발 간 등 록 번 호
11-1192000-000184-14

항만 및 어항 설계기준·해설

(상 권)

2014



설계기준·해설 개정에 따른 경과조치

본 「항만 및 어항 설계기준·해설」개정 관보공고일 이전에 이미 시행중에 있는 설계용역이나 건설공사에 대하여는 발주기관의 장이 필요하다고 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 기준을 그대로 사용할 수 있습니다.

머 리 말



바다는 '삶의 현장'이며 힐링(healing)의 공간이기도 하고 미래 세대에게는 '희망의 보고'입니다. 21세기 들어서 바다의 중요성과 가치가 더욱 높아지고 있으며 세계 각국은 해양의 중요성을 재인식하고 바다에서 새로운 가치창출을 위해 모든 역량을 집중하고 있습니다.

새로 출범한 해양수산부는 "바다를 통한 국민의 꿈과 행복 실현"이라는 비전 아래 글로벌 해양영토 확장, 전통 해양수산산업의 미래 산업화, 해양과학기술 기반의 新성장 동력 창출, 국민 힐링 해양공간 조성, 해양수산 분야 일자리 창출과 국민의 복지증진 등의 핵심과제를 추진해 나가고 있습니다.

또한, 항만을 물류, 인류, 미래가 공존하는 고부가가치의 공간이자 국가경제발전의 전략거점으로 집중 육성하고, 기후변화에도 안전한 항만으로 만들어 가겠습니다. 특히 항만산업을 신 성장 동력원으로 육성하여 동북아 중심항만으로서의 위상 정립은 물론 5대양 6대주로 뻗어가는 해양경제영토 확장의 전진기지로 구축하겠습니다.

이러한 중요한 시기에 『항만 및 어항 설계기준·해설』을 개정하게 된 것을 모든 항만 및 어항건설인과 더불어 매우 뜻 깊게 생각합니다. 금번 개정된 『항만 및 어항 설계기준·해설』에서는 '05년 개정 이후 변화된 항만건설여건을 반영하고 지구 온난화 등 기후변화에도 선제적으로 대비할 수 있도록 전면 개정하였으며, 특히 해외 건설시대를 맞아 우리 기술진의 해외 진출에 도움을 줄 수 있도록 국제설계기술과의 연계성도 대폭 높였습니다.

이 설계기준을 통해 항만건설기술이 한 단계 발전하는 계기가 되고 우리나라 항만기술이 세계적으로 인정받고 기술경쟁력 있는 기회가 될 수 있기를 기원합니다.

끝으로 본 설계기준 개정에 헌신적으로 참여하여 주신 집필위원과 심의위원, 해양수산부 및 항만협회 관계자 여러분의 노고에 깊은 감사를 드립니다.

2014년 4월

해양수산부장관 이주영

목 차

항만 및 어항 설계기준 · 해설 (상권)

제 1 편 총 론 • 1

제 1 장 목적과 내용 ····· 3
1-1 목적 · 3
1-2 관련법령 등 적용기준 · 3
1-3 내용 · 4
1-4 대상항만시설 · 6

제 2 장 적용범위 ····· 8

제 3 장 항만시설의 설계 · 시공 · 유지관리 ····· 9
3-1 항만시설의 설계 · 9
3-2 항만시설의 시공 · 11
3-3 항만시설의 유지관리 · 17
3-4 환경, 안전 등 대책 · 21

제 2 편 설계조건 • 23

제 1 장 총 설 ····· 25

제 2 장 선 박 ····· 29
2-1 대상선박의 주요치수 · 29
2-2 선박에 의하여 발생하는 외력 · 38

제 3 장 바람과 풍압력 ····· 53
3-1 일 반 · 53
3-2 바 람 · 55
3-3 풍압력 · 58

제 4 장 파 랑(波 浪) ····· 59
4-1 파랑의 기초사항 · 59
4-2 파랑의 발생, 전파, 감쇠 · 73
4-3 설계파랑의 통계분석 · 82
4-4 파랑의 변형 · 83
4-5 쇄 파 · 97
4-6 처오름 높이, 월파 및 전달파 · 105
4-7 장주기파와 부진동 · 118
4-8 항내파랑 · 120
4-9 항주파 · 122
4-10 파력(波力) · 127

제 5 장 조 석 ····· 187
5-1 설계조위 · 187
5-2 천문조(天文潮) · 189
5-3 폭풍해일 · 221
5-4 지진해일 · 224
5-5 부진동(副振動) · 227
5-6 공사에 따른 조석의 변화 · 231
5-7 지하수위와 침투 · 232

제 6 장 흐름 및 흐름의 힘 ····· 237
6-1 흐름의 제원 · 237
6-2 수중부재 및 구조물에 작용하는 흐름의 힘 · 241

제 7 장 하구 수리 ····· 243
7-1 일 반 · 243
7-2 하구의 매몰 · 245

제 8 장 표 사(漂 砂) ·····247
8-1 일 반 · 247
8-2 구조물 주변의 세굴 · 252
8-3 해빈변형 예측 · 255

제 9 장 지 반 ·····258
9-1 지반조건의 결정방법 · 258
9-2 흙의 물리적 특성 · 263
9-3 흙의 역학적 성질 · 272
9-4 사운딩(sounding) · 285
9-5 흙의 동적 성질 · 301
9-6 토압과 수압 · 305

제 10 장 지진 및 지진력 ·····320
10-1 일 반 · 320
10-2 항만시설의 내진등급 및 내진성능 목표 · 321
10-3 설계지진하중 · 323
10-4 입지조건 및 지반조사 · 336
10-5 해석 및 설계에 대한 일반규정 · 345

제 11 장 지반의 액상화 ·····357
11-1 일 반 · 357
11-2 액상화의 예측 판정 · 357
11-3 액상화 대책 · 369

제 12 장 상재하중 ·····371
12-1 일 반 · 371
12-2 자중 및 재하하중 · 372
12-3 적재하중 · 373
12-4 활하중 · 376
12-5 군중하중 · 383

제 13 장 마찰계수 ·····384
13-1 일 반 · 384

제 3 편 재 료 • 387

제 1 장 총 설 ·····389
1-1 재료의 선정 · 389
1-2 부재의 안전 · 389

제 2 장 강 재 ·····389
2-1 사용 강재 · 389
2-2 설계계산에 쓰이는 강재의 선정 · 393
2-3 강재의 허용응력 · 393
2-4 방 식 · 400

제 3 장 콘크리트 ·····412
3-1 일반사항 · 412
3-2 강도설계법에 의한 설계 · 412
3-3 콘크리트의 구성 재료 · 413
3-4 콘크리트의 재료성능 · 415

제 4 장 역청재료 ·····419
4-1 일 반 · 419
4-2 아스팔트 매트 · 420
4-3 포장용 재료 · 423
4-4 샌드매스틱 · 423

제 5 장 석 재 ·····426
5-1 일 반 · 426
5-2 기초사석 · 426
5-3 뒷채움재 · 427

제 6 장 목 재 ·····428
6-1 목재의 품질 · 428
6-2 목재의 허용응력도 · 429
6-3 목재의 접합 · 429
6-4 목재의 보수 · 429

제 7 장 기타 재료 ·····430
7-1 기타 금속재료 · 430
7-2 플라스틱과 고무 · 430

7-3 도장재료 · 433
7-4 주입재료 · 435
7-5 매립재료로 쓰이는 폐기물 · 437
7-6 복합소재(複合素材) · 438

제 8 장 재생자원재료 ····· 439
8-1 일 반 · 439
8-2 슬래그 · 440
8-3 석탄회 · 442
8-4 폐콘크리트로 생산된 재생골재 · 443
8-5 준설토사 · 444
8-6 기 타 · 445

제 4 편 기 초 • 447

제 1 장 총 설 ····· 449

제 2 장 얕은 기초 ····· 450
2-1 사질토 지반 · 450
2-2 점성토 지반 · 453
2-3 다층(多層) 지반의 지지력 · 455
2-4 편심 · 경사하중에 대한 지지력 · 456

제 3 장 깊은 기초 ····· 463
3-1 연직지지력 · 463
3-2 수평지지력 · 467

제 4 장 말뚝기초 ····· 471
4-1 축방향 허용지지력 · 471
4-2 말뚝의 횡방향 허용지지력추정 · 499
4-3 말뚝의 허용인발력 · 524
4-4 설계 · 530

제 5 장 기초의 침하 ····· 541
5-1 지중응력 · 541
5-2 즉시침하 · 549
5-3 압밀침하 · 551
5-4 지반침하 · 555

제 6 장 사면의 안정 ····· 556
6-1 일 반 · 556
6-2 안정계산법 · 557

제 7 장 지반개량공법 ····· 563
7-1 일반 · 563
7-2 치환공법 · 565
7-3 연직배수 공법 · 567
7-4 심층혼합처리공법 · 578
7-5 모래다짐말뚝 공법 · 589
7-6 로드 콤팩션 공법 · 599
7-7 바이브로 플로테이션 공법 · 600
7-8 약액주입공법 · 606
7-9 진공압밀공법 · 621

제 5 편 프리캐스트 콘크리트 부재 • 635

제 1 장 케이슨 (caisson) ····· 637
1-1 일 반 · 637
1-2 제원의 결정 · 638
1-3 부유시의 안정 · 640
1-4 설계외력 · 642
1-5 부재의 설계 · 654
1-6 리프팅(lifting)부의 설계 · 657

제 2 장 L형 블록 ····· 664
2-1 일 반 · 664
2-2 제원의 결정 · 665
2-3 부재에 작용하는 하중 · 666
2-4 부재의 설계 · 668
2-5 리프팅(lifting)부의 설계 · 671

제3장 셀룰러 블록(cellular block) ····· 672
3-1 일 반 · 672
3-2 제원의 결정 · 673

3-3 부재에 작용하는 하중 · 674
3-4 부재의 설계 · 677
3-5 리프팅(lifting)부의 설계 · 682

제 4 장 직립소파 케이슨(caisson) ····· 683
4-1 일 반 · 683
4-2 부재에 작용하는 외력 · 684
4-3 부재의 설계 · 693

제 5 장 하이브리드 케이슨(hybrid caisson) ····· 694
5-1 일 반 · 694
5-2 제원의 결정 · 696
5-3 설계외력 · 696
5-4 부재의 설계 · 696

제 6 편 수역시설 및 준설·매립 • 699

제 1 장 수역시설(水域施設) ····· 701
1-1 총 설 · 701
1-2 항 로 · 702
1-3 박지(泊地) · 708
1-4 선회장(旋回場) · 716
1-5 선유장(船留場) · 718
1-6 어선용 슬립 및 기타수역 · 720
1-7 목재정리장 · 722
1-8 수역시설의 유지 관리 · 722

제 2 장 준 설(浚 渫) ····· 723
2-1 일 반 · 723
2-2 조 사 · 724
2-3 준설토량 산정 · 729
2-4 준설선 종류 및 선정 · 732
2-5 준설토 투기장 선정과 투기방법 · 738

제 3 장 매 립 ····· 741
3-1 일 반 · 741
3-2 매립조건 조사 · 742
3-3 매립토량 산정 · 743
3-4 매립지 호안구조물 · 744
3-5 부대시설 · 745
3-6 매립토사의 매립방법 · 748
3-7 매립지 사후관리 · 749
3-8 매립지 지반개량 · 750

제 7 편 외곽시설 • 753

제 1 장 총 설 ····· 755
1-1 일 반 · 755
1-2 외곽시설의 유지관리 · 756

제 2 장 방파제(防波堤) ····· 756
2-1 설계의 기본방침 · 756
2-2 방파제의 배치 · 758
2-3 설계조건의 결정 · 759
2-4 구조형식의 선정 · 760
2-5 기본단면의 설정 · 764
2-6 외력계산 · 769
2-7 안정계산 · 771
2-8 구조세목 · 776
2-9 부재계산 · 781
2-10 중력식 특수 방파제 · 782
2-11 친수기능 방파제 · 789
2-12 목재취급시설의 방파제 · 789
2-13 폭풍해일 방파제 · 790
2-14 지진해일 방파제 · 791

제 3 장 기타형식의 방파제 ····· 793
3-1 구조형식의 선정 · 793
3-2 말뚝식 방파제 · 794
3-3 부유식 방파제 · 798

제 4 장 갑 문(閘 門) ····· 803
4-1 설치위치의 선정 · 803
4-2 갑문의 규모 및 형상 · 803

4-3 구조형식의 선정 · 805
4-4 갑문에 작용하는 외력 및 하중 · 805
4-5 취배수(取排水) 장치 · 805
4-6 유도제(誘導堤) · 805
4-7 관리시설 · 806

제 5 장 매몰대책시설 ····· 807
5-1 일 반 · 807
5-2 방사제 · 809
5-3 도류제(導流堤) · 812
5-4 표사 또는 하천유하 토사를 포착(捕捉)하기 위한 시설 · 814
5-5 비사(飛砂) 방지공 · 815

제 6 장 침식대책시설 ····· 817
6-1 일 반 · 817
6-2 침식대책공법의 선정 · 817

제 7 장 호 안 ····· 828
7-1 설계의 기본방침 · 828
7-2 설계조건 · 829
7-3 구조의 안정 · 832
7-4 기본단면의 결정 · 833
7-5 구조세목 · 833

제 8 장 파라핏(parapet) ····· 834
8-1 설계의 기본방침 · 834
8-2 설계조건 · 835
8-3 형식의 선정 · 835
8-4 기본사항 · 836
8-5 제방의 안정 · 836
8-6 구조세목 · 837

항만 및 어항 설계기준 · 해설 (하권)

제 8 편 계류시설 • 839

제 1 장 부 두(埠 頭) ····· 841
1-1 부두의 규모결정 · 841
1-2 부두의 배치 및 방향 · 842
1-3 부두의 면적 · 844
1-4 부두의 연장 · 844
1-5 부두시설의 유지관리 · 844

제 2 장 안벽시설의 제원 및 구조형식 ····· 845
2-1 선석(berth)의 치수 · 845
2-2 계류시설의 마루높이 · 849
2-3 안벽의 축조한계 · 850
2-4 설계수심 · 851
2-5 세굴방지공 · 851
2-6 구조형식의 선정 · 852

제 3 장 중력식 안벽 ····· 858
3-1 설계의 기본방침 · 858
3-2 벽체에 작용하는 외력과 하중 · 860
3-3 안정계산 · 863
3-4 뒷채움의 효과 · 868
3-5 세부설계 · 869

제 4 장 잔교식 안벽 ····· 871
4-1 연직 말뚝식(직항식) · 871
4-2 경사 말뚝식(斜組杭) 잔교 · 901
4-3 원통 또는 각통식 잔교 · 909
4-4 교각식 잔교 · 911

제 5 장 타이로드식 널말뚝안벽 ····· 912
5-1 일 반 · 912
5-2 널말뚝벽에 작용하는 외력 · 916
5-3 널말뚝의 설계 · 921
5-4 타이재의 설계 · 933
5-5 웨일링의 설계 · 936
5-6 버팀공의 설계 · 937

5-7 세부설계 · 942
5-8 연약지반인 경우의 주의사항 · 946
5-9 원호활동 검토 · 947

제 6 장 선반식 널말뚝 안벽 ·····948
6-1 적용범위 · 948
6-2 설계의 기본 · 948
6-3 선반의 높이와 폭의 결정 · 950
6-4 널말뚝에 작용하는 토압과 잔류수압 · 951
6-5 널말뚝의 설계 · 952
6-6 선반부의 설계 · 953
6-7 중력식 벽체로서의 안정검토 · 956
6-8 원호활동 검토 · 957
6-9 세부설계 · 957

제 7 장 셀식 널말뚝 안벽 ·····958
7-1 설계의 기본방침 및 순서· 958
7-2 널말뚝 셀에 작용하는 외력과 하중· 961
7-3 벽체의 전단변형 검토· 963
7-4 벽체 전체로서의 안정검토· 970
7-5 지반의 지지력 검토· 976
7-6 벽체의 활동 검토· 976
7-7 벽체마루의 변위 검토· 977
7-8 원호활동 검토· 978
7-9 셀의 배치· 978
7-10 널말뚝 인장력의 계산· 980
7-11 T형 널말뚝의 설계· 981
7-12 세부설계· 983

제 8 장 강판 셀식 안벽 ·····984
8-1 거치식 강판셀 안벽· 984
8-2 근입식 강판셀 안벽· 991

제 9 장 부 잔 교 ·····997
9-1 일 반· 997
9-2 설계순서· 1001
9-3 폰툰의 설계· 1002
9-4 계류 시스템의 설계· 1007
9-5 연결도교의 설계· 1012

제 10 장 돌 핀 ·····1014
10-1 설계의 기본방침· 1014
10-2 배 치· 1015
10-3 돌핀에 작용하는 외력과 하중· 1018
10-4 말뚝식 돌핀· 1018
10-5 강재셀식 돌핀· 1019
10-6 케이슨식 돌핀· 1020

제 11 장 선양장(船揚場) ·····1021
11-1 일 반· 1021
11-2 설치위치의 선정· 1022
11-3 제원의 결정· 1022
11-4 양육부 벽체 및 포장· 1025
11-5 측 벽· 1026

제 12 장 계선부표 ·····1027
12-1 설계의 기본방침· 1027
12-2 설계조건· 1028
12-3 계선부표에 작용하는 견인력· 1030
12-4 계선부표 각부의 설계· 1031
12-5 세부설계· 1036

제 13 장 기타형식의 계류시설 ·····1037
13-1 디태치드 피어(detached pier)· 1037
13-2 자립식 널말뚝 안벽· 1041
13-3 버팀사항식 널말뚝 안벽· 1047
13-4 전면 버팀사항식 널말뚝 안벽· 1049
13-5 이중널말뚝식 안벽· 1053
13-6 직립소파식 안벽· 1057
13-7 에어쿠션보트(air cushion boat)의 발착시설(發着施設)· 1060

제 14 장 연 결 부 ·····1064
14-1 일 반· 1064
14-2 전면수심이 변하는 부분· 1065
14-3 서로 다른 구조물이 접속하는 부분 1067
14-4 오목부· 1067

제 15 장 부속설비 ·····1073
15-1 방충설비· 1073
15-2 계선주와 계선환· 1079

15-3 차막이· 1082
15-4 급배수설비· 1083
15-5 조명설비· 1084
15-6 기타 부속설비· 1102

제 16 장 부두뜰 ·····1108
16-1 설계의 기본방침· 1108
16-2 부두뜰의 형상· 1108
16-3 부두뜰의 침하대책· 1111
16-4 하중조건· 1111
16-5 부두뜰 콘크리트 포장의 설계· 1113
16-6 부두뜰 아스팔트 포장의 설계· 1131

제 17 장 하역기계의 기초 ·····1135
17-1 일 반· 1135
17-2 기초에 작용하는 외력· 1139
17-3 기초말뚝을 쓰는 경우의 설계· 1141
17-4 기초말뚝을 사용하지 않는 경우· 1142

제 18 장 어항계류시설 ·····1146
18-1 일 반· 1146
18-2 안벽 및 물양장· 1147
18-3 조선과 계류시설의 배치· 1154
18-4 계류시설의 설계· 1155
18-5 계류시설의 제원· 1157
18-6 계류시설의 구조형식· 1160
18-7 중력식 안벽· 1161
18-8 널말뚝식 안벽· 1164
18-9 잔교식 안벽· 1165
18-10 계단식구조 안벽· 1166
18-11 부잔교· 1169
18-12 선양장· 1173
18-13 기타 계류시설· 1175
18-14 부속설비· 1177

제 9 편 기타항만시설 • 1183

제 1 장 임항교통시설 ·····1185
1-1 일 반· 1185
1-2 도 로· 1185
1-3 주차장· 1197
1-4 철 도· 1202
1-5 헬리포트· 1202
1-6 터널· 1203
1-7 해상 교량· 1211
1-8 운 하· 1217

제 2 장 하역시설 ·····1218
2-1 일 반· 1218
2-2 하역기계· 1218
2-3 화물 하역장· 1223
2-4 창고· 1223
2-5 목재하역장 · 1224
2-6 수산물 하역시설· 1224
2-7 위험물 하역시설· 1225

제 3 장 보관시설 ·····1225
3-1 일 반· 1225
3-2 위험물 적치장 및 저유시설· 1226
3-3 기타 보관시설· 1226

제 4 장 선박역무용 시설 ·····1227
4-1 일 반· 1227
4-2 급수시설· 1227
4-3 기타 선박역무용 시설· 1228

제 5 장 여객시설 ·····1229
5-1 여객승강용 시설· 1229
5-2 여객터미널· 1230

제 6 장 케이슨 제작장 ·····1234
6-1 일 반· 1234
6-2 진수방법의 선정· 1235
6-3 진수시설· 1238
6-4 케이슨 제작시설의 설치· 1244

제 7 장 항만전력설비 ·····1247
7-1 전력설비의 기본방향· 1247
7-2 수변전설비· 1248

7-3 예비전원 설비· 1248
7-4 피뢰침 및 접지설비· 1249
7-5 조명탑설비· 1249
7-6 조명제어 및 전력 제어설비· 1249

제 10 편 전문부두 • 1251

제 1 장 컨테이너 부두 ····1253
1-1 설계의 기본방침· 1253
1-2 계류시설의 설계· 1258
1-3 육상시설의 설계· 1260

제 2 장 페리 부두 ····1276
2-1 설계의 기본방침· 1276
2-2 계류시설의 설계· 1277
2-3 차량 승강용 설비의 설계· 1279
2-4 여객승강용 시설의 설계· 1282
2-5 기타 시설의 설계· 1282

제 11 편 어항기능시설 및 기타시설 • 1285

제 1 장 수송시설 ····1287

제 2 장 어항시설용지 ····1288
2-1 일반· 1288
2-2 어선·어구보전시설 용지· 1288
2-3 수산기능지원시설 용지· 1298
2-4 이용자 편의시설 용지· 1313

제 3 장 어항환경정비 및 다기능어항시설 ····1314
3-1 일반· 1314
3-2 어항 환경정비시설· 1314
3-3 어항기능 및 이용 활성화 계획· 1316
3-4 경관을 고려한 어항개발· 1316
3-5 친수관광시설· 1317

제 4 장 기타시설 ····1318
4-1 해수교환시설· 1318
4-2 해조장 조성형 방파제· 1320
4-3 청정해수 도입시설· 1322
4-4 어항 하역시설· 1324

제 12 편 마리나(marina) • 1325

제 1 장 총 설 ····1327

제 2 장 대상 보트의 제원 ····1329

제 3 장 수역시설 ····1332
3-1 일 반· 1332
3-2 항 로· 1332
3-3 정박지 및 선유장· 1333

제 4 장 외곽시설 ····1334

제 5 장 계류시설 ····1336
5-1 일 반· 1336
5-2 계류시설의 설계조건· 1338
5-3 부잔교· 1341
5-4 부대설비· 1348

제 6 장 지원시설 ····1349
6-1 일 반· 1349
6-2 상하가시설· 1350
6-3 육상보관시설· 1351
6-4 급유시설· 1352
6-5 보트 수리시설· 1353
6-6 기타 지원시설· 1354

제 7 장 임항교통시설 ····· 1355

제 8 장 환경오염 방지 ····· 1356
8-1 마리나의 환경오염 발생원· 1356
8-2 선상 오수에 의한 환경오염 및 대책· 1356
8-3 기타 오염원 및 대책· 1358
8-4 마리나 수질의 유지관리· 1359

제 13 편 항로표지시설 • 1361

제 1 장 총 설 ····· 1363
1-1 항로표지의 일반 요건· 1363
1-2 항로표지의 시스템 구성· 1365
1-3 항로표지의 건설계획· 1367

제 2 장 항로표지시스템 구성요건 ····· 1368
2-1 시스템 구성의 일반적인 요건 · 1368
2-2 광파표지의 설계 · 1370

제 3 장 주간표지(晝間標識)의 인식(認識) ····· 1377

제 4 장 항로표지의 시스템 설계와 분석 ····· 1381

제 5 장 등대(燈臺) 및 등주(燈柱) ····· 1383
5-1 등대(lighthouses) · 1383
5-2 등주(燈柱) · 1384

제 6 장 등표(燈標) 및 입표(立標) ····· 1385
6-1 등 표 · 1385
6-2 입 표 · 1386

제 7 장 등대 및 등표 구조물 설계 ····· 1387

제 8 장 도선(導線) 및 도등(導燈) ····· 1403
8-1 도선(leading line) · 1403
8-2 도등(leading lights) · 1404
8-3 도표(leading mark) · 1410

제 9 장 등부표(燈浮標) 및 부표(浮標) ····· 1412
9-1 표준형 (등)부표· 1412
9-2 표준형 등부표의 안정성 [LL-26(M)기준] · 1428
9-3 표준형 등부표의 안정성 [LSP-24기준] · 1450
9-4 표준형 등부표의 안정성 [LANBY-100기준] · 1455

제 10 장 교량표지(marking of fixed bridge) ····· 1467

제 11 장 해상구조물 표지(marking of offshore structures) ····· 1472

제 12 장 음파표지(audible signals) ····· 1474

제 13 장 전파표지(radio aids) ····· 1475
13-1 레이더비콘 · 1475
13-2 레이더물표 증폭기 · 1478

제 14 편 초대형석유탱커 시설 • 1479

제 1 장 총 칙 ····· 1481
1-1 적용범위 · 1481
1-2 정 의 · 1481

제 2 장 위치선정과 시설계획 ·····1482
2-1 위치선정· 1482
2-2 선석의 기준선· 1483
2-3 항로의 기준선, 폭 및 수심· 1484
2-4 박지면적· 1485
제 3 장 규모의 결정 ·····1486
제 4 장 구조형식 ·····1487
제 5 장 설계의 기본방침 ·····1493
제 6 장 설계외력 및 하중 ·····1496
6-1 외력 및 하중의 종류· 1496
6-2 선박의 접안력· 1496
6-3 계류 중의 선박에 의하여 생기는 외력· 1497
6-4 풍압력· 1497
6-5 파 력· 1498
6-6 흐름의 힘· 1499
6-7 지진력· 1499
6-8 토압과 수압· 1500
6-9 자중 및 재하하중· 1500
제 7 장 고정식 계류시설의 설계 ·····1501
7-1 일 반· 1501
7-2 돌핀의 배치 및 마루높이· 1502
7-3 돌핀에 작용하는 외력 및 하중· 1504
7-4 잔교식 계류시설에 작용하는 외력 및 하중· 1505
7-5 재료 및 허용 응력· 1505
7-6 말뚝의 설계· 1506
7-7 널말뚝 셀 및 케이슨의 설계· 1506
7-8 자켓의 설계· 1507
7-9 방충설비· 1508
7-10 계선설비· 1509
제 8 장 부표식 계류시설의 설계 ·····1510
8-1 일 반· 1510
8-2 부표식 계류시설에 작용하는 외력 및 하중· 1510
8-3 부표의 안정· 1510
8-4 계류앵커 및 침추 등의 설계· 1511
8-5 앵커 체인의 설계· 1511
8-6 방충설비· 1511
제 9 장 화물처리시설의 설계 ·····1512
9-1 로딩 암· 1512
9-2 고무호스의 설계· 1514
9-3 송유도관 등· 1516
제 10 장 부대설비의 설계 ·····1517
10-1 소화설비 등· 1517
10-2 누출유 처리설비· 1518
10-3 체유제거 및 치환장치 · 1519
10-4 보안계장(保安計裝) 설비· 1520
10-5 계류시설의 위치를 나타내는 표지등 등· 1522
10-6 조명설비· 1522
10-7 동력설비 등· 1522
10-8 통신설비· 1523
10-9 승강설비· 1523
제 11 장 시설의 유지관리 ·····1524
11-1 일 반· 1524
11-2 점검기준· 1524

제 15 편 해저 파이프라인 • 1527

제 1 장 총 칙 ·····1529
1-1 적용범위· 1529
1-2 정 의· 1529
제 2 장 노선의 선정 ·····1530

제 3 장 설계의 기본방침 ·····1531

제 4 장 설계외력 및 하중 ·····1533

4-1 외력 및 하중의 종류· 1533
4-2 풍압력· 1533
4-3 파력 및 흐름의 힘· 1534
4-4 지진력· 1535
4-5 토 압· 1536
4-6 수 압· 1537
4-7 자중 및 재하하중· 1538
4-8 내 압· 1538
4-9 투묘에 의한 충격하중· 1539
4-10 진동의 영향· 1540
4-11 온도변화의 영향· 1541
4-12 부설시의 하중· 1541

제 5 장 재 료 ·····1544

제 6 장 도관의 설계 ·····1545

6-1 도관의 최소두께· 1545
6-2 도관의 허용응력· 1546
6-3 도관에 생기는 응력의 산정· 1548
6-4 좌 굴· 1554
6-5 관이음의 설계· 1555
6-6 곡부의 설계· 1556
6-7 밸브의 설계· 1558
6-8 기립부의 설계· 1559

제 7 장 방식, 접합방법 및 가열 보온설비 ·····1563

7-1 방식피복· 1563
7-2 전기방식· 1564
7-3 도관의 접합방법· 1565
7-4 용접 시공법· 1565
7-5 가열 및 보온을 위한 설비· 1566

제 8 장 도관 등의 부설 ·····1569

8-1 일 반· 1569
8-2 도관 등의 교차· 1571
8-3 기 부설된 도관 등과의 수평거리· 1572
8-4 도관 등 상호접촉방지· 1572
8-5 매설깊이· 1572
8-6 세굴방지를 위한 조치· 1575
8-7 굴착 및 되메우기· 1576
8-8 부양 방지· 1577
8-9 비매설 도관 등· 1578
8-10 기립부의 설치 방법· 1579

제 9 장 도관 등의 시험 검사 ·····1582

9-1 용접부의 비파괴 시험· 1582
9-2 내압시험· 1582

제 10 장 안전설비 ·····1583

10-1 일 반· 1583
10-2 운전상태의 감시장치· 1583
10-3 경보장치· 1584
10-4 안전제어장치· 1584
10-5 압력안전장치· 1585
10-6 누설 검지장치· 1586
10-7 차단밸브·체크밸브· 1586
10-8 감진장치· 1587
10-9 예비동력원· 1587
10-10 안전용 접지·절연· 1588
10-11 표 지· 1589
10-12 안전설비의 작동시험· 1589
10-13 기타 설비· 1590

제 11 장 보수 및 안전관리 ·····1592

제 16 편 해상저유시설 • 1595

제 1 장 총 칙 ·····1597

1-1 적용범위· 1597
1-2 정 의· 1597

제 2 장 설치장소의 선정 및 시설배치 ·····1598

2-1 설치장소의 선정· 1598
2-2 시설배치· 1598

제 3 장 설계의 기본방침 ·····1600

제 4 장 설계외력과 하중 ·····1601

4-1 일 반· 1601
4-2 바 람· 1602
4-3 파 랑· 1603
4-4 조 위· 1603
4-5 흐 름· 1604
4-6 표 사· 1604
4-7 지 진· 1604
4-8 표류물 등에 의한 충격하중· 1605

제 5 장 재 료 ·····1606

5-1 일 반· 1606
5-2 강재의 방식· 1606

제 6 장 수역시설 설계 ·····1609

6-1 저장선 정박지 정온도· 1609
6-2 저장선 정박지 수심· 1610

제 7 장 외곽시설의 설계 ·····1611

7-1 외곽시설의 기능 및 배치· 1611
7-2 설계의 기본방침 및 구조형식의 선정· 1611
7-3 방충재의 설계· 1613

제 8 장 계류시설의 설계 ·····1616

8-1 설계의 기본방침 및 구조형식의 선정· 1616
8-2 저장선의 동요량의 산정법· 1617
8-3 계선 돌핀의 설계· 1623
8-4 방충설비 및 계류설비· 1625

제 9 장 보관시설 ·····1628

제 10 장 부대설비 ·····1629

10-1 일 반· 1629
10-2 보안방재설비· 1629
10-3 검지, 감시 및 경보장치· 1632
10-4 조명설비· 1634

제 11 장 시설의 유지관리 ·····1635

11-1 주요 점검기준· 1635
11-2 방식관리· 1638
11-3 고무방충재의 유지관리· 1639
11-4 계류체인 등의 유지관리· 1640

항만 및 어항 설계기준·해설 (부록)

부록 1 편 해외 항만설계기준 및 설계사례 • 1

제 1 장 총 론 ····· 3

1-1 국내·외 항만설계기준의 차이· 3

제 2 장 설계외력 ····· 5

2-1 설계 조건· 5
2-2 선박의 접안에너지· 8
2-3 선박에 의하여 발생하는 외력· 12
2-4 바람· 15
2-5 풍압력· 17
2-6 파랑 이론과 설계파 산정 방법· 19
2-7 파랑의 수리학적 특성· 24
2-8 경사면의 피복석 또는 블록의 안정질량 산정식· 29
2-9 직립벽에 작용하는 파력· 40
2-10 수중부재 및 구조물에 작용하는 흐름의 힘· 47
2-11 부체에 작용하는 외력과 동요· 60
2-12 경사제 상부공에 작용하는 파력· 73
2-13 구조물 주변의 세굴 및 혼성제 사석부의 소요 질량· 78

제 3 장 방파제 ····· 93
3-1 방파제 설계 일반 · 93
3-2 경사제 · 104
3-3 직립제 및 혼성제 · 118
제 4 장 중력식 안벽 ····· 123
4-1 중력식 안벽 설계일반 · 123
4-2 블록식 안벽 · 129
4-3 케이슨식 안벽 · 141
제 5 장 잔교식 안벽 ····· 145
5-1 잔교식 안벽 설계 일반 · 145
5-2 잔교식 안벽 설계 · 178
제 6 장 해상 자켓구조물 ····· 216
6-1 해상자켓구조물 설계일반 · 216
6-2 해상 자켓구조물 설계 · 228
제 7 장 설계 사례 ····· 245
7-1 경사식 방파제 · 245
7-2 케이슨식 안벽 · 319
7-3 잔교식 안벽 · 335
7-4 자켓구조물 · 362

부록 2 편 항만구조물의 신뢰성 설계법 • 401

제 1 장 총 론 ····· 403
1-1 목 적 · 403
1-2 적용범위 · 403
1-3 제한사항 · 403
1-4 항만구조물의 요구성능 · 404
제 2 장 설계변수의 확률분포 ····· 405
2-1 통계학적 확률분포 · 405
2-2 설계변수의 확률분포 · 411
제 3 장 한계상태함수 ····· 412
3-1 경사식 방파제 · 412
3-2 케이슨식 방파제 · 414
3-3 케이슨식 안벽 · 417
3-4 잔교식 안벽 · 421
제 4 장 신뢰성 설계법 ····· 422
4-1 level I 방법 · 422
4-2 level II 방법 · 429
4-3 level III 방법 · 435
제 5 장 신뢰성 설계사례 ····· 437
5-1 방파제 신뢰성설계 · 437
5-2 안벽 신뢰성설계 · 443

부록 3 편 케이슨부재의 한계상태설계법 • 461

제 1 장 기본방침 ····· 463
제 2 장 설계원칙 ····· 463
2-1 일반사항 · 463
2-2 극한한계상태에 대한 검토 · 463
2-3 사용한계상태에 대한 검토 · 464
2-4 피로한계상태에 대한 검토 · 467
2-5 성능의 시간적 변화에 대한 검토 · 467
2-6 안전계수 · 470

제 3 장 하중의 조합 및 하중계수 ····· 471
3-1 일반사항 · 471
3-2 외벽 · 472
3-3 저판 · 475
3-4 격벽 · 477
3-5 외력 계산 · 477
제 4 장 부재의 설계 ····· 477

부록 4 편 파의 회절도 • 479

4-1 반무한제에 의한 회절그림(θ =15°) · 481
4-2 반무한제에 의한 회절그림(θ =30°) · 484
4-3 반무한제에 의한 회절그림(θ =45°) · 487
4-4 반무한제에 의한 회절그림(θ =90°) · 490
4-5 반무한제에 의한 회절그림(θ =135°) · 493
4-6 반무한제에 의한 회절그림(θ =150°) · 496
4-7 반무한제에 의한 회절그림(θ =165°) · 499
4-8 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=1.0, Smax=10) · 502
4-9 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=2.0, Smax=10) · 505
4-10 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=4.0, Smax=10) · 508
4-11 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=8.0, Smax=10) · 511
4-12 경사진 입사파의 회절그림(B/L=2.0, θ =30 °, Smax=10) · 514
4-13 경사진 입사파의 회절그림(B/L=4.0, θ =30 °, Smax=10) · 515
4-14 반무한제에 의한 규칙파의 회절도 · 517
4-15 반무한제에 의한 규칙파의 회절도 · 518
4-16 개구부를 갖는 방파제에 의한 규칙파의 회절도 · 519

부록 5 편 판의 휨모멘트 계산수표 • 521

5-1 판의 휨모멘트 계산수표 · 523

부록 6 편 등대 · 등표 설계 예 • 545

6-1 무인등대의 설계 · 547
6-2 등표의 설계(중력식 기초) · 559
6-3 방파제등대의 설계(원환단면) · 563
6-4 등대, 등표(입표) 콘크리트 강도의 최소 특성치 · 565
6-5 철재 등주의 구조물 안전성 계산 · 566
6-6 방파제상 가공배전선로(가로등/방파제 표시용) 설계기준 · 567

제 1 편

총 론

제1장 목적과 내용

제2장 적용범위

제3장 항만시설의 설계·시공·유지관리

MINISTRY OF OCEANS AND FISHERIES
해 양 수 산 부

제 1 편 총 론

제 1 장 목적과 내용

1-1 목적

(1) 본 기준의 개정목적은 항만시설물, 어항시설물, 연안정비시설물 등의 계획 및 설계에 대하여 신기술·신공법, 저탄소, 신재생에너지 등을 반영하여 환경 친화적이며 미래 지향적인 항만시설물 설계기준을 정립하고 국제설계기준과 연계 방안을 도출하여 해외 건설 진출을 활성화하고, 항만기술 발전에 이바지 하는 것이 목적이다.

(2) 본 기준은 "건설기술 진흥법", "항만법", "어촌·어항법" 등에서 규정하는 각 시설물별로 설계자가 설계업무를 보다 체계적이고 효과적으로 수행하도록 하고, 품질·강도·안전·성능 등을 유지하기 위한 설계조건의 한계(최저한계)를 규정하는 기준으로써 대상시설물의 설계업무를 수행하는데 법령을 제외한 기준 중 최우선되는 기준이다.

[해 설]

항만 및 어항시설물의 설계기준을 통합하고 체계적으로 정리하여 미흡했던 부분을 보완하고 새로운 설계추세와 신공법(新工法) 등을 소개하여 계획과 설계기술을 고도화(高度化)함으로써 인력소요를 절감하고 항만분야 기술발전을 도모하고자 본 기준을 보완 개정한다.

1-2 관련법령 등 적용기준

본 기준은 "항만법" 제 29조 항만시설의 기준과 해양수산부령 제 1호(2013.3.24) 항만시설의 기술기준에 관한 규칙 및 "어촌·어항법"에서 규정하는 시설, "연안관리법"에 의한 연안정비사업으로 설치되는 시설물 등에 대하여 적용한다.

[참 고]

① 항만법 제2조 제5호의 항만시설
② 항만법 시행령 제1조의 2의 2종 항만배후단지에 설치할 수 있는 시설
③ 항만법 시행규칙 제2조의 항만지원시설
④ 어촌·어항법 제2조 제5호의 어항시설
⑤ 어촌·어항법 시행령 제2조의 주민편익시설
⑥ 건설기술 진흥법 제44조 설계 및 시공기준
⑦ 시설물의 안전관리에 관한 특별법 제4조 시설물의 안전 및 유지관리계획의 수립·시행 등
⑧ 연안관리법 제4장 연안정비사업
⑨ 항만시설의 기술기준에 관한 규칙

1-3 내용

(1) 본 기준은 “총론, 설계조건, 재료, 기초, 프리캐스트 콘크리트 부재, 수역시설 및 준설·매립, 외곽시설, 계류시설, 기타항만시설, 전문부두, 어항기능시설 및 기타시설, 마리나, 항로표지시설, 초대형석유탱커용 시설, 해저 파이프라인, 해상저유시설 등” 총16편으로 구성 수록하여 각각에 대한 기술적인 사항에 대하여 적용기준을 정한 것이다.

(2) 본문(box)의 내용은 법정기준이 되고, [해설]은 이를 보완, 설명하였으며, [참고]는 설계실무에 참고가 될 내용, 각종 규격, 구체적인 구조 등을 예시하고 기타 관련 자료를 소개하는 것으로 구분하였다. [해설]과 [참고] 내용은 법적 적용을 받지 않는다.

[해 설]

(1) 본 설계기준에서 사용하는 용어는 “항만법”과 동법 시행령 그리고 “어촌·어항법”과 동법 시행령, “시설물의 안전관리에 관한 특별법”과 동법 시행령 등에서 사용하는 용어의 정의에 따르는 것으로 한다.

(2) 설계기준을 각 항목별로 최신 문헌, 연구보고서, 외국의 설계기준 등을 조사, 검토, 분석하여 명확한 근거를 기초로 보완, 수정하였다.

(3) 해양외력(파력, 풍력, 조력, 이상파랑 등)의 기후변화에 대한 대응과 자연친화적인 설계기준을 반영하였다.

(4) 신재생에너지, 저탄소, 에너지 절약을 위한 설계기준을 반영하였다.

(5) 항만친수시설, 내륙항만(inland port / river port / lake port 등 해안이 아닌 내륙지역에서 항만의 역할을 하는 곳을 지칭) 및 주운시설의 설계기준을 검토 반영하였다.

(6) 항만리모델링에 대하여 설계기준을 검토 반영하였다.

(7) 항만재해저감시스템을 고려한 설계기준을 검토 반영하였다.

(8) 단위계는 SI단위계로 통일하여 제시하였으며, 다음 참고 표 (1-1)과 같이 SI단위의 환산표를 참고한다.

[참 고]

(1) 현재 국제적으로 토목 및 건축구조물에 관한 성능 검토 시 구조물의 파괴모드를 추출해 확률론에 기초한 시설물의 안전성을 정량적으로 평가하는 방법을 도입하고 있는 추세이므로 WTO(세계무역기구)의 가맹국인 우리나라로서는 국제규격에 대한 정합성이 요구된다.

(2) 따라서 국제규격인 ISO2394(구조물의 신뢰성에 관한 일반원칙)를 감안한 항만시설에 대한 신뢰성 설계법 도입과 국제화 도모를 위하여 본 기준서 부록편에 신뢰성 설계법 및 국내·외 항만설계기준의 차이점 및 설계사례를 별도로 소개하였으며, 본 내용은 본편의 설계기준과 같은 법적 적용을 받지 않는다.

참고 표 (1-1) SI단위의 환산율표(換算率表)

번호	량	계량단위		SI 단위		환 산 율
1	길이	미크론	μ	미터	m	1μ=1/㎛
2	질량	중량킬로그램 미터당평방초	$kgf \cdot s^2/m$	킬로그램	kg	$1kgf \cdot s^2/m=9.80665kg$
3	가속도	갈	gal	평방초당미터	m/s^2	$1gal=0.01m/s^2$
4	힘	중량킬로그램	kgf	뉴턴	N	1kgf=9.80665N
5		다인	dyn	뉴턴	N	1dyn=10μN
6	힘의 모멘트	중량킬로그램미터	kgf·m	뉴턴미터	N·m	1kgf·m=9.80665N·m
7	압력	평방센티미터당 중량킬로그램	$kgf/㎠$	파스칼 평방밀리미터당 뉴턴	Pa $N/㎟$	$1kgf/㎠=9.80665\times10^4Pa$ $=9.80665\times10^{-2}MPa$ $1kgf/㎠=9.80665\times10^{-2}$ $N/㎟$
8			mHg	파스칼	Pa	1mHg=133.322kPa
9	응력	평방센티미터당 중량킬로그램	$kgf/㎠$	파스칼 평방밀리미터당 뉴턴	Pa $N/㎟$	$1kgf/㎠=9.80665\times10^4Pa$ $=9.80665\times10^{-2}MPa$ $1kgf/㎠=9.80665\times10^{-2}$ $N/㎟$
10	에너지	중량킬로그램미터	kgf·m	줄	J	1kgf·m=9.80665J
11		엘그	erg	쥴	J	1erg=100nJ
12	공률	마력	PS(미터법) HP(영국)	와트	W	1PS=735.499W 1HP=746.101W
13	열량	칼로리	cal	줄 와트 초	J W·s	1cal=4.18605J 1cal=4.18605W·s
14	열전도율	시간, 미터, 온도당 칼로리	cal/(h·m·℃)	미터, 온도당 와트	W/(m·℃)	1cal/(h·m·℃)= 0.001163W/(m·℃)
15	열전도계수	시간, 평방미터, 온도당 칼로리	$cal/(h \cdot ㎡ \cdot ℃)$	평방미터, 온도당 와트	$W/(㎡ \cdot ℃)$	$1cal/(h \cdot ㎡ \cdot ℃)=$ 0.001163W/(m·℃)
16	비열용량	킬로그램, 온도당 칼로리	cal/(kg·℃)	킬로그램, 온도당 쥴	J/(kg·℃)	1cal/(kg·℃)= 4.18605J/kg·℃)
17	음압 레벨	혼	-	데시벨	dB	1혼=1dB

1-4 대상항만시설

대상항만시설은 “항만법” 제2조 제5호에서 정하는 항만시설과 동법 제11조에서 정하는 비관리청 항만공사로 국가에 귀속된 항만시설을 포함하며, “어촌·어항법” 제2조 제5호에서 정하는 어항시설과 동법 제25조에서 정하는 비관리청 어항시설사업으로 국가에 귀속된 어항시설을 총칭한다.

[해 설]

“항만법” 및 “어촌·어항법”에서 규정하는 항만시설은 다음과 같다.

【항만법(港灣法)】(제2조 제5호)

(1) 기본시설(基本施設)
① 수역시설(水域施設) : 항로·정박지·선유장·선회장 등
② 외곽시설(外廓施設) : 방파제·방사제·파제제·방조제·도류제·갑문·호안 등
③ 임항교통시설(臨港交通施設) : 도로·교량·철도·궤도(軌道)·운하(運河) 등
④ 계류시설(繫留施設) : 안벽·물양장·잔교·부잔교·돌핀·선착장·램프 등
(2) 기능시설(機能施設)
① 항행보조시설(航行補助施設) : 항로표지·신호·조명·항무통신시설 등
② 하역시설(荷役施設) : 고정식 또는 이동식하역장비·화물이송시설·배관시설 등
③ 여객이용시설(旅客利用施設) : 대합실·여객승강용시설·소하물취급소 등
④ 화물의 유통 및 판매시설 : 창고·야적장·컨테이너장치장 및 컨테이너 조작장·사일로·저유시설·화물터미널 등
⑤ 선박보급시설(船舶補給施設) : 급유·급수시설, 얼음의 생산 및 공급시설 등
⑥ 항만의 관제·정보통신·홍보·보안에 관련된 시설
⑦ 항만시설용 부지(港灣施設用 敷地)
⑧ 어촌·어항법 제2조 제5호 나목의 기능시설
(제21조 제3호에 따른 어항구(漁港區)에 있는 것으로 한정한다.)
⑨ 어촌·어항법 제2조 제5호 다목의 어항편익시설
(제21조 3호에 따른 어항구(漁港區)에 있는 것으로 한정한다.)
⑩ 공해방지 시설 : 방음벽(防音壁), 방진망(防塵網), 수림대(樹林帶) 등
(3) 지원시설
① 배후유통 시설 : 보관창고, 집배송장(集配送場), 복합 화물터미널, 정비고(整備庫) 등
② 선박기자재, 선용품(船用品) 등의 보관·판매·전시 등을 하기 위한 시설
③ 화물의 조립·가공·포장·제조 등을 위한 시설
④ 공공서비스의 제공·시설관리 등을 위한 항만관련 업무용 시설
⑤ 후생복지 및 편의제공시설 : 항만시설을 사용하는 자, 여객 등 항만을 이용하는 자 및 항만에서 일하는 자를 위한 휴게소·숙박시설·진료소·위락시설·연수장·주차장·차량통관장 등
⑥ 연구시설 : 항만관련 산업의 기술개발, 벤처산업지원 등
⑦ 저탄소 항만의 건설을 위한 시설 : 신·재생에너지 관련시설, 자원순환시설 및 기후변화 대응 방재시설 등
⑧ 항만기능을 지원하기 위한 시설로서 해양수산부령으로 정하는 것

(4) 항만친수시설(港灣親水施設)
① 낚시터·유람선·낚시어선·모터보트·요트, 원드서핑용 선박 등을 수용 할 수 있는 해양레저용시설
② 해양문화·교육시설 : 해양박물관·어촌민속관·해양유적지·공연장·학습장·갯벌 체험장 등
③ 해양공원시설 : 해양전망대·산책로·해안녹지·조경시설 등
④ 인공해변·인공습지 등 준설토를 재활용하여 조성한 인공시설
(5) 지원시설 및 항만친수시설과 일반 업무시설·판매시설·주거시설 등 대통령령으로 정하는 시설이 모여 있는 항만배후단지

【어촌·어항법(漁村·漁港法)】(제2조 제5호)

(1) 기본시설(基本施設)
① 외곽시설(外廓施設) : 방파제·방사제·파제제·방조제·도류제·수문·갑문·호안·둑·돌제·파라핏 등
② 계류시설(繫留施設) : 안벽·물양장·계선부표·계선말뚝·잔교·부잔교·선착장·선양장 등
③ 수역시설(水域施設) : 항로·정박지·선회장 등
(2) 기능시설(機能施設)
① 수송시설(輸送施設) : 철도·도로·다리·주차장·헬리포트 등
② 항행보조시설(航行補助施設) : 항로표지, 신호·조명시설 등
③ 어선·어구(漁具)보전시설 : 어선건조장·수리장, 어구건조장, 어구제작장·수리장, 야적장, 기자재 창고 등
④ 보급시설(補給施設) : 급수·급빙·급유시설, 전기수용설비·선수품보급장 등
⑤ 수산물유통·판매시설 : 수산물시장·수산물 위판장·수산물직매장·수산물집하장·활어일시보관시설 등
⑥ 수산물처리·가공시설 : 하역기계, 제빙·냉동·냉장시설, 수산물가공공장 등
⑦ 어업용통신시설(漁業用通信施設) : 육상무선전신·전화시설, 어업기상신호시설 등
⑧ 해양수산관련 공공시설 : 어항관리시설·해양관측시설·관계법령에 따른 선박출입항 신고기관 등
⑨ 어항정화시설(漁港淨化施設) : 환경오염방지를 위한 오·폐수처리시설, 도수 시설, 폐유·폐선처리시설 등
⑩ 수산자원 육성(育成)시설 : 종묘생산시설(種苗生産施設), 종묘배양장(種苗培養場) 등
(3) 어항·편익시설
① 복지시설(福祉施設) : 진료시설·복지회관·체육시설 등
② 문화시설(文化施設) : 전시관·도서관·학습관·공연장 등
③ 어항의 환경정비(環境整備)를 위한 시설 : 광장·조경시설 등
④ 수용을 위한 레저용 기반시설: 유람선·낚시어선·모터보트·요트·윈드서핑 등
⑤ 관광객 이용시설 : 지역특산품판매장, 생선 횟집 등
⑥ 휴게시설(休憩施設) : 숙박시설·목욕시설·오락시설 등
⑦ 그 밖에 대통령령으로 정하는 주민편익시설(住民便益施設)
(4) 위의 각 시설을 조성하기 위한 부지와 수역

제 2 장 적용범위

"항만법" 제29조의 규정에 의한 수역시설, 외곽시설, 계류시설과 "항만법 시행령" 제25조의 규정에 의한 임항교통시설, 항행보조시설, 하역시설, 화물의 유통시설과 판매시설, 마리나 항만시설은 필요한 성능에 관해 해양수산부령으로 규정한 항만시설의 기술기준에 관한 규칙의 기술적 기준에 적합하도록 건설, 개량 또는 유지해야 한다.

또한, 해일(海溢), 파랑(波浪), 지반의 침하 등으로부터 연안을 보호하고 훼손된 연안을 정비, 개선하는 등의 연안정비사업을 시행하여야 한다.

[해 설]

(1) 항만시설에 필요한 성능이란 당해시설이 보유해야 할 최저한도의 성능을 말한다.

(2) 연안정비사업은 연안환경을 보전하고 연안의 지속가능한 개발을 도모하여 연안을 쾌적하고 풍요로운 삶의 터전으로 조성하는 것을 목적으로 한다.

제 3 장 항만시설의 설계·시공·유지관리

3-1 항만시설의 설계

(1) 항만시설은 자연상황, 이용상황과 기타 당해시설이 처해진 제반조건을 감안하여 당해시설의 요구성능을 만족하고 시공 시에 당해시설의 구조적 안정이 확보되도록 설계되어야 한다.
(2) 항만시설의 설계에 있어서는 당해시설의 구조 견고성이 충분히 확보될 수 있도록 설계공용기간을 설정하여야 한다.

3-1-1 설계공용기간

설계공용기간의 설정에 있어서는 당해시설의 목적, 이용상황 등을 적절히 고려하여 설정하여야 한다.

[해 설]

설계공용기간의 설정에 있어서는 해설 표 (1-1) ISO2394(1998)의 설계공용기간의 개념분류를 참고할 수 있다. 한편, 항만시설의 표준적인 설계공용기간은 표 안의 등급3에 기초하여 설정할 수 있다.

해설 표 (1-1) 설계공용기간의 개념 분류, ISO2394(1998)

등급	설계공용기간(년)	구조물 예
1	1~5	가설구조물
2	25	교환구조요소(교대 대들보, 베어링 등)
3	50	건물과 기타 공공 구조물
4	100 또는 그 이상	기념적인 건물, 특별 또는 중요구조물, 대규모 교량

3-1-2 공사용기준면

항만시설물의 계획, 설계 및 공사를 할 때 기본이 되는 기준면을 공사용기준면이라 하며, 기본수준면으로 한다.

[해 설]

(1) 기본수준면(基本水準面)은 평균해면(M.S.L)으로부터 주요 4분조(M_2, S_2, K_1, O_1)의 반조차(半潮差)를 합한 수면 아래의 수위를 말한다.

여기서, M_2 : 주태음반일주조(主太陰半日周潮)
S_2 : 주태양반일주조(主太陽半日周潮)
K_1 : 일월합성일주조(日月合成日周潮)
O_1 : 주태음일주조(主太陰日周潮)

예시 : $D.L = A_o - (H_m + H_s + H_o + H') = (\pm)0.00m$ (approx. L.L.W)

여기서, D.L : 기준면(기준면 : datum level)
A_o : 연평균 해면
H_m, H_s, H_o, H' = 4개분조의 반조차

(2) 기본수준면(基本水準面)의 설정

① 기본수준면을 설정할 때에는 다음 사항에 주의하여야 한다. 지정항의 구역내(區域內)에서 공사용 기준면은 반드시 기본수준면을 사용한다.

② 지정항의 구역외(區域外)에서는 지형(地形), 해상(海象) 등을 고려하여 가장 가까운 지점의 기본수준점표(基本水準点標) T.B.M(tidal bench mark) 또는 지정항만에서 사용하고 있는 기존수준면을 이용한다.

③ T.B.M이나 기존수준면을 이용할 수 없는 도서지역(島嶼地域)이나 오지에서는 1개월 이상의 조위관측(검조)을 실시한 후 평균해면을 구하고, 이를 조화분석으로 4분조의 반조차를 구하여 4분조의 반조차를 합한 수면 아래의 수위(D.L)를 계산하여 기준면을 구한다. [본편 제3장, 3-1-2 해설 (1) 항식 참조] 연평균해면(年平均海面)은 해당지점의 1년 이상의 검조기록에서 계산하여야 한다.

④ 우리나라 주요항의 평균해면과 4대 주요 분조, 조화상수, 비조화상수는 제2편 제5장 5-2의 해설 표 (5-2), (5-3), (5-4), (5-6)을 참조한다.

(3) 국제적 해도 기준면(國際的 海圖 基準面)

국제수로기구(國際水路機構, IHO : international hydrographic organization)은 국제적 해도 기준면으로 천문최저저조위(天文最低低潮位, LAT : lowest astronomical tide)를 채택할 것을 결의하고 1997년 6월 각국에 권고되었으며, LAT는 평균적인 기상상황과 일반적으로 생각되는 천문상황을 토대로 일어날 수 있는 상황을 추정하여 가장 얕은 조위면으로 정의하고 실무적으로는 최저 1년 이상의 관측에서 얻어진 조화정수(調和定數)를 사용하며 최저 19년 이상의 조위(潮位)를 계산하고 이들의 최저값으로 하기로 되어 있다. 우리나라의 기준면은 전항에서 언급한 종래의 방법(약최저저조위(略最低低潮位))으로 하고 국립해양조사원 발행 조석표에서 해도의 기본수준면과 일치한다.

3-2 항만시설의 시공

항만시설은 “건설기술 진흥법” 및 동법 시행령과 항만 및 어항공사 표준시방서 또는 전문시방서 등의 기준에 기초하여 적절한 방법으로 시공되어야 한다.

3-2-1 시공계획

(1) 항만시설은 해당시설을 정확하고 원활하며 안전하게 시공하기 위해 사전에 시공계획을 수립해야 한다.
(2) 공사의 진행 또는 현장 여건의 변화로 인해 필요할 경우 시공계획을 변경할 수 있다.

[해 설]

(1) 시공계획은 다음 사항에 대해 규정하는 것을 표준으로 한다.
① 해당시설의 시공방법
② 해당시설의 시공관리방법
③ 해당시설의 안전관리방법
④ 그 외 해당시설을 정확하고 원활하며 안전하게 시공하기 위해 필요한 사항

(2) 시공계획 수립 시 시공현장에서의 리스크, 현장 여건 및 안전에 대한 필요한 대책을 검토하여 정확하고 원활하며 안전한 시공이 이루어 질 수 있도록 하여야 한다.

(3) 시공계획에 따라서 시공을 수행해야 하며 시공현장의 상황에 따라서 재검토, 수정하는 것이 바람직하다. 또한 기술혁신이나 현장에서의 PDCA 사이클에 따른 정보를 활용하는 것이 바람직하다. (PDCA : 계획(plan), 실행(do), 확인(check), 개선(act))

(4) 시공계획서의 작성
① 시공계획은 항만공사에 있어서 정확하고 원활하며 안전하게 시공하기 위해 작성하는 것으로 공사착수 전에 해당시설의 성능을 충족시킬 수 있도록 시공순서, 적용공법 등에 대해 시공계획을 수립하여 공사 시 구체적으로 참고할 수 있도록 하여야 한다.
② 특수한 시공조건 하에서의 공사 및 특수한 선박 및 장비를 이용하는 작업은 계획단계에서 충분히 시공성과 안전성을 확인할 필요가 있다. 한편, 항만공사 중 발생할 수 있는 제약이나 리스크에 대한 대책방안 등에 대해서는 해설 표 (1-2)를 참조할 수 있다.

해설 표 (1-2) 공사의 제약·리스크 및 대책방안

제약·리스크	대책방안
1)기뢰·폭탄 등의 위험물	자기탐사(잠수탐사)→위험물의 제거→확인탐사 등
2)해저케이블 등의 매설물	매설물의 정보 입수→현지 확인 방호물 배치, 보호공 설치 등
3)송전선·교량 등의 횡단 공작물	공작물의 정보 입수→현지 확인 방호물 배치 등
4)선박 폭주 해역	방호물 배치, 표식 설치 등

* 3),4)는 공사 중 뿐 아니라 예항·회항시를 포함
* 상기 외에 현장조건에 따른 제약·리스크가 있으면 안전관리 상 필요한 조치로서 기재

(5) 시공계획서는 이상기후, 해상, 지반조건 등이 계획시점 시와 상이한 경우에 공법, 공정 및 시공장비 등을 변경할 수 있으며 시공계획 변경의 주요 요인은 다음과 같다.

① 태풍 및 열대저기압의 내습이나 장기에 걸친 계절풍

② 지반조건의 급변에 따른 공법 변경

③ 일반적인 예측을 벗어난 환경영향에 의한 시공장비의 변경

3-2-2 시공방법

항만시설 시공방법은 아래 열거한 사항에 대해 정하는 것을 표준으로 한다.

(1) 해당시설의 준공 시까지 필요한 공사의 순서 및 단계별 공사내용

(2) 해당시설의 시공에 사용하는 주요 작업선박 내지는 시공장비의 종류 및 규격

(3) 그 외 해당시설의 시공에 필요한 내용

[해 설]

(1) 시공방법은 다음 항목을 고려하는 것이 바람직하다

① 시공방법은 신뢰도, 안전성, 난이도, 필요기간, 작업용 선박 및 장비, 자재조달, 주변지역에 미치는 영향, 경제성 등을 종합적으로 검토하여 최적방안을 선정하여야 한다.

② 항만공사에서는 기초공(기초사석 투하 및 고르기), 구체공(케이슨 제작 및 거치), 상부시설(상치콘크리트 및 부속시설) 등의 시공순서 및 각 단계별 시공내용을 정리하여야 한다.

③ 공사 시 안전성, 현장의 적용성, 주변해역에 미치는 영향 등을 감안하여 작업용 선박의 종류 및 규격을 규정하여야 한다.

④ 현장여건에 따라서 주변에 존재하는 공작물(매설물 포함)에 대한 방호공사, 본 시공을 위한 대규모 가설공사, 준설토 처리를 위한 부대공사 등을 계획시점에서 고려하여야 한다.

(2) 해상작업 시 조석의 영향, 수중작업의 난이도, 기상 및 해상조건에 따라서 시공장비의 제약이 있으므로 주의해야 한다. 특히 작업선박과 시공장비는 사용가능일수와 소요공기에 따라서 공법이 결정되므로 다음 사항을 고려하여 공사에 적합한 시공방법을 선정하여야 한다.

① 자연조건

항만공사는 자연조건이 혹독하고 복잡하여 육상공사 시 고려해야 할 조건(강우, 풍랑 등)외에 해상조건(파랑, 조류 등)을 고려해야 한다.

② 해상 및 수중작업

해상공사는 육상공사에 비해 규모가 큰 기중기선 및 준설선 등의 특수장비를 사용하며 또한 수중작업 시 잠수작업을 동반하는 경우가 많으므로 잠수작업이 공정에 미치는 영향을 충분히 고려하여야 한다.

(3) 공사용 선박 및 장비의 선정

① 항만공사는 다양한 선박과 장비를 복수로 선단을 구성하여 작업할 필요가 있으므로 자연조건, 해상·수중조건, 주변환경, 장비조달의 난이도, 작업성 및 경제성의 균형을 고려하여 결정하도록 한다.

② 시공조건에 따른 작업용 선단 등의 구성

가. 토질조건

작업용 선박 등의 선정에는 해저 토질, 토량, 수심, 토사조건, 기상, 해상조건, 공기 등의 시공조건을 고려하여 조달 가능한 것 중에서 최적의 것을 선정하는 것이 바람직하다.

나. 투기장

준설작업에 있어서는 해저지반의 토질조건에 따라 선박의 종류가 거의 결정되며 그 외에도 준설심도, 준설토량, 준설면적, 항행선박 등으로 인한 작업제한, 기상 및 해상조건, 투기조건 등에 대해서도 충분히 검토해야 한다. 이 중 투기장소의 지리적인 조건은 준설공사의 공정에 커다란 영향을 미쳐 투기장소의 상황에 따라 시공방법이 한정되는 경우가 많다. 따라서 투기장소의 상황에 맞는 적절한 운반방법, 투기방법에 따른 시공방법을 검토할 필요가 있다.

(4) 시공순서는 현장조건 및 시공조건에 적합하게 진행되어야 한다.

(5) 계약서상에 명시하지 않은 아래와 같은 사항에 대하여 구체적으로 내용을 규정하여 적용하는 것이 바람직하다.

① 작업선박의 조달 가능성
② 설계도서에 규정하지 않은 임시 가설공사, 환경보전대책 등
③ 작업선의 조달처, 구조적 안정성, 회항·대피 방안
④ 주요자재의 조달처 및 운반 방안

3-2-3 시공관리

(1) 항만시설은 아래 기준에 따라서 적절한 시공관리를 해야 한다.
① 해당시설에 사용하는 자재 및 해당시설의 부재의 관리항목, 관리내용, 관리방법, 품질규격, 측정 빈도, 측정결과의 정리방법이 규정되고 품질규격이 확보되어야 한다.
② 해당시설의 진척 관리항목, 측정방법, 측정밀도, 측정단위, 측정결과의 정리방법, 허용범위의 규정 또는 해당시설의 진척도가 확보되어야 한다.

(2) 시공을 원활히 하기 위해 공사용 선박에 의한 해상작업을 감안한 실시상황관리, 공정관리 등을 하여야 한다.

(3) 적절한 유지관리에 이용되도록 시공관리를 통해 취득한 측정결과를 기록하여 유지관리에 반영할 수 있도록 하여야 한다.

[해 설]

(1) 시공관리는 측정한 데이터에서 요구성능을 만족하는 적절한 시공이 이루어지는지를 확인하는 행위로서 품질관리기준 및 진척도 관리기준에 준해 관리하기 위한 방법이나 품질규격·허용범위를 사업주체가 규정할 필요가 있다.

(2) 항만구조물은 그 대부분이 수중에 있기 때문에 사진 등으로 기록할 경우에는 이를 고려한 촬영시기 및 내용으로 하며, 동시에 항상 파랑이 작용하는 현장에서 작업이 이루어지는 것을 바탕으로 한 공정관리가 필요하다. 또한 공사 중 소음, 진동, 대기오염, 수질오탁 등이 발생할 우려가 있는 경우에는 주변 환경에 미치는 영향의 관리를 할 필요가 있다.

(3) 항만공사의 시공관리방법에 대해서는 해당시설의 시공에 있어 정확하고 안전하게 시공하기 위해 필요하며, 세부적인 시행방법은 항만 및 어항공사 표준시방서 및 토목공사 표준일반시방서, 항만 및 어항공사 전문시방서 등을 참고할 수 있다.

3-2-4 안전관리

항만시설을 건설하려는 자는 항만공사의 안전에 관한 관계법령 등에 기초하여 다음 사항에 대해 검토하여 적절히 안전관리를 실시하여 사고 및 재해의 방지에 노력하여야 한다.

(1) 시공조건 및 시공 시 안전확보를 위한 조치
(2) 이상현상에 대한 안전확보를 위한 조치
(3) 그 외 사고 또는 재해방지를 위한 조치

[해 설]

(1) 공사 중의 안전확보를 위해서는 관계법령을 준수하여 사고 및 재해방지에 노력하여야 한다.

(2) 기상 및 해상조건의 영향을 받기 쉬운 항만공사의 현장에서는 관계법령의 준수만으로는 충분치 않기 때문에 전문기술적인 고려사항을 준수할 필요가 있다.

(3) 공사 중에 태풍 등의 이상현상에 영향을 받는 것은 충분히 예상되므로 재해로 인한 손상을 최소한으로 억제하기 위한 방재체제를 확립할 필요가 있다.

(4) 안전관리의 적용

① 항만공사의 안전관리에 있어서는 각종 작업에 따른 안전에 대한 지침 등을 참고로 하여 항상 공사의 안전에 유의하여 사고 및 재해 방지에 힘쓰도록 유의할 필요가 있다.

② 공사 중에는 작업구역의 표시 및 관계자에 대한 주지 등 필요한 안전대책을 강구할 필요가 있다. 또한 작업용 선박 등이 타선박의 항행이 빈번한 구역을 항행 또는 예항하는 경우 사고방지를 위해 노력하여야 한다.

③ 공사 중의 사고 또는 재해가 발생한 경우 제3자 및 작업원 등 인명의 안전확보를 우선시하여 응급조치를 강구함과 동시에 즉각적으로 관계기관에 연락하여야 한다.

(5) 해상작업에서 고려해야 할 사항

① 작업계획의 수립 및 주지

공사책임자는 다음 사항에 대해 필요에 따라 조사·검토를 수행하여 작업계획을 수립하여 관계기관 및 공사관계자에 대해 충분히 협의를 시행하는 것이 바람직하다.

가. 작업구역 내에 관한 법적인 제한구역 및 그에 대한 절차
나. 작업구역 내에서 활동하는 이해관계자 및 해역이용 상황
다. 항행제한의 유무 및 해당제한이 작업에 미치는 영향
라. 수중장애물, 매설물 등의 유무
마. 기상, 해상의 계절적 및 지역적인 특성
바. 작업선의 계류, 피난장소의 확보
사. 재료, 기자재의 운반방법 및 운반경로
아. 사고방지대책 및 사고발생 시의 처치 내지는 연락처
자. 감시선의 필요성
차. 기타 필요한 사항

② 안전관리체제

가. 공사책임자는 수급인, 하수급인 등의 작업 책임범위를 명확히 하여 시공체계도 등으로 공사관계자에 주지할 필요가 있다.
나. 공사책임자는 운항관리자. 안전위생책임자, 선장, 작업주임자, 작업지휘자, 팀장, 해상작업원 등 각자의 역할, 책임 및 지휘명령을 명확히 하여 공사관계자 전원에게 주지할 필요가 있다.

③ 공사해역의 안전관리
가. 공사해역의 설정과 표시
나. 작업선의 등화, 형상물 게시
다. 감시선 배치
④ 작업중지 기준
가. 기상, 해상조건을 고려해 공사종류 및 작업선별로 구체적인 수치로 작업중지기준을 규정할 필요가 있다.
나. 작업중지 기준은 사전에 관계자에게 주지해 작업중지의 지시, 연락방법 및 연락체제를 정비할 필요가 있다.
다. 작업중지의 결정은 항행한계, 피난준비 등을 고려하여 신속히 실시할 필요가 있다.
⑤ 쾌적한 작업환경 조성
가. 쾌적한 작업환경의 유지관리
나. 작업방법의 개선
다. 피로회복 시설 등의 설치 등
라. 쾌적한 직장환경을 형성하기 위한 조치
⑥ 항만공사 시공 중의 안전확보
가. 재해 등에 대해서는 기상정보 등에 주의해 항상 재해를 최소한으로 막을 수 있는 방재체제를 확립해 두어야 한다.
나. 작업 시에 위험을 예감한 경우에는 즉각적으로 작업을 중지해 작업원을 안전한 장소에 피난시킬 필요가 있다.
다. 이상 장소의 점검 및 원인의 조사 등은 2차 재해방지를 위한 응급조치를 한 후에 안전에 충분히 주의할 필요가 있다.
⑦ 안전교육 및 안전훈련
⑧ 공사현장에서의 연락체제
공사를 안전하고 원활하게 실시하기 위해 사업주체 및 인근현장과 안전시공에 관한 긴밀한 정보교환을 할 필요가 있으며, 또한 비상시의 임시 조치를 정하는 등의 연락 조정을 위해 관계자에 의한 공사관계자 연락회의 등을 조직할 필요가 있다.

3-2-5 시공 및 안전관리 담당자

항만공사는 혹독한 기상·해상조건 하에서 이루어지므로 고도의 기술력이 필요한 작업이므로, 해당시설의 시공에 관한 전문적인 지식 및 기술 또는 기능을 가진 자를 시공 및 안전관리 담당자로 선정하여야 하며, 시공 및 안전관리 담당자로 선정된 자는 작업원에 대한 안전관리교육을 실시하여야 한다.

[해 설]

항만공사의 일반적 자격
(1) 감리원(監理員)
건설공사를 실시할 경우 공사 현장별로 관련법령 및 규정에 의거한 자격을 가진 감리원을 배치하여야 한다.
(2) 해양조사에 관한 관리기술자 또는 조사기술자
항만공사는 사전의 측량, 조사단계에서는 수심측량, 위험물 탐사, 토질조사 등에 관련된 항만해양조사 작업을 들 수 있다. 이들 작업은 품질확보와 안전관리를 확실하게 실시하기 위해 해당 유자

격자 또는 이와 동등 이상의 능력과 경험을 가진 자로서 사업주체가 책임을 지고 승인한 자의 적절한 배치 등 적극적인 활용이 필요하다.

(3) 잠수작업종사자 및 해상작업선단의 선단장
항만공사 관련 시방기준을 준수하여 해당 종사자를 배치하여야 한다.

3-2-6 시공시 안전

> 항만시설을 건설하는 자는 시공 시에 해당시설의 구조 안정이 손상되지 않도록 하는 조치로서 필요에 따라 가설공사를 실시하도록 한다.

[해 설]

(1) 항만시설의 시공기간은 일반적으로 길어 완성 전에 필요한 안전기능을 충족하지 못한 상태에서 상당한 하중의 작용을 받는 경우가 많다.

(2) 대처방법으로서는 시공시의 하중작용에 따라 제원을 결정하는 경우(설계적 대응)와 시공수순이나 가설공사 등으로 인해 일시적으로 작용 하중이 변경되는 경우(시공적 대응)가 있는데 양자를 비교해 합리적인 방법이 선택되어야 한다. 또한 안정이 손상되지 않는 조치를 확실히 강구할 필요가 있다.

(3) 가설공사에 의한 시설 안정성 확보 방안으로 방파제 공사에서의 방파제 두부 등의 계속공사 시 일시적으로 소파블록 또는 피복블록 설치 등에 의한 두부의 케이슨 전도 방지, 케이슨 하부의 기초마운드의 수중이탈 방지 등이 있다.

3-3 항만시설의 유지관리

3-3-1 유지관리계획

항만시설의 기능을 보전하고 시설물 이용자의 편의와 안전을 높이기 위하여 시설물을 일상적으로 점검·정비하고 손상된 부분을 원상복구하며, 경과 시간에 따라 요구되는 시설물의 개량(改良)·보수·보강에 필요한 유지관리를 하여야 한다.

[해 설]

(1) 유지관리를 하기 위한 안전점검, 보수·보강 등 여러 가지의 데이터는 일정양식에 따라 기록, 보관하고 계통적으로 정리된 유지관리정보는 당해시설의 건전도(健全度)에 대한 적절한 평가·유지와 보수를 하기위한 기초적인 정보는 물론 전체적인 시설의 열화(劣化)대책을 세우고 시설의 생애주기 비용(life cycle cost) 저감을 검토할 때 유용하게 사용할 수 있다.

(2) 상시 열악한 해양환경에 노출되어 있는 항만·어항 및 기타 해양구조물 등은 경년(經年) 변화와 해양 자연환경의 변화에 따른 노후화가 필연적으로 수반되게 된다. 따라서 장기적으로 항만 및 어항의 성능을 유지·발전시키기 위해서는 이들에 대한 지속적인 유지관리가 수행되어야 한다.

(3) 구조물의 설계에서는 장래의 유지관리내용을 충분히 고려하여 구조형식과 사용재료를 선정하고 세부설계에 반영하도록 할 필요가 있다.

(4) 유지관리에 있어서는 시설의 변형상황을 효율적으로 파악하여 이를 합리적으로 평가하고 보수·보강 등의 효과적인 대책 등 연관성 있는 시스템을 적용하여야 한다.

(5) 유지관리는 구조형식, 열화 경향, 주요도 등을 감안하여 유지관리계획을 수립하고 이를 기반으로 하여 실행되어야 한다.

(6) 유지관리에 관한 용어의 개념은 다음과 같다.

유지관리	안전점검…경험을 갖춘 자가 육안이나 점검기구 등으로 검사하여 내재되어 있는 위험 요인을 조사하는 행위
	정밀안전진단…시설물의 물리적·기능적 결함을 발견하고, 그에 대한 신속하고 적절한 조치를 하기 위하여 구조적 안전성과 결함의 원인 등을 조사·측정·평가하여 보수·보강 등의 방법을 제시하는 행위
	보수…시설물의 내구성능을 회복 또는 향상시키는 것을 목적으로 한 대책
	보강…시설물의 부재나 구조물의 내하력과 강성 등의 역학적인 성능을 회복 또는 향상시키는 것을 목적으로 한 대책

* 상세한 유지관리는「안전점검 및 정밀안전진단 세부지침(국토교통부, 2010)」등 관련자료 참조

(7) 안전점검 및 정밀안전진단의 기본적인 수행 과정은 아래와 같다.

① 안전점검 항목

가. 자료조사 및 분석 : 설계관련자료, 기존 정밀점검·정밀안전진단 실시결과, 보수·보강 이력 등의 자료조사

나. 현장조사 및 시험 : 시간이 경과함에 따라 구조물의 상태변화(결함, 손상, 열화 등) 및 균열 폭과 길이 등 구성 재료의 변화를 추적하기 위해 실시하는 외관조사와 비파괴 시험

다. 상태평가 : 시설물의 외관을 조사하여 결함의 정도를 포함한 시설물에 대한 상태를 평가

라. 안전성평가 : 현장조사를 통하여 수집된 자료를 기초로 하고 설계도서 및 기존의 안전점검 및 정밀안전진단 실시결과를 참고하여 시설물의 구조해석 등 안전성평가

마. 종합평가 : 상태평가와 안전성평가 결과에 의하여 시설물의 안전상태를 종합적으로 평가

② 안전점검 대상시설물

가. 1종 시설물

㉮ 갑문시설

㉯ 20만 톤 이상 선박의 하역시설로서 원유부이(buoy)식 계류시설 및 그 부대시설인 해저 송유관시설

㉰ 5만 톤 이상의 말뚝구조의 계류시설

나. 2종 시설물

1만 톤급 이상의 계류시설로서 1종 시설물에 해당하지 아니하는 계류시설

3-3-2 점검 및 진단계획

(1) 항만시설에 대한 점검·진단계획 검토 시에는 구조물 상태와 변화, 연쇄작용 등을 충분히 고려하여 효율적이고 효과적으로 점검·진단이 가능하도록 항목 및 방법을 선정하여야 한다.

(2) 점검 및 진단은 “시설물의 안전관리에 관한 특별법 시행령” 제6조 제1항 및 제9조 제2항에 따라 정기적으로 정기점검, 정밀점검 및 정밀안전진단 등을 실시하여야 한다.

[해 설]

(1) 관리주체는 소관시설물에 대하여 “시설물의 안전관리에 관한 특별법 시행령” 제6조 제1항 및 제9조 제2항에 따라 정기적으로 정기점검, 정밀점검 및 정밀안전진단을 실시하여야 하며, “시설물의 안전관리에 관한 특별법” 제4조에 따른 시설물의 안전 및 유지관리계획 수립 시 안전점검 및 정밀안전진단 실시계획을 포함하여야 한다.

(2) 시설물의 안전점검 및 정밀안전진단에 대한 세부절차, 방법 등에 관해서는 “시설물의 안전점검 및 정밀안전진단 지침”(국토교통부)과 “시설물의 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침”(한국시설안전공단)을 따른다.

3-3-3 유지보수계획

점검·진단결과에 근거한 종합평가 결과에서 보수·보강공사 등이 필요한 것으로 평가된 시설물에 대해서는 유지보수방법 및 실시시기 등에 대해 미리 계획하여야 한다.

[해 설]

(1) 보수·보강은 발생된 손상(균열 등)이 어느 정도까지 허용되는가의 판단에 의하여야 하며, 이를 위해 관련 기준(표준시방서 등) 및 지침(안전점검 및 정밀안전진단 세부지침 등) 등을 참조한다.

(2) 구조물 결함에 따른 보수·보강은 보수재료와 공법 선정 시 공법의 적용성, 구조적 안전성, 경제성 등을 검토하여 결정한다.
(3) 시설물관련 제반자료, 진단 시 수행한 각종 상태평가 및 안전성 평가 결과를 기초로 하여, 결함 발생 원인에 대한 정확한 분석 후 결함부위 또는 부재에 가장 적합한 보수·보강공법을 선정하여야 한다.
(4) 시설물별 각종 결함에 대한 보수·보강 우선순위는 다음과 같이 결정한다.
① 보수보다 보강을, 주부재를 보조부재보다 우선으로 실시한다.
② 시설물 전체에서의 우선순위 결정은 각 부재가 갖는 중요도와 발생한 결함의 심각성 등을 종합 검토하여 결정한다.

3-3-4 유지관리실시

유지관리계획 등에서 규정한 사항을 실시함에 있어서 해당시설의 손상, 열화, 기타 변화에 대한 점검·진단, 해당시설 전체의 유지에 관한 종합적인 평가 및 보수·보강공사에 관한 전문적인 지식 및 기술 또는 기능을 가진 자가 실시하여야 한다.

[해 설]

(1) 항만시설에 대한 유지관리실시 시에는 해당 시설물에 대한 종합적으로 평가한 결과로부터 안전등급(A:우수, B:양호, C:보통, D:미흡, E:불량)에 따라 보수·보강 조치 등을 수행하되, 세부사항은 시설물별 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침에 따른다.
(2) 보수·보강공사 등의 대책이 필요하다고 판단된 경우에는 유지보수계획에 기초해 성능개선효과 경제성, 시공성, 자연환경조건, 화물하역 등의 이용에 미치는 영향 등을 감안하여 유지보수방법 및 실시시기를 검토해야 한다.
(3) 보수·보강공사를 실시함에 있어서는 해당 시설에 관한 전문적인 지식, 기술, 기능 등을 가진 자의 지휘 하에 실시하여야 한다.

3-3-5 위험방지대책

(1) 항만시설의 설치자는 위험방지에 관한 대책으로서 자연 상황, 이용 상황 및 기타 해당 시설이 처한 제반조건을 감안하여 다음의 대책을 실시하여야 한다.
① 해당시설의 운영 전 및 운영 후의 점검 또는 검사 내지는 해당 조치의 실시에 대하여 책임을 가진 자의 명확화
② 악천후 시에 해당 시설을 안전한 상태로 유지하기 위해 필요한 조치 및 해당조치의 실시에 대하여 책임을 지닌 자의 명확화
③ 해당시설을 안전한 상태로 유지하기 위하여 필요한 운영규모의 장비 또는 해당 시설의 관리자 등에 의해 정비된 운영규정의 확인
(2) 위험방지대책은 상호 연관성을 가지며 일체적으로 운용되는 항만시설 및 해당시설, 주변시설의 안전확보에 관한 전문지식 및 기술 또는 기능을 가진 자의 지도하에 실시하여야 한다.

[해 설]

(1) 항만시설로는 외곽시설, 계류시설 등의 구조물뿐 아니라 하역시설, 여객승강용시설 등의 기계설비도 포함되기 때문에 항만시설의 유지에 있어서는 해당시설의 특성을 충분히 가미한 운용이 적절히 실시될 필요가 있다.

(2) 해당시설이 양호한 상태로 유지되기 위해 그 이용 또는 운용에 있어서는 자연조건, 이용 상황과 기타 해당시설이 처한 제반 조건을 감안한 후에 해당시설 설치자의 책무로서 미리 강구해야 할 위험방지대책의 내용을 규정하도록 한다.

(3) 해당시설의 위험방지대책으로서는 적어도 평상시에 해당시설의 운용 전·후의 점검, 검사, 이상시에 해당시설을 안전한 상태로 유지하기 위해 필요한 조치 등의 구체적인 내용을 명확히 해 둘 필요가 있다.

(4) 위험방지에 관한 대책의 책임을 지닌 자의 명확화나 운용 규정의 정비로서 평상시에는 해당시설의 운용 전·후의 점검, 검사 실시자 뿐 아니라 점검, 검사를 적절히 실시하도록 지도하는 자를 책임자로 선임하며, 또한 이상 시에도 해당시설을 안전한 상태로 유지하기 위해 필요한 조치 강구시의 책임권자의 명확화나 판단내용 등의 신속한 정보전달방법의 주지 철저를 도모할 필요가 있으며, 이를 위해 이들 내용에 대해 미리 관계자들 간에 합의 후에 이들 해당시설의 운용에 있어 위험방지대책에 관련된 각 업무에 관한 책임체제를 명확히 해 둘 필요가 있다.
한편, 해당시설의 운용규정에 관해 해당시설의 설치자가 아닌 관리자 등에 의해 정비된 경우에는 해당시설의 설치자는 정비된 운용규정의 내용을 확인하고 필요에 따라 관리자 등에게 조언 등을 통하여 안전에 만전을 기하여야 한다.

3-3-6 비관리청 항만시설

비관리청 항만시설의 유지관리에 대해서는 “시설물의 안전관리에 관한 특별법” 및 동법 시행령에 규정한 유지관리계획에 기초하여 해당시설의 적절한 유지관리를 하여야 한다.

[해 설]

해당시설의 설치자와 해당시설의 유지관리를 하는 관리자가 다른 경우에는 유지관리계획을 규정함에 있어 관리를 위탁하는 항만관리자의 의견을 적절히 반영해야 한다.

3-3-7 항만시설의 리모델링

항만기능이 쇠퇴하고 시설물이 노후하여 제 기능발휘가 곤란한 항만시설은 항만의 개발, 이용 또는 보전에 지장을 주지 않도록 필요에 따라 해당시설의 철거, 개량 또는 유지 등을 시행하여 해당시설의 안전성 확보와 기타 적절한 조치가 강구되어야 한다.

[해 설]

노후하거나 유휴(遊休) 상태에 있는 항만시설과 그 주변지역을 효과적으로 개발하고 지속가능한 이용을 위하여 항만재개발(redevelopment), 항만기능재배치(rearrangement), 항만개조(renewal) 항만유지보수(repair) 등 4가지 개선방안 중 최적방안을 선정한 후 해당 항만시설에 대한 리모델링을 시행하여 화물처리능력을 향상시키거나, 환경친화적 항만 개념을 도입하여 기존시설에 친수시설을 보완·설치하여 항만 주변 환경을 개선시킬 필요가 있다.

3-4 환경, 안전 등 대책

(1) 항만시설의 설계, 시공 및 유지 등에 있어서는 자연환경, 이용 상황을 감안한 환경 보전, 경관, 보안 등을 배려하여야 한다.
(2) 항만시설 설치 시에는 노약자, 장애인, 기타 신체기능상의 제한을 받는 자의 안전을 고려한 시설계획이 반영되어야 한다.

[해 설]

(1) 항만시설의 건설, 개량 및 유지에 있어서는 자연환경에 대한 영향을 최소화함과 동시에 양호한 자연경관을 창출해 내는데 유의할 필요가 있다. 또한 항만에서는 조석, 파랑 등의 작용으로 항만의 자연환경변화 및 생물생식환경의 지배요인이 되므로 항만시설의 건설, 개량 및 유지에 있어서는 해당시설의 건설 등에 따른 이들 작용의 변화가 공간적, 시간적으로 광범위하게 전파되는 것을 적절히 고려할 필요가 있다.

(2) 지역의 양호한 경관 형성을 위하여 개별시설의 외곽만을 대상으로 하는 것이 아니라 해당시설이 존재하는 공간이 지닌 경관적인 위치를 파악하여 그 경관적인 가치를 보전, 활용, 향상시키는 것이 바람직하다.

(3) 항만시설의 건설, 개량 또는 유지에 있어서는 건설 부산물의 적절한 처리 및 재생자원의 활용 등을 통해 자원의 순환적인 이용에 대한 배려가 필요하다.

(4) 항만 보안에 대해서는 시설의 특성에 맞게 감시기능의 확보나 감시 사각지역이 없도록 구조 등을 배려하여 보안 확보대책을 강구하여야 한다. 한편, 국제항만선박 및 항만시설의 보안에 관한 법률(법률 제11578호, 2012. 12. 18)로 규정하는 중요 국제부두시설에 대해서는 동법에 기초한 부두보안설비에 관한 기술적 기준도 만족하여야 한다.

(5) 여객선을 위해 제공되는 계류시설, 해변, 녹지 등 다수의 관광객 등이 이용하는 시설에 대해서는 노약자, 장애인 등을 포함한 모든 이들이 안전하고 원활하게 선박의 승강이나 친수기능시설의 이용이 가능하도록 배려하는 것이 요구된다. 한편, 항만친수시설 조성과 안전시설을 설치하는 경우에는 항만친수시설 조성 및 관리지침, 항만시설물 안전시설 설계지침 등 관련기준에 적합하여야 한다.

[참고문헌]

1) 국토교통부(고시 제2013-200호, 2013. 4. 26), 시설물의 안전점검 및 정밀안전진단 지침
2) 국토교통부(2013. 5. 22. 개정), 건설기술 진흥법
3) 국토교통부(2013. 7. 16. 개정), 시설물의 안전관리에 관한 특별법
4) 국토교통부(2013. 8. 6. 개정), 건설산업기본법
5) 안전행정부(2012. 10. 22. 개정), 재난 및 안전관리 기본법
6) 한국시설안전공단(2010. 12), 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침
7) 해양수산부(2012. 10. 22. 개정), 어촌·어항법
8) 해양수산부(법률 제11578호, 2012. 12. 18. 개정), 국제항만선박 및 항만시설의 보안에 관한 법률
9) 해양수산부(2013. 3. 23. 개정), 연안관리법
10) 해양수산부(2013. 3. 23. 개정), 항만법
11) 日本港灣協會(2007), 港灣の施設の技術上の基準·同解說

제 2 편

설계조건

제1장 총 설
제2장 선 박
제3장 바람과 풍압력
제4장 파 랑
제5장 조 석
제6장 흐름 및 흐름의 힘
제7장 하구 수리
제8장 표 사
제9장 지 반
제10장 지진 및 지진력
제11장 지반의 액상화
제12장 상재하중
제13장 마찰계수

MINISTRY OF OCEANS AND FISHERIES 해양수산부

제 2 편 설계조건

제 1 장 총 설

항만시설의 설계조건은 이 시설의 성격 및 시설에 주어진 상황에 따라 다음의 설계여건 중에서 적절하게 선정하고 이들의 자연조건, 이용 상황, 시공조건, 부재의 특성, 이 시설에 대한 사회적 요청, 자연환경에의 영향 등을 고려하고 이 시설들이 안전하게 될 수 있도록 정한다.

(1) 대상선박의 제원
(2) 선박에 의하여 발생하는 외력
(3) 바람과 풍압 등
(4) 파고와 파력
(5) 조석과 이상조위(異常潮位)
(6) 흐름과 흐름의 힘
(7) 부체에 작용하는 외력과 그의 동요
(8) 하구수리 및 표사
(9) 지반
(10) 지진과 지진력
(11) 지반의 액상화(液狀化)
(12) 토압 및 수압
(13) 자중(自重) 및 재하하중
(14) 마찰계수
(15) 기타 필요한 설계조건

[해 설]

설계조건의 설정은 시설의 안전성, 기능의 확보, 경제성 등에 중요하게 영향을 미치므로 신중하게 처리하여야 한다. 여기서 열거하는 설계조건은 항만시설에 특유의 영향도가 큰 항목을 열거한 것이다.

설계조건은 일반적으로 조사 및 시험의 결과를 근거로 하여 정하는 것으로 이들을 적절하게 설정하려면 사전에 충분한 조사와 시험을 시행할 필요가 있고, 더욱이 조사 및 시험 방법과 그의 결과를 충분히 이해해 둘 필요가 있다. 또한 가설구조물에 대하여는 시용기간을 고려하여 설계조건을 결정하게 된다.

[참 고]

항만시설의 설계에서는 위의 (1)~(15)항으로 나타낸 설계조건 외에 다음의 요소가 고려된다.

(1) 시설의 기능

시설의 기능은 한가지로 국한되지 않기 때문에 각각의 기능이 충분히 발휘될 수 있도록 배려할 필요가 있다. 예를 들면 방파제는 파도를 막는 기능만이 아니고 폭풍해일이나 지진해일의 세력을 감쇄하는 기능을 갖는다.

(2) 시설의 중요도

시설의 안정성 및 경제성을 고려하여 적절한 설계를 하려면 시설의 중요도를 고려할 필요가 있다. 중요도가 설계상에서 미치는 영향을 보면 설계조건이 되는 자연조건, 설계진도, 내용연수, 하중, 안전율 등이 있다.

또한, 중요도의 판정에 있어서는 다음 사항을 고려할 필요가 있다.

① 시설의 파손이 인명, 재산에 미치는 영향
② 시설의 파손이 사회, 경제에 미치는 영향
③ 시설의 파손이 다른 시설에 미치는 영향
④ 시설의 대체성

(3) 내용연수(耐用年數)

내용연수는 시설의 설계에서 구조나 재료를 결정할 때 고려함과 동시에 현존 시설의 개량 필요성 및 개량 정도를 결정하는데 고려하는 경우가 있다. 내용연수에는 다음의 기능적인 것, 경제적인 것, 사회계획적인 것과 물리적인 것이 있다. 내용연수의 설정에서는 이들에 대하여 검토를 하고 적절한 결정을 하는 것이 바람직하다. 설계에 있어서 위의 내용으로부터 내용연수를 결정하는 경우 그의 내용연수에 적합한 구조, 재료를 선정할 필요가 있다. 이들로부터 결정이 되지 않는 경우에는 물리적으로 결정하는 내용연수를 결정한다.

① 기능적인 내용연수

선박의 대형화에 의한 박지의 수심이 부족한 것과 같이 시설의 기능에 불합리점이 생기고 그 시설을 사용할 수 없는 연수

② 경제적인 내용연수

무엇인가 개량을 하지 않으면 신형식과 다른 시설과의 경제적인 경쟁에서 지는 상태의 연수

③ 사회계획적 내용연수

신규 계획보다 당초 목적한 기능이 불필요하거나 또는 별도의 기능을 요청할 때까지의 연수

④ 물리적인 내용연수

구조물을 구성하는 재료가 부식, 풍화 등의 작용을 받아 필요한 재료의 강도를 유지할 수 없는 연수

(4) 발생확률

내용연수에 밀접한 관계가 있는 항목에 발생확률이 있다. 이 발생확률(E_1)은 다음 식으로 구할 수 있고 발생확률의 계산(計算) 결과표는 참고 표 (1-1)을 참조한다.

$$E_1 = 1-(1-1/\overline{T_1})^{L_1}$$

여기서, L_1 : 내용연수, $\overline{T_1}$: 재현기간

발생확률(發生確率)이 갖는 의미에 대하여 생각해보면 예를 들어 연간 최대파(最大波)를 쓴 수많은 종이를 상자(箱子)속에 넣고 그 중 내용연수 L_1에 상당하는 매수(枚數)만큼 종이를 무작위(無作爲)로 뽑고 그 종이 중 재현기간 T_1에 대한 파고보다 큰 파고가 있으면「있음」이라 하고, 없으면「없음」이라 하여 표시(表示)한다. N번 실시한 중에서 P번「있음」이 있으면 내용연수 L_1에 대한 재현기간(再現期間) T_1의 파고의 발생확률(發生確率)은 P/N가 된다. N을 크게 하면 이것이 참고 표 (1-1)에 표시한 어느 값에 접근한다. 예를 들면 내용연수(耐用年數) 30년의 구조물을 생각하고 내용연수와 같은 재현기간의 파고를 사용하여 설계하면 이 파고이상의 파고가 내용연수 30년의 사이에 1회 이상 내습(來襲)하는 확률은 참고 표 (1-1)에서 L_1 = 30, $\overline{T_1}$ = 30이라 할 때의 교점(交點)의 값으로 0.638임을 알 수 있다. 바꾸어 말하면 큰 파고가 내습하는 확률은 내습하지 않는 확률보다 크다. 이에 대처하기 위해서는 재현기간을 60년 아니면 80년으로 하고 발생확률을 낮출 것을 생각하게 된다. 발생확률(發生確率)은 재현기간을 60년으로 하면 0.396, 80년으로 하면 0.314가 된다. 그러나 재현기간(再現期間)을 어느 정도로 잡느냐, 마지막으로 발생확률을 어느 정도까지 내리느냐는 구조물의 중요성, 경비 등의 많은 요소를 고려하여 결정할 필요가 있다. 또한 확률적으로 기술을 하면 설계파고(設計波高)보다 큰 파고가 내습할 때 구조물이 반드시 재해(災害)를 입지는 않는다. 즉, 발행확률(發生確率)은 구조물의 파과확률(破壞確率)을 나타내는 것만은 아니라는 것에도 주의할 필요가 있다.

참고 표 (1-1) 내용연수(耐用年數)(L_1)과 재현기간(再現期間)($\overline{T_1}$)에 대한 발생확률(發生確率)(E_1)

L_1 \ $\overline{T_1}$	5	10	15	20	25	30	40	50	60
1	0.200	0.100	0.067	0.050	0.040	0.033	0.025	0.020	0.017
2	0.360	0.190	0.129	0.098	0.078	0.066	0.049	0.040	0.033
3	0.488	0.271	0.187	0.143	0.115	0.097	0.073	0.059	0.049
4	0.590	0.344	0.241	0.185	0.151	0.127	0.096	0.078	0.065
5	0.672	0.410	0.292	0.226	0.185	0.156	0.119	0.096	0.081
6	0.738	0.469	0.339	0.265	0.217	0.184	0.141	0.114	0.096
7	0.790	0.522	0.383	0.302	0.249	0.211	0.162	0.132	0.111
8	0.832	0.570	0.424	0.337	0.279	0.238	0.183	0.149	0.126
9	0.866	0.613	0.463	0.370	0.307	0.263	0.204	0.166	0.140
10	0.893	0.651	0.498	0.401	0.335	0.288	0.224	0.183	0.155
12	0.931	0.718	0.563	0.460	0.387	0.334	0.262	0.215	0.183
14	0.956	0.771	0.619	0.512	0.435	0.378	0.298	0.246	0.210
16	0.972	0.815	0.668	0.560	0.480	0.419	0.333	0.276	0.236
18	0.982	0.850	0.711	0.603	0.520	0.457	0.366	0.305	0.261
20	0.988	0.878	0.748	0.642	0.558	0.492	0.397	0.332	0.285
25	0.996	0.928	0.822	0.723	0.640	0.572	0.469	0.397	0.343
30	0.999	0.958	0.874	0.785	0.706	0.638	0.532	0.455	0.396
35	0.999	0.975	0.911	0.834	0.760	0.695	0.588	0.507	0.445
40	0.999	0.985	0.937	0.871	0.805	0.742	0.637	0.554	0.489
45	0.999	0.991	0.955	0.901	0.841	0.782	0.680	0.597	0.531
50	0.999	0.995	0.968	0.923	0870	0.816	0.718	0.636	0.568

L_1 \ $\overline{T_1}$	80	100	120	160	200	250	300	400	500
1	0.012	0.010	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.002
2	0.025	0.020	0.017	0.012	0.010	0.008	0.007	0.005	0.004
3	0.037	0.030	0.025	0.019	0.015	0.012	0.010	0.007	0.006
4	0.049	0.039	0.033	0.025	0.020	0.016	0.013	0.010	0.008
5	0.061	0.049	0.041	0.031	0.025	0.020	0.017	0.012	0.010
6	0.073	0.059	0.049	0.037	0.030	0.024	0.020	0.015	0.012
7	0.084	0.068	0.057	0.043	0.034	0.028	0.023	0.017	0.014
8	0.096	0.077	0.065	0.049	0.039	0.032	0.026	0.020	0.016
9	0.107	0.086	0.073	0.055	0.044	0.035	0.030	0.022	0.018
10	0.118	0.096	0.080	0.061	0.049	0.039	0.033	0.025	0.020
12	0.140	0.114	0.096	0.072	0.058	0.047	0.039	0.030	0.024
14	0.161	0.131	0.111	0.084	0.068	0.055	0.046	0.034	0.028
16	0.182	0.149	0.125	0.095	0.077	0.062	0.052	0.039	0.032
18	0.203	0.165	0.140	0.107	0.086	0.070	0.058	0.044	0.035
20	0.222	0.182	0.154	0.118	0.095	0.077	0.065	0.049	0.039
25	0.270	0.222	0.189	0.145	0.118	0.095	0.080	0.061	0.049
30	0.314	0.260	0.222	0.171	0.140	0.113	0.095	0.072	0.058
35	0.356	0.297	0.254	0.197	0.161	0.131	0.110	0.084	0.068
40	0.395	0.331	0.284	0.222	0.182	0.148	0.125	0.095	0.077
45	0.432	0.364	0.314	0.246	0.202	0.165	0.140	0.107	0.086
50	0.467	0.395	0.342	0.269	0.222	0.182	0.154	0.118	0.095

(5) 자연조건

자연조건으로는 시설구조의 결정에 직접 영향이 미치는 파고, 지진, 지형, 지반 등의 조건뿐만 아니라 수질, 저질, 생물, 대기 등의 조건 외에 지구온난화에 수반하는 해수면 상승도 고려대상이 된다.

(6) 재 료

재료는 작용하는 물리적 외력, 열화외력, 사용연수, 형상, 시공성, 경제성, 환경, 경관에 미치는 영향을 고려하여 산정(算定)할 필요가 있다.

또 품질을 보장하는 것도 중요하다.

근래에 와서 종전의 재료에 스테인리스, 티탄, 새로운 고무 등의 신재료나 슬래그, 석탄회, 준설토사 등의 재생자원재료가 사용되고 있다.

(7) 설계법(안전율 등)

설계법은 구조물의 안전성을 판단하는 방식으로 분류하면 안전율을 사용하는 방법과 확률론에 근거한 지표를 사용하는 방법으로 대별된다. 안전율은 안전성을 정량적으로 표현하는 지표가 아니고 제 요소의 불확실성을 보충하기 위하여 경제적으로 정해진 성격을 갖는 것이다. 안전율은 표준적인 조건의 시점에서 경제적으로 충분히 안전하다고 생각되는 값을 나타낸 것이다.

조건(條件)에 따라서는 이들의 값을 내려도 좋겠으나 이런 경우 충분한 자료에 근거하여 신중한 판단을 하여 결정할 필요가 있다.

하중과 구조물의 내력(耐力)에 대한 확률분포(確率分布)를 적절히 가정할 수 있는 경우에는 안전율을 사용하지 않는 신뢰성 설계법 등을 사용할 수 있다. 종래의 안전율을 사용하는 설계법과는 다르고 신뢰성설계법에서는 구조물 파괴의 가능성을 정량적으로 파악하고 그것을 일정한 허용값 이하로 마무리하는 것이 가능하다.

신뢰성 설계법 등에서는 안전계수나 안정성 지표 등을 사용하여 설계한다.

한계상태설계법은 형식적으로는 신뢰성설계법의 한 형식으로 분류할 수 있다.

(8) 시공방법(施工方法)

합리적(合理的)인 설계를 하려면 시공방법(施工方法)을 충분히 고려할 필요가 있다.

(9) 시공정밀도

실제 시공 정밀도에 대응한 설계를 할 필요가 있다. 시공 정밀도에 대해서는 항만 및 어항공사 표준시방서 등을 참고한다.

(10) 공 기

공기가 결정된 경우 그 공기 내에 준공이 되도록 시공방법과 같이 설계에서도 공기에 대한 고려를 할 필요가 있다.

(11) 건설비 등

건설비 중에는 초기투자비용과 유지관리비용이 있고 이들의 전체를 고려하여 검토하여야 한다. 투자효과의 조기 발현에 대하여도 배려할 필요가 있고, 안정성 확보를 전제로 하여 시설의 정비수준에 따라 시설의 공유를 고려한 설계방법도 있다. 여기서의 초기투자비용은 보상비가 포함된 것이다.

설계를 할 때 건설비가 구조형식, 시공방법 등에 따라 변화하므로 이 점을 충분히 고려하여 설계할 필요가 있다.

제 2 장 선 박

2-1 대상선박의 주요치수

대상선박의 주요치수는 다음의 방법으로부터 설정하는 것으로 한다.
(1) 대상선박이 특정한 경우에 대하여는 특정선박의 주요치수
(2) 대상선박이 특정하지 않은 경우에 대하여는 통계자료 등에 의하여 정하여진 적절한 주요치수

[참 고]

(1) 대상선박이란 항만시설에 사용하는 것으로 예정되는 선박 중 그의 톤수가 최대인 것을 규정하고 있다. 따라서 대상선박이 특정한 경우에는 그의 주요치수를 사용한다.

(2) 공공항만시설과 같이 대상선박을 사전에 특정할 수 없을 경우에는 참고 표 (2-1)을 참고하여 대상선박의 주요치수를 정할 수 있다. 참고 표 (2-1)은 각 선종을 통용하는 톤수(총톤수 또는 재하중량톤수)를 대표로 나타낸다.

(3) 참고 표 (2-1)은 각기 단계적인 톤수에 있어「대상선박을 특정할 수 없는 경우 선박의 주요치수」를 나타내지만 이것은 통계적인 해석 등으로 얻어진 값이고, 주로 각기의 톤수에 대한 커버율 75%의 값이다. 따라서 동일톤수일지라도 참고 표 (2-1)의 값을 넘는 주요치수를 갖는 선박이 존재함과 동시에 그 반대로 대상선박으로 설정한 톤수이상에서도 참고 표 (2-1)에 근거하여 설정한 주요치수보다 작은 주요치수를 갖는 선박이 있다.

(4) 참고 표 (2-1)을 구하기 위하여 사용한 데이터는「LMIU shipping data(2004.1)」「일본국토기술정책종합연구소자료(2006.06)」및「일본선박명세서(2004)」이다. 또 참고 표 (2-1)에 있는 주요치수를 참고 그림 (2-1)으로 나타낸다.

(5) 페리의 주요치수는 항해거리 300㎞ 이상의 장거리 페리와 항해거리 300㎞ 미만의 중·단거리에서는 다른 특성이 있기 때문에「장거리 페리」와「중·단거리 페리」를 별도로 표시한다.

(6) 일본선적(船籍) 여객선의 주요 값은 세계여객선과 다른 특성도 있기 때문에 별도로 표시했다.

(7) 선박의 마스트높이는 동일종류, 동일톤수의 선박에 있어서도 약간 차이가 있기 때문에 항로를 횡단하는 교량 등의 설계에서는 대상선박의 마스트높이에 대한 분석을 하여야 한다.

(8) 대상선박이 소형화물선이고 대상선박을 사전 특정할 수 없는 경우에는 참고 표 (2-2)를 참고로 하여 주요치수를 설정할 수 있다. 역시 참고 표 (2-2)의 값도 참고 표 (2-1)과 같은 방법으로 구한 값이지만 소형선의 경우 주요치수의 분산이 크기 때문에 사용상 특히 주의가 필요하다.

(9) 선박의 톤수
선박의 톤수에 대한 정의는 다음과 같다.

① 총톤수(gross tonnage)
선박의 총톤수 측정에 관한 법률에서 규정된 선박의 밀폐구획의 용적톤수. 주로 국제항해에 종사하는 선박에 대하여 그 크기를 나타내기 위한 지표로 사용되는 국제총톤수가 있다.

② 재화중량톤수(dead weight tonnage)
적재한 화물의 최대중량을 톤 단위로 나타낸 수

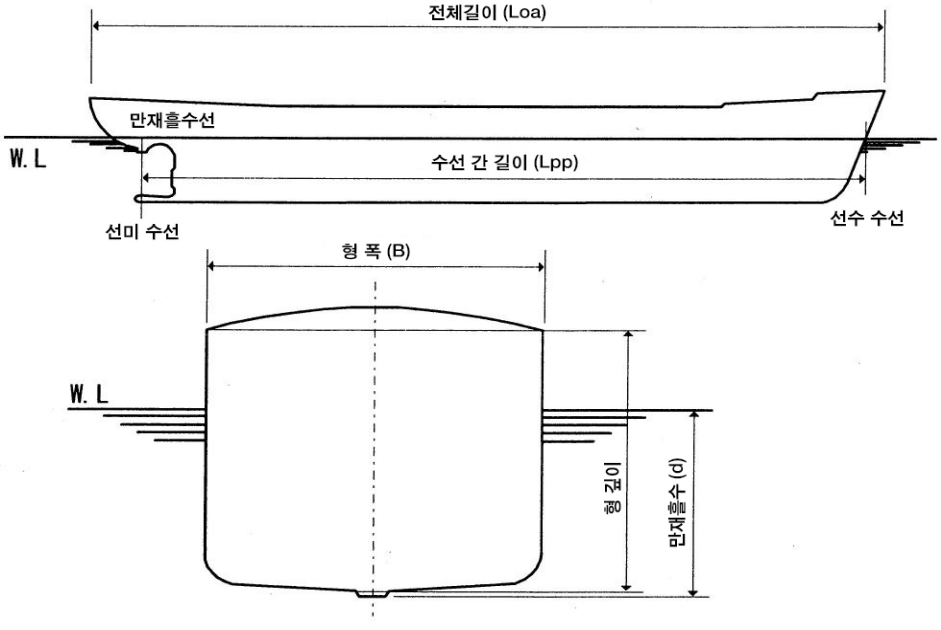
③ 배수톤수(displacement tonnage)
정지 상태에서 떠있는 선체가 배제하는 물의 양에 대한 톤수

(10) 대상선박에 상관관계를 적용할 수 있도록 재화중량톤수(DWT)를 대표 지표로 한 선종에 대해서는 총톤수(GT)와의 관계식을 아래에 제시한다.

즉, 이 식은 각 선종에 대한 참고 표 (2-1)의 톤수의 범위 내에서 적용가능하다.

화물선	GT = 0.529DWT
컨테이너선	GT = 0.882DWT
유조선	GT = 0.535DWT
RO/RO선	GT = 1.780DWT
자동차전용선	GT = 2.721DWT
LPG선	GT = 0.845DWT
LNG선	GT = 1.370DWT
여객선	GT = 8.939DWT
중거리 페리	GT = 2.146DWT
장거리 페리	GT = 2.352DWT

여기서, GT : 총톤수
DWT : 재화중량톤수



참고 그림 (2-1) 선박의 주요치수

참고 표 (2-1) 대상선박의 일반적 주요치수

① 화물선

톤 수	전장(Loa)	수선간장(Lpp)	형폭(B)	만재흘수(d)
(DWT)	(m)	(m)	(m)	(m)
1,000	67	61	10.7	3.8
2,000	82	75	13.1	4.8
3,000	92	85	14.7	5.5
5,000	107	99	17.0	6.4
10,000	132	123	20.7	8.1
12,000	139	130	21.8	8.6
18,000	156	147	24.4	9.8
20,000	161	152	25.1	9.9
30,000	182	171	28.3	10.5
40,000	198	187	30.7	11.5
50,000	211	200	32.7	12.4
55,000	217	206	33.6	12.8
70,000	233	222	36.0	13.8
90,000	251	239	38.7	15.0
100,000	259	247	39.8	15.5
120,000	274	261	42.0	16.5
150,000	292	279	44.7	17.7

② 컨테이너선

톤 수	전장(Loa)	수선간장(Lpp)	형폭(B)	만재흘수(d)
(DWT)	(m)	(m)	(m)	(m)
10,000	139	129	22.0	7.7
20,000	177	165	27.1	9.9
30,000	203	191	30.6	11.2
40,000	241	226	32.3	12.1
50,000	274	258	32.3	12.7
60,000	294	279	35.9	13.4
100,000	350	335	42.8	14.7
150,000	366	-	49.0	16.0
200,000	400	-	59.0	16.5
250,000	450	-	70.0	18.0

참고 표 (2-1) 대상선박의 일반적 주요치수(계속)

③ 유조선

톤수	전장(Loa)	수선간장(Lpp)	형폭(B)	만재흘수(d)
(DWT)	(m)	(m)	(m)	(m)
1,000	63	57	11.0	4.0
2,000	77	72	13.2	4.9
3,000	86	82	14.7	5.5
5,000	100	97	16.7	6.4
10,000	139	131	20.6	7.6
15,000	154	146	23.4	8.6
20,000	166	157	25.6	9.3
30,000	184	175	29.1	10.4
50,000	209	199	34.3	12.0
70,000	228	217	38.1	12.9
90,000	243	232	41.3	14.2
100,000	250	238	42.7	14.8
150,000	277	265	48.6	17.2
300,000	334	321	59.4	22.4

④ 롤온・롤오프(RO/RO)선

톤 수	전장(Loa)	수선간장(Lpp)	형폭(B)	만재흘수(d)
(DWT)	(m)	(m)	(m)	(m)
3,000	120	110	18.9	5.8
5,000	140	130	21.4	6.5
10,000	172	162	25.3	7.7
20,000	189	174	28.0	8.7
40,000	194	174	32.3	9.7
60,000	208	189	32.3	9.7

⑤ 자동차전용(PCC)선

톤 수	전장(Loa)	수선간장(Lpp)	형폭(B)	만재흘수(d)
(DWT)	(m)	(m)	(m)	(m)
3,000	112	103	18.2	5.5
5,000	130	119	20.6	6.2
12,000	135	123	21.8	6.8
20,000	158	150	24.4	7.9
30,000	179	175	26.7	8.8
40,000	185	175	31.9	9.3
60,000	203	194	32.3	10.4

참고 표 (2-1) 대상선박의 일반적 주요치수(계속)

⑥ LPG선

톤수	전장(Loa)	수선간장(Lpp)	형폭(B)	만재흘수(d)
(DWT)	(m)	(m)	(m)	(m)
3,000	98	92	16.1	6.3
5,000	116	109	18.6	7.3
10,000	144	136	22.7	8.9
20,000	179	170	27.7	10.8
30,000	204	193	31.1	12.1
40,000	223	212	33.8	13.1
50,000	240	228	36.0	14.0

⑦ LNG선

톤수	전장(Loa)	수선간장(Lpp)	형폭(B)	만재흘수(d)
(DWT)	(m)	(m)	(m)	(m)
20,000	174	164	27.8	8.4
30,000	199	188	31.4	9.2
50,000	235	223	36.7	10.4
80,000	274	260	42.4	11.5
100,000	294	281	45.4	12.1

⑧ 여객선

톤수	전장(Loa)	수선간장(Lpp)	형폭(B)	만재흘수(d)
(GT)	(m)	(m)	(m)	(m)
3,000	97	88	16.5	4.3
5,000	115	104	18.6	5.0
10,000	146	131	21.8	6.4
20,000	186	165	25.7	7.8
30,000	214	189	28.2	7.8
50,000	255	224	32.3	7.8
70,000	286	250	32.3	8.1
100,000	324	281	32.3	8.1

참고 표 (2-1) 대상선박의 일반적 주요치수(계속)

⑨ 페리선

가. 중단거리 페리(항해거리 300km 미만)

톤수	전장(Loa)	수선간장(Lpp)	형폭(B)	만재흘수(d)
(GT)	(m)	(m)	(m)	(m)
400	56	47	11.6	2.8
700	70	60	13.2	3.2
1,000	80	71	14.4	3.5
3,000	124	116	18.6	4.6
7,000	141	130	22.7	5.7
10,000	166	155	24.6	6.2
13,000	194	179	26.2	6.7

나. 장거리 페리(항해거리 300km 이상)

톤수	전장(Loa)	수선간장(Lpp)	형폭(B)	만재흘수(d)
(GT)	(m)	(m)	(m)	(m)
6,000	147	135	22.0	6.3
10,000	172	159	25.1	6.3
15,000	197	183	28.2	6.9
20,000	197	183	28.2	6.9

참고 표 (2-2) 대상선박을 특정할 수 없는 경우 소형화물선의 주요치수

재화중량톤수(DWT)	전장(L)	형폭(B)	만재흘수(d)
500톤	53m	9.4m	3.3m
700톤	58m	9.5m	3.3m

참고 표 (2-3) 어선의 표준선형

선종	톤수 (GT)	표준선형 (m)						선석의 치수	
		길 이 (m)	폭 (m)	선 심 (m)	전 장 (m)	전 폭 (m)	만재흘수 (m)	선석길이 (m)	선석수심 (m)
일반어선	1	5.5	1.7	0.6	7.2	2.0	0.7	10	1.0
	3	7.3	2.2	0.8	9.3	2.5	1.0	15	1.5
	5	9.6	2.9	0.9	12.1	3.3	1.1	15	1.5
	8	12.1	3.5	1.0	15.7	4.0	1.2	20	1.5
	10	14.1	3.9	1.1	17.8	4.5	1.4	25	1.5
	13	15.2	4.1	1.3	19.2	4.7	1.5	25	2.0
	15	16.3	4.3	1.3	20.5	4.9	1.6	25	2.0
	20	17.5	4.5	1.5	22.1	5.1	1.8	30	2.0
	30	20.6	4.8	1.7	25.1	5.4	2.0	30	2.5
	50	23.0	5.2	2.1	27.8	5.9	2.4	35	3.0
	60	26.9	5.6	2.5	32.5	6.3	2.6	40	3.0
	70	27.0	6.2	2.6	32.7	7.0	2.8	40	3.5
	100	29.3	6.3	2.7	35.5	7.1	3.1	45	3.5
	120	31.6	6.5	3.1	37.3	7.3	3.2	45	4.0
	200	35.9	7.0	3.2	41.5	7.9	4.2	50	5.0
	300	45.0	8.3	4.2	50.4	8.7	5.1	60	6.0
	350	46.9	8.7	4.3	52.5	9.1	5.4	65	6.0
	420	48.9	8.8	4.3	54.8	9.2	5.5	70	6.0
	500	51.5	9.1	4.3	57.7	9.6	5.7	70	6.5
양식어선	1	5.7	1.8	0.6	7.4	2.0	0.6	10	1.0
	3	6.9	2.2	0.7	8.8	2.5	0.9	15	1.0
	5	10.1	3.6	0.8	12.7	4.2	1.0	15	1.5
	8	11.8	4.3	0.8	15.3	4.9	1.1	20	1.5
	10	13.9	4.4	1.0	17.5	5.0	1.3	25	1.5
	13	15.4	4.5	1.3	19.4	5.2	1.4	25	1.5
	15	16.1	4.6	1.3	20.2	5.3	1.5	25	2.0
	20	17.5	4.7	1.5	22.1	5.3	1.7	30	2.0
	30	20.0	4.8	1.8	24.4	5.4	2.0	30	2.5

주 : 1) 어선의 표준선형 및 선석치수는 이용어선 현황을 조사하여 이용어선이 안전하고 원활하게 이용할 수 있도록 정하여야 하며, 특정의 대상어선이 없을 경우에는 참고 표 (2-3)을 참조하여 정한다.

2) 국가어항, 연안항 등 외래어선 입출항이 빈번한 어항은 최소선석수심을 DL(-)2.0m 이상으로 계획하도록 한다.

3) 일반어선과 선형이 상이한 양식어선 이용이 많은 어항은 대상선박을 구분하여 적용하도록 한다.

참고 표 (2-4) 100,000DWT를 초과하는 컨테이너선의 주요 제원(예)

톤수	전장(Loa)	수선간장(Lpp)	형폭(B)	만재흘수(d)	적재가능 컨테이너 개수
(DWT)	(m)	(m)	(m)	(m)	TEU(개)
100,870	324.0	324.0	42.0	13.0	8,000
101,570	334.1	319.0	42.8	14.5	8,204
101,612	334.0	319.0	42.8	14.5	8,100
104,696	346.0	331.5	42.8	14.5	6,600
104,700	346.0	331.5	42.8	14.5	6,600
104,750	346.0	331.5	42.8	14.5	7,226
109,000	352.0	336.4	42.8	14.5	10,150
110,000	336.7	321.0	42.8	15.0	9,200
115,700	366.9	351.1	42.8	15.0	7,929
156,907	397.6	376.0	56.0	16.5	11,000

□ 자료 : LMIU shipping data(2006.8)

(11) 선박의 마스트 높이

선박의 마스트 높이는 참고 표 (2-5)를 표준으로 한다.

참고 표 (2-5) 선박의 마스트 높이

선형(총톤수)	수면에서의 마스트높이(공선 시)	적 요
50톤 이하	7~8 m	부선은 제외
50~500tf	7~18	
500~1,000tf	15~26	
1,000~5,000tf	20~35	
5,000~10,000tf	30~45	
10,000이상	30~50	대형유조선포함
대형여객선	50~65	

○ 선박의 마스트 높이는 선박의 종류에 따라서 차가 크므로 항로를 횡단하는 교량이 있는 경우에는 그 항만을 출입하는 선박의 통계를 이용하여 적절히 정해야 한다. 만일 항로를 횡단하는 고압선이 있는 경우, 충분한 여유를 둔다.

○ 마스트높이가 특히 높은 선박의 예는 참고 표 (2-6)과 같다.

참고 표 (2-6) 마스트 높이의 실례

선 종	선 명	톤수(톤)	선저로부터 마스트높이 (m)	만재흘수 (m)	경흘수 (m)	공선 시 수면에서 높이(m)
여객선	Queen Mary	81,237	72.3	11.6	9.3	63
	Cambernia	45,000	64.0	9.7	7.0	57
	Carornia	34,183	67.3	9.4	7.1	60
	Arcadia	26,665	56.9	9.1	7.0	50
	Iberia	29,614	56.9	9.1	6.8	50
	Orsova	28,790	51.2	9.4	6.8	44
	Orcades	28,396	57.6	9.1	7.0	51
화물선	Himalaya	27,955	56.7	9.1	7.0	50
	Oronsay	27,632	56.9	9.4	6.8	50
	Cheesan	24,261	59.4	8.8	6.6	50
	Neradamaru	10,193	40.5	9.4	2.5	38
유조선	Toryomarue	96,193	57.0	16.0	4.7	52
군 함	Ranger	33,000	74.1	9.7		65
	Shangri La	60,000	67.2	10.8		57
범 선	Nipponmaru	2,300	54.0	6.0		48
	Kaiomaru	2,300	54.0	6.0		48
작업선	2,000t해상크레인		직립시 95.3 경사시 76.3		2.7	92.6 73.6
	3,000t해상크레인		직립시 85.8 경사시 43.8		3.6	82.2 40.2

주 : 수면에서의 마스트높이는 트림(trim), 진동 등에 의해서 다소 변동한다.

2-2 선박에 의하여 발생하는 외력

2-2-1 일 반

접안 시나 계류 시 선박에 의한 계류시설에 작용하는 외력은 대상선박의 제원, 접안방법 및 접안속도, 계류시설의 구조, 계류방법, 계류시스템의 성질, 바람, 파도, 조류 등의 영향을 고려하고 적절한 방법을 사용하여 정한다.

[해 설]

(1) 접안 시나 계류 시 선박으로 인한 계류시설에 작용하는 하중으로는

① 선박의 접안 시 발생하는 하중

② 계류선박의 동요에 의하여 발생하는 하중을 생각한다.

일반적으로 계류시설의 설계에서는 접안 시 선박의 접안력, 계류 시에는 선박에 작용하는 파력, 풍압력 및 조류에 의한 유압력을 받아 동요하는 선박으로 인해 계류시설에 작용하는 충격력 및 견인력을 고려한다.

특히, 외해에서 발생한 장주기파가 직접 내습하는 항만의 계류시설이나 시버스 등의 외해부나 항 입구부에 시설된 계류시설 또는 항내에서 대피하는 선박이 이용하는 계류시설 등에서는 선박에 작용하는 파력의 영향이 크므로 그의 영향을 충분히 고려하여야 한다.

(2) 선박으로 인해 계류시설에 작용하는 접안력은 선박의 접안에너지에 근거하여 방충공의 변위복원력 특성을 사용하여 계산한다.

(3) 계류 중 선박의 동요에 의하여 생기는 견인력이나 충격력은 선박에 작용하는 파력, 풍압력, 조류에 의한 유압력, 계류시스템의 특성 등을 근거로 하여 동요계산을 한다.

[참 고]

(1) 계류시설의 기본설계에 있어서 선박하중이 지배적인 요소가 되는 경우는 일반적으로 적다.

그러나 대형탱커나 대형광석선이 계류하는 시버스, 설계진도가 적은 경우의 잔교나 항내 대피용 계류시설 등의 설계에서는 선박하중이 지배적인 요소가 되므로 선박하중에 대해서 충분히 유의하여야 한다.

(2) 일반적으로 방충공의 설계에는 선박의 접안력과 계류선박의 동요에 의한 충격력, 또 계선주의 설계에서는 선박에 작용하는 풍압력이 지배적인 요인이 된다.

접안력이나 계류선박의 동요에 의한 충격력은 대상선박의 선형, 접안속도, 접안방법, 파의 제원, 방충공의 변위복원력 특성 등의 영향이 크며, 또한 풍압력은 대상선박의 선형 등의 영향이 크기 때문에 설계에 있어서는 대상선박의 제 조건, 파의 제원, 계류시설의 구조나 계류시스템의 특성 등을 충분히 조사할 필요가 있다.

2-2-2 선박의 접안 시 발생하는 외력

[1] 접안에너지

선박의 접안에너지는 운동역학적 방법에 의해서 계산해야하며, 다음 식에 의하여 계산한다.

$$E_f = (\frac{M_s V^2}{2}) C_e C_m C_s C_c \qquad (2\text{-}1)$$

여기서, E_f : 선박의 접안에너지(kN·m)
M_s : 선박의 질량(t)
V : 선박의 접안속도(m/s)
C_e : 편심계수
C_m : 가상질량 계수
C_s : 유연성계수(표준은 1.0)
C_c : 선석의 형상계수(표준은 1.0)

[해 설]

선박의 접안에너지를 구하는 방법은 운동역학적방법외에 통계적 방법, 수리모형실험에 의한 방법, 유체역학적 모델 등이 있으나 이들에 대해서는 설계에 필요한 데이터가 부족하거나 계산을 위한 여러 가지 정수가 충분히 밝혀지지 않았기 때문에 운동역학적인 방법을 일반적으로 사용한다.

[참 고]

(1) 선박의 운동에너지 Es(단위 : kN·m)는 선박이 횡접안으로 이동한다고 보면 $(M_s V^2)/2$과 같다. 선박이 돌핀, 방충재가 부착된 안벽 또는 방충판 등에 접안하는 경우, 방충재에 의하여 흡수되는 에너지를 고려한 값, 즉 선박의 접안에너지 E_f = $f \times E_s$가 된다.
여기서, f = $C_e \times C_m \times C_s \times C_c$이다.

(2) 선박의 재화중량톤수(DWT), 또는 총톤수(GT)와 만재시의 배수량 (DT)과의 관계식으로 다음 식을 사용하여도 좋다.

화물선	DT = 1.174DWT
컨테이너선	DT = 1.385DWT
탱 커	DT = 1.235DWT
롤온・롤오프선	DT = 1.022GT
자동차전용선	DT = 0.751GT
LPG선	DT = 1.400GT
LNG선	DT = 1.118GT
여객선	DT = 0.573GT
페리선(장거리)	DT = 1.240GT
페리선(중・단거리)	DT = 1.279GT

여기서, DT : 선박의 만재 시 배수톤(t)
GT : 선박의 총톤수(GT)
DWT : 선박의 재화중량톤수(DWT)

(3) 선박의 유연성계수(C_s)

선박의 유연성계수는 선박의 접안에너지에 대한 선박외판의 변형에 의해서 흡수되는 접안에너지의 비율이고 일반적으로 선박외판의 변형에 의해서 흡수되는 에너지는 적으므로 C_s값은 1.0을 취한다.

(4) 선석의 형상계수(C_c)

선석의 형상계수는 선박이 접안 시 선박과 계류시설과의 사이에 있는 수괴(水塊)가 압축되어 완충효과를 나타내어 방충재에 의해서 흡수되는 에너지를 감소시키는 효과를 고려하여 결정할 필요가 있고, 이 현상은 접안각도, 선박외판의 형상, 언더 킬 클리어런스(under keel clearance) 및 접안속도 등에 관계되는 것으로 생각되고 있으나 아직 해명되지 않는 부분이 많다.

C_c값은 1.0을 표준으로 하고 있다.

[2] 접안속도

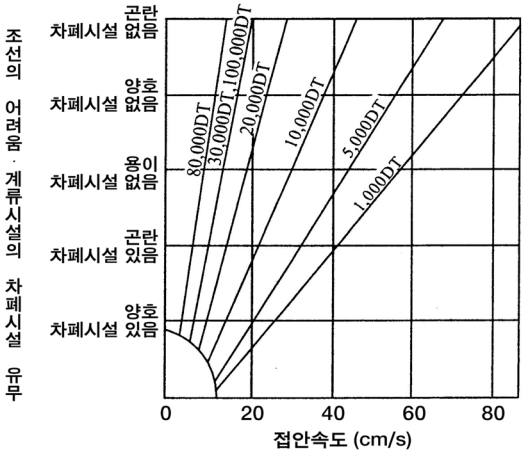
선박의 접안속도는 대상선박의 선형, 재화상태, 계류시설의 위치 및 구조, 기상 및 해상상황, 예인선의 유무, 크기 등을 고려하고, 실측값 또는 기왕의 접안속도 실측자료에 근거하여 정하여야 한다.

[참 고]

(1) 대형화물선과 초대형유조선(tanker)의 접안상황을 보면, 계류시설에서 약간 떨어진 위치에 계류시설과 평행이 되도록 일단 정지한 후 수 척의 예인선으로 천천히 밀면서 접안하며, 이때에도 접안돌핀(시설)에 설치된 속도계(docking sonar system)를 보면서 계류하기 때문에 10-15㎝/s정도의 속도를 유지하도록 하며, 바람이 계류시설 방향 즉 접안방향으로 강하게 부는 경우, 예인선으로 역방향으로 당기면서 접안하기도 한다.

(2) 페리, 컨테이너선(주로 RO/RO선) 등의 특수선, 혹은 소형화물선 등은 예인선을 사용하지 않고 자력으로 접안하거나 선수 또는 선미에 램프(ramp)가 있는 경우, 접안시설 기준선에 평행으로 이동하는 등 이들의 접안방법에 따른 실측값을 근거하여 신중히 접안속도를 결정해야 한다.

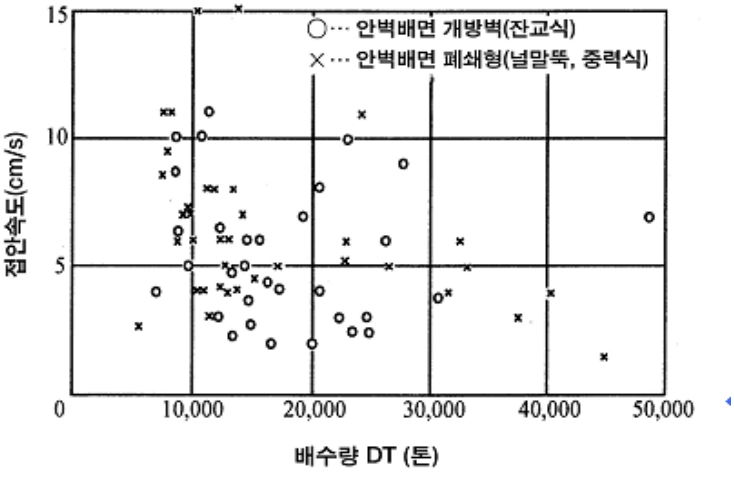
(3) 참고 그림 (2-2)는 경험적인 데이터에 의한 조선조건과 선박의 접안속도와의 관계를 표시한 것이며, 계류시설이 외해에 있을 때나 소형선에 대해서는 보다 큰 접안속도를 사용해야 함을 나타낸 것이다.



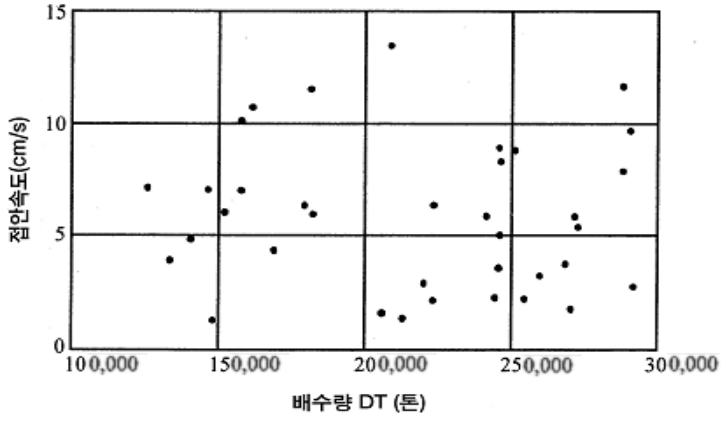
참고 그림 (2-2) 조선조건 및 선형과 접안속도와의 관계

(4) 접안속도에 관한 조사결과에 의하면 일반화물선에서는 거의가 10㎝/s 이하이며, 10㎝/s를 넘는 것은 없다. (참고 그림 (2-3) 참조) 대형탱커의 접안속도도 10㎝/s를 넘는 것이 별로 없으며, 자력으로 접안하는 페리는 10㎝/s 이하가 대부분의 경우지만, 15㎝/s를 넘는 경우도 있으므로 페리부두 설계 시 충분한 주의가 필요하다.

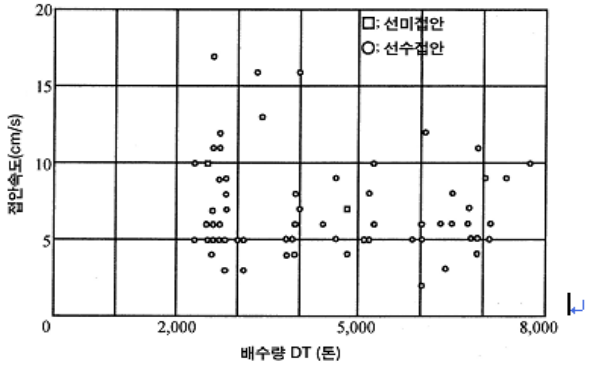
또한, 상기의 조사결과에 의하면 선박의 재화상태가 접안속도에 많은 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 즉, 만재상태에서 여유수심이 적으면 접안속도가 적고 반대로 경화 상태로 여유수심이 많으면 접안속도가 큰 경향이 있다.



참고 그림 (2-3) 일반화물선의 접안속도와 배수량



참고 그림 (2-4) 대형탱커의 접안속도와 배수량

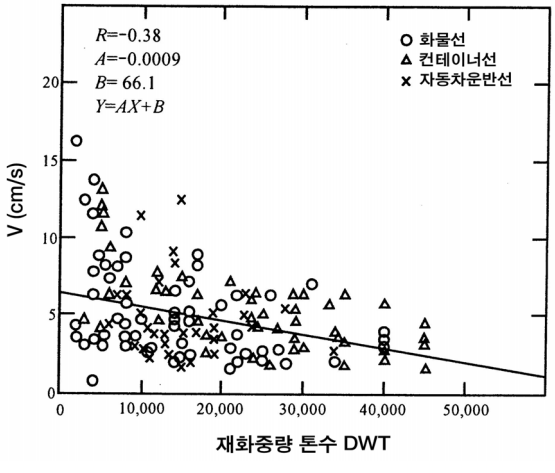


참고 그림 (2-5) 페리의 선축방향 접안속도와 배수량

화물선, 컨테이너선, 자동차 운반선 등 접안속도의 평균값은 조사통계에 의하면 참고 표 (2-7)과 같다. 또 참고 그림 (2-6)은 재화중량톤수와 접안속도의 관계를 나타낸 것이다. 이 조사통계에서도 선형이 클수록 접안속도가 적은 경향으로 나타난다. 또한 관측된 접안속도의 최댓값은 10,000DWT 미만에서는 거의 15㎝/s, 10,000DWT 이상은 거의 10㎝/s 이다.

참고 표 (2-7) 선박의 재화중량톤수와 접안속도의 평균값

재화중량톤수 (DWT)	접안속도(㎝/s)			
	화물선	컨테이너선	자동차운반선	전 선박
1,000급	8.1	–	–	8.1
5,000급	6.7	7.8	–	7.2
10,000급	5.0	7.2	4.6	5.3
15,000급	4.5	4.9	4.7	4.6
30,000급	3.9	4.1	4.4	4.1
50,000급	3.5	3.4	–	3.4
전 선박	5.2	5.0	4.6	5.0



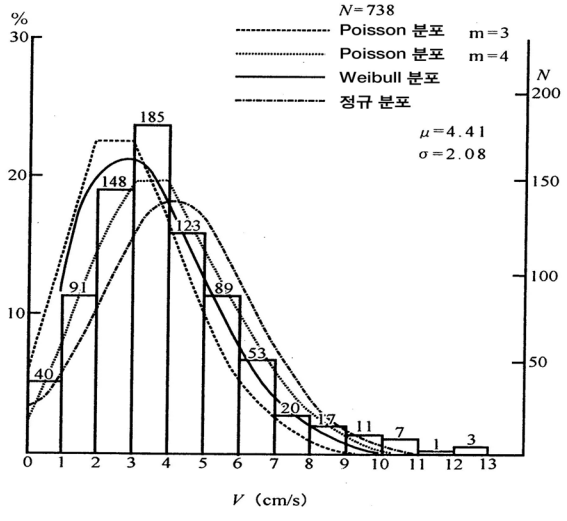
참고 그림 (2-6) 재화중량톤수와 접안속도의 관계

(5) 200,000DWT급의 대형탱커용 돌핀에서 접안속도 실측기록을 보면 접안속도의 빈도분포(참고 그림 (2-7) 참조)에서 접안속도 실측값의 최대는 13㎝/s이다. 이는 미초과확률(누적발생확률)로 99.6%에 해당된다. 같은 방법으로 평균값 μ는 4.4㎝/s, 표준편차 σ는 2.08㎝/s이다. 이로부터 와이블(weibull) 분포에 준한 확률밀도 f(V)를 구하면 다음 식과 같다.

$$f(V) = \frac{V}{0.8} \exp(-V^{1.25})$$

여기서, V : 접안속도(㎝/s)

또 접안속도의 1/1000 기댓값을 구하면 14.5㎝/s가 된다. 접안속도를 실측한 돌핀(또는 해양구조물(sea berth))의 설계접안속도는 15~20㎝/s이다.



참고 그림 (2-7) 접안속도의 빈도분포

(6) 소형화물선이나 어선 등의 소형 선박은 접안 시에 예인선을 사용하지 않고 자력으로 접안하기 때문에 대형선에 비하여 일반적으로 접안속도가 크고, 경우에 따라서는 30㎝/s 이상이 되기도 하므로 주의를 요한다. 이 때문에 특히 소형선박의 접안속도는 실측값 등을 근거로 하여 신중하게 정할 필요가 있다.

(7) 위와 같이 신중한 접안방법을 강구하지 않는 경우나 흐름이 작용하는 선석에서 중·소형 선박 등의 접안에 대해서는 표류속도를 고려하고 실측자료 등에 근거한 접안속도를 정할 필요가 있다.

(8) 어선 등이 사용할 가능성이 있는 계류시설의 설계에서는 어항에서의 설계기준 및 실적에 근거하여 설계하는 것이 좋겠다.

[3] 편심계수

편심계수는 다음 식으로 계산하는 것을 표준으로 한다.

$$C_e = \frac{1}{1 + \left(\frac{\ell}{r}\right)^2} \qquad (2\text{-}2)$$

여기서,

ℓ : 선박의 접촉면으로부터 계류시설의 기준선에 평행하게 측정한 당해선박의 중심까지 거리(m)

r: 선박의 중심을 통하는 연직축 둘레의 회전반경(m)

[참 고]

(1) 접안조선중의 선박은 선석기준선과는 평행하지 않고 선박은 계류시설(방충재)과 접촉한 후 회전(yawing)을 시작하고 롤링을 한다. 그 결과 운동에너지의 일부가 소모된다. 그러나 롤링에 의한 에너지의 소모는 요잉에 비해 적으므로 무시되며 식(2-2)는 회전(yawing)에 의한 에너지 소모를 고려하고 있다.

(2) r/L_{pp}는 선박의 블록계수 C_b와의 관계로 참고 그림 (2-8)에서 구할 수 있고, 근사적으로는 다음 식을 사용하여도 좋다.

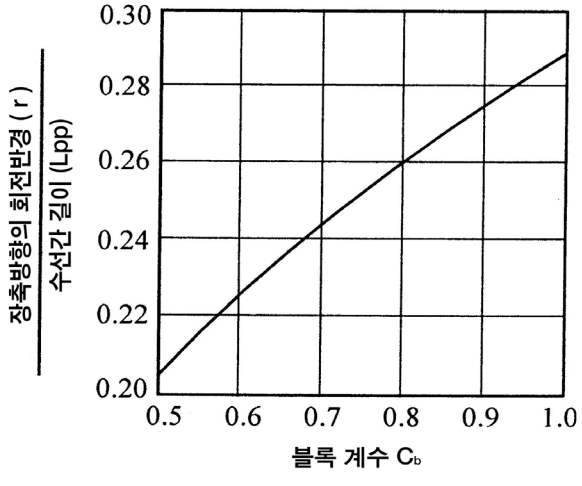
$$r = (0.19C_b + 0.11)\, L_{pp}$$

여기서, r : 전반경(또는 환동반경)으로 선박의 수직 축주변의 관성모멘트 I_z와의 사이에서 $I_z = M_s \cdot r^2$의 관계

L_{pp} : 수선간 길이(m)

C_b : 블록계수 , $C_b = \nabla/(L_{pp}Bd)$

[∇ : 선박의 배수부피(m^3), B : 형폭(m), d : 흘수(m)]



참고 그림 (2-8) 장축방향의 회전반경과 블록계수와의 관계(Myer. 1969)

(3) 선박이 P점에서 접안시설의 방충재 F_1과 F_2에 접촉할 때 계류시설에 평행하게 측정한 접촉점에서 선박의 중심까지의 거리 ℓ은 다음 2가지 식으로 구할 수 있다.

$$L_1 = \{0.5\alpha + e(1-k)\}\ L_{pp}\cos\theta$$

$$L_2 = \{0.5\alpha - ek\}\ L_{pp}\cos\theta$$

여기서, L_1 : 선박이 방충재 F_1에 접촉할 때의 계류시설에 평행하게 측정한 접촉점에서 선박의 중심까지의 거리

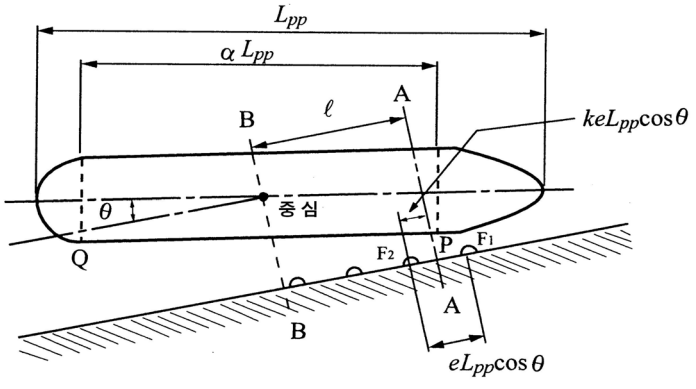
L_2 : 선박이 방충재 F_2에 접촉할 때의 계류시설에 평행하게 측정한 접촉점에서 선박의 중심까지의 거리

θ : 접안각도(설계조건에 주어진 값으로 통상 0~10°정도가 많다)

e : 배의 장축방향에서 관측한 방충재 간격과 수선간 길이의 비

α : 방충재와 접촉점 높이에서 선박측면의 평행현의 길이와 수선간 길이의 비(일반적으로 1/2~1/3이다)

k : 방충재 F_1과 F_2의 사이에서 선박과 접안시설이 가장 가까운 점을 표시하는 계수, 0<k<1로서 일반적으로 k = 0.5정도이다.



참고 그림 (2-9) 선박의 접안상황

[4] 가상질량계수

가상질량계수는 다음 식으로 계산하는 것을 표준으로 한다.

$$C_m = 1 + \frac{\pi}{2C_b} \times \frac{d}{B} \qquad (2\text{-}3)$$

$$C_b = \frac{\nabla}{L_{pp}Bd}$$

여기서, C_b : 블록계수

∇ : 선박의 배수부피(㎥)

L_{pp} : 수선간 길이(m)

B : 형폭(m)

d : 만재흘수(m)

[참 고]

(1) 선박의 접안 시에는 선박의 질량(M_s)과 선박주변 수괴의 질량(M_w)이 동시에 감속된다. 따라서 수괴의 질량에 의한 관성력이 선박에 부가된다.

이로 인한 가상질량 계수는 다음 식으로 구한다.

$$C_m = \frac{M_s + M_w}{M_s}$$

여기서, C_m : 가상질량계수

M_s : 선박의 질량(선박의 배수량/중력가속도)

M_w : 선박주변의 수괴질량(부가질량) (t)

(2) 수선간 길이(L_{pp}), 형폭(B), 만재흘수(d)는 대상선박의 치수를 사용하지만 표준선형으로 사용할 경우 표준선형표를 사용할 수 있다. 표준선형에 대한 수선간 길이(L_{pp})는 참고 표 (2-1)을 참고할 수 있다.

2-2-3 계류 중 선박의 동요에 의하여 발생하는 외력

[1] 계류선박의 동요

계류선박의 동요에 의하여 발생하는 외력은 선박에 작용하는 파력, 풍압력, 물의 흐름에 의한 유압력 등을 적절히 설정하고 동요계산을 한다.

[해 설]

(1) 외해나 항 입구 부근에 시설된 계류시설, 장주기파의 침입이 예상되는 항만의 계류시설에 계류된 선박 또는 악천후 시에 계류하는 선박에 대하여는 파도와 바람, 흐름 등에 의한 하중의 작용을 받아 선박이 동요하게 된다. 계류선박의 동요에 의한 운동에너지가 접안에너지를 초과하는 경우가 있기 때문에 계선주 또는 방충재의 설계 시 계류선박의 동요에 의한 견인력 또는 충격력을 고려하는 것이 바람직하다.

(2) 계류선박의 동요에 의하여 발생하는 외력은 선박에 작용하는 파력, 풍압력, 흐름에 의한 유압력, 계류시스템의 특성을 근거로 동요계산을 하고 있다.

[참 고]

(1) 계류선박의 동요는 하중의 불규칙성, 계류시스템의 변위복원력 특성의 비선형성을 고려하여 수치모형실험 등에 의하여 구한다.

(2) 대형탱커와 같이 블록계수가 0.7~0.8인 선박에서는 선체를 타원주체로 보고 근사적으로 파력을 구할 수 있다.

(3) 작업선과 같이 상자형 단면형상일 때에는 선체를 구형단면 부체 또는 직사각 부체로 보고 파력을 구할 수 있다.

[2] 선박에 작용하는 파력

계류선박에 작용하는 파력은 선형이나 파의 제원을 고려하여 적절한 방법으로 계산한다.

[해 설]

계류선박에 작용하는 파력은 스트립법, 특이점분포법(特異點分布法), 경계요소법(境界要素法), 유한요소법(有限要素法) 중 적절한 방법을 사용하지만 선박에서는 스트립법을 가장 많이 사용한다.

[참 고]

(1) 스트립법에 의한 파력

① 선체에 작용하는 규칙적인 파력

선체에 작용하는 파력은 프루드 크릴로프의 힘(froude-kriloff force)과 선체에 의한 회절파력의 힘(diffraction force)의 합으로 된다.

② 프루드 크릴로프의 힘

선체를 통과하는 파에 의한 힘으로 입사파의 힘과 접안시설에 의한 반사파에 의한 힘의 합으로 된다.

③ 반사파의 힘

선박에 의한 반사파의 힘은 입사파가 선체에 의해 분산될 때의 압력의 변화로 인해 발생하는 힘으로 이 압력의 변화를 상대적으로 선체를 운동하게 하여 라디에이션의 유체력(radiation force), 정지유체 속을 선박이 어느 정도의 속도로 운동할 때의 조파저항력(造波抵抗力)으로 바꾸어 추정할 수 있다. 이때의 선박의 속도는 선체단면과 입사파의 물입자와의 상대속도가 같다고 가정하고 이 속도를 등가상대속도(等價相對速度)라 부른다.

④ 선체 전체에 작용하는 힘

선체단면에 작용하는 프루드 크릴로프의 힘과 반사파의 힘을 선박의 장축방향에 따라 $x=-L_{PP}/2$ 부터 $x=L_{PP}/2$까지 적분하여 선체전체에 파력을 구할 수 있다.

(2) 회절파이론에 의한 파력

선박이 블록계수 C_b : 0.7~0.8정도이고 배후에 반사구조물이 없고 선박의 동요가 작다고 보아질 때에는 선박을 타원주체로 가정하고 회절파 이론을 근거로 한 식에 의한 파력을 계산할 수 있다.

2-2-4 선박에 작용하는 풍하중

계류선박에 작용하는 풍하중은 적절한 산정식으로 계산한다.

[해 설]

풍속의 시간적 변동성, 선체의 단면 형상에 따라 풍항력계수의 특성을 배려하여 구하는 것이 바람직하다.

[참 고]

(1) 선박에 작용하는 풍하중은 x, y방향의 풍항력계수 C_x, C_y와 선박중심축 회전의 풍압모멘트계수 C_M을 써서 다음 식으로 구한다.

$$R_x=\frac{1}{2}\rho_a U^2 A_r C_x$$

$$R_y=\frac{1}{2}\rho_a U^2 A_L C_y$$

$$R_M=\frac{1}{2}\rho_a U^2 A_L L_{pp} C_M$$

여기서,

C_x	: x방향(선체정면방향)의 풍항력 계수
C_y	: y방향(선체측면방향)의 풍항력 계수
C_M	: 미드십선회의 풍압모멘트 계수
R_x	: 풍하중 합력의 x방향성분(kN)
R_y	: 풍하중 합력의 y방향성분(kN)
R_M	: 풍하중 합력의 선박중심축 회전 모멘트(kN・m)
ρ_a	: 공기의 밀도, ρ_a = 1.23×10-3(t/㎥)
U	: 풍속(m/s)
A_r	: 수면상 선체 정면 투영면적(㎡)
A_L	: 수면상 선체 측면 투영면적(㎡)
L_{pp}	: 수선간 길이(m)

(2) 풍압계수 C_x, C_y, C_M은 특정선박에 대한 풍동실험(風洞實驗)이나 수조에서의 실험에서 구하는 것이 바람직하다. 이와 같은 실험은 시간, 비용 등이 들기 때문에 기왕의 풍동실험이나 수조에서의 실험결과를 근거하여 풍항력계수의 계산식을 사용하여 구할 수 있다.

(3) 풍속(U)는 최대풍속(10분간 평균 풍속)을 사용한다.

(4) 수면상의 선체 정면 투영면적과 수면상 선체 측면 투영면적은 대상선박의 치수를 사용하는 것이 바람직하다. 표준선형에 대해서는 회귀식을 참고로 사용하여 구할 수 있다.

(5) 풍속은 시간이나 공간적으로 변동하므로 계류 선박의 동요 해석에서는 풍속은 변동풍(変動風)으로 하고 시간적인 변동풍속의 스펙트럼은 더번포트(Davenport)나 히노(日野)가 제시한 다음의 주파수 스펙트럼은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$fS_u(f) = 4K_r U_{10}^2 \frac{X^2}{(1+X^2)^{4/3}}$$

$$X = 1200f / U_{10}$$

$$S_u(f) = 2.856 \frac{K_r U_{10}^2}{\beta} \left\{ 1 + (\frac{f}{\beta})^2 \right\}^{-5/6}$$

$$\beta = 1.169 \times 10^{-3} (\frac{U_{10}\alpha}{\sqrt{K_\gamma}}) (\frac{z}{10})^{2m\alpha - 1}$$

여기서, $S_u(f)$: 주파수 스펙트럼(㎡/s)

U_{10} : 기준 높이 10m에서의 평균풍속(m/s)

K_r : 기준 높이의 풍속으로 정의한 표면 마찰계수로 해상에서는 K_r = 0.003이 적당하다.

α : 풍속의 수직분포를 지켜야 할 법칙으로 표시한 때의 지켜야 할 지수 [$U \propto (z/10)^{\alpha}$]

z : 지표면 또는 수면상의 높이(m)

m : 대기의 안정도에 관한 수정계수, 폭풍우에 대하여 m = 2이다.

2-2-5 선박에 작용하는 조류에 의한 유체압력

선박에 작용하는 흐름에 의한 유체압력은 적절한 산정식을 사용하여 정한다.

[참 고]

(1) 선수 방향에서 흐름에 의한 유체압력

선수 방향에서 흐름과 선박 사이에서 발생되는 유체압력은 다음 식으로 계산된다.

$$R_f = 0.0014 S V^2$$

여기서, R_f : 유체압력(kN)

S : 침수면적(㎡)

V : 유속(m/s)

(2) 선측 방향에서 흐름에 의한 유체압력
선측 방향에서 흐름에 의한 유체압력은 다음 식으로 계산된다.

$$R = 0.5\rho_o C V^2 B$$

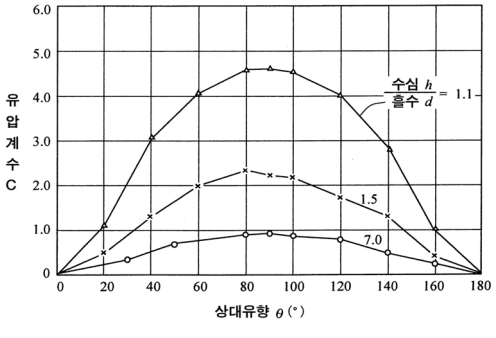
여기서, R : 유체압력(kN)
ρ_o : 해수의 밀도(t/㎥), (표준값 : ρ_o = 1.03t/㎥)
C : 유압계수
V : 유속(m/s)
B : 흘수선 밑의 선체 측면 투영면적(㎡)

(3) 조류에 의한 유체압력은 마찰저항과 압력저항으로 나누어진다.
선수 방향에서 흐름에 대한 저항은 대부분 마찰저항이다. 측면에서 흐름에 대해서는 대부분이 압력저항으로 생각할 수 있다. 그러나 양자를 엄밀하게 구분하기란 어렵다. 다음 식은 프루드(R. E. Froude)식에 ρ_w = 1.03, t = 15℃, λ = 0.14를 대입한 것을 간략화 한 것이다.

$$R_f = \rho_w g\lambda \{1 + 0.0043(15 - t)\} SV^{1.825}$$

여기서, R_f : 유체압력(N)
ρ_w : 해수의 비중, (표준값 : ρ_w=1.03)
g : 중력 가속도(m/s^2)
t : 온도(℃)
S : 침수면적(㎡)
V : 유속(m/s)
λ : 계수, 선박의 전장(全長) 30m일 경우 λ : 0.14741
선박의 전장(全長) 250m일 경우 λ : 0.13783

(4) 유압계수 C는 선박의 흐름의 상대유향 θ에 따라 변화하지만 참고 그림 (2-10)에서 구한 값을 참고로 할 수 있다.
(5) 침수면적 S, 흘수면하의 선체 측면 투영면적 B는 통계 해석에서 구해진 회귀식에 의한 값을 사용하여도 된다.



참고 그림 (2-10) 유압계수 C

2-2-6 계류시스템의 특성

계류시스템의 동요 계산 시에는 계류라인이나 방충재 등의 계류시스템의 변위복원력 특성을 적절하게 모델(model)화 한다.

[해 설]

계류라인이나 방충재 등의 변위 복원력 특성은 일반적으로 비선형 특성이 있다.
또한 방충재의 변위 복원력 특성에 대해서는 히스테리시스를 갖는 경우도 있으므로 이를 적절히 모델화하여 동요계산을 하는 것이 바람직하다.

2-2-7 계선주에 작용하는 힘

계선주에 작용하는 선박의 견인력은 표 (2-1)의 값을 표준으로 한다.
직주에 있어서는 아래 표의 값을 규정한 선박의 견인력이 수평방향으로 작용하고, 그 반(1/2)의 견인력이 수직방향으로 동시에 작용하는 것을 표준으로 한다.
곡주에서는 아래 표의 값을 규정한 선박의 견인력이 모든 방향에 작용하는 것을 표준으로 하고 있다.

표 (2-1) 선박의 견인력

선박의 총톤수(GT,톤)	직주에 작용하는 견인력 (kN, {t})	곡주에 작용하는 견인력 (kN, {t})
200톤 이상 500톤 이하	150 {15}	150 {15}
500 〃 1,000 〃	250 {25}	250 {25}
1,000 〃 2,000 〃	350 {35}	250 {25}
2,000 〃 3,000 〃	350 {35}	350 {35}
3,000 〃 5,000 〃	500 {50}	350 {35}
5,000 〃 10,000 〃	700 {70}	500 {50}
10,000 〃 20,000 〃	1,000 {100}	700 {70}
20,000 〃 50,000 〃	1,500 {150}	1,000 {100}
50,000 〃 100,000 〃	2,000 {200}	1,000 {100}
100,000 〃 150,000 〃	2,000 {200}	1,500 {150}
150,000 〃 200,000 〃	2,500 {250}	1,500 {150}
200,000 〃 250,000 〃	2,500 {250}	2,000 {200}

[해 설]

직주는 폭풍 시에 선박을 계류하기 위한 선석 양단 부근의 계류시설 또는 그 부근의 기준선으로부터 떨어지게 설치하는 계선주이다. 또 곡주는 평상시에 선박을 계류 또는 이접안하기 위한 계류시설로 기준선 가까이에 설치하는 계선주이다.

[참 고]

(1) 계선주에 작용하는 견인력은 계류라인의 절단하중, 계류시설이 설치되는 지점의 기상·해상조건, 선박의 제원 등을 근거로 하여 필요에 따라 접안중의 선박에 의한 힘, 계류 중의 선박의 풍압력, 동요에 의한 힘을 고려하여 계산하는 것이 바람직하다.

(2) 선박의 총톤수가 5,000톤을 넘는 경우 선석이 일정한 계류시설의 중간부에 스프링라인을 걸기위한 계선주에서 계류라인이 2줄 이상 필요치 않을 경우에는 곡주에 작용하는 견인력은 표 (2-1)에 표시된 값의 반으로 한다.

(3) 표 (2-1)의 총톤수가 200톤 이하 또는 100,000톤을 넘는 선박의 견인력이나 악천후 시에도 선박을 계류하는 계류시설 및 외해 등 기상·해상조건의 영향을 받는 수역에 설치하는 계류시설에 작용하는 견인력은 기상·해상조건, 계류시설의 구조, 기왕의 견인력 실측자료 등을 감안하여 정한다.

(4) 직주에 작용하는 견인력은 직주가 안벽 기준선에서 선박 폭만큼 후방에 또는 브레스트라인(breast line)이 선축과 45°의 방향으로 당겨지는 것으로 하고, 25~30m/s의 풍속에도 경화(輕貨) 상태의 선박이 안전하게 계류할 수 있도록 선박에 작용하는 풍압력으로 구하는 것이다. 견인력은 계류라인 1~2줄의 절단강도에 상당한다. 또한 1,000GT 이하의 소형선에 대해서는 35m/s의 풍속을 견딜 수 있는 견인력으로 되어 있다.

곡주에 작용하는 견인력은 선수미(船首尾)가 선축과 25° 이상의 방향에서 당기는 것으로 하고 경화 시에 대해서도 곡주가 15m/s의 풍속까지 계류할 수 있도록 선박에 작용하는 풍압력에서 구한 것이다. 이는 5,000GT 이하의 선박에 대한 계류라인의 1줄의 절단강도, 5,000GT를 넘는 경우에는 계류라인 2줄의 절단강도에 상당한다.

선석이 정해진 선석의 중간부에 설치하는 스프링라인용 곡주에 대한 견인력은 계류라인 1줄의 절단강도에 상당한다. 다만, 합성섬유삭에 관한 규정은 나일론삭, 비니론삭 B종은 사용실적이 적고 내마모성이 작은 이유로 소요의 안전율을 크게 잡고 있어 소요지름이 크고 절단하중도 크다. 따라서 나일론이나 비니론삭 B종을 사용하는 경우에는 상기 (3)항의 규정은 적용되지 않는다. 이상과 같이 견인력의 산정은 풍압력 외에 선축방향에 2노트, 선축 직각방향에 0.6노트의 유속이 고려되어 있다.

(5) 200GT 이하 소형선의 견인력은 선박의 종류, 접안상황, 계류시설의 구조 등을 고려하여 결정하는 것이 바람직하다. 즉 실제의 설계에서는 200GT 이하의 경우 직주에 작용하는 견인력은 150kN, 곡주에 작용하는 견인력은 50kN을 표준으로 하고 있다.

(6) 페리, 컨테이너선, 여객선 등의 견인력 산정은 바람의 수압면적(受壓面積)이 크기 때문에 상기 표 (2-1)를 사용할 때 주의를 요한다.

(7) 어선의 견인력은 참고 표 (2-8)을 참조한다.

참고 표 (2-8) 어선의 견인력

(단위 : kN)

어선 총톤 수	견인력(계선주 1기당)
10 ton 미만	10
10 ton 이상 ~ 50 ton 미만	30
50 ton 이상 ~ 100 ton 미만	50
100 ton 이상 ~ 200 ton 미만	70
200 ton 이상 ~ 500 ton 미만	150
500 ton 이상 ~ 1,000 ton 미만	250

주 : 악천후 시의 계선주(환) 1기에 작용하는 견인력은 어선의 계류 척수 등을 고려하여 정한다.

[참고문헌]

1) 일본선박명세서(2004)
2) 일본국토기술정책종합연구소자료(2006.6)
3) LMIU Shipping Data(2006.8)
4) 日本港灣協會(2007), 港灣の施設の技術上の基準·同解說

제 3 장 바람과 풍압력

3-1 일 반

항만시설의 계획 및 설계에 있어서는 기상의 요소인 바람, 기압, 안개, 강우, 강설, 기온 등을 고려하여야 한다.

[해 설]

기상요소가 항만에 미치는 영향은 아래와 같다.

(1) 기압과 기압분포는 바람 또는 폭풍해일 발생의 지배적 요인이 된다.

(2) 바람은 파도 및 고조 발생의 요인이 되고 항구의 위치, 방향, 방파제의 방향 등의 결정에 영향을 준다. 또 항만시설 및 계류 중의 선박에 풍압이 작용하며, 하역 시나 기타 항만에서의 여러 가지 작업을 저해하는 요인으로 작용한다.

(3) 강우는 항만내의 배수시설 용량 결정에 주요인이 될 뿐 아니라 하역작업 등 여러 가지 작업의 저해요인이 된다.

(4) 안개는 선박의 항행 및 입출항에 지장을 주어 항만의 이용도를 저해시키는 요인이 된다.

(5) 적설은 항만시설의 적재하중에 영향을 미친다.

(6) 기온은 구조부재의 응력분포에 영향을 미치며, 온도응력을 발생시킬 수 있다.

[참 고]

(1) 태풍에 의한 고조나 파랑발생의 계산은 태풍권내의 기압 실측값에 따라 후지다(藤田)의 식 또는 마이어스(myers)식의 정수를 결정하고 기압분포를 가정하는 수가 많다.

$$p = p_\infty - \frac{\Delta p}{\sqrt{1+(\frac{r}{r_o})^2}} \quad \text{(후지다식)} \qquad \text{참고 (3-1)}$$

$$p = p_c + \Delta \exp(-\frac{r_o}{r}) \quad \text{(마이어스식)} \qquad \text{참고 (3-2)}$$

여기서, p : 태풍 중심에서부터의 거리 r점의 기압(hPa{mb})

r : 태풍 중심에서부터의 거리(km)

p_c : 태풍 중심의 기압(hPa{mb}))

r_o : 태풍 중심에서부터 대략 최대 풍속점까지의 거리(km)

Δp : 태풍 중심에서 기압의 깊이(hPa{mb}),

$\Delta p = p_\infty - p_c$

p_∞ : $r \rightarrow \infty$의 기압(hPa{mb}), $p_\infty = p_c + \Delta p$ 일반 적으로 태풍의 규모는 시간적으로 변동하므로 r_o , Δp는 시간의 함수로서 구하지 않으면 안 된다.

(2) 강우는 일반적으로 단기간에 강우량이 집중하는 뇌우(雷雨)와 태풍으로 대표되는 계속시간이 긴 강우로 나누어진다. 배수시설의 설계는 순간적인 유출량이 큰 경우와 유출시간이 긴 경우에 대한 강우강도를 결정하여야 한다. 뇌우 등 강우강도가 문제가 되는 하수도계획 등에는 샤먼식이나 탈보트식(talbot)이 사용된다.

$$R = \frac{a}{t^n}$$ (샤먼식) 참고 (3-3)

$$R = \frac{a}{t+b}$$ (탈보트식) 참고 (3-4)

여기서, R : 강우 강도(㎜/h)
t : 강우 지속시간(min)
a, b, n : 정수

최대 강우량과 강우기간과의 관계는 $P = aT^n$으로 나타낼 수 있다.
최근에는 강우의 종류나 지형을 고려한 실험식이 제안되어 있다. 통상 관측되고 있는 1시간 강우량에서 1시간 이하의 스케일로 강우강도를 구하는 식이다.

$$R = 7.7 R_o T^{0.5}$$ 참고 (3-5)

여기서, R_o : 1시간 측정한 강우강도(㎜/h)
N년 확률로 60분 우량이 있을 때에는 이를 사용한다.
T : 구하고자 하는 1시간 이하의 시간스케일(min)
R : 구하고자 하는 시간스케일의 강우강도(㎜/h)

태풍과 같이 전체우량이 많을 때나 산에서 육역으로 강우유출이 문제가 되는 경우는 다음 식으로 계산할 수 있다.

$$P = 83 D^{0.33}$$ 참고 (3-6)

여기서, P : 최대강우량(㎜)
D : 강우시간(h)

(3) 부정정 구조물의 설계에서는 온도변화가 발생하는 온도응력의 영향을 고려하여야 한다. 일반적으로는 구조물에 일정한 온도의 승강이 있다고 보고 온도의 승강은 연평균기온과 월평균기온의 최고와 최저의 차에서 구하고 있으나 일반적으로 (±)15℃가 적당하다. 다만, 연간의 기온차가 큰 지점에서는 이에 대한 고려가 필요하다. 또한 부분적으로 온도가 다른 구조물은 그 영향을 고려하여야 한다.

3-2 바 람

파고 등의 추정에 사용하는 바람이나 항만시설에 외력으로 작용하는 바람은 다음 방법으로 결정하는 것을 표준으로 한다.

(1) 파고의 추정이나 고조의 추정에 쓰이는 풍속, 풍향은 바람의 실측값 또는 경도풍 등의 계산 값에 높이 등의 필요한 보정을 하여 계산한다.

(2) 항만시설에 작용하는 풍속은 당해시설 및 구조물의 특성 등에 따라 적절한 기간의 통계자료를 근거로 하여 결정한다.

[참 고]

(1) 경도풍

① 경도풍의 풍속은 기압경도, 등압선의 곡률반경, 위도, 공기밀도의 함수로서 다음 식으로 계산한다.

$$V_g = rw\sin\phi\left(-1+\sqrt{1+\frac{\partial p/\partial r}{\rho_a r\omega^2\sin^2\phi}}\right) \qquad \text{참고 (3-7)}$$

여기서, V_g : 경도풍속(m/s), 고기압성의 경우 식 참고 (3-7)은 (-)가 되므로 절대값을 취한다.

$\frac{\partial p}{\partial r}$: 기압경도(저기압성은 (+), 고기압성은 (-)로 한다.) ($kg/m^2/s^2$)

r : 등기압선의 곡율반경(m)

ω : 지구자전의 각속도(角速度 : 1/s), $\omega=7.27\times10^{-5}$/s)

ϕ : 위도(°)

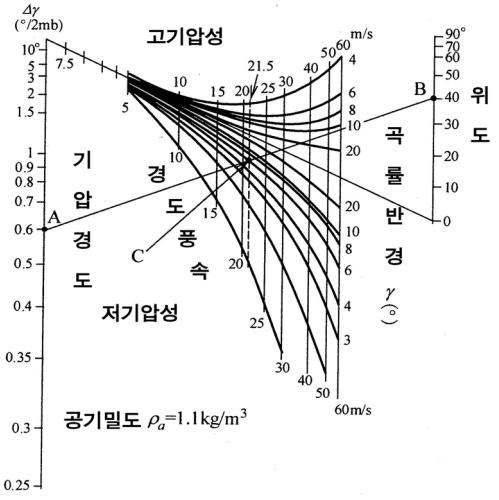
ρ_a : 공기의 밀도(kg/m^3)

위도 1°상당에 해당하는 거리는 약 1.11×10^5m, 기압 1hPa는 100kg/m/s^2 임

② 곡률반경이 무한대(등압선이 직선이 됨)인 경우 경도풍을 특히 지형풍(地衡風)이라 부르며, 그 풍속은 V = (∂p/∂r)/($2\rho_a\omega\sin\phi$)가 된다.

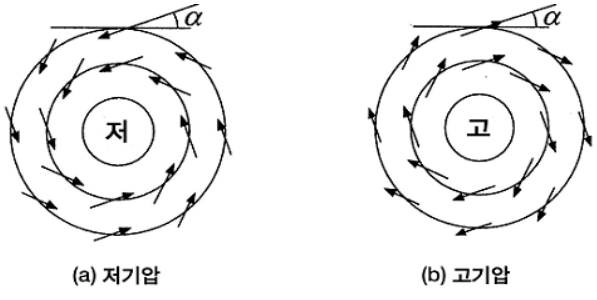
③ 경도풍의 산정은 참고 그림 (3-1)의 경도풍산정 노모그래프(nomograph)를 이용하면 편리하다. 이는 ρ_a = 1.1kg/㎥을 가정한 것이다.

사용 예를 설명하면, 위도 40°지점의 2hρ_a 등압선 간격(기압경도)이 위도로서 0.6° 등압선 곡률반경이 6°의 경우(저기압성으로 한다)는 A점과 B점을 직선으로 연결하여 곡률반경 r=6°의 곡선과 교차되는 C를 구하고 세로선의 눈금을 읽으면 경도풍속은 약 21.5m/s를 구할 수 있다.



참고 그림 (3-1) 경도풍산정 노모그래프(nomograph)

(2) 실제 해상에서의 풍속은 일반적으로 경도풍의 계산식보다 값이 적다. 또 경도풍의 풍향은 이론적으로는 등압선에 평행하지만 실제는 참고 그림 (3-2)와 같이 등압선에 대한 어느 각도 α방향(cross isobar angle)으로 분다.
지구의 북반구에서는 그 중심을 향하여 왼쪽방향으로 불고, 고기압의 중심에서는 오른쪽방향으로 분다.



참고 그림 (3-2) 저기압 및 고기압에서의 바람 부는 방향(북반구)

경도풍과 해상풍의 관계는 위도에 따라 다르며 평균적으로 참고 표 (3-1)과 같다.

참고 표 (3-1) 경도풍과 해상풍의 관계(위도별)

위 도	10°	20°	30°	40°	50°
각 도 α	24°	20°	18°	17°	15°
풍속비 V_s/V_g	0.51	0.60	0.64	0.67	0.70

주 : V_s : 해상풍속(m/s), V_g : 경도풍속(m/s)
α : 해상풍의 풍향과 등압선이 이루는 각도

그러나 위 표는 하나의 표준이고 해상풍의 추정에 있어서는 연안의 실측값이나 기상도에 기입된 해상 선박에서의 통보된 값을 참고하고 적절한 보정을 행한 후 해상풍을 추정하여야 한다.

(3) 항만시설에 작용하는 바람의 설계풍속의 선정은 장기간(30년 이상)의 실측값에 따라 풍속의 출현확률분포를 추정한 후, 소요 재출현기간에 대응하는 풍속을 채택한다. 바람의 제원은 풍향 및 풍속으로 하며 풍향은 16방위, 풍속은 10분간 풍속으로 표시하는 것을 표준으로 한다.
기상청 관측자료는 약 35년간의 최대 10분 평균풍속에서 이중지수분포를 가정하고 5, 10, 20, 50, 100, 200년의 재현기대풍속을 추정하고 있다. 따라서 대상지점에 인접한 관측소의 지형조건이 다른 경우는 최저 1년간 관측하고 지형관계를 비교 검토하여 관측성과를 이용하는 것이 좋을 것이다.

(4) 폭풍해일 및 파고의 추정에 사용하는 풍속은 해면상 10m에서의 값을 기준으로 하고 있다.
또 기상청의 관측된 풍속은 지상 10m정도의 값이다. 따라서 관측값을 이용하여 해상풍을 추정하는 경우 대상으로 하는 구조물의 높이가 상기한 높이와 떨어져 차이가 있는 경우 풍속에 대한 높이의 보정을 하여야 한다. 풍속의 수직분포는 일반적으로 대수측(對數側)으로 표시되지만 현행의 각종 구조물 설계계산에서는 간단하게 지수측(指數側)을 적용한다.

$$U_h = U_o\left(\frac{h}{h_o}\right)^n \qquad \text{참고 (3-8)}$$

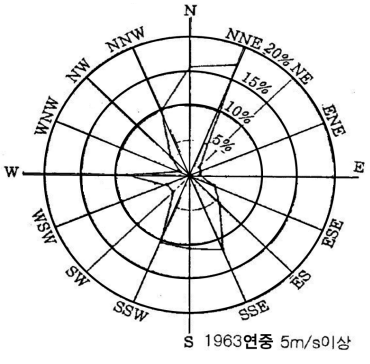
여기서, U_h : 높이 h에서의 풍속(m/s)
U_o : 높이 h_o에서의 풍속(m/s)

지수는 지표부근의 조도, 대기의 안정도의 상태에 따라 변화하지만 구조물의 강도계산에서는 n=1/10～1/4을 사용하고, 해상에서는 일반적으로 n≥1/7을 사용하는 경우가 많다.
풍속의 통계자료는 10분간 평균 풍속을 대상으로 하는 경우가 많으나, 구조물에 따라 이보다 더 짧은 평균시간의 평균풍속 또는 최대 순간풍속이 대상이 될 수도 있고, 이 경우에는 당해지역에서의 평균시간과 최대풍속의 관계, 돌풍율 등의 특성을 파악하여야 한다.

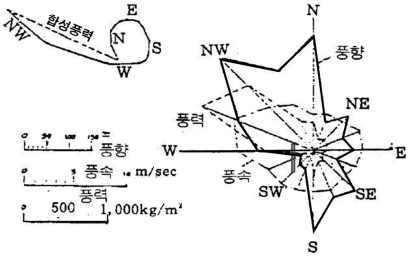
(5) 풍속과 풍향
① 항만시설물의 계획에 사용되는 풍속과 풍향을 실측값에서 추정한다.
② 구조물 또는 선박에 사용하는 바람의 자료는 30년 이상의 기간에 걸쳐서 실측한 자료에서 구한다.
③ 설계심해파를 태풍에서 계산할 때에는 계산식에서 추정한다.
④ 풍향은 참고 그림 (3-3)과 같이 16방위로 표시한다.
⑤ 풍향은 방파제와 같이 외곽시설의 설치 위치와 방향을 정할 때 파향과 거의 같기 때문에 중요한 요소가 된다. 항구의 방향과 위치는 특히 최다풍향을 고려하여 결정하여야 한다.
⑥ 풍향은 풍향도를 표시하고 풍향도에는 전년풍향도(全年風向圖), 각월 풍향도, 계절 풍향도 등이 있다. 전년풍향도는 매일 6회 관측한 기록을 그 풍속에 관계없이(1m/s이상만) 방향별로 회수를 분류하여 다음과 같은 표를 만들고 풍향도를 그린다. 이 표에서 각 방향에 대한 1년간의 총회수를 구한다.
이와 같은 수년간의 기록을 평균하여 각 방향에 대한 1년간 회수의 평균값을 구할 수 있다. 이 평균값을 적당한 축척으로 표시하여 각 방향별로 그리면 참고 그림 (3-4)와 같은 전년풍향도가 된다.
⑦ 풍향도에서 가장 많이 불어오는 방향을 알 수 있으며, 이와 같은 방향의 바람을 항풍(prevailing wind)이라 한다.

(예)

월 별 / 풍 향	1월	2월	3월	----------12월
N	35	30	25	----------12월
NNE	31	34	25	----------12월
NE	25	31	31	----------12월
ENE	202	19	35	----------12월



참고 그림 (3-3) 풍향표시도



참고 그림 (3-4) 풍향도

⑧ 풍속은 시시각각으로 변하므로 일정시간 내의 평균값을 택한다. 풍속은 일반적으로 10분간의 풍속을 평균한 값이다.
풍속도의 작성법은 풍향도 작성법과 같으며, 풍속대신 풍향을 쓴다.

3-3 풍압력

풍압력은 시설의 형태, 설치장소의 상황 등을 고려하여 정하여야 한다.
그리고 헛간 및 창고, 하역기계 및 교량 또는 고가도로 등에 작용하는 풍압력은 다음에 의하여야 한다.

(1) 부두의 헛간 및 창고에 작용하는 풍압력은 건축구조기준(2009)을 적용하여 산정한다.
(2) 하역기계에 작용하는 풍압은 타워크레인의 구조·규격 및 성능에 관한 기준(2012)을 적용하여 산정한다.
(3) 교량, 고가도로 또는 이에 유사한 구조물 등에 작용하는 풍압력은 도로교 설계기준의 풍하중에 의하여 산출한다.

[참고문헌]

1) 건축구조기준(2009)
2) 타워크레인의 구조 · 규격 및 성능에 관한 기준(2012)
3) 日本港灣協會(2007), 港灣の施設の技術上の基準·同解說

제 4 장 파 랑(波 浪)

4-1 파랑의 기초사항

항만구조물의 설계 및 항내정온도(港內靜穩度) 분석을 위한 파랑은 실측값 또는 풍속에서 추산(推算)한 심해파(深海波) 자료를 적절히 통계처리한 후 해안지형에 의한 변형을 고려한 값을 사용한다.

[해 설]

(1) 우리나라 해안에 내습하는 설계파랑은 주로 태풍과 동계 계절풍에 의한 파랑이다. 현재까지 우리나라에 있어서 파랑의 실측기간은 길지 않으나, 바람자료는 관측기간이 상대적으로 길기 때문에 바람자료로부터 추산한다.

(2) 최근에는 태풍 또는 저기압에 의한 바람은 기압 분포에서 비교적 정확하게 계산할 수 있고, 그 결과를 가지고 파랑수치모형을 사용하여 계산된 불규칙파의 파고와 주기를 사용한다.

(3) 파랑의 통계처리는 이상(異常) 파랑과 평상시(平常時) 파랑으로 구분하여 이에 적합한 분석방법을 사용한다. 이상시 파랑은 태풍, 폭풍 등에 의해 발생하는 고파랑의 장기간 자료의 극치통계분석을 통해 구하며, 평상시 파랑은 1년 이상의 연속된 파랑자료를 통계 처리하여 구한 파랑조건을 사용한다. 이상 파랑은 구조물의 설계파 산정과 이상시 항내정온도 검토에 이용되고, 평상시 파랑은 항내정온도 분석 및 항만가동일수 또는 작업일수를 산정하는 데 이용된다.

(4) 파랑 변형은 심해파가 파랑 자료를 필요로 하는 지점에 도달할 때까지의 변형이며, 천수변형, 굴절변형, 회절변형, 반사 및 쇄파 등에 의한 변형이다.

(5) 설계파는 파랑의 불규칙성을 충분히 고려하여 가능한 불규칙파를 이용한다.

4-1-1 규칙파(規則波)

파랑의 파장, 주기 및 파고 등은 일반적으로 미소진폭파(微小振幅波) 이론에 의하여 산정하나 파고가 큰 천해역(淺海域)에서는 파랑의 유한진폭(有限振幅) 효과를 고려하여 산정하여야 한다. 그러나 불규칙파군(不規則波群)을 각 성분파의 중첩(重疊)으로 나타내는 경우, 성분파의 기본성질은 미소진폭파 이론에 의해 계산할 수가 있다.

[해 설]

진행파의 파형은 파고 H, 주기 T 및 수심 h에 따라 변한다. 파랑 이론은 미소진폭파 이론과 유한진폭파(有限振幅波) 이론으로 대별되며, 유한진폭파는 파봉(波峯)이 뾰쪽하고 파곡(波谷)은 평평한 형태를 보인다. 파고, 파장 및 수심으로부터 두 개의 무차원변수를 만들 수 있다. 즉, 파장에 대한 파고의 비인 파형경사(波形傾斜) H/L, 파장에 대한 수심의 비인 상대수심 h/L, 그리고 이 변수들로부터 구성되는 또 다른 무차원변수 HL^2/h^3인 어셀(Ursell)수의 상대적인 크기에 따라 적합한 파랑 이론을 사용하게 된다.

[참 고]

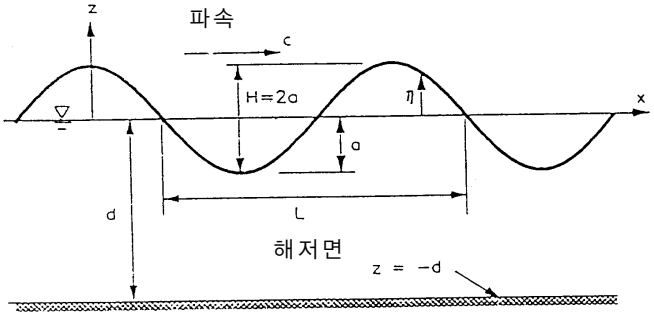
(1) 미소진폭파 이론

파랑의 선형적인 특성은 미소진폭파 이론으로 나타내어지며, 필요에 따라 고차의 근사식인 유한진폭파 이론에 의해 보다 정밀한 파랑 특성을 계산할 수 있다. 미소진폭파 이론에 따른 파랑운동은 속도포텐셜(ϕ)로 표시된다. 파랑의 운동방정식은 라플라스(Laplace)식($\nabla^2\Phi=0$)이며, 적합한 경계조건을 부여하고 H≪L 및 H≪h의 전제조건하에 풀면 다음과 같은 파랑 특성을 얻게 된다.

① 수면변위(m)

$$\eta_{(x,\,t)}=\frac{H}{2}sin2\pi\left(\frac{x}{L}-\frac{t}{T}\right) \qquad \text{참고 (4-1)}$$

여기서, η는 기준면인 정수면으로부터의 수면변위로서 파의 형태를 나타내고, x축은 파의 진행방향으로 취한 거리, z축은 정수면에서 연직상향으로 취한 거리, t는 시간, T는 주기(s), L은 파장(m), 그리고 H는 파고(m)이다(참고 그림 (4-1)).



참고 그림 (4-1) 규칙파의 정의

② 파 장(m)

$$L=\frac{gT^2}{2\pi}\tanh\frac{2\pi h}{L}\ (=CT) \qquad \text{참고 (4-2)}$$

여기서, g는 중력가속도(m/s^2), h는 수심(m)이다. 식 참고 (4-2)를 파랑분산식이라 하며, 각주파수(σ=2π/T)와 파수(k=2π/L)를 사용하면 식 참고 (4-3)이 된다.

$$\sigma^2=gk\tanh kh \qquad \text{참고 (4-3)}$$

식 참고 (4-2) 또는 참고 (4-3)은 파장 또는 파수에 대한 비선형식이므로 반복법으로 계산하며, 이 결과의 일부가 참고 표 (4-1)에 제시되어 있다.

③ 파 속(m/s)

$$C=\sqrt{\frac{gL}{2\pi}\tanh\frac{2\pi h}{L}}\quad\left(=\frac{L}{T}\right)$$ 참고 (4-4)

④ 수립자(水粒子)의 속도(m/s)

$$\begin{cases} u=\dfrac{\pi H}{T}\dfrac{\cosh\dfrac{2\pi(z+h)}{L}}{\sinh\dfrac{2\pi h}{L}}\sin\left(\dfrac{2\pi}{L}x-\dfrac{2\pi}{T}t\right) \\ w=\dfrac{\pi H}{T}\dfrac{\sinh\dfrac{2\pi(z+h)}{L}}{\sinh\dfrac{2\pi h}{L}}\cos\left(\dfrac{2\pi}{L}x-\dfrac{2\pi}{T}t\right) \end{cases}$$ 참고 (4-5)

여기서, u는 수평수립자(水平水粒子) 속도(m/s), w는 연직수립자(鉛直水粒子) 속도(m/s)이다.

⑤ 수립자의 가속도(m/s^2)

$$\begin{cases} \dfrac{\partial u}{\partial t}=\dfrac{2\pi^2 H}{T^2}\dfrac{\cosh\dfrac{2\pi(z+h)}{L}}{\sinh\dfrac{2\pi h}{L}}\cos\left(\dfrac{2\pi}{L}x-\dfrac{2\pi}{T}t\right) \\ \dfrac{\partial w}{\partial t}=-\dfrac{2\pi^2 H}{T^2}\dfrac{\sinh\dfrac{2\pi(z+h)}{L}}{\sinh\dfrac{2\pi h}{L}}\sin\left(\dfrac{2\pi}{L}x-\dfrac{2\pi}{T}t\right) \end{cases}$$ 참고 (4-6)

가속도는 식 참고 (4-6) 이외의 추가 항들이 존재하나 식 참고 (4-7) 미소진폭파에서는 이들이 작기 때문에 무시한다.

$$\begin{cases} a_x=\dfrac{du}{dt}=\dfrac{\partial u}{\partial t}+u\dfrac{\partial u}{\partial x}+w\dfrac{\partial u}{\partial z}\simeq\dfrac{\partial u}{\partial t} \\ a_z=\dfrac{dw}{dt}=\dfrac{\partial w}{\partial t}+u\dfrac{\partial w}{\partial x}+w\dfrac{\partial w}{\partial z}\simeq\dfrac{\partial w}{\partial t} \end{cases}$$ 참고 (4-7)

⑥ 파력(t/m^2)

$$p=w_o\frac{H}{2}\frac{\cosh\dfrac{2\pi(z+h)}{L}}{\cosh\dfrac{2\pi h}{L}}\sin\left(\frac{2\pi}{L}x-\frac{2\pi}{T}t\right)-w_o z$$ 참고 (4-8)

여기서, w_o는 해수(海水)의 단위체적중량이며, 식 참고 (4-8)의 우변 첫 항은 동수압(動水壓), 둘째 항은 정수압(靜水壓)이다. 동수압은 파랑에 의한 수립자의 운동에 의한 압력 변동부분을 의미한다.

⑦ 해면의 단위면적당 파의 평균에너지(t · m /m^2)

$$E = E_k + E_p = \frac{1}{8} w_o H^2 \qquad \text{참고 (4-9)}$$

여기서, $E_k = E_p$이며(E_k = 운동에너지, E_p= 위치에너지), 한 파장내의 모든 점에서의 평균에너지(E)는 일정하다. 단 마찰에 의한 손실은 무시한다.

⑧ 단위시간에 단위폭당 파의 진행방향으로 전달되는 평균에너지(joule/s)

$$E_F = EC_G = ECn \qquad \text{참고 (4-10)}$$

여기서, C_G는 파의 군속도(群速度)(m/s)이며, $C_G = Cn$이다.

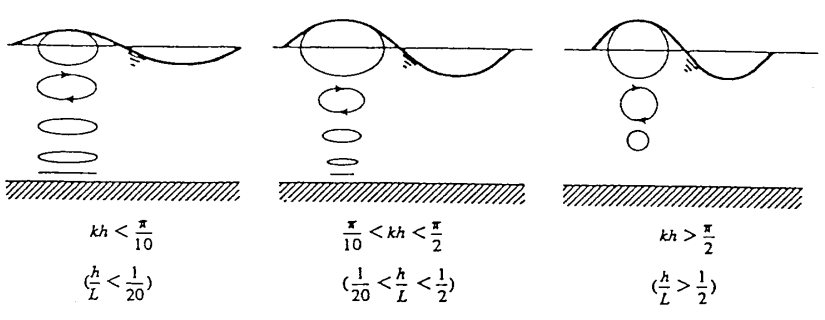
$$n = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh\frac{4\pi h}{L}}\right) \qquad \text{참고 (4-11)}$$

위의 식들은 미소진폭파의 식이며, 실제 파랑은 이 식들과 다소 다르다. 그러나 파랑의 굴절, 수중압력 등을 취급할 때는 이들의 식을 이용할 때가 많으며, 특히 중복파는 미소진폭파를 합성함으로써 얻을 수 있다.

(2) 심해파 및 장파의 특성

① 심해파

$\frac{h}{L} > \frac{1}{2}$인 해역에서는 수심이 깊어 파랑의 수립자 운동이 해저면까지 이르지 못해 수립자의 운동이 해저면에 의해 변형되지 않게 된다(참고 그림 (4-2)).



참고 그림 (4-2) 진행파의 상대수심별 수립자운동

이 해역에 존재하는 파랑을 심해파라 하며, 파장에 비해서 수심이 아주 깊은 경우(h/L→∞)라고 가정하여 파속 및 파장을 다음과 같이 구한다. 즉, tanh 2πh/L = 1이므로 다음과 같다.

$$\begin{cases} L_o = \dfrac{gT^2}{2\pi} = 1.56T^2 \ (m) \\ C_o = \dfrac{gT}{2\pi} = 1.56T \ (m/s) \end{cases}$$

참고 (4-12)

$$C_G = 0.78T(m/s) = 2.81T \ (km/hr)$$

아래첨자 o는 심해파를 나타내는 것이며, 파속 및 파장은 모두 수심에는 관계없이 주기에만 관계된다.

② 파장 또는 천해파

$\frac{h}{L} < \frac{1}{20}$ 인 수역에서는 파장이 수심에 비해서 매우 길며, 여기서의 파를 장파 또는 천해파라 한다(참고 그림 (4-2)). 천해파의 특성은 h/L값이 매우 작아 tanh 2πh/L = 2πh/L이므로 다음과 같다.

$$\begin{cases} L = T\sqrt{gh} \quad (m) \\ C = C_G = \sqrt{gh} \ (m/s) \end{cases}$$

참고 (4-13)

③ $\frac{1}{2} < \frac{h}{L} < \frac{1}{20}$ 의 경우에는 천이역(遷移域)으로 파장과 파속이 복잡하게 변하며, 식 참고 (4-2)와 식 참고 (4-4)를 각각 사용하여 구한다.

④ 수심 h, 파장 L, 파속 및 주기의 관계는 참고 표 (4-1)에 제시되었다.

참고 표 (4-1) 수심, 주기, 파장 및 파속의 표

주기 (s) / 수심 (m)	3.0		4.0		5.0		6.0		7.0		8.0		9.0		10.0	
	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)
0.5	6.40	2.13	8.67	2.17	10.92	2.18	13.16	2.19	15.40	2.20	17.62	2.20	19.85	2.21	22.07	2.21
1.0	8.69	2.90	12.00	3.00	15.24	3.05	18.44	3.07	21.62	3.09	24.79	3.10	27.96	3.11	31.11	3.11
1.5	10.22	3.41	14.38	3.59	18.41	3.68	22.37	3.73	26.30	3.76	30.21	3.78	34.09	3.79	37.97	3.80
2.0	11.31	3.77	16.23	4.06	20.95	4.19	25.58	4.26	30.16	4.31	34.69	4.34	39.20	4.36	43.70	4.37
2.5	12.10	4.03	17.72	4.43	23.09	4.62	28.32	4.72	33.48	4.78	38.58	4.82	43.65	4.85	48.69	4.87
3.0	12.68	4.23	18.96	4.74	24.93	4.99	30.72	5.12	36.41	5.20	42.03	5.25	47.61	5.29	53.16	5.32
3.5	13.10	4.37	20.00	5.00	26.53	5.31	32.86	5.48	39.05	5.58	45.15	5.64	51.20	5.69	57.22	5.72
4.0	13.41	4.47	20.86	5.22	27.95	5.59	34.77	5.80	41.44	5.92	48.01	6.00	54.51	6.06	60.96	6.10
4.5	13.62	4.54	21.59	5.40	29.20	5.84	36.51	6.08	43.63	6.23	50.64	6.33	57.56	6.40	64.43	6.44
5.0	13.76	4.59	22.20	5.55	30.31	6.06	38.09	6.35	45.66	6.52	53.08	6.64	60.41	6.71	67.68	6.77
6.0	13.93	4.64	23.13	5.78	32.19	6.44	40.87	6.81	49.27	7.04	57.50	7.19	65.61	7.29	73.62	7.36
7.0	14.00	4.67	23.78	5.94	33.69	6.74	43.22	7.20	52.42	7.49	61.41	7.68	70.24	7.80	78.96	7.90
8.0	14.05	4.68	24.21	6.05	34.89	6.98	45.22	7.54	55.19	7.88	64.90	8.11	74.43	8.27	83.82	8.38
9.0	14.05	4.68	24.49	6.12	35.84	7.17	46.94	7.82	57.65	8.24	68.05	8.51	78.24	8.69	88.27	8.83
10.0	14.05	4.68	24.68	6.17	36.59	7.32	48.41	8.07	59.82	8.55	70.90	8.86	81.73	9.08	92.37	9.24
11.0	14.05	4.68	24.79	6.20	37.18	7.44	49.66	8.28	61.76	8.82	73.49	9.19	84.94	9.44	96.18	9.62
12.0	14.05	4.68	24.87	6.22	37.64	7.53	50.73	8.46	63.49	9.07	75.85	9.48	87.90	9.77	99.73	9.97
13.0	14.05	4.68	24.98	6.25	37.99	7.60	51.65	8.61	65.03	9.29	78.01	9.75	90.65	10.07	103.04	10.30
14.0	14.05	4.68	24.98	6.25	38.25	7.65	52.42	8.74	66.40	9.49	79.98	10.00	93.20	10.36	106.14	10.61
15.0	14.05	4.68	24.98	6.25	38.46	7.69	53.07	8.85	67.63	9.66	81.79	10.22	95.57	10.62	109.05	10.90
16.0	14.05	4.68	24.98	6.25	38.61	7.72	53.62	8.94	68.72	9.82	83.45	10.43	97.78	10.86	111.78	11.18
17.0	14.05	4.68	24.98	6.25	38.72	7.74	54.08	9.01	69.69	9.96	84.96	10.62	99.84	11.09	114.36	11.44
18.0	14.05	4.68	24.98	6.25	38.80	7.76	54.47	9.08	70.55	10.08	86.35	10.79	101.75	11.31	116.79	11.68
19.0	14.05	4.68	24.98	6.25	38.87	7.77	54.79	9.13	71.31	10.19	87.63	10.95	103.54	11.50	119.08	11.91
20.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	55.05	9.17	71.98	10.28	88.79	11.10	105.21	11.69	121.24	12.12
22.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	55.44	9.24	73.10	10.44	90.83	11.35	108.22	12.02	125.21	12.52
24.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	55.71	9.28	73.96	10.57	92.53	11.57	110.85	12.32	128.75	12.88
26.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	55.88	9.31	74.61	10.66	93.94	11.74	113.13	12.57	131.93	13.19
28.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.00	9.33	75.10	10.73	95.10	11.89	115.10	12.79	134.76	13.48
30.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.21	9.37	75.47	10.78	96.05	12.01	116.82	12.98	137.29	13.73
35.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.21	9.37	76.04	10.86	97.73	12.22	120.13	13.35	142.50	14.25
40.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.21	9.37	76.50	10.93	98.70	12.34	122.37	13.60	146.37	14.64
50.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.21	9.37	76.50	10.93	99.92	12.49	124.83	13.87	151.30	15.13
60.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.21	9.37	76.50	10.93	99.92	12.49	125.84	13.98	153.83	15.38
70.0	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.21	9.37	76.50	10.93	99.92	12.49	126.47	14.05	155.06	15.51
심해파	14.05	4.68	24.98	6.25	39.03	7.81	56.21	9.37	76.50	10.93	99.92	12.49	126.47	14.05	156.13	15.61

참고 표 (4-1) 수심, 주기, 파장 및 파속의 표(계속)

주기 (s) / 수심 (m)	11.0		12.0		13.0		14.0		15.0		16.0		18.0		20.0	
	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)
1.0	34.26	3.11	37.41	3.12	40.56	3.12	43.70	3.12	46.84	3.12	49.98	3.12	56.26	3.13	62.54	3.13
2.0	48.18	4.38	52.66	4.39	57.13	4.39	61.59	4.40	66.05	4.40	70.50	4.41	79.40	4.41	88.29	4.41
3.0	58.68	5.33	64.19	5.35	69.68	5.36	75.17	5.37	80.65	5.38	86.12	5.38	97.04	5.39	107.95	5.40
4.0	67.38	6.13	73.77	6.15	80.14	6.16	86.50	6.18	92.84	6.19	99.18	6.20	111.82	6.21	124.44	6.22
5.0	74.90	6.81	82.08	6.84	89.24	6.86	96.37	6.88	103.49	6.90	110.59	6.91	124.76	6.93	138.90	6.94
6.0	81.58	7.42	89.49	7.46	97.36	7.49	105.20	7.51	113.02	7.53	120.82	7.55	136.38	7.58	151.90	7.59
7.0	87.61	7.96	96.19	8.02	104.73	8.06	113.23	8.09	121.70	8.11	130.15	8.13	147.00	8.17	163.79	8.19
8.0	93.11	8.46	102.33	8.53	111.50	8.58	120.62	8.62	129.71	8.65	138.77	8.67	156.82	8.71	174.80	8.74
9.0	98.18	8.93	108.01	9.00	117.78	9.06	127.49	9.11	137.15	9.14	146.79	9.17	165.98	9.22	185.09	9.25
10.0	102.89	9.35	113.30	9.44	123.63	9.51	133.91	9.56	144.13	9.61	154.31	9.64	174.58	9.70	194.76	9.74
12.0	111.38	10.13	122.89	10.24	134.31	10.33	145.64	10.40	156.91	10.46	168.13	10.51	190.44	10.58	212.62	10.63
14.0	118.86	10.81	131.42	10.95	143.85	11.07	156.18	11.16	168.43	11.23	180.61	11.29	204.82	11.38	228.87	11.44
16.0	125.54	11.41	139.09	11.59	152.48	11.73	165.76	11.84	178.93	11.93	192.02	12.00	218.02	12.11	243.83	12.19
18.0	131.53	11.96	146.03	12.17	160.35	12.33	174.53	12.47	188.59	12.57	202.55	12.66	230.25	12.79	257.72	12.89
20.0	136.93	12.45	152.36	12.70	167.57	12.89	182.62	13.04	197.53	13.17	212.33	13.27	241.66	13.43	270.72	13.54
22.0	141.83	12.89	158.15	13.18	174.23	13.40	190.12	13.58	205.85	13.72	221.45	13.84	252.35	14.02	282.95	14.15
24.0	146.27	13.30	163.47	13.62	180.39	13.88	197.10	14.08	213.62	14.24	230.00	14.38	262.42	14.58	294.49	14.72
26.0	150.32	13.67	168.36	14.03	186.11	14.32	203.61	14.54	220.91	14.73	238.05	14.88	271.94	15.11	305.44	15.27
28.0	154.01	14.00	172.87	14.41	191.42	14.72	209.70	14.98	227.76	15.18	245.64	15.35	280.96	15.61	315.85	15.79
30.0	157.37	14.31	177.04	14.75	196.37	15.11	215.41	15.39	234.21	15.61	252.81	15.80	289.54	16.09	325.78	16.29
35.0	164.52	14.96	186.14	15.51	207.36	15.95	228.24	16.30	248.83	16.59	269.17	16.82	309.26	17.18	348.76	17.44
40.0	170.19	15.47	193.62	16.14	216.65	16.67	239.28	17.09	261.58	17.44	283.59	17.72	326.91	18.16	369.50	18.47
45.0	174.65	15.88	199.78	16.65	224.52	17.27	248.84	17.77	272.78	18.19	296.40	18.52	342.81	19.04	388.37	19.42
50.0	178.13	16.19	204.83	17.07	231.18	17.78	257.12	18.37	282.65	18.84	307.81	19.24	357.22	19.85	405.64	20.28
55.0	180.83	16.44	208.95	17.41	236.82	18.22	264.29	18.88	291.35	19.42	318.02	19.88	370.33	20.57	421.53	21.08
60.0	182.89	16.63	212.29	17.69	241.57	18.58	270.51	19.32	299.04	19.94	327.16	20.45	382.29	21.24	436.20	21.81
70.0	185.64	16.88	217.14	18.09	248.90	19.15	280.52	20.04	311.81	20.79	342.70	21.42	403.24	22.40	462.36	23.12
80.0	187.17	17.02	220.20	18.35	253.97	19.54	287.93	20.57	321.72	21.45	355.17	22.20	420.85	23.38	484.95	24.25
90.0	188.00	17.09	222.08	18.51	257.42	19.80	293.33	20.95	329.34	21.96	365.15	22.82	435.66	24.20	504.53	25.23
100.0	188.92	17.17	223.22	18.60	259.72	19.98	297.22	21.23	335.14	22.34	373.08	23.32	448.10	24.89	521.54	26.08
120.0	188.92	17.17	224.83	18.74	262.19	20.17	301.90	21.56	342.77	22.85	384.22	24.01	467.26	25.96	549.18	27.46
140.0	188.92	17.17	224.83	18.74	263.86	20.30	304.14	21.72	346.91	23.13	390.92	24.43	480.51	26.70	569.98	28.50
160.0	188.92	17.17	224.83	18.74	263.86	20.30	306.02	21.86	349.09	23.27	394.82	24.68	489.49	27.19	585.49	29.27
180.0	188.92	17.17	224.83	18.74	263.86	20.30	306.02	21.86	351.29	23.42	397.02	24.81	495.45	27.52	596.91	29.85
200.0	188.92	17.17	224.83	18.74	263.86	20.30	306.02	21.86	351.29	23.42	399.70	24.98	499.31	27.74	605.19	30.26
심해파	188.92	17.17	224.83	18.74	263.86	20.30	306.02	21.86	351.29	23.42	399.70	24.98	505.86	28.10	624.52	31.23

참고 표 (4-1) 수심, 주기, 파장 및 파속의 표(계속)

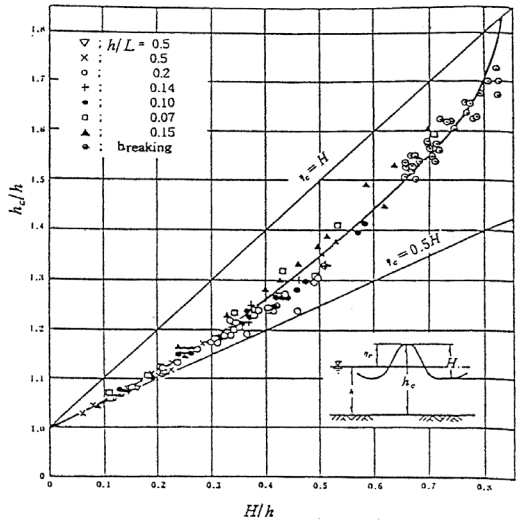
수심 (m) \ 주기 (s)	2.2		2.4		2.6		2.8		3.0		3.2		3.5		4.0	
	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)
0.1	2.15	0.98	2.35	0.98	2.55	0.98	2.75	0.98	2.95	0.98	3.15	0.98	3.45	0.99	3.95	0.99
0.2	3.00	1.36	3.28	1.37	3.57	1.37	3.85	1.38	4.14	1.38	4.42	1.38	4.85	1.39	5.56	1.39
0.3	3.62	1.64	3.97	1.66	4.33	1.66	4.68	1.67	5.03	1.68	5.38	1.68	5.91	1.69	6.78	1.69
0.4	4.12	1.87	4.53	1.89	4.95	1.90	5.36	1.91	5.77	1.92	6.17	1.93	6.78	1.94	7.79	1.95
0.5	4.53	2.06	5.00	2.09	5.47	2.10	5.94	2.12	6.40	2.13	6.85	2.14	7.54	2.15	8.67	2.17
0.6	4.89	2.22	5.41	2.26	5.93	2.28	6.44	2.30	6.95	2.32	7.46	2.33	8.21	2.35	9.46	2.36
0.7	5.20	2.37	5.77	2.41	6.34	2.44	6.90	2.46	7.45	2.48	8.00	2.50	8.82	2.52	10.17	2.54
0.8	5.48	2.49	6.09	2.54	6.70	2.58	7.30	2.61	7.90	2.63	8.49	2.65	9.37	2.68	10.83	2.71
0.9	5.72	2.60	6.38	2.66	7.03	2.70	7.68	2.74	8.31	2.77	8.95	2.80	9.89	2.82	11.44	2.86
1.0	5.93	2.70	6.64	2.77	7.33	2.82	8.02	2.86	8.69	2.90	9.36	2.93	10.36	2.96	12.00	3.00
1.1	6.12	2.78	6.87	2.86	7.61	2.93	8.33	2.97	9.04	3.01	9.75	3.05	10.80	3.09	12.53	3.13
1.2	6.29	2.86	7.08	2.95	7.85	3.02	8.62	3.08	9.37	3.12	10.11	3.16	11.22	3.20	13.03	3.26
1.3	6.45	2.93	7.27	3.03	8.08	3.11	8.88	3.17	9.67	3.22	10.45	3.27	11.61	3.32	13.50	3.38
1.4	6.58	2.99	7.45	3.10	8.29	3.19	9.13	3.26	9.95	3.32	10.77	3.36	11.97	3.42	13.95	3.49
1.5	6.70	3.05	7.60	3.17	8.49	3.26	9.36	3.34	10.22	3.41	11.06	3.46	12.32	3.52	14.38	3.59
1.6	6.81	3.09	7.74	3.23	8.67	3.33	9.57	3.42	10.46	3.49	11.34	3.54	12.65	3.61	14.78	3.69
1.7	6.90	3.14	7.87	3.28	8.83	3.40	9.77	3.49	10.69	3.56	11.61	3.63	12.96	3.70	15.17	3.79
1.8	6.99	3.18	7.99	3.33	8.98	3.45	9.95	3.55	10.91	3.64	11.86	3.70	13.25	3.79	15.53	3.88
1.9	7.06	3.21	8.10	3.37	9.12	3.51	10.12	3.62	11.11	3.70	12.09	3.78	13.53	3.87	15.89	3.97
2.0	7.13	3.24	8.19	3.41	9.25	3.56	10.28	3.67	11.31	3.77	12.31	3.85	13.80	3.94	16.23	4.06
심해파	7.56	3.43	8.99	3.75	10.55	4.06	12.24	4.37	14.05	4.68	15.99	5.00	19.13	5.46	24.98	6.25

(3) 유한진폭파 이론

파고가 큰 일반적인 천해파에 대해서는 미소진폭파 식의 정도가 높지 않으므로 필요에 따라 유한진폭파 이론식을 사용한다.

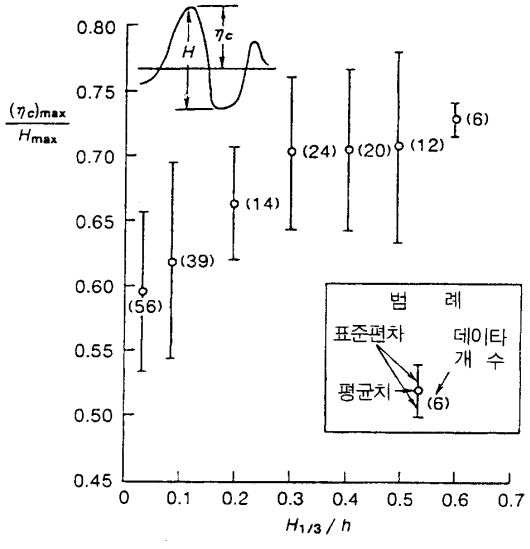
미소진폭파 이론식을 사용하여 계산할 때 오차는 파형경사 H/L 및 상대수심 h/L에 의하여 변한다. 특히 해상구조물과 잔교식 구조물 등의 설 계시에는 미소진폭파 식은 상당한 오차를 유발하여 부적절하므로 유한진폭파 식을 사용하여야 한다. 유한진폭파 식도 파형경사 및 상대수심에 따라 여러 가지 이론이 있어 적합한 이론을 사용해야 하나, 수치모형인 푸리에 시리즈 파랑이론(Fourier series wave theory)은 상대수심의 전체 범위에 걸쳐 한계파고까지 파랑특성을 계산할 수 있다(참고 ACES Technical Ref., 1992).

파의 유한진폭 효과의 하나는 파고에 대한 파봉고의 비가 변하며, 파고가 커지는 만큼 비도 증대된다. 참고 그림 (4-3)은 수심 100～150cm의 수리모형실험의 자료로부터 진행파의 파봉고 변화를 나타낸 것이다(Goda(合田), 1974).



참고 그림 (4-3) 수심에 따른 파고와 파봉고의 관계

참고 그림 (4-4)는 현지의 파형기록에 의거 작성된 것으로서 각 관측기록의 최고 파봉고$(\eta_c)_{\max}$와 최대 파고 $H_{\max}$에 대한 비를 $H_{1/3}/h$의 관계로 나타낸 것이다.



참고 그림 (4-4) 최고 파봉고$(\eta_c)_{\max}$와 최대파고 $H_{\max}$의 比와 $H_{1/3}/h$의 관계

실제 파봉고는 수리모형실험의 값보다 약간 크며, $H_{1/3}/h<0.5$의 영역에서는 현지 기록에서 구한 참고 그림 (4-4)를 이용하는 것이 바람직하다.

4-1-2 불규칙파의 통계적인 특성

불규칙한 심해파 파군의 파고분포로는 레일레이(Rayleigh) 분포를 사용한다.

[해 설]

레일레이 분포 이론은 파의 에너지가 어떤 주파수 영역에 매우 좁게 분포한다고 가정하여 제안된 것으로 주파수대(周波數帶)가 넓으면 적용성의 문제가 있다. 그러나 불규칙파의 경우 근사적으로 적용이 가능하다.

[참 고]

(1) 레일레이 분포

$$p(H/\overline{H}) = \frac{\pi}{2}\frac{H}{\overline{H}}exp\left[-\frac{\pi}{4}\left(\frac{H}{\overline{H}}\right)^2\right] \qquad \text{참고 (4-14)}$$

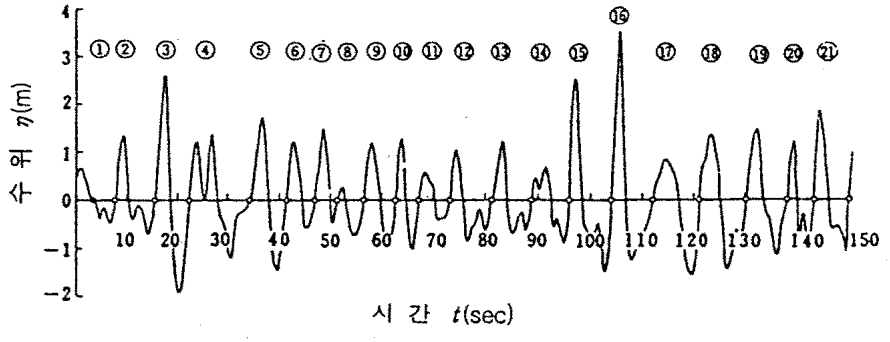
여기서, $\overline{H}=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}H_i$이며, N은 측정기간의 파랑 개수이고, H_i는 개별 파고(참고 그림 (4-5))이다.

최대파고 $H_{\max}$, 유의파고 $H_{1/3}$, 1/10 최대파고 $H_{1/10}$ 및 평균파고 $\overline{H}$ 사이에는 다음과 같은 관계식이 성립된다.

$$H_{1/10} = 1.27\,H_{1/3}$$
$$H_{1/3} = 1.60\,\overline{H}$$
$$H_{\max} = (1.6 \sim 2.0)\;H_{1/3} \qquad \text{참고 (4-15)}$$

(2) 불규칙파의 파고 및 주기

① 실제 파형은 매우 불규칙하며, 한 점에서 측정한 파고기록은 참고 그림 (4-5)와 같은 형태를 보인다. 기록된 파형의 평균면을 기준선으로 정하고 개개의 파형이 파곡에서 파봉으로 상향 진행할 때 기준선과 만나는 점들로부터 개별 파의 주기와 개수를 결정하는 방법이 영점상향교차(零點上向交叉, zero up-crossing)법이다. 반면에 영점하향교차(零點下向交叉, zero down-crossing)법은 파형이 기준선을 하향으로 통과하는 점들을 하나의 파랑 시작점과 끝점으로 정하며, 통계학적으로는 두 방법은 같은 방법으로 취급한다.



참고 그림 (4-5) 파랑관측기록의 영점상향교차법의 예

② 상기 ①항의 방법에서 파형이 기준선을 통과하지 않고 불규칙하게 움직이는 경우에는 동일한 파랑으로 간주한다. 인접한 영점이 교차하는 사이를 하나의 파랑으로 정의하여 영점상향교차법을 사용한 참고 그림 (4-5)에서는 관측기간 중에 총 21개의 파랑으로 구성되며, 개개 파랑의 파고는 파형의 최고점과 최저점의 수위차가 된다. 개별 파랑의 파고와 주기를 순차적으로 정리한 결과가 참고 표 (4-2)이다.

참고 표 (4-2) 참고 그림 (4-5)로부터 구한 개별 파랑의 파고와 주기

파 번 호	파 고 H(m)	주 기 T(s)	파고 순위
1	0.54	4.2	21
2	2.05	8.0	12
3	4.52	6.9	2
4	2.58	11.9	8
5	3.20	7.3	4
6	1.87	5.4	17
7	1.90	4.4	16
8	1.00	5.2	20
9	2.05	6.3	13
10	2.37	4.3	10
11	1.03	6.1	19
12	1.95	8.0	15
13	1.97	7.6	14
14	1.62	7.0	18
15	4.08	8.2	3
16	4.89	8.0	1
17	2.43	9.0	9
18	2.83	9.2	7
19	2.94	7.9	6
20	2.23	5.3	11
21	2.98	6.9	5

(3) 대표파고 및 주기

한 지점에서 파랑을 일정시간 동안(예 : 20분간) 연속 관측한 관측기록을 참고 표 (4-2)와 같은 방법으로 정리하여 관측기간을 대표하는 각종 파랑을 다음과 같이 정의한다.

① 최대파($H_{\max}$, $T_{\max}$) : 파군 중 최대의 파고를 의미하며, 그 파의 주기를 $T_{\max}$로 나타낸다.

참고 표 (4-2)에서는 16번의 파랑이 최대파이며, $H_{\max}$ = 4.89 m, $T_{\max}$ = 8초이다.

② 1/10 최대파고($H_{1/10}$, $T_{H_{1/10}}$) : 파고가 큰 것으로부터 전체 파랑 개수의 1/10에 해당하는 파고와 주기의 평균값을 각각 말한다.

③ 유의파($H_{1/3}$, $T_{H_{1/3}}$) : 파고가 큰 것으로부터 전체 파랑 개수의 1/3까지의 파고를 평균한 파고이다. 참고 표 (4-2)에서는 16번, 3번, 15번, 5번, 21번, 19번, 18번이 대상이 되며, 이를 평균한 파고 $H_{1/3}$ = 3.6 m, $T_{H_{1/3}}$ = 7.8초가 된다.

④ 평균파고($\overline{H}$, $\overline{T}$) : 파고의 평균값을 말한다.

(4) 유의파는 불규칙한 파군의 하나의 통계적 지표로서 가상적인 파이다. 유의파는 파랑의 주파수 스펙트럼(spectrum)에 있어서 에너지가 가장 큰 주파수에 대체적으로 해당하는 파고이며, 특별히 구분하지 않는 경우에 파랑은 유의파를 지칭한다.

(5) 다수의 관측기록으로부터 파고를 평균파고로 나누어 무차원화한 것에 대한 파고의 도수 분포를 만들고 이 분포의 면적을 1로 정한 상대도수분포(相對度數分布)는 레일레이(Rayleigh) 분포로 가정하여 구한 것과 비교하면 큰 차가 없다. 단, 쇄파대 내에서는 파고 분포를 레일레이 분포로 적용할 수가 없다.

(6) 일반적으로 바람 자료에서 파고 또는 주기를 추산할 때는 유의파를 산출하게 된다.

$H_{1/10}$, $\overline{H}$, $H_{\max}$ 등의 자료가 필요할 때는 식 참고 (4-15)를 이용하여 $H_{1/3}$에서 구할 수 있다.

파수(波數)에 따른 $H_{\max}$와 $H_{1/3}$과의 관계를 통계분석을 통해 제시된 자료로부터 $H_{\max}$의 최다값(最多値, mode), 평균값(平均値) 및 위험값(危險値) 등을 구할 수 있다[Goda(合田), 1973].

(7) 주기의 분포는 파고의 분포와 달리 일반형이 존재하지 않으나 최대파, 1/10 최대파, 유의파 및 평균파의 주기 사이에는 근사적으로 식 참고 (4-16)의 관계가 있다.

$$T_{\max} \fallingdotseq T_{H_{1/10}} \fallingdotseq T_{H_{1/3}} \fallingdotseq (1.1 \sim 1.3)\overline{T} \qquad \text{참고 (4-16)}$$

4-1-3 불규칙파의 스펙트럼

파랑의 추산 또는 항만구조물을 설계할 때는 파랑의 스펙트럼형상에 대해서 고려하고 적절한 스펙트럼 분포형을 사용한다.

[해 설]

(1) 불규칙파의 파형을 무수한 주파수 및 파향의 성분파가 중첩된 것이라 가정하여 성분파의 에너지 분포를 주파수와 파향에 대해 표시한 것이 파랑 스펙트럼(wave spectrum)이다. 여기서 전자를 주파수 스펙트럼, 그리고 후자를 파향스펙트럼이라 한다.

(2) 파랑 스펙트럼의 일반형은 다음 식과 같다[Goda(合田) 등, 1975]

$$S(f, \theta) = S(f) \cdot G(f, \theta) \qquad \text{해설 (4-1)}$$

여기서, f는 주파수, Θ는 파랑의 주방향에서의 편각(偏角)이며, $S(f, \theta)$는 파랑에너지의 주파수 및 방향에 대한 분포를 나타내는 함수이며 방향 스펙트럼(directional spectrum)이다. $S(f)$는 주파수 성분에 대한 파랑의 에너지 분포를 나타내는 함수로서 주파수 스펙트럼(frequency spectrum)이며, $G(f, \Theta)$는 파랑에너지의 방향성분을 나타내는 함수로 방향함수이다. Bretschneider의 제안식을 Mitsuyasu(光易)가 계수를 수정한 식은 다음과 같다.

$$S(f) = 0.205 H_{1/3}{}^2 T_{1/3}{}^{-4} f^{-5} \exp[-0.75(T_{1/3} f)^{-4}] \qquad \text{해설 (4-2)}$$

$$G(f, \theta) = Go \cos^{2s}\left(\frac{\theta}{2}\right) \qquad \text{해설 (4-3)}$$

식 해설 (4-3)의 비례상수 Go는 $\int_{\theta_{\min}}^{\theta_{\max}} G(f, \theta)\, d\theta = 1$에서 구한다.

여기서, $\Theta_{\max}$, $\Theta_{\min}$은 각각 주방향으로부터의 최대 및 최소 편각이다. 식 해설 (4-3)의 S는 파랑의 방향집중도를 나타내는 함수이며, 다음 식과 같다.

$$f > f_m \text{일 때, } S = S_{\max}\left(\frac{f}{f_m}\right)^{-2.5} \qquad \text{해설 (4-4)}$$

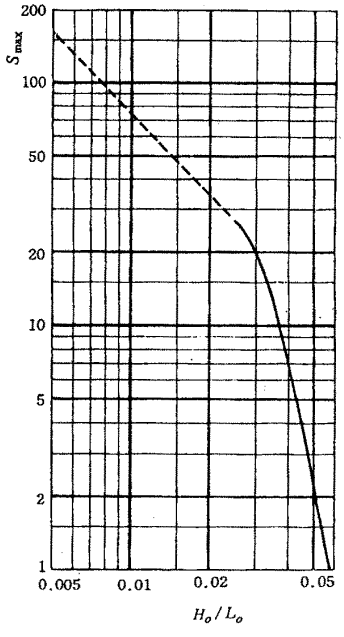
$$f \le f_m \text{일 때, } S = S_{\max}\left(\frac{f}{f_m}\right)^{5} \qquad \text{해설 (4-5)}$$

여기서, f_m은 스펙트럼의 첨두(尖頭) 주파수이며, 유의파의 주기 $T_{H_{1/3}}$을 이용하여 환산하면 다음과 같다.

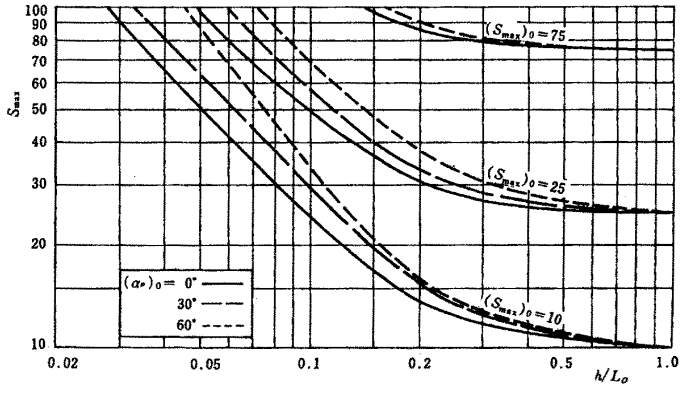
$$f_m = 1 \;/\; (1.05\, T_{H_{1/3}}) \qquad \text{해설 (4-6)}$$

(3) 파랑의 방향집중도를 나타내는 계수인 식 해설 (4-4)와 식 해설 (4-5)의 S_{max}는 풍파에 대해서는 10을 표준으로 하고, 너울(swell)에 대해서는 파랑의 감쇠상태 등을 고려하여 20 이상으로 한다 (즉, 풍파의 경우 S_{max}=10, 감쇠거리가 짧은 파랑의 경우 S_{max}=25, 감쇠거리가 긴 파랑의 경우 S_{max}=75). 해설 그림 (4-1)은 현지 파랑관측 결과와 실험자료로부터 평균적인 S_{max}와 파형경사의 관계를 표시한 것으로 S_{max}는 파형경사에 의해 변화하며, 충분한 관측자료를 확보하지 못한 경우에는 해설 그림 (4-1)을 이용하여 추정할 수 있다 [Goda(合田), 1990].

(4) 식 해설 (4-3)의 방향함수의 모양은 굴절에 의해서 변하므로 불규칙파 변형계산시 굴절후의 파랑을 사용할 때는 방향함수의 변화를 고려하는 것이 중요하다. 해안선이 직선으로 길고 지형이 단순하며 등수심선이 해안선과 평행하다고 간주할 수 있는 경우에 해설 그림 (4-2)를 이용하여 S_{max}값의 변화를 추정할 수 있다. 그림 중 $(\alpha_p)_0$은 심해파의 주방향각이며, 등심선에 대한 수직방향으로부터의 편각을 의미한다.



해설 그림 (4-1) 파형경사에 대한 S_{max}의 추정도



해설 그림 (4-2) 굴절에 의한 S_{max}의 변화

(5) 불규칙파의 스펙트럼이 주어진 경우는 유의파고($H_{1/3}$ 또는 H_s)를 다음 식에서 계산할 수 있다.

$$H_{1/3} = 3.8 \left[\int_0^{\infty}\int_{\theta_{min}}^{\theta_{max}} S(f,\theta)\,df\,d\theta\right]^{1/2} \left(= \frac{3.8}{4.0} Hs\right) \qquad \text{해설 (4-7)}$$

여기서, $H_s = 4.0\sqrt{m_o}$, $m_n = \int_o^{\infty} f^n S(f)\,df$ 이다.

4-2 파랑의 발생, 전파, 감쇠

4-2-1 심해설계파 산정법

항만시설의 구조안정 검토에 사용되는 심해파의 설정을 위한 파랑자료의 통계기간은 항만시설의 기능 및 구조특성 등을 감안하여 적절히 정하여야 한다.

[해 설]

심해파의 제원은 구조물에 큰 영향을 미칠 것으로 예상되는 주방향마다 설정한다.

(1) 심해파 산정기준

① 실측자료로서는 10년 이상의 자료가 바람직하나 실측 자료가 없는 경우에는 30년 이상의 기상자료를 이용하여 추산값을 구하고, 이를 실측값과 보정하여 사용한다.

② 기상자료에서 구한 추산값을 실측자료로 보정할 경우, 실측자료는 태풍 또는 계절풍 등에 의해 큰 파가 발생한 자료를 포함해야 한다.

③ 현지 실측자료가 전혀 없는 경우 또는 매우 한정된 조건의 경우에는 자연조건이 닮은 인접지역의 실측자료를 참고로 하여 구할 수 있다.

④ 기상자료에 의한 추산기간(推算期間) 이외에도 특이한 기록이 있는 경우 이를 고려한다.

⑤ 실측자료를 이용해서 심해파를 추정할 경우 실측파고는 파의 굴절이나 천수변형 등의 영향을 받고 있기 때문에 파의 굴절계수 및 천수계수 등을 제외하여 심해파로 환산한다. 이 때 파향의 변화를 고려해야 한다.

⑥ 실측값의 유의파고가 실측지점 수심의 0.5배 이상일 때에는 쇄파의 영향을 고려해야 한다.

⑦ 설계심해파는 재현기간과 구조물의 내용연수에 입각한 발생확률(encounter probability)에서 구하는 것이 바람직하나, 발생확률을 어떻게 취하는가는 구조물의 기능, 중요도, 투자효과 등을 고려하여 결정하여야 한다. 여기서, 발생확률이란 가정한 재현기간의 파고보다 큰 파고가 내용연수(耐用年數)의 기간 내에 적어도 한번 발생할 확률이다.

⑧ 설계심해파를 결정하는 경우, 설계대상물에 인접한 기존 구조물의 외력 또는 재해에 관한 기존 자료를 참고할 필요가 있다.

⑨ 심해파의 제원은 16방위마다 설정하는 것이 바람직하나, 파고도 작고 명백하게 구조물에의 영향이 작다고 예상되는 파향은 제외한다. 여기서, 파향은 불규칙파의 성분파 중 에너지가 가장 큰 파의 방향을 의미하며 이를 주파향이라 한다.

4-2-2 설계파의 제원을 구하는 절차

설계파로서는 본편 4-2-1 심해설계파 산정법에 따라서 심해파를 결정하고, 이에 파의 굴절, 회절, 천수변형 및 쇄파 등에 의한 변형을 고려하여 구조물 또는 배후시설에 가장 불리하게 작용하는 파를 사용해야 한다.

[참 고]

(1) 이미 결정된 심해설계파를 이용하여 굴절, 회절, 천수변형, 쇄파 등의 파랑변형 효과를 고려해서 설계 대상지점의 설계파 제원을 결정한다.

(2) 대상지점에서의 특수요건, 예를 들면 반사파 또는 오목부에 의한 파고 증대 등의 영향이 있는 경우, 그리고 유속이 센 해역은 이에 의해 파랑의 발달 및 전파 변형에 상당한 영향을 줄 수 있으므로 이러한 경우 등을 고려한다.

(3) 이상에서 구한 파에 대해서 파력, 월파 및 기타 구조물에 대한 파의 작용을 계산한다.

(4) 파의 작용에 관한 여러 가지 요건에 따라서는 조위가 낮을 때에 파력이 커지는 경우가 있으므로 여러 가지 조위에 관해서도 검토한다.

(5) 위의 계산을 설계 심해파의 각 방향에 대해서 실시하고 파의 작용이 최대로 되는 것, 또는 구조물 및 배후시설에 가장 불리하게 작용하는 것을 설계파로서 결정한다.

4-2-3 파의 추산(推算)

[1] 일반

파의 추산은 적절한 추산법을 사용한다.

[해 설]

(1) 파의 추산은 구체적으로 다음 2가지 단계로 나누어 실시한다.

① 풍역의 설정

② 파의 발달·감쇠(減衰)의 계산

(2) 파를 발생·발달시키는 장소를 풍역(風域, 또는 風場)이라 한다. 그 제원은 풍속, 풍향, 취송거리, 취송시간이다.

풍역이 설정되면 그 풍역조건에 가장 적당한 추산법을 사용하여 파의 발달·감쇠를 계산한다.

[참 고]

(1) 풍역은 다음 순서로 설정한다.

① 지상일기도·기상자료의 수집

② 추산 케이스의 결정

③ 지상일기도에서의 경도풍의 계산

④ 경험공식이나 실측자료로부터의 해상풍의 추정

⑤ 풍역도의 작성

(2) 지상일기도는 3, 9, 15, 21시의 6시간 간격의 일기도를 사용한다. 그 중 9, 21시의 일기도는 기상청 발행의 아시아 일기도를 사용한다. 3, 15시의 일기도는 기입된 기상요소의 시간적 변화의 연속성(예를 들면 태풍이나 온대성 저기압의 진행경로)을 전술한 아시아 일기도로 확인한 후에 사용한다.

[2] 발생역(發生域)에서의 파의 추산

발생역에서의 파의 추산은 파랑 스펙트럼법 또는 유의파법을 이용하는 것을 표준으로 한다.

[해 설]

(1) 추산결과의 타당성 및 그 정도에 대하여는 관측값과 대조하여 검토하여 둘 필요가 있다.

(2) 스펙트럼법은 에너지 평형방정식에 기초한 스펙트럼의 발달·감쇠를 추적 계산하는 방법의 총칭을 나타낸다. 이 방법은 컴퓨터를 사용하여 대규모적인 계산을 할 필요가 있다. 그리고 파의 발달·감쇠의 이론식 및 경험식에는 개량의 여지가 남아 있으나 너울을 포함한 파의 스펙트럼의 발달·변형의 상황을 파악할 수 있는 등의 유의파법에서 볼 수 없는 특징이 있다.

(3) 여기서 말하는 유의파법은 처음 유의파의 개념을 제창하고 이 유의파의 추산법을 제시한 스베르드럽, 멍크(Sverdrup, Munk) 및 이것을 수정 개량한 Bretschneider에 의한 S-M-B법, 이것을 보다 일반적인 풍역에 적용 가능하게 확장한 Wilson법, 천해에 있어서 파의 추정법인 Bretschneider법 및 이것을 수치계산화한 방법을 총칭한다.

(4) 파의 스펙트럼을 추정하는 방법으로서는 피어슨(Pierson)·노이만(Neumann)·제임스(James)에 의한 P-N-J법을 비롯하여 왈든(Walden)법, 다비샤(Darbyshire)법 등이 있으나 이들의 방법도 추산 순서는 상기 유의파법과 큰 차가 없고, 또 추산 결과는 유의파로 하여 표시하는 경우가 많다.
여기서는 유의파법과 특히 구별하지 않고 유의파법에 준하는 것으로 하여 취급한다.

[참 고]

(1) 스펙트럼법

① 일 반

스펙트럼법은 주파수·방향별의 스펙트럼의 각 성분이 어떤 평형상태까지 독립으로 발달하는 것으로 하여 조립(組立)한 스펙트럼법(참고문헌 91, 94~96)과 파의 스펙트럼의 발달·감쇠는 어떤 소수의 파라메타로 기술할 수 있다는 식견에 의거한 파라메타법(참고문헌 99~101)으로 분류된다. 전자는 스펙트럼 성분파에 바람으로부터의 에너지 유입과 성분파 간의 약한 비선형 상호작용에 의해 파랑의 발달이 기술된다는 입장을 취하고 있다. 한편, 후자는 파랑의 발달을 강한 비선형 효과의 종합적인 결과로 이루어지는 것으로 보아 파랑장에 일종의 상사 발달기구를 상정하고 그 발달·변형과정에 관한 법칙성을 파라메타를 사용하여 수식화하여 계산하는 것이다.

스펙트럼법의 추산 정도에 대하여는 반드시 충분한 검토가 이루어졌다고 말할 수는 없으나, 파랑 추산의 정도는 해상풍의 추정 정도에 크게 의존되므로 현재로서는 유의파법과 같은 정도로 생각해도 좋다. 그러나 같은 파랑 추산 모델을 사용하여도 계산격자·경계조건·경험정수 등의 차이로 인하여 결과는 10~20% 정도 차가 나는 경우도 있으므로 주의가 필요하다. 따라서 관측값과 대조하여 추산 결과의 타당성 및 그 정도에 대하여 검토하여 볼 필요가 있다. 특히, 현상의 스펙트럼법은 파랑 발달의 극한으로서 평형 스펙트럼형을 주는 방법을 사용하고 있으며, 이 가정된 평형 스펙트럼의 정도(精度) 그 자체가 결과를 크게 좌우한다고 생각된다. 주파수 스펙트럼 또는 방향 스펙트럼에 대하여 정도를 검토하는 쪽이 좋다. 이것은 유의파고가 방향 스펙트럼의 적분값의 평방근에 비례하므로 다소 스펙트럼의 형상 자체에 차(差)가 있어도 유의파고에는 크게 차가 나타나지 않는 계산이 되고 있기 때문에 스펙트럼 형상으로 평가한 쪽이 엄격한 것이 되고 있다고 생각되기 때문이다.

유의파법에 비해 스펙트럼법은 다음과 같은 이점이 있다.

가. 풍속·풍향의 변동에 대한 물리적 특성을 명확하게 고려한다.

나. 파의 발달과정에서는 유의파의 주기가 시간과 더불어 변화하는데 풍역이 파의 전파속도(傳群速度)와 같은 속도로 파의 전파방향으로 이동하는 경우에 있어서도 타당한 추산 결과가 얻어진다.

다. 풍역조건에 의해서 풍파와 너울이 혼재하는 경우에도 풍파의 발달과정의 계산과 너울에 관한 감쇠과정의 계산을 분리하여 계산하지 않고 동일 모델로 양자를 포함하여 연산을 할 수가 있다. 따라서 유의파법에 대한 추산 결과에 의문이 있는 경우에는 스펙트럼법으로 재검토하는 것이 좋다. 또한, 스펙트럼법은 심해파를 중심으로 연구·개발되어 있고 천해역에 관한 것으로는 코린즈(Collins, 1972), 카바레리(Cavaleri)와 리조리(Rizzoli, 1981), 골딩(Golding, 1983) 및 야마구찌(山口, 1986) 등에 의한 소수의 예 밖에 없다.

② 상세(詳細)

스펙트럼 모델에서 기본이 되는 것은 식 참고 (4-17)에서 표시하는 에너지 평형방정식이다.

$$\frac{\partial}{\partial t}E(f,\theta,t,x) = -C_G(f)\cdot\nabla E(f,\theta,t,x) + a(f,U)E(F,\theta,t,x) + F_3 + F_4 + F_5 \qquad \text{참고 (4-17)}$$

여기서,

$E(f,\theta,t,x)$: 이차원(二次元)의 파(波)의 에너지 밀도(密度)

$a(f,U)$: 필립스(Phillips, 1957)의 공명이론(共鳴理論)에 있어서 선형 증폭계수(線形 增幅係數)

$\beta(f,U)$: 마일즈(Miles, 1959)의 Shear 불안정이론(不安定 理論)에 있어서 지수형 증폭계수(指數型 增幅係數)

F_3 : 쇄파에 의한 에너지의 소모

F_4 : 파가 전파될 때의 내부마찰 등에 의하여 잃어버리는 에너지

F_5 : 성분파간의 비선형 상호작용에 의한 에너지의 교환

f,θ : 성분파의 주파수 및 진행각

t : 시간

: 위치 벡터

$C_G(f)$: 군속도(群速度) 벡터

U : 풍속

이후, 수식을 기술하는데 번잡을 피하기 위하여 파의 에너지 밀도를 시각과 위치의 변수 t 및 x를 생략하여 $E(f,\theta)$로 표시한다. 그리고 파의 에너지 밀도 $E(f,\theta)$를 전방향($-\pi < \theta < \pi$의 범위)에 대하여 적분한 것을 $E(f)$로 표시한다.

식 참고 (4-17)의 표시는 하셀만(Hasselman, 1968)에 의한 것으로 좌변은 파의 에너지 밀도의 시간적 발전을 표시하고, 우변의 제1항은 성분파가 군속도로 전파하는데 따라 에너지의 유출·유입을 표시하고, 제2항, 제3항은 바람으로부터 에너지의 공급을 표현하고 있다. 실제의 계산을 위해서는 우변 제2항 이하를 정식화할 필요가 있다.

증폭계수 a, β는 각각 필립스(Phillips, 1957)와 마일즈(Miles, 1959)에 의하여 이론적으로 주어졌지만 정밀한 관측결과에 따라 관측값이 이론값보다 큰 값이 되는 것을 알고 있으므로 수치계산에서는 관측값에 의거하여 a와 β를 사용하고 있다. 그러나 조합한 관측값의 차이 등에 의하여 파랑추산 모델마다 다른 표현식을 쓰는 경우도 있다. 그리고 쇄파에 의한 에너지 손실은 주파수 스펙트럼의 한계값을 설정하는 것에 의하여 평가하는 계산법을 채용하고 있으나 이것도 계산 모델에 따라 다른 것을 채용되고 있다. 그리고 내부마찰·비선형 간섭·역풍에 의한 감쇠 등에 관하여도 동일하게 계산 모델에 따라 틀리는 경우가 있다. 따라서 기본식은 동일하지만 실제의 계산에 쓰이는 수식 및 여러 정수는 계산모델마다 다르므로 주의하여야 한다.

③ 스펙트럼법의 분류

파랑의 스펙트럼에 의거한 파랑예측의 역사는 파랑의 스펙트럼의 관측과 해석 기술의 진보와 더불어 발전하였다. 현재까지 제안되어 있는 방법은 일반적으로 비선형 상호작용 항의 취급방법의 차이에 따라 DP(decoupled propagation) 모델, CH(coupled hybrid) 모델 및 CD(coupled discrete) 모델의 세 가지로 분류되어 있다.

DP 모델에서는 에너지 원천함수는 바람에서 파의 에너지 수송의 항과 에너지 소산(消散)의 항으로 구성되어 비선형 상호작용에 의한 성분파 간의 에너지 수송의 항은 형식적으로는 고려되지 않았다. 그러므로 방향스펙트럼의 각 주파수·방향마다의 파랑 성분은 서로 독립으로 전파하므로 DP 모델이라 부르고 있다. 이와 같이 DP 모델은 편의적인 모델화가 되어 있는 것이지만 계산시간이 적고 파고에 관하여는 실용상 허용할 수 있는 정밀도를 가지고 있는 점으로부터 간편하게 쓰이는 파랑추산 모델로서 현재에도 다방면으로 쓰이고 있다.

CH 모델에서는 풍파의 스펙트럼이 상사형(相似形)을 유지하면서 발달한다는 관측 사실에서 풍파 성분을 몇 개의 파라메타에 의하여 표현하면서 너울 성분에 대하여는 DP 모델과 마찬가지로 독립으로 전파하는 것으로 하여 취급한다. 파라메타로 표현된 풍파스펙트럼과 DP 모델로서 취급하는 너울의 스펙트럼을 결합시킨 모델이므로 CH 모델이라 부르고 있다. CH 모델은 풍파 스펙트럼의 경험값을 재치 있게 삽입한 파랑 모델로서 비선형 에너지 수송의 항은 간접적으로 고려되어 있으나 풍파와 너울의 분리는 기계적으로 취급되어 있고, 풍파 성분과 너울 성분의 시간적·공간적인 분포가 불연속으로 되는 결점이 있다고 지적되고 있다.

CD 모델에서는 비선형 에너지 수송항(輸送項)을 몇 개의 모양으로 직접적으로 고려한 점이 DP 모델이나 CH 모델과 크게 다르다. 비선형 에너지 수송식의 엄밀한 계산 방법을 실용적인 파랑 모델에 포함시키기가 곤란하므로 실제는 비선형 에너지 수송항의 엄밀계산 결과를 파라메타화하여 도입하도록 연구하고 있다. 그러나 역으로 CD 모델의 결점은 이 비선형 에너지 수송항의 파라메타화에 있다. 즉, 실제의 파랑 스펙트럼은 표준적인 스펙트럼과는 다르고 두 방향에서 내습하는 성분파가 겹치는 쌍봉형(雙峰形)의 스펙트럼 등 복잡한 스펙트럼 현상을 나타내는 경우가 많다. 이와 같이 복잡한 스펙트럼에 대한 비선형 에너지 수송항을 표준적인 스펙트럼의 비선형 에너지 수송을 파라메타화한 결과로 표현하는 것은 한계가 있고 때에 따라서는 비현실적이고 불안정한 스펙트럼이 계산되어 버리는 결점이 있다.

CD 모델의 이와 같은 결점을 해소하는 목적으로 Hasselmann(1985)은 비선형 에너지 수송항의 보다 직접적인 근사방법을 제안하고 이 근사계산방법을 도입한 WAM모델을 개발하였다. 이 WAM모델은 분류상 CD 모델로 분류되지만 기왕의 CD 모델에 비하여 비선형 에너지 수송항의 계산 방법의 자유도(自由度)가 높고 형식적으로는 표준적인 스펙트럼 형상의 제약을 벗어버리고 있다는 점에서 새로운 세대의 모델이며, 제3세대의 파랑추산 모델이라 부르고 있다. 여기에 대응하여 1960년대부터 1970년대의 초기에 걸쳐 개발된 DP 모델을 제1세대 모델, 1970년대부터 1980년대에 걸쳐서 개발된 CH 모델 및 CD 모델을 제2세대의 파랑추산 모델이라 분류하는 것도 있다. 이상과 같이 현재까지 제안된 파랑추산 모델에는 많은 종류가 있고 1970년대부터 현재에 걸쳐 보다 정밀한 파랑모델이 발전되어 왔다. 그러나 파랑추산의 정밀도는 파랑모델뿐만 아니라 일기도의 정도와 바람의 추산정도 등 많은 요소에 의존하는 점에서 파랑관측 자료에 의한 추산정도의 검증은 반드시 필요하다. 따라서 파랑추산을 실시하는 경우에는 소수의 예 일지라도 현지에서의 관측 자료와 비교하여 채용한 파랑추산법의 신뢰도를 확인함과 동시에 이 추산법에 의한 추산 결과가 특유한 편차가 있는 경우에는 적정하게 보정하는 것이 필요하다.

(2) 유의파법

① S-M-B법

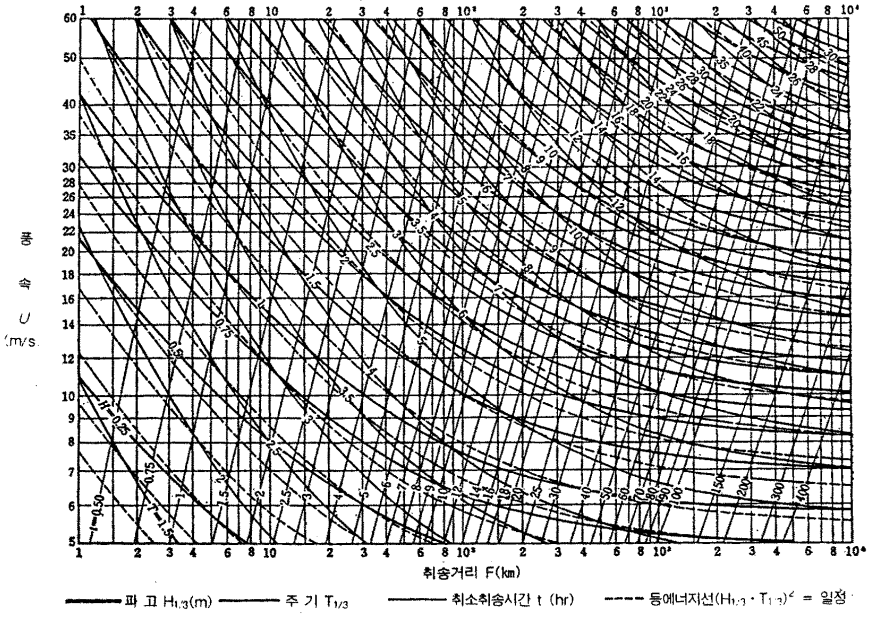
가. 일 반

S-M-B법은 풍역이 이동하지 않는 경우에 적용하는 것으로서 풍역 내의 풍속, 취송시간, 취송거리에서 참고 그림 (4-6)을 사용하여 심해에서의 유의파의 파고, 주기를 추정한다. 풍속·취송시간에서 얻어지는 파고·주기에서 적은 쪽을 추산값으로 한다. 참고 그림 (4-6)은 윌슨(Wilson) 식 참고 (4-18), 식 참고 (4-19)로부터 계산한 값을 도시한 것이다.

$$\frac{gH_{1/3}}{U^2} = 0.30\left[1 - \frac{1}{\left\{1 + 0.004\left(\frac{gF}{U^2}\right)^{1/2}\right\}^2}\right] \qquad \text{참고 (4-18)}$$

$$\frac{gT_{1/3}}{2\pi U} = 1.37\left[1 - \frac{1}{\left\{1 + 0.008\left(\frac{gF}{U^2}\right)^{1/3}\right\}^5}\right] \qquad \text{참고 (4-19)}$$

여기서, $H_{1/3}$는 유의파고(m), $T_{H_{1/3}}$는 유의파의 주기(sec), U는 해상 10m에서의 풍속(m/sec), F는 취송거리(吹送距離, m), g는 중력가속도(9.81 m/s^2) 이다.



참고 그림 (4-6) S-M-B법에 의한 파랑예보 곡선

② 윌슨(Wilson)법

윌슨(Wilson)법은 S-M-B법을 확장하여 태풍과 같은 이동성의 풍역에 적용될 수 있도록 계량한 것으로 참고 그림 (4-7)의 $H_{⅓}$ - t - F -$T_{H⅓}$ 그림을 사용하여 F-t 면에서 파의 진행을 추적하고 $H_{⅓}$ - F면, $T_{H⅓}$ - t면에서 유의파의 파고, 주기의 발달을 추적한다. 참고 그림 (4-7)은 식 참고 (4-18), 식 참고 (4-19)에서 구한 것이다.

③ 천해에서의 추산

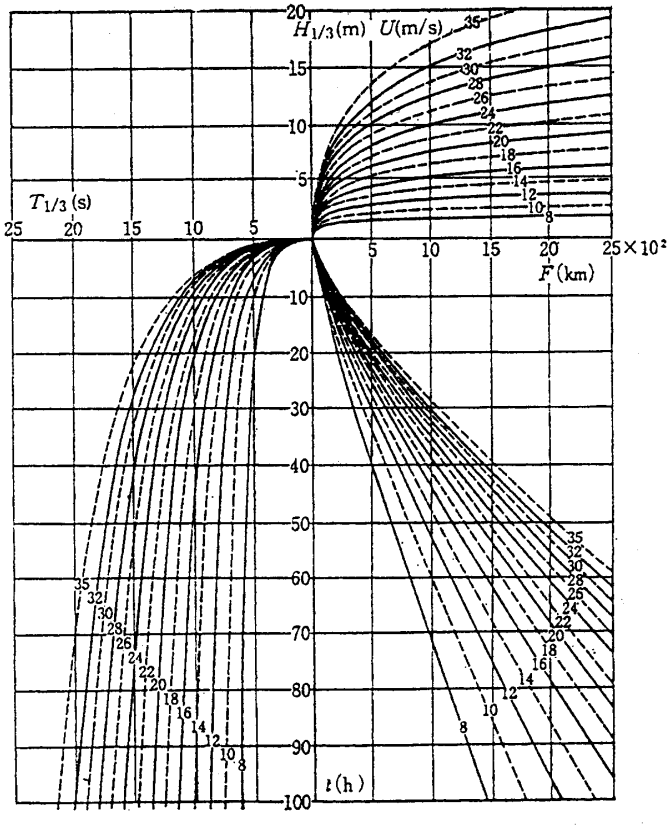
파의 발달에 대한 수심의 영향(해저마찰에 의한 에너지의 손실)을 고려한 방법으로는 사까모토(坂本)-이지마(井島)법 등[사까모토(坂本) 등, 1960 ; 이지마(井島)법, 1968 ; 이지마(井島)법 등, 1967]이 있다. 유의파의 주기는 유의파의 파고와 식 참고 (4-20)의 관계에서 성립되는 것을 경험적으로 말할 수 있다. 단, 이 식은 풍역내(風域內)의 파에 대한 것이다.

$$T_{H_{1/3}} = 3.86\sqrt{H_{1/3}} \qquad \text{참고 (4-20)}$$

여기서,

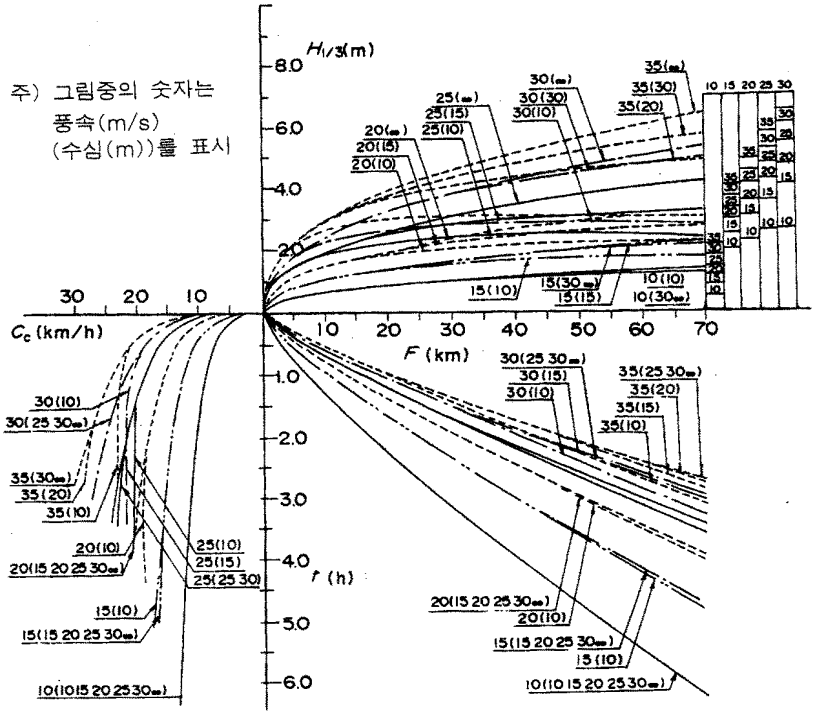
$H_{1/3}$: 유의파고(m)

$T_{H1/3}$: 유의파주기(s)



참고 그림 (4-7) $H_{1/3}$ - t - F - $T_{H1/3}$도 (윌슨(Wilson)식에 의함)

사까모토(坂本)-이지마(井島)법은 심해에서의 Wilson법의 고려방법을 천해의 경우로 도입하여 참고 그림 (4-8)과 같은 $H_{1/3}$ - t - F - C_G도를 작성하여 변동 풍역내에서의 천해파의 추산을 할 수 있도록 한 것이다.



참고 그림 (4-8) 천해파의 $H_{1/3}$ - t - F - C_G도 [사까모토(坂本)-이지마(井島)법]

④ 유의파법의 수치계산법

변동풍역에 대한 Wilson법 및 사까모토(坂本)-이지마(井島)법은 어느 것이나 도식해법에 의하여 파의 추산을 하는 것이지만 이것을 컴퓨터를 사용하여 해석하도록 한 것이 유의파법에 있어서의 수치계산법이다. 도식해법의 경우에는 선풍역(線風域)을 설정하지만 수치계산법의 경우에는 평면적인 풍역의 시간 변화를 입력으로 사용하고 파의 주방향이 그 장소의 풍향에 따라서 변화하는 것으로 하여 취급하는 점이 다르다. 적용 범위는 원리적으로 도식해법과 동일하다.

⑤ 유의파법의 여러 가지 방법의 적용에 대하여

파의 추산에 쓰이는 유의파법의 선택은 대상지점이 외해에 면하는 연안에 있는가 혹은 소해만(小海灣) 또는 내만(內灣)의 연안에 있는가에 따라서 다르다. 외해의 경우에는 취송거리 및 취송시간이 길고 S-M-B법이 가정하고 있는 일정 풍역의 근사가 곤란하므로 Wilson법 또는 수치계산법을 사용한다. 동해의 연안은 비교적 해저경사가 급하므로 천해파로서의 추산은 필요치 않다. 도식해법과 수치계산법은 어느 것을 이용해도 좋다. 그리고 풍역의 변동이 적은 경우에는 참고 그림 (4-6) 중에 표시한 등에너지선을 이용하는 것에 의하여 S-M-B법을 적용할 수 있다. 그러나 외해에 면한 연안에서 태풍이나 저기압에 의한 파의 추산인 경우에는 풍역의 설정에 주관이 들어가기 쉽고, 또 추산 정도가 저하되기 쉬우므로 S-M-B법을 사용하지 않는 것이 바람직하다. 대상지점이 소해만이나 내만인 경우에는 일반적으로 천해파로서의 추산이 필요하다. 추산하고자 하는 파가 천해파로 되느냐 안 되느냐를 조사하기 위해서는 참고 그림 (4-6)을 사용하여 심해파로서의 제원을 구하고 발생파의 파장과 대상지점의 수심과의 관계에서 판단하면 된다. 수역이 협소하고 수심이 비교적 깊은 경우와 같이 근사적으로 심해파로 볼 수 있는 경우에는 S-M-B법을 사용해도 좋다. 천해파로서의 추산을 하고자 할 경우에는 사까모토(坂本)-이지마(井島)법 또는 수치계산법에 의한다.

[3] 너울(swell)의 추산

너울의 추산이 필요할 경우는 Bretschneider법으로 하는 것을 표준으로 한다.

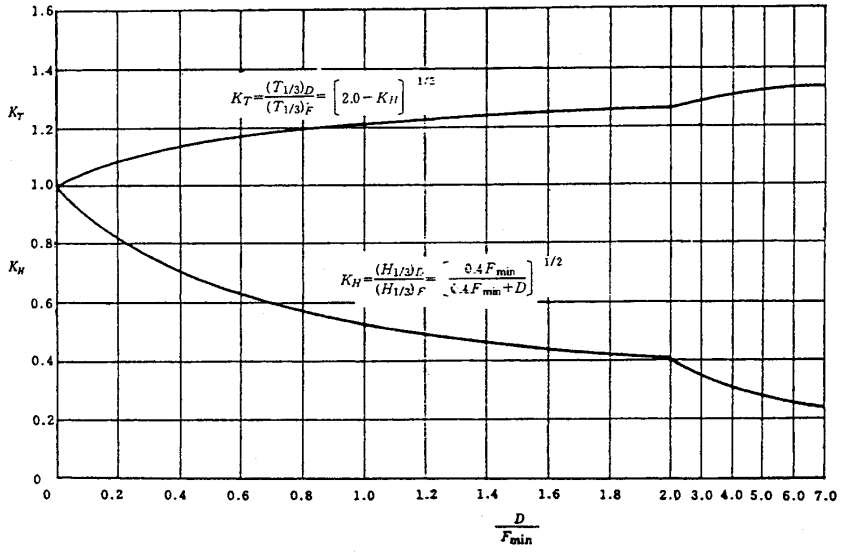
[해 설]

(1) 파랑이 풍역에서 벗어나 너울로 진행하게 되면 바람으로부터 에너지의 공급이 없으므로 파고는 점차적으로 감소된다. 파고 감소의 원인은 방향 분산과 속도 분산에 의한 파에너지의 밀도 저하에 의한 것이다.

(2) 너울의 추산법에는 Bretschneider법(1968), P-N-J법(1955) 및 파랑 스펙트럼법 등이 있다. 파랑 스펙트럼법은 앞에서 언급한 바와 같이 수치계산에 의한 것으로 발생역에서 풍파와 너울을 구별하지 않고 여러 주파수에 대해 동시에 계산을 한다. 결과는 이 두 가지를 합성해서 유의파 제원으로 제시한다. 파랑 발생역에서 파의 추산에 유의파법을 사용한 경우에는 너울을 추산할 필요가 있으며, 이 경우에는 비교적 간단하며 사용하기 쉬운 Bretschneider법을 표준으로 하였다.

[참 고]

이 방법은 Bretschneider에 의해서 제안된 방법이며, 참고 그림 (4-9)에서 너울을 추산한다.



참고 그림 (4-9) 너울의 산정도(算定圖)

그림에서, $F_{\min}$은 최소 취송거리, D는 감쇠거리, H_F, T_F는 풍역 종단(終端)에서의 유의파의 파고와 주기, H_D, T_D는 너울의 추산 지점에서의 유의파의 파고와 주기이다.

최소 취송거리 $F_{\min}$은 S-M-B법에 있어서 추산값이 풍속과 취송거리에 의해서 결정되는 경우는 실제의 취송거리를 사용하고, 풍속과 취송시간에 의해서 결정되는 경우는 이에 대응되는 취송거리를 사용한다. 감쇠거리 D까지 진행하는데 필요한 시간 t는 다음 식과 같다.

$$t = \frac{D}{C_{GD}} = \frac{4\pi D}{g T_D}$$ 참고 (4-21)

여기서, C_{GD}는 T_D에 대응하는 군속도이다.

너울에 대해서는 신뢰할 수 있는 관측 자료가 충분히 확보되어있지 않기 때문에 발생역에서의 파에 대한 경우보다도 추산 정도는 낮다. 따라서 실측값과 비교 검토하여 사용한다.

4-3 설계파랑의 통계분석

파랑자료는 장기간의 실측자료 또는 기상자료에 의해 추산한 값을 실측값으로 보정한 자료를 기초로 하여 상시 파랑과 이상시의 파랑으로 구분하여 파랑 특성을 통계 분석한다. 설계파랑은 이상시 파랑자료에 대해 적절한 통계처리방법으로 발생확률을 추정하고, 재현기간에 상응하는 파랑으로 결정한다.

[해 설]

(1) 항내정온도 및 작업일수 검토 등에 이용되는 상시 파랑의 특성을 분석하기 위해서는 파랑자료를 월별, 계절별 및 연별로 정리하여 파향별 파고, 주기의 상관도수 분포표를 이용한다.

(2) 확률 파고를 추정하는 데는 연속적인 파랑 관측기록값이 있으면 기준파고 등을 계산할 수 있으나 파고의 출현은 독립적이 아니기 때문에 파랑의 기준파고는 극치(極値)의 시계열 분포(時系列 分布)에서 구하는 방법과 매년의 최대파고를 사용하는 방법이 있다. 일반적으로 장기간의 매년 최대파고를 극치통계자료로 이용하여 확률파고를 분석한다.

(3) 재현기간은 상정한 값을 상회하는 파랑이 나타난 평균적인 연수이다. 예를 들면, 6m 이상의 파고의 파가 평균하여 M년에 1회 비율로 나타난다면 이 파랑의 재현기간은 M년이다.

(4) 파랑의 극치통계(極値統計)자료를 이용하여 검블(Gumbel) 분포, 와이불(Weibull) 분포 등의 방법으로 발생확률을 추정하고 재현기간에 상응하는 확률파고(설계파고)를 결정한다.

(5) 확률파고에 대응하는 주기에 대해서는 확률파고의 추정 자료인 극대파의 자료에 대해 파고와 주기의 관계로부터 상관관계를 기초로 하여 적정하게 결정한다.

[참 고]

확률파고 추정방법을 이용하여 임의 재현기간에 대한 파고를 추정하기 위한 통계 자료의 특성, 후보 분포함수의 선정, 자료와의 관계식 도출, 분포함수의 적합성을 측정하는 통계지표 등에 대한 참고자료로서는 Goda(合田, 1988) 또는 ACES technical reference(1992) 등이 있고, 여기에는 관련사항이 잘 기술되어 있으며 프로그램도 이용이 가능하다.

한편, 항만구조물의 설계파를 구하기 위한 설계 심해파는 한국해양연구원(2005.12)이 제시한 결과를 참고할 수 있으며, 실제로 적용할 때는 대상 항만의 위치, 항 입구가 열린 방향, 항만 주변의 해저지형 등 현장특성을 고려하여 적용할 수 있다.

4-4 파랑의 변형

항만시설의 설계 시에는 파가 진행할 때 받는 굴절, 회절, 반사, 천수 변형 및 쇄파 등의 여러 변형을 고려한다.

[해 설]

파랑변형은 수심과 흐름의 변화 및 구조물 등에 의해 일어난다. 수심이 파장의 1/2 이하인 수역에서는 파랑은 해저의 영향을 받아 파속은 느려지고 파장이 짧아지며 파고도 변한다. 따라서 수심이 파장의 1/2 이상인 해역을 심해역이라 하고 이보다 얕은 해역을 천해역이라 한다.

[참 고]

불규칙파에 대한 심해역과 천해역의 구분은 심해파의 유의파 주기로부터 구한 파장과 이에 대한 수심으로 해역을 구분한다. 천해역에서는 굴절, 회절, 천수 변형 및 쇄파 등의 영향을 받아서 스펙트럼 형태와 파고분포가 심해파의 상태와 다른 점을 고려해야 한다.

4-4-1 천수 변형

천해역을 파랑이 진행할 때는 수심이 낮아짐에 따라 굴절·회절뿐만 아니라 천수변형도 고려해야 한다. 수심이 얕은 지역에서 천수계수의 산정에는 파랑의 비선형성을 고려해야 한다.

[해 설]

(1) 심해파가 등심선에 직각 방향으로 해안을 향해서 진행할 때 수심 변화에 따른 미소진폭파의 파랑 변형은 다음 식에 의해서 계산한다.

$$L/L_o = C/C_o = \tanh(2\pi h/L) \qquad \text{해설 (4-8)}$$

$$H/H_o = \sqrt{\frac{1}{2n}\frac{C_o}{C}} = K_s \qquad \text{해설 (4-9)}$$

$$n = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh\frac{4\pi h}{L}}\right) \qquad \text{해설 (4-10)}$$

$$L_o = 1.56T^2, \quad C_o = 1.56T \qquad \text{해설 (4-11)}$$

여기서,

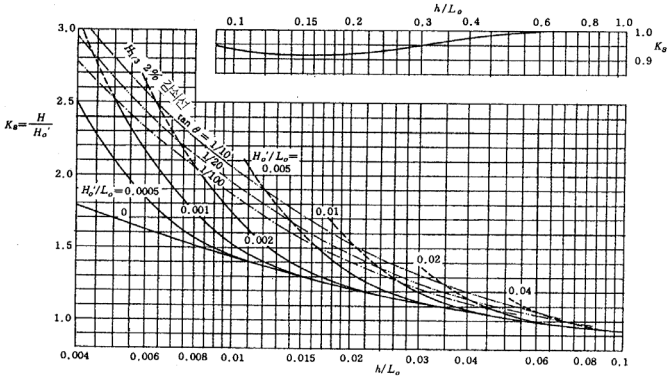
L_o, C_o, H_o : 심해파의 파장(m), 파속(m/s) 및 파고(m)

L, C, H : 수심 h 지점에서의 파장(m), 파속(m/s) 및 파고(m)

T : 주기(s)

K_s : 천수계수

두 지점을 통과하는 단위폭당의 에너지 수송량은 마찰 등과 같은 손실을 고려한 에너지 보존식으로부터 천수계수가 계산된다. 수심이 변하면 파속과 군속도는 일정하게 변하지 않고 파랑 분산식에 의해 복잡한 변화를 보인다. 에너지 손실이 없는 경우 해설 그림 (4-3)의 상단에 나타낸 바와 같이 천수계수 K_s는 심해에서 1의 값으로부터 점차 감소하여 h/L_o=0.157에서 0.913의 최솟값을 보인 후 다시 증가하나 쇄파로 인해 파고는 해안 부근에서 다시 작아진다.



해설 그림 (4-3) 천수계수의 산정도

(2) 해설 그림 (4-3)은 슈토(首藤, 1974)의 비선형 장파이론에 근거한 것으로 심해에서 천해에 도달하는 파랑의 천수 변형을 추정할 수 있다. 여기서 K_s는 천수계수, H_o'는 환산심해파고이며, 천수변형만을 고려하는 경우 환산심해파고와 심해파고는 동일하다.

[참 고]

(1) 불규칙파가 천해역에 들어가면 불규칙파 중의 각 성분파의 파속은 어느 것이든 장파의 속도에 수렴하여 주파수에 따른 파속의 차가 거의 없기 때문에 파군(波群)의 형태는 거의 변하지 않고 진행한다. 이와 같은 경우에 쇄파 이전의 파랑만을 대상으로 한정하면 불규칙한 파군중의 개개파에 대하여 비선형 변형이론이 적용될 수 있다. 따라서 규칙파에 대한 비선형 파랑의 변형식은 불규칙파에도 적용할 수 있다.

(2) Bretschneider나 Pierson, Moskovitsz의 스펙트럼을 갖는 불규칙한 파랑의 각 성분파가 미소진폭파와 동일한 천수변형을 한다고 가정하여 계산한 불규칙파의 천수계수는 미소진폭 규칙파의 천수계수와 h/L_o>0.05의 영역에서는 기껏해야 5% 정도의 차가 난다. 따라서 장파 영역 외에는 불규칙파의 천수계수로서 미소진폭 규칙파의 천수계수를 근사적으로 쓸 수 있다.

(3) 위 (1)과 (2)항에서 쇄파 이전의 천해역에서 불규칙파의 천수계수는 장파 영역 내외의 여하에 관계없이 유의파로 대표된 해설 그림 (4-3)을 이용하여 구할 수 있다.

(4) 해설 그림 (4-3)의 일점쇄선은 쇄파로 인해 유의파가 98%로 감쇠한 지점을 나타낸다. 이 선보다 위의 영역에서는 쇄파에 의한 파고감쇠가 커서 천수변형만으로는 파고변화를 추정할 수 없다.

4-4-2 굴절변형

파가 천해역을 진행할 때는 평면적인 수심변화에 따른 파속의 변화에 의해 굴절현상이 일어나므로 이에 의한 파향 및 파고 변화를 고려해야 한다.

[참 고]

(1) 규칙파의 굴절 계산

① 굴절현상과 굴절계수

수심이 h_1에서 h_2로 변하는 경계선에서 파가 사각으로 입사할 때는 수심 변화에 따라 파속이 변하므로 파가 경계면에서 굴절되고 이에 의해 파향선의 간격이 변한다. 파향선의 폭의 변화가 급격하지 않으면 파의 에너지는 파향선을 가로질러 유출되지 않는다고 가정할 수가 있으며, 마찰 등에 의한 에너지 감소를 무시하면 에너지 수송량이 보존된다. 수심 h_1에 대한 군속도를 C_{G1}, h_2에 대한 군속도를 C_{G2}이라 하고, 수심 h_1에서의 파봉선의 폭 b_1이 h_2에서는 b_2로 변하면, 이 사이의 에너지가 일정하므로 파고 H_1과 H_2는 다음 식으로 표시할 수 있다.

$$\frac{H_2}{H_1} = \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}\sqrt{\frac{C_{G1}}{C_{G2}}} = K_r \cdot K_s \qquad \text{참고 (4-22)}$$

여기서, K_s는 식 해설 (4-9)에 의해 표시된 천수계수이고, K_r은 굴절계수이다. 굴절계수는 파봉선의 폭의 변화로 표시되며, 파봉선의 폭은 파수(k)의 비회전성으로부터 구하게 된다.

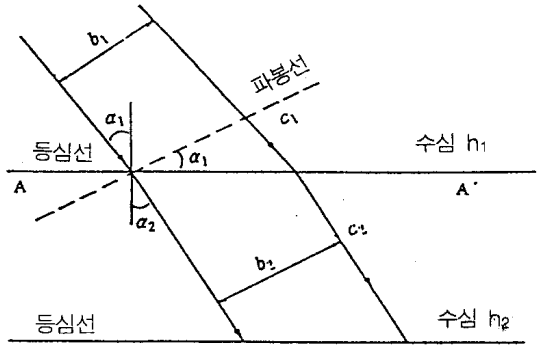
$$\frac{\partial k \sin\alpha}{\partial x} - \frac{\partial k \cos\alpha}{\partial y} = 0 \qquad \text{참고 (4-23)}$$

파봉선의 폭을 구하기 위해 y축을 등심선 방향, x축을 파랑 진행방향으로 정한 참고 그림 (4-10)에서와 같이 등심선이 평행한 경우에는 y방향의 변화율이 없어지므로 식 참고 (4-23)으로부터 스넬(Snell) 법칙이 얻어진다.

$$\frac{\sin\alpha_1}{\sin\alpha_2} = \frac{C_1}{C_2} = \frac{L_1}{L_2} \qquad \text{참고 (4-24)}$$

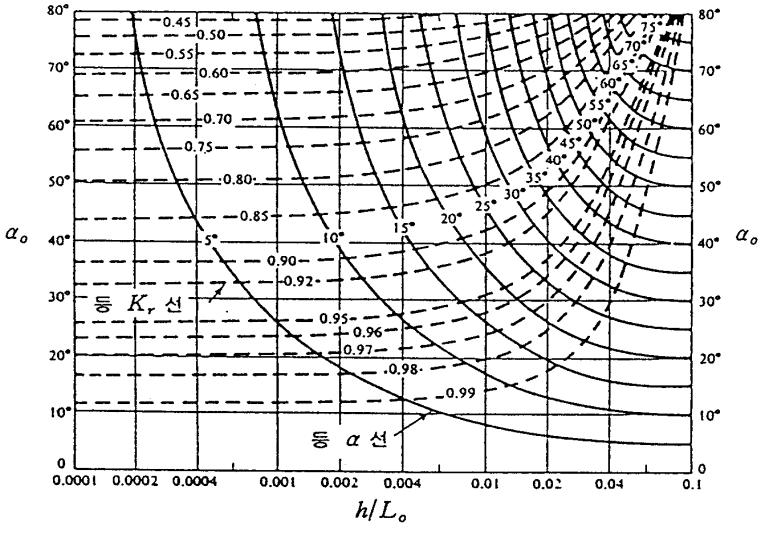
또한 두 파향선 사이의 y방향 거리는 같으므로

$$K_r = \sqrt{\frac{b_1}{b_2}} = \sqrt{\frac{\cos\alpha_1}{\cos\alpha_2}} \qquad \text{참고 (4-25)}$$



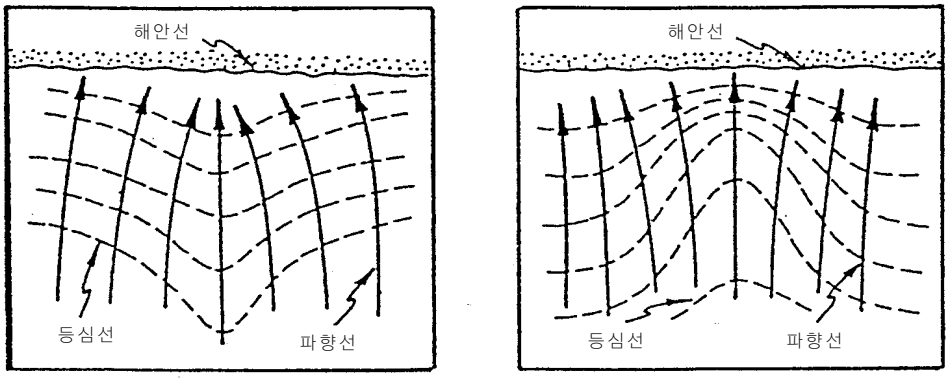
참고 그림 (4-10) 평행한 등심선에서 파랑굴절(Snell 법칙)

수심의 평면적인 변화가 있는 지역에서는 식 참고 (4-23)으로부터 파향선의 각을 구해 굴절계수를 계산한다(참고 그림 (4-11) 참조).



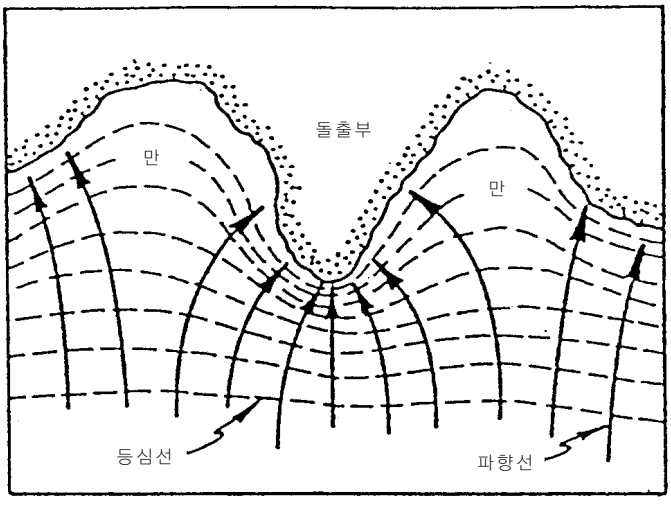
참고 그림 (4-11) 직선 평행해안에서의 굴절계수

② 참고 그림 (4-12)에서와 같이 해저계곡에서는 파향선이 발산하여 파고가 작아지나 돌출부에서는 집중되어 파향선 간격이 좁아져 파고가 커지게 된다.



(a) (b)

참고 그림 (4-12a) 불규칙한 등심선의 해역에서의 굴절 변형(직선 해안)



참고 그림 (4-12b) 불규칙한 등심선의 해역에서의 굴절변형(굴곡 해안)

(2) 규칙파 굴절 계산의 적용범위

① 규칙파에 의한 계산이 적용될 수 있는 것은 너울 및 지진해일과 같이 방향 분산이 적고 주파수대가 좁은 파랑이다. 풍파와 같이 방향 분산이 크고 주파수대가 넓은 파에 대해서는 불규칙파에 의한 굴절 계산을 해야 한다.

② 천퇴(淺堆)와 같은 지형 뒤편에서는 파향선이 좁아져 때로는 교차하는 경우가 생긴다. 식 참고 (4-22)와 참고 (4-25)에서 파향선의 폭이 영(0)이 되면 파고가 무한대로 커져 굴절 계산을 사용할 수 없게 된다. 실제는 파향선을 가로질러 파에너지가 이동되는 회절현상이 더 강해져 파고가 낮아지게 된다.

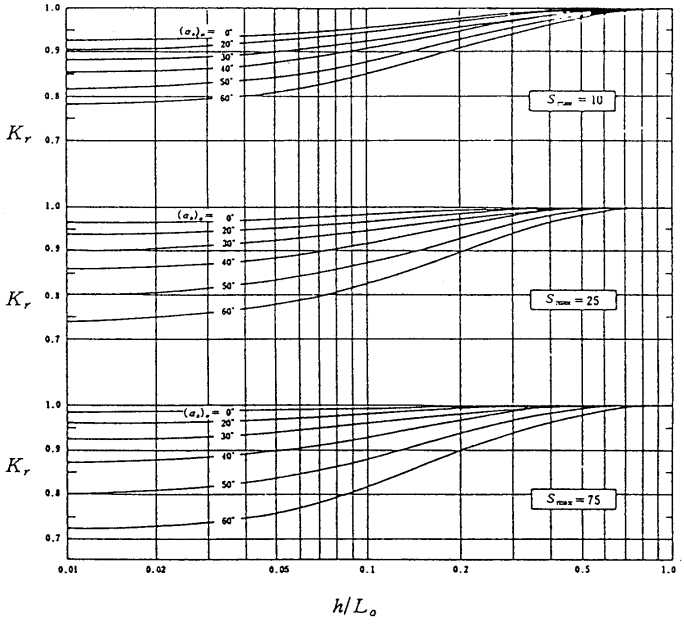
③ 해안선에 평행한 직선 등심선을 갖는 해안에서는 규칙파의 계산 결과를 이용할 수 있다.

(3) 불규칙파에 의한 굴절 계산

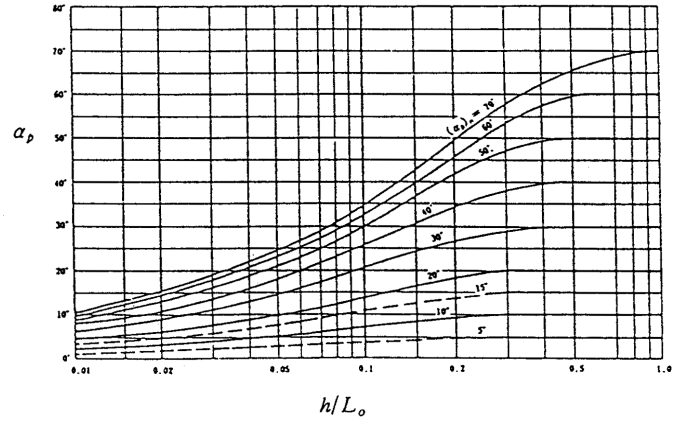
① 불규칙파에 대한 굴절 계산으로는 파의 방향 스펙트럼을 적절한 개수의 성분파로 분할하여 각 성분파에 대해 완경사방적식을 풀어서 불규칙파의 굴절계수를 구하는 성분파법(예: Chae and Jeong, 1992)과 파의 에너지 평형방정식을 차분화하여 직접 계산하는 방법(다까야마(高山) 등, 1981)이 있다.

② 심해파가 섬이나 갑(岬) 등에 의해 굴절된 파인 경우에는 파의 스펙트럼을 표준형으로 가정한다면 일반적으로 차이가 생기기 때문에 회절 후의 스펙트럼을 사용하여 굴절 계산을 하여야만 한다.

③ 참고 그림 (4-13)과 참고 그림 (4-14)는 등심선이 해안에 평행한 지역에서 계산된 불규칙파 굴절계수 Kr과 입사각α_p를 나타낸다[Goda(合田), 1975]. 그림에서 $(\alpha_p)_o$는 심해파의 주 파향각이며, 등심선에 대하여 수직 방향으로부터의 편각을 나타낸다. 또한, S_{max}는 파의 방향 집중도를 나타낸 계수의 최댓값이다.



참고 그림 (4-13) 직선 평행등심선 해안의 불규칙 파랑의 굴절계수



참고 그림 (4-14) 직선 평행등심선 해안에서 굴절에 의한 불규칙파의 주파향 α_p의 변화도

④ 수심이 심해파고의 1/2 이하인 지점에서는 파랑으로서의 성질보다 쇄파에 의한 흐름으로서의 성질이 우세하므로 위의 굴절계산법을 적용할 수 없다.

4-4-3 회절변형

> 방파제 및 섬 등의 방해물에 의해 생기는 회절파의 영향을 크게 받을 것으로 예측되는 영역 내의 파고는 회절도, 회절계산 혹은 수리실험에 의해 산정한다.

[해 설]

방파제의 선단부 뒤편에도 파랑에 의한 수면의 진동이 생긴다. 이는 파랑 에너지가 큰 쪽에서 낮은 쪽(방파제로 인한 차폐구역)으로 이동되는 회절현상에 의해 나타난다. 회절은 항내 파고를 산정하는 경우에 가장 중요한 현상이며, 회절계산시 파랑의 불규칙성을 고려해야 한다. 항내 수심이 일정하다고 가정하면 반 무한방파제나 단일개구부를 갖는 직선배치방파제에 대해서는 불규칙파의 회절도가 요구된다. 회절에 의해 변화하는 파고의 비율을 회절계수 K_d라 하며며, 회절계수 K_d는 다음 식으로 나타낼 수 있다.

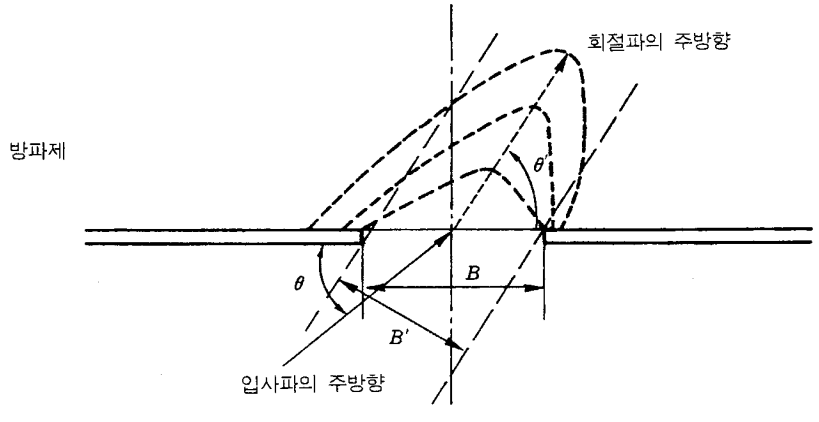
$$K_d = H_d / H_i$$

여기서,

H_i : 항외측 입사파고

H_d : 회절변화 후 항내측 파고

회절도 및 회절계산법은 항내측 수심이 일정하다고 가정하고 있다. 따라서, 항내의 수심변화가 큰 경우에는 오차가 크게 발생하기 때문에 수리모형실험이나 굴절을 동시에 고려할 수 있는 수치계산법으로 항내 파고를 검토하는 것이 바람직하다.



해설 그림 (4-4) 가상 개구폭 B′와 회절파의 축선(軸線) 각도 θ'

[참 고]

(1) 반무한제(半無限堤)에 의한 불규칙파의 회절도는 부록 4편 그림 (4-1)~그림 (4-7)과 같이 되며, 그림 중에서 실선은 등파고비선(等波高比線), 점선은 등주기비선(等周期比線)이다. S_{max} = 10은 풍파, S_{max} = 25는 감쇠 초기의 너울, S_{max} = 75는 너울성의 파랑에 해당된다. 단, 천해역에서는 굴절에 의한 S_{max}의 변화(참고 그림 (4-13) 참조)를 고려한다.
회절파고(回折波高)와 입사파고(入射波高)와의 비가 회절계수(K_d)이다. θ는 파랑의 주방향을 나타내며, 좌표는 유의파의 파장으로 무차원화되어 있다. 이 그림은 방파제의 뒤쪽에서 반사되는 방향의 입사파는 무시되어 있으며, 방파제의 반사계수는 1로 완전반사의 경우이다.

(2) 부록 4편 그림 (4-8)~그림 (4-11)은 개구부를 갖는 방파제에 대한 회절파로서 파랑의 주방향은 방파제에 대하여 수직이며, 좌표는 개구부에 의해 무차원화된 값이고, 이 그림에서 오른쪽 반은 회절계수, 왼쪽 반은 주기의 비를 나타낸 것이다.

(3) 개구 방파제에 파랑이 사각(斜角)으로 입사할 때의 회절도는 컴퓨터에 의한 수치계산으로 구하는 것이 바람직하나 이런 방법으로 할 수 없을 때는 아래와 같이 근사적인 방법으로 구하여도 좋다. 사각 입사의 경우 개구 방파제에 의한 회절파의 축선 방향 θ'(해설 그림 (4-4) 참조)는 입사각 θ와 약간 차이가 있다. 이 편각을 표시한 것이 부록 4편 그림 (4-12) (a)~(c) 및 그림 (4-13) (a)~(c)이다. 개구폭비 및 파랑의 입사방향에 대한 회절파의 축선 방향은 참고 표 (4-4) (a)~(c)를 이용하여 구한다.

참고 표 (4-3) 불규칙파 입사시 회절파의 진행 축선각도(θ')
[( )내는 입사각에 대한 편각]

(a) S_{max} = 10

B/L	방파제와 파향이 이루는 각 θ			
	15°	30°	45°	60°
1.0	53°(38°)	58°(28°)	65°(20°)	71°(11°)
2.0	46°(31°)	53°(23°)	62°(17°)	70°(10°)
4.0	41°(26°)	49°(19°)	60°(15°)	70°(10°)

(b) S_{max} = 25

B/L	방파제와 파향이 이루는 각 θ			
	15°	30°	45°	60°
1.0	49°(34°)	52°(22°)	61°(16°)	70°(10°)
2.0	41°(26°)	47°(17°)	57°(12°)	67°(7°)
4.0	36°(21°)	42°(12°)	54°(9°)	65°(5°)

(c) S_{max} = 75

B/L	방파제와 파향이 이루는 각 θ			
	15°	30°	45°	60°
1.0	41°(26°)	45°(15°)	55°(10°)	66°(6°)
2.0	36°(21°)	41°(11°)	52°(7°)	64°(4°)
4.0	30°(15°)	36°(6°)	49°(4°)	62°(2°)

이 표에서 회절파의 축선 방향을 구하여 θ'에 대한 가상 개구폭비 B′/L을 식 참고 (4-26)으로 구한다(해설 그림 (4-4) 참조).

$$B'/L = (B/L)\sin\theta' \qquad \text{참고 (4-26)}$$

직각 방향에서의 입사파에 의한 회절도(부록 4편 그림 (4-8~4-11))로부터 가상 개구폭비와 같은 개구비의 회절도를 선택하여 이 회절도의 입사방향과 참고 표 (4-3)에서 구한 회절파의 축선 방향이 일치되도록 회전시켜 보면 비스듬한 입사파의 회절도가 된다. 이 근사법에 의한 오차는 방파제 개구부 부근에서 가장 크고 회절계수의 값으로는 0.1 정도이다.

(4) 개구폭비 B/L에 해당하는 동일한 회절도가 없을 때는 이에 가까운 값의 회절도를 쓰든가 혹은 그 값에 가까운 2개의 회절도로부터 내삽하여 정한다.

(5) 파랑의 회절에서는 주기의 변화보다 파향 변화의 효과가 크므로 파장에 비하여 큰 섬 등에 의한 회절에 있어서는 파의 에너지의 방향분산만을 고려한 방향분산법으로 계산해도 좋다.

(6) 파랑의 차폐 구역에서 수심이 크게 변화할 때는 적절한 방법으로 파랑의 굴절도 동시에 고려하여야 한다.

(7) 회절된 불규칙파의 유의파 주기는 회절 전과 다르므로 주의해야 한다.

(8) 회절 후의 파랑이 안벽 등에 의해서 반사될 때는 반환 회절도법이나 기타 적절한 방법으로 반사의 효과를 계산해야 한다.

(9) 규칙파의 회절도를 부록 4편 그림 (4-15) (a)~(h)와 부록 4편 그림 (4-16) (a)~(h)로 나타내었다. 부록 4편 그림 (4-15)는 반무한제에 의한 회절도이며, 부록 4편 그림 (4-16)은 개구방파제에 의한 회절도이다. 파형경사가 작은 너울($H_o'/L_o \leq 0.005$ 정도)에 의한 회절은 이들 규칙파의 회절도를 써서 산정하여도 좋다.

또, 규칙파에 의한 정온도 실험으로 사전에 항내의 파고 분산을 추정할 경우에도 규칙파의 회절도를 사용한다.

(10) 수리모형실험에 의한 검토

다방향 불규칙파 조파기의 발달로 인하여 방향 분산성을 갖는 파를 평면수조 내에서 재현할 수 있으므로 회절 실험을 비교적 간단히 실시할 수 있다. 유효조파영역 내에 항만 모형의 개구부를 설치하고 관측은 항내의 여러 지점에서 동시에 실시한다. 회절계수는 항 입구에 적어도 2개 지점에서 관측한 유의파고의 평균값으로 항내관측 유의파고를 나눈 값이다.

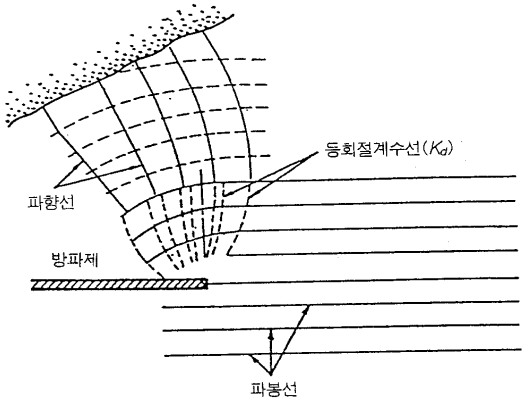
(11) 파고가 매우 큰 폭풍 시에는 항입구로 쇄파가 침입하는 경우가 있는데 이때에도 앞에서 언급한 회절도를 이용하여 항내파고를 산정하면 좋다. 단, 쇄파가 생기는 경우에는 파 에너지의 방향 집중도가 크게 되기 때문에 방향집중도 계수 S_{max}의 값이 75 이상의 회절도나 규칙파의 회절도를 이용한다.

4-4-4 굴・회절 변형

수심의 변화로 인해 파고의 공간적인 분포가 상당히 클 경우에는 굴·회절 변형을 동시에 고려한다.

[해 설]

(1) 방파제 또는 이안제 및 해안측의 수심이 변하는 경우는 굴・회절 변형이 동시에 일어난다. 이와 같은 경우의 파고 및 파향은 근사적으로 다음의 순서에 따라서 추정할 수 있다(해설 그림 (4-5) 참조).



해설 그림 (4-5) 굴・회절 변형의 근사계산

① 방파제 및 이안제까지의 굴절도를 작성한다.
② 이 점에서 해안쪽으로 3~4 파장 정도의 연속파봉을 가진 회절도를 작성한다.
③ 이 회절도에서 결정한 해안쪽의 파봉선에서 구할 파향에 의해서 연안 지점까지 또는 쇄파 지점까지 새로운 굴절도를 작성한다.
④ 해안에 가장 가까운 파봉선의 파향 및 파고, 그리고 이에 연결되는 굴절도에서 연안 지점 또는 쇄파 지점의 파고와 파향을 산정한다.

(2) 굴・회절 변형을 동시에 나타내는 완경사 파랑식을 이용하여 수치계산법에 의해 파랑을 계산할 수 있다. 그러나 완경사 파랑식에 의한 방법은 정확하나 넓은 해역에 적용하는 데에는 계산 시간이 비교적 많이 소요된다. 이에 비해 계산 속도가 빠르고 쇄파 지역의 경계조건 설정이 용이한 포물형 완경사 파랑식이 파랑 추정에 많이 이용된다(예: Kirby and Darlymple, 1983).

(3) 파랑 변형의 수치모형 결과는 수리실험 또는 실측값과 비교하여 신뢰도를 검증해야 한다. 수치모형은 각기 다른 특성을 갖고 있기 때문에 결과의 해석에 세심한 주의가 필요하며, 특히 모형의 장·단점 및 포함된 가정을 이해하지 못하는 경우에는 수치해석결과를 잘못 해석하지 않도록 주의한다.

4-4-5 환산심해파고(換算深海波高)

환산심해파고는 굴절이나 회절 등에 의한 파고 변화의 영향을 설계계산 및 수리모형실험에서 다루기 쉽게 하기 위한 가상적인 파고이며, 파고 및 주기는 다음과 같이 주어진다.

$$H_o' = K_d K_r (H_{1/3})_o \,, \quad T_{H_{1/3}} = (T_{H_{1/3}})_o \tag{4-1}$$

여기서, H_o' : 환산심해파고(유의파)

$(H_{1/3})_o = H_o$: 심해파고(유의파)

K_d : 회절계수

K_r : 굴절계수

$(T_{H_{1/3}})_o$: 심해파의 유의파 주기

[해 설]

(1) 환산심해파고는 쇄파, 파의 처올림, 월파 등의 현상을 심해파와 관련하기 위해 도입한 것이다. 이러한 제 현상은 주로 수리모형실험에 의해 분석되며, 기존의 결과들은 2차원 수로에서 이루어진 것들이 많으므로 이를 활용하기 위한 방안으로 고안된 것이다.

(2) 회절과 굴절 등을 고려할 수 있는 3차원 수조에서는 이 개념이 필요하지 않으나 3차원 실험은 과다한 비용과 시간이 소요되는 단점이 있어 환산심해파고를 계속 사용하고 있다.

(3) 해저경사가 완만하고 파랑이 상당한 거리를 진행하면 해저마찰로 인한 파고 감쇠를 무시할 수 없으며, 이런 경우 감쇄율 K_f를 식 참고 (4-23)에 곱해 환산심해파고를 계산한다.

(4) 실제 지형에서는 굴·회절 계수가 장소에 따라 다르기 때문에 환산심해파고 계산은 장소에 따라 변하는 점에 주의한다.

4-4-6 반 사

항만시설물 설계시 인근 구조물에 의한 반사파의 영향과 해당 시설물이 인근 지역에 미치는 파랑의 반사 영향에 대하여 검토한다.

[해 설]

방파제에서 반사된 파가 항로를 소란하게 하거나, 인근 안벽에서 다중 반사된 파가 항내를 교란시키기도 한다. 항만시설에 의한 반사파가 선박의 항행 및 하역에 큰 영향을 미치는 경우가 있으므로 주의를 요한다.

[참 고]

반사파에 의해 여러 파군이 존재할 경우의 파고는 식 참고 (4-27)로 산정할 수 있다.

$$H_s = \sqrt{H_1^2 + H_2^2 + \cdots + H_n^2} \qquad \text{참고 (4-27)}$$

여기서, H_s는 파군 전체의 유의파고, $H_1, H_2, \cdots, H_n$는 각 파군의 유의파고이다.
단, 파향에 따라 파랑의 작용이 다를 경우에는 각 파군의 파향의 차이를 고려한다.

(1) 구조물의 수직선과 입사파와의 사잇각(입사각)이 45°보다 작은 경우 입사각과 같은 반사각을 가지는 반사파가 형성되나 입사각이 45°보다 크고 70°보다 작은 경우에는 반사각은 입사각보다 크게 될 뿐만 아니라 마하스템(mach-stem)이라는 새로운 파형이 구조물에 인접한 곳에 형성되며, mach-stem의 진폭은 입사파의 진폭보다 크다. 입사각이 70°보다 큰 경우에는 mach-stem만이 존재하며, 구조물로부터 직각 방향으로 형성되는 mach-stem의 폭은 입사파랑 진행방향으로 점차 증가하고 진폭도 커지게 되므로(Chen, 1961) 돌제의 마루높이 결정에 이를 고려한다.

(2) 반사파와 반사파 또는 입사파와 반사파가 중첩된 경우의 파고는 다음과 같이 구한다. 규칙파는 파형의 단순한 중첩에 의해 구하며, 이는 위상의 상황에 따라 심한 기복을 나타낸다. 그러나 불규칙파에서는 많은 성분파를 포함하고 있기 때문에 이 기복은 평활화되어 반사파의 파고는 각 파군의 에너지가 중첩된 것으로서 식 참고 (4-27)로 계산할 수 있다. 이와 같은 방법은 반사면에서 0.7파장 이상 떨어진 지점에서 적용할 수 있다.

[1] 반사율의 산정

반사율은 현지관측에 의해서 산정하는 것이 바람직하나 관측이 어려운 경우 또는 시공전의 경우에는 수리모형실험 결과를 참조하여 산정한다. 실험시 사용하는 파는 불규칙파를 사용한다.

[참 고]

반사율은 반사계수 K_R로 나타내며, 반사파고 H_R에 대한 입사파고 H_I의 비로 정의한다. 반사율은 구조물의 형태, 재질과 같은 구조물 특성과 파형경사, 상대수심과 같은 파랑의 특성에 따라 정해진다. 참고 표 (4-4)를 참고하여 반사율의 개략값을 정한다.

참고 표 (4-4) 반사율의 개략값(Seelig and Ahrens, 1981)

구 조 형 식	반 사 율
직립벽(마루가 정수면 위)	0.7～1.0
직립벽(마루가 정수면 아래)	0.5～0.7
사석사면(1:2～3 경사)	0.3～0.6
이형소파 블록사면	0.3～0.5
직립소파 구조물	0.3～0.6
자연해빈	0.05～0.2

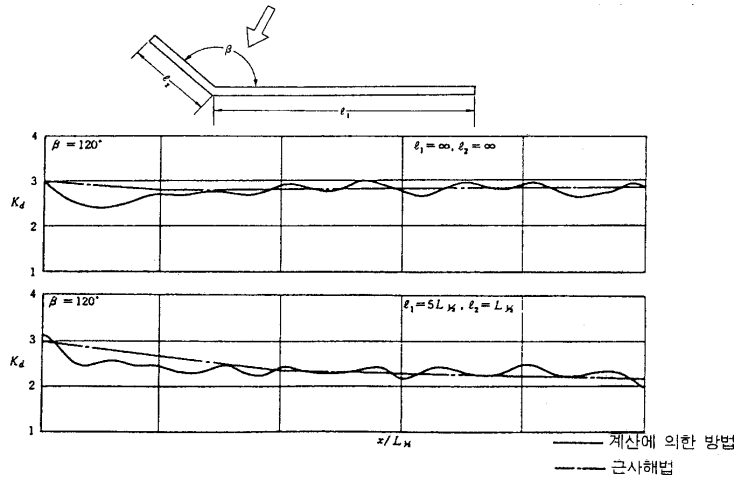
[2] 오목부, 방파제 두부(頭部) 부근 및 도제(島堤) 주변에서의 파랑변형

구조물의 오목부, 방파제 두부 부근 및 도제 주변에서는 일반적인 중복파보다도 파고가 커지므로 이 파고 증대에 대하여 충분히 검토하여야 한다. 단, 파고 증대에 대하여는 파랑의 불규칙성을 고려하여 검토한다.

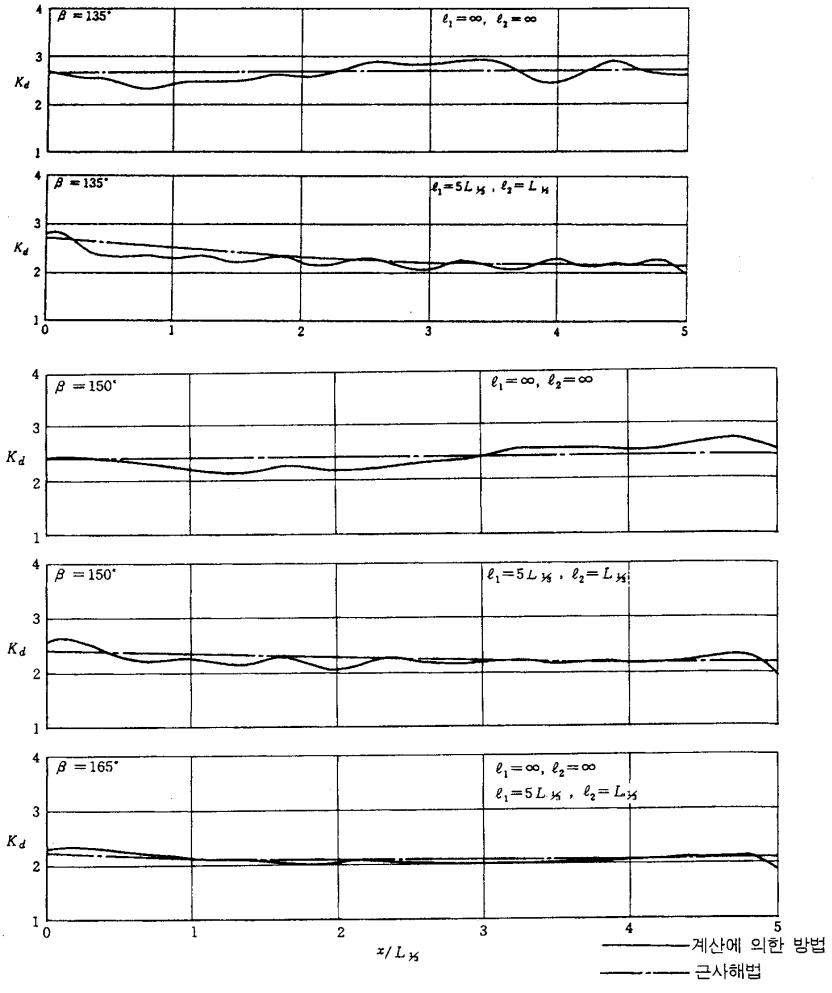
[참 고]

(1) 규칙파로 오목부나 방파제 두부 부근의 파고 분포를 계산하면 매우 기복이 심한 분포형을 얻게 된다. 그러나 파랑의 불규칙성을 고려하여 계산하면 오목점에서 1파장 미만의 범위를 제외하면 이 분포형은 평활화되어 파고가 작아진다. 이 때문에 규칙파에 의해 계산된 파고는 과대하다.

(2) 불규칙파에 의한 오목부 부근의 파고 분포를 참고 그림 (4-15)에 나타내었다. 이 그림은 수치계산에 의하여 각 주파향에 대하여 구한 파고의 최댓값 분포 모양을 나타낸 것으로서 파랑은 방파제에 의해 완전히 반사된다고 가정한다. 그림에서 K_d는 주방파제 전면의 파고와 입사파고와의 비를 나타낸다. 계산에 쓰인 불규칙파는 S_{max}=75의 스펙트럼형으로 상당히 파향 집중도가 높은 파랑이다. 그림의 일점쇄선은 근사계산으로 구해진 각 점에서의 파고의 최댓값 분포이다. 또한 l_1은 주방파제의 길이, l_2는 부방파제의 길이, β는 주방파제와 부방파제가 이루는 각도이다. 이 그림으로 오목부 부근의 파고 분포를 산정하여도 좋다.



참고 그림 (4-15) 오목부에서의 파고의 최댓값 분포



참고 그림 (4-15) 오목부에서의 파고의 최댓값 분포 (계속)

(3) 방파제의 반사율이 0.4 이하가 되도록 소파공을 설치하면 오목부에 의한 파고 증대는 거의 고려하지 않아도 된다. 다만, 이는 부방파제의 전장에 걸쳐 소파공을 설치한 경우이다. 부방파제가 긴 경우 부방파제에 의한 반사파의 영향이 오목점에서 떨어진 곳까지 도달하기 때문에 소파공을 방파제 연장상에 길게 설치하지 않는 한 그 효과는 그다지 기대할 수 없다. 또한 주방파제가 부방파제에 미치는 효과도 같다고 말할 수 있다.

(4) 반무한 방파제, 개구 방파제 및 도제의 두부 부근(두부에서 1파장 미만의 범위)에는 파랑의 회절에 의해 일반적인 중복파의 파고보다도 더 큰 파랑이 발생한다. 또한 방파제 후면의 파고 분포도 제체를 따라 진동하기 때문에 항내·외의 수위차에 따라서는 큰 파력이 미치게 되는 것에 주의해야 한다(이또(伊藤)와 다니모토(谷本), 1971). 특히, 도제의 경우 도제의 길이와 파장의 비 또는 파향에 따라서 최대의 파력을 발생하는 위치가 크게 이동하는 것에 주의를 요한다.

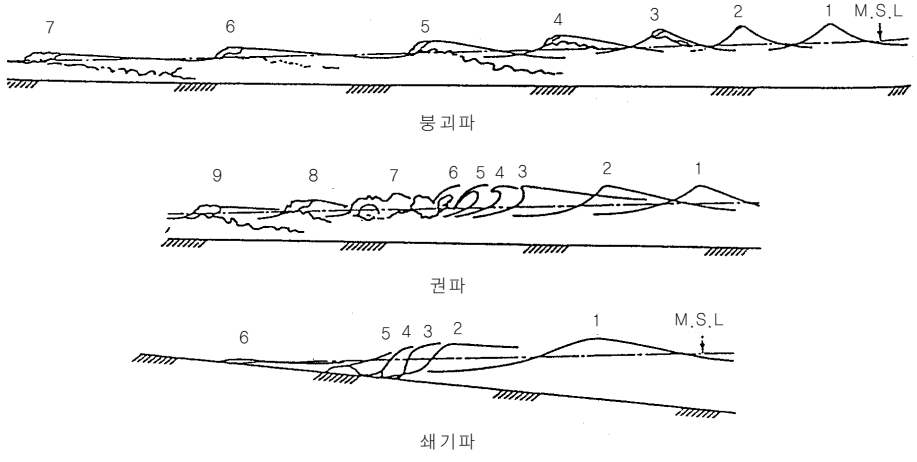
4-5 쇄 파

4-5-1 일 반

항만구조물이 쇄파지점 부근에 있는 경우는 쇄파를 고려하여 계획을 해야 한다.

[참 고]

(1) 쇄파 형식은 다음과 같은 세 가지가 있으며, 형태는 참고 그림 (4-16)과 같다.



참고 그림 (4-16) 쇄파 형태

① 붕괴파(spilling breakers)
파형이 진행함에 따라 비대칭이 되고, 파봉 부분의 일부에 하얀 거품이 생기며 점차적으로 깨져 그것이 차차 파의 전면에 무너져가는 형태의 쇄파로 천해인 해안뿐만 아니라 심해역에서도 일어난다.

② 권파(plunging breakers)
해안 부근의 수심이 얕은 곳에 파랑이 도달하면 해저 마찰 때문에 수립자의 속도가 해저보다 표면에서 크게 되어 파봉이 앞으로 덮어씌워져 파랑 전체가 앞으로 일시에 넘어지는 형태의 쇄파이다.

③ 쇄기파(surging breakers)
권파와 같이 일시에 파랑 전체가 깨지는 것이 아니고, 파랑의 하부쪽에서 부서지기 시작하여 파의 전면 대부분이 깨어져 해안선에서 공기를 혼합시키면서 사면을 타고 올라간다.

(2) 쇄파 형식은 입사파의 파형경사 Ho/Lo와 해저경사의 영향을 받게 된다. 일반적으로 파형경사가 큰 경우는 붕괴파가 되고 해저경사가 큰 경우는 쇄기파가 발생한다.

(3) 쇄파 형식은 해안선 변형에 밀접한 관계가 있는 동시에 구조물에 작용하는 파력에도 관계가 있다. 경사가 완만한 해안에서는 여러 번의 쇄파가 발생하며, 가장 먼 외해 쪽에서부터 해안 가장 가까운 곳까지 쇄파가 일어나는 지역을 쇄파대라 한다.

(4) 방파제에 강력한 파압을 주는 쇄파는 주로 권파이며, 많은 파력 공식들은 이 쇄파에 대한 식이다.

(5) 구조물이 쇄파지점 내에 있는 경우는 쇄파후의 파랑이 구조물에 작용하는 것으로 하여 설계한다. 구조물이 쇄파지점보다 외해 쪽에 있는 경우는 굴절 또는 회절에 의해서 구한 파향 및 파고에 의해서 설계한다.

4-5-2 규칙파의 쇄파 한계파고(碎波 限界波高)

해저경사가 비교적 작은 경우의 규칙파의 쇄파 한계파고는 이론식 또는 수리실험 결과를 이용하여 구한다.

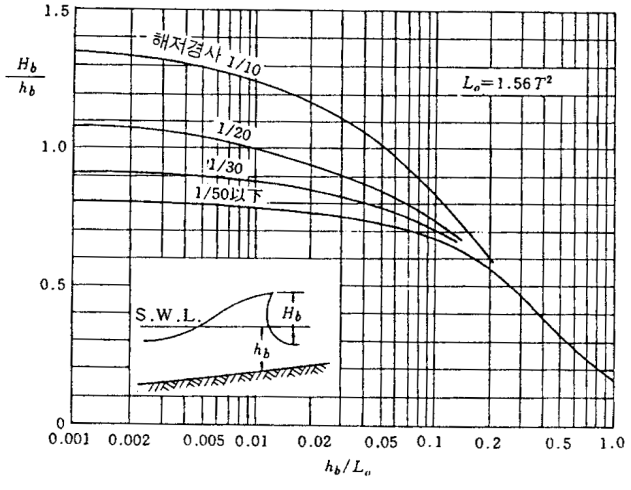
[참 고]

(1) 파랑이 해안으로 진입하면 천수변형에 의해 파고가 증가하고 한계파고에 이르면 쇄파가 일어난다. 쇄파로 인해 공기가 수중에 주입되고 와류가 형성되어 쇄파 전후의 파랑운동은 상당한 차이가 있다. 파가 부서지는 점을 쇄파점, 그 지점의 수심을 쇄파수심, 그리고 그 때의 파고를 쇄파고로 정의한다.

(2) 참고 그림 (4-17)은 규칙파의 쇄파한계파고를 표시하며, 이 그림에 의해서 쇄파한계파고를 산정할 수 있다. 그림에서 곡선은 식 참고 (4-28)로 근사적으로 구할 수 있다.

$$\frac{H_b}{L_o}=0.17\left\{1-\exp\left[-1.5\frac{\pi h}{L_o}(1+15\tan^{4/3}\theta)\right]\right\} \qquad \text{참고 (4-28)}$$

여기서, $\tan\theta$는 해저경사이다.



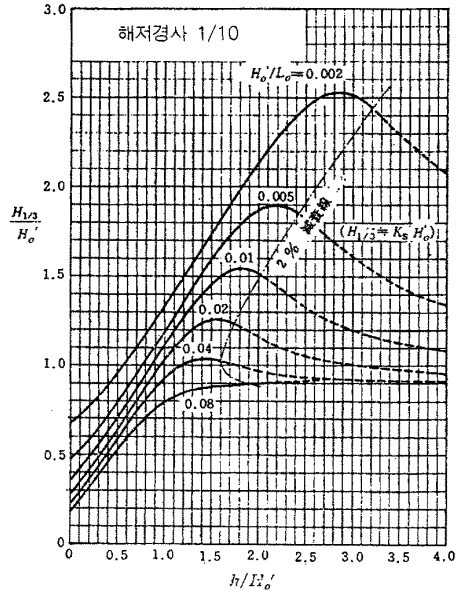
참고 그림 (4-17) 규칙파의 쇄파한계파고(Goda(合田), 1970)

4-5-3 쇄파에 의한 파고변화

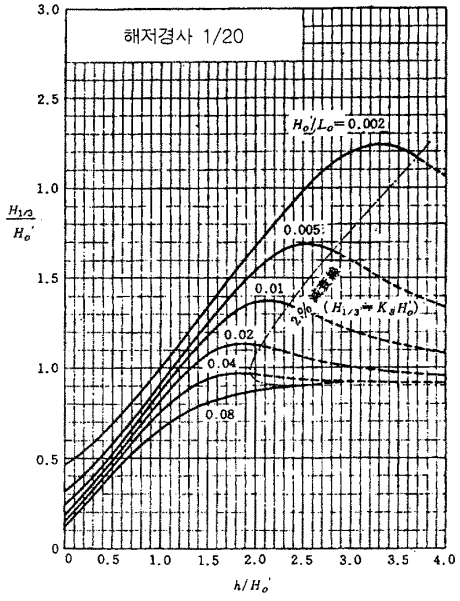
수심이 환산심해파 파고의 약 3배 이하의 지점에서는 쇄파에 의한 파고 변화를 고려하여야 한다. 쇄파에 의한 파고 변화의 산정에는 파랑의 불규칙성을 고려하는 것을 표준으로 한다.

[참 고]

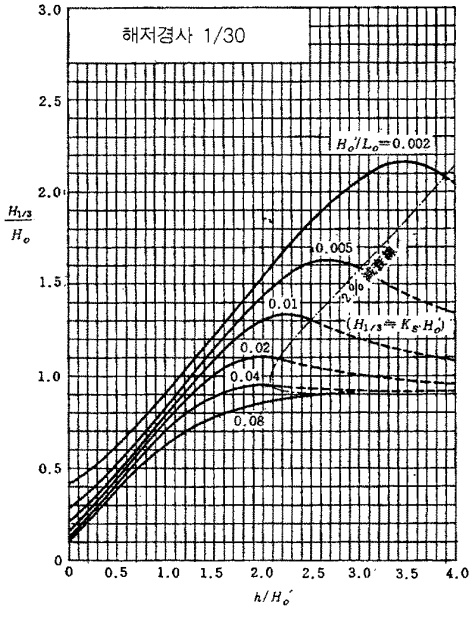
(1) 쇄파에 의한 파고 변화는 참고 그림 (4-18 a~e) 혹은 참고 그림 (4-19 a~e)에 의해 구하며 이 그림은 Goda(合田, 1975)의 쇄파 이론으로 계산한 불규칙파의 파고 변화를 나타낸 것이다.



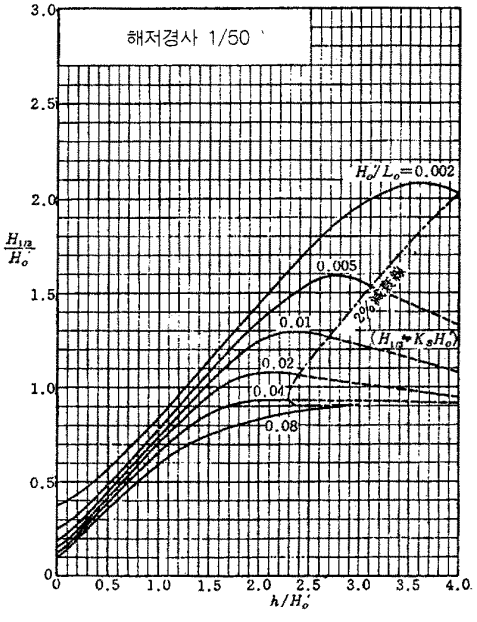
참고 그림 (4-18a) 쇄파대 내의 유의파고 산정도



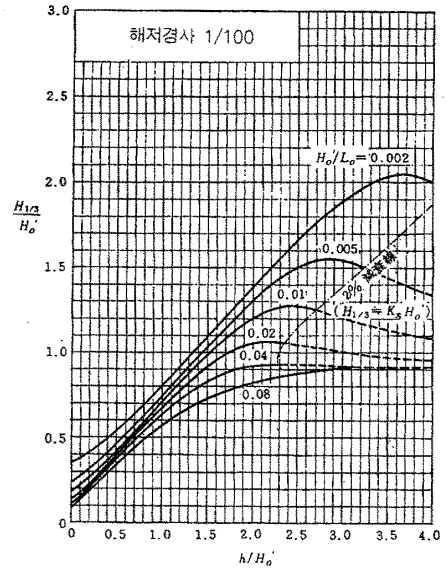
참고 그림 (4-18b) 쇄파대 내의 유의파고 산정도



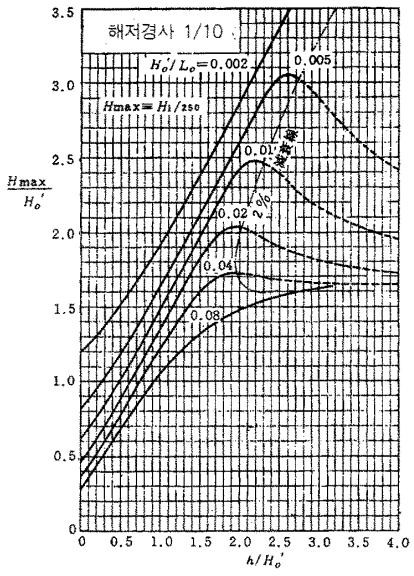
참고 그림 (4-18c) 쇄파대 내의 유의파고 산정도



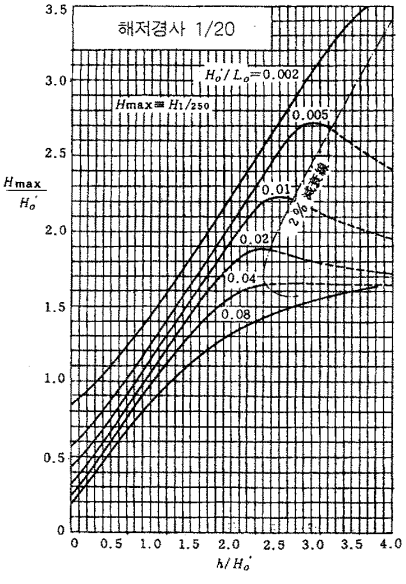
참고 그림 (4-18d) 쇄파대 내의 유의파고 산정도



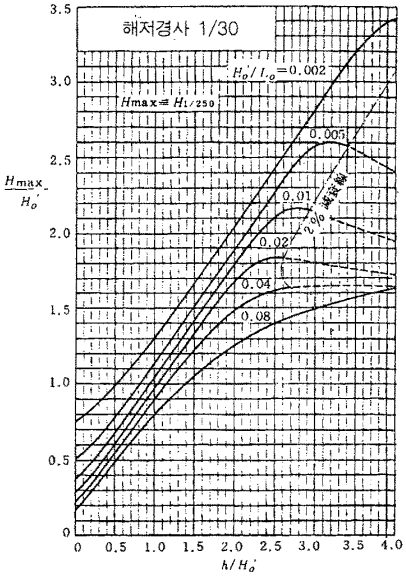
참고 그림 (4-18e) 쇄파대 내의 유의파고 산정도



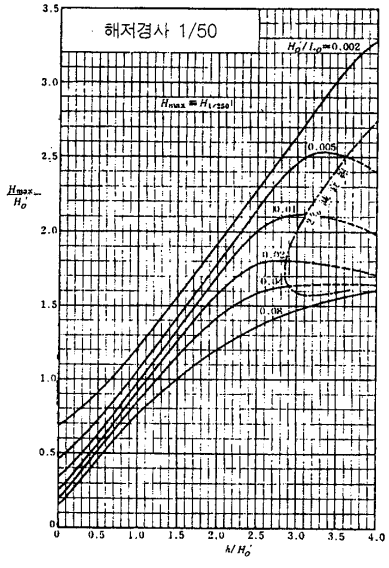
참고 그림 (4-19a) 쇄파대 내의 최대파고 산정도



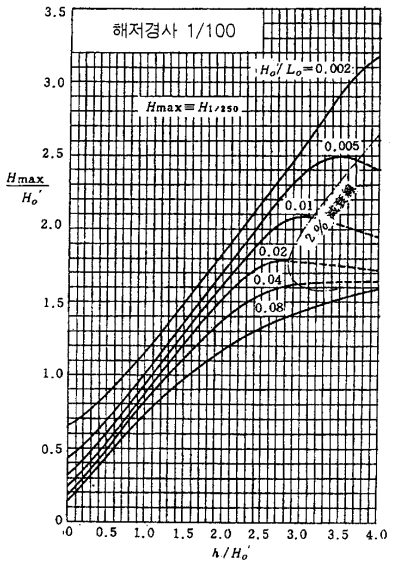
참고 그림 (4-19b) 쇄파대 내의 최대파고 산정도



참고 그림 (4-19c) 쇄파대 내의 최대파고 산정도



참고 그림 (4-19d) 쇄파대 내의 최대파고 산정도



참고 그림 (4-19e) 쇄파대 내의 최대파고 산정도

(2) 그림에서 일점쇄선의 우측 영역의 파고 변화는 천수변형의 천수계수를 사용하여 계산한다. 일점쇄선의 좌측 영역에서는 쇄파에 의한 파고 변화가 탁월하므로 이들의 그림을 이용하여 파고를 정한다.

(3) 이 그림들을 사용하여 파고를 결정해야 하는 해저경사는 수심과 환산심해파 파고의 비 h/H_o'가 1.5~2.5인 범위에서의 평균 해저경사를 사용하는 것이 적당하다.

(4) 쇄파에 따른 파고의 변화는 매우 복잡하여 실측자료는 상당한 범위에 걸쳐 나타난다. 그림에 도시된 것과 실제 파랑은 $H_{1/3}/H_o'$의 비에서 (±)0.1 정도 혹은 그 이상 차이가 날 때도 있으므로 이를 충분히 고려해야 한다.

(5) 수심이 환산심해파 파고의 0.5배 이하의 해안 지역에서는 파랑에 의한 파력보다는 해수가 쇄파로 인해 경사면상을 오르내리는 흐름으로서의 에너지가 더 크다. 이를 감안하여 구조물에 작용하는 파력의 산정은 수심이 환산심해파 파고의 0.5배 정도 되는 지점의 파고를 사용하는 것이 바람직하다.

(6) 쇄파이론 모델에 의한 파고 변화의 계산은 일반적으로 컴퓨터에 의한 연산을 필요로 하나 현상의 변동성이나 종합적인 정확도를 고려한다면 다음의 식을 사용하여 파고 변화를 계산하여도 좋다.

$$H_{1/3}=\begin{cases} K_s H_o' & (h/L_o \geqq 0.2) \\ \min(\beta_0 \mathrm{H_o}' + \beta_1 \mathrm{h}),\ \beta_{\max} H_o',\ K_s H_o' \} & (h/L_o < 0.2) \end{cases} \qquad \text{참고 (4-29)}$$

여기서,

$$\beta_o = 0.028(H_o'/L_o)^{-0.38}\exp[20(\tan\theta)^{1.5}]$$

$$\beta_1 = 0.52\exp[4.2\tan\theta]$$

$$\beta_{\max} = \max\{0.92,\ 0.32(H_o'/L_o)^{-0.29}\exp[2.4\tan\theta]\}$$

천수계수 K_s는 해설 그림 (4-3)에서 구하며, min{ }및 max{ }는 각각 { }안의 최솟값과 최댓값을 나타

내고, tanθ는 해저경사를 나타낸다. 또한, 최대파 $H_{\max}$의 간편식도 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$H_{\max}=\begin{cases}1.8K_sH_o' & (h/L_o \geqq 0.2)\\ \min(\beta^*\mathrm{H_o}'+\beta_1^*\mathrm{h}),\ \beta_{\max}^*H_o',\ 1.8K_sH_o'\} & (h/L_o<0.2)\end{cases} \quad \text{참고 (4-30)}$$

여기서,

$$\beta_o^*=0.052(H_o'/L_o)^{-0.38}\exp[20(\tan\theta)^{1.5}]$$

$$\beta_1^*=0.63\exp[3.8\tan\theta]$$

$$\beta_{\max}^*=\max\{1.65,\ 0.53(H_o'/L_o)^{-0.29}\exp[2.4\tan\theta]\}$$

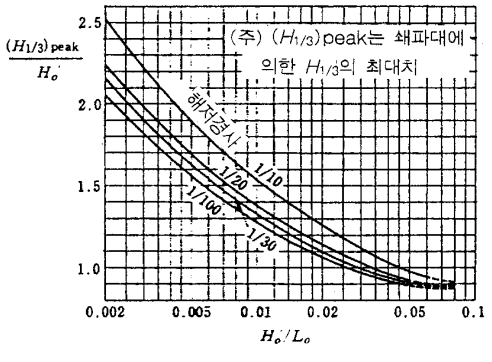
4-5-4 쇄파고와 쇄파수심

진행파의 쇄파고와 쇄파수심은 적절한 방법에 의해 구한다.

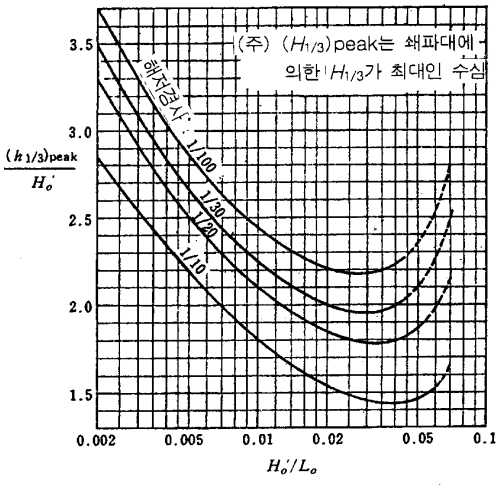
[참 고]

(1) 파군 중 개개의 파에 대한 쇄파점을 나타내기는 쉬워도 불규칙파군에 대한 쇄파점을 지정하기는 어렵다. 그러나 때로는 불규칙파의 쇄파대 폭을 추정 또는 파군 전체에 대한 쇄파지표의 지정이 필요한 경우가 있다.

(2) 쇄파대 내에서의 유의파고의 최댓값 ($H_{1/3}$)peak를 쇄파고로 하면 쇄파지표 곡선은 참고 그림 (4-20a)로 나타낼 수 있다. 또한, 유의파고가 최대로 되는 수심 ($h_{1/3}$)peak를 쇄파수심으로 하면 쇄파수심은 참고 그림 (4-20b)로부터 산정할 수 있다(Goda(合田), 1975).



참고 그림 (4-20a)



참고 그림 (4-20b)

참고 그림 (4-20a) 쇄파대 내에서 유의파고의 최댓값 산정도
참고 그림 (4-20b) 유의파고의 최댓값이 출현하는 수심의 산정도

4-5-5 쇄파에 의한 평균수면 상승

쇄파에 의해 쇄파대 내에서 발생하는 평균수위의 상승을 필요에 따라 구조물 설계에 고려한다.

[참 고]

(1) 쇄파대 내에서 쇄파에 의해 평균수위가 현저하게 상승(wave setup)하거나 진동하는 경우가 있다. 이와 같은 장소에서 방파제 및 물양장의 마루높이를 산정하는 경우 이를 고려해야 한다.

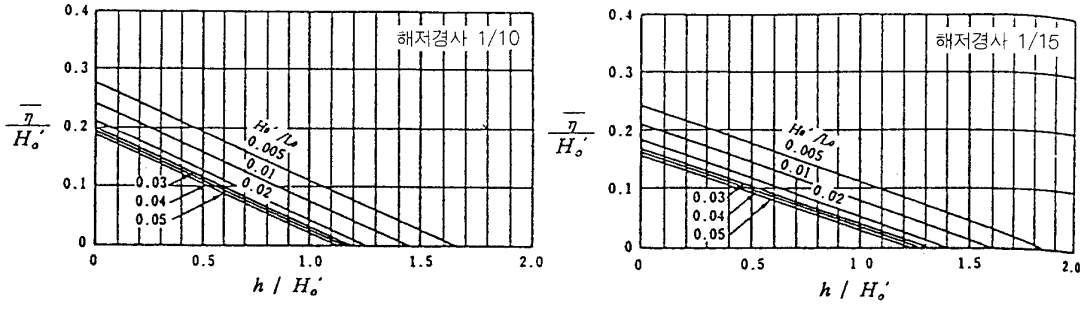
(2) 해안에서의 평균수면 상승은 파랑전파시 에너지가 파랑과 함께 전파될 뿐만 아니라 해수도 파랑의 전파방향으로 움직이게 되어 이에 의한 운동량의 수송이 이루어진다.
운동량은 파랑에 의해 결정되는데 이를 방사응력(radiation stress)이라 하며, 파고가 작은 해안선 부근에서는 작아져 운동량은 장소에 따라 변하게 된다(Longuet-Higgine and Stewart, 1962). 운동량의 차이와 평균해수면 경사에 의한 정수압의 차가 균형을 이루게 되어 해안 쪽으로 평균수면이 상승한다.

(3) 평균수면을 $\overline{\eta}$로 나타내면 평균수면의 식은 참고 (4-31)로 주어지며, 외해 쪽에서 해안 쪽으로 수치적분을 하여 $\overline{\eta}$를 계산한다.

$$\frac{d\overline{\eta}}{dx}=-\frac{1}{\overline{\eta}+h}\frac{d}{dx}\left[\frac{\overline{H^2}}{8}\left(\frac{1}{2}+\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)}\right)\right] \qquad \text{참고 (4-31)}$$

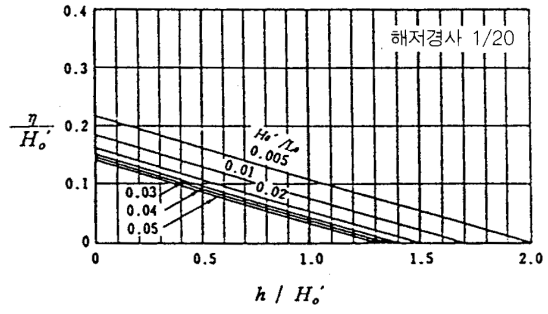
여기서, $\overline{H^2}$은 불규칙파군 중의 파고 자승의 평균값이다. 파고는 수면상승에 의해 변하기 때문에 파고와 수면변화를 동시에 관련시켜 계산한다.

(4) 참고 그림 (4-21)로부터 평균수면 상승량은 해저경사가 급할수록, 또 파형경사가 작을수록 현저하게 나타난다.

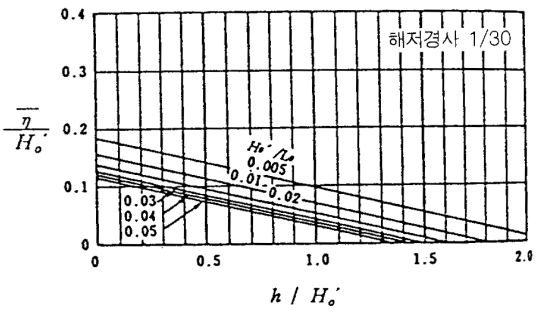


a) 해저경사 1/10 b) 해저경사 1/15

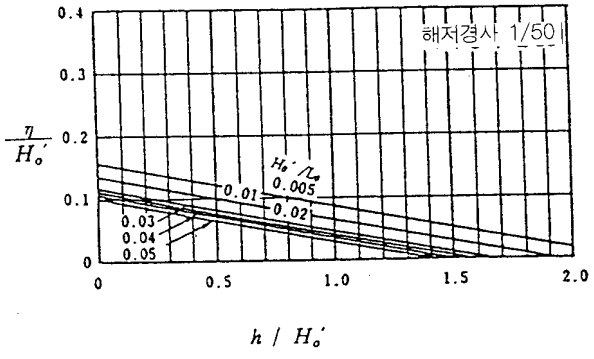
참고 그림 (4-21) 쇄파에 의한 수위상승



c) 해저경사 1/20



d) 해저경사 1/30



e) 해저경사 1/50

참고 그림 (4-21) 쇄파에 의한 수위상승 (계속)

(5) 쇄파에 의한 수위상승 이외에도 파랑 간의 상호작용으로부터 생성되는 내습파의 주기의 수 배~수십 배에 해당하는 해면의 상·하 진동이 있으며, 이를 서프비트(surf beat)라 한다. 서프비트의 진폭은 심해파 진폭의 30% 이상이 되는 경우가 있다. 쇄파대 내의 서프비트의 진폭은 식 참고 (4-32)으로 계산한다.

$$\zeta\ \mathrm{rms} = \frac{0.01 H_o'}{\sqrt{\frac{H_o'}{L_o}\left(1+\frac{h}{H_o'}\right)}} \qquad \text{참고 (4-32)}$$

여기서, ζ_{rms}는 서프비트 파형의 표준편차 값이다.

4-6 처오름 높이, 월파 및 전달파

4-6-1 처오름 높이

파의 처오름 높이는 제체의 형상, 설치 위치 및 해저지형에 따라 적절히 산정한다.

[참 고]

(1) 파랑의 처오름높이는 제체의 형상이나 설치위치 및 해저형상에 따라 적절하게 산정할 필요가 있다.

(2) 파랑의 처오름 현상은 파랑의 특성, 제체의 형상, 설치위치, 해저형상 등 여러 가지 요소의 영향으로 복잡하게 변화한다. 한정된 조건에 대해서는 과거의 연구성과를 토대로 산정도표나 산정식이 제안되어 있으므로 그것들을 사용할 수 있다. 복잡한 제체 및 해저형상의 경우에는 수리모형실험으로 결정하는 것이 바람직하다. 완경사호안 등은 규칙파를 대상으로 한 파도의 처오름높이보다 호안의 최대높이가 높아지도록 설정하는 것이 바람직하다. 단 불규칙파의 경우, 파고에 의해 월류를 발생시키기 때문에 월파량이 한계값 이하가 되도록 최종적인 최대높이 및 호안형상을 결정하는 것이 바람직하다.

(3) 일정한 사면경사에서의 불규칙파 처오름높이는 식 참고 (4-33)을 활용하여 산정할 수 있다(Mase, 1989).

$$\frac{R_x}{H_0} = a\zeta^b,\ \frac{1}{30} \le \tan\beta < \frac{1}{5}$$

$$0.007 < \frac{H_0}{L_0} \qquad \text{참고 (4-33)}$$

여기서, x, a 및 b는 처오름높이의 통계값과 산정식계수를 나타내며 참고 표 (4-5)에 제시되어 있다.

참고 표 (4-5) 식 참고 (4-33)의 계수

R_x	R_{max}	$R_{2\%}$	$R_{1/10}$	$R_{1/3}$	$\overline{R}$
a	2.32	1.86	1.70	1.38	0.88
b	0.77	0.71	0.71	0.70	0.69

여기서, R_{max}는 처오름높이의 최댓값, $R_{2\%}$는 전체 처오름높이 중 상위 2%가 그것보다 높은 처오름높이이다. $R_{1/10}$, $R_{1/3}$, $\overline{R}$는 각각 불규칙파고를 통계해석하는 경우와 마찬가지 방법으로 산출할 수 있는 처오름높이의 1/10, 1/3 최댓값 및 평균값이다. ξ는 쇄파 유사성 매개변수로서 $\xi = \tan\beta / \sqrt{H_o' / L_o}$ 이며, $\tan\beta$는 해저경사이다.

1/3 최대 처오름높이에 대해서는 식 참고 (4-34)를 이용할 수 있다(van der Meer and Stam, 1992).

$$\begin{aligned} R_{1/3}/H_s &= 0.25 + 1.1\zeta \quad (0 < \zeta \le 2.2) \\ R_{1/3}/H_s &= 3.0 - 0.15\zeta \quad (2.2 < \zeta \le 9.0) \\ R_{1/3}/H_s &= 1.65 \quad (9.0 < \zeta) \end{aligned} \qquad \text{참고 (4-34)}$$

(4) 피복석 사면의 처오름높이에 대해서는 식 참고 (4-35)를 이용할 수 있다(van der Meer and Stam, 1992).

$$\frac{R_x}{H_s} = a\zeta_m \qquad (\zeta_m \le 1.5) \qquad \text{참고 (4-35)}$$

$$\frac{R_x}{H_s} = b\zeta_m^c \qquad (\zeta_m \ge 1.5)$$

여기서, 계수는 참고 표 (4-6)에 제시되어 있다. 또한 $\xi_m = \tan\beta / \sqrt{2\Pi H_s / g T_m^2}$ 에서 H_s는 구조물 선단부에서의 유의파고, T_m은 평균주기이다.

투과성을 갖는 사면의 처오름높이에 대해서는 식 참고 (4-36)을 이용할 수 있다.

$$\frac{R_x}{H_s} = d \qquad \text{참고 (4-36)}$$

참고 표 (4-6) 식 참고 (4-35) 및 식 참고 (4-36)의 계수

R_x	R_{max}	$R_{2\%}$	$R_{1/10}$	$R_{1/3}$	$\overline{R}$
a	1.12	0.96	0.77	0.72	0.47
b	1.34	1.17	0.94	0.88	0.60
c	0.55	0.46	0.42	0.41	0.34
d	2.58	1.97	1.45	1.35	0.82

(5) 복단면의 경우, 불규칙파에 대해선 충분한 연구가 이루어져있지 않지만, 규칙파에 대해서는 사비에르(Saville)의 가상경사법 및 나카무라에 의한 개량가상경사법을 이용하는 것이 가능하다. 복단면이란 해저형상 및 제체형상 및 배치가 참고 그림 (4-22)와 같은 경우를 발한다.

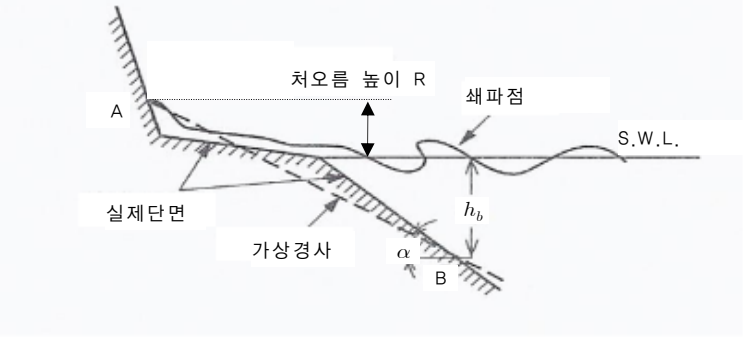
① 복단면으로 간주할 수 있는 경우의 제체에 대한 파랑의 처오름높이는 다음과 같이 구한다.

가. 심해파의 특성에서 쇄파점 B 를 구한다.

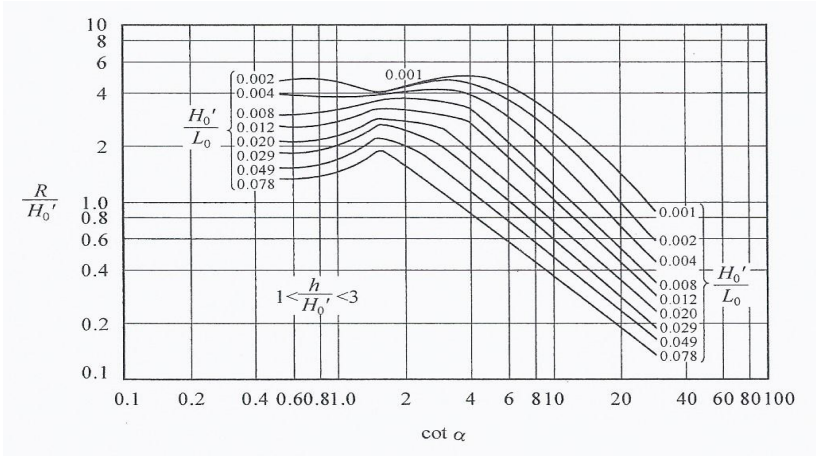
나. 다음으로 파랑의 처오름높이 R을 가정하여, 그 점 A와 쇄파점 B를 잇고, 이것을 가상경사 cot α 로 한다.

다. 참고 그림 (4-23)을 이용하여 이 가상경사에 대한 파랑의 처오름높이를 산정하고, 처음으로 가정한 처오름높이와 비교한다. 양자가 일치하지 않을 때는 가정한 처오름높이, 즉 가상경사를 바꾸어 양자가 일치할 때 까지 반복한다.

라. 이러한 방법으로 얻은 값이 해당하는 복단면의 처오름높이다.



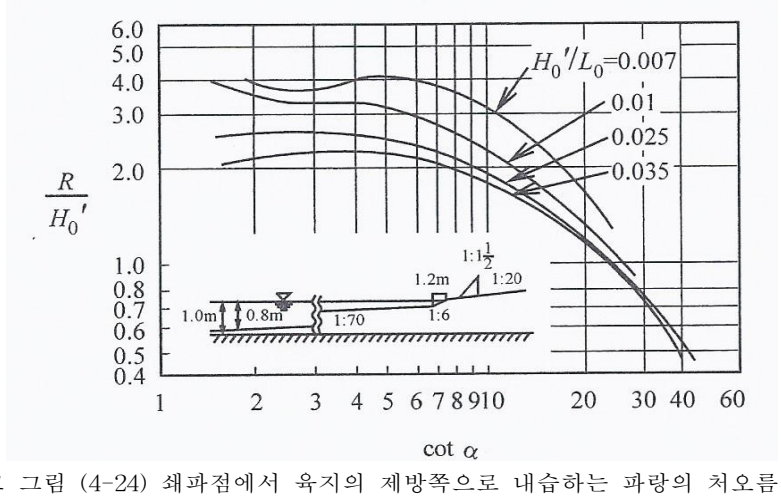
참고 그림 (4-22) 복단면과 가상경사



참고 그림 (4-23) 사면상의 처오름높이

② 이 방법으로 구한 결과와 실제 복합단면에 관한 실험결과를 비교하면, 일반적으로 10% 이내의 오차로 양자는 상당히 일치한다. 하지만 해저경사가 완만해지면 양자의 일치도는 나빠지기 때문에 이 방법은 해저경사가 1/30 보다 급한 경우에 적용한다.

③ 참고 그림 (4-24)는 해저경사 1/70 으로 구한 실험결과로서 완만한 해저경사 복단면에 대한 파랑의 처오름높이를 추정하는데 참고할 수 있다.



참고 그림 (4-24) 쇄파점에서 육지의 제방쪽으로 내습하는 파랑의 처오름높이

(6) 제체에 비스듬하게 파랑이 입사하는 경우

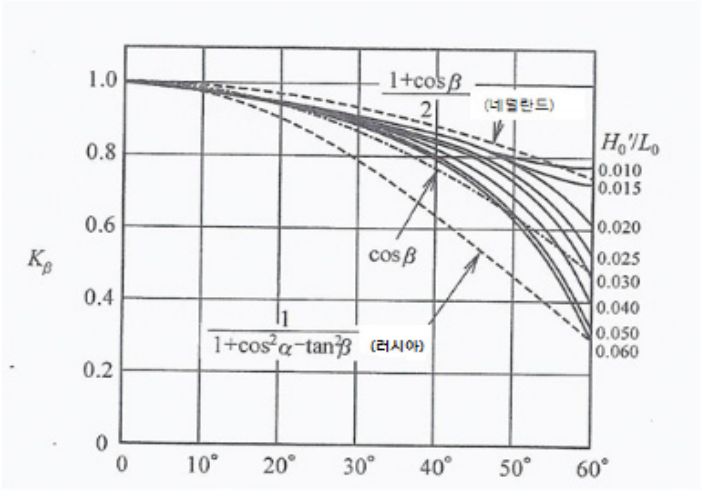
참고 그림 (4-25)는 입사파의 파봉선과 제체기준선이 β 각도를 이룰 때의 입사방향계수 K_β (β =0에서 파랑이 직각으로 입사할 때의 처오름높이에 대한 각 각도에서의 처오름높이비)와 각도 β 와의 관계를 나타낸 그림이며, 이것으로 파랑의 입사각이 처오름높이에 미치는 영향을 추정하는 것이 가능하다.

(7) 소파공의 효과

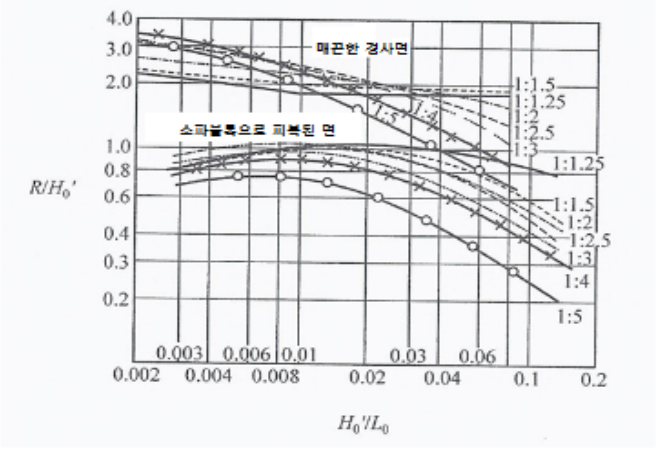
제체전면을 소파블록으로 완전히 피복하면 파랑의 처오름높이를 상당히 감소시킬 수 있으며, 참고 그림 (4-26)은 그 일례를 나타낸 것이다. 하지만 소파공의 설치방법에 의해 그 효과는 현저히 변화하므로 일반적으론 모형실험으로 처오름높이를 결정하는 것이 바람직하다.

(8) 산정오차

파랑의 처오름높이 산정을 위한 곡선은 상당한 편차를 나타내는 실험값의 평균값인 점을 고려해 둘 필요가 있다. 또한 유의파를 이용하여 제체 최상부높이의 성능조사를 실시하면, 실험값의 편차를 고려하지 않더라도 최상부높이를 넘는 파도의 빈도는 커지고, 현저할 때는 약 절반정도의 파도가 이 최상부높이를 넘을 수도 있다는 점을 명심해야 한다. 따라서 제체나 호안 등의 최상부높이는 처오름높이만으로 결정되는 것이 아니라, 월파량에 대한 고려도 이루어지게 된다.



참고 그림 (4-25) 파랑의 입사각과 처오름높이의 관계 (실선 : 일본건설성토목연구소 (실험값))



참고 그림 (4-26) 소파공에 의한 파랑의 처오름높이 감소

4-6-2 월파량

항만구조물을 설계할 때 파랑의 월파량이 중요한 경우는 수리모형실험 또는 기왕의 실험값에서 월파량을 산정한다. 이 경우 파랑의 불규칙성을 고려해야 한다.

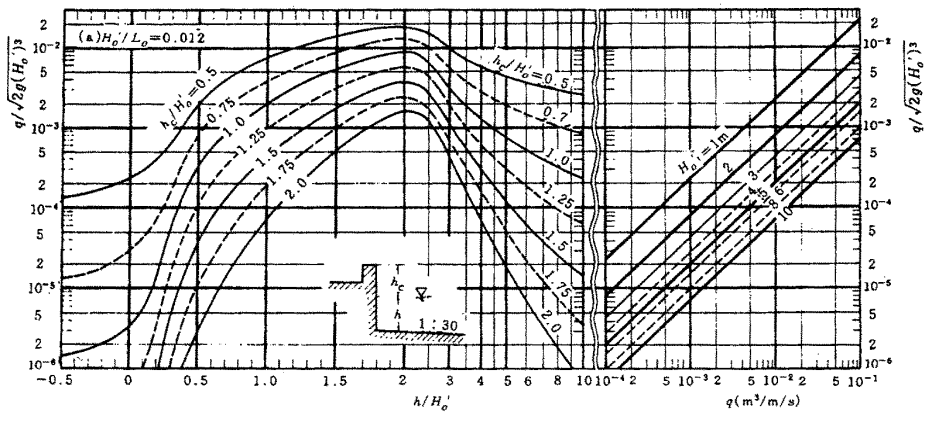
[해 설]

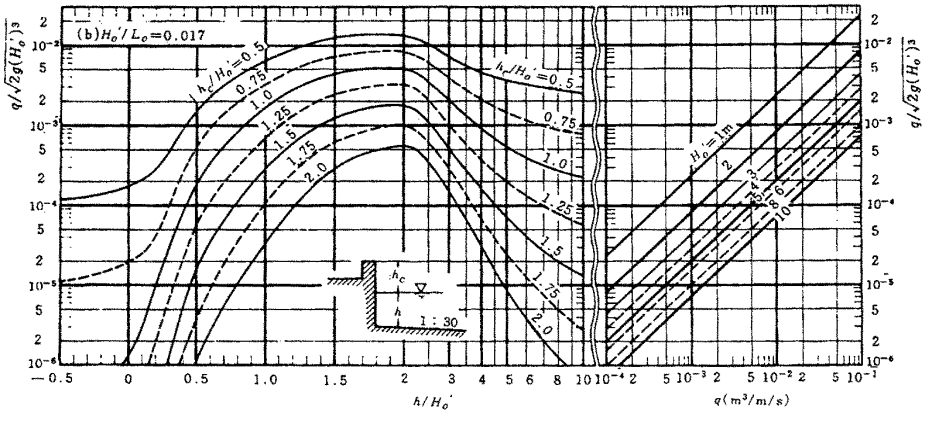
월파량을 수리모형실험에서 추정할 경우 실험파는 불규칙파를 사용하나 불규칙파의 실험을 할 수 없는 경우는 규칙파의 실험에서 산정할 수 있으며, 이 경우 사용하는 주기는 유의파 주기로 한다. 월파량은 월파한 물의 단위폭당 부피이고 월파유량은 단위시간당 월파한 물의 단위폭당 부피이다.

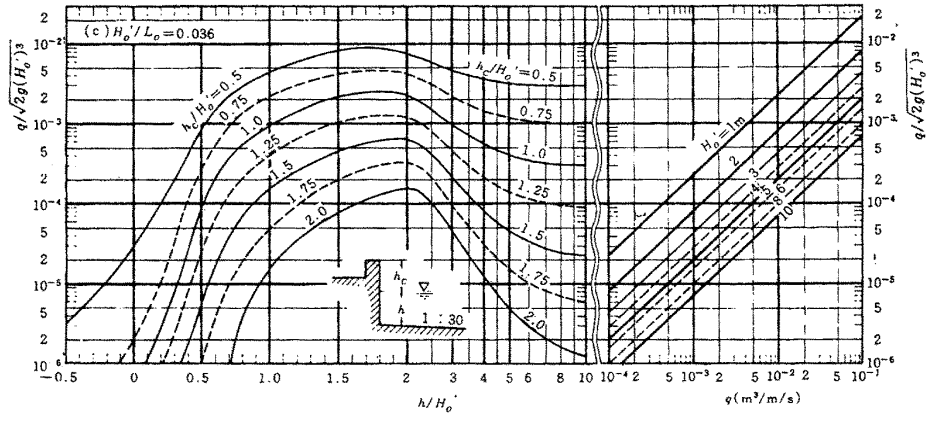
[참 고]

(1) 규칙파의 실험에서 월파량을 산정할 때는 먼저 월파 유량곡선(환산심해파 파고에 대한 월파유량의 관계)의 실험에 의해 작성된다. 월파 유량곡선을 구하면 각 파고의 출현율을 곱해서 월파량의 기댓값(이것을 기대월파유량이라 함)을 구하여 불규칙파에 대한 추정값으로 한다.

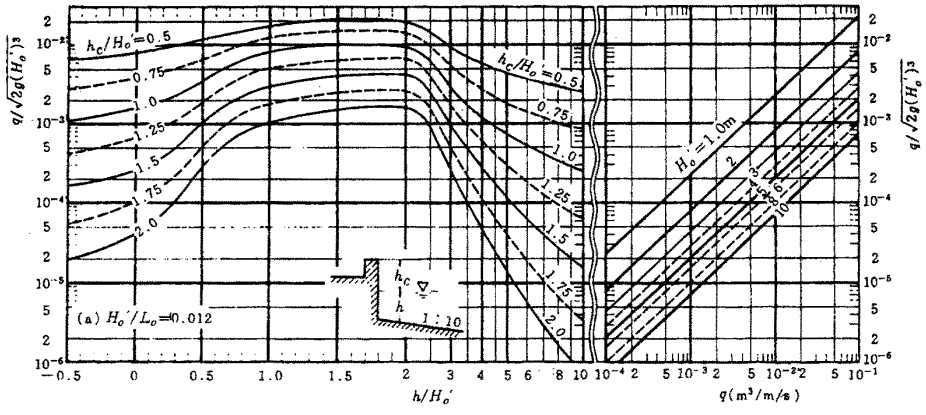
(2) 단순한 형상의 직립 및 소파호안에 대하여는 불규칙파의 실험에 의해 작성한 참고 그림 (4-27)~참고 그림 (4-30)을 사용하여 월파량을 추정하여도 좋다(Goda(合田) 등, 1975).

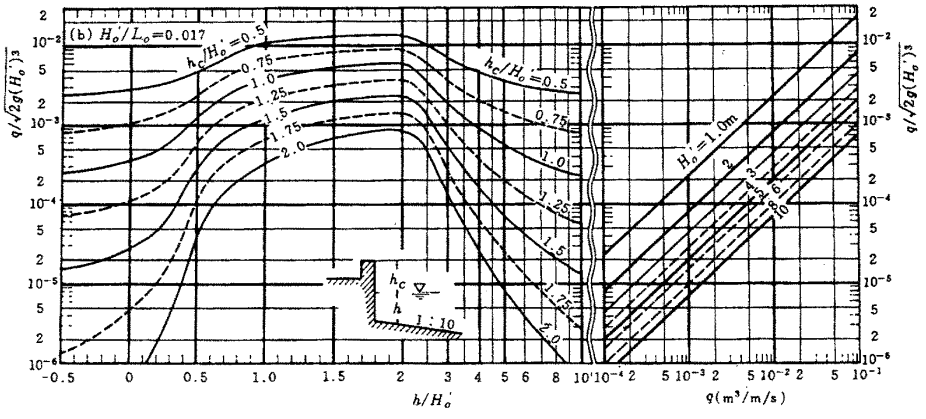


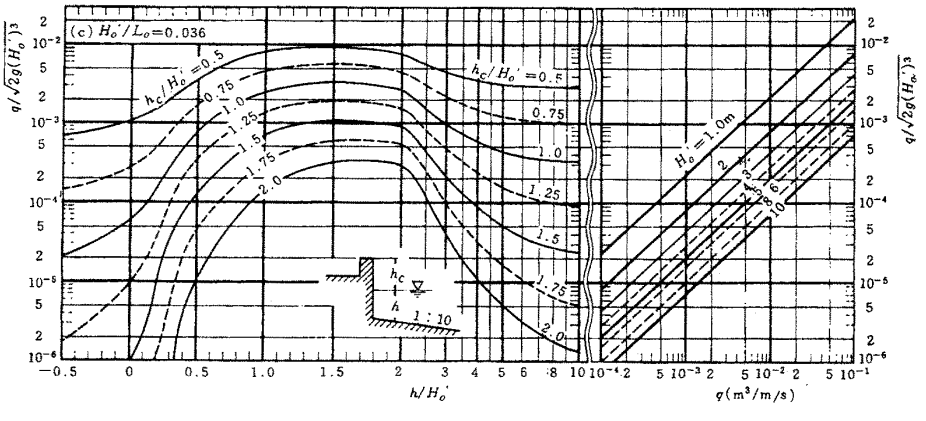




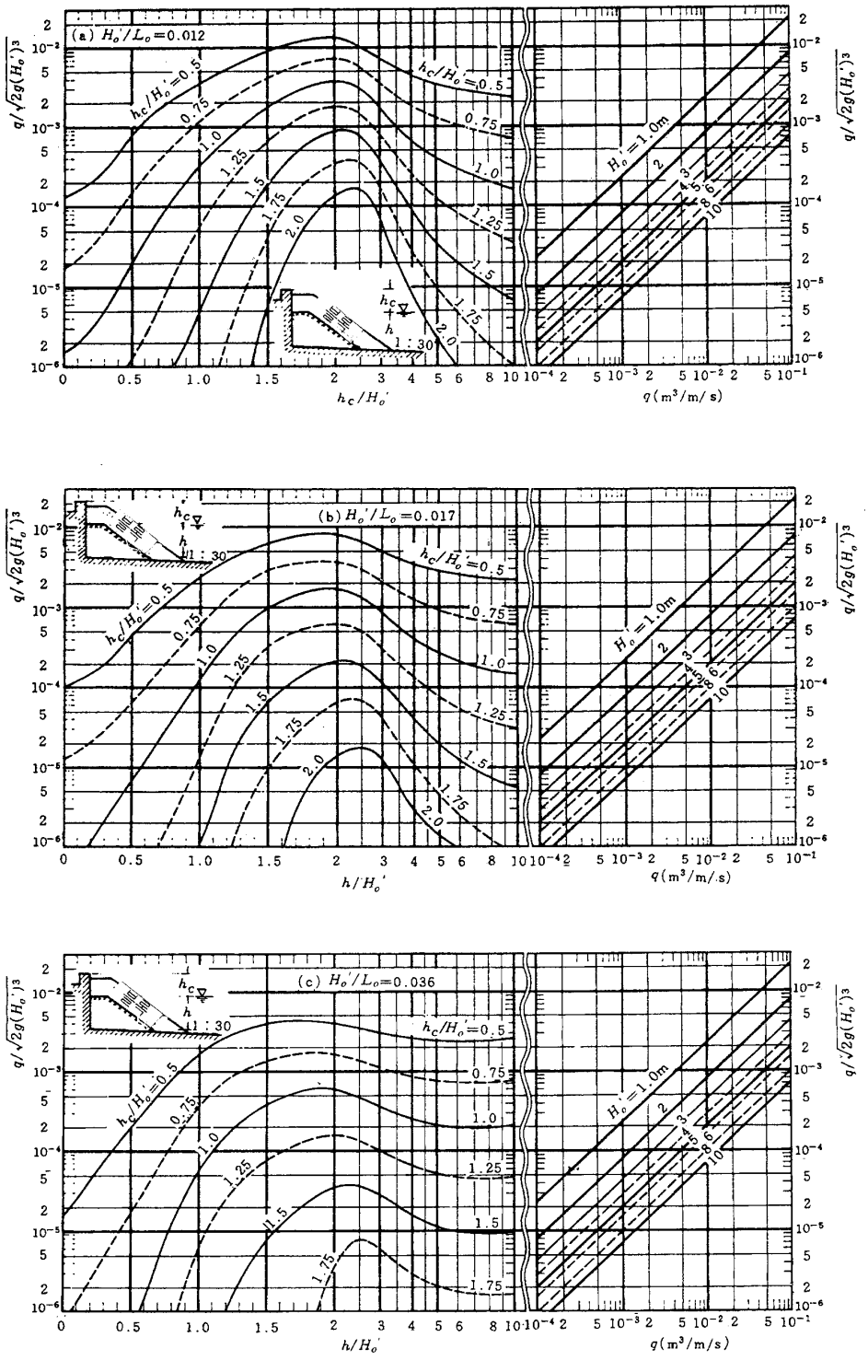
참고 그림 (4-27) 직립호안의 월파유량 산정도(해저경사 1:30)



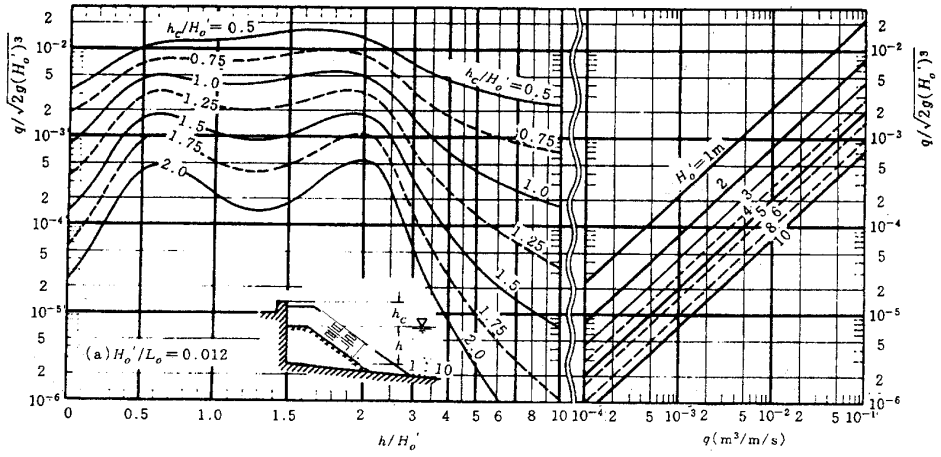


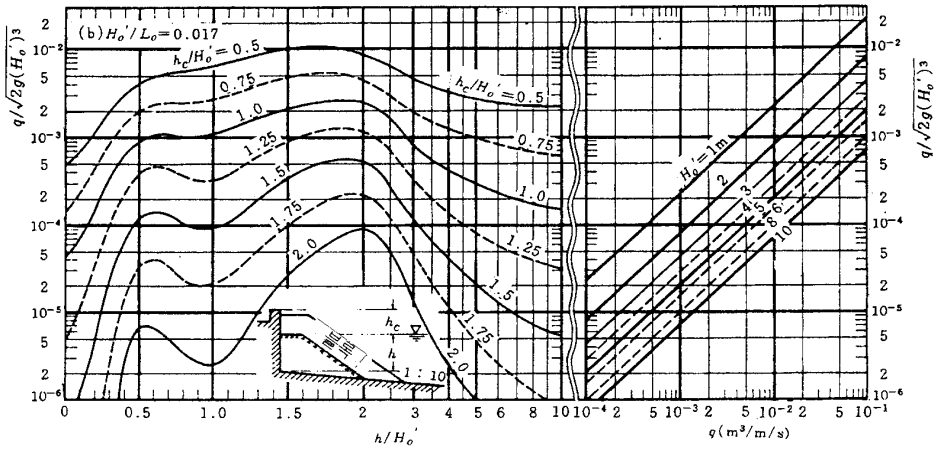


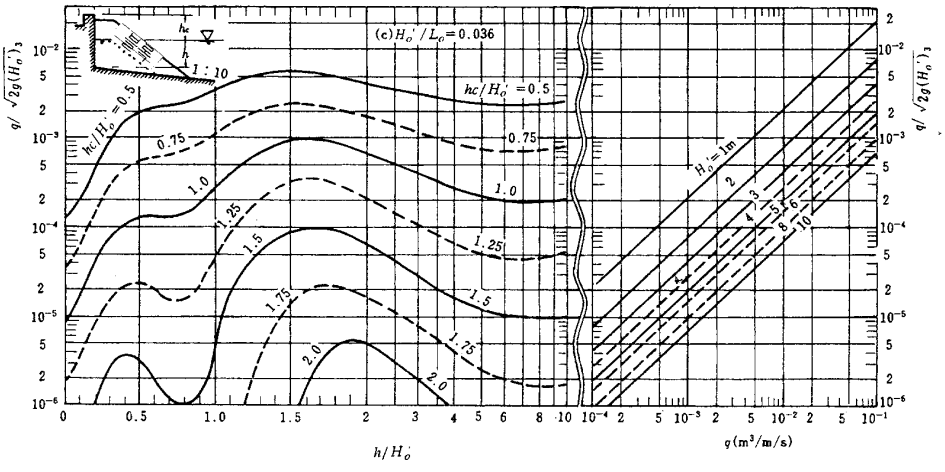
참고 그림 (4-28) 직립호안의 월파유량 산정도(해저경사 1:10)



참고 그림 (4-29) 소파호안의 월파유량 산정도(해저경사 1:30)







참고 그림 (4-30) 소파호안의 월파유량 산정도(해저경사 1:10)

(3) 호안제방 배후지역의 이용 측면에서 본 허용 월파유량은 그 이용 상황, 중요도에 따라 다르지만 일반적인 기준으로는 참고 표 (4-7)이 있으며, 사람이나 차량이 통행하는 기준으로는 참고 표 (4-8)이 있다.

참고 표 (4-7) 배후지의 중요도를 고려한 허용월파량(후꾸다(福田) 등, 1973, 1973; 나가이(永井) 등, 1964)

요 건	월파량($m^3/m \cdot s$)
· 배후에 민가, 공공시설 밀집으로 월파, 물보라 등의 유입으로 중대한 재해가 예상되는 지역	0.01 정도
· 기타 중요한 지역	0.02 정도
· 기타 지역	0.02～0.06

참고 표 (4-8) 배후토지 이용 상황에서 본 허용월파량(후꾸다(福田) 등, 1973)

이용방법	상태(호안 후면)	월파량($m^3/m \cdot s$)
· 보행	위험 없음	3×10^{-5}
· 자동차	고속통행 가능	1×10^{-6}
	운전 가능	2×10^{-5}
· 가옥	위험 없음	7×10^{-5}

참고 표 (4-9) 피재한계(被災限界)의 월파유량(Goda(合田), 1970)

종 별	피 복 공	월파유량($m^3/m \cdot s$)
호 안	배후포장 있음	0.2
	배후포장 없음	0.05
제 방	3면이 콘크리트	0.05
	마루 포장·뒷채움 미시공	0.02
	마루 포장 없음	0.005 이하

참고 그림 (4-27)～참고 그림 (4-30)에서 $H_{1/3}$는 구조물 전면의 유의파고, h_c는 정수면에서 구조물 마루까지의 높이, q는 단위시간, 단위길이당의 월파량($m^3/m \cdot sec$)을 각각 나타낸다.

(4) 실험에 의해서 월파량을 추정하는 경우에는 조위 변화를 고려하여 수위를 변화시키면서 추정한다.

(5) 허용 월파량에 대해서는 호안의 구조, 호안 배후의 토지이용 상황, 배수시설의 능력 등에 따라 다르기 때문에 주어진 상황에 따라 적절히 결정한다.

(6) 환산 최상부높이 계수

소파블록을 설치한 호안이나 종 슬리트(slit)형 소파호안의 월파량을 설정하는 기준으로 환산 최상부높이 계수를 이용할 수 있다. 환산 최상부높이 계수는 동일파고와 해저형상 조건으로 직립호안을 설치했을 경우를 가정하여, 동일 월파량이 되는 때의 대상호안 높이와 직립호안 높이의 비교값이다. 환산 최상부높이 계수가 1보다 작은 경우는 직립호안에 비해 최상부높이가 낮은 호안이어도 동일 월파량이 되는 것을 나타나고 있어 그 호안형상이 월파량저감에 유효하다는 것을 의미한다. 대표적인 호안형상 환산 최상부높이 계수 β의 참고값은 다음과 같다.

블록을 설치한 소파호안 : β = 0.9～0.7
종 슬리트(slit)형 호안 : β = 0.6
파라핏(parapet) 후퇴형 호안 : β = 1.0～0.5
계단호안 : β = 1.7～1.0
파도가 비스듬하게 입사하는 경우 :

$$\beta = \begin{cases} 1-\sin^2\theta & |\theta| \le 30^\circ \\ 1-\sin^2 30^\circ = 0.75 & |\theta| > 30^\circ \end{cases}$$

(θ는 파도의 입사각으로서 호안에 직각 입사하는 경우를 0°로 한다.)

4-6-3 전달파고

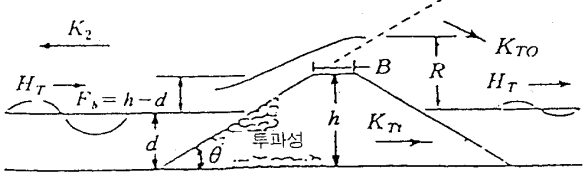
방파제를 월파한 파랑이나 방파제 제체를 통과한 파랑에 의한 전달파의 파고는 수리모형실험의 결과나 기존의 자료를 참조하여 산출한다.

[참 고]

(1) 파고 전달율은 다음 식과 같다.

$$K_{TO} = \sqrt{(K_{TO})^2 + (K_{Tt})^2} = \frac{H_T}{H_I} \qquad \text{참고 (4-37)}$$

여기서, K_{TO} : 월파에 의한 파고 전달율
K_{Tt} : 투과에 의한 파고 전달율
H_I : 입사파고
H_T : 전달파고(참고 그림 (4-31))



$$K_{TO} = \sqrt{(K_{TO})^2 + (K_{Tt})^2} = H_T / H_I$$

참고 그림 (4-31) 전달파고

① 월파에 의한 파고 전달율은 실링(Seeling, 1980)이 제안한 경험식에 의해 다음과 같이 추정한다.

$$K_{TO} = c(1 - h_c / F_b) \qquad \text{참고 (4-38)}$$

여기서,

F_b : 방파제의 정수면상 높이

c : 경험계수

h_c : 水深

$0 \leqq (\mathrm{KTO}) \leqq 1.0$

② 식 참고 (4-38)에서 c는 방파제 폭과 관련이 있으며, 다음 식으로 구한다.

$$c = 0.51 - 0.11 B/h \qquad \text{참고 (4-39)}$$

③ 파의 처오름높이 R은 다음 식에 의하여 구한다.

$$\frac{R}{H_T} = \frac{a\xi}{1+b} \qquad \text{참고 (4-40)}$$

여기서, 경사방파제일 때 a = 0.692, b = 0.504이고
2층적으로 쌓은 돌로스(Dolos) 피복방파제일 때, a = 0.988, b = 0.703이다.

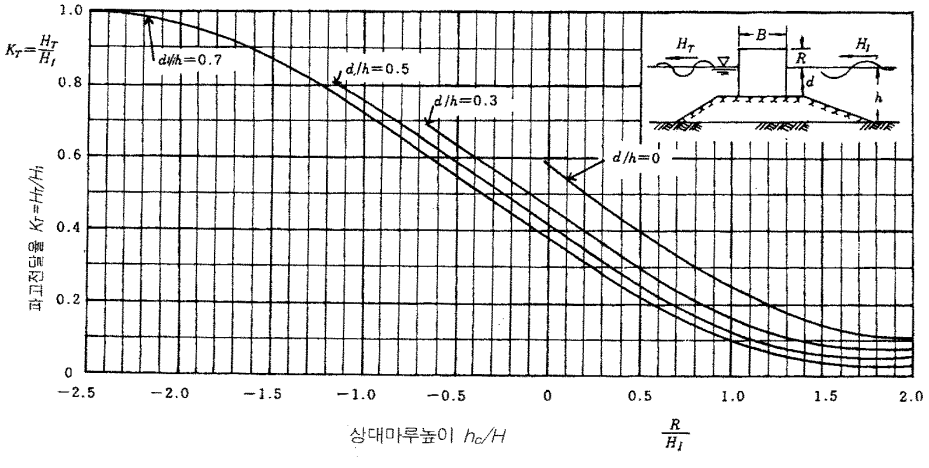
④ 식 참고 (4-40)에서 ζ는 쇄파 유사성 매개변수(surf similarity parameter)로서 다음 식으로 구한다.

$$\zeta = \frac{\tan\theta}{\sqrt{H_I / L_o}} \qquad \text{참고 (4-41)}$$

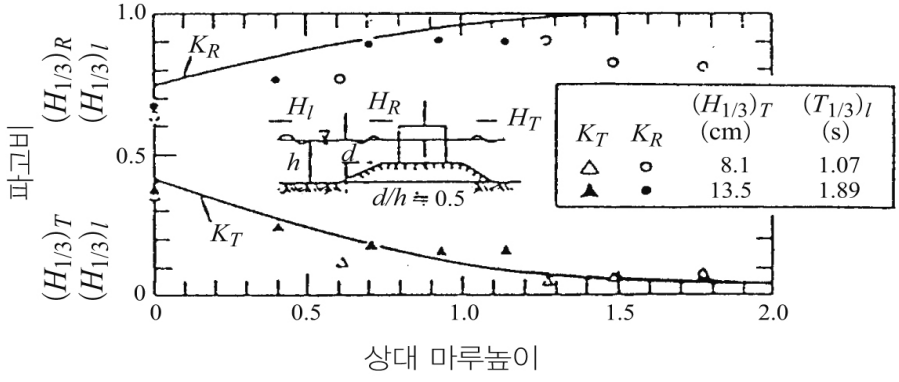
여기서, θ : 방파제 외해측의 사면경사각

L_o : 심해파장

(2) 혼성 방파제를 월파한 파랑 및 제체 통과에 의한 항내로 유입된 전달파고의 산정은 참고 그림 (4-32)를 사용하여도 좋다.



참고 그림 (4-32)(a) 혼성방파제의 전달파고계수



참고 그림 (4-32)(b) 불규칙파에 의한 혼성방파제의 전달파고계수와 반사계수

(3) 참고 그림 (4-32)(a)는 규칙파에 의한 실험에서 얻어진 것이나 불규칙파일 때(참고 그림 (4-32)(b) 참조)도 거의 일치한다.

(4) 전달파의 주기는 유의파 주기 또는 평균 주기에 대응하는 입사파 주기의 50~80%로 감소한다.

(5) 소파블록 및 사석 등 피복 방파제에 대한 전달파고는 미육군공병단편람(Coastal Engineering Manual, 2003) 및 기타 실험 자료를 참조하여 수리모형실험에 의해 산정한다.

4-7 장주기파와 부진동

항내의 장주기파 또는 부진동에 대해서는 되도록 현지관측을 실시하고 그 결과에 따라서 적절히 대응한다.

[해 설]

항내 또는 외해의 관측점에서는 주기가 1분에서 수분인 장주기의 수위변동이 나타나는 일이 있는데 이를 장주기파라 부른다. 선박과 계류라인으로 구성되는 진동계의 고유진동주기와 장주기파의 주기가 거의 같을 때에는 파고가 작아도 공진현상에 의해 큰 전후이동(surge)을 일으켜 항만가동율에 크게 영향을 준다. 관측에 의해 대략 유의값으로 파고 10~15㎝ 이상의 장주기파가 항내에서 빈번히 발생할 경우에는 부두의 배치, 안벽 형태의 변경 등과 같은 하드웨어적 대책, 또는 계류라인의 스프링 상수 조정 등과 같은 소프트웨어적인 대책을 검토한다. 우리나라의 경우, 포항신항 등에서 이러한 현상이 우세하게 나타나고 있음이 현장관측과 항만가동기록 자료에 제시되어 있다.

항내에 주기 수 분 이상의 현저한 수위변동이 나타나는 경우에는 부진동 현상이 발생하고 있다고 볼 수 있다. 부진동 현상은 외해의 기압 변화에 의해서 발생하는 미소한 교란이 항내 또는 만의 고유진동에 의해서 증폭되는 것이다. 부진동의 진폭이 현저하게 큰 경우에는 만 안쪽에서의 침수나 배수구의 역류 현상이 발생하거나 국소적으로는 빠른 유속이 발생하고 소형선의 계류라인이 절단되는 경우가 있다. 항만계획시에는 부진동의 영향이 가능한 적게 되는 항만배치를 채택한다.

[참 고]

(1) 항내에서 관측되는 장주기파의 주된 발생 요인

파군 모양이 뚜렷한 파의 경우에는 Longuette-Higgins와 Stewart가 1962년에 제안한 잉여응력(radiation stress)의 분포가 불균일하게 되기 때문에 장주기의 수위변동이 발생한다. 이 파는 파군에 수반되어 진행하기 때문에 구속파(拘束波)라 부른다. 이 파는 이론상 파군속도 C_G로 진행하고 그 진폭은 파군을 구성하는 풍파의 파고의 제곱에 비례한다. 그리고 수심이 얕아지면 진폭이 크게 된다. 방파제나 갑(岬)에서 풍파의 회절이 발생하면 회절 파고가 작아지기 때문에 구속되는 장주기파도 작아진다. 그러나 그때까지 발생된 장주기의 수위변동이 갑자기 소멸되지 않고 외견상 구속받지 않는 장주기파로 변환되어 항내에 전파한다. 이를 자유진행장파라 부르고 전파속도는 장파의 파속으로서 $\sqrt{gh}$이다.

또, 파군 구조를 갖는 파가 쇄파되면 파고의 크기에 따라 쇄파점이 해안 또는 외해 쪽으로 이동하고 잉여응력의 경사에 시간변화가 생겨 쇄파대 내에서 자유진행장파가 발생한다[가또오(加藤) 등, 1991].

자유진행장파로서 항내에 침입한 장주기파는 안벽이나 해빈에서 반사되어 에너지의 일부가 다시 항외로 전파한다. 따라서 항외의 관측점에서 측정된 장주기파에는 구속파의 성분과 자유진행장파의 성분이 모두 포함되어 있다.

(2) 장주기파의 하역한계파고

안벽 전면의 장주기파는 공진에 의해 선박에 진폭이 수 m인 전후이동(surge)을 발생시키는 경우가 있어 충분한 검토가 요구된다. 장주기파의 하역한계파고는 주기, 선박의 제원, 계류 상황, 재하조건 등에 따라 다르나 일부 항만의 경우 관측에 의하면 유의값으로 약 10㎝~15㎝이다(정원무 등, 1997).

(3) 장주기파의 전파 계산

장주기파의 항내 전파는 외해쪽에 입사경계를 설정하고 완경사방정식, 부시네스크(Boussinesque) 방정식 또는 선형장파에 의한 계산법 등을 이용하여 계산한다.

(4) 장주기파의 파향

장주기파가 전파하는 경우에는 연안에서의 반사파와 중복되는 경우가 많아 파향을 결정하기 어렵다. 그러나 주된 장주기파의 에너지는 단주기파(풍파)의 주파향과 일치한다고 생각해도 좋다.

(5) 부진동의 계산법

부진동의 계산법에 대해서는 본편 5-5 부진동을 참조한다.

(6) 장주기파 또는 부진동에 대한 대책

장주기파가 현저한 수역에서는 항내로의 장주기파의 침입을 억제하도록 방파제 배치계획을 세우는 것이 바람직하다. 이때 사석부의 재료입경이 클 경우에는 장주기파의 에너지가 거의 투과되므로 방파제 또는 사석부 구조에 대해 적절히 검토해야 한다.

선박의 전후이동(surge)을 억제하기 위해서는 계류계의 고유주기를 침입 장주기파의 주기와 약간 다르게 한다. 이를 위해서는 계류라인의 부착 위치나 초기장력의 변경 또는 로프의 재질 개선이 바람직하나 적절한 수치계산에 의해서 그 효과를 사전에 검토하여 적절하게 대응해야 한다.

장주기파고의 분포는 항내에서 일정하지 않으므로 계획단계시 대상 부두에서 장주기파고가 한계값을 확실히 초과할 것으로 예상될 때 부두의 위치를 변경하는 것도 바람직하다.

(7) 장주기파와 부진동의 구별

일반적인 항만에서는 부진동의 주기가 수 분 이상으로 장주기파의 주기보다 길어서 진동 주기의 해석에서 구별할 수 있다. 단, 배가 모이는 곳이나 마리나 등에서는 부진동의 주기가 2~3분으로 짧게 되는 수가 있어 구분하기 어렵다. 그 경우는 외해측의 관측 결과나 주변 항만의 상황에서 적절히 판단한다.

4-8 항내파랑

4-8-1 항내정온도와 항내수면교란의 요소

항내정온도 산정 시에는 항내수면을 교란시키는 요소를 적절히 설정한다.

[해 설]

항내정온도 문제는 파랑, 바람, 선박 동요 또는 작업기기의 내풍성, 내파성 등의 물리적인 요소뿐 아니라 선박입출항의 난이, 악천후 시 피박(避泊), 해상작업의 한계조건 등의 판단 요인을 합하고, 또한 하역효율, 선박가동율, 정온도 향상을 위한 제반시설의 건설비 등의 경제적 요인과도 관계되는 극히 복잡한 과제이다.

이 중에서 정온도의 판단기준의 기초가 되는 파랑에 관한 항내 교란파의 원인에는 다음과 같은 요소가 있다.

(1) 항입구 침입파, (2) 항내로의 전달파, (3) 반사파, (4) 장주기파, (5) 부진동

이외에 대형 항만에서는 항내 발생파, 소형선박에 관해서는 대형선박의 항주파가 문제가 될 수 있다.

4-8-2 항내정온도의 산정

항내정온도는 항내수면을 교란시키는 각 요소들에 대해서 추정한 파랑 성분을 고려하여 산정한다.

[참 고]

(1) 정온도 계산시의 유의점

정온도 계산을 실시하기 전에 다음과 같은 유의사항을 숙지한다.

① 항입구의 파고·주기빈도분포를 설정할 것

② 항로수심이 주변해역의 수심과 현저히 다른 경우, 항내에 여울이 존재하는 경우, 항입구에서 급격한 수심변화가 나타나는 경우의 항내 파고계산은 가능한 한 항내의 수심변화를 고려할 것

③ 항내 파고의 허용값은 주기영향을 도입할 것

④ 정온도 목표값은 장래 항만의 이용 상황을 고려할 것

(2) 정온도 산정

정온도는 하역한계파고 또는 정박한계파고를 넘지 않는 파고의 시간적 발생확률로 계산할 수 있다. 하역한계파고는 안벽이나 돌핀에 계류된 선박이 하역활동을 안전하게 실시할 수 있는 한계파고이며, 정박한계파고는 정박지에서의 묘박이나 계선부표 및 계류시설에서의 계류가 가능한 파고이다. 여기서, 하역한계파고를 넘지 않는 파고의 시간적 발생확률을 가동률이라 하고, 일반적으로 정온도는 가동률로 평가한다.

① 평상파에 대한 가동률 계산

가. 항외의 주기대별로 파향별 파고빈도표를 작성한다.

나. 계산대상인 항외측 파향과 계산파고를 설정한다.

항외 지점의 파향별 풍파빈도표에서 계산대상으로 하는 파향을 설정한다. 또한 항외지점에서 설정한 주기 · 파향의 조합마다 에너지 평형방정식 등을 이용하여 항입구 지점의 파향과 파고를 계산한다.

다. 항내 지점의 파고산정과 항내 파고빈도분포를 작성한다.

에너지 평형방정식 등으로 계산한 항외지점과 항입구 지점의 파고비와 항내 수심이 비교적 변화하지 않는 경우에는 항입구 지점과 항내 각 지점의 파고비를 구한다. 또한 나.에서 구한「항외 주기대마다의 파향별 풍파빈도표」의 파고계급값(상단값)에 해당하는 항내·외의 파고비를 곱하여 대상시설 전면파고를 산출하고, 항내의 주기대마다 (항외의) 파향별 파고표를 작성한다. 또한 항내에서는 주로 회절과 반사변형 등에 유의하여 항내 파고를 구한다. 이 때 필요에 따라 전달파 및 투과파 검토도 실시한다. 그리고 항내 파고는 회절파, 반사파, 전달파 등을 각각 제곱 한 것의 합의 평방근으로 추정할 수 있다. 항내파 주기는 전달파나 투과파의 영향이 비교적 적은 항만에서는 회절파 주기로 대표해도 좋다.

라. 평상파 성분에 대한 가동률을 계산한다.

가동률은 다음 절차로 계산할 수 있다.

㉮ 하역한계파고를 설정한다. (각 계류시설마다 이용선박의 종류 및 적재화물중량톤 그리고 파랑의 파향 및 주기 등을 설정한다)

㉯ 대상시설 전면파고가 하역한계파고를 넘는 경우의 빈도를 누적한다.

㉰ 하역한계파고를 초과하는 비율(%)을 구하고, 전주기(全周期) · 전파향(全波向)에 대해 합산한 후 100%에서 이것을 뺀 가동률을 구한다.

② 이상시 파랑에 대한 정온도

이상시의 파랑(예를 들어, 설계공용기간 50년인 시설에 대해서는 재현기간 50년의 확률파)에 대한 정온도는 일반적으로 이상시의 항내파랑이 항만시설의 성능에 큰 영향을 끼치는 점을 고려하여 이상시 항내파랑이 항만시설에 큰 피해를 끼치지 않도록 파고의 한계값을 설정하며, 항내파고계산으로 산출된 파고가 이 한계값을 넘지 않는 것을 확인함으로서 평가할 수 있다.

③ 장주기파에 대한 하역가동률 계산

가. 하역한계파고를 설정한다.

장주기파성분에 대한 하역한계파고 설정은 대상으로 하는 선박종류나 하역방식을 고려하여 하역실태를 조사한 후 개별적으로 구하는 것이 바람직하며, 장주기파의 하역한계파고는 참고 표(4-10)으로 정의된다.

나. 항외의 파향별 장주기파빈도표를 작성한다.

현지관측에 의한 장주기파의 파향별 빈도표를 얻지 못한 경우, 항외측의 파향별 풍파빈도표를 이용하여 항외측의 파향별 장주기파 빈도표를 작성한다.

다. 항내 장주기파 파고를 설정한다.

항외측 파향별 장주기파 빈도표에서 파향이나 장주기파 성분의 파고를 설정한다.

라. 항내지점의 파고산정과 항내 장주기파 파고빈도표를 작성한다.

마. 장주기파 성분에 대한 가동률 계산을 실시한다.

항내파고가 하역한계파고를 넘는 비율을 전 파향에 대해 집계한 후, 100%에서 이것을 뺀 가동률을 구한다.

참고 표 (4-10) 장주기파의 하역한계파고

장주기파의 유의파고 수준	대상 조건	하역한계파고 (m)
1	서징에 대해 하역허용 동요량이 비교적 큰 선박, 또는 서징의 고유주기가 1.5min 이하인 선박 (중급선박 : 1,000~5,000DWT)	0.20
2	서징에 대해 하역허용 동요량이 중간정도인 선박, 또는 서징의 고유주기가 1.5min 이하인 선박 (일반화물선 : 5,000~10,000DWT)	0.15
3	서징에 대해 하역허용 동요량이 작은 선박, 또는 서징의 고유주기가 2~3min 이하인 선박 (컨테이너선, 광석선 등 : 10,000~70,000DWT)	0.10

(3) 부진동은 대체로 주기가 5분 이상으로 극단적으로 하역을 악화시키는 요인은 아니다. 그러나 그 진폭이 커지면 소형선박의 계류장해, 배수구의 역류, 안벽침수 등의 피해가 발생하므로 부진동특성을 가지지 않는 항만형상을 고려하는 것이 바람직하다. 부진동 추정에는 선형장파의 근사식이나 천수장파이론 등을 응용할 수 있다.

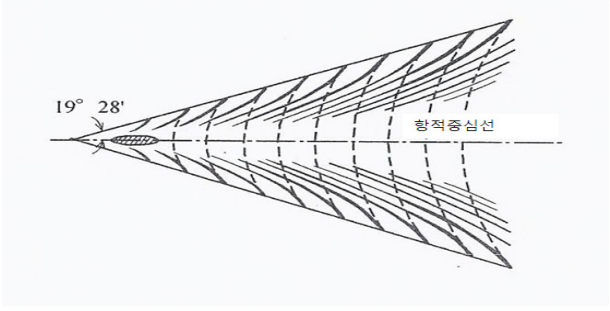
4-9 항주파

운하나 항로에서는 항행선박에 의한 항주파를 고려하는 것이 바람직하다.

(1) 항주파는 선박이 항행할 때 발생하는 파도로 항적파라고도 하며, 선박이 클수록, 속도가 빠를수록 파고가 커진다. 항주파는 전파거리가 커지면 쇠퇴하므로 넓은 수역에서는 큰 문제가 되지 않지만, 항구 내, 폭이 좁은 수로 (항로) 등에서는 정박 중인 소형선박, 이동식부두 등의 흔들림을 발생시키는 경우가 있다. 또한 수로의 양쪽 호안에서의 월파, 세굴, 피복블록의 안정성 등에 영향을 미치는 경우도 있다.

(2) 항주파 평면형상

항주파를 상공에서 바라보면, 참고 그림 (4-33)과 같이 배 앞머리의 약간 전방에서부터 八자 모양으로 넓어지는 파도와 배 후방에서 파봉이 배의 진행방향과 직각이 되는 파도의 2가지 계열로 구성되어 있으며, 전자는 종파(divergent waves), 후자는 횡파(transverse waves)로 불린다. 종파는 요곡선을 이루며, 그 간격은 안쪽으로 갈수록 좁아진다. 횡파는 거의 원호형이며 그 간격도 일정하다. 또한 항주파의 존재범위는 수심이 깊은 경우, 선수의 약간 전방을 기점으로 항적중심선(±19°28')과 이 각도를 이루는 선 (이것을 커스프라인(cuspline)이라 한다)의 안쪽으로 한정된다. 최외연인 종파와 횡파는 이 선의 약간 안쪽에서 교차하며, 그 지점에서 파고는 최대가 된다. 종파에 비해 횡파는 파형경사가 작아 항공사진으로는 식별되지 않는 경우가 많다.



참고 그림 (4-33) 항주파 평면도 (그림의 실선은 종파, 파선은 횡파를 나타냄)

(3) 항주파의 파장 및 주기

항주파의 파장 및 주기는 종파와 횡파가 다르며, 후자쪽이 더 길다. 또한 종파의 파장 및 주기는 제1파가 최장이며, 점차 짧아진다.

① 횡파의 파장은 횡파파속이 배의 전진속도와 같다는 조건하에 식 참고 (4-42)의 수치해로 구할 수 있다.

$$\frac{gL_t}{2\pi}tanh\frac{2\pi h}{L_t}= V^2 \qquad \text{참고 (4-42)}$$

여기서,

$V= \sqrt{gh}$

L_t : 횡파파장 (m)

h : 수심 (m)

V : 배의 항행속도 (m/s)

단, 수심이 충분히 깊은 경우에는 식 참고 (4-43)으로 계산한다.

$$L_0 = \frac{2\pi}{g}V^2 = 0.169\,V_K^2 \qquad \text{참고 (4-43)}$$

여기서,

L_o : 수심이 충분히 깊은 곳에서의 횡파파장 (m)

V_k : 배의 항행속도 (kt) V_k = 1.946V

② 횡파주기는 수심 h의 파장 L_t를 갖는 진행파 주기이며, 식 참고 (4-44)와 식 참고 (4-45)로 구한다.

$$T_t = \sqrt{\frac{2\pi}{g}L_t\coth\left(\frac{2\pi h}{L_t}\right)} = T_0\coth\left(\frac{2\pi h}{L_t}\right) \qquad \text{참고 (4-44)}$$

$$T_0 = \frac{2\pi}{g}V= 0.330\,V_K \qquad \text{참고 (4-45)}$$

여기서,

T_t : 수심 h 의 횡파주기 (s)

T_o : 수심이 충분히 깊은 곳에서의 횡파주기 (s)

③ 종파의 파장 및 주기는 종파의 진행방향에 대한 배의 속도성분이 종파파장과 같다는 조건하에 식 참고 (4-46)과 식 참고 (4-47)로 구할 수 있다.

$$L_d = L_t\cos^2\theta \qquad \text{참고 (4-46)}$$

$$T_d = T_t \cos\theta \qquad \text{참고 (4-47)}$$

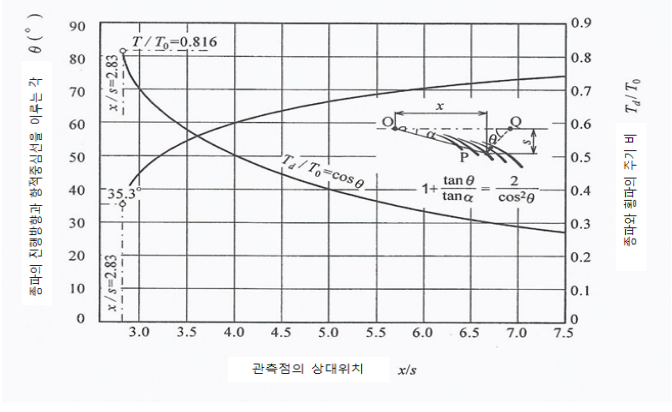
여기서,

L_d : 종파 진행방향으로 측정한 파장 (m)

T_d : 종파주기 (s)

θ : 종파의 진행방향과 항적중심선이 이루는 각도 (°)

켈빈 (Kelvin)의 조파이론에 의하면, 수심이 충분히 깊은 곳에서의 종파 진행각도 θ는 대상지점과 배와의 상대위치 함수로서 참고 그림 (4-34)와 같이 구할 수 있다. 단, 실제 선박에서는 θ의 최솟값이 40° 정도인 경우가 많고, 또한 1개 종파상의 파고최대점을 주목해보면 $\theta \fallingdotseq 50 \sim 55°$가 된다. 또한 각도 θ는 그림중의 삽도로도 알 수 있듯이 대상지점에 도달한 종파파원의 위치 Q를 나타내는 각도이다. 그리고 α 는 커스프라인과 항적중심선이 이루는 각도이다.



참고 그림 (4-34) 수심이 충분히 깊은 곳에서의 종파파고 및 주기

(4) 항주파에 대한 천수효과

일반적인 물과 파도와 마찬가지로 항주파도 그 파장에 비해 수심이 얕아지면, 수심의 영향으로 그 성질이 변화한다. 항주파에 대한 천수효과를 무시할 수 있는 것은 식 참고 (4-48)에 나타내는 조건에 한한다.

$$V \le 0.7\sqrt{gh} \qquad \text{참고 (4-48)}$$

식 참고 (4-48)에 의해 항주파가 심해파로 간주되는 한계수심을 시산하면 참고 표 (4-11)과 같다. 이 표에서 알 수 있듯이 일반선박이 만드는 파도는 거의 대부분이 심해파이다. 천수파가 되는 것은 고속페리 등이 비교적 얕은 수역을 항행하는 경우, 모터보트가 천수역을 항행하는 경우, 혹은 항주파가 천수역에 전파하는 경우이다. 또한 천수역에서 만들어지는 항주파의 파장 및 주기는 같은 항행속도에 대한 심해역의 항주파보다 길어진다.

참고 표 (4-11) 항주파가 심해파로 간주되는 조건

배의 높이 V_k(kt)	5.0	7.5	10.0	12.5	15.0	17.5	20.0	25.0	30.0
수심 h(m)≥	1.4	3.1	5.5	8.6	12.4	16.9	22.0	34.4	49.6
횡파주기 T_o(s)	1.7	2.5	3.3	4.1	5.0	5.8	6.6	8.3	9.9

(5) 항주파의 파고

일본 해난방지협회 항주파연구위원회는 항주파의 파고추산식으로 식 참고 (4-49)를 제안하고 있다.

$$H_0 = \left(\frac{L_s}{100}\right)^{1/3} \sqrt{\frac{E_{HPW}}{1620 L_s V_K}} \qquad \text{참고 (4-49)}$$

여기서,

H_o : 항주파의 특성파고 (m), 또는 배가 만적항해속력으로 달리고 있을 때 항적중심선에서 100m 거리에서 관측되는 최대파고

L_s : 배의 길이 (m)

V_K : 만적항해속력 (kt)

E_{HPW} : 조파마력 (W)

조파마력 E_{HPW} 는 다음과 같이 산정된다.

$$E_{HPW} = E_{HP} - E_{HPF} \qquad \text{참고 (4-50)}$$

$$E_{HP} = 0.6 S_{HPm} \qquad \text{참고 (4-51)}$$

$$E_{HPF} = \frac{1}{2} \rho S V_0^{\,3} C_F \qquad \text{참고 (4-52)}$$

$$S = 2.5 \sqrt{\nabla L_s} \qquad \text{참고 (4-53)}$$

$$C_F = 0.075 / \left(\log \frac{V_0 L_s}{\nu} - 2\right)^2 \qquad \text{참고 (4-54)}$$

여기서,

S_{HPm} : 연속최대 축마력 (W)

ρ_o : 해수밀도 (kg/m^3), ρ_o = 1,030 (kg/m^3)

V_o : 만재항행속도 (m/s), $V_o = 0.514 V_K$

C_F : 마찰저항계수

ν : 물의 동점성계수 (m^2/s), $\nu \fallingdotseq 1.2 \times 10^{-6}$ (m^2/s)

∇ : 배의 만재배수량 (m^3)

식 참고 (4-54)는 조파저항에 의해 소비되는 마력이 항주파의 전파에너지와 같다고 간주하여 계수값을 선형시험 데이터 등에서 평균적으로 정한 것이다. 특성파고는 배의 특유한 값이지만, 중·대형선에선 $H_o \fallingdotseq 1.0 \sim 2.0$m 이다. 또한 예선(曳船)이 전속력으로 항행하고 있을 때도 비교적 큰 파도를 발생시킨다. 관측점이 항적중심선에서 S 만큼 떨어져있는 경우에는 $S^{-1/3}$으로 쇠퇴한다고 간주하고, 속력을 떨어뜨려 항행하고 있을 때의 파고는 속력의 3승에 비례하는 것으로 간주된다. 따라서 항주파의 최대파고 H_{max}는 아래와 같이 산정된다.

$$H_{max} = H_0 \left(\frac{100}{S}\right)^{1/3} \left(\frac{V_k}{V_K}\right)^3 \qquad \text{참고 (4-55)}$$

여기서,

H_{max} : 임의관측점의 항주파 최대파고 (m)

S : 관측점에서 항적중심선까지의 거리 (m)

V_k : 배의 실제 항행속도 (kt)

식 참고 (4-55)는 S가 상당히 작은 곳에서는 적용할 수 없지만, 배의 길이 L_S 또는 100m 중 작은 값까지는 거의 적용 가능하다. 항주파의 파고 상한값은 최대파고의 종파 파형경사가 H_{max}/L_t =0.14의 쇄파한계에 도달한 경우이다. 한 개 종파상의 파고최대점에서 파향과 항적중심선이 이루는 각을 θ=50°로 간주하면, 임의지점의 파고 상한값은 식 참고 (4-56)으로 구할 수 있다. 단, 심해파의 조건을 만족시키는 것으로 한다.

$$H_{\lim} = 0.010\, V_k^{\,2} \qquad \text{참고 (4-56)}$$

여기서,

$H_{\lim}$: 쇄파조건으로 규정된 항주파의 파고 상한값 (m)

(6) 항주파의 전파

① 항주파 중 횡파는 배의 항행방향으로 진행하고, 배가 전침(항로변경) 혹은 정지했을 때에도 전파는 계속된다. 이 경우에는 식 참고 (4-44)로 주어진 주기를 갖는 규칙파로서의 성질이 강하고, 굴절과 그 밖의 변형을 계속하면서 군속도로 진행하며, 이 예는 타케우치·나나자와(1961)에 의해 소개되고 있다. 단, 전파와 함께 파봉장이 넓어져 파고는 수심이 일정한 경우에도 진행거리의 1/2승에 역비례하여 감쇠한다.

② 종파의 전파방향은 파봉상의 각 점마다 다르다. 켈빈 (Kelvin)의 조파이론에 의하면, 종파의 외연에서 항적중심선이 이루는 각이 θ=35.3°이고, 파봉을 따라 안쪽으로 이동함에 따라 θ의 값이 90°에 가까워진다. 그리고 특정 지점에서 차례차례 내습하는 종파는 제1파가 θ=35.3° 방향이고, 제2파 이후는 θ의 값이 점차 증대한다. 이러한 종파 전파방향의 공간적 변화는 참고 그림 (4-35)로 추정할 수 있다.

③ 종파의 전파속도는 파봉상의 각 지점주기 T_d (식 참고 (4-45))에 대응하는 군속도이다. 참고 그림 (4-35)의 삽도에서 성분파가 파원인 Q 지점에서 P 지점까지 군속도로 전파하는 시간은 배가 Q점에서 O점까지 속력 V로 진행하는 시간과 같다. 그리고 각각의 파형은 파속(위상속도)으로 진행하기 때문에 종파의 최외연(最外緣)에서는 파도가 커스프라인 밖으로 나가면서 점차 소멸하는 것처럼 보인다.

(7) 고립파의 발생

천해역에서 선박이 항행하는 경우, 항행속도 V_k (m/s)가 $\sqrt{gh}$에 가까워지면, 선박의 진행방법 전방에 고립파가 발생하는 경우가 있어 하구부근에서는 소형선박에 영향을 미칠 가능성이 있다.

4-10 파 력(波 力)

4-10-1 일 반

> 항만구조물에 작용하는 파력은 구조물의 형태, 해저지형, 수심 및 파랑의 특성을 고려하여 적합한 파력 계산 또는 수리모형실험의 결과에서 산정하며 파의 불규칙성에 대해서도 충분히 고려한다.

[해 설]

(1) 파랑의 특성, 구조물의 형상과 전면수심과의 상호관계에 의해 파력이 달라진다. 즉, 전면수심과 파고와의 관계에 따라서 쇄파 또는 중복파가 작용하게 된다.

(2) 수리모형실험에서 파력 산정시 대상 구조물의 파괴성을 충분히 고려하여 적절한 측정법을 사용하고, 또한 파랑의 불규칙성을 고려하는 것이 바람직하다. 특히, 규칙파 실험의 경우는 최대파에 대한 검토도 포함되어야 한다.

4-10-2 직립벽에 작용하는 파력

[1] 개 요(이토(伊藤), 1966 ; 미쓰야(光易), 1965 ; Goda(合田), 1967 다니모토(谷本), 1976)

> 직립벽에 작용하는 파력은 파랑 조건 외에 조위, 수심, 해저지형, 구조물의 단면 형상, 평면 형상 등에 의해 변하므로 이러한 요건을 고려하여 적절히 산정하고, 수리모형실험에서 확인한다. 특히, 급경사의 해저면상이나 높은 사석부상의 직립벽에 있어서는 매우 큰 충격쇄파력이 작용할 경우가 있기 때문에 그 발생조건에 충분히 유의하여 파력을 산정한다.

[해 설]

(1) 직립벽에 작용하는 파력의 주된 요인은 파랑의 제원과 조위, 수심, 해저 경사, 사석부 마루의 수심 및 폭, 사석부의 경사, 직립벽의 마루높이 및 전면수심 등이다. 이들 외에, 평면배치 모양에 굴곡부가 있을 때에는 무한직선제(無限直線堤)일 경우보다 큰 파력을 받을 경우가 있으므로 배치 형태의 영향을 고려하여야 한다. 또한 직립벽 전면이 소파블록으로 피복되었을 때에는 소파블록의 특성, 마루높이 및 폭이 요인이 된다.

(2) 파력은 작용하는 파랑의 형태에 의해 중복파력, 쇄파력, 쇄파후의 파랑에 의한 파력으로 분류되지만 이는 연속적인 변화과정을 보인다. 중복파력은 수심에 비해 작은 파고의 파랑에 의해 생기고 파압의 시간적 변화는 완만하다. 파고의 증대와 함께 커다란 파력이 작용하며, 일반적으로 직립벽에서 약간 외해측에서 쇄파된 파가 충돌할 때 가장 커다란 파력이 생긴다. 따라서 매우 천해역을 제외하면 직립벽의 상당히 외해에서 쇄파되는 커다란 파고의 쇄파후의 파에 의한 파력보다도 직립벽 직전에서 쇄파하는 쇄파력이 더 크다. 특히, 급경사 해저면 상의 직립벽이나 완경사에 있어서도 높은 마운드 상에 있는 직립벽에 쇄파가 작용할 때에는 매우 큰 충격 쇄파력이 발생하므로 주의를 요한다.

(3) 직립제에는 전면수심과 파고의 관계에 따라서 중복파 또는 쇄파가 작용한다. 일반적인 기준으로는 전면수심 h와 파고 $H_{1/3}$에 따라 다음과 같이 파랑을 구별한다.

- ○ 중복파 : $\frac{h}{H_{1/3}} > 2$
- ○ 쇄 파 : $\frac{h}{H_{1/3}} < 2$

[2] 직립벽에 작용하는 중복파 또는 쇄파의 파력

[2-1] 벽면에 파봉이 있을 때

(1) 직립벽의 전면파압

정수면의 높이에서 최댓값 p_1, 정수면상 η^*의 높이에서 영(零), 저면에서 p_2가 되는 직선 분포로서 직립벽 저면으로부터 마루까지의 파압을 고려한다(참고 그림 (4-35) 참조)

$$\eta^* = 0.75(1+\cos\beta)\lambda_1 H_D \tag{4-2}$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1+\cos\beta)(\alpha_1\lambda_1 + \alpha_2\lambda_2\cos^2\beta)\rho_o\, g H_D$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)}$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2}\left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)}\right]^2$$

$$\alpha_2 = \min\left[\frac{h_b - d}{3h_b}\left(\frac{H_D}{d}\right)^2, \frac{2d}{H_D}\right]$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h}\left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)}\right]$$

여기서, η^* : 정수면상에서 파압 강도가 영(零)이 되는 점까지의 높이(m)

p_1: 정수면에서의 파압 강도(kN/m^2)

p_2: 해저면에서의 파압 강도(kN/m^2)

p_3: 직립벽 저면에서의 파압 강도(kN/m^2)

ρ_o: 해수의 밀도(t/m^3)

g : 중력가속도(m/s^2)

λ_1, λ_2: 파압의 보정계수(표준 1.0)

h : 직립벽 전면의 수심(m)

h_b : 직립벽 전면에서 외해(심해측)로 유의파고의 5배만큼 떨어진 지점의 수심(m)

h' : 직립벽 저면의 수심(m)

d : 사석부의 근고공 또는 피복공의 마루 중에서 작은 수심(m)

H_D : 설계계산에 쓰이는 파고(m)

L : 수심 h에서의 설계계산에 쓰이는 파장(m)

min (a, b) : a 또는 b중 작은 값

β : 파의 주방향에서 직립벽에 직각이 되는 방향으로 15°만큼 회전시킨 방향이 직립벽에 직각인 선과 이루는 각도(°)(참고 그림 (4-36) 참조). 파의 주방향과 직립벽에 직각인 선이 이루는 각도가 15° 미만인 경우는 $\beta = 0^\circ$를 사용함

(2) 양압력

직립벽 저면에 작용하는 양압력은 외해측 끝부분에 식(4-3)의 p_u(kN/m^2), 내해측 끝부분에서 영(零)인 삼각형 분포로 한다(참고 그림 (4-35) 참조).

$$p_u = \frac{1}{2}(1+\cos\beta)\alpha_1\alpha_3\lambda_3\rho_o g H_D \qquad (4\text{-}3)$$

여기서, λ_3은 양압력의 보정계수이며 일반적으로 1.0이다.

이 경우 부력은 정수중의 배수체적에 대해서만 고려한다.

(3) 파력계산에 쓰이는 파고 및 파장

식(4-2)과 식(4-3)에 있어 설계계산에 쓰이는 파고 H_D 및 파장 L은 최대파의 파고 및 파장으로 한다. 최대파의 파장은 유의파 주기에 대응하는 파장으로 하고, 파고는 다음의 최대파고 $H_{\max}$를 사용한다.

① 최대파고가 쇄파의 영향을 받지 않는 경우

$H_D = H_{\max} = 1.8 H_{1/3}$

여기서, $H_{1/3}$은 직립벽 전면수심에서 진행파의 유의파고(m)

② 최대파고가 쇄파의 영향을 받는 경우

H_D = 불규칙파의 쇄파 변형을 고려한 $H_{\max}$ (참고 그림 (4-19) 쇄파 참조)

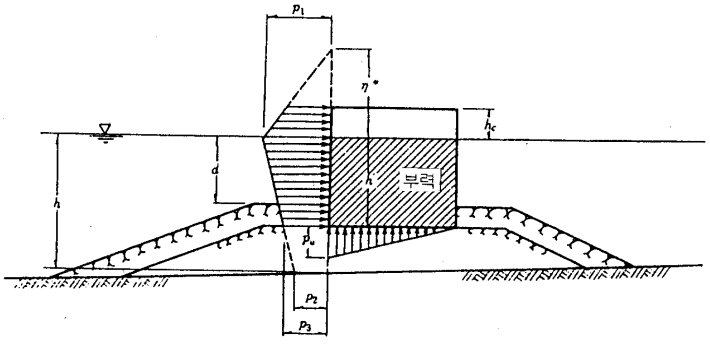
단, 이때의 최대파고는 직립벽 전면에서 $5H_{1/3}$만큼 외해측에 떨어진 지점에서의 수심 h_b에 대한 값을 쓴다.

[해 설]

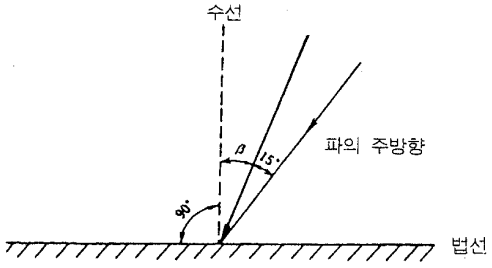
직립벽에 작용하는 최대파력 및 양압력은 Goda(合田)식을 표준으로 한다. Goda식은 파압 실험 결과와 현지 방파제에 적용한 성과 등을 감안한 다음 파향에 대해 수정한 것으로 중복파에서 쇄파까지의 파력을 연속적으로 계산할 수 있다[Goda(合田), 1973]. 그러나 급경사 해저면 상이나 사석부가 높은 직립벽에 작용하는 충격 쇄파력은 과소평가할 수 있다. 파압계산은 정수시를 기준한다.

[참 고]

(1) Goda식에 의한 전면파압



참고 그림 (4-35) 직립제의 설계파압 분포



참고 그림 (4-36) 제체의 수직선과 입사각의 보정각(β)

(2) 최대파

Goda(合田)식은 개개의 파에 대한 파력을 나타내는 것이라고 말할 수 있으므로 일반 설계에서 대상으로 하는 파군 중에서 가장 큰 파력이 작용하는 최대파를 대상으로 한다. 불규칙파의 최대파 H_{max}는 출현확률이 해역에 따라 일정치 않으므로 일률적으로 정할 수 없지만 현지 방파제에 대한 적용 결과 등으로 보아 파고는 쇄파 변형이 일어나지 않는 곳에서 유의파고의 1.8배, 파장은 유의파 주기에 해당하는 값을 사용한다. 단, 현지의 장기파랑 관측 자료가 있을 때에는 본편 4-1-2의 불규칙파의 통계적인 특성을 충분히 검토하여 적용할 수 있다. 최대파의 쇄파에 의한 영향 여부와 파고는 본편 4-5 쇄파부분의 최대파를 구하는 그림을 참조하여 결정한다.

(3) 보정계수(λ_1, λ_2, λ_3)

식(4-2)~식(4-3)는 일반화된 Goda(合田)식으로 조건이 다른 벽에도 적용할 수 있도록 보정계수를 포함한다. 보정계수는 일반적인 직립벽의 경우 1.0이다. 그러나 소파블록으로 피복된 케이슨이나 직립소파 케이슨 등 여러 종류의 벽에 작용하는 파압의 경우는 더 적은 값으로서 이에 적절한 보정계수를 사용해야 한다(본편 4-10-2 참조).

(4) Goda(合田)식의 특징과 적용한계

이 식의 가장 큰 특징은 중복파에서 쇄파까지의 파력을 주기의 영향을 포함해서 연속적으로 계산할 수 있는 점이다. 파라미터 α_1은 주기(정확하게는 h/L)의 영향을 나타내며 천해파에서 극한값으로 1.1, 그리고 심해파에서 0.6이다. 그 밖에 주기의 영향은 최대파고 결정에도 영향을 주어 심해파고가 일정하더라도 주기가 길면 큰 최대파를 사용하게 된다. 따라서 설계조건 설정시 주기에 대해서도 신중을 기해야 한다.

또 한 가지의 특징은 사석부 높이와 해저 경사에 의한 파력의 변화를 파라메터 α_2로 나타내고 있는 점이다. 식(4-2)에서 알 수 있듯이 H_D를 일정하게 하고 사석부의 높이를 해저면에서 서서히 높여 가면 α_2값이 0에서 서서히 증가하여 극대값인 1.1에 달하고 그 이상이면 감소하여 d=0에서 다시 α_2는 0이 된다. 따라서 α_1의 극한값 1.1과 합치면 정수면에서 파압강도는 $2.2\rho_o gH_D$가 된다.

한편, 해저 경사의 영향은 α_2의 식에서 h_D가 직립벽에서 설계유의파고의 5배 거리만큼 외해 쪽으로 떨어진 지점의 수심이므로 급경사일수록 마운드가 높은 경우와 같은 효과로 나타난다. 또, 쇄파의 영향을 받는 영역에서는 $5H_{1/3}$만큼 떨어진 지점의 최대파고를 설계파고로 한 것은 직립벽에 최대 파력이 작용하는 파가 진행파로서 외해에서 쇄파된 것을 반영했다. 이외에도 쇄파의 영향을 받는 곳에서는 해저 경사가 급할수록 큰 파고가 된다. 이와 같이, 해저 경사가 파력에 미치는 영향은 상당히 크므로 설계조건 설정시 주의를 요한다.

이상과 같이, 본 계산식은 사석부의 높이나 해저 경사의 영향을 고려한 것이지만 높은 사석부나 급경사 해저면상의 직립벽에는 강한 쇄파력이 작용할 수 있으며, 이러한 조건에 대해 이 식을 사용하면 파력이 과소평가될 수 있으므로 주의를 요한다. 특히, 사석부가 높은 경우에는 식(4-2)의 α_2만이 아니고 본편 4-10-2 [3] 충격쇄파력[다카하시(高橋) 등, 1992]의 계수 α_1을 고려하여 α_1이 α_2보다 큰 경우에는 α_1의 값을 취한다.

문제점은 정선 부근과 같이 수심이 극히 낮은 수역에의 적용성 여부이다. 본 식은 어디까지나 직립벽의 외해측에서 쇄파하는 파가 최대의 파력을 작용하는 범위이다. 그 한계를 명확히 구분하기는 곤란하나 정선 부근에 있는 직립벽에 작용하는 파력에 대해서는 다른 계산식과 합해서 적절히 사용하는 것이 좋다.

(5) 파력 계산식의 파향 보정

파향이 파력에 미치는 영향에 대해서는 몇 개의 실험 결과가 있으나 명확하지 않은 점이 많다. 종래에는 중복파 작용에 대해서는 파향 보정을 고려하지 않고 쇄파작용에 대해서만 $\cos^2\beta$를 곱함으로써 파향의 영향을 고려하여 왔다. 그러나 쇄파에 대해서는 파향의 증가와 함께 파력이 감소하여 β = 90°인 극한에서는 0이 되는 것에 대해 중복파의 경우 완전 반사된 파와의 중첩이 직각의 경우와 동일한 모양으로 유지되어 있다고 가정하는 것은 불합리하다. 예를 들면, 실제 방파제는 그 길이가 유한하기 때문에 비스듬히 입사하는 각도가 큰 경우에는 파고가 2배가 되는 곳은 제체 끝단에서 상당히 떨어져 있고, 극단적으로 β = 90°인 경우에는 무한원점이 되므로 이 경우 직립벽에는 진행파의 파압이 작용한다고 보는 것이 타당하다. 또, 방파제의 길이가 무한히 길다고 보는 경우에도 제2차 근사의 유한진폭파 이론을 사용하면 비스듬히 입사하는 파에 의한 파압은 직각으로 입사하는 경우보다는 약간 감소하고 그 정도는 파형경사에 비례하는 것으로 알려져 있다[Goda(合田), 1967]. 이와 같은 점과 현지 방파제에 대해 적용한 결과를 감안해서 파향에 대한 보정은 식(4-2)의 p_1에 나타난 것과 같이 사석부의 효과를 나타내는 α_2에 대해서 $\cos^2\beta$를 곱하고, 또 전체에 0.5(1+cosβ)를 곱했다.

(6) 주기가 다른 2종류의 파군이 중첩된 경우의 파력과 유의파 주기

주기가 다른 2종류의 파군이 중첩된 예로서는 만외에서의 침입파와 만내에서 발생된 파와의 중첩, 그리고 항구에서의 회절파와 월파에 의한 전달파의 중첩 등을 들 수 있다. 이 경우 스펙트럼은 쌍봉형(雙峰形, 스펙트럼 첨두가 2개인 형태)이며, 현지관측 예가 있다[다니모토(谷本) 등, 1986], 이 때 파력 계산에는 쌍봉형 스펙트럼을 이용하고, Goda(合田)식이 적용될 수 있음을 확인하였으며 파력 계산식에 쓸 수 있는 유의파 주기 계산법을 제안하였다. 주기가 중첩 전의 각각의 주파수 스펙트럼이 Bretschneider-Mitsuyasu 형태일 경우 적절한 방법에 의해 중첩한 후 유의파 주기를 구한다.

(7) 직립벽의 마루가 낮은 경우의 파력

Goda(合田)식을 방파제 등에 적용하는 경우 직립벽의 마루높이가 낮으면 파압의 작용범위의 감소에 의한 파력 저감보다도 중량 감소에 의한 저항력 감소가 크기 때문에 일반적으로는 벽체의 폭을 넓게 할 필요가 있다. 그러나 활동실험(滑動實驗) 결과 자료에 의하면 마루높이를 낮추는 정도에 따라서 안정성이 증가하는 경향이 있다. 이 때 파력 산정법으로서 저감계수 λ_h를 전면파압과 양압력에 곱해줌으로써 파력을 저감하는 방법이 제안되었다[나카다(中田) 등, 1984].

(8) 직립벽의 마루가 높은 경우의 파력

직립벽의 마루가 일반적인 방파제의 경우보다 상당히 높은 경우에는 월파하지 않기 때문에 Goda(合田)식에 의한 파력보다 큰 파력이 작용하는 경우가 있다[미즈노(水野) 등, 1993].

(9) 직립벽이 경사진 경우의 파력

직립벽이 조금 경사진 사다리꼴 모양의 케이슨 등일 경우 수평파력은 연직벽의 경우와 크게 다르지 않으나 경사면에 작용하는 파력의 연직성분의 고려나 양압력의 저감 등을 고려할 필요가 있다. [다니모토(谷本)와 기무라(木村), 1985]는 직립벽이 약간 경사진 경우의 파력에 대한 실험을 실시하고 파력 산정법을 제안한 바 있다.

(10) 직립부 전면 사석부의 마루수평부분이 긴 경우

혼성제 직립부에 작용하는 파력은 사석부 높이뿐만 아니라 전면의 어깨 폭, 기준선의 경사에 의해서도 변한다. Goda(合田)식은 이미 언급한 바와 같이, 이 중에서 사석부 높이의 효과를 반영한 것이다. 따라서 이들이 통상의 것과 뚜렷하게 다른 경우에는 되도록 수리실험에 의해서 검토한다. 그러나 전면의 어깨폭이 충분히 긴 경우에는 그것을 해저지형의 일부로 생각할 수 있으므로 사석부 전면의 어깨폭이 이곳에서의 파장의 1/2보다 긴 경우에는 사석부 상단에서의 파고와 파장을 사용한다.(나가이(永井) 등, 1965)

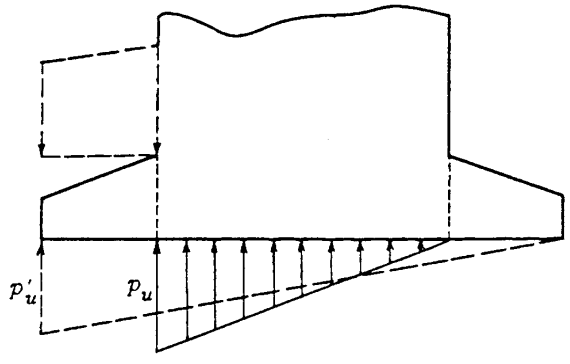
(11) 일련의 원통들로 이루어진 방파제의 직립벽에 작용하는 파력

강관 방파제와 같이 원통열(圓筒列) 방파제의 직립벽에 작용하는 파력에 대해서는 평면 직립벽에 작용하는 파력과 큰 차이가 없다. 따라서 Goda(合田)식을 준용한다.

(12) 확대기초(footing)가 있을 때의 양압력

케이슨 등과 같은 확대기초가 있을 때는 파가 작용하는 쪽의 확대기초 상면에서 하향의 파력 또는 저면의 앞부분에서 p'_u, 뒷부분에서는 영(零)의 양압력이 작용한다.

그러나 보통의 경우 그 합력은 확대기초가 없을 때의 양압력과 큰 차이가 없다. 이 때문에 참고그림 (4-37)에 나타낸 것과 같이 확대기초를 무시하고 직립벽 전면의 연장점에서 식(4-3)에 의한 p_u, 후면의 연장점에서 영(零)의 삼각형 분포로서 양압력을 산정해도 좋다. 단, 확대기초가 상당히 긴 경우에는 p'_u의 변화 등을 고려하여 적절하게 양압력을 산정해야 한다.



참고 그림 (4-37) 케이슨 확대기초가 있는 경우의 양압력

(13) 기타의 산정식

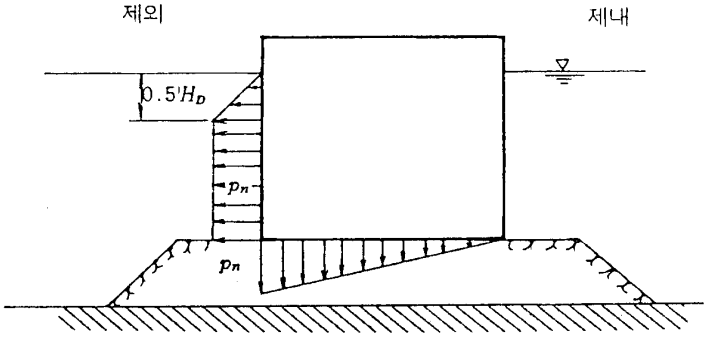
본 Goda(合田) 파력 산정식은 중복파에서 쇄파까지의 파력을 그 적용한계에 의해 구별하지 않는 장점이 있으나 수심에 대한 파고비가 작고 명확하게 중복파의 파력이 작용한다고 생각되는 경우에는 정도 높은 중복파 이론식[히로이(廣井), 1919 ; 생플루(Sainflou), 1928]을 적용하여도 좋다. 단, 그 때 현지 파랑의 불규칙성을 충분히 고려할 필요가 있으며 최대파에 대한 검토도 필요하다.

[2-2] 벽면에 파곡이 있을 때

벽면에 파곡이 있을 때 부(負)의 파력은 적절한 수리모형실험 또는 산정식에 의해 산정하여야 한다.

[참 고]

벽면에 파곡이 있을 때의 벽 전면에서 부(負)의 파압은 참고 그림 (4-38)과 같이 정수면에서 영(零), 정수면하 $0.5H_D$에서 p_n, 그 이하 저면까지 일정한 직선 분포의 파압이 외해 측을 향해서 작용하는 것으로 한다.



참고 그림 (4-38) 부(負)의 설계파압 분포

$$p_n = 0.5\rho_o g H_D \qquad \text{참고 (4-57)}$$

여기서, p_n : 균일파압 부분에 있어서 파압강도(kN/m^2)

H_D : 설계계산에 쓰이는 (최대)파고(m)

수심이 커서 명백히 중복파가 작용하는 경우에는 고차 근사의 유한진폭중복파 이론에 의한 결과를 사용하는 것이 좋다. 특히, 대수심 방파제에서는 파곡일 때의 부압력(負壓力)의 크기가 파봉이 있을 때의 정압력(正壓力)의 크기보다 크므로 벽체가 바다 쪽으로 미끄러지는 경우도 있다.

[3] 충격쇄파력

충격쇄파력의 발생이 문제가 될 경우에는 수리모형실험에 의해서 검토한다. 매우 큰 충격쇄파력이 생길 위험이 있는 단면 형상이나 구조는 될 수 있는 대로 피한다. 급경사 해저면상과 같이 충격쇄파력의 발생을 피할 수 없는 경우에는 적절한 소파공을 설치하여 파력을 완화한다.

[해 설]

벽면에 쇄파의 꺽어세운 파면(波面)이 충돌할 때 충격쇄파력이 발생한다.

충격쇄파력에 대한 수리모형실험에서 최대파압은 조건에 따라 파고에 해당되는 정수압($1.0\rho_o g H_D$)의 수 배 내지 수십 배로 나타난다. 그러나 그 작용시간은 짧고 국소적이며 다소의 조건 변화에 따라서도 변동이 매우 크다. 또한, 충격 특성 때문에 구조물의 역학적 특성에 따라서 안정성이나 부재 응력에 미치는 효과도 다르다. 충격쇄파력에 대한 일반적인 산정법을 제시하기가 어려우므로 개개의 역학적 조건에 대한 수리모형실험에 의해서 파력을 검토한다(예를 들면, 활동실험, 부재 강도의 검토 등).

[참 고]

(1) 충격쇄파력의 발생조건

충격쇄파력의 발생조건에는 여러 가지 인자가 관여되어 일반적으로 규정하기는 어려우나 각종 실험 결과에서 구조물 기준선의 수직선과 파향과의 교차각 β(참고 그림 (4-36))가 20° 이내에 있고 또 다음과 같은 경우에 충격쇄파력이 생기기 쉽다.

① 급경사 해저의 경우

해저 경사가 1/30보다 급하고 직립벽보다 약간 심해측에서 쇄파되는 파를 포함하며, 또한 환산심해파 파형경사가 0.03 정도 이하일 때 충격쇄파력이 생기기 쉽다.

② 사석부가 높은 경우

해저 경사가 완만할 때에도 파의 조건 외에 사석부의 마루높이, 전면 어깨폭, 사면 경사 등과 같은 사석부의 형상에 의해 충격쇄파력이 발생한다. 일반적으로 사석부가 비교적 높고 또 전면 어깨폭이 적당히 넓거나 사면 경사가 완만하여 사석부 경사면 또는 경사의 어깨 부근에서 수벽(水壁) 모양의 쇄파가 충돌할 때 충격쇄파력이 생긴다. 해저 경사가 1/50보다 완만하고 설치 수심에 대한 사석부 마루(피복공 포함) 상의 수심비(水深比)가 0.6보다 큰 경우에는 매우 큰 충격쇄파력은 발생하지 않는다고 생각해도 좋다.

(2) 대책공법

직립벽에 매우 큰 충격쇄파력이 작용하는 경우, 전면에 소파블록으로 충분히 피복하면 파력을 아주 완화시킬 수 있다. 특히 사석부가 높은 경우에 소파블록으로 충분히 피복하면 충격 쇄파의 발생을 방지할 수 있다. 또 직립부는 적절한 소파 케이슨 또는 사면 케이슨 등의 이형(異型) 케이슨으로 하는 것에 의해서도 충격쇄파력의 작용을 피할 수 있는 경우가 있다. 또한 방파제의 기준선을 파향과 직각으로 하지 않는 것도 하나의 대책이다[다니모토(谷本) 등, 1981].

(3) 모형실험에 의한 파력 검토

충격쇄파력이 작용하는 경우의 모형실험에 의한 파력을 검토하기 위해서는 충격력에 대한 구조물의 응답 특성을 분석하는 것이 필요하다. 직립벽 전체의 안정성 검토는, 예를 들어 제체의 활동실험, 그리고 파라피트 등의 부재 강도에 대한 검토는 응력측정실험에 의한다.

(4) 급경사 해저면상의 직립벽에 작용하는 충격쇄파력

① 파압이 최대가 되는 수심과 평균 파압강도

급경사 해저면 상의 직립벽에 작용하는 충격쇄파력에 대해서는 많은 연구가 수행되었다[Mitsuyasu(光易), 1962;, 혼마(本間) 등, 1962]. 이들 중 Mitsuyasu(光易)(1962)는 경사가 1/50, 1/25, 1/15인 일정한 경사면 상의 여러 가지 수심에서 직립벽에 작용하는 규칙파의 쇄파력 실험을 광범위하게 수행하였다. 여기서 설치수심(設置水深)에 따른 전파력(全波力)의 변화를 조사하여 충격쇄파력이 가장 현저한 수심 h_M의 산정식(5.4)를 얻었는데 이는 심해파장에 대한 비로 나타내면 다음과 같다.

$$\frac{h_M}{H_o} = C_M\left(\frac{H_o}{L_o}\right)^{-1/4} \qquad \text{참고 (4-58)}$$

여기서,

C_M = $0.59-3.2\tan\theta$

H_o = 심해파고(m)

L_o = 심해파장(m)

$\tan\theta$: 일정한 경사면의 경사

참고 그림 (4-39)는 Mitsuyasu(光易, 1962)의 실험 결과를 바탕으로 이러한 파력이 가장 엄격하게 되는 때의 전파력(全波力)을, 파력의 작용 범위를 해저에서 정수면상 쇄파한계파고 H_b의 0.75배까지로 하고 평균 파압강도 p를 구하여 $\rho_o g H_b$ 로 나누어 무차원화하고 심해파형경사 (H_o/L_o)에 대해 사면 경사에 따라 나타낸 것이다.

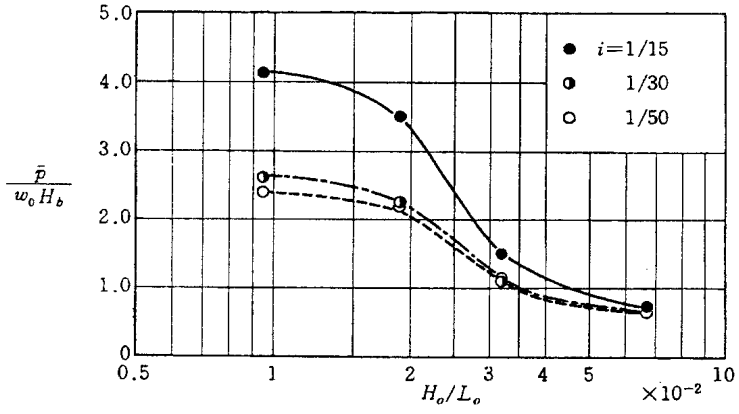
여기서 개략적인 경향을 보면, 파형 경사가 작을수록 강한 충격쇄파력이 발생하지만, 사면경사가 완만해지면 최대 충격쇄파력의 강도가 감소한다.

② 충격쇄파력의 발생조건에 대하여

(1) ①의 급경사 해저인 경우 충격쇄파력의 발생조건은 참고 그림 (4-39)에 기초하여 대략적으로 설정한다. 현지 불규칙파에 대한 경우 환산심해파형경사는 직립벽에서 외해쪽으로 $5H_{1/3}$만큼의 지점에서의 불규칙파의 쇄파변형을 고려해서 구한 최대파고 H_{max}에 대한 환산심해파고와 유의파주기에 대한 심해파장의 비로 한다. 단, 이때의 H_b는 H_{max}로 한다. 또한, 설계파에 대해서 이와 같은 최대 충격쇄파력이 작용하는 수심을 피해 설치수심을 설정할 수 있다. 그러나 보다 해안쪽에 직립벽을 놓고 쇄파후의 파가 작용하도록 하는 경우에는 설계파보다 작은 파고의 파에 대한 검토도 필요하다.

③ 급경사 사면과 연결된 수평마루에 놓인 직립벽에 작용하는 충격쇄파력(여기에 대해서는 다카하시(高橋) 등(1983)의 연구가 있다)

경사가 1/10 또는 3/100의 사면에 이어지는 수평마루를 설치하고 여러 위치에서 직립벽에 작용하는 파압을 규칙파 실험을 통해 측정하였으며, 어느 파랑조건에 대해서 파력이 최대가 되는 직립벽의 위치 또는 그 때의 파력 산정법이 제안되었다.



참고 그림 (4-39) 최대 충격쇄파에 의한 평균파압강도(급경사 사면상의 직립벽)

(5) 혼성제에 작용하는 충격쇄파력

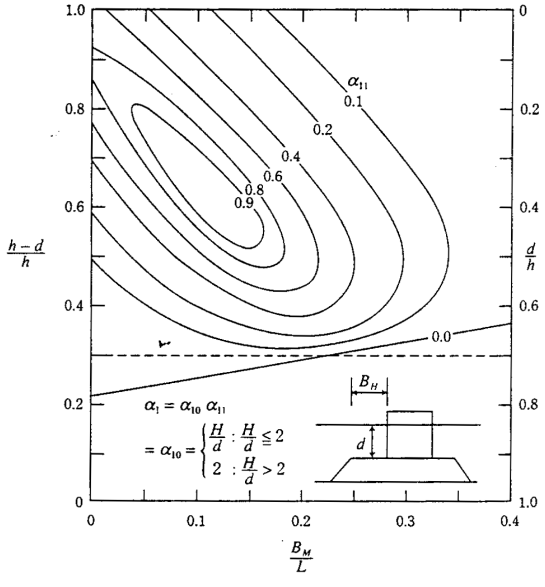
① 사석부 모양의 영향(충격쇄파력 계수)

사석부가 높고 충격쇄파력이 작용하는 경우에 대해 그 파력의 정도를 나타내는 계수로서 다카하시(高橋) 등(1992)은 활동실험 결과를 기초로 충격쇄파력 계수 α_I 를 다음과 같이 제안했다.

$$\alpha_{\mathrm{I}} = \alpha_{\mathrm{I}o}\alpha_{\mathrm{I}} \qquad \text{참고 (4-59)}$$

$$\alpha_{Io} = \begin{cases} H/d & (H/d \le 2) \\ 2 & (H/d > 2) \end{cases} \qquad \text{참고 (4-60)}$$

여기서, H는 설계파고(최대파고), d는 사석부 마루의 수심, $\alpha_{\mathrm{I}1}$은 참고 그림 (4-40) 참조, h는 설치수심이다.



참고 그림 (4-40) 충격쇄파력 계수

참고 그림 (4-40)은 충격쇄파력 계수 α_{I1}의 분포를 나타내는데 d/h가 0.4, B_M/L이 0.12일 때 α_{I1}이 최대이며 그 값은 1이다. α_{I1}의 범위는 0~2이며, 이 값이 클수록 충격쇄파력이 커진다. 기존의 Goda(合田)식을 사용하여 파력을 계산할 때에는 Goda(合田)식의 α_2와 이 α_I 중에서 큰 값을 사용한다. 단, 이 α_I는 H/h가 0.6 이상인 경우의 활동실험 결과를 바탕으로 제안한 식으로 파고가 비교적 큰 경우 직립벽의 활동을 검토할 때에 사용될 수 있다.

② 직립벽 마루높이의 영향

마루높이가 높을수록 충격쇄파력 발생의 위험성이 높다. 이는 쇄파되어 반듯이 선 파면(波面)이 정수면보다 높은 위치에 있는 경우가 많고 여기에 직립벽이 있으면 파면의 충격에 의한 충격력이 발생하기 때문이다. 마루높이가 높을 때에는 사석부가 비교적 낮은 경우에도 충격쇄파력이 발생할 수도 있다(미즈노(水野) 등, 1993).

③ 파향의 영향

다니모토(谷本) 등(1981)에 의한 활동실험 결과에서는 기준선직각 방향에 대한 파향각 β가 0°일 경우 매우 강한 충격쇄파력이 발생하지만, β=30°, 45°일 때는 파력이 급격히 감소한다. 파향에 대해 방파제가 비스듬히 놓여 있을 경우에는 충격쇄파력이 발생하지 않거나 발생한다고 해도 활동에 의한 영향이 급감하고 실제로 무시할 수 있다. 따라서 β=20° 이내인 경우에 한해서 충격쇄파력을 고려한다.

④ 충격쇄파력에 대한 직립부의 동적 응답과 활동

충격쇄파력이 작용하는 경우에는 국소적인 순간값으로서 파고에 해당되는 정수압의 수 배에서 수십 배에 달하는 파압이 기록되었다. 그러나 그 충격량의 변동은 크지 않고 강한 충격쇄파력의 작용시간은 짧다. 이러한 충격쇄파력의 활동에 대한 기여는 사석부, 지반의 변형을 고려한 동적 응답으로서 고려되어야 한다. 여러 수치실험 결과(Goda(合田), 1973; 다카하시(高橋) 등, 1993) 또는 활동실험 결과에서 판단할 때 극한적인 충격쇄파력이 사석부에 있는 직립부의 활동에 작용하는 것을 정적으로 등가한 평균파압강도는 $(2.5\sim3.0)\rho_o gH$로 보는 것이 적당하다. 따라서 충격쇄파력 계수는 활동실험 결과를 이용하여 도출되었기 때문에 동적 응답 효과도 어느 정도 고려되었다.

[4] 소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파력

소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파력은 소파공의 마루높이, 폭, 소파블록의 특성 등에 의해 변하므로 수리모형실험 또는 적절한 산정법에 따라 산정하여야 한다.

[해 설]

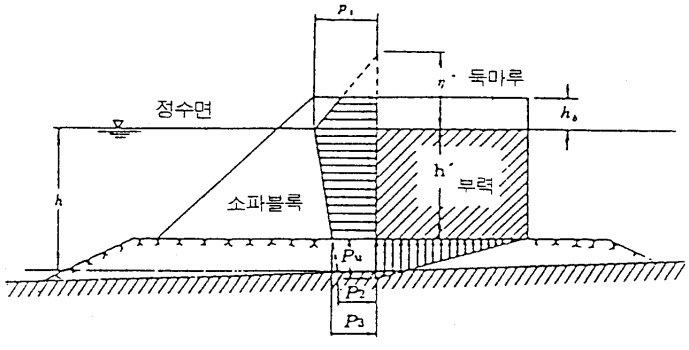
직립벽의 전면에 이형 콘크리트 블록 등을 소파공으로 설치하면 벽체에 작용하는 파력이 변한다. 파력의 감소 효과는 소파공의 구조에 따라 다르나 충분한 폭과 마루높이를 갖는 소파공으로 가능하며, 특히 소파공의 마루높이가 설계해면보다 낮을 경우에는 파력이 크게 될 때가 많으므로 주의를 요한다.

[참 고]

(1) 소파블록을 충분히 피복할 때의 파력 산정식

소파공의 마루높이가 직립벽의 마루와 같은 정도이고 파의 작용에 대해 소파블록의 안정이 충분히 확보될 때 직립벽에 작용하는 파력은 Goda(合田)식을 다음과 같이 준용하여 산정할 수 있다(다니모토(谷本) 등, 1976).

본편 4-10-2 [2] 직립벽에 작용하는 중복파 또는 쇄파의 파력의 표준식에서 식(4-2)의 η^*, p_1, 또는 식(4-3)의 p_u 대신에 각각 식 참고 (4-61)의 η^*, 식(4-62)의 p_1, 식 참고 (4-63)의 p_u를 써서 파력을 산정한다. 이때, 쇄파압은 소파블록에 의해 현저히 저감되므로 쇄파압 저감계수 $\lambda_2 = 0$, 그리고 λ_1(중복파압 보정계수)과 λ_3(양압력 보정계수)는 파고 H에 의존한다고 생각하여 $\lambda_3 = \lambda_1$으로 하고 λ_1을 λ로 하여 다음 식이 제안되었다(참고 그림 (4-41) 참조).



참고 그림 (4-41) 소파블록으로 피복된 경우의 설계파압 분포(Goda(合田)식)

$$\eta^* = 0.75(1+\cos\beta)\lambda H_D \qquad \text{참고 (4-61)}$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1+\cos\beta)\lambda\alpha_1\rho_o\, gH_D \qquad \text{참고 (4-62)}$$

$$p_u = \frac{1}{2}(1+\cos\beta)\lambda\alpha_1\alpha_3\rho_o gH_D \qquad \text{참고 (4-63)}$$

여기서, η^* : 정수면 상에서 파압강도가 0이 되는 점까지의 높이(m)

p_1 : 소파블록으로 피복되는 경우 정수면에서의 파압 강도(kN/m^2)

p_u : 소파블록 케이슨 저면의 외해쪽 끝부분의 양압력 강도(kN/m^2)

β : 파의 주방향에서 직립벽에 직각이 되는 방향으로 15°만큼 회전시킨 방향이 직립벽에 직각인 선과 이루는 각도(°) (참고 그림 (4-36) 참조)

λ : 소파블록 피복에 의한 파압의 저감률 $= \begin{cases} 1.0 & (H/h \leqq 0.3) \\ 1.2-2(H/h)/3 & (0.3 < H/h \leqq 0.6) \\ 0.8 & (H/h > 0.6) \end{cases}$

α_1 : 4-10-2의 식(4-2)에 정의된 계수

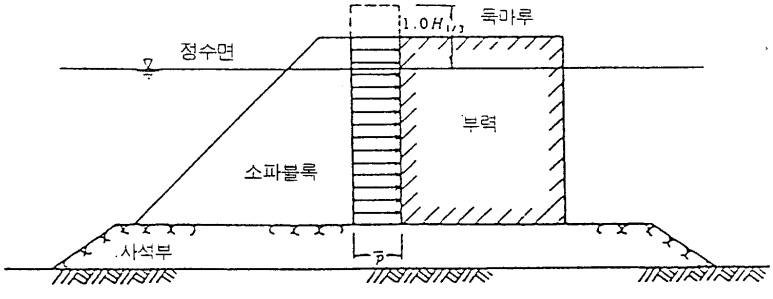
α_3 : 4-10-2의 식(4-2)에 정의된 계수

H_D : 설계계산에 쓰이는 파고, 최대파고(m)

파압의 저감률 λ는 피복의 정도나 파의 조건 등에 의해서 정해지나, 소파블록을 충분히 피복한 경우 직립벽의 안정성 등의 검토에 대해서는 일반적으로 λ = 0.8을 쓴다. 단, 경사제 상부공과 같이 직립벽의 기면이 정수면 부근에 있는 경우에는 저감율이 주기에 의해 크게 변화되며 주기가 긴 경우 λ=1.0 정도를 사용한다.

(2) 모리히라(森平, 1967)식

소파블록으로 충분히 피복되고, 유의파고가 쇄파의 영향에 의해서 작아지는 쇄파대내에 있는 경우 모리히라(森平)식을 이용할 수 있다. 식 참고 (5-8)에 의한 평균 파압강도가 직립벽 기부부터 정수면상 $1.0H_{1/3}$ 또는 직립벽 마루높이 가운데 낮은 편의 높이까지 일정하게 작용하는 것으로 간주한다(참고 그림 (4-42) 참조).



참고 그림 (4-42) 소파블록으로 피복된 경우의 설계파압 분포[모리히라(森平, 1967)]

$$\bar{p} = 1.0\rho_o g H_{1/3} \qquad \text{참고 (4-64)}$$

여기서, $\bar{p}$: 소파블록을 피복했을 때의 직립벽에 작용하는 평균 파압강도(kN/m^2)

$H_{1/3}$: 설계유의파고(m)

양압력은 벽 전체에 대해서 부력이 작용하므로 그 중에 포함되는 것으로 생각한다.
단, 둑마루의 높이가 1.0 $H_{1/3}$보다 높을 경우는 양압력이 과대하게 산정된다. 사각 입사 시 식 참고 (4-64) 대신 식 참고 (4-65)를 써서 파력의 경감을 고려하나 파력의 작용 높이는 변하지 않는다고 가정한다.

$$\begin{cases} \bar{p} = 1.0\rho_o g H_{1/3}\cos\beta, & 0 \leqq \beta \leqq 45^\circ \\ \bar{p} = 0.7\rho_o g H_{1/3}, & \beta > 45^\circ \end{cases} \qquad \text{참고 (4-65)}$$

여기서, β : 파의 주방향에서 직립벽에 직각이 되는 방향으로 15°만큼 회전시킨 방향이 직립벽에 직각인 선과 이루는 각도(°)

(3) 소파블록으로 충분히 피복된 경사제 상부공에 작용하는 파력
경사제 상부공과 같이 바닥면이 정수면 부근에 있고, 또 소파블록으로 충분히 피복되어 있는 경우 파압의 저감율 λ에 대해서는 다니모토(谷本)와 고지마(小島, 1983)가 산정식을 제안하였다.

(4) 소파블록 또는 사석으로 피복된 경사제 전체에 작용하는 파력
사석 경사 방파제의 경우는 본편 4-10-2 [4]의 파력식을 변형하여 적용할 수 있으나 파가 전체를 투과하고 또한 제체 전부가 사석으로 이루어져 파의 작용 방향성 등을 고려한 λ, α값이 아직까지 제시되지 못하고 있다. 이에 대한 연구는 현재 시작 단계에 있다.

(5) 파가 작용할 때의 블록 하중
소파블록으로 피복된 직립벽에는 파의 직접작용에 의한 파력과 블록이 기대어 있음으로 인한 하중이 작용한다. 이들에 대한 연구 결과를 요약하면 다음과 같다(예: 다카하시(高橋) 등, 1990).

① 파가 작용하지 않는 정수시의 블록 하중은 설치 직후에는 작으나 파의 작용에 따라서 증가하여 일정한 값에 가까워진다.
그 하중은 토압과 같은 모양의 분포로 생각할 수 있으나 그 크기는 작용한 파의 크기에 따라 다르다.

② 파가 작용할 때의 블록 하중은 통상적인 경우 무시할 수 있다.
이는 파의 작용에 의해서 직립벽이 미소하나마 변위되고 블록 하중이 감소하고 파고가 크면 거의 0이 되기 때문이다. 단, 파고가 작을 경우나 수심이 크고 정수시의 블록 하중이 클 때에는 무시할 수 없다.

[5] 구조물 반사파랑에 의한 파력

제체선에 굴곡이 있는 경우에는 입사파의 상호 간섭에 의한 파력의 증대를 고려하여 산정하는 것으로 한다. 이 때 진행파로서의 파고에 기준선 형태의 영향에 의한 적절한 증대율을 곱한 것을 설계계산에 쓰는 파고로 하고 본편 4-10-2 [2] 직립벽에 작용하는 중복파 또는 쇄파의 파력의 표준식을 써서 파력 산정을 한다.

[해 설]

일반적으로 제체에 굴곡이 있는 경우에는 파의 반사 및 회절 효과 등에 의해서 제체선을 따른 파고분포가 동일하지 않다. 실제 피해 방파제의 활동 상황 대부분이 파상분포(波狀分布)를 나타내고 있으므로 이것을 사행재해(蛇行災害)라 부르고 그 원인의 하나로서 제체선에 따라 파고분포가 서로 달라 작용파력에 영향을 미친 것으로 설명된다[이또(伊藤)와 다니모토(谷本), 1971].

이와 같은 파고의 변동은 특히 파향에 대해서 凹 모양의 오목을 형성하는 배치일 경우 현저하므로(본편 4-4-6 [2] 오목부, 방파제 두부 부근 및 도제 주변에서의 파랑 변형 참조) 파력의 산정에 이것을 고려한다.

[참 고]

제체 굴곡의 영향을 고려한 파력 산정법의 충분한 성과를 얻기 위해서는 조건에 적합한 수리모형실험에 의한 검토가 바람직하나 파력의 증대는 제체의 굴곡에 의한 파고의 증대에 상당히 대응되므로 식 참고 (4-66)와 같이 설계계산에 적용하는 파고의 영향 정도를 할증하고 일반적인 산정식에 따라 파력을 산정할 수 있다.

$$H'_D = \min \{ K_c H_D,\ K_{cb} H_b \} \qquad \text{참고 (4-66)}$$

여기서,
- H'_D : 제체 굴곡의 영향을 고려한 파력의 산정에 쓰이는 파고(m)
- K_c : 제체 굴곡의 영향에 의한 파고 증대율($K_c \geqq 1.0$)
- K_{cb} : 쇄파한계파고의 증대율의 한계값($K_{cb} \fallingdotseq 1.4$)
- H_D : 제체 굴곡의 영향을 고려하지 않을 때의 파력 산정에 쓰이는 파고(m)
- H_b : 진행파로서의 유의파고의 5배 거리의 외해 지점에 있는 쇄파한계파고(m)

식 참고 (4-66)의 파고 증대율은 일반적으로 식 참고 (4-67)에 의하며, 파가 쇄파되지 않는 조건으로 구한 기준선을 따른 중복파고의 분포에 따라서 적절히 정한다.

$$K_c = H_s / \{H_I(1+K_R)\} \qquad \text{참고 (4-67)}$$

여기서,
- H_s : 벽면에서의 파고(m)
- H_I : 입사파고(m)
- K_R : 방파제의 반사율

이때 규칙파로 계산하면 제체선에 따른 파고 증대율이 현저하게 달라지며, 또한 입사파의 주기나 입사방향에 의해서도 현저한 영향을 받으므로 주기 또는 입사방향의 불규칙성을 고려해서 구하는 것이 합리적이다. 그러나 이와 같이 구한 K_c의 값은 제체선을 따라 변동하고, $K_c < 1.0$이 되는 범위도 나타난다고 해서 설계에 쓰이는 파고를 이에 따라서 축소해서는 안 된다.

쇄파한계파고 H_b는 최대파고가 쇄파의 영향을 받는 영역에 직립벽이 있을 때는 본편 4-5-3 쇄파 변형을 고려한 최대파고 $H_{\max}$를 적용하고, 이것보다 외해쪽에 있을 때에는 규칙파에 의한 쇄파지수를 이용한다.

쇄파한계파고 증대율의 한계값 K_{cb}에 대하여는 충분한 자료가 없으나 기왕의 실험 결과로 보아 1.4 정도로 고려한다.

[6] 수심 급변부에서의 직립벽에 작용하는 파력

암초 등에 의해 수심이 급변하는 장소에 있는 직립벽에 작용하는 파력은 파의 현저한 변형을 고려해서 수리모형실험에 의해서 파력을 산정한다.

[7] 쇄파선에서 육지쪽으로 상당한 거리에 있는 직립벽에 작용하는 파력

[7-1] 정선(汀線)의 바다쪽에 있는 직립벽에 작용하는 파력

정선 부근의 수심이 얕은 곳에 있는 직립벽에 작동하는 파력은 서프비트(surf beat) 등에 의한 수위변화의 영향이나 불규칙파에 의한 복잡한 쇄파를 고려해서 수리모형실험을 바탕으로 파력을 계산한다.

[해 설]

특정한 파의 조건으로 일정사면 상에 설치된 직립벽의 설치수심에 따른 파력의 변화를 검토해보면, 일반적으로 진행파의 쇄파점에서 조금 안쪽에 직립벽이 있을 때 최대파력이 되고 설치수심이 그 보다 얕을수록 파력은 감소한다. 이러한 경향에 의해 어느 정도의 수심을 유지할 때에는 직립벽에서 외해측으로 상당한 거리에 떨어진 지점에서 쇄파하는 큰 파가 쇄파한 후의 파력보다도 직립벽의 조금 외해쪽에서 쇄파되는 것보다 작은 파에 의한 파력이 크다고 생각된다.

본편 4-10-2의 파력계산 표준식은 이와 같이 직립벽의 조금 외해쪽에서 쇄파하는 파에 의한 파력을 계산하는 식이다. 그러나 정선 부근의 수심이 얕은 곳에서는 서프비트(Surf Beat) 등에 의한 수위변화에 따라서 쇄파파고가 크게 변하고, 또 그 쇄파력은 해저 경사나 심해파의 파형경사, 혹은 파의 불규칙성에 의해서 크게 변하므로 표준식을 쓰는 것은 적절치 않다. 따라서 조건에 적합한 산정식 혹은 수리모형실험 결과를 이용해서 산정한다. 또한, 표사 현상에 의해서 수심 자체가 변하는 것, 혹은 폭풍해일 등의 영향이 클 경우 이를 고려한다.

[참 고]

몇 개의 파력식이 제안되고 있으나 조건에 따라 적절한 파력을 산정할 필요가 있다. 표준식을 수심이 환산심해파고의 0.5배 정도 이하의 지점에 적용하는 경우에는 계산에 쓰이는 파장, 파고 모두 환산심해파고의 0.5배 수심에서의 값으로 하는 것이 적당하다.

[7-2] 정선(汀線)의 육지쪽에 있는 직립벽에 작용하는 파력

정선(汀線)의 육지 쪽에 직립벽이 있는 경우의 파력은 서프비트(surf beat)에 의한 수위상승이나 파의 처올림 등을 고려해서 수리모형실험에 근거하여 산정한다.

[해 설]

정선(汀線)의 육지 쪽에 있는 직립벽에도 파력은 작용한다. 이 파력은 서프비트 등에 의한 수위상승이나 파의 처오름에 의해서 크게 변하므로 적절한 산정식 혹은 수리모형실험 결과를 이용해서 산정할 필요가 있다. 또 표사 현상에 의해서 정선 부근의 지형이 변하기 쉬운 곳, 혹은 폭풍해일 등의 영향을 크게 받는 경우 이들을 고려해야 한다.

[참 고]

미육군공병단의 해안공학연구센터의 식(C.E.M., 2003), 또는 기타 수리모형실험 결과 등을 참고한다.

[8] 상부사면(上部斜面) 케이슨제에 작용하는 파력

상부사면 케이슨제에 작용하는 파력은 조건에 따라 다르므로 수리모형실험 또는 적절한 산정식에 따라서 산정하여야 한다.

[참 고]

(1) 상부사면 케이슨제의 파력산정식

상부사면 케이슨제에 작용하는 파력은 조건에 맞는 모형실험결과에 의거하여 산정해야 한다. 단, 이것을 적용시키는 것이 곤란한 경우에는 다음 산정식을 사용할 수 있다(참고 그림 (4-43) 참조).

$$F_X = F_{SH} + F_V = \lambda'_{SL} F_1 \sin^2\alpha + \lambda_V F_2$$

$$F_Z = -F_{SV} + F_U = -\lambda'_{SL} F_1 \sin\alpha\cos\alpha + 0.5 p_u B$$

$$\lambda'_{SL} = \min\left[\max\{1.0, -23(H/L)\tan^{-2}\alpha + 0.46\tan^{-2}\alpha + \sin^{-2}\alpha\}, \sin^{-2}\alpha\right]$$

$$\lambda_V = \min\left[1.0, \max\{1.1, 1.1 + 11 d_c/L\} - 5.0(H/L)\right]$$

여기서,

F_X : 상부사면제에 작용하는 전 수평파력(全 水平波力) (kN/m)

F_Z : 상부사면제에 작용하는 전 연직파력(全 鉛直波力) (kN/m)

F_{SH} : 사면부에 작용하는 파력의 수평성분 (kN/m)

F_{SV} : 사면부에 작용하는 파력의 연직성분 (위쪽을 향하는 것이 양(陽)임) (kN/m)

F_V : 직립부에 작용하는 파력 (kN/m)

F_U : 저면에 작용하는 양압력 (kN/m)

F_1 : Goda식으로 산정되는 직립벽에 작용하는 수평파력 중 사면부에 대응하는 부분 (kN/m)

F_2 : Goda식으로 산정되는 직립벽에 작용하는 수평파력 중 직립부에 대응하는 부분 (kN/m)

λ'_{SL} : 사면부에 작용하는 파력의 보정계수

λ_V : 직립부에 작용하는 파력의 보정계수

α : 사면부의 각도 (°)

p_u : Goda식으로 계산되는 통상 케이슨의 전지(前趾) 양압력 (kN/m^2)

B : 상부사면제의 케이슨 폭 (m)

H : 파고 (m)

L : 파장 (m)

d_c : 정수면에서 사면 하단까지의 높이 (정수면보다 위에 있는 경우를 양(陽)으로 함) (m)

λ'_{SL}은 다음과 같은 3가지 영역으로 정의된다.

(a) H/L이 비교적 작을 때

$\lambda'_{SL}=\sin^{-2}\alpha$, 즉 $F_{SH}=F_1$, $F_{SV}=F_1 \cdot \tan^{-1}\alpha$

(b) H/L이 클 때

$\lambda'_{SL}=1.0$, 즉 $F_{SH}=F_1 \cdot \sin^2\alpha$, $F_{SV}=F_1 \cdot \sin\alpha \cdot \cos\alpha$

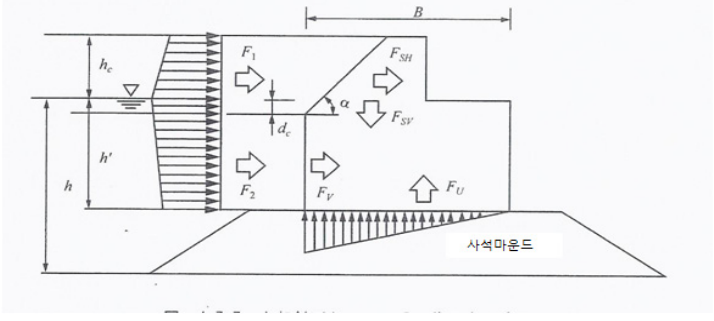
(c) H/L이 (a)와 (b)의 중간일 때

H/L 이 커짐에 따라, λ'_{SL}은 감소한다.

그리고 λ_V에 대해서는 H/L이 비교적 작을 때는 λ_V=1.0 이고, H/L 이 커짐에 따라 λ_V는 감소한다. 단, 이 파력산정법은 외해에 면한 비교적 수심이 깊고 설계파주기가 긴 경우를 대상으로 한 것으로 λ_V 값은 0.75 정도를 하한선으로 해야 한다. 또한 이 산정법이 제안되기 이전에는 간편한 방법으로 $\lambda'_{SL}=\lambda_V$=1.0 으로 계산되었다. 이 경우, H/L이 비교적 작을 때 이외에는 거의 안전값이 된다.

(2) 소파블록으로 피복된 상부사면 케이슨제에 작용하는 파력

소파블록피복 상부사면 케이슨제에 작용하는 파력에 관해서는 사토 등(1992)의 연구를 참조할 수 있다. 또한 사면부 하단이 수면하에 있는 반 수몰형의 경우, 카타야마 등(1998)이 파력산정식을 제안하고 있다.



참고 그림 (4-43) 상부사면 케이슨제에 작용하는 파력

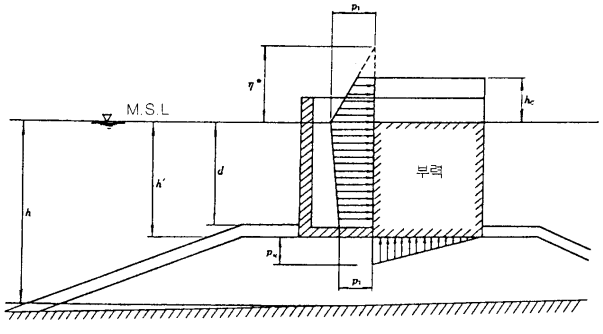
[9] 직립 소파케이슨에 작용하는 파력

직립 소파케이슨에 작용하는 파력은 소파부의 구조에 따라 다르므로 수리모형실험 또는 적절한 산정식에 따라서 산정하여야 한다.

[참 고]

(1) 유수실(遊水室)에 덮개판이 없을 때 안전성의 검토에 쓰이는 파력

직립 소파케이슨에 작용하는 파력은 소파부의 구조 조건에 따라서 다르므로 일반적으로 규정할 수는 없다. 그러나 안전성의 검토에 쓰이는 파력에 있어서는 다음과 같은 Goda(合田)식을 보정해서 사용해도 좋다(참고 그림 (4-44) 참조).



참고 그림 (4-44) 안전성의 검토에 쓰이는 파압 분포(유수실의 덮개판이 없는 경우)

소파부를 무시한 케이슨 본체에 파압이 작용하는 것으로 하고 본편 4-10-2 [2] 직립벽에 작용하는 중복파 또는 쇄파의 파력에 제시된 표준식에서 식(4-2)의 η^*와 p_1, 그리고 식(4-3)의 p_u 대신에 식 참고 (4-68)의 η^*, 식 참고 (4-69)의 p_1, 식 참고 (4-70)의 p_u를 각각 써서 파력을 산정한다.

이때의 부력은 소파부에 대해서는 전체, 케이슨 본체에 대해서는 정수시의 배수 체적에 대해서만 고려한다.

$$\eta^* = 0.75(1+\cos\beta)\lambda_1 H_D \qquad \text{참고 (4-68)}$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1+\cos\beta)(\alpha_1+\lambda_2\alpha_2\cos^2\beta)\lambda_1\rho_o\, gH_D \qquad \text{참고 (4-69)}$$

$$p_u = \frac{1}{2}(1+\cos\beta)(\lambda_1\alpha_1\alpha_3\rho_o\, gH_D) \qquad \text{참고 (4-70)}$$

여기서, η^* : 정수면상에서 파압 강도가 0이 되는 점까지의 높이(m)

p_1 : 정수면에서의 파압 강도(kN/m^2)

p_u : 소파부를 제외한 케이슨 본체부의 저면 전단에서의 양압력 강도(kN/m^2)

β : 파의 주방향에서 직립벽에 직각이 되는 방향으로 15°만큼 회전시킨 방향이 직립벽에 직각인 선과 이루는 각도(°)(참고 그림 (4-36) 참조)

λ_1, λ_2 : 직립 소파케이슨의 구조에 따른 파압의 보정계수

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$: 본편 4-10-2의 식(4-2)에 의한 계수

ρ_o : 해수의 밀도(≒1.03kg・s^2/m^4)

g : 중력가속도(≒9.8m/s^2)

H_D : 설계계산에 쓰이는 파고, 최대파고(m) H_{max}

보정계수 λ_1, λ_2는 구조조건 등에 의해 적절히 정할 필요가 있다. 예를 들면, 곡면 슬릿 케이슨 외에 다공 케이슨, 종 슬릿 케이슨에서는 평균적으로 λ_1 = 1.0, λ_2 = 0로 한다(다니모토(谷本) 등, 1980; 1981).

(2) 유수실에 덮개판이 있는 경우의 안정성 검토에 쓰이는 파력

유수실 상부(上部)가 덮개판에 의해 막혀져 있는 경우는 파의 작용에 의해 상부에 공기층이 가두어지는 순간에 충격압이 발생하므로 특히 부재의 설계에 쓰이는 파력에는 이것을 고려해야 한다. 이 충격압은 적당한 공기공을 설치함으로써 저감되는데 개구부가 너무 크면 파면이 직접 작용하게 되므로 파력이 오히려 크게 되는 수가 있으므로 주의가 필요하다.

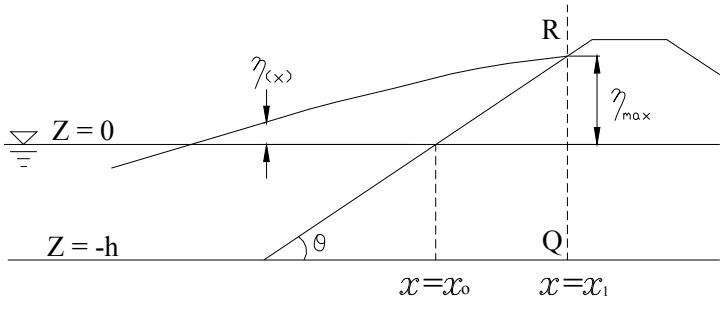
[10] 경사제 또는 경사구조물의 제체에 작용하는 총파력

경사제 또는 경사면을 가지는 투과성 구조물의 제체에 작용하는 총파력은, 제체 전면에서 유의파고가 동일하더라도 쇄파영역 또는 비쇄파영역, 제체 전면의 해저경사, 제체 사면의 경사, 사면의 형상, 제체의 투과성, 월파 또는 비월파 등에 따라 다르므로 수리모형실험 또는 적절한 산정식으로 산정한다.

[참 고]

수리모형실험에서 경사면을 가지는 투과성 제체의 사면에서 측정한 파압을 사면에 따라 적분한 값은 제체 전체에 작용하는 파력을 하중측정기로 직접 측정한 값과 매우 근사하게 일치하므로(이달수 등 2003(a), 2003(b); Lee 등(2004)), 파력이 최대가 되는 순간의 사면파압분포를 예측할 수 있으면 제체에 작용하는 총파력을 산정할 수 있다. 참고 그림 (4-45) 및 식 참고 (4-71) 등은 경사제 사면의 단면형상이 단순한 경우에 제체에 작용하는 파력이 최대가 되는 순간의 사면파압분포를 수리모형실험의 결과와 매우 근사하게 예측하므로 총파력 산정에 이용될 수 있는 간략이론이다(이달수 등 2003(a), 2004(a), 2004(b)).

(1) 사면상의 수면파형 간략이론식



참고 그림 (4-45) 사면상의 부분 중복파형(이달수 등, 2002; Goda(合田) 등, 2004)

참고 그림 (4-45)에서와 같이 사면에서 처오름이 도달하는 최고 위치에 반사계수가 경사제의 반사계수와 동일한 연직평면 $\overline{RQ}$가 존재한다고 가상하여 처오름이 최대가 되는 순간의 사면상의 수면파형을 식 참고 (4-71)와 같이 가상 연직평면의 전면에서 형성되는 규칙파의 부분 중복파형으로 간략하게 표현한다.

$$\eta(x) = \frac{1}{2} H_{\max} \sqrt{1 + 2K_R \cos 2k(x - x_1) + K_R^2} \qquad \text{참고 (4-71)}$$

여기서,

$\eta(x)$: 정지수면으로부터의 수위(m)

$H_{max} = 1.8 H_{1/3}$: $H_{1/3} \leq$ h/2

$H_{max} = 0.9h$: $H_{1/3} \geq$ h/2

H_{max} : 경사제 전면에서의 최대 입사파고(m)

h : 정지수면 하의 수심(m)

$H_{1/3}$: 경사제 전면에서의 설계 유의파고(m)

K_R : 설계 유의파 주기의 규칙파에 대한 제체의 반사계수

k : 파수($\fallingdotseq 2\pi/L$)

L : 경사제 전면에서의 설계 유의파의 파장(m)

x : 수평좌표축(m)

x_1 : 가상의 연직평면 $\overline{RQ}$의 위치(m)

x_1값은 다음 식 참고 (4-72)로 결정한다.

$$x_1 = x_0 + \eta_{max} \cot\Theta \qquad \text{참고 (4-72)}$$

여기서,

$$\eta_{max} = \frac{1}{2}(1+K_R)H_{max} \qquad \text{참고 (4-73)}$$

η_{max} : 경사제의 사면에서 간략이론식에 의한 처오름높이(m)

x_0 : 경사제의 사면과 정지수면이 만나는 점의 x축의 좌표(m)

Θ : 경사제의 사면이 수평면과 이루는 각(°)

(2) 처오름 최대 시 사면상의 파압분포

$$p(x,z) = \rho_0 g[\eta(x) - z] = \rho_0 g[\eta(x) - (x - x_0)\tan\Theta] \quad : \quad 0 \leq z \leq \eta_{max} \qquad \text{참고 (4-74)}$$

$$p(x,z) = \rho_0 g \eta(x) \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \quad : \quad -h \leq z \leq 0 \qquad \text{참고 (4-75)}$$

여기서, h : 경사제 전면에서의 수심(m)

z : 연직좌표축(m)

p : 경사제의 사면에 작용하는 파압강도(kN/m^2)

ρ_0 : 해수의 밀도(t/m^3)

g : 중력가속도(m/s^2)

식 참고 (4-71)로 계산한 처오름높이는 사면에서 실제 발생하는 처오름높이보다 매우 작기 때문에 식 참고 (4-74) 및 식 참고 (4-75)는 총파력의 크기를 추산하는 과정의 파압식으로는 사용할 수 있으나 파력이 최대가 되는 순간이라 할지라도 정지수면으로부터 상방향으로 이격이 큰 사면상의 임의의 위치에 작용하는 파압의 크기를 파악할 목적으로는 사용할 수 없다.

(3) 총파력의 수평 및 연직분력

제체에 작용하는 총파력의 수평 및 연직분력은 각각 식 참고 (4-76) 및 식 참고 (4-77)으로 계산한다.

$$F_H = \sin\Theta \int_{-h}^{\eta_{max}} p(x,z)ds = \int_{-h}^{\eta_{max}} p(x,z)dz \qquad \text{참고 (4-76)}$$

$$F_V = \cos\Theta \int_{-h}^{\eta_{max}} p(x,z)ds = \cot\Theta \int_{-h}^{\eta_{max}} p(x,z)dz \qquad \text{참고 (4-77)}$$

여기서, F_H : 경사제의 길이 1m당 작용하는 총파력의 수평분력(kN/m)

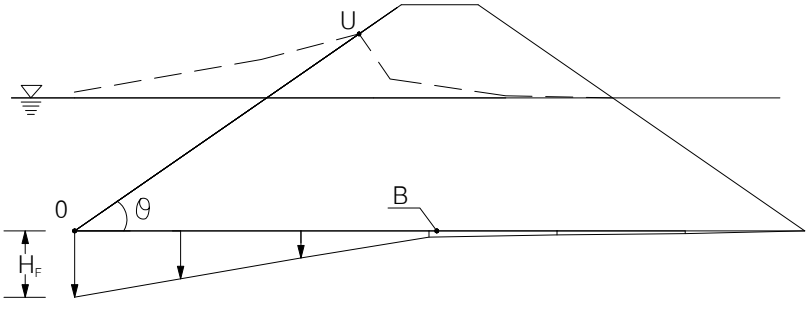
F_V : 경사제의 길이 1m당 작용하는 총파력의 연직하향분력(kN/m)

ds : 경사제 사면의 미소 길이(m)

전달변형 및 비쇄파 영역을 대상으로 한 비월파 규칙파 조건에서 간략이론은 수리모형실험과 비교할 때에 적정한 반사계수값을 사용하면 총파력을 사면경사가 1:1.5인 경우에는 매우 근사하게 예측하며 사면경사가 1:2인 경우에는 실제보다 더 크게 예측한다. 쇄파영역에서는 유의파고에 대한 최대파고의 비가 비쇄파 영역에 비하여 작다는 사실에 착안할 때 쇄파영역에서도 식 참고 (4-71)에서 정의된 H_{max}를 그대로 사용한다면 이 간략이론으로 예측된 총파력은 안전측의 결과가 될 것이다. 또한 이 간략이론은 비월파의 경우에 작성된 것이므로 월파의 경우에는 더 안전측의 결과를 낸다.

(4) 연직하향파력의 수평분포

파력으로 인한 제체 하부지반으로의 영향과 관련하여 제체 하부로 전달되는 반복하중의 크기를 알고자 할 경우 또는 연약지반을 개량할 때 제체로부터 하부로 전달되는 반복하중의 크기를 알고자 하는 경우에는 참고 그림 (4-46)에 보인 연직하향파력의 수평분포를 참고할 수 있다. 이 연직하향파력의 수평분포 형상은 제체의 저면에서 파에 의한 동하중을 직접 계측한 별도의 수리모형실험을 통해 파악한 연직하향파력의 분포형상을 모사한 결과이다. 이 때 연직하향파력 분포삼각형의 높이 H_F 및 밑변 $\overline{OB}$의 크기는 각각 식 참고 (4-78) 및 식 참고 (4-79)으로 계산한다.



참고 그림 (4-46) 파력이 최대일 때 제체의 하부로 전달되는 연직하향파력의 수평분포

$$H_F = \frac{2F_V}{\overline{OB}} \qquad \text{참고 (4-78)}$$

$$\overline{OB} \simeq \overline{OU} = \frac{h + \eta_{max}}{\sin\Theta} \qquad \text{참고 (4-79)}$$

여기서,

H_F : 경사제의 길이 1m당 지반에 전달되는 연직하향파력 분포삼각형의 높이(kN/m^2)

F_V : 경사제의 길이 1m당 작용하는 총파력의 연직하향분력(kN/m)

$\overline{OB}$: 제체의 하부로 전달되는 연직하향파력 분포삼각형 밑변의 길이(m)

$\overline{OU}$: 경사제 사면의 하부로부터 간략이론 처오름높이까지의 사면의 길이(m)

η_{max} : 경사제의 사면에서 간략이론식에 의한 처오름높이(m)

(5) 반사계수 K_R 값의 추정

이 간략이론을 사용하려면 식 참고 (4-71)에 포함된 설계 유의파 주기의 규칙파에 대한 제체의 반사계수 K_R의 값이 필요하다. K_R의 값은 수리모형실험에서 직접 구하거나 식 참고 (4-80)를 이용하여 등가의 반사계수 K_R^*의 값을 간접적으로 계산하여 사용한다.

$$K_R^* = \frac{2\eta^*_{max}}{\alpha H_{max}} - 1 \qquad \text{참고 (4-80)}$$

여기서,

K_R^* : 등가의 반사계수

η^*_{max} : 주기가 설계 유의파 주기인 규칙파의 파고 H_{max}에 의한 사면상의 실제 처오름높이(m)로서 수리모형실험에서 계측하거나 본편 4-6-1에서 H_{max}에 대응하는 처오름높이를 구하여 사용한다.

H_{max} : 경사제 전면에서의 최대 입사파고(m)

α : 처오름높이 보정계수(실제 처오름높이/식 참고 (4-73)의 간략이론 처오름높이)로서 참고 표 (4-12)에 제시된 값들을 사용한다.

참고 표 (4-12) 처오름높이 보정계수(α)

사면경사	1 : 1.5	1 : 2	비 고
α	1.9	1.6	피복재 : 사석, 테트라포드

4-10-3 경사방파제의 피복석 또는 블록의 안정질량

[1] 경사면의 피복석 또는 블록의 안정질량

파력을 받는 경사면의 표면에 피복하는 사석 또는 인공블록의 안정질량은 적절한 수리모형실험 또는 다음 식으로 산정하는 것을 표준으로 한다.

$$M = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \qquad (4\text{-}4)$$

여기서, M : 사석 또는 블록의 안정에 필요한 최소질량(t)

ρ_r : 사석 또는 블록의 밀도(t/m^3)

S_r : 사석 또는 블록의 해수에 대한 비중

H : 안정계산에 사용하는 파고(m)

N_s : 피복재의 형상, 경사 또는 피해율 등에 의해 결정되는 계수(안정수)

[해 설]

경사제의 사면피복재는 내부사석을 보호하는 것으로 그 자체가 산란되지 않도록 안정한 질량(소요질량)을 확보해야 한다. 이 질량은 적절한 산정식을 이용하여 계산할 수 있다. 예를 들면, 경사제의 사면피복석의 산정식을 이용하여 계산할 수 있다. 경사제의 사면피복석의 경우는「적절한 계수(K_D값)를 사용하는 허드슨식」으로 질량을 산정하였으나 최근에는「안정계수를 사용하는 허드슨식」을 도입하고 있다. 이 식은 혼성제의 사석부나 다른 피복재에도 적용될 수 있는 일반적인 식이다.

피복재의 안정성에 대해서는 과거 소요중량이라는 용어를 사용하였으나 SI단위의 도입에 따라 중량이 아니고 질량으로 정의하는 것이 합리적이므로 소요질량을 쓴다.

[참 고]

(1) 허드슨(Hudson, 1959)식에 대하여

사면의 피복재 소요질량은 안정수 N_s를 쓴 허드슨식(일반화된 허드슨식)으로 계산할 수 있다(식(4-4) 참조).

(2) 안정계수와 대표직경

안정계수는 파고 H에 대해서 필요한 피복재의 크기(대표직경)와 직접적인 관계가 있다. 즉, 대표직경을 $D_n = (M/\rho_r)^{1/3}$로 하고, $\triangle = (S_r - 1)$로 해서 식(4-4)에 대입하면 $H/(\triangle D_n) = N_s$으로 보다 간단한 식이 되어 파고와 대표직경은 비례하고 $\triangle N_s$가 비례상수가 된다.

(3) 설계계산에 사용하는 파고 H

허드슨식은 규칙파에 의한 실험결과를 바탕으로 제안된 것으로 실제 불규칙파가 작용하는 경우에는 어떤 파고를 사용할 것인가가 문제가 된다.

그러나 사석 또는 블록에 의해 구성되는 구조물로는 불규칙파군 중의 최고파 하나로는 파괴되지 않고 크고 작은 파들의 연속적인 작용에 의해 차례로 피해가 진행되어 가는 경향을 갖고 있다.

이러한 특성과 기왕의 실적 등을 감안하여 식(4-4)의 파고 H는 불규칙파군의 규모를 대표하는 것으로서 사면 설치위치에서 진행파의 유의파고를 사용하는 것을 표준으로 하되 경우에 따라서 $H_{1/10}$ 또는 $H_{1/20}$에 대해서도 검토할 수 있다(C.E.M 2004). 그러나 일반화된 허드슨식을 사용할 경우에는 유의파고를 사용한다. 단, 수심이 환산심해파고의 0.5배 이하인 지점의 경우에는 환산심해파고의 0.5배인 수심에서의 유의파고를 사용한다.

(4) N_s치에 영향을 주는 인자

피복석이나 블록의 소요질량은 식(4-4)에 나타난 것과 같이 파고와 피복재의 밀도, 안정수 N_s에 의해서 변하지만 N_s치는 구조물의 특성, 피복재의 특성, 파의 특성 등의 영향을 나타내는 계수이고 주로 다음과 같은 요인에 의해 그 값은 변한다.

① 구조물의 특성
가. 구조형식(경사제, 소파블록 피복제, 혼성제 등)
나. 피복사면의 경사
다. 피복위치(제두부, 제간부, 정수면에서의 위치, 비탈어깨(法肩) 또는 비탈면, 후면, 소단 등)
라. 천단고 또는 폭, 상부공의 형상
마. 하부피복층(투수계수, 두께, 고르기 정도)

② 피복재의 특성
가. 피복재의 형상(피복석의 형상이나 블록의 형상, 피복석의 경우는 입도 분포)
나. 쌓는 방법(층두께, 정적 또는 난적 등)
다. 피복재의 강도

③ 파의 특성
가. 파수(작용하는 파의 수)
나. 파형경사
다. 해저형상(해저경사, 리프(reef)의 유무 등)
라. 수심과 파고의 비(쇄파와 비쇄파, 쇄파형태 등)
마. 파향과 파의 스펙트럼 형상이나 파군성(波群性)

④ 피해의 정도(피해율, 피해레벨지수, 피해정도)

설계에 사용되는 값은 상황에 대응하는 수리실험결과를 바탕으로 적절히 정한다. 더욱, 유의파에 대응하는 규칙파를 사용한 실험결과와 불규칙파 실험결과(鹿島 등, 1995)를 비교한 예로는 0~10%범위로 동일한 피해율이 되는 규칙파고와 유의파고의 비에 의해서 1.0~2.0 범위에 드문드문 산재하는 불규칙파가 작용하는 편이 보다 파괴적인 경향이 인정된다. 이 때문에 실험은 불규칙파에 의한다.

⑤ 안정수 N_s와 K_D값

허드슨은 1959년 이리바렌-허드슨(Iribarren-Hudson)식을 대체할 수 있는 허드슨식을 발표했다. 식(4-4)은 허드슨 자신이 발전시킨 것이며

$$N_s^3 = K_D \cot\alpha \qquad \text{참고 (4-81)}$$

안정수 N_s대신에 $K_D\cot\alpha$를 쓴 것이다.

여기서,

α : 사면이 수평면과 이루는 각(°)

K_D : 주로 피복재의 형상 또는 피해율 등에 의해서 결정되어지는 정수

허드슨식은 광범위한 실내실험결과를 바탕으로 하고, 또한 현지 사용실적도 많으므로 사면피복재의 소요질량은 허드슨식(K_D값에 의한 허드슨식)에 의해 산정해 왔다.

단, 식(4-4)의 안정계수에 의한 허드슨식은 다음에 서술하는 혼성제 사석부의 피복재 소요질량 산정식으로써 사용되고 있고, 또 잠제 등 다른 구조물의 피복재에 대해서도 사용되고 있기 때문에 기왕의 K_D값을 이용한 식보다 일반적인 식이고, 안정계수에 의한 허드슨식을 사면피복재 소요질량 산정식의 기본식으로 생각된다.

안정계수 N_s에 대해서는 식 참고 (4-81)를 쓰면 K_D값과 사면과 수평면이 이루는 각 α를 이용하여 그와 대응하는 값을 구할 수 있으며, 실적이 있는 K_D값이고 통상의 사면각도일 경우에는 문제가 없다. 단, 이제까지 제시된 그 많은 K_D값들은 구조물이나 파의 특성 등의 여러 가지 요인을 충분히 포함하지 않기 때문에 꼭 경제적으로 되어 있다고는 할 수 없다. 따라서 보다 적절한 소요질량의 산정을 위해서는 조건에 맞는 실험결과를 쓰든가 다음 여러 종류의 요인을 포함한 산정식(산정도)를 쓰는 것이 바람직하다.

(5) 파의 특성을 포함한 피복석의 안정계수 산정식

반 데 미어(Van der Meer)는 1987년에 천단고가 높은 경사제의 사면피복석에 관한 체계적인 실험을 실시하고 사면경사뿐 아니라 파형경사나 파의 수. 그리고 피해의 정도를 고려하는 다음과 같은 안정계수를 제안하고 있다. 단, 다음 식은 반 데 미어식 중에서 초과확률이 2%인 파고 $H_{2\%}$를 $H_{1/20}$로 치환하여 계산이 편리하도록 약간 변경한 것이다(반 데 미어, 1987).

$$N_s = \max(N_{spl}, N_{ssr}) \qquad \text{참고 (4-82)}$$

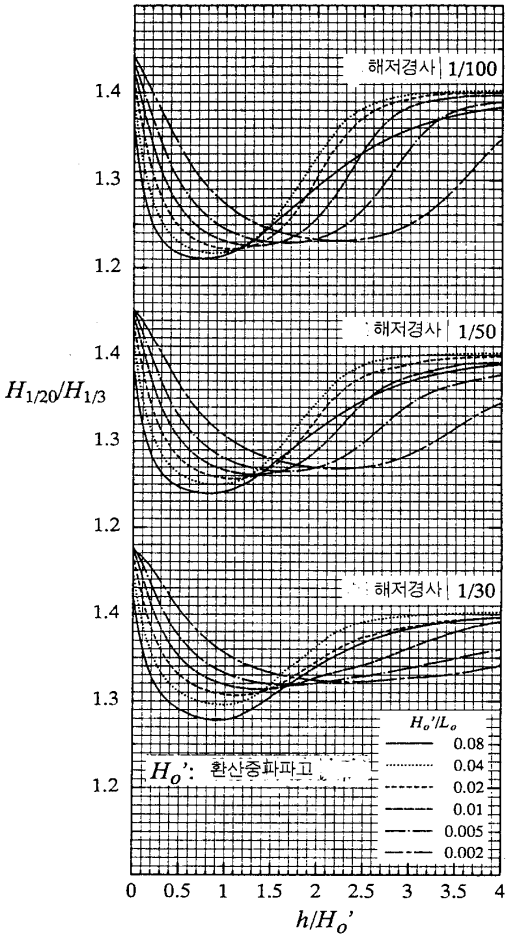
$$N_{spl} = 6.2 C_H P^{0.18} (S^{0.2}/N^{0.1}) I_r^{-0.5}$$

$$N_{ssr} = C_H P^{-0.13} (S^{0.2}/N^{0.1}) (\cot\alpha)^{0.5} I_r^P$$

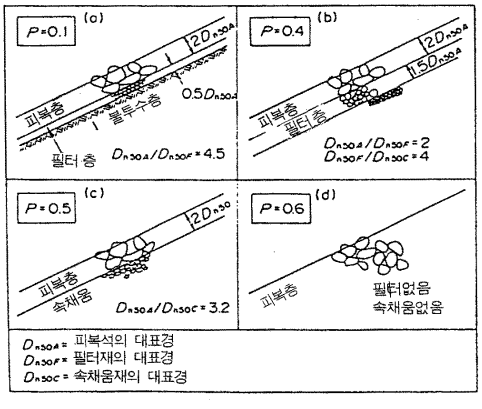
여기서,

N_{spl} : 쇄파(plunging breakers)에 대한 안정계수
N_{ssr} : 쇄기파(surging breakers) 〃
I_r : 이리바렌수(Iribaren number) ($\tan\alpha$ / $S_{0m}^{0.5}$)
쇄파 유사성 매개변수(surf similarity parameter)라고도 한다.
S_{om} : 파형경사($H_{1/3}/L_o$)
L_o : 심해파장($L_o = gT_{1/3}^2/2\pi, g = 9.81 m/s^2$)
$T_{1/3}$: 유의파 주기
C_H : 쇄파효과계수 $\{= 1.4/(H_{1/20}/H_{1/3}\}$
비쇄파영역에서는 1.0
$H_{1/3}$: 유의파고
$H_{1/20}$: 1/20 최대파고(참고 그림 (4-47) 참조)
α : 사면이 수평면과 이루는 각(°)
D_{n50} : 피복석의 50% 질량에 상당하는 입경
$(= (M_{50}/\rho_r)^{1/3})$
M_{50} : 피복석의 잘량누적곡선에서 50%에 해당하는 질량(피복석의 소요질량)
P : 피복층 하부의 투수지수(참고 그림 (4-48) 참조)
S : 변형정도($S = A/D_{n50}^2$) (참고 표 (4-13) 참조)
A : 침식부의 면적(참고 그림 (4-49) 참조)
N : 작용하는 파의 수

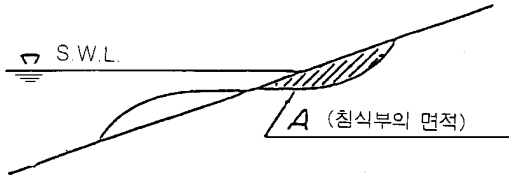
참고 그림 (4-47)에서 $H_{1/20}$은 외해측으로 $5H_{1/3}$거리에서의 값이고, H'_o는 환산심해파고이다.
변형정도는 피복석의 변형량을 나타내는 지수이고 피해율의 일종이다.



참고 그림 (4-47) $H_{1/20}$과 $H_{1/3}$의 비($H_{1/20}$은 $5H_{1/3}$ 외해측의 값)



참고 그림 (4-48) 투수지수 P



참고 그림 (4-49) 침식부의 면적 A

이것(S)은 파에 의해서 침식된 참고 그림 (4-49)의 면적 A를 피복석의 50% 직경 D_{n50}의 자승으로 나눠준 것이다. 피복석의 변형정도는 표에 나타난 것과 같이 초기 피해, 중간피해 및 최종피해(피재)의 3가지의 단계로 정의하여 각각의 변형정도 S에 의해서 나타낸다. 통상 설계에서는 파수 N가 1,000파에 대해서 초기피해의 변형정도를 많이 사용하고 있으나 어느 정도 변형을 허용하는 설계에서는 중간 피해값을 사용하는 것도 고려할 수 있다.
참고로 파수가 1,000인 경우는 예를 들어 유의파 주기가 12초인 파가 3시간 20분정도 작용한다고 가정한다. 이는 태풍이 우리나라 주변 해역을 통과할 때 한 지점에서 약 3~4시간 정도 설계파 주기에 상당하는 큰 파가 발생함을 의미한다.

참고 표 (4-13) 2층 피복의 경우에 있어서 각 단계의 피재(被災)에 대한 변형정도 S

사면경사	초기피재	중간피재	피 재
1 : 1.5	2	3~5	8
1 : 2	2	4~6	8
1 : 3	2	6~9	12
1 : 4	3	8~12	17
1 : 6	3	8~12	17

(6) 파의 특성을 포함하는 블록의 안정계수 산정식
반 데 미어(Van der Meer, 1988)는 몇 개의 이형블록에 대해서도 모형실험을 실시하여 안정수 N_s의 산정식을 제안했다. 그 외에도 이형블록에 대한 산정식을 확립하기 위한 연구가 진행되고 있다.

(7) 소파블록 피복제의 블록안정계수 산정식
소파블록 부분의 단면은 여러 종류가 있으나 특히 직립벽 전면이 대략 전단면에 걸쳐서 소파블록으로 피복된 경우에는 그 투수성의 높이에서 통상의 경사제 피복블록(예 : 참고 그림 (4-49))의 경우에 비해 높은 안정성을 유지한다. 다까하시・요시하(高橋・羊澤, 1998)등은 전단면에 난적된 소파블록에 대해 다음 식을 제안했다.

$$N_s = C_H \{a(N_o/N^{0.5})^{0.2} + b\} \qquad \text{참고 (4-83)}$$

여기서 N_o : 피해도(피해정도를 나타내는 피해율의 하나로 방파제 기준선방향(法線方向)의 폭 D_n의 범위 내에서 이동한 블록의 갯수. D_n은 블록의 대표직경)
C_H : 쇄파의 효과를 나타내는 계수, $C_H = 1.4/(H_{1/20}/H_{1/3})$
(비쇄파영역 $C_H = 1.0$)
a, b : 블록의 형상이나 사면경사 등에 의한 계수
(K_D값이 8.3의 이형블록으로 $\cot\alpha = 4/3$인 경우, a=2.32 , b=1.3 ; $\cot\alpha = 1.5$인 경우는 a=2.32 , b=1.42)

또한, 다까하시・요시하(高橋・羊澤, 1998) 등은 내용연수 동안의 누적피해도(기대피해도)의 계산법을 제시한 바 있어 앞으로는 이를 고려한 신뢰성 설계법도 보다 고도의 설계기법으로서 중요하다.
비파괴 영역으로 파수 N은 1,000파 피해도 N_o가 0.3인 경우에 대략 종래의 K_D값에 의한 설계질량과 같다. 이때, 피해도 N_o = 0.3은 보통 피해율로 나타내면 대략 1%정도이다.

(8) 제두부(堤頭部) 질량의 할증(割增)

제두부에는 파가 여러 방향에서 내습하고 비탈어깨(法肩)의 피복재는 전방보다는 오히려 후방(背面)으로 굴러 떨어지는 위험이 있다. 이 때문에, 제두부에 사용하는 사석 또는 콘크리트 블록은 식 참고 (4-81)로 계산되는 값보다도 큰 질량의 것을 사용할 필요가 있다.

허드슨식은 사석에 대해서 약 10%, 콘크리트블록에 대해서 약 30%의 질량할증을 나타내고 있으나 이정도로는 충분치 못하므로 적어도 식(4-4)의 1.5배 이상인 질량의 사석 또는 콘크리트 블록을 사용하는 것이 바람직하다.

(9) 수면하(水面下) 부분의 피복재 질량

경사제의 수면보다 아래에 있는 부분은 파의 작용이 약하므로 정수면하 $1.5H_{1/3}$보다 깊은 부분은 질량이 작은 사석 또는 콘크리트블록을 사용할 수 있다.

(10) 파향에 대한 보정

구조물의 기준선에 대해서 비스듬히 파가 작용하는 경우, 파의 입사각이 어느 정도로 피복석의 안정성에 영향을 미치는 가는 아직 충분히 검토되지 않았다. 그러나 반 데 크리크(Van de Kreeke, 1969)가 파향을 0°(직각입사), 30°, 45°, 60°, 90°(기준선과 평행하게 입사)와 같이 변화시켜 가면서 수행한 실험결과에 의하면 파향 45° 이하의 피해율은 0°의 경우와 정도가 같고, 파향이 60°보다 큰 경우에는 피해율이 감소한다. 이러한 점을 고려해서 파의 입사각 β가 45° 이하일 때는 파향에 대한 소요질량을 보정하지 않는 것이 좋다. 또한 크리스텐센(Christensen, 1984) 등에 의하면 파의 방향분산성이 크면 안정성은 증가한다.

(11) 콘크리트블록의 강도

이형콘크리트블록의 경우에는 설계파 작용에 대해 소요질량을 확보해야 하는 점 외에 블록자체가 충분한 구조강도를 유지해야 한다.

(12) 리프(reef)상의 소파블록의 안정성

일반적으로, 리프는 해저면(海底面)에서 급경사로 서있는 비교적 평탄하고 얕은 마루와 같은 지형을 형성한다. 따라서 여기에 큰 파가 침입하면 사면부근에서 쇄파되고 재생된 파가 리프상을 단파형상(段波形象)으로 전파한다. 리프에서의 파랑 특성은 입사파 조건 외에 리프상의 수심과 비탈면어깨(法肩)에서의 거리에 크게 지배되므로 소파블록의 안정성도 이에 의해서 크게 다르고 일반적인 경우보다 한층 복잡하다. 따라서 이는 조건에 적합한 수리모형실험 또는 유사한 조건을 갖는 실적을 기초로 하여 검토할 필요가 있다.

(13) 마루높이가 낮은 경사제의 블록 안정성

경사제 배후에 벽이 없고 마루높이가 낮고 소파블록에 의해 피복된 경우. 특히 배후측의 블록이 피해를 받기 쉬우므로 주의를 요한다(소가(曾我) 등, 1982). 예를 들면, 소파블록에 의한 이안제의 경우는 소파블록 피복제와 달라서 배후의 벽에 의한 지지가 없고, 또한 마루높이도 그다지 높지 않기 때문에 마루 특히 배후의 블록이 피해를 받기 쉽고 이러한 피해사례가 보고되었다. 또 일본 제3항만건설국 고베 조사설계사무소에서는 단면실험에 의한 검토를 하고 있고, 이안제의 경우 마루 배후측의 블록은 그 종류에 따라 전면측보다 크게 할 필요가 있다.

(14) 급경사 해저상의 블록 안정성

해저경사가 급해서 권파형태의 쇄파가 발생할 때에는 블록의 형상에 의해서도 강한 파력이 작용할 수 있으므로 이에 대한 검토가 필요하다[다께다(竹田) 등)].

(15) 비중이 큰 블록

비중이 큰 골재를 사용해서 만든 블록의 소요질량도 안정계수를 사용한 허드슨 식(5-3)에서 구한다. 이 블록은 안정성이 높고 작은 블록으로 안정한 피복층을 만들 수가 있다.

(16) 구조조건의 영향

소파블록의 안정성은 난적, 정적 등의 구조조건 또는 쌓는 방법에 따라 변한다. 일본 항만기술연구소의 실험결과에 의하면 전체단면을 난적한 것과 사석의 표층을 2층으로 정적한 경우에 정적으로 잘 맞물리게 하는 것이 대부분 안정성이 뚜렷하게 개선되었다.

또한, 안정성은 소파블록의 마루폭이나 마루높이에도 영향을 받는다. 예를 들면, 마루폭이 넓고 또는 마루높이가 높은 경우가 안정성이 일반적으로 높다.

(17) 수리모형실험방법

블록의 안정성에 대해서는 영향을 주는 인자가 매우 많고, 아직도 충분히 해명되어 있지 않다. 이 때문에 실제 설계시에는 모형실험에 의한 검토가 필요하고, 또한 이러한 실험결과를 계속 축적해 나가야 한다.

모형실험을 검토할 때에는 다음사항을 참고로 한다.

① 실험은 불규칙파 사용을 표준으로 한다.

② 특정조건을 대상으로 한 실험에서는 3회(3波群)이상 반복해서 실험한다. 단 질량을 변화시켜서 수행하는 체계적인 실험에서는 많은 데이터가 얻어지므로 동일조건으로 반복할 필요는 없다.

③ 동일 파고 수준의 파를 작용시킬 때 1,000파를 표준으로 한다. 체계적인 실험이라 할지라도 500파 정도 이상이 바람직하다.

④ 피해정도에 대해서는 이제까지 사용한 피해율 외에 변형수준(level)이나 피해도도 쓸 수 있다. 변형수준은 이동된 블록의 개수를 측정하기 어려울 때에, 피해도는 소파블록의 피해를 표시할 때에 적합하다. 피해율은 비파괴에 대한 파고를 H_D=0이라고 하고 이 파고보다 높은 파고 H가 작용하였을 때 검사범위내의 피복재 층개수에 대한 피해를 받은 개수의 비율로 나타낸 것이다(참고 표 (4-14) 참조). 이때, 검사범위는 대상으로 하는 블록질량에 대해 허드슨식에서 파고 H를 역산하여 정수면하 1.5H까지의 깊이 또는 피복된 부분의 하단에서의 깊이 중에서 얕은 쪽까지의 길이로 하는 범위이다. 단, 변형수준이나 피해도에 대해서는 검사범위를 정의할 필요는 없다. 더욱 피해의 판정은 블록길이의 1/2~1정도이상 이동한 블록을 피해로 한다.

(18) C.E.R.C가 제안한 K_D값

미국의 육군해안공학연구센타(C.E.R.C)가 제안한 피복석의 K_D값을 참고 표 (4-15)에 제시하였다(C.E.M 2004). 표에서 ※를 하지 않은 값은 실험결과(규칙파실험)를 바탕으로 한 것이고 불규칙파작용에 대해서 피해율이 5%이하에 상당한다고 생각된다. ※표시의 값은 추측값으로, 예를 들면 2층으로 난적된 둥근사석의 쇄파에 대한 값 ※1.2는 모난사석(2층)의 쇄파의 K_D값이 비쇄파의 경우에 1/2인 것에서 유추하여 2.4의 절반인 1.2로 주어진 것이다. 그러나 규칙파 파고를 유의파고에 대응시키는 경우 규칙파실험의 쇄파상태로는 불규칙파의 최고파에 가까운 파가 연속적으로 작용하는 의미이므로 비쇄파조건과 비교해서 과대평가된다. 불규칙파 실험에서는 앞에서 언급한 바와 같이 유의파를 기준으로 하는 한 강한 쇄파조건일수록 역으로 K_D값이 크게 되는 경향이 있다. 적어도 쇄파조건에 대해 K_D값을 적게 할 필요는 없다. 더욱 1984년에 제안된 K_D값은 1973년에 제시된 것에 비해 다르게 추정되었다.

(19) 경사방파제 단면의 설계 및 수중부분의 사석 질량

식 참고 (4-81)는 강력한 파력이 작용하는 수면부근의 사석질량을 산출하는데 사용하는 것이다. 수중부분은 파력이 감소되므로 사석질량에 대해서는 참고 그림 (4-50)의 단면을 참조한다.

참고 표 (4-14) H/H_D=0와 피해율과의 관계[1)]

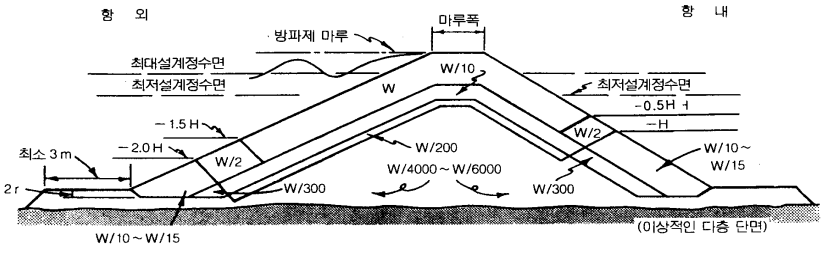
피 해 율 (%)	쇄석		T.T.P.	Tribar
	둥 근 돌	모 난 돌	H/H_D=0	H/H_D=0
	H/H_D=0	H/H_D=0		
0～5	1.08	1.08	1.08	1.00
5～10	1.08	1.08	1.09	1.11
10～15	1.14	1.19	1.17[3)]	1.25[3)]
15～20	1.20	1.27	1.24[3)]	1.36[3)]
20～30	1.29	1.37	1.32[3)]	1.50[3)]
30～40	1.41	1.47	1.41[3)]	1.59[3)]
40～50	1.54	1.56[2)]	1.50[3)]	1.64[3)]

(주) 1) 방파제의 제간부, 2층으로 난적, 비쇄파, 약간의 월류를 허용하는 조건
2) 고딕체로 쓰인 값은 내·외삽으로 계산된 것임.
3) 실험은 개개의 효과를 고려하지 않았으므로 설계파(設計波)보다 10% 이상 큰 파에 대해서는 제시된 값보다 상당히 피해를 입을 수가 있다.

참고 표 (4-15) 피복재 질량을 결정하기 위한 K_D값

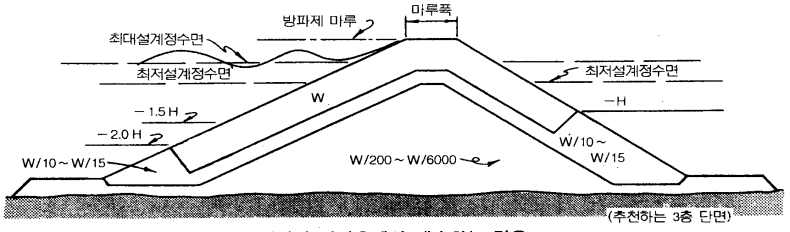
피복재	n[3)]	거 치	제 간 부 K_D[2)]		
			쇄 파	비 쇄 파	경사(傾斜)
매끈하고 둥근사석	2	난적	※1.2	2.4	1.5부터 3.0
〃	>3	〃	※1.6	※3.2	[4)]
거칠고 모가있는 돌	2	〃	2.0	4.0	1.5 2.0 3.0
〃	>3		※2.2	4.5	[4)]
	2	특별한 것[6)]	5.8	7.0	[4)]
평면육면체돌[6)]	2	〃 [1)]	7.0～20.0	※8.5～24.0	
테트라포드(tetrapod) 또는 쿼드리포드(quadripod)	2	난적	7.0	8.0	1.5 2.0 3.0
트라이바(tribar)	2	〃	※9.0	10.0	1.5 2.0 3.0
돌로스(dolos)	2	〃	15.8[7)]	31.8[7)]	2.0[8)] 3.0
모디파이드큐브(modified cube)	2	〃	※6.5	7.5	4)
헥사포드(hexapod)	2	〃	※8.0	9.5	4)
토스케인(toskane)	1	〃	※11.0	22.0	4)
트라이바(tribar)	1	정적	12.0	15.0	4)

1) 주의 : ※ 표시의 K_D값들은 실험에 의해 뒷받침된 것이 아니며 단지 임시로 설계목적을 위하여 제공된 것으로 이 값을 적용시는 신중을 기하여야 한다.
2) 1:1.5부터 1:5까지 경사에 적용할 수 있다.
3) n은 피복층이 이루는 구성수
4) 경사에 따라 K_D값의 변화에 이용할 수 있는 보다 많은 지식이 체득될 때까지 K_D값의 사용은 경사 1:1.5에서 1:3까지로 제한되어야 한다.
5) 사석의 긴 축으로 특별한 거치는 구조물 표면에 수직으로 거치한다.
6) 평행육면체돌 : 긴 길이가 가장 짧은 길이의 약3배 정도 되는 긴 슬래브 같은 돌
7) 전혀 피해가 없는 조건(5%이하의 흔들림이나 이동 등)을 참조하고 전혀 흔들림이 없으려면(2%이하) K_D값을 50% 감소시킨다.
8) 1:2보다 더 급한 Dolos의 안정성은 현장조건에 적합한 실험에 의해 확인되어야 한다.

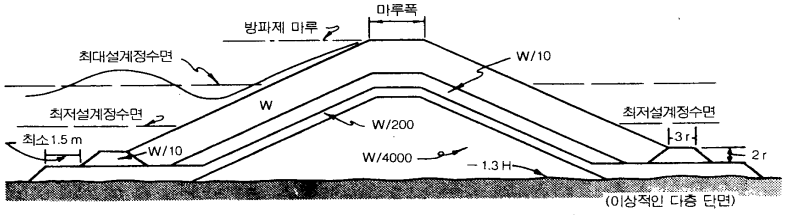


사석크기	층 별	사석크기의 범위(%)
W	피복층	125 to 75
W/2 and W/15	수중 피복층	125 to 75
W/10 and W/300	1차 중간층	130 to 70
W/200	2차 중간층	150 to 50
W/4000~W/6000	속채움 및 바닥깔기층	170 to 30

H = 설계파고
W = 피복재 개체의 질량
r = 층의 평균두께

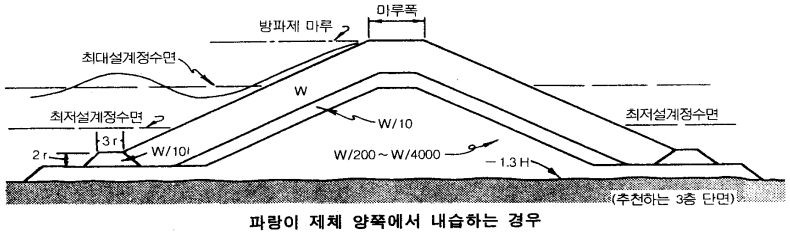


파랑이 바다측에서 내습하는 경우



사석크기	층 별	사석크기의 범위(%)
W	피복층	125 to 75
W/10	소단 및 1차 중간층	130 to 70
W/200	2차 중간층	150 to 50
W/4000	속채움 및 바닥깔기층	170 to 30

H = 설계파고
W = 피복재 개체의 질량
r = 층의 평균두께



파랑이 제체 양쪽에서 내습하는 경우

월파가 거의 없거나 어느 정도 있을 때

참고 그림 (4-50) 경사제 단면도(C.E.M 2004)

① 방파제 마루폭 : $B = nK_1\left(\frac{W}{W_r}\right)^{1/3}$

여기서, B는 마루폭, n은 층수(3이상), K_1층의 상수, W피복재의 개당 질량(kg), W_r, 피복재의 단위체적질량(kg/m^3)이다. 피복재 층의 상수와 공극률은 참고 표 (4-16)과 같다.

참고 표 (4-16) 피복재별 층의 상수와 공극률(SPM, 1984)

피 복 재	n	거 치	층의 상수 (K_l)	공극률 P(%)
사석(매끈한 것)	2	난 적	1.02	38
사석(거친 것)	2	〃	1.00	37
사석(거친 것)	>3	〃	1.00	40
사석(평면육면체돌)	2	〃	-	27
입방체돌(수정한 것)	2	〃	1.10	47
테트라포드(tetrapod)	2	〃	1.04	50
퀘드리포드(quadripod)	2	〃	0.95	49
헥사포드(hexapod)	2	〃	1.15	47
트라이바(tribar)	2	〃	1.02	54
돌로스(dolos)	2	〃	0.94	56
토스케인(toskane)	2	〃	1.03	52
트라이바(tribar)	1	정 적	1.13	47

② 사석층의 두께 : $r = nK_l \left(\frac{W}{W_r}\right)^{1/3}$

여기서, r은 층의 평균두께(m), n은 사석이나 콘크리트의 피복층수, W는 각 피복재의 개당 질량(kg), W_r은 피복재의 단위체적질량(kg/m^3)이다.

③ 피복재의 개수 : $\frac{N_r}{A} = nK_l\left(1 - \frac{P}{100}\right)\left(\frac{W}{W_r}\right)^{2/3}$

여기서, N_r은 주어진 면적당 각 피복재의 소요개수, A는 표면적(m^2), P는 피복재의 평균 공극률(%)이다.

④ 피복재 및 중간피복재의 층수

피복재 및 중간피복재의 층수는 2층을 표준으로 한다. 단, 해상조건, 피해사례, 거치방법 등을 고려하여 1층으로 할 수도 있다. 콘크리트블록 피복재는 블록제안자가 제시하는 층수를 사용하되 수리모형실험으로 검토하는 것이 바람직하다.

⑤ 방파제의 선단에는 파향이 여러 방향으로부터 내습하여 사석이 전면보다 후면으로 굴러 떨어지는 경우가 있으므로 피복재는 전면보다 후면에 큰 사석을 사용해야 한다. 안정을 기하기 위해서는 제간부 피복재질량의 1.5배 이상인 사석 또는 블록을 사용하는 것이 바람직하다.

[2] 혼성제 사석부의 피복석 또는 블록의 소요질량

파력을 받는 경사구조물의 표면을 피복하는 사석 또는 콘크리트블록의 소요질량 또는 혼성제사석부의 피복석 또는 블록의 소요질량은 적절한 수리모형실험 또는 다음 식에 의해 산정한다.

$$M = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \qquad (4\text{-}5)$$

여기서,

M : 사석 또는 콘크리트블록의 소요질량(t)

ρ_r : 사석 또는 콘크리트블록의 밀도(t/㎥)

H : 안정계산에 사용되는 파고(m)

N_s^3 : 주로 피복재의 형상, 경사, 피해율 등에 의해서 정해지는 계수

S_r : 사석이나 콘크리트블록의 물에 대한 비중

[해 설]

혼성제의 사석부 피복재의 소요질량은 파의 제원이나 설치수심, 사석부의 두께, 전면 어깨폭(前 肩幅), 경사 등의 사석부 형상, 피복재의 종류나 쌓는 방법, 그리고 위치(제두부나 제간부) 등에 따라 다르다. 특히, 파의 제원과 사석부의 형상의 영향은 본편 4-10-3 [1]의 것보다 현저하다. 따라서 기존의 조사연구성과나 현장실적을 참고하여 필요에 따라 모형실험을 실시하고 적절한 질량을 결정한다. 또 파의 불규칙성의 영향에 대해서도 충분히 유의해야 한다. 단, 혼성제 사석부 피복재의 안정성은 반드시 질량만으로 결정되는 것이 아니고 구조 또는 배열에 의해서 비교적 적은 질량의 것으로도 안정성을 확보할 수도 있다.

[참 고]

(1) 소요질량산정 기본식

혼성제 사석부의 피복재 소요질량은 사면피복재의 안정질량과 같은 일반화된 허드슨 식(4-4)에 의해 산정할 수 있다. 이 식은 브레브너와 도넬리(Brebner · Donnelly, 1962)에 의해서 직립벽 기초사석부의 소요질량 산정을 위한 기본식으로서 널리 사용되고 있다. 이론적인 측면에서도 어느 정도 타당성을 갖고 있으므로 혼성제 사석부 피복재의 소요질량은 이 식을 기본으로 산정한다[다니모토(谷本) 등, 1982]. 단, 안정계수 N_s는 수심, 파의 제원, 사석부의 형상, 피복재의 특성뿐 아니라 그 위치(제간부나 제두부 등)에 따라서도 다르므로 조건에 적합한 수리모형실험에 의해서 적절히 결정할 필요가 있다. 또 설계계산에 사용되는 파고는 통상 유의파고이고 모형실험은 불규칙파를 사용한다.

(2) 피복석의 안정계수

안정계수 N_s는 브레브너 도넬리나 과거 피해사례를 기초로 하여 제안된 식 또는 수리실험결과를 토대로 하여 제안된 식들이 있다. 여기서는 다까하시 · 기무라(高橋 · 木村, 1990)등에 의해서 사석부 부근의 유속 다니모토 등(谷本 등, 1982), 파향 등의 영향을 고려한 식을 사용한다.

① 확장된 다니모토(谷本)식

$$N_s = \max\left\{1.8,\ 1.3\frac{1-K}{K^{1/3}}\frac{h'}{H_{1/3}} + 1.8\exp\left[-1.5\ \frac{(1-K)^2}{K^{1/3}}\frac{h'}{H_{1/3}}\right]\right\} \quad ;\ B_M/L' < 0.25 \qquad \text{참고 (4-84)}$$

$$K = K_1(K_2)_B \qquad \text{참고 (4-85)}$$

$$K_1 = \frac{4\pi h'/L'}{\sinh(4\pi h'/L')}$$ 참고 (4-86)

$$(K_2)_B = \max\ \{\alpha_s\ \sin^2\beta\cos^2(2\pi l\cos\beta/L'), \cos^2\beta\sin^2(2\pi l\cos\beta/L')\}$$ 참고 (4-87)

여기서,

h' : 기초사석부(피복층제외)의 마루의 수심(m) (참고 그림 (4-51) 참조)

l : 파가 직각으로 입사할 경우는 앞 어깨 폭 B_M (m)
파가 사각으로 입사할 경우는 앞 B_M 또는 B_M'중에서
$(K_2)_B$가 큰 편의 값 (참고 그림 (4-51) 참조)

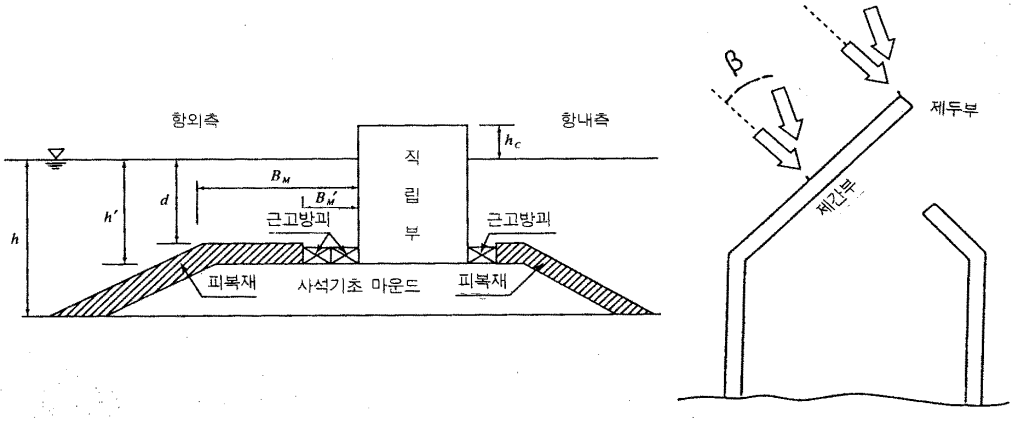
L' : 수심 h'에서 설계유의파 주기에 대한 파장(m)

α_s : 대상지점이 수평한 경우의 보정계수(= 0.45)

β : 파의 입사각(기준선방향과 이루는 각, 15°의 파향 보정은 하지 않음)
(참고 그림 (4-52) 참조)

$H_{1/3}$: 설계유의파고(m)

위 식은 제간부를 대상으로 하고 입사각이 60°까지 경사지게 입사하는 파에 대해서도 유효하다.



참고 그림 (4-51) 혼성재의 표준적인 단면과 기호 참고 그림 (4-52) 방파제의 방선형상이나 파향의 영향

② 변형을 허용하는 안정계수

사석부의 높이가 낮은 비쇄파 조건에 한정하여 기무라(須藤・木村, 1992) 등은 수리실험을 실시한 후 임의의 작용파수 N과 피해율 D_N(%)에 대한 안정계수 N_S를 구하는 식을 제안하였다.

$$N_s^* = N_s[D_N/\exp\ \{0.3(1-500/N)\}\ ]^{0.25}$$ 참고 (4-88)

여기서 N_s는 다니모토(谷本, 1982)식에 의해 주어지는 안정계수이고, N=500으로 피해율 1%인 경우의 안정계수이다. 설계에서는 피해의 진행상황에서 판단하여 N=1,000파를 채택할 필요가 있다. 한편 피해율로서는 2층 피복이면 3~5%로 해도 충분하다고 생각된다. 즉 N=500, D_N=1(%)을 주면 $N_s^* = 1.44N_s$가 되며 소요질량은 약 1/3이 된다.

(3) 피복블록의 안정계수

콘크리트블록의 안정계수 N_s는 블록의 형상, 쌓는 방법에 따라 각각 다르므로 수리모형실험에 의해 산정하는 것이 바람직하다. 실험은 불규칙파를 이용한다.

(4) 사석부 피복재에 대한 안정계수의 적용조건

사석부 피복재상의 수심이 낮은 경우는 쇄파에 의해 불안정하게 되는 경우가 많다. 이 때문에 안정계수는 $h'/H_{1/3} \geqq 1$인 조건일 때 적용하고, $h'/H_{1/3} < 1$일 때는 사면피복재의 안정계수를 사용하는 것이 적절하다. 더욱 다니모토(谷本, 1982)등의 피복석 안정계수는 $h'/H_{1/3}$이 적은 경우에는 실험으로 검증되지 않고 있다. 따라서 $h'/H_{1/3}$가 1정도일 때는 수리모형실험을 통해 확인하는 것이 바람직하다.

(5) 피복재의 층수

피복석의 층수는 2층을 표준으로 한다. 단, 시공예나 피해사례를 고려해서 1층으로 해도 좋다. 이 때에 앞에서 식 참고 (4-88)의 N=1,000파에 대해 피해율을 1%로 줄여서 대응시키는 것도 생각할 수 있다. 또 피복블록의 층수에 관해서는 1층을 표준으로 하나 블록의 형상, 해상조건이 좋지 않은 경우에는 2층으로 해도 좋다.

(6) 제두부(堤頭部)의 피복재

제두부는 직립부 끝부분의 모서리로 국소적으로 빠른 유속이 발생하기 때문에 피복재가 움직이기 쉽고 이곳의 피복재질량의 할증에 대해서는 수리모형실험을 통해 확인할 필요가 있다. 수리실험을 하지 않는 경우에는 제간부 질량의 1.5배 이상으로 하는 것을 표준으로 한다. 또 범위에 대해서는 케이슨식의 방파제일 경우 제두부분의 케이슨 1개정도로 한다.

더욱 확장된 다니모토(谷本)식으로도 제두부 피복석 질량을 산정할 수 있다. 즉, 제두부의 경우에는 식 참고 (4-85)의 무차원유속 K를 다음과 같이 고쳐 쓴다.

$$K = K_1 (K_2)_T \qquad \text{참고 (4-89)}$$

$$(K_2)_T = 0.22 \qquad \text{참고 (4-90)}$$

단, 산정된 질량이 제간부의 1.5배 이하인 경우에는 1.5배로 하는 것이 바람직하다.

(7) 항내측의 피복

항내측 피복재의 필요여부 또는 소요질량은 기존의 설계 예를 참고로 함과 동시에 항내측의 파나 시공시의 파의 조건, 월파 등을 고려하고 필요에 맞게 수리실험에 의해 결정한다.

(8) 피복재 질량의 저감

피복재 소요질량 산정식은 보통 사석부의 수평부나 비탈면어깨(法肩)를 대상으로 한 것이 있으나 사석부두께가 작은 때에는 사면부분 전체를 같은 질량으로 하는 경우가 많다. 그러나 사석부 두께가 클 때에는 수심이 깊은 사면부분의 질량을 저감할 수가 있다.

4-10-4 흐름에 대한 사석의 안정질량

흐름에 대한 사석의 안정질량에 관해서는 조류에 의한 세굴을 방지하기 위한 사석질량 식 해설 (4-6)을 사용한다.

[해 설]

물의 흐름에 대한 마운드의 사석 등의 피복재의 소요질량은 적절한 수리모형실험 또는 다음 식에 의해 산정하는 것을 표준으로 한다.

$$M = \frac{\pi \rho_r U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos\theta - \sin\theta)^3} \qquad \text{해설 (4-6)}$$

여기서, M : 사석의 안정질량(kN)
ρ_r : 사석의 밀도(kN/m^3)
U : 사석의 상부에서의 물의 유속(m/s)
g : 중력가속도(m/s^2)
y : 이스바쉬의 정수(파묻힌 돌은 1.20, 노출된 돌은 0.86)
S_r : 사석의 물에 대한 비중
θ : 수로상(水路床)의 축방향의 사면의 경사(°)

또한, 흐름에 대한 피복재의 안정질량은 흐름이 빨라지면 갑자기 커진다는 것에 주의할 필요가 있다. 그리고 안정질량은 피복재의 형상이나 밀도 등에 의해서도 변화하는 것에 유의할 필요가 있다.

(1) 이스바쉬(Isbash)의 식
흐름에 대한 사석의 안정질량에 대하여는 미국의 해안공학연구센터(CERC)가 조류에 의한 세굴을 방지하기 위한 사석질량으로 식 해설 (4-6)을 제시하고 있다.

(2) 이스바쉬(Isbash)의 정수
식 해설 (4-6)은 경사면상의 구체에 작용하는 흐름 항력과 구(球)의 마찰저항과의 균형을 고려하고 유도한 것이다. 이 식은 정상류에 있어서의 힘의 균형을 고려했기 때문에 심한 소용돌이의 생성이 예상되는 곳에서는 이 보다도 큰 질량의 사석을 사용할 필요가 있다.

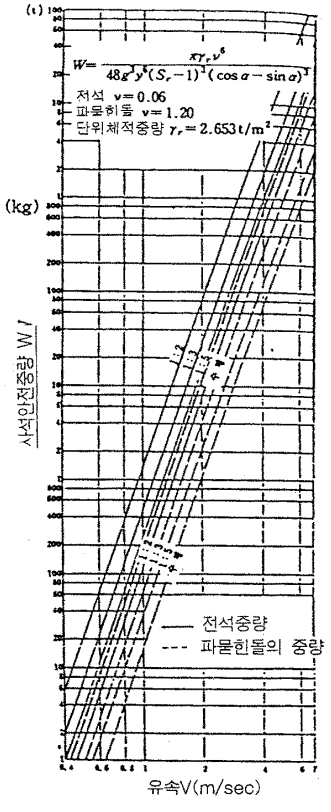
(3) 지진해일 방파제 개구부의 마운드 피복재
이와자키(岩崎) 등은 지진해일 방파제의 개구부 잠제(開口部 潛堤)의 마운드 피복재로서 이형블록을 사용한 경우 식 해설 (4-6)의 이스바쉬의 정수로 1.08을 얻고 있다. 다니모토(谷本) 등은 개구부를 대상으로 하는 3차원 평면실험을 행하여 개구부 부근에서의 3차원적인 흐름의 구조를 밝힘과 동시에 피복재로서의 석재나 이형블록을 사용한 경우의 이스바쉬 정수와 피해율의 관계를 밝히고 있다.

[참 고]

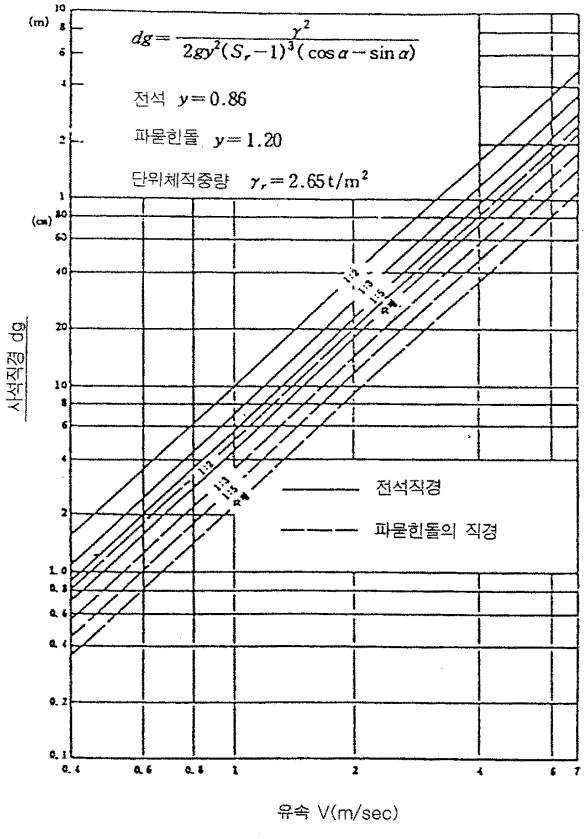
미국의 해안공학연구센터(CERC)이 제안한 사석질량 식 해설 (4-6)은 수평바닥 위의 구체에 작용하는 흐름의 항력과 구의 마찰저항과의 평형을 고려하여 유도된 것이다. 정수(y)는 $(2\mu/3C_D)0.5$와 같다. 단, μ는 마찰계수, C_D는 항력계수이다. 참고 그림 (4-53)은 식 해설 (4-6)에 의한 사석의 단위체적질량이 2.65t/m^{3}일 때의 사석질량 산정도이다.

참고 그림 (4-54)에 의해 사석(구형)의 직경을 쉽게 구할 수 있다. 단위체적질량이 다른 때에는 보정계수 f_n를 곱하면 된다.

또, 식 해설 (4-6)은 정상류에서 힘의 균형을 생각한 것이므로 심한 소용돌이의 생성이 예상되는 곳에서는 이보다 더 큰 질량의 사석을 사용해야 한다.



참고 그림 (4-53) 흐름에 대한 사석의 안정질량



참고 그림 (4-54) 흐름에 대한 사석 안정직경

4-10-5 수중부재에 작용하는 파력

수중부재에 작용하는 파력은 식 해설 (4-7)에서 산정한다[모리슨(Morison, 1950)].

[해 설]

$$\overrightarrow{f_n} = C_D \frac{\rho_o}{2} D \overrightarrow{U_n} |\overrightarrow{U_n}| \triangle s + C_M \rho_o A \ \overrightarrow{\alpha_n} \triangle s \qquad \text{해설 (4-7)}$$

여기서, $\overrightarrow{f_n}$: 부재의 축방향의 미소 길이 △s(m)에 작용하는 부재축과 수립자 운동방향(水粒子運動方向)의 공통면에서 부재축에 직각방향의 힘(kN)

$\overrightarrow{U_n}, \overrightarrow{\alpha_n}$: 부재축과 수립자 운동방향의 공통면에서 부재축 직각방향(f_n과 같은 방향)의 수립자 속도 성분(m/s) 및 가속도 성분(m/s^2)

$|\overrightarrow{U_n}|$: $\overrightarrow{U_n}$ 의 절대값(m/s)

C_D : 항력계수

C_M : 관성력계수

D : $\overrightarrow{f_n}$의 방향에서 본 부재축 직각방향의 부재 폭(m)

A : 부재축에 수직한 부재 단면적(m^2)

ρ_o : 해수의 밀도(t/m^3) (보통 1.03t/m^3)

[참 고]

(1) 물체를 대표하는 길이(D)

직주(直柱)의 예를 들면 직경과 입사파장 L과의 비가 작으면 물체에 의한 파랑의 변형은 거의 무시할 수 있다. 통상 D/L<0.2인 경우 본 절에 기술된 것이 적용되며, 이보다 큰 물체는 입사파랑을 상당히 변형시키게 되므로 달리 취급한다.

(2) 수중 부재에 작용하는 파력 산정식

수중 말뚝과 같이 그 직경이 파장에 비해 작아서 파의 진행을 거의 저지하지 않는 구조물에 작용하는 파력은 수립자 속도의 제곱에 비례하는 항력과 가속도에 비례하는 관성력의 합으로 구한다. 식 해설 (4-7)은 직주(直柱)에 대해서 모리슨 등(Morison et al., 1950)이 표시한 산정식을 임의 방향 부재의 미소 길이 △s의 구간에 작용하는 파력으로 일반화하여 표현한 것이며, 우변의 제1항은 항력, 제2항은 관성력이다.

식 중에서 수립자의 속도 성분$\overrightarrow{U_n}$, 가속도 성분 $\overrightarrow{a_n}$은 시간과 위치에 따라 변하는 양이므로 그 변화에 주의해서 부재 또는 구조물에 가장 심하게 작용하는 파력의 분포를 검토한다.

(3) 수립자의 속도 성분과 가속도 성분

식 해설 (4-7) 중의$\overrightarrow{U_n}$, $\overrightarrow{a_n}$은 구조물이 없다고 간주한 투명한 구조물의 중심축에서 수립자 운동의 부재축에 대한 직각방향 성분이다. 파력의 산정은 실험값과 이론값에 의해 되도록 정확하게 한다. 특히, 수립자의 속도 성분은 파력에 제곱으로 기여하기 때문에 파고가 큰 경우에는 미소진폭파 이론에 의한 근사값으로는 불충분하다. 또, 부재가 수면 상에 있는 경우에는 파력의 작용범위, 즉 파봉고에 대해서도 충분히 고려한다.

이들을 이론값으로 구할 때에는 본편 4-1-1 규칙파를 기초로 설계파의 특성에 합치된 유한진폭파의 이론으로 하는 것이 바람직하다. 그러나 파력의 산정에 쓰이는 파고, 주기는 파의 불규칙성을 충분히 고려해서 부재 또는 구조물에서 가장 위험한 제원을 대상으로 하고, 주기는 유의파 주기를 사용한다.

(4) 항력계수

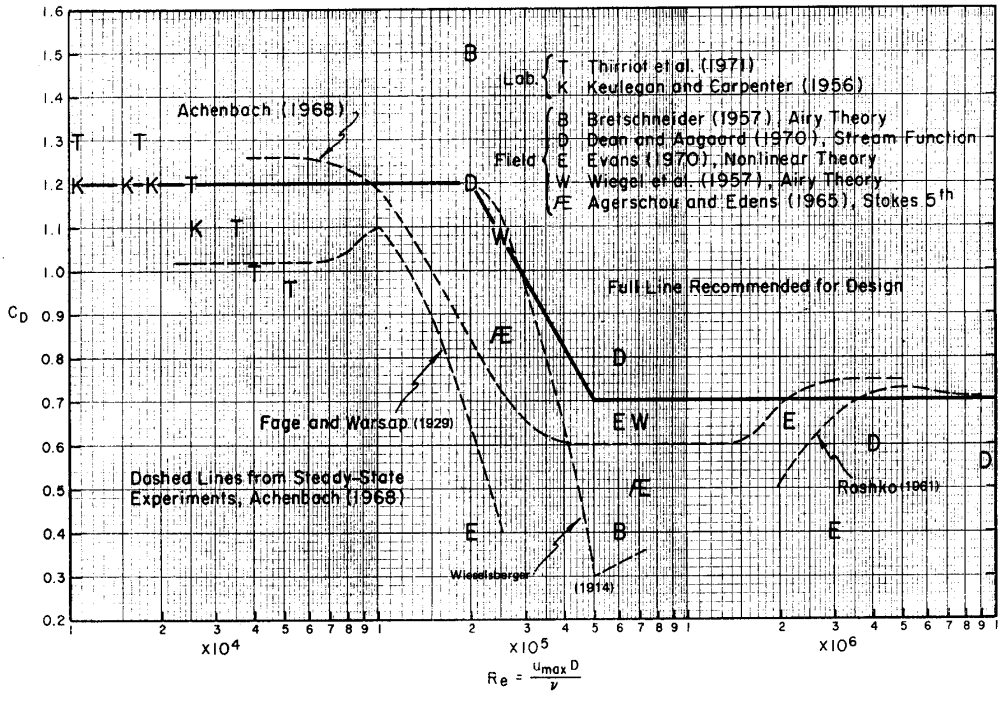
항력계수 C_D는 일반적으로 정상류(定常流)에서의 항력계수의 값을 이용해도 좋으나, 부재의 형상, 조도(粗度)(K), 레이놀즈수(R_e), 인접 부재와의 간격, 그리고 쿨리간-카펜터수(Keulegan-Carpenter, KC, 1958)에 의해서 변화하므로 이를 고려해서 결정하여야 한다. 쿨리간-카펜터수와 레이놀즈수에 대한 식은 참고 (4-91)로 정의된다.

$$\begin{cases} R_e = \dfrac{\overrightarrow{|U_n|}D}{\nu} \\ KC = \dfrac{\overrightarrow{|U_n|}T}{D} \end{cases}$$

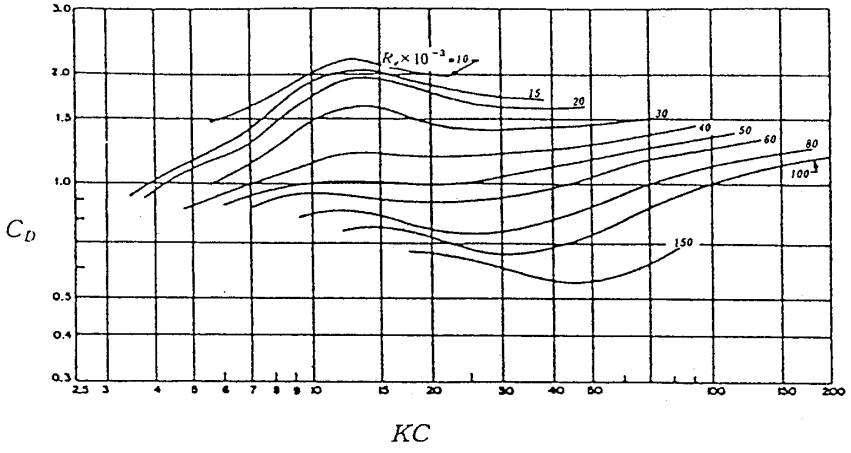
참고 (4-91)

여기서, ν : 물의 동점성계수 (1.25×10^{-6} m^2/s, 20℃에서)
T : 파의 주기(s)

항력계수는 미육군공병단편람(shore protection manual, 1984)에 제시된 참고 그림 (4-55)로부터 정하거나 참고 그림 (4-56)으로부터 구할 수 있다. 항력계수는 표면의 조도가 크면 증가되며 조도에 따른 항력계수는 참고 그림 (4-57)을 사용하여 정한다. 그러나 참고 그림 (4-56)과 참고 그림 (4-57)의 항력계수는 수리모형실험의 결과이므로 모형의 축척 효과를 감안하여 결정한다.



참고 그림 (4-55) 항력계수(shore protection manual, 1984)

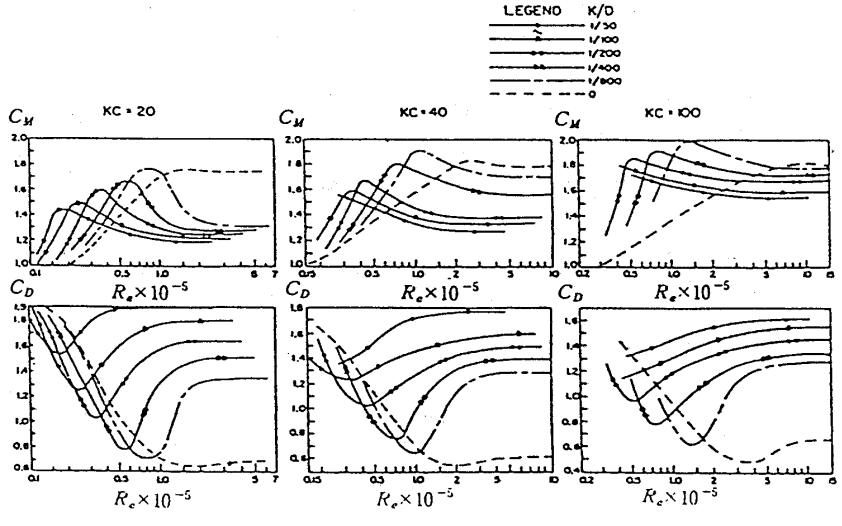


참고 그림 (4-56) 매끄러운 직주에 대한 항력계수(Sarpkaya, 1975)

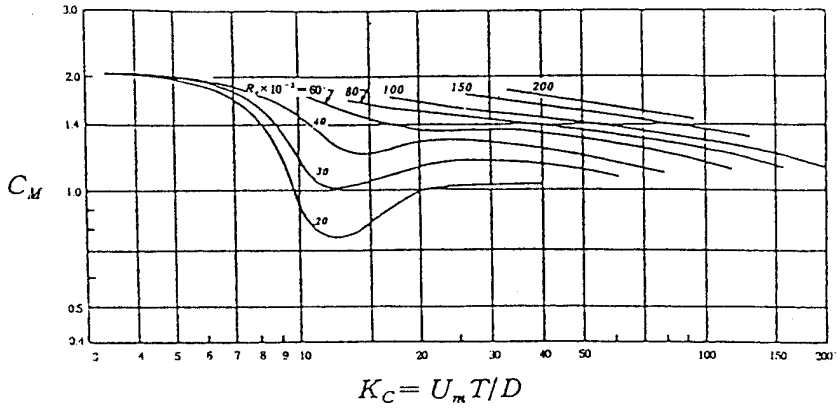
(5) 관성력계수

관성력계수 C_M은 미소진폭파 이론에 의한 값을 써도 좋으나 부재의 형상 외에 레이놀즈수, KC 수, 조도(K), 인접부재와의 간격 등에 의해서 달라지므로 조건에 따라서 적절한 값을 결정해야 한다. 한 개의 원주 부재에 대해서는 미육군공병단편람(shore protection manual, 1984)에 제시된 식 참고 (4-92)을 사용하거나, 참고 그림 (4-58) 또는 참고 그림 (4-57)을 사용하여 정한다.

$$C_M=\begin{cases}2.0, & R_e<2.5\times10^5\\ 2.5-\dfrac{R_e}{5\times10^5}, & 2.5\times10^5<R_e<5\times10^5\\ 1.5, & R_e>5\times10^5\end{cases} \qquad \text{참고 (4-92)}$$



참고 그림 (4-57) 항력 및 질량계수에 대한 조도 영향(Sarpkaya, 1976)



참고 그림 (4-58) 매끄러운 직주에 대한 질량계수(Sarpkaya, 1975)

(6) 다수 부재로 구성된 구조물

직주, 사재(斜材) 및 수평재(水平材) 등으로 구성된 구조물 전체에 작용하는 파력은 각 부재에 작용하는 파력의 위상 차이를 고려해서 식 해설 (4-7)으로 산정하고 이들 벡터의 합을 합성하여 구한다. 다수 부재로 구성된 구조물은 부재의 1개소가 파괴되면 전체가 파괴될 위험이 있으므로 특히 개개의 부재 및 구조물 전체에서 가장 심한 파력의 분포를 고려한다.

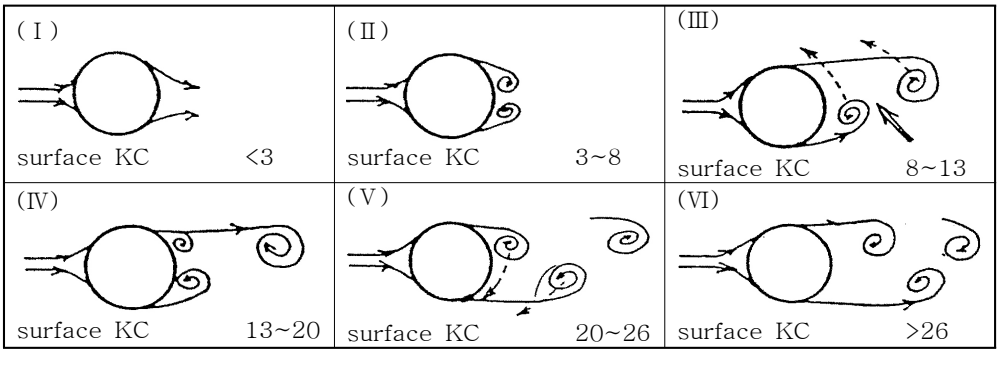
(7) 쇄파가 작용할 때의 파력

급경사 해저면 상의 구조물에 쇄파가 작용할 때는 식 해설 (4-7)에서 주어지는 항력 및 관성력 외에 직립벽에 작용하는 충격 쇄파압과 유사한 충격성의 파력이 작용할 때가 있다.

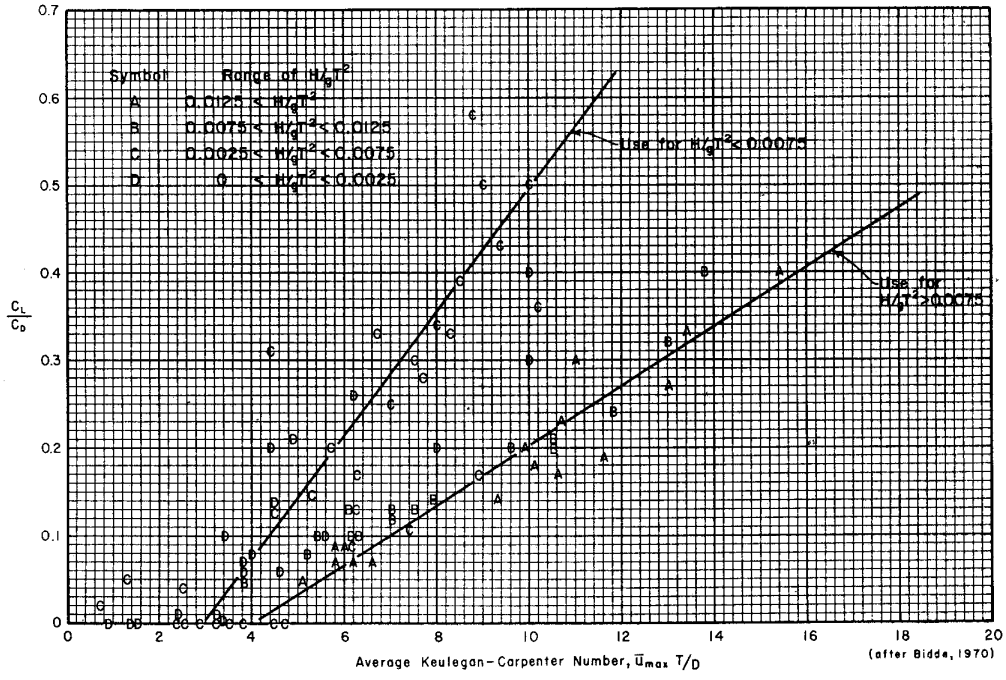
이와 같은 충격적인 외력에 대해서는 구조물의 응답 특성이 지배적인 영향 요소가 되기 때문에 파력 산정만이 아니고 파력에 의한 구조물 전체, 나아가서는 부재의 거동을 포함한 검토가 필요하다.

(8) 양 력

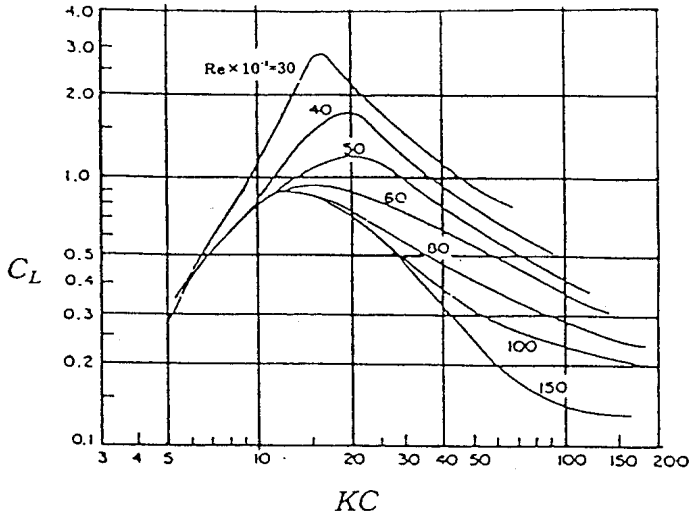
수중 부재에 작용하는 파력은 식 해설 (4-7)에 의한 항력과 관성력 외에 부재축과 수립자 운동 방향의 공통면에 수직한 방향으로 양력이 작용한다. 양력은 참고 그림 (4-59)에서와 같이 파랑에 의한 소용돌이에 의해 생성된다. 쿨리간-카펜터수가 3보다 크면 소용돌이가 생성되며 5보다 크면 생성된 소용돌이가 비대칭이 되어, 이에 따른 비대칭의 압력으로 인해 양력이 생긴다. 양력계수는 참고 그림 (4-60)으로부터 정하거나 참고 그림 (4-61)로부터 구할 수 있다. 또한 가늘고 긴 부재에 대해서는 양력에 의한 진동이 고유진동과 같으면 공진으로 인해 진동이 크게 증폭되므로 주의해야 한다.



참고 그림 (4-59) 파랑에 의한 소용돌이 생성



참고 그림 (4-60) 양력계수와 질량계수의 비(shore protection manual, 1984)



참고 그림 (4-61) 매끄러운 직주에 대한 양력계수(Sarpkaya, 1975)

(9) 파와의 공진현상(共振現象)과 불규칙파력

구조물의 강성이 낮고 고유진동주기가 길게 될 경우에는 주기적으로 작용하는 파력에 대한 동적 응답의 영향을 고려한다. 이 경우의 파력은 본편의 식 해설 (5-7)에서 $\overrightarrow{U_n}$, $\overrightarrow{a_n}$의 시간적 변화에 대해서 구하면 된다.

불규칙파랑에 대한 파력을 구하는 것은 파봉(波峰)의 높이, 항력계수 등을 적절히 정하여 미소진폭파 이론에 의한 수립자 운동성분을 산정한다.

4-10-6 부체에 작용하는 파력

[참 고]

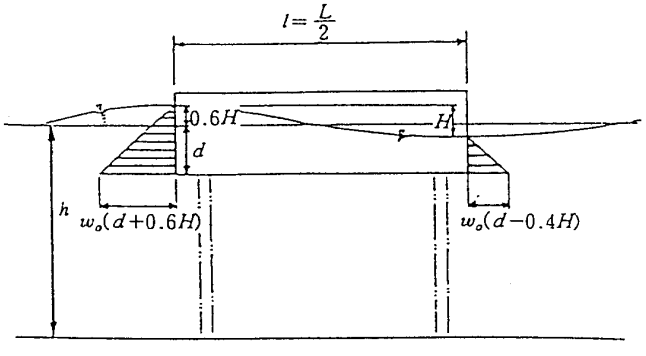
수중에 설치된 대형의 고립 구조물에 작용하는 파력은 구조물의 크기나 단면형상에 의해서 크게 변하기 때문에 적절한 수치계산, 수리모형실험 등에 의해서 산정한다.

(1) 파장보다 큰 대형의 고립 구조물에 작용하는 파력은 보통 항력이 무시되기 때문에 속도 포텐셜(velocity potential)을 이용해서 산정할 수가 있다. 단순한 형상의 구조물에서는 해석적인 개략식으로 파력을 정할 수 있으나 구조물이 복잡하면 경계적분요소법이나 유한요소법에 의한 수치계산법으로 구조물에 가해지는 파력을 계산하여야 한다. 그러나 쇄파력 등은 수리모형실험 등에서 산정한다.

(2) 수면 부근에 떠있는 물체에 작용하는 파력

① 물체가 고정된 경우

파장에 비해서 물체의 직경이 커지면 항력은 무시할 정도로 작아 파력 식 참고 (4-93)은 질량력으로만 표시할 수 있다. 참고 그림 (4-62)와 같은 기중기선 등과 같이 폰툰(pontoon)형 물체에 작용하는 전·후면의 압력을 계산하여 물체에 가해지는 힘을 구하게 된다.



참고 그림 (4-62) 폰툰형 선박에 작용하는 파력

이와 같이 하면 폰툰형의 선박 길이가 파장의 1/2인 때에 최대의 파력이 생긴다.

가장 간단한 예로, 폰툰형 선박에 의한 파랑의 산란을 무시하고 선박의 앞면에 파봉이 있어 정수면에서 $0.6H$의 높이까지 수면이 상승하고, 후면에는 파곡이 있어 정수면 아래 $0.4H$의 깊이까지 수면이 하강한 상태를 생각하면 그 파력은 식 참고 (4-93)로 구해진다.

$$P=\frac{1}{2}\rho_o B\{(0.6H+d)^2-(d-0.4H)^2\}\fallingdotseq\rho_o HBd \qquad \text{참고 (4-93)}$$

여기서, P : 폰툰형 선박에 작용하는 파력(kN)

ρ_o : 해수의 밀도(보통 1.03 t/m^3)

H : 파고(m)

B : 폰툰형 선박의 폭(m)

d : 폰툰형 선박의 흘수(m)

단, 폰툰형 선박의 폭이 넓을 경우에는 그 앞면에서 산란파에 의한 파랑이 중복되어 수면이 높아지므로 식 참고 (4-93)로 구해지는 값보다도 20~30% 더 커지게 된다.
보다 엄밀한 파력은 속도포텐셜(ϕ)로 표시되는 적분방정식으로부터 계산된다.

② 다소 이동이 허용되는 경우
부유방파제 등과 같이 부체가 계류라인으로 계류되어 있을 때에 작용하는 파력에 관해서는 몇 개의 수리모형실험을 했을 뿐 별로 잘 알려져 있지 않다. 따라서 될 수 있는 대로 수리모형실험으로 작용하는 파력을 검토할 필요가 있다. 또한 부체를 계류하는 경우는 (부체+계류밧줄)의 고유주기가 짧으면 파랑에 의해서 공진이 일어나는 수도 있으므로 이 점을 검토한다.

4-10-7 수면 부근의 구조물에 작용하는 파력

[1] 수면 부근의 수평판에 작용하는 양압력

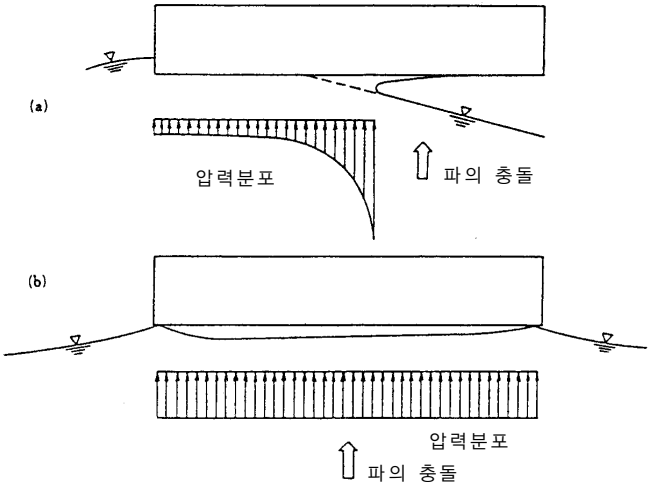
수면 부근의 수평판 저면에는 해상조건이나 구조물의 형상에 따라서는 충격적인 파력(이하 揚壓力이라 한다)이 작용하는 경우가 있으므로 이러한 위험이 있는 경우에는 수리모형실험 등의 적절한 방법에 의하여 충격적인 양압력을 산정한다.

[해 설]

잔교의 상부공이나 말뚝식 돌핀 상부공 등과 같이 정수면 부근의 구조물로서 특히 수면과 거의 평행한 구조물은 상승하는 파면이 저면에 충돌하여 충격적인 양압력이 작용할 위험성이 있다. 특히, 파고가 크고 정수면과의 간격이 적은 경우에는 큰 충격력이 된다. 또, 파가 중복파로 되어 작용하는 경우 파면의 상승속도가 크게 되어 충격력도 크게 된다. 이러한 구조물의 저면에는 충격적인 양압력 외에 보통의 충격력이 아닌 양압력도 작용하는 것에 주의할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 충격적인 양압력의 특성
수면 부근의 수평한 판에 작용하는 충격력인 양압력은 판의 저면이 평탄한 경우에는 파면이 충돌하는 속도와 그 면과 판이 이루는 각도에 의하여 변화한다.
참고 그림 (4-63)(a)와 같이 파면(波面)과 판이 이루는 각이 어느 정도 있는 경우에는 파면이 판의 저면을 따라 나타나고 그림과 같은 분포 형상의 파압이 작용한다.
이 파압은 시간이 짧고 급하게 커지는 것이 특징이다. 한편, 파면과 판이 이루는 각이 참고 그림 (4-63)(b)와 같이 0°에 가까울 때는 공기층이 파면과 판과의 사이에 갇혀 이 공기층의 압축에 의한 압력이 그림과 같은 분포 형상으로 발생한다. 이 파압은 시간적으로는 짧은 주기의 감쇄진동파형(減衰振動波形)이 되는 것이 특징이다.
수평판의 저면에 보 등이 있는 잔교의 경우에는 보에 의하여 파면이 교란되어 양압력의 발생이 복잡하게 된다. 또 보에 의하여 공기층이 갇혀 압축되는 수도 있다. 수평판 저면의 형상에 의한 양압력의 변화를 고려하여야 한다.



참고 그림 (4-63) 파면과 수평판의 충돌

또한, 충돌하는 파면의 형상은 파가 진행파인지 중복파인지에 따라서 크게 변한다.
중복파의 경우에는 파의 반사 위치에서 수평판까지의 거리에 따라서 변화한다. 이렇게 틀려지는 것도 고려하여야 한다.

(2) 저면이 평탄한 수평판에 작용하는 양압력(중복파의 경우)

Goda(合田)(1967)는 수평판에 작용하는 양압력을 파면과 판과의 충돌에 의한 운동량의 급변에 기인하는 힘이라고 생각하여 카만(Karman)의 이론으로부터 수평판에 작용(作用)하는 중복파에 의한 양압력의 산정식을 다음과 같이 나타냈다.

$$P = \zeta \frac{\rho_o g}{4} HLB \tanh \frac{2\pi h}{L} \left(\frac{H}{s'} - \frac{s'}{H} \right) \qquad \text{참고 (4-94)}$$

$$s' = s - \pi \frac{H^2}{L} \coth \frac{2\pi h}{L} \qquad \text{참고 (4-95)}$$

여기서,

P	: 전양압력(kN)
ζ	: 보정계수
ρ_o	: 해수의 밀도(=1.03t/㎥)
H	: 진행파의 파고(m)(보통은 최고파고 H_{max})
L	: 진행파의 파장(m)
B	: 폭(m)
h	: 수심(m)
s	: 정수면상의 간격(m)
s'	: 파고중분면(파봉과 파곡과의 높이를 2등분한 면) 상의 간격(m)

위 식은 수평판의 길이 ℓ에 의존하지 않는 것에 유의할 필요가 있다.
충격력은 위 식에서 나타나는 크기로 충돌의 순간으로부터 시간 τ의 사이에 계속되는 펄스(pulse) 형태의 힘이다. 계속시간 τ는 파의 주기를 T로 하고 수평판의 길이를 ℓ로 하면 다음과 같다.

$$\tau = \frac{\pi T \ell^2}{L^2} \frac{s'}{\sqrt{H^2 - s'^2}}$$ 참고 (4-96)

식 참고 (4-94)은 수평판의 길이가 파장 L에 비하여 아주 작고 또한 저면이 평탄한 면이면 양압력의 특성을 간단하게 적절히 나타내고 있다. ζ = 1.0으로 한 계산값은 실험값고 비교하면 H/s′가 2 이하에서는 비교적 좋은 일치를 나타내고 있다. 다니모토[(谷本) 등, 1978]은 같은 수평판에 작용하는 양압력을 산정하는 방법을 와그너(Wagner)의 이론에 기초하여 나타내고 있다. 이 산정법에서는 파면과 수평판이 충돌하는 각도 β와 충돌속도 V_n을 스토크(stokes)의 제3차 근사파에 의해 주고 충격압의 공간적 분포와 시간적 변화를 구할 수가 있다. 단, 스토크(stokes)의 제3차 근사파를 쓰고 있기 때문에 계산이 조금 복잡하다. 이 계산법은 저면이 평탄한 경우를 대상으로 하고 있고 보통의 잔교와 같이 슬래브에 거더나 보 등이 있어 공기가 갇혀 있거나 파면의 교란이 발생하고 충격력은 저면이 평탄한 수평판의 경우보다는 작아진다. 따라서 산정법에서 계산되는 값은 보통의 잔교에 있어서의 양압력의 상한값으로 생각할 수 있다.

(3) 잔교에 작용하는 양압력(중복파의 경우)

이토(伊藤)와 다께다(竹田, 1967)는 잔교 모형을 써서 도판(渡版)에 작용하는 양압력과 도판의 진동한계중량 및 낙하한계중량을 구하고 있다. 실험조건은 파고가 최대 40㎝, 주기가 1초와 2.4초, 수심이 56㎝와 60㎝이다. 도판 부분에 별도로 부착한 파압계의 기록에 의하면 동일조건 하에서도 일파마다 첨두값은 상당히 변동되었으나 이들의 첨두값의 평균값은 대략 식 참고 (4-97)과 같다.

$$P = \rho_o g(8H - 4.5s)$$ 참고 (4-97)

여기서,

P : 양압력 강도의 첨두값의 평균값(kN/㎡)
ρ_o : 해수의 밀도(1.03 t/㎥)
g : 중력가속도(9.81 m/s^2)
H : 입사파고(m), ($H_{\max}$)
S : 조위에서 도판하면(渡版下面)까지의 거리(m)

그러나 식 참고 (4-97)에 주어진 양압력 강도의 첨두값은 그 작용시간이 극히 짧고, 또 장소적인 위상을 가지고 작용하므로 양압력 강도 P가 도판의 자중 q(단위면적당중량, kN/㎡)를 초과했다고 해서 당장 도판이 동요하거나 낙하하지는 않는다.

이러한 관점에서 도판이 진동하는 한계의 중량 및 낙하하는 한계의 중량을 구하고 있다.

주기 2.4초의 파가 작용할 때 진동한계중량과 파고의 관계는 다음과 같다.

$$q = \rho_o g(1.6H - 0.9s)$$ 참고 (4-98)

여기서 q는 도판의 진동한계중량(振動限界重量)이다. 식 참고 (4-98)의 진동한계중량은 식 참고 (4-97)에 의한 양압력 강도의 1/5이다. 또 진동한계중량은 낙하한계중량(落下限界重量)의 1/2~1/3이다. 이 도판의 실험에서 도판에 여러 가지 크기의 구멍 또는 간격을 설치하고 도판의 공극율의 변화에 의한 안전중량의 변화도 검토하고 있다. 도판의 진동한계중량은 구멍을 뚫지 않을 때에 비하여 공극률이 비교적 적을 때(1% 정도)는 공기가 빠지기 쉬워 이로 인해 수면이 도판에 강하게 부딪혀서 약간 증대되는 경향이 있으나 일반적으로 공극율의 변화에 의한 증감은 적다. 이에 반하여, 낙하한계중량은 공극률이 20%를 넘는 범위에서는 명확히 감소하고 있다. 여기서 말하는 도판의 중량은 공극 부분을 제한 실질 부분의 단위면적당 중량을 의미한다.

이처럼 공극률에 의한 진동한계중량, 즉 도판의 실질 부분의 단위면적당 안정중량의 증감은 적으므로 구멍을 뚫는 것에 의해 어느 면적 전체의 중량을 감할 수 있다. 그리고 낙하한계중량은 공극율의 증대에 의하여 감소한다. 이 두 가지에서 공극률을 높이는 것이 좋음을 알 수 있다.

이토(伊藤)와 다께다(竹田, 1967)는 잔교 모형의 상부공의 슬래브에 변형계를 설치하여 응력을 측정하고 있다. 그 결과 슬래브에 등분포로 작용한다고 가정한 등가정하중(等価靜荷重)(kN/㎡)으로 해서 나타내었다.

$$\rho = 4\rho_o g H \qquad \text{참고 (4-99)}$$

단, 실험값의 상한에 대응하는 것으로 조위에서 상부공 하면까지의 거리 s가 대략 0인 경우에 대한 것으로 생각해도 좋다.

식 참고 (4-99)으로 나타낸 등가정하중은 일반적으로 저면이 평탄한 수평판에 작용하는 양압력보다 적다. 이것은 거더나 보에 의해 충돌하는 파면이 교란되거나 공기를 가둬두기 때문이다.

또한 아주 국지적이고 시간적으로 짧은 양압력은 등가정하중으로서는 적은 값이라 생각된다.

(4) 저면이 평탄한 수평판에 작용하는 양압력(진행파의 경우)

수면 부근에 고정된 수평판에 진행파가 작용하는 경우에도 충격적인 양압력은 작용한다. 다니모토(谷本) 등(1977)은 중복파가 작용하는 경우와 같다고 보고 이 충격적인 양압력의 산정법을 제안하고 있다.

(5) 디태치드 피어(detached pier) 상부공에 작용하는 양압력(진행파의 경우)

이토(伊藤)와 다께다(竹田, 1967)는 detached pier에 작용하는 진행파에 의한 양압력을 검토 하였다. 즉, 디태치드 피어 모형의 슬래브에 발생하는 응력을 측정하고 실험 결과의 상한값에서 등분포의 등가정하중을 나타냈다.

$$\rho = 2\rho_o g H \qquad \text{참고 (4-100)}$$

[2] 수면 부근의 연직판에 작용하는 수평파력

수면 부근의 연직판에 작용하는 수평파력에 대하여는 적절한 방법에 의해 산정한다.

[해 설]

수면 부근에 설치된 커튼벽(curtain wall) 등과 같이 두께가 얇은 연직판이나 고정식 시버스의 돌핀 상부공 등의 수평판의 연직면에는 수평파력이 작용한다. 이 수평파력의 산정은 수면의 위치나 자유표면의 존재에 의한 조파저항력(造波抵抗力) 등을 고려할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 돌핀 상부공에 작용하는 수평파력

다니모토(谷本) 등(1977)은 돌핀 상부공을 주대상으로 수면 부근의 고정구조물에 작용하는 수평파력의 산정식을 제안하고 있다.

(2) 커튼벽에 작용하는 수평파력

다니모토(谷本) 등(1977)은 전술한 수평판의 수평파력의 산정식을 수면 부근에 고정시킨 커튼벽에 작용하는 수평파력의 산정식으로 쓰는 것도 제안하고 있다.

또, 이러한 몰수수심(沒水水深)이 얕은 커튼벽에 대하여는 久宝 등(1973)도 산정식을 제안하고 있다.

모리히라(森平) 등(1964)은 커튼벽을 방파제로 쓰는 경우에 작용하는 수평파력을 실험적으로 구하고 있다.

그 결과에 의하면, 커튼벽의 몰수수심 d와 수심 h의 비(比)가 0.255보다 큰 범위에서는 본편 4-10-2 [2] 벽면에 파봉이 있을 때의 식(4-2)의 직립벽에 작용하는 파력의 표준산정식에 주어진 파압 분포에 있어서 판의 하단에서 해저까지의 부분을 뺀 합력의 0.6～1.0 정도인 파압합력으로 되어 있다. 또, 세키모토(關本) 등(1988) 등은 입사각을 고려한 커튼벽에 작용하는 파력의 산정법을 나타내고 있다.

4-10-8 부체에의 작용과 그 동요

[1] 일반

(1) 부체는 바람, 물결, 파랑 등의 작용에 의해 발생하는 동요량 및 계류력을 충분히 감안하여 적절하게 성능조사를 행할 필요가 있다.

(2) 일반적으로 부체라고 하는 것은, 수중에서 부력을 가지고, 일정 범위의 운동이 허용된 상태에서 공용되는 구조물을 말한다. 부체의 성능조사에서는 부체에 요구되는 기능에 대한 검토와 안정성에 대한 검토를 함께 행해야만 한다. 각각의 검토에 있어 설계조건의 설정이 일반적으로 다른 것에 주의해야 한다.

(3) 부체의 계류장치는 일반적으로 계류라인, 계류앵커, 싱커, 중간웨이트, 중간브이, 계류간, 조인트장치, 방위공 등 몇 가지 요소의 조합으로서 구성되며, 다양한 종류가 있다. 계류장치는 부체의 운동에 크게 영향을 미치며 그 안정성을 적절하게 조사하는 일이 중요하다.

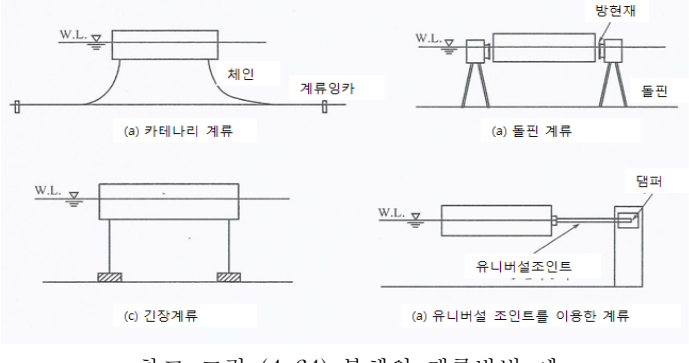
(4) 부체는 그 계류방법에 의해서도 분류할 수 있다. 계류방법으로서는 이하에 나타낸 것과 같이 카테나리 계류(이완계류), 긴장계류, 돌핀계류 등이 있다.

① 카테나리 계류(참고 그림 (4-64)(a))
가장 일반적인 계류방법이다. 이것은 체인 등을 사용하여 길이에 충분히 여유를 가지고 이완 계류하는 방법으로 부체의 운동 자체를 구속하는 힘은 적으나, 부체를 그 위치에 유지하는 기능은 있다. 이 계류방법은 계류라인의 재질, 계류라인의 수, 중간브이나 싱커의 유무 등에 의한 다양한 종류가 있다.

② 돌핀계류(참고 그림 (4-64)(b))
중력식의 돌핀 등에 의해 계류하는 방법이다. 일반적으로 부체의 수평방향의 동요를 구속하는 데에 적합하며, 돌핀에는 커다란 계류력이 작용한다.

③ 긴장계류(참고 그림 (4-64)(c))
부체의 동요를 현저하게 감소시키는 계류방식이며, 텐션레그 플랫폼 (TLP)이 그 예이다. 이는 계류라인에 큰 초기장력을 부여하여, 부체의 동요에 의해서도 계류라인이 이완되지 않도록 하는 방법이다. 이 방법은 부체의 동요량이 적은 특징을 가지는 것 외에도 계류라인의 설치에 필요한 면적이 적다는 장점을 가진다. 단, 계류라인에 큰 장력이 발생하기 때문에 이의 적절한 설계가 부체 전체의 안정성에 크게 영향을 미치는 것에 주의를 기울여야만 한다.

④ 유니버설조인트를 사용한 계류방법(참고 그림 (4-64)(d))
그림에 나타낸 계류 장치는 대형부체의 계류법 중 하나이다.



참고 그림 (4-64) 부체의 계류방법 예

[2] 부체에 발생하는 작용

(1) 작용의 종류와 그 산정법

부체구조의 항만시설에서 부체에 작용하는 힘 또는 부체의 동요에 기인하는 힘은 일반적으로 풍항력, 흐름항력, 파랑 강제력, 파랑 표류력, 조파 저항력, 복원력 및 계류력이다. 이들 힘은 부체의 계류방법 및 규모 등에 따라 적절한 해석법 및 수리모형실험에 의해 산정할 필요가 있다.

(2) 풍항력

부체의 일부가 해면상에 있는 구조물에서는 바람에 의한 힘이 작용한다. 이 힘이 풍항력(풍압력)이라 불리는 힘으로서 압력항력과 마찰항력이 있다. 부체의 규모가 비교적 작을 때는 압력항력이 지배적이고, 이는 풍속의 2승에 비례하는 힘으로서 다음 식으로 나타낸다. 다음 식에 있어 첨자 k는 특성값을 나타낸다.

$$F_{Wk} = \frac{1}{2}\rho_a C_{DW} A_W U_{Wk}^2 \qquad \text{참고 (4-101)}$$

여기서,

F_W : 풍항력(N)

F_W : 공기의 밀도(kg/m^3)

A_W : 바람이 부는 방향으로부터 부체 해상부의 투영면적(m^2)

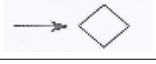
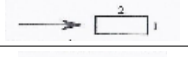
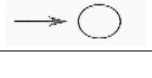
U_W : 풍속(m/s)

C_{DW} : 풍항력 계수

풍항력 계수는 풍압력 계수로도 불리는 비례상수로서 풍동실험 등에 의해 구할 수 있다. 단, 비슷한 형상에 대해 이미 구해져 있는 기존의 실험값을 사용해도 좋다.

정상류 중의 물체의 풍항력 계수에 대해서는 참고 표 (4-17)과 같은 수치가 제안되고 있다. 이 표를 보면 알 수 있듯이 항력계수는 부체의 형상 및 풍향, 레이놀즈수에 의해 변화한다. 또한 풍압력은 수면상의 부체의 투영도의 중심을 작용점으로 하여 풍속방향에 작용하는 것으로 판단되지만, 부체가 커지게 되면 반드시 그렇지만도 않다는 것에 유의해야만 한다. 또, 실제 바람의 속도는 한결같이 연직방향인 것은 아니기 때문에 풍압력의 계산에 사용하는 풍속 U_W는 해면상 10m 지점에 있어서의 값을 사용한다.

참고 표 (4-17) 풍압력계수

	정방형단면	2.0 [1.2] (0.6)
	정방형단면	0.6 [1.4] (0.7)
	장방형단면 변 길이비 (1:2)	2.3 [1.6] (0.6)
	장방형단면 변 길이비 (1:2)	1.5 (0.6)
	장방형단면 (변 길이비 1:2, 한 면을 땅에 접한 경우)	1.2
	원형단면 (표면이 미끄러움)	1.2 (0.7)

[ ] 는 한변의 1/4의 지름을 가지고 자른 경우

( )는 한계 레이놀즈수 이상의 수치

(3) 흐름항력

조류 등의 흐름이 존재하는 경우, 부체의 수몰부분에는 흐름에 의한 힘이 작용한다. 이 힘을 유압력 또는 흐름항력이라 부르며, 풍항력의 경우와 마찬가지로 유속의 2승에 비례하는 힘이다. 단, 일반적으로 흐름의 빠르기는 작으므로 흐름과 부체운동속도와의 상대속도의 2승에 비례하는 힘으로 하여 다음 식으로 나타낸다.

$$F_{Ck} = \frac{1}{2}\rho_0 C_{DC} A_C |U_{CK} - U_k|(U_{Ck} - U_k) \qquad \text{참고 (4-102)}$$

여기서,

F_C : 흐름항력(N)

ρ_0 : 유체의 밀도(kg/m^3)

A_C : 수면 아랫부분의 흐름방향 투영면적(m^2)

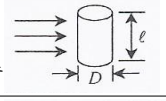
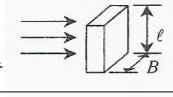
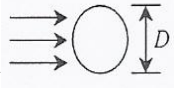
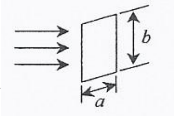
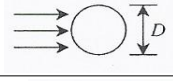
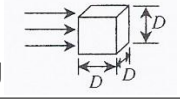
U_C : 흐름의 속도 (m/s)

U : 부체의 운동속도 (m/s)

C_{DC} : 흐름에 대한 항력계수

C_{DC}는 레이놀즈수의 함수이며, 이 값이 클 때는 참고 표 (4-18)의 정상류 중의 항력계수의 값을 사용해도 좋다.

참고 표 (4-18) 항력계수

물체의 형상	기준면적	항력계수
원주 	Dl	$1.0\,(l > D)$
각주 	Bl	$2.0\,(l > B)$
원판 	$\frac{\pi}{4}D^2$	1.2
평판 	ab	$a/b =$ 1의 경우 1.12 〃 2 〃 1.15 〃 4 〃 1.19 〃 10 〃 1.29 〃 18 〃 1.40 〃 ∞ 〃 2.01
구 	$\frac{\pi}{4}D^2$	0.5~0.2
육면체 	D^2	1.3~1.6

일반적으로 흐름에 대한 항력계수는 부체의 형상이나 흐름의 방향, 레이놀즈수에 의해 변화한다. 또 풍압력과 마찬가지로 흐름에 의한 힘의 방향과 흐름의 방향이 반드시 일치하지는 않는다. 또, 부체의 흘수가 깊어지면 흐름에 대한 항력계수는 일반적으로 커진다. 이를 천수효과라 부르며 해저면과 부체 하단부와의 간격이 좁아지면 물이 부체 하부를 통과하여 흐르기 어려워지기 때문이다.

(4) 파랑강제력

파랑강제력은 부체가 수중에 고정되어 있는 것으로 생각될 때, 입사파에 의해 부체에 작용되는 힘이다. 이 힘은 입사파의 파고에 비례하는 선형적인 힘과 파고의 2승에 비례하는 비선형인 힘으로 이루어진다. 선형적인 힘은 부체가 입사파를 변형시키고 그 반작용으로서 입사파로부터 부체가 받는 힘이며, 입사파의 변형을 나타내는 속도포텐셜은 파의 회절이론에 의해 구한다. 한편, 비선형적인 힘은 파의 유한진폭성에 수반되는 힘과 유속의 2승에 비례하는 힘으로 구성된다. 전자에 대해서는 이론적인 해석도 정립되어 있지만, 일반적으로 이 힘은 종종 무시된다. 후자인 유속 2승에 비례하는 힘은 특히 파장에 비해 부체지름이 작을 경우에 커지지만 실험적으로 정해야 한다.

(5) 파랑 표류력

부체에 파가 작용하면, 운동의 중심위치는 서서히 파도의 진행방향으로 이동한다. 이 원인이 되는 힘을 파랑 표류력이라 하며, 2차원 부체에서 파의 에너지가 흩어지지 않는다고 가정했을 때 다음 식으로 나타낸다. 다음 식에 있어서 첨자 k는 특성값을 나타낸다.

$$F_{d_k} = \frac{1}{8}\rho_0 g H_{i_k}^2 R \qquad \text{참고 (4-103)}$$

$$R = K_R{}^2 \left\{1 + \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)}\right\} \qquad \text{참고 (4-104)}$$

여기서,

$\rho_0 g$: 해수의 단위 체적중량(kN/m^3)
h : 수심 (m)
L : 파장 (m)
F_d : 단위 폭 당 파랑 표류력 (N)
H_i : 입사파고 (m)
K_R : 반사율
R : 표류력 계수

부체의 크기가 파장에 비해 아주 작을 때 파랑 표류력은 파랑 강제력에 비해 무시할 수 있지만, 부체가 커지면 지배적인 힘이 된다.

또, 파랑 표류력은 거대 유조선을 대상으로 한 일점계류부이 등 구속력이 약한 계류부체에 불규칙파가 작용했을 때, 장주기 동요(slow drift oscillation)를 발생시키는 원인이 되어 특히 문제가 된다. 이 경우는 파랑 표류력으로서 장주기의 변동 표류력이 부체의 장주기 동요에 크게 영향을 미친다. 예를 들어, 두 개의 다른 주파수의 파로부터 불규칙파가 구성되어 있다면, 변동 표류력은 다음 식으로 나타낸다. 다음 식에 있어서 첨자 k는 특성값을 나타낸다.

$$F_{d_k} = \frac{1}{4}\rho_0 g H_{i_k}^2 R\left(\frac{\omega_1 + \omega_2}{2}\right)\left(1 + \cos\left(\frac{\omega_{1-}\omega_2}{2}\right)t\right) \qquad \text{참고 (4-105)}$$

여기서,

$\rho_0 g$: 해수의 단위체적중량 (kN/m^3)

F_d: 단위 폭 당 파랑(변동) 표류력 (N)

H_i: 입사파고 (m)

$R((\omega_1+\omega_2)/2)$: $\cos((\omega_1+\omega_2)/2)$의 규칙파에 의한 표류력 계수

ω_1 및 ω_2 : 파주파수 (rad/s)

t : 시간 (s)

(6) 조파 저항력

조파 저항력은 부체가 정수(靜水) 중을 운동할 때, 부체가 유체에 작용을 미치는 힘의 반작용으로서 유체로부터 부체가 받는 힘이다. 이 힘은 부체를 정수 중에서 강제 운동시켜 부체에 작용하는 힘을 측정함으로써 구할 수 있지만, 일반적으로는 부체가 성분별로 운동하는 것으로 보고 부체 주변의 유체운동을 나타내는 속도포텐셜을 구해 해석하는 방법이 사용된다. 해석적으로 구하는 것은 부체의 운동에 비례하는 힘만으로 운동의 2승에 비례하는 비선형적인 힘은 구할 수 없다. 선형적인 힘(부체운동에 비례하는 힘) 중 부체의 가속도에 비례하는 항이 부가 질량항이 되고, 속도에 비례하는 항이 선형 감쇠항이 된다.

(7) 복원력

정적 복원력은 부체가 정수 중을 운동할 때, 부체를 원래의 위치로 되돌아가도록 하는 힘으로 히빙, 롤링 및 피칭의 경우에 발생한다. 이 힘은 일반적으로 운동진폭에 비례하는 형태로 나타나지만, 운동진폭이 커지면 운동진폭에 비례하지 않게 된다. 그러나 일반적으로 정적 복원력은 진폭에 비례하는 것으로 보고 취급되는 일이 많다.

(8) 계류력

계류력은 부체의 운동을 구속하기 위해 발생하는 힘(구속력)이며, 그 크기는 계류계의 변위복원특성 등에 의해 크게 달라진다.

(9) 파랑 강제력과 조파 저항력의 잠재 속도에 의한 해법

파랑 강제력 및 조파 저항력은 유체운동을 나타내는 속도포텐셜을 구하고, 그 잠재속도로부터 계산하는 방법이 채택된다. 또, 조파 저항력 및 파랑 강제력을 구하기 위한 잠재속도의 해석법은 조파 저항력 및 파랑 강제력의 어느 쪽이든 경계조건이 달라지는 것뿐으로 기본적으로 같다.

잠재 속도는 영역분해법, 적분 방정식법 및 스트립법, 또한 유한요소법 등에 의해 구할 수 있다.

(10) 구형단면의 고정부체에 작용하는 파력

부체가 고정되어 있는 경우에는 해저와 부체주변의 경계조건을 충족하는 잠재속도로부터 파력이 구해지고, 이토 등(1972)의 유사이론에 의해 부방파제와 같은 긴 구형단면부체에 작용하는 파력을 구할 수 있다.

(11) 계류재와 계류력

계류에 사용하는 재료와 그 특성에 관해서는 문헌[104]을 참조할 수 있다.

(12) 초대형 부체식 구조물에 작용하는 힘

초대형 부체식 구조물에서는 부체의 규모가 크다는 점, 부체의 탄성변형을 무시할 수 없다는 점 등으로부터 (2)~(11)에서 진술한 작용이 규모가 작은 부체에 대한 것과 다르므로 그 특성에 대해 충분히 검토해야만 한다.

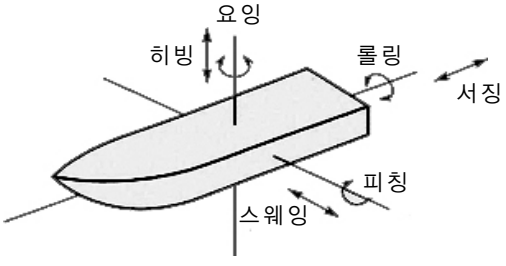
[3] 부체의 동요 및 계류력

(1) 부체의 동요 및 계류력의 산정법

부체의 동요 및 계류력은 부체의 형상, 작용 및 계류계의 특성에 맞춰 적절한 해석법 또는 수리모형실험에 의해 산정할 필요가 있다.

(2) 부체의 운동

부체운동은 바람이나 파도에 의한 힘과 부체 자신의 복원력 및 계류라인이나 방충재의 반력을 작용으로 하는 운동방정식을 풀어 구할 수 있다. 강체운동으로 가정될 때의 부체운동은 참고 그림 (4-65)에 나타난 것처럼 서징, 스웨잉, 히빙, 피칭, 롤링 및 요잉의 6성분으로 구성된다. 이 중 서징, 스웨잉, 요잉의 수평면 내의 운동은 주기 수분 이상의 장주기변동을 나타내는 일이 있다. 장주기의 동요는 계류라인의 피박 면적이나 계류장치의 조사에 크게 영향을 미치므로 바람이나 파랑의 장주기 변동성분 및 파랑 표류력만을 작용으로 하여 장주기의 동요만을 별도로 고려해도 좋다. 부체가 길고 커지면 동요에 수반하여 탄성변형이 발생하므로 필요에 따라 검토한다.



참고 그림 (4-65) 부체의 운동성분

(3) 운동방정식의 해법

① 비선형운동방정식의 정상해법

유체의 운동방정식은 비선형이며, 해를 구하기가 쉽지 않다. 단, 운동의 미소진폭성을 가정하고, 비선형항을 선형 근사하여 운동방정식을 선형화하면, 비교적 간단하게 해를 구할 수 있다. 예를 들어, 3차원 부체의 경우에는 6가지 성분의 운동진폭과 위상차에 관한 연립 일차방정식이 된다. 또, 부체운동이 강체운동이라고 가정된 선형의 경우는 운동은 작용에 비례한다. 특히 바람과 흐름에 의한 힘이 없을 때는 운동은 파고에 비례한다.

② 비선형운동의 수치 시뮬레이션

일반적으로 풍항력이나 흐름항력은 비선형이며, 구속력도 비선형인 경우가 많다. 이 경우에는 운동방정식을 시간단계별로 풀어가는 수치해석이 유효하며, 현재 일반적으로 쓰이고 있다. 또한 수치해석은 각종 부체의 동요해석에 사용되고 있다. 수치해석에서 통상적으로 유체는 완전유체일 것, 부체의 동요량은 미소할 것, 입사파는 선형으로 중첩이 성립될 것 등의 조건을 전제로 하고 있다. 이러한 전제의 성립에 문제가 있는 경우 등에는 수리모형실험을 행해야만 한다.

(4) 수리모형실험

부체의 운동이나 계류력을 구하는 수단으로서 수리모형실험은 유력한 방법 중 하나로서 지금까지 다양한 부체에 관한 수리모형실험이 실시되고 있다. 수리모형실험을 행할 경우에는 부체의 관성 모멘트나 계류장치의 특성에 관한 상사법칙에 충분히 유의해야 한다.

(5) 부체동 요량과 계류력의 통계처리

불규칙파에 의한 수치해석이나 수리모형실험에 의해 얻어진 부체의 동요량이나 계류력은 시간적으로 불규칙적으로 변화한다. 따라서 부체의 동요진폭이나 계류력의 피크값도 변화한다. 그 최댓값들은 파의 스펙트럼이 같아도 파의 작용시간이나 파의 연속이 달라지면 변화한다. 즉, 부체의 동요진폭이나 계류력은 확률변수가 되므로 통계처리를 행하고 기댓값을 추정해야 한다. 일반적으로 통계처리에서는 얻어진 동요진폭이나 계류력의 피크값의 확률밀도분포를 정규분포나 레일레이분포 등에 적용하여 기댓값의 추정을 행한다.

(6) 구형 단면부체의 동요와 계류력(구속력)

구형 단면부체의 동요량과 계류력에 대해서는 비교적 취급이 쉬운 이토 등(1972)의 근사이론을 적용할 수 있다.

(7) 계류계의 상사법칙

부체의 운동특성은 계류방법에 의해 크게 달라지므로 계류장치의 변위·반력특성을 적절히 유사하게 하는 것이 부체의 수리모형실험에서는 특히 중요하다. 예를 들어, 계류 로프에 대해 실물과 같은 재질을 사용하여 형상만 비슷하게 한 것으로는 상사법칙이 성립되지 않는다. 모형재료의 탄성계수를 그 축척만큼 실물보다 작게 할 필요가 있다. 그러나 실제로는 이런 재료를 찾는 일이 불가능하며 보다 다양한 연구가 필요하다.

[참고문헌]

1) 나카무라, 사사키, 야마다(1972), "복합단면에 있어서 파도의 처오름에 관한 연구", 제 19회 해안공학강연회강연집, pp.309～312.
2) 다케우치, 나나사와(1961), "이마바리 해안에 있어서의 소위 군함파에 대해서", 일본해양학회지 Vol.17 No.2, pp.80～90.
3) 사토, 후루카와, 다카하시, 호소야마(1992), "소파 블록피복상부사면제의 수리특성-나하항 대수심역에 있어서 신구조방파제의 개발", 해안공학논문집 제 39권, pp.556～560
4) 이달수 등(2002), "경사식방파제의 최적 설계기술 개발(III)", 해양수산부 연구용역 보고서, 한국해양연구원.
5) 이달수 등(2003), "경사식방파제의 최적 설계기술 개발(IV)", 해양수산부 연구용역 보고서, 한국해양연구원.
6) 이달수 등(2004a), "경사제에 작용하는 총파력 : I. 수평파력 추정법", 2004년도 대한토목학회 정기학술대회 논문집.
7) 이달수 등(2004b), "경사제에 작용하는 총파력 : III. 연직파력 추정법", 2004년도 대한토목학회 정기학술대회 논문집.
8) 이토, 치바(1972), "부방파제의 수리에 관한 근사이론과 응용", 항만기술연구소보고 Vol.11 No2, pp.15～28
9) 운수성 항만기술연구소·항만국(1985), 부체공법개발조사보고서, pp.171
10) 카타야마, 세키모토, 우에키(1998), "반몰 수형상부 사면제에 작용하는 파력특성에 관하여", 해안공학논문집 제 45권, pp.776～780
11) 호소이, 슈도(1932), "제방에 경사로 입사하는 경우의 처오름에 대하여", 제 9회 해안공학강연회강연집, pp149～152.
12) 한국해양연구원(2005), 전해역 심해설계파 추정 보고서.
13) Bretschneider. C.L.(1968), "Decay of ocean waves, Fundamentals ocean engineering-Part 8b", Ocean Industry, pp. 45～50.
14) Brebner, A. and D. Donnelly(1962), "Laboratory study of rubble foundations for vertical breakwaters", *Proc. 8th Conf. of Coastal Eng*, New Mexico City, pp. 408～429.
15) Cavaleri, L. and P.H. Rizzoli(1981), "Wind wave prediction in shallow water theory and applications", *Jour. Geopyhs. Res.*, Vol. 86, No. C11, pp. 10,961～10,973.

16) CERC. Dept. of the Army U.S.(1992), Automated Coastal Engineering System. Tech. Ref.
17) Chae. J.W. and S.T. Jeong(1992), "Current-depth refraction and diffraction model for irregular water waves", *Proc. 23rd ICCE,* ASCE, Venice, Vol. 1, pp. 129～141.
18) Chen. T.C.(1961), "Experimental study on the solitary wave reflection along a straight sloped wall of oblique angle of incidence", Tech Memo 124, Beach Erosion Board, U.S. Army Corps of Engineers.
19) Christensen. F.T., P.C. Broberg. S.E. Sand. and P. Tryde(1984), "Behavior of rubble- mound breakwater in directional and uni-directional waves", *Coastal Eng.,* Vol. 8, pp. 265～278.
20) Coastal Engineering Research Center(1984), Shore Pretection Manual, Department of Army Corps of Engineers.
21) Collins, J.I.(1972), "Prediction of shallow water wares", *Jour. Geopyhs. Res.*, Vol. 77, No. 15, pp. 2,693～2,702.
22) Goda. Y.(1988), "On the methodology of selecting design wave height", *Proc. 21st ICCE*, ASCE, Spain, pp. 899～913.
23) Goda, Y. and Matsumoto, A.(2004), "A Simplified Theory on Total Wave Pressure Exerted on a Rubble Mound Breakwater", *Proc of Asian and Pacific Coasts 2003*, APAC094.
24) Golding. B.(1983), "A wave prediction system for realtime sea state forecasting", Quat, *Jour. Royal Meleorol. Soc.,* Vol. 109, No. C11, pp. 393～416.
25) Gunther, H. *et al*(1979), "A hybrid parametrical wave prediction model", *Jour. Geophys. Res.,* Vol. 84, pp. 5,727～5,738.
26) Hasselman, K.(1968), "Weak-interaction of ocean waves, Basic Developments in Fluid Dynamics", Vol. 2, Academic Press Inc., New York.
27) Hasselman, S and K. Hasselman(1985), "Computations and parameterizations of the nonlinear energy transfer in a gravity wave spectrum", Part I : A new method for efficient computations of the exact nonlinear transfer integral, *J. Phys. Oceanogr. 15,* pp. 1,369～1,377.
28) Hiroi. I.(1919), "On a method of estimating the force of waves", 東京帝國大學工科紀要, Vol. X, No. 1, 19p.
29) Hudson. R.Y.(1959), "Laboratory investigation of rubble-mound breakwater", *Proc. ASCE,* Vol. 85, W.W.3, pp. 93～121.
30) Inoue, T.(1967), "On the growth of the spectra of a wind generated sea according to a modified Miles-Phillips mechanism and its application to wave forecasting", Geophysical Science Lab., TR-67-5, New York Univ., pp. 1～74.
31) Isozaki, I. and T. Uji(1973), "Numerical prediction of ocean wind waves", Papers of Meteorology and Geophysics, Vol. 24, No. 2, pp. 207～231.
32) Joseph, P.S., S. Kawai and Y. Toba(1981), "Ocean wave prediction by a hybrid model combination of single-parameterize wind waves with spectrally treated Swells", Sci. Rep, Tohoku Univ., Set. 5, (Tohoku Geophys. Jurn.), Vol. 28, No. 1.
33) Keulegan. G.H. and L.H. Carpenter(1958), "Forces on cylinders and plates in an oscillating fluid", *Journal of the National Bureau of Standards,* Vol. 60, No. 5, pp. 423～440.
34) Kirky. J.T. and R.A. Darlymple(1983), "Propagation of weakly-nonlinear surface water waves in regions with varying depth and current", ONR. Tech. Rep. 14, Dept. of Civil Engrg., Univ. of Delaware.
35) Lee, D.S., Kim, C.I., Oh, Y.M. and Lee, K.S.(2004), "Direct Measurement of Wave Force Acting on a Rubble Mound Breakwater in Hydraulic Experiment", *Proc of Asian and Pacific Coasts 2003,* APAC093.
36) Longuet-Higgins. M.S. and R.W. Stewart(1962), "Radiation stress and mass transport in gravity waves with application to surf beats", *Jour. Fluid Mechanics,* Vol. 13, pp. 481～504.
37) Mase H.(1989), "Random wave runup height on gentle slope", J. Waterway, Port, Coastal and Ocean engineering, ASCE, Vol.118, No.5, pp.649～664.
38) Miles, J.W.(1959), "On the generation of surface waves by shear flows", J. F. M., Vol. 6, pp. 568～582.

39) Mitsuyasu, H.(1962), "Experimental study on wave force against a wall", *Report of Trans. Tech. Res. Inst,* No. 47, pp. 1～39.
40) Morison. J.R., M.P. O'Brien, J.W. Johonson, S.A. Schaaf(1950), "The force exerted by surface waves on piles, *Petroleum Trans", 189*, TP2846, pp. 149～154.
41) Phillips, O.M.(1957), "On the generation of waves by turbulent wind", J. F. M., Vol. 2, pp. 417～445.
42) Pierson, W.J.Jr., G. Neumann and R.W. James(1955), "Practical methods for observing and forecasting ocean waves by means of wave spectra and statistics", U.S. Navy Hydro Office Pub., No. 603.
43) Saville, T.Jr.(1958), "Wave run-up on composite slopes", Proc.6th Conf.on Coastal Eng.m pp.691～699.
44) Sainflou. G.(1928), "Essai sur les diques maritimes verticales", *Annales des Ponts et Chaussees,* Vol. 98, No. 1, pp. 5～48.
45) Sarpkaya. T.(1975), "Forces on cylinders and spheres in a sinusoidally oscillating fluid", Journal of Applied Mechanics, *Trans. of ASME*, Vol. 42, No. 1, pp. 32～37.
46) Sarpkaya. T.(1976), "In-line and transverse forces on cylinders in oscillatory flow at high Reynolds number", *Proc. of the Offshore Technology Conference,* Vol. Ⅱ, pp. 95～108.
47) Seelig, W.N. and J.P. Ahrens(1981), "Estimation of wave reflection and energy dissipation coefficients for beaches, revetments", and breakwaters, U.S. Army Corps of Engineers, CERC, Tech. Paper, No. 81-1, 40p.
48) Uji, T.(1985), "A coupled discrete wave model MRI-Ⅱ", Journ Of Oceanogr, Society of Japan, Vol. 40, pp. 303～313.
49) van de Kreeke. J.(1969), "Damage function of rubble mound breakwaters", ASCE, *Journal of the Waterway and Harbors Division,* Vol. 95, WW3, pp. 345～354.
50) van der Meer J.W.(1988), "Rock solpes and gravel beaches under wave attack", Doctoral thesis, Delft Univ. of Tech., 152p. あるいは Van Der Meer J.W.(1987), Stability of breakwater amour layer-Design formulae, *Coastal Engineering,* 11, pp. 219～239.
51) van der Meer. J.W.(1988), "Stability of cubes, Tetrapods and Accropode", *Proc. of Breakwater 88,* Eastbourne, UK, pp. 71～80.
52) Van der meer, J.W. and C.M. Stam(1992), "Wave runup on smooth and rock slopes of coastal structures", J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, Vol.118, No.5, pp.534～550.
53) 加藤一正, 中村聰志, 池田直太(1991), "波の連なりを考慮した長周期波の波高推定 - 波崎海洋研究施設における現地觀測にもとづく檢討", 港灣技術研究所報告, Vol. 30, No. 1, pp. 137～163.
54) 高橋重雄, 谷本勝利, 鈴村論司(1983), "直立壁に作用する衝撃 碎波壓の發生機構に關する一考察", 港灣技術研究所報告, Vol. 22, No. 4, pp. 3～31.
55) 高橋重雄, 谷本勝利, 下迫健一郎(1990), "消波ブロック被覆堤直立部の滑動安全性に對する波力とブロック荷重", 港灣技術研究所報告, 第29券, 第1号, pp. 54～75.
56) 高橋重雄, 谷本勝利, 下迫健一郎, 細山田得(1992), "混成防波堤のマウンド形狀による衝撃 碎波力係數の 提案", 海岸工學論文集, 第39卷, pp. 676～680.
57) 高橋重雄, 半澤稔, 佐藤弘和, 五明美智男, 下迫健一郎, 寺內潔, 高山知司, 谷本勝利(1998), "期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量一消波ブロック被覆堤の設計法の再檢討", 第1報一, 港灣技術研究所報告, 第38券, 第1号, pp. 3～28.
58) 高橋重雄, 下迫健一郎, 土部達生, 谷本勝利(1993), "衝撃碎波力に對する混成防波堤の動的應答計算", 海岸工學論文集, 第40券, pp. 766～770.
59) 高山知司(1981), "波の回析と港內波高分布に關する研究, 港灣技研資料", No. 367, pp. 140.
60) 光易 恒(1965), "波壓論, 1965年水工學に關する夏期研修會講義集B海岸・コース", 土木學會水理委員會, pp. B-16-1～B-16-25.
61) 谷本勝利(1976), "混成防波堤に働く波力について", 昭和51年度 港灣技術研究所講演會講演集, pp. 1～26.
62) 谷本勝利, 高橋重雄, 轟正彦, 和泉田芳和(1977), "ドルフィン上部工に作用する水平波力", 港灣技術研究

所報告, Vol. 16, No. 3, pp. 39～68.
63) 谷本勝利, 高橋重雄, 北谷高雄(1981), "混成防波堤のマウンド形狀による衝擊 碎波力の發生と對策について", 港灣技術研究所報告, Vol. 20, No. 2. pp. 3～39.
64) 谷本勝利, 高橋重雄, 和果田芳和(1978), "水平版に働く揚壓力に關する研究", 港灣技術研究所報告, Vol. 17, No. 2, pp. 3~47.
65) 谷本勝利, 柳澤忠彦, 村永 努, 紫田鋼三, 合田良實(1982), "不規則波實驗による混成堤マウンド被覆材の 安定性に關する研究", 港灣技術研究所報告, Vol. 21, No. 3, pp. 3～42.
66) 谷本勝利, 木村克俊(1985), "台形ケーソンの水理特性に關する實驗的研究", 港灣技研資料, No. 528, pp. 28.
67) 谷本勝利, 木村克俊. Antonio Paulo dos Santos Pinto(1986), "二山型スペクトル波による混成堤に働く 波力と設計週期の算定法", 港灣技術研究所報告, Vol. 25, No. 2, pp. 3～25.
68) 谷本勝利, 小島朗史(1983), "傾斜堤上部工およびブロック式混成堤に働く波力", 港灣技研資料, No. 450, 32p.
69) 谷本勝利, 原中祐人, 富田英治 , 和泉田芳和, 鈴村論司(1980), "曲面スリットケーソンの水理特性に關する實驗的研究", 港灣技術研究所報告, Vol. 19, No. 4, pp. 3～53.
70) 關本桓浩, 近藤浩右, 大下哲則, 今井澄雄, 中村光宏(1988), "入射角を考慮したカーテンウォール式防波堤の設計波力について", 海岸工學會論文集, 第35券, pp. 657～661.
71) 久宝雅史, 竹澤三雄, 植木隆彦(1973), "波峯付近における波壓に關する實驗的研究", 第20回 海岸工學講演會論文集, pp. 279～284.
72) 鹿島遼一, 榊山 勉, 清水琢 三, 關本恒浩, 國栖廣志, 京谷 修(1995), "不規則波に對する消波ブロック被覆工の變形量評價式について", 海岸工學論文集, 第40券, pp. 795～799.
73) 福田伸夫, 宇野俊泰, 人江功(1973), "防波護岸の越波に關する現地觀測(第2報)", 第20回 海岸工學講演會論文集, pp. 113～118.
74) 本間 仁, 堀川清司, 長谷直樹(1962), "護岸に働く波力について", 第9回 海岸工學講演會論文集, pp. 133～137.
75) 須藤賢哉, 木村克俊, 笹島隆彦, 水野雄三, 竹田英章(1995), "變形を許容した混成提マウンド被覆材の必要重量算定式", 海岸工學會論文集, 第42券, pp. 896～900.
76) 水野雄三, 杉本義昭, 木村克俊, 山中浩次, 鞠池聰一(1993), "高天端防波堤の波力特性に關する研究", 海岸工學論文集, 第40卷, pp. 721～725.
77) 首藤伸夫(1974), "非線形長波の變形-水路幅, 水深の變化する場合", 第21回 海岸工學講演會論文集, pp. 57～64.
78) 山口正隆, 畑田佳男, 日野幹雄, 小渕惠一郎(1986), "エネルギー平衡方程式に基づく淺海波浪推算モデルの適用性について, 土木學會論文集", 第369号, II-5券, pp. 233～242.
79) 森平倫生, 崎秀 作, 菊谷 徹(1967), "異形ブロックの波力減殺效果に關する研究", 港灣技術研究所報告, Vol. 6, No. 4, pp. 3～31.
80) 森平倫生, 柿崎秀作, 合田良實(1964), "カーテン防波堤とその特性について", 港灣技術研究所報告, Vol. 3, No. 1, 16p.
81) 永井康平, 小澤大造, 岸良安治 , 西村達郎(1986), "台風による二山型 スペクトルを有する現地波浪の諸特性", 第33回 海岸工學講演會論文集, pp. 144～148.
82) 永井莊七朗, 高田彰(1964), "海岸堤防の越波に及ぼす消波堤の効果", 第11回 海岸工學講演會講演集, pp. 279～286.
83) 伊藤喜行, 谷本勝利(1971), "混成防波堤の蛇行災害", 港灣技研資料, No. 112.
84) 伊藤喜行, 谷本勝利(1971), "混成防波堤の蛇行災害", 港灣技研資料, No. 112, 13p.
85) 伊藤喜行, 藤島 睦, 北谷高雄(1966), "防波堤の安定性に關する研究", 港灣技術研究所報告, Vol. 5, No. 14, 134p.
86) 伊藤喜行, 竹田英章(1967), "棧橋に作用する波の楊壓力", 港灣技術研究所報告, Vol. 6, No. 4, pp. 37～68.
87) 井島武士(1968), "波浪の數値豫測, 1968年度 水工學に關する夏期研修會講義集".
88) 井島武士, 副島 毅, 松尾隆彦(1967), "數値計算による台風域内の波の分布にいて", 第14回 海岸工學講演會講義集.
89) 中田邦夫, 寺内 潔, 西田仁志, 梅木 功(1984), "低天端混成堤の諸特性について", 第31回 海岸工學講演會論文集, pp. 532～536.
90) 坂本信雄, 井島武士, 佐藤昭二, 青野尙(1960), "淺海における風波の図式計算法", 第7回 海岸工學講演會講義集.

91) 平口博丸, 山口正隆, 土屋義人(1985), "波浪予知モデルの日本海への適用", 第32回 海岸工學講演會論文集, pp. 139~143.
92) 平石哲也, 河野信二, 玉城重則, 長谷川準三(1997), "港灣構造物の設計に用いる長週期波の標準スペクトルについて", 海岸工學論文集, 第44卷, pp. 246-250.
93) 合田良實(1967), "構造物に働く波力, 1967年度 水工學に關する夏期研修會講義集", 海岸.港灣コース 土木學會水理委員會, pp. B-10-1～B-10-31.
94) 合田良實(1970), "防波護岸の越波流量に關する研究", 港灣技術研究所報告, Vol. 9, No. 4, pp. 3～41.
95) 合田良實(1970), "碎波指標の整理について", 土木學會論文報告集, 第180号, pp. 39～49.
96) 合田良實(1970), "波浪の數値計算-波浪スペクトルの應用例-, 1970年度 水工學に關する夏期研修會講義集".
97) 合田良實(1973), "防波堤の設計波壓に關する研究", 港灣技術研究所報告, Vol. 12, No. 3, pp. 31～69.
98) 合田良實(1973), "衝擊碎波壓を受ける混成防波堤の擧動に關する考察", 港灣技術研究所報告, Vol. 12, No. 3, pp. 3~29.
99) 合田良實(1975), "淺海域における波浪の碎波變形", 港灣技術研究所報告, Vol. 14, No. 3.
100) 合田良實(1990), "港灣構造物の耐波設計", 鹿島出版社, pp. 12～17, 265～322.
101) 合田良實, 岸良安治, 神由 豊(1975), "不規則波による防波護岸の越波流量に關する實驗的研究", 港灣技術研究所報告, Vol. 14, No. 1, pp. 3～44.
102) 合田良實, 永井康平(1974), "波浪の統計的性質に關する調査・解析, 港灣技術研究所報告", Vol. 13, No. 1, pp. 3~37.
103) 合田良實, 鈴木康正(1975), "光易型方向スペクトルを用いた不規則波の回析・屈析計算", 港灣技術資料, No. 230.

제 5 장 조 석

5-1 설계조위

항만시설의 구조 설정 및 안전 검토에 사용되는 조위는 천문조와 폭풍해일, 지진해일 등에 의한 이상조위의 실측값 또는 추산값에 기초하여 정하는 것으로 한다.

[해 설]

(1) 설계조위의 결정법

설계조위는 구조물이 가장 위험하게 되는 조위로 한다.

구조물의 목적에 따라, 그리고 같은 목적의 구조물이라도 설계 계산의 목적에 따라 다른 설계조위를 적용하는 경우가 있다. 예를 들면, 폭풍해일 대책시설에 있어서 마루높이는 월파량에 의하여 결정되므로 월파량이 최대가 되는 조위를 설계조위로 하지만, 안정계산에 있어서는 보다 낮은 조위에서도 위험한 경우가 있으므로 이때에는 그 조위를 설계조위로 하여야 한다. 방파제 안전계산의 경우에는 그 구조물이 가장 불안정하게 되는 조위를 적용한다.

(2) 폭풍해일, 지진해일, 부진동의 동시 발생

폭풍해일과 지진해일은 어느 것이나 드물게 발생하는 현상이므로 동시에 나타나지는 않는 것으로 생각한다.

부진동은 폭풍해일 또는 지진해일에 의하여 유발되는 경우가 많다. 여기서는 부진동을 협의로 해석하여 폭풍해일 또는 지진해일이 일어나는 경우 이외에 발달하는 장주기 수면진동으로 생각한다. 따라서 폭풍해일 또는 지진해일의 경우에는 특히 부진동을 고려하지 않는다.

(3) 폭풍해일 대책에 대한 설계조위

① 기왕고극조위 또는 이것에 설계자의 판단에 의하여 약간의 여유를 더한 조위

기준검조소가 없는 곳에서는 인근 기준검조소의 기왕고극조위와 약최고고조위의 편차를 해당 지점의 약최고고조위에 더하는 방법으로 계산한다.

② 기왕 이상조위의 발생확률곡선을 산정하고, 외삽법(外揷法)으로 구한 어떤 재현년도(예:50년 등)의 조위

기준검조소가 없는 곳에서는 인근 기준검조소의 어떤 재현년도 조위와 약최고고조위의 편차를 해당 지점의 약최고고조위에 더하는 방법으로 계산한다.

③ 해일 수치모형실험 등에 의해 해일고(海溢高)를 추산하는 경우는 약최고고조위에 해일고를 더한 조위.

④ 이상고조위의 발생확률과 각 조위에 대한 배후지의 피해액 및 해일 대책시설의 건설비를 감안하여 결정

이러한 방법은 어느 것이나 장단점이 있다. 먼저 방법 ①은 가장 간단하지만 장기간의 자료를 필요로 하며, 또 기왕고극조위 이상의 이상고조위가 발생하지 않는다는 보장이 없다. 방법 ②는 발생확률 계산결과에 의한 것으로 설계에 쓰이는 고조위가 어느 정도의 발생확률을 갖고 있는가는 명확하나, 비교적 단기간의 자료로부터 장기간의 예측을 하기 때문에 신뢰성에 문제가 있다. 방법 ③은 해일의 주요 특성인 조위편차에 착안하고 있는 점은 다른 방법보다 과학적이지만 약최고고조위를 기준으로 하기 때문에 장래에 대한 보장이 없는 것은 방법 ①과 같다. 방법 ④는 합리적이고 경제적으로 가장 유익한 방법이나 피해액의 추정 등에 상당한 기술과 노력이 필요하다. 어느 방법을 채용하는가는 책임기술자의 판단에 따라 각각의 수치를 비교·검토하고 실측기간, 발생빈도, 시설의 중요성 및 경제성 등을 고려하여 결정하여야 한다.

(4) 고극·저극조위

국립해양조사원에서는 한국 연안의 기준검조소의 관측 조석에서 부진동을 무시한 평활화시킨 곡선상에서 매월·매년의 최고·최저 조위(해면)인 고극조위(H.H.W)와 저극조위(L.L.W)를 읽어 해양조사기술연보에 발표하고 있다. 해설 표 (5-1)은 한국 주요 항만의 1956~2012년의 고극 및 저극조위이다.

해설 표 (5-1) 한국 연안의 주요 항만의 최극조위

(1956~2012)

조위관측소	관측기간	고극조위		저극조위	
		조위(m)	발생일	조위(m)	발생일
인천	'99~'12	9.88	'01. 8.21	-0.66	'02. 3. 1
안산(탄도)	'02~'12	9.24	'07.10.28	-0.63	'02. 3. 1
평택	'92~'12	10.31	'00. 8.31	-0.65	'93.10.17
안흥	'86~'12	7.92	'97. 8.19	-0.54	'95.12.24
보령	'86~'12	8.48	'97. 8.19	-0.62	'95.12.24
군산(내항)	'60~'02	8.93	'71. 7.12	-0.59	'97. 4. 8
군산(외항)	'80~'12	8.12	'97. 8.19	-0.69	'95.12.24
위도	'85~'12	7.37	'97. 8.19	-0.34	'11. 3.22
영광	'02~'12	7.44	'02. 9. 8	-0.89	'05. 1.14
목포	'56~'12	5.50	'04. 7. 4	-0.99	'82. 1.12
진도(수품)	'06~'12	4.29	'10. 8.10	-0.81	'06. 3. 1
대흑산도	'65~'12	4.28	'69. 7.28	-0.56	'78. 1.10
추자도	'84~'12	3.78	'87. 1. 2	-0.64	'93. 2. 8
제주	'64~'12	3.28	'04. 7.31	-0.48	'66. 2. 8
모슬포	'04~'12	3.13	'04. 8.29	-0.55	'05. 1.12
서귀포	'85~'12	3.47	'01. 8.20	-0.43	'88. 2.18
성산포	'04~'12	2.90	'05. 6. 1	-0.47	'05. 1.12
완도	'83~'12	4.46	'10. 8.10	-0.50	'93. 2. 9
고흥(발포)	'05~'12	4.33	'10. 8.10	-0.55	'06. 3. 1
거문도	'82~'12	4.13	'04. 8.31	-0.41	'93. 2. 9
여수	'65~'12	4.24	'67.10.14	-0.57	'69. 4. 4
통영	'76~'12	4.30	'03. 9.12	-0.48	'80. 2.18
마산	'03~'12	2.44	'04. 8.29	-0.55	'10. 3.30
거제도(구조라)	'06~'12	2.70	'12. 9.17	-0.36	'12. 4. 8
가덕도	'77~'12	2.52	'12. 9.17	-0.40	'85. 4. 6
부 산	'60~'12	2.11	'03. 9.12	-0.41	'80. 2.17
울 산	'62~'12	1.33	'04. 8.19	-0.40	'94. 3.27
포 항	'72~'12	1.05	'04. 8.19	-0.20	'88. 2. 3
후 포	'02~'12	0.71	'04. 8.19	-0.33	'06. 2.28
울릉도	'65~'12	1.05	'66. 8.18	-0.41	'85. 4.13
묵 호	'65~'12	0.95	'68.10.25	-0.36	'85. 4.13
속 초	'74~'12	0.97	'86. 8.28	-0.33	'06. 2.28

자료: 국립해양조사원(http://khoa.go.kr→해양관측/예보→조석→최극조위)

5-2 천문조(天文潮)

천문조의 제원으로는 기본수준면, 평균해면, 각종 '조위기준면(tidal datums)'의 높이를 고려하는 것으로 하며, 1년 이상의 검조 기록으로부터 정한다.

[해 설]

(1) 정의

각종 조위의 정의는 다음과 같다.

① 평균해면(平均海面, mean sea level, M.S.L)

어떤 기간의 해면의 높이를 그 기간의 평균해면이라 한다. 실용적으로는 1년간의 매 시별 조위의 평균값인 연평균해면을 평균해면으로 한다.

② 기본수준면(基本水準面, datum level, D.L) - 약최저저조위(略最低低潮位, approximate lowest low water, A.L.L.W)

한국 연안의 수심 및 조위 측정의 기준인 기본수준면은 약최저저조위로 연평균해면으로부터 주요 4개 분조(分潮)인 M_2, S_2, K_1, O_1 분조의 반조차(半潮差)의 합만큼 내려간 면으로 정한다.

③ 약최고고조위(略最高高潮位, approximate highest high water, A.H.H.W)

평균해면에서 4개 주요 분조의 반조차의 합만큼 올라간 해면의 높이

④ 대조평균고조위(大潮平均高潮位, high water ordinary spring tide, H.W.O.S.T)

대조기의 평균고조위로서 평균해면에서 M_2와 S_2 분조의 반조차의 합만큼 올라간 해면의 높이

⑤ 평균고조위(平均高潮位, high water ordinary mean tide, H.W.O.M.T)

대·소조기의 평균고조위로서 평균해면에서 M_2 분조의 반조차만큼 올라간 해면의 높이

⑥ 소조평균고조위(小潮平均高潮位, high water ordinary neap tide, H.W.O.N.T)

소조기의 평균고조위로서 평균해면에서 M_2와 S_2 분조의 반조차의 차만큼 올라간 해면의 높이

⑦ 소조평균저조위(小潮平均低潮位, low water ordinary neap tide, L.W.O.N.T)

소조기의 평균저조위로서 평균해면에서 M_2와 S_2 분조의 반조차의 차만큼 내려간 해면의 높이

⑧ 평균저조위(平均低潮位, low water ordinary mean tide, L.W.O.M.T)

대·소조기의 평균저조위로서 평균해면에서 M_2 분조의 반조차만큼 내려간 해면의 높이

⑨ 대조평균저조위(大潮平均低潮位, low water ordinary spring tide, L.W.O.S.T)

대조기의 평균저조위로서 평균해면에서 M_2와 S_2 분조의 반조차의 합만큼 내려간 해면의 높이

(2) 한국 근해의 천문조의 분포

각 해안의 조시(潮時)와 조차(潮差)는 해안 지형, 수심 분포, 그리고 해수의 관성과 마찰에 의하여 매우 복잡한 분포를 나타낸다.

한국 연안에서는 동·남·서해안별로 크게 다른 분포를 보인다. 해설 그림 (5-1)과 (5-2)는 각각 한국 연해의 M_2 분조의 등조시·조차도(等潮時·潮差圖)와 대조차도(大潮差圖)이다.

(3) 조석(潮汐)의 조화상수(調和常數)

복잡한 운동을 하는 달과 태양에 기인하는 조석을 지구로부터 일정한 거리에서 일정한 주기로 천구(天球)의 적도상을 운행하는 무수한 가상 천체(假想天體)에 기인하는 규칙적인 각각의 조석을 합성한 것으로 생각할 때, 이 각각의 조석을 분조라 한다. 각 지점의 조석 실측값로부터 분조를 얻는 것을 조석 조화분석(調和分析)이라 하고, 각 분조의 조차의 1/2인 반조차와 위상 지각(位相 遲角)을 조석의 조화상수라 한다.

임의 지점에서 실측 조위 h_t는 다음 식으로 표현된다.

$$h_t = Z_o + \sum f H \cos(V_o + U + nt - K) \qquad \text{해설 (5-1)}$$

여기서, Z_o : 평균해면

f, V_o, U : 천체운동에서 얻어지는 천문상수(시간의 함수)

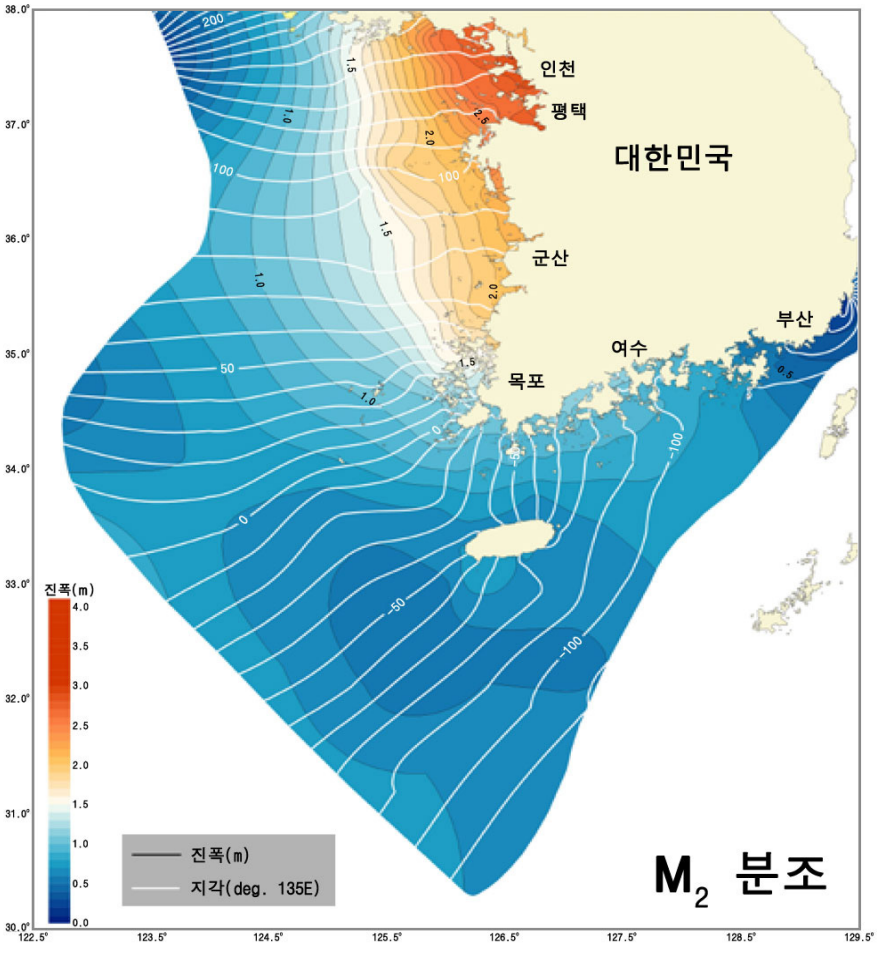
H : 반조차

K : 위상 지각

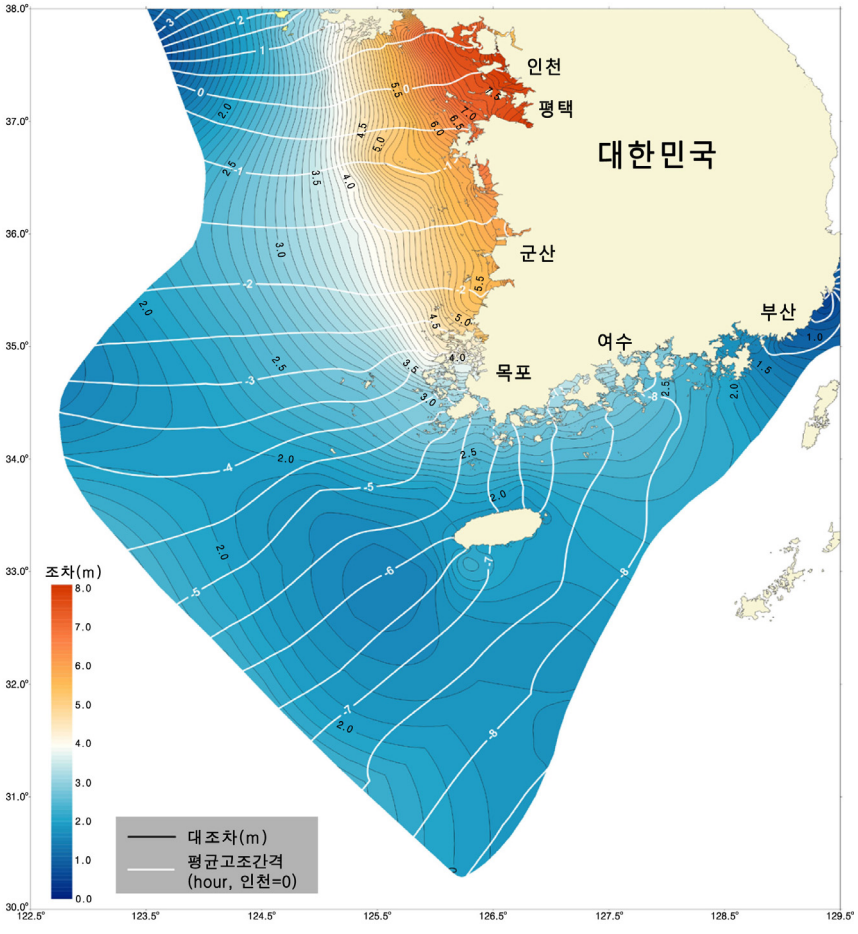
n : 분조의 속도

t : 시간

각 분조의 가상 천체가 자오선을 통과하고 난 후 그 분조가 고조가 될 때까지의 시간을 각도로 표시한 것이 위상 지각이다. 분조의 수는 매우 많지만 그 가운데서 4대 주요 분조는 해설 표 (5-2)와 같다. 해설 표 (5-3)은 한국 연안의 주요 분조의 조화상수이다.



해설 그림 (5-1) 한국 연안의 M_2 분조의 등조시와 등조차도(국립해양조사원, 2012a)



해설 그림 (5-2) 한국 연안의 대조차(M_2+S_2)도 (국립해양조사원, 2012a)

해설 표 (5-2) 4대 주요 분조

분 조	명 칭	각속도 (°/hour)	주 기 (hour)	조화상수 기호	
				반조차	지각
M_2	주태음반일주조	28.984	12.42	Hm	Km
S_2	주태양반일주조	30.000	12.00	Hs	Ks
O_1	주태음일주조	13.943	25.82	Ho	Ko
K_1	일월합성일주조	15.041	23.93	H′	K′

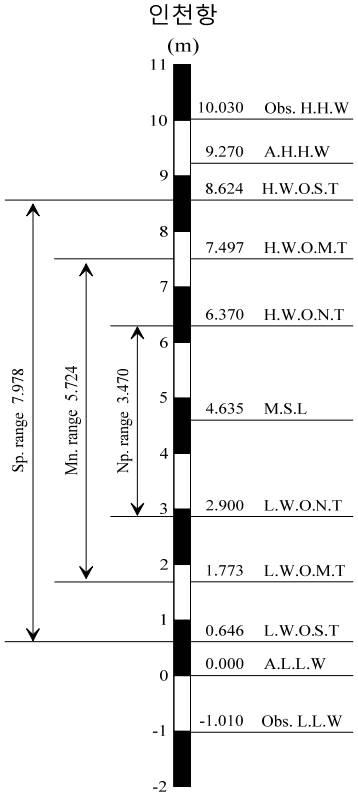
(4) 조석의 비조화상수(非調和常數)

조석의 조화상수로부터 산정되는 조석의 비조화상수는 조차, 조위 및 조시 간격 등 실제의 항만 설계에 이용되는 조석의 제원으로서 약최고고조위, 대조평균고조위, 평균고조위, 소조평균고조위, 평균 해면, 소조평균저조위, 평균저조위, 대조평균저조위, 약최저저조위, 평균고조간격과 평균저조간격, 그리고 대조차, 평균조차, 소조차 등이 있다.

비조화상수 계산식은 다음과 같다.

평균고조간격(mean high water interval, M.H.W.I) : Km/29시
평균저조간격(mean low water interval, M.L.W.I) : Km/29시+6시12분
약최고고조위(A.H.H.W) : 2(Hm+Hs+Ho+H′)
대조평균고조위, 대조승(H.W.O.S.T) : 2(Hm+Hs)+Ho+H′
평균고조위(H.W.O.M.T) : 2Hm+Hs+Ho+H′
소조평균고조위, 소조승(H.W.O.N.T) : 2Hm+Ho+H′
평균해면(M.S.L) : Hm+Hs+Ho+H′
소조평균저조위(L.W.O.N.T) : 2Hs+Ho+H′
평균저조위(L.W.O.M.T) : Hs+Ho+H′
대조평균저조위(L.W.O.S.T) : Ho+H′
약최저저조위(A.L.L.W) : 0.0
대조차(spring range, Sp. R.) : 2(Hm+Hs)
평균조차(mean range, Mn. R.) : 2Hm
소조차(neap range, Np. R.) : 2(Hm-Hs)

해설 표 (5-4)는 해설 표 (5-3)에 제시된 조화상수로부터 산정된 조석의 비조화상수이다.



해설 그림 (5-3) 인천항 기준조석의 조위면도(1943～1944)

해설 표 (5-3) 한국 연안의 주요 분조의 조화상수

조위관측소	위치(WGS-84)		관측기간	M_2		S_2		K_1		O_1	
	위도(N)	경도(E)		H(m)	K(°)	H(m)	K(°)	H(m)	K(°)	H(m)	K(°)
대청도	37-46-31	124-43-05	'08.01.01～'08.12.31	1.048	158.0	0.412	198.3	0.344	308.1	0.255	277.2
강화대교	37-43-55	126-31-21	'09.08.12～'10.08.15	2.099	167.7	0.733	221.5	0.297	313.4	0.212	276.9
영종대교	37-32-44	126-35-04	'09.08.12～'10.08.15	2.890	125.5	1.162	174.2	0.392	296.3	0.280	267.2
인천	37-28-18	126-35-44	'43～'44	2.862	129.5	1.127	179.1	0.394	295.3	0.252	266.4
인천(송도)	37-20-24	126-35-24	'10.09.01～'11.09.04	2.785	119.8	1.126	167.5	0.388	292.9	0.285	263.2
영흥도	37-14-19	126-25-43	'09.10.01～'10.10.04	2.619	117.1	1.055	164.4	0.386	292.8	0.274	263.8
안산(탄도)	37-11-32	126-38-52	'02.01.01～'02.12.31	2.619	119.2	1.040	166.9	0.382	292.5	0.299	265.0
굴업도	37-11-40	125-59-42	'10.01.01～'10.12.31	2.298	114.4	0.921	159.7	0.376	290.7	0.276	261.3
평택	36-58-01	126-49-22	'80.06.01～'81.05.31	2.866	126.5	1.111	175.4	0.391	294.4	0.286	266.1
대산	37-00-27	126-21-09	'03.08.01～'04.07.31	2.480	110.9	0.992	157.3	0.383	288.3	0.284	259.5
태안	36-54-48	126-14-19	'11.06.01～'12.06.03	2.312	106.0	0.925	151.5	0.370	286.7	0.276	257.8
안흥	36-40-43	126-04-08	'86.12.01～'87.12.05	2.111	95.4	0.810	138.8	0.358	280.1	0.268	252.1
보령	36-24-24	126-29-10	'86.01.01～'87.01.05	2.294	86.8	0.891	130.8	0.361	276.2	0.272	247.9
서천	36-07-43	126-29-45	'10.10.01～'11.10.04	2.103	77.8	0.840	121.3	0.348	271.8	0.261	243.4
군산외항	35-58-17	126-37-29	'80.03.01～'82.04.04	2.201	82.2	0.816	126.3	0.344	272.0	0.262	243.9
장항	36-00-25	126-41-16	'04.04.01～'05.03.31	2.262	81.9	0.872	127.1	0.348	273.4	0.259	246.2
어청도	36-07-02	125-59-05	'08.01.01～'08.12.31	1.780	77.9	0.693	121.2	0.323	274.5	0.251	246.4
위도	35-37-06	126-18-07	'75.06.15～'75.07.14	1.997	68.0	0.726	117.9	0.339	265.9	0.253	244.6
영광	35-25-34	126-25-14	'01.11.16～'02.11.19	2.042	63.7	0.774	106.6	0.340	263.7	0.261	238.3
목포	34-46-52	126-23-26	'99.01～'02.12	1.411	29.6	0.478	70.2	0.305	243.4	0.236	219.9
진도(수품)	34-22-40	126-18-31	'06.01.01～'06.12.31	1.077	320.6	0.415	345.7	0.294	208.9	0.224	186.6
대흑산도	34-41-06	125-26-29	'79.1～'80.1, '82.1～'83.1	1.062	28.0	0.360	64.1	0.242	245.7	0.189	223.4
추자도	33-57-45	126-17-53	'83.12.01～'84.12.04	0.876	314.5	0.350	336.1	0.260	211.4	0.192	189.1
제주	33-30-51	126-31-43	'73.01.01～'76.01.01	0.697	303.5	0.295	324.1	0.230	210.2	0.168	189.1
모슬포	33-12-52	126-15-04	'04.01.01～'04.12.31	0.736	294.5	0.309	317.1	0.242	208.9	0.183	188.5
서귀포	33-14-19	126-33-51	'74.09.02～'74.10.01	0.757	274.1	0.337	293.9	0.245	200.8	0.177	177.1
성산포	33-28-29	126-55-39	'04.01.01～'04.12.31	0.654	274.2	0.300	296.3	0.217	202.6	0.160	182.3
완도	34-18-24	126-45-15	'83.01.01～'84.01.04	1.071	283.5	0.461	308.4	0.271	194.1	0.199	171.7
고흥(발포)	34-28-52	127-20-33	'06.01.01～'06.12.31	1.006	268.2	0.449	293.7	0.246	184.1	0.177	160.3
거문도	34-01-42	127-18-32	'83.01.01～'84.01.04	0.897	269.8	0.401	294.7	0.234	193.0	0.168	171.2
여수	34-44-50	127-45-57	'65.04.01～'66.04.04	1.012	253.9	0.474	282.7	0.202	190.7	0.120	152.6
광양	34-54-13	127-45-22	'82.03.01～'83.03.04	1.080	254.5	0.503	282.1	0.195	174.8	0.133	152.6
통영	34-49-40	128-26-05	'76.03～'77.02	0.796	248.4	0.370	275.9	0.147	172.6	0.097	149.4
마산	35-12-36	128-35-20	'03.01.01～'03.12.31	0.582	241.5	0.277	268.8	0.081	156.7	0.044	130.6
부산신항	35-04-39	128-47-13	'12.01.01～'13.01.04	0.544	240.5	0.257	267.8	0.078	155.9	0.043	133.1
거제(구조라)	34-47-55	128-42-05	'06.04.01～'07.03.31	0.576	242.0	0.270	268.2	0.100	163.8	0.061	143.2
가덕도	35-01-29	128-48-39	'78.01.01～'78.12.31	0.567	240.7	0.263	269.0	0.080	153.1	0.043	131.4
부산	35-05-41	129-02-11	'74.01.01～'75.01.05	0.400	232.8	0.189	261.3	0.044	137.1	0.016	112.2
울산	35-30-55	129-23-05	'74.01.01～'77.01.05	0.169	212.3	0.078	246.8	0.033	45.1	0.030	350.3
포항	36-01-15	129-23-49	'74.01.01～'76.12.31	0.031	120.6	0.007	167.3	0.042	3.2	0.043	325.7
저동(울릉도)	37-29-46	130-54-41	'75.06.01～'76.05.30	0.050	73.4	0.017	92.8	0.047	346.8	0.046	317.1
후포	36-40-39	129-27-11	'03.01.01～'03.12.31	0.041	92.3	0.011	117.8	0.042	356.8	0.041	322.9
동해항	37-29-42	129-08-38	'12.01.01～'13.01.04	0.061	86.3	0.020	104.7	0.046	355.2	0.044	323.2
묵호	37-33-01	129-06-59	'65.07.01～'66.07.04	0.069	85.7	0.023	106.5	0.049	357.5	0.047	321.8
속초	38-12-25	128-35-39	'74.01.01～'76.01.01	0.071	82.2	0.025	103.2	0.051	356.9	0.048	322.8

자료: 국립해양조사원(고시 제2014-2호)

해설 표 (5-4) 한국 연안의 조석의 비조화상수

조위관측소	대조차 (Sp.R, m)	소조차 (Np.R, m)	약최고고조위 (AHHW, m)	대조평균고조위 (HWOST, m)	평균해면 (MSL, m)	평균고조간격 (MHWI, h:m)	조석형태수 (Tide form)
대청도	2.920	1.272	4.118	3.519	2.059	5:27	0.41
강화대교	5.664	2.732	6.682	6.173	3.341	5:47	0.18
영종대교	8.104	3.456	9.448	8.776	4.724	4:20	0.17
인천	7.978	3.470	9.270	8.624	4.635	4:28	0.16
인천(송도)	7.822	3.318	9.168	8.495	4.584	4:08	0.17
영흥도	7.348	3.128	8.668	8.008	4.334	4:02	0.18
안산(탄도)	7.318	3.158	8.680	7.999	4.340	4:07	0.19
굴업도	6.438	2.754	7.742	7.090	3.871	3:57	0.20
평택	7.954	3.510	9.308	8.631	4.654	4:22	0.17
대산	6.944	2.976	8.278	7.611	4.139	3:49	0.19
태안	6.474	2.774	7.766	7.120	3.883	3:39	0.20
안흥	5.842	2.602	7.094	6.468	3.547	3:17	0.21
보령	6.370	2.806	7.636	7.003	3.818	3:00	0.20
서천	5.886	2.526	7.104	6.495	3.552	2:41	0.21
군산외항	6.034	2.770	7.246	6.640	3.623	2:50	0.20
장항	6.268	2.780	7.482	6.875	3.741	2:49	0.19
어청도	4.946	2.174	6.094	5.520	3.047	2:41	0.23
위도	5.446	2.542	6.630	6.038	3.315	2:21	0.22
영광	5.632	2.536	6.834	6.233	3.417	2:12	0.21
목포	3.778	1.866	4.860	4.319	2.430	1:01	0.29
진도(수품)	2.984	1.324	4.020	3.502	2.010	11:03	0.35
대흑산도	2.844	1.404	3.706	3.275	1.853	0:58	0.30
추자도	2.452	1.052	3.356	2.904	1.678	10:51	0.37
제주	1.984	0.804	2.780	2.382	1.390	10:28	0.40
모슬포	2.090	0.854	2.940	2.515	1.470	10:09	0.41
서귀포	2.188	0.840	3.032	2.610	1.516	9:27	0.39
성산포	1.908	0.708	2.662	2.285	1.331	9:27	0.40
완도	3.064	1.220	4.004	3.534	2.002	9:47	0.31
고흥(발포)	2.910	1.114	3.756	3.333	1.878	9:15	0.29
거문도	2.596	0.992	3.400	2.998	1.700	9:18	0.31
여수	2.972	1.076	3.616	3.294	1.808	8:45	0.22
광양	3.166	1.154	3.822	3.494	1.911	8:47	0.21
통영	2.332	0.852	2.820	2.576	1.410	8:34	0.21
마산	1.718	0.610	1.968	1.843	0.984	8:20	0.15
부산신항	1.602	0.574	1.844	1.723	0.922	8:18	0.15
거제(구조라)	1.692	0.612	2.014	1.853	1.007	8:21	0.19
가덕도	1.660	0.608	1.906	1.783	0.953	8:18	0.15
부산	1.178	0.422	1.298	1.238	0.649	8:02	0.10
울산	0.494	0.182	0.620	0.557	0.310	7:19	0.26
포항	0.076	0.048	0.246	0.161	0.123	4:10	2.24
저동(울릉도)	0.134	0.066	0.320	0.227	0.160	2:32	1.39
후포	0.104	0.060	0.270	0.187	0.135	3:11	1.60
동해항	0.162	0.082	0.342	0.252	0.171	2:59	1.11
묵호	0.184	0.092	0.376	0.280	0.188	2:57	1.04
속초	0.192	0.092	0.390	0.291	0.195	2:50	1.03

자료: 국립해양조사원(고시 제2014-2호) (조위관측소 위치와 관측기간은 해설 표 (5-3)과 같음)

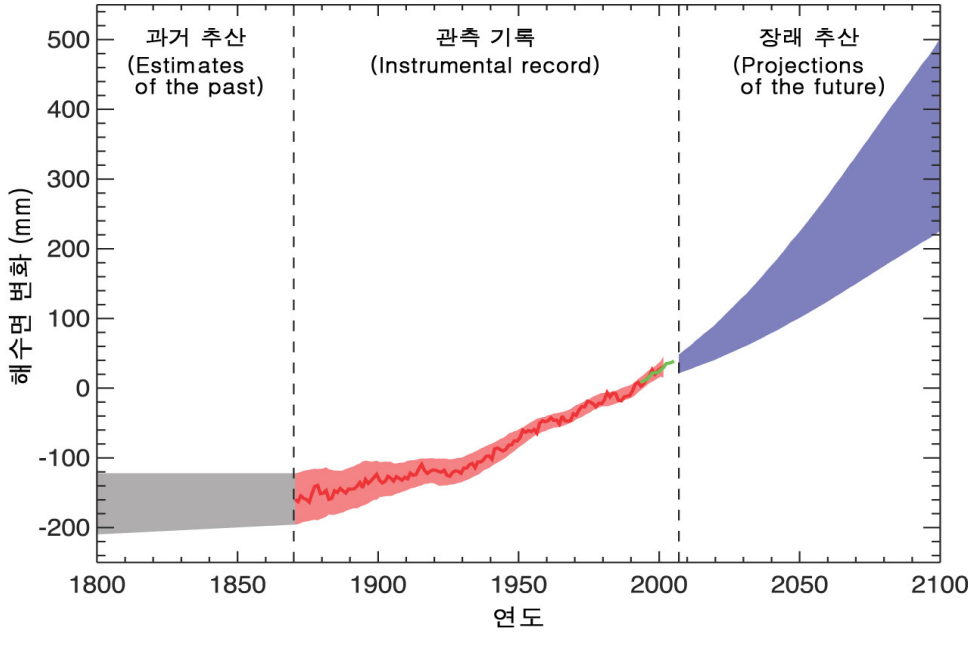
(5) 평균해면

한국에서 육지 높이의 기준은 1914~1916년의 인천항 평균해면이며(국립해양조사원, 2012b), 자기(自記) 검조곡선으로부터 면적측량의 방법으로 구하였다(국토지리정보원, 2010). 각 항의 연평균해면은 1914~1916년의 인천항 평균해면 즉, 측지기준면과 일반적으로 일치하지 않으며, 각 항에서 1년 이상의 조위 관측값으로부터 매일 매시의 조위의 평균값으로 계산하여야 한다. 국립해양조사원에서는 한국 연안의 주요 항에 설치된 조위관측소의 관측값으로부터 매월, 매년의 평균해면을 해양조사기술연보에 발표하고 있다.

(6) 평균해면의 장기적인 상승

기후변화에 관한 정부간협의체(intergovernmental panel on climate change, IPCC) 실무 그룹의 제4차 평가보고서에 의하면, 해수면 상승은 온난화 경향과 일치한다(IPCC, 2007). 지구 평균해수면은 1961~2003년에 1.8±0.5mm/yr의 속도로 상승하였고, 1993~2003년에는 3.1±0.7mm/yr의 속도로 상승하였다. 한국 주변의 평균해수면은 최근 10년간 3.8mm/yr의 속도로 상승하는 추세를 보이고 있다(국립해양조사원, 2012a). 전 지구 온실가스 배출에 관한 6개 SRES(special report on emissions scenarios) 시나리오(Nakicenovic and Swart, 2000)별 해수면 상승 추정값은 배출량이 가장 적은 B1 시나리오의 경우 1980~1999년 대비 2090~2099년에 0.18~0.38m(1.5~3.9mm/yr)이고, 배출량이 가장 많은 A1Fl 시나리오의 경우 0.26~0.59m(3.0~9.7mm/yr)이다. 해설 그림 (5-4)는 온실가스 배출량이 중간 정도인 SRES A1B 시나리오에 대한 해수면 상승 예측값을 나타낸 것이다.

해수면이 상승하면 해일 발생 시 해안 시설물의 안전성이 저하되고 재해의 위험성이 증가한다. 항만시설, 해상 교량과 배수구 등의 설 계시 해수면 상승의 영향을 반영할 필요가 있으며, 이 때 시설물의 내구연수, 비용대비 효과, 주변 환경에 미치는 영향, 해수면 상승 예측값의 불확실성 등을 충분히 고려하여야 한다.



해설 그림 (5-4) SRES A1B 시나리오에 대한 해수면 상승 예측

(7) 기본수준면의 결정

한국 연안의 수심측정의 기준인 기본수준면은 약최저저조위로서 연평균해면으로부터 주요 4대 분조(M_2, S_2, O_1, K_1 분조)의 반조차를 합한 만큼 아래로 내려간 면이다.

$$DL = A_o - (H_m + H_s + H_o + H') \qquad \text{해설 (5-2)}$$

여기서, DL : 기본수준면

A_o : 연평균해면

H_m, H_s, H_o, H' : 4개 분조의 반조차

조석의 높이 즉, 조고(潮高) 또는 조위는 어떤 기준면으로부터 측정한 값이며 수심은 그 기준면으로부터 아래로 측정한 값이므로 그 기준면을 명백히 설정하여야 한다. 현재 한국에서는 약최저저조위(A.L.L.W) 일명, 인도양 대조저조위(Indian spring low water)를 기본수준면(DL)으로 채택하여 해도, 조석표, 항만공사 등의 기준면으로 사용하고 있다. 외국에서는 국가별로 인도양 대조저조위(Indian spring low water, 일본), 평균최저조위(lowest normal low water, Ao-1.1(Hm+Hs), 중국), 평균저조위(mean low water springs, Ao-(Hm+Hs), 독일 북해, 이탈리아), 평균저저조위(mean lower low water, Ao-(Km+(Ho+H')cos45°), 미국 태평양) 등을 기본수준면으로 채택하고 있다(국립해양조사원, 2009). 한편, 국제수로기구 조석위원회(international hydrographic organization, IHO, Tidal Committee)는 1997년에 18.6년의 완전한 조석주기 동안 조석현상에 의하여 나타날 수 있는 최저극천문조위(lowest astronomical tide, LAT)를 기본수준면으로 채택할 것을 권장하였으며, 2012년 현재 영국, 프랑스, 스페인, 호주 등 12개국이 채택하고 있다(국립해양조사원, 2012c). 국립해양조사원은 LAT와 최고극천문조위(highest astronomical tide, HAT)에 대한 분석 및 연구사업을 진행 중이나, 2013년 6월 현재 LAT와 HAT로 대체할 계획은 결정된 바가 없다.

기본수준면을 결정하기 위해서는 해당 지점의 연평균해면값과 4대 주요 분조의 반조차를 결정하여야 한다. 기본수준면은 국립해양조사원의 기본수준점표(基本水準点標, tidal bench mark, T.B.M) 성과를 이용하여야 한다. 기본수준점표가 없는 경우에는 1개월 이상 검조하고 이를 조화분석하여 4대 주요 분조의 조화상수를 얻어 결정하여야 한다.

해당 지점의 연평균해면은 다음과 같이 결정한다.

$$A_o' = A_1' + (A_o - A_1) \qquad \text{해설 (5-3)}$$

여기서, A_o' : 해당 지점의 연평균해면

A_o : 기준검조소의 연평균해면

A_1', A_1 : 같은 기간의 해당 지점 및 기준검조소의 평균해면

(8) 기준 검조소

한국 연안에서 연중 조석관측을 실시중인 기준검조소가 설치되어 있는 항만은 해설 표 (5-5)와 같다.

(9) 기본수준점표 성과

국립해양조사원은 각 항의 기본수준점표를 설치하고 그 성과를 해양조사기술연보와 조석표에 기재·공표하고 있는데, 그 중 주요 항만의 기본수준점표 성과는 해설 표 (5-6)과 같다.

해설 표 (5-5) 한국 연안의 조위관측소 현황 (2012년 말 현재)

지점명			설치위치	WGS-84	관측요소	설치(교체) 연도
서해	1	강화대교	인천 옹진군 강화읍 갑곶리	37° 43′ 55″N 126° 31′ 20″E	조위 (Miros)	2006. 12
	2	영종대교	인천시 서구 경서동	37° 32′ 44″N 126° 35′ 04″E	조위 (Miros)	2009. 12
	3	인천	인천시 중구 연안부두 관선부두	37° 27′ 07″N 126° 35′ 32″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1959. 05
	4	안산	경기 안산시 단원구 선감동	37° 11′ 31″N 126° 38′ 50″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	2002. 01
	5	굴업도	인천 옹진군 덕적면 굴업리	37° 11′ 40″N 125° 59′ 42″E	조위, 파고, 파주기	2008. 08
	6	평택	경기 평택시 포승읍 만호리	36° 58′ 01″N 126° 49′ 22″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1992. 06
	7	대산	충남 서산시 대산읍 독곶리	37° 00′ 27″N 126° 21′ 10″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	2002. 12
	8	안흥	충남 태안군 근흥면 신진도리	36° 40′ 25″N 126° 07′ 55″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1986. 10
	9	보령	충남 보령시 오천면 영보리	36° 24′ 24″N 126° 29′ 09″E	조위	1985. 08
	10	장항	충남 서천군 장항읍 신창리	36° 00′ 25″N 126° 41′ 15″E	조위, 기압, 풍향, 풍속, 기온	2003. 12
	11	군산외항	전북 군산시 오식도동	35° 58′ 32″N 126° 33′ 47″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1980. 02
	12	어청도	전북 군산시 옥구군 어청면	36° 07′ 02″N 125° 59′ 05″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온, 가시거리	2007. 09
	13	위도	전북 부안군 위도면 진리	35° 37′ 05″N 126° 18′ 06″E	조위	1984. 11
	14	영광	전남 영광군 홍농읍 성산리	35° 25′ 34″N 126° 25′ 14″E	조위, 기압, 풍향, 풍속, 기온	2001. 10
	15	목포	전남 목포시 금화동 20번지	34° 46′ 47″N 126° 22′ 32″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1952. 08
	16	진도	전남 진도군 의신면 금갑리 수품항	34° 22′ 40″N 126° 18′ 31″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	2005. 12
	17	대흑산도	전남 신안군 흑산면 예리	34° 41′ 03″N 125° 26′ 08″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1965. 01
	18	영흥도	인천 옹진군 영흥면 외리 영흥화력 내	37° 14′ 22″N 126° 25′ 43″E	조위, 파고, 파주기, 풍향, 풍속, 기온, 기압	2009. 08
	19	인천(송도)	인천 연수구 동춘동 송도가스기지 내	37° 20′ 31″N 126° 35′ 10″E	조위, 파고, 파주기, 풍향, 풍속, 기온, 기압	2010. 09
	20	태안	충남 태안군 원북면 방갈리 태안화력 내	36° 54′ 47″N 126° 14′ 20″E	조위, 파고, 파주기, 풍향, 풍속, 기온, 기압	2010. 10
	21	서천(마량)	충남 서천군 서면 마량리 서천화력 내	36° 07′ 44″N 126° 29′ 43″E	조위, 파고, 파주기, 풍향, 풍속, 기온, 기압	2010. 10
	22	경인항	인천 서구 오류동 아라서해갑문 내	37° 33′ 39″N 126° 36′ 04″E	조위, 파고, 파주기, 층별 수온, 염분, 용존산소, 혼탁도, 엽록소, 시정, 일사	2012. 11

※ 국립해양조사원 제공 자료

※ Miros : 조위관측소를 설치하기 어려운 곳에서는 극초단파(microwave)를 이용하여 해수면으로 신호를 보내고 반사되어 들어오는 신호의 높이 차이로 조위를 측정하며, MIROS는 노르웨이 장비 제작사 이름임.

지점명			설치위치	WGS-84	관측요소	설치(교체) 연도
남해	1	추자도	제주시 추자면 대서리	33° 57′43″N 126° 18′01″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1983. 10
	2	제주	제주시 건입동 1319-89 제7부두	33° 31′39″N 126° 32′35″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1964. 01
	3	모슬포	서귀포시 대정읍 하모리	33° 12′52″N 126° 15′04″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	2003. 11
	4	서귀포	서귀포시 서귀동	33° 14′24″N 126° 33′42″E	조위, 수온, 염분, 기압, 기온	1984. 11
	5	성산포	서귀포시 성산읍 오조리	33° 28′29″N 126° 55′39″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	2003. 11
	6	완도	전남 완도군 완도읍 군내리	34° 18′57″N 126° 45′34″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1982. 10
	7	고흥	전남 고흥군 도화면 발포리	34° 28′51″N 127° 20′33″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	2004. 12
	8	거문도	전남 여수시 삼산면 거문리	34° 01′43″N 127° 18′27″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1981. 11
	9	여수	전남 여수시 수정동	34° 44′50″N 127° 45′57″E	조위, 파고, 파주기, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1965. 02
	10	광양	전남 광양시 도이동 광양항 내	34° 54′14″N 127° 45′17″E	조위 (Miros)	2010. 10
	11	통영	경남 통영시 도남동	34° 49′40″N 128° 26′05″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1976. 01
	12	마산	경남 마산시 회원구 양덕 2동	35° 12′36″N 128° 35′20″E	조위, 기압, 풍향, 풍속, 기온	2002. 11
	13	거제도	경남 거제시 일운면 구조라리	34° 48′06″N 128° 41′57″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	2005. 12
	14	가덕도	부산 강서구 천성동	35° 01′27″N 128° 48′39″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1976. 11
	15	부산	부산시 중구 남포동1가	35° 05′46″N 129° 02′07″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1955. 02
	16	순천만	전남 순천시 대대동 순천만 자연생태공원 내	34° 52′52″N 127° 31′07″E	조위, 수온,	2010.
	17	진해군항	진해군항	※대 외 비※	조위, 파고, 파주기, 기온, 기압, 풍향, 풍속, 습도, 일사량	2010.
	18	부산신항	부산광역시 부산신항내 방파제	35° 04′39″N 128° 47′05″E	조위, 파고, 파주기, 기온, 기압, 풍향, 풍속	2011. 12
동해	1	울산	울산시 남구 매암동	35° 30′06″N 129° 23′13″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1962. 09
	2	포항	경북 포항시 항구동	36° 02′50″N 129° 23′02″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1971. 05
	3	후포	경북 울진군 후포면 후포리	36° 40′39″N 129° 27′11″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	2002. 10
	4	울릉도	울릉군 울릉읍 도동리	37° 29′29″N 130° 54′49″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1965. 08
	5	묵호	강원도 동해시 묵호진동	37° 33′01″N 129° 06′59″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1965. 02
	6	속초	강원 속초시 동명동	38° 12′25″N 128° 35′40″E	조위, 수온, 염분, 기압, 풍향, 풍속, 기온	1973. 11
	7	동해항	강원도 동해시 동해항	37° 29′41″N 129° 08′38″E	조위, 파고, 파주기, 기온, 기압, 풍향, 풍속	2011. 12

해설 표 (5-6) 한국 연안의 기본수준점표 성과

■ 동해 (26개소 91개)

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		MSL상	DL상	
거진	No.4	38-26-47.0	128-27-22.7	수로국	2.094	2.272	94. 06
(고성군 거진읍)	No.6	38-26-47.5	128-27-23.9	해양조사원	1.876	2.054	02. 04
	No.8	38-26-48.4	128-27-25.2	〃	1.874	2.052	10. 04
속초	No.1	38-12-25.2	128-35-31.7	수로국	6.337	6.532	69. 09
(속초시 동명동)	No.3	38-12-25.4	128-35-39.8	〃	1.593	1.788	88. 12
	No.4	38-12-24.9	128-35-38.9	해양조사원	2.983	3.178	09. 03
	TGBM	38-12-43.1	128-35-49.6	〃	3.178	3.373	12. 10
주문진	No.3	37-53-40.8	128-50-00.1	해양조사원	2.336	2.531	95. 05
(명주군 주문진읍)	No.5	37-53-43.1	128-49-57.3	〃	3.511	3.706	05. 04
	No.6	37-53-34.3	128-49-59.7	〃	4.657	4.852	05. 04
	No.7	37-53-48.8	128-50-02.9	〃	3.306	3.501	13. 10
안목	No.1	37-46-20.1	128-57-02.1	해양조사원	4.962	5.147	05. 04
(강릉시 견소동)	No.3	37-46-13.3	128-57-06.8	〃	4.701	4.886	05. 04
	No.4	37-46-16.6	128-57-00.3	〃	4.361	4.546	09. 09
묵호	No.2	37-33-01.1	129-06-59.8	수로국	1.748	1.936	86. 11
(동해시 묵호진동)	No.5	37-33-14.9	129-07-12.2	해양조사원	4.875	5.063	03. 03
	No.6	37-33-09.3	129-06-56.4	〃	3.353	3.541	03. 03
	No.7	37-33-00.1	129-06-58.9	〃	1.820	2.008	06. 04
	TGBM	37-33-01.9	129-07-01.2	〃	4.839	5.027	12. 10
동해	No.1	37-29-39.4	129-08-37.4	해양조사원	5.018	5.189	13. 04
(동해시 송정동)	No.2	37-29-37.9	129-08-34.4	〃	3.468	3.639	13. 04
	No.3	37-29-34.6	129-08-28.8	〃	2.798	2.969	13. 04
	TGBM	37-29-12.0	129-07-25.4	〃	5.302	5.473	13. 09
천부동(울릉도)	No.1	37-32-31.0	130-52-26.9	수로국	4.245	4.400	82. 04
(울릉군 북면)	No.2	37-32-28.6	130-52-22.8	〃	2.102	2.257	82. 04
	No.4	37-32-32.0	130-52-27.0	해양조사원	4.046	4.201	10. 07
저동(울릉도)	No.3	37-29-29.6	130-54-49.7	수로국	3.022	3.182	82. 04
(울릉군 남면)	No.6	37-29-30.0	130-54-49.1	해양조사원	1.507	1.667	10. 07
	No.7	37-29-29.0	130-54-50.3	〃	6.930	7.090	10. 07
	TGBM	37-29-28.3	130-54-49.2	〃	4.946	5.106	12. 10
독도	No.2	37-14-20.7	131-52-06.3	해양조사원	3.187	3.348	89. 08
(울릉군 울릉읍)	No.3	37-14-21.5	131-52-05.3	〃	1.343	1.504	13. 08
	No.4	37-14-21.2	131-52-02.6	〃	2.527	2.688	13. 08
삼척	No.5	37-26-19.6	129-11-24.6	해양조사원	3.121	3.296	97. 10
(삼척시 정하동)	No.7	37-26-33.2	129-11-33.3	〃	5.566	5.741	05. 04
	No.8	37-26-27.0	129-11-31.5	〃	6.552	6.727	07. 06
임원	No.7	37-13-39.5	129-20-29.2	해양조사원	5.930	6.084	05. 05
(삼척시 임원리)	No.9	37-13-40.8	129-20-30.3	〃	1.942	2.096	10. 04
	No.10	37-13-41.2	129-20-31.5	〃	1.801	1.955	13. 11
죽변	No.1	37-03-27.2	129-25-12.4	해양조사원	1.306	1.441	00. 10
(울진군 죽변면)	No.3	37-03-26.8	129-25-13.1	〃	1.971	2.106	00. 10
	No.4	37-03-25.5	129-25-08.4	〃	1.356	1.491	10. 04
후포	No.9	36-40-39.2	129-27-11.4	해양조사원	3.298	3.433	03. 03
(울진군 후포면)	No.10	36-40-45.4	129-27-06.9	〃	2.110	2.245	06. 03
	No.12	36-40-43.4	129-27-07.8	〃	1.594	1.729	09. 04
	No.13	36-40-50.2	129-27-54.3	〃	7.257	7.392	09. 04
	TGBM	36-40-50.0	129-27-12.9	〃	2.599	2.734	13. 09

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		MSL상	DL상	
축산	No.2	36-30-42.3	129-26-56.4	수로국	3.052	3.183	92. 06
(영덕군 축산면)	No.4	36-30-37.8	129-26-54.0	해양조사원	2.563	2.694	01. 05
	No.5	36-30-40.3	129-26-59.4	〃	3.876	4.007	01. 09
강구	No.7	36-21-33.5	129-23-24.3	해양조사원	1.627	1.752	01. 05
(영덕군 강구면)	No.10	36-21-35.8	129-23-28.0	〃	4.578	4.703	06. 11
	No.11	36-21-31.9	129-23-29.1	〃	4.203	4.328	11. 04
	No.12	36-21-30.7	129-23-30.1	〃	5.562	5.687	11. 04
월포리	No.2	36-12-33.6	129-22-44.3	수로국	5.526	5.652	72. 05
(포항시 청하면)	No.5	36-12-31.0	129-22-40.5	해양조사원	3.643	3.769	01. 05
	No.8	36-12-33.5	129-22-45.6	〃	2.364	2.490	01. 05
	No.9	36-12-33.4	129-22-46.4	〃	1.642	1.768	01. 05
포항	No.3	36-03-05.7	129-22-27.8	해양조사원	1.242	1.365	99. 09
(포항시 항구동)	No.5	36-02-49.7	129-23-02.0	〃	3.424	3.546	02. 11
	No.6	36-03-03.4	129-22-48.4	〃	1.809	1.932	05. 05
	No.8	36-03-06.7	129-22-33.8	〃	1.248	1.371	06. 04
	TGBM	36-03-06.9	129-22-29.3	〃	2.448	2.571	12. 10
	구분체	36-02-49.6	129-23-02.0	〃	4.069	4.192	02. 09
양포	No.3	35-52-55.8	129-31-10.4	해양조사원	2.559	2.677	99. 09
(포항시 양포리)	No.4	35-52-55.0	129-31-13.5	〃	1.716	1.834	01. 05
	No.6	35-52-53.3	129-31-12.5	〃	1.480	1.598	13. 11
구룡포	No.6	35-59-28.2	129-33-25.8	해양조사원	2.311	2.427	05. 05
(영일군 구룡포읍)	No.7	35-59-27.9	129-33-25.8	〃	1.623	1.739	12. 04
	No.8	35-59-28.3	129-33-28.3	〃	1.652	1.768	12. 04
감포	No.5	35-48-15.2	129-30-18.0	해양조사원	3.406	3.537	01. 05
(경주시 감포읍)	No.6	35-48-14.9	129-30-18.0	〃	4.076	4.207	01. 05
	No.8	35-48-13.4	129-30-17.6	〃	4.937	5.068	12. 04
정자	No.1	35-37-06.8	129-27-01.6	수로국	2.557	2.761	85. 09
(울산시 정자동)	No.5	35-37-13.8	129-26-57.4	해양조사원	2.066	2.270	09. 03
	No.6	35-37-06.8	129-27-04.9	〃	2.456	2.660	09. 10
울산	No.5	35-30-13.4	129-23-13.6	수로국	2.571	2.875	96. 09
(울산시 장생포동)	No.7	35-30-10.3	129-23-14.5	해양조사원	1.715	2.019	07. 05
	No.9	35-30-06.7	129-23-13.6	〃	1.662	1.966	13. 06
	TGBM	35-30-13.5	129-23-14.2	〃	3.323	3.627	12. 10
온산	No.5	35-28-09.8	129-20-53.3	해양조사원	0.652	0.948	01. 05
(울산시 황성동)	No.11	35-28-05.3	129-21-01.4	〃	1.745	2.041	11. 04
	No.12	35-28-03.5	129-21-01.7	〃	2.070	2.366	11. 04
방어진	No.8	35-28-57.6	129-25-51.9	해양조사원	1.650	1.930	13. 06
(울산시 방어진항)	No.9	35-28-59.3	129-25-51.6	〃	1.973	2.253	13. 06
	No.10	35-29-01.6	129-25-51.7	〃	1.690	1.970	13. 06
고리	No.2	35-19-37.8	129-17-06.8	수로국	3.311	3.707	82. 11
(부산시 기장군)	No.5	35-19-40.4	129-17-11.5	해양조사원	4.004	4.400	02. 04
	No.6	35-19-33.4	129-17-06.0	〃	1.205	1.601	12. 04
대변	No.5	35-13-12.0	129-13-40.1	해양조사원	3.056	3.541	98. 09
(부산시 기장군)	No.6	35-13-06.3	129-13-41.2	〃	1.140	1.625	01. 05
	No.7	35-13-10.8	129-13-39.3	〃	3.396	3.881	02. 04

■ 남해 (106개소 364개)

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		MSL상	DL상	
부산	No.7	35-05-48.2	129-02-03.0	해양조사원	1.628	2.277	11. 03
(중구 대교동)	No.8	35-05-46.9	129-02-05.9	〃	2.361	3.010	13. 06
	TGBM	35-06-08.6	129-01-57.9	〃	13.235	13.884	12. 10
부산신항	No.1	35-04-39.4	128-47-05.2	해양조사원	2.318	3.240	13. 04
(부산시 강서구)	No.2	35-04-39.3	128-47-05.6	〃	2.303	3.225	13. 04
	No.3	35-04-41.3	128-47-05.1	〃	1.867	2.789	13. 04
	TGBM	35-04-56.7	128-46-59.3	〃	2.089	3.011	13. 09
가덕도	No.4	35-01-24.1	128-48-39.5	해양조사원	2.053	3.006	02. 04
(부산시 강서구)	No.5	35-01-25.9	128-48-36.8	〃	2.435	3.388	06. 04
	No.7	35-01-27.1	128-48-39.1	〃	2.386	3.339	06. 04
	TGBM	35-01-23.8	128-48-39.5	〃	4.291	5.244	12. 10
해운대	No.1	35-09-37.4	129-11-30.6	해양조사원	1.446	1.968	07. 08
(부산시 해운대구)	No.2	35-09-37.0	129-11-29.2	〃	2.879	3.401	07. 08
	No.3	35-09-36.9	129-11-27.9	〃	3.585	4.107	07. 08
동삼동	No.1	35-04-41.5	129-04-52.5	해양조사원	4.044	4.657	13. 06
(부산 영도구)	No.2	35-04-48.0	129-04-48.8	〃	3.351	3.964	13. 06
해양박물관	No.3	35-04-45.0	129-04-45.3	〃	5.071	5.684	13. 06
	청사조형물	35-04-40.9	129-04-31.1	〃	7.127	7.740	13. 12
	TGBM	35-04-39.3	129-04-30.9	〃	7.206	7.819	13. 12
다대포항	No.1	35-03-15.7	128-58-20.9	해양조사원	1.153	1.87.9	13. 06
(부산시 사하구)	No.2	35-03-16.7	128-58-20.2	〃	1.348	2.074	13. 06
	No.3	35-03-16.1	128-58-18.6	〃	1.843	2.569	13. 06
북형제도	No.1	34-55-57.1	128-58-24.0	해양조사원	8.896	9.868	07. 08
(부산시 사하구)	No.2	34-55-58.2	128-58-24.4	〃	8.329	9.301	07. 08
	No.3	34-55-58.0	128-58-25.0	〃	5.772	6.744	07. 08
장승포	No.4	34-51-46.6	128-43-28.6	수로국	2.143	3.085	92. 06
(거제시 장승포)	No.5	34-51-50.4	128-43-25.6	〃	2.095	3.037	92. 06
	No.7	34-51-45.9	128-43-29.5	해양조사원	2.053	2.995	02. 04
	No.8	34-51-46.7	128-43-29.8	〃	1.773	2.715	13. 07
지세포	No.1	34-49-49.8	128-42-14.1	수로국	2.435	3.393	85. 07
(거제시 일운면)	No.3	34-49-49.1	128-42-13.4	해양조사원	3.020	3.978	00. 08
	No.4	34-49-50.2	128-42-13.6	〃	2.380	3.338	02. 04
	No.5	34-49-49.3	128-42-18.3	〃	1.757	2.715	12. 03
	No.6	34-49-48.4	128-42-20.2	〃	1.264	2.222	12. 03
	No.7	34-49-47.4	128-42-20.9	〃	1.675	2.633	12. 03
거제(구조라)	No.5	34-48-07.8	128-41-57.1	해양조사원	3.831	4.838	04. 04
(거제시 일운면)	No.6	34-48-08.4	128-41-56.5	〃	5.590	6.597	06. 12
	No.7	34-48-07.4	128-41-57.1	〃	3.760	4.767	06. 12
	TGBM	34-48-07.1	128-41-56.6	〃	6.257	7.264	12. 10
고현	No.2	34-53-26.6	128-37-12.9	수로국	2.157	3.206	92. 08
(거제시 신현읍)	No.6	34-53-29.4	128-37-14.8	해양조사원	2.131	3.180	06. 04
	No.7	34-53-30.4	128-37-17.1	〃	2.438	3.487	06. 04
북여도	No.1	34-41-01.4	128-46-30.5	해양조사원	-0.403	0.827	07. 08
(거제시 남부면)	No.2	34-41-01.3	128-46-30.8	〃	-0.563	0.667	07. 08
	No.4	34-41-00.7	128-46-29.8	〃	-0.862	0.368	11. 04
저구리	No.2	34-43-13.9	128-35-12.0	해양조사원	5.346	6.732	07. 08
(거제시 남부면)	No.3	34-43-14.0	128-35-12.0	〃	6.690	8.076	07. 08
	No.4	34-42-56.1	128-35-04.9	〃	2.286	3.672	13. 07
	No.5	34-42-53.6	128-35-06.6	〃	4.803	6.189	13. 07
	No.6	34-42-54.1	128-35-08.5	〃	1.582	2.968	13. 07

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		MSL상	DL상	
서정리	No.1	34-50-46.5	128-34-55.3	해양조사원	2.161	3.593	07. 08
(거제시 거제면)	No.2	34-50-47.5	128-34-56.4	〃	1.484	2.916	07. 08
	No.3	34-50-49.9	128-34-56.2	〃	2.065	3.497	07. 08
	No.4	34-50-58.5	128-35-00.2	〃	2.696	4.128	07. 09
사근리	No.1	34-54-54.0	128-30-57.8	해양조사원	2.834	3.913	07. 08
(거제시 사등면)	No.2	34-54-54.5	128-30-57.3	〃	2.363	3.442	07. 08
	No.3	34-54-55.4	128-30-55.7	〃	3.027	4.106	07. 08
외포항	No.1	34-56-29.5	128-43-07.7	해양조사원	4.069	4.938	12. 05
(거제시 장목면)	No.2	34-56-27.6	128-43-03.3	〃	2.584	3.453	12. 05
	No.3	34-56-24.5	128-43-02.1	〃	3.781	4.650	12. 05
능포항	No.1	34-53-07.0	128-44-09.8	해양조사원	2.494	3.359	12. 05
(거제시 능포동)	No.2	34-53-05.9	128-44-15.2	〃	2.388	3.253	12. 05
	No.3	34-53-05.3	128-44-17.1	〃	2.595	3.460	12. 05
다대 다포항	No.1	34-43-54.8	128-37-48.0	해양조사원	1.973	3.046	12. 05
(거제시 다대리)	No.2	34-43-52.8	128-37-45.0	〃	2.169	3.242	12. 05
	No.3	34-43-53.7	128-37-47.7	〃	4.295	5.368	12. 05
대포 근포항	No.1	34-42-56.1	128-35-04.9	해양조사원	1.468	2.713	12. 05
(거제시 저구리)	No.2	34-42-53.6	128-35-06.6	〃	4.944	6.189	12. 05
	No.3	34-42-54.1	128-35-08.5	〃	1.748	2.993	12. 05
진해	No.1	35-08-58.4	128-38-15.6	해양조사원	2.871	3.868	98. 09
(창원시 진해구)	No.2	35-08-58.3	128-38-16.9	〃	3.496	4.493	98. 09
	No.3	35-08-59.2	128-38-11.0	〃	3.037	4.034	11. 07
마산	No.12	35-12-39.4	128-35-02.4	해양조사원	4.522	5.506	06. 04
(창원시 마산합포구)	No.13	35-12-39.5	128-34-59.2	〃	6.422	7.406	06. 04
	No.14	35-12-31.9	128-35-06.4	〃	2.377	3.361	06. 04
	TGBM	35-12-42.1	128-35-23.9	〃	2.424	3.408	13. 08
진해(동섬)	No.2	35-05-34.5	128-43-10.1	해양조사원	1.733	2.686	10. 11
(창원시 진해)	No.3	35-05-34.2	128-43-09.9	〃	1.542	2.495	10. 11
	No.4	35-05-33.6	128-43-09.9	〃	3.076	4.029	13. 06
광암항	No.3	35-06-16.0	128-29-51.0	해양조사원	2.452	3.487	12. 05
(창원시 마산합포구)	No.4	35-06-13.8	128-29-52.1	〃	1.787	2.822	12. 05
	No.5	35-06-08.9	128-29-57.9	〃	3.678	4.713	12. 05
신리각(원정항)	No.1	35-04-05.3	128-38-03.2	해양조사원	1.957	2.910	07. 08
(창원시 마산합포구)	No.2	35-04-05.9	128-38-02.4	〃	2.032	2.985	07. 08
	No.3	35-04-05.7	128-38-01.6	〃	2.051	3.004	07. 08
	No.4	35-04-04.1	128-37-52.3	〃	2.056	3.009	12. 05
	No.5	35-04-05.1	128-37-53.8	〃	2.573	3.526	12. 05
	No.6	35-04-05.2	128-37-58.6	〃	2.300	3.253	12. 05
삼천포화력	No.2	34-54-52.2	128-06-06.1	수로국	9.553	11.105	94. 04
(사천시 서동)	No.4	34-54-52.5	128-06-06.5	해양조사원	6.892	8.444	02. 04
	No.5	34-54-51.7	128-06-05.5	〃	8.801	10.353	06. 05
삼천포(신항)	No.1	34-55-37.1	128-05-02.0	해양조사원	2.654	4.232	08. 11
(사천시 동서금동)	No.2	34-55-39.2	128-05-10.5	〃	3.614	5.192	08. 11
	No.3	34-55-39.0	128-05-15.8	〃	3.452	5.030	08. 11
중항리	No.1	35-03-23.6	128-01-34.2	해양조사원	2.518	4.479	07. 08
(사천시 곤양면)	No.2	35-03-25.5	128-01-32.7	〃	4.353	6.314	07. 08
비토리	No.1	34-57-57.8	127-58-20.1	해양조사원	3.024	4.720	07. 08
(사천시 서포면)	No.3	34-57-57.1	127-58-29.0	〃	3.905	5.601	07. 08
	No.5	34-57-56.5	127-58-25.7	〃	3.147	4.843	13. 06

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		MSL상	DL상	
맥전포	No.2	34-54-11.5	128-09-55.4	해양조사원	3.433	4.903	12. 05
(고성군 하일면)	No.3	34-54-12.3	128-09-54.9	〃	2.844	4.314	12. 05
	No.4	34-54-12.7	128-09-54.2	〃	3.922	5.392	12. 05
	No.5	34-54-12.7	128-09-54.4	〃	1.893	3.363	13. 06
남포항	No.1	34-57-25.9	128-19-21.7	해양조사원	2.347	3.799	12. 06
(고성군 고성읍)	No.2	34-57-30.7	128-19-18.4	〃	2.086	3.538	12. 06
	No.3	34-57-31.1	128-19-17.7	〃	2.331	3.783	12. 06
통영	No.10	34-49-39.9	128-26-04.4	해양조사원	2.152	3.562	99. 09
(통영시 도남동)	No.12	34-49-41.6	128-26-03.9	〃	2.765	4.175	04. 04
	No.13	34-49-41.8	128-26-05.1	〃	2.837	4.247	04. 04
	TGBM	34-49-40.7	128-26-03.6	〃	2.976	4.386	12. 10
사량도	No.5	34-50-36.5	128-13-32.9	해양조사원	2.862	4.389	98. 09
(통영시 사량면)	No.7	34-50-37.2	128-13-32.6	〃	2.552	4.079	02. 04
	No.8	34-50-36.6	128-13-30.1	〃	2.295	3.822	04. 04
소매물도	No.2	34-37-18.3	128-32-52.9	해양조사원	4.003	5.363	09. 06
(통영시 한산면)	No.3	34-37-17.4	128-32-52.2	〃	2.827	4.187	09. 06
	No.4	34-37-18.2	128-32-53.0	〃	2.797	4.157	11. 04
홍도(통영시)	No.2	34-32-14.7	128-43-53.5	해양조사원	3.021	4.372	07. 08
(통영시 한산면)	No.3	34-32-13.7	128-43-53.9	〃	3.993	5.344	07. 08
	No.4	34-32-13.9	128-43-53.8	〃	1.702	3.053	11. 04
추도리	No.1	34-45-29.4	128-17-15.6	해양조사원	3.101	4.732	07. 08
(통영시 산양읍)	No.2	34-45-29.6	128-17-15.3	〃	2.117	3.748	07. 08
	No.3	34-45-30.5	128-17-15.7	〃	1.913	3.544	07. 08
갈도	No.1	34-33-47.2	128-11-01.3	해양조사원	2.564	4.289	07. 08
(통영시 욕지면)	No.2	34-33-47.3	128-11-00.6	〃	2.374	4.099	07. 08
	No.4	34-33-47.4	128-11-00.9	〃	1.871	3.596	11. 04
매물도항	No.1	34-38-56.4	128-34-29.9	해양조사원	2.700	3.935	12. 06
(통영시 한산면)	No.2	34-38-50.9	128-34-30.8	〃	2.824	4.059	12. 06
	No.3	34-38-48.0	128-34-26.7	〃	6.938	8.173	12. 06
호두항	No.1	34-44-21.5	128-30-19.0	해양조사원	2.323	3.589	12. 06
(통영시 한산면)	No.2	34-44-19.6	128-30-14.9	〃	2.507	3.773	12. 06
	No.3	34-44-21.7	128-30-08.6	〃	2.381	3.647	12. 06
삼덕항	No.1	34-47-35.5	128-22-54.1	해양조사원	4.037	5.414	12. 06
(통영시 산양읍)	No.2	34-47-36.7	128-22-55.3	〃	2.564	3.941	12. 06
	No.3	34-47-44.0	128-23-01.9	〃	2.771	4.148	12. 06
풍화리	No.1	34-50-14.3	128-20-30.5	해양조사원	2.563	3.992	13. 06
(통영시 산양읍)	No.2	34-50-10.1	128-20-32.5	〃	2.161	3.590	13. 06
	No.3	34-54-09.2	128-20-33.2	〃	1.504	2.933	13. 06
능양항	No.1	34-48-44.1	128-14-42.5	해양조사원	2.590	4.018	12. 05
(통영시 사량면)	No.2	34-48-44.4	128-14-43.4	〃	2.993	4.421	12. 05
	No.3	34-48-46.0	128-14-43.0	〃	1.436	2.864	12. 05
욕지도	No.5	34-38-05.4	128-16-02.8	해양조사원	3.616	5.048	99. 11
(통영시 욕지면)	No.6	34-38-04.0	128-16-04.0	〃	3.347	4.779	99. 11
	No.8	34-38-04.4	128-16-00.7	〃	2.299	3.731	12. 05
물건항	No.1	34-47-38.0	128-03-06.0	수로국	4.873	6.344	12. 05
(남해군 삼동면)	No.3	34-47-38.0	128-03-06.0	해양조사원	3.500	4.971	12. 05
	No.4	34-47-37.8	128-03-07.0	〃	2.984	4.455	12. 05
	No.5	34-47-39.1	128-03-07.5	〃	2.454	3.925	13. 06

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		MSL상	DL상	
양아리	No.1	34-42-02.4	127-57-22.9	수로국	4.752	6.466	68. 07
(남해군 이동면)	No.4	34-42-01.9	127-57-25.5	해양조사원	4.270	5.984	02. 04
	No.5	34-42-01.8	127-57-26.3	〃	3.211	4.925	02. 04
노량리	No.4	34-56-27.6	127-52-30.1	수로국	2.793	4.597	82. 09
(남해군 설천면)	No.5	34-56-28.2	127-52-30.5	〃	2.793	4.597	82. 09
	No.6	34-56-31.1	127-52-30.8	〃	2.793	4.597	82. 09
서상리	No.2	34-48-39.0	127-49-51.2	수로국	6.313	8.147	74. 05
(남해군 서면)	No.4	34-48-38.3	127-49-51.4	해양조사원	5.374	7.208	00. 08
	No.5	34-48-38.2	127-49-51.8	〃	5.041	6.875	02. 04
동천리	No.1	34-49-08.7	128-03-46.6	해양조사원	3.228	4.720	07. 08
(남해군 삼동면)	No.2	34-49-05.8	128-03-46.4	〃	3.923	5.415	07. 08
	No.3	34-49-06.3	128-03-44.5	〃	4.219	5.711	07. 08
지족리	No.2	34-49-22.0	127-58-31.1	해양조사원	3.709	5.626	07. 08
(남해군 삼동면)	No.3	34-49-21.4	127-58-31.3	〃	3.808	5.725	07. 08
	No.4	34-49-21.4	127-58-27.8	〃	3.103	5.020	10. 05
초음리	No.1	34-49-42.5	127-56-39.3	해양조사원	3.628	5.390	07. 08
(남해군 이동면)	No.2	34-49-44.7	127-56-38.9	〃	3.402	5.164	07. 08
	No.3	34-49-45.7	127-56-37.5	〃	3.318	5.080	07. 08
미조항	No.1	34-42-23.9	128-02-55.2	해양조사원	2.572	4.097	12. 07
(남해군 미조면)	No.2	34-42-25.5	128-02-55.8	〃	2.380	3.905	12. 07
	No.3	34-42-21.3	128-03-02.3	〃	4.765	6.290	12. 07
감암	No.1	34-55-40.6	127-51-20.1	해양조사원	3.716	5.422	07. 08
(남해군 설천면)	No.2	34-55-39.5	127-51-20.5	〃	3.191	4.897	07. 08
	No.4	34-55-40.1	127-51-19.3	〃	2.232	3.938	10. 05
	No.5	34-55-41.6	127-51-20.4	〃	2.177	3.883	13. 06
신노량항	No.1	34-56-52.9	127-51-44.3	해양조사원	2.360	4.090	12. 05
(하동군 금남면)	No.2	34-56-49.6	127-51-48.6	〃	3.451	5.181	12. 05
	No.3	34-56-48.3	127-51-48.4	〃	3.245	4.975	12. 05
광양	No.3	34-54-13.4	127-45-22.0	수로국	4.210	6.121	89. 10
(광양시 광양제철소)	No.4	34-54-09.7	127-45-39.0	〃	4.136	6.047	94. 10
	No.5	34-54-10.5	127-45-38.1	해양조사원	4.208	6.119	02. 04
	TGBM	34-54-10.1	127-45-40.9	〃	3.952	5.863	13. 08
순천만	No.1	34-53-01.9	127-30-41.7	해양조사원	3.347	5.265	13. 08
(순천시 대대동)	No.2	34-53-01.7	127-30.42.3	〃	2.383	4.301	13. 08
	No.3	34-53-01.4	127-30-42.6	〃	2.227	4.145	13. 08
	TGBM	34-53-04.2	127-30-43.4	〃	3.961	5.879	13. 08
여수	No.5	34-44-49.2	127-46-58.1	해양조사원	3.167	4.975	00. 08
(여수시 오동도)	No.6	34-44-49.8	127-46-58.3	〃	3.914	5.722	04. 04
	No.7	34-44-49.7	127-46-58.5	〃	3.882	5.690	06. 05
	TGBM	34-44-49.0	127-45-58.4	〃	9.895	11.703	12. 10
우학리	No.2	34-30-34.5	127-46-00.5	수로국	3.867	5.574	77. 05
(여천군 남면)	No.3	34-30-34.1	127-46-01.0	해양조사원	3.127	4.834	98. 09
	No.4	34-30-34.1	127-46-02.5	〃	2.874	4.581	02. 04
	No.5	34-30-31.8	127-46-10.1	〃	2.724	4.431	13. 06
GS Caltex 제품부두	No.2	34-51-41.4	127-43-39.4	수로국	4.478	6.220	72. 07
(여수시 월내동)	No.6	34-51-42.9	127-43-34.5	해양조사원	1.745	3.487	06.05
	No.7	34-51-43.0	127-43-34.6	〃	2.713	4.455	13. 07

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		MSL상	DL상	
사도	No.1	34-35-35.0	127-33-24.8	해양조사원	4.358	6.167	98.07
(여수시 화정면)	No.4	34-35-36.0	127-33-20.8	〃	2.213	4.022	03. 02
	No.5	34-35-36.5	127-33-24.9	〃	3.716	5.525	06. 05
	No.6	34-35-34.9	127-33-24.9	〃	2.611	4.420	13. 07
거문도	No.2	34-01-37.8	127-18-38.8	수로국	2.885	4.585	72.10
(여수시 삼산면)	No.4	34-01-40.9	127-18-32.8	해양조사원	3.045	4.745	99.09
	No.5	34-01-43.9	127-18-37.7	〃	4.211	5.911	05. 06
	No.6	34-01-44.1	127-18-38.4	〃	4.162	5.862	13. 04
	TGBM	34-01-43.7	127-18-37.0	〃	6.090	7.790	12. 10
초도	No.1	34-14-25.4	127-14-46.0	해양조사원	5.271	7.025	07. 08
(여수시 삼산면)	No.2	34-14-22.5	127-14-49.5	〃	3.688	5.442	07. 08
	No.3	34-14-27.3	127-14-43.3	〃	4.345	6.099	07. 08
율림리	No.1	34-36-30.5	127-47-22.6	해양조사원	5.293	6.888	07. 08
(여수시 돌산읍)	No.2	34-36-30.9	127-47-23.3	〃	4.609	6.204	07. 08
	No.4	34-36-31.2	127-47-24.4	〃	3.691	5.286	10. 04
소호동	No.1	34-44-49.9	127-39-30.1	해양조사원	3.259	5.239	07. 08
(전남 여수시)	No.2	34-44-46.9	127-39-28.8	〃	6.440	8.420	07. 08
	No.3	34-44-47.2	127-39-28.9	〃	5.230	7.210	07. 08
안포리	No.1	34-37-38.3	127-38-35.2	해양조사원	3.391	5.338	07. 08
(여수시 화양면)	No.2	34-37-39.1	127-38-36.4	〃	2.207	4.154	07. 08
	No.3	34-37-39.1	127-38-36.5	〃	2.342	4.289	07. 08
봉전리	No.1	34-48-29.0	127-31-47.8	해양조사원	3.559	5.786	07. 08
(여수시 율촌면)	No.2	34-48-27.6	127-31-48.1	〃	3.982	6.209	07. 08
	No.3	34-48-26.7	127-31-50.8	〃	3.650	5.877	07. 08
여자만	No.1	34-45-23.9	127-30-12.0	해양조사원	2.651	4.602	12. 07
(여수시 화정면)	No.2	34-45-22.5	127-30-14.2	〃	5.107	7.058	12. 07
	No.3	34-45-21.3	127-30-11.8	〃	15.702	17.653	12. 07
돌산항	No.1	34-36-47.6	127-43-15.2	해양조사원	3.548	5.229	12. 05
(여수시 돌산읍)	No.2	34-36-53.3	127-43-17.4	〃	2.374	4.055	12. 05
	No.3	34-36-50.2	127-43-17.5	〃	4.158	5.839	12. 05
낭도항	No.1	34-36-22.0	127-32-18.0	해양조사원	5.970	7.787	12. 05
(여수시 화정면)	No.2	34-36-15.0	127-32-23.0	〃	5.405	7.222	12. 05
	No.3	34-36-23.0	127-32-21.0	〃	3.838	5.655	12. 05
두모리	No.1	34-31-30.3	127-43-54.0	해양조사원	3.691	5.530	07. 08
(여수시 남면)	No.2	34-31-28.2	127-43-55.3	〃	3.609	5.448	07. 08
	No.3	34-31-31.0	127-43-57.8	〃	3.971	5.810	07. 08
연도항	No.1	34-25-53.3	127-48-00.0	해양조사원	2.063	3.738	11. 10
(여수시 남면)	No.2	34-25-42.7	127-47-46.4	〃	3.740	5.415	11. 10
	No.3	34-25-42.0	127-47-41.0	〃	4.331	6.006	11. 10
심포항	No.1	34-29-50.7	127-46-12.4	해양조사원	2.346	4.101	13. 09
(여수시 남면)	No.2	34-29-50.3	127-46-11.2	〃	3.605	5.270	13. 09
	No.3	34-29-52.3	127-46-14.1	〃	2.503	4.168	13. 09
녹동	No.7	34-31-40.6	127-08-02.7	해양조사원	3.087	5.078	01. 09
(고흥군 도양읍)	No.8	34-31-38.5	127-07-57.9	〃	2.880	4.871	01. 09
	No.9	34-31-39.7	127-07-56.8	〃	3.746	5.737	03. 04
	No.10	34-31-37.3	127-08-03.0	〃	2.487	4.478	09. 06
	No.11	34-31-37.1	127-08-04.5	〃	2.443	4.434	13. 06

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		MSL상	DL상	
고흥(발포)	No.2	34-28-49.8	127-20-27.6	해양조사원	4.424	6.303	05. 12
(고흥군 도화면)	No.3	34-28-49.8	127-20-27.6	〃	4.601	6.480	05. 12
	No.4	34-28-50.1	127-20-26.1	〃	4.511	6.390	13. 07
	No.5	34-28-51.0	127-20-26.2	〃	4.609	6.488	13. 07
	TGBM	34-28-50.9	127-20-26.1	〃	5.111	6.990	13. 07
금사리	No.1	34-35-22.4	127-24-31.7	해양조사원	2.363	4.236	07. 08
(고흥군 영남면)	No.2	34-35-24.4	127-24-31.7	〃	1.955	3.828	07. 08
	No.3	34-35-25.2	127-24-32.8	〃	5.723	7.596	07. 08
금진리	No.1	34-29-24.7	127-07-23.4	해양조사원	2.585	4.614	07. 08
(고흥군 금산면)	No.2	34-29-24.6	127-07-26.8	〃	3.987	6.016	07. 08
	No.3	34-29-23.5	127-07-26.9	〃	3.911	5.940	07. 08
고흥방조제	No.1	34-39-41.6	127-13-35.6	해양조사원	3.970	5.986	07. 08
(고흥군 두원면)	No.2	34-39-42.9	127-13-35.1	〃	3.315	5.331	07. 08
	No.3	34-39-42.3	127-13-37.5	〃	3.927	5.943	07. 08
우도	No.1	34-43-10.4	127-18-36.7	해양조사원	3.270	5.587	07. 08
(고흥군 남양면)	No.2	34-43-12.6	127-18-33.3	〃	4.107	6.424	07. 08
	No.4	34-43-11.9	127-18-31.5	〃	3.316	5.633	12. 05
	No.5	34-43-09.2	127-18-30.7	〃	3.162	5.479	13. 07
시산항	No.1	34-23-40.5	127-15-38.9	해양조사원	4.858	6.698	12. 05
(고흥군 도양읍)	No.2	34-23-38.8	127-15-40.5	〃	4.482	6.322	12. 05
	No.3	34-23-37.6	127-15-55.7	〃	5.782	7.622	12. 05
여호항	No.1	34-39-37.9	127-28-18.1	해양조사원	2.532	4.457	11. 10
(고흥군 점암면)	No.2	34-39-47.0	127-28-16.7	〃	2.049	3.974	11. 10
	No.3	34-39-29.3	127-28-30.9	〃	2.449	4.374	11. 10
동률리	No.1	34-40-14.0	127-05-45.3	해양조사원	3.592	5.725	07. 08
(보성군 회천면)	No.2	34-40-12.9	127-05-42.8	〃	3.976	6.109	07. 08
	No.3	34-40-12.1	127-05-41.3	〃	4.624	6.757	07. 08
수문리	No.1	34-38-06.7	127-02-45.9	해양조사원	2.960	5.070	07. 08
(장흥군 안양면)	No.2	34-38-06.8	127-02-45.2	〃	3.515	5.625	07. 08
	No.3	34-38-04.8	127-02-45.6	〃	4.045	6.155	07. 08
대리	No.1	34-28-14.0	126-58-36.0	해양조사원	4.316	6.331	12. 05
(장흥군 회진면)	No.2	34-28-15.0	126-58-39.0	〃	3.250	5.265	12. 05
	No.3	34-28-15.0	126-58-40.0	〃	4.513	6.528	12. 05
내동리	No.4	34-28-22.3	126-45-09.5	해양조사원	2.834	4.872	13. 09
(해남군 북일면)	No.5	34-28-20.0	126-45-09.7	〃	2.700	4.738	13. 09
	No.6	34-28-17.9	126-45-10.7	〃	3.836	5.874	13. 09
완도	No.5	34-18-58.3	126-45-35.1	수로국	3.667	5.669	92. 08
(완도군 완도읍)	No.6	34-18-59.3	126-45-35.0	해양조사원	3.177	5.179	99. 09
	No.8	34-18-56.2	126-45-35.0	〃	3.424	5.426	01. 09
	TGBM	34-18-56.2	126-45-36.4	〃	4.742	6.744	12. 10
득암리	No.1	34-21-38.5	126-53-37.3	해양조사원	3.638	5.546	07. 08
(완도군 약산면)	No.2	34-21-37.5	126-53-35.5	〃	3.882	5.790	07. 08
	No.3	34-21-38.4	126-53-35.5	〃	3.685	5.593	07. 08
	No.4	34-21-37.3	126-53-34.5	〃	2.834	4.742	13. 06
달도리	No.1	34-23-35.6	126-38-34.1	해양조사원	2.477	4.547	07. 08
(완도군 군외면)	No.3	34-23-33.7	126-38-33.5	〃	2.979	5.049	07. 08
	No.4	34-23-33.5	126-38-33.6	〃	3.202	5.272	12. 04

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		MSL상	DL상	
생일도	No.1	34-19-15.0	126-57-36.3	해양조사원	7.074	8.799	12. 05
(완도군 생일면)	No.2	34-19-10.3	126-57-33.6	〃	4.646	6.371	12. 05
	No.3	34-19-08.0	126-57-30.2	〃	4.334	6.059	12. 05
청산도	No.1	34-10-41.0	126-51-05.0	해양조사원	2.410	4.166	12. 08
(완도군 청산면)	No.2	34-10-44.2	126-50-57.8	〃	3.212	4.967	12. 08
	No.3	34-10-44.0	126-50-57.0	〃	5.363	7.118	12. 08
보옥항	No.1	34-07-51.0	126-30-44.0	해양조사원	5.436	7.204	12. 04
(완도군 보길면)	No.2	34-07-44.5	126-30-49.0	〃	1.598	3.366	12. 04
	No.3	34-07-38.0	126-30-46.0	〃	4.645	6.413	12. 04
사수도	No.1	33-55-06.4	126-38-18.5	해양조사원	1.317	2.899	12. 09
(완도군 소안면)	No.2	33-55-06.8	126-38-17.7	〃	1.317	2.899	13. 10
	No.3	33-55-06.7	126-38-17.4	〃	1.317	2.899	13. 10
여서도	No.1	33-59-14.8	126-55-22.5	해양조사원	2.157	3.817	12. 08
(완도군 청산면)	No.2	33-59-19.1	126-55-27.8	〃	12.892	14.552	12. 08
	No.3	33-59-17.5	126-55-11.5	〃	5.636	7.296	12. 08
	No.4	33-59-13.1	126-55-22.2	〃	2.324	3.984	13. 07
도장항	No.1	34-22-05.3	127-00-39.8	해양조사원	1.900	3.799	11. 09
(완도군 금일면)	No.2	34-22-03.3	127-00-34.9	〃	4.747	6.646	11. 09
	No.3	34-21-55.8	127-00-37.8	〃	5.244	7.143	11. 09
소안항	No.1	34-08-59.1	126-37-51.4	해양조사원	1.912	3.769	11. 06
(완도군 소안면)	No.3	34-08-57.1	126-37-49.1	〃	2.557	4.414	11. 06
	No.4	34-08-59.0	126-37-54.9	〃	2.161	4.018	13. 08
이목항	No.1	34-10-37.0	126-33-59.4	해양조사원	2.206	4.063	05. 06
(완도군 노화읍)	No.2	34-10-37.2	126-33-56.9	〃	2.224	4.081	05. 06
	No.3	34-10-36.4	126-34-02.9	〃	2.176	4.033	05. 06
세화	No.4	33-31-39.2	126-51-22.2	해양조사원	1.175	2.464	94. 05
(제주시 구좌읍)	No.5	33-31-40.6	126-51-19.2	〃	1.164	2.453	01. 09
	No.6	33-31-41.4	126-51-24.7	〃	2.618	3.907	12. 03
제주	No.7	33-31-38.8	126-32-35.5	해양조사원	2.733	4.150	99. 09
(제주시 일도동)	No.9	33-31-37.4	126-32-36.3	〃	3.231	4.648	01. 09
	No.12	33-31-18.6	126-32-41.5	〃	4.799	6.216	05. 06
	No.13	33-31-17.0	126-32-35.8	〃	5.073	6.490	09. 04
	TGBM	33-31-19.0	126-32-41.8	〃	2.321	3.738	12. 10
한림	No.1	33-24-53.0	126-15-29.9	수로국	3.124	4.553	95. 05
(제주시 한림읍)	No.3	33-24-58.1	126-15-42.4	〃	2.480	3.909	95. 05
	No.4	33-24-52.4	126-15-51.6	〃	7.541	8.970	95. 05
	No.5	33-24-51.3	126-15-28.8	해양조사원	3.051	4.480	03. 04
추자도	No.5	33-57-43.2	126-18-00.4	해양조사원	2.235	3.913	00. 11
(제주시 추자면)	No.6	33-57-45.1	126-17-59.6	〃	3.829	5.507	05. 06
	No.7	33-57-45.5	126-17-58.5	〃	3.419	5.097	07. 05
	TGBM	33-57-46.6	126-17-56.1	〃	11.751	13.429	12. 10
신양항	No.1	33-56-28.5	126-19-28.1	해양조사원	2.780	4.425	12. 05
(제주시 추자면)	No.2	33-56-29.0	126-19-29.0	〃	3.267	4.912	12. 05
	No.3	33-56-35.0	126-19-32.0	〃	5.866	7.511	12. 05
김녕항	No.1	33-33-27.7	126-44-22.2	해양조사원	2.304	3.597	12. 06
(제주시 구좌읍)	No.2	33-33-29.1	126-44-23.4	〃	2.397	3.690	12. 06
	No.3	33-33-31.3	126-44-28.9	〃	2.891	4.184	12. 06

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		MSL상	DL상	
도두항	No.1	33-30-23.3	126-27-59.1	해양조사원	2.951	4.248	12. 06
(제주시 도두동)	No.2	33-30-23.7	126-27-59.7	〃	5.364	6.661	12. 06
	No.3	33-30-31.4	126-27-59.6	〃	6.164	7.461	12. 06
성산포	No.7	33-28-13.9	126-55-21.7	해양조사원	2.090	3.421	05. 04
(서귀포시 성산읍)	No.8	33-28-14.4	126-55-23.8	〃	1.568	2.899	05. 04
	No.9	33-28-07.0	126-55-26.7	〃	2.250	3.581	09. 04
	TGBM	33-28-14.4	126-55-23.8	〃	1.831	3.162	12. 10
서귀포	No.3	33-14-22.3	126-33-50.8	수로국	3.693	5.209	82. 03
(서귀포시)	No.4	33-14-23.9	126-33-42.3	〃	3.231	4.747	92. 08
	No.5	33-14-22.1	126-33-52.3	해양조사원	3.945	5.461	99. 10
	TGBM	33-14-24.2	126-33-42.6	〃	3.831	5.347	12. 10
서건도(서귀포)	No.1	33-13-46.9	126-29-56.2	해양조사원	14.214	15.706	01. 12
(서귀포시 강정동)	No.2	33-13-47.5	126-29-55.9	〃	14.327	15.819	01. 12
	No.4	33-13-47.3	126-29-55.9	〃	13.306	14.798	12. 04
모슬포	No.1	33-12-51.8	126-15-04.5	해양조사원	2.712	4.182	05. 06
(서귀포시 대정읍)	No.3	33-12-51.0	126-15-09.3	〃	1.499	2.969	05. 06
	No.4	33-12-49.9	126-15-10.1	〃	0.943	2.413	05. 06
	TGBM	33-12-50.7	126-15-09.5	〃	2.146	3.616	13. 08
하효항	No.1	33-14-57.7	126-37-15.4	해양조사원	2.246	3.629	12. 06
(서귀포시 하효동)	No.4	33-15-00.8	126-37-13.6	〃	2.945	4.328	13. 06
	No.5	33-15-01.0	126-37-13.7	〃	6.286	7.669	13. 06

■ 서해 (173개소 567개)

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		M.S.L.상	D.L.상	
백령도	No.3	37-57-11.9	124-43-54.4	수로국	3.494	5.589	94. 07
(옹진군 백령면)	No.4	37-57-08.4	124-43-54.1	해양조사원	4.898	6.993	00. 04
	No.5	37-57-04.6	124-43-52.8	〃	5.091	7.186	00. 04
대청도	No.5	37-49-33.3	124-42-52.5	해양조사원	4.202	6.261	00. 04
(옹진군 대청면)	No.6	37-49-27.3	124-43-01.6	〃	3.930	5.989	03. 04
	No.7	37-49-30.8	124-43-05.3	〃	3.545	5.604	12. 05
	TGBM	37-49-54.0	124-42-50.0	〃	8.927	10.986	12. 10
연평도	No.5	37-39-34.9	125-42-01.8	해양조사원	4.705	8.371	00. 04
(옹진군 송림면)	No.7	37-39-15.5	125-42-36.5	〃	4.924	8.590	03. 04
	No.8	37-39-31.9	125-42-02.7	〃	4.404	8.070	09. 04
	No.9	37-39-16.3	125-42-44.0	〃	5.305	8.971	11. 08
	No.10	37-39-18.0	125-42-32.8	〃	5.555	9.221	11. 08
영종대교	No.1	37-32-56.0	126-35-51.5	해양조사원	7.874	12.597	13. 07
(인천 서구 경서동)	No.2	37-32-55.1	126-35-48.3	〃	7.573	12.296	13. 07
	No.3	37-32-54.9	126-35-48.0	〃	7.866	12.589	13. 07
	TGBM	37-33-07.5	126-36-25.1	〃	20.075	24.798	13. 07
경인항	No.1	37-33-38.9	126-36-05.2	해양조사원	6.504	11.247	13. 07
(인천 서구 오류동)	No.2	37-33-39.6	126-36-04.9	〃	6.505	11.248	13. 07
	No.3	37-33-41.3	126-36-04.3	〃	6.537	11.280	13. 07
	TGBM	37-33-28.1	126-36-12.8	〃	6.843	11.586	13. 07
강화대교	No.1	37-44-00.3	126-31-03.2	해양조사원	18.101	21.442	12. 07
(인천 강화군 강화읍)	No.2	37-44-00.4	126-31-05.5	〃	18.484	21.825	12. 07
	No.3	37-44-00.7	126-31-02.3	〃	17.582	20.923	12. 07
	TGBM	37-44-03.2	126-30-54.6	〃	6.976	10.317	13. 07
강화도(건평)	No.1	37-40-53.8	126-23-45.6	해양조사원	7.709	12.243	13. 09
(강화군 양도면)	No.2	37-40-52.5	126-23-53.1	〃	5.228	9.762	13. 09
	No.3	37-40-49.9	126-23-55.8	〃	3.870	8.404	13. 09
모도(옹진군)	No.5	37-32-08.9	126-24-50.5	해양조사원	5.476	10.224	03. 04
(옹진군 북도면)	No.8	37-32-12.7	126-24-50.3	〃	5.983	10.731	09. 05
	No.9	37-32-11.1	126-24-52.0	〃	5.259	10.007	13. 10
장봉도	No.3	37-31-50.4	126-22-59.6	해양조사원	7.935	12.401	06. 08
(옹진군 북도면)	No.4	37-31-47.7	126-22-55.6	〃	5.366	9.832	06. 08
	No.5	37-31-51.4	126-23-04.9	〃	6.783	12.249	09. 05
소무의도	No.1	37-22-26.9	126-26-30.6	해 군	6.387	10.869	79. 11
(옹진군 용유면)	No.2	37-22-25.7	126-26-30.8	〃	8.257	12.739	79. 11
	No.5	37-22-27.5	126-26-28.8	해양조사원	4.884	9.366	13. 09
굴업도	No.1	37-11-39.8	125-59-42.7	해양조사원	14.896	18.767	11. 10
(옹진군 덕적면)	No.2	37-11-19.7	125-59-09.6	〃	5.330	9.201	11. 10
	No.3	37-11-39.8	125-59-39.2	〃	5.599	9.470	11. 10
	TGBM	37-11-19.4	125-59-09.2	〃	7.693	11.564	12. 10
영흥도	No.1	37-13-58.6	126-25-59.0	해양조사원	7.920	12.254	02. 06
(옹진군 영흥면)	No.3	37-14-01.1	126-25-55.9	〃	7.983	12.317	02. 06
	No.4	37-14-05.1	126-25-54.9	〃	9.681	14.015	12. 07
	TGBM	37-14-00.5	126-25-57.1	〃	8.373	12.707	13. 08
선재도	No.2	37-15-12.9	126-30-41.9	해양조사원	5.694	10.160	02. 08
(옹진군 영흥면)	No.3	37-15-11.8	126-30-43.4	〃	4.615	9.081	06. 03
	No.4	37-15-14.8	126-30-40.0	〃	4.549	9.015	06. 03

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		M.S.L.상	D.L.상	
덕적도(북리)	No.5	37-15-08.7	126-07-06.2	해양조사원	4.763	9.009	03. 04
(옹진군 덕적면)	No.6	37-15-13.8	126-07-07.5	〃	5.168	9.414	06. 09
	No.7	37-15-08.7	126-07-08.4	〃	5.419	9.665	06. 09
덕적도(진리)	No.3	37-13-41.5	126-09-28.5	수로국	4.592	8.674	83. 03
(옹진군 덕적면)	No.9	37-13-42.4	126-09-30.3	해양조사원	4.102	8.184	06. 09
	No.10	37-13-42.5	126-09-31.2	〃	4.193	8.275	06. 09
이작도	No.1	37-10-41.3	126-14-23.3	수로국	5.547	9.688	82. 09
(옹진군 자월면)	No.3	37-10-41.6	126-14-23.0	해양조사원	5.435	9.576	00. 04
	No.4	37-10-44.1	126-14-19.7	〃	6.265	10.406	00. 04
선갑도	No.2	37-05-49.9	126-03-59.6	해양조사원	6.530	10.385	03. 09
(옹진군 자월면)	No.3	37-05-49.5	126-03-59.8	〃	6.247	10.102	06. 09
	No.4	37-05-50.3	126-03-59.4	〃	6.453	10.308	12. 05
자월도	No.1	37-14-41.0	126-19-06.0	해양조사원	7.079	11.335	13. 09
(옹진군 자월면)	No.2	37-14-41.0	126-19-02.5	〃	5.201	9.457	13. 09
	No.3	37-14-41.7	126-19-01.3	〃	5.089	9.345	13. 09
백아도	No.1	37-04-30.7	125-57-13.4	수로국	5.732	9.449	77. 05
(옹진군 덕적면)	No.3	37-04-33.8	125-57-08.5	〃	3.772	7.489	89. 08
	No.4	37-04-33.3	125-57-09.1	해양조사원	5.762	9.479	03. 04
미법도	No.2	37-43-30.6	126-16-07.9	해 군	4.964	9.353	78. 01
(강화군 삼산면)	No.5	37-43-32.7	126-16-10.1	해양조사원	6.287	10.676	03. 04
	No.6	37-43-32.1	126-16-11.7	〃	5.554	9.943	06. 09
세어도	No.4	37-34-23.8	126-34-10.4	해양조사원	4.492	9.199	06. 09
(인천 서구 원창동)	No.5	37-34-23.8	126-34-10.8	〃	4.014	8.721	12. 05
	No.6	37-34-24.1	126-34-09.2	〃	5.426	10.133	12. 05
예단포	No.2	37-31-10.5	126-29-42.1	해양조사원	6.825	11.534	02. 09
(인천 중구 운북동)	No.3	37-31-10.5	126-29-42.0	〃	5.819	10.528	02. 09
	No.4	37-31-10.6	126-29-44.0	〃	7.531	12.240	02. 09
인천	No.3	37-28-11.4	126-35-43.6	수로국	7.391	12.031	81. 12
(인천 중구 북성동)	No.6	37-28-17.6	126-35-44.6	〃	5.964	10.604	94. 12
	No.7	37-28-02.5	126-36-15.1	〃	6.506	11.146	94. 12
	No.9	37-27-01.2	126-35-49.2	해양조사원	5.365	10.005	98. 10
	No.10	37-26-57.7	126-35-46.9	〃	5.727	10.367	98. 10
	No.11	37-27-07.2	126-35-31.8	〃	5.591	10.231	98. 10
	TGBM	37-26-56.0	126-35-46.2	〃	6.680	11.320	12. 10
용유도(을왕리)	No.2	37-26-55.0	126-22-10.2	해양조사원	5.084	9.505	02. 05
(인천 중구 을왕동)	No.4	37-26-53.8	126-22-09.7	〃	5.392	9.813	06. 04
	No.5	37-26-55.6	126-22-08.6	〃	5.842	10.263	06. 04
잠진도	No.1	37-25-00.9	126-24-52.7	해양조사원	5.197	9.537	02. 05
(인천 중구 을왕동)	No.2	37-25-00.6	126-24-52.8	〃	5.386	9.726	02. 05
	No.4	37-25-00.9	126-24-54.5	〃	5.443	9.783	13. 06
팔미도	No.1	37-21-30.8	126-30-47.2	해양조사원	4.920	9.456	06. 09
(인천 중구 무의동)	No.3	37-21-31.2	126-30-47.1	〃	7.571	12.110	06. 09
	No.4	37-21-31.3	126-30-47.0	〃	5.720	10.259	09. 04
	No.5	37-21-31.0	126-30-48.2	〃	5.567	10.106	13. 09
인천송도	No.1	37-20-51.5	126-36-08.2	해양조사원	6.843	11.428	12. 07
(인천 연수구 동춘동)	No.2	37-20-51.5	126-36-04.3	〃	6.942	11.527	12. 07
	No.3	37-20-50.6	126-35-57.8	〃	6.855	11.440	12. 07
	TGBM	37-20-51.1	126-36-27.8	〃	7.321	11.906	13. 07

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		M.S.L.상	D.L.상	
월곶	No.1	37-23-16.2	126-44-03.5	해양조사원	6.235	10.789	02. 05
(시흥시 월곶)	No.3	37-23-17.8	126-44-02.4	〃	6.292	10.846	06. 04
	No.4	37-23-14.8	126-44-05.1	〃	6.321	10.875	09. 04
	No.5	37-23-25.4	126-44-05.5	〃	6.134	10.688	13. 10
상가리도	No.3	37-19-31.5	126-39-18.2	해양조사원	7.998	12.517	02. 06
(시흥시 정왕동)	No.5	37-19-31.4	126-39-17.6	〃	7.926	12.445	06. 04
	No.6	37-19-32.0	126-39-17.5	〃	6.710	11.229	09. 04
오이도	No.1	37-20-49.1	126-40-56.3	해양조사원	5.507	10.102	13. 09
(시흥시 정왕동)	No.2	37-20-45.8	126-41-02.9	〃	5.527	10.122	13. 09
	No.3	37-20-44.3	126-41-08.1	〃	5.326	9.921	13. 09
대부도(남서)	No.1	37-11-54.6	126-32-06.7	해양조사원	5.084	9.379	02. 08
(안산시 대부남동)	No.3	37-11-54.4	126-32-07.1	〃	6.025	10.320	06. 03
	No.4	37-11-54.4	126-32-07.0	〃	5.510	9.805	06. 03
안산(탄도)	No.1	37-11-31.5	126-38-50.8	해양조사원	5.438	9.769	00. 06
(안산시 선감동)	No.2	37-11-32.9	126-38-50.5	〃	5.055	9.386	02. 07
	TGBM	37-11-31.3	126-38-48.9	〃	6.857	11.188	12. 10
풍도	No.1	37-06-47.5	126-23-37.4	해양조사원	5.597	9.898	13. 10
(안산시 풍도동)	No.2	37-06-49.5	126-23-34.6	〃	6.847	11.148	13. 10
	No.3	37-06-50.2	126-23-33.1	〃	6.399	10.700	13. 10
제부도	No.1	37-10-22.7	126-36-59.1	해양조사원	4.218	8.656	00. 06
(화성시 서신면)	No.2	37-10-22.7	126-36-59.7	〃	6.602	11.040	00. 06
	No.8	37-10-20.7	126-37-00.8	〃	6.764	11.202	06. 04
	No.9	37-10-46.1	126-37-19.5	〃	7.237	11.675	13. 09
	No.10	37-10-43.5	126-37-18.6	〃	6.050	10.488	13. 09
	No.11	37-10-43.5	126-37-19.6	〃	5.110	9.548	13. 09
궁평리	No.2	37-07-03.7	126-40-51.6	해양조사원	5.881	10.374	03. 06
(화성시 서신면)	No.4	37-06-55.2	126-40-50.9	〃	7.150	11.643	06. 04
	No.5	37-06-55.4	126-40-44.4	〃	5.376	9.869	06. 04
입파도	No.2	37-05-40.0	126-32-18.0	해양조사원	4.764	9.091	03. 08
(화성시 우정읍)	No.3	37-05-39.5	126-32-17.2	〃	4.577	8.904	03. 08
	No.4	37-05-39.9	126-32-18.0	〃	4.952	9.279	12. 04
화옹방조제	No.1	37-05-51.6	126-42-09.5	해양조사원	8.365	12.875	13. 09
(화성시 우정읍)	No.2	37-05-50.2	126-42-11.7	〃	8.330	12.840	13. 09
	No.3	37-05-49.1	126-42-13.5	〃	8.380	12.890	13. 09
평택(남양만)	No.1	37-00-32.3	126-47-54.7	수로국	4.748	9.402	82. 06
(평택시 포승면)	No.2	37-00-31.3	126-47-55.5	해양조사원	1.668	6.322	07. 10
	No.3	37-00-30.9	126-47-54.6	〃	5.376	10.030	06. 10
평택(LNG부두)	No.1	37-00-13.8	126-46-53.8	수로국	9.129	13.752	94. 05
(평택시 포승면)	No.2	37-00-13.6	126-46-54.3	해양조사원	9.076	13.699	06. 10
	No.4	37-00-13.0	126-46-55.7	〃	8.603	13.226	13. 08
평택(동부두)	No.1	36-57-35.1	126-50-28.6	해양조사원	6.195	10.849	00. 10
(평택시 포승면)	No.2	36-57-48.3	126-50-35.5	〃	7.101	11.755	06. 10
	No.3	36-57-38.5	126-50-26.1	〃	6.255	10.909	06. 10
평택(서부두)	No.1	36-58-00.7	126-49-21.9	해양조사원	6.206	10.860	06. 10
(평택시 포승면)	No.4	36-58-05.7	126-49-18.4	〃	6.262	10.916	09. 10
	No.6	36-58-06.3	126-49-18.0	〃	6.143	10.797	13. 08
	TGBM	36-57-42.2	126-50-44.7	〃	6.397	11.051	13. 08

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		M.S.L.상	D.L.상	
원정리	No.1	37-00-20.4	126-46-50.6	해양조사원	7.681	12.310	03. 06
(평택시 포승면)	No.2	37-00-21.2	126-46-49.6	〃	7.821	12.450	03. 06
	No.3	37-00-21.6	126-46-49.2	〃	8.766	13.395	03. 06
대난지도	No.4	37-03-16.7	126-26-58.7	해양조사원	4.736	9.073	06. 10
(당진시 석문면)	No.5	37-03-13.7	126-26-56.7	〃	6.880	11.217	09. 04
	No.6	37-03-12.3	126-26-56.7	〃	5.003	9.340	09. 04
왜목(교로리)	No.1	37-02-58.1	126-31-36.6	해양조사원	4.122	8.453	03. 06
(당진시 석문면)	No.2	37-02-55.4	126-31-38.3	〃	3.638	7.969	03. 06
	No.4	37-02-57.9	126-31-37.1	〃	4.406	8.742	06. 10
	No.5	37-02-53.3	126-31-38.7	〃	5.128	9.459	09. 04
성구미	No.1	36-59-57.6	126-38-47.0	해양조사원	5.105	9.648	03. 06
(당진시 송산면)	No.2	36-59-57.7	126-38-45.5	〃	5.093	9.636	03. 06
	No.3	36-59-57.6	126-38-43.3	〃	8.119	12.662	03. 06
가곡리	No.1	37-00-06.3	126-41-44.0	해양조사원	5.085	9.659	13. 10
(당진시 송산면)	No.2	37-00-05.1	126-41-41.2	〃	5.123	9.697	13. 10
	No.3	37-00-02.4	126-41-40.9	〃	6.231	10.805	13. 10
삽교호	No.1	36-53-10.5	126-50-13.0	해양조사원	5.849	10.659	03. 06
(당진시 신평면)	No.2	36-53-10.2	126-50-13.9	〃	5.859	10.669	03. 06
	No.3	36-53-10.0	126-50-14.6	〃	5.833	10.643	03. 06
대산	No.4	37-00-16.7	126-21-09.4	해양조사원	5.250	9.388	99. 09
(서산시 대산읍)	No.6	37-00-17.1	126-21-12.7	〃	5.429	9.567	02. 03
	No.7	37-00-24.6	126-21-11.5	〃	6.127	10.265	04. 09
	TGBM	37-00-24.8	126-21-11.4	〃	5.072	9.210	12. 10
삼길포	No.1	36-59-55.2	126-27-10.9	수로국	10.019	14.306	89. 06
(서산시 대산읍)	No.2	37-00-02.5	126-27-06.0	〃	7.371	11.658	86. 03
	No.3	36-59-56.0	126-27-13.9	해양조사원	5.631	9.918	02. 03
오지리	No.1	36-57-41.3	126-20-01.4	해양조사원	5.185	9.139	03. 06
(서산시 대산읍)	No.3	36-57-40.6	126-20-03.3	〃	5.133	9.087	03. 06
	No.4	36-57-44.7	126-20-02.6	〃	5.163	9.117	05. 05
웅도	No.1	36-55-01.5	126-22-24.5	해양조사원	5.415	9.541	05. 06
(서산시 대산읍)	No.3	36-55-01.4	126-22-25.7	〃	5.115	9.241	09. 04
	No.4	36-55-01.6	126-22-25.3	〃	4.570	8.696	09. 04
간월도	No.4	36-36-15.9	126-24-40.9	해양조사원	5.086	9.416	99. 09
(서산시 부석면)	No.5	36-36-15.8	126-24-40.4	〃	6.671	11.001	99. 09
	No.7	36-36-15.8	126-24-40.6	〃	4.711	9.041	08. 04
태안	No.1	36-54-29.8	126-13-49.9	해양조사원	6.777	10.660	09. 04
(태안군 원북면)	No.2	36-54-22.6	126-13-49.6	〃	6.968	10.851	09. 04
	No.4	36-54-22.0	126-13-50.0	〃	7.749	11.632	12. 07
	TGBM	36-54-30.9	126-14-15.2	〃	8.524	12.407	13. 08
황촌리	No.1	36-52-59.2	126-10-57.5	해양조사원	5.586	9.355	13. 09
(태안군 원북면)	No.2	36-52-59.1	126-11-03.9	〃	5.393	9.162	13. 09
	No.3	36-52-59.3	126-11-05.3	〃	4.129	7.898	13. 09
사창리	No.1	36-50-30.5	126-18-13.0	해양조사원	4.616	8.917	13. 09
(태안군 이원면)	No.2	36-50-27.1	126-18-05.5	〃	4.833	9.134	13. 09
	No.3	36-50-31.3	126-18-01.4	〃	4.872	9.173	13. 09
천리포	No.4	36-48-16.6	126-08-47.4	해양조사원	4.642	8.293	13. 08
(태안군 소원면)	No.5	36-48-14.5	126-08-51.7	〃	3.399	7.050	13. 08
	No.6	36-48-13.7	126-08-54.8	〃	3.677	7.328	13. 08

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		M.S.L.상	D.L.상	
어은돌(태안)	No.1	36-45-09.1	126-07-35.4	해양조사원	5.641	9.204	03. 08
(태안군 소원면)	No.2	36-45-08.4	126-07-35.1	〃	6.133	9.696	03. 08
	No.3	36-45-07.8	126-07-27.7	〃	6.126	9.689	03. 08
통개항	No.1	36-43-10.8	126-08-14.0	해양조사원	6.341	9.923	13. 09
(태안군 소원면)	No.2	36-43-12.5	126-08-11.1	〃	5.399	8.981	13. 09
	No.3	36-43-18.0	126-08-15.3	〃	3.696	7.278	13. 09
의항항	No.1	36-49-54.7	126-10-03.9	해양조사원	4.059	7.794	13. 08
(태안군 소원면)	No.2	36-49-57.3	126-10-05.8	〃	4.158	7.893	13. 08
	No.3	36-50-07.7	126-10-01.7	〃	4.897	8.632	13. 08
안흥(신진도)	No.3	36-40-23.0	126-07-56.0	수로국	5.362	8.909	86. 08
(태안군 근흥면)	No.4	36-40-26.0	126-07-57.0	해양조사원	3.759	7.306	99. 09
	No.5	36-40-22.3	126-08-08.3	〃	7.349	10.896	02. 04
	TGBM	36-40-24.9	126-08-00.1	〃	4.475	8.022	12. 10
가의도	No.1	36-40-41.7	126-04-06.4	해양조사원	7.337	10.778	98. 09
(태안군 근흥면)	No.2	36-40-40.1	126-04-07.2	〃	6.832	10.273	98. 09
	No.3	36-40-39.8	126-04-10.1	〃	6.675	10.116	02. 04
	No.4	36-40-39.0	126-04-07.4	〃	5.462	8.903	13. 09
정죽리	No.5	36-40-57.2	126-09-14.7	해양조사원	6.852	10.390	02. 04
(태안군 근흥면)	No.6	36-40-53.3	126-09-11.7	〃	7.759	11.297	05. 05
	No.7	36-40-46.9	126-09-09.6	〃	4.197	7.735	08. 04
	No.8	36-40-49.9	126-09-08.2	〃	4.293	7.831	13. 08
궁시도	No.1	36-39-48.7	125-51-37.5	해양조사원	4.200	7.500	03. 08
(태안군 근흥면)	No.2	36-39-48.5	125-51-38.1	〃	4.270	7.570	03. 08
	No.3	36-39-48.4	125-51-39.0	〃	3.671	6.971	03. 08
북격렬비열도	No.1	36-37-27.3	125-33-41.5	해양조사원	6.099	9.154	03. 06
(태안군 근흥면)	No.2	36-37-28.0	125-33-41.3	〃	5.703	8.758	03. 06
	No.3	36-37-28.3	125-33-41.3	〃	6.131	9.186	03. 06
창리	No.1	36-37-25.4	126-21-23.6	해양조사원	5.036	8.986	03. 06
(태안군 남면)	No.2	36-37-25.8	126-21-24.2	〃	7.016	10.966	03. 06
	No.3	36-37-25.3	126-21-22.7	〃	7.065	11.015	03. 06
백사장	No.1	36-35-11.0	126-19-04.5	해양조사원	4.031	7.636	03. 06
(태안군 안면읍)	No.2	36-35-10.9	126-19-05.7	〃	4.406	8.011	03. 06
	No.3	36-35-10.2	126-19-04.4	〃	4.525	8.130	03. 06
안면암	No.4	36-33-33.9	126-22-31.6	해양조사원	3.932	7.914	05. 04
(태안군 안면읍)	No.5	36-33-33.4	126-22-31.7	〃	3.710	7.692	05. 04
	No.6	36-33-35.9	126-22-28.0	〃	3.473	7.455	13. 09
영목항	No.1	36-23-58.5	126-25-36.0	해양조사원	4.484	8.295	13. 08
(태안군 고남면)	No.2	36-23-59.9	126-25-39.5	〃	4.977	8.788	13. 08
	No.3	36-24-02.3	126-25-40.4	〃	4.207	8.018	13. 08
도황리(채석포)	No.1	36-41-36.7	126-13-43.7	해양조사원	5.426	9.034	03. 06
(태안군 근흥면)	No.2	36-41-37.2	126-13-42.2	〃	6.459	10.067	03. 06
	No.3	36-41-38.8	126-13-39.1	〃	6.425	10.033	03. 06
	No.4	36-41-36.5	126-13-44.6	〃	3.765	7.373	13. 09
남당항	No.1	36-32-06.7	126-27-59.6	해양조사원	4.575	8.440	13. 09
(홍성군 서부면)	No.2	36-32-04.3	126-27-59.8	〃	3.270	7.135	13. 09
	No.3	36-32-02.8	126-28-03.1	〃	5.377	9.242	13. 09
오지리	No.1	36-57-41.3	126-20-01.4	해양조사원	5.185	9.139	03. 06
(서산시 대산읍)	No.3	36-57-40.6	126-20-03.3	〃	5.133	9.087	03. 06
	No.4	36-57-44.7	126-20-02.6	〃	5.163	9.117	05. 05

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		M.S.L.상	D.L.상	
웅도	No.1	36-55-01.5	126-22-24.5	해양조사원	5.415	9.541	05. 06
(서산시 대산읍)	No.3	36-55-01.4	126-22-25.7	〃	5.115	9.241	09. 04
	No.4	36-55-01.6	126-22-25.3	〃	4.570	8.696	09. 04
간월도	No.4	36-36-15.9	126-24-40.9	해양조사원	5.086	9.416	99. 09
(서산시 부석면)	No.5	36-36-15.8	126-24-40.4	〃	6.671	11.001	99. 09
	No.7	36-36-15.8	126-24-40.6	〃	4.711	9.041	08. 04
고파도	No.1	36-54-37.5	126-20-14.2	해양조사원	4.801	8.994	13. 09
(서산시 팔봉면)	No.2	36-54-42.6	126-20-17.5	〃	4.829	9.022	13. 09
	No.3	36-54-46.6	126-20-19.4	〃	4.682	8.875	13. 09
구도항	No.1	36-49-44.8	126-19-35.5	해양조사원	2.369	6.596	13. 10
(서산시 팔봉면)	No.2	36-49-42.7	126-19-37.5	〃	2.119	6.346	13. 10
	No.3	36-49-40.0	126-19-37.9	〃	1.677	5.904	13. 10
외도	No.1	36-27-13.7	126-18-33.9	수로국	6.317	9.758	79. 09
(보령시 오천면)	No.3	36-27-13.1	126-18-33.2	해양조사원	4.645	8.086	02. 04
	No.4	36-27-09.6	126-18-29.3	〃	5.352	8.793	02. 04
보령	No.3	36-24-21.1	126-29-08.7	수로국	10.004	13.822	94. 10
(보령화력발전소)	No.4	36-24-20.9	126-29-14.2	해양조사원	9.580	13.398	99. 09
	TGBM	36-24-18.1	126-29-14.0	〃	9.394	13.212	12. 10
삽시도	No.4	36-19-47.1	126-21-36.1	해양조사원	5.877	9.495	05. 05
(보령시 오천면)	No.5	36-19-42.5	126-21-41.7	〃	4.815	8.433	08. 05
	No.6	36-19-41.3	126-21-42.9	〃	5.075	8.693	13. 08
녹도	No.1	36-16-13.7	126-16-00.2	해양조사원	4.849	8.269	13. 09
(부안군 오천면)	No.2	36-16-10.7	126-15-59.8	〃	7.071	10.491	13. 09
	No.3	36-16-09.2	126-15-58.0	〃	5.414	8.834	13. 09
원산도	No.1	36-22-59.4	126-26-00.6	해양조사원	4.160	7.965	13. 09
(보령시 오천면)	No.2	36-23-04.0	126-26-00.4	〃	3.873	7.678	13. 09
	No.3	36-23-03.9	126-26-05.4	〃	4.620	8.425	13. 09
외연도	No.6	36-13-35.1	126-04-49.2	해양조사원	4.437	7.666	08. 04
(보령시 오천면)	No.7	36-13-34.8	126-04-46.4	〃	3.842	7.071	13. 08
	No.8	36-13-32.5	126-04-54.1	〃	3.674	6.903	13. 08
대천	No.7	36-19-37.9	126-30-32.2	해양조사원	5.079	8.789	05. 04
(대천읍 신흑리)	No.8	36-19-39.4	126-30-36.7	〃	4.040	7.750	05. 04
	No.9	36-19-38.7	126-30-34.1	〃	4.438	8.148	08. 04
무창포	No.1	36-14-56.2	126-32-13.8	수로국	5.354	8.989	95. 07
(보령시 웅천면)	No.5	36-14-53.4	126-32-15.3	해양조사원	6.417	10.052	05. 04
	No.7	36-14-56.5	126-32-13.5	〃	4.032	7.667	12. 05
마량리	No.6	36-07-11.7	126-30-12.6	해양조사원	4.942	8.544	08. 04
(서천군 서면)	No.7	36-07-44.4	126-30-11.4	〃	5.186	8.788	08. 04
	No.8	36-07-45.0	126-30-11.6	〃	8.295	11.897	13. 6
	No.9	36-07-44.6	126-30-13.5	〃	4.166	7.768	13. 08
	TGBM	36-07-45.4	126-30-11.7	〃	5.259	8.861	13. 08
다사리	No.1	36-05-47.0	126-36-51.7	해양조사원	4.526	8.144	04. 08
(서천군 종천면)	No.4	36-05-48.9	126-36-49.7	〃	4.312	7.930	08. 04
	No.5	36-05-49.4	126-36-49.1	〃	6.538	10.156	08. 04
마서면	No.1	36-00-52.1	126-39-48.8	해양조사원	4.749	8.358	04. 07
(장항읍 마서면)	No.2	36-00-53.4	126-39-45.4	〃	4.034	7.643	04. 07
	No.3	36-00-53.6	126-39-45.0	〃	3.556	7.165	04. 07

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		M.S.L.상	D.L.상	
장항	No.5	36-00-28.6	126-41-21.3	수로국	4.191	7.932	71. 09
(장항읍 신창동)	No.6	36-00-27.3	126-41-23.9	해양조사원	4.832	8.573	00. 04
	No.7	36-00-27.0	126-41-27.0	〃	4.909	8.650	00. 04
	TGBM	36-00-28.3	126-41-25.9	〃	4.811	8.552	13. 09
연도(군산)	No.4	36-04-56.4	126-26-33.7	해양조사원	5.571	9.138	02. 04
(군산시 옥도면)	No.5	36-04-57.5	126-26-31.1	〃	5.848	9.415	05. 05
	No.6	36-04-58.4	126-26-30.4	〃	5.686	9.253	05. 05
야미도	No.1	35-50-26.9	126-29-25.6	해양조사원	5.302	8.733	13. 08
(군산시 옥도면)	No.2	35-50-25.6	126-29-17.7	〃	4.420	7.851	13. 08
	No.3	35-50-33.3	126-29-16.9	〃	4.728	7.709	13. 08
십이동파도	No.1	35-59-25.3	126-13-32.6	해양조사원	4.304	7.656	03. 06
(군산시 선유면)	No.2	35-59-24.8	126-13-33.5	〃	5.094	8.446	03. 06
	No.3	35-59-24.9	126-13-34.7	〃	5.461	8.813	03. 06
군산	No.1	35-59-35.1	126-42-38.2	수로국	4.331	8.044	62. 04
(군산시 해망동)	No.2	35-59-26.4	126-42-52.9	〃	3.998	7.711	62. 04
	No.5	35-59-35	126-42-38	해양조사원	4.856	8.569	12. 06
군산외항	No.1	35-58-16.4	126-37-27.8	수로국	4.803	8.426	80. 01
(군산시 소룡동)	No.5	35-58-13.1	126-37-32.2	〃	4.888	8.511	12. 06
	No.6	35-58-13.4	126-42-33.2	해양조사원	5.066	8.689	12. 06
군산외항 6부두	No.1	35-58-30.6	126-33-46.9	해양조사원	5.309	8.932	06. 12
(군산시 소룡동)	No.2	35-58-18.9	126-33-20.9	〃	5.537	9.160	06. 12
	No.4	35-58-19.7	126-33-17.9	〃	5.696	9.318	12. 06
	TGBM	35-58-30.5	126-33-48.2	〃	7.372	10.995	12. 10
말도	No.3	35-51-14.4	126-19-08.0	수로국	5.260	8.630	94. 05
(군산시 옥도면)	No.4	35-51-14.1	126-19-08.2	〃	6.403	9.773	94. 05
	No.5	35-51-17.0	126-19-04.8	해양조사원	2.917	6.287	99. 09
	No.6	35-51-16.1	126-19-04.5	〃	3.430	6.800	13. 08
방축도	No.1	35-50-52.2	126-22-35.8	해양조사원	5.737	9.153	13. 08
(군산시 옥도면)	No.2	35-50-53.5	126-22-37.4	〃	5.432	8.848	13. 08
	No.3	35-50-54.3	126-22-37.4	〃	4.838	8.254	13. 08
선유도	No.4	35-48-28.1	126-24-42.6	해양조사원	4.334	7.759	02. 04
(군산시 옥도면)	No.6	35-48-27.8	126-24-42.8	〃	5.294	8.719	05. 04
	No.7	35-48-25.2	126-24-41.2	〃	4.742	8.167	05. 04
어청도	No.1	36-06-59.4	125-58-56.9	해양조사원	4.258	7.305	07. 09
(군산시 옥도면)	No.2	36-06-48.7	125-59-04.6	〃	9.481	12.528	07. 09
	No.3	36-06-48.7	125-59-03.3	〃	11.796	14.843	07. 09
	TGBM	36-06-48.3	125-59-04.5	〃	11.718	14.765	12. 10
비안도	No.1	35-44-11.7	126-27-36.4	해양조사원	3.741	7.140	11. 11
(군산시 옥도면)	No.2	35-44-15.2	126-27-28.4	〃	4.201	7.600	11. 11
	No.3	35-44-10.6	126-27-33.8	〃	4.115	7.514	11. 11
비응항	No.1	35-56-14.4	126-31-58.1	해양조사원	4.542	8.059	13. 08
(군산시 비응도동)	No.2	35-56-18.0	126-31-53.8	〃	4.608	8.125	13. 08
	No.3	35-56-20.2	126-31-45.2	〃	5.338	8.855	13. 08
가력도	No.1	35-43-36.6	126-31-52.8	해양조사원	5.366	8.821	13. 08
(부안군 변산면)	No.2	35-43-36.7	126-31-40.4	〃	5.582	9.037	13. 08
	No.3	35-43-28.6	126-31-51.4	〃	6.768	10.223	13. 08

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		M.S.L.상	D.L.상	
변산반도(격포)	No.3	35-37-05.4	126-28-11.9	해양조사원	5.126	8.486	04. 03
(부안군 변산면)	No.4	35-39-11.6	126-29-27.1	〃	3.833	7.193	04. 03
	No.5	35-39-12.4	126-29-27.4	〃	4.378	7.738	04. 03
	No.6	35-39-12.6	126-29-28.0	〃	5.023	8.383	04. 03
	No.7	35-37-15.0	126-28-12.2	〃	4.774	8.134	08. 05
	No.8	35-37-14.9	126-28-10.3	〃	3.701	7.061	13. 10
위도	No.1	35-37-17.7	126-18-13.5	수로국	5.473	8.788	75. 08
(부안군 위도면)	No.2	35-37-03.8	126-18-05.7	〃	5.842	9.157	75. 08
	No.4	35-37-03.6	126-18-02.9	해양조사원	4.936	8.251	05. 04
	TGBM	35-37-17.6	126-18-13.5	〃	6.086	9.401	12. 10
곰소항(부안군)	No.1	35-35-08.1	126-36-17.2	해양조사원	4.633	8.183	04. 08
(부안군 진서면)	No.2	35-35-08.4	126-36-16.0	〃	5.521	9.071	04. 08
	No.3	35-35-10.2	126-36-15.4	〃	5.559	9.109	04. 10
작당항	No.1	35-35-09.9	126-32-46.0	해양조사원	4.694	8.159	13. 09
(부안군 진서면)	No.2	35-35-05.1	126-32-47.8	〃	4.193	7.658	13. 09
	No.3	35-35-01.8	126-32-47.8	〃	3.422	6.887	13. 09
구시포	No.1	35-27-03.0	126-25-40.0	해양조사원	4.395	7.741	11. 08
(고창군 상하면)	No.2	35-27-02.0	126-25-38.3	〃	4.394	7.740	11. 08
	No.3	35-26-58.9	126-25-44.1	〃	3.816	7.162	11. 08
영광	No.4	35-25-32.7	126-25-12.8	수로국	6.987	10.404	91. 04
(영광군원자력발전소)	No.8	35-25-32.3	126-25-12.2	해양조사원	7.136	10.553	02. 04
	No.9	35-25-35.6	126-25-18.9	〃	8.454	11.871	02. 04
	No.10	35-25-31.9	126-25-13.5	〃	7.337	10.754	04. 12
	TGBM	35-25-28.8	126-25-08.4	〃	10.161	13.578	13. 09
계마리	No.6	35-23-40.2	126-24-25.5	해양조사원	5.369	8.717	99. 09
(영광군 홍농읍)	No.9	35-23-40.0	126-24-25.5	〃	5.532	8.880	08. 04
안마도	No.1	35-20-42.7	126-00-57.9	수로국	5.143	8.043	75. 05
(영광군 낙월면)	No.5	35-05-42.4	126-01-04.5	해양조사원	4.110	7.010	08. 04
	No.6	35-05-42.9	126-01-04.9	〃	4.139	7.039	08. 04
송이도	No.1	35-16-22.4	126-09-02.0	해양조사원	4.439	7.539	11. 11
(영광군 낙월면)	No.2	35-16-21.8	126-08-55.6	〃	4.836	7.936	11. 11
	No.3	35-16-18.6	126-09-01.0	〃	6.781	9.881	11. 11
낙월도	No.1	35-12-07.5	126-08-21.4	해양조사원	3.805	6.782	11. 11
(영광군 낙월면)	No.2	35-12-04.3	126-08-34.5	〃	4.028	7.005	11. 11
	No.3	35-12-02.5	126-08-38.4	〃	4.132	7.109	11. 11
용정리(함평만)	No.1	35-05-11.0	126-23-33.7	해양조사원	5.036	8.285	13. 08
(무안군 현경면)	No.2	35-05-08.4	126-23-29.2	〃	5.074	8.323	13. 08
	No.3	35-05-09.8	126-23-27.6	〃	4.179	7.428	13. 08
도리포	No.2	35-09-27.1	126-20-52.9	해양조사원	6.100	9.195	05. 05
(무안군 해제면)	No.3	35-09-29.1	126-20-50.4	〃	3.706	6.801	05. 05
홀통	No.1	35-03-45.3	126-19-57.4	해양조사원	2.828	5.520	05. 05
(무안군 해제면)	No.2	35-03-42.5	126-19-53.1	〃	3.280	5.972	05. 05
	No.3	35-03-45.9	126-19-59.8	〃	3.441	6.133	05. 05
성내리	No.1	34-55-41.2	126-18-22.5	해양조사원	3.370	5.950	06. 05
(무안군 운남면)	No.2	34-55-42.0	126-18-24.4	〃	3.124	5.704	06. 05
	No.3	34-55-43.7	126-18-29.5	〃	3.161	5.741	06. 05
도원리	No.1	34-55-00.2	126-20-52.2	해양조사원	3.936	6.529	06. 08
(무안군 운남면)	No.2	34-55-01.2	126-20-54.9	〃	3.977	6.600	06. 08
	No.3	34-55-48.7	126-21-52.2	〃	3.887	6.246	06. 08

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		M.S.L.상	D.L.상	
목포	No.5	34-46-55.7	126-23-22.4	해양조사원	7.235	9.664	01. 08
(목포시 금화동)	No.6	34-46-48.2	126-22-34.6	〃	3.154	5.583	01. 08
	No.8	34-46-56.0	126-23-22.8	〃	12.976	15.405	04. 04
	No.9	34-46-50.6	126-22-33.1	〃	6.032	8.461	06. 03
	TGBM	34-46-55.4	126-22-27.4	〃	31.164	33.593	12. 10
달리도	No.1	34-46-41.4	126-19-38.6	해양조사원	3.985	6.467	06. 08
(목포시 달동)	No.2	34-46-38.4	126-19-41.3	〃	4.004	6.486	06. 08
임자도(전장포)	No.3	35-08-16.7	126-08-36.7	해양조사원	3.579	6.498	05. 04
(신안군 임자면)	No.4	35-08-17.6	126-08-39.6	〃	3.665	6.584	05. 04
	No.5	35-08-15.0	126-08-39.2	〃	3.210	6.129	13. 10
임자도(진리)	No.1	35-04-49.3	126-07-15.0	해양조사원	3.162	6.065	11. 11
(신안군 임자면)	No.2	35-04-53.5	126-07-11.0	〃	3.544	6.447	11. 11
	No.3	35-04-53.3	126-07-24.4	〃	3.386	6.289	11. 11
수도	No.1	35-04-59.3	126-08-03.1	해양조사원	3.436	6.200	05. 05
(신안군 임자면)	No.2	35-04-58.7	126-08-04.4	〃	4.490	7.254	05. 05
	No.3	35-04-58.6	126-08-05.5	〃	4.249	7.013	05. 05
재원도	No.1	35-05-03.0	126-01-51.5	해양조사원	3.873	6.703	13. 08
(신안군 임자면)	No.2	35-05-04.0	126-01-46.7	〃	5.754	8.584	13. 08
	No.3	35-05-06.0	126-01-46.8	〃	3.444	6.274	13. 08
암태도	No.1	34-51-33.2	126-04-54.5	수로국	5.501	8.024	76. 07
(신안군 암태면)	No.3	34-51-33.7	126-04-55.3	해양조사원	3.088	5.611	01. 08
	No.4	34-51-27.9	126-04-52.0	해양조사원	2.928	5.451	13. 07
참도	No.1	35-06-26.6	126-12-07.7	해양조사원	3.973	6.839	05. 05
(신안군 지도읍)	No.2	35-06-26.9	126-12-08.1	〃	3.699	6.565	05. 05
	No.3	35-06-26.8	126-12-10.3	〃	3.937	6.803	05. 05
점암	No.1	35-05-26.8	126-09-27.0	해양조사원	3.181	5.967	05. 05
(신안군 지도읍)	No.3	35-05-24.7	126-09-25.3	〃	4.372	7.158	05. 05
송도(하탑)	No.1	35-02-35.5	126-12-13.2	해양조사원	3.559	6.188	05. 08
(신안군 지도읍)	No.2	35-02-35.6	126-12-13.8	〃	4.066	6.695	05. 08
홍도	No.1	34-40-57.0	125-11-32.4	수로국	6.120	7.870	83. 07
(신안군 흑산면)	No.2	34-41-02.2	125-11-34.6	〃	4.128	5.878	83. 07
	No.3	34-40-58.8	125-11-31.6	해양조사원	4.563	6.313	01. 08
우이도	No.1	34-37-07.5	125-51-22.8	수로국	4.503	6.548	75. 06
(신안군 도초면)	No.3	34-37-15.7	125-51-18.6	해양조사원	8.188	10.233	89. 09
하의도(오림리)	No.2	34-34-15.1	126-03-09.8	수로국	2.951	5.011	76. 07
(신안군 하의면)	No.3	34-34-12.5	126-03-12.2	〃	1.944	4.004	83. 10
	No.4	34-34-12.9	126-03-11.3	해양조사원	3.049	5.109	01. 08
	No.5	34-34-12.3	126-03-11.0	〃	2.817	4.877	01. 08
	No.6	34-34-12.3	126-03-10.9	〃	2.132	4.192	01. 08
하의도(응곡리)	No.1	34-36-29.1	126-02-14.0	해양조사원	3.294	5.421	11. 11
(신안군 하의면)	No.2	34-36-31.1	126-02-15.3	〃	2.444	4.571	11. 11
	No.3	34-36-31.0	126-02-18.7	〃	2.802	4.929	11. 11
요력도	No.1	34-43-52.5	126-11-15.9	해양조사원	2.845	5.039	06. 08
(신안군 안좌면)	No.2	34-43-52.0	126-11-17.4	〃	2.601	4.795	06. 08
	No.3	34-43-51.2	126-11-18.9	〃	1.820	4.014	06. 08
	No.4	34-43-50.4	126-11-21.4	〃	6.982	9.176	13. 10
장산도	No.1	34-38-29.5	126-11-49.6	해양조사원	2.135	4.308	06. 08
(신안군 장산면)	No.2	34-38-28.3	126-11-47.6	〃	2.272	4.445	06. 08
	No.3	34-38-27.9	126-11-44.8	〃	3.228	5.401	06. 08

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		M.S.L.상	D.L.상	
증도	No.1	34-59-36.4	126-06-26.6	해양조사원	3.578	6.299	11. 11
(신안군 증도면)	No.2	34-59-37.0	126-06-24.3	〃	5.170	7.891	11. 11
	No.3	34-59-39.7	126-06-23.2	〃	5.415	8.136	11. 11
자은도	No.1	34-55-02.0	126-02-28.7	해양조사원	3.872	6.511	11. 11
(신안군 자은면)	No.2	34-54-59.9	126-02-26.4	〃	3.833	6.472	11. 11
	No.3	34-54-58.8	126-02-24.5	〃	3.456	6.095	11. 11
압해도(송공항)	No.1	34-50-54.5	126-13-41.0	해양조사원	3.377	5.860	13. 10
(신안군 압해읍)	No.2	34-50-54.7	126-13-39.1	〃	3.258	5.741	13. 10
	No.3	34-50-51.8	126-13-38.1	〃	3.424	5.907	13. 10
	No.4	34-50-54.8	126-13-37.8	〃	3.223	5.706	13. 10
매화도	No.1	34-55-08.3	126-13-08.0	해양조사원	3.120	5.694	11. 11
(신안군 압해면)	No.2	34-55-08.3	126-13-11.5	〃	3.189	5.763	11. 11
	No.3	34-55-08.4	126-13-11.6	〃	3.352	5.926	11. 11
추포도	No.1	34-47-47.0	126-04-47.2	해양조사원	2.777	5.147	11. 11
(신안군 암태면)	No.2	34-47-49.4	126-04-44.4	〃	2.990	5.360	11. 11
	No.3	34-47-52.0	126-04-45.4	〃	5.173	7.546	11. 11
팔금도	No.1	34-47-37.8	126-10-21.2	해양조사원	3.586	6.016	11. 11
(신안군 팔금면)	No.2	34-47-39.7	126-10-19.5	〃	3.420	5.850	11. 11
	No.3	34-47-36.4	126-10-14.7	〃	3.162	5.592	11. 11
안좌도	No.1	34-41-59.5	126-10-07.3	해양조사원	2.947	5.175	11. 11
(신안군 안좌면)	No.2	34-42-00.7	126-10-06.0	〃	3.045	5.273	11. 11
	No.3	34-42-00.4	126-10-00.5	〃	3.209	5.437	11. 11
고사도	No.3	34-34-16.3	126-08-55.3	해양조사원	2.656	4.782	11. 11
(신안군 신의면)	No.4	34-34-15.7	126-08-55.6	〃	3.877	6.003	13. 10
	No.5	34-34-17.0	126-08-56.8	〃	3.368	5.494	13. 10
신의도	No.2	34-32-27.4	126-02-12.2	해양조사원	2.738	4.815	11. 11
(신안군 신의면)	No.3	34-32-27.4	126-02-10.7	〃	3.007	5.084	11. 11
	No.4	34-32-27.2	126-02-11.1	〃	3.105	5.182	13. 10
도초도	No.1	34-40-07.6	125-56-57.7	해양조사원	4.342	6.516	11. 11
(신안군 도초면)	No.2	34-40-06.3	125-56-55.4	〃	3.376	5.550	11. 11
	No.3	34-40-04.6	125-56-54.8	〃	4.846	7.020	11. 11
비금도(수대리)	No.4	34-43-18.4	125-56-19.9	해양조사원	4.646	6.898	04. 04
(신안군 비금면)	No.5	34-43-16.5	125-56-16.1	〃	2.658	4.910	04. 04
	No.6	34-43-19.0	125-56-21.0	〃	4.303	6.555	09. 10
비금도(가산리)	No.1	34-45-43.3	125-59-53.3	해양조사원	3.320	5.639	11. 11
(신안군 비금면)	No.2	34-45-40.1	125-59-55.5	〃	2.989	5.308	11. 11
	No.3	34-45-39.0	125-59-53.2	〃	2.989	5.308	11. 11
원평	No.1	34-46-52.8	125-54-37.0	수로국	4.260	6.856	88. 05
(신안군 비금면)	No.2	34-46-37.2	125-54-22.1	〃	6.617	9.213	91. 11
	No.3	34-46-54.7	125-54-28.1	〃	5.297	7.893	13. 07
흑산도	No.4	34-41-03.2	125-26-31.8	해양조사원	2.516	4.369	00. 08
(신안군 흑산면)	No.5	34-41-02.7	125-26-08.5	〃	2.709	4.562	06. 12
	No.6	34-41-01.4	125-26-07.9	〃	3.888	5.741	06. 12
	No.7	34-41-01.2	125-26-17.5	〃	3.369	5.222	06. 12
	TGBM	34-40-58.2	125-25-53.9	〃	11.971	13.824	12. 10
하태도	No.1	35-23-35.1	125-17-57.1	해양조사원	6.864	8.454	13. 09
(신안군 흑산면 하태리)	No.2	35-23-35.1	125-17-56.5	〃	2.450	4.040	13. 09
	No.3	35-23-39.8	126-17-54.4	〃	3.280	4.870	13. 09

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		M.S.L.상	D.L.상	
가거도	No.1	34-03-04.1	125-07-46.3	수로국	11.111	12.479	87. 05
(신안군 흑산면)	No.2	34-03-07.6	125-07-35.4	〃	11.241	12.609	87. 05
	No.4	34-03-00.7	125-07-46.8	해양조사원	3.662	5.030	04. 04
선도리	No.1	35-00-21.4	126-15-38.2	해양조사원	2.567	5.316	06. 08
(신안군 지도읍)	No.2	35-00-20.4	126-15-40.9	〃	2.814	5.563	06. 08
	No.3	35-00-20.1	126-15-42.4	〃	2.129	4.878	06. 08
	No.4	35-00-23.0	126-15-34.2	〃	2.451	5.200	13. 08
벽파진	No.6	34-32-24.5	126-20-41.8	해양조사원	4.584	6.672	04. 04
(진도군 고군면)	No.7	34-32-17.8	126-20-40.7	〃	12.815	14.903	13. 08
	No.8	34-32-16.3	126-20-41.4	〃	3.905	5.993	13. 08
진도(회동리)	No.1	34-25-08.8	126-20-33.9	해양조사원	4.823	6.812	02. 05
(진도군 회동리)	No.2	34-25-29.4	126-20-59.5	〃	3.687	5.676	02. 05
	No.3	34-25-30.6	126-21-01.2	〃	4.370	6.359	03. 02
	No.4	34-25-12.0	126-21-35.8	〃	3.453	5.442	13. 07
진도(수품)	No.1	34-22-39.8	126-18-30.5	해양조사원	2.060	4.070	05. 12
(진도군 의신면)	No.2	34-22-39.3	126-18-29.5	〃	3.483	5.493	05. 12
	No.3	34-22-39.6	126-18-29.5	〃	4.578	6.588	05. 12
	TGBM	34-22-39.3	126-18-29.6	〃	5.587	7.597	13. 09
서망항	No.2	34-22-02.0	126-08-06.8	수로국	5.810	7.656	93. 04
(진도군 임해면)	No.3	34-22-00.1	126-08-09.4	해양조사원	3.225	5.071	01. 08
	No.5	34-22-00.9	126-08-06.8	〃	3.334	5.180	10. 07
하조도	No.5	34-18-22.5	126-03-06.4	해양조사원	6.425	8.189	98. 09
(진도군 조도면)	No.7	34-18-15.5	126-03-11.5	〃	3.120	4.884	02. 05
	No.8	34-18-23.7	126-03-06.6	〃	3.975	5.739	10. 10
둔전리	No.1	34-33-36.2	126-18-16.3	해양조사원	3.353	5.350	06. 08
(진도군 군내면)	No.2	34-33-34.1	126-18-20.1	〃	5.795	7.792	06. 08
	No.3	34-33-32.9	126-18-21.2	〃	2.367	4.364	06. 08
죽전리	No.1	34-34-46.1	126-16-45.6	해양조사원	2.848	4.973	06. 08
(진도군 군내면)	No.2	34-34-47.0	126-16-47.4	〃	3.428	5.553	06. 08
	No.4	34-34-40.6	126-16-46.3	〃	2.127	4.252	10. 06
	No.5	34-34-47.8	126-16-53.3	〃	2.640	4.765	13. 07
전두리	No.1	34-31-51.7	126-13-17.8	해양조사원	3.324	5.426	06. 08
(진도군 군내면)	No.2	34-31-49.3	126-13-19.4	〃	2.630	4.732	06. 08
	No.3	34-31-47.2	126-13-25.3	〃	2.325	4.427	06. 08
세방리	No.1	34-26-57.5	126-07-04.5	해양조사원	3.143	5.148	06. 05
(진도군 지산면)	No.2	34-26-56.3	126-07-06.0	〃	3.103	5.108	06. 05
	No.3	34-26-55.2	126-07-06.3	〃	3.349	5.354	06. 05
밀매도	No.1	34-14-58.9	126-19-53.2	해양조사원	6.452	8.345	07. 08
(진도군 의신면)	No.2	34-14-59.2	126-19-52.8	〃	7.267	9.160	07. 08
	No.3	34-14-59.3	126-19-52.0	〃	7.441	9.334	07. 08
서거차도	No.4	34-15-09.2	125-55-05.8	해양조사원	3.236	5.173	98. 09
(진도군 조도면)	No.5	34-15-11.8	125-55-06.1	〃	3.375	5.312	98. 09
	No.6	34-15-15.6	125-55-00.1	〃	2.912	4.849	10. 10
성남도	No.1	34-23-44.5	126-02-47.6	해양조사원	4.261	6.249	11. 11
(진도군 조도면)	No.2	34-23-44.0	126-02-45.0	〃	3.880	5.868	11. 11
	No.3	34-23-46.5	126-02-45.9	〃	3.861	5.849	11. 11
상조도	No.1	34-20-00.3	126-02-44.9	해양조사원	2.911	4.780	11. 11
(진도군 조도면)	No.2	34-19-59.0	126-02-40.3	〃	1.802	3.671	11. 11
	No.3	34-19-59.0	126-02-44.5	〃	2.170	4.039	11. 11

명칭		위치(WGS-84)		표지 설치자	표고(m)		설치년월
		위도(N)	경도(E)		M.S.L.상	D.L.상	
관매도	No.1	34-14-20.7	126-02-33.6	해양조사원	2.822	4.712	11. 11
(진도군 조도면)	No.2	34-14-20.2	126-02-40.7	〃	3.066	4.956	11. 11
	No.3	34-14-24.0	126-02-44.8	〃	2.439	4.329	11. 11
시하도	No.1	34-42-03.5	126-14-23.3	수로국	2.601	4.852	77. 06
(해남군 화원면)	No.2	34-41-59.4	126-14-28.4	〃	38.039	40.290	77. 06
	No.3	34-42-03.3	126-14-24.0	해양조사원	4.455	6.706	01. 08
	No.4	34-42-03.1	126-14-23.9	〃	4.852	6.349	10. 09
중앙리	No.1	34-42-10.2	126-15-36.4	해양조사원	3.360	5.640	06. 05
(해남군 화원면)	No.2	34-42-05.1	126-15-37.4	〃	3.147	5.427	06. 05
	No.3	34-42-03.7	126-15-33.5	〃	3.250	5.530	06. 05
월내리	No.7	34-45-23.7	126-17-08.8	해양조사원	3.068	5.555	06. 08
(해남군 화원면)	No.8	34-45-25.9	126-17-08.1	〃	2.291	4.778	06. 08
	No.9	34-45-27.3	126-17-08.7	〃	2.474	4.961	06. 08
양화리	No.1	34-45-07.8	126-18-37.7	수로국	3.114	5.376	65. 05
(해남군 화원면)	No.3	34-45-08.2	126-18-38.4	해양조사원	3.929	6.191	01. 08
	No.5	34-45-06.9	126-18-37.3	〃	3.213	5.475	04. 04
별암	No.1	34-42-04.0	126-20-54.4	해양조사원	2.836	5.291	13. 08
(해남군 화원면)	No.2	34-42-00.8	126-20-51.2	〃	3.810	6.265	13. 08
	No.3	34-42-00.3	126-20-49.0	〃	5.168	7.623	13. 08
임하리	No.1	34-36-40.7	126-16-20.6	해양조사원	2.441	4.611	06. 08
(해남군 문내면)	No.2	34-36-45.5	126-16-10.7	〃	2.778	4.948	06. 08
	No.3	34-36-53.7	126-16-15.1	〃	2.695	4.865	06. 08
	No.4	34-36-53.3	126-16-13.4	〃	2.504	4.674	13. 07
우수영	No.1	34-35-18.7	126-18-36.2	해양조사원	2.541	4.614	13. 07
(해남군 문내면)	No.2	34-35-17.7	126-18-37.1	〃	2.537	4.610	13. 07
	No.3	34-35-18.3	126-18-41.0	〃	2.587	4.660	13. 07
어란진	No.3	34-21-03.5	126-28-29.7	수로국	3.057	4.983	93. 06
(해남군 송지면)	No.4	34-21-03.8	126-28-27.2	해양조사원	4.019	5.945	98. 10
	No.7	34-20-57.5	126-28-35.9	〃	2.148	4.074	07. 08
	No.8	34-20-53.9	126-28-35.0	〃	3.937	5.863	07. 08
송호리	No.2	34-17-54.6	126-31-49.0	해양조사원	2.913	4.787	07. 08
(해남군 송지면)	No.3	34-17-53.2	126-31-49.2	〃	2.377	4.251	07. 08
	No.4	34-17-52.7	126-31-46.0	〃	2.268	4.142	10. 07
구성리	No.1	34-26-56.7	126-27-15.6	해양조사원	4.473	6.511	06. 08
(해남군 화산면)	No.2	34-26-58.6	126-27-16.7	〃	4.295	6.333	06. 08
	No.3	34-26-58.3	126-27-20.4	〃	3.953	5.991	06. 08
부곡리	No.1	34-32-07.6	126-23-45.8	해양조사원	7.563	9.639	13. 07
(해남군 황산면)	No.2	34-32-09.1	126-23-47.8	〃	4.124	6.200	13. 07
	No.3	34-32-11.2	126-23-49.3	〃	3.702	5.778	13. 07

자료: 국립해양조사원 고시 제2014-1호

5-3 폭풍해일

폭풍해일의 제원은 될 수 있는 한 장기간에 걸친 실측값, 기왕 재해시의 침수기록, 이상 기상조건에 대한 추산값을 참고하여 정한다.

[해 설]

(1) 폭풍해일의 정의

실제 수위의 변동은 천문조, 기압과 바람에 의한 기상조, 부진동, 해류, 해수온도, 하천유량, 연안파랑 등의 합성으로 나타난다. 관측조위와 추산 천문조위의 차를 조위편차라 부른다. 폭풍해일은 태풍 및 저기압 등의 통과에 의해 나타나는 이상 조위를 뜻하며, 그 요인은 기압 강하에 따른 조위 상승, 이것이 장파로 변형하는 경우의 상승, 이에 유발되는 부진동 그리고 바람에 의한 해수의 해안 수송에 따른 상승 등이 있다.

(2) 관측 기간

폭풍해일의 관측기간은 될 수 있는 한 장기간일수록 바람직한데, 필요한 최소 관측기간은 30년으로 생각된다. 수십 년 이상의 장기간에 걸쳐 폭풍해일의 기록이 정리되어 있는 검조소는 적으므로 기상조건으로부터 추산, 폭풍해일 재해, 신문, 고문서 등의 기록 조사, 기왕 재해자료 등을 수집하여 될수록 장기간의 폭풍해일에 대한 검토를 하여야 한다.

(3) 폭풍해일 대책에 대한 설계조위

폭풍해일 대책에 대한 설계조위는 본편 5-1에 서술한 바와 같다.

(4) 바람에 의한 해면상승

수심이 얕은 항만, 해안쪽으로 강풍이 장시간 계속되면 해수 수송이 일어나서 해면이 상승한다. 취송거리를 F(km), 평균수심을 h(m), 풍속을 W(m/s), 풍향과 해안선에 직각인 선과의 각도를 α라 할 때 해안에서의 해면상승량 Δh_W(cm)는 다음의 개략식으로 산정할 수 있다.

$$\Delta h_W = k \frac{F}{h} W^2 \cos\alpha \qquad \text{해설 (5-4)}$$

여기서, 계수 $k = {\gamma_s}^2 \frac{\rho_a}{\rho g}$ 로서, ${\gamma_s}^2$은 해수면 마찰계수이고, ρ_a는 공기밀도($\simeq$1.2kg/m^3), ρ는 해수밀도($\simeq$1,030kg/m^3), g는 중력가속도($\simeq$9.8m/s^2)이다. Wilson(1960)이 제시한 ${\gamma_s}^2 \simeq 2.4\times10^{-3}$을 대입하면 $k \simeq 3\times10^{-2}$으로 된다. 계수 k는 각 해역의 해저지형과 해저마찰계수에 따라 달라진다.

(5) 기압 강하에 의한 정적(靜的)인 해면 상승

기압이 천천히 ΔP(hPa)만큼 강하하면 그 부근의 해역은 주위의 기압이 강하하지 않은 해역과의 기압차에 의해 수면이 상승한다. 해면 상승량 Δh_S(cm)는 다음과 같이 주어진다.

$$\Delta h_S = 0.991 \Delta P \qquad \text{해설 (5-5)}$$

따라서 기압 변화와 바람 등 기상 교란에 기인하는 폭풍해일(일명 기상조)의 높이 Δh는 Δh_S와 Δh_W의 합으로 얻어진다.

$$\Delta h = \Delta h_S + \Delta h_W$$ 해설 (5-6)

해설 표 (5-7)은 한국 연안 주요 항만에서 1959~1981년의 폭풍해일 기록이고, 해설 표 (5-8)은 2012년 태풍 통과시의 폭풍해일 기록이다.

해설 표 (5-7) 한국 연안의 폭풍해일기록(1959~1981)

구분 \ 항명		속초	묵호	포항	울산	부산	진해	여수	제주	목포	인천
고조	편차(m)	0.30	0.68	0.41	0.40	0.43	0.86	0.84	0.90	0.86	1.09
	연월	79.8	68.10	81.9	81.9	74.7	59.9	66.8	64.8	59.9	72.10
	원인	T-lrving	L.P	T-Agnes	L.P	T-Gilda	T-Sarah	T-Winne	T-Kathy	T-Sarah	L.P
저조	편차(m)	-0.27	-0.32	-0.34	-0.29	-0.46	-0.34	-0.61	-0.94	-1.22	-1.26
	연월	81.2	73.10	76.3	68.2	67.1	67.2	67.5	66.10	68.3	65.12
	원인	C.H.P	C.H.P	C.H.P	C.H.P	C.H.P	C.H.P	C.H.P	C.H.P	C.H.P	C.H.P

※ T: 태풍, L.P: 저기압, C.H.P: 대륙성 고기압

해설 표 (5-8) 한국 연안의 폭풍해일기록(2012)

(단위 : m)

T-Chanun ('12.7.16~19)	T-Bolaven ('12.8.20~29)	T-Tembin ('12.8.19~31)	T-Sanba ('12.9.11~18)
이어도 0.17	이어도 1.25	이어도 0.60	마산 1.16
완도 0.32	고흥 1.67	고흥 0.70	속초 0.60
	인천 1.51		

※ 국립해양조사원(2012a)

(6) 고극·저극조위 기록

관측기간의 최고고조위와 최저저조위 기록을 각각 기왕 고극조위(observed highest high water) 및 기왕 저극조위(observed lowest low water)라 하며, 국립해양조사원의 해양조사기술연보에 각 검조소의 매월 및 매년의 고극·저극조위가 수록되어 있다.

(7) 폭풍해일의 추산식

폭풍해일의 최대 조위편차를 개략 추산하기 위해서 기압 강하에 의한 해면 상승과 바람에 의한 해면 상승을 포함한 식 해설 (5-7)로 계산할 수 있으며, 보다 정확하게 추산하려면 폭풍해일 수치모델링을 수행하여야 한다.

$$\Delta h = a\Delta P + b\,W^2\cos\alpha + c$$ 해설 (5-7)

여기서, Δh : 최대 조위편차(cm)

ΔP : 최대 기압강하량(hPa)

W : 최대 풍속(m/s)

α : 주풍향과 최대풍속 시 풍향과의 각

계수 a, b, c는 각 지점마다 과거 관측된 조위편차와 기압, 바람과의 관계로부터 결정한다.

(8) 폭풍해일의 수치모델링

폭풍해일 현상을 상세하게 해석하기 위해서는 컴퓨터에 의한 수치모델링을 수행한다. 이것은 기압 강하에 따른 해수면 상승과 바람에 의한 해면의 전단응력을 외력으로 하고 해수의 운동방정식 및 연속방정식에 따라 각 지점의 조위와 유속의 변화를 일정 시간간격마다 순차 계산해 가는 방법이다. 기본방정식은 해수유동의 기본방정식과 같으나, 기압 강하에 따른 해면 상승효과를 고려하기 위하여 운동량 보존방정식에 거리에 따른 대기압 변화항이 추가된다. 태풍 내의 기압과 풍속 분포는 마이어스(Myers, 1954)의 식과 같은 이론모델로 계산하거나, 일기도를 이용한 해상풍 모델을 이용하여 계산한다. 최근에는 조석, 폭풍해일, 해파의 상호작용을 고려한 수치모델을 적용하는 추세이다(천 등, 2009a, 2009b; 박 등, 2010; 서와 김, 2012; 최 등, 2012; Dietrich et al., 2011).

5-4 지진해일

지진해일의 제원으로서는 최고조위, 최저조위, 지진해일 편차, 지진해일의 파고 및 주기 등을 고려한다. 이러한 제원은 될 수 있는 한 장기간에 걸친 실측값, 기왕 재해시의 흔적고 등을 참고하여 적절한 방법으로 정한다.

[해 설]

(1) 지진해일은 주로 해양성 지진에 수반되는 해저지반의 융기·침강에 의하여 발생하는 주기가 매우 긴 파랑이다. 연안에 가까워지면 천수(淺水)효과와 지형에 의한 집중효과 때문에 파고가 급격히 커져 연안역에 큰 피해를 주는 수가 많다. 방파제를 월류한 지진해일에 의한 침수피해뿐만 아니라 항내에서 소형 계류선의 유출, 방파제 개구부의 세굴, 방파제의 활동(滑動), 전도(轉倒) 등에 대한 검토가 중요하다. 지진 재해에 대해서는 방파제, 방조제 등의 정비뿐만 아니라 경보 시스템의 설치, 피난훈련, 지진해일 정보의 제공 등에 대한 대응도 필요하다.

(2) 일반적으로 대양에서 지진해일의 파고는 매우 작으나, 해일 파고계의 연속 관측기록에 의해 검지할 수 있다. 지진해일이 만내에 침입하면 만의 형태 및 고유진동주기와의 관계에 따라 파고가 크게 변화하므로 설계에 적용하는 지진해일의 제원은 그 지점에 있어서의 기왕의 지진해일 기록 및 지점마다의 계산에서 얻어진 값으로 정한다.

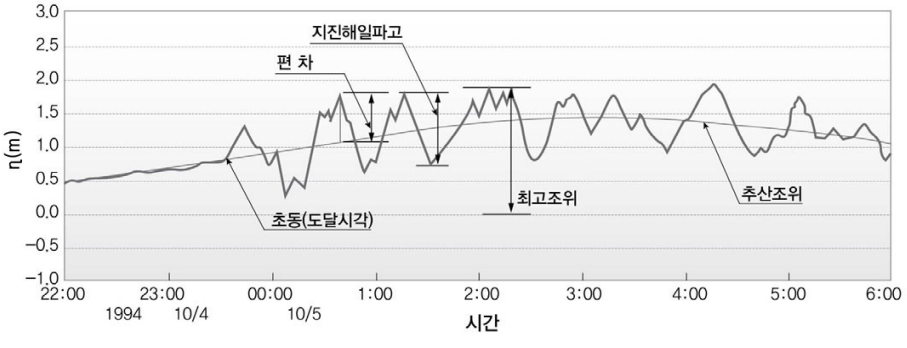
(3) 지진해일에 관한 용어의 정의는 해설 그림 (5-5)와 같다.

① 추산 조위

검조기록상에서 지진해일이라고 생각되는 주기 성분 및 이 보다 짧은 부진동을 평활화하여 제거한 조위를 기본수준면(D.L)상의 값으로 표시한다.

② 흔적고

육상 자연지형 또는 구조물에 나타난 지진해일의 흔적 높이로서 흔적조사를 기초로 결정한다.



해설 그림 (5-5) 지진해일 용어의 설명도

③ 편차

실측조위와 추산조위의 차를 편차라 한다. 실측조위가 추산조위 보다 높을 경우 편차의 최댓값을 최대편차라 한다.

④ 최고조위

실측조위의 최곳값(기본수준면상)을 최고조위라 한다.

⑤ 지진해일 파고

풍파와 같이 영점 상향교차법(zero up-crossing method)으로 분석할 수 있다. 지진해일 파형의 최고수위와 최저수위의 차를 지진해일 파고라 한다. 연속된 지진해일 기록 중에서 최대 파고를 최대 지진해일 파고라 한다.

⑥ 초동(初動)

지진해일이 관측지점에 도달하여 수위가 추산조위와 어긋나기 시작하는 시각을 초동시각이라 한다.

(4) 지진해일의 주기

만내에서 관측되는 지진해일의 주기는 지진의 규모, 진원으로부터의 거리, 만의 공진 특성 등에 따라 변화한다. 또, 만내의 지진해일의 파고는 지진해일의 주기에 따라 크게 달라진다. 따라서 설계 시에는 실측 주기뿐만 아니라 항만의 고유진동 주기와 같은 주기의 지진해일에 대하여도 수치모델링 등을 통하여 검토하는 것이 바람직하다.

(5) 만내에서의 지진해일의 변형

만내에서 지진해일의 변형 가운데서 중요한 것은 단면적의 감소에 따른 파고와 유속의 증가 및 만내 부진동의 유발에 의한 파고의 증가이다.

미소진폭파의 경우 단면적 변화의 영향은 근사적으로 식 해설 (5-8)로 표현되는 그린(Green)의 식으로 계산할 수 있다(Lamb, 1932).

$$\frac{H}{H_o} = \left(\frac{B_o}{B}\right)^{1/2} \left(\frac{h_o}{h}\right)^{1/4} \qquad \text{해설 (5-8)}$$

여기서, H는 폭 B, 수심 h인 단면에서의 장파 파고(m)이고, H_o는 폭 B_o, 수심 h_o인 단면에서의 장파 파고(m)이다. 위 식은 폭과 수심이 모두 매우 완만하게 변화하고 외해로 향하는 반사파가 발생하지 않는다는 조건하에 성립하는 것으로서 마찰에 의한 에너지 손실을 고려하지 않는다. 따라서 수심이 얕은 곳이나 만 안쪽에서 반사의 영향을 받는 경우에는 적용할 수 없다.

(6) 검조기록상의 지진해일

검조 기록은 지진해일의 기록으로서 매우 유효하지만 자료 처리 시에 다음 사항을 유의하여야 한다.

① 검조소가 항내에 있는 경우에는 방파제 등 구조물의 영향 때문에 항외 주변의 지진해일 상황과 다를 가능성이 높다.

② 해설 표 (5-9)는 동해중부 지진 시(1983.5.26) 동해안의 각 검조소의 지진해일 기록을 나타낸다(이, 1992).

해설 표 (5-9) 동해안의 지진해일 기록(동해중부 지진, 1983.5.26)

검조소	울릉도	속초	묵호	포항	울산	부산
최대파고(m)	1.26	1.56	4.00<	0.62	0.44	0.50
최고조위(D.L상, m)	0.79	1.24	2.40	0.48	0.64	1.41<
도달시각(시:분)	13:18	13:42	13:45	13:52	14:20	14:53

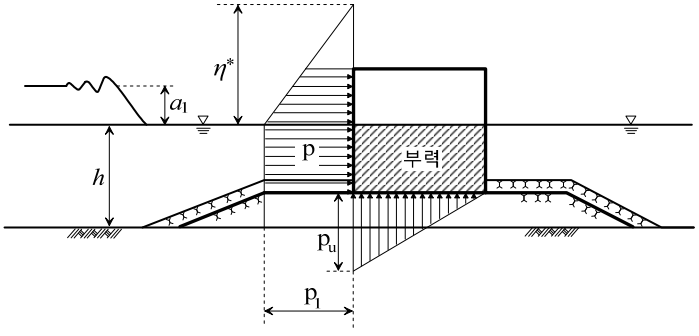
※ 묵호와 부산에서는 기록이 자기지에서 벗어남.

(7) 지진해일의 모형실험

지진해일 수치모형실험의 지배방정식은 폭풍해일 수치모형실험의 지배방정식 중 기상교란항을 제외한 경우에 해당된다. 입사파형을 사전에 정의하고 지진단층모델의 해저지반 변동량과 초기 수위변동량이 같다고 가정하는 방법으로 방파제의 효과와 준설, 매립 등에 따른 지형변경의 지진해일에 대한 영향을 검토할 수 있다. 지진해일이 파장에 비해 먼 거리를 전파할 경우 지배방정식에 분산효과(dispersion effect)를 고려하여야 한다. 지진해일 수리모형실험은 모형의 경계에서 사전에 수치모형실험에서 재현한 지진해일 파형을 조파하는 것으로 방파제의 효과, 매립 지형의 영향 등을 검토할 수 있다.

(8) 지진해일의 파력

지진해일에 의한 파력은 장파에 의한 파력으로 주어지며, 해설 그림 (5-6)과 같이 나타낼 수 있다. 지진해일파 내습 직전의 수위를 정수면으로 취하고 입사파의 정수면상 높이(진폭)를 a_1 이라 할 때, 정수면상 $\eta^* = 3.0a_1$ 의 높이에서 파압 $p = 0$, 정수면에서 $p = p_1 = 2.2p_o g a_1$ 인 선형분포이고, 정수면 아래의 파압은 $p = p_1$ 으로 일정하다(谷本 등, 1983). 전면 하단의 양압력 $p_u = p_1$ 이다. 파향에 대한 보정은 일반적으로 하지 않는다.



해설 그림 (5-6) 지진해일의 파력 개념도

방파제가 있는 조건에서 수치모형실험을 하면 제체 전면에서 반사에 의한 지진해일 파고는 방파제가 없는 경우의 약 2배가 된다. 이 경우에는 제체 전면의 정수면부터 측정한 최고수위 또는 파고의 1/2 값을 입사파고로 볼 수 있다. 경사가 완만한 천해역에서 지진해일파가 비선형성과 분산영향으로 분열(分裂, fission)하는 경우의 파력 산정은 이케노 등(池野 등, 1998)에 실험결과가 제시되어 있다.

(9) 지진해일 재해의 방지

지진해일에 대한 대책을 세우기 위해서는 대상 지역의 지진해일을 가정하고 적절한 모형실험으로 지진해일의 파고, 기어오름 높이, 도달 시각 등을 추산할 필요가 있다.

지진해일 모형실험의 초기 수위분포를 얻기 위해 지진을 가정한다. 가상지진(假想地震)의 설정시 다음 사항을 고려한다.

① 대상 지역의 기왕 최대 지진해일

② 비교적 각종 자료가 있는 근년의 지진으로 방재계획상 적절한 규모의 것

③ 지진 공백역에서의 상정 지진

어느 것이라도 방재시설의 내진성(耐震性)이나 주변 지역의 상황을 고려하여 신중하게 상정 지진해일을 설정할 필요가 있다.

5-5 부진동(副振動)

부진동이 예상되는 항만에서는 설계조위의 결정이나 박지의 정온도 검토에 있어서 필요에 따라 부진동을 고려한다.

[해 설]

부진동은 주기가 대략 수 분~수십 분인 이상조위(異常潮位) 현상이다. 외해의 저기압에 의해 발생하는 미소한 수면 변동 가운데서 항만의 고유진동주기와 일치하는 성분이 공진(共振)에 의해 증폭되어 발생한다. 그 진폭은 수십 ㎝로부터 지형에 따라서는 2m정도가 되는 것이 있으며, 항내에서 부진동의 파고는 수십 cm이지만 파장이 길기 때문에 수평방향의 물의 이동이 커져 선박의 계류나 하역작업에 큰 장해를 일으키는 수가 있다. 특히, 굴입식(掘込式) 항만과 같이 좁고 길며 안벽으로 둘러싸인 항만에서 발생하기 쉽다. 따라서 수치모형실험 등에 의해 주기가 수 분~1시간 정도의 파를 입사시키고, 항내의 증폭률을 산정하여 항만계획 수립 시에 그 영향을 검토하는 것이 바람직하다. 외해에서 미소장파(微小 長波)의 진폭이 대략 수 cm인데 항내에서 이것이 10배 이상으로 증폭되는 항만 형태는 피하는 것이 바람직하다.

[참 고]

(1) 장방형(長方形) 항의 고유진동주기(固有振動週期)

좁고 긴 장방형 항만(참고 그림 (5-1)(a))내의 고유진동 주기의 근사식은 식 참고 (5-1)와 같이 표시된다(Wilson, 1972).

$$T_m = \frac{4l}{(2m+1)\sqrt{gh}} \qquad \text{참고 (5-1)}$$

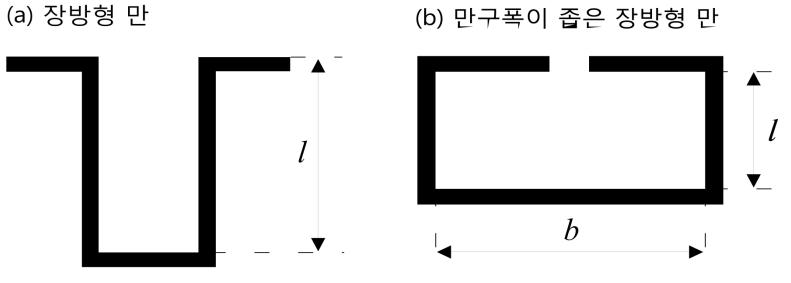
여기서, T_m : 고유진동주기(sec)

l : 만의 길이(m)

m : 만내의 절수(節數, = 0, 1, 2, ···)

h : 만의 평균수심(m)

g : 중력가속도(m/s^2)



참고 그림 (5-1) 장방형 만의 개념도

실제의 항만에서는 만내의 해수가 정상파(定常波)의 형태로 진동할 뿐만 아니라 만구(灣口) 부근의 외해수도 다소 진동하므로 고유진동 주기를 보정하여야 한다. 보정된 고유진동 주기는 식 참고 (5-2)로 계산된다(Honda et al., 1943).

$$T_0 = \alpha \frac{4l}{\sqrt{gh}} \qquad \text{참고 (5-2)}$$

여기서, α는 만구 보정계수이며 다음 식으로 계산한다.

$$\alpha = \left\{1 + \frac{2b}{\pi l}\left(0.9228 - \ln\frac{\pi b}{4l}\right)\right\}^{1/2} \qquad \text{참고 (5-3)}$$

여기서, l : 만의 길이(m)
h : 만의 평균수심(m)
b : 만의 폭(m)

이며, b/l에 대한 만구 보정계수는 참고 표 (5-1)과 같다.

참고 표 (5-1) 만구 보정계수

b/l	1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/10	1/25
α	1.320	1.261	1.217	1.187	1.163	1.106	1.064

그리고 만구 폭이 좁은 장방형 항(참고 그림 (5-1)(b))의 고유진동 주기는 근사적으로 다음 식으로 계산할 수 있다(Raichlen, 1966).

$$T_{m,n} = \frac{2}{\sqrt{gh\ [(m/l)^2 + (n/b)^2]}} \qquad \text{참고 (5-4)}$$

여기서, b : 항의 폭(m)
n : 항의 폭 방향의 절수(= 0, 1, 2, ···)
m : 항의 길이 방향의 절수

이다. 실제에 있어서 고유진동 주기는 항입구의 영향 때문에 식 참고 (5-4)로 계산된 값보다 조금 작게 된다.

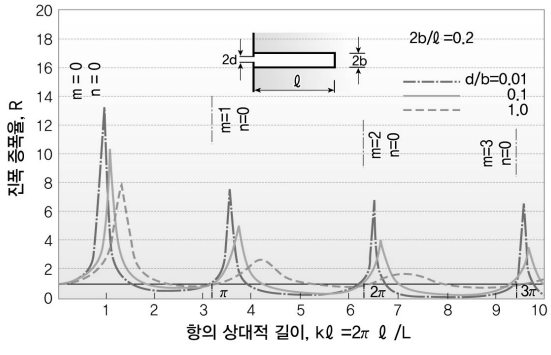
(2) 진폭

부진동의 진폭은 그 원인이 되는 장주기 너울(swell)의 진폭과 그 주기에 대한 진폭 증폭률에 따라 결정된다. 그러나 부진동을 일으키는 장주기의 너울을 관측하는 것은 매우 어렵고, 관측 예도 적다. 따라서 그 항구의 부진동 관측결과로부터 그 진폭을 결정하는 것이 좋다.

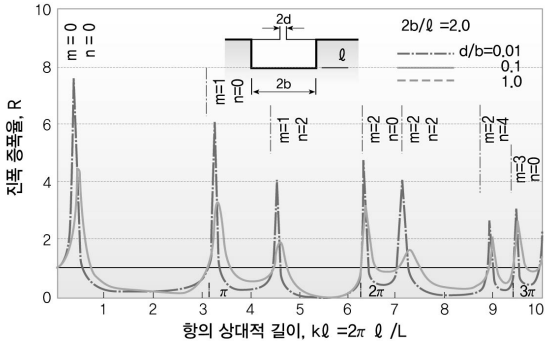
부진동에 의한 항내 진동의 증가율은 항입구의 교란파에 의해 방출되는 발산에너지와 항입구에서의 소용돌이나 저면마찰 등에 의한 손실에너지에 의해 제한된다. 따라서 내습하는 너울의 주기가 항의 고유진동 주기와 일치하여도 항내 진동의 진폭이 무한대로 증가하지는 않는다. 단, 마찰 등에 의한 에너지 손실이 매우 적을 때에는 항입구 폭을 좁힘에 따라 항내의 진폭이 증대되는 항만 모순(harbour paradox) 현상이 일어나므로 주의할 필요가 있다.

항구에서의 손실을 무시할 경우 장방형의 만 안쪽 구석점에서 진폭 증폭률 R은 파장에 대한 만 길이의 비에 의거하여 참고 그림 (5-2)와 (5-3)으로 구할 수 있다. 참고 그림 (5-2)에 제시된 좁고 긴 장방형 항의 경우에, 항폭에 대한 입구폭의 비가 작을수록 증폭비가 커지고, 첨두 증폭이 발생하는 항의 상대적 길이(kl)가 작아진다(Ippen abd Goda, 1963). 또한 고차 모드(mode)로 갈수록 증폭비가 작아진다. 참고 그림 (5-3)에 제시된 공진점은 완전히 폐쇄된 장방형 호소의 공진점과 거의 일치하며, 식 참고 (5-5)와 같이 표시된다.

$$\frac{l}{L} = \sqrt{m^2 + \frac{n^2}{(\frac{2b}{l})^2}} \qquad (m,n = 0,1,2,\cdots) \qquad \text{참고 (5-5)}$$



참고 그림 (5-2) 좁고 긴 장방형항의 공진스펙트럼



참고 그림 (5-3) 폭이 넓은 장방형항의 공진스펙트럼

(3) 부진동의 관측

부진동은 조석 곡선상에 포함되어 기록되므로 자기 검조기록에서 그 진폭과 주기를 얻을 수 있다. 일반적으로 조석 관측값은 부진동을 무시한 평활한 곡선상의 값을 읽는 것이다. 따라서 부진동의 진폭은 조석 곡선상에 나타난 조석주기보다 짧은 주기에 대한 상하진동의 폭 즉, 파고를 읽어 얻어진다. 그리고 그 짧은 진폭의 주기를 읽어내고 이를 통계하여 주기의 발생빈도를 얻는다. 참고 표 (5-2)는 한국 연안의 주요 항만의 부진동 관측자료를 나타낸다.

참고 표 (5-2) 한국 연안의 주요 항만의 부진동 관측자료(1965~66)

항 목	울릉도	묵호	포항	울산	부산	여수	제주	대흑산도
계산주기(분)	2.5	8.5	12.3	45.3	47.6 14.3	9.5 2~8	8.2	19.6
관측주기(분)	3~8	11~13	20~24 60~84	45~56	45~58 15~19	11~14 19~24	8~14	19~21
최대진폭(m)	1.00	0.95	0.64	0.77	1.00	1.09	0.70	0.65
발생일	66.9.10	87.2.3	87.2.3	66.9.24	81.9.2	65.9.8	66.3.8	66.3.6
원인	T(No.19)	L.P	H.P	T	T(Agnes)	T	L.P	L.P
20㎝ 이상 일수	139	30.5	44	9.5	9.5	18.5	14	4
최다발생월	12	11	10	11	11	3	2	3

※ T: 태풍, L.P: 저기압 통과, H.P: 고기압 통과

※ 포항의 통계년은 1973~1974년임.

(4) 부진동의 대책

부진동은 항입구로부터 침입하여 온 장주기의 너울이 항내에서 완전반사를 반복하면서 진폭을 증가시키는 것이므로, 부진동의 진폭을 억제하는 데는 항의 안 둘레에서 불완전반사를 시키든가, 항내에서의 에너지 손실을 증가시키는 것을 생각할 필요가 있다. 이러한 의미에서 항내의 전 둘레를 직립안벽으로 하는 것은 바람직하지 않다. 그리고 방파제를 투과성이 있는 완경사의 사면제로 하면 반사파를 약간 감소시킬 수 있고, 또 사면제 내부에서의 에너지 손실을 기대할 수 있다. 그리고 항내의 부진동의 절(節)에 해당되는 위치 근방에 파제제를 설치함으로써 어느 정도 진폭의 감소를 기대할 수 있다. 만의 형태는 기하학적으로 정형(整形)인 것보다는 불규칙한 형태의 것이 좋다.

5-6 공사에 따른 조석의 변화

하구둑 건설, 해안 매립, 항만 건설, 수로 준설 등 대규모 개발사업을 설계함에 있어서 해안 및 해저지형 변화에 따른 조석 현상의 변화를 수치모형실험 또는 수리모형실험을 통하여 정확하게 예측하여야 한다.

[해 설]

(1) 해수유동실험

해수유동실험은 수립, 보정·검증, 예측실험의 3단계로 수행된다. 모델 수립은 계산격자망을 구성하고 해도와 수심도를 이용하여 각 격자에 수심을 입력하는 과정이다. 모델의 경계조건과 보정·검정에 필요한 해저지형, 조석, 조류, 조량의 관측 자료의 수집·분석이 선행되어야 한다. 모델 보정(calibration)은 모델의 경계조건과 불확정 파라메타를 조정하면서 모델계산값을 관측값에 맞추어가는 과정이고, 검정(validation)은 모델 계산값을 보정시와 다른 정점 또는 다른 시기에 대한 관측값과 비교하여 수치모델의 정확성을 확인하는 과정이다. 검정은 대·중·소조기 및 홍수시에 대하여 조석, 조류, 조량, 수온, 염분 등 해수유동에 영향을 미치는 모든 요소에 대하여 수행하는 것이 바람직하다. 예측실험 과정에서는 개발사업에 따른 해저지형의 변화를 모델에 입력하고 여러 조석 조건과 하천유량 조건에 대한 실험을 실시하여 조석, 조류 및 조량의 변화량을 파악하고 이에 따른 영향을 분석한다. 개발사업에 따른 조석, 조류, 조량의 변화가 현상태와 비교하여 악영향이 예상되는 경우에는 대안을 도출하여 영향이 최소화되도록 반복 실험을 수행할 필요가 있다.

(2) 재현연도

특히 하구역에서 수로 폭의 감소 등으로 홍수 배제에 영향을 줄 우려가 있는 경우에는 대조기 및 50년 또는 100년 빈도 홍수가 동시에 발생하는 상황에 대하여 수위 상승을 예측하여야 하며, 이 때 하천과 해양의 지형과 유동 특성이 모델에 정확하게 반영 및 재현되어야 한다.

(3) 해일고의 예측

해안역에는 주요 도시뿐만 아니라 항만시설, 발전소 등 주요 시설물들이 밀집되어 있기 때문에 장래에 발생할 수 있는 폭풍 해일고를 정확하게 예측하여 시설물 방어 대책을 수립하여야 한다. 폭풍해일 수치모형실험은 기압 강하에 따른 해수면 상승과 바람에 의한 해수면의 전단응력 및 점성에 의한 해저면의 전단응력을 고려하고, 해수의 운동량 보존방정식과 연속방정식에 따라 각 지점의 조위와 유속의 변화를 일정 시간간격마다 순차적으로 계산해 나가는 방법이다.

시설물 건설에 따른 해일고 분포 변화를 예측하기에 앞서 과거 사상을 재현하여 수치모델의 신뢰성을 재현하여야 한다. 과거의 폭풍해일 사상을 재현하기 위해서는 우선 신뢰성 있는 연안역의 해일고 관측자료와 태풍 풍역의 데이터베이스(DB) 구축이 중요하다.

(4) 부진동 실험

부진동 실험에서는 해당 항만의 탁월주기를 계산하고 항만계획안에 대한 예측실험을 실시하여 부진동 현상으로 인한 하역작업의 지연과 계류라인의 절단 등 악영향을 최소화하는 대안을 수립하여야 한다. 장주기파의 입력조건을 보다 정확하게 설정하기 위해서는 입사경계 인근의 다수 정점에서 파고와 파향을 동시에 관측한 자료가 필요하다. 또한 여러 파향에 대하여 항내 공진 특성을 민감도 분석하여 부진동에 가장 큰 영향을 미치는 파향을 검토하여야 한다. 주파향이 결정되면 장주기파의 주기별로 항만 완공후의 공진특성을 실험하여, 평면 배치의 변경 또는 소파시설의 설치 등, 부진동 영향이 최소화될 수 있는 대안을 검토하여야 한다.

5-7 지하수위와 침투

사빈해안(砂濱海岸)의 지하수위가 문제가 되어 위험이 있는 경우는 이를 고려한다. 투수성 지반내 또는 구조물내의 투수유속·유량이 문제가 되어 위험한 경우는 이를 고려한다.

[참 고]

(1) 해안부근의 지하수위

해안 부근에서 지하염수면의 높이는 식 참고 (5-6)을 이용하여 추정할 수 있다(Todd, 1963). 해안 지하수의 개념도는 참고 그림 (5-4)와 같다.

$$h^2 = h_o^2 + (h_1^2 - h_o^2)\frac{x}{L} \qquad \text{참고 (5-6)}$$

여기서, x : 해안부터의 거리

h_o : $x=0$에서 담수와 염수 경계면의 해면하 깊이($h_o = \frac{\rho_1}{\rho_2 - \rho_1}\zeta_o$)

h_1 : $x=L$에서 담수와 염수 경계면의 해면하 깊이($h_1 = \frac{\rho_1}{\rho_2 - \rho_1}\zeta_1$)

ρ_1 : 담수의 밀도

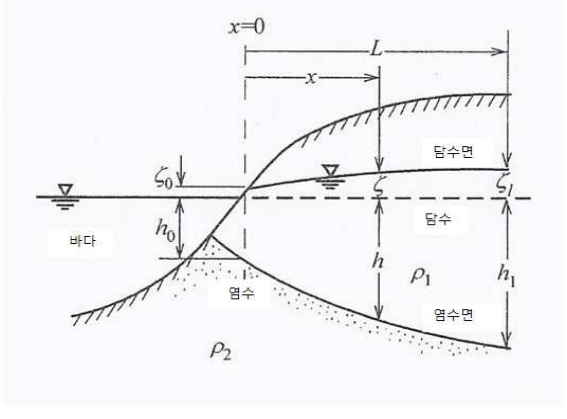
ρ_2 : 염수의 밀도

ζ_o : 해안($x=0$)에서 담수의 해면상 높이

ζ_1 : $x=L$에서 담수의 해면상 높이

L : 해안($x=0$)부터 관측점까지의 거리

지표 근처 또는 지하에 불투수층이 존재하는 경우는 식 참고 (5-6)이 적용되지 않으므로 토목학회(土本學會, 1985)를 참조한다. 해안 지하수의 조석에 의한 영향은 이시하라·혼마(石原·本間, 1966)와 사카이(酒井, 1965)를 참조한다.



참고 그림 (5-4) 해안 지하수의 개념도

(2) 기초 및 구조물내의 침투류

① 투수량 계산식

투수층을 흐르는 유체가 층류로 정상적인 경우, 투수유량은 다아시(Darcy)의 식으로 구할 수

있다. 지표층, 여과층(濾過層) 등 일반적인 흙이나 모래로 된 투수층 내의 정상류는 매우 느린 흐름이다. 이 경우의 흐름은 식 참고 (5-7)의 다아시(Darcy) 식에 따른다.

$$q = k\ i\ A \qquad \text{참고 (5-7)}$$

여기서, q : 투수층에서 단위시간당 유량 [L^3/T]

k : 투수계수 [L/T]

i : 동수경사 $i = \frac{h}{L}$ [L/L]

h : 손실 수두 [L]

L : 투수유로의 길이 [L]

A : 단면적 [L^2]

이 식의 적용한계는 투수층을 구성하는 입자의 입경과 투수속도에 관한 레이놀즈수에 의해 규정되는데, 아직 충분한 통일적 견해가 없기 때문에 실측에 의해서 확인하는 것이 좋다. 적용범위 및 투수계수에 대하여는 본편 9-2-3 투수계수를 참조한다.

② 투수성 지반의 투수

투수성 지반내의 투수유량은 유선망(flow net)을 작도하여 구할 수 있다. 수두가 같은 점을 연결한 등수위선(equipotential line)과 대수층을 따라 물입자의 이상적인 이동경로를 나타내는 유선(flow line)은 서로 직교하는데, 참고 그림 (5-5)와 같이 망의 각 격자를 정방형이 되도록 그린 것이 유선망이다.

유선망에서 인접한 유선으로 구분된 유관(流管) 내에서는 유량이 일정하고, 각 격자의 손실수두는 일정하게 된다. 따라서 유선망에 식 참고 (5-8)을 적용하여 총 유량을 구할 수 있다.

$$q = kh\frac{F}{N} \qquad \text{참고 (5-8)}$$

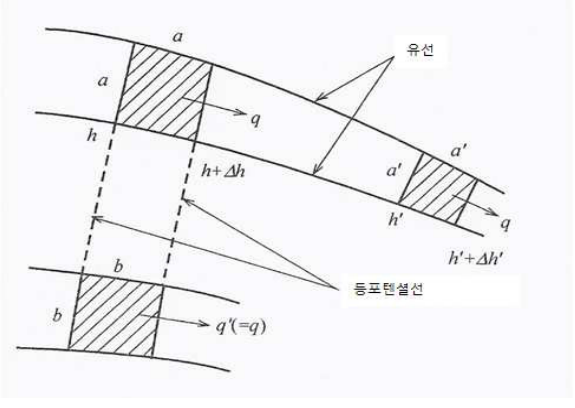
여기서, q : 단위폭당 투수유량[$L^3/T/L$]

k : 투수계수[L/T]

h : 총 수두차[L]

N : 등수위선에 의하여 구분된 유선 구간의 수

F : 유선에 의하여 구분된 등수위선 구간의 수



참고 그림 (5-5) 유선망의 개념도

③ 널말뚝벽의 투수

널말뚝벽의 투수유량은 단순히 널막뚝벽의 투수성만으로 결정되는 것이 아니라, 그 배후 흙 투수성의 지배적인 영향을 받는다. 이 점을 고려하여 소지(莊司, 1982) 등은 이음의 긴장 정도와 모래 채움 유무를 조합한 투수실험을 통해서 식 참고 (5-9)를 제안하였다.

$$q = Kh^n \qquad \text{참고 (5-9)}$$

여기서, q : 널말뚝 이음의 깊이 방향으로 단위길이당 투수유량[$L^3/T/L$]

K : 이음부의 투수계수[L^{2-n}/T]

h : 이음 전후의 압력수두차[L]

n : 이음부의 상태에 의하여 결정되는 계수

이음부에 토사를 채우지 않은 경우 n≒0.5

이음부에 토사를 채운 경우 n≒1.0

K의 값에 대하여는 널말뚝의 양쪽에 모래가 있고 이음이 인장상태 조건인 경우에 7.0×10^{-3}mm/s로 주어지는데, 이 수치에 의한 투수량이 현장 실측값의 30배에 달하는 경우도 있다. 그 이유를 검토한 결과, 실제 계산시에는 실험용 널말뚝벽과 현장 널말뚝벽의 상태가 다르다는 것을 유의할 필요가 있다.

④ 사석내의 침투류

중력식구조물의 기초사석내 투수유량은 식 참고 (5-10)을 사용하여 추정할 수 있다(日本港灣協會, 2007).

$$q = UH \qquad \text{참고 (5-10)}$$

$$U = \sqrt{\frac{2gd}{\zeta}\cdot\frac{\triangle H}{\triangle S}}$$

여기서, q : 단위폭당 투수유량($m^3/s/m$)

U : 사석 전(全)단면의 평균유속(m/s)

H : 투수층의 높이(m)

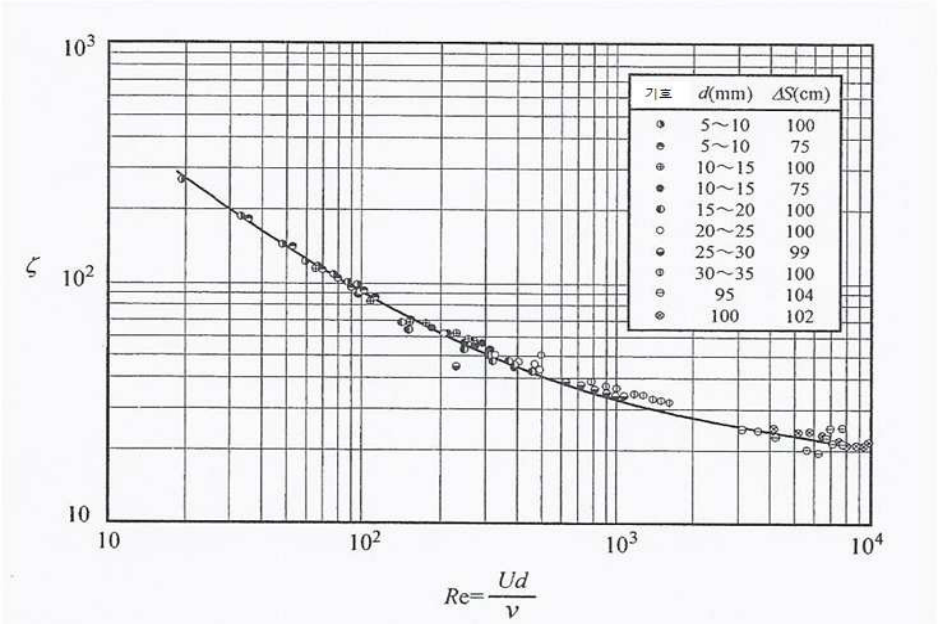
d : 사석 입경(m)

g : 중력가속도(m/s^2)

$\triangle H/\triangle S$: 동수경사

ζ : 저항계수

식 참고 (5-10)은 5~100mm까지 8종류의 단일입경 사석에 대하여 실험한 것을 정리한 것으로, 가상 유로장 △S는 투수층높이의 0.7~0.8배를 케이슨 저폭에 더한 것으로 생각해도 좋다. 레이놀즈수($Re = Ud/\nu$)에 따른 저항계수(ζ)의 변화는 참고 그림 (5-6)에 제시되어 있으며, $Re > 10^4$에서는 $\zeta \simeq 20$으로 볼 수 있다. ν는 유체의 동점성계수(m^2/s)이다.



참고 그림 (5-6) 레이놀즈수와 저항계수의 관계

[참고문헌]

1) 국립해양조사원(2009), 새로운 국제조석기준면 결정방법에 대한 분석 및 국제동향 연구보고서.
2) 국립해양조사원(2012a), 대한민국 해양과학정보 주제도, pp.115.
3) 국립해양조사원(2012b), 2012년 수직기준 모니터링 및 기본수준점(TBM) 정비사업 학술연구보고서.
4) 국립해양조사원(2012c), 조석자료처리 체계 수립 및 기준면의 재고찰 결과보고서.
5) 국토지리정보원(2010), 국가 수직기준체계 수립을 위한 연구.
6) 박선중, 강주환, 김양선, 문승록(2010), “조석-해일 결합모형의 적용성 검토,” 한국해안·해양공학회논문집, 22(4), pp254-265.
7) 서승원, 김현정(2012), “상세유한요소격자에서 비대칭 경도풍과 파랑모형이 고려된 서해안의 태풍해일모의,” 한국해안·해양공학회논문집, 24(3), pp166-178.
8) 이석우(1992), “한국근해해상지”, 집문당, pp.234.
9) 천제호, 안경모, 윤종태(2009a), "천해에 적용 가능한 태풍 해일-조석-파랑 수치모델 개발, 1. 해수유동 모델의 정확도 검토," 한국해안·해양공학회논문집, 21(1), pp63-78.
10) 천제호, 안경모, 윤종태(2009b), "천해에 적용 가능한 태풍 해일-조석-파랑 수치모델 개발, 2. 태풍 매미에 의한 해일-조석-파랑 모델의 정확도 검토," 한국해안·해양공학회논문집, 21(1), pp79-90.
11) 최병호, 김경옥, 민병일, 조완희(2012), “한반도 주변해역의 파후 및 설계파 산정,” 한국해양과학기술협의회 공동학술대회발표논문집, 대구 EXCO, 2012년 5월 31일 - 6월 1일, pp2226-2229.
12) Dietrich, J.C., M. Zijlema, J.J. Westerink, L.H. Holthuijsen, C. Dawson, R.A. Luettich Jr., R.E. Jensen, J.M. Smith, G.S. Stelling and G.W. Stone(2011), “Modeling hurricane waves and storm surge using integrally-coupled, scalable computations,” Coastal Engineering, 58, pp45-65.

13) Honda, K., T. Terada, Y. Yoshida and D. Ishitani(1943), “Secondary undulation of oceanic tides,” Jour. College of Science, Univ. of Tokyo, Vol. 26.
14) IPCC(2007), Climate Change 2007: The Physical Science Basis, Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Solomon, S., D. Qin, N. manning, Z. Chen, M. Marquis, K.B. Averyt, M. Tignor and H.L. Miller (eds.). Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, pp996.
15) Ippen, A.T. and Y. Goda(1963), “Wave induced oscillations in harbors: The solution for a rectangular harbor connected to the open sea”. Hydrodyn. Lab., Dep. Civil Eng., M.I.T., Rept. No. 59, pp90.
16) Lamb, H.(1932), “Hydrodynamics”. Cambridge University Press.
17) Myers, V.A.(1954), “Characteristics of United States hurricanes pertinent to levee design for Lake Okeechobee”, Florida. Hydro-Meteorological Report of U.S Weather Bureau, 32, pp1-106.
18) Nakicenovic, N. and R. Swart(eds)(2000), “Special Report on Emissions Scenarios. A Special Report of Working Group Ⅲ of the Intergovernmental Panel on Climate Change”. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, pp599.
19) Raichlen, F.(1966), “Harbor resonance,” Estuary and Coastline Hydrodynamics, Ippen, A.T.(ed), McGraw-Hill, pp281-340.
20) Todd, D.K.(1963), “Groundwater Hydrology”, John Wiley & Sons, Inc.
21) Wilson, B.W.(1960), “Note on surface wind stress over water at low and high wind speeds,” J. Geophys. Res., 63, pp3377-3382.
22) Wilson, B.W.(1972), “Seiches,” Advances in Hydrosciences, 8, V.T. Chow(ed), Academic Press, New York, pp1-94.
23) 谷本勝利, 高山知司, 村上和男, 村田繁, 鶴谷廣一, 高橋重雄, 森川雅行, 吉本靖俊, 中野晋, 平石哲也(1983), “1983年 日本海 中部地震津波の 實態と 二, 三の考察”, 港灣技術研究所資料 No. 470, pp.299.
24) 石原藤次郎, 本間仁(1966), ″應用水理學(中Ⅱ)″, 丸善.
25) 日本港灣協會(2007), 港灣の施設の技術上の 基準·同解說(上卷), pp.133.
26) 莊司喜博, 粂田政治, 富田幸晴(1982), “鋼矢板壁の 透水實驗, 港灣技術研究所 報告”, 21(4), pp.41-82.
27) 酒井軍治郎(1965), 地下水學. 朝倉書店.
28) 池野正明, 松山昌史, 田中寬好(1998), “ソリトン分裂津波の 大陸棚上 ぐの 變形と その 防波堤設計波壓に關する 實驗的研究, 海岸工學論文集, 第45卷, pp.366-370.
29) 土本學會(1985), 水理公式集, 昭和 60年 改訂版.

제 6 장 흐름 및 흐름의 힘

6-1 흐름의 제원

(1) 항만시설의 설계에 쓰이는 흐름(海潮流)의 제원은 유속과 유향이며, 시설물 설치 위치에서의 실측값 또는 추산값에 기초하여 가장 엄격한 조건을 설정한다.
(2) 매립공사, 항만공사 등에 의한 해안지형의 변화에 따른 해조류(海潮流)의 변화에 대하여는 공사계획 전에 검토하여야 한다.

[해 설]

조류, 하천류 등의 흐름이 강한 곳에 위치하는 구조물에 대하여는 가장 엄격한 유속, 유향에 기인하는 작용력에 대해 검토하여야 한다. 구조물 또는 부재의 종류에 따라서는 흐름의 연직 분포에 대하여도 고려할 필요가 있다. 그리고 파랑과 흐름이 공존하는 경우의 유속, 유향은 공존상태 흐름의 제원으로 하는 것이 필요하다. 해역의 흐름에는 해류, 조류, 취송류 등이 있으며, 염분이나 수온 분포에 기인하는 밀도류도 있다. 해안역에서는 연안류, 이안류가 있다.

(1) 해류

해류는 해양 전체에 있어서의 국부적인 해수밀도 분포에 기인하는 밀도류, 바람의 해수면 전단응력에 기인하는 취송류(吹送流), 전향력과 해수의 압력경도력에 의한 지형류, 그리고 이것들을 보충하는 보류(補流 - 용승류(湧昇流), 침강류(沈降流)) 등이 합쳐져서 생기는 대양의 해수순환 현상이다. 해류는 계절적 변화를 보이나 상당기간에 걸쳐 거의 일정한 방향과 크기를 갖는다. 해설 그림(6-1)은 동해의 표층 해류 모식도이다. 점선은 해류 진로의 변동성이 큼을 의미하고, 동해 북부의 반시계방향 해수 순환은 표층과 중층에서 동시에 나타난다.

(2) 조류

① 조류는 해역의 지리적 조건이나 천체의 운동에 따라 그 성질과 세기가 변화하므로 조류의 상황을 파악하기 위해서는 30일, 적어도 1일(25시간) 이상의 연속관측을 할 필요가 있다. 특히, 연안 천해역의 대규모 매립공사 등으로 지형이 변화하는 경우에는 사전에 조류의 변화를 검토하여야 한다.

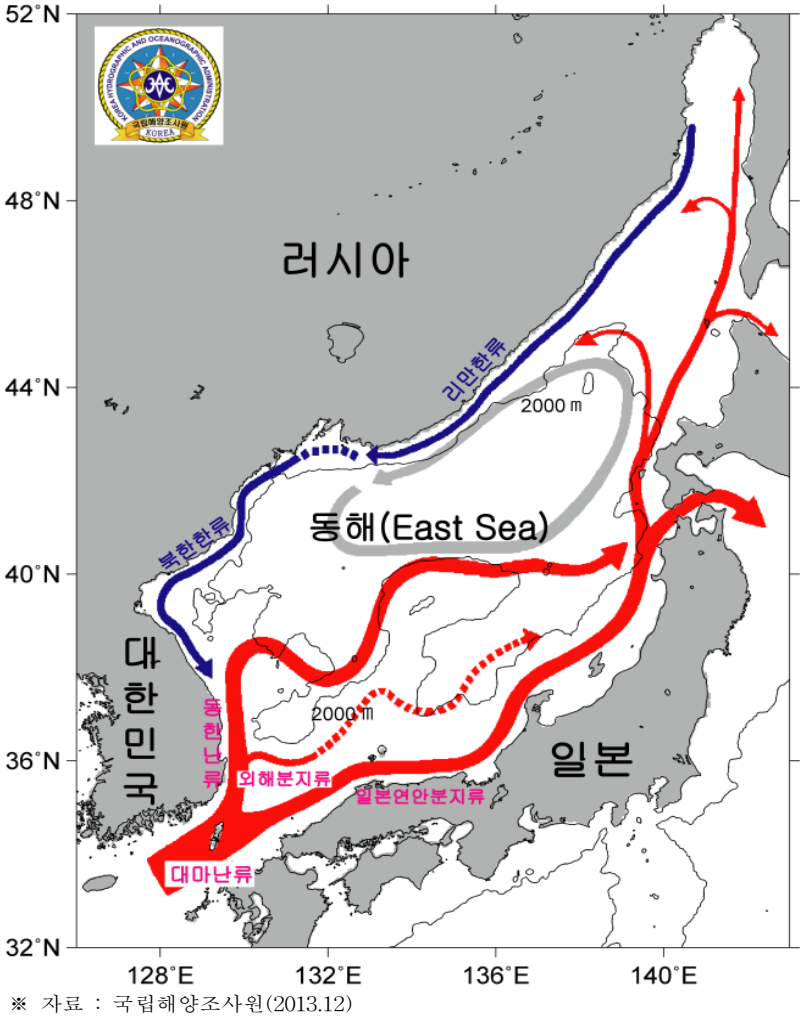
② 조류는 조석파에 수반되는 해수의 수평방향의 유동이며, 그 운동은 조석파의 분조(일주조, 반일주조 등)에 대응하여 주기적으로 변화한다. 조류는 일반적으로 약 반일(12시간 25분)의 주기를 갖고 있으나, 곳에 따라 약 1일(25시간 50분)의 주기로 형성되기도 한다. 그리고 연안 천해역의 조류는 지형, 해저마찰 등의 영향을 받아 1/4일, 1/6일 주기 등의 배조류(倍潮流)가 발달하므로 그 형태는 한층 복잡하다.

③ 조류를 구성하는 여러 분조가 있으나, 그 가운데서 가장 중요한 것은 M_2, S_2, K_1, O_1의 4개 분조이다. 이 4개 분조를 고려하면 실제 조류를 대략 알 수 있다. 연안역의 흐름을 나타내는 것으로는 항류(恒流)도 중요하다. 항류는 관측기간의 평균류를 나타내며, 조류 조화분석을 통하여 구할 수 있다. 조류가 주기적 운동인데 반해 항류는 일정류(一定流)이기 때문에 연안역에서의 물질의 확산방향을 결정해주는 매우 중요한 요소이다. 항류의 성인(成因)으로는 조류 현상의 비선형성에 따른 조석 잔차류, 하천으로부터의 담수유입 등에 기인하는 밀도류, 바람의 전단응력에 기인하는 취송류, 외해에 흐르는 해류의 분지류 등이 있다. 장기적인 항류의 변동에는 항내에 유입하는 하천 유량의 영향이 크고, 수 일 정도의 단기적인 항류의 변동에는 바람의 영향이 크다.

④ 조류가 빠른 곳에서는 해저 토사가 조류를 따라 이동하여 항로 매몰을 일으킬 수 있다. 특히, 준설항로가 조류 방향과 평행하지 않고 교차하는 경우에는 항로 준설계획을 신중하게 검토해야 한다.

⑤ 해조류의 모형실험

조류와 다양한 원인의 해류가 합성되어 나타나는 해조류는 시·공간적으로 매우 불규칙하고 복잡하기 때문에 모형실험으로 이를 재현하거나 예측하는 것이 쉽지 않다. 해조류 수치모형실험의 과정은 본편 5-6절에 기술한 조석·조류 수치모형실험의 수행 과정과 동일한 것으로 볼 수 있으나, 흐름을 일으키는 여러 요인들, 예를 들면 수온, 염분, 조위, 유량, 바람, 기압 분포와 그 시간적 변화 등을 초기 및 경계 조건으로 입력하고 이를 적절하게 수치 해석하여야 한다. 또한, 조류는 해저마찰에 의해 저층으로 갈수록 유속이 약간씩 감소하는 외에는 수직적으로 유속·유향의 큰 변화가 없으나, 밀도류나 취송류와 같은 흐름은 수직적인 유속·유향의 변화가 크다. 따라서 통상적인 수직적분 2차원 수치모형으로는 실제 현상을 정확하게 재현하기 어려우며, 3차원 수치모형을 적용하여야 한다. 3차원 수치모형 운용 시에는 특히, 수직방향 운동량과 열염(熱鹽)의 난류확산(亂流擴散) 현상을 현실적으로 수치 해석하는 것이 관건이 된다.



※ 자료 : 국립해양조사원(2013.12)

해설 그림 (6-1) 동해의 표층 해류 모식도

(3) 취송류(吹送流)

해면에 바람이 불면 공기와 수면의 경계마찰의 전단력에 의해 해면이 움직이기 시작한다. 그 흐름이 발달하면 해수의 와동점성(渦動黏性)에 의해 상층에 잡아끌리어 하층까지 차차 움직이기 시작하며, 풍속과 풍향이 오랫동안 균일하다면 마침내 정상상태에 달한다. 이 흐름을 취송류라 한다. 이 현상은 에크만의 연구에 의해 확립되어 에크만 나선류(螺旋流, Ekman spiral)라 부르며, 해류에 관한 취송류 이론으로 발전되었다.

주로 해양의 해류현상을 이론적으로 설명하려는 시도로 출발한 이 이론의 결과를 직접 연안 천해역의 현상에 적용하는 것은 곤란하므로 에크만 나선류의 개념만을 간단히 기술한다.

① 풍속과 표면 유속과의 관계

취송류의 표면유속 Vo와 풍속 W와의 비를 풍력계수라 한다. 취송유속이 풍속에 비례한다는 가정 하에 얻은 외양에서의 풍력계수는 대략 0.014~0.05의 범위에 있다. 일반적으로 바람에 의해 생기는 취송류의 표면유속과 풍속과의 비 Vo/W는 대략 3% 정도로 보며, 유향은 풍향과 일치하는 것으로 보아도 좋다.

② 연직 유속분포

일반적으로 취송유속은 표면층에만 뚜렷하고 수심이 증가함에 따라 급감한다.

(4) 해빈류(海濱流)

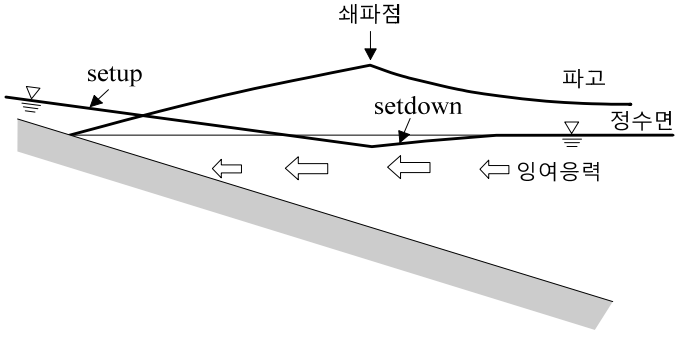
쇄파대에서는 해빈류라는 파랑이 일으키는 특별한 흐름이 존재한다. 해빈류는 쇄파대내의 흐름이므로 부유상태에 있는 모래를 운반하여 해빈지형의 변화를 일으킨다.

① 질량 수송

파랑이 해안으로 전파될 때, 물입자가 외해에서는 원운동을, 천해에서는 타원운동을 하면서 천천히 파랑의 진행방향으로 이동하는 현상을 파랑에 의한 질량 수송이라 한다. 임의 지점에서 물입자는 파봉이 통과할 때 파의 진행방향으로 이동하고 파곡이 통과할 때는 반대 방향으로 이동하며, 이동 속도는 거의 같다. 그러나 파봉이 통과할 때의 수심이 파곡이 통과할 때의 수심보다 깊기 때문에 파의 진행방향으로 해수의 잔여 이동량이 발생하게 된다. 파봉과 파곡의 수심차는 파고에 해당하고, 물입자의 유속은 파고에 비례하므로 질량수송의 속도는 파고의 제곱에 비례한다. 질량 수송에 의해 해안으로 운반된 수립자는 연안류를 따라 해안에 평행하게 이동하다가 이안류를 따라 외해로 되돌아간다.

② 파랑에 의한 해면 상승(setup)과 해면 하강(setdown)

해안으로 진행하는 파는 쇄파점에 접근할수록 파고가 커지고 쇄파 후 해안선으로 가면서 파고가 감소한다. 파랑주기 동안 파 운동량을 수심적분한 잉여응력은 파고의 제곱에 비례하므로 쇄파대 외측에서는 쇄파점으로 갈수록 잉여응력이 증가하여 평균수면이 하강하고, 쇄파대 내측에서는 해안선으로 갈수록 잉여응력이 감소하여 평균수면이 상승한다(해설 그림 (6-2)).



해설 그림 (6-2) 파랑에 의한 해면상승과 해면하강

③ 연안류(沿岸流)

해안선 방향의 파고 분포가 다르면 쇄파대 내측에서 파랑에 의한 해면 상승(wave setup) 높이가 달라진다. 이 평균해면 경사에 따라 해안선에 평행한 흐름이 형성되며, 이를 연안류(longshore current)라 한다.

④ 이안류(離岸流)

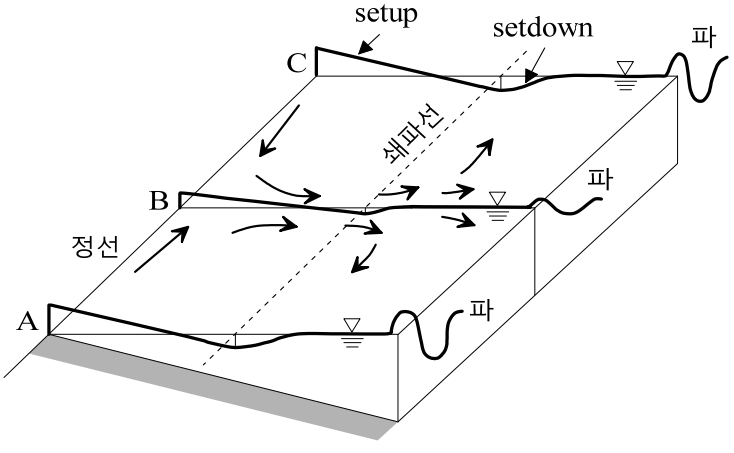
연안류가 해면 상승(setup)이 상대적으로 낮은 지점에서 수렴하면 해안선에 직각방향의 강하고 좁은 흐름이 형성되는데, 이를 이안류(rip current)라 한다. 이안류는 쇄파대를 가로질러 외해로 유출되며 외해에서는 유속이 급격하게 감소한다.

⑤ 해빈류의 형태

연안류와 이안류를 포함한 해안 순환류를 해빈류(nearshore current) 또는 파랑류(wave-induced current)라고 한다(해설 그림 (6-3)). 해빈류는 잉여응력이 크고 또한 잉여응력의 공간 변화율이 크며 수심이 얕은 지역에서 강하게 발생한다. 방파제 선단부와 같이 파랑의 전파가 급격하게 차단되는 지역에서도 강한 해빈류가 발생할 수 있다.

⑥ 해빈류 모형실험

해빈류 수치모형실험을 위해서는 먼저 파랑 수치모형실험을 수행하여 파고와 파향 분포를 산정하여야 한다. 기본방정식은 해수유동 방정식과 동일하나, 여기에 파랑 분포에 의한 잉여응력(剩餘應力, radiation stress)항이 추가된다. 잉여응력은 해수유동 실험에서 바람에 의한 해수면 전단응력을 처리하는 것과 같은 방법으로 수치 해석한다. 해빈류는 쇄파대 내측에서 강하게 형성되기 때문에 쇄파대 내·외측의 급격한 파랑 및 수심 분포 변화를 정확하게 모의하기 위해서는 격자 크기를 충분히 작게 구성하여야 한다. 또한 이안류가 저층에서만 형성(undertow)되기도 하므로 이를 실제적으로 재현하기 위해서는 3차원 모형을 운용할 필요가 있다.



해설 그림 (6-3) 해면 상승·하강과 해빈류의 형태

6-2 수중부재 및 구조물에 작용하는 흐름의 힘

물의 흐름에 의한 수중 또는 수면 부근의 부재 및 구조물에 작용하는 항력(抗力) 및 양력(揚力)은 다음 식에 의해 산정하는 것을 표준으로 한다.

(1) 항 력

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_o A U^2 \qquad (6\text{-}1)$$

여기서, F_D : 물체에 작용하는 흐름방향의 항력(N)
C_D : 항력계수
ρ_o : 물의 밀도(kg/m^3)
A : 물체의 흐름방향의 투영면적(m^2)
U : 유속(m/s)

(2) 양 력

$$F_L = \frac{1}{2} C_L \rho_o A_L U^2 \qquad (6\text{-}2)$$

여기서, F_L : 물체에 작용하는 흐름과 직각방향의 양력(kN)
C_L : 양력계수
A_L : 흐름과 직각방향의 물체의 투영면적(m^2)

[해 설]

잔교 등의 말뚝식 구조물의 말뚝이나 파이프라인 또는 마운드 피복제 등에 작용하는 흐름에 의한 힘은 유속의 제곱에 비례하며, 흐름 방향으로 작용하는 항력과 흐름의 직각방향으로 작용하는 양력이 있다. 한편 수중의 가는 관 형태의 물체에는 와류에 의한 진동이 발생할 수 있다.

(1) 항력계수

흐름에 의한 항력은 점성에 의한 표면저항과 압력에 의한 형상저항의 합으로 표시되며 일반적으로 식(6-1)과 같이 표현된다. 항력계수는 물체의 형상, 크기, 조도, 흐름 방향, 레이놀즈수 등에 따라 다르며, 상황에 따라 적절한 값을 사용하여야 한다. 레이놀즈수가 10^3 정도 보다 큰 경우에는 항력계수의 표준값으로 해설 표 (6-1)에 제시된 값을 사용해도 좋다.

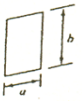
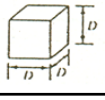
(2) 양력계수

양력계수도 항력계수와 마찬가지로 물체의 형상, 흐름의 방향, 레이놀즈수 등에 따라 다르지만 그 값에 대하여는 잘 알지 못한다.

(3) 지진해일 방파제의 개구부 잠제 상부공에 작용하는 힘

이와사키(岩崎, 1984) 등은 지진해일 방파제 개구부에 설치된 잠제 상부공에 작용하는 흐름에 의한 압력을 측정하고 항력계수로 0.84, 양력계수로 0.48을 얻었다. 타니모토(谷本, 1988) 등은 같은 방식의 측정에서 항력계수로 1.0~1.5, 양력계수로 0.5~0.8을 얻었으나, 유속이 큰 경우에는 수면경사의 영향에 의해 이들 계수가 커지는 것을 지적하고 있다.

해설 표 (6-1) 항력계수

물체의 형태	기준 면적	항력계수
원주 (거친 면) ➡ 	$D\ell$	1.0 (ℓ >D)
각주 ➡ 	$B\ell$	2.0 (ℓ >B)
원판 ➡ 	$\frac{\pi}{4}D^2$	1.2
평판 ➡ 	ab	a/b=1 ; 1.12 a/b=10 ; 1.29 a/b=2 ; 1.15 a/b=18 ; 1.40 a/b=4 ; 1.19 a/b=∞ ; 2.01
구 ➡ 	$\frac{\pi}{4}D^2$	0.5~0.2
입방체 ➡ 	D^2	1.3~1.6

(4) 와류에 의한 진동

가는 부재의 경우, 흐름의 작용으로 배후에 와류가 발생하여 흐름과 직각방향의 진동을 일으킬 수 있으므로 주의를 요한다. 이것은 와류에 의한 양력이 주기적으로 변화하여 그 주기와 부재의 고유진동주기가 가까워질 때 공진상태가 되기 때문이다. 와류 발생주기(T=1/f)는 부재의 직경(D)과 유속(V), 그리고 스트로할 수(Strouhal number, Sr)로부터 구할 수 있다(식 해설 (6-1)).

$$Sr = f\,D/V = 0.198\left(1-\frac{19.7}{Re}\right) \qquad \text{해설 (6-1)}$$

이 식은 레이놀즈 수(Re)가 250 < Re < 2×10^5의 범위에서 성립하며, 이 때 발생하는 와류를 카만 와류(Karman vortex)라고 부른다(von Karman, 1963). 부재의 길이가 길고 고유진동주기가 긴 경우에는 방진대책이 필요하다.

[참고문헌]

1) von Karman, T.(1963), “Aerodynamics”, McGraw-Hill.

2) 谷本勝利, 木村克俊, 宮崎啓司(1988), “津波防波堤開口部潛堤ㄴの 安定性に 關する 實驗的 研究”, 港灣技術研究所 報告, 27(4), pp93-102.

3) 岩崎敏夫, 眞野明, 中村武弘, 堀越伸彰(1984), “潛堤の マウンド材および プレパックド堤に 作用する 定常流 流體力に 關する 實驗的 研究”, 第31回 海岸工學講演會論文集, pp527-531.

제 7 장 하구 수리

7-1 일 반

하천이 해역과 합류하는 하구역에 있어서는 하천의 고수시와 저수시의 유황, 소류 및 부유토사, 조석의 변화 및 밀도류, 파랑과 하천의 공존 등의 하구수리 현상을 적절히 설정하는 것으로 한다.

[해 설]

하구역에서는 하천수 유출과 유사 작용에 외해로부터의 조석, 조류, 파랑, 해빈류, 표사 등의 작용이 더해진다. 이 때문에 수위, 유속의 주기적 변화, 밀도류의 발생, 토사의 응집·침전·퇴적 등의 복잡한 수리현상이 발생한다. 이러한 제 현상은 하구역의 유황과 물질 수송에 큰 영향을 준다. 따라서 하구수리를 접근함에 있어서 하천·해역 양자에 대한 고찰이 필요하며 각각의 특성을 분석·검토하여야 한다.

(1) 하구 조석

해양의 조석은 하구역에 진동을 일으킨다. 해양 조석의 영향을 받는 하천을 감조(感潮)하천이라 부른다. 한강에서는 조위가 EL(+)2.7m 이상일 때 창조류가 신곡수중보를 월류하여 약 30km 상류의 잠실수중보까지 조석 현상을 일으키고 있으며, 금강에서는 하구둑 체절 전에 상류 약 60km 지점인 규암까지 조석 영향을 받았다.

하구에 진입한 조석파는 수심이 얕아지고 마찰이 증가하기 때문에, 그리고 하천류 때문에 점차 변형된다. 하구 조석은 해양 조석과 같이 대칭형이나, 상류로 올라감에 따라 비대칭형으로 된다. 즉, 저조부터 수면은 갑자기 고조가 되고 고조부터 수면은 서서히 저조로 된다. 이 때문에 창조시간이 짧고 창조유속은 강하며, 낙조시간이 길고 낙조유속은 약하다.

감조하천의 또 하나의 특징은 하천 상류로 가면서 고조면의 높이는 거의 변하지 않거나 약간 높을 정도로 되지만, 저조면은 점차 높아지고 조차는 점차 작아진다. 또 일반적으로 하류에서 대조기 저조면은 소조기 저조면 보다 낮으나, 상류로 올라감에 따라 대조기 저조면이 소조기보다 높아진다. 이것은 하천조석과 해양조석간의 본질적인 차이를 말해준다.

조석파가 하천을 거슬러 올라가면 점차 변형하여 마침내는 조석파 전면의 급경사가 마치 직립벽과 같이 하천을 돌진하는 현상이 드물게 일어난다. 이것을 조석 해일(tidal bore)이라 한다.

(2) 하구류

하구역의 수리현상 중 가장 큰 특징은 조석에 의한 영향이다. 일반적으로 수위와 유속의 주기적 변동이 나타나며, 조차가 큰 하구에서는 창조시 수면이 역경사가 되어 하천수가 역류하는 경우가 많다. 그리고 조차가 작은 하구에서는 하천수의 역류가 발생하지 않지만, 저층에는 해수가 쐐기상태로 침입하며, 하천류는 표층에서 엷은 층으로 가속되어 유출한다. 이때의 연직유속분포는 표층에서는 설상(舌狀)을 나타내며 저층에서는 역류를 나타낸다. 소위 이 층류의 밀도류를 형성하는 경우가 많다.

그리고 하구에 침입한 조류는 하상 경사, 하천류 등 때문에 일반적으로 창조시간은 짧고, 낙조시간은 길어지는 경향이 있다. 유속·유량의 극대·극소는 조석의 고·저조시보다 늦게 발생한다.

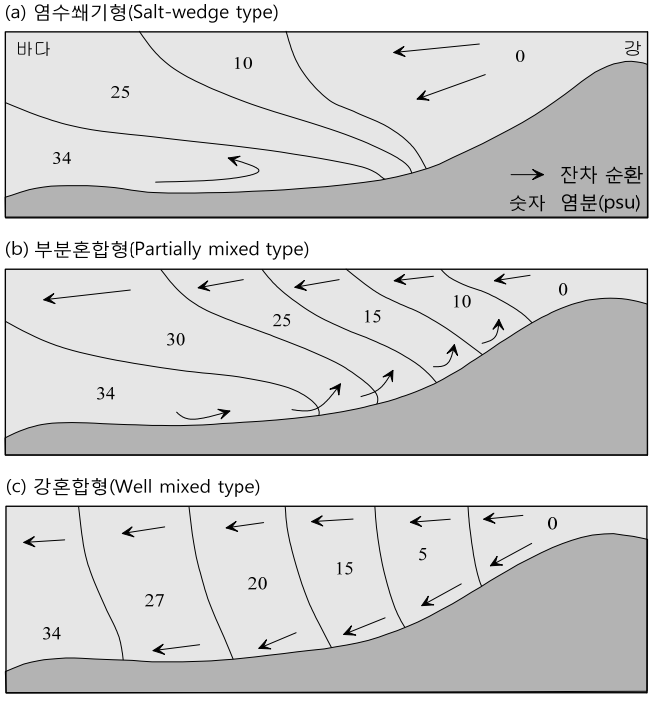
이러한 제 현상이 하구의 위치, 형상, 하천 및 외해의 수리량에 따라 시간적, 공간적으로 변화하는 것은 당연하지만, 하구류의 특성을 다음과 같이 요약할 수 있다.

① 유출 시에는 하천류가 강하여 하천 본래의 경사류가 탁월한 등류로 볼 수 있다.
② 평수 시에는 경사류성, 조석에 의한 조류성, 여기에 해수와 담수의 밀도차에 기인하는 밀도류성이 더해져 흐름 특성이 복합해진다.
③ 갈수기에는 조류성이 지배적이다. 그러나 동해안과 같이 조차가 작은 하구역에서는 갈수기에도 조류성은 그다지 강하게 나타나지 않고 오히려 밀도류성이 강해진다.
④ 남·서해안과 같이 조차가 큰 하구역에서는 조류성이 탁월하게 나타난다.

(3) 하구 밀도류

하구역에서는 담수와 해수의 밀도차 때문에 해수는 하천수의 저층으로 침입하고, 역학적 평형을 이루기 위한 유동이 나타난다. 이 흐름을 하구 밀도류라 부르며, 유속, 수온, 염분의 현지관측 또는 해양과 하천을 포함하는 3차원 수치모형실험을 통하여 그 공간적 분포 형태를 파악할 수 있다.

밀도류의 형식은 하구역에서의 담수와 해수의 혼합 상태에 따라 해설 그림 (7-1)과 같이 3가지 형태로 대별된다(이, 2010). 그림에서 염분의 단위인 psu(실용 염분단위, practical salinity unit)는 해수 1kg에 녹아있는 염류의 g 질량으로, 이전에 사용하던 천분율(ppt, ‰, permil)과 같다.



해설 그림 (7-1) 하구 밀도류의 형식

① 염수쐐기형(salt-wedge type)

일반적으로 하천 유량에 비하여 조차가 작은 하구에서 볼 수 있다. 표층의 하천수와 저층의 해수 사이에 혼합이 거의 일어나지 않고, 담수와 해수의 경계면(밀도 불연속면)이 명백하게 나타난다. 이 형식을 특히 성층 밀도류 또는 이층류라 부른다.

② 부분혼합형(partially mixed type)

조차가 하천 유량에 비해 ①의 경우보다 약간 커지면 나타난다. 이 형식에서는 하수와 해수의 혼합이 비교적 잘 이루어진다. 염분의 수직적, 수평적 변화가 모두 나타나서, 표층에서 저층으로 갈수록, 그리고 하천쪽에서 바다쪽으로 갈수록 염분이 증가한다.

③ 강혼합형(well mixed type)

이 형식은 하천 유량에 비해 조차가 큰 하구역에서 발생한다. 조석의 난류혼합에 의하여 수층 전체가 잘 섞여져 수직적인 염분의 변화가 거의 나타나지 않고, 염분의 변화는 수평적으로 하천 쪽에서 바다 쪽으로 가면서 증가하는 양상으로 나타난다.

(4) 하구 진입파

하구역에 진입해 온 파랑은 흐름과의 상호작용에 의해 변형이 나타난다. 수심에 따른 굴절과 흐름의 상대적 방향에 따른 굴절이 나타나서 파고가 낮아진다. 그러나 파향이 유향과 정반대인 경우에는 파고가 커진다. 진입파는 하구를 거슬러 올라가는 과정에서 마찰 저항과 난류 등의 영향으로 파고가 감소한다.

7-2 하구의 매몰

하구역에서는 하천으로부터의 소류사(掃流砂) 및 부유사(浮遊砂)의 형태로 유송된 토사나 연안 표사에 의한 매몰 현상을 적절히 검토하여야 한다.

[해 설]

하구역에서 토사의 퇴적·침식량은 하천-조류모델에서 얻은 유속장을 입력하여 운영하는 퇴적 수치모형실험으로 추산한다.

(1) 실테이션 - 이점토(泥粘土) 퇴적현상

① 실테이션(siltation)

내만이나 하구역에서 점토와 실트 크기의 세립퇴적물(이하 이토)의 농도가 증가하여 과도하게 집적되는 현상을 실테이션이라 부른다.

실테이션을 현상 측면에서 보면 흐름에 의한 해저 이토의 재부유와 이송, 파랑과 해저 이토층의 상호간섭, 침강, 퇴적, 압밀 등으로 나눌 수 있다. 하구역에서는 파랑이 흐름과 동시에 존재하며 염수와 담수의 혼합역에서는 응집(flocculation)이 촉진되는 특징이 있다.

실테이션과 표사의 큰 차이점은 실테이션을 일으키는 이토는 응집성이 있어 하천과 해역의 접합부인 하구역(estuary)에서 해수와의 혼합에 의한 응집에 수반되어 침강 특성이 크게 변화하는 것이다. 해저에 침강된 이토는 탈수를 거쳐 저질을 형성하고, 저질은 다시 압밀에 의해 강도가 큰 저질로 오랜 시간을 거쳐 변화해 가는 성질을 갖고 있다. 따라서 파랑이나 흐름에 의한 재부유 특성은 엄밀하게는 이토의 특성(침강후의 압밀 정도, 입도 조성, 함수비, 유기물 함유량 등의 시간 변화)에 따라 변화한다. 이것이 일반적으로 모래 개개의 입자로 취급하는 표사와 실테이션의 큰 차이점이다.

실테이션이 현저한 곳에서는 항로 수심이 계속 변화하기 때문에 항시 수심측정에 의한 감시가 필요하며, 선박 안전을 위한 항로 준설이 필요하다. 실테이션이 문제가 되는 항구의 진입항로 해저는 밀도가 1,050~1,300kg/m^3인 액상 이토층(fluid mud layer)이 존재한다고 보고된다. 현재 실테이션에 의한 항로 매몰 문제가 많은 유럽에서는 선박의 「안전한 항해 수심」을 저질 밀도가 1,200kg/m^3 이하의 수심으로 정의하고 있다. 현업에서는 음향측심기의 두 주파수로 액상 이토층을 검출하는 방법이 행해지고 있다. 예를 들면 액상 이토층 표면에서 반사하는 210kHz와 액상 이토층을 통과하고 모래층 또는 밀도가 큰 이토층에서 반사하는 33kHz의 두 종류의 주파수를 사용하는 방법이 있다. 그러나 이러한 기기로는 항해 가능수심을 결정하는데 충분하다고 할 수 없다.

② 액상 이토층의 형성

액상 이토층은 하구역이나 대륙붕의 연안 가까이에서 많이 볼 수 있으며 매우 높은 농도의 이토를 포함하는 유동하기 쉬운 층이다. 이토의 농도는 10~300kg/m^3 정도이다.

③ 실테이션 수치실험

실테이션을 모의하기 위해서는 흐름과 파랑장을 계산하고 이토의 응집, 침강, 재부유, 액상 이토층의 형성과 거동을 재현할 수 있는 수치모델을 적용하여야 한다.

(2) 토사의 매몰

① 토사의 이동량 추정

하구역에서 토사의 이동은 토사의 입경, 유속 및 염분에 따라 부유사 및 소류사의 형태로 이동한다. 소류사량은 유속의 3~5승에 비례한다. 부유사의 침전은 담수와 염수가 만나는 곳에서 응집현상이 일어나 증가하며, 부유사량은 부유물의 농도와 유속에 좌우된다. 소류사 및 부유사 이동량은 조류 수치실험의 유속장을 이용하여 퇴적 수치실험으로 모의한다.

② 하구역의 매몰 현상

하구역의 매몰 현상은 주로 대홍수시 또는 대조시의 강한 유속에 의해 유송된 토사에 의해 일어나며, 퇴적된 토사의 일부는 홍수시 또는 낙조시에 하구 밖으로 유출되어 부근 해안의 연안 표사와 함께 사주를 형성하는 경우가 있다.

③ 하구역의 연중 토사 순환

하구역은 일반적으로 창조 유속이 강해 많은 부유사를 상류측으로 운반하고, 유속이 약한 정조시 및 낙조시에 침강·퇴적되는 현상이 일어나는 곳이 있다. 특히 겨울철에 이렇게 퇴적된 세립토사는 여름철 홍수시 외해로 유출되는 연중 토사 순환을 나타내는 곳도 있다.

④ 조류의 사류(射流)작용

하구역의 협수로에서는 조류의 사류(射流)작용에 의해 통수단면적이 조량과 일정한 관계를 갖고 평형상태를 유지하고 있는 것으로 보고된 바 있다(O'Brien, 1969).

한국 서해안의 인천항, 군장항, 가로림만 수로에서 평균해면하 최소 단면적(A, m^2)은 평균대조기 조량(P, m^3)과 다음과 같은 평형관계에 있음이 제시되었다(Lee, 1975).

$$A = 1.81 \times 10^{-4} P^{0.9424} \qquad \text{해설 (7-1)}$$

통수단면상의 단면평균 최대유속은 평균대조기에 평형값인 1.05~1.15m/s를, 그리고 단면평균유속은 약 0.7m/s를 유지하는 것으로 보고하였다.

[참고문헌]

1) 이창복(2010), "해양환경의 이해", 서울대학교출판문화원, pp.163.

2) Lee, S.W.(1975), "Tidal flushing at entrance of tidal bay in Korea," Proc., the 3rd Ocean Development Conf., Ⅳ. Coastal Environment, pp157-167.

3) O'Brien, M.P.(1969), "Equilibrium flow areas of inlets on sandy coasts," Journal of the Waterways and harbors Division, ASCE, WWI, pp43-52.

제 8 장 표 사(漂 砂)

8-1 일 반

표사의 영향을 받을 경우에는 저질 입경, 이동한계 수심, 연안 표사량, 연안 표사의 탁월 방향 등의 표사의 특성값을 적절히 설정하는 것으로 한다.

[해 설]

(1) 해안을 구성하는 저질이 파랑이나 흐름 등의 작용에 의해 이동하는 현상 또는 이동하는 모래 자체를 표사(漂砂)라 한다.

(2) 바람에 의한 모래의 이동 및 모래 자체를 비사(飛砂)라 하지만 광의로는 해빈(海濱)에서의 비사를 표사에 포함시켜 생각하는 경우도 있다.

(3) 해빈을 구성하는 저질은 부근의 하천과 인접 해안으로부터 공급되며, 공급 과정 또는 해빈에 퇴적된 후에 파랑이나 흐름의 작용을 받는다. 이 때문에 저질은 파랑이나 흐름 등의 외력 특성을 반영한 특성을 나타내게 된다. 이를 외력에 의한 저질의 체 분류 작용이라 한다.

(4) 자연 해빈은 큰 파랑의 내습에 따라 세굴되고 파랑이 잔잔해지면 퇴적되는 과정을 반복하면서 장기적으로는 비교적 평형된 지형으로 균형을 유지한다. 그러나 하천 개수(改修)에 의한 공급 토사의 감소나 임해 구조물의 건설에 따른 토사 공급 상황의 변화 및 파랑이나 흐름 외력의 변화가 생기면 균형상태가 깨어져 해빈은 새로운 평형상태를 향해 해빈 변형이 일어난다. 방파제, 방사제, 이안제, 돌제 및 도류제 등의 구조물의 건설에 있어서 이러한 건설이 일으키는 해빈의 균형 변화에 유의하여 사전에 예상되는 지형 변화에 대해 충분히 검토하고, 건설 중 및 건설 완료 후에도 해빈의 지형변형 상황에 주의하여 해안 침식에 의한 재해가 예견될 때에는 적절한 해안 방어대책을 세울 필요가 있다.

(5) 파랑이 외해로부터 해안으로 접근해 올 때 수심이 충분히 깊은 곳에서는 해저 가까이의 파랑에 의한 물입자의 운동은 저질을 이동시킬 힘이 없다. 사또(佐藤)는 표층 이동과 완전 이동의 두 상태를 정의하였는데 전자(前者)는 해저에 있는 표층의 모래가 파향으로 집단적으로 소류되는 경우이고, 후자는 수심 변화가 명확하게 나타날 정도로 뚜렷한 이동을 나타내는 경우이다.

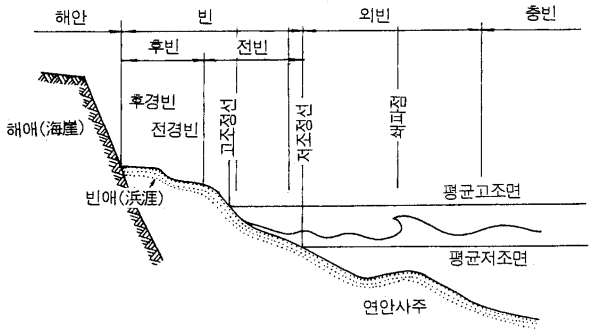
(6) 연안 표사량이란 해안에 비스듬히 입사해 오는 파랑에 의해 생겨나는 해안에 평행한 표사의 양을 말한다. 연안 표사는 내습파(來襲波)의 파향에 따라 해안를 따르는 양방향(兩方向)으로 이동한다. 양방향 중 년간을 통해 이동량이 많은 방향을 탁월 방향이라 한다.

(7) 해안선(汀線)에 평행한 표사를 연안 표사라 한다. 연안 표사는 정선의 전진·후퇴에 기여하는 수가 있어 장기간에 걸쳐 침식·퇴적을 수반하는 경우가 많다. 따라서 항만·해안 구조물을 축조함에 있어서 사전에 해당 해안의 연안 표사의 탁월 방향과 연안 표사량을 파악해 둠으로써 구조물을 축조하는 경우 주변 해안의 해빈 변형의 정도를 예측할 필요가 있다.

(8) 해안 지형

① 해빈(海濱) 단면 각 부의 명칭

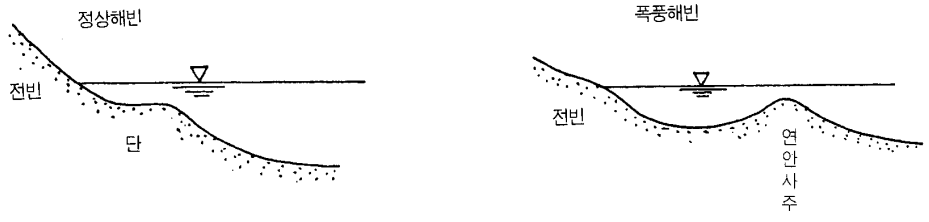
해설 그림 (8-1)은 전형적인 사빈해안 단면의 각 부의 명칭을 나타낸다.



해설 그림 (8-1) 해안의 일반적 단면과 명칭

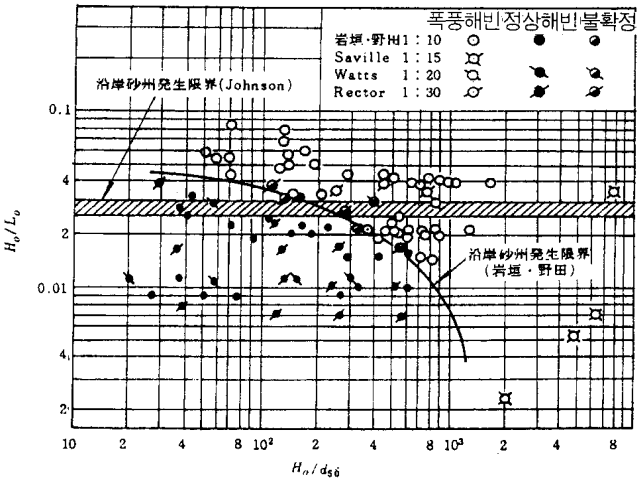
② 정상해빈과 폭풍해빈의 평형 단면

해빈 단면은 파랑 및 저질에 따라 폭풍 해빈과 정상 해빈으로 구분된다. 폭풍해빈은 연안 사주가 존재하고 전빈 경사가 완만한 특징이 있으며, 정상해빈에는 연안 사주가 존재하지 않고, 단(Step)이 형성되며 전빈 경사가 급하다(해설 그림 (8-2)), 해설 그림 (8-3)은 연안 사주의 발생 한계를 나타낸다.



(a) 정상 해빈 (b) 폭풍 해빈

해설 그림 (8-2) 정상 해빈과 폭풍 해빈



해설 그림 (8-3) 연안 사주의 발생 한계

(9) 저질의 특성

저질 특성은 중경입경(d_{50}), 평균입경(d_m), 분계수(분계수, S_o) 및 편왜도(편왜도, S_k)로 나타낸다.

중앙입경(d_{50}) : 입경 누적곡선 중 50%에 해당하는 입경

평균입경(d_m) : $d_m = \sum_{P=0}^{100} d\,\Delta p / \sum_{P=0}^{100} \Delta p$

분계수(S_o) : $S_o = d_{75} / d_{25}$

편왜도(S_k) : $S_k = d_{75} \times d_{25} / d_{50}^{\,2}$

(10) 표사의 이동 형태

① 표사는 이동 형태에 따라 부유 표사와 소류 표사로 구분된다.

② 표사는 외빈(外濱)에서 파의 진행 방향으로 소류 형식으로, 외해 방향으로는 부유 형식으로 일어나며, 쇄파대에서는 쇄파에 의한 흐름에 따라 해안 또는 외해로 향하거나 해안선을 따라 부유 표사가 뚜렷하게 나타나고, 전빈(前濱)에서는 소류 표사가 탁월하며 해빈류를 따라서 해안선과 평행하게 이동한다.

(11) 이동한계 수심

① 주어진 파고에 대하여 해저모래(海底砂)가 움직이기 시작하는 이동한계 수심을 추정하는 여러 공식이 제안되어 있는데 모두 식 해설 (8-1)의 형태를 가지며 공식에 따라 계수 n과 α의 값이 다르다.

$$\frac{H_o}{L_o} = \alpha \left(\frac{d_s}{L_o}\right)^n \left(\sinh\frac{2\pi h_i}{L}\right) \frac{H_o}{H} \qquad \text{해설 (8-1)}$$

여기서, H_o : 환산 심해파고(m)

L_o : 심해파장(m)

α : 계수

d_s : 저질의 평균 또는 중앙입경(m)

h_i : 이동한계 수심(m)

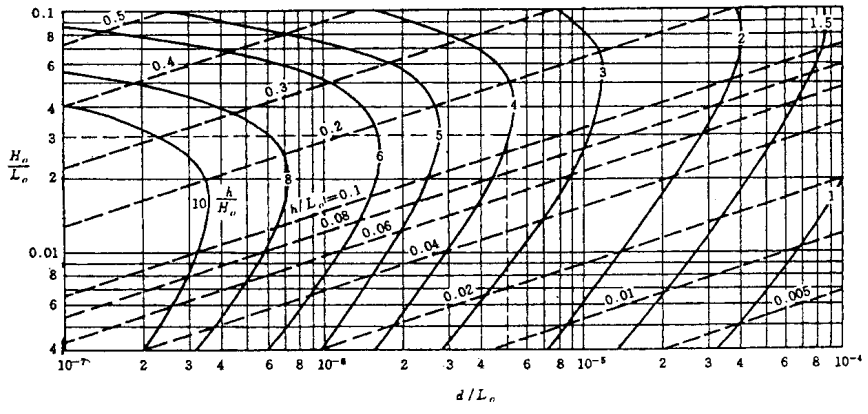
L : 수심 hi 에서의 파장(m)

H : 수심 hi 에서의 파고(m)

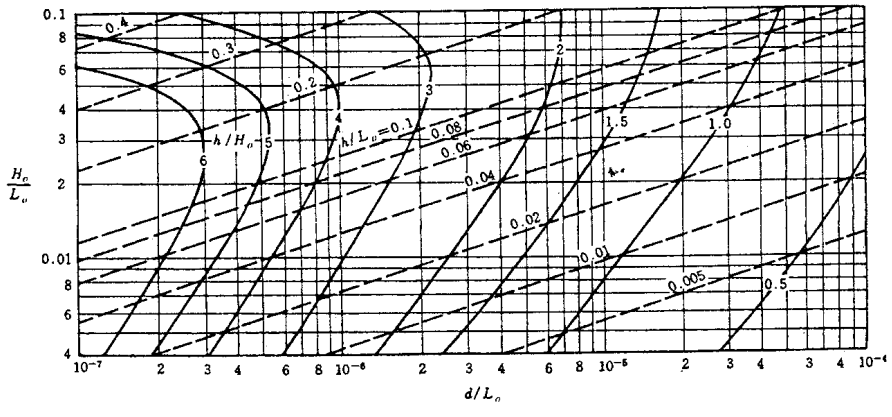
② 이동 한계수심 공식에서 계수 n과 α의 값은 연구자에 따라 다른데 사또(佐藤)·다나까(田中)에 의하면 해설 표 (8-1)과 같다. 해설 그림 (8-4)는 표층 및 완전 이동한계 수심의 계산도표이다.

해설 표 (8-1) 이동한계 수심 공식의 계수 n 및 α값

n	1/3	
α	1.35	2.40
이동 형식	표층 이동	완전 이동



해설 그림 (8-4)(a) 표층 이동한계 수심의 계산도표



해설 그림 (8-4)(b) 완전 이동한계 수심의 계산도표

(12) 표사의 탁월 방향

연안 표사는 파나 흐름이 끊임없이 변화하므로 그 방향도 시간적으로 변화하지만 1년 또는 그 이상의 오랜 기간에 걸쳐 그 해안 특유의 탁월 방향이 존재할 수 있으므로 이를 전 계절에 걸쳐 조사하여 결정하여야 한다.

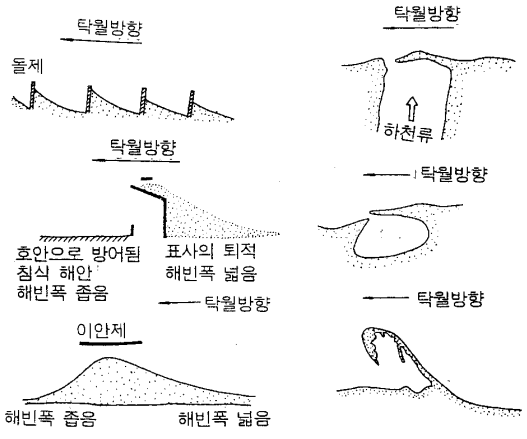
① 표사 탁월 방향의 조사

가. 저질의 입경 분포는 연안 표사의 방향으로 작아진다. 또 광물조성이 연안선에 따라서 변화한다.

나. 파 에너지의 연안선 방향 성분을 집계하여 그 탁월 방향이 연안 표사의 방향과 일치한다.

다. 방파제 등 구조물 주변에서는 표사의 위측 정선(汀線)은 전진하고 전빈(前濱) 경사가 급해지는데, 아래 측은 정선이 후퇴하고 전빈(前濱) 경사가 완만해진다. 그리고 저질 입경은 위측이 크고, 아래측은 작아지는 경향이 있다.

라. 갑(岬)이나 하구 부근에 도류제가 없으면 하구는 표사 방향으로 기우는 경향이 있고, 갑 부근에서는 위측 사빈(砂濱)의 폭이 넓고, 아래측이 좁아지는 경향이 있다.



해설 그림 (8-5) 표사의 이동방향

② 연안 표사량

연안 표사량은 파랑, 저질, 구조물 주변의 토사(土砂)량 변화, 과거의 준설량, 주변 해안의 표사량 등에 관한 자료를 충분히 검토하여 추정할 필요가 있다. 파랑에 의한 연안 표사량 개략값의 추정 공식은 일반적으로 식 해설 (8-2)로 나타내며, 공식에 따라 계수 α와 n의 값은 다르다.

$$Q_X = a E_X \qquad \text{해설 (8-2)}$$

$$E_X = \sum k_r^{\,2} \left(\frac{n_A w_o H_A^{\,2} L_A}{8 T}\right) \sin\alpha_b \cos\alpha_b$$

여기서, Q_X : 연안 표사량

E_X : 파 수송에너지의 연안 방향의 성분 (kN·m/m/s)

k_r : 파랑 관측점(A)과 쇄파점 사이의 굴절계수

n_A : 파랑 관측점(A)에서의 군속도(群速度)와 파속(波速)의 비

w_o : 해수의 단위체적 중량(t/m³) = $\rho_o g$

H_A : 파랑 관측점(A)에서의 파고(m)

L_A : 파랑 관측점(A)에서의 파장(m)

T : 파의 주기(sec)

α_b : 쇄파점(b)에서의 파의 입사각(°)

연안 표사량 공식에서 계수 a, n의 값과 QX, EX의 단위는 해설 표 (8-2)와 같다.

해설 표 (8-2) 연안 표사량 공식의 계수 a, n의 값과 Q_X, E_X의 단위

공식	a	n	Q_X의 단위	E_X의 단위
Savage	0.022	1.0	m³/일	t・m/m/일
사또 등	0.03	1.0	m³/일	t・m/m/일
미육군공병대	0.04	1.0	m³	t・m/m

8-2 구조물 주변의 세굴

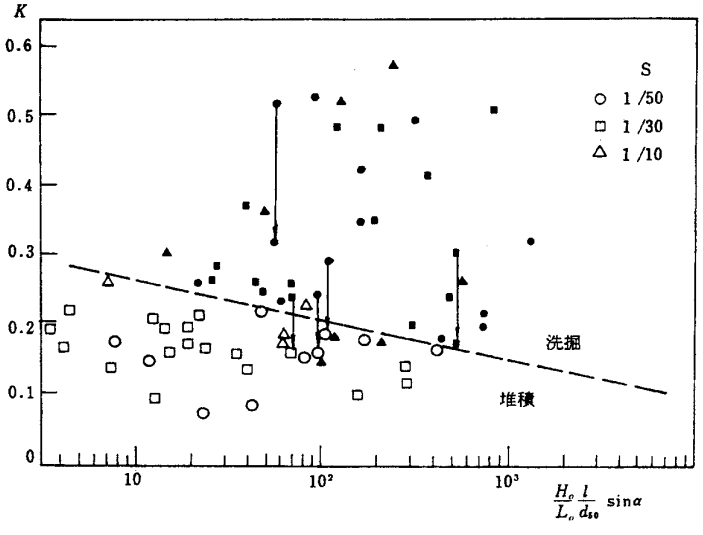
방파제, 방사제, 돌제 및 도류제 등의 구조물 주변의 세굴에 의해 구조물이 영향을 받을 염려가 있는 경우에는 필요에 따라 세굴에 대해 고려한다.

[해 설]

자연 해빈에 작용하는 파랑의 특성은 장기적으로는 각 해안마다 거의 일정한 것으로 생각할 수 있어, 이에 대해 해빈 현상도 거의 안정한 것으로 되어 있다. 세굴은 구조물이 설치되어 외력과 지형의 균형이 국소적 또는 광역에서 깨어지기 때문에 발생한다. 해빈에 대한 구조물의 설치 위치에 따라 파랑 작용이 다르기 때문에 세굴 기구와 규모도 달라지므로 세굴 방지대책 선정에 있어서 충분한 주의를 요한다.

(1) 호안 전면의 세굴

호안 전면 세굴은 파의 반사율과 밀접한 관계가 있음이 알려지고 있다. 예를 들면 해설 그림 (8-6)은 호안의 반사율 K와 파형경사 H_o/L_o, 저질의 중앙입경 d50, 호안 경사 α(α=90°인 경우 직립제), 평형 단면시의 파의 기어오름 위치로부터 호안 설치 위치까지의 거리 ℓ로 표시되는 파라미터 $(H_o/L_o)(\ell/\mathrm{d50})\sin\alpha$에 의해 전면의 세굴·퇴적을 판정하기 위해 제안된 것이다. 이 그림에서 보듯이 다른 조건이 같다면 제체가 경사된 경우가 전면 세굴에 대해 유리한 것을 알 수 있다.



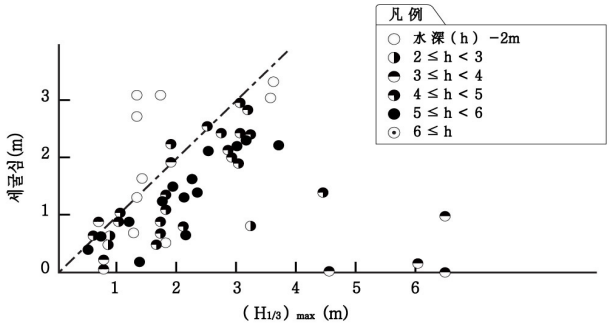
해설 그림 (8-6) 호안 제각부의 세굴·퇴적의 판정 조건

(2) 방파제 주변의 국소(局所) 세굴

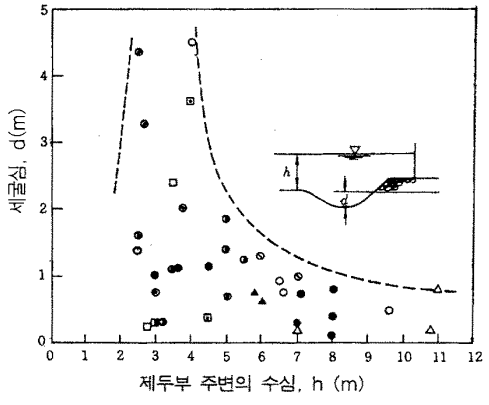
① 주로 쇄파 영역에서 생기는 세굴

가. 방파제 두부(頭部)의 국소 세굴

해설 그림 (8-7)은 다나까(田中)의 방파제 두부(頭部) 주변의 세굴심(洗堀深)의 최댓값과 세굴심(洗堀深) 측정시로부터 15일전까지의 유의파고의 최댓값(H1/3)max와의 관계를 나타내는 그림이다. 해설 그림 (8-8)은 방파제 두부(頭部) 주변의 수심과 세굴심(洗堀深)과의 관계를 나타낸다. 세굴심이 최대가 되는 것은 수심 3~5m 부근(쇄파대)에 두부가 존재할 때이다.



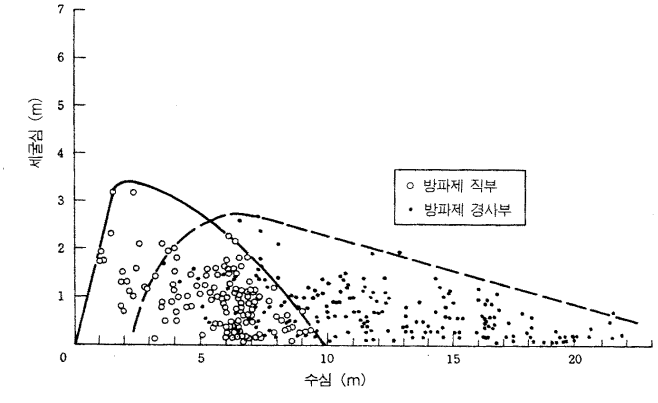
해설 그림 (8-7) 방파제 두부의 세굴심과 15일전까지의 최대 유의파고와의 관계



해설 그림 (8-8) 방파제 두부에서의 세굴심과 수심과의 관계

나. 방파제 전면(前面)의 세굴

해설 그림 (8-9)는 방파제 전면의 세굴심(洗堀深)과 수심과의 관계를 나타낸다. 그림에서 검은 원(•)은 방파제 경사부(傾斜部) 주변의 세굴 상황을 나타내는데, 수심 7m 지점의 방파제 굴곡부에서 세굴이 최대이고 외해로 향해 세굴심이 점차 감소하고 있음을 알 수 있다. 한편, 빈 원(◦)은 방파제 직부(直部) 전면(前面)의 세굴심(洗堀深)으로서 수심 2m 정도에서 최댓값을 나타내고 이 보다 얕아지거나 깊어지면 세굴심(洗堀深)이 감소하는데, 세굴심(洗堀深)이 최대인 곳은 연안 사주가 존재하는 곳에 해당된다.



해설 그림 (8-9) 방파제 전면 세굴심과 수심과의 관계

다. 방파제 외측의 국소 세굴

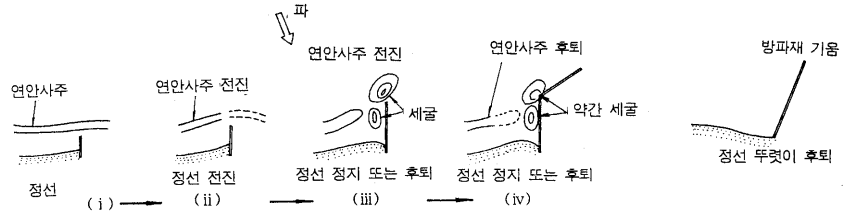
해설 그림 (8-10)은 방파제 연장 공사에 따라 생기는 현저한 국소 세굴의 예이다. 즉,

㉮ 방파제 두부(頭部) (특히, 두부(頭部)가 쇄파대에 있는 경우 현저함)

㉯ 방파제 직부 주변 (특히, 방파제가 연안 사주를 횡단하는 지점 부근에서 현저함)

㉰ 잠제의 주변 (특히, 항 내측에서 현저함)

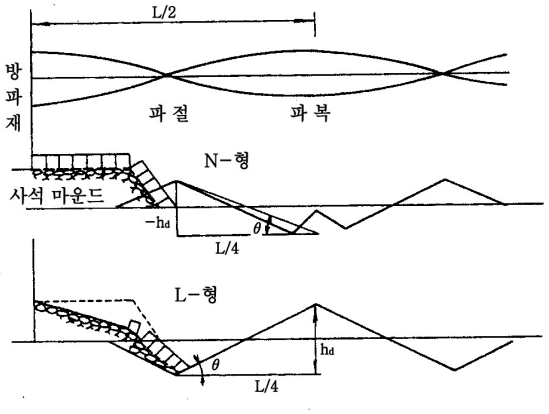
㉱ 방파제의 굴곡부이다.



해설 그림 (8-10) 방파제 외측에서의 국소 세굴

② 중복파 영역에서의 전면 세굴

직립벽 전면의 세굴은 그 설치 수심이 증가하여 중복파 영역으로 이동함에 따라 감소하는 경향을 나타낸다. 해저에서 입사파의 최대유속 U_b와 해저질의 침강속도 w와의 비 U_b/w가 기본지표인데, $U_b/w>10$ 인 경우는 중복파의 파절(波節, node)에서 세굴, 파복(波腹, antinode)에서 퇴적(L형 세굴)이 일어나고, $U_b/w<10$ 인 경우는 반대로 중복파의 파절에서 퇴적, 파복에서 세굴(N형 세굴)이 일어나는 것을 보여준다(해설 그림 (8-11)).



해설 그림 (8-11) 중복파에 의한 세굴의 제원

8-3 해빈변형 예측

해빈의 변형을 예측하는 경우에는 적절한 방법에 의한 예측결과 및 과거의 해빈변형 상황 등을 고려하여 종합적으로 검토한다.

[해 설]

해빈의 변형을 예측하는 방법으로는 경험공학적 예측, 수리모형실험(특히 이동상 모형실험)에 의한 예측, 수치모형실험에 의한 예측이 있다. 해빈의 변형 상황은 해당 지역의 특성에 크게 지배되므로 한 가지 예측방법에 의존하는 것은 적절하지 못하며, 두 개 이상의 방법을 종합하고 그밖에 현지의 가능한 한 많은 정보를 종합적으로 검토하여 해빈의 변형을 예측하도록 노력한다.

[참 고]

(1) 경험공학적 예측

경험공학적 예측 방법은 과거에 일어난 해빈 변형의 사례를 수집하고, 이를 정리·해석함과 동시에 대상 해안의 특성 및 그 곳에 축조되는 구조물의 배치 형상이나 구조적 특징을 과거 사례와 대조하여 그 유사성으로부터 그 구조물을 축조함으로써 일어날 수 있는 해빈 변형을 유추하는 방법이다.

참고 그림 (8-1)은 많은 해안에서 구조물 축조에 따른 지형 변화의 전형적인 몇 가지 유형을 보여준다.

(2) 수리모형실험 (특히 이동상 모형실험)

수리모형실험 특히 이동상 모형실험에 의한 해빈변형 예측에서는 상이법칙(相以法則)의 문제가 아직 해결되어 있지 않다. 그러나 구체적인 지형 변화가 수조 내에서 재현되어 예측하여야 할 형상을 시각적으로 이해할 수 있는 장점이 있다. 실제의 해빈변형의 재현성을 검토하는 예비실험이 충분히 주의 깊게 행하여진다면 공학적으로 충분히 유효한 예측이 가능하며 특히, 다음과 같은 문제에 대처할 수 있다.

① 해빈에 해안 구조물이 설치되었을 때 지형 변화의 정성적 영향 범위
② 돌제, 이안제 등의 해안 침식방지 효과에 관한 대체안의 상대 비교
③ 대규모 해양 구조물 배후의 정선 변화에 대한 정성적 평가

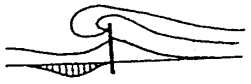
그러나 다음과 같은 경우의 해빈변형 예측은 곤란한 것으로 되어 있다.

가. 외해에 면한 대규모 인공 해빈의 안전 단면형상의 예측
나. 외해에 면한 해빈의 대규모 해양 구조물에 의한 변형 문제
다. 항로·항내 매몰량의 예측과 그 대책의 효과
라. 마리나 등 소규모 항만의 정량적 매몰·유지 대책
마. 투과식 이안제, 잠제 등의 효과에 관한 실험

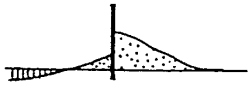
1 연안 표사의 상측 퇴적·하측 세굴

a 돌제의 길이에 따라

<짧을 때>

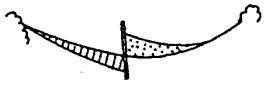


<길 때>

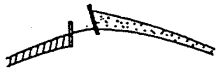


b 해안선의 형상에 따라

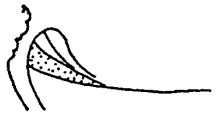
<凹형 해안>



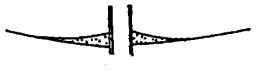
<凸형 해안>



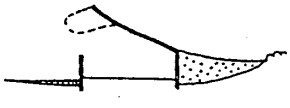
2 해빈 끝에 유출하는 하천 도류제로의 퇴적



3 긴 凹형 해안의 중앙부에서 도류제 양측의 퇴적



4 방파제 두부, 항 입구에서의 사주 형성



5 정온역으로의 토사 퇴적



6 톰볼로의 형성 및 변형에 따른 변화

a 톰볼로의 형성



<톰볼로가 충분히 발달할 때>



b 톰볼로의 변형



7 한쪽 톰볼로의 형성

a 방사제가 없을 때



b 방사제가 있을 때



8 항 입구 방향이나 형상 변화에 따른 정선의 변화

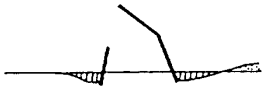


항내 사빈과 해저 변화

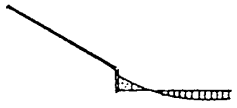


9 연안파에 의한 국소 침식과 퇴적의 방지

a 정선으로부터 비슷이 나온 방파제



b 경사부가 긴 방파제



10 갑의 뒤에 설치한 방파제와 갑 사이의 퇴적



11 방파제 주변의 국소 세굴

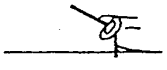
<제두부에서>



<절곡부에서>

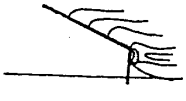


<좁은 개구부에서>



<경사 전면에서>

<직부 측면에서>



참고 그림 (8-1) 구조물에 의한 지형 변화의 유형

(3) 수치모형실험에 의한 예측

수치모형실험의 경우 쇄파에 의한 해빈류와 같이 아직 충분히 해명되지 않은 현상이나 이에 수반되어 일어나는 해안 침식, 항내 매몰에 대하여는 지배적 현상에 주목하여 여러 가정을 도입하고 모델화할 필요가 있다. 따라서 수리실험과 같이 장래 예측을 실시하기 전에 대상 해안에서 과거에 나타난 지형 변화를 재현하기 위한 계산을 실시하여 모델의 타당성을 검증하지 않으면 안 된다.

현재 수치모형실험은 크게 둘로 구분된다. 정선(汀線) 변화를 예측하는 것(정선 변화 예측모델, 해안선 변화 예측모델 또는 정선이라는 하나의 선의 변화를 예측하는 1-Line Theory)과 3차원 수심변화 즉, 해빈 지형변화를 예측하는 것(수심 모델, 3차원 모델, 해안 지형변화 예측모델)이 있다.

정선 변화 예측모델은 외해 표사를 무시하고 연안 표사량만을 고려하여 정선의 장기적 변화를 예측 하는 것이다. 이 모델에서는 에너지 플럭스(Flux)의 연안방향 성분에 의해 생기는 연안 표사량의 수지(收支)에 따라 정선이 이동하여 최종적으로 파가 정선에 대해 직각으로 입사하도록 정선 방향이 변화하여 끝난다. 이 모델은 비교적 자주 사용되고 있으며, 예측결과도 많이 실용화되고 있다. 그러나 예측정도를 높이려면 충분히 장기적인 정선 변화에 관한 자료의 축적이 전제되고 이 자료에 의한 재현 계산이 필요하다.

정선(汀線) 변화 모델에서는 쇄파대의 제 현상을 Black Box로 취급하고 있는데 반해, 수심 모델(3차원 모델) 에서는 쇄파대의 제 현상 특히, 다음의 현상을 적정하게 정식화할 필요가 있다.

① 파랑의 천수변형을 고려한 굴절, 회절, 쇄파, 쇄파후의 파랑 변형
② 쇄파에 수반되는 파랑 에너지의 감쇄, 해저면의 조도계수
③ 해빈류의 평면 및 수직 분포
④ 소류사, 부유사 등의 기구

그러나 아직 미해명 부분이 많고 여러 가정 하에 계산을 수행하고 있는 현실이다. 따라서 결과를 얻을 때까지의 여러 가정을 이해하지 않으면 잘못된 결과를 이용할 염려가 있으므로 이에 유의하여야 한다.

[참고문헌]

1) 국립해양조사원(1954～2013), 조석표.
2) 국립해양조사원(1962～2012), 수로기술연보
3) 국립해양조사원(1999), 국립해양조사원 50년사(1949～1999)
4) 이석우, 김근식(1984), “해양측량학”, 집문당
5) 이석우(1992), “한국근해해상지”, 집문당
6) 이석우(1996), “한국항만수리지”, 집문당
7) 이석우(1996), “물리해양학통론”, 집문당
8) 이석우(1996), “해양・항만조사법-해상편”, 집문당
9) 해운항만청(1993), 항만시설물 설계기준서
10) 日本土木學會 海岸 工學委員會(1994), 海岸波動-波・構造物・地盤の 相互作用の 解釋法
11) 日本港灣協會(2007), 港灣の 施設の 技術上の 基準・同解說

제 9 장 지 반

9-1 지반조건의 결정방법

9-1-1 결정방침

설계 및 시공에 필요한 지반자료는 지반조사와 필요한 토질시험을 실시하여 결정한다.

[해 설]

설계에 쓰이는 지반조사 성과는 지지층 깊이, 연약층 두께, 지반의 층구성 상태, 다짐 상태와 전단특성, 압밀특성, 투수성, 지하수위(잔류수위) 등이다.

지반은 압밀현상에 의해 시간경과나 상재압의 변화 등에 의해 그 특성이 크게 변한다. 따라서 지반조사로부터 구한 지반정보를 사용하는 경우에는 상재압이나 압밀도 변화에 의해 지반조건이 변화하고 있는지 아닌지를 반드시 확인해야 한다.

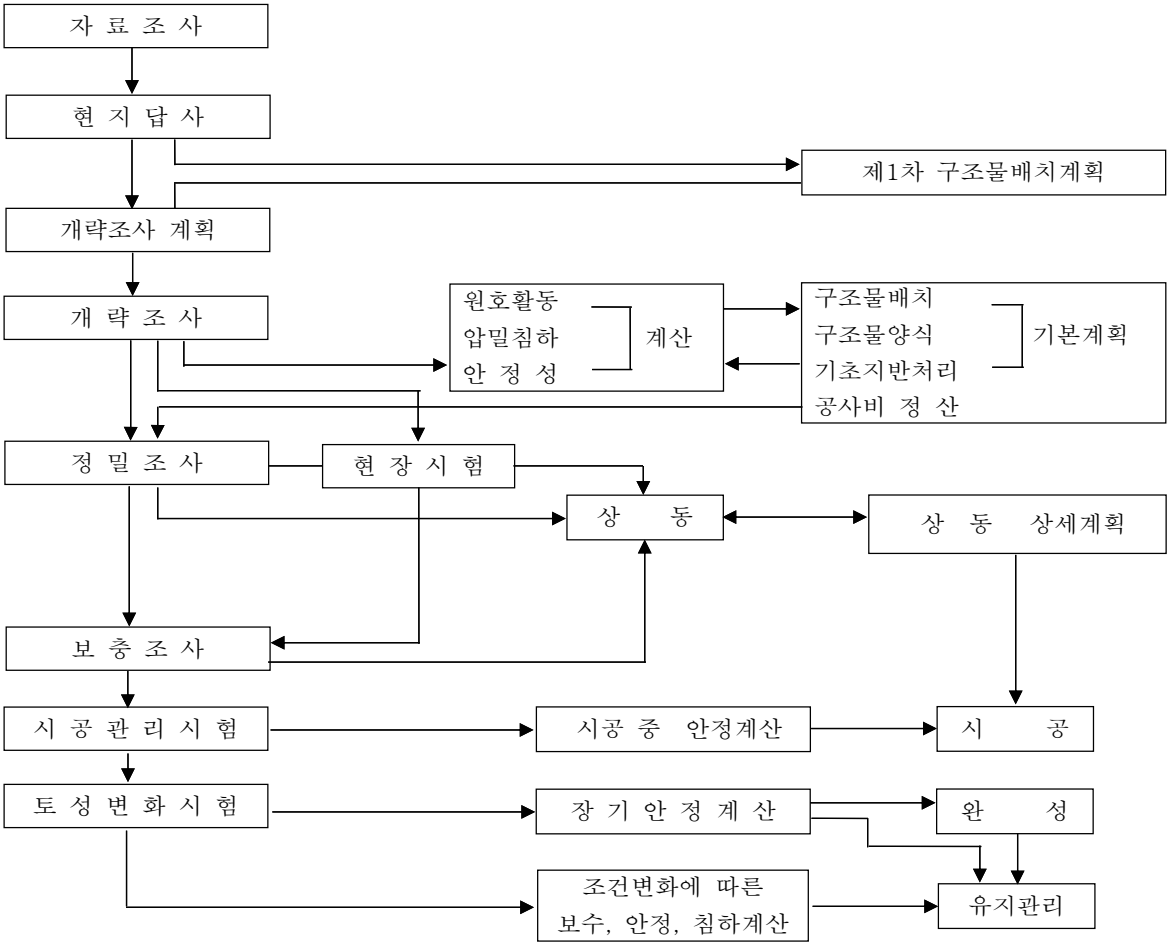
[참 고]

(1) 지반조사방법 및 내용

지반조사는 설계자료 수집과 관련하여, 참고 그림 (9-1)의 순서로 실시한다. 참고 그림 (9-1)에 따라 진행되는 조사단계별 조사방법 및 조사 내용은 참고 표 (9-1)과 같다

참고 표 (9-1) 조사단계별 조사방법

분 류	조사 방법	조 사 내 용
예비조사	자료조사	기존문헌(과거 공사자료, 구조물 등의 침하, 파괴에 대한 기록 등), 지형도, 지질관련 자료, 항공사진, 위성영상자료 등의 자료 수집.
	현지답사	자료조사 결과를 현장에서 확인. 보링, 사운딩 자료, 과업부지 인근의 용출수, 지하수위, 배수상태, 수로 및 하천의 상태, 현 구조물의 유지상태 등의 조사. 현지 주민으로부터 역사적인 재해와 환경의 변화, 과거 공사에 대한 증언 청취.
개략조사	보 링 샘 플 링 저밀도수심측량 저밀도해상탄성파 탐사	지지층 심도, 성층상태, 강도(q_u, ϕ), 압밀특성(c_v, c_c, m_v, p_c), 물리적 특성(ω, γ_t, G_s, LL, PL), 다짐특성(OMC, $\gamma_t$max, CBR 등), 투수성 (k, 지하수위), 수심
정밀조사	보 링 샘 플 링 사 운 딩 물리탐사 각종시험 고밀도 수심측량	지지층 심도, 성층상태, 강도(q_u, ϕ), 압밀특성(c_v, c_c, m_v, p_c), 물리적 특성(ω, γ_t, G_s, LL, PL), 다짐특성(OMC, $\gamma_t$max, CBR 등), 투수성 (k, 지하수위), 수심
보충조사	상 동	지지층 심도, 성층상태, 강도(q_u, ϕ), 압밀특성(c_v, c_c, m_v, p_c), 물리적 특성(ω, γ_t, G_s, LL, PL), 다짐특성(OMC, $\gamma_t$max, CBR 등), 투수성 (k, 지하수위)



참고 그림 (9-1) 지반조사와 설계 사이의 관련 흐름도

(2) 조사지점의 위치, 간격 및 심도

보링, 사운딩 등의 조사위치 간격 및 심도는 구조물의 중요성과 크기, 지반 내 응력분포 및 지반의 지층상태 등을 고려하여 결정한다. 한편 공사비와도 관계가 있으므로 조사지점의 수 및 심도를 일률적으로 정하는 것은 힘들지만 다음 표를 참고하여 결정한다.

① 보링간격

가. 지층상태가 수평, 연직 방향으로 비교적 균일한 경우

(단위 : m)

		기 준 선 방 향		기준선의 직각방향			
		배 치 간 격		배치간격(기준선방향)		기준선에서 거리(최대)	
		보 링	사운딩	보 링	사운딩	보 링	사운딩
개략조사	넓은 지역	300 ~ 500	100 ~ 300	50	25	50 ~ 100	
	좁은 지역	50 ~ 100	20 ~ 50				
정 밀 조 사		50 ~ 100	20 ~ 50	20 ~ 30	10 ~ 15		

나. 지층상태가 복잡한 경우

(단위 : m)

	기 준 선 방 향		기 준 선 의 직 각 방 향		
	배 치 간 격		배 치 간 격(기준선방향)		기준선에서의 거리(최대)
종 목	보 링	사운딩	보 링	사운딩	보링 및 사운딩
개략조사	50 이하	15 ~ 20	20 ~ 30	10 ~ 15	50 ~ 100
정밀조사	10 ~ 30	5 ~ 10	10 ~ 20	5 ~ 10	

주 : 사운딩에는 보링공이 필요한 것과 필요치 않은 것이 있다. 위 참고 표 중의 사운딩은 보링공을 필요로 하지 않는 것만을 표시한 것이다. 보링을 필요로 하는 사운딩은 위 참고 표 중「보링간격」의 기준을 적용한다.

② 조사심도

충분한 지지력을 가지는 지지층을 확인할 수 있는 깊이까지로 한다. 충분한 지지층은 구조물의 형태, 규모에 따라 틀리므로 일률적으로 정할 수 없으나, 비교적 규모가 작은 구조물 또는 기초구조가 말뚝지지가 아닌 경우는 N치 30 이상으로 하고, 대형구조물로 말뚝에 의하여 지지층에 도달하는 경우에는 기반암층까지를 목표로 하고, 그 층을 2m 이상 확인한 후 종료한다. 단 지질학적 특성이 특이한 퇴적암(shale, tuff) 지역에 대해서는 전문기술자의 자문을 받아 조사심도를 결정한다.

③ 깊이 방향의 샘플링 간격

물리적 특성, 강도 변화의 특성을 알기 위한 중요 조사지점에서는 1.5m 간격으로 샘플링(sampling)을 실시하고, 특히 중요한 경우에는 1m 간격마다 행한다. 보충조사 지점의 경우에도 매 2m 간격으로 조사한다. 압밀 특성에 관해서는 지반을 여러 종류의 층으로 분할하고, 각 층의 대표적 시료에 대해 시험을 실시한다. 보통, 균질한 지반에서는 1.5m 간격마다 채취한 자연시료 중 2개에 1개 정도로 실시한다.

복잡한 지반이나 압밀침하가 크게 문제되는 경우는 중요도에 따라 그 간격을 줄여서 실시한다. 또 평면상으로는 각 조사공마다 행하는 것이 바람직하다. 조사의 중요도에 따라 적절히 수량을 줄여서 실시해도 좋다.

표준관입시험을 실시할 경우에는 자연시료채취와 병행할 수 없으므로 별도의 보링공을 이용하도록 하여야 한다.

④ 사운딩 간격

보링공을 필요로 하는 경우와 조작이 복잡한 경우는 보링에 준한다. 조작이 간편한 경우, 측정 1개소당의 비용과 작업시간이 적으므로 수평방향의 간격을 보링경우의 1/3 이하 정도까지 단축하여 측정을 많이 실시할 수 있다.

(3) 해상 조사

수심이 20m 이하일 때에는 육상에서와 같은 형식의 시추장비와 시료채취기를 소형 잭업(jack up) 작업대, 소형 바지 또는 드럼통 바지 위에 올려서 사용할 수 있다. 부유식 시추선(floating barge)은 적절한 앵커링이 필요하며, 파도가 심하지 않는 바다에서만 사용된다. 파도 및 조류의 영향을 많이 받는 곳에서 정밀한 조사를 실시할 때에는 레그(leg)를 지지층에 거치 시킨 후 작업대를 수면위로 부상시키는 SEP(self elevating platform) 바지를 사용하여 자연시료 및 현장시험 시 정확성을 높이는 것이 좋다. 수심이 더 깊거나 해상상태가 더 나쁜 경우에 양질의 불교란 시료 채취를 위해서는 더 큰 시추선이 필요하게 된다. 열린 튜브형과 피스톤형을 포함한 다양한 형식의 해양 시료채취기가 선박에서 사용될 수 있다. 열린 튜브형의 경우 자유낙하에 의한 관입에 의존하므로 조사심도에 제한을 받는다. 해상에서의 시추작업과 시료채취 작업은 신뢰도가 떨어질 수 있으므로, 지반의 설계정수 산정 시에는 이를 감안하여야 한다.

9-1-2 조사방법의 선정

구조물의 종류, 규모, 중요도, 부근 지반의 지층 구성을 고려하고 설계목적에 가장 적합한 조사 방법을 선택하여야 한다.

[해 설]

지반조사는 조사범위, 구조물의 중요도 및 경제성 등을 고려하고, 조사목적에 가장 적합한 조사방법을 선택하여야 한다.

해설 표 (9-1) 조사목적별 조사방법

조사 목적	조사 방법	조사 내용
지층상태확인	보링 사운딩 물리탐사	지층구성 기반암 깊이 연약층 두께
지 지 력 사 면 안 정 토 압	불교란 시료 사운딩 현장시험	일축압축강도(q_u) 전단강도(τ_f) 내부마찰각(ϕ) 점착력(c) 상대밀도(D_r)
압 밀 특 성	불교란 시료 현장시험	압밀계수(c_v) 압축지수(c_c) 팽창지수(c_r) 체적압축계수(m_v) 선행압밀하중(P_c)
투 수 성	불교란 시료 현장시험	투수계수(k)
다짐의 특성	교란 시료로도 가능 현장시험	최대건조단위중량(γ_{dmax}) 최적함수비(W_{opt}) CBR
분 류 특 성	불교란 시료 (단위중량 이외에는 교란시료도 가능)	단위중량(γ_t) 함수비(ω) 토립자 비중(G_s) 입도분포 콘시스턴시 *LL*, *PL*

[참 고]

(1) 조사목적별 조사방법과 거기서 얻어지는 토질정보의 내용이 해설 표 (9-1)에 나타나 있다.

(2) 일반적인 지반조사 방법은 다음의 ①~⑥과 같지만 조사범위와 내용, 중요도, 공사비 등을 고려하여 설계목적에 가장 적합한 조사 방법을 선택한다.

① 기존자료의 수집과 해석
인근 지역에서의 지반조사 보고서, 지하수위 변동기록, 지형도, 인근 구조물의 침하, 파괴의 기록 등을 수집하여 검토한다.

② 현장답사를 실시하여 지질, 지형 등을 관찰한다.
해상의 경우에는 해저지질이 인근 육상지질과 밀접한 관계가 있으므로 조사지점 부근의 육상 현지답사가 중요하다.

③ 광범위한 지역의 지층 상태, 암반의 위치, 지하수위 등을 물리적 탐사(탄성파 탐사, 전기탐사 등)에 의하여 조사할 때는 반드시 보링에 의하여 토질층과 심도를 확인하여야 한다.

④ 음파 탐사

해상에서 신속히 지반의 형상을 파악하기 위한 방법으로는 음파탐사 방법이 있다. 이 기술은 석유 등의 광물자원을 탐사하기 위하여 개발된 것인데 대심도를 대상으로 하였다.

현재에는 음원 및 수신기의 개량, 처리 시스템과 GPS에 의한 위치의 정도가 향상되어 음파탐사의 정도가 이전에 비해 향상되었다. 그러나 지반에 가스나 전석이 있는 경우에는 음파의 난반사가 발생되어 음파가 소정의 깊이에 도달되지 못하는 경우도 있다. 또한 음파탐사에 의해 얻은 값은 압축파의 반사시간이 있어 거리를 얻을 수 없는데 주의하여야 하며, 반드시 보링이나 사운딩을 병행하여 지반조사를 시행하여야 한다.

⑤ 보링(시료채취 포함)은 개략조사, 정밀조사, 공정관리 및 품질관리를 위하여 실시하며 점성토에 대해서는 불교란 시료를 채취하여 필요한 실내시험(토성, 역학시험)을 실시한다. 시추방법, 시료채취방법 등이 부적당하거나 채취기술이 부족하면 시료의 교란정도가 심해지므로 시험결과의 정확성이 감소된다. 사질토에 대해서는 불교란 시료의 채취가 곤란하므로 표준관입시험이나 기타 원위치 시험을 실시하여야 한다. 사질토에 대한 불교란 시료의 채취방법은 고안되어 있으나 채취한 시료를 시험하기 위한 취급방법이 대단히 어렵다. 점성토의 시료를 채취할 때에는 얇은관 샘플러(thin wall tube sampler)를 사용한다.

⑥ 샘플링

흙의 성질을 조사하는 경우에 교란이 적은 시료를 필요로 하는 시험과 그러하지 않은 시험이 있다. 함수비 등의 물리적인 성질은 시료의 교란 영향을 받지 않으므로 표준관입시험에서 얻은 시료를 이용하고, 전단강도나 압밀특성 등의 역학적 특성은 고정 피스톤식 샘플러를 사용하여 교란이 적은 시료를 사용한다.

⑦ 사운딩

지반 성질을 조사하는 방법에는 샘플링을 하고 그 시료를 사용하여 실내시험을 실시하는 방법과 측정기를 직접 지반에 삽입, 회전, 재하 등을 이용하여 지반의 정수를 구하는 사운딩 등이 있다. 사운딩에도 표준관입시험에 의해 시험을 행한 심도까지 보링에 의해 구멍을 뚫고 실시하는 것과 전기식 정적 콘관입시험과 같이 직접 콘을 지반에 관입하는 보링공이 필요 없는 시험이 있다.

실내시험과 사운딩에 의한 시험과의 특징 비교는 다음과 같다.

가. 교란

세심한 주의가 필요하며, 샘플링에 의해 채취된 시료는 구속응력의 해방으로 인한 교란을 피할 수 없다. 그러나 사운딩은 원위치시험이므로 이러한 교란의 영향을 받지 않는다.

나. 경계조건

실내시험에는 공시체의 경계조건이 명확하다. 특히 흙은 배수조건에 따라 그 특성의 변화가 있다. 실내시험은 배수조건의 조절이 용이하다. 다만 대다수의 사운딩은 응력, 변위, 배수조건이 불명확하여, 이론적인 접근보다 경험적인 방법으로 사운딩의 결과를 해석하는 것이 유리하다.

다. 시간과 경비

일반적으로 사운딩은 실내시험에 비해 비교적 경비가 많이 들지만, 현장에서 직접 결과를 얻을 수 있는 장점이 있다.

양자의 시험방법은 많은 특징이 있으므로 지반의 종류, 지층상태, 필요한 지반정수 및 정도에 따라 양자의 방법을 적절히 선택하는 것이 필요하다.

9-2 흙의 물리적 특성

9-2-1 단위중량

단위중량은 현장에서 채취한 불교란 시료 또는 원위치의 흙에 대해서 직접 구하여야 한다.

[해 설]

통칭 단위중량이라 함은 공기 중에서의 단위체적당 중량을 말하며, 여기에는 건조단위중량, 전체단위중량, 포화단위중량, 수중단위중량이 있다.

[참 고]

(1) 전체단위중량

자연 상태에 있는 흙의 단위체적당 무게를 말하며 다음과 같이 표시한다.

$$\gamma_t = \frac{W}{V} = \frac{(G_s + S_r \cdot e)}{1+e}\gamma_w = \frac{1+w}{1+e} G_s \cdot \gamma_w \qquad \text{참고 (9-1)}$$

여기서,

γ_t : 전체단위중량 (kN/㎥)

γ_w : 해수의 단위중량 (kN/㎥)

G_s : 흙의 비중

e : 간극비

S_r : 포화도 (%)

w : 함수비 (%)

참고 표 (9-2) 대표적인 흙의 단위중량 및 함수비

	충적점토	홍적점토	사질토
전체단위중량 γ_t(kN/㎥)	12～16	16～20	16～20
건조단위중량 γ_d (kN/㎥)	5～14	11～14	12～18
함수비 (%)	150～30	60～20	30～10

(2) 건조단위중량

수분이 증발하고 건조한 흙입자만으로 구성되었을 때의 단위중량으로 식 참고 (9-1)에서 w=0, S_r=0 의 경우이며 다음의 식 참고 (9-2)와 같다.

$$\gamma_d = \frac{G_s\ \gamma_w}{1+e} \qquad \text{참고 (9-2)}$$

여기서, γ_d : 건조단위중량 (kN/㎥)

이 때, 전체단위중량과 건조단위중량 사이에는 다음과 같은 관계가 있다.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_t}{1+\frac{w}{100}}$$

(3) 포화단위중량

흙이 수중에 있거나 또는 모관현상에 의해 완전히 포화되었을 때의 단위중량으로 식 참고 (9-1)에서 S_r=100%의 경우이며, 다음의 식 참고 (9-3)과 같다.

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s+e}{1+e}\gamma_w \qquad \text{참고 (9-3)}$$

여기서, γ_{sat} : 포화단위중량 (kN/㎥)

(4) 수중단위중량

수위 아래의 흙이 완전히 포화되면 부력을 고려해서 다음과 같이 나타낸다.

$$\gamma' = \frac{\rho_s-\rho_w}{1+e}g \qquad \text{참고 (9-4)}$$

여기서, γ' : 수중단위중량 (kN/㎥)

단위중량들은 흙 자체의 무게로 인한 깊은 토층에서의 압력, 다짐정도, 간극비의 계산 등에 사용되는 기본 자료가 된다.

(5) 원위치에서의 단위중량 측정

원위치에서 직접 단위중량을 구하는 방법에는 지표면 부근에서 측정하는 방법과 심층부까지 측정하는 방법이 있다. 전자는 KS F 2311[현장에서 모래치환법에 의한 흙의 단위중량 시험방법]에 규정되어 있고, 후자는 라디오 아이소토프(RI)를 이용한 측정 방법이다.

① 모래치환법

모래치환법은 주로 토공관리용으로 육상부 지표면 부근의 측정에 적합하고 그의 측정방법은 KS F 2311에 규정되어 있다.

② 라디오 아이소토프(RI)

최근 RI의 이용이 용이하여, 엄한 법적 규정이 있음에도 모래 및 사질토에서 불교란 시료의 채취가 곤란한 경우 원위치시험에 있어서 γ선 밀도계에 의한 측정 예가 많이 있다. RI를 응용한 γ선 밀도계에는 표면형과 삽입형의 2종류 형식이 있다. 표면형은 지표면부근의 측정에 적절하고 앞에서 설명한 모래치환법과 동일한 토공관리용에 이용한다. 표면형은 후방산란방식과 투과방식이 있으며 최근에는 후자의 사용빈도가 높다. 삽입형은 연직방향의 밀도분포, 깊이방향의 조사에 적합하며 주로 항만 공사에서 많이 이용되고 있다.

RI는 비파괴 시험에 의해 원위치에서 직접 밀도를 구하는 이점이 있다.

(6) 상대밀도

사질토의 경우 단위중량이나 간극비만으로 치밀한 상태여부를 판정하기는 어렵고 다음의 식 참고 (9-5)와 같이 상대밀도로 나타내는 것이 편리하다.

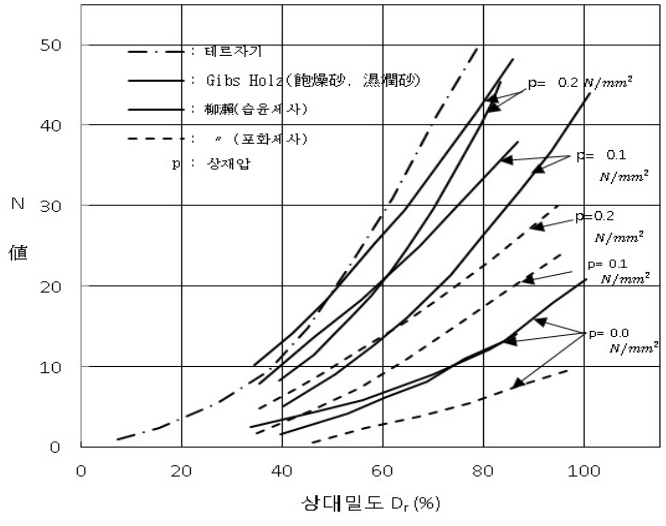
$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} = \frac{\gamma_d - \gamma_{d\,min}}{\gamma_{d\,max} - \gamma_{d\,min}} \cdot \frac{\gamma_{d\,max}}{\gamma_d}$$ 참고 (9-5)

여기서,

D_r : 상대밀도 (%)
e_{max} : 가장 조밀한 상태의 간극비
e_{min} : 가장 느슨한 상태의 간극비
e : 자연 상태에 있는 흙의 간극비
$\gamma_{d\,min}$: 가장 느슨한 상태의 건조단위중량 (kN/m³)
$\gamma_{d\,max}$: 가장 조밀한 상태의 건조단위중량 (kN/m³)
γ_d : 자연 상태에 있는 흙의 건조단위중량 (kN/m³)

사질토의 역학적 특성은 상대밀도(D_r)와 관련시켜서 나타내는 경우가 많다. 상대밀도를 구하기 위해 e_{max}이나 e_{min}을 결정하는 방법은 국내에서는 아직 표준화되어 있지 않다. 그러므로 이것들을 결정하는 방법에 따라 상대밀도의 값은 차이가 있을 수 있다. 그러나 일반적으로 e_{max} ($\gamma_{d\,min}$)은 1cm 높이에서 흙입자를 떨어뜨리거나 물속에서 침전시켜 구하고, e_{min}($\gamma_{d\,max}$)은 흙을 용기에 넣어 압력과 진동을 동시에 가하거나 또는 흙입자가 흙 표면에 충격을 가할 수 있는 충분한 높이에서 낙하시켜 측정한다.

사질토에서는 불교란 시료의 채취가 곤란하므로, 상대밀도는 사운딩(sounding) 시험에 의한 간접적인 방법으로 추정하여 많이 사용하고 있다. 참고 그림 (9-2)는 표준관입시험 N치로부터 상대밀도를 추정하는 관계를 나타낸 그림이다.



참고 그림 (9-2) 사질토 · 상대밀도와 N치 관계

9-2-2 입도분포 및 흙의 분류

입도분포의 시험은 KSF 2302와 KSF 2309에 따른다. 흙의 분류는 입도분포, 컨시스턴시 등에 근거하여 공학적 분류방법으로 분류하여야 한다.

[해 설]

입도라 함은 흙에 포함된 여러 종류의 흙입자의 입경별 함유비율을 나타내는 것이며, 보통 실트 이하의 미립부분은 비중계를 사용하는 침강법으로 하고, 또 모래 이상의 조립부분은 체가름으로 측정한다. 흙의 강도나 변형 등의 역학적 특성은 조립토의 경우에 입도, 세립토의 경우에 컨시스턴시와 밀접한 관계를 갖고 있다.

[참 고]

(1) 균등계수, 곡률계수, 유효경

균등계수는 식 참고 (9-6)과 같다.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \qquad \text{참고 (9-6)}$$

여기서,

C_u : 균등계수

D_{60} : 통과중량백분율 60%에 해당하는 입경 (mm)

D_{10} : 통과중량백분율 10%에 해당하는 입경 (mm) 또는 유효경

하젠(Hazen)은 여과사에 대한 실험연구에서 균등계수와 유효경으로 투수성을 추정할 수 있는 방법을 고안하였다. D_{10}을 일명 하젠(Hazen)의 유효경이라고도 한다.

곡률계수는 식 참고 (9-7)과 같다.

$$C_c = \frac{D_{30}^{\,2}}{D_{10} \cdot D_{60}} \qquad \text{참고 (9-7)}$$

여기서,

C_c : 곡률계수

D_{30} : 통과중량백분율 30%에 해당하는 입경 (mm)

C_u와 C_c는 입도분포의 넓이와 형상을 나타낸 것이다. 통일분류법에서는 균등계수가 4 또는 6보다 크고 곡률계수가 1~3의 범위에 있을 때 입도분포가 좋다고 판정한다.

(2) 흙의 분류

흙의 성질은 입경의 크기뿐만 아니라 입자의 형상에도 영향이 있지만 편의적으로 전술한 방법에 의하여 구한 입경에 의해서 참고 표 (9-2)와 같이 자갈, 모래, 실트, 점토로 구분한다.

이 입도의 구분은 각국의 기관에 따라 약간의 차이가 있으며 참고로 참고 표 (9-2)에 수록하였다. 각기 입경이 다른 입자들의 집합체인 흙에 대해서 사용목적에 따라 여러 가지 분류방법이 있다.

참고 표 (9-3) 입경에 따른 구분

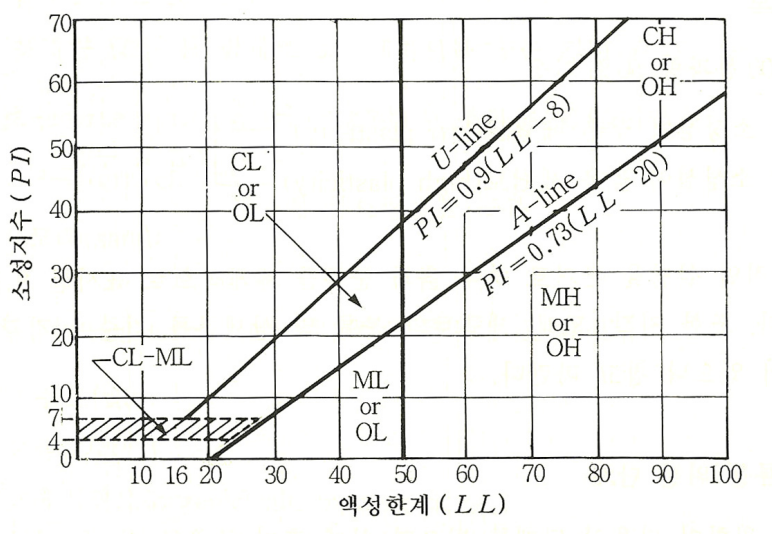
분 류	입 경 범 위 (mm)			
	MIT(1931)	AASHITO(1972)	ASTM(1967)	KSF 2301(1985)
자갈	2.0 이상	2.0 ~ 76.2	4.76 ~ 76.2	4.76 이상
모래	2.0 ~ 0.06	0.074 ~ 2.0	0.074 ~ 4.76	0.074 ~ 4.76
실트	0.06 ~ 0.002	0.002 ~ 0.074	0.074 이하*	0.005 ~ 0.074
점토	0.002 이하	0.002 이하	-	0.005 이하
콜로이드	-	0.001 이하	-	0.001 이하

주 : ASTM에서는 0.074mm 보다 작은 입자는 세립토로 분류함.

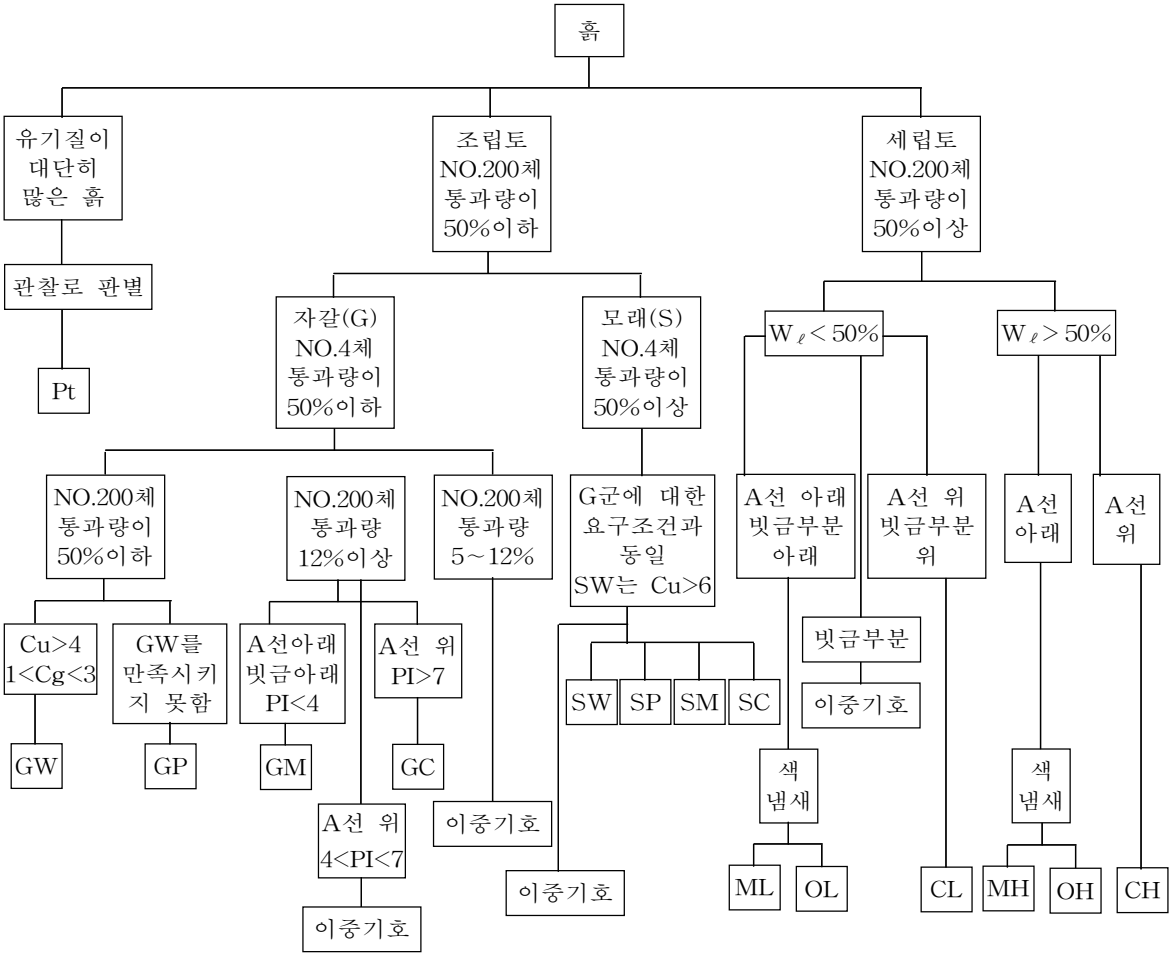
참고 그림 (9-3)은 통일분류법에서 세립토의 분류근거로 사용되는 소성도표를 나타내고, 참고 그림 (9-4)는 도로, 활주로의 재료로 사용되는 흙의 분류법으로서 국내에서 많은 사용되고 있는 통일분류법에 의한 흙의 분류방법을 보여 준다. 통일분류법은 흙을 영문자 두개로 표시하며, 앞의 문자는 흙입자의 주된 크기를 나타내고, 뒤의 영문자는 입도분포상태나 소성성을 나타낸다. 분류기호로 사용되는 영문기호와 각 기호의 의미는 참고 표 (9-3)에 나타나 있다.

참고 표 (9-4) 흙의 분류기호

앞 기호(primary letter)	뒤 기호(secondary letter)
G : 자갈(gravel)	W : 입도분포 양호(well-graded)
S : 모래(sand)	P : 입도분포 불량(poorly-graded)
M : 실트(silt)	M : 소성성이 없는 세립토(non-plastic fines)
C : 점토(clay)	C : 소성성이 있는 세립토(plastic fines)
O : 유기질토(organic soil)	L : 소성성이 낮음(low plasticity), (LL<50)
Pt : 이탄(peat)	H : 소성성이 높음(high plasticity), (LL>50)



참고 그림 (9-3) 소성도표



참고 그림 (9-4) 통일분류법에 의한 흙의 분류

(3) 입도와 토성

점토 및 실트의 함유량 또는 모래의 함유량이 어느 정도 이상이 되면 그 흙은 점토 또는 모래로서의 특성이 강하고 그 특성이 현저하게 나타나게 된다. 흙의 성질은 구성한 입자의 성질에 의하여 결정되며 조립부분 또는 세립부분의 함유량을 알게 되면 이에 따라 설계방향도 결정된다.

(4) 모래의 분사 현상

점착력이 없는 사질토에서 상향 침투수압이 수중에서의 흙 무게와 같아지면 흙의 유효응력은 0이 되어서 물의 흐름 방향으로 물과 같이 유동하는 현상을 분사현상이라 한다. 이때의 동수경사가 한계동수경사이며 식 참고 (9-8)과 같이 나타내며 터파기, 교량의 피어, 기초 등에서 자주 일어나는 문제이다.

$$\frac{\Delta H}{L} = i_{cr} = \frac{Gs-1}{1+e} \qquad \text{참고 (9-8)}$$

여기서,

ΔH : 흙속으로 물이 흐르는 동안 발생한 수두손실

L : 흙속으로 물이 흐른 거리

i_{cr}r : 한계동수경사

G_s : 흙입자의 비중

e : 간극비

(5) 모래의 액상화 현상

물로 포화된 모래가 충격이나 진동에 의하여 간극수압이 순간적으로 상승하여 유효응력이 감소하여 전단강도를 잃는 것을 액상화라 한다. 이와 같은 현상은 간극비가 어느 정도 이상인 모래에서 일어나며, 액상화가 발생하는 한계간극비는 입도, 투수계수, 유효하중, 진동조건 등과 관계가 있다. 일반적으로 투수성이 작은 세사일 때 액상화 현상이 많이 일어난다.

(6) 점성토의 물리적 특성과 역학적 특성의 관계

입경이 작은 토립자는 비표면적이 커지게 되므로 입자 표면의 성질이 흙 전체의 성질에 큰 영향을 주게 되며, 피상적으로 소성의 크기로 나타나게 된다. 그리고 점성토의 공학적 성질인 컨시스턴시는 KSF 2303(흙의 액성한계시험), KSF 2304(흙의 소성한계시험) 등에 의하여 구한다.

스켐프톤(Skempton)은 정규압밀을 받고 있는 포화점토지반에 유효응력 증가로 인한 점착력의 증가를 식 참고 (9-9)와 같이 나타낼 수 있다고 했다.

$$\frac{\Delta c}{\Delta p} = 0.11 + 0.0037 \cdot I_p \qquad \text{참고 (9-9)}$$

여기서,

Δc : 유효응력의 증가로 인한 점착력의 증가분

Δp : 유효응력의 증가분

I_p : 소성지수

한편 한스보(Hansbo)에 의하면 유효응력 증가로 인한 점착력의 증가를 다음과 같이 나타냈다.

$$\frac{\Delta c}{\Delta p} = 0.45 \cdot LL \qquad \text{참고 (9-10)}$$

여기서,

LL : 액성한계

예민비가 중 이하인 정규압밀점토의 압축지수는 테르자기(Terzaghi)와 팩(Peck)이 제안한 다음과 같은 경험식으로 구할 수 있다.

비교란 시료 $C_c = 0.009 \cdot (LL - 10)$ 참고 (9-11)

재성형 시료 $C_c = 0.007 \cdot (LL - 10)$ 참고 (9-12)

여기서,

C_c : 압축지수

9-2-3 투수계수

완전히 물로 포화된 흙 속을 흐르는 물이 정상적인 층류일 때 투수계수는 다르시(darcy)의 법칙에 기초하여 구할 수 있다.

[해 설]

다르시(darcy)의 법칙에 의한 투수계수의 산정은 식 해설 (9-1)을 이용하여 계산한다.

$$k = \frac{Q}{i \cdot A \cdot t} \qquad \text{해설 (9-1)}$$

여기서,

Q : 흙속으로 흐르는 유량(cm^3)
k : 투수계수 (cm/sec)
i : 동수경사($i = \frac{h}{L}$)
h : 수두손실(cm)
L : 흙속으로 물이 흐른 거리(cm)
A : 흙의 단면적(cm^2)
t : 시간(sec)

투수계수를 측정하기 위해서 현장에서 채취한 시료를 사용하여 시험실에서 실시하는 실내투수계수 시험법과 현장에서 직접 실시하는 현장투수계수 측정법이 있다.

[참 고]

(1) 식 해설 (9-1)의 투수계수의 개략적인 값은 참고 표 (9-4)와 같다.
하젠(hazen)은 여과사에 대한 시험에서 D_{10}이 0.1～0.3mm, 균등계수가 5 이하인 경우 투수계수를 다음 식 참고 (9-13)과 같이 나타냈다.

$$k = C \cdot D_{10}^2 \qquad \text{참고 (9-13)}$$

여기서,

k : 투수계수 (cm/sec)
C : 41～146 범위의 상수(평균 100)
D_{10} : 입도분포곡선에서 통과중량백분율 10%에 해당하는 입경(유효경, cm)

식 참고 (9-13)은 여과사인 경우에 국한한 것이고, 정확한 값을 구하기 위하여서는 실험을 해야 한다.

참고 표 (9-5) 투수계수의 개략적인 값

흙의 종류	투수계수 k(cm/sec)
깨끗한 자갈	1.0～100
굵은 모래	0.01～1.0
가는 모래	0.001～0.01
실트	0.00001～0.001
점토	0.000001 이하

참고 표 (9-6) 다르시(darcy)의 법칙이 적용되는 범위

재료	자 갈			모 래			실 트	
	굵은	중간	가는	굵은	중간	가는	굵은	가는
D_{10}(mm)	76.2	25.4	9.52	2.0	0.59	0.25	0.074	0.03
침투류의 상태	실제적으로 항상 난류 상태			느슨한 모래 h/L < 0.2 ~ 0.3 조밀한 모래 h/L < 0.3 ~ 0.5			보통의 h/L에서는 항상 층류 상태	

D_{10}은 통과중량백분율이 10% 해당하는 입경.

(2) 실내에서의 투수시험

현장에서 채취된 흐트러지지 않은 시료에 대해서 투수시험을 실시한다.

세립의 퇴적토인 경우, 토립자의 배열상태에 의존하여 방향에 따라 시료의 투수성이 다르기 때문에 측정시 시료의 방향성을 명확히 하여야 한다. 시험기기는 투수계수의 대소에 따라 적합한 것을 택하여 사용해야 한다. 원상태로의 시료 채취가 곤란할 때는 교란시료로 단위중량을 변경시켜 시험하여 필요한 단위중량에 대한 값을 추정할 수 있다.

(3) 현장투수시험

실험실 시험은 자연상태의 경우와 다르므로 필요에 따라 현장시험을 실시한다. 1개소 내지 수 개소에 관측정을 설치하고 1개소에서 주수 또는 양수하여 지하수위의 변동을 측정한다.

9-3 흙의 역학적 성질

9-3-1 탄성계수

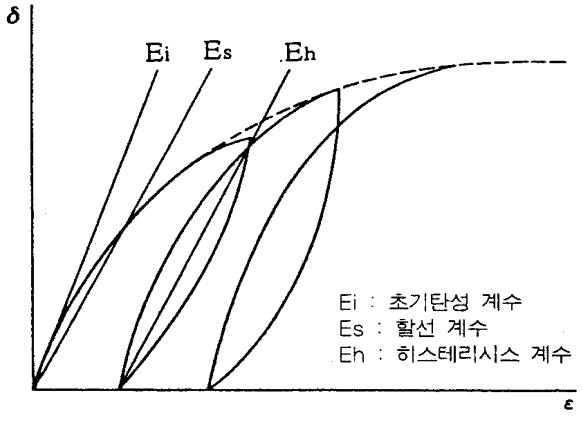
흙을 탄성체로 해석을 실시할 경우에는 흙의 비선형성을 고려해서 탄성계수를 적절히 설정하여야 한다.

[해 설]

흙을 탄성체로 해석할 경우, 일반적으로 변형계수와 포아송비(Poisson's ratio)가 사용된다. 흙의 변형계수는 강도-변형특성에 의존하므로 지반을 탄성해석 하는 경우에는 대상지반의 변형수준을 감안하여 그에 대응되는 탄성계수를 설정할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 변형계수를 실내 시험으로 구하는 경우, 보통 일축압축시험 또는 삼축압축시험으로부터 얻은 응력-변형률 곡선에서 참고 그림 (9-5)에서 보는 바와 같이 3종류의 값을 구할 수 있다.



참고 그림 (9-5) 변형계수의 종류

초기탄성계수(E_i)는 재하속도가 크고, 한계변형량이 작은 포장, 또는 동적문제 해석 등에 사용되고, 히스테리시스 계수(E_h)는 반복하중이 재하되는 흙 구조물의 경우에 사용된다. 또한 할선계수(E_s)는 일반 흙 구조물의 탄성해석에 사용되는 경우가 있으나, E_s를 결정하는 한계변형량을 정하는 방법이 통일되어 있지 않기 때문에 E_s를 사용할 때는 주의해야 한다.

변형계수는 다음과 같은 원위치 시험에서 구할 수 있다.

즉, ① 평판재하시험

② CBR 시험

③ 보링 공내 재하시험

통상 사용되는 변형계수 중에 초기탄성계수 E_i 및 할선계수 E_s (E_{50})의 개략값이 식 참고 (9-14), 참고 (9-15)와 같이 구해지므로 참고로 나타내었다.

$E_i = 210 \cdot C_u$ 참고 (9-14)

$E_{50} = 180 \cdot C_u$ 참고 (9-15)

여기서,

E_i : 초기탄성계수(kN/㎡)

E_{50} : 할선계수(kN/㎡)

C_u : 비압밀 비배수시험에 의해서 구한 비배수 전단강도(kN/㎡)

위 식에서 초기탄성계수의 관계는 소성성이 높은 해성점토와 같은 구조가 발달한 경우에 성립하는 것으로, 이 때 E_i는 변형률이 0.2~0.5% 이내의 접선경사에서 구한 것이다.

(2) 포아송비(Poisson's ratio)

포아송비를 구하는 방법은 여러 가지가 제안되어 있으나, 현재 확립된 시험법은 없는 상태이다. 하나의 기준을 나타내면 포화토의 비배수조건에서는 ν = 1/2, 기타는 ν = 1/3~1/2의 범위에서 적당히 선택하여 결정한다.

9-3-2 압밀특성

압밀이라 함은 포화된 점토가 하중을 받아 간극중의 간극수가 빠져 나감으로서 간극비의 감소로 압축되는 현상을 말한다. 압밀로 인한 간극비의 감소로 지반침하가 일어나며, 침하량은 압축지수(C_c)에 비례하며, 진행속도는 압밀계수(C_v)에 비례한다.

[해 설]

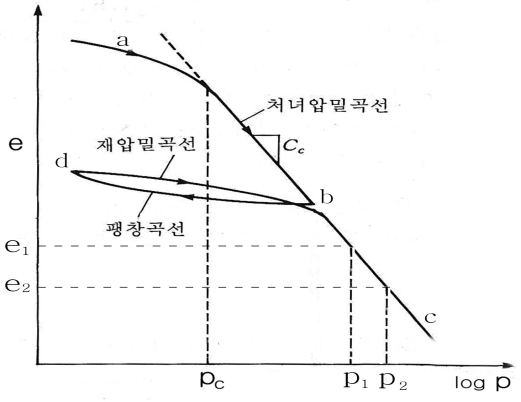
흙이 일차원적으로 재하되었을 때 흙입자에 의한 골격이 압축하여 침하하는 성질을 압축이라고 한다. 흙의 간극이 물로 포화되어 있을 때 흙입자의 골격이 압축됨으로서 간극수가 빠져 나가게 된다. 흙입자가 투수성이 큰 사질토에서는 배수가 신속히 진행되어 재하 직후 압축이 시작되고 곧 완료되지만, 점성토 지반에서는 투수성이 현저하게 작기 때문에 많은 시간이 필요하게 되며 압축침하는 서서히 진행된다. 이와 같이 점성토 지반의 압축침하가 오랜 시간에 걸쳐서 진행하는 현상을 압밀이라고 한다. 흙의 압밀특성은 단순히 재하에 수반하는 침하계산에 사용될 뿐만 아니라 지반개량공사에서 흙의 전단강도 증가를 추정하는 데에도 사용될 수 있다.

[참 고]

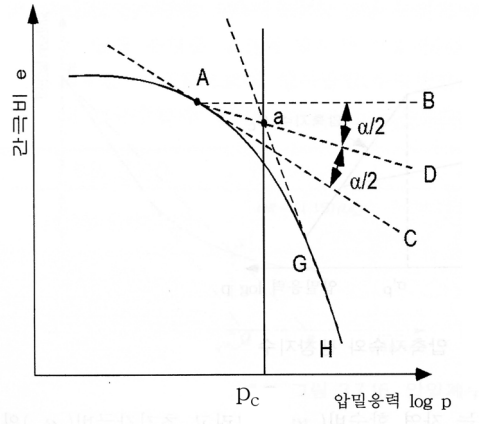
(1) 일 반

흙의 압밀특성을 나타내는 정수인 압축지수(C_c), 체적압축계수(m_v), 압밀계수(C_v)를 구하기 위한 압밀시험은 KS F 2316(흙의 압밀시험방법)에 규정된 방법에 따라 실시한다.

압밀시험 결과를 반대수지에 그리면 참고 그림 (9-6)과 같이 e - log p 곡선이 얻어진다. e-log p 곡선의 abc 부분은 재하 과정을 나타내며 거의 직선이 된다. 이 abc 부분으로 표시되는 압밀상태를 정규압밀상태라고 한다. 한편 b점의 상태에서 하중을 제거하여 감소한 압력 하에서 평형상태에 도달했을 때의 간극비와 압력의 관계는 bd 부분과 같이 되며, 또 다시 압력을 증가하면 dbc 부분과 같이 된다. bd 부분으로 표시되는 상태를 과압밀상태라 하고, b점에 상당하는 압력을 선행압밀하중이라 한다. 카사그랜드(Casagrande, 1936)는 실험실에서의 e-log p 관계곡선으로부터 선행압밀하중을 결정하는 작도법을 참고 그림 (9-7)과 같이 제안하였다.



참고 그림 (9-6) 압밀시험에 의한 간극비-압력 곡선



참고 그림 (9-7) 선행압밀하중의 결정 방법

참고 그림 (9-6)에서 abc 부분의 간극비(e)와 압력(p)의 관계는 식 참고 (9-16)으로 표시된다.

$$e_2 = e_1 - C_c \log_{10}\frac{p_2}{p_1} \qquad \text{참고 (9-16)}$$

단, C_c 는 abc 부분의 기울기를 나타내는 무차원수이며 압축지수라고 한다. 식 참고 (9-16)을 사용하여 압력이 p_1 에서 p_2 로 증가할 때의 간극비 감소량(Δe)은 식 참고 (9-17)과 같이 표시할 수 있다.

$$\Delta e = e_1 - e_2 = C_c \log_{10}\frac{p_2}{p_1} \qquad \text{참고 (9-17)}$$

(2) 압밀침하량

압밀침하량은 압밀하중에 의한 간극비의 감소량을 이용하여 식 참고 (9-18)과 같이 계산한다.

$$S = H \cdot \frac{\Delta e}{1+e_o} \qquad \text{참고 (9-18)}$$

여기서,

S : 압밀침하량(m)

e_o : 유효연직압력 p_o에서의 초기 간극비

H : 압밀층 두께(m)

또한, 체적압축계수를 사용하여 압밀침하량을 구하려면, 압력이 p_0에서 $p_0+\Delta p$로 증가했을 때, $p_0+\frac{1}{2}\Delta p$에서의 m_v 값을 구하여 식 참고 (9-19)로 계산한다.

$$S = H \cdot m_v \cdot \Delta p \qquad \text{참고 (9-19)}$$

여기서,

p_o : 원지반 상태의 유효연직압력(㎡/kN)

m_v : 압밀하중$(p_0+\frac{1}{2}\Delta p)$에서의 체적압축계수(㎡/kN)

Δp : 압력 증가량(kN/㎡)

H : 압밀층 두께(m)

m_v 값은 압밀압력이 증가함에 따라 감소하며, 정규압밀상태에서는 p와 m_v의 관계는 양대수지에서 직선이 된다.

한편, 압밀시험에 의한 간극비와 하중과의 관계에서 침하량 S를 구하는 것은, 압력 p_o 일 때, 간극비가 e_o 인 흙에 Δp의 압력을 가했을 때, 두께 H인 점토층의 압밀침하량 S는 식 참고 (9-20)과 같다.

$$S = \frac{H}{1+e_o} \cdot C_c \cdot \log_{10}\frac{p_o+\Delta p}{p_o} \qquad \text{참고 (9-20)}$$

위 이론은 테르자기(Terzaghi)의 1차원 압밀이론에 의한 것으로, 포화된 점토에 대한 것이지만, 불포화 점토일지라도 참고 그림 (9-6)의 e-log p 곡선을 시험에 의해 구하여 식 참고 (9-20)에서 침하량을 추정할 수 있다.

(3) 침하 속도

포화된 점토지반의 비배수 조건하에서 압력(p)를 가하면, p와 같은 크기만큼 간극수압이 증가한다. 배수를 허용한다면 압밀이 시작되며 간극수압은 시간과 더불어 감소하고 동시에 흙입자 사이의 응력(유효응력)은 증가하지만, 간극수압(u)은 감소하여 흙입자 사이의 증가한 유효응력(σ')과 간극수압의 합은 식 참고 (9-21)과 같이 항상 재하압력(p)와 같게 된다.

$$p = \sigma' + u \qquad \text{참고 (9-21)}$$

두께 H 인 점토층의 상하면에 투수성이 큰 모래층이 있는 경우를 생각하면, 압밀압력(p)를 가하였을 때 σ' 또는 u 의 시간 경과에 따른 깊이별 변화 양상은 참고 그림 (9-8) (a), (b)와 같다.

즉, 압밀이 시작되는 시점에서 $u=p$, $\sigma'=0$이므로 참고 그림 (9-8) (a)의 DC선과 같은 상태가 되고 압밀이 완료되는 시점에서 $u=0$, $\sigma'=p$ 가 되므로 AB선과 같은 상태가 된다.

압밀이 시작되어 t_1 시간 경과후의 상태는 곡선 AEB와 같다. 이와 같이 배수층에서 먼 곳에서는 압밀 진행이 상대적으로 늦어짐을 알 수 있다.

임의의 깊이에서 유효응력과 압밀압력의 비 σ'/p 를 그 깊이에서의 압밀도(U_z)라고 한다. 임의의 시간이 경과했을 때 전체 깊이에 대한 압밀도의 평균값을 평균압밀도(U)라고 한다.

참고 그림 (9-8)에서 임의의 시간(t)이 경과된 후의 평균압밀도는 면적 AEBCD에 대한 전체면적 ABCD의 비율에 해당하는 값이다. $t=0$일 때 면적 AEBCD에 해당하는 것은 0 이므로 $U=0$ 이고, $t=\infty$일 때 $U=1$ 이 된다.

공학적인 관점에서 압밀의 진행정도는 평균압밀도(U)의 값을 많이 사용하고 있다. 압밀시간을 나타내는 값으로 무차원의 시간계수(T_v)를 사용한다. 시간계수와 설계시간 사이의 관계는 식 참고 (9-22)로 나타낼 수 있다.

$$T_v = \frac{C_v\ t}{H^2} \qquad \text{참고 (9-22)}$$

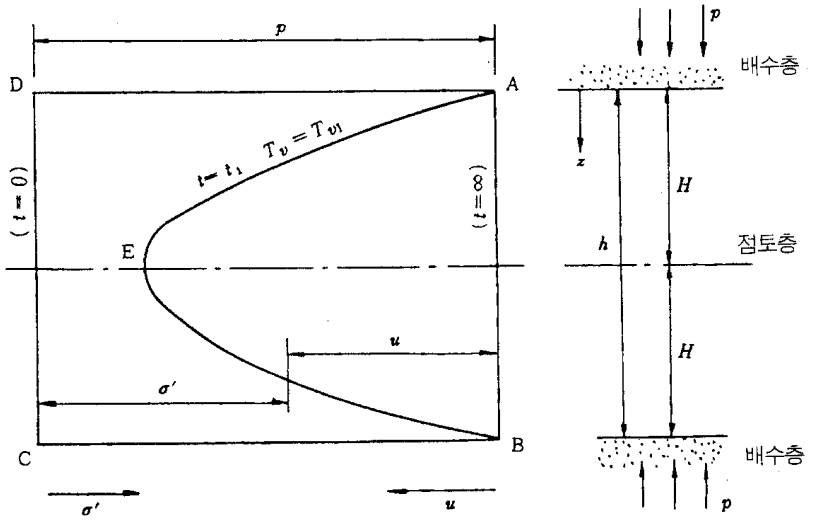
여기서,

T_v : 시간계수

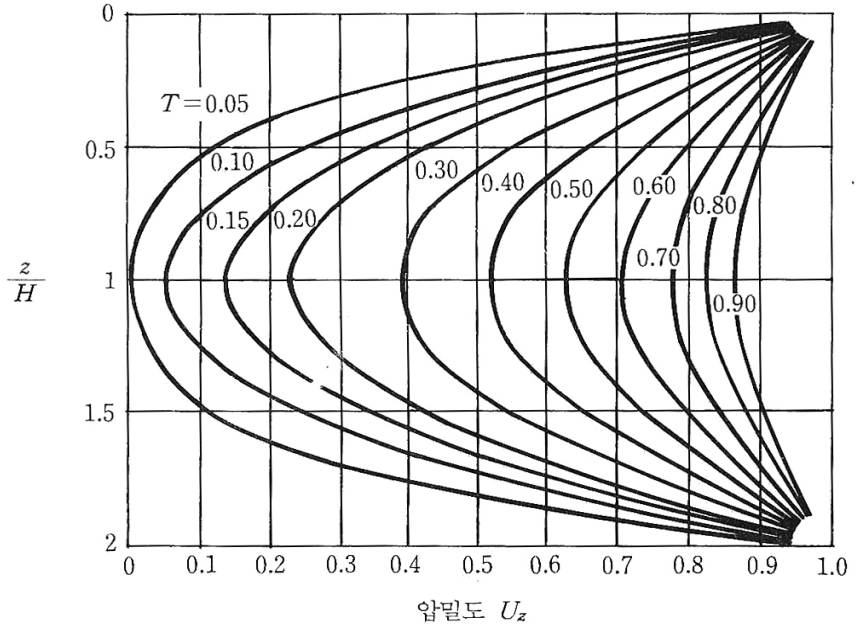
C_v : 압밀계수(cm^2/min, 혹은 cm^2/sec)

t : 압밀시간(C_v와 같은 시간단위)

H : 압밀층의 최대배수거리(C_v와 같은 길이의 단위)



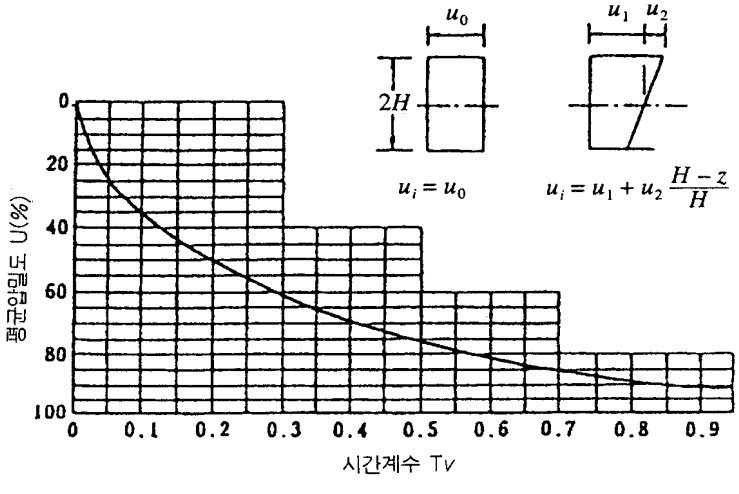
(a) 간극수압의 깊이별 분포도



(b) 압밀등시선

참고 그림 (9-8) 압밀도-시간계수-깊이 사이의 관계도

참고 그림 (9-8)에서와 같이 상하 양면 모두 배수층일 때에는 $H=\frac{1}{2}h$이고, 배수층이 한쪽에만 있을 때는 $H=h$이다. 초기 과잉간극수압이 토층 내에서 일정하게 분포되어 있지 않을 때, 실례로 연약지반에서 완속공법(緩速工法)으로 성토하는 경우, 간극수압-시간계수-깊이의 관계는 참고 그림 (9-8)과 같이 간단하게 나타낼 수 없다. 초기 과잉간극수압의 분포를 참고 그림 (9-8)과 같이 가정하면 시간계수와 평균압밀도 사이의 관계는 참고 그림 (9-9)의 곡선과 같게 된다.



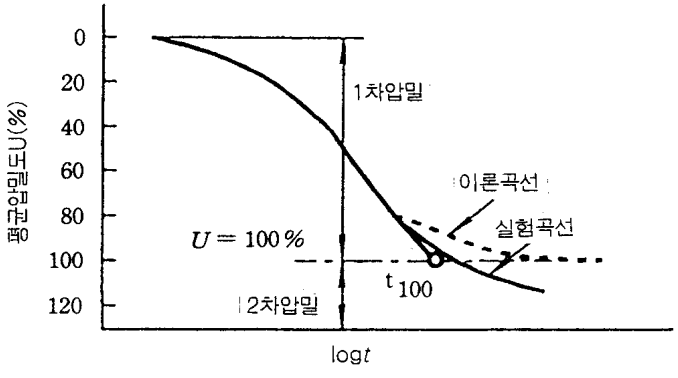
참고 그림 (9-9) 평균압밀도와 시간계수 관계도(일차원의 경우)

(4) 1차압밀과 2차 압밀

압밀시험에서 측정된 압축량과 시간과의 관계를 반대수지에 그리면 참고 그림 (9-10)과 같이 되며 압밀이 완료된 후, 즉 간극수압이 0이 된 후에도 약간의 압축이 일어난다.

간극수압이 0이 될 때까지의 압축을 1차 압밀이라 하고, 과잉간극수압이 완전히 소산된 후 흙 구조의 소성적 재배열로 인하여 발생하는 압축을 2차 압밀이라고 한다. 참고 그림 (9-10)은 테르자기(Terzaghi)의 압밀이론에 의한 시간-평균압밀도 관계와 실험에 의한 결과를 비교한 것이다.

2차 압밀은 토립자 조직(soil skeleton)의 크리프(creep) 현상 중의 하나로 생각되며, 압축진행상태는 참고 그림 (9-10)에서와 같이 반대수지 상에서 직선적이다. 즉 2차 압밀속도는 시간에 반비례해서 감소한다. 보통의 흙에서 2차 압밀량은 전체 압밀침하량에 비해서 작으며 1차 압밀이 완료될 때까지의 시간도 상당히 길기 때문에 특수한 흙을 제외하고는 2차 압밀에 의한 침하는 무시하는 경우가 많으나, 유기질 흙과 높은 압축성의 무기질 흙에서는 2차 압밀침하가 중요하다.



참고 그림 (9-10) 1차 압밀과 2차 압밀

(5) 초연약 점토의 압밀침하

준설에 의한 매립에서 초연약한 지반의 압밀침하가 문제되는 경우가 있다. 이러한 문제에 적용되는 압밀이론에는 삼립(三笠)의 압밀이론이 있으며, 통상의 점토 압밀침하에는 무시되는 자중과 층 두께 변화의 영향을 고려한다. 이 경우의 침하량과 침하속도는 차분법 등의 해석적인 방법을 통해 구할 수 있다. 처음의 층 두께에 비해 침하에 의한 감소량이 큰 경우에는 통상의 압밀침하 계산법에서는 오차가 크게 발생한다. 예로서 층 두께의 감소량이 10~50%의 경우 통상의 계산법과 층 두께 변화의 영향을 고려한 계산의 오차는 3~30%이다. 자중의 영향은 준설 매립 후 방치된 경우에 최대이며, 재하하중의 증대에 따른 영향은 상대적으로 감소한다. 연약층의 평균 중량의 두 배 정도 이상의 재하하중에 대하여는 자중의 영향은 무시한다. 초연약 점토의 압밀정수를 추정하는데 있어서 일정변형율 압밀시험이 제안되고 있다.

9-3-3 전단특성

흙의 전단강도는 사질토와 점성토로 나누어서 취급한다. 사질토의 전단강도는 배수조건에서 구하고, 점성토의 전단강도는 비배수조건에서 구하는 것을 표준으로 한다.

[해 설]

일반적으로 사질토의 투수계수는 점성토의 $10^3 \sim 10^5$배이다. 사질토 지반에서는 시공 중에 간극수가 완전히 배수된다고 할 수 있다. 그러나 점성토 지반에서는 투수성이 낮아 시공 중 배수가 거의 일어나지 않는다. 따라서 사질토 지반의 전단강도는 배수조건에서의 전단저항각 ϕ_d 와 점착력 C_d 에 의해서 평가하지만, 일반적으로 점착력은 적으므로 $C_d = 0$ 으로 보고 ϕ_d 만 강도정수로 하여 전단강도를 평가하는 경우가 많다. 포화된 점성토 지반에서는 배수가 발생하지 않으므로 전단강도는 시공전후에 거의 변화하지 않는다. 따라서 시공 전의 비배수 전단강도를 강도정수로 사용한다.
이들 두 종류의 중간정도의 투수성을 가지는 지반에서는 투수계수나 시공조건으로부터 사질토 또는 점성토로만 보지 않고 적절한 시험방법으로 전단강도를 결정하여야 한다.

[참 고]

사질토

$$\tau_f = (\sigma - u)\tan\phi' \qquad \text{참고 (9-23)}$$

점성토

$$\tau_f = c_u \qquad \text{참고 (9-24)}$$

여기서,

τ_f : 전단강도 (kN/㎡)
σ : 전단면상의 수직응력 (kN/㎡)
u : 간극수압 (kN/㎡)
ϕ' : 유효응력으로 표시한 전단저항각 (°)
c_u : 비배수 점착력 (kN/㎡)

흙의 전단강도(τ_f)는 일반적으로 식 참고 (9-25)로 표시된다.

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi' \qquad \text{참고 (9-25)}$$

여기서,

c : 점착력 (kN/㎡)
σ': 전단면상의 유효수직응력 (kN/㎡)

흙에 외력이 가해지면 토립자 골격 내에 응력 (유효응력)과 간극수압의 변화가 생긴다. 흙에 가해진 외력을 σ, 유효응력을 σ', 간극수압을 u 라고 하면 식 참고 (9-26) 또는 식 참고 (9-27)과 같은 관계가 있다.

$$\sigma = \sigma' + u \qquad \text{참고 (9-26)}$$

$$\sigma' = \sigma - u \qquad \text{참고 (9-27)}$$

보통 흙의 전단강도는 유효응력의 크기에 따라 증가하므로 식 참고 (9-25)의 쿨롬(Coulomb)의 파괴규준은 식 참고 (9-28)과 같이 된다.

$$\tau_f = c' + (\sigma - u)\tan\phi' = c' + \sigma'\tan\phi' \qquad \text{참고 (9-28)}$$

여기서,

c' : 유효응력으로 표시한 점착력 (kN/㎡)

ϕ' : 유효응력으로 표시한 전단저항각(°)

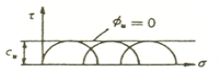
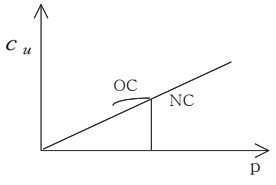
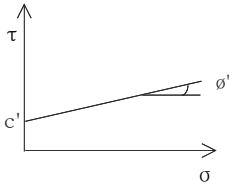
일반적으로 모래, 무기질 실트 및 정규압밀점토에서는 $c' \fallingdotseq 0$, 과압밀점토에서는 $c' > 0$ 이 된다.
모래의 전단저항각 ϕ'는 점토의 ϕ'보다 크다. 강도정수는 전단시험할 때의 여러 가지 조건에 따라 달라지지만, 가장 큰 영향을 미치는 것은 흙의 배수조건이다. 배수조건에 따른 시험은 다음과 같이 3종류로 분류된다.

(1) 배수조건에 따른 전단시험

① 비압밀비배수 시험(UU test 혹은 quick test)
흙 시료에서 물이 빠져 나가지 못하도록 하고, 공시체에 구속압력(confining pressure)을 가한 다음 비배수(非排水) 상태로 시료를 전단시키는 시험이다.

② 압밀비배수 시험(CU test)
시료에 구속압력을 가하고 간극수압이 영이 될 때까지 압밀시킨 다음, 비배수 상태로 전단시키는 시험이며, 전단 때에는 간극수압의 변화를 측정할 수 있다. 실험결과 해석 시 전응력 항으로 전단강도정수를 결정하면 CU시험이라 하고, 유효응력의 항으로 강도정수를 결정하면$\overline{\text{CU}}$시험이라 한다.

③ 압밀배수 시험(CD test)
공시체내의 물 혹은 공기가 자유로이 유출할 수 있는 상태에서 흙 시료를 압밀시킨 다음, 전단 때에는 간극수압이 전혀 발생하지 않도록 천천히 하중을 증가시켜서 시료를 파괴 시키는 시험이다.
삼축압축시험 결과는 일반적으로 모어(mohr)의 응력도를 이용하여 강도정수를 정하는데, 어떤 배수조건으로 시험방법을 선택하느냐 하는 것은 전단강도를 요구하는 목적에 달려 있다. 전단 때의 배수조건은 실제로 흙이 응력을 받는 조건과 일치시켜야 한다. 비압밀비배수시험의 결과는 응력이 변화하더라도 즉각적인 함수비의 변화가 없고, 따라서 체적의 변화가 없는 경우에 이용된다. 점토지반에 제방을 쌓거나 기초를 설치할 때 시공기간 중에는 압밀이 거의 발생하지 않으므로 함수비의 변화를 무시할 수 있다. 이러한 경우에 초기 안정해석이나 지지력 계산 시에는 UU시험 결과를 이용하여야 한다.
압밀비배수시험으로 얻은 강도정수는 지반이 완전히 하중을 받기 전에 압밀로 인하여 함수비의 변화가 상당히 크다고 예상되는 경우에 사용된다. 이 시험에서는 일반적으로 간극수압을 측정하여 c', ϕ'의 값을 구한다. CU시험에 의한 강도정수는 수위급강하 때의 흙댐의 안정문제 등에 적용할 수 있다.
압밀배수시험은 전단에 소요되는 시간이 너무 길고, 그 결과는$\overline{\text{CU}}$시험의 결과와 거의 같으므로 간극수압의 측정이 어려울 때 또는 중요한 공사에 대한 시험 이외에는 거의 사용되지 않는다.
강도정수와 전단시험조건의 관계는 참고 그림 (9-11)에 표시되어 있다.

시험조건	전응력	유효응력	비고
비압밀 비배수 시 험			유효응력으로 표시되는 파괴원은 하나로 구해진다.
압 밀 비배수 시 험			·전응력의 c_u, ϕ_u는 동일 압밀응력하에서 비압밀비배수 시험결과와 동일 ·정규압밀점토의 c_u는 압밀응력과 비례관계, 압밀비배수 시험에 의한 c_u 값을 과대평가되는 경향 ·유효응력 평면의 크기가 다른 Mohr원을 각각 다른 압밀응력하에서 얻어짐
배 수 시 험			측정응력은 유효응력

주 : 흙은 모두 포화상태, 불포화 상태의 경우는 대체로 배수시험 결과 도출

참고 그림 (9-11) 시험조건에 따른 겉보기 전단강도정수

(2) 모래의 전단강도

모래의 전단강도는 식 참고 (9-29)와 같이 계산한다.

$$\tau_f = (\sigma - u)\tan\phi' = (\sigma - u)\tan\phi_d \qquad \text{참고 (9-29)}$$

여기서,

τ_f : 전단강도(kN/m^2)

σ : 전단면상의 수직응력(kN/m^2)

u : 간극수압(kN/m^2)

ϕ' : 유효응력에 대한 전단저항각 (°)

ϕ_d : 배수 조건에서의 전단저항각 (°)

느슨한 상태의 모래에서는 $\phi' = \phi_d$ 이지만 조밀한 상태의 모래에서는 일반적으로 $\phi_d > \phi'$ 가 된다. ϕ_d를 산정하는 일반적인 시험은 압밀비배수 시험이다. $\phi_d > \phi'$ 가 되는 이유는 전단 시 다이러턴시(dilatancy) 현상으로 겉보기 전단저항이 크게 나타나기 때문이다.

모래의 전단시험에서 ϕ_d를 측정할 때는 시험전의 초기간극비를 파악하여야 한다. 초기간극비가 작을수록 ϕ_d는 크고, 모래의 전단저항각 ϕ_d는 삼축압축시험보다 직접전단시험에 의한 결과가 크게 나타나는 경향이 있다.

한편 표준관입시험에서 얻어진 N치와 ϕ_d 사이에는 상관관계가 있으므로, 전단시험이 불가능한 경우에는 표준관입시험 결과에서 추정할 수도 있다. 모래의 전단저항각은 간극비의 크기에 따라 변화하므로 전단시험결과를 실제 문제에 적용시키기 위해서는 원지반 모래의 간극비를 알 필요가 있다. 그러나 현재 흐트러지지 않은 원지반 상태에서 모래의 간극비를 측정하는 방법이 확립되어 있지 않기 때문에 전단시험결과의 적용은 곤란한 실정이다. 또 모래의 전단저항각은 다이러턴시의 정도에 따라 달라질 뿐만 아니라, 실제 구조물이 파괴할 때 전단 파괴면에서 발생하는 다이러턴시 현상을 추정하는 것은 현재로서는 불가능하다.

이러한 이유 때문에 모래의 전단시험결과를 직접 실제 문제에 적용하는 것은 현 단계로서는 곤란한 실정이다. 상대밀도가 작은 느슨한 모래지반의 경우 일반적으로 설계에 적용되는 전단저항각은 전단시험에서 구한 값보다 5~10° 정도 적은 것이 보통이다.

그러나 설계가 여러 가지 가정을 조합하고 기왕의 경험을 감안하여 이루어진다는 것을 감안하면, 앞에서 제시한 모래의 전단특성이 완전히 해명되었다 하더라도 그의 적용에 있어서는 다른 많은 요소와의 관련을 고려하여 가장 적합한 값으로 결정해야 한다.

(3) 점토의 전단강도

입도분석에서 점토와 실트의 함유량이 50% 이상일 때 보통 점토라고 한다. 그러나 흙의 역학적 성질이 점토의 성질을 보유하고 있을 때, 점토분의 함유량에 관계없이 편의상 점토라고 호칭한다. 점토의 전단강도는 식 참고 (9-30)과 같다.

$$\tau_f = c_u = q_u/2 \qquad \text{참고 (9-30)}$$

비압밀비배수 시험에 의하여 구한 겉보기 점착력(c_u)은 점토에 대하여 많이 사용하며, 비배수강도라 한다. 변형특성에도 나타난다. 충분히 교란시킨 후 재성형한 공시체나 연약한 점토의 경우 일축압축시험에서 파괴가 일어나지 않고 축변형과 함께 강도도 서서히 증가하는 경우가 많다. 이경우의 일축압축강도라 함은 축방향의 압축변형율이 15%에 도달할 때까지의 최대압축응력을 말한다.

점토의 비배수강도(c_u)는 압밀도에 따라 커진다. 그리고 압밀하중의 크기가 클수록 압밀완료 후 비배수강도의 값도 커진다. 따라서 점토지반에 있어서는 심도가 깊을수록 토피하중 즉, 압밀하중이 커지기 때문에 비배수강도는 깊이에 따라 커지는 것이 보통이다. 경험에 의하면 c_u 값은 지표부근에서 수분 증발효과로 큰 값을 보이다가 지하로 내려가면서 이 효과의 감소로 얼마간 감소한 다음 일정 깊이에서부터 직선적으로 증가하며 참고 그림 (9-12)와 같다. 실제설계에 사용할 때는 식 참고 (9-31)과 같다.

$$c_u = c_o + k \cdot z \qquad \text{참고 (9-31)}$$

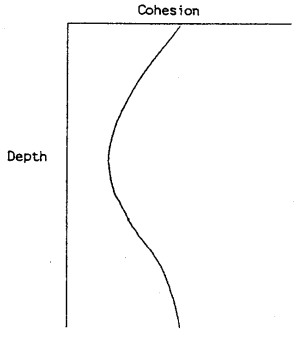
여기서,

c_u : 지표면에서 깊이 z에서의 비배수강도(kN/m^2)

c_o : 지표에서의 c_u의 값(kN/m^2)

k : 깊이에 대한 c_u의 증가율

z : 지표부터의 깊이(m)



참고 그림 (9-12) 심도와 점착력과의 관계

지하수 아래 흙의 단위중량을 γ'(kN/m^3)라 하면 식 참고 (9-31)의 k는 $\gamma' \cdot (c_u/\overline{p})$가 된다.

스켐프톤(Skempton)은 정규압밀점토의 비배수강도와 유효응력($\overline{p}$)의 비가 소성지수($I_P = LL - PL$)의 일차함수로 식 참고 (9-32)와 같이 나타낼 수 있다고 하였다.

$$c_u/\overline{p} = 0.11 + 0.0037 \cdot I_p \qquad \text{참고 (9-32)}$$

여기서,

c_u : 비배수강도(kN/m^2)

$\overline{p}$: 압밀(유효)응력(kN/m^2)

I_P : 소성지수

한편 모어(Mohr)의 응력원의 기하학적 성질에 의하여 지반 내에서 연직유효하중 $\overline{p}$를 받는 정규압밀점토의 c_u는 식 참고 (9-33)으로 표시할 수 있다.

$$c_u = \overline{p}\,\frac{[K_H + (1 - K_H)\,A\,]\sin\phi'}{1 + (2A - 1)\sin\phi'} \qquad \text{참고 (9-33)}$$

여기서,

ϕ' : 유효응력에 관한 전단저항각(°)

K_H : 수평응력에 대한 연직응력의 비(정지토압계수)

A : 스켐프톤(Skempton)의 간극수압계수

압밀로 인한 비배수강도의 증가율($c_u/\overline{p}$)은 연약지반 개량공사에 있어서 중요한 요소가 된다. 그 이유는 $c_u/\overline{p}$의 값이 큰 흙일수록 강도의 증가가 커져서 지반개량공사에 유리하기 때문이다. 지중의 어떤 위치에 있는 점토를 생각할 때, 그 위치에서 연직하중의 증가분을 Δp (kN/m^2)로 하고, 그 흙의 $c_u/\overline{p}$의 값을 β라 하면, 압밀종료시의 비배수강도의 증가분(Δc)는 $\Delta p \cdot \beta$가 된다. 압밀 중일 때, 임의의 깊이와 시점에서의 압밀도를 U_z라고 했을 때 c_u의 증가분은 $\Delta p \cdot \beta \cdot U_z$가 된다.

예를 들어 $\phi' = 30^o$, $A = 0.8$, $K_H = 1 - \sin\phi'$이면, 식 참고 (9-33)에서 $c_u/\overline{p} = 0.35$이 된다. 이 값은 압밀이 100% 진행되었을 때이고, 실제 공사에서는 압밀도 80%로 설계하는 것이 보통이므로 $c_u/\overline{p} = 0.35 \times 0.8 = 0.28$ 이 된다.

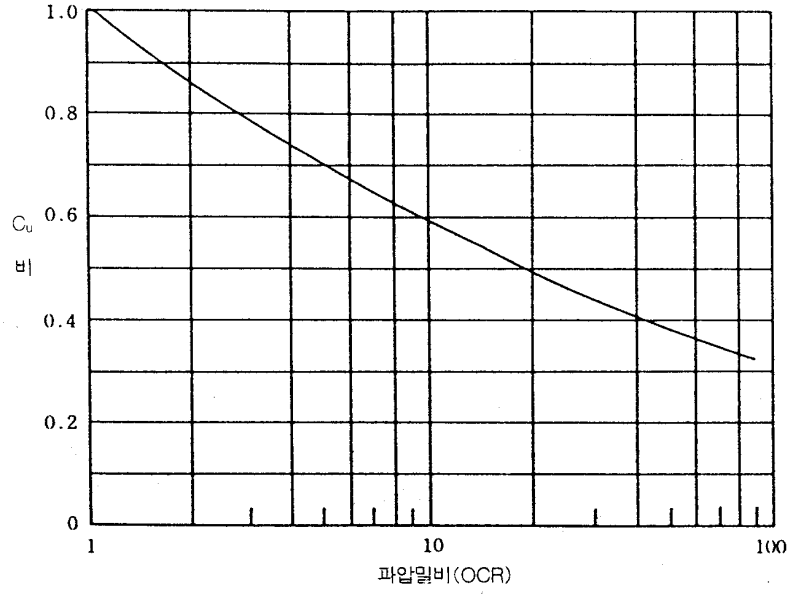
점토지반 위에 매립하여 공장부지를 조성하는 경우, 특히 점토층의 두께에 비해 재하면적이 클 때, 지중의 연직응력 증가분은 깊이에 관계없이 재하하중과 같은 일정한 값으로 볼 수 있으므로, 식 참고 (9-33)의 $c_u/\overline{p}$ 값을 사용하여 설계할 수 있다. 일반적으로 재하면적이 무한히 클 수는 없으므로 지중의 응력은 깊이가 증가함에 따라 감소하는 것이 보통이다. 이와 같은 지중응력의 분포를 고려하여 $c_u/\overline{p}$의 설계값은 평균압밀도 80%로 가정할 때, 0.25 정도로 보는 경우가 많다. 샌드 드레인(sand drain) 공법에서 압밀도는 깊이에 관계없이 시간의 함수로 생각할 수 있으나, 자연압밀인 경우 시간과 그 위치(토층의 임의의 깊이)의 함수임을 주의해야 한다.

실험실에서 $c_u/\overline{p}$의 값을 구하기 위하여 압밀비배수 시험을 하는데, 보통 셀(cell) 내의 수압을 이용하여 압밀시키기 때문에 $K = 1.0$이고, 압밀압력과 최대 주응력차의 절반 값을 그대로 사용하면 $c_u/\overline{p}$가 과다하게 클 수가 있다. 따라서 삼축압축시험시 $p_H = K_o \cdot p_V$로 압밀시킨 후, 비배수 전단강도 시험을 실시하여 $c_u/\overline{p}$의 값을 구한다(보통 정규 압밀 상태에서 $K_o = 0.5$이다).

(4) 입도분석 결과에서 모래의 함유량이 50~80%인 흙은 모래와 점토의 중간적 성질을 갖는 것으로 간주할 때가 있다. 이러한 모래와 점토의 중간 정도인 흙의 전단강도는 일반적으로 $c = 0$ 로 보고 식 참고 (9-34)와 같이 나타낸다.

$$\tau_f = (\sigma - u)\tan\phi' \qquad \text{참고 (9-34)}$$

모래의 경우에는 투수성이 크기 때문에 외부하중으로 발생하는 간극수압의 증가분은 단시간 내에 소멸하므로 식 참고 (9-34)의 $(\sigma - u)$는 수중중량을 생각한 토피압으로 생각할 수 있다.
한편, 점토인 경우 투수성이 매우 작기 때문에 외부하중으로 인한 간극수압의 증가분은 시공기간 중에 소산되지 않고 일정한 값으로 있다고 간주한다. 따라서 시공기간 중에는 압밀로 인한 전단강도의 증가는 없다고 보아도 좋으므로, 재하 전 점토의 비배수전단강도를 설계에 사용할 수 있다.
앞에서 설명한 모래 또는 점토의 경우는, 흙의 유효응력의 시간적 변화에 대한 극단적인 예이다. 소위 모래와 점토의 중간 성질을 가진 흙은 시공기간 중에 유효응력의 변화가 상당히 발생하므로 전단강도도 이에 따라 증가한다. 이와 같은 경우에도 재하직후에는 간극수압의 소산이 없다고 가정하여 c_u 또는 $q_u/2$를 전단강도로 생각하는 것이 안전측이 된다.
압밀 후에 하중의 일부 또는 전부를 제거하면, 시간의 경과와 함께 점성토는 흡수, 팽창하고 c_u 값은 감소한다. 점토지반에서 준설할 경우 또는 선행하중재하공법 적용 시 하중을 제거하는 경우에는 이러한 점을 고려할 필요가 있다. 점성토의 팽창에 의한 c_u의 감소비율은 과압밀비(OCR)에 의존하며, 과압밀비는 하중제거 이전의 압력과 하중제거 이후의 압력의 비이다. 참고 그림 (9-13)은 과압밀비와 c_u비 사이의 관계를 나타낸 것이다.



참고 그림 (9-13) 점성토의 팽창에 의한 c_u의 감소비와 과압밀비와의 관계

9-4 사운딩(sounding)

9-4-1 표준관입시험

표준관입시험은 KS F 2318의 규정에 따라 실시하며, N값을 결정할 때에는 다음의 사항을 고려하여야 한다.

① 시험 방법의 자세한 기술(리프팅 방법, 시추공 직경, 해머의 종류, 케이싱과 로드의 지름, 타격에너지 등)
② 지하수 상태
③ 상재하중의 영향
④ 자갈이나 조립질 자갈이 나타나는 지역의 지반 상태

[해 설]

표준관입시험(SPT, standard penetration test)은 63.5kg의 해머를 76cm 높이에서 자유 낙하시켜 원통분리형 시료채취기(split spoon sampler)를 30cm 관입시키는데 필요한 해머의 타격횟수(N 값)를 측정하는 시험으로서, 그 결과를 이용하여 지반을 분류하거나 연경도를 평가하고, 지반강도, 상대밀도, 내부마찰각 등의 지반정수를 추정하며, 교란된 시료의 채취가 가능한 원위치 시험방법이다. 이 방법은 국제적인 표준화 작업과 시험의 간편성, 시료채취 가능, 대량의 축적된 데이터, N 값의 광범위한 경험적 활용 등으로 인하여 현재 전 세계적으로 가장 널리 이용되는 지반조사방법이며, 우리나라에서도 구조물 기초, 연약지반, 굴착, 사면 등 지반공학분야 설계에 필요한 대부분의 지반정수를 N 값에 의존하고 있는 실정이다.

그러나 이 시험방법은 시험자체의 근본적 한계와 시험 수행자의 자의적 판단에 의존하는 문제, 경험적 상관관계의 과도한 확대적용, 장비의 비표준화 등으로 그 신뢰성과 재현성에 대하여 끊임없이 문제가 제기되고 있고, 시험결과의 오·남용으로 설계와 시공품질에 적지 않게 나쁜 영향을 준 사례들이 계속 보고 되고 있다.

최근 국내에서도 이명환 등(1992), 박용원 등(1993, 1994), 이호춘 등(1996, 1997), 이우진 등(1998), 조성민 등(2001, 2002)에 의하여 표준관입시험에 적대적인 영향을 미치는 해머의 에너지 효율에 대한 연구가 수행되었고, 시험 시 발생하는 응력파를 분석하여 지반의 동적 거동특성과 관련된 정수들을 도출하려는 시도가 이루어지고 있다.

국내에서는 모든 종류의 흙, 심지어 암석(암반) 일부에까지 관행적으로 표준관입시험을 적용하고 있으나, 이 시험은 사질토에 한정하여 적용하여야 한다. 그러므로 점성토, 자갈질 흙, 암석층(암반)에서의 N 값을 설계에 적용하는 것은 신뢰성이 매우 낮기 때문에 추정값으로만 사용하여야 하며, 설계에 직접 반영하는 것은 주의하여야 한다.

N 값은 시험장비의 종류와 주변 환경과 밀접한 연관을 가지고 있다. KS에서는 시험장비의 각 부분에 대하여 구체적으로 규정하고 있지 않으므로, 실제 현장에서는 여러 가지 종류의 시험장치가 사용되며, 해머의 형태, 해머의 인양 및 낙하방식, 타격방법, 동력원 등이 상이하여 시험결과의 일관성이 보장되지 않는다. 따라서 표준관입시험의 정상화를 위해서는 N 값의 합리적인 보정 노력과 시험장비를 포함한 시험환경의 개선이 동반되어야 한다.

우리나라에서는 사운딩(sounding) 시험 중에서 표준관입시험이 가장 많이 사용된다. 표준관입시험은 KS F 2318(스프릿 배럴 샘플러에 의한 현장관입시험 및 시료채취방법)에 따라 실시하며 그 결과로 N치가 측정된다.

표준관입시험은 암반, 옥석 또는 굵은 자갈 등을 많이 포함하는 흙 이외의 비교적 광범위한 토질에 대하여 적용되지만, 연약한 점토나 입경이 10mm 이상의 자갈에 대하여는 정도가 나쁘다.
보통 충적점성토의 경우는 불교란 시료의 채취와 베인(Vane) 전단시험 등의 원위치시험에 의한 적절한 시험방법이 있으므로, 표준관입시험의 N 치로 지반의 특성을 평가하지 않는 것이 좋다.

[참 고]

(1) N 값에 영향을 주는 요소

N 값에 영향을 주는 요소는 해머의 에너지 효율을 비롯한 여러 가지가 있으며, 에너지 효율도 해머 종류, 해머의 인양 및 낙하방식, 로프 및 강선 등 부속도구의 상태 등 시험장비에 의한 요인과 시험자의 숙련도, 시험에 임하는 자세, 시험환경 등 인위적인 요인으로 구분할 수 있다.

인위적인 요인을 제외한 정상적인 조건에서 표준관입시험을 수행할 경우 N 값에 가장 큰 영향을 미치는 요인은 해머의 타격 에너지비(比)라고 할 수 있으며, 이외에도 시추공 바닥면 상태, 샘플러의 위치, 시추공 내 지하수위, 슈의 상태, 롯드의 무게, 라이너 및 볼 밸브 유무, 관입지반의 배수조건, 상재압력 등의 영향을 받는다. 국제토질공학회가 정한 기준으로는 자유낙하 에너지의 60%가 선단에 전달될 때의 N 치를 국제표준값으로 하고 있다.

표준관입시험에서 에너지 효율에 관한 연구는 Schmertmann(1978), Kovacs와 Salomone(1982), Seed 등(1985), Riggs(1986), Skempton(1986), Bowles(1988), Clayton(1990), Robertson와 Woeller(1991) 등 많은 연구자들에 의하여 수행되었으며, 국내외의 관련연구 및 그 결과를 참고 표 (9-6)~참고 표 (9-8)에 정리하였다. 최근 국내에서도 기존의 연구 성과들에도 불구하고, 현장에서 장비별 측정값의 편차가 매우 크기 때문에 장비 종류별로 일률적인 에너지 효율을 적용하는 것은 합리적이지 못하며, 수동식 장비의 경우 조사 시 마다 에너지 효율을 측정하여 확인하는 것이 필요하고, 궁극적으로는 장비의 자동화 및 시험환경의 개선이 선행되어야 할 것으로 지적되고 있다.

참고 표 (9-7) 미국에서 롯드의 평균에너지 비(2종류 해머, 앤빌, 로프 2회 감음)

도넛해머		안전해머		비 고	참 고 문 헌
ER_r (%)	시험횟수	ER_r (%)	시험횟수		
53	4	72	9	실내시험	Kovacs와 Salomone(1982)
48	8	52	9	현장시험	Kovacs와 Salomone(1982)
-	-	55	24	-	Schmertmann과 Palacios(1979)
-	-	52	5	-	Schmertmann과 Palacios(1979)
48	23	-	-	N =15~45	Robertson 등(1983)
43	8	62	8	-	Robertson 등(1983)
45	-	55	-	현장시험	-

참고 표 (9-8) 해머 종류에 따른 롯드 에너지 비의 변화(외국 자료)

나 라	해머 종류	낙하 방식	롯드의 평균 에너지 비 ER_r (%)	참 고 문 헌
아르헨티나	도넛	로프-풀리(R-P)	45	Seed 등(1985)
브라질	핀형	손으로 낙하	72	Decourt(1989)
중국	자동	트립	60	Seed 등(1985)
	도넛	손으로 낙하	55	Skempton(1986)
	도넛	R-P	50	Seed 등(1985)
콜롬비아	도넛	R-P	50	Decourt(1989)
일본	도넛	톰비	78~85	Seed 등(1985) Riggs(1986)
	도넛	R-P(자아틀 2회 감음) + 특수 장치	65, 67	Seed 등(1985) Skempton(1986)
영국	자동	트립	73	CRI. Clayton(1990)
미국	안전	R-P(자아틀 2회 감음)	55~60	Seed 등(1985) Skempton(1986)
	도넛	R-P(자아틀 2회 감음)	45	Seed 등(1985)
베네수엘라	도넛	R-P	43	Decourt(1989)

참고 표 (9-9) 해머의 에너지 효율에 대한 국내 연구 결과 개요

연 구 자	해머	효율(%)	비 고
박용원 등 (1993)	도넛	52	동적효율(η_d)가정, η_d =0.78
박용원 등 (1994)	도넛	50	동적효율(η_d)가정, η_d =0.78
	자동	59	동적효율(η_d)가정, η_d =0.78 (자동트립해머)
이호춘 등 (1996)	도넛	46.2	동적효율(η_d) 실내실험・수치해석, η_d = 0.72
	자동	54	동적효율(η_d) 실내실험・수치해석, η_d = 0.72
이우진 등(1998)	도넛	39.2	롯드에너지 전달율(ER_r) 직접측정
	안전	65.8	롯드에너지 전달율(ER_r) 직접측정
	자동	54.7	롯드에너지 전달율(ER_r) 직접측정
조성민 등(2001, 2002) 한국도로공사 (2000, 2001, 2002)	국내 사용 중인 8 종류의 장비에 대하여 해머형태, 낙하방식, 시험조건 등에 따라 롯드 에너지 전달율(ER_r)과 속도에너지 전달율(ER_v)을 직접 측정하여 분석하고 동적효율을 산정함.		

(2) N 값의 보정

N 값에 영향을 미치는 요소들은 매우 다양하여 이것들을 충분히 반영하는 것은 쉽지 않지만, 설계의 내실화와 최적화를 위해서는 각 영향요소에 대한 N 값의 보정이 필수적이다. 일반적으로 N 값의 보정항목으로는 가장 큰 영향을 미치는 해머 종류별 에너지 효율을 포함하여, 유효상재하중, 롯드 길이, 샘플러 종류, 시추공 직경 등 5가지가 대표적이며, 보정식은 다음과 같다.

$$N_{60}' = N \cdot C_N \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \qquad \text{참고 (9-35)}$$

여기서,

N_{60}' : 보정한 N 값
N : 각 장비별 표준관입시험 결과
C_N : 유효응력에 대한 보정
η_1 : 해머의 에너지 효율 보정계수
η_2 : 롯드 길이 보정계수
η_3 : 샘플러 종류에 대한 보정계수
η_4 : 공경에 대한 보정계수

장비의 에너지 효율이 정해지면 그 때의 보정계수는 에너지 효율과 N 값이 선형 관계를 유지한다는 연구 결과를 바탕으로 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\eta_1 = \frac{\text{사용한 해머의 에너지 비}}{60} \qquad \text{참고 (9-36)}$$

유효상재하중에 대한 보정은 시험 위치의 유효상재압력을 100kN/㎡에 대한 값으로 다음의 식 참고 (9-37)과 같이 보정한다(Liao와 Withman, 1986).

$$C_N = \left(\frac{100}{\sigma_o'}\right)^{1/2} \qquad \text{참고 (9-37)}$$

여기서,

σ_o' : 시험위치에서의 유효상재압력(kN/㎡)

한편, 스켐프톤(Skempton, 1986)이 제안한 유효상재압력에 대한 보정계수는 다음과 같다.

$$C_N = \frac{2}{1+\frac{\sigma_o'}{95.6}} \quad \text{(중간 정도 상대밀도의 세립질 모래)} \qquad \text{참고 (9-38)}$$

$$C_N = \frac{3}{2+\frac{\sigma_o'}{95.6}} \quad \text{(조밀한 조립질 모래)} \qquad \text{참고 (9-39)}$$

$$C_N = \frac{1.7}{0.7+\frac{\sigma_o'}{95.6}} \quad \text{(과압밀된 세립질 모래)} \qquad \text{참고 (9-40)}$$

기타 보정 계수들은 다음의 참고 표 (9-9)~참고 표 (9-11)과 같다.

참고 표 (9-10) 롯드 길이에 따른 보정계수(Skempton, 1986)

앤빌 아래의 롯드 길이(m)	보정계수(η_2)
3~4	0.75
4~6	0.85
6~10	0.95
>10	1.00

참고 표 (9-11) 샘플러 종류별 보정계수(Skempton, 1986)

샘플러 종류	효율(η_3)
라이너가 없는 경우	1.2
라이너가 있는 경우	1.0

참고 표 (9-12) 시추공의 직경에 따른 보정계수(Skempton, 1986)

굴착홀 직경(mm)	효율(η_4)
65~115	1.00
150	1.05
200	1.15

(3) N 값과 지반의 물성치 관계

표준관입시험 결과에 의한 N 값과 지반 물성치 사이의 관계는 많은 연구자들에 의해 제시되었다. 참고 표 (9-12)에는 지금까지 제시된 N 값과 사질토의 내부마찰각, 상대밀도, 점성토의 비배수전단강도 사이의 관계를 정리하였다. 이외에도 N 값을 이용하여 지반의 지지력, 말뚝의 연직지지력, 지반반력계수, 액상화 가능성 등 여러 가지 공학적 특성을 추정할 수 있다.

참고 표 (9-13) N 값과 지반 물성치 사이의 상관관계

물성치	N 값과의 상관관계	제안자
사질토의 내부마찰각	입자가 둥글고 입도분포가 균일한 모래 : $\phi = \sqrt{12N} + 15$ 입자가 둥글고 입도분포가 좋은 모래 : $\phi = \sqrt{12N} + 20$ 입자가 모나고 입도분포가 균일한 모래 : $\phi = \sqrt{12N} + 20$ 입자가 모나고 입도분포가 좋은 모래 : $\phi = \sqrt{12N} + 25$	Dunham(1954)
	$\phi = 27.1 + 0.3\,N_{60}' - 0.00054\,N_{60}'^2$ (N_{60}' : 보정한 N 값)	Peck 등(1974)
	$\phi = \tan^{-1}\left[\dfrac{N}{12.2 + 20.3(\dfrac{\sigma_o'}{p_a})}\right]^{0.34}$ (p_a : 대기압)	Schmertmann(1975)
	$\phi = \sqrt{20\,N_{60}'} + 20$	Hatanaka와 Uchida(1996)
사질토의 상대밀도	$D_r(\%) = 11.7 + 0.76(222\,N_{60}' + 1600 - 53\,\sigma_o' - 50\,C_u^{\,2})^{0.5}$ (σ_o' : 유효상재하중, C_u : 균등계수)	Marcuson과 Bieganousky(1977)
	$D_r(\%) = 12.2 + 0.75(222N_{60}' + 2311 - 711\,OCR - 779\dfrac{\sigma_o'}{p_a} - 50\,C_u^{\,2})^{0.5}$ (OCR : 과압밀비, p_a : 대기압)	Kulhawy와 Mayne(1990)
	$D_r(\%) = \left[\dfrac{N_{60}'(0.23 + \dfrac{0.06}{D_{50}})^{1.7}}{9}\left(\dfrac{1}{\sigma_o'/p_a}\right)\right]^{0.5}$ (D_{50} : 통과중량백분율 50%에 해당하는 입자의 직경)	Cubrinovski와 Ishihara(1999)
	N_{60}' | $D_r(\%)$ 0~5 | 0~5 5~10 | 5~30 10~30 | 30~60 30~50 | 60~95	
점성토의 비배수전단강도	$S_u = K N_{60}'$ (K 는 상수로 3.5~6.5kPa, 평균 4.4kPa)	Stroud(1974)
	$S_u = 29\,N_{60}'^{\,0.72}$ (kPa)	Hara 등(1971)

9-4-2 표준관입시험 이외의 사운딩

표준관입시험 이외의 사운딩(sounding)을 하는 경우에 있어서는 지반의 특성, 필요로 하는 지반정수의 종류 또는 정도에 따라 적절히 그 방법을 선정하여야 한다.

[참 고]

(1) 사운딩의 종류

사운딩은 롯드 하단에 부착된 저항체를 지반 속에 관입, 회전, 인발할 때의 저항에 의하여 지반토층의 성상을 조사하는 것으로서, 그 결과를 이용한 경험공식에 의하여 상대밀도, 전단강도, 그 외의 여러 가지 지반정수를 추정하는데 사용된다. 사운딩의 종류에는 참고 표 (9-13)에 나타나는 것과 같이 여러 가지가 있다. 대상으로 하는 지반의 특징이나 설계 또는 시공 시 필요한 지반정수와 정도를 충분히 고려하여 실내시험과 사운딩을 잘 조합하여 지반조사의 계획을 세울 필요가 있다.

참고 표 (9-14) 사운딩의 종류와 특징

시험법	적용 지반조건		측정결과	결과 이용
	최적	부적당		
표준관입시험	모래층	연약한 점토층, 자갈 섞인 층	N 값	층서와 성층 파악, 교란시료 채취, 상대밀도, 전단강도, 변형특성, 지지력 등의 추정
동적 콘관입시험	모래층, 자갈층	점토층	N_d 값	층서파악, 상대밀도, 전단강도
정적 콘관입시험	모래층, 실트층, 점토층	자갈층	q_c, f_s	콘관입저항력, 상대밀도, 전단강도, 지지력의 연속측정, 변형특성, 층서, 성층파악
스웨덴식 관입시험	약간 굳거나 단단한 점토층, 모래층	연약한 점토층, 자갈 섞인 층	관입하중, 반회전수	지반굳기, 지지력
베인시험	약간 굳은 점토층	모래층	비배수점착력, 예민비	지지력, 안정해석

(2) 현장 베인전단시험

현장 베인전단시험(FVT, field vane shear test)은 롯드와 연결된 십자모양의 날개인 베인을 지중에 관입시켜 0.1 deg/s 이하의 속도로 회전시켜 베인 주변의 원통형 토체가 전단되는 데 필요한 회전력(토크, torque)을 측정하는 원위치시험으로 포화된 점성토의 비배수전단강도와 예민비를 파악할 수 있다. 시험 중 기록된 최대회전력을 이용하여 식 참고 (9-7)으로부터 점성토의 비배수전단력(c_u)을 산정할 수 있으며, 이 결과는 신뢰성이 매우 높은 것으로 알려져 있다.

$$c_u = \frac{M_{\max}}{\frac{\pi D^2 H}{2} + \frac{\pi D^3}{6}}$$ 참고 (9-41)

여기서,

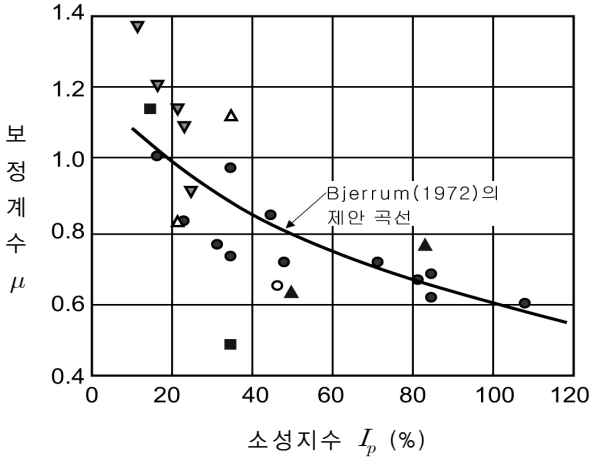
$M_{\max}$: 최대회전모멘트
D : 베인의 폭(원통형 토체의 직경)
H : 베인의 높이

압축성이 큰 점성토층에서는 위 식으로 구한 비배수전단강도가 실제 강도보다 클 수 있으며, 이 경우에는 흙의 소성지수(I_p)를 이용하는 Bjerrum(1972)의 방법을 이용하여 결과를 보정하여 사용한다. 이 방법은 흙의 소성지수를 이용하여 참고 그림 (9-14)에서 보정계수를 구하여 식 참고 (9-42)로부터 비배수전단강도를 보정한다.

$$c_u' = \mu \cdot c_{uo}$$ 참고 (9-42)

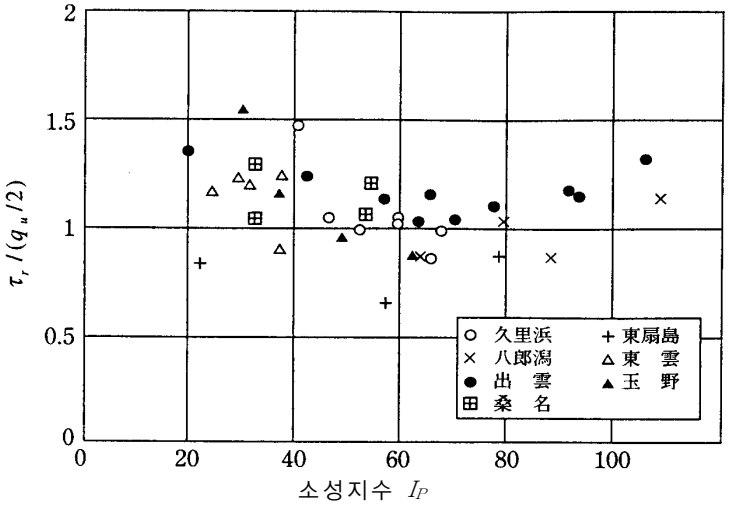
여기서,

c_u' : 보정한 비배수전단강도
c_{uo} : 보정하기 전의 비배수전단강도
μ : 보정계수 (= $f(I_p)$)



참고 그림 (9-14) 베인시험 결과의 보정

베인전단시험은 공시체가 자립할 수 없는 연약한 점성토의 강도를 구하는데 적합하다. 우리나라에서는 비배수 전단강도를 구하는 방법으로 일축압축시험이 일반적으로 쓰이고 있으나, 외국에서는 베인전단시험이 널리 사용되고 있다. 참고 그림 (9-15)는 일본의 해성점성토에 대해서 $\frac{q_u}{2}$와 베인전단시험에서 구한 c_u와의 비교를 나타낸다. 소성지수에 따라 두 값은 약간의 차이가 있지만, 소성지수가 낮은 흙을 제외하면 두 값은 거의 같다고 볼 수 있다. 소성지수가 작으면 $\frac{q_u}{2}$ 값이 작게 되는데, 그 이유는 모래를 많이 포함하기 때문에 중간 정도 흙의 성질이 강하게 되고, 일축압축시험으로는 적절히 강도를 평가하기 어렵기 때문이다.



참고 그림 (9-15) 일본의 해성점토에 대한 베인(Vane) 전단강도와 $q_u/2$의 비교

(3) 정적 콘관입시험

정적 콘관입시험(CPT, cone penetration test)은 원추모양의 콘을 2cm/s의 일정한 속도로 지중에 압입하면서 깊이별로 관입저항력과 간극수압을 연속적으로 측정하는 원위치시험(in-situ test)으로서, 더치콘시험으로도 불리운다. 간극수압 측정장치가 부착된 피에조콘을 사용할 경우는 관입도중 간극수압 소산시험을 실시할 수도 있다. 시험 도중의 주요 측정값은 원추관입저항력(tip resistance, q_c), 주면마찰력(sleeve friction, f_s), 간극수압(pore water pressure, u) 등이며, 이 값들을 이용하여 마찰비(friction ratio, R_f)와 간극수압계수(B_q)를 계산해서 지반의 공학적 특성값들을 산정한다. 이 시험의 가장 큰 특징은 지반심도에 따라 연속적으로 지반의 저항력을 측정하여 지반의 구성을 정확히 알 수 있는 지반조사방법으로 주로 연약 점성토나 실트층 또는 세립자의 사질토 지반에 사용된다.

시험장비의 주요 구성품은 콘, 관입 장치, 데이터 기록 및 저장 장치, 롯드 등이다. 콘은 원추형 선단, 마찰 슬리브, 몸통 및 덮개(housing) 등으로 구성되며, 표준형 콘은 원추의 선단각이 60°, 투영단면적이 10㎠, 또는 15㎠이다. 과거에는 관입저항력을 기계적으로 측정하던 마찰 맨틀 콘(흔히 더치콘으로 부름)을 사용하였으나, 근래에는 콘 내부에 로드셀 등 각종 계측장치를 내장한 전자식 콘(전기식 콘이라고도 함)이 일반적이며, 간극수압 측정장치(piezo element)를 갖춘 피에조콘도 많이 사용한다. 최근에는 수소이온농도 및 산화환원전위를 측정할 수 있는 환경 콘(environmental cone), 수진기(geophone)를 내장하여 탄성파를 감지하는 탄성파 콘(seismic cone), 소형 카메라를 내장한 영상 콘(visual cone) 등도 사용한다.

원추관입저항력은 콘 관입 도중 시험기의 끝 부분인 원추에 작용하는 지반의 반력으로서, 흙의 분류, 지반정수 결정 및 지지력 산정 등에 직접 이용한다. 피에조콘의 경우는 일반적으로 다공질 필터가 콘 바로 뒤에 위치하게 되는데, 이 때 참고 그림 (9-16)과 같이 관입 중 원추 배면에 간극수압(u_b)이 작용하게 되므로, 측정된 원추관입저항력이 실제(일반 콘)보다 작을 수 있다. 이를 부등단면적효과(unequal area effect)라고 한다(참고 그림 (9-16) 참조). 따라서 피에조콘을 이용할 경우 원추 배면에서 측정한 간극수압을 이용하여, 아래 식과 같이 보정하여 부등단면적 효과를 배제한 "수정 원추관입저항력(corrected tip resistance, q_t)"을 결과해석에 활용한다.

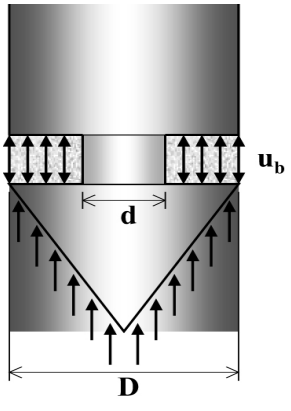
$$q_t = q_c = u(1-a) \qquad \text{참고 (9-43)}$$

여기서,

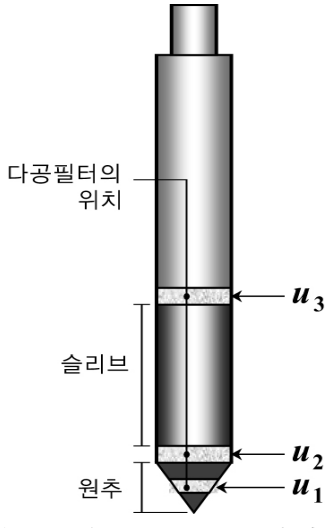
a : 부등단면적 비 (= d^2/D^2)

u : 원추 배면에서 측정한 간극수압 (= u_c)

주면마찰력은 콘의 원추형 선단에 연결된 원통형 슬리브 표면에서 측정한 관입 저항력으로서, 슬리브에 작용하는 마찰 전단력을 슬리브 표면적(150㎠)으로 나눈 값이다. 원추관입저항력과 조합하여 흙의 분류 및 제반 지반정수 산정에 이용하거나, 말뚝의 주면마찰력 산정에 활용한다.



참고 그림 (9-16) 부등단면적 효과



참고 그림 (9-17) 간극수압 측정 위치

주면마찰력의 측정 방식에 따라 콘을 “차감식 콘(subtraction cone)”과 “독립 인장식 콘(independent tension cone)”으로 구분한다. 전자는 전체 관입저항력과 원추관입저항력을 각각 측정하여 두 값의 차로서 주면마찰력을 표시하는데, 콘의 구조를 단순화할 수 있어 대부분의 상용 제품이 이 방식을 택하고 있다. 후자는 독립된 로드 셀을 이용하여 원추관입저항력과 별개로 주면마찰력을 직접 측정하며, 전자에 비하여 마찰력 측정 결과의 정밀도가 매우 높으나, 경우에 따라 극한하중 상태에서 쉽게 손상되는 단점이 있다.

피에조콘을 사용하면 콘 관입 도중 간극수압을 측정할 수 있으며, 측정한 간극수압은 흙의 분류 및 여러 가지 지반정수 산정에 유용하게 이용된다. 또한 간극수압 소산시험의 결과로부터 지반의 압밀정수를 산정하거나 투수특성을 평가하는데 활용할 수도 있다. 간극수압은 다공필터의 위치에 따라 그 값에 다소 차이가 있는데, 참고 그림 (9-17)과 같이 u_1 , u_2 , u_3 등 세 가지로 구분하는 것이 보통이다. 이 중에서 원추 배면에서 간극수압(u_2)을 측정하는 경우가 가장 일반적이다. 참고 그림 (9-18)은 관입시험 결과의 한 예를 보여준다.

시험으로 측정한 값들을 이용하여 흙을 분류하고 각종 지반정수를 산정하기 위하여 마찰비(R_f)와 간극수압계수(B_q)를 다음과 같이 구한다.

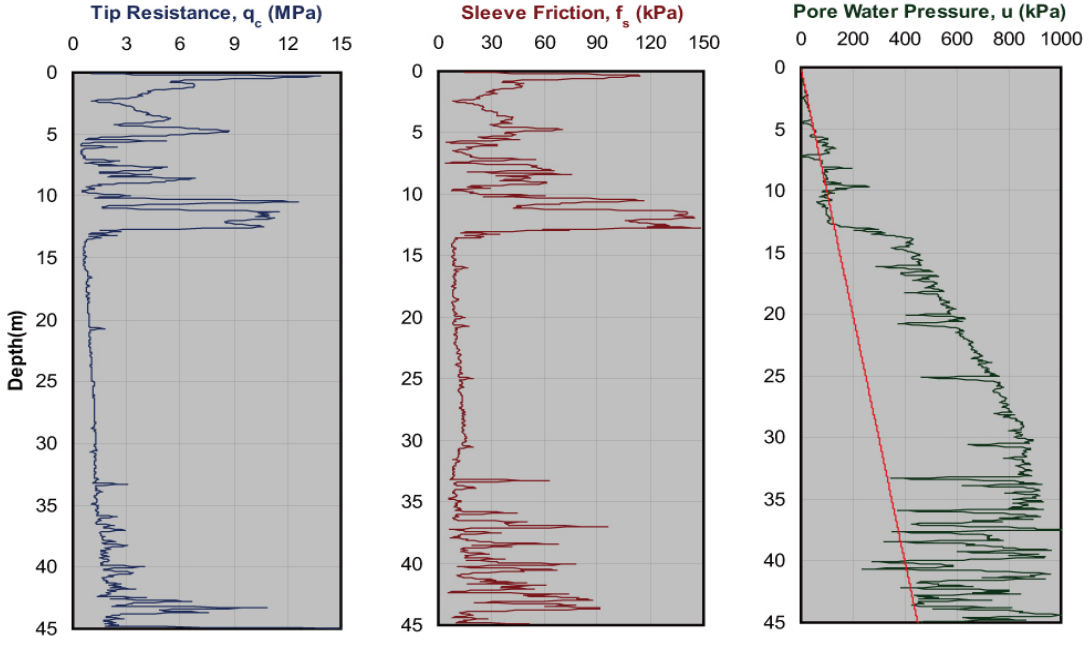
$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \times 100\% \qquad \text{참고 (9-44)}$$

$$B_q = \frac{u_b - u_o}{q_c - \sigma_{vo}}$$ 참고 (9-45)

여기서,

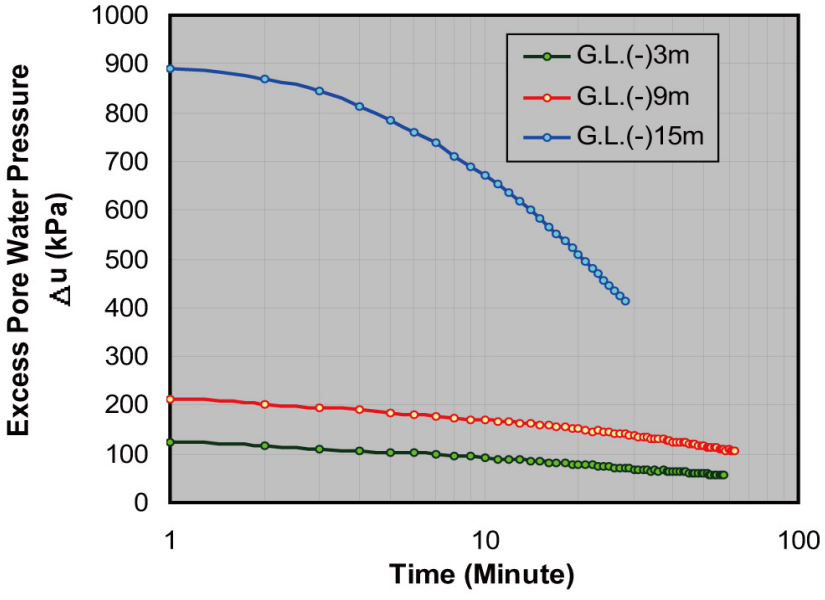
u_o : 정수압

σ_{vo} : 전연직응력



참고 그림 (9-18) 전형적인 피에조콘 관입시험 결과

간극수압 소산시험(dissipation test)은 피에조콘을 사용하며, 시험 깊이에서 콘 관입을 일시 멈추고 관입에 의해 발생한 과잉간극수압의 시간 경과에 따른 변화를 기록하여 흙의 압밀 특성을 평가하는 과정으로서(즉, 압밀계수를 결정하는 시험), 초기 간극수압을 기준으로 압밀도가 50% 이상에 이를 때까지 실시하는 것이 일반적이다. 참고 그림 (9-19)는 간극수압 소산시험 결과의 예이다.



참고 그림 (9-19) 과잉간극수압 소산 곡선

간극수압 소산시험으로부터 압밀도(U)를 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$U = \frac{u_t - u_o}{u_i - u_o} \qquad \text{참고 (9-46)}$$

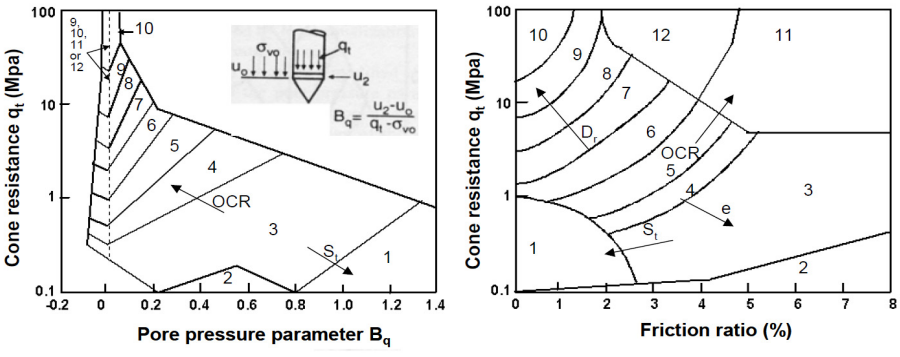
여기서,

u_i : 소산시험 시작 전의 간극수압(초기 값)

u_t : 시간 t 경과후의 간극수압

u_o : 현장의 정수압

정적 콘관입시험(CPT)으로부터 점성토의 비배수강도와 횡방향 압밀계수, 과압밀비, 예민비, 변형계수, 사질토의 내부마찰각과 상대밀도 등을 산정할 수 있다. 지반공학적 설계값으로서 기초의 지지력과 액상화 가능성, 연약지반의 개량 확인 및 침하량 추정 등을 평가할 수 있다. 또한 흙의 분류도 가능하며, Schmertmann(1978), Douglas와 Olsen(1981), Robertson과 Campanella(1983, 1986), Olsen과 Farr(1986), Robertson(1990), Jefferies와 Davies(1991) 등이 제안한 방법이 많이 사용된다. 참고 그림 (9-20)과 참고 그림 (9-21)은 각각 Robertson과 Campanella(1986) 방법과 Robertson(1990) 방법을 보여준다.

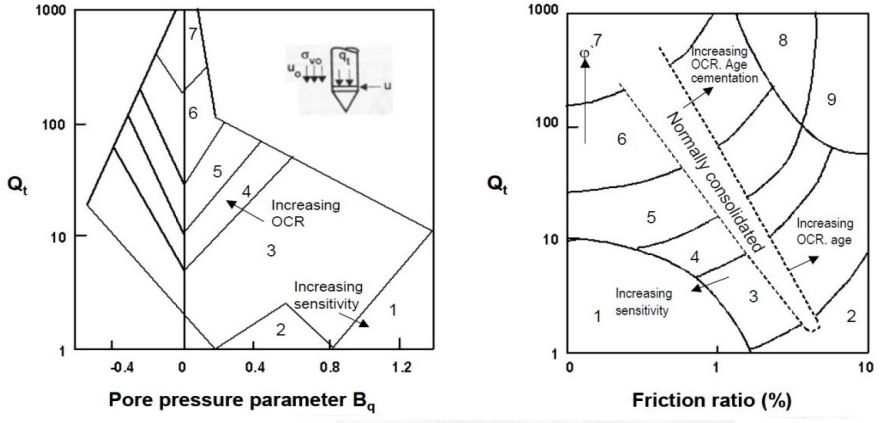


Zone : Soil Behaviour Type

1. Sensitive fine grained
2. Organic material
3. Clay
4. Silty clay to clay
5. Clayey silt to silty clay
6. Sandy silt to clayey silt
7. Silty sand to sandy silt
8. Sand to silty sand
9. Sand
10. Gravelly sand to sand
11. Very stiff fine grained*
12. Sand to clayey sand*

* *overconsolidated, or cemented*

참고 그림 (9-20) Robertson & Campanella(1986)의 분류 도표



Zone : Soil Behaviour Type

1. Sensitive fine grained;
2. Organic soils-peats
3. Clays-clay to silty clay
4. Silt mixtures; clayey silt to silty clay
5. Sand mixtures; silty sand to sand silty
8. Sands; clean sands to silty sands
7. Gravelly sand to sand;
8. Very stiff sand to clayey sand
9. Very stiff fine grained

참고 그림 (9-21) Robertson(1990)의 분류 도표

점성토의 비배수전단강도(S_u)는 측정한 원추관입저항력, 또는 과잉간극수압으로부터 다음 식을 이용하여 산정한다.

$$S_u = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{N_{Kt}} \quad \text{(Schmertmann(1978), Lunne 등(1985))} \qquad \text{참고 (9-47)}$$

$$S_u = \frac{q_T - u}{N_{KE}} \quad \text{(Senneset 등(1982), Campanella 등(1982))} \qquad \text{참고 (9-48)}$$

$$S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad \text{(Lunne 등(1985))} \qquad \text{참고 (9-49)}$$

여기서,

σ_{vo} : 전체 연직응력

u ,Δu : 콘 선단 바로 뒤에서 측정한 간극수압, 과잉간극수압

N_{Kt} : 지지력 이론을 토대로 제시된 콘 계수

N_{KE} : 유효응력을 토대로 제시된 콘 계수

$N_{\Delta u}$: 측정 과잉간극수압을 토대로 제시된 콘 계수

콘 계수(cone factor)는 연구자, 기준이 되는 강도의 산정방법, 지역에 따라 다음 참고 표 (9-14)와 같이 다양한 값이 제안되어 있다. 이는 대상 흙의 특성에 따라 콘 계수 값들이 크게 영향을 받는다는 것을 의미하며, 따라서 신뢰성 있는 결과 도출을 위해서는 대상 지역 마다 베인시험 또는 실내 강도시험을 추가로 실시하고, 그 결과와 비교하여 콘 계수 값들을 확인, 또는 결정하는 것이 바람직하다.

참고 표 (9-15) 지역과 강도의 산정방법에 따른 콘 계수

지역	기준s_u측정방법	피에조콘 계수
영국 북부	CIUC	N_{KT} = 12~20
노르웨이 일부지역	FVT	N_{KT} = 12~19
이탈리아	FVT	N_{KT} = 8~16
	CK_0UC	N_{KT} = 8~10
캐나다 밴쿠버	FVT	N_{KT} = 8~10
	SBPT	
일본	UCT	N_{KT} = 8~16
	FVT	N_{KT} = 9~14
대만	CIUC	N_{qu} = 5.0~6.8
	CAUC	N_{qu} = 6.0~7.2
캐나다 일부지역	FVT	$N_{\Delta u}$ = 6.2~7.0
국내	UU CIUC CAUC FVT	N_{KT} = 10~25 $N_{\Delta u}$ = 1.7~4.4 N_{qu} = 9.3~17.2

(주) FVT : 현장베인시험 ; CIUC, CK_0UC, CAUC : 등방압밀, K_0압밀, 이방압밀 비배수 삼축압축시험 ; UCT : 일축압축시험

간극수압 소산시험의 결과로부터 점성토의 횡방향 압밀계수(c_h)를 결정할 수 있다.

$$c_h = \frac{R^2 \cdot T_{50}}{t_{50}} \quad \text{(Torstensson(1975, 1977))} \qquad \text{참고 (9-50)}$$

여기서,

R : 원추 반지름

t_{50} : 압밀도 50% 도달 시간

T_{50} : t_{50}에 대한 시간계수

$$c_h = \frac{R^2 \cdot T}{t} \quad \text{(Baligh \& Levadoux(1980))} \qquad \text{참고 (9-51)}$$

여기서,

t : 임의의 압밀도 도달 시간

T : t에 대한 시간계수

N_{Kt} : 지지력 이론을 토대로 제시된 콘 계수

$$c_{h(NC)} = \frac{C_{ur}}{C_c} \times c_{h(CPTU)} \qquad \text{참고 (9-52)}$$

여기서,

$c_{h(NC)}$: 정규압밀 영역에서의 압밀계수

$c_{h(CPTU)}$: 간극수압 소산시험을 통해 구한 압밀계수

C_c : 처녀압축지수

C_{ur} : 재압축지수

$$c_h = \frac{R^2 \cdot T^*}{t}\sqrt{I_R} \quad \text{(Teh \& Houlsby(1991))} \qquad \text{참고 (9-53)}$$

여기서,

T^* : 수정시간계수

I_R : 강성지수(= G/S_a)

참고 표 (9-16) 압밀도에 따른 시간계수(T, 또는 T^*)

압밀도 (%)	A								B	C
	구형				실린더형					
	I_R=30	I_R=70	I_R=100	I_R=130	I_R=30	I_R=70	I_R=100	I_R=130		
40	0.18	0.26	0.34	0.40	0.74	1.14	1.48	1.78	3.0	0.142
50	0.29	0.44	0.58	0.69	1.47	2.19	2.90	3.55	5.6	0.245
60	0.46	0.73	0.98	1.17	2.49	3.83	5.36	6.63	10	0.439

(주) A : Torstensson(1975), B : Baligh와 Levadoux(1986), C : Teh와 Houlsby(1991)

사질토의 내부마찰각(ϕ)은 Robertson과 Campanella(1983)이 제안한 다음 식으로 구한다.

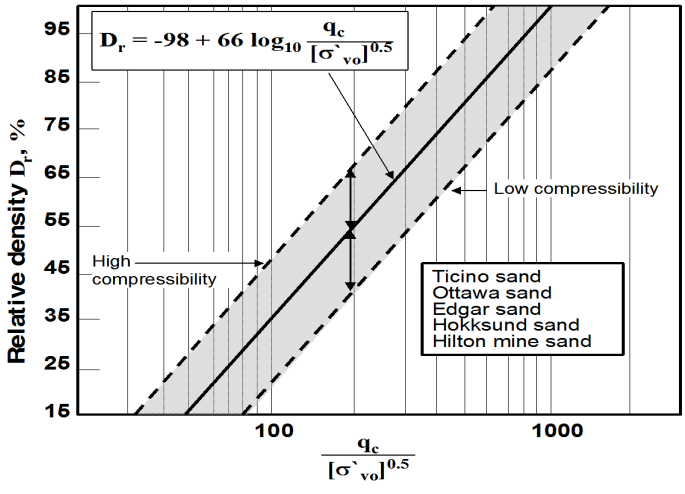
$$\phi = \tan^{-1}\left[0.1 + 0.38\log\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right)\right] \qquad \text{참고 (9-54)}$$

참고 표 (9-17) CPT로 구한 사질토의 내부마찰각

q_c/σ_{vo}'	조밀한 상태	내부마찰각(ϕ')
< 20	매우 느슨	< 30
20 ~ 40	느슨	30 ~ 35
40 ~ 120	중간	35 ~ 40
120 ~ 200	조밀	40 ~ 45
> 200	매우 조밀	> 45

Jamiolkovski 등(1985)은 CPT결과로부터 사질토의 상대밀도(D_r)를 구하는 식을 제안하였으며, 참고 그림 (9-22)는 q_c와 상대밀도 사이의 관계를 나타낸 그림이다.

$$D_r(\%) = 66\log\left[\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{vo}}}\right] - 98 \qquad \text{참고 (9-55)}$$



참고 그림 (9-22) q_c와 상대밀도의 관계

9-5 흙의 동적 성질

9-5-1 동적 변형계수

지진 응답 해석을 실시할 경우, 흙의 동적 변형계수를 적절히 선정하여야 한다.

[해 설]

내진 설계법은 크게 정적 설계법과 동적 설계법이 있다. 진도법으로 대표되는 정적 설계법은 지진력을 정적인 관성력으로 간주하여 지반이나 구조물에 작용시켜 힘의 평형조건으로부터 안정성을 검토하는 방법이다. 한편 동적 설계법은 기초지반이 얕은 지반 또는 구조물의 기초 지반에 대한 가속도, 속도, 변위 등의 응답배율이나 증폭값을 계산하여 지반이나 구조물의 안정을 검토하는 방법이다.

지진응답 해석을 실시할 때는 지반을 구성하는 흙의 동적 변형계수를 적절하게 산정하여야 한다. 또 해석에서 얻어진 변위(전단변형)로부터 지반의 응력을 구하기 위해서는 전단응력과 전단변형의 관계가 필요하다. 일반적으로 흙의 동적 전단응력-전단변형 관계는 참고 그림 (9-23)(a)에서 보는 바와 같이 골격곡선과 이력곡선으로 나누어 다루고, 작용하는 전단변형 진폭이 크게 되면 골격곡선은 현저하게 비선형성을 나타낸다.

[참 고]

(1) 흙의 전단응력-전단변형 곡선을 나타내는 모델로는 등가형모델, bilinear 모델, 쌍곡선 모델(hardin- drnevich 모델), ranberg-osgood model 등 많이 있다. 이들 모델 가운데 실제 지진응답 해석에서는 계산시간이나 해석의 안정성 측면을 고려하여 등가선형 모델을 적용한 등가선형 계산법이 많이 사용된다.

(2) 등가선형 모델에서 변형특성 표시법

지진시의 지반 거동을 합리적으로 추정하기 위해서는 광범위한 전단변형 진폭에 대한 흙의 동적 응력-변형 관계의 비선형성을 적절히 평가하여 모델화하지 않으면 안 된다. 흙의 동적 응력-변형 관계를 등가선형 모델로 치환한 경우의 강성률과 감쇠비(또는 각각 전단탄성계수와 전단강성률 및 감쇠계수라 부르기도 한다.)의 두 가지 정수로 표현된다. 전단탄성계수 G와 감쇠비 h는 참고 그림 (9-23)(b)에 보여준 바와 같이 작용하는 전단변형 진폭에 대응하여 식 참고 (9-56)과 식 참고 (9-57)으로 정의된다.

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \qquad \text{참고 (9-56)}$$

$$h = \frac{1}{2\pi}\frac{\Delta W}{W} \qquad \text{참고 (9-57)}$$

여기서 ,

τ : 전단응력 진폭 γ : 전단변형 진폭

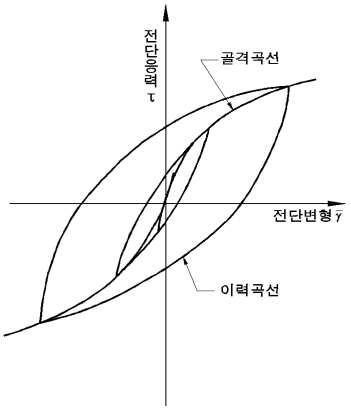
W : 변형에너지 ΔW : 감쇠에너지

임의의 전단변형 진폭 γ 에 대해 구한 전단탄성계수 G와 감쇠비 h는 γ의 크기에 따라 틀리며 참고 그림 (9-23)(c)에 보여준 바와 같이 $G/G_{\max}$-γ 곡선 , h-γ 곡선으로서 표시된다.

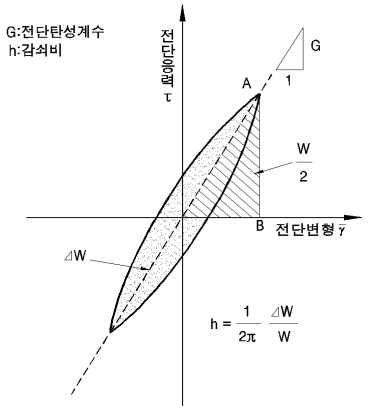
여기서 $G_{\max}$는 $\gamma \fallingdotseq 10^{-6}$의 최대전단탄성계수이다.

(3) 전단탄성계수률 및 감쇠비 측정

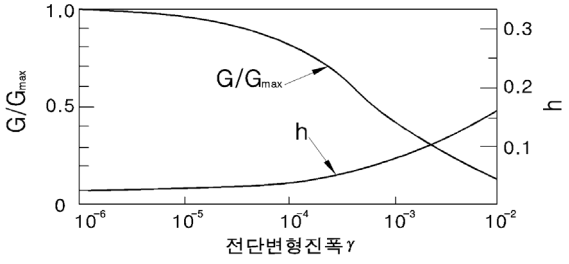
전단탄성계수 및 감쇠비는 공진주시험, 비틂전단시험, 진동삼축시험 등의 실내 시험이나, PS 검층법, 검층공과 검층공간의 속도 측정법 등 탄성파를 이용한 원위치 시험에 의하여 구한다.



참고 그림 (9-23)(a) 응력 - 변형률곡선



참고 그림 (9-23)(b) 등가선형비



참고 그림 (9-23)(c) 최대전단탄성계수, 감쇠비와 변형률 진폭

실내시험은 원위치에서 채취한 자연시료가 필요하며, 전단변형률이 10^{-6}에서부터 파괴될 때까지의 넓은 범위의 전단변형진폭에 대응한 전단탄성계수와 감쇠비를 측정하는데 사용되고, 구조물 건설에 수반되는 동적변형정수의 변화를 측정하는 것이 가능하며, 그 적용범위가 넓다.

진동삼축시험에서는 포아송비 ν 로 가정하여, 식 참고 (9-58)에 의하여 전단탄성계수(G)가 구하여 진다.

$$G = \frac{\sigma_a}{2\epsilon_a(1+\nu)} \qquad \text{참고 (9-58)}$$

여기서 ,

σ_a : 축응력 진폭

ϵ_a : 축 변형률 진폭

ν 는 통상 0.45가 사용된다.

감쇠비는 참고 그림 (9-23)(b)의 축응력-축변형률 곡선에서 W, ΔW를 읽어, 식 참고 (9-57)에 의해 산정된다.

원위치 시험은 10^{-6} 정도의 전단변형률 진폭에 대응하는 전단탄성계수만을 측정하는 경우에 한정된다. 전단변형 진폭이 큰 영역에서의 전단탄성계수 및 감쇠비를 측정하기 까지는 아직 실용화되어 있지 않으나, 10^{-6}의 경우는 원지반의 값을 직접 측정할 수 있다는 이점이 있다.

지반의 탄성계수는 보링공을 이용한 탄성파 탐사에 의해 측정된 탄성파속도로부터 식 참고 (9-59), 식 참고 (9-60), 식 참고 (9-61)을 써서 산정한다.

$$G = \frac{\gamma_t}{g} V_s^{\,2} \qquad \text{참고 (9-59)}$$

$$E = 2(1+\nu)G \qquad \text{참고 (9-60)}$$

$$\nu = \frac{2\left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2 - 1}{2\left\{\left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2 - 1\right\}} \qquad \text{참고 (9-61)}$$

여기서,

V_p = 종파속도 (m/s)
V_s = 횡파속도 (m/s)
G = 전단탄성계수 (kN/㎡)
E = 영율 (kN/㎡)
ν = 포아송비
γ_t = 습윤단위체적중량 (kN/㎥)
g = 중력가속도 (m/s^2)

연약한 해저지반에서의 탄성파 탐사에서는 탄성파(종파, 횡파)의 진원, 수진방법이나 파형을 읽는 정밀도, 검층용 보링공 공벽의 보호법 등 측정상 주의할 사항이 있으나, 이제까지 실시된 실내시험과 원위치 시험 결과를 최대전단탄성계수 G_{max} 에 대해 비교하면 참고 그림 (9-24)와 같이 된다. 원위치 시험에 의한 최대전단탄성계수 G_{max} (in-situ)와 실내 시험에 의한 최대전단탄성계수 G_{max} (lab)와의 비율은 대개 0.5 ~ 2.0 범위에 있다.

(4) 전단탄성계수와 감쇠비의 간이추정

실내시험 또는 원위치 시험을 실시할 수 없는 경우에는 제2편 설계조건 10-4-2 지반조사편을 참조하여 지반의 전단탄성계수 및 감쇠비를 추정하여도 좋다.

9-5-2 동적 강도 특성

> 동적 외력에 대한 흙의 강도는 실내시험에 의해 결정하는 것을 표준으로 한다. 이 경우 외력특성과 지반상태를 적절히 설정해야 한다.

[해 설]

항만에서 대표적인 동적 외력은 지진력과 파력이 있다. 지진력은 주기가 짧고 되풀이 되는 횟수가 적지만 파력은 주기가 길고 되풀이되는 횟수가 많은 것이 특징이다. 현재로서는 이들 동적 외력은 진도법으로 대표되는 정적하중으로 치환하고 있는 것이 보통이나 동적하중으로 취급할 필요가 있는 경우가 있다. 이러한 경우로는 지진 시에 지반의 액상화의 예측이라든가 파력을 받는 구조물의 기초지반에 있는 점성토의 강도저하 확인을 반복 삼축시험으로 산정하는 동적 강도특성에 의해 실시하는 경우가 있다. 반복 삼축시험은 비배수조건으로 실시한다.

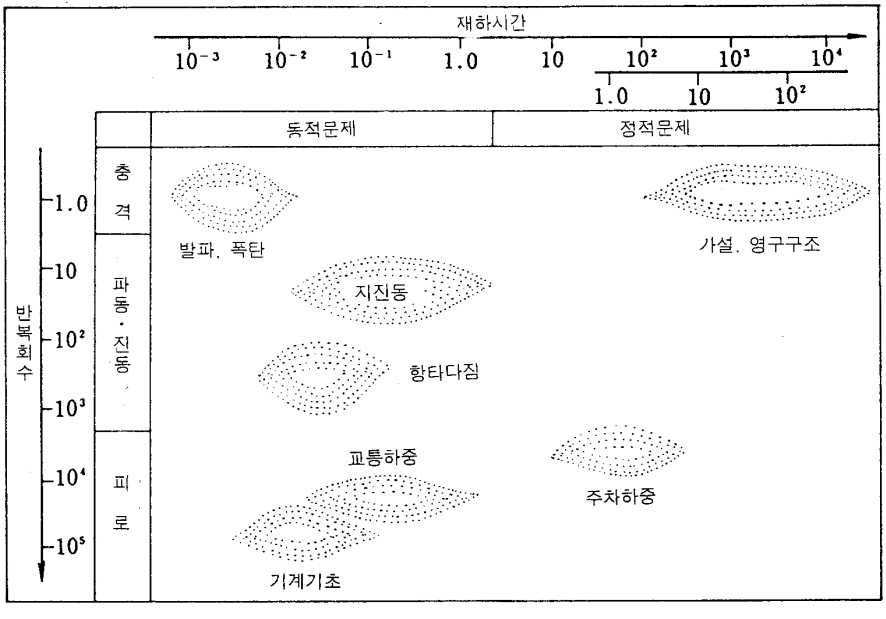
[참 고]

(1) 일 반

① 동적 외력의 종류와 특성

정적 외력에 대한 동적 외력의 명확한 차이점은 가. 외력의 작용시간이 짧은 것, 나. 외력이 반복하는 것의 2가지로 들 수 있다. 지진력과 같이 두 가지 특징을 갖고 있는 것도 있으나, 발파에 의해 발생하는 충격력은 작용시간이 짧게 1회만 작용하는 한가지만의 특징을 갖는 것도 있다. 또 파력과 같이 비교적 느린 재하속도로 반복하여 작용하는 반복 외력도 광의(廣義)의 동적 외력으로 취급하는 경우도 있다. 참고 그림 (9-24)는 재하시간과 반복 회수에 의해 동적 문제를 분류한 것이다.

통상 파력의 경우는 주기 10초 전후의 파라고 생각하면 참고 그림 (9-24)의 동적문제의 경계 부근에 걸치는 문제로 취급된다.



참고 그림 (9-24) 재하시간과 반복회수에 의한 동적문제의 분류

② 지진력과 파력

항만에서 취급하는 대표적인 동적외력은 지진력과 파력이 있다. 현재 이들의 동적 외력은 정적인 하중으로 대체하는 것이 보통이나 동적인 하중으로서 취급하는 것이 필요한 경우가 있다.

이와 같은 케이스로서는 지진 시 포화된 모래의 액상화 예측을 진동삼축시험 결과에 근거하여 실시하는 경우와 파력을 받는 구조물 기초지반의 반복 전단강도를 파악하는 경우 등을 들 수 있다.

(2) 시험방법

동적 강도를 조사하기 위해서는 실내시험과 원위치 시험이 있으나, 강도를 조사하기 위한 원위치 시험은 대규모 설비가 요구되어 비용이 많이 드는 것과 시험조건이 한정되기 때문에 실내시험을 적용하는 것이 많다. 실내시험에서는 자연(불교란)시료를 사용하나, 매립재료 등의 강도를 조사하는 목적으로는 흐트러진 시료로 성형한 공시체를 써도 좋다. 동적실내시험에서는 진동삼축(반복삼축이라 불림)시험, 진동단순 전단시험, 비틀림 전단시험 등이 있어 각기 특징을 갖고 있으나, 진동삼축시험 장치의 보급도가 가장 높다. 비교적 개인차가 적은 시험 결과가 얻어지므로 반복전단 강도를 조사하는 목적으로는 진동삼축시험 장치가 널리 쓰인다. 흙의 반복 전단강도는 흙의 물리적 특성이나 응력상태가 같아도 동적외력이 갖는 두 가지 특징(작용시간 및 반복회수)에 의해 현저히 다르다. 또 외력의 작용 속도에 대한 상대적인 배수조건에 의해서 반복전단 강도는 달라진다.

따라서 동적외력에 대한 흙의 전단 강도가 필요한 경우는 동적외력의 특성 및 지반의 상태를 적절히 고려하여야 한다. 실내시험을 실시하는데 있어서는 동적외력을 적절한 하중으로 바꾸어 놓은 재하조건이 사용된다. 이 경우 고려되는 외력의 특성으로서는 파형(진폭, 주기), 반복회수, 재하속도 및 파형의 불규칙성 등이 있다. 이들의 특성을 될 수 있는 대로 충실히 재현시킬 수 있는 재하조건으로 하는 것이 바람직하다.

흙의 전단강도 특성은 배수 조건에 따라 다르다. 지지력과 같은 동적외력을 받는 지반은 재하속도에 비해 지반의 배수속도가 상대적으로 적어서 비배수상태로 되기 때문에 비배수 조건으로 시험을 실시한다. 파력의 경우, 배수 또는 비배수 구별은 파의 특성이나 지층구성에 의존하므로 강도 및 변형을 평가한 다음, 안전 측이 될 수 있는 배수조건을 설정하여야 한다. 점토의 경우는 비배수 조건하에서의 시험을 수행하는 것으로 한다.

(3) 시험결과의 적용

실내시험으로 구할 수 있는 동적 강도는 동적외력을 그대로 재하하는 것이 아니고, 어느 정도 단순화한 재하 조건에서 얻어지는 것이므로 그 적용에 있어서는 동적외력의 특성 및 지반의 상태와 시험조건과의 관련을 충분히 고려 할 필요가 있다.

9-6 토압과 수압

9-6-1 토압 일반

> 구조물에 작용하는 토압은 사질토, 점성토 등의 토질과 구조물의 종류 또는 거동에 따른 주동, 수동 등의 상태에 따라 산정한다.

[해 설]

흙은 입도, 간극비, 함수비 등의 물리적 조건, 그 흙이 과거에 겪은 이력이나 경계조건에 의해 거동이 달라지고 토압에도 영향이 있다. 여기서 취급하는 토압은 일반적인 흙을 대상으로 하고 지반개량에 의해서 개량된 흙이나 보강된 흙을 대상으로 할 경우는 별도로 검토한다. 지진시의 토압은 구조물, 흙, 물의 동적 상호작용에 의해 발생하는 것이므로 여기서는 취급하지 않는다.

9-6-2 평상시 토압

[1] 사질토의 토압

(1) 주동토압 (그림 (9-1) 참조)

벽면에 작용하는 토압은 식(9-1)로, 또 붕괴면이 수평과 이루는 각은 식(9-2)로 산출한다.

$$P_{ai} = K_{ai} \cdot [\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos\Psi}{\cos(\Psi-\beta)}] \cdot \cos\Psi \qquad (9\text{-}1)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \Psi)}{\cos^2\Psi \cos(\delta + \Psi)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i+\delta)\sin(\phi_i-\beta)}{\cos(\delta+\Psi)\cos(\Psi-\beta)}}\right]^2}$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i+\delta+\Psi-\beta) + \sec(\phi_i+\delta+\Psi-\beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\Psi+\delta)\sin(\phi_i+\delta)}{\cos(\Psi-\beta)\sin(\phi_i-\beta)}} \qquad (9\text{-}2)$$

(2) 수동토압

벽면에 작용하는 토압은 식(9-3), 붕괴면이 수평과 이루는 각은 식(9-4)에 의하여 산출한다.

$$P_{pi} = K_{pi} \cdot [\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos\Psi}{\cos(\Psi-\beta)}] \cdot \cos\Psi \qquad (9\text{-}3)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \Psi)}{\cos^2\Psi \cos(\delta + \Psi) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i-\delta)\sin(\phi_i+\beta)}{\cos(\delta+\Psi)\cos(\Psi-\beta)}}\right]^2}$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i-\delta-\Psi+\beta) + \sec(\phi_i-\delta-\Psi+\beta)\sqrt{\frac{\cos(\Psi+\delta)\sin(\phi_i-\delta)}{\cos(\Psi-\beta)\sin(\phi_i+\beta)}} \qquad (9\text{-}4)$$

여기서,

P_{ai}, (P_{pi}) : i층하면의 벽면에 작용하는 주동 및 수동 토압 (kN/m^2)

Ψ_i : i층의 흙의 내부마찰각 (°)

γ_i : i층의 흙의 단위체적중량 (kN/m^3)

h_i : i층의 두께 (m)

K_{ai}, (K_{pi}) : i층의 주동 및 수동 토압계수

Ψ : 벽면이 연직과 이루는 각도 (°)

β : 지표면이 수평과 이루는 각 (°)

δ : 흙과 벽면과의 마찰각 (°)

ζ_i : i층의 붕괴면이 수평과 이루는 각도 (°)

W : 지표면에 단위면적당 재하하중 (kN/m^2)

(3) 정지토압

벽체가 구속되어 변위가 작은 경우에는 정지토압으로 간주해서 계산한다.

$$P = K_o \Sigma \gamma h \tag{9-5}$$

여기서,

P : 정지토압 (kN/m^2)

K_o : 정지토압계수

γ : 흙의 단위체적중량 (kN/m^3)

h : 지표로부터 깊이 (m)

(4) 흙의 내부마찰각

흙의 내부마찰각은 시험 결과값을 사용한다. 사질토의 내부마찰각은 30°~40°의 범위이다.

(5) 흙과 벽면과의 마찰각

통상 ±15~20°의 값을 사용한다. 뒷채움재의 내부마찰각의 $\frac{1}{2}$ 정도가 적당하다.

(6) 흙의 단위체적 중량

흙의 단위체적 중량을 실험에 의하여 구한다.

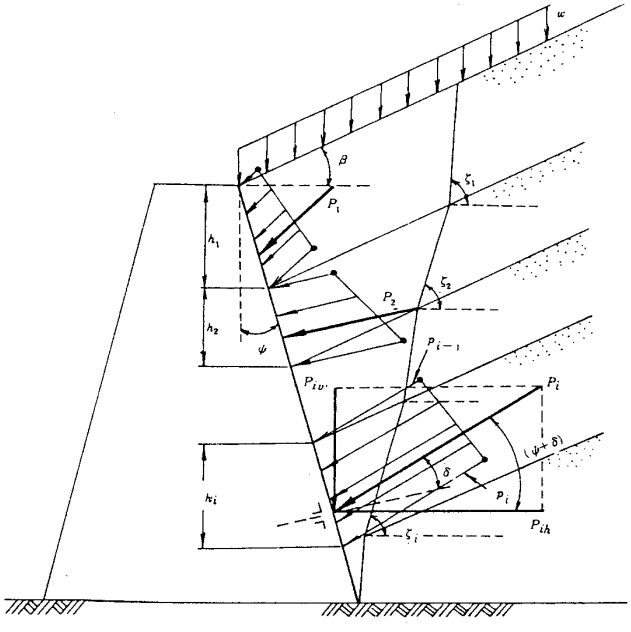


그림 (9-1) 토 압

[해 설]

(1) 토압의 크기는 구조물의 종류, 토질에 따라 좌우된다. 구조물이 강성체로서, 회전하거나 전면으로 활동하는 경우, 토압의 분포는 일반적으로 3각형 분포를 한다고 생각하면 된다. 토압공식에는 쿨롬, 랭킨, 테르자기(Coulomb, Rankine, Terzaghi)의 토압공식 등 여러 식이 있지만 쿨롬(Coulomb)의 토압공식은 실내와 야외에서의 실험의 결과, 비교적 측정값에 가까운 값을 보이기 때문에 쿨롬(Coulomb)의 토압공식을 사용하기로 한다.

그러나 강널말뚝 등 변형하기 쉬운 구조물에 작용하는 토압은 복잡한 곡선분포를 보이므로 이 경우에는 쿨롬(Coulomb)의 토압을 사용해서는 안 된다. 그리고 역 T형 옹벽 또는 부벽식 옹벽과 같이 토압이 뒷굽으로부터 위로 연직하게 세운 가상면에 작용할 때에는 랭킨(Rankine) 토압을 사용한다. 그 이유는 옹벽구조물이 회전하거나 활동하는 경우에도 이 가상면을 따라서 전단이 일어나지 않기 때문이다.

(2) 일반적으로 흙이 수평방향으로 인장변형이 생겨서 지반내의 각 점에서 활동이 일어날 수 있는 곳에서의 최대압력이 주동토압이며, 또 수평방향으로 압축이 일어나는 경우의 최소토압이 수동토압이 된다. 활동을 일으키는데 충분한 인장 또는 압축이 없는 경우에는 토압계수는 불확실하며 흙의 변형상태에 따라 $K_A<K_0<K_P$와 같은 값을 나타낼 것이다.

(3) 식(9-3)에서 식(9-4)까지 토압은 평면붕괴면으로 가정하고 붕괴면에서 쿨롬(Coulomb)의 법칙이 성립된다고 하여 구한 토압이다. 이 방법은 이론적으로 엄밀한 것은 아니나, 계산이 간단하고 실제 적용에 편리한 장점이 있다.

(4) 벽체의 변위가 작고 흙에 충분한 전단저항이 작용하지 않는 경우에는 정지토압계수를 사용하는 것이 합리적이다. 항만구조물에서는 이와 같은 경우는 드문 예이다.

정지토압계수 K_0 의 값은 모래에 있어서는 $K_0 = 1 - \sin\Psi$식을 많이 사용한다.

(5) 벽면마찰각의 부호는 주동토압인 경우에는 정(+), 수동토압인 경우에는 부(-)를 취하기로 한다. 쿨롬(Coulomb)의 수동토압은 $(-\Psi)$, $\beta(-\delta)$의 값이 크면 과대하게 되므로, 수동토압 계산의 제공식의 적용에는 다음과 같은 제한을 둔다. 즉 $(-\delta)$의 값은 배면토압의 전단저항각의 1/3로 하고 β와 $(-\Psi)$의 값은 최대 20°로 한다.

(6) 점성토의 경우에는 주동토압과 수동토압 계산 시에 점착력의 영향을 고려한다. 일반적으로 점성토는 함수비에 의해 현저하게 그 성질이 변화한다. 따라서 구조물이 설치된 후, 배면의 점성토의 성질을 정확히 추정하기 어렵다. 즉, 설계 시에 원위치시험 혹은 채취시료에 의한 실내시험의 결과에서 점착력을 구해도 그 당시의 값을 아는 것에 불과하다. 이러한 이유 때문에 흙의 점착력을 정확히 추정할 수 없는 경우에는 점착력의 영향을 무시하고 전단저항각을 작게 잡아 토압계수를 구하는 것이 좋다.

(7) 토압의 합력은 각층마다 구한다. i층에서는 식 해설 (9-2)에 의하여 산정하고, 토압합력의 수평, 연직 성분은 각각 식 해설 (9-3)에서 구한다.

$$P_i = \frac{p_{i-1} + p_i}{2} \cdot \frac{h_i}{\cos\Psi} \qquad \text{해설 (9-2)}$$

$$P_{ih} = P_i \cos(\Psi + \delta) \qquad \text{해설 (9-3)}$$

$$P_{iv} = P_i \sin(\Psi + \delta)$$

[2] 점성토의 토압

(1) 주동토압

주동토압은 식(9-6)에 의하여 산출하며, 구조물에 대해 가장 위험한 토압분포를 가정하여 설계한다. 단, 식(9-6)을 사용했을 때 생기는 부의 토압은 고려하지 아니한다.

$$P_A = \Sigma\gamma h + w - 2c \qquad (9\text{-}6)$$

여기서,

w : 상재하중 (kN/m^2)

P_A : 각 토층 하부에서 벽면에 작용하는 주동 토압 (kN/m^2)

c : 점착력 (kN/m^2)

(2) 수동토압

수동토압은 식(9-7)을 사용하여 산출한다.

$$P_P = \Sigma\gamma h + w + 2c \qquad (9\text{-}7)$$

여기서

P_P : 각 토층 하부에서 벽면에 작용하는 수동 토압 (kN/m^2)

(3) 정지토압

$$P = K_o \cdot \gamma \cdot h \qquad (9\text{-}8)$$

여기서

K_o : 정지토압계수

(4) 벽면마찰

점성토의 경우에는 흙과 벽면과의 점착력을 무시한다.

(5) 흙의 단위체적중량

점성토의 단위체적중량은 토질시험에 의해서 결정한다.

[해 설]

(1) 주동토압의 분포는 식(9-6)에 의해서 산출하며, 중력식 구조물에서는 토압의 합력이 큰 경우를 취하면 되지만, 널말뚝식 구조물에서는 널말뚝의 근입깊이, 널말뚝의 응력, 타이로드의 응력이 위험측이 되는 토압분포가 각각 다르기 때문에 주의하여야 한다.

(2) 점성토의 정지토압계수는 보통 0.6~1.0 정도라고 하지만, 과압밀점토에서는 2~4에 달하는 경우도 있다. K_o와 K_c와는 구별해야 한다고 한다.

(3) 지표면 경사, 벽면 경사 및 벽면과 흙과의 부착력 등을 고려할 때 쿨롬(Coulomb)의 토압식을 이용하여 계산할 수 있으나, 도표가 만들어져 있으므로 이것을 이용하면 편리하다. 그러나 점착력은 압밀진행에 따라 변화하며, 토압은 크립(creep)등 흙의 변형의 영향을 받으므로 충분히 검토하여야 한다.

(4) 흙의 점착력은 적절한 방법에 의해 산정되어야 하며, 예로서 일축압축시험 결과를 사용하는 경우에는 식 해설 (9-4)를 이용한다.

$$c = \frac{q_u}{2} \qquad \text{해설 (9-4)}$$

여기서, q_u : 일축압축강도(kN/m^2)

(5) 점성토의 경우에는 흙과 벽사이에 작용하는 점착력은 무시

9-6-3 지진시 토압

[1] 사질토의 토압

(1) 주동토압

벽면에 작용하는 지진 시의 토압은 식(9-9)으로, 또 붕괴면이 수평면과 이루는 각은 식(9-10)으로 산출한다.

$$P_{ai} = K_{ai}\cdot[\Sigma\gamma_i h_i + \frac{w\ \cos\Psi}{\cos(\Psi-\beta)}]\cdot\cos\Psi \tag{9-9}$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i-\Psi-\theta)}{\cos\theta\cos^2\Psi\cos(\delta+\Psi+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi_i+\delta)\sin(\phi_i-\beta-\theta)}{\cos(\delta+\Psi+\theta)\cos(\Psi-\beta)}}\right]^2}$$

$$\cot(\zeta_i-\beta) = -\tan(\phi_i+\delta+\Psi-\beta)+\sec(\phi_i+\delta+\Psi-\beta)\sqrt{\frac{\cos(\Psi+\delta+\theta)\sin(\phi_i+\delta)}{\cos(\Psi-\delta)\sin(\phi_i-\beta-\theta)}} \tag{9-10}$$

(2) 수동토압

벽면에 작용하는 지진 시의 토압은 식(9-11)로, 또 붕괴면이 수평면과 이루는 각은 식(9-12)로 산출한다.

$$P_{p_i} = K_{p_i}\left[\Sigma\gamma_i h_i + \frac{w\ \cos\Psi}{\cos(\Psi-\beta)}\right]\cos\Psi \tag{9-11}$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i+\Psi-\theta)}{\cos^2\Psi\cos\theta\cos(\delta+\Psi-\theta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi_i-\delta)\sin(\phi_i+\beta-\theta)}{\cos(\delta+\Psi-\theta)\cos(\Psi-\beta)}}\right]^2}$$

$$\cot(\zeta_i-\beta) = \tan(\phi_i-\delta-\Psi+\beta)+\sec(\phi_i-\delta-\Psi+\beta)\sqrt{\frac{\cos(\Psi+\delta-\theta)\sin(\phi_i-\delta)}{\cos(\Psi-\delta)\sin(\phi_i+\beta a-\theta)}} \tag{9-12}$$

여기서, P_{ai}, P_{p_i}, K_{ai}, K_{p_i}, ζ_i, w, γ_i, h_i, Ψ, β, δ 는 각각 본편 9-6-2 [1] 사질토의 토압의 기호 P_{p_i}, K_{ai}, K_{p_i}, ζ_i, w, γ_i, h_i, Ψ, β, δ와 동일하다.

θ : 다음의 (1) 또는 (2)로 표시되는 지진합성각(°)

(1) $\theta = \tan^{-1}k$

(2) $\theta = \tan^{-1}k'$

여기서,

k : 진도

k' : 겉보기 진도

단, 겉보기 진도는 본편 9-6-3 [3]에 의해서 산출한다.

[해 설]

(1) 지진 시의 토압은 모노베(物部)·오까베(岡部)가 제안한 이론에 근거한다.

(2) 벽면마찰각

일반적으로 ±15° 이하로 한다. 뒤채움재의 내부마찰각(ø)의 1/2 정도를 기준으로 한다.

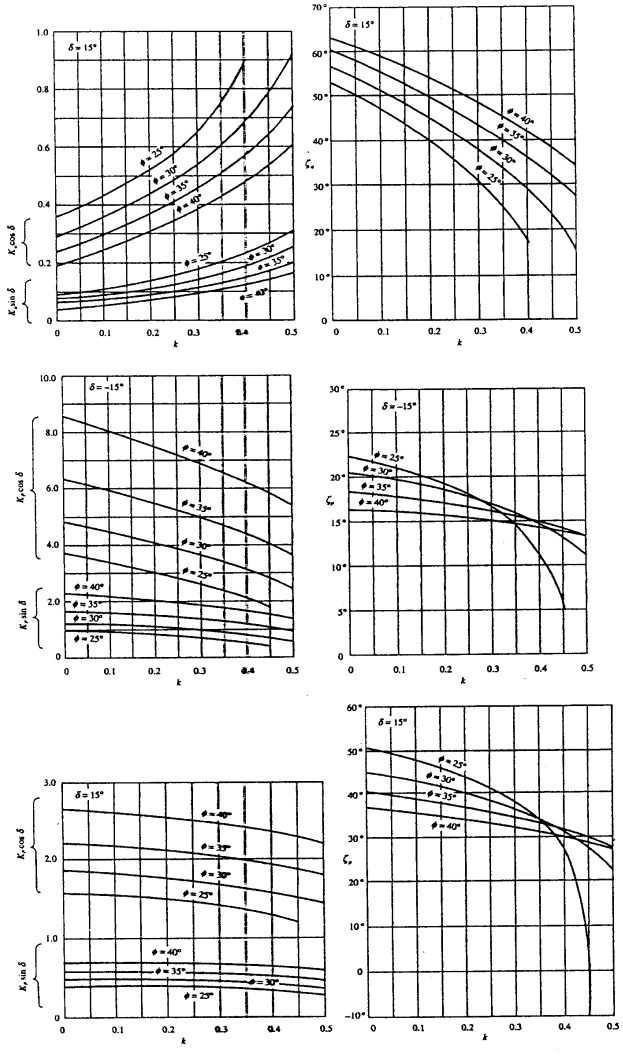
(3) 잔류수위 이하의 토압

잔류수위 이상에서는 대기 중의 진도를 사용하여 토압분포를 구하고 잔류수위 이하에서는 각 경계면에서 본편 9-6-3 [3]을 사용하여 토압분포를 구한다.

(4) 토압계수 등

토압계수와 붕괴각의 산정은 해설 그림 (9-1)을 참조한다.

(5) 위의 토압식은 흙과 간극수가 일체가 되어 운동한다고 가정하고 있으며, 액상화가 일어난 지반에는 적용할 수 없다. 이러한 경우에는 별도로 동적 유효응력해석 또는 모형실험 등으로 지반과 구조물의 지진시 안정성에 대해 평가할 필요가 있다.



해설 그림 (9-1) 토압계수와 붕괴각

[2] 점성토의 토압

구조물의 벽면에 작용하는 지진시의 토압 및 붕괴면이 수평면과 이루는 각도는 다음에 제시된 바와 같이 산정하는 것을 표준으로 한다.

(1) 주동토압

지진 시 구조적 안정이 확보될 수 있도록 진도를 감안한 적절한 토압식에 의해 산정한다.

(2) 수동토압

지진 시 구조적 안정이 확보될 수 있도록 적절한 토압식에 의해 산정한다.

[해 설]

(1) 주동토압은 식 해설 (9-5), 붕괴면이 수평과 이루는 각도는 식 해설 (9-6)에 의해 산출할 수 있다.

$$P_a = \frac{(\sum \gamma_i h_i + w)\sin(\zeta_a + \theta)}{\cos\theta \sin\zeta_a} - \frac{c}{\cos\zeta_a \sin\zeta_a} \qquad \text{해설 (9-5)}$$

$$\zeta_a = \tan^{-1}\sqrt{1 - \frac{(\sum \gamma_i h_i + 2w)}{2c} tan\theta} \qquad \text{해설 (9-6)}$$

여기서,

P_a : 주동토압 (kN/㎡)

γ_i : 흙의 단위체적중량 (kN/㎥)

h_i : 층의 두께 (m)

w : 수평단위면적당 재하하중(kN/㎡)

c : 흙의 점착력 (kN/㎡)

θ : 지진합성각 Θ=$\tan^{-1}$k(°) 또는 Θ=$\tan^{-1}$k′(°)로 표시한다.

k : 진도

k' : 겉보기 진도

ζ_a : 붕괴면이 수평과 이루는 각도(°)

(2) 점성토의 지진 시 수동토압을 구하는 방법에 대해서는 불명확한 점이 많은데 기존의 본편 9-6-2 [2] 점성토의 토압식 식(9-6)에 나타낸 평상시의 토압산정식을 이용하고 있다. 현 단계에서도 식(9-6)을 편법으로 이용하는 것이 가능하다.

(3) 해저면 아래에서의 점성토의 지진 시 토압을 산출하는 경우 해저면에서는 겉보기 진도를 이용하여 토압을 구하지만 해저면 아래 10m 이하에서는 진도를 0으로 하여 토압을 구하여도 좋다. 단, 해저면 아래 10m에서의 토압이 해저면에서의 값보다 작은 경우에는 해저면에서의 값을 이용한다.

[3] 겉보기 진도

수면 아래 흙의 지진 시 토압은 다음 식에 의해 구해지는 겉보기 진도를 이용하여 본편 9-6-3 [1] 사질토의 토압 및 본편 9-6-3 [2] 점성토의 토압의 규정에 따라 산정하는 것을 표준으로 한다.

$$k' = \frac{2(\Sigma\gamma_t h_i + \Sigma\gamma h_i + w) + \gamma h}{2[\Sigma\gamma_t h_i + \Sigma(\gamma - 10)h_j + w] + (\gamma - 10)h} k \qquad (9\text{-}13)$$

여기서,

k' : 겉보기 진도

γ_t : 잔류수위 위 흙의 단위체적중량 (kN/㎥)

h_i : 잔류수위 위 i층의 토층의 두께 (m)

γ : 물에 의해 포화된 흙의 공기 중 단위체적중량 (kN/㎥)

h_j : 잔류수위 아래에서 토압을 산정하는 층보다 위인 j층의 토층 두께 (m)

w : 지표면의 단위면적당 재하하량 (kN/㎡)

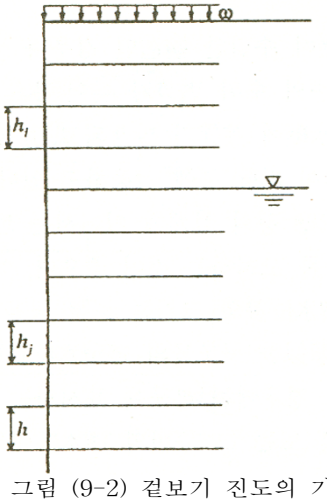
h : 잔류수위 아래에서 토압을 산정하는 토층의 두께 (m)

k : 진도

[해 설]

(1) 현시점에서 지진 시 토압의 산정에 관하여 경량성토재 등 신재료의 적용성을 갖는 가장 합리적이고 생각되는 식(9-13)을 이용한다. 자유수면에 면한 벽체의 안정을 검토할 때에는 식(9-13)을 이용하여 산출한 토압에 벽체 전면에 작용하는 동수압을 바다쪽으로 작용시킨다.

(2) 지진 시 수면 아래의 흙은 토립자와 물이 일체로 되어 운동한다고 가정하면 흙에 작용하는 지진력은 흙의 포화중량에 진도를 곱한 것으로 된다. 또한 수면하의 흙은 부력을 받으므로 흙에 작용하는 수직력은 흙의 수중중량이다. 따라서 수면 아래의 흙에 작용하는 지진 시 합력은 공기 중과 다르게 된다. 지진 시 토압을 산출하는 경우 수면 아래의 흙에 대해서는 지진합성각으로 도출한 겉보기 진도를 이용하면, 공기 중의 흙에 대해 도출된 지진 시 토압식에 의해 토압을 구하는 것이 가능하다. 수면 아래의 흙에 대한 수직력에는 토압을 구하고자 하는 토층보다 위인 흙의 토층중량 및 재하하중이 들어가므로 겉보기 진도는 이들의 영향을 받는다.



해설 그림 (9-2) 겉보기 진도의 기호

9-6-4 수 압

[1] 잔류 수압

안벽 뒷채움 내의 수위와 전면수위간의 수위차가 생길 때 설계를 할 경우, 다음 식과 같이 잔류수압을 고려하여 안정계산을 해야 한다.

$0 \leqq y < h_w$ 일 때 : $P_w = \gamma_w \cdot y$ (9-14)

$h_w \leqq y$ 일 때 : $P_w = \gamma_w \cdot h_w$ (9-15)

여기서,

P_w : 잔류수압 (kN/㎡)

h_w : 잔류수위차, 뒷채움 내의 수위가 전면의 수위보다 높을 때 최고의 수위차 (m)

y : 뒷채움 내의 수면에서 잔류수압을 구하는 점까지의 높이 (m)

γ_w : 물의 단위체적중량 (kN/㎥)

* h_w의 크기는 벽체의 배수상태, 조위차 등을 고려해서 정하나, 통상, 전면 조위차의 1/3~2/3을 표준으로 한다.

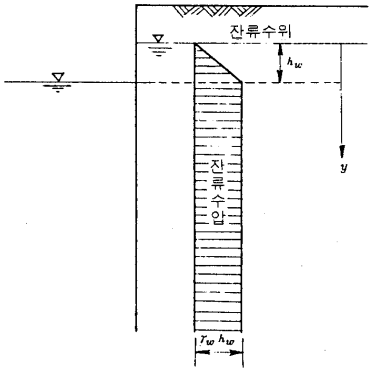


그림 (9-2) 잔류수압

[해 설]

(1) 안벽이 수밀한 구조인 경우나 뒷채움토의 투수성이 적은 경우에는, 전면의 수위의 변화에 대해서 뒷채움토 중의 수위 변화가 늦어 수위차가 일어난다. 이 때문에 안벽의 전면에 작용하는 수압과 배면에 작용하는 수압에 차이가 발생되고, 안벽의 전면과 배면과는 상이한 수압이 작용하는 대신, 양자의 차에 상당하는 수압이 안벽 등에 작용하고 있다고 생각할 수가 있다.
안벽 등의 설계에 있어서는 매립토 내의 수위가 전면의 수위보다도 높고, 게다가 수위차가 최대가 되는 경우를 고려하는 것이 좋으며, 이때에 안벽 등에 작용하는 수압이 본문의 잔류수압이다.

(2) 잔류수위차의 크기는 안벽 등을 구성하는 벽체 또는 그 주변의 투수성, 조위차 등에 의해서 다르다. 부근의 유사한 구조물의 잔류수위차를 조사하거나 벽체 또는 그 주변지반의 투수성의 검토하여, 잔류수위차를 정할 경우에는 본문에 표시하는 표준값 이외의 값을 쓸 수가 있다.

(3) 벽체 또는 그 주변의 투수성이 구조물 완성 후, 시간이 경과함에 따라 감소되는 경우에는, 전면 조위차가 클 때에는 그것을 고려해서 잔류수위차를 정하여야 한다.

[2] 지진시의 동수압

(1) 수중에 있는 구조물 및 시설의 내부공간의 일부 또는 전체를 물이 점하는 경우에서는 지진시의 동수압을 다음 식(9-16)에 의해 구하는 것을 표준으로 한다.

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} k \gamma_w \sqrt{H \cdot y} \qquad (9\text{-}16)$$

여기서,

P_{dw} : 동수압 (kN/㎡)
k : 진도
γ_w : 물의 단위체적중량 (kN/㎥)
H : 수심 (m)
y : 수면으로부터 동수압을 산정하는 점까지의 깊이 (m)

(2) 동수압의 합력 및 작용점의 위치는 다음 식(9-17)에 의해 산정하는 것으로 한다.

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{12} k \gamma_w H^2 \qquad (9\text{-}17)$$

$$h_{dw} = \frac{3}{5} H$$

여기서,

P_{dw} : 동수압의 합력 (kN)
h_{dw} : 수면부터 동수압 합력의 작용점까지의 거리 (m)

[해 설]

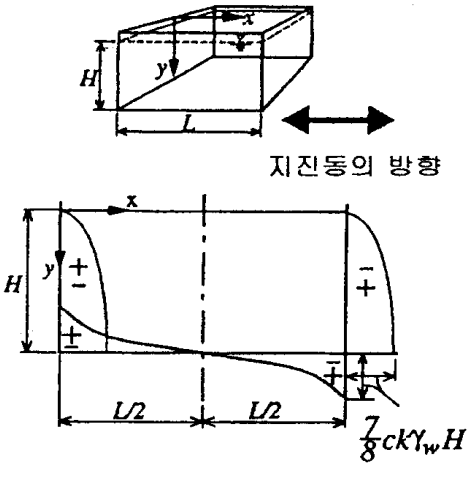
(1) 동수압의 산정은 구조물의 강성, 전체로서의 안정조건 등 구조물의 특성을 고려하여야 한다.

(2) 액체가 구조물 내부의 공간을 점하고 있는 경우에도 이 액체에 의한 동적 압력을 고려한다.

(3) 현재 이용되고 있는 동수압 산정방법은 정상진동에 대한 동수압을 기준으로 한 것이다. 다른 외력 등의 위상관계를 고려하여 특히 필요한 경우에는 불규칙 진동에 대한 동수압을 산정하여 설계에 이용한다.

(4) 구조물의 양측에 동수압이 작용하는 경우에는 동수압 합력의 합계는 2배로 된다.

(5) 정방형의 공간을 점하는 물이 이 공간의 한 변과 평행한 방향으로 진동하는 지진동을 받는 때에 그 진동방향에 수직한 벽면에 작용하는 동수압은 식 해설 (9-7)에 의해 계산한다.(해설 그림 (9-3) 참조)



해설 그림 (9-3) 장방형 중공부의 물에 의한 동수압

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} c \ k \gamma_w \sqrt{H \ y} \qquad \text{해설 (9-7)}$$

여기서,

P_{dw} : 동수압 (kN/㎡)
k : 설계진도
γ_w : 해수의 단위체적중량 (kN/㎥)
y : 수면부터 동수압을 구하는 점까지의 깊이 (m)
H : 수심 (m)
L : 물이 접하는 공간의 진동방향의 길이 (m)
c : 보정계수

$\frac{L}{H} < 1.5$일 때 $c = \frac{L}{1.5H}$

$\frac{L}{H} < 1.5$일 때 $c = 1.0$

이 때 저면에 작용하는 동수압은 식 해설 (9-8)에 의해 계산한다.

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} ck\gamma_w H \frac{\cosh\left(\frac{\pi}{2}\frac{x}{H}\right) - \cosh\left(\frac{\pi}{2}\frac{L-x}{H}\right)}{1 - \cosh\left(\frac{\pi}{2}\frac{L}{H}\right)} \qquad \text{해설 (9-8)}$$

여기서,

x : 진동방향에 수직한 벽면으로부터 동수압을 구하는 점까지의 거리 (m)

(6) 식(9-13)(본편9-6-3 [3] 겉보기 진도)을 이용한 구조물의 경우에는 벽체 벽면에 작용하는 동수압을 해측(海側)으로 작용시킨다.

(7) 동수압을 고려하지 않아도 되는 사례

① 구조물의 특성이 직접적으로 동수압을 고려하지 않고 설계해도 되는 경우

② 직접 동수압을 고려하지 않는 설계법을 이용하는 경우(충분한 실적을 필요로 한다)

구체적으로는 아래의 경우이다.

가. 케이슨 속채움의 간극수에 의한 동수압

나. 계선안벽 등의 뒤채움 및 매립토의 간극수에 의한 동수압

다. 케이슨의 측벽 및 저판의 배근설계 시 동수압

[참고문헌]

1) 김범상, 김기영, 조성민(2002), "표준관입시험을 통한 파동방정식 지반정수 산정법", 한국지반공학회 논문집 제18권 제4호, pp.45-53
2) 박용원 외(1993), "표준관입시험의 해머에너지 측정", 학술발표회 개요집-2, 대한토목학회, pp.573-576
3) 박용원 외(1994), "표준관입시험의 해머별 에너지 비교", 학술발표회 개요집-1, 대한토목학회, pp.821-824
4) 이명환 외(1992), "실측에 의한 표준관입시험 함마의 낙하속도 분석", 한국지반공학회지, 제8권 1호, pp.59-66
5) 이우진 외(1998), "PDA를 이용한 표준관입시험의 에너지전달효율 측정", 1998년 봄 학술발표회 논문집, 한국지반공학회, pp.75-84
6) 이호춘(1996), "국내 표준관입시험의 에너지 수준 측정 및 고찰", 명지대학교 대학원 박사학위논문
7) 이호춘, 김병일, 박용원(1997), "표준관입시험의 동적효율 측정", 한국지반공학회지, 제13권 1호, pp.169-180
8) 이호춘, 박용원(1996), "표준관입시험의 해머에너지 수준", 한국지반공학회지, 제12권 5호, pp.117-125
9) 조성민, 정종홍(2001), "국내 사용 중인 표준관입시험 장치의 유형별 분류", 대한토목학회 2001년 학술발표회 논문집(CD)
10) 조성민, 정종홍, 김동수, 이우진(2001), "표준관입시험시 롯드에 전달되는 해머의 낙하에너지 평가 1", 한국지반공학회 2001년 봄 학술발표회 논문집, pp.469-476
11) 조성민, 정종홍, 이우진, 김동수(2002), "표준관입시험시 롯드에 전달되는 해머의 낙하에너지 평가 2", 한국지반공학회 2002년 봄 학술발표회 논문집, pp.71-78
12) 한국도로공사(2000), 표준관입시험 활용법 개선 연구(I), 도로연구소 2000년도 중간보고서 도로연00-14
13) 한국도로공사(2001), 표준관입시험 활용법 개선 연구(II), 도로연구소 2001년도 중간보고서 도로연00-11
14) Baligh, M.M., and Levadoux, J.N.(1980), "Pore pressure dissipation after cone penetration", Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Construction Facilities Division, Cambridge, Massachusetts 02139.
15) Baligh, M.M., and Levadoux, J.N.(1986), "Consolidation after undrained piezocone penetration. II: Interpretation". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 112(7): pp. 727-745.
16) Campanella, R.G., and Robertson, P.K.(1982), "State of the art in In-situ testing of soils: developments since 1978". In Proceedings of Engineering Foundation Conference on Updating Subsurface Sampling of Soils and Rocks and Their In-situ Testing. Santa Barbara, California. January 1982, pp. 245-267.
17) Clayton, C.R.I.(1990), "SPT energy transmission : Theory, Measurement and Significance", Ground Engineering, pp.35-43
18) Decourt, L.(1989), "The standard penetration test. State of the art report." in Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, pp. 2405-2416.
19) Douglas, B.J., Olsen, R.S.(1981), "Soil classification using electric cone penetrometer", Cone Penetration Testing and Experience, Proceedings of the ASCE National Convention, St, Louis. pp.209-217.

20) Dunham J. M.(1954), “Pile foundations for buildings”. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division Vol.80, No.1, pp.385-21 to 385- 1 to 385-21.
21) Hansbo, H.(1957), “A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test,” Proc. Swedish Geotech, Inst., No. 14, pp.46
22) Hara, A., Ohata, T., and Niwa, M.(1971), “Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils”, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 3, pp. 1-12.
23) Hatanaka, M., and Uchida, A.(1996), “Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils.” Soils and Found., 36(4), 1 - 9
24) Skempton, A.W and Henkel, D.J.(1953), “The post Glacial clays of the thames Estuary at Tilbury and Shell haven”, Proc .3rd ICSMFF, Zurich, Vol. 1, pp. 302-308
25) Hazen, A.(1892), “Some Physical Properties of Sands and Gravels with Special Reference to their Use in Filtration”, The 24th Annual Report of the State Board of Health of Massachusetts. Public Document No.34, Boston, Wright and Potter Printing Co., p. 553.
26) Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T., and Lancellotta, R.(1985), “New developments in field and laboratory testing of soils”, In Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco. August 1985, Vol.1, pp. 57-153.
27) Jefferies, M. G. and Davies, M.O.(1991), “Soil Classification by the cone penetration test: Discussion”. Canadian Geotechnical Journal, 281, pp. 177 - 176.
28) Kovacs, W.D. and Salomone, L.A.(1982), "SPT hammer energy measurement", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.108, No.GT4, pp.599-620
29) Liao, S. and Whitman, R.(1986), "Overburden Correction Factors for SPT in Sand" Journal of Geotechnical Engineering, 112 (3), pp. 373-377
30) Lunne, T., Christoffersen, H.P., and Tjelta, T.I.(1985), “Engineering use of piezocone data in North Sea clays”. In Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco. Balkema Pub., Rotterdam, Vol.2, pp. 907-912.
31) Marcuson, W.F., and Bieganousky, W.A.(1977), “SPT and relative density in coarse sands”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(GT11): 1295 - 1309.
32) Olsen, R. S., and Farr, J. V.(1986), “Site characterization using the cone penetration test”, Proceedings, In-Situ ‘86, ASCE Specialty Conference, Blacksburg, VA.
33) Peck, R. B., Hansen, W. E., and Thornburn, T. H.(1974), “Foundation Engineering”, 2nd Ed., Wiley, New York.
34) Riggs, C. O.(1986), "North American Standard Penetration Test Practice", proceeding. of the 14th Specialty conference, on Use of In Situ Tests in GED, ASCE, pp.949-967.
35) Robertson, P.K. and Woller, D.J.(1991), "SPT energy measurements using a PC based system", 44th Canadian Geo. Conference, Vol.1, Paper No.8, pp.1-10
36) Robertson, P.K., and Campanella, R.G(1986), “Guideline for Use, Interpretation and Application of the CPT and CPTU”, UBC Soil Mechaics Series No. 105, Dept. of Civil Eng., Vancouver.
37) Robertson, P.K.(1990), “Soil classification using the CPT”, Can. Geotech. J., 271, 151-158.
38) Schmertmann, J.H.(1975), “Measurement of in-situ shear strength, in ASCE Specialty Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, v.2, pp. 57-138.
39) Schmertmann, J.H.(1978a), “Guidelines for cone penetration test, performance and design”, Report FHWA-TS-787-209, Federal Highway Administration, Washington.

40) Schmertmann, J.H.(1978b), "Use of the SPT to measure dynamic soil properties-yes, but. . .!", Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, pp 341-355
41) Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M.(1985), "Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations", Journal of the GED, ASCE, Vol.111, No.GT12, pp.1425-1446
42) Senneset, K., Janbu, N., and Svanø, G.(1982), "Strength and deformation parameters from cone penetration tests". In Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II. Amsterdam, pp. 863-870.
43) Skempton, A.W.(1986), "Standard penetration test procedures and the effects in sands overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation", Geotechnique, Vol.36, No.3, pp.425-447
44) Stroud, M.A.(1974). "The SPT in Insensitive Clays and Soft Rocks", Proceedings, European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2.2, Stockholm, pp.367-375.
45) Teh, C.I., and Houlsby, G.T.(1991), "An analytical study of the cone penetration test in clay". Geotechnique, 41(1): pp. 17-34.
46) Terzaghi, K., and Peck, R. B.(1967), Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed., Wiley, New York.
47) Torstensson, B.-A.(1975), "Pore pressure sounding instrument". In Proceedings of ASCE Specialty Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties. Raleigh, N.C., Vol.II, pp. 48-54.
48) Torstensson, B.-A.(1982), "A combined pore and point resistance probe". In Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II. Amsterdam, Vol.2, pp. 903-908.
49) 岡部三郎(1924), General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, 일본토목학회지 제10권 제6호,
50) 梅原靖文(1983), 흙의 압밀특성과 시험법의 관계에 관한 연구, 항만기연자료 No.469,
51) 三笠正人(1990), 연약점토의 압밀, 鹿島出版會,
52) 田中洋行, 田中政典(1994), 전단시험에 따른 점성토지반의 강도결정법, 항만기술연구소보고 제33권 제4호,
53) 中瀨明男, 小林正樹, 滕野 克(1969), 압밀 및 팽창에 의한 포화점토의 전단강도 변화, 항만기술연구소보고 Vol.8 No.4,
54) 中瀨明男 小林正樹, 兼近明男(1972), 점토의 비배수 전단강도와 변형계수, 항만기술연구소보고 Vol.11 No.2,
55) 倉田 進, 藤下利男(1961), 사질점토와 같은 혼합토의 공학적 성질에 관한 연구, 운수기술연구소보고 Vol.11 No.9,
56) 土田 孝, 小林正樹, 井福周介, 福田 功(1988), Engineering Properties of Coral Soils in Japanes South Western Island, 석회질흙에 관한 국제회의,

제 10 장 지진 및 지진력

10-1 일 반

항만시설물은 적절한 내진성능을 갖도록 하여야 하며, 설계 시에는 지진의 영향을 고려한다.

[해 설]

(1) 항만시설은 본 장에서 제시하는 방법에 따라서 내진설계를 수행하여야 한다.

(2) 단, 도로, 철도시설 및 이와 관련된 교량 등의 부속시설과 건축물 등은 별도의 해당기준에 준하여 내진설계를 수행한다.

(3) 대상시설의 내진성능을 검토하는 경우 다음 사항이 고려되어야 한다.

① 대상지역의 지진활동도, 대상으로 하는 지진, 지진동 등

② 건설지점의 지반조건

③ 시설물의 내진등급 및 내진성능 목표

④ 시설물 이용상 지진 시 한계조건

(4) 내진성에 대한 검토항목은 다음과 같다.

① 지반 구조물 시스템의 전체 안정성

② 구조물의 기초지반 활동, 전도 등에 대한 안정성

③ 액상화 현상이 기초지반의 안정성 및 상부구조물에 미치는 영향

④ 구조물의 부재응력

⑤ 기능상으로 본 구조물 각 부분, 인접하는 구조물이나 지반과의 상대변위

(5) 일본의 효고현(兵庫縣) 남부지진에서 고베항(神戶港)은 안벽 거의 전부가 같은 구조형식이었기 때문에 이들 안벽 전부가 똑같이 큰 피해를 입었다. 구조형식이 다르면 지진응답특성도 다르기 때문에 재해를 입더라도 그 재해변형(災害變形)의 상황에 차가 있을 것이라 예상된다. 고베항(神戶港)의 재해사례를 관련 보고서 등으로부터 참조하여 항만시설의 구조형식을 선정할 때에는 지진응답특성이 다른 구조형식을 조합하는 등의 구조형식의 다양화에 노력한다.

[참 고]

본 장에 기술되지 않은 사항에 대해서는「항만 및 어항시설의 내진설계 표준서」- (1999.3. 해양수산부)를 검토하는 것이 바람직하다.

10-2 항만시설의 내진등급 및 내진성능 목표

10-2-1 내진등급

(1) 항만시설의 내진등급은 Ⅰ등급 및 Ⅱ등급으로 구분한다.
(2) 내진Ⅰ등급은 다음과 같은 경우의 항만시설물에 적용한다.
① 시설물이 피해를 입으면 많은 인명과 재산상의 손실을 줄 염려가 있는 시설물
② 시설물이 피해를 입으면 심각한 환경오염을 줄 염려가 있는 시설물
③ 지진재해 복구에 중요한 역할을 담당하는 시설물(지진재해 복구용 시설물)
④ 국방상 필요성에 의하여 분류된 시설물
⑤ 지진피해 발생 시 구조물의 복구가 곤란한 시설
(3) 내진Ⅰ등급으로 분류되지 않은 항만시설물은 내진Ⅱ등급으로 간주하여 내진설계를 한다.

[해 설]

(1) 항만시설의 내진등급은 시설물의 용도, 구조, 규모 등에 따라서 일률적으로 적용될 성격이 아니며, 시설물의 사회적, 경제적 성격에 따라서도 변화될 수 있으므로 기능측면에서 등급을 구분하였다.
(2) 방파제는 특별한 사유가 없는 한 내진Ⅱ등급을 기준으로 한다.
(3) 매립용 호안은 배면 매립지의 이용성, 인접 시설물과의 연관성 등에 따라 내진등급을 결정하여야 한다.
(4) 내진등급이 서로 다른 시설물이 인접할 경우는 가능한 시설물을 분리하는 것이 바람직하다.
(5) 지진재해 복구에 중요한 역할을 담당하는 시설물(지진재해 복구용 시설물)은 국가지진재해복구계획 등을 감안하여 내진 I등급시설물에 적용하는 지진력을 상회하는 지진력 하에서의 안전성, 복구성 및 사용성을 검토할 수 있다.
(6) 어항(물양장 포함) 등 규모가 작은 항만시설은 지진 시 재해위험도를 감안하여 내진 II등급 시설물에 적용하는 지진력을 하회하는 지진력을 적용할 수 있다.

[참 고]

(1) 내진Ⅰ등급 시설로는 다음과 같은 시설물을 예시할 수 있다.
① 유해물이나 위험물 부두시설로서 본문(2)의 ① 및 ②에 해당되는 시설
② 컨테이너 안벽 등 부두시설 중 본문 (3)에 해당되는 시설
③ 군사목적용 시설로서 이용자의 판단에 따라 Ⅰ등급으로 분류된 시설
④ 침매터널, 해저 파이프라인 시설 중 본문 (2)의 ② 및 ⑤에 해당되는 시설
⑤ 갑문시설
(2) 항만시설물중 다음과 같은 시설물은 지진피해 시 사회·경제적 손실을 최소화 할 수 있거나 시설물의 기능상 재해복구 시까지 그 기능이 중단되더라도 큰 무리가 없다고 판단되는 경우, 내진설계를 생략할 수 있다.
① 외곽시설 중 침식대책시설, 매몰대책시설
② 부잔교, 항로표지시설 등 부유식 구조물(단, 연락교, 도교, 조절탑 등은 제외)
③ 소형선 부두시설

10-2-2 내진성능 목표

(1) 항만시설의 설계 성능 수준은 기능수행 수준과 붕괴방지 수준으로 분류한다.
(2) 항만시설은 표 (10-1)에 규정한 평균재현주기를 갖는 설계지반운동에 대하여 기능수행 수준과 붕괴방지 수준에서 요구하는 성능목표를 만족할 수 있도록 하여야 한다.

표 (10-1) 지반운동 수준

성능 목표	내진Ⅰ등급	내진Ⅱ등급
기능수행 수준	평균재현주기 100년	평균재현주기 50년
붕괴방지 수준	평균재현주기 1000년	평균재현주기 500년

[해 설]

기능수행 수준은 구조물에 심각한 구조적 손상이 발생하지 않고 지진 경과 후에도 구조물의 기능은 정상적으로 유지할 수 있는 성능수준이며, 붕괴방지 수준은 구조물에 제한적인 구조적 피해는 발생하나 긴급보수를 통해 단시간에 항만구조물로서의 기능을 발휘할 수 있는 수준이다.

[참 고]

(1) 항만시설은 지진 시의 거동과 연계하여 흙구조물, 벽체구조물, 말뚝구조물, 건축구조물 등으로 분류할 수 있다. 흙구조물은 제방과 호안의 기초 또는 전 구조체를 흙과 사석으로 시공한 구조체이다. 벽체구조물은 중력식 계선안, 널말뚝식 계선안, 셀식 계선안 및 갑문시설의 벽체 등을 포함한다. 말뚝구조물은 잔교식 계선안, 돌핀, 도교, 연락교 등의 말뚝을 들 수 있다.
(2) 기능수행 수준의 거동한계(擧動限界) 규정은 다음과 같다.
① 흙구조물이나 벽체구조물은 구조물의 부분적인 항복과 영구변형을 허용할 수 있으나, 주변구조물 및 부속시설들이 탄성 또는 탄성에 준하는 거동을 할 정도의 영구변형만이 허용되도록 하여야 한다.
② 말뚝구조물은 지진 시 그 주변지반의 소성거동은 허용할 수 있으나 말뚝구조물 자체와 그 위에 놓여있는 모든 구조물 및 부속시설이 탄성 또는 탄성에 준하는 거동을 하여야 한다.
③ 항만부지내의 지반에는 과다한 변형이 발생하여서는 안 되며 액상화로 인하여 항만의 기능수행에 지장이 초래되어서는 안 된다.
(3) 붕괴방지 수준의 거동한계 규정은 다음과 같다.
① 흙구조물이나 벽체구조물의 구조적 손상은 경미한 수준으로 제한되어야 하며, 영구변형으로 인하여 주변구조물 및 부속시설들이 탄성한계를 초과하는 소성거동은 허용되나 취성파괴가 발생하여서는 안 된다.
② 말뚝구조물은 지진하중 작용 시 탄성한계를 초과하는 소성거동을 허용하나, 이로 인하여 말뚝구조물 자체나 상부구조물에 취성파괴가 유발되어서는 안 된다.
③ 항만부지내의 지반에는 과다한 변형이 발생하여서는 안 되며 액상화로 인하여 항만시설이 수리불능의 피해를 입어서는 안 된다.

10-3 설계지진하중

10-3-1 설계지반운동 결정시 고려사항

내진설계 시 설계지반운동은 지진의 강도, 주파수 특성, 지속시간과 국지적인 토질조건이나 지질조건 등이 지반운동에 미치는 영향 등이 적절히 고려되어야 한다.

[해 설]

(1) 설계지반운동은 다음과 같은 사항을 고려하여 결정한다.
① 설계지반운동은 해당시설물의 내진설계에 필요한 지점에서의 자유장운동으로 정의한다.
② 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하지형이 지반운동에 미치는 영향이 고려되어야 한다.
③ 기본적인 지진재해도는 보통암 지반을 기준으로 평가한다.
④ 설계지반운동은 흔들림의 세기, 주파수 내용 및 지속시간 등 시설물의 내진설계에 필요한 그 특성이 잘 표현되어야 한다.

(2) 설계지반운동은 수평2축방향과 수직방향 성분으로 정의된다.

(3) 설계지반운동의 수평2축방향 성분은 세기와 특성이 동일하다고 본다.

(4) 설계지반운동의 수직방향 성분의 세기는 수평방향 성분의 3분의 2로 가정할 수 있고, 주파수 내용과 지속시간은 수평방향 성분과 동일하게 본다. 단, 특별히 별도로 정하는 경우는 예외로 한다.

10-3-2 지역별 진도

(1) 지역별 진도로서는 본문 해설에 수록한 해설 그림 (10-1)~해설 그림 (10-7)의 각 재현주기별 지진재해도 상의 값을 적용한다. 단, 이러한 지역별 진도는 지진재해대책법에 의해 고시되는 가장 최근의 값을 사용하여야 한다.

(2) 지역별 진도로서 다음 값을 적용할 수 있다.
① 지역별 진도는 지진구역 계수에 재현주기별 위험도 계수를 곱한 값으로 한다.

(지역별 진도, g값) = (지진구역 계수)×(위험도 계수)

② 지진구역은 다음과 같이 구분한다.

표 (10-2) 지진구역의 구분

지진구역	행정구역	
I	시	서울, 인천, 대전, 부산, 대구, 울산, 광주, 세종
	도	경기, 충북, 충남, 경북, 경남, 전북, 전남, 강원 남부*
II	도	강원 북부**, 제주

* 강원 남부 : 영월, 정선, 삼척, 강릉, 동해, 원주, 태백

** 강원 북부 : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천, 속초

③ 지진구역별 지진계수는 다음과 같다.

표 (10-3) 지진구역 계수 (재현주기 500년에 해당)

지진구역	I	II
구역 계수, Z(g값)	0.11	0.07

④ 재현주기별 위험도 계수는 다음 값을 적용한다.

표 (10-4) 위험도 계수

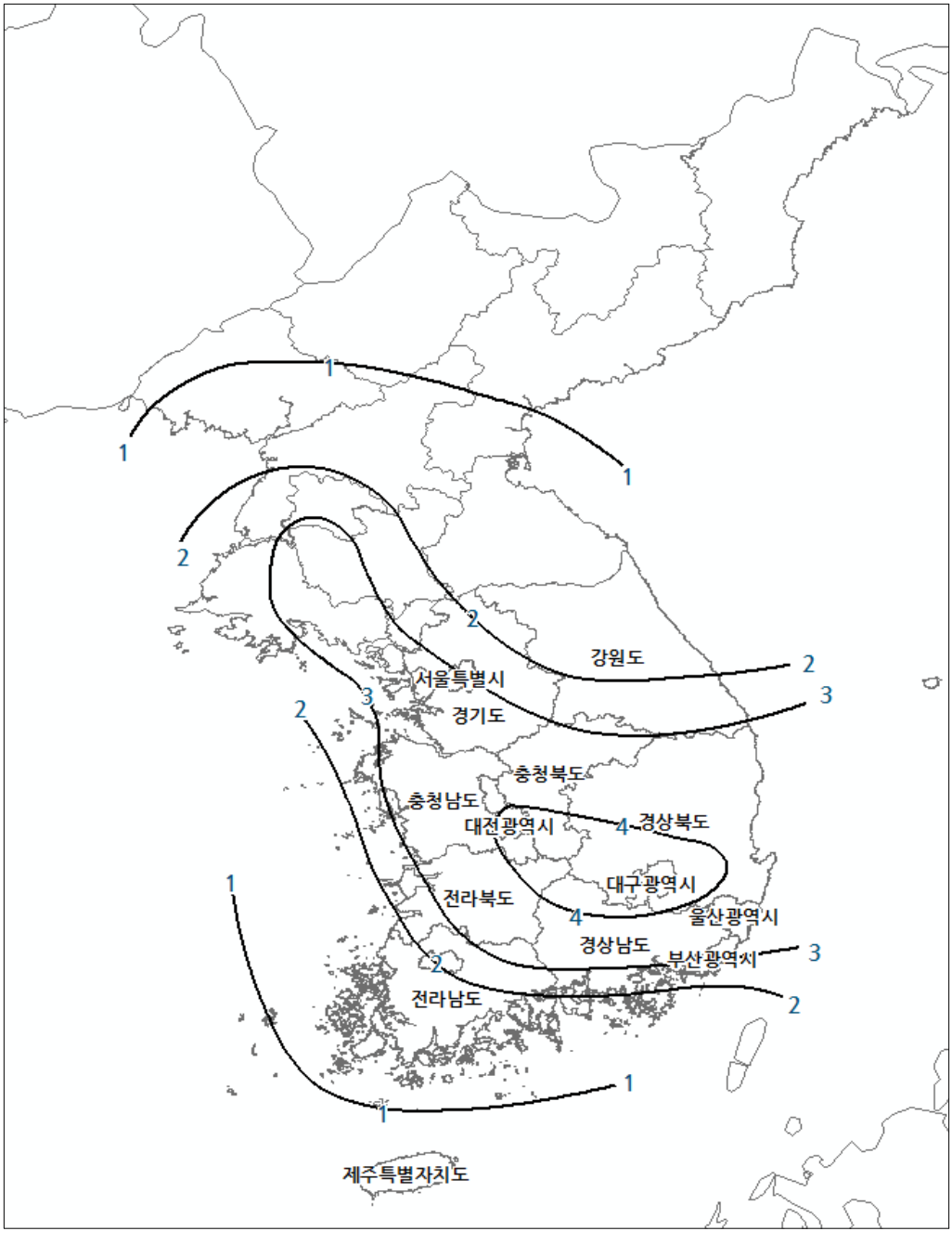
재현주기(년)	50 년	100 년	200 년	500 년	1000 년	2400 년	4800 년
위험도 계수	0.4	0.57	0.73	1.00	1.40	2.0	2.6

[해 설]

(1) 지역별 진도를 결정하기 위한 재현주기별 지진재해도와 지진구역 계수는 보통암지반(S_B)을 기준으로 제시된 것이다. 항만시설이 대부분 해안에 연하여 있게 되므로 지진구역 구분이 항만 및 해안분야에 적합하지 않을 경우를 대비하여 해설 그림 (10-1)~해설 그림 (10-7)의 재현주기별 지진재해도상의 지역별 진도를 사용한다.

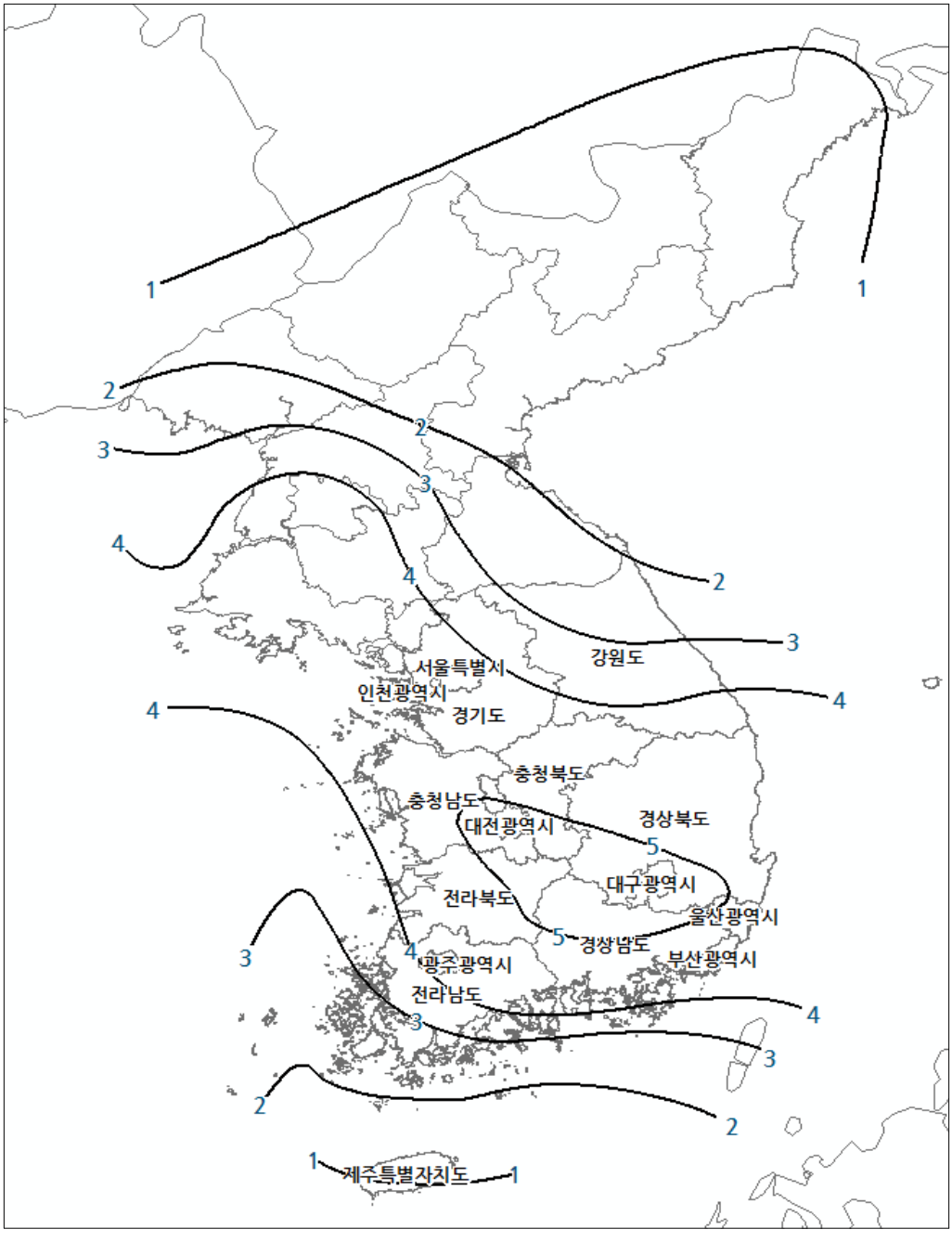
(2) 지진구역 계수가 구분된 각 지진구역별로 평균재현주기 500년을 기준으로 결정되었으므로, 표 (10-4)에서 평균재현주기별 최대유효지반가속도의 비를 의미하는 위험도 계수를 정하여 이용함으로서 다른 재현주기에서의 지역별 진도를 결정할 수 있도록 하였다.

(3) 우리나라의 각 재현주기별 지진재해도는 해설 그림 (10-1)~해설 그림 (10-7)과 같다.



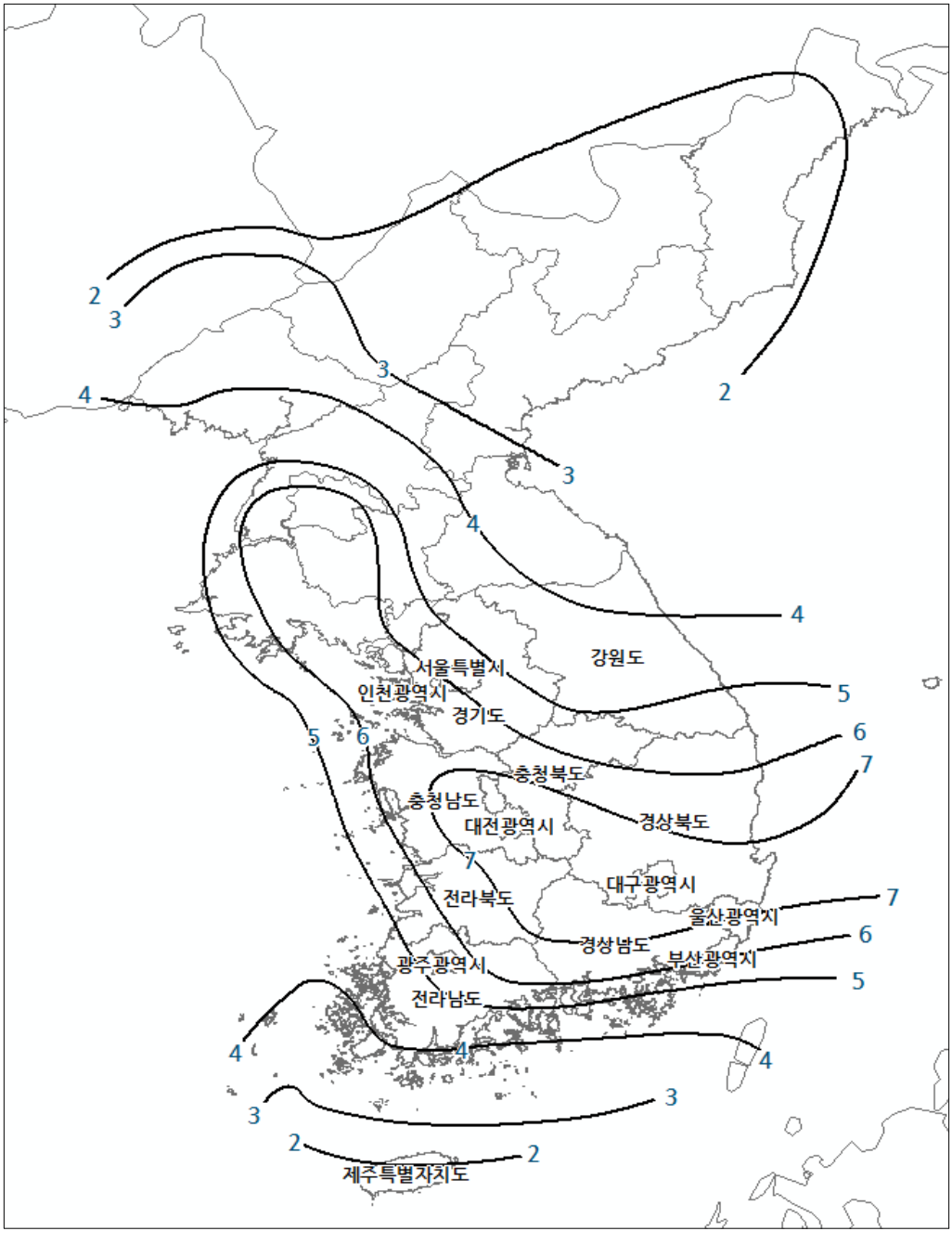
(5년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

해설 그림 (10-1) 평균재현주기 50년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)



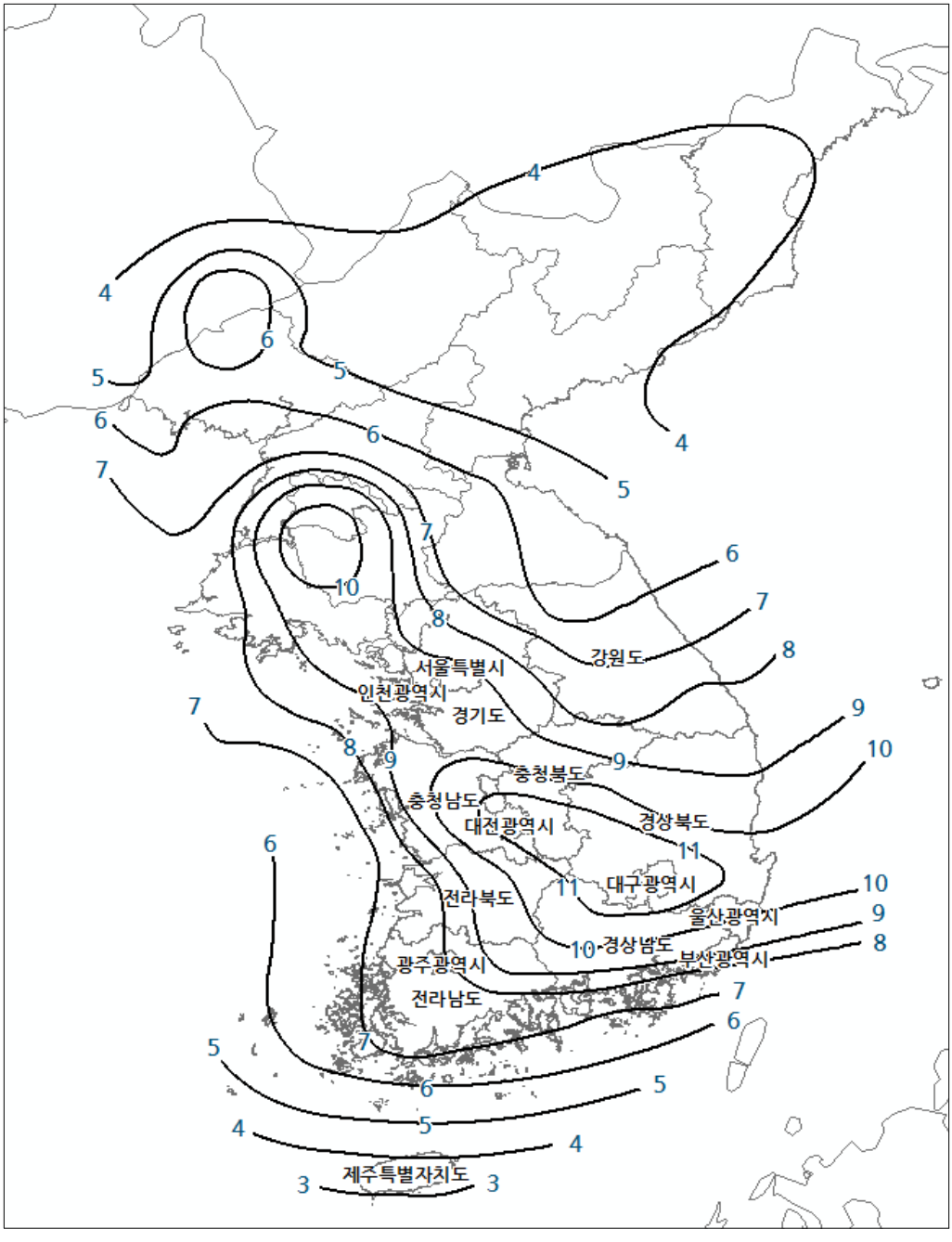
(10년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

해설 그림 (10-2) 평균재현주기 100년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)



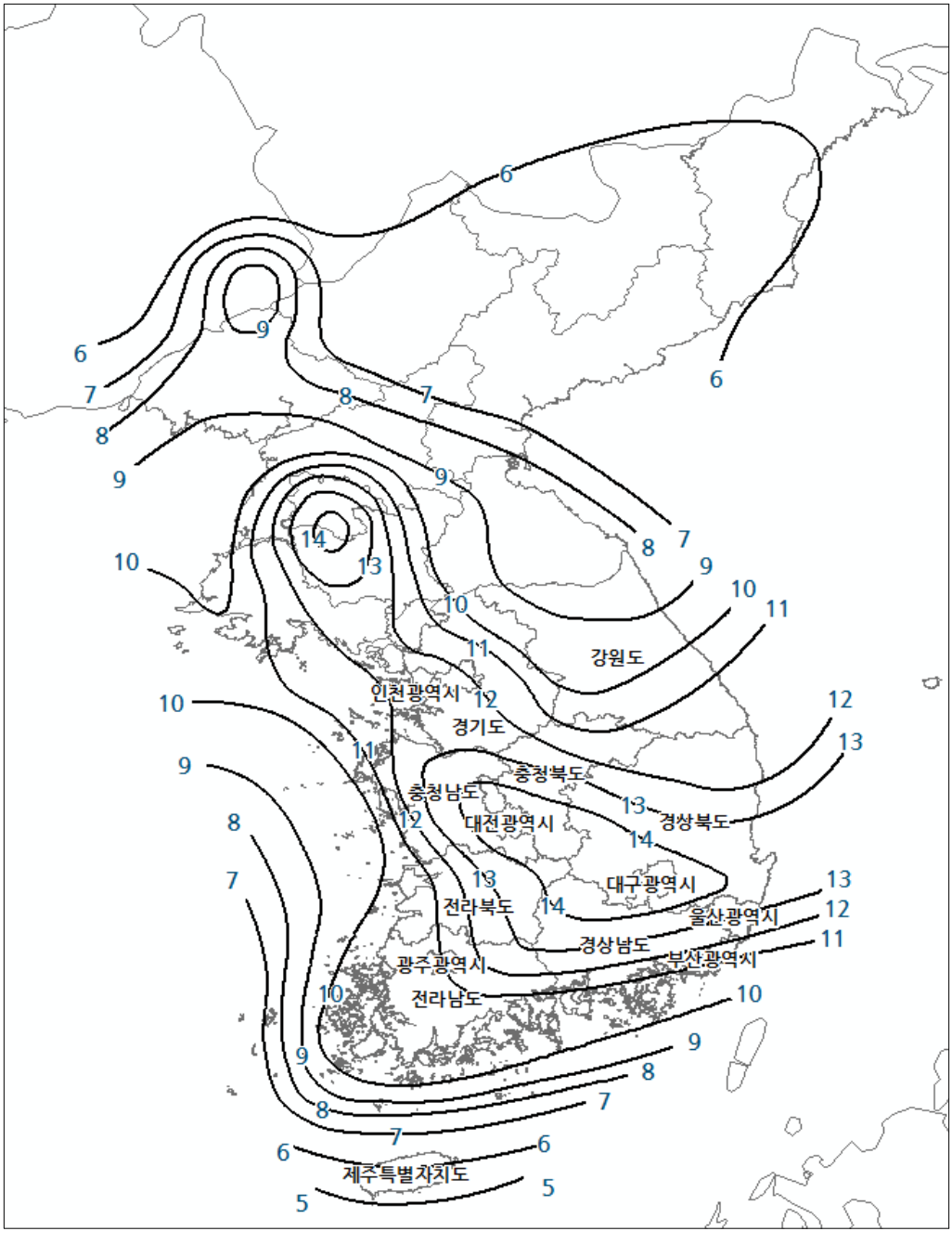
(20년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

해설 그림 (10-3) 평균재현주기 200년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)



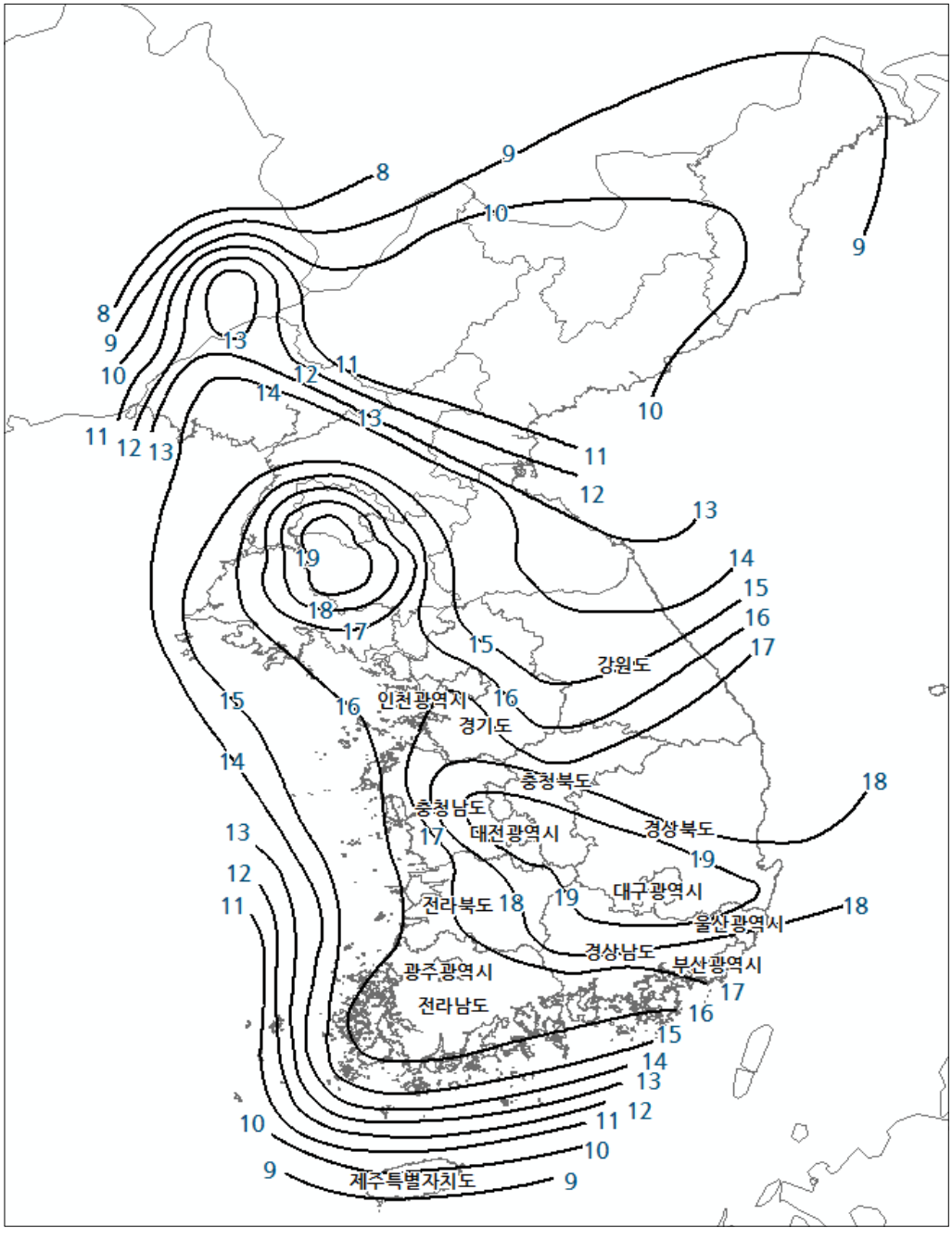
(50년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

해설 그림 (10-4) 평균재현주기 500년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)



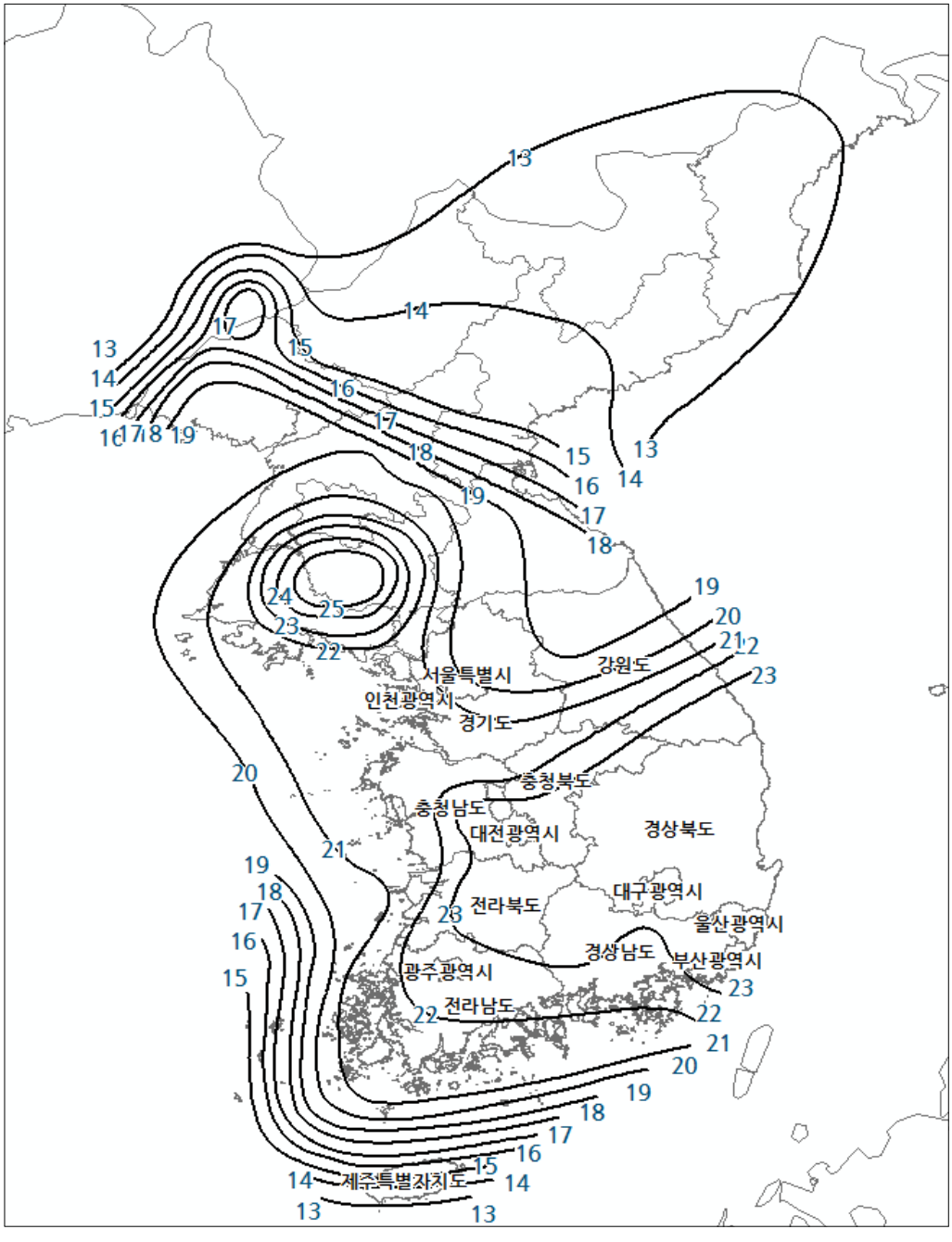
(100년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

해설 그림 (10-5) 평균재현주기 1000년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)



(240년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

해설 그림 (10-6) 평균재현주기 2400년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)



(480년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

해설 그림 (10-7) 평균재현주기 4800년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)

10-3-3 가속도 설계응답스펙트럼

(1) 5% 감쇠비에 대한 표준설계응답스펙트럼은 다음과 같다.

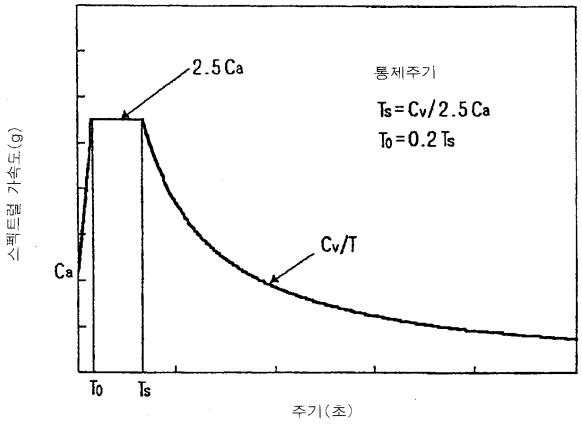


그림 (10-1) 표준 설계응답스펙트럼

(2) 가속도 표준설계응답스펙트럼 상의 지진계수 C_a와 C_v는 지반의 종류에 따라 다음 값으로 한다. 표 (10-5)와 표 (10-6)의 값은 재현주기 500년에 해당하는 값이고, 재현주기가 다를 경우 표 (10-4)의 위험도 계수 값을 표 (10-5)와 표 (10-6)에 곱하여 재 산정한다. 단, 지진재해도를 사용할 경우, 지진재해도상의 값(S_B 값)을 해당기초지반의 값(예, S_C 값)으로 변환하여 사용하며 이때 S_B를 기준으로 한 여타 지반의 증폭비율을 고려하여 변환한다.

표 (10-5) 지진계수 C_a (재현주기 500년에 해당)

지 반 종 류	지 진 구 역	
	I	II
S_A	0.09	0.05
S_B	0.11	0.07
S_C	0.13	0.08
S_D	0.16	0.11
S_E	0.22	0.17

표 (10-6) 지진계수 C_v (재현주기 500년에 해당)

지 반 종 류	지 진 구 역	
	I	II
S_A	0.09	0.05
S_B	0.11	0.07
S_C	0.18	0.11
S_D	0.23	0.16
S_E	0.37	0.23

(3) 지반의 분류

지진에 의한 지반운동은 지반의 특성에 따라 달라지므로 지반의 특성을 반영할 수 있도록 지반을 다음과 같이 분류한다.

표 (10-7) 지반의 분류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m에 대한 평균지반특성		
		전단파 속도 (m/s)	표준관입시험 $\overline{N}$ ($\overline{N}_{CH}$) (blow/foot)	비배수전단강도 $\overline{S_u}$ KPa{kgf/㎠}
S_A	경암지반	1500초과	-	-
S_B	보통암지반	760에서 1500		
S_C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100 {>1.0}
S_D	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100 {0.5~1.0}
S_E	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50 {<0.5}
S_F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

[해 설]

(1) 부지특성조사가 요구되는 지반종류 S_F는 다음 경우에 속하는 지반에 해당한다.

① 액상화가 일어날 수 있는 흙, 퀵클레이(quick clay)와 매우 민감한 점토, 붕괴될 정도로 결합력이 약한 붕괴성 흙과 같이 지진하중 작용 시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반

② 이탄 또는 유기성이 매우 높은 점토지반 [지층의 두께, H > 3.0m]

③ 매우 높은 소성을 갖은 점토지반 [H > 7.620m 이고 PI > 75]

④ 층이 매우 두꺼우며 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토 [H > 36.6m]

(2) 지반분류에 필요한 평균지반특성은 다음과 같이 평가한다.

① $\overline{V_s}$, 평균전단파 속도

$$\overline{V_s} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{V_{si}}} \qquad \text{해설 (10-1)}$$

여기서, d_i : 토층 i의 두께, m

V_{si} : 토층 i의 전단파 속도, m/sec

② 평균현장표준관입저항($\overline{N}$)과 점착력이 없는 토층에 대한 평균표준관입저항($\overline{N_{CH}}$)

$$\overline{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}} \qquad \text{해설 (10-2)}$$

$$\overline{N_{CH}} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}}$$ 해설 (10-3)

여기서, d_i : 토층 i의 두께, m

d_s : 상부 30.480m에 있는 비점착성 토층의 총 두께, m

N_i : 공인된 표준에 따른 토층의 표준관입저항

③ 평균비배수 전단강도($\overline{S_u}$)

$$\overline{S_u} = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{S_{ui}}}$$ 해설 (10-4)

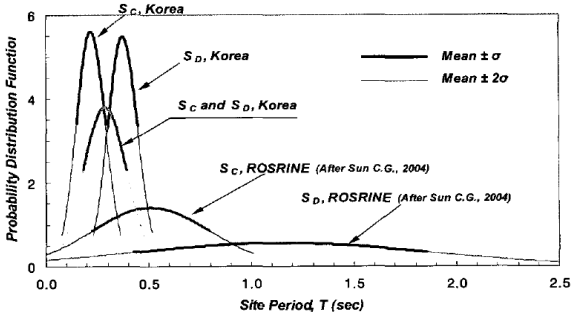
여기서, d_c : 상부 30.480m에 있는 점착성 토층의 총 두께(100 $-d_s$), m

S_{ui} : 250kPa를 초과하지 않는 공인된 표준에 따른 비배수 전단강도

(3) 필요시 구조특성과 설계법을 고려하여 작성된 설계응답스펙트럼으로 그림 (10-1)에 주어진 표준설계응답스펙트럼을 대신할 수 있다. 이때 설계용 응답스펙트럼은 그림 (10-1)에 주어진 표준설계응답스펙트럼보다 안전 측이어야 한다. 단, 표준설계응답스펙트럼보다도 더 우수하고 합리적임을 입증한다면 비안전측인 경우도 설계응답스펙트럼으로 사용할 수 있다.

(4) 표 (10-5)와 표 (10-6)에 제시된 지진계수는 미국 내진설계기준인 UBC-1997, NEHRP-1994에 제시된 증폭계수를 준용하여 산출한 것으로 미국 서부해안지역의 지반에 대한 계측 및 해석결과에 근거한다. 미국 서부해안지역의 지반조건은 100~300m 정도의 기반암깊이를 보이는 반면, 국내 대부분의 지반이 30m 이내, 깊은 경우에는 50m 내외에 기반암이 존재한다. 또한 해설 그림 (10-8)에 나타낸 바와 같이 이에 따른 지반의 고유주기에서도 상당한 차이가 나타난다(윤종구 등, 2006 ; Sun, C.G., 2004). 따라서 국내 지반조건을 고려하지 않고 미국 내진설계기준에 따른 지진계수를 적용하기에는 무리가 있다.

국내지반특성을 고려한 지반증폭계수를 산정하기 위하여 국내 여러 지역의 162개 지반에 대하여 부지의 고유주기 지진응답해석을 수행하였다(윤종구 등, 2006 ; Kim D.S. and Youn J.K., 2006 ; Lee S.H. et al., 2012). 해석결과, 국내 지반의 얕은 기반암깊이와 단주기영역의 지반고유주기로 인하여 단주기영역에서의 증폭은 기존 지진계수보다 크게 발생하였고, 장주기영역에서의 증폭은 기존보다 작게 발생하였다. 향후 지속적인 연구를 통하여 미국기준의 차용이 아닌 국내지반 조건에 맞는 지반분류와 신뢰성 있는 증폭계수의 산정이 필요하다.



해설 그림 (10-8) 국내 지반과 미국서부지역(ROSRINE지역) 지반의 고유주기 비교

10-3-4 가속도 시간이력

(1) 항만구조물의 동적해석을 위한 지진의 가속도 시간이력은 기본적으로 과거의 관측결과를 이용하여 결정한다.
(2) 관측된 지진기록이 없는 경우에는 인공적으로 지진기록을 생성하여 사용하거나 국내 또는 외국의 지진기록을 해당부지의 특성에 맞게 수정하여 사용할 수 있다.
(3) 국내 또는 외국의 지진기록을 이용할 경우 지진의 규모를 고려하여 다양한 지진기록을 이용하고, 이때 지진파의 주파수 특성을 적절히 고려한다.

[해 설]

(1)「내진설계기준 연구(Ⅱ)」- (1998. 건설교통부)에서 정의하고 있는 가속도 시간이력의 기본요건은 다음과 같다.
① 지반가속도 또는 속도나 변위의 시간이력으로 지반운동이 표현될 수 있다.
② 공간적인 모형이 필요할 때 지반운동은 동시에 작용하는 3개의 가속도 성분으로 구성되어야 한다.
③ 대상 부지에서 계측된 시간이력이 사용되나, 필요시에는 대상 부지에서 기대되는 시간이력과 유사하다고 판단되는 다른 지역에서 계측된 가속도 시간이력 또는 인공가속도 시간이력을 사용할 수 있다.

(2) 인공가속도 시간이력의 요건은 다음과 같다.
① 인공가속도 시간이력은 응답스펙트럼과 잘 부합되도록 생성되어야 한다.
② 지반운동의 장주기 성분이 구조물의 거동에 중요하게 영향을 미친다고 판단될 경우에는 지진원의 발진기구 특성과 국지적인 영향을 고려하여 시간이력을 생성하여야 한다.
③ 인공가속도의 지속시간은 지진의 규모와 발진기구 특성, 전파경로 및 부지의 국지적인 조건이 미치는 영향을 고려하여 합리적으로 결정되어야 한다.

[참 고]

(1) 생성된 인공지진의 지진동은 목표로 하는 표준설계응답스펙트럼과 비교하여 잘 맞아야 하며, 그 오차가 10%이내여야 한다.

(2) 가속도 시간이력을 사용하여 내진동적해석을 수행하는 경우 장주기, 단주기 성분의 실지진 기록을 수정한 지진기록을 포함하여 최소 3가지 이상의 기록을 사용하는 것이 바람직하다. 또한, 비선형 해석은 실지진기록을 사용하여 실시하는 것이 바람직하다. 인공지진기록을 생성하여 사용할 경우, 표준설계응답스펙트럼에 준하여 생성된 가속도 시간이력은 실지진기록과 비교하여 주파수 특성에는 문제가 없으나 그 파형이나 하중반복횟수가 실지진기록과는 다르게 나타난다. 이로 인하여 에너지가 과도하게 삽입될 우려가 있어 주의할 필요가 있다. 따라서 인공지진기록을 생성하여 사용할 경우 실지진파로부터 표준응답스펙트럼에 맞추어 변형한 인공지진기록을 사용할 것을 권장한다.

(3) 국내 지반의 지진 시 지반증폭 정도를 평가하기 위해서는 국내 지반 또는 암반에서 계측된 지진기록을 사용하는 것이 이상적이나, 국내 계기지진의 경우 진도와 규모가 소규모이고 국내 내진설계 기준에 부합되지 않아 내진설계에 이용하기엔 부적절한 면이 있다. 대안으로 해외 지진기록을 이용할 경우 PEER (pacific earthquake engineering research) 센터의 데이터베이스를 이용할 것을 추천한다.(http://peer. berkeley.edu). PEER 센터에서는 지진기록을 지반계측과 암반계측을 구분할 것과, 근거리 단층지대(near fault)에서 발생한 지진과 원거리 지역(long duration)에서 발생한 지진기록을 구분하여 사용하도록 권고하고 있다. 국내의 경우 지진하중의 통제 위치를 암반노두를 기준으로 하고 있으므로, 암반계측 지진기록의 이용을 추천한다. 이때 지진의 규모를 내진설계 성능목표에 적절히 고려해야 한다. 이 경우 국내에서는 단주기, 장주기 특성을 고려하여 각각 오푸나토(Ofunato) 지진파, 하치노헤(Hachinohe) 지진파를 사용하기도 하나, 언급한 두 지진파에 국한하지 않고 다양한 지진파를 이용하는 것이 바람직하다.

10-4 입지조건 및 지반조사

10-4-1 입지조건

항만 및 어항의 입지는 지진 시 사면파괴, 액상화 및 과다한 지반침하 등의 가능성이 현저한 곳은 가급적 피하고, 부득이한 경우는 지반개량 대책공법을 강구하여야 한다.

10-4-2 지반조사

(1) 내진설계 시 필요한 지반물성을 파악하기 위한 지반조사를 실시하여야 한다.
  ① 액상화 간편예측 및 지층층상구조와 입도분포 파악 등을 위한 표준관입시험 및 교란시료 채취·분석
  ② 저 변형률에서의 전단탄성계수 등 결정을 위한 탄성파 탐사
  ③ 액상화 강도 결정을 위한 실내시험
  ④ 중간~대 변형률에서 전단탄성계수 등 변형특성을 결정하기 위한 실내시험
  ⑤ 유효상재하중의 계산을 위한 실내시험
  ⑥ 기타 특별히 필요하다고 판단되는 조사
(2) 내진 I등급 시설물은 상기 지반조사를 모두 실시하여야 하나(내진 I등급 시설물 일지라도 액상화 상세평가가 필요한 경우에 한하여 ③항도 포함), 대상지역의 지반특성이나 시설물 특성상 불필요하다고 판단되는 항목은 제외할 수 있다.
(3) 내진 II등급 시설물은 본문(1)의 ① 및 ②항을 실시하여야 하나, 부득이하거나 불필요한 경우는 ②항을 제외할 수 있다. 단, 액상화에 대한 상세평가가 필요한 경우는 ③항을 포함한다.
(4) 내진설계 시 필요한 지반조사의 시기, 위치, 범위 및 수량 등은 대상지역의 지반특성, 시설물의 규모 및 형식, 시험장비의 가용성 및 지반조사 비용 등을 종합적으로 판단하여 결정하여야 한다.
(5) 대상지역 지반특성은 현장 및 실내시험 결과, 현장시험 결과 및 관련문헌 및 경험에 의한 방법 등을 적용하여 평가한다.

[참 고]

(1) 지반조사의 내용은 내진설계 시 필요한 일반적인 지반조사 내용을 반영한 것으로, 특별한 조사가 필요할 경우를 대비하여 예외조항(본문(1)의 ⑥)을 두었다.

(2) 관입시험으로는 표준관입시험과 콘관입시험을 사용할 수 있다. 표준관입시험을 통하여 관입저항값(N값), 입도분포 및 지반분류 등 물리적 시험을 위한 교란 시료 채취 등을 수행한다. 내진설계를 위하여 N값의 경험적인 상관관계를 사용한다.
이때 사용되는 N값이 상재하중과 에너지 비에 대한 보정이 필요한지 주의할 필요가 있다(11-2 액상화의 예측판정 [참고] (3) ③ 참조). 콘관입시험은 연속적인 지반주상도를 얻는 장점이 있으며, 시험장비에 진동감지기를 설치하여 다운홀시험이 가능한 탄성파 콘관입시험(seismic cone penetration test)을 활용할 수 있다.

(3) 지진 시 지반거동평가를 위하여 각 층의 전단탄성계수, 감쇠비, 단위중량의 결정이 중요하다. 지반은 변형률 크기에 따라 탄성계수가 감소하는 비선형 거동을 보인다. 선형한계 변형률 이하의 저변형률 영역($\gamma<10^{-4}\%$)에서 지반의 선형거동을 측정하기 위하여 현장 탄성파기법이 사용되나, 비선형 거동 및 감쇠비 측정이 불가능하므로 변형률 변화에 따른 탄성계수의 비선형성과 감쇠비 측정을 위해서는 실내시험이 필요하다.

참고 표 (10-1) 지반조사 항목 및 간격

조사방법	조사 항목		지반 종류	조사간격	조사목표
사운딩	표준관입시험	SPT N 값	sand/sandy soil	1~2m	입도분표와 SPT N값을 이용한 액상화 예측
		교란시료채취	sand/sandy soil	1~2m	층상구조 및 입도분포 획득
현장조사	탄성파 탐사	P파 속도 S파 속도	sand-clay	1~2m	지진응답해석 저변형률에서의 전단탄성계수
비교란 시료	액상화시험	액상화 강도	sand/sandy soil	1.5~2m	반복삼축시험에서 액상화 강도
	동적변형시험	전단탄성계수 감쇠비	sand-clay	각 층	지진응답해석 중간-대변형률에서 변형특성
	밀도시험	단위중량	sand-clay	각 층	유효상재하중의 계산

(4) 저변형률 영역의 지반의 전단파속도 주상도를 측정하기 위하여 시추공 내에서 수행되는 탄성파시험(크로스홀, 다운홀시험, SPS 검층 등)과 표면파시험을 사용한다. I 등급 구조물의 경우에는 시추공 내에서 수행되는 탄성파시험을 반드시 수행하여야 한다. 2개 이상의 탄성파시험을 이용하여 지반조사가 수행되었을 경우 대표 전단파속도 주상도를 결정한다. 탄성파시험이 수행된 지반조사 이후에 구조물이나 성토체의 시공에 의해 지반의 유효상재하중의 변화가 예상되는 경우는 유효상재하중의 변화를 고려하여 전단파속도의 크기를 수정하여 사용한다. 소규모의 프로젝트에서 전단파속도를 측정하는 현장 탄성파시험이 불가능할 경우에는 경험식들을 적용할 수 있다. 그러나 이들 상관식은 원 데이터의 상당한 분산을 감수하고 제안된 식이기 때문에 적용 시 주의를 요한다.

Hardin은 최대 전단탄성계수 예측식을 식 참고 (10-1)과 같이 모델화 하였다.

$$G_{\max} = A \cdot F(e) \cdot OCR^{K} \cdot P_a^{n-1} \cdot \overline{\sigma_n^n} \qquad \text{참고 (10-1)}$$

여기서, $G_{\max}$: 최대 전단탄성계수

$$F(e) = \frac{1}{0.3 + 0.7e^2}$$

OCR : 과압밀비,

$\overline{\sigma_n}$: 유효 평균주응력 = $\frac{\overline{\sigma_1} + \overline{\sigma_2} + \overline{\sigma_3}}{3} = \frac{1 + 2\overline{K_0}}{3}\overline{\sigma_v}$

A : 무차원 계수 ≈ 625

n : 구속압 영향계수 ≈ 0.5

P_a : 대기압(σ_o'와 동일한 단위)

K : 소성지수 계수로 참고 표 (10-2)와 같다.

참고 표 (10-2) 소성지수계수

P1	K
0	0
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
> 100	0.50

Seed 등은 표준관입시험 N치로부터 사질토 지반의 최대 전단탄성계수의 추정을 식 참고 (10-2)와 같이 제안하였다.

$$G_{max} = 35 \times 1000 N_{60}^{0.34} \cdot (\overline{\sigma_n})^{0.4} \quad \text{참고 (10-2)}$$

여기서, G_{max} : 최대 전단탄성계수(psf)

N_{60} : 에너지비 60%로 보정된 N값

$\overline{\sigma_n}$: 유효 평균주응력(psf)이다.

일본 항만기술연구소는 점성토 지반에서 1축 압축강도와의 상관식을 식 참고 (10-3), 사질토 지반에서 N값과의 상관식을 식 참고 (10-4)로 제안하였다.

$$G_{max} = 170 q_u \quad \text{참고 (10-3)}$$

$$G_{max} = 144 N^{0.68} \quad \text{참고 (10-4)}$$

여기서, G_{max}의 단위는 kgf/㎠

(5) 변형률 크기에 따른 전단탄성계수와 감쇠비의 변화를 얻기 위하여 공진주시험, 진동삼축시험, 비틂전단시험을 사용한다. 이들 시험은 현장에서 채취된 비교란 시료를 이용하여 수행하나 비교란 시료 채취가 어려운 경우에는 현장밀도를 고려하여 재 성형된 시료를 사용할 수도 있다. 시험시 변형률 크기가 크지 않은 경우($\gamma < 10^{-1}$%), 시료에 가해지는 교란 정도가 미미하므로, 1개의 시료를 이용하여 여러 개의 구속압 단계의 시험을 실시하는 단계적 시험(staged-testing)이 가능하다.

(6) 내진 I 등급 항만구조물의 설계 시에는 지반의 비선형 거동을 측정하여야 한다. 이를 위하여 각 층에서 비교란 시료를 채취하고, 변형률 크기에 따른 전단탄성계수와 감쇠비를 측정한다. 이때 변형률 범위는 10^{-4}%~1% 영역을 추천한다. 이때 시료가 채취된 깊이에서의 구속압 효과를 고려하기 위하여, 최소 3가지 구속압단계(현장 지반 평균주응력의 1/2, 현장 지반의 평균주응력, 현장 지반 평균주응력의 2배)에서 시험을 실시하고 시공 후에 구속압 정도를 고려하여 선택하여 사용한다. 소규모 프로젝트에서 지반의 비선형 거동의 측정이 불가능할 경우에는, 경험적 관계식을 적용할 수 있다.

(7) 액상화 평가를 위한 실내시험으로 진동삼축시험, 순수전단시험, 비틂전단시험, 진동대시험 등을 사용한다. 반복재하 횟수에 따른 액상화 저항전단응력의 변화곡선을 구하기 위하여 최소한 세 점 이상의 응력비(τ/σ_o')를 변화시켜 시험을 실시한다. 비교란 시료를 사용하는 것이 바람직하나, 비교란 시료 채취가 불가능할 경우 현장의 밀도로 재성형한 시료를 사용할 수 있다. 이때 현장상황을 재현할 수 있는 시료 성형법을 채택하여야 한다.

(8) 정적하중에 대한 전통적인 항만구조물의 설계 시에는 지지층의 위치를 확인하는 것이 중요하였으나, 내진설계에서는 지진 시 설계지반운동을 결정하기 위한 기준면의 위치를 확인하는 것이 중요하다.「내진설계기준 연구(Ⅱ)」- (1998. 건설교통부)에 의하면 설계지반운동은 보통암 지반의 지표면 자유장운동으로 정의된다. 보통암 지반은 전단파속도 기준으로 760~1500m/s 범위의 지반이며, 표준관입시험의 N값으로 부터의 결정은 어렵다고 기술되어 있다. 따라서 항만구조물의 설계를 위해서는 풍화암 지역을 통과하여 보통암 지반까지 시추 및 지반조사가 수행되어야 한다. 그러나 모든 시추를 보통암 지반까지 수행할 필요는 없으며 상세지반조사 초기에 설계지반운동 결정을 위한 대표적 시추 위치를 선정하고, 선정된 시추공에서는 보통암 깊이까지 표준관입시험, 탄성파시험, 실내시험을 위한 시료 채취 등을 수행하여야 한다.

(9) 내진설계 시 필요한 지반조사의 시기, 위치, 범위 및 수량 등은 일률적으로 정의하기 어려우므로 여러 가지 여건을 종합하여 판단할 수 있도록 하였다.

(10) 부지응답특성 평가에 필요한 지반 정수로는 해석부지의 층상구조, 지하수위와 각층의 두께, 포화단위중량, 전단변형률에 따른 전단탄성계수 및 감쇠비 값이 필요하다. 부지특성평가를 위해 필요한 지반 물성치를 획득하는 방법은 다음과 같이 크게 3가지 방법이 있다.

① 현장 및 실내시험 결과를 이용하는 방법

본 방법은 가장 신뢰성 있는 방법으로 1등급 구조물이나 중요구조물 설계 시 적용한다.

가. 현장시험을 통하여 대상지반의 깊이별 전단파속도(Vs) 주상도를 결정한다. 이때, 크로스홀시험, 다운홀시험, SPS 검층 및 표면파기법 등이 사용될 수 있다.

나. 대상지반을 층으로 나누고 각층의 질량밀도를 추정하여 현장시험에서 결정된 전단파속도로부터 저변형률 최대전단탄성계수($G_{\max}$)를 결정한다.

다. 각층의 중앙에서 비교란 시료를 채취한다. 이때 시료에 교란이 발생되지 않도록 시료채취 및 운반 시 주의하여야 한다. 비교란 시료의 채취가 매우 어려운 경우에는 교란 시료로 채취한다.

라. 실내 변형특성 평가시험을 수행하여 변형률 크기에 따른 전단탄성계수와 감쇠비를 얻는다. 이때, 공진주시험, 반복삼축시험, 비틂전단시험을 사용할 수 있으며 변형률 범위는 10^{-4}~1%를 추천한다.

마. 실내시험 결과로부터 현장 구속압 상태를 고려하여 각 층에 대표적인 변형률 크기에 따른 정규화전단탄성계수($G/G_{\max}$)관계를 도출한다.

바. 현장에서 구한 최대전단탄성계수($G_{\max}$)와 실내시험에서 구한 비선형관계($G/G_{\max}\sim\log\gamma$)를 결합하여 각 층에서의 현장 비선형 전단탄성계수를 식 참고 (10-5)와 같이 결정한다.

$$G_{field} = (G/G_{\max})_{\gamma,lab} \times (G_{\max})_{field} \qquad \text{참고 (10-5)}$$

사. 현장시험으로부터 감쇠비 측정이 불가능하므로, 실내시험에서 얻은 변형률 크기에 따른 감쇠비(D~logɣ)관계를 사용한다.

② 현장시험 결과를 이용하는 방법

2등급 구조물의 경우, 시험장비의 가용성 및 지반조사 비용의 제한 등으로 인하여 현장시험만이 가능할 경우, 부지특성을 평가하기 위한 단계별 방법을 정리하면 다음과 같다.

가. "① 현장 및 실내실험을 이용하는 방법"의 가.나. 단계를 수행한다. 이때 SASW 기법도 적용가능 하다.

나. 각 층의 정규화 전단탄성계수 감소곡선($G/G_{\max}\sim\log\gamma$)을 구하기 위하여 대상지반의 층상구조와 종류를 분류하여 문헌조사를 통한 상관관계로 적용할 수 있다.

다. 현장에서 구한 최대전단탄성계수와 문헌에서 구한 지반의 비선형 관계를 결합하여 각 층에서의 비선형 전단탄성계수를 식 참고 (10-6)을 적용하여 결정한다.

$$G_{field} = (G/G_{\max})_{\gamma, literature} \times (G_{\max})_{field}$$ 참고 (10-6)

라. 변형률 크기에 따른 감쇠비($D \sim \log\gamma$) 관계를 결정하기 위하여 문헌조사를 이용한 상관관계를 사용한다.

③ 경험에 의한 방법

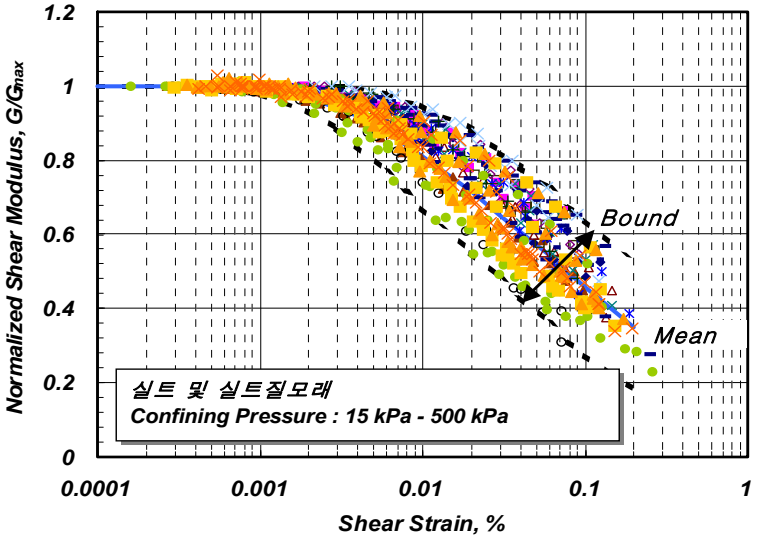
소규모 2등급 구조물의 경우 시험장비의 가용성 및 지반조사 비용의 제한 등으로 인하여 현장 탄성파시험 및 실내 변형특성시험을 수행할 수 없는 경우에는 경험적 방법에 의해 지반의 비선형 거동을 평가한다. 이 방법은 상당히 큰 오차를 유발할 수 있는 등 신뢰도에 문제가 있으며, 모든 경험적 상관식이 외국지반에 대한 시험결과로부터 유도되어 있으므로 국내지반에 대한 연구를 수행하여 이에 대한 검증을 통해 방법의 신뢰도를 증가시켜야 한다.

가. 지반조사 자료를 바탕으로 지반의 층상구조를 확인하고 각 층에서 지반자료(N값, 단위중량, 지하수위, 간극비, 액·소성한계, 입도분포, 비중 등)를 얻는다.

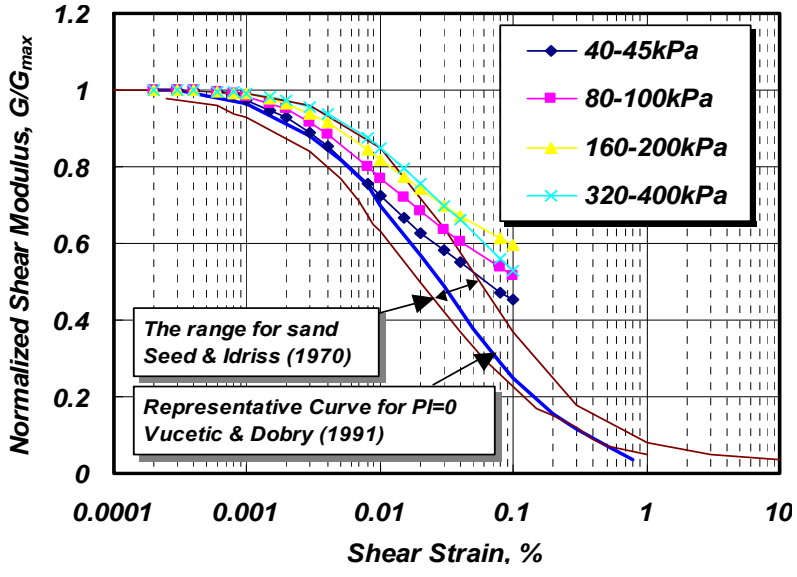
나. 지반자료와의 경험적 상관관계를 이용하여 각 층의 최대전단탄성계수를 결정한다.

다. "② 현장실험 결과를 이용하는 방법"의 나, 다, 라의 단계를 수행한다.

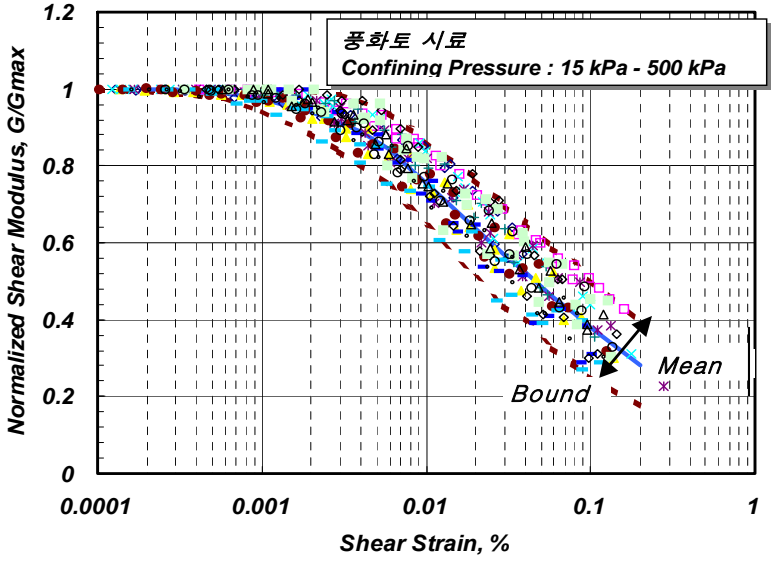
(11) 부지응답특성 평가시 실내실험을 실시하지 않을 경우 문헌의 자료를 이용할 수 있다. 본 기준에서는 국내 지반의 실트 및 실트질 모래, 조립질 모래, 풍화토에 대한 동적변형특성을 예시한다. 아래의 자료를 이용할 경우 현장 지반의 종류와 구속압을 고려하여 적절한 자료를 이용해야 한다.



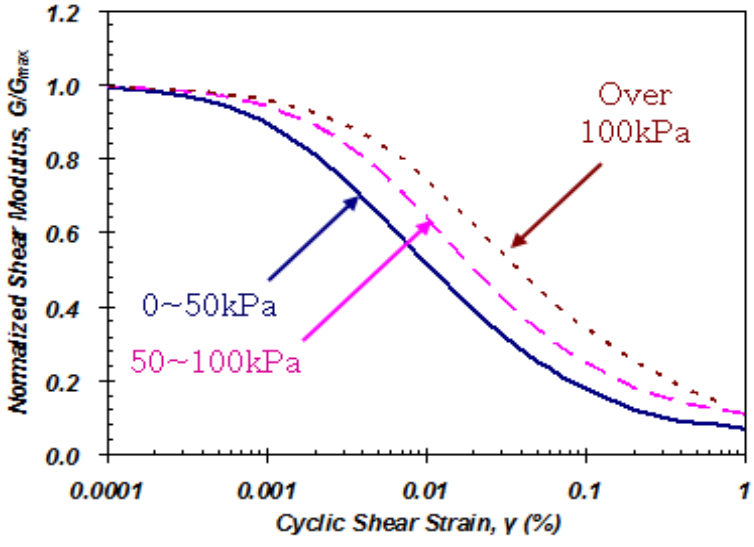
참고 그림 (10-1) 국내 실트 및 실트질 모래의 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선
(김동수와 추연욱, 2001)



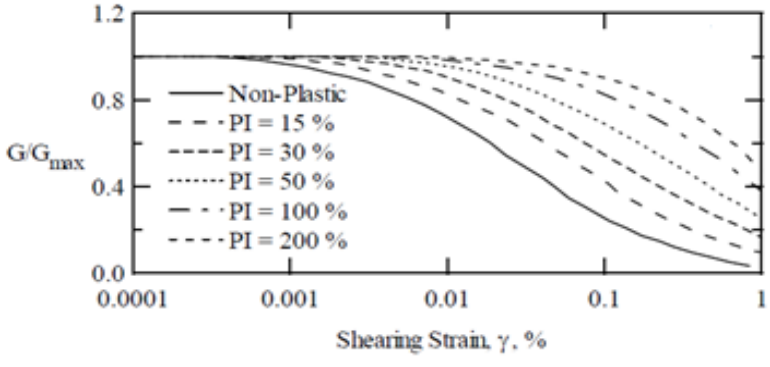
참고 그림 (10-2) 국내 조립질 사질토의 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선
(김동수와 추연욱, 2001)



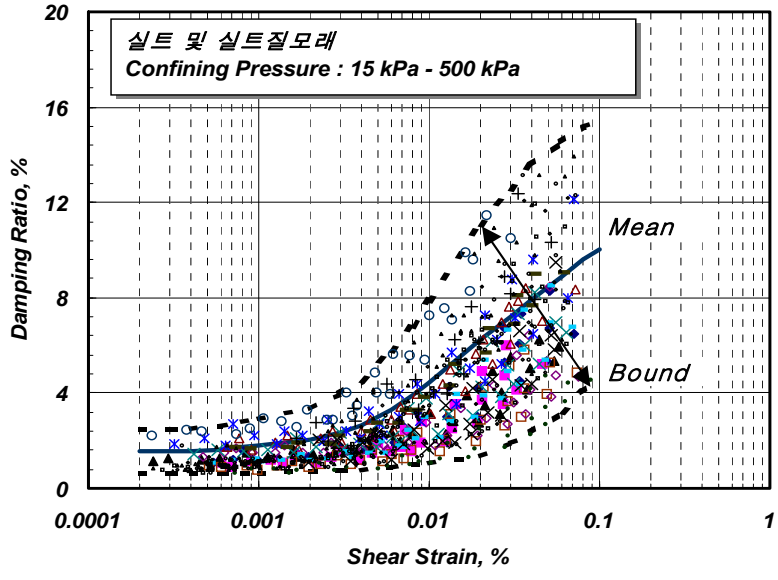
참고 그림 (10-3) 국내 풍화토의 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선
(김동수와 추연욱, 2001)



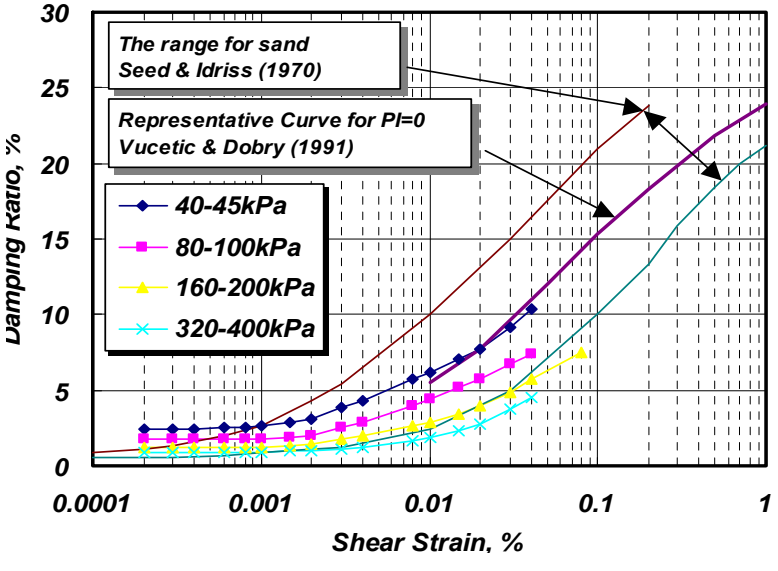
참고 그림 (10-4) 사력부 재료의 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선 (이세현 등, 2009)



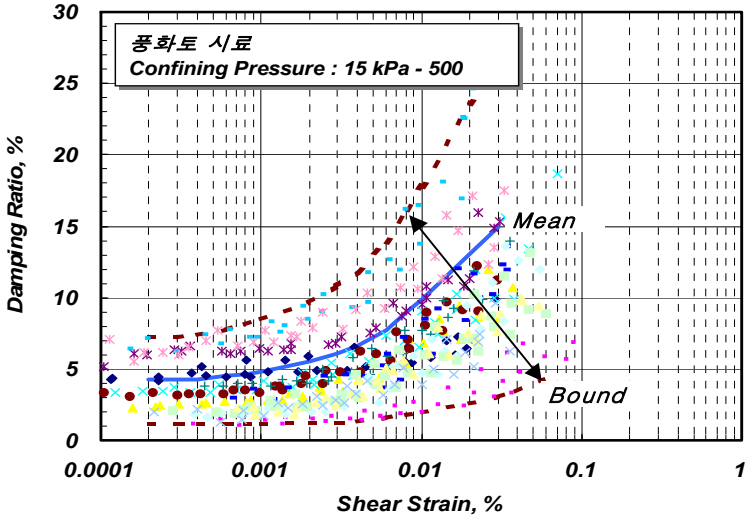
참고 그림 (10-5) 소성지수에 따른 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선
(Vucetic과 Dorby, 1991)



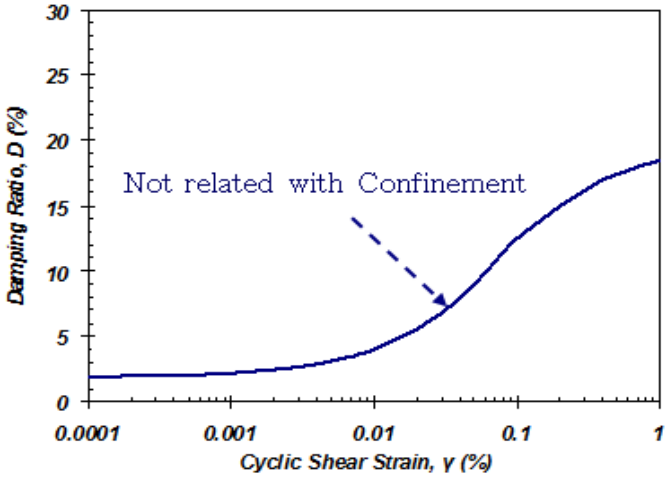
참고 그림 (10-6) 국내 실트 및 실트질 모래의 대표적인 감쇠비 곡선
(김동수와 추연욱, 2001)



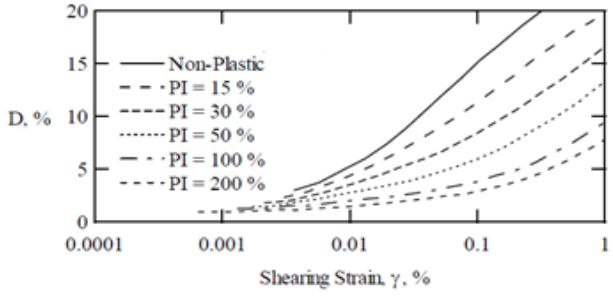
참고 그림 (10-7) 국내 조립질 사질토의 대표적인 감쇠비 곡선
(김동수와 추연욱, 2001)



참고 그림 (10-8) 국내 풍화토의 대표적인 감쇠비 곡선
(김동수와 추연욱, 2001)



참고 그림 (10-9) 사력부 재료의 대표적인 감쇠비 곡선 (이세현 등, 2009)



참고 그림 (10-10) 소성지수에 따른 대표적인 감쇠비 곡선
(Vucetic과 Dorby, 1991)

10-5 해석 및 설계에 대한 일반규정

10-5-1 시설물별 해석방법

(1) 내진Ⅰ등급 시설물

① 기능수행 수준 및 붕괴방지 수준에서 동적해석방법에 의하여 시설물의 안전이나 부재력을 검토함이 바람직하나, 다음의 경우는 예외로 할 수 있다.

가. 배면이 토사로 매립되었거나 내부 속채움이 포함된 시설물로서 지진 시 토압 및 동수압이 시설물의 안전이나 부재력에 지배적인 경우 또는 일반적인 잔교구조물 등은 등가정적 해석법을 적용할 수 있다.

나. 지진 시 하중조건이나 재료의 특성 등에 따라 기능수행 수준에서의 시설물 안전이나 부재력이 붕괴방지 수준에서의 경우보다 덜 위험하다고 판단되는 경우는 기능수행 수준에서의 검토를 생략할 수 있다.

② 지반에 매설되는 관구조물 등의 변형은 지진 시 주변지반의 변위에 지배되므로 이를 고려하여 검토하여야 한다.

(2) 내진Ⅱ등급 시설물

① 기능수행 수준 및 붕괴방지 수준에서 등가정적 해석법에 의하여 시설물의 안전이나 부재력을 검토한다.

② 지진 시 하중조건이나 재료의 특성 등에 따라 기능수행 수준에서의 시설물 안전이나 부재력이 붕괴방지 수준에서의 경우보다 덜 위험하다고 판단되는 경우는 기능수행 수준에서의 검토를 생략할 수 있다.

③「고유진동주기가 비교적 짧고 감쇠성이 큰 시설물이 아닌」즉, 지진동의 탁월주기(卓越周期)와 비교하여 시설물의 고유진동주기가 긴 경우나 높이 방향으로 진동이 증폭하기 쉬운 경우는 내진Ⅱ등급 시설의 경우에도 시설물의 동적거동을 판단하여 설계진도를 결정하여야 한다.

(3) 내진Ⅰ등급 시설물의 경우에도 타당성 조사나 기본계획 단계에서는 등가정적 해석법을 적용하고, 기본설계 단계에서는 중요 시설부분에 대해서만 (1)항의 규정을 적용할 수 있다.

[참 고]

(1) 허용변위

① 항만시설물의 허용변위는 시설물의 운영측면이나 안전측면이 모두 고려되어 결정되어야 하며, 허용변위량의 대소에 따라 건설비용 등에 큰 영향을 미칠 것이므로 신중하게 검토되어야 한다.

② 외국의 관련문헌에 따르면 일반적으로 다음과 같은 기준을 예시할 수 있다.

가.「design criteria for earthquake hazard mitigation of navy piers and wharfs」-(1997. US Navy)

잔교하부 호안구조물의 경우(newmark법 사용 시)

붕괴방지 수준에서의 허용범위 : 30㎝ (수평방향)

기능수행 수준에서의 허용범위 : 10㎝ (수평방향)

나.「港灣の施設の技術上の基準・同解說」-(平成11年 4月, 사단법인 일본항만협회) : 붕괴방지 지진작용 시에 크레인 미설치 부지의 경우

참고 표 (10-3) 공용의 관점에서 본 안벽 변형량 허용값

구 분	피해변형량 ; 최대 측방 변위량 또는 최대 에이프런 침하량			
구조형식	중력식 계선안		널말뚝식 계선안	
안벽수심	(-) 7.5m 이상	(-) 7.5m 미만	(-) 7.5m 이상	(-) 7.5m 미만
공용가능	0 ~ 30㎝	0 ~ 20㎝	0 ~ 30㎝	0 ~ 20㎝
공용제한	30 ~ 100㎝	20 ~ 50㎝	30 ~ 50㎝	20 ~ 30㎝

참고 표 (10-4) 기능상의 관점에서 본 안벽 변형량 상한 허용값

구조물 본체	에이프런 전체의 침하량 : 20 ~ 30㎝ 경 사 : 3 ~ 5° 측방의 변위(出入) : 20 ~ 30㎝
에이프런	침하 : ┌ 에이프런상의 단차 : 3 ~ 10㎝ └ 에이프런과 배후지의 단차 : 30 ~ 70㎝ 경사 : 순경사 3 ~ 5%, 역경사 0%

다. 「seismic design guIdelines for port structures」- (2001, international navigation association)

참고 표 (10-5) 피해 허용수준(acceptable level of damage) 분류

피해 정도	구조물 피해	기능적 피해
수준Ⅰ : 사용가능(serviceable)	최소 또는 피해 전무	최소의 기능피해
수준Ⅱ : 복구가능(repairable)	복구 가능한 피해	단기간 기능수행 불가
수준Ⅲ : 붕괴임박(near collapse)	붕괴에 가까운 피해	장기간 기능수행 불가
수준Ⅳ : 붕괴(collapse)	붕괴	붕괴에 따른 기능수행 불가

참고 표 (10-6) 중력식 안벽의 파괴 기준

피해구분		수준 I	수준 II	수준 III	수준 IV
중력식 안벽	정규화된 잔류 수평변위 (d/H)*	1.5%** 이하	1.5~5%	5~10%	10% 이상
	바다 방향 잔류 기울기	3° 이하	3~5°	5~8°	8° 이상
에이프런	에이프런 상의 단차	0.03 ~ 0.1m 이하	N/A ***	N/A	N/A
	에이프런과 배후지의 단차	0.3 ~ 0.7m 이하	N/A	N/A	N/A
	바다 방향 잔류 기울기	2 ~ 3° 이하	N/A	N/A	N/A

* d : 벽 상단에서의 잔류 수평 변위 H : 중력벽의 높이

** 대체 규정은 부등 수평변위의 측면에서 30cm 이하로 제안됨

*** 적용할 수 없을 때 생략

참고 표 (10-7) 말뚝지지 안벽의 파괴 기준

피해구분	수준 I	수준 II	수준 III	수준 IV
상판(deck)과 배후지 사이의 부등침하	0.1 ~ 0.3m 이하	N/A	N/A	N/A
바다 방향 잔류 기울기	2 ~ 3° 이하	N/A	N/A	N/A

참고 표 (10-8) 중공블록식 안벽의 파괴 기준

피해구분		수준 I	수준 II	수준 III	수준 IV
중공블록식 안벽	정규화된 잔류 수평변위 (d/H)*	1.5%** 이하	1.5 ~ 5%	5 ~ 10%	10% 이상
	바다 방향 잔류 기울기	3° 이하	3 ~ 5°	5 ~ 8°	8° 이상
에이프런	에이프런 상의 단차	0.03 ~ 0.1m 이하	N/A	N/A	N/A
	에이프런과 배후지의 단차	0.03 ~ 0.7m 이하	N/A	N/A	N/A
	바다 방향 잔류 기울기	2 ~ 3° 이하	N/A	N/A	N/A

* d : 벽 상단에서의 잔류 수평 변위 H : 중력벽의 높이

** 대체 규정은 부등 수평변위의 측면에서 30cm 이하로 제안됨

(2) 내진 I 등급 시설물의 시설물 안전이나 부재력 검토 시 예외조항은 다음과 같은 경우에 해당한다.

① 중력식 안벽, 널말뚝식 안벽 등이나 직립식 혹은 혼성식 방파제와 같은 경우는 등가정적 해석법을 허용하며, 잔교식 안벽 등은 설계자의 판단에 따른다.

② 붕괴방지 수준 및 기능수행 수준에서의 상재하중 (특히 운영하중)은 발생빈도가 상이하므로 달리 적용할 수 있다.

③ 잔교식 안벽과 같이 지진발생 시 대상의 강체운동으로 보기 어려운 경우는 내진Ⅱ등급 시설물의 경우에도 시설물의 동적거동을 판단하여 설계진도를 결정하는 것이 바람직하다.

④ 재료의 특성에 따른 해석방법을 감안할 때, 콘크리트 구조물은 붕괴방지 수준의 경우만 검토하여도 시설물의 안전이나 부재력에 문제가 없는 경우가 발생 가능할 것으로 예상되므로 기능수행 수준에서의 검토를 생략 가능하도록 예외 조항을 두었다. 강재시설물(특히, 말뚝식구조)의 경우 허용응력설계법으로 하고, 기능수행 수준의 경우는 허용응력할증을 감안하여 검토하고, 붕괴방지 수준의 경우는 연성계수를 적용하여 부재력을 검토한다.

(3) 내진Ⅱ등급 시설물의 경우는 기본적으로 등가정적 해석법으로 하였으므로 시설물의 변위검토는 하지 않는 것으로 하였다.

10-5-2 등가정적 해석법

(1) 설계지진력은 다음의 ① 및 ②항 중 시설물에 불리하게 되는 지진력을 시설물의 중심에 작용시키는 것으로 한다.
① 지진력 = 자중 × 지진계수
② 지진력 = (자중 + 재하하중) × 지진계수
여기서, 지진계수 = 지역별 진도 × 지반종별 증폭계수로부터 구하며, 설계대상지반의 지반종별 증폭계수는 보통암(S_B)을 기준으로 할 때의 상대증폭비이다.
(2) 지반종별 증폭계수는 지반조건에 따른 지진응답해석을 수행하여 결정한다. 단, 소규모 시설이나 기타 부득이한 경우는 10-3-3 (2)의 지반별 지진계수 C_a를 이용하여 보통암(S_B)에 대한 상대적인 증폭값을 결정할 수 있다.

[해 설]

(1) 안벽과 같은 항만구조물에 대한 내진설계에 있어서는 일반적인 토목구조물에서와 같이 등가정적 해석법이 적용된다. 즉, 지진동의 탁월진동주기(卓越震動周期)에 비하면 이들 구조물의 고유진동주기는 짧다고 보여 짐으로 지진동에 이들 구조물은 대상의 강체와 같이 거동한다고 본다. 등가정적 해석법은 지진력이 상시하중과 같이 구조물의 중심에 작용한다고 보는 설계법이다.
(2) 등가정적 해석법에 의하면 지진 시 발생하는 최대 지진력이 마치 정적인 힘으로 정상적으로 작용하는 것으로 설계되므로, 이와 같은 설계법과 실제에 일어나는 현상과의 차이를 감안하여 지진 시에는 이상시 하중에 대한 재료의 안전율, 허용응력도 등을 상시와 달리 하고 있다.

[참 고]

(1) 지역별 진도는 보통암 지반을 기준으로 하고 있는 바, 대상지역의 지반종류별 특성을 감안하기 위한 지반계수는 일반적으로 1차원 등가선형 지반응답해석(사용가능모델 사례 ; SHAKE)을 수행하면 결정가능하다. 이 경우에도 입력지진은 장주기 및 단주기 파형을 포함하여 검토하는 것이 바람직하다.
(2) 10-3-3 (2)의 본문에 수록된 지진계수 C_a를 이용하여 지반계수를 결정하는 경우는「港灣の施設の技術上の基準・同解説」-(平成11年 4月, 사단법인 일본항만협회)에서 제시하는 지반종류별 계수값을 상회하는 것으로 보인다. 지반계수의 정량적 판단은 현재로서는 어려우므로 가능한 지진응답해석을 한다.
(3) 변위를 고려한 해석방법
과거 지진하중 조건에만 의존하여 설계하던 방법 대신, 벽체구조물의 허용변위를 고려하여 설계하는 방법이 점점 일반화되고 있다. 등가정적 해석법 해석에서 사용되는 Mononobe-Okabe 방법과 Eurocode 방법들은 벽체구조물에 가해지는 지진하중을 산정하는데 유용하게 이용될 수 있으나 변위에 대한 정보는 알 수 없다. 지진발생 후 벽체구조물이 제 기능을 발휘할 수 있는 지는, 지진 시 발생된 구조물의 영구변위의 크기에 좌우되는 경우가 많다. 따라서 내진설계 시 허용변위를 고려한 설계기법과 설계지진에 의한 벽체구조물의 영구변형을 예측하기 위한 해석을 수행할 필요가 있다.

① 영구변위 산정법

가. Richards-Elms 방법

Richards-Elms는 허용변위에 따른 벽체구조물의 내진설계방법을 제안하였다. 이 방법은 지진 시의 사면안정해석 방법으로 newmark가 제안한 슬라이딩 블록(sliding block) 방법과 유사한 방법으로 벽체의 영구변위를 평가하는 방법이다. Richards-Elms는 영구변위 및 항복가속도(설계가속도)를 구하는 방법을 다음과 같이 제안하였다.

$$N = A\left(\frac{0.087\,V^2}{dAg}\right)^{\frac{1}{4}} \qquad \text{참고 (10-5)}$$

$$d = 0.087\frac{V^2}{Ag(N/A)^4} \qquad \text{참고 (10-6)}$$

여기서,

d	:	영구변위(m)
N	:	항복가속도(m/sec^2)
A	:	최대지반가속도(m/sec^2)
g	:	중력가속도(m/sec^2)
V	:	최대지반속도(m/sec)

일반적으로 허용변위는 구조물의 중요도(등급) 및 종류에 따라 설계시방서에 주어진다. 허용변위가 결정되면 식 참고 (10-5)을 이용하여 벽체에 가해지는 지진계수를 수정하여 등가정적 해석법 해석을 수행한다. 또한 활동을 유발하는 항복가속도를 한계평형법에 의하여 계산하고, 설계지진력에 대한 영구변위를 식 참고 (10-6)를 이용하여 계산할 수 있다.

나. Whitman-Liao 방법

Richards-Elms 방법은 중력식 벽체구조물의 변위를 산정하는데 유용하나, 개발과정에서 동적토압 문제에서 고려되어야 할 뒷채움재의 진동응답, 운동학적 요소들, 회전거동, 수직 가속도 등의 사항들을 무시하고 있다. 이러한 문제점을 개선하기 위하여 Whitman-Liao는 Richards-Elms 방법의 모델링 오류를 통계학적인 방법을 이용해 95%의 신뢰수준으로 영구변위를 초과하지 않는 항복가속도를 구하는 법을 다음과 같이 제안하였다.

$$N = A\left\{0.66 - \frac{1}{9.4}\ln\left(\frac{dAg}{V^2}\right)\right\} \quad \text{(단면설계 시)} \qquad \text{참고 (10-7)}$$

$$d = \frac{495\,V^2}{Ag}\exp\left(-9.4\,\frac{N}{A}\right) \quad \text{(설계단면 검토 시)} \qquad \text{참고 (10-8)}$$

Richards-Elms 방법과 Whitman-Liao 방법을 비교해보면, Whitman-Liao 방법은 지진 시 벽체구조물에 발생한 변위의 사례연구의 최적(best-fit) 곡선을 나타내고 Richards-Elms 방법은 상한값을 나타낸다. 따라서 내진설계 시 Whitman-Liao 방법을 이용할 것을 추천하며, 보조수단으로 Richards-Elms 방법에서 계산된 영구변위는 중력식 벽체구조물이 경험할 수 있는 영구변위의 상한계 값으로 참고할 수 있다.

② 설계방법

허용변위를 고려하여 내진설계를 하는 방법은 다음과 같이 요약할 수 있다.

가. 허용변위 d를 결정한다. d는 구조물의 종류 및 중요도(등급)에 따라 결정한다.

나. 항복가속도(설계가속도) N을 허용변위로부터 계산한다.

다. 지진 시 작용되는 하중조합을 계산한다. 위에서 구한 항복가속도 N을 수평지진계수 (kh)로 사용한다.

라. 위 다.항에서 계산된 하중조합을 지탱할 수 있는 중력식 벽체구조물을 등가정적해석법과 동일하게 설계한다. 이 방법에서는 활동이 유발되는 것으로 가정하기 때문에 활동 이외의 검토사항에 대한 검토를 수행한다.

설계된 벽체의 영구변위를 예측하기 위해서는 중력식 벽체에 활동을 유발하는 항복가속도를 한계평형방법에 의하여 결정하고 Richards-Elms 방법과 Whitman-Liao 방법을 적용한다. 이때 Whitman -Liao의 방법은 평균값을 Richards-Elms 방법은 상한값을 제공한다.

③ 상기의 방법 사용 시의 허용변위, 안전율산정방법 및 필요한 안전율은 미국의 항만설계기준(「the seismic design of waterfront retaining structures」-(1992. US Navy) 등)을 참조한다.

10-5-3 동적해석법

(1) 항만시설물의 내진성능을 검토함에 있어서 동적해석방법을 적용하는 경우는 해석의 목적에 부합되는 적절한 방법을 선택하여야 한다.

(2) 동적해석법을 적용할 경우 구조물의 모델링, 재료정수의 설정, 입력지진동 선정 등은 실제의 현상을 적절히 재현할 수 있도록 되어야 한다.

[해 설]

(1) 동적해석방법은 일반적으로 응답스펙트럼법, 시간이력해석법 등이 적용되나 재료의 특성, 모델형식 등에 따라 매우 다양하므로 실제 현상을 적절히 재현할 수 있는 방법을 선택하여야 한다.

[참 고]

(1) 항만시설물의 동적해석법을 분류하면 다음과 같다.

참고 표 (10-9) 해석모델의 분류

해 석 법 (포화지반의 취급)	유효응력해석법, 전응력해석법
계산대상지역 (차원)	1차원, 2차원, 3차원
재료특성	선형, 등가선형, 비선형
계산영역	시간영역해석법, 주파수영역해석법

① 수치계산에 의한 해석

가. 유효응력해석법과 전응력해석법

액상화의 예측·판정이라는 목적의 관점에서 보면, 동적해석은 유효응력법에 근거한 것과 전응력법에 근거한 것으로 나눌 수 있다. 지반이 액상화되면 과잉간극수압이 발생하여, 유효응력이 감소한다. 그 결과, 흙의 응력상태가 변화하기 때문에 흙의 복원력 특성이나 감쇠특성이 변화하고 지반의 응답특성도 변화한다.

유효응력해석법은 이와 같은 상태를 표현할 수 있어 지반에 발생하는 과잉간극수압을 계산에 의해 직접 구할 수 있다. 한편, 전응력해석법에서는 계산과정에서 과잉간극수압이 계산되지 않기 때문에, 유효응력의 변화에 의한 지진응답 변화가 고려될 수가 없다. 따라서 어느 정도 이상의 과잉간극수압비로 대략 0.5 이상이 발생하는 경우에는, 전응력법에 의한 계산결과는 실제의 지진응답과 꽤 다를 가능성이 크다. 따라서 설계실무에는 간편한 전응력해석법이 이용되는 경우가 많다. 일반적으로 유효응력해석에 의한 응답값(전단응력이나 가속도)은 전응력해석에 의한 응답값보다 전반적으로 작다고 알려져 있다. 이 경우에는 전응력해석은 설계상 안전 측의 결과를 주고 있다.

나. 계산대상 영역에 의한 분류

계산의 대상으로 하는 영역에 의한 해석에는 1차원에서 3차원까지의 해석법이 있다. 일반적으로, 평면적으로 넓은 곳에 수평으로 퇴적된 지층구조를 가지는 자연지반을 대상으로 하는 경우에는 1차원 해석법이 이용되고 있다. 또, 안벽 등과 같이 안쪽 길이 방향으로 똑같다고 간주하는 구조물-지반계를 대상으로 하는 경우에는 2차원 해석법이 이용되고 있는 것이 일반적이다. 교대기초-지반계와 같은 경우, 3차원적 취급을 하는 것이 생각될 수 있으나, 모델화나 계산시간의 제약으로 인하여 3차원 해석은 중요구조물이나 연구목적에 이용되고 있다.

다. 일반적인 계산모델의 종류

㉮ 중복반사모델

이 계산모델은 참고 그림 (10-11)에 나타낸 것처럼 지반을 수평한 토층의 겹침으로 간주하고, 지반에서부터 수직으로 입사한 전단파가 상방으로 진행하여 각 층의 경계에서 투과와 반사를 반복하게 하는 것이다. 이 방법에는 흙의 응력-뒤틀림 관계를 선형으로 취급하나, 최근에는 의사적(疑似的)으로 비선형성을 고려할 수 있는 등가선형화수법에 의해 중복반사모델이 널리 이용되고 있다.

㉯ 절점모델

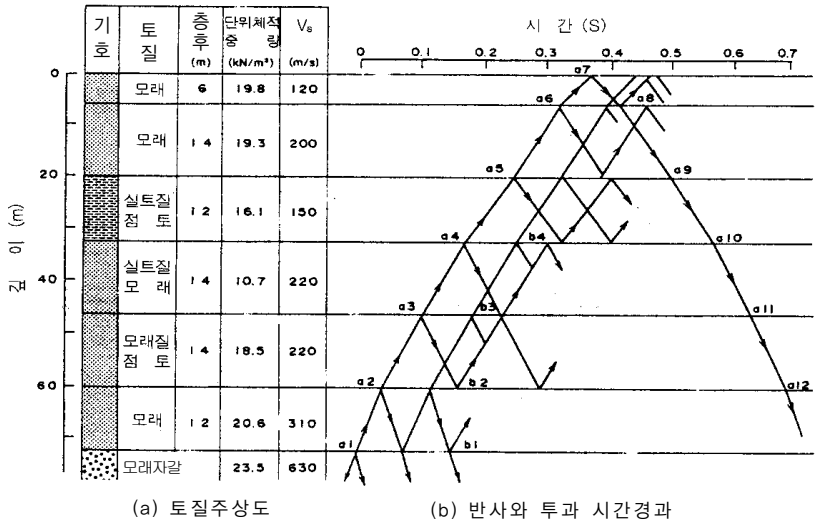
이 모델은 참고 그림 (10-12)에 나타낸 것처럼 지반을 1개 또는 여러 개의 절점과 스프링 및 감쇠기구의 조합으로 치환한 것이다. 이 방법은 계산프로그램이 비교적 간단하여 스프링에 비선형인 변위-복원력 관계를 도입시키는 것이 가능하다.

㉰ 유한요소모델

이 모델은 참고 그림 (10-13)에 나타낸 것처럼, 지반을 유한개수의 요소로 분할한 것으로 지반에 국한하지 않고 넓게 각 분야에서 이용되고 있다. 이 방법의 특징은 지반의 층후나 물성의 2차원적인 변화를 용이하게 표현할 수 있다.

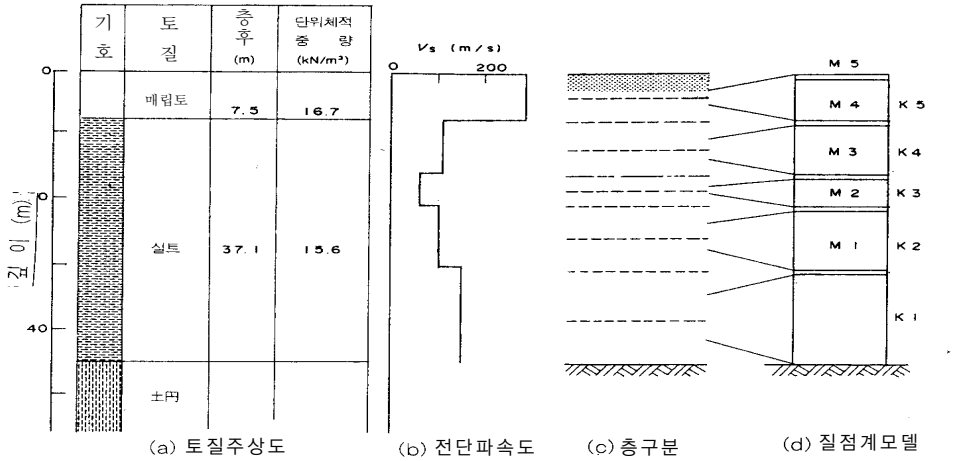
㉱ 연결체모델

구조물 (또는 지반)을 똑같은 특성 또는 똑같이 변화하는 물성을 가진 단지지보로 간주한 것이다. 모델화하는 경우 일반적으로는 전단보 모델이 채용된다. 계산에 필요한 정수는 구조물의 형상치수 각 부분의 단위체적중량, 전단강성률과 그 깊이 방향의 비율, 감쇠정수이다.



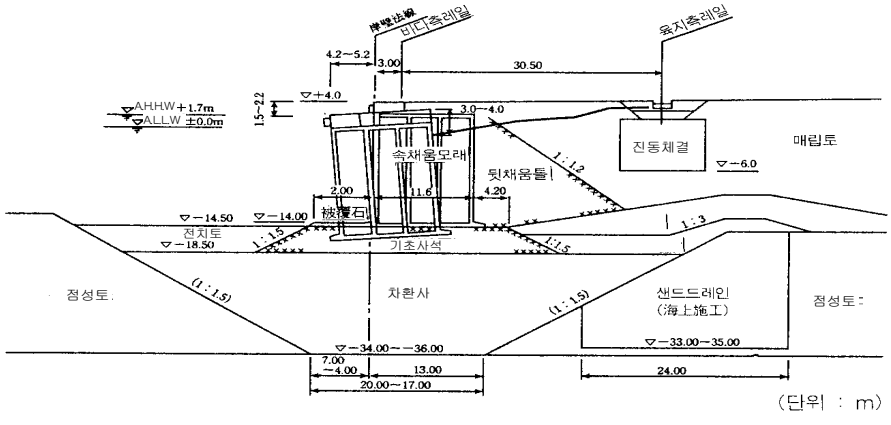
(a) 토질주상도 (b) 반사와 투과 시간경과

참고 그림 (10-11) 중복반사 모델에 의한 지진파의 전파

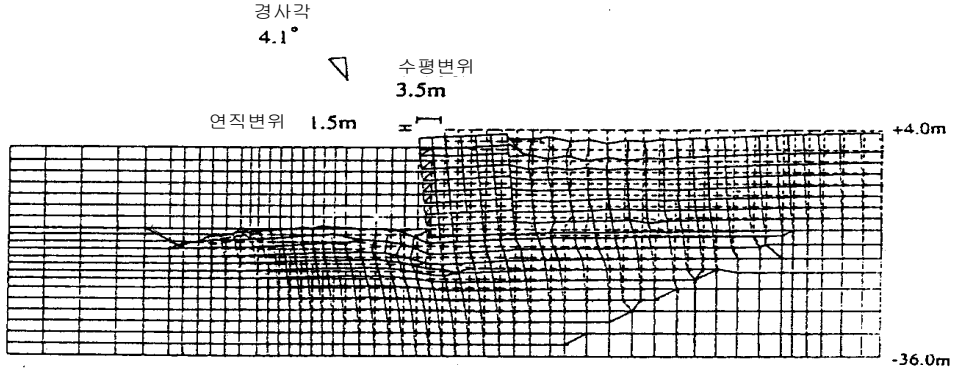


(a) 토질주상도 (b) 전단파속도 (c) 층구분 (d) 질점계모델

참고 그림 (10-12) 절점모델



(a) 해석대상단면



(b) 유한요소해석한 것

참고 그림 (10-13) 유한요소모델

라. 재료특성의 평가

동적해석을 실시하는 경우에는 지반을 구성하는 흙의 재료비선형특성을 어떻게 모델화하는가도 중요하다. 지진 시의 전단변형률이 비교적 적은 경우, 흙의 응력-변형률 관계는 비선형적이나 액상화 해석에서 필요하게 되는 중간정도의 변형률 또는 큰 변형률에서의 응력-변형률 관계는 비선형특성이 현저하게 나타나기 때문에 이런 흙의 비선형특성의 효과를 어떠한 형태로든 고려할 필요가 있다. 오늘날에는 지반의 재료비선형성을 고려하지 않는 선형해석법 이외에 지반이 받는 변형률 수준(level)에 적응시킨 재료정수를 이용하여 선형해석을 하는 등가선형해석법, 또는 큰 변형률시의 흙의 응력-변형률 관계를 어느 정도 충실히 고려한 지반의 비선형응답해석법의 다양한 방법이 이용되고 있다.

마. 계산영역에 의한 분류

계산영역의 관점에서 보면, 응답계산법은 시간영역해석법과 주파수영역해석법으로 분류할 수 있다. 유효응력해석법 또는 재료특성을 비선형으로 취급한 계산은 시간영역에서 행해지는 것이 일반적이다. 즉, 유효응력해석법에서도 과잉간극수압의 발생이 그 정도 크지 않는 경우(과잉간극수압비로 대략 0.5 이하)에는 등가선형적인 취급에 의해 주파수영역에서 해석하는 것도 가능하다고 생각되어 진다.

② 진동대 등에 의한 진동실험

역학적인 상사를 고려하여, 구조물에 진동을 주는 것으로 지반을 포함한 구조물의 전체적 거동을 파악하는 데에 유효한 수단이다. 여기에서는 상사성을 충분히 만족하는 모형의 제작 등에 고도의 실험기술이 필요하다.

진동대에 의한 진동실험에는 다음과 같은 방법이 있다.

가. 진동대 등에 의한 모형진동실험

대상으로 하는 구조물 및 지반의 형상, 역학적 성질도 고려하여 상사법칙을 만족하도록 모형을 제작하여 진동대에 의해 예상하는 지진동을 준다.

나. 원심력 재하장치에 의한 모형진동실험

원심력 재하장치에 의한 원심력을 이용하여 실물과 같은 응력상태를 모형에 재현시키고 상사법칙을 만족하는 상태에서 진동실험장치에 의해 예상하는 지진동을 준다.

다. 현물진동실험

건설예정지점 또는 그것과 유사한 지반조건 상태에서 대상구조물과 동종인 것, 또는 그다지 축소하지 않은 모형을 제작하여 인공지진 또는 자연지진에 의해 응답을 만족한다.

(2) 동적해석모델을 선정함에 있어서 중요한 점은 해석의 목적에 부합되고, 실제의 현상을 적절히 재현할 수 있는가 하는 점이다. 이는 일률적으로 정의하기 어려우므로 각각의 경우에 따라 평가되어야 한다.

(3) 동적해석법을 적용할 경우 항만시설물의 물(水)에 의한 영향을 고려하는 것이 바람직하다.

10-5-4 하중조합

(1) 지진하중은 다음 하중과 동시에 작용하지 않는 것으로 한다.
- ① 선박 접안력
- ② 폭풍시 풍압
- ③ 파력
- ④ 충돌하중 및 충격하중
- ⑤ 기타 발생빈도가 적어서 지진하중과 동시에 작용할 확률이 적은 하중

(2) 지진 시 상재하중은 정상운영시의 상재하중을 운영실태 등을 고려하여 조정하여 사용한다.

(3) 지진하중은 상재하중이 있는 경우와 없는 경우에 대하여 조합되어야 한다.

(4) 안벽 등의 상부의 궤도하중은 지진 시 구조물에 미치는 영향을 감안하여 검토되어야 한다.

[해 설]

(1) 설계지진력은 기본적으로 재귀년수가 50～1,000년 정도이므로 항만시설물에 작용하는 하중 중 발생빈도가 적은 하중은 동시에 작용하지 않는 것으로 하였다.

[참 고]

(1) 지진 시(기능수행 수준 및 붕괴방지 수준) 상재하중의 크기는 대상시설물의 운영형태, 시설물의 중요도 등에 따라 결정될 요소이다. 기능수행수준(OLE)에서의 평상시하중의 50%, 붕괴방지수준(CLE)에서의 평상시하중의 25%를 적용하는 것을 표준으로 한다.

(2) 안벽 등의 상부에 놓이는 크레인과 같은 궤도하중은 안벽구조물의 강성에 비하여 크레인 각주의 강성이 적으므로 지진발생 시 미치는 영향이 적은 경우가 있다. 이는 크레인의 구조특성 상 장주기 거동으로 안벽구조물과 공진하지 않기 때문이다.

10-5-5 허용응력의 할증

허용응력 설계법을 적용하여 지진 시 시설물을 설계하는 경우의 허용응력 할증은 제3편 2-3-7 허용응력의 할증에 의하여 허용응력을 할증한다.

10-5-6 연성계수

(1) 붕괴방지 수준에서의 설계지진력은 탄성해석에서 구한 지진력을 연성계수로 나눈 값으로 한다. 다만, 축방향력과 전단력은 연성계수로 나누지 않는다.

(2) 말뚝이 단주인 경우나 단주와 같이 거동하는 경우는 적절히 수정된 연성계수를 사용한다.

[참 고]

(1)「도로교 표준시방서」- (1996. 건설교통부 제정)의 경우 응답수정계수(R)은 다음과 같다.

참고 표 (10-10) 응답수정계수, R

하부구조	R	연결부분	R
벽식교각	2	상부구조와 교대	0.8
철근콘크리트 말뚝 가구(bent) 1. 수직말뚝만 사용한 경우 2. 한 개 이상의 경사 말뚝을 사용한 경우	 3 2	상부구조의 한 지간내의 신축 이음	0.8
단주	3	기둥, 교각 또는 말뚝가구와 캡빔(cap beam) 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝 가구 1. 수직말뚝만 사용한 경우 2. 한 개 이상의 경사 말뚝을 사용한 경우	 5 3	기둥 또는 교각과 기초	1.0
다주가구	5		

(2)「design criteria for earthquake hazard mitigation of navy piers and wharfs」-(1997. US Navy)에 의하면 붕괴방지 수준에서의 부재력 검토 시 적용되는 연성계수는 다음과 같다.

참고 표 (10-11) 붕괴방지 수준에서의 연성계수

항만구조물	말뚝의 종류	허용변위 연성계수				
		콘크리트 말뚝			강말뚝	
		지반에서의 말뚝모멘트	말뚝 두부	경사말뚝 두부	수직말뚝만 사용 시	수직말뚝과 경사말뚝 혼용 시
돌출잔교 (finger pier) 및 디태치드 피어 (detached pier)	PS콘크리트	1.5	3.0	1.5	-	-
	강재 또는 강재와 콘크리트 합성	-	-	-	5.0	3.0
횡잔교 (marginal wharf)	PS콘크리트	2.0	5.0	2.5	-	-
	강재 또는 강재와 콘크리트 합성	-	-	-	5.0	3.0

(3) 연성계수

기능수행 수준의 지진은 대상구조물에 발생하는 변형을 탄성한도 내에서 거동하도록 규정하지만, 붕괴방지 수준의 지진은 구조물에서 발생하는 소성변형을 허용한다. 구조물이 비탄성 거동을 하게 되면 탄성거동을 하는 경우보다 부재력이 작아진다. 말뚝구조물의 경우 이를 고려하기 위하여 부재 설계 시 탄성해석으로 구한 탄성부재력을 연성계수를 사용하여 수정하게 된다. 즉 지진에 의한 탄성부재력을 연성계수로 나눈 값이 지진에 대한 설계부재력이 되며 다른 하중(사하중, 활하중 등)에 의한 부재력과 조합하여 부재의 안전성을 검토하면 된다.

연성계수는 두 가지 측면에서 고려할 수 있는데 하나는 말뚝의 최대곡률과 항복응력상태의 곡률의 비이고, 또 다른 하나는 말뚝의 최대 변위와 항복응력상태의 변위의 비이다. 이를 각각 곡률연성계수와 변위연성계수로 정의할 수 있으며 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

① 곡률연성계수

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_{max}}{\phi_{y}} \qquad \text{참고 (10-9)}$$

여기서, ϕ_{max}는 최대소성변형에 대한 곡률이고 ϕ_y는 항복상태의 곡률이다.

② 변위연성계수

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{y}} \qquad \text{참고 (10-10)}$$

여기서,Δ_{max}는 소성변형과 탄성변형의 합을 의미하고 Δ_{y}는 탄성변형을 의미한다. 해석적인 방법으로 연성계수를 구할 때 Δ_{y}는 콘크리트 말뚝의 경우 철근이 최초로 항복하는 시점에서의 변위이고, 강말뚝인 경우는 부재가 최초로 항복을 하는 시점에서의 변위이다. 곡률연성계수와 변위연성계수 중 후자가 구조적인 접근에 더 용이하기 때문에 연성계수로는 변위연성계수를 사용하

는 것이 일반적이다. 이 방법으로 각 구조물에 적합한 연성계수를 결정할 수 있으나 이 방법은 복잡한 절차를 필요로 하므로 참고 표 (10-11) 등에 제시한 연성계수를 사용하여 설계에 적용할 수 있다.

지반 내에서 말뚝의 소성변형이 크게 일어나게 되면 보수가 어려워진다. 따라서 연성계수를 작게하여 설계하여야 하고 말뚝두부에서의 소성변형은 보수가 용이하므로 큰 값의 연성계수를 사용할 수 있다. 돌출잔교 및 디태치드 피어의 연성계수가 횡잔교의 연성계수보다 작은 값을 가지는데 이는 돌출잔교 및 디태치드 피어의 말뚝 길이가 횡잔교의 말뚝길이보다 길기 때문이다. 연성계수는 말뚝의 길이에 반비례하기 때문에 말뚝의 길이가 길어지게 되면 연성계수의 값을 작게 제한하게 된다. 또한 경사말뚝의 유무에 따라서 값이 달라짐을 알 수 있다. 이는 경사말뚝은 연성을 감소시키는 경향이 있기 때문이다. 따라서 경사말뚝을 설계할 때에는 말뚝두부의 연성이 충분히 확보되었는지 확인하여야 한다.

[참고문헌]

1) 건설교통부(1997), 내진설계기준연구(Ⅱ)
2) 김동수, 추연욱(2001), “공진주시험을 이용한 국내 비점성토 지반의 동적변형특성”, 한국지반공학회 논문집, 제17권, 제5호
3) 이세현, 김동수, 추연욱, 권혁기(2009) “필댐 제체 재료의 동적 물성치 평가 : Ⅱ. 비선형 동적 변형특성”, 한국지반공학회, 제25권, 12호
4) 윤종구, 김동수, 방은석(2006) ″국내 지반특성에 적합한 지반분류 방법 및 설계응답스펙트럼 개선에 대한 연구 (Ⅰ) - 국내 내진설계기준의 문제점 분석″, 한국지진공학회논문집 제10권, 제2호
5) 한국지반공학회(1997), 진동 및 내진설계
6) 해양수산부(1999), 항만 및 어항시설의 내진설계표준서
7) 해양수산부(2005), 항만 및 어항 설계기준
8) Braja M. Das(1982), ″Fundamental of Soil Dynamics″
9) INTERNATIONAL NAVIGATION ASSOCIATION(2001), SEISMIC DESIGN GUIDELINES FOR PORT STRUCTURES
10) Kim, Dong-Soo, Jong-Ku Yoon(2006) ″Development of new site classification system for the regions of shallow bedrock in Korea″, Journal of earthquake engineering Vol.10, No.3
11) Lee, S.H., Sun, C.G., Yoon, J.K., Kim, D.S.(2012) “Development and verification of a new site classification system and site coefficients for regions of shallow bedrock in Korea”, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 16, No.6
12) Seed, H.B., Idriss, I.M.(1971), ″Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential″, Journal of the Soil Mechanics Division, ASCE(SM9)
13) Sun, C. G.(2004) “Geotechnical information system and site amplification characteristics for earthquake ground motions at inland of the Korean Peninsula”, Ph. D. Dissertation, Seoul National University
14) US Navy(1992), The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures
15) US Navy(1997), Design Criteria for Earthquake Hazard Mitigation of Navy Piers and Wharfs
16) Vucetic, M., Dobry R.(1991), “Effect of soil plasticity on cyclic response”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.117, No.1
17) 社團法人 日本港灣協會, 港灣の 施{設の 技術上の 基準・同解說, 平成 11年 4月

제 11 장 지반의 액상화

11-1 일 반

느슨한 포화사질토 등은 지진에 의하여 액상화하여 구조물에 피해를 주는 경우가 있다. 필요한 경우 구조물의 설계 시에 액상화의 영향을 고려하여야 한다.

[참 고]

본 장에 기술되지 않은 사항에 대해서는「항만 및 어항시설의 내진설계 표준서」- (1999.3. 해양수산부)를 참고하여 내진성능을 검토하는 것이 바람직하다.

11-2 액상화의 예측 판정

(1) 액상화의 예측 및 판정은 붕괴방지 수준에서 행한다.
(2) 설계지진 규모는 지진구역 Ⅰ, Ⅱ 모두에 대하여 리히터 규모 6.5를 적용한다.
(3) 액상화의 예측 판정은 항만시설물의 내진등급에 관계없이 예비평가, 간이평가(간편 예측법), 상세평가의 3단계로 구분하여 수행한다.
(4) 액상화 예비평가는 수집한 관련 자료에 근거하여 지반의 액상화 가능성에 대해 개괄적으로 판단하고 액상화 가능성이 거의 없을 경우에는 액상화 평가를 생략하는 것으로 한다. 즉, 다음 경우에는 액상화에 대해 안전한 것으로 보고 액상화 평가를 생략한다.
① 지하수위 위의 지반
② 대상지반심도가 20m 이상인 지반 (단, 20m 이상인 지반이더라도 액상화가 발생하는 경우에 구조물에 중대한 손상이 생긴다고 판단되거나, 분명히 상부 20m 토층과 연관이 있는 층이라고 판단되는 경우는 액상화 예측·판정을 시행한다.)
③ 상대밀도가 80% 이상인 지반
④ 주상도상의 표준관입저항치(N)에 기초하여 산정된 $(N_1)_{60}$이 25 이상인 지반
⑤ 주상도상의 콘관입저항치에 기초하여 산정된 q_{c1}이 13 MPa 이상인 지반
⑥ 주상도상의 전단파속도에 기초하여 산정된 V_{s1}이 200 m/sec 이상인 지반
(5) 지반조사 결과로부터 세립토 함유량(#200체 통과중량백분율)이 35% 이상인 경우, 원위치 시험법에 따른 액상화 평가 생략조건은 다음과 같다.
① $(N_1)_{60}$이 20 이상인 지반
② q_{c1}이 7 MPa 이상인 지반
③ V_{s1}이 180 m/sec 이상인 지반

[해 설]

(1) 액상화 검토에 필요한 기본적인 자료는 다음과 같다.

① 지질 및 지형에 대한 자료

② 입도분포, 밀도, 지하수위

③ 변형률 수준에 따른 각 지층의 전단탄성계수와 감쇠비

④ 현장시험(예, 표준관입 시험값)이나 실내시험(진동전단시험)자료

⑤ 설계 지진규모(최대 지반가속도와 지속시간)

(2) 대상지반의 주상도와 입도분포자료로부터 액상화 평가가 필요한 지역으로 판단되면 대상지반에 대해 지진응답해석을 수행한다. 지진응답해석은 변형률 수준별 전단탄성계수(G/G_{max}) 및 감쇠비(h)를 이용하며 장주기 및 단주기를 포함한 실지진 및 인공지진 가속도 시간이력에 대하여 수행하여야 한다.

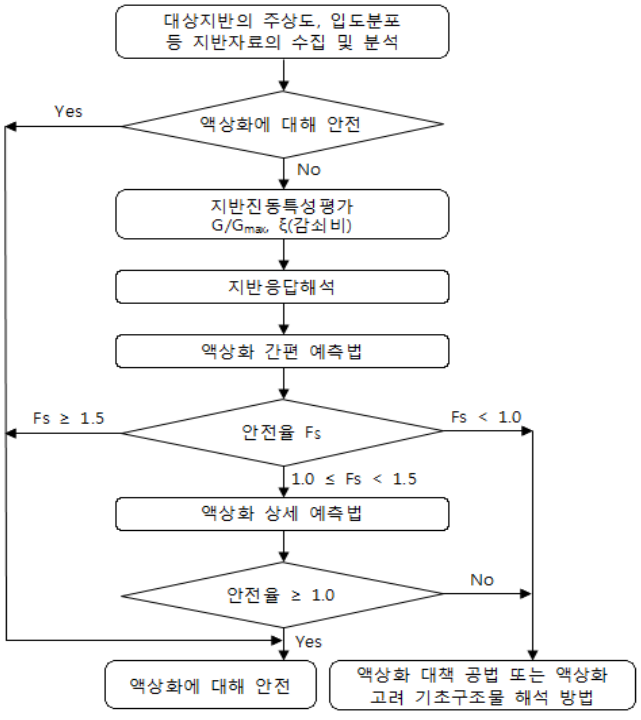
(3) 지진응답해석을 통해서 대상지층의 최대 지반가속도를 산정하며 지진응답해석 시, 가속도 시간이력곡선이 재하되는 기반암은 표 (10-7)의 보통암 분류에 준한다. 또한, 기반암의 가속도 수준은 표 (10-3) 및 표 (10-4)를 이용하거나 지진재해도를 이용하여 산정한다.

(4) 액상화 상세평가가 필요하다고 판단되는 경우에는 반드시 실내 변형특성 평가시험 결과를 이용하여 지진응답해석을 수행하고, 액상화 전단저항응력비는 진동삼축시험 결과를 이용한다.

(5) 기초지반위에 성토구조물이 놓인 경우, 성토부에 대한 액상화 평가는 반드시 실시한다.

[참 고]

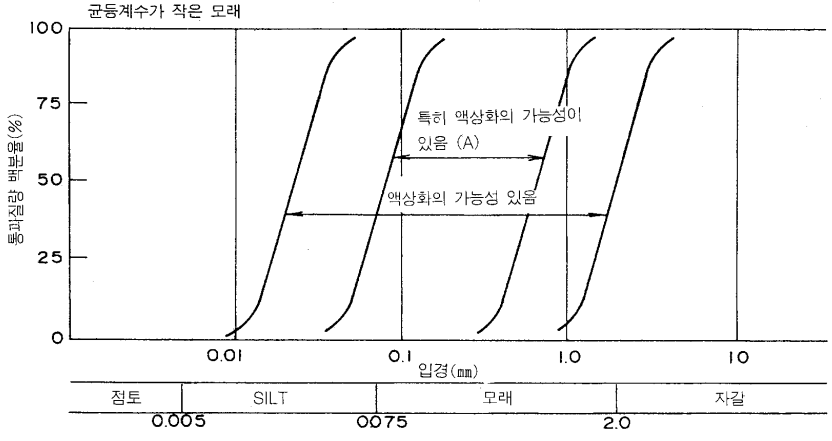
(1) 액상화 예측·판정은 다음 과정에 따라 실시한다.



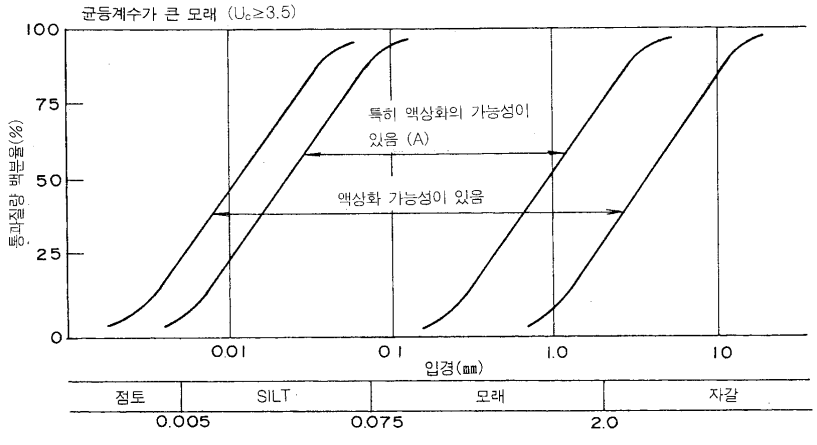
참고 그림 (11-1) 액상화 평가 흐름도 안전율 명시

(2) 입도에 의한 예측·판정

참고 그림 (11-2)를 이용하여 입도에 의한 흙의 분류를 한다. 참고 그림 (11-2)는 균등계수의 대소에 따라 (a), (b)로 구분한다. 균등계수의 대소는 $C_u=D_{60}/D_{10}=3.5$가 기준이 된다.



참고 그림 (11-2)(a) 균등계수가 3.5보다 작은 사질토($C_u<3.5$)



참고 그림 (11-2)(b) 균등계수가 3.5보다 큰 사질토($C_u\geq3.5$)

여기서, C_u : 균등계수, D_{60} : 60%직경, D_{10} : 10%직경(유효경)이다.

입도분포곡선이「액상화의 가능성이 있음」의 범위 밖이면 액상화하지 않는 것으로 판정한다.

(3) SPT-N 값을 이용한 액상화 간편예측법

액상화 지역의 지반거동을 해석적이나 물리적으로 모형화하기 어려우므로 시드(Seed)와 이드리스(Idriss, 1971)의 간편법에 기초한 방법을 통해 액상화에 대한 안전율을 산정한다.

① 액상화에 대한 안전율은 지진 시 발생하는 지반 내 한 점의 진동전단응력비(τ_d/σ_v')와 액상화 전단저항응력비(τ_l/σ_v')를 비교하여 산정한다.

② 지진력을 표현한 진동전단응력비(τ_d/σ_v')는 다음과 같이 산정한다.

$$\frac{\tau_d}{\sigma_v'} = 0.65\left(\frac{a_{max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}\right) \quad \text{참고 (11-1)}$$

여기서, a_{max} : 액상화 평가 대상지반의 최대 지반가속도(지진응답해석 수행)
g : 중력가속도
σ_v : 액상화를 평가하고자 하는 깊이의 총 상재압
σ_v' : 액상화를 평가하고자 하는 깊이에서의 유효 상재압

수정 Seed와 Idriss의 방법은 지진응답해석을 수행하여 지반의 각층별 최대가속도(a_{max})를 산정함으로써, 지반계수와 응력감소계수를 사용하지 않고 지반의 동적특성을 반영한 최대전단응력비를 필요한 깊이에서 직접 구하는 것이 특징이다. 단, 지진응답해석 시 사용할 수 있는 지진파는 장주기 성분과 단주기 성분이 우세한 지진 모두를 고려할 수 있도록 선택하여야 한다.

③ 액상화 전단저항응력비(τ_l/σ_v') 산정 시에는 표준관입시험(SPT) 결과인 N값을 이용하는데 그 방법을 살펴보면 다음과 같다.

가. 상재하중에 대한 보정(C_N)

$$C_N = (P_a/\sigma_{vo}')^{0.5} \quad \text{(Liao and Whitman, 1986)} \quad \text{참고 (11-2)}$$

$$C_N = \frac{2.2}{(1.2+\sigma_{vo}'/P_a)} \quad \text{(Kayen et al., 1992)} \quad \text{참고 (11-3)}$$

여기서, P_a : 1 atm(100kPa)
σ_{vo}' : 액상화를 평가하고자 하는 깊이에서의 유효상재하중(kPa)

C_N의 최댓값은 1.7이 되며, N치를 측정한 심도가 3m 미만일 경우는 C_N = 0.75를 적용한다.

나. SPT 에너지비 60%에 대한 보정(C_E)

$$C_E = \frac{ER}{60} \quad \text{참고 (11-4)}$$

여기서, ER = 시험 시 에너지 효율

다. 롯드의 길이에 대한 보정(C_R)

롯드의 길이가 3m 미만일 경우 0.75를 사용 (Robertson and Wride, 1998)하며, 롯드의 길이가 3~10m의 경우 기존의 SPT 결과를 이용한 액상화 간이평가 방법 개발 시 이 깊이에 대한 C_R 값을 고려하지 않았으므로 무시한다. 그 밖의 경우 참고 표 (11-1)을 참고한다.

라. 굴착홀 직경에 대한 보정(C_B) 및 샘플링 방법에 따른 보정(C_S)

표준관입시험의 N치에 대한 보정계수는 참고 표 (11-1)을 참고할 수 있다.

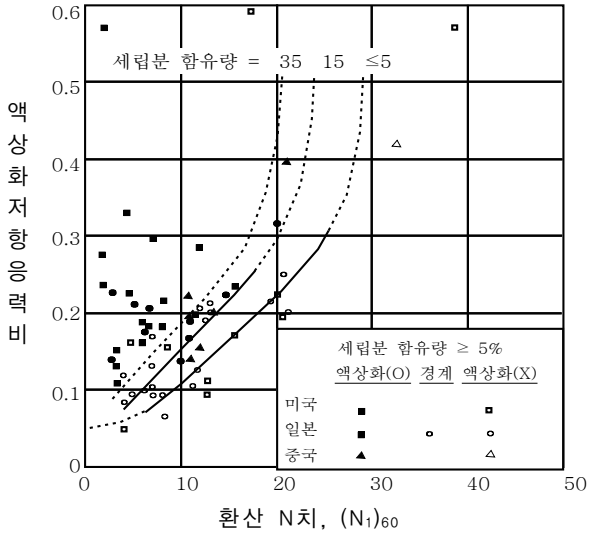
마. 가.~라. 에서 구한 보정계수를 이용하여 환산 N치,$(N_1)_{60}$을 구하는 식

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad \text{참고 (11-5)}$$

여기서, N_m : 표준관입시험 측정 N값

단, 대상 지반의 조건에 따라 현장 책임자와 상의 후 C_B, C_R 및 C_S에 대한 보정은 무시할 수 있다.

바. 산정된 환산 N값으로부터 지진규모 7.5기준의 참고 그림 (11-3)을 이용하여 액상화 전단저항응력비를 산정한다. 참고 그림 (11-3)에서 액상화 전단저항응력비 산정 시 세립질 함유량을 고려할 수 있다.



참고 그림 (11-3) 환산 SPT-N치에 기초한 액상화 전단저항응력비 산정곡선 (지진 규모 = 7.5)

사. 산정식을 이용한 액상화 전단저항응력비를 산정할 경우 다음 식 참고 (11-6)을 이용한다.

$$\left(\frac{\tau_{dl}}{\sigma_{3c}'}\right)_{7.5} = \frac{1}{34-(N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60}+45]^2} - \frac{1}{200} \qquad \text{참고 (11-6)}$$

세립분 함유량이 5% 이상인 경우, 식 참고 (11-7)을 이용하여 산정된 $(N_1)_{60CS}$ 값을 $(N_1)_{60}$ 부분에 대입하여 액상화 전단저항응력비를 산정한다. 이 때, 산정된 액상화 전단저항응력비는 지진규모 7.5에 대한 값이다.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \qquad \text{참고 (11-7)}$$

여기서, 세립질 함유량을 고려한 α와 β값은 참고 표 (11-3)에 제시되어 있으며 F_C는 200번체 통과율이다.

아. 지진의 규모 M=7.5에서 구한 값에 지진의 규모에 대한 보정값(MSF)을 곱하여 M=6.5로 환산한다. 지진 규모에 따라 제안된 보정값(MSF)은 참고 표 (11-2)에 나타내었다. 본 설계기준에서는 보정값(MSF)으로 1.5를 추천한다.

자. 지반의 액상화 전단저항응력비와 지진 시 발생하는 진동전단응력비의 비교를 통해 식 참고 (11-8)과 같이 안전율을 산정함으로서 액상화를 평가한다.

$$F = \frac{\tau_l/\sigma_v'}{\tau_d/\sigma_v'} \qquad \text{참고 (11-8)}$$

여기서, τ_d/σ_v'는 진동전단응력비, τ_l/σ_v'는 액상화 전단저항응력비이고 F는 안전율로 간편법을 통한 액상화 평가 시 다음의 기준이 사용된다.

$F \geq 1.5$: 액상화에 대하여 안전

$1.0 \leq F < 1.5$: 액상화 상세예측 필요

$F < 1.0$: 액상화 대책공법을 수행 후 재평가 필요

참고 표 (11-1) 표준관입시험의 N치에 대한 보정계수

계 수	이용 장치	항 목	수 정
상재압	-	C_N	$C_N = (P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$
상재압	-	C_N	$C_N \leq 1.7$
에너지 비	도넛 해머	C_E	0.5-1.0
에너지 비	안전 해머	C_E	0.7-1.2
에너지 비	자동 선단 도넛 해머	C_E	0.8-1.3
관입 직경	65-115mm	C_B	1.0
관입 직경	150mm	C_B	1.05
관입 직경	200mm	C_B	1.15
롯드 길이	<3m	C_R	0.75
롯드 길이	3-4m	C_R	0.8
롯드 길이	4-6m	C_R	0.85
롯드 길이	6-10m	C_R	0.95
롯드 길이	10-30m	C_R	1.0
샘플링 방법	표준 샘플러	C_S	1.0
샘플링 방법	선 없는 샘플러	C_S	1.1-1.3

참고 표 (11-2) 지진의 규모에 대한 보정을 위한 보정값(MSF)

Mw	규모에 대한 보정계수				
	Seed and Idriss (1982)	Idriss (1996)	Ambraseys (1988)	Youd and Nobel P<32%	Arango (1996)
5.5	1.43	2.20	2.86	3.42	3.00
6.0	1.32	1.76	2.20	2.35	2.00
6.5	1.19	1.44	1.69	1.66	1.60
7.0	1.08	1.19	1.30	1.20	1.25
7.5	1.00	1.00	1.00	-	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	-	0.75
8.5	0.89	0.72	0.44	-	

참고 표 (11-3) 세립질 함유량을 고려한 보정계수 (Youd et al., 2001)

구분	$FC \leq 5\%$	$5\% \leq FC \leq 35\%$	$FC \geq 35\%$
α	0	$\exp[1.76-(190/FC^2)]$	5
β	1	$[0.99+(FC^{1.5}/1,000)]$	1.2

(4) CPT-q_c 값을 이용한 액상화 간편예측법

액상화 평가 이전에 시료채취가 이루어져, 평가하고자 하는 흙에 대한 입도분포 및 세립분 함량에 대한 자료를 이미 가지고 있는 경우에 스타크와 올슨(Stark and Olson, 1995)의 방법을 이용하여 다음과 같은 순서로 액상화 저항전단응력비(CRR)를 산정한다.

① 유효상재압에 대한 보정을 위해 유효상재압 보정계수를 식 참고 (11-9)을 이용하여 산정한다.

$$C_q = \frac{1.8}{0.8 + \sigma'_0/\sigma'_{ref}} \qquad \text{참고 (11-9)}$$

여기서, σ'_0 : 액상화를 평가하고자 하는 깊이의 총 상재압

σ'_{ref} : 대기압(100kPa)

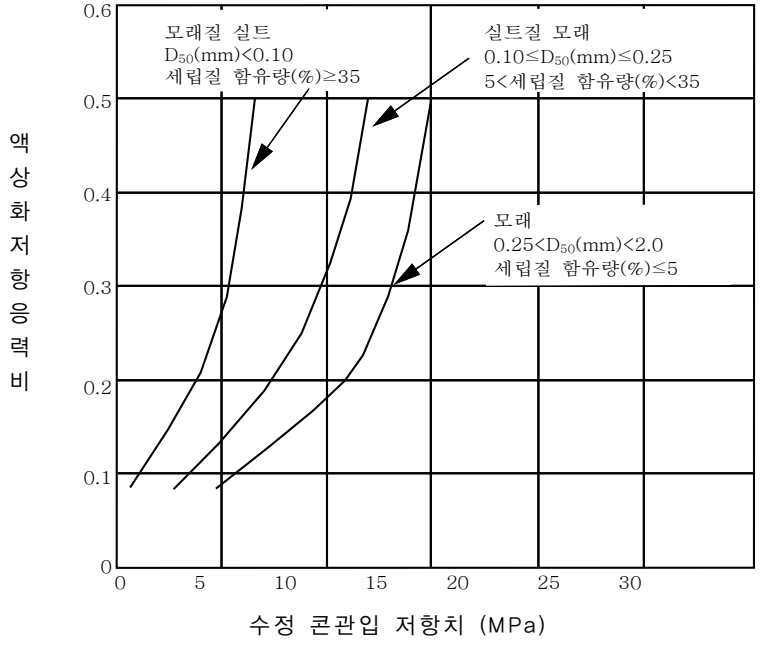
② 보정계수를 사용하여 콘의 선단지지력 q_c값을 보정한 q_{c1}값을 다음과 같이 산정한다.

$$q_{c1} = C_q \cdot q_c \qquad \text{참고 (11-10)}$$

③ 주어져 있는 세립분 함유량 및 입도 분포 특성과 위에서 산정된 q_{c1}값을 스타크와 올슨(Stark and Olson)의 도표에 적용하여 M=7.5에 대한 액상화 전단저항응력비를 산정한다. 스타크와 올슨(Stark and Olson)의 도표는 참고 그림 (11-4)와 같다.

④ 지진의 규모 M=7.5에서 구한 값에 지진의 규모에 대한 보정값(MSF)를 곱하여 M=6.5로 환산한다. 이때 환산은 식 참고 (11-8)과 참고 표 (11-2)를 이용한다.

⑤ 지반의 액상화 저항전단응력비가 산출되면 식 참고 (11-1)을 이용하여 지진 시 발생하는 전단응력비를 산정하고, 안전율을 식 참고 (11-8)로부터 구하고 액상화를 평가한다.



참고 그림 (11-4) 수정 콘관입저항치에 기초한 액상화 전단저항응력비 산정곡선
(Stark and Olson 방법, M=7.5)

(5) 전단파속도를 이용한 액상화 간편예측법

지반의 전단파 속도를 이용하여 액상화 전단저항응력비 산정은 다음과 같이 수행할 수 있다.

① 유효상재압에 대해 보정된 V_s값인 V_{s1}을 다음과 같이 계산한다.

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma_0'} \right)^{0.25} \qquad \text{참고 (11-11)}$$

여기서, σ_0' : 액상화를 평가하고자 하는 깊이의 총 유효상재압

Pa : 대기압(100 kPa)

② 주어진 세립분 함량을 바탕으로 V_{S1C}값을 산정한다.

세립분 함유량 < 5% 인 경우, V_{S1C} = 215 m/s

세립분 함유량 ≥ 35% 인 경우, V_{S1C} = 200 m/s

이 사이구간에서는 선형 보간을 실시한다.

③ 다음의 식에 V_{S1} 과 V_{S1C}값을 대입하여 M = 7.5에 대한 액상화 전단저항응력비를 산정한다.

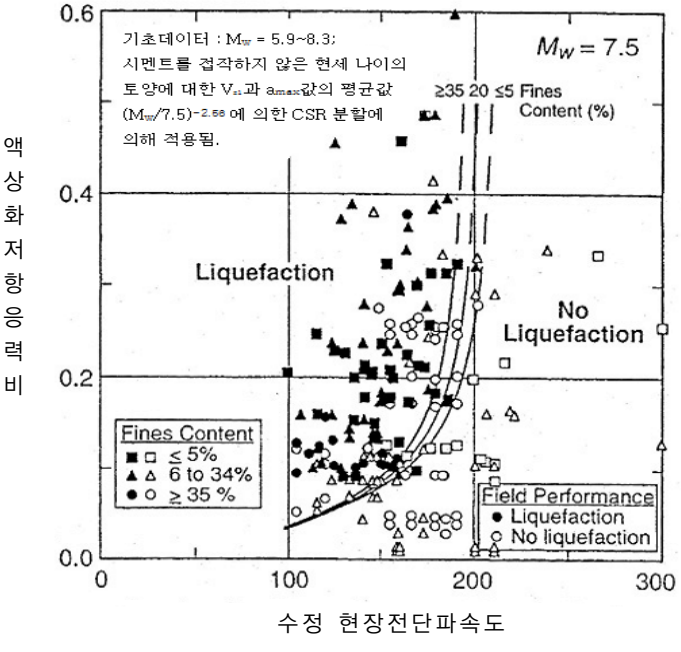
$$CRR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_0'} = a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left[\frac{1}{V_{S1C} - V_{s1}} - \frac{1}{V_{S1C}} \right] \qquad \text{참고 (11-12)}$$

여기서, a와 b는 곡선적합계수(curve fitting parameter)이며 a=0.022, b=2.8을 사용한다.

④ 식 참고 (11-11)에 기초하여 보정한 수정 현장전단파속도와 참고 그림 (11-5)를 이용하여 M=7.5에 대한 액상화 전단저항응력비를 산정할 수 있다.

⑤ 지진의 규모 M=7.5에서 구한 값에 지진의 규모에 대한 보정값(MSF)를 곱하여 M=6.5로 환산한다. 이때 보정값은 참고 표 (11-2)를 이용한다.

⑥ 지반의 액상화 전단저항응력비가 산출되면 식 참고 (11-1)을 이용하여 지진 시 발생하는 전단응력비를 산정하고, 안전율을 식 참고 (11-8)로부터 구하고 액상화를 평가한다.

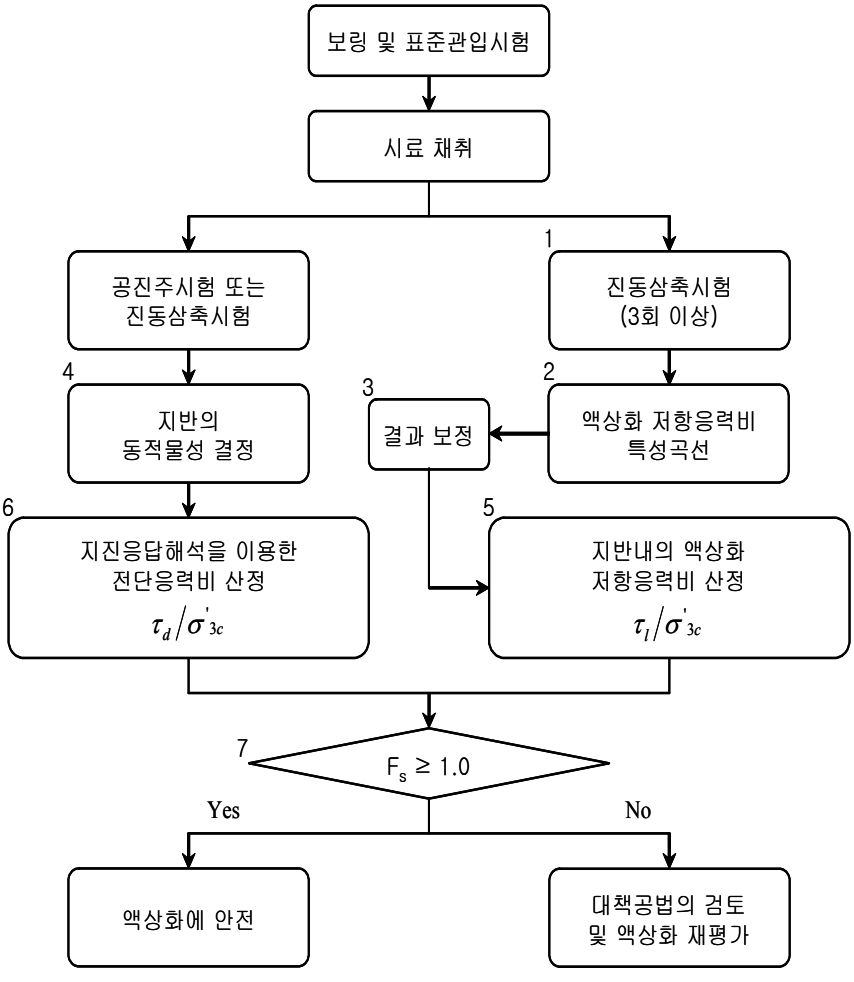


참고 그림 (11-5) 수정 현장전단파속도에 기초한 액상화 전단저항응력비 산정곡선 (M=7.5)

(6) 액상화 간편법을 통한 액상화 평가 결과 안전율이 1.5 이상인 지반은 액상화에 대해 안전하다고 판단하며, 안전율이 1 미만인 경우에는 액상화 대책공법을 수행하여야 한다. 대책공법이 결정되면 공법시행 후 액상화 발생 가능성 여부를 재평가하여야 한다. 안전율이 1.0 이상 1.5 미만인 경우에는 상세평가를 후속하여 수행한다.

(7) 액상화 상세예측법

대상지반의 액상화 간편예측법에 의한 안전율이 1.0 이상 1.5 미만인 경우 참고 그림 (11-6)과 같이 지진응답해석과 실내 진동삼축시험을 이용하여 액상화 평가를 수행한다.



참고 그림 (11-6) 상세예측법에 따른 액상화 평가방법의 순서도

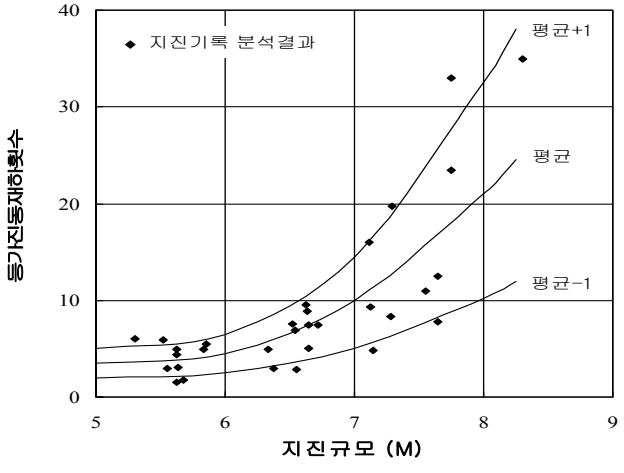
① 액상화 상세예측법은 11-2 액상화의 예측·판정, [참고](3)에 준하여 산정된 진동전단응력비와 진동삼축시험을 이용한 액상화 전단저항응력비에 대한 안전율을 그 기준을 삼는다. 특히 지진응답해석 시에는 공진주시험 또는 진동삼축시험 등의 실내시험을 이용하여 동적물성을 산정하고 이를 이용하도록 한다.

② 진동삼축압축시험을 수행하여 다음과 같이 전단저항응력비를 구한다.

가. 진동삼축시험 과정은 크게 네 단계로 구분한다. 첫 번째 단계는 현장상태를 그대로 재현할 수 있는 공시체를 제작하는 과정이다. 이러한 현장지반의 동적물성은 상대밀도, 응력상태, 결합구조, 변형률 이력 등의 여러 가지 여건에 의해 영향을 받는다. 그러나 액상화 평가를 위한 시험의 경우, 비교란 사질토의 채취가 어렵고 경제적 부담이 요구된다. 시료가 교란된 경우, 상대밀도나 응력상태는 실험실에서 재현이 가능하지만 그 밖의 여러 가지 요소들은 재현이 불가능하게 된다. 따라서 실험으로부터 정확한 동적물성을 얻기 위해서는 시료를 대상지반으로부터 채취할 때 교란이 되지 않게 채취하는 것이 바람직하다. 그러나 비교란 시료 채취가 어려운 경우에는 원하는 상대밀도와 입도분포 그리고 No.200체 통과 함유량에 맞춰서 재성형된 시료를 사용할 수 있다. 두 번째 단계는 시료의 포화단계로서 시료의 포화도는 간극수압계수, B값을 확인하여 0.97 이상의 값을 가질 때 완전 포화된 것으로 간주하도록 한다. 세 번째 단계로 완전 포화된 시료에 등방 압밀과정을 통해 초기 유효구속압을 설정하여 주며, 체적 변형률이 일정해지는 시기까지 압밀 과정을 수행한다. 네 번째 단계는 완전 포화된 시료에 축응력을 반복적으로 가하는 단계이다. 가해진 축응력은 시료에 전단력을 가하게 되며, 이와 같은 원리로 지진력을 재현하게 된다. 이와 같은 시험과정을 통해 시료의 시간에 따른 간극수압, 변위, 응력 및 응력-변형률관계 곡선 등에 대한 자료를 얻도록 한다. 하중비를 변화시키면서 시험을 반복하며 세 가지 수준 이상의 하중비를 변화시키며, 시험을 수행하여 재하 횟수-하중비 관계곡선을 구해야 대상 지반의 지진에 대한 전단저항강도비를 획득할 수 있다.

나. 액상화 전단저항응력비를 계산하기 위해 진동삼축시험 결과로부터 진동재하횟수에 따른 액상화 전단저항응력비 특성곡선을 산정한다. 진동삼축시험 결과를 이용하여 액상화 상세평가를 할 때에는 지진규모와 등가진동재하횟수와의 관계를 산정한다. 이와 관련하여 시드와 아드리스(Seed and Idriss)는 지진규모와 등가진동재하횟수와의 관계를 참고 그림 (11-7)과 참고 표 (11-4)에 각각 나타내었다. 참고 표 (11-4)에 나타난 $0.65\tau_{max}$는 불규칙한 지진하중을 실내시험에 사용하는 정현하중으로 변환하는 방법으로 여기서 τ_{max}는 실제 지진의 최대전단응력을 나타낸다(Seed et al, 1975).

진동삼축시험에서는 일반적으로 정현파의 진동하중을 주기적으로 재하하며 응력수준에 따라 액상화 발생시기가 변화한다. 따라서 지진규모를 고려한 액상화 저항응력비는 적정수준의 전단응력비(축차응력의 0.5/초기유효구속압)를 포함한 3회 이상의 진동삼축시험을 통해 산정하도록 한다(참고 그림 (11-8)의 실선 부분).



참고 그림 (11-7) 지진규모와 등가진동재하횟수(Seed et al, 1975)

참고 표 (11-4) 지진규모별 등가진동재하횟수 (Seed et al, 1975)

지 진 규 모	$0.65\tau_{max}$에 대한 등가진동재하횟수
8.5	26
7.5	15
6.75	10
6.0	5-6
5.25	2-3

다. 진동삼축시험에서는 지진 및 현장상태의 표현을 위해 몇 가지 사항을 가정하고 시험을 수행하므로 특성곡선에 이용되는 진동삼축시험 결과에 지진방향성과 현장 응력 상태를 고려하기 위한 보정작업이 필요하다. 보정방법의 내용을 요약하면 참고 표 (11-5)와 같다.
참고 표 (11-5)에 나타낸 것과 같이 보정계수는 제안한 사람에 따라 식의 차이는 있지만, 궁극적으로 구하는 액상화 전단저항응력비 산정을 위한 보정내용은 유사하므로 본 기준에서는 참고 표 (11-5)에 나타난 바와 같이 국내 액상화 평가의 경우, 정현하중을 이용한 진동삼축시험이 일반적인 점을 고려하여 현장응력상태에 대한 보정과 주응력방향의 변화에 대한 보정만을 적용하도록 하였다. 이상의 내용에 기초하여 일반적인 사질토 지반의 내부마찰각의 평균값(30°)을 고려한 정현하중재하 시 진동삼축시험결과에 대한 최종 보정계수는 0.6이다. 설계자는 현장여건에 맞는 보정계수를 산정하여 전단저항응력비 산출 후 식 참고 (11-1)와 비교하여야 한다.

참고 표 (11-5) 진동삼축시험결과 보정 (PHRI, 1997)

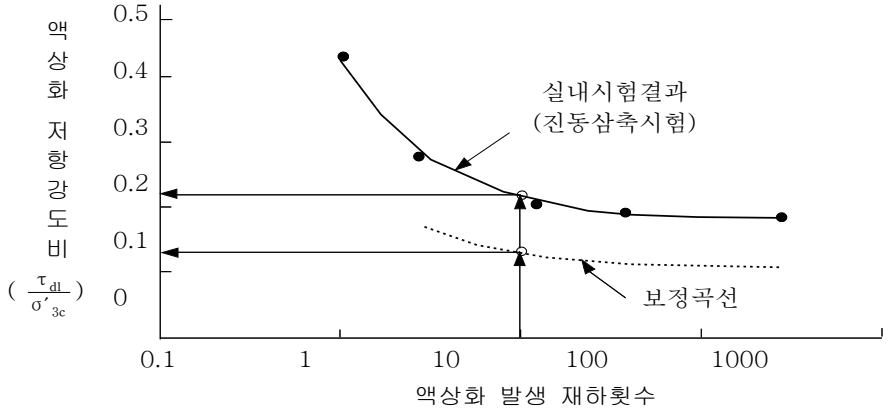
구분	Seed와 Idriss	Cumulative Damage Theory	일본 (Ishihara & Iwasaki)
보정계수	보정계수 = C_r/0.65 (C_r : 0.57(K_0=0.4) ~ 0.9 or 1.0(K_0=1.0))	보정계수 = 0.9×(1+2K_0)/3	보정계수 =0.9/C_k×(1+2K_0)/3 1. Ishihara : C_k = 0.55 (충격형 : 최대전단응력의 60% 수준의 파가 3회 미만) or 0.7 (진동형 : 3회 이상) 2. Iwasaki : C_k = 0.63
일반값	내부마찰각 30° 고려 시 보정계수범위는 0.92~0.95	내부마찰각 30° 고려 시 보정계수는 0.6	내부마찰각 30° 고려 시 보정 계수 범위는 0.86~1.09(Ishihara), 0.95(Iwasaki)
내용	- 현장응력상태에 따른 보정계수 : (1+2K_0)/3 - 지진파형에 따른 보정계수 : C_k - 주응력방향의 변화에 따른 보정 : 0.9		

※ Jacky 식 : K_0=1-sinø (ø: 내부마찰각, 사질토의 내부마찰각은 25°~35°)

라. 액상화 상세평가 시에는 간이평가와는 달리 신뢰성 있는 정규화 전단탄성계수(G/Gmax)와 감쇠비(Damping)값들을 사용한다. 즉, 문헌에 의한 경험식을 이용하는 간이평가와는 달리 공진주시험 등의 실내시험에 의해 지반의 동적 물성을 결정한다.

마. 액상화 전단저항응력비는 액상화 저항응력비 특성곡선에서 규정된 지진규모에 해당하는 진동재하횟수의 값으로부터 산정한다. 액상화 전단저항응력비를 산정하는 내용을 도시하면 참고 그림 (11-8)과 같다.

참고 그림 (11-8)은 정현하중이 재하된 진동삼축시험 결과를 바탕으로 액상화 평가를 위한 보정을 수행한 예이다. 참고 그림 (11-8)의 내용을 살펴보면, 우선 5회의 진동삼축시험이 수행된 결과는 실선으로 표현되었으며 점선은 시험결과에 대해 보정계수 0.6을 적용하여 보정한 내용을 나타내고 있다. 최종 액상화 전단저항강도비는 국내 액상화 평가시 기준이 되는 지진규모 6.5에 해당하는 액상화 발생 재하횟수를 이용하여 산정하며 액상화 발생재하횟수는 10회를 통상적으로 사용한다.



참고 그림 (11-8) 진동삼축시험에 기초한 액상화 평가 예 (PHRI, 1997)

바. 상세평가 시에도 간이평가와 마찬가지로 지진력에 의한 전단응력비를 산정하는데 에는 지진응답해석을 이용한 방법을 사용한다. 이 때, 시험에 의해 결정한 동적물성을 사용한다.

사. 상세예측법 평가 시 기준 안전율은 1.0이다. 이 때, 안전율이 1.0 이상인 경우, 액상화에 대해 안전한 것으로 판정하며 1.0 미만인 경우, 대책공법을 수행하거나 감소된 지반 물성 상태하에서의 지반-구조물 상호작용에 따른 거동분석을 실시하여 상부구조물이 액상화 지반상에서 안전성을 검토하여야 한다. 또한, 대책공법이 결정되면 공법시행 후의 지반을 대상으로 액상화 평가를 재수행하여야 한다.

11-3 액상화 대책

액상화 예측·판정결과 액상화 대책이 필요한 경우에는 구조물의 기능유지를 위한 적절한 대책공법을 수행한다.

[해 설]

(1) 액상화 대책공법을 설계할 경우는 다음 사항을 결정할 필요가 있다.
① 대책공법
② 대책공법의 시공범위(평면 및 단면)
③ 대책공법의 구체적 설계
(2) 액상화 대책공법으로는 다음과 같은 방법이 있다.
① 과잉간극수압의 발생을 방지하는 방법
가. 다짐 나. 고결 다. 치환
② 과잉간극수압을 소산하는 방법
가. 배수공법(drain재 설치) 나. 치환
③ ① 및 ②방법을 병행 시행하는 방법

[참 고]

(1) 구조물의 기능을 유지하기 위하여 필요한 액상화 대책용 지반개량 범위의 결정에 있어서 다음과 같은 사항을 고려할 필요가 있다.
① 중력식 안벽
가. 지지력에 대한 안정 나. 배후의 토압에 의한 안정
다. 에이프런의 침하
② 널말뚝식 안벽
가. 널말뚝 본체의 안정 나. 버팀공의 안정
다. 에이프런의 침하
③ 직항식 횡잔교
가. 잔교본체의 안정 나. 토류부의 안정
다. 에이프런의 침하
(2) 원호활동에 대한 검토
(1)에 나타낸 안정 등의 검토 외에 원호활동에 대한 안정 검토시, 원호활동에 대한 안정을 확보하기 위해 필요한 범위에 대해서도 개량해야만 하는가에 대한 검토를 해야만 하는 경우의 원호활동해석은 제4편 2-4 편심경사하중에 대한 지지력에 준한다.

[참고문헌]

1) 해양수산부(1999), 항만 및 어항시설의 내진설계표준서
2) 해양수산부(2005), 항만 및 어항 설계기준
3) Kayen, R.E., Mitchell, J.K., Seed, R.B., Lodge, A., Nishio, S., Coutinho, R.(1992) “Evaluation of SPT-, CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data”, Proc., 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake-Resistant Des. of Lifeline Fac. and Countermeasures for Soil Liquefaction, Vol. 1, pp177 - 204.
4) Liao, S.S.C., Whitman, R.V.(1986) "Catalogue of liquefaction and non-liquefaction occurrences during earthquakes", Res. Rep., Dept. of Civ. Engrg., Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.
5) Port and Harbour Research Institute(1997), Handbook on Liquefaction Remediation of Reclaimed Land
6) Robertson, P.K., Wride, C.E.(1998) "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test", Can. Geotech. J., Ottawa, 35(3), pp442 - 459.
7) Seed, H.B., Idriss, I.M.(1971) "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Journal of the Soil Mechanics Division, ASCE(SM9)
8) Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F., Banerjee, N.(1975) “Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses”, Rep. No. UCB/EERC 75-29, Earthquake Engrg. Res. Ctr., University of California, Berkeley, Calif.
9) Stark, T.D., Olson, S.M.(1995) “Liquefaction resistance using CPT and field case histories“, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121(12), pp856 - 869.
10) Youd, T.L., Idriss, I.M.(2001) “Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(4), pp297-313.

제 12 장 상재하중

12-1 일 반

항만시설물의 설계에 있어서는 필요에 따라 상재하중을 고려한다.

[해 설]

항만시설물의 설계에서 고려하는 상재하중은 대상으로 하는 구조물에 어떤 종류의 상재하중이 어떤 상태에서 작용되는 지를 충분히 고려하여 결정되어야 한다. 특히 상재하중은 안벽의 원호활동에 대한 안정계산이나 잔교의 빔이나 슬래브의 설계 등에 큰 영향을 미치므로 상재하중의 종류나 크기를 결정할 때에는 주의를 요한다.

[참 고]

항만시설물의 설계에서는 상재하중을 자중과 재하하중으로 나누어 취급한다.

(1) 자중 : 구조자체의 하중

(2) 재하하중 : 재하하중은 적재하중과 활하중으로 나눈다.

① 적재하중

에이프런(apron), 헛간, 창고 등에 적재하는 잡화물, 산화물의 하중, 적설을 고려하는 지역에서는 에이프런 위에 쌓이는 눈도 적재하중이 된다.

② 활하중

자동차, 하역기계 등의 동적인 하중으로 항만시설물의 설계에서는 다음의 하중을 고려한다.

가. 열차하중

나. 자동차하중

다. 하역기계하중

라. 군중하중

(3) 어항에서 일반적으로 적용하는 상재하중은 구조물의 이용목적에 따라 다르고 실제로 재하되는 하중의 종류 및 량을 고려하여 사용해야 하지만 통상 참고 표 (12-1)의 값을 표준으로 한다.

참고 표 (12-1) 상재하중(어항시설)

구 분	하중(kN/㎡)	구 분	하중(kN/㎡)
양육 안벽	10	물양장	10
출어준비 안벽	10	호안, 제방	10
휴게 안벽	10		

(4) 항만에서의 에이프런(apron) 구간의 상재하중은 하역장비 등을 고려할 때 일반적으로 참고 표 (12-2)의 값을 표준으로 한다.

참고 표 (12-2) 에이프런 구간 상재하중(항만시설)

구 분	하중(kN/㎡)	구 분	하중(kN/㎡)
컨테이너부두 (하역지역)	20	일반부두 (하역지역)	10-30

(5) 하역장비 운영이 부분적으로 제한되는 경우 이에 대해 충분히 고려하여야 한다.

12-2 자중 및 재하하중

(1) 항만시설에서의 자중계산에 사용하는 단위체적중량은 표 (12-1)에 제시한 값을 표준으로 한다. 다만, 사전 조사 등에 의한 단위체적중량을 특별히 정한 경우에서는 이에 따르지 않는다.

(2) 항만시설에서의 재하하중은 취급 화물의 종류 및 수량이 정하여 취급하는 상황 등의 항만시설의 이용 형태를 감안하여 적절히 정하는 것으로 한다. 이 경우에 있어서 재하하중의 종류는 적재하중, 적설하중, 열차하중, 자동차하중, 하역기계하중, 군중하중 그 외의 항만시설의 구조에 영향을 주는 하중을 표준으로 한다.

표 (12-1) 재료의 단위체적중량

재 료	단위체적중량(kN/m³)
강재 및 주강	77.0
주철	71.0
알루미늄	27.5
철근콘크리트	24.0
무근콘크리트	22.6
목재	7.8
아스팔트콘크리트	22.6
석재(화강암)	26.0
석재(사암)	25.0
모래, 자갈, 깬돌(건조상태)	16.0
모래, 자갈, 깬돌(습윤상태)	18.0
모래, 자갈, 깬돌(포화상태)	20.0

[해 설]

표 (12-1)은 표준값을 나타낸 것이다. 특히 석재, 모래, 자갈, 깬돌 등은 석질에 따라 변화하고 일반적으로 강재나 알루미늄 등의 금속 이외 재료의 단위체적중량은 개개의 경우가 다르기 때문에 재료의 단위체적중량은 신중하게 결정하여야 한다.

12-3 적재하중

12-3-1 평상시의 적재하중

상시의 적재하중은 취급 화물의 종류, 화물 형태, 수량, 취급방법, 적재기간 등을 충분히 고려하여 결정한다.

[참 고]

(1) 구조물 전체의 안전계산에는 에이프런(apron), 헛간, 창고 등의 한 구획에 대한 평균값을 사용한다. 또 부재계산에는 직접 적재하중으로 하는 경우가 많다. 에이프런의 경우 한 구획의 평균한 적재하중의 크기는 그 접안시설의 규모와 취급화물의 종류에 따라 대체로 결정되므로 과거의 설계예 등을 참조하는 것이 좋겠다. 일반잡화부두의 경우 에이프런 위의 적재하중으로 10~30kN/㎡정도의 값을 이용하는 경우가 많다. 컨테이너나 강재 등 중량이 큰 화물을 취급하는 에이프런에서는 이용 상태를 조사하여 적재하중의 크기를 결정하는 것이 바람직하다.

(2) 에이프런에 있어서 적재하중은 접안시설의 안정계산에 크게 영향이 미치므로 헛간, 창고 등에 대한 적재하중과는 구별하여 생각할 필요가 있다. 에이프런에서의 적재하중으로는 특히 취급화물의 종류, 화물 형태, 수량, 취급방법, 적재기간 등을 충분히 고려한다.

(3) 기왕의 실태조사에 의하면 산화물의 단위체적중량은 참고 표 (12-3)과 같다.

참고 표 (12-3) 산화물의 단위체적중량

(단위 : kN/㎥)

품 종	단위체적중량
코 크 스	4.9
석 탄(덩어리)	8.8～9.8
석 탄(가 루)	9.8～11.0
철 광 석	20.0～29.0
시 멘 트	15.0
모래, 자갈, 깬돌	19.0

12-3-2 지진시의 적재하중

지진시의 적재하중은 설계조건에서 고려한 지진이 장래 발생할 시점에서의 적재하중이 존재하느냐 않느냐의 상태를 충분히 예측하여 결정한다.

[해 설]

적재하중이 존재하느냐 않느냐의 상태는 헛간, 창고, 야적장, 에이프런(apron) 등의 시설에 따라 다르고 설계조건에서 고려한 지진 시에 있어서 적재하중의 크기는 말하자면 확률적인 개념에 지배된다고 보고 규정한 것이다.

[참 고]

지진 시 적재하중이 존재하느냐 않느냐의 상태는 헛간, 창고, 야적장, 에이프런(apron) 등 적재하중이 존재하는 시설에 따라 우선 나눌 필요가 있다. 헛간, 창고, 야적장 등은 이용 상태에 따라 적재하중으로 하는 것이 좋다. 한편 에이프런과 같이 하역시설로서 화물이 가치만 하는 시설인 경우는 선박이 접안하여 하역을 하는 경우와 하지 않는 경우에는 적재하중의 크기나 상태가 크게 변동한다. 이 때문에 일반적으로 안벽의 설계에서는 에이프런 위에서의 지진 시 적재하중은 상시의 적재하중의 1/2을 취하는 경우가 많다.

12-3-3 부등분포의 적재하중

> 구조물전체의 안정계산을 할 때 에이프런, 헛간 및 창고 등의 한 구획에 있어서의 부등분포하중을 등분포하중으로 환산하여 계산할 수가 있다. 다만, 큰 집중하중이 작용하는 경우에는 집중하중으로 검토한다.

[해 설]

일반적으로 화물 등이 한 구획 전체에 균일하게 재하할 수는 없지만 통상 부등분포하중을 등분포하중으로 환산하여 계산하여도 좋다. 따라서 예를 들어 강재를 놓는 경우 아래에 목재 같은 것을 깔면 강재의 중량은 선하중으로 작용된다고 생각할 수 있고 이 경우 집중하중(선하중 또는 점하중)으로 검토한 것이 된다.

[참 고]

(1) 어느 한 구획인 경우 평균적으로는 환산한 등분포하중의 값 이내인 경우라도 그것이 집중하중으로서 작용할 때는 주의가 필요하다. 예를 들면 널말뚝안벽 등의 경우는 안벽 배후에 큰 집중하중이 작용하면 위험할 때가 있다. 또 잔교식 안벽 등에 있어서도 빔의 뻗쳐 나온 부분(cantilever부분)이나 빔, 바닥판의 중앙부에 집중하중이 작용하면 파괴로 이어지는 경우도 있으므로 이런 가능성을 생각하고 설계할 필요가 있다.

(2) 등분포하중으로 산정한 화물별 하중은 참고 표 (12-4)를 참조한다.

참고 표 (12-4) 화물별 등분포하중

(단위 : kN/㎡)

화 물 별	하 중
승용차와 경차량	5
모든 종류의 자동차	10
일반화물	20
목재가공품	25~55
철재가공품	40~100
석탄, 모래	100~200
광석	100~300
포대시멘트	15~20
비료	15
포대곡물류	15~30

12-3-4 적설하중

적설을 고려하여야 할 지역에서는 그 지역의 실상에 따라 적설하중을 검토하는 것이 바람직하다.

[해 설]

적설을 고려하여야 할 지역에서는 강설량에 따라 에이프런 위에 쌓인 눈이 그대로 또는 자동차 등에 의해 전압되면 단단해져서 적재하중이 되므로 실상에 따라 적절한 적설하중을 정하는 것이 바람직하다.

[참 고]

(1) 제설작업을 하여야 하는 접안시설에서의 설하중으로는 하룻밤의 강설량을 고려하면 충분한 경우가 많다. 이 경우 과거의 적설기록, 강설시 기상상황의 일반적 경향, 눈의 질, 제설상황 등을 충분히 고려하여 책임기술자가 적설하중을 결정한다.

(2) 일반적으로 적설하중은 1.5kN/㎡을 사용하는 경우가 많다. 이는 예를 들면 건조한 새로 내리는 눈가루 같은 눈으로 대략적으로 100~150㎝의 적설량에 해당된다.

(3) 철도구조물 등에서는 눈의 일반적인 상태와 단위체적중량과의 관계는 대체적으로 참고 표 (12-5)에 나타낸 바와 같다.

참고 표 (12-5) 눈의 일반적인 상태와 단위중량

(단위 : kN/㎥)

눈의 일반적인 상태	단위중량
건조한 가루 같은 눈이 자중으로 눌려진 경우	1.2
건조한 가루 같은 눈이 풍압을 받은 경우	1.7
약간의 수분을 함유하고 자중으로 눌려진 경우	4.5
많은 수분을 함유하고 자중으로 눌려진 경우	8.5

12-4 활하중

12-4-1 열차하중

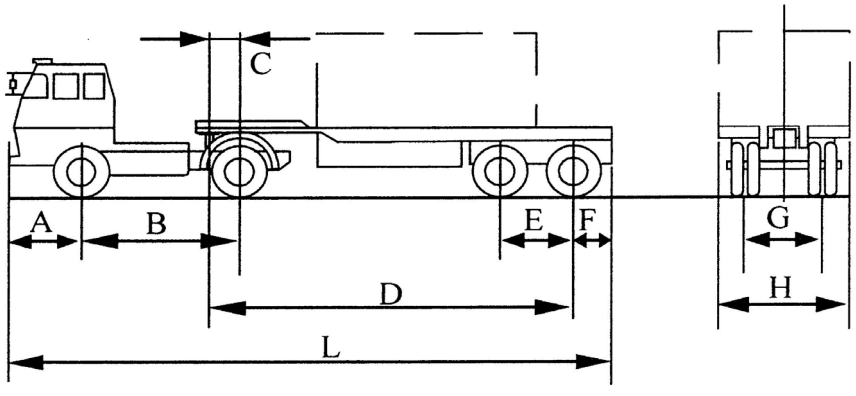
열차하중은 당해 선로에 사용하는 열차 또는 차량의 실중량, 적재중량, 축배치 등을 고려하고 구조물 또는 부재에 최대의 영향이 생기도록 재하하는 것을 표준으로 한다. 다만, 하중을 도중에 2개소 이상으로 분산시켜 적재하는 것은 하지 않는다. 철도 표준활하중은 현행 철도의 건설기준에 관한 규정을 적용한다.

12-4-2 자동차 하중

자동차 하중은 현행 도로교설계기준에 준한다.

[참 고]

(1) 트랙터와 트레일러의 조합에서의 예를 참고 그림 (12-1) 및 참고 표 (12-6)으로 나타낸다.



참고 그림 (12-1) 트랙터와 트레일러 연결도

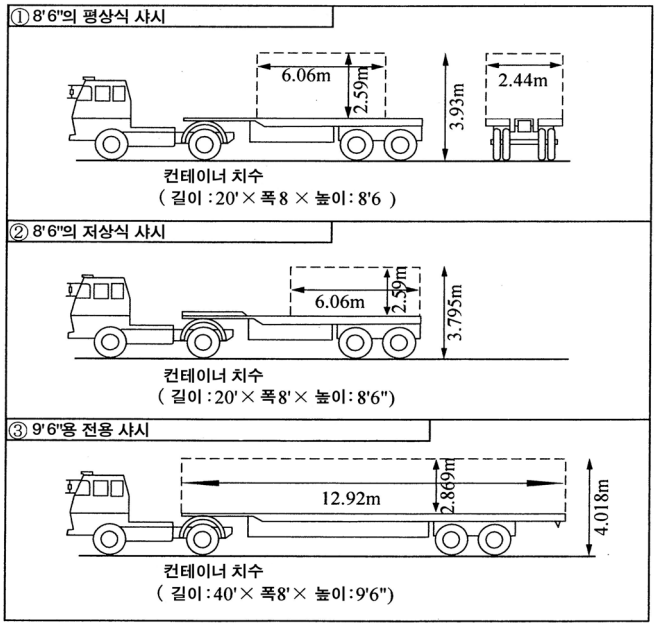
참고 표 (12-6) 트랙터와 트레일러

항목 / 용도	제원									최대적재중량 tf	차량총중량 tf	공차축중량	
	프론트오버행거 (A) m	트랙터호일베이스 (B) m	오프세트 (C) m	트레일러호일베이스 (D) m	탄댐축거리 (E) m	리어오버행거 (F) m	트래트 (G) m	전체폭 (H) m	연결전체길이 (L) m			제5륜 kN	후륜 kN
20ft (기준 내)	1.4	3.18	0.54	9.95	1.55	0.82	1.85	2.49	14.87	24.0	27.9	87.6	186.0
20ft (ISO풀적재)	1.4	3.18	0.54	9.91	1.32×2	0.74	1.85	2.49	14.32	30.48	35.17	107.8	237.1
40ft (기준 내)	1.4	3.18	0.54	9.66	1.55	2.29	1.85	2.49	16.03	24.0	27.47	87.1	182.3
40ft (ISO풀적재)	1.4	3.18	0.54	9.52	1.32×2	1.99	1.85	2.49	15.60	30.48	35.12	107.5	236.9
20,40ft겸용 (기준 내)	1.4	3.18	0.54	9.53	1.55	2.44	1.85	2.49	16.01	23.6	27.8	87.6	185.1
20,40ft겸용 (ISO풀적재)	1.4	4.37	0.18	9.51	1.32×2	1.96	1.85	2.49	16.45	30.48	35.57	111.7	237.1

(2) 해상수송에서 사용되는 컨테이너의 외형치수와 최대총질량에 관한 규격은 국제표준화기구(ISO)에서는 참고 표 (12-7)과 같다. 차높이는 도로의 구조물이나 교통신호의 공간높이로 제한되며, 도로구조물의 공간높이는 현재 도로의 구조·시설기준에 관한 규칙에 따른다.

참고 표 (12-7) 컨테이너 표준규격

명칭	길 이 (L)				폭 (W)				높 이 (H)				최대총중량	
	㎜	공차 ㎜	ft in	공차 in	㎜	공차 ㎜	ft	공차 in	㎜	공차S ㎜	ft in	공차S in	kg	1b
1AAA	12,192	0 −10	40	0 −3/8	2,438	0 −5	8	0 −3/16	2,896 ″	0 −5	9 6 ″	0 −3/16	30,480 ″	67,200 ″
1AA									2,591 ″	0 −5	8 6 ″	0 −3/16		
1A									2,438	0 −5	8	0 −3/16		
1AX									<2,438		<8			
1BBB	9,125	0 −10	29 11 1/4	0 −3/16	2,438	0 −5	8	0 −3/16	2,896 ″	0 −5	9 6 ″	0 −3/16	25,400 ″	56,000 ″
1BB									2,591 ″	0 −5	8 6 ″	0 −3/16		
1B									2,438	0 −5	8	0 −3/16		
1BX									<2,438		<8			
1CC	6,058	0 −6	19 10 1/2	0 −1/4	2,438	0 −5	8	0 −3/16	2,591 ″	0 −5	8 6 ″	0 −3/16	24,000 ″	52,900 ″
1C									2,438	0 −5	8	0 −3/16		
1CX									<2,438		<8			
1D	2,991	0 −5	9 9 3/4	0 −3/16	2,438	0 −5	8	0 −3/16	2,438	0 −5	8	0 −3/16	10,160 ″	22,400 ″
1DX									<2,438		<8			



참고 그림 (12-2) 컨테이너 적재시의 차량

12-4-3 하역기계 하중

하역기계하중에는 이동식하역기계하중, 궤도주행식 하역기계하중과 고정식 하역기계 하중이 있고 하중을 결정하는 방법은 다음과 같다.

(1) 이동식 하역기계 하중은 사용이 예상되는 이동식 하역기계의 전체중량, 최대윤하중, 아웃트리거 최대하중 또는 크롤러의 최대 접지압으로 한다.

(2) 궤도주행식 하역기계하중은 전체 중량 또는 차륜 간격과 바퀴수를 고려한 최대윤하중으로 한다.

(3) 고정식 하역기계하중은 최대 하중으로 한다.

[해 설]

(1) 이동식 하역기계에는 자주크레인(호일크레인, 트럭크레인, 크롤러크레인의 총칭임), 컨테이너하역기계(스트레틀캐리어, 트랜스퍼크레인, 프런트 포크리프트, 사이드롤러 등의 총칭임), 포크리프트, 록로더 등이 있다.

아웃트리거를 사용하는 타이어크레인, 트럭크레인 등은 대체로 큰 집중하중이 작용하기 때문에 설계에서는 가장 위험한 재하상태를 가상할 필요가 있다.

(2) 궤도 주행식 하역기계에는 컨테이너 크레인, 뉴메틱 언로더, 더블링식 인입크레인, 더블링식 언로더 등이 있다.

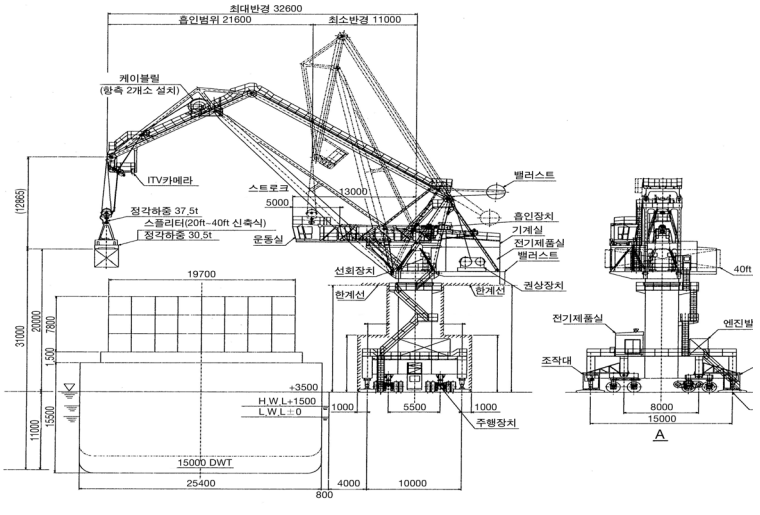
문형 크레인, 광석전용 언로더 등 대형 하역기계의 하중은 지진시의 하중, 풍하중이나 하역시의 충격하중 등을 적절하게 고려하고 안전한 설계가 되도록 배려한다.

(3) 고정식 하역기계에는 고정식 집크레인(jib crane), 고정식 뉴머틱언로더(pneumatic unloader) 등이 있다.

(4) 하역기계는 대형화하고 있어 대상이 되는 시설에 어느 정도의 하역기계가 사용되는가를 충분히 조사하여 설계조건을 결정할 필요가 있다.

[참 고]

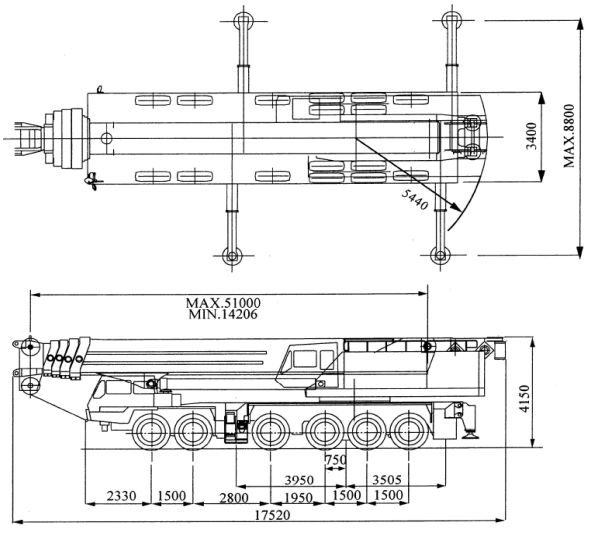
(1) 이동식하역기계의 한 예로 참고 그림 (12-3)～참고 그림 (12-7)과 참고 표 (12-8)～참고 표 (12-12)와 같다.



참고 그림 (12-3) 타이어 크레인

참고 표 (12-8) 타이어 크레인

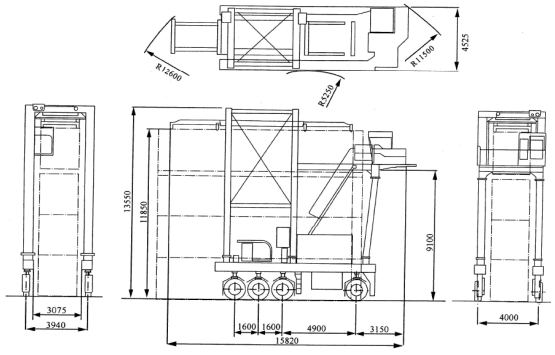
기계명	최대 들어올리는 중량(t)	전체 장비 중량(t)	본체 주요치수(m)					최대축중량 (kN)	최대접지압 (kN/㎡)
			작업반경	전체폭	휠베이스	축거리	전체높이		
지브 크레인	34.0	289	24.0	8.8	8.0	4.0	37.5	217	527
	34.1	395	30.0	11.0	25.2	3.5	48.0	255	174
	38.0	349	32.0	11.5	8.5	3.4	51.4	147	882
	40.0	370	34.0	12.0	9.7	4.3	59.5	320	280
데블링크식 인입크레인	34.0	406	30.0	13.0	15.0	5.0	24.5	142	358
	34.1	402	30.0	12.8	15.0	5.0	45.0	139	301
	34.5	425	28.0	11.7	10.0	4.5	39.0	294	314
	37.5	417	32.6	12.0	8.0	5.5	52.0	139	293



참고 그림 (12-4) 트럭크레인

참고 표 (12-9) 트럭크레인

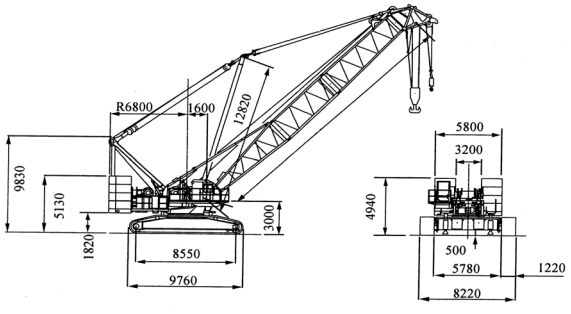
기계명	최대 들어올리는 중량(t)	전체장비 중량(t)	본체 주요치수(m)					최대축중량 (kN)
			전체길이	전체폭	전체높이	최대축거리	축거리	
라후테레인 크레인	16	19.7	8.23	2.20	3.14	3.20	1.82	97.5
	25	26.5	11.21	2.62	3.45	3.65	2.17	131.2
	35	32.6	11.57	2.75	3.55	3.90	2.24	163.9
	50	37.8	11.85	2.96	3.71	4.85	2.38	185.3
	60	39.6	12.29	3.00	3.74	5.30	2.42	194.4
올테레인 크레인	100	60.0	13.53	2.78	3.95	6.00	2.32	147.1
	160	87.5	16.58	3.00	3.98	8.80	2.56	171.6
	360	90.0	17.62	3.00	4.00	10.24	2.55	154.9
	400	126.0	18.29	3.00	4.10	11.30	2.56	179.5
	550	132.0	18.00	3.00	4.25	11.30	2.56	198.1
트럭크레인	120	94.7	15.38	3.40	4.00	7.38	2.76/2.52	392.8
	160	131.4	16.72	3.40	4.05	7.30	2.83/2.54	543.8
	360	114.0	17.52	3.40	4.34	9.25	2.83/2.54	297.7



참고 그림 (12-5) 스트레틀캐리어

참고 표 (12-10) 스트레틀캐리어

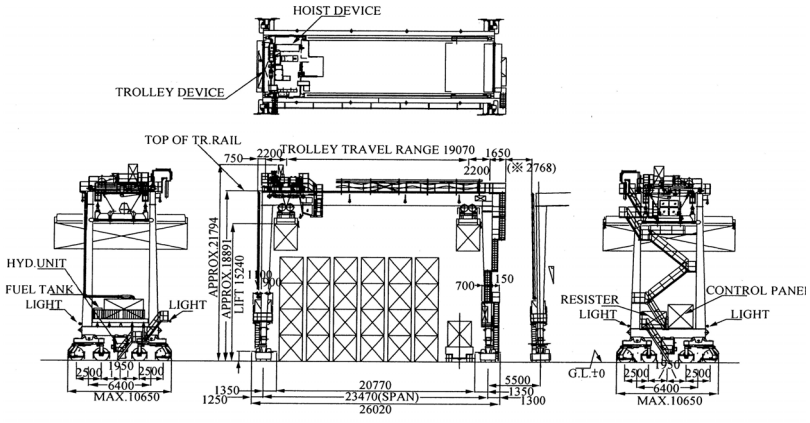
기 계 명	취급 컨테이너 (ft)	정격 중량 (t)	전체장비 중량 (t)	본체 주요치수(m)				작업시 최대차륜하중 (kN)
				전체 길이	전체폭	전체 높이	축거리	
A	20, 40	35	60	15.8	4.5	13.6	8.1	117
B	20, 40	40	59	12.2	5.3	12.6	7.4	122
C	20, 40, 45	35	59	17.4	4.5	13.7	8.0	124



참고 그림 (12-6) 크롤러 크레인

참고 표 (12-11) 크롤러 크레인

크레인 능력(tf)	전체장비 중량(t)	본체 주요치수(m)				크롤러최대 접지압(kPa)
		전체높이	크롤러 전체폭	크롤러 전체길이	크롤러 슈 폭	
30	33	4.72	4.49	3.30	0.76	54
45	45	5.12	5.40	4.30	0.76	60
50	49	5.25	5.57	4.35	0.76	61
70	71	6.18	5.99	4.83	0.80	80
80	85	6.56	6.32	4.90	0.90	86
90	89	6.64	6.40	4.90	0.85	91
100	122	7.92	7.88	6.17	0.92	90
150	161	8.49	8.49	7.07	1.07	89
200	193	8.49	9.18	7.07	1.07	103
300	284	9.83	9.76	8.22	1.22	127
350	294	7.82	10.14	8.79	1.29	120
450	390	10.12	11.51	9.50	1.50	122
800	1,190	-	14.68	12.80	2.00	127

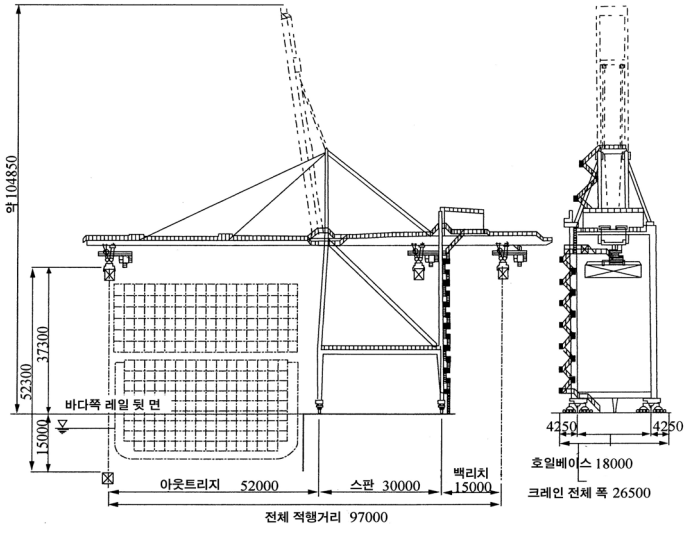


참고 그림 (12-7) 트랜스퍼크레인

참고 표 (12-12) 트랜스퍼크레인

기계명	취급 컨테이너 (ft)	정격 중량 (tf)	전체 장비 중량 (t)	본체 주요치수(m)				작업시최대 차륜하중 (kN/륜)	차륜수 (륜/구석)
				전체 길이	전체폭	전체 높이	축거리		
A	20, 40	36.0	133	26.1	12.0	21.5	6.4	281	2
B	20, 40, 45	40.6	119	26.0	11.3	21.1	6.4	275	2
C	20, 40, 45	40.6	129	26.3	12.2	21.8	6.4	293	2
D	20, 40, 45	40.6	140	25.8	11.7	24.4	6.4	295	2
E	20, 40, 45	51.0	150	25.8	12.7	28.3	8.0	327	2
F	20, 40, 45	40.6	129	26.0	11.3	21.1	6.4	142	4
G	20, 40, 45	50.0	150	26.0	10.7	21.8	6.4	167	4

(2) 궤도주행식하역기계의 한 예를 참고 그림 (12-8)과 참고 표 (12-13)으로 나타낸다.



참고 그림 (12-8) 컨테이너 크레인

참고 표 (12-13) 컨테이너 크레인

기계명	취급 (ft)	정격 하중 (tf)	전장비 중량 (t)	본체주요치수(m)						작업시최대 차륜하중 (kN/륜)	차륜수 (륜/구석)
				아웃 리치	스팬	백리치	전폭	전고	휠베 이스		
A	20,40	30.5	580	31.0	16.0	10.0	27.0	68.0	18.0	406	8
B	20,40	30.5	627	31.0	16.0	9.0	28.0	72.0	18.0	314	8
C	20,40	30.5	668	31.0	16.0	9.5	27.0	46.0	18.0	314	8
D	20,40	30.5	635	40.0	16.0	11.0	27.0	80.5	18.0	343	8
E	20,40	40.6	1,127	50.0	30.0	15.0	27.0	73.1	18.0	577	8
F	20,40,45	40.5	890	47.1	30.0	15.0	28.0	100.0	18.0	558	8
G	20,40,45	40.6	965	50.0	30.5	15.0	28.0	102.3	18.0	394	10
H	20,40,45	40.6	1,030	50.5	30.0	14.0	26.5	65.0	18.0	720	8
I	20,40,45	50.0	993	52.0	30.0	15.0	26.5	105.0	18.0	744	8
J	20,40,45	65.0	1,360	63.0	30.0	16.0	26.5	127.2	16.5	711	8

※ 이 표는 일본항만의 치수임.

12-5 군중하중

군중하중은 5kN/㎡를 표준으로 한다. 다만, 특수 시설에서는 그 시설의 이용 상황을 고려하여 그 값을 감할 수 있다.

[참고문헌]

1) 日本港灣協會(2007), 港灣の施設の技術上の基準·同解說

제 13 장 마찰계수

13-1 일 반

구조물의 활동에 대한 마찰저항력의 계산에 사용되는 재료의 마찰계수는 정지마찰계수로 하는 것을 표준으로 한다. 이 경우에 있어서 재료의 마찰계수는 대상으로 하는 구조물의 특성, 재료의 특성 등을 감안하여 적절하게 설정하는 것으로 한다.

[참 고]

(1) 안정계산에 사용하는 정지마찰계수는 일반적으로 참고 표 (13-1)의 값을 사용하여도 좋다. 마찰은 동일 조건을 바탕으로 반복마찰계수를 실측하는 경우, 일반적으로 흐트러짐이 많은 것에 주의할 필요가 있다. 참고 표 (13-1)에서 나타낸 값을 이전부터 경험적으로 사용한 것이지만 여기에서 명기하지 않은 것은 실험을 하여 정하는 것이 좋겠다. 참고 표 (13-1)의 값은 구조물 전체에서의 활동(sliding)에 대한 안정계산에서 사용하는 경우의 값이고 말뚝의 지지력 계산 값은 말뚝주변과 흙과의 마찰계수, 경사제의 안정계산에서의 마찰계수, 경사로에 의한 케이슨의 진수계산에서의 마찰계수, 토압계산에서의 벽면마찰각 등과 같이 구조물의 부분적인 설계계산에서의 마찰계수로는 적용하지 않는다.
즉, 참고 표 (13-1)에서 나타낸 값은 구조물에 상시의 외력이 작용할 때의 정지마찰계수이지만 지진 시와 같이 진동상태에서는 적절한 자료가 없기 때문에 본 표의 값을 사용하고 있다.

참고 표 (13-1) 정지마찰계수

콘크리트와 콘크리트	0.5
콘크리트와 암반	0.5
수중콘크리트와 암반	0.7~0.8
콘크리트와 사석	0.6
사석과 사석	0.8
목재와 목재	0.2(습)~0.5(건)
마찰증대용 매트와 사석	0.75

주 : ① 수중콘크리트와 암반의 경우 표준조건으로는 0.8이다.
단, 기반암에 균열이 많은 경우 기반암을 덮고 있는 모래의 이동이 심할 경우 등을 그 조건에 따라 0.7정도까지 내린다.
② 셀룰러 블록의 안정계산을 할 경우 제8편 3-3-6 셀룰러 블록의 안정계산을 참조한다.

(2) 마찰증대용 매트의 마찰계수
일반적으로 마찰증대용 매트를 사용하는 경우 재료의 내구성, 구조물의 중요도, 해상조건 및 경제성 등을 충분히 고려하여 재료를 선정하고 마찰계수에 관한 실험결과를 충분히 검토하는 것이 중요하다. 마찰증대용 매트로 아스팔트재료, 고무재료 등을 사용하는 경우 마찰계수는 0.75로 하여도 좋다.

(3) 현장치기 콘크리트의 마찰계수

참고 표 (13-1)의 정지마찰계수의 값 중 콘크리트 관련에 대하여는 프리캐스트 콘크리트냐 현장치기 콘크리트냐에 따라 그 값이 변화한다고 생각할 수 있지만 실제로는 현장치기 콘크리트의 경우도 상기표를 사용하고 있는 예가 많다.

(4) 암반과 프리팩트 콘크리트의 활동저항

해저의 암반에 프리팩트콘크리트를 쳐서 방파제나 접안시설을 축조하는 공법이 채택되기도 한다. 이와 같이 매시브한 구조물의 활동에 대한 저항력은 암반과 프리팩트콘크리트의 부착력 양자 간의 마찰저항, 암반의 요철에 의한 암반 및 프리팩트콘크리트의 전단저항 등 복잡한 내용으로 구성된다. 한편, 이와 같은 구조물의 활동에 대한 저항력은 시공지점의 기반암 재질, 그것을 덮고 있는 저질, 주입 모르타르의 품질, 시공의 정도, 시공시의 해상조건 등에 따라 좌우된다. 기존구조물의 실적 등을 감안하고 여러 관점에서 고찰한 결과 편의적으로는 마찰에 의한 활동의 저항이라고 보고 암반과 프리팩트콘크리트사이의 마찰계수는 참고 표 (13-1)과 같은 값을 사용하여도 되며 프리팩트콘크리트이외의 수중콘크리트에서도 같이 생각하여도 된다.

(5) 그 외의 마찰계수

돌과 금속 : 0.3～0.4　　나무와 돌 : 0.4

나무와 금속 : 0.6(건), 0.2(습)　　고무와 고무 : 0.5

모래와 철 : 0.4～0.7　　모래와 콘크리트 : 0.5～0.6

[참고문헌]

1) 日本港灣協會(2007), 港灣の施設の技術上の基準·同解說

제 3 편

재 료

제1장 총 설

제2장 강 재

제3장 콘크리트

제4장 역청재료

제5장 석 재

제6장 목 재

제7장 기타 재료

제8장 재생자원재료

MINISTRY OF OCEANS AND FISHERIES 해양수산부

제 3 편 재 료

제 1 장 총 설

1-1 재료의 선정

구조물 및 그 기초공에 사용하는 재료는 작용하는 물리적인 외력과 열화, 외력, 내용연수, 형상, 시공성, 경제성 및 환경에 미치는 영향 등을 고려해서 적절한 재료를 선정한다.

1-2 부재의 안전

구조물 각 부재의 외력에 대한 안전검토는 구조물의 특성 등에 따라 허용응력 설계법 또는 한계상태설계법에 의한다. 단, 철근콘크리트 구조물 부재의 안전검토는 한계상태 설계법에 의하는 것을 표준으로 하되, 국내에 한계상태 설계법을 근간으로 하는「콘크리트 구조 설계기준」이 제정될 때까지는 현행 「콘크리트 구조 기준(국토해양부, 2012)」에 따르고, 본 설계기준의 한계상태 설계법을 참고할 수 있다.

[해 설]

(1) 본문의 단서 규정은 우리나라의 현행「콘크리트 구조 설계 기준(한국콘크리트학회, 2004)」이 극한 강도 설계법(極限 强度 設計法)을 근간으로 제정된 것이어서「한계상태 설계법」과 차이가 있기 때문에, 국내에 한계상태 설계법을 근간으로 하는「콘크리트 구조설계 기준」이 제정될 때까지는 현재 기준으로 하고 있는「콘크리트 구조설계 기준」을 따르고, 한계상태 설계법에 준거하여 기술된 본 설계기준을 참고할 수 있도록 한 것이다.

(2) 강구조의 설계 시에는 본 기준과 함께「도로교설계기준(한국도로교통협회, 2010)」의 “강교편”을 기준할 수 있다. 또한 한계상태 설계법을 적용할 경우 「도로교 설계기준(한계상태설계법)(국토해양부, 2012)」를 참고한다.

제 2 장 강 재

2-1 사용 강재

강재는 한국산업표준(KS)에 적합하거나 이와 동등이상의 품질을 갖는 것으로 한다.

[해 설]

외국제품으로 KS에 상당하는 품질을 갖고 있는 것과 아직 KS로서 규격화되지는 않았으나, 이와 비슷한 품질을 갖고 있는 것에 대해서는 이들을 사용할 수 있다.

[참 고]

(1) KS에 적합한 강재중 항만시설에 비교적 많이 사용되고 있는 것은 참고 표 (2-1) 및 참고 표 (2-2)에 정리하였다. 각각의 KS에는 더 많은 종류의 강종에 대한 규정이 있으므로 참고할 수 있다.

참고 표 (2-1) 강재의 품질규격

강재의 종류	규격		기호	종류
구조용 강재	KSD3503	일반구조용 압연강재	SS400	봉강, 형강, 강판, 평강, 강대
	KSD3515	용접구조용 압연강재	SM400, SM490, SM490Y SWS520, SWS570	형강, 강판, 강대, 평강
	KSD3529	용접구조용 내후성 열간 압연강재	SMA400, SMA490, SMA570	형강, 강판
	KSD3003	항만 및 해양 구조용 내식성 강재	HSM500	
강관	KSD3566	일반구조용 탄소강관	STK400, STK490	
	KSD3300	항만 및 해양 구조용 내식성 강관	STKM500	
강말뚝	KSF4602	강관말뚝	STK400, STK490	
	KSF4603	H형강 말뚝	SKK400, SKK490	
널말뚝	KSF4604	열간 압연 강널말뚝	SY30, SY40	U형, Z형, 직선형, H형
	KSF4605	강관 시트 파열	SKY400, SKY490	
주단조품	KSD3710	탄소강 단강품	SF490A, SF540A	계선주, 체인 등
	KSD4101	탄소강 주강품	SC450	
	KSD3752	기계구조용 탄소강재	SM30C, SM35C, SM45C	
	KSD4301	회 주철품	GC150, GC250	
용접봉	KSD7004	연강용 피복아크용접봉		SS400, SM400, SMA00 용
	KSD7006	고장력강용 피복아크용접봉		SM490, SM490Y, SM520, SMA490용
	KSD7025	연강 및 고장력강용 마그 용접 솔리드와이어		YGW
	KSD7106	내후성강용 탄산가스 아크용접 솔리드와이어		YGA
접합용강재	KSD3557	리벳용 원형강	SV330, SV400	
선재	KSD3509	피아노선재	PWR	피아노선, PC강선, PC강 열선, 와이어로프
	KSD3559	경강선재	HSWR	경강선, PC경강선, 와이어로프, 아연도강연선
	KSD7002	PC강선 및 PC강연선	SWPC, SWPD	
봉강	KSD3504	철근콘크리트용 봉강	SR24, SR30, SD30A, SD30B, SD35, SD45, SBCR24	
	KSD3527	철근콘크리트용 재생봉강	SBCR30, SBCR24D, SBCR30D	
	KSD3505	PC강봉	SBPR 785/930, 785/1030, 930/1080, 930/1180	

주) 1) 강재의 기호는 SM400의 경우 KS에는 SM400A, SM400B, SM400C의 3종류가 있으나 이 표에서는 숫자의 뒷 기호를 생략하고 표시하였다.

2) 기계구조용 탄소강재는 KSD3752에 규정된 재질 SM30C, SM35C, SM45C를 열처리하여 고르고, KSD3752의 참고 표에 나타나 있는 기계적 성질을 만족하는 재료로 하였다.

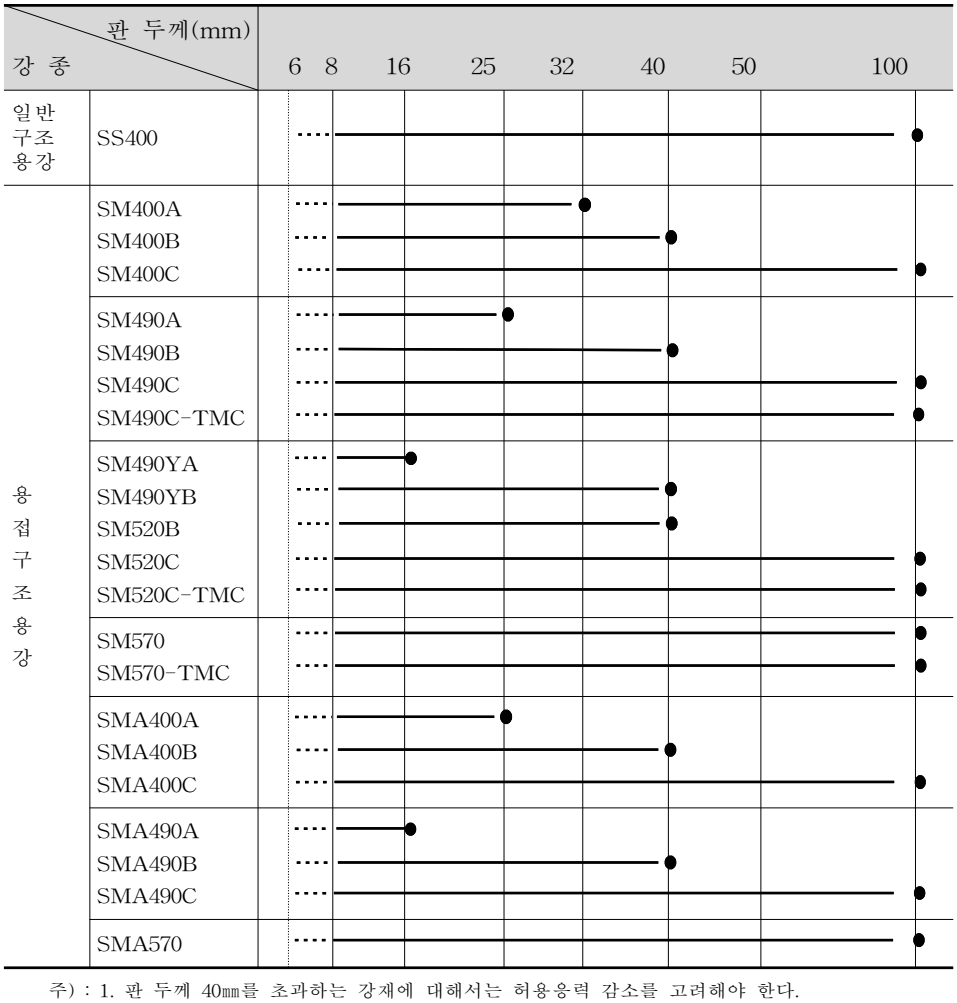
참고 표 (2-2) 강재의 형상규격

강 재 의 종 류		규 격	사 용 강 재
구조용 강재	열간압연 봉강 및 코일봉강의 모양·치수 및 무게와 그 허용차	KSD3051	SS400
	열간압연 형강의 모양·치수 및 무게와 그 허용차	KSD3502	SS400, SM400, SM490 SM490Y, SM520, SM570 SMA400, SMA490, SMA570
	열간압연 강판 강대의 모양·치수·무게 및 그 허용차	KSD3500	SS400, SM400, SM490 SM490Y, SM520, SM570 SMA400, SMA490
	열간압연 평강의 모양·치수 및 무게와 그 허용차	KSD3052	SS400, SS490, SWS400, SM490, SM520
강말뚝	강관말뚝	KSF4602	SPS400, SPS490
	H형강 말뚝	KSF4603	SHK400, SHK400M SHK490M
널말뚝	열간압연 강널말뚝	KSF4604	SY30, SY40
	강관 시트 파일	KSF4605	SKY400, SKY490
접합용 강재	열간 성형 리벳	KSB1102	SV330, SY400
	6각볼트	KSB1002	
	6각너트	KSB1012	
철근콘크리트	철근콘크리트용 봉강	KSD3504	SR24, SR30, SD30A, SD30B, SD35, SD40
	철근콘크리트용 재생봉강	KSD3527	SBCR24, SBCR30, SBCR24D, SBCR30D
프리스트레스트콘크리트	PC강선 및 PC강연선	KSD7002	SWPD, SWPC
	PC강봉	KSD3505	SBPR
계류제	와이어로프	KSD3514	HSWR, PWR
	플래시버트 용접앵커체인	KSV3313	
철망	용접철망	KSD7017	

(2) 일반적으로 고장력강이란 인장강도 490N/㎟이상의 구조용 강재를 말한다. 고장력강은 고강도로 되어 있는 만큼 항복비가 크게(인장강도에 대한 항복점강도의 비율이 크게 됨) 된다는 중요한 성질을 가지므로 뒤에 설명하는 허용응력을 정할 때의 안전율에 영향을 미치게 된다. 즉, 허용응력설계법에서의 안전율은 항복점을 기준으로 하고 있으므로 고장력강에 대한 안전율을 SS400의 안전율과 같다고 할 경우 극한강도에 대한 안전성의 여유가 고장력화된 강재만큼 저하하는 것이 된다.

(3) 내후성 강재는 해상부분의 해염(海鹽)입자에 대한 내식성이 우수하고, 종류로는 무도장용 W종과 도장용 P종이 있다. 항만 및 해양 구조용 내식성 강재는 일반 구조용 압연강재나 용접구조용 압연강재보다 비말대(splash zone)에서 내부식성이 향상된 강재이다.

(4) 일반 구조용 압연강재, 용접구조용 압연강재 및 용접구조용 내후성 열연압연강재를 사용할 경우에는 「도로교설계기준」에 나타난 바와 같이 참고 그림 (2-1)에서 판 두께를 선정하는 것이 좋다. 판 두께가 8㎜미만인 강재를 사용하는 경우에는「도로교설계기준」에 준한다. 일반적으로 판 두께가 두꺼워지면 용접부분의 취성화 경향이 현저해 지므로 이런 점을 고려하여 판 두께가 두꺼워짐에 따라 인성이 좋고 균질인 것을 사용하여 안전도가 저하되지 않도록 사용하는 강종별 판 두께의 상한치를 정하고 있다. 최근 제작기술의 진보와 더불어 판 두께 50mm 이상의 강재도 사용되고 있으며, 제작·시공의 합리화 측면에서 적용 판 두께 범위의 확대가 요구된다. 이런 상황에 맞추어 용접구조용 압연강재의 C재와 SM570에 대해서는 적용 판 두께를 100mm까지 확대하기로 하였다. 또한 SS400을 비용접용으로 사용할 경우의 판 두께에 대해서도 적용 판 두께를 100mm까지 확대하기로 한다.



주) : 1. 판 두께 40㎜를 초과하는 강재에 대해서는 허용응력 감소를 고려해야 한다.
2. 판 두께 25㎜로부터 32㎜사이의 SM490YB는 특히 진정강괴(killed steel)로 제조되어야 한다.

참고 그림 (2-1) 강종별 판 두께 선정기준

(5) 최근 시판되고 있는 유효 폭 600㎜의 광폭 강널말뚝은 종전에 400㎜이었던 유효 폭을 600㎜로 확대한 것이기 때문에 시공연장당 강널말뚝의 소요매수는 종전의 2/3가 된다.

(6) PC강선 및 PC강연선의 강도규격은 KS D 7002에 규정되어 있는 것이고, 강재의 화학성분에 관한 규정은 KS D 3509에 규정되어 있다.

(7) 격점(格点)구조와 같이 용접부가 많은 구조물에는 강재의 화학성분과 용접성에 주의하여야 한다. 일반적으로 용접을 하는 강재로는 용접구조용 압연강재(KS D 3515)및 용접구조용 내후성 열간압연강재(KS D 3529)가 쓰이며, 일반구조용 압연강재(KS D 3503)의 SS400은 용접을 하지 않는 부재에 한정하는 것이 바람직하다.

2-2 설계계산에 쓰이는 강재의 선정

강 및 주강의 정수는 강도특성 등을 고려하여 적절히 정한다.

[참 고]

일반적인 강 및 강재 정수의 참고값은 참고 표 (2-3)에 나타난 바와 같다. 철근콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트에 쓰이는 강재의 정수에 대해서는「콘크리트 구조 설계기준」의 값을 준용한다.

참고 표 (2-3) 강재의 정수

탄 성 계 수 E	$2.05\times10^{5}N/㎟$
전단탄성계수 G	$7.9\times10^{4}N/㎟$
포 아 슨 비 ν	0.30
선 팽 창 계 수 α	$12\times10^{-6}\ell/℃$

2-3 강재의 허용응력

2-3-1 일 반

강재의 허용응력은 강재의 종류에 따라서「본편 2-3-2 구조용 강재, 2-3-3 강말뚝 및 강관널말뚝」및「본편 2-3-4 강널말뚝」에 나타낸 수치로 하는 것을 표준으로 한다.

[해 설]

강재의 허용응력은「본편 2-3-2 구조용 강재」~「본편 2-3-7 허용응력의 할증」에 있는 값을 쓰고 있으나, 구조물을 특수한 지점에 건설하는 경우와「본편 2-3-2 구조용 강재」~「본편 2-3-7 허용응력의 할증」에 명기하지 않은 강재를 사용할 때에는 다음 사항에 유의해서 허용응력을 정할 필요가 있다.

(1) 계산이론과 실제구조가 보이는 거동의 상위
(2) 구조물 시공 시와 완성후의 외력조건의 상위
(3) 피로, 부식(腐蝕)에 의한 재료의 경년(經年)변화
(4) 설계외력과 실제외력의 상위
(5) 파괴시의 양상(樣相)
(6) 구조물의 중요도
(7) 유지, 수선, 보수의 난이성
(8) 예측할 수 없는 외력에 대한 안전도

2-3-2 구조용 강재

구조용 강재의 허용응력은 재질 및 응력의 종류에 따라 표 (2-1)의 값을 표준으로 한다.

표 (2-1) 구조용 강재의 허용응력

(단위 : N/㎟)

응력의 종류 \ 강 종		SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490 SM520 SMA490	SM570 SMA570
축방향인장응력(순단면적에 대하여)		140	185	210	255
축방향압축응력(총단면적에 대하여)		140	185	210	255
휨인장응력(순단면적에 대하여)		140	185	210	255
휨압축응력(총단면적에 대하여)		140	185	210	255
전단응력(총단면적에 대하여)		80	105	120	145
지압응력	(강판과 강판)	210	280	315	380

[참 고]

(1) 표 (2-1)의 값은 판 두께가 40㎜ 이하인 구조용 강재의 허용응력이다. 판 두께가 40㎜를 초과하는 구조용강재의 허용응력은「도로교 설계기준(2000)」의 규정에 준한다.

(2) 각종 강재의 압축 및 인장응력의 허용치는 위에 기술한 참고 표 (2-4)와 같이 KS에 규정된 항복점강도의 대략 60%정도로 한 것이다.

(3) 구조용 강재는 좌굴이 생기는 위험성이 적은 개소에 사용하는 경우가 대부분이기 때문에 허용응력은 좌굴을 고려하지 않는 값으로 표 (2-1)과 같이 정한 것이다. 좌굴을 고려하는 경우의 축방향 압축응력과 휨압축응력의 허용응력에 대해서는 국부좌굴을 고려하지 않는 허용응력과 국부좌굴에 대한 허용응력의 검토 모두「도로교 설계기준」을 준용할 수 있다.

(4) 허용지압응력은 강재와 강재의 접촉기구가 평면과 평면(평면에 가까운 원통면과 국부적 평면 포함) 또는 구면(球面, 또는 원통면)과 평면이 미소한 부분에서 접촉하는 것으로 나누어 볼 수 있다. 앞의 것에 대하여는 허용인장응력의 50%를 할증한 허용지압응력으로 하였다.

(5) KSD 3003 항만 및 해양구조용 내식성 강재(HSM500)을 사용하는 경우에는 도로교 설계기준(2010)에 정의된 HSB500의 허용응력을 준용할 수 있다.

2-3-3 강말뚝 및 강관널말뚝

강말뚝 및 강관널말뚝의 허용응력은 표 (2-2~3)과 같다.

표 (2-2) 강말뚝 및 강관널말뚝의 허용응력

(단위 : N/㎟)

강 종 / 응력의 종류	STK400, SKK400, SKK400M, SKY400	STK490, SKK490M, SKY490
축방향인장응력(순단면적에 대하여)	140	190
축방향압축응력(총단면적에 대하여)	$\frac{\ell}{r} \le 18.6$, 140 $18.6 < \frac{\ell}{r} \le 92.8$ $140 - 0.82(\frac{\ell}{r} - 18.6)$ $\frac{\ell}{r} > 92.8$, $\frac{1{,}200{,}000}{6{,}700 + (\ell/r)^2}$	$\frac{\ell}{r} \le 16$, 190 $16 < \frac{\ell}{r} \le 80.1$ $190 - 1.29\left(\frac{\ell}{r} - 16\right)$ $\frac{\ell}{r} > 80.1$, $\frac{1{,}200{,}000}{5{,}000 + (\ell/r)^2}$
휨인장응력(순단면적에 대하여)	140	190
휨압축응력(총단면적에 대하여)	140	190

표 (2-3) 강말뚝 및 강관널말뚝의 허용응력

(단위 : N/㎟)

강 종 / 응력의 종류	STK400, SKK400, SKK400M, SKY400	STK490, SKK490M
축방향과 휨모멘트를 받는 동시에 부재	① 축방향력이 인장인 경우 ft+fbt≤fta 또는 -ft +fbc≤fba ② 축방향력이 압축인 경우 $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bc}}{f_{ba}} \le 1.0$	
진단응력(총단면적에 대하여)	80	110

표 (2-2)에 있어서 각 기호가 뜻하는 바는 다음과 같다.

ℓ : 부재의 유효좌굴장(㎝)
r : 부재총단면의 단면 2차반경(㎝)
f_t, f_c : 단면에 작용하는 축방향 인장력에 의한 인장응력 및 축방향 압축력에 의한 압축응력(N/㎟)
f_{bt}, f_{bc} : 단면에 작용하는 휨모멘트에 의한 최대인장응력 및 최대 압축응력(N/㎟)
f_{ta}, f_{ca} : 허용인장응력 및 약축(弱軸)에 대한 허용축방향 압축응력(N/㎟)
f_{ba} : 허용휨 압축응력(N/㎟)

[참 고]

(1) 강말뚝 및 강관널말뚝의 허용응력은「도로교 설계기준」을 참고로 정한 것이다. 축방향 압축응력, 축방향력 및 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 축방향력이 압축인 경우에 대한 허용응력은 전체좌굴에 대한 값이다. 국부좌굴에 대한 검증이 필요한 경우에는「도로교 설계기준」을 참고하여 허용응력을 정해도 좋다.

(2) 잔교식 구조물 등에 있어서 부재의 유효좌굴장은 가상지표면상의 부재 길이를 말한다. 가상지표면에 대해서는「제8편 8-1-4[2] 가상지표면」을 참조하면 된다.

(3) 축방향력과 전단력을 함께 고려할 필요가 있을 때에는「도로교 설계기준」참고로 해서 정해도 좋다.

(4) KSD 3300 항만 및 해양구조용 내식성 강관(STKM500)을 사용하는 경우에는 도로교설계기준(2010)에 정의된 HSB500의 허용응력을 준용할 수 있다

2-3-4 강널말뚝

강널말뚝의 허용응력은 재질 및 응력의 종류에 따라 표 (2-4)의 값을 쓰는 것을 표준으로 한다.

표 (2-4) 강널말뚝의 허용응력

(단위 : N/㎟)

응력의 종류 \ 강 종	SY30	SY40
휨인장응력(순단면적에 대하여)	180	235
휨압축응력(총단면적에 대하여)	180	235
전단응력(총단면적에 대하여)	100	125

[참 고]

강널말뚝의 허용응력은 다른 강재의 항복점 강도와 허용응력을 참고로 정한 것이다.(참고 표 (2-4) 참조)

참고 표 (2-4) 강널말뚝과 구조용 강재의 허용응력 등의 비교

강 종	보정항복점 강 도 (N/㎟)	인장강도 하 한 치 (N/㎟)	허용휨 응력 (N/㎟)	허용전단 응력 (N/㎟)	항복비 ①÷② (%)	휨응력비 ③÷① (%)	전단응력비 ④÷① (%)
SS400,SM400, SMA400 (16㎜<t≤40㎜)	235	400	140	80	59	60	34
SM490 (16㎜<t≤40㎜)	315	490	185	105	64	60	35
SM490Y, SMA50 (16㎜<t≤40㎜)	355	490	210	120	72	59	34
SM520 (16㎜<t≤40㎜)	355	520	210	120	68	59	34
SM570 (16㎜<t≤40㎜)	450	570	255	145	79	58	33
SY30	295	490	180	100	60	61	34
SY40	390	540	235	125	72	60	32

2-3-5 주단조품(鑄鍛造品)

주단조품의 허용응력은 재질 및 응력의 종류에 따라 적절히 설정한다.

[참 고]

(1) 주단조품이 허용응력 참고값은 참고 표 (2-5)에 보이는 바와 같다.

참고 표 (2-5) 주단조품의 허용응력

(단위 : N/㎟)

철강재의 종류 / 응력의 종류	단 강		주강	기계구조용 강재		주 철	
	SF490A	SF540A	SC450	SM30C	SM35C	GC150	GC250
축방향인장응력(순단면적에 대하여)	145	165	135	170	190	40	95
축방향압축응력(총단면적에 대하여)	145	165	135	170	190	80	95
휨인장응력(순단면적에 대하여)	145	165	135	170	190	40	95
휨인장응력(총단면적에 대하여)	145	165	135	170	190	80	95
전단축방향인장응력(총단면적에 대하여)	85	95	85	100	110	30	55

(2) 참고 표 (2-5)의 주단조품의 허용응력은 좌굴을 고려하지 않는 경우의 값이다.

(3) SF490A 및 SC450의 인장강도는 각각 490N/㎟ 및 450N/㎟이고, SS400의 인장강도는 400N/㎟보다 크다. 그러나 주단조품은 재료의 불균질성도 있고, 또 검사도 곤란한 점이 있으므로 SF490A 및 SC450의 축방향응력, 휨응력 및 전단응력을 SS400에 준하는 것으로 하였다.

(4) 허용지압응력은「도로교 설계기준(2010)」에 준한다.

2-3-6 용접부 및 접합용 강재의 허용응력

용접부 및 접합용강재의 허용응력은 재질 및 용접의 종류에 따라 적절히 설정한다.

[참 고]

(1) 용접부의 허용응력 참고값은 참고 표 (2-6)과 같다. 강도가 다른 강재를 접합할 때에는 강도가 작은 쪽 강재의 값을 취한다.

참고 표 (2-6) 접합부의 허용응력

(단위 : N/㎟)

응접의 종류 \ 강종 / 응력의 종류			SM400, SMA400	SM490	SM490Y, SM520, SMA490	SM570 SMA570
공장용접	전단면용입 흠용접	압축응력	140	190	215	270
		인장응력	140	190	215	270
		전단응력	80	110	125	155
	필렛용접, 부분용입 흠용접	전단응력	80	110	125	155
현장용접		① 공장용접과 같은 값으로 한다. 단, 공장용접에 준하는 품질을 얻을 수 없는 경우에 위값의 90%로 한다. ② 강관말뚝, 강관널말뚝은 공장용접의 90%로 한다.				

(2) 현장용접의 경우 근년 들어 용접기술이 향상되고 현장에서의 시공관리 및 품질관리가 충실히 되고 있는 점을 고려하여 「**도로교 설계기준**」에서 규정하고 있는 공장용접과 같은 관리를 한다는 전제로 현장용접의 허용응력을 공장용접과 같은 값으로 하였다. 다만, 강관말뚝과 강관널말뚝의 경우 용접하기에 양호한 환경조건을 확보하기가 곤란한 개소에서는 현장용접의 허용응력을 공장용접의 90%로 하였다. KSD 3300 항만 및 해양구조용 내식성 강관(STKM500)을 사용하는 경우에는 도로교설계기준(2010)에 정의된 HSB500의 허용응력을 준용할 수 있다.

(3) 앵커볼트 및 핀의 허용응력 참고값은 참고 표 (2-7)과 같다.

참고 표 (2-7) 앵커볼트 및 핀의 허용응력

(단위 : N/㎟)

종 류	강종 / 응력의 종류	SS400	SM35C	SM45C
앵커볼트	전단응력	60	80	80
핀	휨응력	190	260	290
	전단응력	100	140	150
	지압응력 (회전을 동반하지 않는 경우)	210	280	310
	지압응력 (회전을 동반하는 경우)	105	140	155

(4) 앵커볼트 및 핀의 허용인장응력은 구조형식을 고려해서 적절히 정한다.
(5) 여기서 규정한 앵커볼트의 허용응력은 콘크리트 중에 매입된 상태로 사용한다는 것을 전제로 한 것이다. 앵커볼트는 일반적으로 시공이 불확실하기 쉽고, 앵커볼트가 매입되어 있는 콘크리트와 강도적인 면에서 평형을 이루어야 할 필요가 있는 점 등으로 보아 안전성을 고려하여 허용응력을 낮게 제한하였다.
(6) 핀은 판과 형강과 같이 볼트구멍을 두지도 않고, 절개부를 만드는 일도 없으므로 응력집중을 우려할 필요가 없다. 이와 같은 점을 고려해서 허용전단응력을 참고 표 (2-4) 및 참고 표 (2-5)의 허용전단응력보다 크게 정하였다.
(7) 마무리 볼트의 허용응력 참고값은 참고 표 (2-8)에 보이는 바와 같다.

참고 표 (2-8) 마무리 볼트의 허용응력

(단위 : N/㎟)

KSB0233에 의한 강도구분 / 응력의 종류	4.6	8.8	10.9
인장응력	140	360	470
전단응력	90	200	270
지압응력	210	540	700

(8) 마무리볼트의 값은 KS B 1002에 규정된 6각 볼트의 허용응력을 정한 것이고, 6각 볼트의 기계적 성질은 KS B 0233「강제볼트·작은 나사의 기계적 성질」에 강도별 제품의 기계적 성질이 규정되어 있고, 이중 강도구분 4.6, 8.8, 10.9에 대한 값을 참고 표 (2-8)에 마무리 볼트의 허용응력으로 정한 것이다.
(9) 고장력 볼트의 허용력과 허용응력은「도로교설계기준」에 준한다.

2-3-7 허용응력의 할증

허용응력설계법에 의하여 부재의 안전검토를 행하는 경우 여러 종류의 와력 및 하중 등의 조합을 고려할 때에는 표 (2-5)에 따라서 허용응력을 할증시킬 수 있다.

표 (2-5) 강재의 허용응력 할증계수

하중 및 외력의 조합	할 증 계 수
온도변화를 고려하였을 때	1.15
지진의 영향을 고려하였을 때	1.50

[참 고]

(1) 구조물의 안전을 유지하기 위해서는 상정(想定)하는 외력의 가정, 설계계산법의 오차, 사용재료의 선정, 제작, 시공, 보수 등에 포함되는 불확정 요소 등을 고려해서 설계할 필요가 있다. 이들의 모든 조건을 확률적으로 평가해서 설계법에 도입하는 것은 곤란하나 표 (2-5)의 할증계수는 하중 및 외력이 생길 가능성 및 작용시 구조물의 응답특성 등을 고려하여 정한 것이다.
(2) 특별한 외력을 상정할 때에는 표 (2-5) 이외의 할증계수를 써도 좋다. 특별한 경우란 예를 들면 충돌하중 등이다. 이때에는 일반적으로는 방충시설을 설치하는 예가 많으나 방충시설 없이 직접 충돌하중을 고려할 때에는 할증계수를 1.70로 하는 수도 있다.

2-4 방 식

2-4-1 목적

해양 강구조물은 육상의 강구조물에 비해서 가혹한 부식 환경 하에 놓여 있으므로 부식이 심하게 발생하므로 적절한 방식대책이 필요하다. 특히 부두의 강파일의 경우 평균 간조면의 바로 아래 부분은 극심한 국부부식이 발생하게 된다. 따라서 이들 강구조물의 장기 수명유지를 위한 적절한 방식공법을 반드시 강구해야한다.

2-4-2 적용범위

강재의 방식적용범위는 부두의 강파일을 비롯한 항만 관련 모든 강구조의 시설물에 적용한다.

2-4-3 주변환경에 의한 방식법의 적용

(1) 대기 중의 강구조물은 도장에 의한 방식법을 적용한다.
(2) 해수 중에 침지된 구조물의 경우 전기방식을 적용한다.
(3) 비말대와 간만대는 피복에 의한 방식과 전기방식을 병용한다.

2-4-4 부식의 기본이론

(1) 강재의 표면에는 양극과 음극이 존재(1. 성분의 불균일, 2. 조직의 불균일, 3. 표면상태의 불균일, 4. 응력의 불균일, 5. 환경의 불균일 등에 의해서 양극과 음극이 존재)한다.
(2) 그리고 이들 양극과 음극이 존재하는 금속표면에 수분이 존재하면 양극과 음극의 전위차에 의해서 음극은 환원반응이 일어나며 양극은 산화반응이 발생하며 즉 양극부에서 부식하게 된다.
(3) 강재의 부식 환경은 산성, 중성 및 알칼리성 등 다양하며, 항만 강구조물이 설치되는 해양이나 담수 토양 등은 pH가 거의 중성이며 이 환경에서는 물과 염소이온 및 산소가 중요한 역할을 한다.
(4) 강재를 중성 수용액에 담그면 표면에서는 전술한 바와 같이 양극반응(anodic reaction)과 음극반응(cathodic reaction)에 의한 무수히 많은 부식전지가 형성된다. 부식전지의 양극(anode)과 음극(cathode)에서는 식(1), 식(2)와 같은 반응이 동시에 그리고 같은 속도로 진행한다.

$$\text{양극의 산화반응 : } Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2\,e^{-} \quad (1)$$

$$\text{음극의 환원반응 : } 1/2\,O_2 + H_2O + 2\,e^{-} \rightarrow 2\,OH^{-} \quad (2)$$

식(1)은 강재가 산화(부식)되는 과정으로서 양극반응이며 식(2)는 물과 산소에 의한 환원반응으로서 음극반응이라 한다. 따라서 전체적인 강재의 부식반응은 식(3)으로 표시할 수 있다.

$$Fe + 1/2\ O_2 + H_2O \rightarrow Fe(OH)_2 \qquad (3)$$

식(3)의 $Fe(OH)_2$는 강재표면에 생성되며 다시 산화반응과 탈수반응을 거쳐 수화산화철(FeOOH, Fe_2O_3(적색), Fe_3O_4(흑색)) 즉 다양한 형태의 녹이 발생하게 된다.

(5) 해수 중에 설치된 강파일의 수심방향 부식분포는 일반적으로 그림 (2-1)과 같다. 즉 해수가 비산하는 비말대는 특히 부식이 심하고, 그 중에서도 A.H.H.W 바로 윗부분에서 부식속도가 최대가 된다.

한편, 그림 (2-1)의 수중부에서는 A.L.L.W 바로 아랫부분에서 부식속도가 가장 빠르다. 이 부분의 부식속도는 긴 강재의 환경조건, 단면형상 등에 따라 크게 다르나 주로 해수중의 염분과 용존산소에 의한 영향이 크다. 일반적으로 청정해수 중의 강널말뚝 구조물이나 강관말뚝 구조물에서는 A.L.L.W 바로 아랫부분의 부식속도가 해중부의 부식속도와 큰 차이가 없는 경우가 많으나, 구조물의 환경에 따라서는 A.L.L.W 바로 아랫부분의 부식속도가 해수부의 값보다 커지며, 심한 경우에 비말대를 상회하는 경우도 있으므로 주의가 필요하다. 이런 심한 국부부식을 집중부식이라 한다.

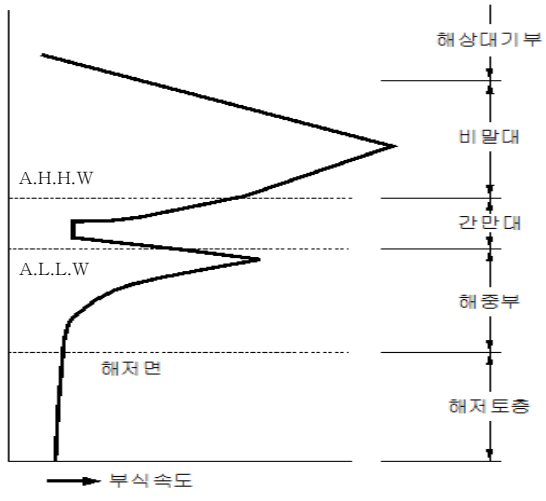


그림 (2-1) 강재의 부식속도분포

[참 고]

방식에 대하여는 전반적으로 일본의 「항만구조물방식・보수매뉴얼(연안개발기술연구센터)」를 참고할 수 있다.

2-4-5 강재의 부식속도 비교

(1) 강재의 부식속도는 부식 환경 조건에 따라 상이하므로 해당시설이 설치된 환경조건을 고려하여 적절히 결정한다.

(2) 항만시설에 적용하는 강재의 부식속도는 당해해역의 기상조건, 해수의 염분농도 및 오염정도, 하천수의 유입유무 등 해당해역의 환경조건에 따라 크게 영향을 받기 때문에 그 부근의 과거사례나 유사한 조건에서의 조사결과를 참고하여 결정하는 것이 바람직하다.

표 (2-6) 강재의 부식속도의 표준치

부식 환경		부식속도(㎜/년)
해측	A.H.H.W 이상	0.3
	A.H.H.W～A.L.L.W(-)1.0m까지	0.1～0.3
	A.L.L.W(-)1m～해저부까지	0.1～0.2
	해저 토층 중	0.03
육측	육상 대기 중	0.1
	토중(土中)(잔류수위 이상)	0.03
	토중(土中)(잔류수위 이하)	0.02

① 강재의 부식속도는 일반적으로는 기설 강구조물의 조사결과 등을 기초로 하여 정리한 표 (2-6)을 표준으로 한다. 그러나 표 (2-6)은 평균값이며 강재의 사용조건에 따라 이 수치를 상회하는 경우도 있으므로 강재의 부식속도를 결정할 때는 되도록 유사한 조건하에 있는 부식조사 결과를 참조하는 것이 바람직하다. 또한, 표 (2-6)의 값을 사용하는 경우 이 수치는 한쪽면의 부식속도이므로 강재 양면이 모두 부식 환경에 노출되어 있는 경우 양면의 수치를 합해서 사용한다.

② 표 (2-6)의 A.H.H.W 이상의 수치는 A.H.H.W 직상부의 부식속도이다. 또 A.H.H.W에서 해중부까지의 부식속도는 수역 및 수심에 따라 변한다는 사실이 부식실태조사에 의해 명확히 밝혀진 바 있어, 해당 수역의 부식실적을 토대로 결정하는 것이 바람직하다.

표 (2-6)은 참고수치로서 변화폭을 고려하여 표시하였다. 수심방향에 대하여는 환경조건이 다른 간만부와 해중부를 구분해서 생각하는 것이 바람직하며 이 경우 경계는, A.L.L.W(-)1.0m정도가 적절하다.

집중부식의 부식속도는 표 (2-6)의 값을 크게 상회하므로 이 표 값에 적용되지 않는다.

③ 강관말뚝의 내측과 같이 밀폐된 공간에는 산소의 공급이 차단되므로 부식을 고려하지 않아도 지장이 없다.

④ 모래에 의한 침식(sand erosion)은 강재면에 발생한 녹 층이 모래에 의해 제거되어 나강재면이 노출됨으로써 부식속도가 증가하는 현상이다. 방사제에 강널말뚝을 사용한 경우, 모래침식에 의해 모래면 직상부의 평균부식속도가 1.25～2.39mm/년 정도까지 이른 예도 있다. 그리고 모래표면의 상하변동이 적을 때에는 모래면 직상부에 마모개소가 집중되기 때문에, 이 값보다 크게 될 수 있다.

⑤ KS D 3003 항만 및 해양 구조용 내식성 강재(HSM500)와 KS D 3300 항만 및 해양 구조용 내식성 강관(STKM500)은 KS에 명시된 바와 같이 비말대에서 일반 강재 대비 60% 수준의 부식속도를 적용할 수 있다.

2-4-6 강재의 적용 방식법

(1) 강재의 방식대책은 강재시설물이 설치되어 있는 곳의 자연 상황에 따라서 전기방식법 또는 피복방식법 등 적절한 방식공법을 적용한다. 이 경우 A.L.L.W 이하의 부분은 전기방식법, A.L.L.W(-) 1m 이상의 상부는 피복방식법으로 방식대책을 강구해야 한다.

(2) 간만대 및 해중부는 부식 환경에 따라 집중부식 등 심한 부식이 생길 위험이 있으므로 부식(부식을 고려한 여유두께)에 의한 방식은 적용하지 않는다. 다만 가설구조물의 경우는 부식에 의한 방식을 적용해도 좋다.

(3) 강널말뚝 등의 배면토중부는 해측과 비교해서 부식속도가 적기 때문에, 방식법을 달리 할 수 있다. 특히, 배면매립토가 폐기물의 영향 등으로 부식성이 강하다고 판단되는 경우는 사전 조사를 실시하고 적절한 대책을 강구한다.

(4) 간만대 윗부분 즉 해상대기부는 피복방식법, 해중부 및 해저토중부에는 전기방식법을 적용하는 것이 바람직하며 가장 실적이 많고, 신뢰성도 확인 되었다. 해중부에 피복방식법을 적용하는 경우는 특히 내구성을 고려하여 피복재를 선정해야 하며 시공 시는 물론 목재 등 해상 부유물의 충돌에 의한 손상은 물론 파압에 의한 손상도 고려하여야 한다. 그리고 해중부 및 해저토중부에 전기방식을 적용할 경우 피복재의 열화나 손상을 고려하여 피복재가 열화된 곳이나 손상부를 전기방식으로 보완할 수 있다.

(5) 방식대상 구조물이 신설 구조물인가, 이미 설치된 기존 구조물인가에 따라 적용할 수 있는 방식법이 달라질 수 있다. 즉 신설 구조물에는 적용할 수 있어도 기설 구조물에는 적용할 수 없는 공법이 있는데, 이것은 기 설치된 구조물을 방식할 때는 시공조건에 제약을 받는 경우가 있기 때문이다. 또한, 간만대인가 해중부인가 하는 방식대상 부분에 따라서도 적용공법이 달라진다. 이들 외에도 부식 환경조건, 시공조건, 내용연수 등에 대해서 각 방식공법의 특성을 고려하여 신뢰성이 높은 공법을 선정한다.

(6) 방식효과를 장기간 유지하기 위해서는, 사용 중에 적절히 유지관리를 하여야 한다. 즉, 지속적으로 적절한 시점에 방식을 적용하고 있는 부위에 대한 방식전위 측정 및 육안점검을 실시하고 그 건전성을 평가함과 동시에, 필요시에는 추가방식공사 또는 강재의 보수를 실시한다.

2-4-7 전기방식법

(1) 전기방식법의 적용범위는 부두 강파일의 A.L.L.W 이하로 한다.

(2) A.L.L.W 이상에 대해서는, 피복방식법에 의한 방식을 실시하는 것이 필요하며. 이때 A.L.L.W 직하부는 부식되기 쉬운 부분이기 때문에, A.L.L.W(-) 1m 까지는 피복방식을 확대하여 실시하는 것이 바람직하다.

(3) 항만공사에 있어서는, 강관말뚝이나 강널말뚝을 항타한 후, 상부공이 시공되기까지 무방식 기간이 존재하며, 또한 전기방식의 양극 교체 시에도 무방식 기간이 존재한다. 이 무방식 기간에, 강재에 심한 집중부식이 발생할 수 있으므로, 가능한 무방식 기간을 줄이기 위해 노력해야 하며, 전기방식을 적용하기 전에 충분한 육안관찰을 통하여 부식의 상태를 점검하는 것이 바람직하다.

① 전기방식의 효과(방식율)는 표 (2-7)에 표시한 바와 같이 피방식체인 강재가 해수중에 잠겨있는 시간이 길수록 크고, 짧을수록 감소한다.
또, 간만대에 유입되는 방식전류는 해중부와 비교할 때 상당히 커서, 양극의 소모량이 커지기 때문에 전기방식법의 적용범위는 평균고조위 이하로 한다. 다만, 수면부에 테이프방식을 적용하는 경우 이 방식부 이하 부분을 방식 범위로 한다.

해수침지율 및 방식률은 식(1) 및 식(2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\text{해수침지율} = \frac{\text{시편의 전 침지시간}}{\text{전 시험기간}} \times 100(\%) \quad (1)$$

$$\text{방식율} = \frac{\text{미방식 시편의 질량감소량} - \text{방식시편의 질량감소량}}{\text{미방식 시편의 질량감소량}} \times 100(\%) \quad (2)$$

표 (2-7) 전기방식의 방식율

해수침지율(%)	방식율(%)
40 미만	40 미만
40 이상 80 미만	40 이상 60 미만
80 이상 100 미만	60 이상 90 미만
100	90 이상

② 평균저조위이하의 방식율은, 90%를 표준으로 한다.

③ 전기방식은, 통전방식에 의해서 희생양극방식과 외부전원방식으로 구분한다.

가. 희생양극방식은 알루미늄(Al), 마그네슘(Mg), 아연(Zn) 등의 양극을 강구조물에 접합시켜, 양 금속간의 전위차에 의해 발생하는 전류를 방식전류로 이용하는 방식법이다.

나. 즉 희생양극의 산화반응에 의해서 생성된 전자가 음극의 강구조물 표면에서 물과 용존산소와 함께 환원반응($1/2\ O_2 + H_2O + 2\ e \rightarrow 2\ OH^-$)만이 일어나며 강재의 표면에서는 양극의 산화반응($Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2\ e$)이 발생하지 않는다. 따라서 강재의 표면에서는 부식이 발생하지 않는다. 다시 말해서 강재의 표면에는 두 금속간의 전위차에 의해서 발생하는 방식전류로 인해 강재의 표면은 모두 음극이 되어 환원반응만 일어나게 된다.

다. 희생양극방식의 경우 양극의 유지관리가 용이하기 때문에 우리나라에서는 항만강구조물의 전기방식의 경우 대부분이 희생양극방식을 채용하고 있다. 희생양극재료의 성능은 표 (2-8)에 표시한 바와 같다. 알루미늄 합금양극은 단위 질량당의 발생전기량이 가장 크고, 경제성이 우수하며, 해수 중 환경에 적합하다. 이 때문에 항만 강구조물방식용으로 알루미늄합금 양극이 가장 널리 사용된다. 다만 해저토 중에 양극이 설치되는 경우에는 아연양극이 바람직하다. 그리고 어느 경우에나 양극 설치시 대기 중에 장기간 노출되지 않도록 해야 한다.

표 (2-8) 희생양극재료의 성능비교

특 성		Al-Zn-In		순Zn, Zn합금	순Mg, Mg-Mn	Mg-6Al-3Zn
비 중		2.6~2.8		7.14	1.74	1.77
개로양극전압(V) (SCE)		-1.058		-1.03	-1.56	-1.48
철에 대한 유효전압(V)		0.25		0.20	0.75	0.65
발생전기량이론치(A·h/g)		2.87		0.82	2.20	2.21
해수중 1mA/㎠	전류효율(%)	80	90	90	50	55
	발생전기량(A·h/g)	2.30	2.60	0.78	1.10	1.22
	소모량(kg/A)/년	3.8	3.4	11.2	8.0	7.2
지 중 0.03mA/㎠	전류효율(%)	65*		65	40	50
	발생전기량(A·h/g)	1.86*		0.53	0.88	1.11

주) *표시수치는 성분별 구성비에 따라 달라질 수 있음.

라. 외부전원방식은 외부 직류전원을 양극을 통해 음극인 강구조물에 연결시켜 방식전류를 공급하는 방식법으로 전류를 보내는 양극은 해수 중에서 연·은 합금 전극 이외에 고가이나 성능이 우수한 백금도금 티타늄전극, 나이오비움(niobium) 전극 및 산화 금속물을 피막 시킨 피막산화금속(mixed metal oxide) 전극 등의 불용성 양극을 사용한다. 외부전원방식은 출력전압을 자유로 조절할 수 있으므로 유속이 빠르거나 하천수의 혼입 등으로 환경변화가 심한 곳이나, 정밀한 전위제어가 필요한 곳에 적합하다.

마. 희생양극방식에서 양극을 강재에 접속시키기 위한 방법으로는 수중용접이 일반적이다. 강널말뚝식 계류시설에서는 지진 시에 배후의 지반이 침하해서 강널말뚝에 과대한 토압이 작용하는 경우, 수중용접부에서 고응력에 의한 취성파괴 사례가 보고된 적이 있다.

④ 방식전위

항만강구조물의 방식전위는 해수염화은전극 기준으로 -780mV 이하로 한다.

가. 강구조물에 전기방식공법을 적용하여 방식전류를 공급할 때, 강구조물의 전위(고저항 전위차계로 기준전극과 피방식체의 강재와의 전위차를 측정한 값)는 점차 낮아지고(용존산소와 물 및 전자에 의한 환원반응에 의해서 낮은 전위가 되고), 어느 일정전위에 도달하게 되면 부식이 억제되게 된다. 이 전위를 방식전위라 한다.

나. 전위 측정에는, 환경이 변화하여도 안정된 값을 유지하는 전극을 기준으로 사용한다. 기준이 되는 전극을 기준전극이라 하며, 해수 중에서는 해수염화은전극 이외에, 포화카로멜전극, 염화수은전극, 포화황산동전극이 사용되는 경우도 있다.
방식전위는 측정에 사용하는 기준전극의 종류에 따라 달라지며, 기준전극의 종류에 따라 다음과 같은 방식전위 값을 갖는다.

해수염화은전극기준 - 780mV 이하(현장서대략-800mV 이하)
포화카로멜전극기준 - 770mV 이하
포화황산동전극기준 - 850mV 이하

다. 도장과 전기방식(특히 외부전원방식)을 병용하는 경우에는, 과잉전류에 의해 즉 과방식에 의해서 도막이 열화하지 않도록 주의할 필요가 있다. 이 경우 전위는 -800~1,100mV(SCE) (포화카로멜전극기준)가 바람직하다.

표 (2-9) 전기방식개시시의 방식 전류밀도

(mA/㎡)

	청정해역	오염해역
해 수 중	100	130~150
석 적 부	50	65~75
해저토중	20	30
육 상 중	10	10

⑤ 방식전류밀도

가. 전기방식을 적용할 때, 강재의 전위를 방식전위보다 낮은 값까지 분극시키기 위해 필요한 강재 단위표면적당 전류를 방식전류밀도라 한다. 방식전류밀도 값은 전기방식 개시 시의 초기 값에서 시간이 경과함에 따라 감소하여 안정한 값이 된다. 이 값은 초기값의 40-50% 정도이다.

나. 방식전류밀도는, 수온, 유속, 파랑, 수질 등에 의해 변화한다. 하천수나 다양한 배출수가 유입되는 곳, 또는 황화물농도가 높은 곳에서는 일반적으로 방식전류밀도가 증가한다. 또 유속이 큰 곳에서도 방식전류밀도는 증가한다. 항만 및 어항공사 전문시방서에 의하면 특수해역에서 유속이 1m/s, 2m/s, 3m/s에 대하여 초기방식 전류밀도값은 각각 160, 230, 270mA/m^2로, 그리고 정상상태의 방식전류밀도는 80, 115, 135mA/m^2로 제시하고 있다. 따라서 최종 방식전류밀도값은 해당지역의 기존 구조물의 실적 및 환경을 고려해서 결정하는 것이 바람직하다.

다. 보통 해역에서 전기방식 개시 시점의 방식전류밀도는, 나강재면과 도장 강재면에 대하여 표 (2-10)의 값을 참고한다.

표 (2-10) 나강 파일과 도장 파일의 외부환경조건에 따른 최적 방식전류밀도

방식전류밀도

환경			나강 파일 전기방식		도장 파일 전기방식
			초기방식 전류밀도	정상방식 전류밀도	초기전류밀도
일반해역	항내	해수중 토중	100 20	50 10	20 + 100 x S
	항외	해수중 토중	100 x F 20 x F	50 x F 10 x F	20 x F+ 100 x S
특수해역	오염	해수중 오염토중 토중	100 x K 150 x K 20 x K	50 x K 100 x K 10 x K	20 x K + 100 x S
	조류	1m/s 2m/s 5m/s	160 230 270	80 115 135	

(단위: ㎃/㎡)

비고: F는 해역의 파랑, 조류의 정도에 따라 1.0~1.5까지의 범위로 한다.
K는 오염정도에 따라 1.2~1.5까지의 범위로 한다.
S는 도막의 열화 및 손상에 의해 발생하는 강의 손상율(손상피복면적/전피복 면적)로, 도장계에 따라 0.1~0.25까지의 범위로 한다.

라. 방식기간이 경과하면, 발생전류가 감소되기 때문에, 양극의 수명을 구할 때 사용하는 평균발생전류는 방식기간에 따라 다음과 같이 적용하는 경우가 많다.

5년간 방식의 경우 : 초기발생전류× 0.55
10년간 방식의 경우 : 초기발생전류× 0.52
15년간 방식의 경우 : 초기발생전류× 0.50
15년 이상 방식의 경우 : 15년 값을 적용한다.

마. 전기방식의 적용범위가 도장으로 피복된 곳이 있는 경우에는, 피복재의 손상율을 예상하여 방식전류밀도의 값을 정한다. 해수 중에는 다음과 같이 정하여도 좋다.

도장 20 + 100S mA/㎡
콘크리트 10 + 100S mA/㎡
유기 라이닝 100S mA/㎡

여기에, S는 손상률(=피복손상면적/전피복면적)이다. 단, 상기 식에서 구한 방식전류밀도가 상기 본문 중에 나타나는 값을 초과하는 경우는 표 (2-9)의 값을 적용한다.

2-4-8 피복방식법

[1] 적용범위

A.L.L.W (-) 1m보다 상부의 방식은 피복방식법에 의한다.

[해 설]

항만 강구조물에서, 해수의 침지 시간이 짧은 부분은 전기방식을 적용할 수 없기 때문에 피복방식법을 적용한다.

「본편 2-4-7 전기방식법」에 설명한 것과 같이 전기방식법의 적용범위는 평균저조위 이하로 했으나, 이 부분은 집중부식이 발생하기 쉬우며, 또 파랑의 영향, 계절적인 해수면 변동 등으로 해수 침지시간이 짧아지는 경우가 있으므로 A.L.L.W (-) 1m보다 상부는 피복방식법을 병용한다.

[참 고]

수심이 얕은 해역의 강널말뚝식 호안에는 구조물의 깊이방향 전체에 피복방식을 하는 경우도 있다. 해중부를 피복방식법과 전기방식공법을 병용하면 희생양극의 수명연장을 기대할 수가 있다.

[2] 적용공법

항만강구조물에 적용하는 피복방식법은 다음의 4종류가 있다.

(1) 도장
(2) 유기라이닝(有機 lining)
(3) 페트롤레이텀 라이닝(petrolatum lining)
(4) 무기라이닝(無機 lining)

[해 설]

(1) 피복방식은 기본적으로는 피방식체를 부식 환경으로부터 차단시키는 방식방법이다.
피복방식법의 적용범위는 그 종류에 따라 달라지며, 간만대, 비말대, 해상대기부를 주 대상으로 하는 경우와 해중부에도 적용하는 경우가 있다. 또 해중부에는 전기방식과 병용하는 경우와 피복방식법만 적용하는 경우가 있고, 신설구조물에만 적용하는 공법과 기설구조물에도 적용가능한 공법이 있다. 피복방식법은 다양하나 항만강구조물에 적용하는 공법은 본 설계기준에 나타낸 것으로 한다.

(2) 피복방식의 방식성능은 시공, 특히 표면처리에 가장 큰 영향을 받는다. 표면처리의 목적은 강재 표면의 녹, 기름(유지)과 같이 피복방식재의 부착성, 방식성을 저해하는 물질을 제거함과 동시에, 도막의 초기 부착강도 확보에 필요한 표면조도를 제공하는데 있다. 피복방식의 방식효과와 내용연수를 유지하기 위해서, 피복방식의 종류에 따라 필요로 하는 표면처리 기준은 달라진다.
표면처리 후의 강재면은 화학적으로 산화반응이 지속되며 공기 중에서는 산화의 진행이 빠르기 때문에, 표면처리 후 신속히 피복방식재를 시공을 하지 않으면 안 된다. 또, 공사 시에는 피복방식면에 손상을 주지 않도록 주의를 하여야 한다.

[참 고]

(1) 도장은 대형구조물이나 복잡한 형상에도 시공할 수가 있다. 도막두께가 얇고 경량이기 때문에 외관이 깔끔하다. 현장조건에 따라 도료의 종류나 도막두께를 선택할 수 있다. 내용연수는 비교적 짧으나 가격이 저렴한 특성이 있다.

해중부(단, 신설구조물은 공장도장 또는, 항타 전 현장시공)부터 해상대기부까지 적용 가능한 주된 도장계는 전문시방서를 참고하여 적용한다.

가혹한 부식 환경에 노출되어 있고, 재도장이나 보수가 용이하지 않은 항만 강구조물의 도장계로는 전술한 도장계 중에서 선정하는 것이 바람직하나, 도장범위, 환경조건 등에 따라서는 다른 도장계를 선정할 수 있다. 도장은 영구적인 것이 아니고 일정한 주기마다 재도장함을 전제로 하는 방식법이다. 재도장은 적절한 시기를 정하고 도막의 열화상태에 따라 전면도장 또는 부분보수를 하나 신설 구조물과는 제반조건이 다르므로 도장재를 선택할 시에는 충분한 검토가 필요하다. 또, 부식이나 도막의 열화가 심해질 때까지 방치하지 말고, 비교적 열화 초기에 재도장을 하는 것이 효과적이며, 경제적이고 구조물의 수명연장에도 기여할 수 있다. 재도장이나 부분보수의 경우에는 구 도막과 동일한 것을 사용하는 경우가 많으나, 고도의 표면처리가 곤란한 경우나 환경조건에 따라서는 동일 도료가 부적당한 경우도 있다. 특히 초벌도료의 선정은 중요하며, 신설공사와 다른 종류의 재도장용 프라이머를 쓰는 경우가 있다. 구도막의 열화상태, 표면처리의 정도, 도장재의 여러 겹 도장의 적합성 등을 고려해서 도장재를 선정한다. 비말대, 해상대기부를 재도장할 때는 기존도막에 부착되어 있는 염분을 제거할 필요가 있다. 해중부나 간만대는 수중 경화형 라이닝이나 드라이공법으로 시공한다.

(2) 유기라이닝의 경우 도막두께는 2~10mm이며, 일반 도장의 도막두께보다도 두껍고 방식성, 내충격성, 내마모성이 우수하다. 해중부는 전기방식을 병용할 수도 있다.

주된 유기라이닝에는 다음과 같은 종류가 있다.

① 폴리에티렌 라이닝
② 우레탄 엘라스토마 라이닝
③ 초후막형 라이닝
④ 수중시공형 라이닝
⑤ 방식테이프 라이닝
⑥ FRP 라이닝
⑦ 고무 라이닝

(3) 페트로레이텀 라이닝

본 방식은, 원유에서 감압증류에 의해 분리된 석유 왁스의 한 종류인 페트로레이텀을 주성분으로 하여 부식억제제 등을 첨가한 페트로레이텀계 방식재에 의해 강재를 피복하는 방식법이다. 파랑 등 외력의 작용에 대해서 피복한 방식재를 보호하고, 또한 부식 환경으로 부터 차단하기 위해 보호커버를 설치한다. 이 공법에는, 하지처리를 시행한 강재면에 페이스트 도포→ 페트로레이텀 테이프 시공 → PVC 시트 시공 → 마지막으로 FRP, FRV 등의 보호커버를 설치하는 방법 외에, 방식재, 완충재, 보호커버가 일체화한 것을 장착하는 방법도 있다. 이 공법은 수중에서도 시공할 수 있기 때문에 기설 시설에도 적용할 수 있다.

(4) 무기라이닝

무기라이닝에는 모르타르라이닝, 금속라이닝, 전착라이닝 등이 있다.

① 모르타르라이닝은 시멘트 모르타르나 콘크리트에 의한 피복을 총칭한 것으로, 거푸집을 떼어 내는 방법과 거푸집을 보호카바로서 그대로 남겨두는 방법이 있다. 후자는, 기밀수밀성이 높고, 내식성이 우수한 재료로 만든 거푸집을 사용하며, 모르타르 타설 후에도 거푸집을 남겨 놓음으로서 충격에 의한 균열이나 중성화로부터 모르타르를 보호하는 방법이다.

② 금속라이닝은, 일반적으로 내식성이 우수한 금속을 강재의 표면에 부착하는 방식법이다. 타 방식법에 비해 기계적강도가 크고, 내충격성, 내마모성이 우수한 반면, 라이닝재와 강재와의 경계부에서 이종금속접촉부식에 의한 강재의 부식이 촉진되는 경우가 있기 때문에 대책이 필요하다. 또 아연, 알루미늄 또는 이들 합금을 사용하는 금속용사도 금속라이닝에 포함되나, 이의 시공 시에는 표면처리와 용사조건에 대한 충분한 관리가 필요하다. 시공이 적절하면 양호한 방식성을 나타낸다.

③ 전착라이닝은, 해중에 설치한 전극으로부터 강재에 직류전류를 통하게 하여 해수중의 Ca이온이나 Mg이온을 강재면에 $CaCO_3$이나 $Mg(OH)_2$으로서 석출시켜, 강재 표면을 피복하는 방법이다. 방식대상범위는 주로 해수부이다. 이 공법은 기설구조물에도 적용가능하며, 피복층이 파손된 경우에는 재통전에 의해서 복구할 수 있다.

[3] 공법의 선정

피복방식법의 선정 및 공사시방결정시에는 각 공법의 특성을 고려하고, 다음사항에 대해서 조사 및 검토를 한다.

① 환경조건
② 방식범위
③ 내용연수
④ 유지관리
⑤ 시공조건
⑥ 기 타

기설 강구조물의 경우에는 상기사항 외에 다음사항도 조사한다.

⑦ 부식량(부식정도), 구 피복방식의 열화상태
⑧ 당초의 설계조건

[해 설]

(1) 피복방식법의 선정 및 시방결정 시에는 다음의 각 항목에 대해서 조사, 검토하는 것이 필요하다.

① 환경조건

구조물이 설치되는 환경은 피복방식의 내용연수에 직접영향을 미치기 때문에 충분히 조사해야 한다. 부식 환경 조건으로서는 해수의 수질, 담수나 오염수의 유입, 온배수의 혼입 등이 있다. 또, 파랑이나 부유물의 충돌 등 외력에 의한 손상가능성에 대해서도 검토한다.

② 방식범위

구조물의 형상이나 전기방식 등 다른 방식법과의 병용여부에 따라 피복방식에 의한 방식범위가 결정된다. 공법마다 각기 적용범위가 다르므로, 구조물의 방식범위에 적합한 공법을 선정한다.

③ 내용연수

구조물의 내용연수 및 재도장 등 재시공을 전제할 것인가의 여부는 공법 선정 및 공사시방의 결정과 밀접한 관계가 있다. 피복방식법의 내용연수는 현재까지 충분히 조사되었다고 말하기 어렵기 때문에 과거의 현장실적을 통해 검증된 공법과 방식재료를 사용하는 것이 바람직하다. 특히, 내용연수를 파악하기 위해서는 방식기술편람(건설교통부)을 참고할 수 있다.

④ 유지관리

피복방식의 방식기능을 예상기간만큼 유지하기 위해서는 적절한 유지관리가 필요하며, 그 적용의 난이도를 고려할 필요가 있다.

⑤ 시공조건

피복방식법에는 공장시공이나 현장시공 등 시공 장소가 제한되는 경우가 있다. 해상시공의 경우는 조위나 파랑의 영향을 받는다. 현장시공의 경우에는 표면처리작업의 난이도와 샌드블라스팅이 환경에 미치는 영향에 대해서 검토가 필요하다.

⑥ 공 기

시공이 가능한 시기 및 기간을 선정하지 않으면 안 된다. 특히 기설구조물의 경우는, 이동상황이나 해상요건을 고려하여 적절한 공기를 선정할 필요가 있다.

⑦ 기 타

피복방식법의 신뢰성 평가에는 실제시공 실적자료가 가장 중요하기 때문에 유사조건에서의 시공실적을 조사한다. 실적이 없는 공법에 대해서는 뒷받침이 되는 실험데이터나 이론을 충분히 조사하고 평가하며, 기타 필요한 사항을 면밀히 조사, 검토한다.

⑧ 부식량(부식정도), 기존피복방식의 열화상태

기설 강구조물에 새로이 피복방식을 하는 경우에는 기설강구조물의 부식상태나 피복방식의 열화상태를 조사한다.

⑨ 초기의 설계조건

기설강구조물의 경우, 부재의 형상, 치수를 설계서에서 조사함과 동시에 실물이 설계서와 다르지 않은가를 확인한다. 또, 구 피복방식의 사양을 조사하며 구조물의 잔존내용연수도 확인하여 두는 것이 필요하다.

(2) (1)항에 나타난 각 사항은 서로 연관이 있으므로 종합적으로 검토하여 공법을 선정한다.

[참고문헌]

1) 건설교통부(1995), 방식기술편람(Ⅰ ~ Ⅳ권)

2) 일본도로협회(1996年 12月), 도로교시방서, 동해설Ⅱ 강교편, pp.107, pp.114~180

3) 일본도로협회(1996年 12月), 도로교시방서, 동해설Ⅳ 하부구조편

4) 일본토목학회(1996年 6月), 콘크리트 표준시방서 설계편, pp.33-40

5) 일본연안개발기술연구센타(1997年 4月), 항만강구조물방식, 보수메뉴얼 (개정판)

6) C.W Ross(1997), “Deterioration of steel pile groins at Palm Beach”, Florida, Corrosion, Vol. 5,

7) H.A.Humble(1949), “The cathodic protection of steel piling in sea water”, Corrosion, Vol. 5 No. 9, pp.292

8) 呵部正美, 福手 勤, 清水一夫, 長谷川博行, 松田史朗(1997), 수중용접된 강철판구조물의 메카니즘과 파단모드의 개선에 관한 재료학적연구, 항만기술연구소보고 Vol. 35 No. 4,

9) 呵部正美, 福手 勤, 清水一夫(1995), 파랑해역에서의 모래침식에 대한 전기방식효과, 제42회 일본부식방식토론회 강연집 C-203, pp.371-374

제 3 장 콘크리트

3-1 일반사항

(1) 방파제 및 계류시설 등의 콘크리트 구조물의 설계는 강도설계법을 적용한다. 다만, 발주자가 필요하다고 인정하는 경우에는 한계상태설계법을 적용할 수 있다.
(2) 콘크리트 구조물을 위한 재료선정은 콘크리트구조기준 및 콘크리트표준시방서에 따른다. 다만, 현장의 여건 상 이를 적용하기 어렵다고 판단되는 경우에는 대안을 제시할 수 있다.

[해 설]

방파제 및 계류시설 등의 콘크리트 구조물의 설계는, 우리나라에서 항만 및 어항시설 외의 다른 모든 콘크리트 구조물의 설계에서 채택하고 있는 설계법과 동일하게 강도설계법에 따른다. 발주자가 필요하다고 인정하여 한계상태설계법을 적용하는 경우에는 도로교설계기준(한계상태설계법, 2012)을 준용할 수 있다. 콘크리트 구조물의 재료선정은 콘크리트구조기준 및 콘크리트표준시방서에 따른다. 그러나 항만 및 어항시설의 건설현장이 육지의 일반적인 현장상황과 매우 달라서 이를 적용하기가 어렵다고 판단되는 경우에는 대안을 제시할 수 있다.

[참 고]

(2) 콘크리트구조물의 설계에 관한 기준으로는「콘크리트구조기준」및「콘크리트표준시방서」이외에 다음과 같은 시방서 및 지침을 참고할 수 있다.
① 도로교표준시방서
② 도로포장 설계·시공지침
③ 철도설계기준 및 철도공사 전문시방서(토목편)
④ 일본·콘크리트 표준시방서

3-2 강도설계법에 의한 설계

(1) 콘크리트 구조물 및 구조 부재는 파괴에 대한 안전성 확보를 위하여 강도를 만족하도록 설계하여야 하며, 사용기간 중의 기능 및 성능 유지를 위하여 사용성과 내구성의 요구조건을 만족하도록 설계하여야 한다.
(2) 콘크리트 구조물 및 구조 부재는 안전성을 만족하기 위하여, 모든 단면에서 콘크리트구조기준에서 정한 하중과 힘의 조합에 따라 소요강도를 결정하고 소요강도 이상의 설계강도를 갖도록 설계하여야 한다.
(3) 콘크리트 구조물 및 구조 부재의 소요강도는 콘크리트구조기준에서 정한 하중계수와 하중조합을 모두 고려하여 결정하여야 하며, 설계강도는 콘크리트구조기준에서 정한 강도해석법과 강도감소계수를 적용하여 결정하여야 한다.
(4) 콘크리트 구조물 및 구조 부재의 사용성은 사용하중에 대한 균열성능의 검증으로 수행하며, 사용성 및 균열의 검증 방법은 콘크리트구조기준에 따른다.
(5) 콘크리트 구조물 및 구조 부재의 내구성 검증 및 내구성 설계는 콘크리트구조기준에 따른다.

[해 설]

콘크리트 구조물 및 구조 부재는 안전성, 사용성, 내구성의 요구조건을 만족하도록 설계하여야 한다. 안전성은 부재가 소요강도 이상의 설계강도를 갖는 것으로, 소요강도는 하중계수와 하중조합을 모두 고려하여 구조해석으로 결정하고, 설계강도는 강도해석법과 강도감소계수를 적용하여 결정한다. 사용성은 하중계수를 1.0으로 하는 사용하중을 대상으로 하며, 일반적인 콘크리트 구조물의 설계에서는 균열, 처짐, 피로에 대한 검토를 수행하지만, 항만 및 어항시설의 콘크리트 구조물에서는 처짐과 피로가 구조물의 성능에 큰 영향을 미치지 않으므로 균열에 대해서만 성능을 검증하여도 좋다. 그러나 반복되는 파압의 작용이나 이동하중의 영향으로 피로파괴의 발생가능성을 무시할 수 없는 경우에는 피로에 대한 성능검토를 수행할 필요가 있다. 내구성은 콘크리트 구조물의 수명 확보를 목적으로 하는 것으로, 일반적인 콘크리트 구조물의 내구성은 환경조건에 따른 피복두께의 선정으로 확보될 수 있다. 그러나 항만 및 어항시설의 콘크리트 구조물에서는 환경조건에 따른 피복두께뿐만 아니라 설계기준압축강도도 내구성 확보에 중요한 변수가 되므로 콘크리트구조기준에 따라 내구성 설계를 수행하여야 하며, 정밀한 내구성능 검증방법을 이용하여 내구성 검증을 수행할 수 있다.

3-3 콘크리트의 구성 재료

(1) 콘크리트의 구성 재료는 한국산업표준에 적합한 것 또는 이와 동등 이상의 적절한 품질을 갖는 것을 사용하여야 한다.
(2) 콘크리트의 구성 재료에 대한 한국산업표준 외의 추가 사항은 콘크리트구조기준과 콘크리트표준시방서의 해당 규정을 적용하여야 한다.

[참 고]

(1) 시멘트

시멘트는「KS L 5201 포틀랜드 시멘트」의 중용열 포틀랜드 시멘트, 「KS L 5210 고로슬래그 시멘트」,「KS L 5401 포틀랜드포졸란 시멘트」,「KS L 5211 플라이애시 시멘트」를 사용한다. 다만, 포졸란 또는 고로 슬래그의 혼합할 경우 「KS L 5201 포틀랜드 시멘트」의 보통 포틀랜드 시멘트(1종)를 사용할 수 있다. 또한, 무근 콘크리트는 내구성을 고려할 필요가 없는 경우에 한해 「KS L 5201 포틀랜드 시멘트」의 보통 포틀랜드 시멘트(1종)를 단독으로 사용할 수 있다. 그 밖의 시멘트는 시험, 과거의 실적 등에 의해서 성능을 확인한 후 사용한다.

(2) 물

콘크리트 배합에 사용되는 물은 청결한 것으로서 일반적으로 산, 기름, 알칼리, 염분, 유기물 그리고 콘크리트 및 철근에 유해한 물질을 포함하지 않아야 한다. 철근 콘크리트, 프리스트레스트 콘크리트 또는 알루미늄 제품을 매입한 콘크리트의 배합에 사용하는 물과 골재의 표면수는 유해량의 염소이온을 함유해서는 안 된다. 식수로서 부적당한 물은 다음에 열거한 사항을 만족하지 못하면 콘크리트에 사용할 수 없다.

① 동일 수원의 물을 사용하여 이에 적절한 배합설계를 하여야 한다.
② 식수로 적합하지 않은 물로 만들어진 모르타르 시험체의 7일과 28일 강도는 식수로서 만들어진 같은 형태의 공시체 강도의 최소한도 90% 이상의 강도를 가져야 한다. 사용한 물의 차이에 따른 강도비교 시험은 물 이외에는 같은 조건의 모르타르를 사용하여 실시하고, 그 시험을 KS L 5105(수경성 시멘트 모르타르의 압축강도 시험방법)에 따라 준비, 시험하여야 한다.

(3) 혼화재(混和材)

콘크리트를 제조할 때 사용하는 혼화재료는 다음 규정에 따라야 한다.

① 혼화재로 사용할 플라이애쉬는 KS L 5405(플라이 애시)에 적합한 것이어야 한다.

② 혼화재로 사용할 콘크리트용 팽창재는 KS F 2562(콘크리트용 팽창재)에 적합한 것이어야 한다.

③ 혼화재로 사용할 고로 슬래그 미분말은 KS F 2563(콘크리트용 고로 슬래그 미분말)에 적합한 것이어야 한다.

④ ①, ② 및 ③ 이외의 혼화재로서는 실리카퓸, 규산질 미분말 및 고강도용 혼화재 등이 있다. 이들 혼화재에 대해서는 아직 품질의 규격이 없고 또 사용방법도 다양하므로 이를 사용함에 있어서는 미리 충분히 조사, 시험을 하여 품질을 확인하고 사용방법도 검토하여 제조한 콘크리트의 내구성에 영향이 없도록 하여야 한다.

(4) 혼화제(混和劑)

화학혼화제의 품질과 사용은 다음 규정에 따라야 한다.

① 화학혼화제는 한국산업표준 KS F 2560(콘크리트용 화학혼화제)에 규정한 것과 같거나, 또는 이와 동등 이상의 것을 사용하여야 한다. 그 밖의 혼화제는 시험, 과거의 실적 등에 의해서 성능을 확인한 후 사용하여야 한다.

② 화학혼화제를 사용할 경우에 충분한 품질조사와 시험을 거친 후 책임기술자의 승인을 얻어야 한다.

③ 화학혼화제는 콘크리트 배합을 결정할 때에 사용했던 제품과 동일한 성분 및 성능을 공사 중 일관되게 유지하여야 한다.

④ 염화칼슘 또는 염소이온을 포함하는 화학혼화제는 프리스트레스트 콘크리트, 알루미늄 제품을 매입한 콘크리트 또는 아연 도금한 고정형 금속형틀을 사용한 콘크리트의 경우에 사용하지 않아야 한다.

(5) 골 재(骨材)

골재는 한국산업표준(KS)에 정한 것과 같거나 또는 이와 동등 이상의 것을 사용하여야한다. 골재는 적당한 경도나 입도를 가지며, 깨끗하고 내구성이 있는 것으로, 점토 덩어리, 유기물, 세장석면 등의 해로운 물질을 포함하지 않아야하며, KS F 2526(콘크리트용 골재), KS F 2527(콘크리트용 부순 골재), KS F 2534(구조용 경량골재), KS F 2543(콘크리트용 동 슬래그 골재), KS F 2544(콘크리트용 고로 슬래그 골재)에 규정된 품질로 하여야 한다.

위 규격품이 아니더라도 KS F 2502(골재의 체가름 시험방법), KS F 2503(굵은 골재의 비중 및 흡수율 시험방법), KS F 2504(잔골재의 밀도 및 흡수율 시험방법), KS F 2529(구조용 경량 잔골재의 밀도 및 흡수율 시험방법), KS F 2533(구조용 경량 굵은 골재의 밀도 및 흡수율 시험방법), KS F 2468(경량콘크리트 골재의 불순물 시험방법)의 골재와 관련된 한국산업표준(KS)에 규정한 것과 같거나, 또는 이와 동등 이상의 것을 사용하여야 한다. 그리고 이외에는 시험에서 적당한 입도로서 소요 품질의 콘크리트를 만들 수 있다고 입증되는 경우에만 책임기술자의 승인 하에 사용할 수 있다.

(6) 염화물 이온량

철근의 부식방지를 위해서 굳지 않은 콘크리트의 총 염화물이온량은 0.30 kg/m^3 이하로 하여야 한다. 다만 책임기술자의 승인을 받는 경우 0.60 kg/m^3까지 허용될 수 있다. 그러나 이미 굳은 콘크리트의 총 염화물이온량에 대한 검토가 염소이온 농도에 의해 이루어질 경우, 재령 28일 이후의 콘크리트에서 최대 수용성 염화물이온농도 시험은 KS F 2713(콘크리트 및 콘크리트의 재료의 염화물 분석 시험 방법) 또는 KS F 2715(모르타르 및 콘크리트의 수용성 염화물 시험 방법)에 따라 시행하고, 「콘크리트 구조설계기준」의 표 4.5.4의 값으로 검토할 수 있다.

(7) 알칼리 골재 반응대책

알칼리 골재반응을 억제하기 위해서는 다음의 네 가지 대책 중 어느 것이든 하나를 이행해야 한다.

① 「KS F 2545 골재의 알칼리 잠재반응시험방법(화학적 방법)」이나 「KS F 2546 시멘트와 골재의 배합에 따른 알칼리 잠재반응시험방법(모르타르봉 방법)」에 의한 시험결과 무해함이 확인된 골재를 사용

② 「KS L 5201 포틀랜드 시멘트 부속서(저알칼리형 포틀랜드 시멘트)」의 규정에 적합한 시멘트를 사용
③ 「KS L 5210 고로슬래그 시멘트」에 적합한 고로슬래그 시멘트(슬래그 치환율 50%이상의 것이 바람직하다)나, 「KS L 5211 플라이애시 시멘트」에 적합한 플라이애시 시멘트 B종 또는 C종, 또는 혼화재를 혼합한 시멘트로서 알칼리 골재반응 억제효과가 확인된 것을 사용
④ 알칼리량이 표시된 포틀랜드시멘트 등을 사용하고, 콘크리트 1㎥에 포함된 총 알칼리량을 Na2O로 환산하여 3.0㎏ 이하가 되게 한다.

(8) 각종 시멘트 중에서 내해수성이 양호한 시멘트는 중용열 포틀랜드 시멘트, 고로슬래그 시멘트 및 플라이애시 시멘트라고 말하고 있다. 이들 시멘트는 해수에 대한 내구성이 우수하고, 장기강도의 증진이 크고, 수화열이 적은 등의 이점이 있으나, 다른 한편으로는 초기강도가 낮다고 하는 결점도 있으므로 이들 시멘트를 사용할 때는 초기양생에 충분한 주의를 기울일 필요가 있다. 특히, 고로슬래그 시멘트는 콘크리트 중의 철근에 대한 방식성능이 우수하다는 관점에서 볼 때 내해수성 콘크리트가 필요한 구조물에는 이들 세 가지 시멘트를 사용하는 것이 바람직하다. 이 경우 콘크리트의 충분한 양생은 극히 중요하다.

(9) 철근 콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트는 해수를 결합수로 사용해서는 안 된다. 무근콘크리트에는 청정(淸淨)한 담수(淡水)를 구하기 곤란한 경우에 한하여 해수를 결합수로 사용할 수 있지만, 해수를 사용하면 시멘트의 응결시간이 단축되고, 콘크리트의 반죽질기가 조기에 상실되는 경향이 있으므로 시험이나 과거 실적을 통해 장기 강도 및 내구성의 확보가 입증된 경우에 한해 사용해야 한다.

3-4 콘크리트의 재료성능

(1) 콘크리트는 작업에 적합한 워커빌리티와 균일한 품질을 가진 제품을 사용하여야 하며, 내구성 및 수밀성 등의 재료성능이 방파제 및 계류시설 등 항만 및 어항 시설의 콘크리트 요구조건을 만족하여야 한다.

(2) 방파제 및 계류시설 등 항만 및 어항 시설의 콘크리트 재료성능에 대한 요구조건은 콘크리트표준시방서에서 정한 해양 콘크리트의 요구조건에 따르며, 이를 만족하는 재료성능의 콘크리트를 사용하여야 한다.

(3) 수중 콘크리트에 대한 재료성능의 요구조건과 성능검증은 콘크리트표준시방서와 항만공사표준시방서에 따른다.

(4) 해수 또는 해수 물보라에 직접적으로 노출되는 콘크리트 구조물의 콘크리트 설계기준압축강도는, 철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트의 경우 35MPa 이상으로 하여야 하며, 무근콘크리트의 경우 30MPa 이상으로 하여야 한다. 다만, 공사 현장의 여건 상 콘크리트의 품질이 관리되기 어려운 경우에는 현장 여건을 고려하여 콘크리트의 설계기준압축강도를 결정할 수 있다.

[해 설]

(1) 콘크리트는 구조물의 종류, 환경조건, 부재단면 등에 따라 소요의 품질 및 성능을 갖지 않으면 안 된다. 콘크리트는 일반적으로 레디 믹스트 콘크리트를 사용하는 것을 표준으로 한다. 콘크리트는 기상작용, 해수의 화학적 및 물리적 작용, 파랑이나 표류고형물에 의한 충격이나 마모 등의 기계적 작용, 내부강재의 부식, 알칼리 골재반응, 동결융해작용 등의 유해한 작용에 대한 저항성을 갖지 않으면 안 된다.

(2) 콘크리트 재료성능에 대한 요구조건을 콘크리트표준시방서에서 정한 해양 콘크리트의 요구조건에 따르고 이를 만족하는 재료성능의 콘크리트를 사용하면, 항만 및 어항 시설의 재료성능을 만족하는 것으로 본다.

(3) 수중 콘크리트의 재료성능이 콘크리트표준시방서와 항만공사표준시방서를 만족하면, 수중 콘크리트로서의 재료성능은 만족하는 것으로 본다.

(4) 콘크리트구조기준은 철근 부식을 방지하기 위하여 노출 범주 C를 규정하고 있으며, 제빙화학제, 소금, 염수, 해수 또는 해수 물보라 등과 같은 염화물에 직접적으로 노출되는 콘크리트를 C2 등급으로 분류하고 있다. 노출 등급 C2에 해당하는 콘크리트는 설계기준압축강도를 35MPa 이상으로 하고 물-결합재비를 0.4 이하로 하여야 철근의 부식을 방지할 수 있다. 한편 노출 범주 C는 강재의 부식을 방지하기 위한 것이므로, 철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트에 적용되는 노출 범주이다. 무근콘크리트는 강재의 부식과 무관하므로 설계기준압축강도를 매우 높은 수준으로 할 필요는 없지만, 압축강도가 낮은 콘크리트는 열화작용이 빠르게 진행되므로 현장의 여건이 허락한다면 30MPa 이상의 설계기준압축강도로 무근콘크리트를 설계하는 것이 바람직하다. 그러나 엄격한 품질관리가 가능한 레미콘 공장 이외에는 35MPa 또는 30MPa 이상의 압축강도를 갖는 콘크리트를 생산하는 것이 현실적으로 매우 어렵다. 따라서 콘크리트의 품질이 관리되기 어려운 위치에 건설되는 콘크리트 구조물은 현장의 여건을 고려하여 그보다 낮은 설계기준압축강도로 설계할 수 있도록 하였다.

[참 고]

(1) 해수의 작용을 받는 콘크리트의 성능저하를 유발하는 주된 열화작용에는 다음과 같은 것들이 있다.

① 동결융해작용

콘크리트가 동결융해작용을 반복적으로 받으면 콘크리트중의 수분결정에 생기는 팽창압이 반복작용하게 되어 콘크리트에 국부적 또는 전반적인 파괴가 발생한다.

② 해수중의 염류의 작용에 의한 열화

해수중의 황산이온은 시멘트 수화물중의 수산화칼슘($Ca(OH)_2$) 및 알루미나(Al_2O_3)와 반응하여 에트링자이트($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$)를 형성한다. 이 반응에 수반되는 용적팽창으로 인한 압력에 의해 콘크리트에 균열이 발생한다.

③ 수산화칼슘의 용출

시멘트수화물중의 수산화칼슘은 해수에 용해되어 그 용출에 의해서 콘크리트는 다공질의 조직으로 변하고 취약해진다.

④ 철근의 부식에 의한 성능저하

해수 중에 존재하는 염화물 이온이 피복 콘크리트를 통해 확산작용에 의해 철근표면에 도달하고, 파의 처오름 등에 의한 산소 및 물이 충분히 공급되는 경우에 철근은 녹이 슬고, 그 팽창압에 의해서 콘크리트의 피복부에 균열이 생기면서 피복부 콘크리트가 탈락하는 현상이 발생한다. 콘크리트 타설이 불완전한 경우, 콘크리트 자체의 열화, 과도한 균열 등이 발생하면 철근부식의 영향이 더욱 가속화될 수 있다.

⑤ 해로운 골재반응에 의한 성능저하

반응성골재를 사용하는 경우 또는 알칼리성분을 많이 함유한 시멘트를 사용하는 경우에는 골재와 시멘트가 해로운 화학반응을 일으키고 콘크리트에 이상한 균열과 팽창을 일으켜 부분적 또는 전반적인 붕괴에 이르게 된다.

⑥ 파랑이나 표류고형물의 작용에 의한 열화

앞에 기술한 제반작용에 기인하여 열화된 콘크리트는 파랑이나 표류하는 고형물의 충격으로 표면열화가 다시 가속된다. 건전한 콘크리트도 표사 등의 작용을 지속적으로 받으면 마모가 진행되기도 한다.

(2) 이러한 열화작용에 대하여 다음 사항을 고려는 것이 바람직하다.

① 물·시멘트비는 콘크리트의 소요강도 및 내구성을 고려해서 정하여야 한다. 좋은 골재는 철근의 배근이나 부재의 단면에 지장이 없는 한 최대횟수가 가급적 굵은 것을 사용하는 것이 좋다.

② 콘크리트의 반죽질기는 작업에 적합한 범위로 가급적이면 슬럼프차가 적지 않으면 안 된다. 콘크리트는 AE 콘크리트를 쓰고, 공기량은 4.5%를 표준으로 한다. 한냉지나 동해의 위험이 있는 지역에서는 공기량을 할증시킬 수도 있다.

③ 근래에는 적절한 혼화재료를 조합하여 높은 유동성과 우수한 재료분리 저항성을 나타내는 고유동성 콘크리트가 개발되었다. 고유동성 콘크리트를 사용함으로서 과밀하게 배근된 부재나 강판쉘로 밀폐된 공간 등 통상적인 방법으로는 콘크리트치기가 불가능한 부분에 콘크리트를 칠 수 있게 되었다. 콘크리트공사의 생산성을 높이고 합리화, 신뢰성 확보와 그에 따른 내구성의 향상이라는 효과도 거둘 수 있기 때문에 구조형식, 시공조건 등에 따라서는 고유동성 콘크리트의 이용을 고려하는 것이 좋다.

④ 내구성을 향상시키기 위해서 설계에서 고려하여야 할 사항은 구조물의 설치개소나 중요도, 내용연수, 부재의 종류 등에 따라 서로 다르다.

⑤ 무근콘크리트 및 철근콘크리트에서 콘크리트의 사용재료나 품질, 설계세목에 관하여 내구성면에서 검토하여야 할 항목은 다음과 같고 이 내용은 사전에 충분히 검토해야 한다.

가. 무근콘크리트

(가) 콘크리트 재료는 내구성이 우수한 것, 해로운 골재반응을 일으키지 않는 것을 사용할 것

(나) 소요의 내구성을 갖는 배합으로 할 것

(다) 시공이음은 되도록 피할 것

(라) 부재단면을 키우고, 소요내용연수와 관련하여 콘크리트 표면이 손상되거나 마모되는 경우에 대비하거나, 적당한 재료로 표면을 보호할 것

나. 철근콘크리트

(가) 철근콘크리트는 앞의 4개항목외에 철근의 부식에 유해한 영향을 주는 재료의 사용을 피할 것

(나) 철근의 피복두께를 충분히 확보할 것

(다) 구조설계상 휨균열발생을 적게 억제할 것과 이들 대책이외에도 보조수단으로서 유기재료, 무기재료를 사용한 콘크리트 표면의 피복, 에폭시 도막철근, 강재에 대한 전기방식법 등을 써도 좋다.

⑥ 시공이음

항만구조물의 경우 피해가 콘크리트의 시공이음부로부터 발생하는 일이 많다. 이 때문에 될 수 있으면 시공이음은 두지 않는 것이 바람직하지만 콘크리트의 수축이나 시공성의 배려에서 부득이하게 시공이음을 둘 필요가 있을 때에는 시공이음부에 적절한 처리를 해두어야 한다. 강도상의 이유로 에폭시 등의 수지를 쓰는 것도 생각할 수 있으나 이들 시공이음은 강도면에서는 충분한 성능을 갖고 있으면서도 내구성면에서 문제가 생길 수 있기 때문에 주의할 필요가 있다.

⑦ 철근피복

철근콘크리트 부재에서 해수에 직접 접하는 부분과 해수에 씻기는 부분 및 심한해풍을 받는 부분에는 철근의 피복두께를 80mm 이상으로 하여야 하며, 그 밖의 부분은 피복두께를 50mm 이상으로 하여야 한다. 그러나 콘크리트 공장제품(전주, 말뚝 등)에서 콘크리트 품질이 균일하고, 다짐, 양생 등의 시공관리도 현장타설 콘크리트에 비해서 확실히 되고 있을 때는 충분한 검토를 거쳐 이 값보다 낮추어도 좋다. 양생방법으로 증기양생을 시행하는 경우에는 콘크리트의 내해수성에 문제가 생길 가능성이 있으므로, 철근피복두께를 감소시키지 않는 것이 바람직하다.

⑧ 표면보호

모래입자를 함유하는 유수(流水), 모래・자갈이 포함된 파랑의 작용 등 심한 마모, 충격 등이 작용하는 구조물에는 적절한 재료로 표면을 보호하거나 부재단면 또는 철근피복두께를 증대시킬 필요가 있다. 표면보호재로는 목재, 양질의 석재, 강재, 고분자 재료를 쓴 표면도막(coating), 폴리머 함침 콘크리트 등이 있다.

⑨ 구조형식

구조물의 구조형식도 염해와 관계가 있다. 부재별로는 보와 슬래브가 기둥이나 벽보다 염해를 받기 쉬운 경향이 있다. 염해의 원인이 되는 염화물 이온, 산소, 물은 콘크리트 표면으로부터 침입하므로 표면적은 되도록 적은 쪽이 좋다. 따라서 T형 단면이나 I형 단면보다 박스형단면의 보 또는 슬래브를 채용하는 것이 바람직하다. 콘크리트가 열화 되는 경우를 대비하여 보수와 보강 또는 교체가 용이한 구조형식을 채택하는 것도 생각해 볼 수 있다.

⑩ 수중콘크리트

종래의 일반적인 수중콘크리트에 대하여 현재에는 셀룰로즈 또는 아크릴계 수용성 고분자를 주성분으로 하는 수중불분리성 혼화제를 사용하는 수중불분리성 콘크리트의 사용이 일반화되어 있다. 수중콘크리트에 대해서는 다음 사항을 고려하는 것이 바람직하다.

가. 주요한 구조부재는 프리팩트 콘크리트, 트래미를 사용하는 방법 또는 콘크리트 펌프를 사용하는 방법에 의해서 시공한다.

나. 시공이음은 두지 않는다.

다. 수중불분리성 콘크리트는 항만공사 뿐 아니라 해양부를 가로지르는 교량의 교각 등 대형수중구조물에 사용되고 있다. 수중불분리성 콘크리트는「콘크리트표준시방서」에 정해진 바에 따른다.

[참고문헌]

1) 국토해양부(2009), 콘크리트표준시방서, pp366
2) 국토해양부(2012), 콘크리트구조기준, pp342
3) 국토해양부(2012), 도로교설계기준 한계상태설계법, pp700

제 4 장 역청재료

4-1 일 반

항만시설에 사용되는 역청재료는 사용목적에 따라 탄력성, 점착성, 방수성, 내수성, 내구성, 내후성(耐候性) 등 소요의 품질 및 성능을 만족하는 재료여야 한다.

[해 설]

(1) 현재 항만시설에 사용되고 있는 역청재료의 대부분은 아스팔트이다.
천연아스팔트와 석유아스팔트가 있으나 현재 사용되고 있는 아스팔트는 거의 석유아스팔트이므로 본 설계기준에서는 아스팔트라 하면, 특히 다른 설명이 없는 한 석유아스팔트를 의미한다. 아스팔트이외의 역청재료로는 타르(Tar), 핏치(Pitch) 또는 유제(乳劑) 등을 들 수 있다.

(2) 역청재료는 그 자체만으로 사용되는 경우는 거의 없고, 아스팔트를 예로 들면 통상적으로 골재와 혼합하여 포장용 아스팔트 콘크리트, 아스팔트 매트, 샌드매스틱, 아스팔트 안정처리 등에 사용된다. 용도에 따라 아스팔트의 종류, 배합 등이 다르므로 소정의 목적을 만족시킬 수 있는 재료를 선정하는 것이 중요하다.

[참 고]

(1) 한국산업표준에 의한 역청재료의 규격으로는「KS M 2201 스트레이트 아스팔트」,「KS M 2202 컷백아스팔트」,「KS M 2203 유화아스팔트」,「KS M 2204 블론아스팔트」등을 들 수 있다.

(2) 아스팔트 혼합물의 설계는 사용목적, 시공방법 등을 고려한 적절한 재료시험법에 따라 행한다. 일반적인 재료시험기준은 혼합물이 소정의 목적을 달성하기에 충분한 안정성과 내구성을 갖도록 정해져있다.

(3) 항만시설에 일반적으로 사용하는 아스팔트의 규격은 참고 표 (4-1)과 같다.

참고 표 (4-1) 스트레이트 아스팔트의 규격

항 목		종 류 / 단 위	40～60	60～80	80～100
침입도 (25℃, 100g, 5초)		0.1㎜	40 이상 60 이하	60 이상 80 이하	80 이상 100 이하
연화점		℃	47.0～55.0	44.0～52.0	42.0～50.0
신 도 (15℃)		㎝	10 이상	100 이상	
톨루엔가용분		질량%	99.0 이상		
인화점		℃	260 이상		
박막	질량변화율	%	0.6 이하		
가열	침입도변화율	%	58 이상	55 이상	50 이상
증발후의 침입도비		%	110 이상		
밀도(15℃)		g/㎤	1,000 이상		

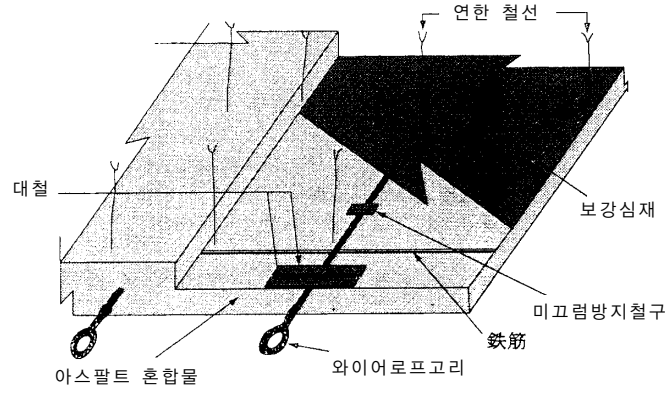
4-2 아스팔트 매트

4-2-1 일 반

아스팔트 매트를 사용할 때는 사용목적, 시공개소, 현지의 해상조건에 따라 소요의 강도 및 내구성, 시공성 등을 고려해서 적절한 구조를 설정한다.

[해 설]

(1) 아스팔트 매트는 아스팔트, 채움재(석회석가루), 모래 및 쇄석을 혼합한 혼합물에 보강재 및 들어 올리는데 쓸 와이어 로프 고리를 매입한 매트모양으로 성형한 것이다.(해설 그림 (4-1) 참조)



해설 그림 (4-1) 마찰증대(摩擦增大)매트의 구조 예 (構造例)

(2) 아스팔트 매트에는 중력식 구조물 제체의 수평활동에 대한 저항력을 높이기 위한 마찰증대 매트, 구조물 기초의 세굴을 방지하기 위한 세굴방지 매트, 호안 등의 기초모래 및 배후토사의 흡출을 방지하기 위한 흡출방지매트 등이 있고, 이들을 사용할 때에는 사용목적, 사용개소 및 현지의 해상조건 등에 따라 품질 및 장기적 내구성, 시공성 등에 충분히 배려하여야 한다. 특히 한냉지역이나 아열대지역, 조간대 등 특수한 해상조건의 경우에는 장기적 내구성에 있어 열악한 환경조건인 점도 고려하여야 하므로 적용여부를 포함하여 신중히 검토할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 아스팔트 매트와 강도 및 시공성은 혼합물의 배합, 보강재, 매트의 두께, 치수에 따라 다르다. 혼합물의 배합은 본편 4-2-3 배합에 의해서 결정하는 것을 표준으로 하고, 보강재는 본편 4-2-3의 ［참고］(4)에 보인 압발(押拔)시험에 의하여 결정하는 것이 바람직하다.

(2) 아스팔트 매트의 두께는 그 용도나 요구되는 강도, 휨에 의한 처짐 특성 등을 고려해서 결정되나, 마찰증대 매트의 경우에는 잔존두께, 하중에 의한 변형량, 사석 등에 파고들어가는 양 등을 고려해서 정한다.

(3) 마찰증대매트의 마찰계수는 제2편 제13장 마찰계수를 참조할 것

4-2-2 재 료

아스팔트 매트의 재료는 소요의 강도 및 내구성을 얻을 수 있도록 적절히 선정한다.

[해 설]

아스팔트 매트의 재료로는 다음과 같은 것들이 사용되고 있다.

(1) 아스팔트
석유아스팔트의 규정에 적합한 스트레이트 아스팔트(참고 표 (4-1) 참조) 또는「KS M 2204 블론아스팔트 참고 표 (4-2) 참조」나 양자를 혼합한 것.

(2) 모래
먼지, 흙, 유기물 등의 유해물을 함유하지 않는 청정한 것으로 최대 입경이 2.5㎜인 것

(3) 채움재
「KS F 3501 역청포장용 채움재」의 규격에 적합한 것

(4) 쇄석
「KS F 2525 도로용 부순골재」및「KS F 2357 아스팔트 혼합물용 골재」의 규격에 적합한 것으로 입경이 2.5~20㎜인 것

[참 고]

(1) 아스팔트는 석유아스팔트의 규정에 적합한 스트레이트 아스팔트 또는 블론아스팔트를 사용하는 것으로 하고 있으나, 양자의 소성유동(塑性流動) 등의 성상(性狀)이 크게 다르고, 한쪽만으로는 매트로서의 강도 또는 취급의 편의성 등에 문제가 있기 때문에 일반적으로 소요성상을 얻을 수 있게 둘을 혼합하여 사용한다. 이 경우 아스팔트의 침입도는 스트레이트 아스팔트가 40~60, 블론아스팔트가 10~40의 범위에 있는 것을 쓰는 것이 좋다.

참고 표 (4-2) 블론아스팔트의 규격

항 목	종 류 / 단 위	10~20	20~30	30~40
침입도(25℃, 100g, 5초)	0.1㎜	10 이상 20 이하	20 이상 30 이하	30 이상 40 이하
연 화 점	℃	90.0 이상	80.0 이상	65.0 이상
신 도(25℃)	㎝	1이하	2 이상	3 이상
톨루엔 가용분	질량%	98.5 이상		
인 화 점	℃	210 이상		
증발질량변화율	질량%	0.5 이하		
침입도지수		2.5 이상		1.0 이상

(2) 쇄석은 아스팔트 매트의 굵은 골재이고, 아스팔트매트의 강도에 중요한 영향을 주므로 양질의 것이 아니면 안 된다. 쇄석의 최대입경은 시공면에서 매트두께의 1/6이하로 하는 것이 바람직하나 마찰증대 매트 등 큰 압력이 작용하는 경우에는 이보다 큰 것을 사용하는 것이 좋다.

(3) 아스팔트 매트는 앞의 재료 외에 보강재 및 매트를 들어 올리는데 쓸 와이어로프가 필요하다. 보강 재료는 통상 글래스 클로스, 글래스 섬유테입망 등이 사용되고 있다.

4-2-3 배 합

아스팔트 혼합물의 배합은 소요의 강도, 휨특성 등이 얻어지도록 배합시험을 하여 결정하는 것을 표준으로 한다.

[참 고]

(1) 아스팔트 혼합물은 배합에 따라 강도, 휨특성 등이 크게 다르기 때문에 배합시험을 하여 결정하는 것을 표준으로 한다. 마찰증대매트 및 세굴방지매트는 비교적 역사가 깊고, 사용실적도 많으며 현재에도 특별한 문제가 없기 때문에 특수한 사용조건이 아닌 경우는 참고 표 (4-3)의 값을 표준으로 사용하여도 좋다.

참고 표 (4-3) 아스팔트 혼합물의 배합표준

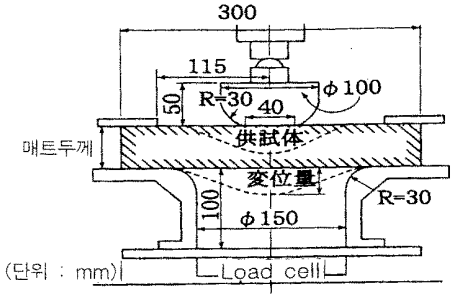
재 료	중 량 비(%)	
	마찰증대용	세굴방지용
아스팔트	10~14	10~14
더 스 트	14~25	14~25
잔 골 재	20~50	30~50
굵은 골재	30~50	25~40

주) "더스트"는 0.074㎜이하의 모래 및 채움재, "잔골재"는 0.074㎜~2.5㎜ 굵기의 쇄석, 모래 및 채움재. "굵은 골재"는 2.5㎜ 이상 굵기의 쇄석

(2) 아스팔트 혼합물은 온도에 민감하므로 여름철 시공 시에는 유동(Flow)하기 어려운 것을, 겨울철 시공 시에는 일정한 유연성을 유지할 수 있는 것을 사용할 필요가 있다.

(3) 마찰증대 매트 및 세굴방지매트의 혼합물 배합은 혼합물의 배합은 혼합물의 비중시험, 휨시험, 압축시험을 하여 결정하는 것이 좋다. 세굴방지매트의 경우는 피복석 등에 의해서 부분적으로 비교적 큰 하중이 재하되는 경우가 있으므로 보강재를 포함하는 매트전체의 강도를 확인하기 위하여 매트의 압발(押拔)시험을 하여 정하는 것이 좋다.

(4) 혼합물의 시험은 일본「석유학회지(石油學會誌) 제7권 제8호 (1964)」에 실린「아스팔트 이용 최근의 개발(板倉忠三 등)」에서 제시하고 있는 방법을 준하는 것이 좋다. 다만, 휨시험 및 압축시험은 일반적으로 온도 20℃, 재하속도 20㎜/분의 조건으로 시행한다. 매트의 압발시험은 혼합물에 보강재(補强材)를 넣은 사방 30㎝인 공시체를 일반적으로는 참고 그림 (4-1)에 보이는 재하장치를 사용하고 온도 20℃, 재하속도 50㎜/분의 조건으로 시행한다.



참고 그림 (4-1) 압발시험장치(예)

(5) 시험결과의 판정배합시험결과의 판정기준치는 각각의 제반조건에 따라 설정하는 것이 바람직하다. 이 판정기준의 예 하나를 보이면 참고 표 (4-4)와 같다.

참고 표 (4-4) 시험결과의 판정기준치(예)

시험항목	마찰증대매트	세굴방지(洗掘防止)매트	
		보통(普通)매트	강화(强化)매트
혼합물(混合物)의 시험(試驗)			
비 중 시 험	2.2 이상	2.2 이상	
휨 시 험			
강 도	2.0N/㎟{20.4kgf/㎠} 이상	1.0N/㎟{10.2kgf/㎠} 이상	
휨 양	3㎜ 이상	3㎜ 이상	
압 축 시 험			
강 도	2.0N/㎟{20.4kgf/㎠} 이상	1.0N/㎟{10.2kgf/㎠} 이상	
압 발 시 험			
최 대 하 중	-	8kN 이상	15kN 이상
변 위 량	-	10㎜ 이상	30㎜ 이상

4-3 포장용 재료

포장용 재료는 특수한 하중조건에 놓여있는 구역을 제외하고는 원칙적으로「아스팔트 포장 설계·시공요령」에 의한다.

[해 설]

여기에서 말하는「특수한 하중조건에 놓여있는 구역」이라 함은 예를 들면 에이프론을 들 수 있다. 항만구역의 포장 특히 에이프론 포장상의 교통은 도로의 그것과는 약간 다르고 대부분이 대형차이며 그것도 접지압이 큰 중기류가 많이 혼입되어 있다. 이들의 하중은 고속으로 주행하는 것이 드물고 대부분 정지상태 또는 완속주행상태에 있다. 이들 장비들을 위한 포장구역 일부는 하역화물 등의 적치장인 경우도 있으므로 이러한 구역에 적용하는 포장재료로는 역청재료가 정적하중에 약하다는 점을 충분히 고려할 필요가 있다. 이러한 내용은「제8편 제16장 부두뜰」을 참조할 수 있다.

[참 고]

포장용 아스팔트는 석유 아스팔트, 컷백 아스팔트, 유화 아스팔트, 블론 아스팔트, 개질 아스팔트, 특수 아스팔트 등의 여러 가지 다양한 재료가 각각의 특성을 가지고 있으므로 포장의 종류, 시공방법, 교통량, 기상조건 등을 충분히 고려하여 적합한 것을 사용해야 한다.

4-4 샌드매스틱

4-4-1 일 반

[참 고]

(1) 샌드매스틱(sandmastic)은 아스팔트에 광물성의 채움재(filler) 또는 첨가재 및 모래를 가열 혼합한 것으로 공극이 거의 없고, 주입후 전압을 필요로 하지 않는 아스팔트 혼합물이다.

(2) 샌드매스틱은 일정한 고온으로 사석 층에 유하시켜도 수중에서 분리되지 않고 사석의 간극에 주

입된다. 주입된 샌드매스틱은 사석을 끌어안아 전체로서 하나의 덩어리가 되어 사석의 산란 및 유출에 저항하므로 보통의 사석구조에서 소정 크기의 석재를 얻기가 곤란하거나 비경제적인 경우에 사용된다.

(3) 샌드매스틱의 설계는 아스팔트 재료의 특성에 기인하는 소성유동에 충분히 주의하여야 하고 안전성에 문제가 생기지 않도록 할 필요가 있다.

4-4-2 재 료

샌드매스틱의 재료는 소정의 강도와 내구성을 얻을 수 있도록 적절히 선정한다.

[해 설]

일반적으로 샌드매스틱(sandmastic)의 재료로는 다음 것들이 사용된다.

(1) 아스팔트

수중에 시공하는 샌드매스틱에 사용되는 아스팔트는 석유아스팔트의 규정에 적합한 스트레이트 아스팔트의 40~60, 60~80, 80~100중 어느 것인가 사용한다.

(2) 모래

먼지, 흙, 유기물 등의 유해물을 포함하지 않는 청정한 모래로서 최대 입경은 25㎜로 한다.

(3) 채움재

「KS F 3501 역청포장용 채움재」의 규정에 적합한 것을 쓴다.

[참 고]

(1) 수중시공용 샌드매스틱에 사용하는 아스팔트는 수중에 유하시켰을 때 사석 층의 간극에 공극이 없게 충전시켜야 되므로 충분한 유동성을 갖게 하기 위하여 앞에서와 같이 정한 것이다.

(2) 모래가 혼합물에 미치는 영향은 모래의 입도가 클수록 혼합물의 유동성이 크고, 적은 아스팔트량으로도 필요한 유동성을 얻을 수 있으나, 혼합물이 분리되기 쉬운 약점이 있다. 입도가 적을수록 유동성은 작으나 치밀한 샌드매스틱이 된다. 따라서 여기서는 최대입경을 규정하였으나 혼합물이 재료분리를 일으키지 않게 하기 위해서는 모래입자의 사이에 연속성이 있고, 입도곡선이 완만하게 변화하는 것이 바람직하다.

(3) 채움재는 아스팔트 혼합물에 혼입되어 아스팔트와 혼합해서 골재간의 공극을 채움과 동시에 결합재로 작용할 수 있게 하고, 혼합물의 유동성을 감소시켜 점도 및 안정성을 증대시키는 성질이 있다. 아스팔트는 일반적으로 미(微)알카리성의 채움재와 잘 부착하므로 미알카리성을 나타내는 석회석가루로 채움재를 사용하기로 하였다.

4-4-3 배 합

배합은 시공조건, 자연조건 등을 고려해서 소요의 유동성 및 강도를 얻을 수 있도록 배합시험을 시행하여 결정한다.

[해 설]

샌드매스틱의 성질은 재료의 배합과 재료의 성사에 의해서도 변화하다. 샌드매스틱을 시공하는 장소나 자연조건 등에 의해서 필요로 하는 반죽질기 및 강도가 다르게 되므로 이와 같이 규정한 것이다.

[참 고]

(1) 배합일반

수중에 시공하는 샌드매스틱의 배합은 참고 표 (4-5)의 값을 쓰는 경우가 많다. 표중에서 더스트란 모래 및 채움재중 0.074㎜체를 통과하는 것을 말하고, 잔골재란 모래나 채움재중 0.074㎜체에 잔류하는 것을 말한다.

(2) 배합시험

수배합을 결정하는데는 일반적으로 다음의 시험을 실시한다.

① 유동성시험 ② 비중시험 ③ 휨시험 ④ 압축시험 이중에서 ③, ④는 온도 10℃, 재하속도 20㎜/분 조건으로 시험을 시행한다.

참고 표 (4-5) 샌드매스틱의 배합표준

재 료	중 량 비(%)
아스팔트	16 - 20
더 스 트	18 - 25
잔 골 재	55 - 66

(3) 시험결과 판정

배합시험결과는 각각 다음조건을 만족하도록 결정한다.

① 유동성시험

가. 수중에 시공하는 샌드매스틱의 유하시간(流下時間)은 20~60초의 범위로 한다.

나. 유하대(流下台)를 유하하는 샌드매스틱의 표면에 생긴 균열은 샌드매스틱이 절단(切斷)된 양상(樣相)을 나타내는 것은 아니다.

다. 모래는 샌드매스틱에서 분리되어 흘러내리지 않는다.

② 비중시험 : 1.95이상

③ 휨시험 : 강도는 1.0N/㎟이상, 휨처짐량은 5.0㎜이상

④ 압축시험 : 1.0N/㎟이상

(4) 샌드매스틱 소요량 산정법

사석 층에 시공하는 샌드매스틱의 소요량은 식 참고 (4-1)로 산출한다.

$$V = \alpha A(h\nu + d) \qquad \text{참고 (4-1)}$$

여기서,

V : 샌드매스틱의 소요량(㎥)

A : 샌드매스틱을 시공하는 사석 층의 면적(㎡)

h : 샌드매스틱을 시공하는 사석 층 두께(m)

ν : 샌드매스틱을 시공하는 사석 층의 공극률

d : 사석층상의 샌드매스틱 피복두께(m)

α : 하층 사석 층에 주입되는 것을 고려한 할증률

(5) 설계상 제한 사항

샌드매스틱을 설계함에 있어 제한사항으로는 다음 것들이 있다.

① 강한 충격파압 또는 고형부유물이 직접 작용하는 장소에서는 사용하지 않는다.

② 급격한 침하가 예상되는 개소에는 사용하지 않는다.

③ 샌드매스틱을 시공하는 사석면의 경사도는 1:1.3보다 완만하여야 한다.

④ 비탈어깨, 비탈머리 및 시공끝부분에는 적절하게 보강한다.

⑤ 항만구조물의 내용연수와 샌드매스틱의 내구성과의 조화를 충분히 고려한다.

제 5 장 석 재

5-1 일 반

석재(石材)는 그 사용목적에 따라 소요(所要)의 품질(品質) 및 성능(性能)을 갖는 동시에 경제성을 고려해서 선정(選定)한다.

[참 고]

(1) 일반적으로 석재는 방파제·계류시설 등 항만 구조물에 다량으로 쓰이는 재료이다. 석재의 선정은 구조물의 안정성 및 공사비에 크게 영향을 주므로 충분히 검토하고 선정하여야 하며. 석재의 결점 및 등급, 석재의 분류는「KS F 2530 석재」에 따른다,

(2) 석재의 분류는 암석의 종류, 모양 및 물리적 성질로 분류하며, 암석의 종류에 따른 분류는 화강암류, 안산암류, 사암류, 점판암류, 응회암류, 대리석류 및 사문암류로 분류되며, 모양에 따른 분류는 각석, 판석, 견치석, 사고석으로 분류되고, 물리적 성질은 참고 표 (5-1)과 같으며. 같은 분류의 석재에도 생산지 및 채취위치에 따라 물리적 성질이 크게 다를 수가 있으므로 주의하지 않으면 안 된다.

참고 표 (5-1) 주요석재의 물리적 성질

암석의 종류	종류	비 중 (겉보기)	흡수율	압축강도 (N/㎟)
화 성 암	화강암	2.60~2.78	0.07~0.64	85~190
	안산암	2.57~2.76	0.27~1.12	78~269
	현무암	2.68	1.85	85
	반려암	2.91	0.21	177
	감람암	3.18	0.16	187
	휘록암	2.78~2.85	0.008~0.03	123~182
퇴 적 암	응회암	2.64	0.16	377
	점판암	2.65~2.74	0.08~1.37	59~185
	사 암	2.29~2.72	0.04~3.65	49~196
	석회암	2.36~2.71	0.18~2.59	17~76
	챠트	2.64	0.14	119
변 성 암	Hornfels	2.68	0.22	191

5-2 기초사석

기초사석으로 쓰이는 석재는 편평·세장한 것이 아니고 견경, 치밀, 내구적이며 풍화나 동결융해로 파괴될 염려가 없는 것이라야 한다.

[해 설]

사용석재를 결정할 때는 시험을 통하여 충분히 재질을 파악한 다음에 구득의 난이, 운반능력, 가격 등을 고려하여 정하여야 한다.

[참 고]

(1) 기초사석의 허용지지력은「제4편 제2장 얕은 기초」을 참조한다.

(2) 대형삼축압축시험을 행하지 않고 강도정수를 결정하는 경우의 기준으로서 일축압축강도가 30N/㎟ 이상이면 전단강도가 0.02N/㎟, 내부마찰각이 35°는 기대할 수 있다는 결과를 제시하고 있다.

5-3 뒷채움재

뒷채움재료는 내부마찰각 및 단위체적중량 등의 재료특성을 고려해서 선정한다.

[해 설]

일반적으로 뒷채움 재료로는 할석(割石), 막자갈, 옥석(玉石), 철강슬래그 등이 사용된다. 토단(土丹), 사암(砂岩) 및 철강슬래그는 재질이 균일하지 않으므로 이들의 사용을 검토할 때는 신중히 조사하지 않으면 안 된다.

[참 고]

(1) 일반적으로 쓰이고 있는 뒷채움재의 설계값으로는 참고 표 (5-2)의 값을 사용하는 예가 많다.

참고 표 (5-2) 뒷채움재의 설계치

뒷채움재 종류	내부마찰각(°)	단위체적중량		사면경사도
		잔류수위상 (kN/m³)	잔류수위하 (kN/m³)	
할 석				
일반적인 것	40	18	10	1:1.2
부서지기 쉬운 재질의 것	35	16	9	1:1.2
막 자 갈	30	18	10	1:2～1:3
옥 석	35	18	10	1:2～1:3

(2) 여기서 말하는 할석(割石)이란 항만공사에 쓰이는 것으로「KS F 2530 석재」에 가까운 것이다.

(3) 막자갈이란 선별하지 않은 자갈로서 모래와 자갈이 반 정도씩 섞여있는 것을 말한다.

(4) 사면경사도는 표에 있는 뒷채움 재료를 해수 중에서 시공하는 경우 시공 시에 낙하하여 자연적으로 형성되는 경사도의 표준적인 값을 나타낸 것이다. 일반적으로 뒷채움 시공 시 파랑의 영향이 적은 곳에서는 작은 값을 취하고, 파랑의 영향이 있는 곳에서는 큰 값을 취한다.

(5) 철강슬래그는 본편 8-2 슬래그를 참조한다.

[참고문헌]

1) 국토해양부(2013), 도로교 표준시방서

2) 日本港灣協會(2007), 港灣の施設の技術上の基準·同解說

제 6 장 목 재

6-1 목재의 품질

6-1-1 보통구조용 목재

보통구조용 목재로 사용하는 목재는 해당하는 한국산업표준(KS)에 적합한 것 또는 이와 동등이상의 품질을 갖는 것을 선정하여야 한다.

[해 설]

보통구조용 목재라 함은 나무말뚝을 제외한 구조용 목재를 말한다. 중요한 항만구조물의 주요부재로 목재를 사용하는 것은 내구성이 적으므로 좋지는 않으나, 부득이해서 사용하는 경우에는 본장을 적용한다.

[참 고]

(1) 품질의 선정에는 그 용도가 인장재, 압축재, 접합재의 어느 것인가에 따라 옹이구멍, 섬유의 경사, 갈라짐, 휘어짐 등에 주목하고, 주요구조부재에 대해서는 되도록 썩을 위험이 없고 내구성이 큰 수중(樹種)의 목재를 쓴다.

(2) 근년 보드워크의 재료로 수입재가 많이 사용되고 있으나 사용재료를 선정할 때는 가공·마무리 특성, 미관적 요소, 내마모성, 내화성을 고려한 다음 되도록 유지관리 할 필요가 없고 내구성이 우수한 수종의 목재를 쓴다.

6-1-2 나무말뚝재

나무말뚝재로는 내구성, 강도 등을 고려하여 소나무재 (赤松, 黑松)로서 가공하지 않은 것이 가장 적당하다.

[해 설]

(1) 나무말뚝재의 선정 시는 다음사항을 고려하여야 한다.

① 갈라짐 등의 결점이 없는 것으로 껍질을 제거한 원구에서 말구까지의 직경이 대략 비슷한 것으로 할 것

② 말뚝재의 꾸부러짐의 한도는 말뚝머리와 말뚝 끝을 연결하는 중심선이 말뚝 밖으로 나오지 않는 것으로 하거나 또는 길이의 0.5% 이내로 할 것

(2) 나무 말뚝재는 내구성, 강도 등의 면에서 소나무의 가공하지 않은 것이 가장 적당하다고 하고 있다.

6-2 목재의 허용응력도

6-2-1 일 반

목재의 강도는 그 구조물에 요구되는 변형상(變形上)의 제한도 고려하여 각종 요인에 의한 강도의 증감을 총체적으로 고려해서 결정하여야 한다.

[해 설]

목재의 강도는 재료의 종류, 함수율, 기타의 요인에 의해서 매우 다른 것이 일반적인 현상이기 때문에 안전율도 이런 점을 예상하여 겉보기 안전율로 되어 있다.

6-2-2 보통 구조용 목재의 허용응력도

보통구조용 목재의 허용응력도는 습윤정도 등에 의한 강도의 감소나 이상시 하중에 대한 할증을 고려해서 적절히 정한다.

[참 고]

(1) 구조용 목재의 허용응력 조정계수는「KS F 2162 구조용 목재의 허용 응력 조정계수」에 따라야 한다.

(2) 목재의 섬유방향 허용응력도 및 섬유직교방향의 허용응력도는 목재의 재질관련 설계규준에 따른다.

6-3 목재의 접합

목구조의 접합방식은 구조물 또는 구조부재의 소요성능을 고려해서 산정한다.

6-4 목재의 보수

목재를 충해 또는 부식이 많은 곳에 사용하는 경우에는 이들에 의한 피해를 방지하도록 노력한다.

[해 설]

목재의 결점은 충해, 부식 및 재질의 취약에 있고, 특히 항만구조물에서는 비교적 짧은 기간에 큰 피해를 주는 해충에 대해서 충분한 방어대책이 필요하다.

제 7 장 기타 재료

7-1 기타 금속재료

강재이외의 금속재료를 사용하는 경우에는 사용부위, 목적, 환경조건, 내구성, 경제성 등을 감안하고 최적 재료를 선정한다.

[참 고]

항만시설에 사용하는 강재이외의 금속으로는 스테인리스 강, 알루미늄, 티탄 등이 있다.

(1) 스테인리스 강

스테인리스 강은 KSD 3702, 3703, 3705, 3706에 정해진 품질을 사용 한다. 스테인리스강은 방식목적으로 쓰는 경우가 많으나, 해양환경 하에서 스테인리스강의 내식성은 그 종류에 따라 크게 다르기 때문에 재료 선정 시에는 시험결과나 과거의 실적을 참고해서 정하는 것이 바람직하다.

(2) 알루미늄

알루미늄 및 알루미늄 합금은 비중이 2.72로 가볍고, 용도에 따라 필요한 강도를 얻을 수 있는 것, 내식성, 내후성(耐候性)이 뛰어난 것, 가공성이 좋은 것 등의 이점이 있다. 사용 예로는 가드레일, 높은 난간(高欄), 유전양극방식의 전기방식용 양극 등이 있다.

(3) 티탄

티탄은 강도/질량비가 크다. 즉 강도(두께0.2㎜ 이상 1.5㎜ 이하일 때 인장강도 : 270～630 N/㎟, 항복강도 : 165～380 N/㎟)에 비하여 가벼운(비중 : 4.5)재료이다. 또 티탄은 산소와의 결합력이 아주 강하고, 표면에 수10Å의 산화피막(O_2)이 형성되어 쉽게 부동태화(不動態化)하기 때문에 해수 중에서도 공식(孔蝕) 및 극간부식(隙間腐蝕)에 현저히 강하고, 거의 부식되지 않는다. 이 성질을 이용해서 강구조물의 방식재료로 사용되는 경우가 있다.

철근콘크리트의 외부전원방식 전기방식용 양극재료로 티탄제의 메쉬(mesh)나 그리드(grid) 등이 쓰이는 경우도 있다. 이것은 장기간 아노드(anode) 전류를 흘려도 재질이 열화하지 않고, 안정성이 높은 것에 착안한 사용법이다.

7-2 플라스틱과 고무

플라스틱 및 고무를 쓰는 경우에는 사용하는 부위, 사용목적, 환경조건, 내구성, 경제성 등을 감안하며 적절한 재료를 선정한다.

[참 고]

(1) 항만공사에 있어서 플라스틱 및 고무제품의 용도에는 다음과 같은 것이 있다.

① 지오신쎄틱(geo-synthetic)

지오신쎄틱이라는 용어는 종래부터 있었던「지오텍스타일(geotextile)」(투수성이 있는 시트(sheet) 모양의 고분자 재료제품)과 불투수성의 막상(膜狀)구조제품인「지오멤브레인(geomembrane)」을 포함하여 총칭하는 것으로 광의의 지오텍스타일, 지오멤브레인, 지오콤포지트(geocomposite)가 있다. 지오신쎄틱에는 투수성(透水性)재료와 차수성(遮水性)재료가 있고, 각각의 특징은 다음과 같다.

가. 투수성재료(透水性材料)

직포(織布, geo-woven)의 재질은 일반적으로 폴리에스텔이고, 제조법은 종사(縱絲)와 횡사(橫絲)를 직각으로 교차시켜 직조(織造)한 제품이다. 부직포(不織布, geo-nonwoven)의 재질은 직포와 같이 직조하는 구조가 아니고, 역학적·화학적 또는 용제(溶劑)를 사용하여 섬유를 접착시키거나, 맞물려 접착시키는 방법 또는 두 가지 방법을 함께 적용하여 제조하는 텍스타일(textile)구조(布構造)이다.

㉮ 장섬유 : 스판본드(spun bond)로 대표되며 사용섬유가 아주 길고, 두께가 일반적으로 10㎜ 이하로서 비교적 얇으면 두께의 조정이 쉽지 않다.

㉯ 단섬유 : 반모(反毛 ; 재생모(再生毛)) 휄트(felt)로 대표되며 사용섬유가 약 3~5㎝정도로 짧다. 두께는 일반적으로 10㎜ 이상이고 두께의 조정이 용이하다.

나. 차수성재료(遮水性材料)

차수판(遮水板)으로 대표되며 직포 등에 연질(軟質)의 염화(鹽化)비닐을 도포(塗布)한 불투수성 멤브레인 구조이다.

항만공사에서 지오신쎄틱의 용도로는 다음과 같은 것들이 있다.

㉮ 성토보강대책

준설점토를 사용한 매립지반상에 양질토를 뿌릴 때 양질토의 함몰방지(陷沒防止) 및 공사용 장비의 주행에 필요한 양질토층을 확보하기 위해서 매립지반 표면에 시트(sheet)나 네트(net) 등을 직접 포설한다. 최근에는 연약한 매립지에 성토공사를 시행하는 경우 네트공법을 채용하는 예가 많다.

㉯ 흡출(吸出) 및 세굴방지대책

필터재로 흡출방지를 목적으로 하는 경우에는 방사포(防砂布)를 안벽의 뒷채움 사석이나 기초사석의 배후 및 기초사석 저면 전체 또는 해측(海側)일부에 부설하는 경우가 많다. 또 파랑 등에 의한 세굴방지대책으로서도 사용되고 있다.

② 이음재료

콘크리트구조물의 시공이음부에는 지수판이나 이음판, 주입이음재가 쓰인다. 지수판은 염화비닐 수지제가 대부분이고 경질염화비닐 시트 및 필름이 제조되고 있다. 이음판은 염화비닐 폴리에틸렌 등의 플라스틱 폼(foam)제의 것이 있고, 주입이음재로는 폴리설파이드계, 실리콘계, 부틸고무계, 클로로프렌 고무계의 탄성(彈性)씰링재가 사용되고 있다.

③ 방충재

고무방충재는 KS M 6709(고무방현재)의 품질을 사용하며, 또한 클로로프렌계의 합성고무 또는 천연고무가 사용되고 있다. 시험방법은 KS M 6518 가황고무 물리시험 방법에 의한다.

④ 지반주입재 :「본편 7-4 주입재료」참조

⑤ 도장재료 :「본편 7-3 도장재료」참조

⑥ 씰(seal)재

배사관 이음, 침매함(沈埋函) 씰고무가스켓트 등이 있다.

⑦ 접착제

여러 가지의 합성수지를 쓴 접착제가 있고, 강교부재, 프리캐스트 콘크리트판의 접합, 콘크리트 균열보수 등에 쓰이고 있다.

⑧ 피복(lining)재

강재 및 철근의 방식 또는 보호재로 쓰이고 있다.

⑨ 드레인(drain)재

드레인재로서 특수한 경질(硬質)비닐로 만든 고무와 부직포로 만든 필터를 조합한 복합구조인 것과 폴리염화비닐을 특수 가공한 다공질(多孔質)의 단일구조로 된 것이 있다.

⑩ 이음, 받침재

교량에서는 고무신축이음재 및 단층 또는 중층(重層)의 패드(pad)방식에 의한 고무받침재(shoe)가 사용되고 있다.

⑪ 부대설비 등

부표, 함선 등 부체에는 FRP제의 것이 있고, 사다리, 난간, 차막이 등의 부대설비에는 고무 FRP제가 있다.

⑫ 발포(發泡)스티로폼(styrofoam)

경량이라는 특성을 살려서 부표, 함선(pontoon)의 부체(float) 및 토목구조물에 쓰이고 있다. 토목재료로 쓰고 있는 것은 EPS블록, 발포(發泡)비드(bead) 등이 있다. 일반적으로 EPS블록은 토압의 경감, 연약지반상의 성토에 대한 침하대책, 단차방사(段差防砂), 가설도로의 기초 등에 쓰이고 있다. 발포비드는 현지 발생토에 시멘트 등의 고화재와 함께 혼합한 경량재로서 침하나 토압의 경감을 목적으로 뒷채움재 등에 쓰이고 있다.

(2) 항만시설에 일반적으로 쓰이는 방사포, 방사판 및 고무계 매트의 규격은 다음과 같다.

① 방사포(防砂布)

뒷채움층 내로 토사가 침입하는 것을 방지하기 위한 방사포는 뒷채움층의 시공방법, 잔류수위의 크기, 뒷채움사면의 고르기 정도 등의 시공조건을 고려해서 결정할 필요가 있다.

사석마운드 저면에 부설해서 지반토사의 흡출을 방지하기 위하여 쓰이는 방사포는 파고, 조류, 사석의 크기 등의 시공조건을 고려해서 결정할 필요가 있다. 참고 표 (7-1)(a)~(b)에 시공조건이 양호한 경우 부직포와 직포의 최저규격을 나타내었다.

참고 표 (7-1)(a) 부직포(不織布) 방사(防砂)시트의 최저규격

종 별	두 께	인장강도	신 율	질 량	비 고
부직포	4.2㎜ 이상	880N/5㎝ 이상	60% 이상	500g/㎡ 이상	시험방법 KSK 0860

주 : 두께 4.2㎜ 이상 규정은 하중 2kN/㎡를 재하할때의 두께이고, 재하하지 않는 경우의 두께는 5㎜ 이상으로 한다.

참고 표 (7-1)(b) 직포(織布) 방사시트의 최저규격

종 별	두 께	인장강도	신 율	비 고
직 포	0.47㎜ 이상	4,080N/5㎝ 이상	15% 이상	시험방법 KSK ISO 10319

② 방사판(防砂板)

세굴방지대책 목적으로 사용하는 방사판 및 케이슨 등의 종방향 이음부에 설치하는 방사판(폭 1m정도)은 표준적으로 두께 5㎜의 것을 쓰고, 참고 표 (7-3)에 나타낸 규격이상의 것을 쓰는 것이 바람직하다. 한냉지 등에서는 고무재가 사용되는 예도 있으며 참고 표 (7-2)에 나타낸 규격이상인 것을 쓰는 것이 바람직하다.

참고 표 (7-3) 고무제 방사판의 최저규격

시험항목	시험내용		규격값
	방법	인장방향	
인장강도	KS K ISO 10319	-	4,400N/3㎝ 이상

참고 표 (7-2) 방사판의 최저규격(軟質鹽化비닐製)

시험항목	시험내용		규격값
	방법	인장방향	
인장강도	KS K ISO 10319 (광폭 스트립법)	횡	14.7N/㎟, {1.5kgf/㎠} 이상
인열강도	KS K 0769 (르라페 조이드법)	종	25N/㎜, {2.5kgf/㎝} 이상
신(伸)율	KS K ISO 10319 (광폭 스트립법)	횡	180% 이상
내해수 인장강도잔율	JIS K 6773	횡	90% 이상
내해수 신(伸) 잔율	JIS K 6773	횡	90% 이상
비 중	KS K ISO 9864	-	1.35±0.05
박리강도	KS K 0533 (폭25×250㎜)	종	30N/㎜, {3kgf/㎝} 이상

③ 고무계 매트

마찰증대용으로 쓰이는 고무계 매트는 재생고무를 사용한 것과 새로운 고무를 사용한 것이 있다. 품질은 참고 표 (7-4)를 기준으로 하는 예가 많다.

참고 표 (7-4) 재생고무 및 새로운 고무의 품질

시험항목			강도 등		시행조건·방법
			재생고무	새로운 고무	
물리시험	노화전	인장강도	4.9 N/㎟ 이상	9.8 N/㎟ 이상	KS M 6782
		인열강도	18 N/㎜ 이상	25 N/㎜ 이상	KS M 6783
		경 도	55~77(눈금)	70±5(눈금)	KS M 6784
		신 율	160% 이상	250% 이상	KS M 6782
	노화후	인장강도	3.9 N/㎟ 이상	9.3 N/㎟ 이상	KS M 6782
		인열강도	-	-	
		경 도	노화전 값의 ±8 이내	노화전 값의 ±8 이내	KS M 6784
		신 율	140% 이상	200% 이상	KS M 6782 「노화시험은 KS M 6788에 의함」 노화온도 70±1° 노화시간 $96\ ^{0}_{-2}$
	압축영구변형		-	45% 이하	KS M 6670 노화온도 70±1° 노화시간 $24\ ^{0}_{-2}$시간

7-3 도장재료

도장재료의 선정에는 다음사항을 고려한다.

(1) 도장의 목적
(2) 도장면의 재질 및 특징
(3) 도료의 성능 및 성분
(4) 경제성
(5) 유지관리

[해 설]

(1) 도장재료는 방청, 방식, 표면보호, 살충, 내열, 미관, 표지용 등의 여러 가지 용도에 맞는 품질이 만들어지고 있다. 또 도장면의 재질에 따라서도 콘크리트용, 금속재료용, 목재용 등으로 분류되기도 한다. 이들 중에서 도장의 목적 및 도장면의 소재에 가장 적합한 도장재료를 선정할 필요가 있다.

(2) 도장재료는 일반적으로 성상 또는 성능이 다른 2~3종류의 도료를 중첩하여 바르고, 전체로서 필요한 성능을 발휘시킨다. 여기에는 숍프라이머(shop primer), 초벌(下塗) 도료, 재벌도료 및 정벌도료가 있고 각각의 역할이나 목적 등에 따라 적절히 조합하여 선정 사용할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 항만구조물의 방청·방식목적으로 도장하는 경우는 「본편 2-4-8 피복방식법」 이외에 한국강구조학회에서 발행한 강구조 설계기준과 강구조물의 시공 및 유지관리를 참고할 수 있다.

(2) 임항교통시설인 교량의 도장재료 선정에서는 「도로교 표준시방서」, 「강도로교 도장편람」, 「도로교 염해대책지침」을 참고할 수 있다.

(3) (1),(2)이외의 도장에 대해서도 앞에 열거한 문헌을 참고하는 것이 좋다.

(4) 도로의 색조에는 많은 종류가 있고 도장의 목적, 경관, 경제성 등을 고려해서 색을 결정하는 것이 일반적이다. 경관을 고려하는 경우의 색조로 많이 쓰이는 여섯 계통(폴리우레탄 수지계도료)의 색에 대한 특성은 참고 표 (7-5)에 나타낸 바와 같다.

참고 표 (7-5) 색계열별 특성

특보색성성 \ 색계열	회색계	청색계	황색계	등색계	적색계	녹색계
보색성	◎~○	○	○	○	○	○
변퇴색이 눈에 띠지 않음	◎	○	○	○	△	○
경제성	1	2	3	4	5	2
은폐력	◎	○	△	△	○~△	○
내약품성	◎	◎	○	○	○	◎

주: 경제성 항에 보이는 숫자는 저렴성 순위
◎ 복수, ○ 대략 만족, △ 주의를 요함

(5) 노면(路面) 표지용 도료(塗料, traffic paint)는 아래와 같이 구분한다.

① 상온(常溫)건조형 도료
알키드(alkyd) 수지, 비닐수지, 아크릴 수지 등을 쓴 것으로 내구성이 약하기 때문에 간단한 보수용으로 쓰인다.

② 가열(加熱)건조용 도료
특수한 합성수지를 쓴 것으로 가열해서 스프레이로 칠한다. 속건(速乾)형으로 작업성이 뛰어나고 내마모성이 우수하다. 특히 한냉지에서 많이 쓰인다.

③ 용착(溶着)형 도료
가열용융한 것을 도장하고 냉각시킨다. 속건형으로 도막이 두껍고 내구성이 우수하다. 특히 시가지에서 주로 쓰인다.

④ 접착(接着)형시트
비닐수지 등을 비히클(vehicle)로 제작한 시트를 접착한다.

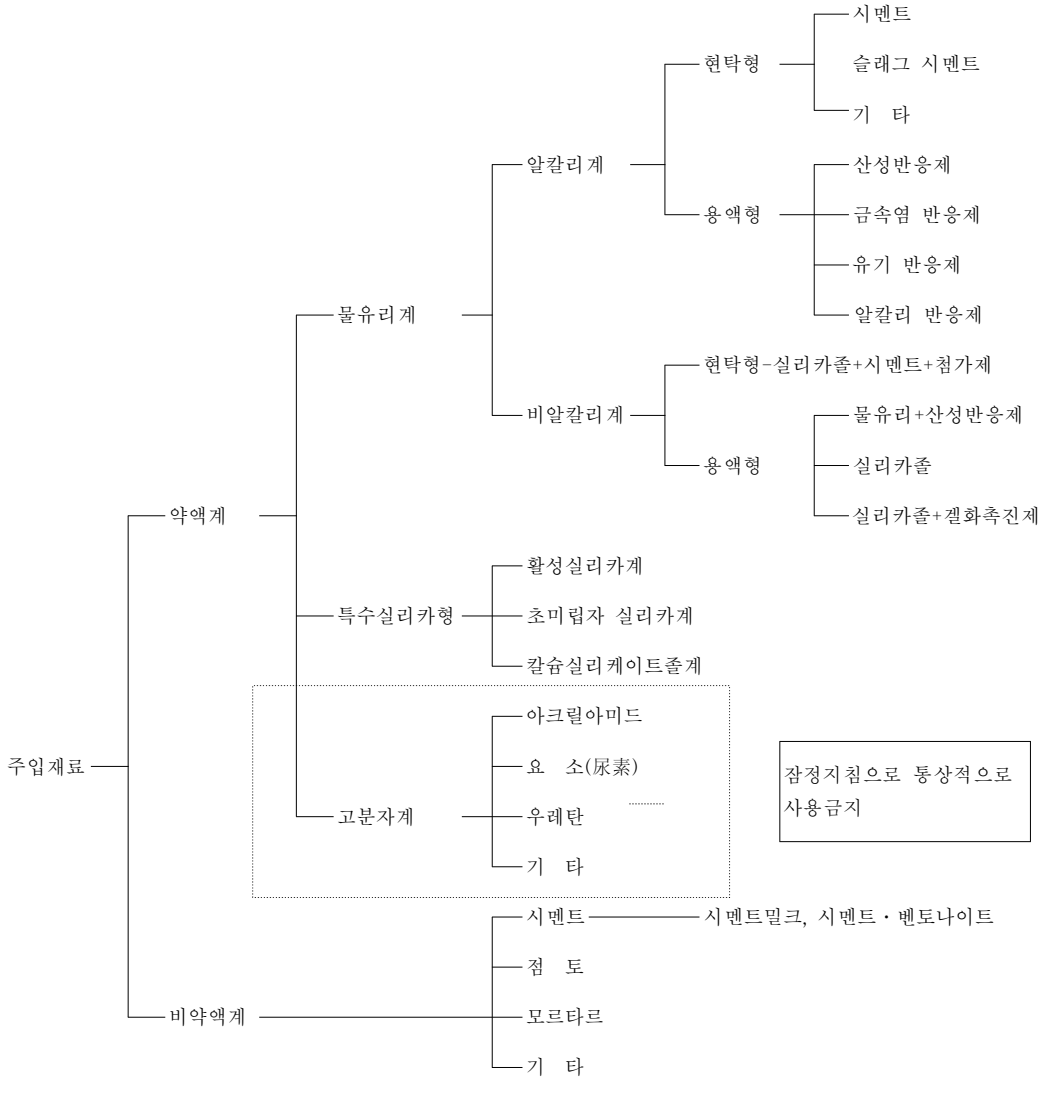
7-4 주입재료

7-4-1 일 반

주입공법은 시공조건상의 특성에 따라 적절히 선정하고 주변 환경에 대해서도 유념하여 실시한다.

[해 설]

주입공법이란 암반, 지반, 구조물주변, 구조물내부, 굵은 골재 등의 공극에 재료를 충전하여 지하수의 이동을 저지하거나, 지반의 강화를 도모하는 것으로 주입대상물의 특성에 따라 각종 주입재료가 쓰여지고 있다. 주입재료는 사용원료를 기준하여 분류하면 다음과 같다.



[참 고]

주입제중에는 다소의 독성이 있는 것이 있기 때문에 주입공법을 시행할 때는「약액주입공법에 의한 건설공사의 시공에 관한 잠정지침(일본 건설성, 1974)」등을 참고한 후 지하수의 수질오염이나 이에 수반하는 인간의 건강에 피해를 입히는지에 충분히 주의해서 시공할 것. 이 잠정지침의 요점은 다음과 같다.

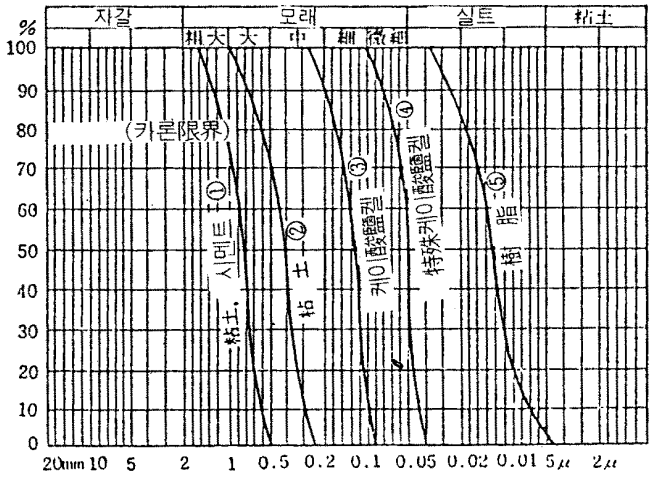
(1) 사전에 토질조사, 지하매설물조사, 지하수위조사를 시행할 것
(2) 사용하는 약액은 공사시공 중 긴급사태가 발생하면 응급조치를 취하고 재료로는 물유리계의 약액(케이산 나트륨이 주제)으로서 독극물 또는 불소화합물(弗素化合物)이 포함되어 있지 않는 것에 한함(비약액계는 지침의 대상이 아님)
(3) 현장주입시험을 시행할 것
(4) 주입작업 및 약액의 보관에는 충분히 주의하고 노동재해의 발생을 방지하며 이상상태가 발생하는 경우는 적절한 조치를 강구할 것
(5) 배출수 및 배수시설에 생기는 이토의 처리는 기준 또는 법령이 정하는 규정에 적합할 것. 잔토(殘土) 및 잔재(殘材)의 처분은 수질오염 또는 인간의 건강에 피해가 발생하지 않도록 조치할 것
(6) 지하수 또는 공공용 수역 등의 수질이 기준에 적합한 상태를 유지하고 있는지의 감시를 철저히 할 것

7-4-2 주입재료의 성질

주입재료는 대상으로 하는 지반조건과 소요성능을 고려해서 선정한다.

[해 설]

주입재료에 요구되는 기본적 성질은 침투성(浸透性), 충전고결성(充塡固結性), 고결물(固結物)의 강도와 불투수성(不透水性) 등으로 특히 침투성에 의해서 주입대상지반에 적합한지 여부가 좌우된다. 지반의 토질입도별 각종 주입재료의 침투한계는 해설 그림 (7-1)과 같다.



해설 그림 (7-1) 지반의 토질입도별 주입재료의 침투한계

[참 고]

(1) 주요 약액주입재료의 재료 및 특성은 제품에 따라 약간씩 다르기는 하나 각종 제품의 소개 자료에 의하면 참고 표 (7-6)에 나타낸 바와 같다.

참고 표 (7-6) 주입재료의 성질

분류	주요구성물질	비중	점토 CPS	pH	압축강도 σ_7(N/㎠)	겔화시간	겔화시간의 조정방식	주입 방식	최적 토질
물유리계	케이산(酸)나트륨(주제(主劑)) 경화제(硬化劑)(현탁액형(懸濁液型), 유기계(有機系) 무기계용액형(無機系溶液型)) 촉진제(促進劑)	1.1 ~ 1.3	2 ~ 10	6 ~ 12	30~150	수초(數秒) ~ 수시간	촉진제 첨가량	일액 또는 이액	자갈, 모래
시멘트계	시멘트 벤토나이트 슬래그 시멘트	2.4 ~ 3.2	1 ~ 2	>12	100~500	수분(數分) ~ 시멘트 경화시간	반응제 첨가량	일액 또는 이액	자갈, 모래
아크릴아미드계	아크릴아미드(주제(主劑)) 개시제(開始劑) 촉진제(促進劑) 억제제(抑制劑) 기타 보조제(補助劑)	1.0	1.2	6 ~ 8	20~90	수초(數秒) ~ 수시간	촉진제 및 억제제 첨가량	일액 또는 이액	입경 0.01㎜

(2) 시멘트 모르타르를 주입하는 경우의 시멘트는 미분말일수록 침투성이 향상된다.

7-5 매립재료로 쓰이는 폐기물

[참 고]

폐기물을 매립재로 처분하는 경우는 폐기물의 처리에 관한 법령(폐기물관리법) 및 해양오염방지에 관한 법령(해양오염방지법)이 정하는 바에 따라야 한다.

폐기물의 처리에 관한 적용 예를 정리하면 참고 표 (7-7)과 같다.

참고 표 (7-7) 폐기물의 처리에 관한 법률의 적용관계

처분장소		육상	해면매립지		해양투기
처분수단		선박 또는 해양시설이외	선박 또는 해양시설이외	선박 또는 해양시설	선박 또는 해양시설
발생장소	육상	폐기물관리법	폐기물관리법	해양환경관리법	해양환경관리법
	해상	폐기물관리법	폐기물관리법	해양환경관리법	해양환경관리법

주 : 해양시설이란 해역에 설치된 공작물을 말한다.

7-6 복합소재(複合素材)

복합소재의 주요 구성재인 강화섬유와 플라스틱 수지는 고강도, 고내구성, 내부식성의 특성이 있는 재료로서 한국산업표준(KS)에 적합하거나 이와 동등 이상의 품질을 갖는 것을 선정하여야 한다.

[해 설]

복합소재는 수지, 섬유강화재, 충전재, 첨가제로 구성한다. 복합소재를 구성하는 각각의 재료는 성형공정 및 제작된 구조물의 성능에 중요한 역할을 하게 된다.

[참 고]

(1) 수지 재료는 구성하는 재료를 일체로 성형되도록 하는 접착제의 역할을 하게 되며, 복합소재 구조물에 주로 사용하는 플라스틱 수지는 열경화성 수지로서 이소타입 폴리에스터 수지 또는 동등의 기계적 특성을 가진 제품을 사용하며, 경화된 수지의 기계적 특성은 참고 표 (7-8)의 요구조건을 만족해야 한다.

참고 표 (7-8) 경화된 수지의 요구조건

특 성	조 건	시 험 방 법
인 장 강 도	55 MPa	KS M 3006
탄 성 계 수	3000 MPa	KS M 3006
신 장 율	2.4%	KS M 3006
온도팽창계수	$5.0\times^{10-5}$	KS M 3015

(2) 섬유강화재는 재료의 기계적 강도를 발휘하게 하는 역할을 하며, 복합소재 구조물에 주로 사용되는 강화섬유는 E-글래스 유리섬유 로빙 및 다축직조섬유 형태이며, 이 경우 유리섬유의 특성은 참고 표 (7-9)의 요구조건을 만족해야 한다.

참고 표 (7-9) 유리섬유(E-glass)의 물성치 요구조건

특 성	조 건	시 험 방 법
인 장 강 도	3.5×10^{3} MPa	KS L 2513
탄 성 계 수	7.4×10^{5} MPa	KS L 2513
신 장 율	3.0%	KS L 2513
온도팽창계수	5.0×10^{-6}	KS L 2513

(3) 각종 충전제와 첨가제는 구조물의 성형성 및 일부 성능을 향상시키는 역할을 한다.

(4) 복합소재 구조물의 재료 설계 시 주요 고려사항은 다음과 같다.

① 섬유강화재의 종류
② 구조물의 경제성
③ 섬유의 함유량
④ 제조공정
⑤ 섬유의 방향성(0°, 90°, ± -45° 또는 이들 방향성의 조합)
⑥ 구조물의 부피(최적의 제조방법의 결정)
⑦ 수지의 종류
⑧ 구조물의 사용 환경

[참고문헌]

1) 강구조협회(2009), 강구조 설계기준
2) 국토해양부(2013), 도로교 표준시방서
3) 日本港灣協會(2007), 港灣の施設の技術上の基準·同解說

제 8 장 재생자원재료

8-1 일 반

재생자원 재료를 이용하는 경우에는 재료의 특성 및 구조물의 특성에 따라 적절히 이용한다.

[해 설]

(1) 유한한 자원의 효과적인 이용을 도모하고, 폐기물의 발생을 억제하기 위하여 국가, 지방자치단체는 물론 건설공사를 시행하는 모든 업체는 제각각 적절한 대책을 수립하여 추진하고 있다
항만공사에서 사용되는 재생자원 재료(리싸이클 재료)로는 슬래그, 석탄회, 콘크리트 덩어리, 준설토, 아스팔트 콘크리트 덩어리 등이 있고, 거의 모두 토석(土石)재료로 매립재, 노반재, 지반개량재, 콘크리트용 골재 등으로 이용되고 있다.

(2) 슬래그, 석탄회, 콘크리트 덩어리, 아스팔트 콘크리트 덩어리 등을 재생자원재료로 이용할 때에는 폐기물의 처리에 관한 법령 및 해양 오염방지에 관한 법령을 검토할 필요가 있다.
재생자원 재료가 폐기물이냐 아니냐하는 것은 그 재료의 물성(物性)이 객관적, 본질적으로 정하여진 것은 아니고, 일반적으로 그 재료가 유용하고 다른 사람에게 유상매각(有償賣却)할 수 있는 경우에는 그 재료는 폐기물이 아닌 것으로 본다.

(3) 재생자원 재료의 성상은 비교적 품질이 균일하지 않기 때문에 사용하기 전에 먼저 그 물리적·역학적 성질이나 공급량 등을 충분히 조사하고 사용목적에 부합되는가를 검토할 필요가 있다.

[참 고]

재생자원재료를 효과적으로 이용하는 것은 지속가능한 사회의 발전을 위하여 극히 중요하다. 항만공사는 토질재료를 대량으로 사용하기 때문에 자연재료의 사용량을 줄임으로서 환경을 보전하고 재생자원 재료의 특성을 살려 이용함으로서 적극적인 부가가치의 창출 등 큰 의미를 가질 수 있다. 따라서 이제까지 문제가 있는 폐기물을 매립처분 한다는 식의 부정적인 생각이 아니고 그 재생자원 재료의 특징을 장점으로 활용한다는 긍정적인 발상으로 이들 재료를 적극적으로 이용할 필요가 있다.
특히 폐기물이라는 것은 그 물질자체의 속성으로 객관적, 본래적으로 정해진 것이 아니고 그 재료가 유용하다고 판단되어 값을 지불하고 구입하여 사용하게 되면 그 재료는 이미 폐기물이 아닌 유용한 재료가 된다는 점과 환경오염은 결코 있어서는 안 되는 것으로 환경상의 문제가 생기지 않도록 사전에 철저하게 점검하여야 할 것이다. 여기에 소개하는 재생자원 재료는 보통 중금속의 용출 등의 문제가 없고 용출수의 pH가 높은 등의 문제가 있는 정도의 것들이다.
이들에 관하여 수집된 자료는 많지 않으나「석탄회 및 철강 슬래그의 활용기술(高橋邦夫, 항기연자료 No. 886, 1996)」을 참고할 수 있다.

8-2 슬래그

[참 고]

여기서는 철강(鐵鋼)슬래그, 동수쇄(銅水碎)슬래그, 훼로닉켈수쇄(水碎)슬래그에 대해서 소개한다.

철강슬래그는 제철공장에서 대량으로 발생하는 산업폐기물로서 고로슬래그와 제강슬래그로 대별된다. 고로슬래그는 선철(銑鐵)을 만드는 과정에서 나오는 슬래그이고(銑鐵 1톤당 약 300Kg生成), 서서히 냉각처리한 고로서냉(高爐徐冷)슬래그와 가압수(加壓水)를 분사하여 급격히 냉각시킨 고로서냉(高爐冷却)슬래그(高爐水鎖슬래그)로 나누어진다. 제강슬래그는 선철을 강(鋼)으로 만드는 제강공정에서 나오는 슬래그이고, 제강로(製鋼爐)의 종류에 의해서 전로(轉爐)슬래그와 전기로(電氣爐)슬래그로 나누어진다.(전로슬래그의 경우 조철(粗鐵) 1톤당 약 130Kg생성하며, 전기로산화슬래그와 전기로환원슬래그가 있다).

해양용 케이슨 채움 용으로는 KS F 2579(케이슨 채움재용 철강슬래그)에 의해 고로슬래그 단독이나 고로슬래그와 제강슬래그를 혼합제조 사용하고 있다. 또한 도로의 기층 및 보조기층, 공항활주로, 철도의 노반 등에도 이와 같은 복합슬래그를 사용하고 있다. 고로서냉(高爐徐冷)슬래그는 종래 광재(鑛滓) 등으로 알려졌었으며 도로용재 등으로 사용되어온 입상(粒狀)재료로서 대략 전량이 유효하게 이용되고 있다. 수쇄슬래그는 경량의 모래모양 재료로서 고로슬래그 시멘트의 원료로 이용되고 있는 외에 그 경량성을 살려 항만구조물의 뒷채움재료 등으로 이용되고 있고 이것도 100% 가깝게 이용되고 있다. 수쇄슬래그의 이용은 일본기준 제5편 7-6 수쇄슬래그 치환공법을 참고할 수 있다.

제강슬래그는 철분을 함유하고 있기 때문에 무겁고, 팽창 붕괴하는 성질을 가지고 있기 때문에 유효한 이용이 늦어지고 있고, 도로용재 등에 쓰이고 있을 뿐이다. 그러나 단단한 입상재료이기 때문에 내부마찰각이 크고, 투수성이 높은 것 그리고 무겁다는 점에서도 이들 특질을 살려서 효과적으로 이용할 수가 있다. 참고 표 (8-1)에 슬래그와 흙의 화학성분비교 및 참고 표 (8-2)에 제강슬래그와 고로서냉(高爐徐冷)슬래그의 물리적·역학적 특성을 나타내었다.

참고 표 (8-1) 화학성분비교

(單位 : %)

종류 \ 단위	고 로 슬래그	전 로 슬래그	전기로슬래그		산 화	안산암	보통포틀랜드 시 멘 트
			산화슬래그	환원슬래그			
SiO_2	33.8	13.8	17.7	27.0	59.6	59.6	22.0
CaO	42.0	44.3	26.2	51.0	0.4	5.8	64.2
AL_2O_3	14.4	1.5	12.2	9.0	22.0	17.3	5.5
T-Fe	0.3*	17.5	21.2	1.5	—	3.1*	3.0**
MgO	6.7	6.4	5.3	7.0	0.8	2.8	1.5
S	0.84	0.07	8.09	0.50	0.01	—	2.0***
MnO	0.3	5.3	7.9	1.0	0.1	0.2	—
TiO_2	1.0	1.5	0.7	0.7	—	0.8	—

주) * : FeO, ** : Fe2O2, *** : SO3

자료) 복합슬래그 기층 및 보조기층 설계시공 지침 (2004 한국도로학회)
고로슬래그 기층 및 보조기층 설계·시공 지침 (1986 대한토목학회)

참고 표 (8-2) 철강슬래그의 물리(物理)·역학특성(力學特性)

	제강(製鋼)슬래그	고로(高爐)슬래그	
		MS-25	CS-40
절건밀도(絶乾密度)(g/㎤)	3.19 ~ 3.40	—	—
흡수율(吸水率)(%)	1.77 ~ 3.02	—	—
단위체적중량(kN/㎥)	19.7 ~ 22.9	17.2 ~ 17.8	16.7 ~ 17.2
최적함수비(%)	5.69 ~ 8.24	8.8 ~ 9.4	8.4 ~ 9.0
최대건조밀도(g/㎤)	2.34 ~ 2.71	2.18 ~ 2.21	2.13 ~ 2.17
수정(修正) CBR(%)	78 ~ 135	170 ~ 204	152 ~ 186
투수계수(cm/s)	10^{-2} ~ 10^{-3}	10^{-2} ~ 10^{-3}	—
내부마찰각(°)	40 ~ 50	—	—

동수쇄(銅水碎)슬래그는 동제련 공정(銅製鍊 工程)에서 발생하는 것으로 물로 급속 냉각하여 얻어지는 모래모양의 재료로 입자밀도(粒子密度)가 모래보다 크다. 입자의 파쇄는 쉽고, 내부마찰각과 투수성은 해사와 같은 정도이다. 동의 용융 제련시 부산물로서 국내 생산량은 연간 약 70만 톤 정도이며, KS F 2543(콘크리트용 동슬래그 골재)에 의해 동슬래그 골재(콘크리트의 내구성 및 강도 발현이 양호)는 시멘트원료, 샌드블리스트용, 콘크리트 또는 시멘트 2차 제품(벽돌/블록류 등)이 사용되고 있고 일본 및 독일 등 선진국에서는 오래전부터 사용하고 있다.

훼로닉켈수쇄슬래그는 스테인리스강등의 원료인 훼로닉켈의 제로시에 얻어지는 재료로 입자밀도가 모래보다 크다. 훼로닉켈수쇄슬래그는 케이슨 속채움재로 사용한 실적이 있다.

이상의 슬래그는 어느 것이든 기본적으로 관리형(管理形)의 산업폐기물로서 천연골재의 부족과 석산개발에 따른 환경파괴 문제 등으로 대체 골재의 중요성이 부각되고 있어 기술적으로 좋은 재료이기 때문에 적극적으로 이용하는 것을 검토하여야 하는 반면 환경문제를 일으키는 일이 있어서는 안 되기 때문에 중금속류의 용출이나 pH, 해수오탁 등에 대하여 각종 환경관리 기준을 참고로 충분한 주의를 기울여야 한다.

8-3 석탄회

[참 고]

석탄회는 석탄의 종류나 보일러의 연소방식에 따라 성상을 달리하고, 회수된 장소에 의거 플라이 애시와 크링커 애시로 구별된다.

석탄회에는 물의 첨가로 경화하는 포졸란 활성이 있고, 실리카, 알루미나 등 포졸란 물질의 함유량이 많은 회는 포졸란 활성이 활발하다. 또 석탄회는 가볍다는 물리적 특성이 있고, 플라이 애시는 실트, 크링커 애시는 모래모양의 입도 분포를 보인다. 우리나라에서는 최근 석탄발전소의 증설이 계속되고 석탄회의 발생량은 급속히 증대되고 있어 자원화, 부산물 이용 등의 관점으로부터 플라이 애시의 유효한 이용 촉진의 필요성이 증가하고 있다. 이에 대하여 분말도가 높고 미연 탄소분이 적은 플라이 애시가 콘크리트 혼화재로 보다 우수한 성능을 갖는다는 평가를 얻어 고도의 분급기에 의한 고분말도 제품이 상품화 되고 있다.

일본에서는 항만 공사에 쓰일 경우 유리한 성질로는 포졸란 활성에 의한 경화(硬化)와 중량이 가볍다는 점을 들 수 있다. 이들 특성을 살려서 연약지반의 표층개량(트래피커 빌리티 확보), 노반(노상)재료 및 호안 뒷채움 재료(토압저감)로 이용할 수 있는 현지 실증(實證) 실험도 행해진바 있다. (「석탄회 및 철강슬래그의 활용기술(高橋邦夫, 항기연 자료 No. 886, 1997)」 참조)

기타 심층 혼합처리공법의 재료로 이용하거나, 석탄회 고화물의 SCP용 모래 대체 재료로 이용하는 등의 기술이 개발되어가고 있다.

석탄회에 대하여서도 관리형의 산업폐기물인 점은「본편 8-2 슬래그」와 같고, 슬래그와 같이 환경문제에 충분한 주의를 기울여 효과적인 이용에 노력하여야 한다.

플라이 애시의 품질은 KS L 5405(플라이 애시)에 의거 참고 표 (8-3)의 요구사항 이상이어야 한다.

참고 표 (8-3) 플라이 애시의 품질 요구사항

종류 \ 항목			플라이 애시 1종	플라이 애시 2종
이산화 규소 %			45.0 이상	45.0 이상
수분 %			1.0 이하	1.0 이하
강열감량① %			3.0 이하	5.0 이하
밀도 g/㎤			1.95 이상	1.95 이상
분말도②	45㎛체 잔분(망체방법)③ %		10 이하	40 이하
	비표면적(브레인 방법)㎠/g		5,000 이상	2,500 이상
플로값비 %			105 이상	95 이상
활성도 지수 %		재령 28일	90 이상	80 이상
		재령 91일	100 이상	90 이상

주 : ① 강열감량을 대신하여 미연 탄소 함유율을 대신할 경우 KS E 3712 또는 KS L 3318에 규정하는 방법으로 하여 그 결과에 대하여 강 열감량의 규정 값을 사용하여도 좋다.

② 분말도는 망체방법 또는 브레인 방법(공기 투하 장치에 의한 분말도)에 따른다.

③ 분말도를 망체방법에 따르는 경우는 브레인 방법에 따른 비표면적의 실험 결과를 참고 값으로 병기한다.

8-4 폐콘크리트로 생산된 재생골재

[참 고]

(1) 폐콘크리트는 콘크리트 구조물 해체 등의 경우에 발생하고, 철근 등의 철재는 일반적으로 분리해 내고 있다. 콘크리트용(재생골재로 만든 콘크리트 적용분야 참고 표 (8-5))으로 사용되는 폐콘크리트(기존콘크리트 구조물의 철거로부터 얻어지는 콘크리트 또는 파괴된 콘크리트)로부터 생산된 재생 굵은 골재와 재생 잔골재에 대한 것은 KS F 2573(콘크리트 재생골재)에 의하며, 그 주요내용은 다음과 같다.

참고 표 (8-4) 재생콘크리트의 물리적 성질

항목 \ 종별	재생 굵은 골재			재생 잔골재	
	1 종	2 종	3 종	1 종	2 종
흡 수 율(%)	3 이하	5 이하	7 이하	5 이하	10 이하
밀 도	2.2 이상			2.2 이상	
마모감량(%)	40 이하			-	
입자모양 판정 실적율(%)	55 이상			53 이상	

참고 표 (8-5) 재생골재의 유해물 함유량 허용 값

구 분 \ 항 목		재생 굵은 골재	재생 잔골재
0.08㎜체 통과량 시험에서 손실된 량(%)	콘크리트의 표면이 마모작용을 받는 경우	1.5 이하	5 이하
	그 밖의 경우	1.5 이하	7 이하

참고 표 (8-6) 재생골재로 만든 콘크리트의 적용분야

재생콘크리트 종류	설계기준강도 (MPa)	사용재생골재의 종류		이 용 용 도
		굵은 골재	잔골재	
1급	21 이하 18 초과	1 종	천연골재	교량 하부공, 옹벽, 터널라이닝
2급	18 이하 15 초과	2 종	천연골재 또는 1종	콘크리트블록, 도로구조물 기초, 측구 집수받이 기초, 중력식옹벽, 중력식교대
3급	15 이하	3 종	2종(천연잔골재 또는 1종재생잔골재도 적용)	막콘크리트, 강도가 요구되지 않는 채움 콘크리트, 건축물의 비구조체 콘크리트

(2) 폐콘크리트는 주로 노반재료로 이용되어 왔으나, 최근 천연골재의 부족과 골재생산에 따른 환경파괴 등으로 인한 재생골재 사용의 필요성이 대두되고 있다.

(3) 콘크리트 덩어리의 재이용 방안 중 특히 재생골재에 대해서는 흡수율 및 안정성에 따라 굵은 골재로 3종류, 잔골재는 2종류로 분류하고, 이들의 조합에 따라 철근콘크리트용, 무근콘크리트용, 버림콘크리트용으로 용도를 구분하고 있다. 재생골재를 사용한 콘크리트는 보통 골재를 쓴 큰크리트에 비해서 강도 발현이 약간 적으나, 최근의 연구결과를 보면 해체에 수반되는 미분말을 많이 함유하여 흡수율이 큰 재생골재를 콘크리트용 골재로 사용한 경우에도 시공성이나 내구성면에서 그다지 뒤떨어지지 않다는 사실도 보고되고 있다. 또한 재생골재를 쓴 콘크리트에 대한 해양환경 하에서의 제반 성질도 차츰 해명되어가고 있는 것으로 볼 때 앞으로는 주로 무근콘크리트나 버림 콘크리트용 골재로 폐콘크리트를 적극적으로 이용하는 노력이 필요하다.

(4) 폐콘크리트를 토석재료로 이용하는 경우, 내부마찰각등 재료의 정수는 발생하는 폐콘크리트 마다 다르기 때문에 현재로서는 표준적인 수치를 제시하는 것은 곤란하다.

8-5 준설토사

[참 고]

준설토사는 매립재로 수토(受土)하여 왔으나 준설공사 시기에 조성중인 매립지가 없는 경우에는 항만지역내의 폐기물처분장이나 준설로 투기장에 매립 처분되고 있다. 한편 항만이나 해상공항의 정비사업에서 안벽이나 호안의 뒷채움, 매립지조성, 연약지반의 개량 등의 목적으로 많은 양의 토사(지반재료)가 매립되었다. 사질토계의 준설토 매립이나 뒷채움재는 정적(靜的)으로 안정이 되나 지진 시에 액상화 되기 쉬운 지반이 조성되므로 이 경우는 액상화 대책이 필요하게 된다. 점성토계의 준설토는 그 상태대로는 함수비가 높은 초연약지반이 되기 때문에 매립 후 지반개량이 필요하게 된다.

이제까지의 사례로 보면 표층을 고화한 후에 연직드레인을 타설하여 압밀을 촉진시키는 지반개량공법이 잘 쓰이고 있다. 또 근년에 와서는 준설한 점성토를 고화처리한 후 매립이나 뒷채움에 쓰는 공법개발도 진행되고 있고, 고화처리 전용선으로 혼합하여 매립하는 공법, 토운선 내에서 고화재와 혼합해서 운반하여 매립하는 공법, 처분장(또는 투기장)에서 고화재와 혼합하는 공법 등이 나타나고 있다.

준설토 배토관내에서 혼합하는 공법은 준설토를 매립재로서 보다 경제적으로 시공하는 관점에서 새롭게 개발된 공법으로서 압송중인 관내에 고화재를 첨가하고 압송 중에 발생하는 준설토의 플러그류(plug流)의 혼합(mixing) 효과를 이용한 독자적인 혼합장치를 설치함으로서 준설토의 운반과 고화를 동시에 시행하는 공법이다. 고화재와의 혼합방식은 라인믹서(line mixer)를 통과시키는 방법이나, 가루상태의 고화재를 첨가하여 혼합하는 방법, 고화재를 미리 첨가한 후 여러 개의 곡관(曲管)을 통과시켜서 혼합효과를 높이는 공법, 고화재 슬러리의 분사용 파이프를 배토관중에 여러 개 설치하여 관내를 통과하는 점토에 고화재를 직접 첨가하는 방법 등이 고안되고 있다.

경량혼합처리토공법(輕量混合處理土工法)은 액성한계이상으로 함수비를 조정해서 슬러리화한 준설토에 시멘트계 고화재와 기포(氣泡) 또는 발포(發泡)비드 등의 경량화재를 첨가 혼합한 처리토를 쓰는 공법으로 다음과 같은 특징을 가지고 있다.

(1) 준설토를 효과적으로 이용하고, 해수중이나 친수공간에서도 안정된 지반을 조성할 수 있다.

(2) 단위체적중량이(0 ~ 12kN/㎥)정도여서 기초지반의 압밀침하량저감이나 토압의 경감에 유효하다.

(3) 일축압축강도가 200 ~ 600kN/㎡이고, 경질점토(硬質粘土)와 같은 역학적 특성을 나타낸다.

경량 혼합처리토 공법의 공사비는 시공규모에 따라 크게 변하고, 현재로서는 일본의 고베항과 도쿄국제공항에서 시공한 실적이 있다.

이들 외에도 준설토 탈수플랜트로 탈수처리한 후 매립재로 활용하는 방법도 있다.

8-6 기 타

8-6-1 아스팔트 콘크리트 재생골재

[참 고]

아스팔트 콘크리트 재생골재에 대해서는 KS F 2572(아스팔트 콘크리트 재생골재)에 의하며, 품질에 대한 주요 내용은 다음과 같다.

(1) 겉모양 : 아스팔트 재생골재의 최대 입경은 40㎜ 이하이고 저장 중 다른 골재와 섞이거나 나무조각, 금속편 등 이물질이 섞이지 않아야 한다.

참고 표 (8-7) 아스팔트 재생골재의 품질

구재 아스팔트 함량 %	구재 아스팔트 침입도 25°c 1/10㎜	씻기 시험에서 손상되는 양%
3.8 이상	20 이상	5 이하

참고 표 (8-8) 재생 아스팔트 골재의 품질

항목 \ 종류	60 - 70 (AP - 5)	85 - 100 (AP - 3)
침입도(25°C)1/10㎜	60 이상 70 이하	85 이상 100 이하
인 화 점 °C	260 이상	260 이상
신 도 (15°C) ㎝	100 이상	100 이상
삼염화 에탄 가용분	99.0 이상	99.0 이상
박막가열 질량변화율 %	0.6 이하	0.6 이하
박막가열 침입도 잔류율 %	55 이상	50 이상
증발 후 침입도 비 %	110 이하	110 이하
밀 도 (15°C) g/㎤	1000 이상	1000 이상

참고 표 (8-9) 재생 아스팔트의 점도에 따른 품질기준

항목		명칭	
		A C - 10	A C - 20
점 도	60°C, P	1000±200	2000±400
	135°C, cSt	250 이상	300 이상
침입도 25°C (100g 5초)		80 이상	60 이상
인 화 점 °C (COC)		219 이상	232 이상
삼염화 에탄 가용분(%)		99 이상	99 이상
박막가열 시험 후 잔류율에 대한 시험	점 도 (60°C)	5000 이하	5000 이하
	신 도 (60°C) ㎝①	75 이상	50 이상

(주) ① 신도가 100 미만 이어도 15.5°C에서 신도가 5㎝/min 비율로 100 이상 이면 관계없다.

참고 표 (8-10) 재생 첨가제의 품

동 점 도(60°C) cSt	80 ∽ 100
인 화 점	230 이상
박막 가열 후 짐도비(60°C)	2 이하
박막 가열 질량 변화율(%)	±3 이하

8-6-2 굴패각

[참 고]

한국해양연구원에서 2000년 12월부터 2003년 12월까지 해양수산부 R&D 사업으로 “굴패각 혼입 특수콘크리트개발”을 연구하였다. 그 결과

(1) 혼합콘크리트의 최적단위수량은 175kg/㎥

(2) 최대 단위체적중량 : 0.95～1.25t/㎥, 최소 단위체적중량 : 0.71～0.81t/㎥(모래보다 단위체적 중량이 적은 경량재로 우수),

(3) 투수계수는 모래보다 훨씬 커서 탁월한 배수능력보유 : 7.5×10^{-3}～8.9×10^{-3}㎝/s(미립분을 포함하는 경우), 8.8×10^{-2}～1.1×10^{-1}㎝/s (미립분을 포함하지 않는 경우),

(4) 『센드컴팩션 파일(SCP) 공법』에서 주된 재료로서 모래만을 사용하였으나 자연건조 상태의 모래와 굴패각을 2:1 혼합 시 시험결과 내부마찰각 : 35～55°(모래와 동일하거나 약간 커서 연약지반의 배수재로 적용가능)

(5) 굴패각 고화제를 이용한 천공 개량공법 : 준설토 함수비가 50%인 경우와 굴패각 고화재 혼입률 12%에서 압축강도 값이 최대, 시멘트 고화재의 경우는 9%가 최적 혼입률로 나타났으며, 결론적으로 배합변수에 따른 특성 변화, 장기재령 거동 특성변화, 내구성 변화에 대한 정량적 검토를 하였으며, 아울러 실내 실험분석에서도 일축압축강도, 투수계수, 중금속 용출 등의 시험결과 양호하게 분석되어 건설공사용 모래의 대체재로서 3가지 활용 방법으로 첫째 굴패각 콘크리트 혼화재 및 잔골재로서 활용방법 둘째 굴패각을 친환경 고화재로서 지반개량공법의 활용 방안 셋째 파쇄한 굴패각을 모래와 적절히 혼합하여 SCP 지반개량 공법 및 뒷채움재 활용법이 있다. 우리나라에서는 부산 신항 배후도로(2공구) 현장에서 모래와 굴패각의 배합비율을 달리하여 모래다짐말뚝을 타설하고 시험결과를 검토하였다. (굴패각 혼입 특수콘크리트 개발, 한국해양연구원 2000.12 ～ 2003.12 윤길림)

[참고문헌]

1) 강구조협회(2009), 강구조 설계기준

2) 국토해양부(2013), 도로교 표준시방서

3) 대한토목학회(1986), 고로슬래그 기층 및 보조기층 설계・시공 지침

4) 한국도로학회(2004), 복합슬래그 기층 및 보조기층 설계시공 지침

5) 한국콘크리트학회(2009), 콘크리트 표준시방서

6) 한국해양연구원(2003), 굴패각 혼입 특수콘크리트 개발

7) 高橋邦夫(1997), 석탄회 및 철강슬래그의 활용기술, 항기연 자료

8) 日本港灣協會(2007), 港灣の施設の技術上の基準·同解說

제 4 편

기 초

제1장 총 설

제2장 얕은 기초

제3장 깊은 기초

제4장 말뚝기초

제5장 기초의 침하

제6장 사면의 안정

제7장 지반개량공법

MINISTRY OF OCEANS AND 해 양 수 산 부

제 4 편 기 초

제 1 장 총 설

(1) 항만시설을 설계할 때는 구조물의 중요도와 기초지반의 토질조건을 충분히 고려하고 구조형식을 신중히 선정해야 한다.
(2) 기초지반이 연약한 점성토 지반의 경우는 기초의 안정과 침하를 검토하고 느슨한 모래지반의 경우는 지진 시 액상화 등의 영향을 검토한다.
(3) 기초구조의 안정에 지장이 있을 경우 필요에 따라 말뚝기초, 지반의 개량 등 대책공법을 채택해야 한다.

[해 설]

(1) 기초 지반이 불량할 때, 지반의 파괴가 우려되거나 구조물의 기능을 충분히 발휘할 수 없을 정도의 과대한 침하가 발생될 수 있다. 이러한 경우 구조물 중량에 의해 발생되는 지중응력을 감소시키던지 기초지반 자체를 개량 강화하여 안정성을 높게 해야 한다.
(2) 기초 지반의 지지력을 확보하는 방법
① 구조물 자체의 중량 감소
② 구조물 기초 저면적의 확대
③ 말뚝기초 등의 이용
④ 압성토(押盛土) 공법
(3) 지반개량공법(본편 제7장 참조)
(4) 기초의 안정에 대해서는 본편 제2장 얕은 기초, 본편 제3장 깊은 기초, 제6장 사면의 안정을 참조하고, 기초침하에 대해서는 본편 제5장 기초의 침하, 지진시의 액상화에 대하여는 제2편 제11장 지반의 액상화, 말뚝기초에 대해서는 본편 제4장 말뚝기초를 참조한다.
(5) 구조물의 중요도와 지지력의 안전율(해당 구조물편 참조)

제 2 장 얕은 기초

지표면에서부터 기초의 저면까지 깊이를 D(m), 기초의 최소 폭을 B(m)라고 했을 때 D/B < 1.0인 경우, 즉 기초의 근입 깊이가 기초의 최소 폭보다 작은 경우에 얕은 기초로 설계한다.

[해 설]

얕은 기초는 기초의 근입깊이 D와 기초의 최소 폭 B의 D/B의 비가 1.0 이하인 경우를 말하나 그 비가 3.0 - 4.0 이하인 경우에도 얕은 기초의 범주에 포함될 수 있다. 일반적으로 기초의 지지력은 기초 저면의 지지력과 측면저항을 합한 것이다. 기초 저면의 지지력이라 함은 기초 저면에 가해진 압력에 의하여 지반 내에 소성유동(塑性流動)이 일어나려고 할 때의 극한지지력이며, 기초의 측면저항은 기초의 측면과 흙 사이의 작용하는 마찰저항 또는 점착력 저항을 말한다. D/B < 1.0인 얕은 기초의 경우, 측면저항이 기초 저면의 지지력에 비해 작기 때문에 측면저항을 고려하지 않아도 된다.

2-1 사질토 지반

사질토지반에서 기초의 허용지지력은 식(2-1)과 같다.

$$q_a = \frac{1}{F}\left(\beta\gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q\right) + \gamma_2 D \qquad (2\text{-}1)$$

여기서, q_a : 허용지지력 (수중부분의 부력을 고려한 값) (kN/m^2)

B : 기초의 최소 폭 (原形基礎인 경우에는 직경) (m)

D : 기초의 근입깊이 (m)

γ_1 : 기초저면 아래 지반의 흙의 단위중량(수면이하인 부분은 수중단위중량) (kN/m^3)

γ_2 : 기초저면 위 지반의 흙의 단위중량(수면이하인 부분은 수중단위중량) (kN/m^3)

F : 안전율

N_r, N_q : 지지력계수 (참고 그림 (2-1) 참조)

β : 기초의 형상계수 (참고 표 (2-1) 참조)

[해 설]

기초지반에 전달되는 하중을 증가 시키면, 처음에는 하중에 비례하여 침하가 발생하지만 하중이 어느 한계에 도달하면, 침하는 급격히 진행하여 지반의 전단파괴가 발생한다. 이와 같이 지반의 전단파괴가 발생하는데 필요한 최소하중 강도를 지반의 극한지지력이라 한다. 기초의 허용지지력은 지지력공식으로 구한 극한지지력을 안전율로 나누어 산출한다.

[참 고]

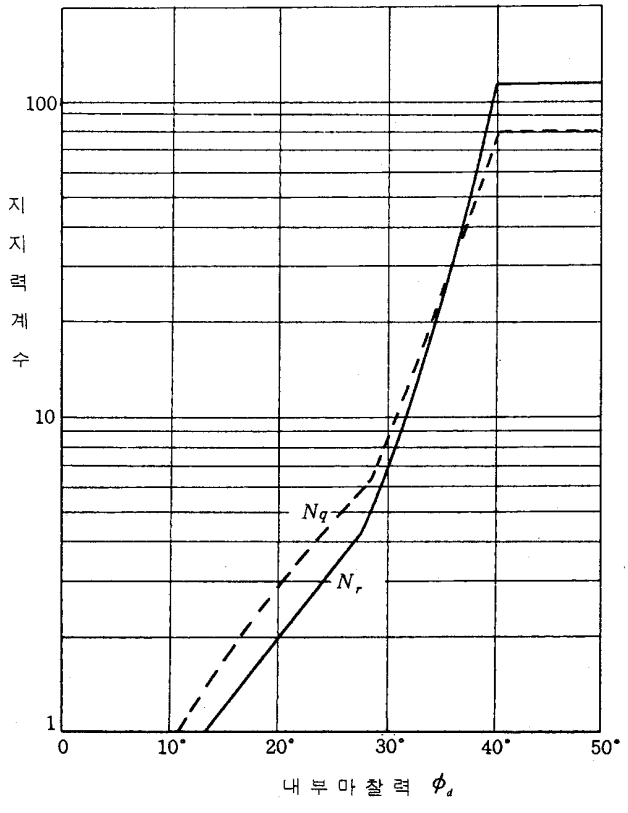
(1) 사질토 지반의 극한지지력(q_{ult})는 테르자기(Terzaghi)에 의하여 식 참고 (2-1)식과 같이 주어진다.

$$q_{ult} = \beta\gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q \qquad \text{참고 (2-1)}$$

참고 표 (2-1) 형상계수(形狀係數)

기초면의 형상	연 속 형	정 방 형	원 형	장 방 형
β	0.5	0.4	0.3	0.5-0.1(B/L)

(주) B : 직사각형의 단변 길이 (m)
L : 직사각형의 장변 길이 (m)



참고 그림 (2-1) 지지력 계수

식 참고 (2-1)에서 사용한 기호는 식(2-1)과 동일하다.

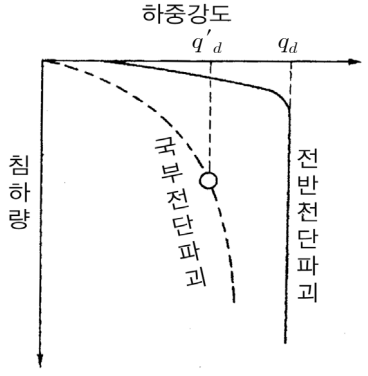
극한지지력 (q_{ult})는 기초의 자중 및 재하하중을 포함한 전 하중에서 부력을 뺀 하중강도에 대응하는 것이라야 한다. 이 하중강도는 기초저면에 유효응력으로서 작용하는 하중강도로 이것을 전하중강도라고 한다. 식(2-1)의 허용지지력 (q_a)는 기초저면에 가해지는 유효피복토(有效被覆土) 하중강도 ($\gamma_2 D$)항을 안전율 F와는 무관하게 별항으로 취급하였으며, 이것은 기초저면에 가해지던 전하중강도가 굴착전의 기초저면에 가해졌든 유효피복토의 하중강도보다 크지 않는 한 지반 내에 전단 파괴는 일어나지 않는다는 생각에 기인한다.

이 때 전하중강도에서 유효피복토 하중을 뺀 것을 순하중강도(net pressure)라고 한다.

이와 같은 경우의 극한지지력식은 식 참고 (2-1)를 변형해서 $q_{ult} - \gamma_2 D = \beta\gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D(N_q - 1)$ 과 같이 된다.

(2) 사질토 지반에서 기초의 허용지지력 산정식은 식(2-1)을 사용하며, 이때 안전율은 2.5이상 적용하는 것을 표준으로 한다.

(3) 사질토지반에 재하 했을 때 지반이 조밀한 상태이냐 느슨한 상태이냐에 따라 참고 그림 (2-2)와 같이 나타난다고 하였다. 조밀할 때는 미소한 침하가 일어나다가 급격히 파괴에 도달하며, 이와 같은 파괴를 전반전단파괴라 하고 느슨한 상태일 때는 침하가 지속적으로 일어나다가 파괴에 도달하며 이와 같은 파괴를 국부전단파괴라고 한다.(참고 그림 (2-2) 참조)



참고 그림 (2-2) 재하시험에서 하중강도와 침하량과의 관계

2-2 점성토 지반

점성토 지반에서 허용지지력은 비배수 전단강도가 깊이에 따라 직선적으로 증가하는 경우 식(2-2)에 의하여 산출된다.

$$q_a = N_{co}(1 + n\frac{B}{L})\frac{c_o}{F_s} + \gamma_2 D \qquad (2\text{-}2)$$

여기서, q_a : 허용지지력 (수중부분의 부력을 고려한 값) (kN/㎡)

N_{co} : 지지력 계수 (참고 그림 (2-3) 참조)

n : 기초의 형상계수

B : 기초의 최소 폭 (m)

L : 기초의 길이(m)

c_o : 기초 저면에서의 흙의 점착력 (kN/㎡)

γ_2 : 기초 저면보다 상부 지반의 단위중량(수면 아래 부분에서 수중단위중량) (kN/㎥)

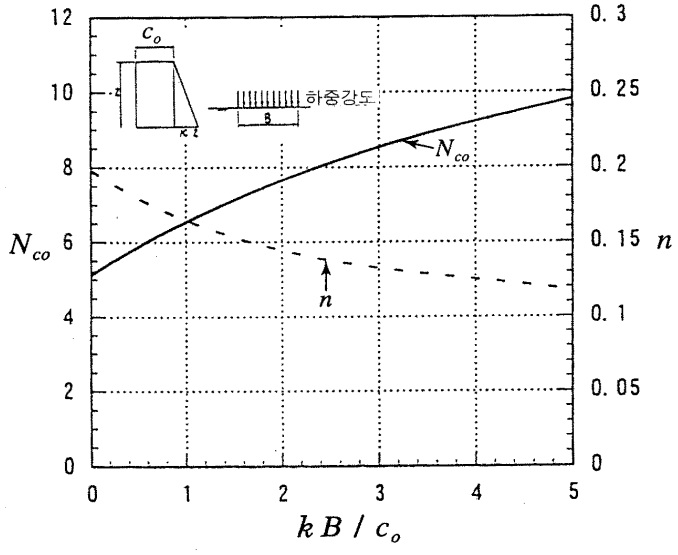
F_s : 안 전 율

D : 지표에서 기초 저면까지 깊이 (m)

[해 설]

항만지역의 점성토 지반은 깊이에 따라 전단강도가 증가하는 경우가 많으므로 점성토지반에 있어서 기초의 지지력은 지반내의 전단강도의 변화를 고려한 지지력 공식에 의해 산정한다.

[참 고]



참고 그림 (2-3) 깊이에 따라 강도가 증가하는 점성토 지반의 지지력 계수 N_{co}와 형상계수 n

일반적으로 항만지역의 점성토 지반은 비배수전단강도가 깊이에 따라 직선적으로 증가되는 경우가 많으며, 이러한 깊이방향의 강도증가를 고려한 점성토지반의 허용지지력은 식(2-2)로 산정한다. 식(2-2)의 지지력계수 N_{co}는 참고 그림 (2-3)에서 구한다. 참고 그림 (2-3)에 표시된 띠 모양 하중에 대한 지지력 계수 N_{co}는 Davis 등 (1973) Kötter식을 수치적으로 해석해서 구한 값이다.

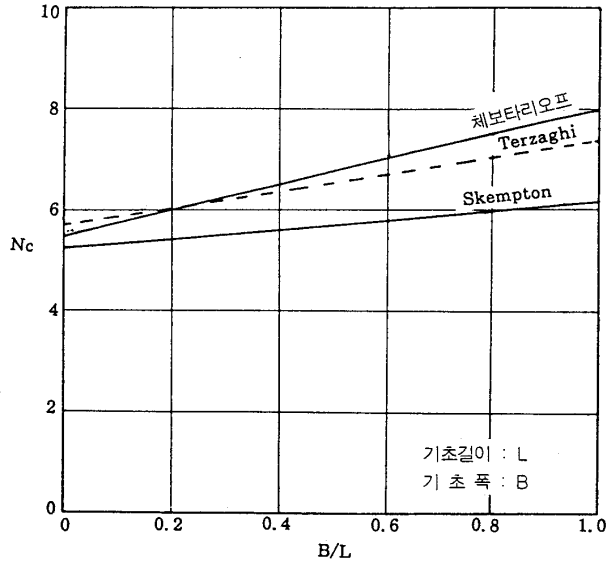
형상계수 n은 균일지반에서는 0.2이고 심도방향으로 강도가 증가하는 지반에 대해서는 참고 그림 (2-3)의 점선으로부터 구할 수 있다. 이 점선은 원호활동의 결과로부터 나타낸 값이다(中瀨明男, 1981). 원형기초의 경우는 정방형기초와 동일하게 산출한다.

지지력의 해석은 구조물의 기초에서 지반의 안정 및 침하, 변형특성을 검토하는 등의 방법이 있다. 종래에는 구조물하중의 지중 응력분산을 구하여 그 해당심도의 지반중의 지지력을 검토하는 방법을 사용하였으나, 사면안정 해석에 의해 전체의 안전율이 확보된 경우에는 이러한 검토는 안정의 관점에서는 필요성이 적으며, 구조물 하중에 의해 지반 내에 비교적 큰 침하가 발생될 가능성을 검토하는 관점에서는 간편한 방법으로서 의미가 있다. 연속기초의 허용지지력 계산은, 참고 그림 (2-3)의 지지력계수를 적용하여, 다음 식 참고 (2-2)를 사용하여 실용적으로 구할 수 있다.

$$q_a = \frac{1}{F}(1.018kB + 5.14c_o) + \gamma_2 D \quad (kB/c_o \leq 4) \qquad \text{참고 (2-2)}$$

여기서, k : 지반의 점착력 증가계수 (kN/㎥)

참고 그림 (2-3)에서 구하는 지지력계수는 점착력이 깊이에 대해 직선적으로 증가하는 경우에 대해서 원호활동면을 가정하여 구한 것이다. 점착력이 심도에 관계없이 일정하다고 가정했을 때, 지지력계수는 해석방법에 따라 차가 있을 것이며, 그 결과들을 비교한 것이 참고 그림 (2-4)와 같다.



참고 그림 (2-4) 점착력이 일정할 때 지지력계수

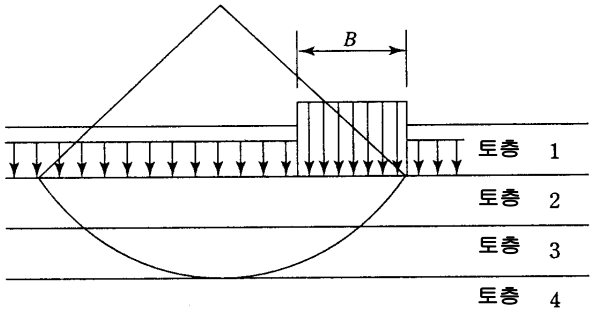
지지력에 관한 안전율은 1.5 이상을 표준으로 하고, 크레인 기초등과 같이 지반의 침하와 변형이 상부구조물의 기능을 현저히 손상시킬 가능성이 있을 경우에는 2.5 이상을 사용한다.

2-3 다층(多層) 지반의 지지력

기초지반이 다층구조인 경우의 지지력에 대한 안정 검토는 원호활동해석에 의하는 것을 표준으로 한다. 이 경우에 있어서 안전율은 지반의 특성 등에 따른 적절한 수치를 적용한다.

[참 고]

다층지반의 지지력은 원호활동해석을 통하여 산정하는 것을 표준으로 한다. 해석에서는 참고 그림 (2-5)와 같이 기초의 저면보다 위의 토피압을 상재하중으로 하고 기초의 단부(端部)를 통과하는 원호에 대해 간이 비숍법(Bishop)에 의한 원호활동해석으로 안전율을 산정한다. 안전율은 1.5 이상을 표준으로 하며, 크레인기초와 같이 침하가 구조물의 기능에 크게 영향을 주는 경우는 2.5 이상으로 하는 것이 바람직하다.



참고 그림 (2-5) 원호활동해석에 의한 다층지반의 지지력 산정

한편, 점성토의 층 두께 H가 기초의 최소 폭 B보다 훨씬 작은 H<0.5B인 경우에는 재하면과 점토저면의 사이에서 점성토가 밀려나오는 파괴가 발생하기 쉽다. 이러한 밀려나옴 파괴에 대한 지지력은 다음 식 참고 (2-3)으로 주어진다(山口柏樹, 1985).

$$q_a = (4.0 + 0.5B/H)\frac{c_u}{F} + \gamma_2 D \qquad \text{참고 (2-3)}$$

여기서, q_a : 허용지지력(수중 부분의 부력을 고려한 값) (kN/㎡)

B : 기초최소 폭 (m)

H : 점성토의 층 두께 (m)

c_u : 층 두께 H일 때 평균 비배수전단강도 (kN/㎡)

γ_2 : 기초저면 위 지반의 단위체적중량(수면 아래 부분은 수중 단위체적중량) (kN/㎥)

F : 안전율

D : 기초의 근입깊이(m)

2-4 편심・경사하중에 대한 지지력

중력식 구조물의 기초지반에 작용하는 편심・경사하중에 대한 지지력 검토는, 비숍(Bishop)법에 의한 식(2-4) 원호활동 해석법에 의하여 산정하는 것을 표준으로 한다. 단, 같은 설계조건에 대해서 확실한 지지력 계산의 실적이 확인되어 있는 산정법에 대해서는 그에 따를 수 있다. 안전율은 구조물의 특성에 따른 적절한 수치로 하며, 지반의 강도 정수, 외력 및 하중의 작용형태 등에 대하여 시설의 구조특성 등을 감안하여 적절히 설정하여야 한다.

$$F_s = \frac{1}{\Sigma W \sin\alpha + (\frac{1}{R})\Sigma Ha} \Sigma \frac{(cb + W'\tan\phi)\sec\alpha}{1 + (\tan\alpha\tan\phi)/F_s} \tag{2-4}$$

여기서,

F_s : 비숍법에 의한 원호활동에 따른 안전율

W : 단위길이 당 절편의 전체 중량 (kN/m)

α : 절편 저면이 수평면과 이루는 각도 (°)

R : 원호 활동원의 반지름 (m)

H : 원호 활동원 내의 토괴에 작용하는 수평외력 (kN/m)

a : 수평외력 의 작용점에서 원호 활동의 중심까지의 거리 (m)

c : 점성토 지반에서는 비배수 전단강도, 사질토 지반에서는 배수 조건하에서 겉보기 점착력 (kN/m^2)

b : 절편의 폭 (m)

W': 단위 길이당 절편의 유효중량(흙의 중량과 재하 하중의 합, 수면 아래 부분은 수중 단위 중량) (kN/m)

ϕ : 점성토 지반에서는 무시하고 사질토 지반에는 배수 조건하의 내부 마찰각 (°)

[해 설]

지지력의 검토방법

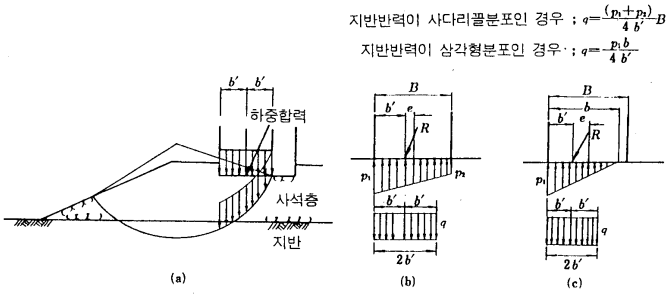
중력식 안벽 및 중력식 방파제에는 자중, 토압, 지진력 및 파력 등의 외력이 작용하고, 이들의 합력은 보통 편심 또한 경사로 작용되어 진다. 이 때문에 기초 지지력의 검토에 있어서는, 편심경사 하중에 대한 지지력을 검토하지 않으면 안 된다. 이 경우 보통 중력식 구조물은 기초지반 위에 사석 마운드가 있는 이층구조로 되어 있으며, 검토방법은 이 특성을 충분히 반영하는 것이 필요하다.

종래에는 각종 지지력 산정법을 조합해서 검토하는 방법이 채용되어 왔다. 그러나 실내모형실험, 현장실험과 기존의 방파제 및 계선안(繫船岸)의 안정성을 종합적으로 해석한 결과에 의하면, 비숍법에 의한 원호활동 계산이 실제 현상을 잘 재현할 수 있는 것으로 확인되었기에 여기서는 간이 비숍법을 표준으로 하였다(小林正樹, 1987).

[참 고]

(1) 비숍법에 의한 원호활동 계산

비숍법은 절편분할법에 의한 원호활동 계산법의 하나이고, 보통 원호활동 계산에서 무시되고 있는 분할편 사이의 절편력을 고려하고 있는 것이다. 이 방법은 보통 원호활동 계산법에 비교하면 정도가 높다. 단 수평인 모래지반에 연직하중이 작용하는 경우에는, 비숍법에 의한 안전율은 과대하게 된다. 이런 점을 고려하여 편심·경사하중이 작용하는 경우에는 비숍법을 적용하는 것을 표준으로 한다. 여기서 편심·경사하중이란 하중경사율이 0.1 이상의 것을 말한다. 활동의 시점은 참고 그림 (2-6)(a)와 같이 하중의 합력점에 대해서 가까운 쪽 기초의 끝단과 대칭의 점으로 가정한다.



참고 그림 (2-6) 비숍법에 의한 지지력 해석

이 경우 벽체 저면에 작용하는 연직하중은 참고 그림 (2-6)(b), (c)와 같이 벽체 저면의 앞과 활동면의 시점 사이에 작용하는 등분포하중으로 환산한다. 수평력은 벽체 저면에 작용시킨다. 단, 지진 시의 계산에 있어서 마운드 및 지반에는 지진력은 작용하지 않는 것으로 한다. 안전율은, 보통 원호활동 계산과 같이 전단저항력에 의한 저항모멘트와 외력 및 흙의 중량에 의한 활동모멘트의 비로 나타낸다.(본편 6-2-1 원호활동면에 의한 안정해석 [참고](2)를 참조)

(2) 안전율

보통의 흙구조물에서 설계에 이용되는 안전율은 1.0보다 큰 값을 사용한다. 그러나 기존의 방파제와 안벽의 무사고 및 사고 예를 수집해서 해석한 결과에 의하면, 파압 시의 방파제 및 지진 시의 안벽, 어느 것도 비숍법에 의한 안전율이 1.0보다 크게 되면, 마운드 및 지반의 안정은 충분히 확보되는 것으로 확인되었다. 편심경사하중에 대한 비숍법 원호 활동계산에 의한 지지력 평가 방법은 정적인 시험에 의해 그 타당성이 확인되었지만, 동적인 하중이 가해지는 파압 시나 지진 시의 경우에 대해서는 여유 있는 안전율의 산정이 필요하다고 할 수 있다. 이와 같은 이유로 파압 시 및 지진 시에 대해서는 안전율의 표준치는 1.0 이상으로 한다. 그러나 현장실험의 결과에 의하면 편심경사하중이 장기간 가해지는 경우, 시간이 경과함에 따라 기초의 변형이 현저히 증가하는 현상을 보여 장기간 하중이 재하될 시 지반 변위가 크게 발생되는 것이 예상된다. 이와 같은 변위의 증가를 피하기 위해서 장기하중이 작용하는 안벽은 평상시에 안전율 1.2 이상을 표준으로 하고 있다(참고 표 (2-2) 참조).

방파제는 지진 시 사고 예가 적고 또한 피해의 정도도 적다. 그 이유는 항의 내측과 외측에서 방파제에 작용하는 지진력이 동일하게 발생되는 경우가 많으며, 더구나 하중이 단기간에만 작용하기 때문에 큰 변위가 발생하지 않는 것으로 밝혀졌다. 따라서 보통 방파제에서는 지진 시의 지지력 검토를 하지 않아도 좋다. 다만, 지진 시에 안정이 큰 문제가 되는 방파제에 대해서는 동적 해석에 의한 상세한 검토가 바람직하다.

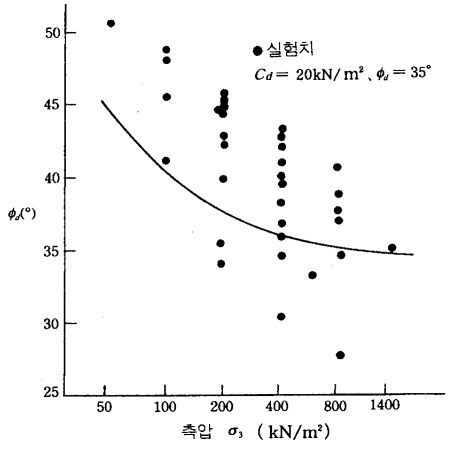
참고 표 (2-2) 편심경사하중의 지지력에 대한 안전율(비숍법)

구 분	안벽 등	방파제
평 상 시	1.2 이상	1.2 이상
지 진 시	1.0 이상	1.0 이상
파 압 시	—	1.0 이상

(3) 마운드재 및 기초지반의 강도정수

편심·경사하중을 받는 지지력의 모형실험 및 현장실험의 결과에 의하면, 삼축압축시험에서 구한 강도정수를 사용하여, 비숍법에 따른 원호활동해석을 하면 정도 높은 결과를 얻을 수 있다.

또한, 쇄석의 대형 삼축시험에서 입경이 큰 입상체의 강도정수는 균등계수가 같은 유사입도의 재료로부터 구한 강도정수와 대체적으로 같은 것이 확인되고 있다. 따라서 사석의 강도정수를 정확히 추정하기 위해서는 유사입도의 시료를 이용한 삼축시험을 실시하는 것이 바람직하지만, 강도시험을 하지 않을 경우에는 일반적으로 쓰이고 있는 사석의 표준적인 강도정수로서 C_d=20kN/㎡, ϕ_d =35°의 값이 사용된다. 실제의 사석에 있어서는 석재의 품질이나 현장 사석밀도에 따라서 강도에 차이가 발생하는 것이 예상된다.



참고 그림 (2-7) 겉보기 점착력을 고려한 경우의 ϕ_d와 σ_3의 관계

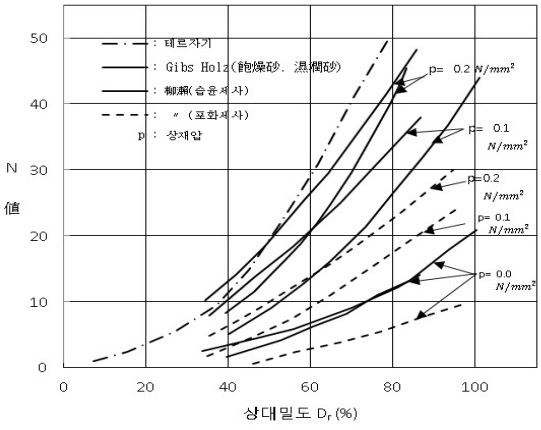
그러나 사석의 강도정수의 값은 현장에서 보통 쓰이고 있는 사석의 표준 값이므로, 특히 품질에 문제가 있는 석재에 대하여 강도정수를 선정할 때에는 주의가 필요하다. 그리고 여기서 표준치는 쇄석의 대형삼축시험 결과에서 약간 안전측으로 구한 값이고, 기존 방파제 및 안벽의 해석결과로 보아도 타당한 값이다. 이 경우의 강도정수로서 점착력 C_d=20kN/㎡가 고려된 것은, 쇄석의 역학시험결과에 의하면 석재의 강도는 참고 그림 (2-7)에서 삼축시험의 구속압측압에 따라 변화하여 구속압이 크게 되면 입자파쇄가 발생하고 강도가 감소하는 경향이 명확하게 나타나기 때문이다.

이 그림은 각종 쇄석에 관한 실험결과를 종합한 것이지만, 그림 중에 실선으로 표시되어 있는 값은 겉보기의 점착력 C_d=20kN/㎡, ϕ_d=35°로 한 값이다. 이 그림에서 나타난 것과 같이 겉보기의 점착력을 고려함에 따라 ϕ_d의 구속압 의존성을 반영할 수가 있다.

또한 기초지반의 강도정수 설정에 있어서도 삼축압축시험(점성토의 경우에는 일축압축시험)의 결과를 적용하는 것이 바람직하다.

그러나 모래지반에 있어서는 흐트러지지 않은 시료에 대한 삼축압축시험의 실시가 불가능한 경우가 있으므로 표준관입시험에 의한 N치에서 강도정수 ϕ_d를 추정할 때가 많다. N치와 ϕ_d의 사이에는 여러 가지 제안이 있으나 보통 쓰는 제안식에서 ϕ_d를 추정하면 삼축시험의 결과와 비교해서 ϕ_d를 과소평가하는 경향이 있다.

그 원인은 N치가 유효상재압의 영향을 받아 참고 그림 (2-8)에 나타나는 것과 같이 모래지반에서도 심도에 따라서 N치가 변화하고, 심도가 낮으면 N치가 적게 되기 때문이다. 따라서 심도가 얕은 경우에는 종래의 제안식을 쓰면 ϕ_d를 과소평가하는 경향이 있다.



참고 그림 (2-8) 유효상재압을 고려한 N치와 상대밀도의 각종 관계

편심·경사하중을 받는 기초의 경우에는 활동면의 깊이가 얕은 경우가 많고, 기초지반 표면부근의 강도에 문제가 되므로 종래의 N치와 ϕ_d의 값의 관계에 대해서 유효상재압에 따른 보정을 할 필요가 있다. 심도에 따른 유효상재압의 변화를 고려한 N치의 보정방법으로는 Peck 등(1974)이 제안한 식 참고 (2-4)가 있으며 이로부터 ϕ_d를 추정할 수 있다.

기초지반이 사질토인 지반인 경우 편심하중의 지지력이 평상시가 아닌 지진 시 등의 동적외력에 대하여 설계상 문제가 되는 것을 고려하여 기초지반의 ø에 대하여서는 다음 값이 표준치로서 이용되고 있다.

N치가 10 미만인 사질토지반 ϕ_d=40°
N치가 10 이상인 사질토지반 ϕ_d=45°

지반이 점성토의 경우에는 제2편 9-3-3 전단특성에서 기술한 것과 같이 강도를 설정한다.

$$N_{cor} = 0.77N \log\left(\frac{20}{0.0103\sigma'}\right) \qquad \text{참고 (2-4)}$$

여기서,

N_{cor} : 보정치
N : 측정치
σ' : 유효상재압(kN/㎡)

(4) 종래의 지지력 산정식의 적용

종래는 각종의 지지력 산정법을 조합해서 지지력을 검토하는 것이 일반적이었다. 이제까지 많이 사용되어진 것은 하중분산법과 원호활동계산에 의한 방법의 조합이었다.

상기 조합의 경우도 사석 및 기초지반의 강도정수를 조정함에 따라 구조물의 거동을 재현하는 방법이므로 이제까지 실적이 없는 것을 구조물에 적용하는 것은 부적당하다. 따라서 이제까지 충분히 지지력에 관한 실적이 있는 설계조건에 대해서만 종래의 방법을 적용할 수가 있다.

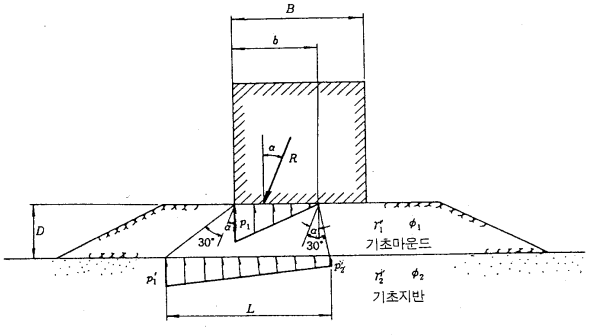
① 하중분산법

이 방법에서 비탈 어깨 폭의 영향을 고려하지 않는 검토방법이지만, 종래부터 두 개 층으로 된 지반지지력의 검토방법으로서 가장 빈번히 사용되어 왔으며, 적절한 비탈 어깨 폭을 갖는 마운드의 예로서 제체 폭이 약 20m 정도의 범위에서 많이 적용하였던 방법이다. 다만, 제체 폭이 10m 보다도 작은 경우에는 위험 측의 결과를 갖는다.

이 검토방법은 2단계로 성립된다. 제1단계는 사석 마운드 윗면에서의 검토로 먼저 제5편 1-4-6 완성후의 외력에 서술된 방법에 의해 사석 마운드 윗면에서의 기초저면 반력분포를 구한다. 이 분포의 최대응력도 p_1(최대접지압이라 한다. kN/㎡)과 허용지반지지력 q_{ta}(kN/㎡)을 비교하고, $p_1 \leq q_{ta}$이면 좋다. 보통 허용지반지지력 q_{ta}로서 400～500(kN/㎡)의 일정한 값이 쓰여 지는 예가 많다.

제2단계로서 기초지반의 지지력 검토를 한다. 먼저, 기초지반 윗면에서의 하중분포를 얻기 위해서는 제1단계에서 구한 기초저면의 반력을 분포시킨다. 이 방법은 참고 그림 (2-9)와 같이 분산각도는 30°를 취한다. 이 경우 기초지반 윗면의 하중분포는 사다리꼴이 되며, 그 최대응력도 p_1(kN/㎡)은 식 참고 (2-5)에 의해 구하여진다.

$$p_1' = \frac{b}{L}\, p_1 + \gamma_1\, D \qquad \text{참고 (2-5)}$$



참고 그림 (2-9) 하중분포

여기서,

R : 하중의 합력(kN/m)

α : R의 경사각(°)

e : R의 편심량(m)

γ_1' : 사석의 수중단위중량(kN/㎥)

D : 사석 마운드의 두께(m)

B : 사석 마운드 윗면의 제체 폭(m)

b : 사석 마운드 윗면에서의 저면반력분포 폭(m)

삼각형 분포 : $b = 3\,(B/2\text{-}e)$

사다리꼴 분포 : $b = B$

L : 기초지반 윗면 하중분포 폭(m)

$$L = b + D[\tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha)]$$

기초지반이 사질토인 경우에는 이 p_1'와 본편 2-1 사질토 지반에서 식(2-1)의 qa를 비교해서 $p_1' \leq qa$가 되면 좋다. 식(2-1)로 q_a를 계산할 때 제체 폭 B로서 L을 쓰고, 어깨 폭이 충분히 큰 경우에는 기초의 근입깊이로 마운드 두께 D를 사용하며 그 외의 경우는 근입의 효과는 무시한다.

또한, 기초지반의 내부마찰각 ϕ_2는 보통 토압계산에서 쓰이는 값과 같은 값을 쓴다.

기초지반이 점성토인 경우에는, 식(2-1) 대신에 본편 2-2 점성토 지반에서의 식(2-2)를 써서 같은 방법으로 검토한다.

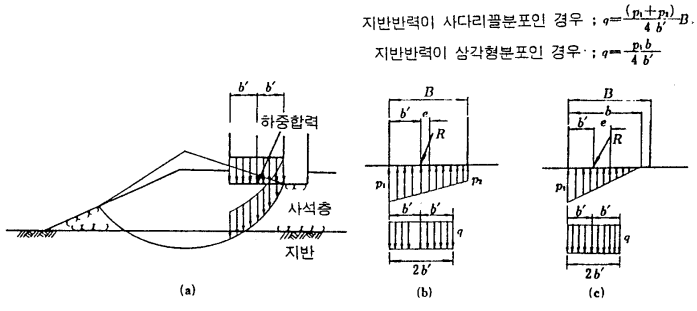
이상의 제1단계와 제2단계는 양자를 동시에 만족시켜야 된다. 그리고 제체 폭이 큰 방파제의 경우, 케이슨 저면의 단부 허용지지력 q_{ta}로서 600 kN/㎡ 가 쓰인 예도 있다.

② 원호활동계산에 의한 방법

이 방법은 참고 그림 (2-10)(a)의 원호활동면을 가정하고 절편분할법에 의해서 원호활동 계산을 한 것이다. 활동면의 시점은 비숍법과 같이 하중의 합력점에 대해서 가까운 쪽의 기초 끝과 대칭되는 점으로 가정한다. 이 경우, 벽체 저면에 작용하는 연직하중은 참고 그림 (2-10)(b), (c)와 같이 벽체 저면의 전면과 활동면 시점의 사이에 작용하는 등분포하중으로 환산한다. 그 하중은 지반 내에 연직으로 활동면까지 전달된다고 생각한다. 수평력은 벽체 저면에 작용시킨다. 또한, 이 원호활동면의 시점을 상기와 같이 가정한 경우에는 다른 어느 곳을 시점으로 하는 원호활동면보다도 최소의 안전율을 나타내는 것이 확인되고 있다. 지반의 내부마찰각은 일반적으로 보통 토압계산에 쓰이는 내부마찰각보다 5° 큰 값을 쓴다.

안전율은 보통 원호활동 계산과 같이 전단저항력에 의한 저항모멘트와 외력 및 토괴중량에 의한 활동모멘트의 비로 표시된다.

안전율은 평상시, 이상시 모두 1.0 이상이면 된다.



참고 그림 (2-10) 원호활동 계산에 의한 방법에 있어서 활동면상의 하중분포

(5) 침하량에 대해서

안벽과 방파제에서는 침하량에 대해 생각하는 방법이 다르다. 안벽에서는 그 위에 침하가 일어나서는 안 되는 크레인 등의 구조물이 설치되는 일도 있으며, 지진시의 외력에 의한 침하량은 되도록 작게 할 필요가 있다. 방파제에서는 약간의 침하는 기능상 문제가 되지 않는다. 그러나 현실에서는 반복되는 하중에 의해 잔류변위가 뒤따르는 것으로 생각되며, 이때의 잔류변위가 누적됨에 따라 큰 부등침하로 이어지는 위험이 있다. 이 때문에 제체의 손상도 생각된다. 이상과 같이 대형의 안벽 및 방파제 등의 구조물에서는 필요에 따라서 침하에 대한 검토를 할 필요가 있다.

기초지반이 모래층만으로 된 경우에는 즉시침하가 문제되지만, 이런 종류의 침하는 대부분이 시공 중에 일어나고, 기초지반이 점성토인 경우에는 완성 후에도 압밀에 의해 서서히 침하가 진행된다. 어느 경우라도 구조물이 대형이 되면 이들 침하가 크게 되고, 구조물로서의 기능이 손상된다. 특히 침하와 함께 구조물의 경사가 과대하게 될 경우에는 결국 그 기능을 상실하게 된다. 즉시침하에 의한 구조물의 경사량은 지반의 스프링 계수를 가정하거나 지반을 탄성체로 가정하여 검토하는 방법이 있고, 압밀침하에 의한 구조물의 경사량은 압밀이론에 근거한 계산방법으로 검토하여야 한다. 또한, 상세한 해석을 할 경우에는 유한요소법에 의한 수치해석을 하는 것이 좋다.

[참고문헌]

1) Davis, E.H. and Booker(1973), “The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays”, Geotechnique, Vol.23 No.4,
2) Peck, R.B., Hanson, W.E., and Thornburn, T.H.(1974), “Foundation Engineering”, Wiley and Sons. p. 514.
3) 中瀨明男(1981), Bearing capacity of rectangular footings on clay of strength increasing linearly with depth, soil and Foundations, Vol.21 No.4, pp101～108,
4) 山口柏樹(1985), 土質力學(全改訂) 제 9장 支持力, 技報堂出版, pp.273～274
5) 小林正樹, 寺師昌明, 高橋邦夫, 中島謙二邦(1987), 捨石마운드 技術力의 새로운 計算法, 港灣技術研究所報告 Vol.26 No.2,

제 3 장 깊은 기초

기초의 근입 깊이 D(m)가 기초의 최소 폭 B(m)보다 클 때는 깊은 기초로서 설계한다.
깊은 기초의 저면 지지력은 지반특성, 구조물의 특성에 따라 적절한 방법으로 산정하는 것으로 한다.

[해 설]

깊은 기초는 무거운 상부구조물에 의한 하중을 상부의 약한 지층을 통과하여 아래의 견고한 층에 전달함으로써 상부구조물을 안전하게 지지하는 것으로, 기초의 근입깊이 D와 기초의 최소 폭 B의 비인 D/B가 4~5 이상인 경우를 말하나, 본 장에서 깊은 기초라 함은 말뚝기초를 제외한 우물통기초(well foundation), 뉴매틱케이슨기초(pneumatic caisson foundation), 연속 지중벽 등을 말하는 것이다. 깊은 기초에 전달되는 연직력은 기초측면의 마찰저항과 기초저면의 연직지지력에 의하여 지지되며, 수평력에 대한 안정은 지반의 수동저항에 의하여 지지되는 것으로 한다.

말뚝기초에 대해서는 제4장을 참조하고, 본 장의 깊은 기초를 말뚝기초와 구별하는 방법으로는 Y.L.Chang의 방법(본편 4-2 말뚝의 횡방향 허용지지력추정 참조)에 의한 계산으로 βL값(L: 말뚝의 근입길이)이 1 이하인지 여부를 판단하는 방법 등이 있다.

[참 고]

케이슨 기초는 도로교 표준시방서(2013) 하부구조편을 참조한다.

3-1 연직지지력

깊은 기초의 연직 허용 지지력은 구조형식, 시공방법, 지반조건 등을 고려하여 적절하게 정한다.

[해 설]

깊은 기초의 허용연직지지력은 식 해설 (3-1)에 의해 산출한다.

$$q_a = q_{al} + \triangle q_a \qquad \text{해설 (3-1)}$$

여기서,

q_a : 깊은 기초의 허용연직지지력 (kN/㎡)

q_{a1} : 기초저면의 허용지지력 (kN/㎡)

$\triangle q_a$: 기초측면의 마찰저항에 의한 허용지지력 증가분 (kN/㎡)

[참 고]

(1) 사질토지반에 있어서 기초 측면의 마찰저항에 의한 허용지지력 증가분은 식 참고 (3-1)에 의해 산정된다.

$$\triangle q_a = \frac{1}{F}(1+\frac{B}{L})(\frac{D^2}{B})K_A\gamma_2\mu \qquad \text{참고 (3-1)}$$

여기서,

F : 안전율 (q_{a1}에 사용하는 것과 같다.)

K_A : 주동토압계수 (δ = 0°)

γ_2 : 기초 저면위의 흙의 단위중량 (수면 아래에서는 수중단위중량, kN/㎥)

D : 기초의 근입깊이(m)

μ : 기초측면과 모래와의 마찰계수 $\mu = \tan(2/3\ \phi)$

B : 기초의 폭(m)

L : 기초의 길이(m)

(2) 사질토지반의 깊은 기초에 있어서 지표면으로부터 Z 깊이의 측면마찰강도 f 는 식 참고 (3-2)식에서 주어진다.

$$f = \gamma\ Z\ K_A \cdot \mu \qquad \text{참고 (3-2)}$$

근입깊이 D 에 대한 평균의 측면마찰강도 $\overline{f}$ 는 일반적으로 식 참고 (3-3)과 같다.

$$\overline{f} = \frac{1}{D}\int_0^D \gamma \cdot Z \cdot K_A \cdot \mu\, dz = \frac{1}{2}K_A \cdot \gamma \cdot D \cdot \mu \qquad \text{참고 (3-3)}$$

식 해설 (3-1)의 $\triangle q_a$는 기초측면과 사질토의 전체접촉면적과 평균측면마찰강도($\overline{f}$)로 구해진 전체면적의 마찰저항을 기초의 저면적으로 나눈 것이다. 기초측면과 사질토사이의 마찰각은 흙의 내부마찰각 ϕ보다 작고, 콘크리트와 사질토일 때 $\frac{2}{3}\phi$로 가정할 수가 있다.

(3) 점성토 지반에 있어 깊은 기초일 때 지하수면 위 부분의 흙은 여름철에 건조 수축할 가능성이 있으므로 유효한 접촉면이 되지 않는다. 따라서 식 참고 (3-4)의 평균점착력 $\overline{C_a}$는 이 유효한 접촉부분에 있어서의 평균점착력이 된다. 점성토 지반에 있어서 기초측면의 점착저항에 의한 허용지지력의 증가분은 식 참고 (3-4)에 의해 산정한다.

$$\triangle q_a = \frac{2}{F}(1+\frac{B}{L})\ \frac{D_c}{B}\overline{C_a} \qquad \text{참고 (3-4)}$$

여기서,

$\overline{C_a}$: 평균점착력 (근입부분에 있어서의 평균치) (kN/m^2)

D_c : 기초의 근입깊이 (지하수위 하부만 고려한다) (m)

(4) 안전율

식 참고 (3-1), 식 참고 (3-4)로 설계하는 경우의 안전율은 중요한 구조물은 2.5 이상, 기타 구조물은 1.5 이상을 표준으로 한다.

참고 표 (3-1) 평균 점착력

측면 지반의 종류	q_u (kN/㎡)	$\overline{C_a}$ (kN/㎡)
연약한 점성토	25～50	-
중간 점성토	50～100	6～12
단단한 점성토	100～200	12～25
아주 견경한 점성토	200～400	25～30
고결된 점성토	400 이상	30 이상

(주) 연약한 점성토는 측면저항을 고려치 않음

(5) 깊은 기초 저면의 허용지지력은 식(2-1)과 식(2-2)로 구할 수 있다. 이 식 중의 지지력계수 N_{co}를 스켄프톤(Skempton, 1951)은 점착력이 일정한 점성토 지반일 때 참고 표 (3-1)과 같이 제안하고, 또한 다음과 같은 실용식을 제시하였다.

① 지표면 재하일 때 (D = 0)

N_{co} = 5.14 : 연속기초

N_{co} = 6.2 : 정사각형 및 원형기초

여기서, N_{co} : 지표면재하의 경우 지지력계수

② D/B < 2.5

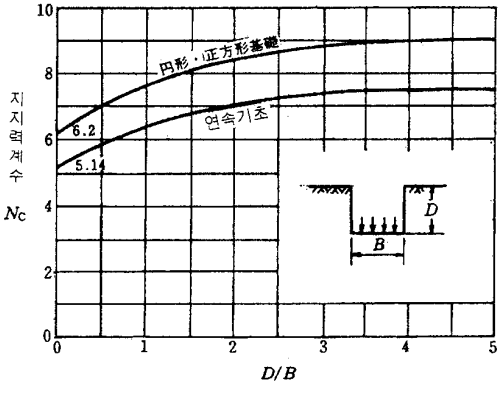
N_{CD} = (1 + 0.2 D/B) N_{CO}

③ D/B > 2.5

N_{CD} = 1.5 N_{CO}

④ 직사각형 기초

$N_{C(직사각형)}$ = (1+0.2 B/L) $N_{C(연속)}$



참고 그림 (3-1) 스켄프톤(Skempton)의 지지력계수

(6) 메이어호프(Meyerhof)의 제안

메이어호프(Meyerhof)는 근입되어 있는 연속기초의 허용지지력을 식 참고 (3-5)로 표현하였다.

$$a_a(\text{연속}) = \frac{1}{F} c_o N_{cq} + \gamma_2 D \qquad \text{참고 (3-5)}$$

여기서, c_o : 점성토 지반의 전단강도

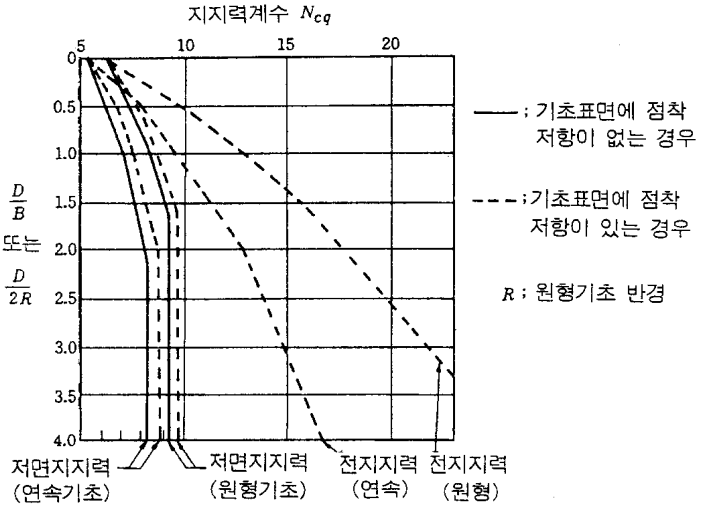
N_{cq}의 값을 참고 그림 (3-2)와 같이 제시하였으며, 측면의 점착저항을 포함한 값도 표시하고 있다.

메이어호프(Meyerhof, 1951)는 연속기초 이외의 기초에 대하여 다음과 같이 제안하였다.

N_{cq}(직사각형) = (1 + 0.15 B/L) N_{cq}(연속)

N_{cq}(원형) = 5.7

단, 정사각형 기초는 원형기초와 같다고 간주한다.



참고 그림 (3-2) 메이어호프(Meyerhof)의 지지력계수

(7) 기초가 압밀이 생기는 지반을 뚫고 지지층에 이를 때는 기초에 작용하는 부의 주면마찰에 대해 검토해야 한다. 이때의 검토방법은 말뚝기초일 때와 같다.

3-2 수평지지력

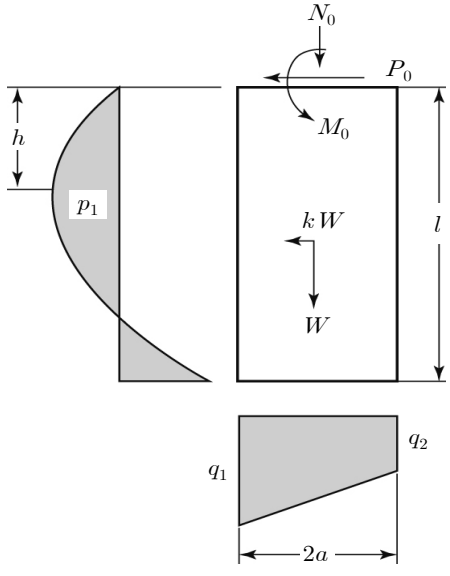
깊은 기초의 수평지지력은 지반조건, 구조특성, 시공방법 등을 고려하여 적절하게 정한다.

[해 설]

깊은 기초의 수평지지력은 측면의 수평방향 지반반력과 기초 저면의 연직방향 지반반력에 의해 결정된다.

[참 고]

(1) 깊은 기초의 수평지지력은 저판의 연직합력이 핵 내에 있을 때, 참고 그림 (3-3)과 같이 수평 및 연직방향의 지반반력분포를 가정한 다음 최대 수평지반반력 p_1 및 최대 연직지반반력 q_1이 각각의 위치에서 수동토압과 극한지지력에 대하여 충분한 안전율을 확보한다.



참고 그림 (3-3) 연직합력이 핵 내에 있을 때

(2) 지반반력분포

깊은 기초에 수평력이 작용할 때의 지반반력분포는 기초가 강성체로서 회전운동을 할 때, 변위 y와 수평지반반력 p사이에 식 참고 (3-6)의 관계가 있으며 참고 그림 (3-3)에 표시된 것과 같이 전면 및 배면의 지반에 대해서는 지표면을 0으로 한 2차 포물선으로 가정한다.

$$p = K X y \qquad \text{참고 (3-6)}$$

여기서,

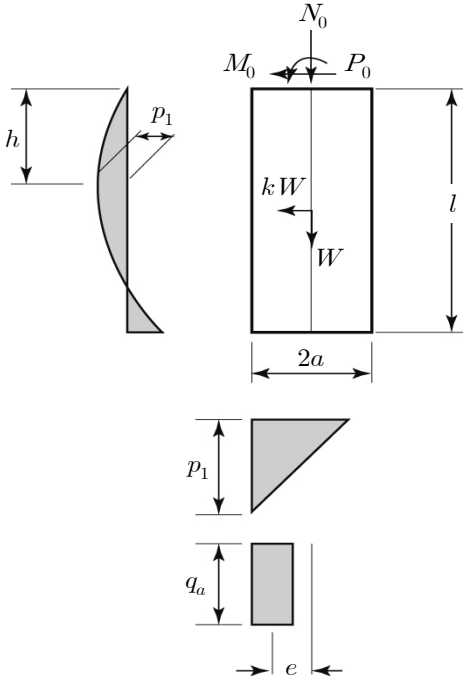
p : 수평지반반력 (kN/m^2)

K : 지반반력계수의 깊이 방향 증가율 (kN/m^4)

X : 깊이 (m)

y : 깊이 x에 있어서의 수평변위 (m)

한편, 연직방향의 지반반력분포는 직선적으로 분포하는 것으로 가정하였으므로 저판에 작용하는 합력이 핵 내에 있을 때에는 참고 그림 (3-3)의 표시와 같이 사다리꼴 분포가 된다. 그러나 저판에 작용하는 합력이 핵 외에 있을 때는 저판과 지반사이에 인장저항이 없음을 고려하여 참고 그림 (3-4)와 같이 직사각형분포로 가정한다. 직사각형분포는 삼각형분포와 동일한 모멘트가 발휘되는 개념을 사용하여 구하게 된다. 상기 방법으로 설계할 때의 안전율은 중요한 구조물에서 1.5 이상, 기타의 구조물에서는 1.1 이상으로 한다.



참고 그림 (3-4) 연직합력이 핵 외에 있을 때

(3) 저면에서 연직합력이 핵 내에 있을 때 이때의 조건은 식 참고 (3-7)이다.

$$\frac{N_0 + w_1 l}{A} \geq \frac{3aK'(kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)}{b(l^3 + 24\alpha K' a^3)} \qquad \text{참고 (3-7)}$$

이때의 최대수평지반반력 p_1(kN/㎡) 및 최대연직지반반력 q_1(kN/㎡)은 각기 식 참고 (3-8), 식 참고 (3-9)식이 된다.

$$p_1 = \frac{3[kw_1 l^4 + 3P_0 l^3 + 4M_0 l^2 + 8\alpha K' a^3(kw_1 l + P_0)]^2}{4b\, l^3 (l^3 + 24\alpha K' a^3)(kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)} \qquad \text{참고 (3-8)}$$

$$q_1 = \frac{N_0 + \omega_1 l}{A} + \frac{3ak'(kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0}{b(l^3 + 24\alpha K' a^3)} \qquad \text{참고 (3-9)}$$

깊은 기초의 수평지지력을 구할 때는 식 참고 (3-8) 및 식 참고 (3-9)로 계산된 p_1 및 q_1이 각기 식 참고 (3-10), 식 참고 (3-11)을 만족하여야 한다.

$$p_1 \leq \frac{1}{F} p_p \qquad \text{참고 (3-10)}$$

$$q_1 \leq q_a \qquad \text{참고 (3-11)}$$

여기서,

l : 근입 깊이 (m)
2b : 최대 폭 (수평력에 직각방향) (m)
2a : 최대 길이 (m)
A : 저면적 (m^2)
P_0 : 지표면 위의 구조물에 작용하는 수평력 (kN)
M_0 : P_o에 의한 지표면에 있어서의 모멘트 (kN-m)
N_0 : 지표면 위치에 작용하는 연직력 (kN)
k : 수평진도
K1 : 연직방향 지반반력계수의 증가율 (kN/m^4)
K2 : 수평방향 지반반력계수의 증가율 (식 참고 (3-6) 참조) (kN/m^4)
K′ : K2 / K1
ω1 : 단위깊이당 기초의 자중 (kN/m)
α : 저면형상에 의하여 정해지는 정수
직사각형일 때 α = 1
원형일 때 α = 0.588
p_p : 깊이 h에 있어서의 수동토압 (kN/m^2)

단, h(m)는 식 해설 (3-10)에서 주어진다.

$$h = \frac{kw_1 l^4 + 3P_0 l^3 + 4M_0 l^2 + 8\alpha K' a^3 (kw_1 l + P_0)}{2l(kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)} \qquad \text{참고 (3-12)}$$

여기서,

q_a : 기초 저면 위치의 연직지지력 (kN/m^2) (식(3-1) 참조)
F : 수평지지력의 안전율

(4) 저면에서 연직합력이 핵 외에 있을 때

참고 그림 (3-4)와 같이 연직방향 지반반력분포를 강도 q_a가 되는 직사각형분포로 가정할 때 전면지반에 있어서의 최대지반반력 p_1(kN/m^2)은 식 참고 (3-13)과 같다.

$$p_1 = \frac{3(kw\ l + 4M_0 - 4N_0 e - 4We + 3P_0 l)^2}{4b l^2 (kWl + 6M_0 - 6N_0 e - 6We + 4P_0 l)} \qquad \text{참고 (3-13)}$$

식 참고 (3-13)에서 계산된 p_1의 값이 식 참고 (3-10)을 만족시키도록 한다. 이때의 h는 식 참고 (3-14)로 계산한다.

$$h = \frac{l(kWl + 4M_0 - 4N_0 e - 4We + 3P_0 l)}{2(kWl + 6M_0 - 6N_0 e - 6We + 4P_0 l)} \qquad \text{참고 (3-14)}$$

h : 최대지반반력이 생기는 깊이 (m) (참고 그림 (3-4) 참조)
W : 기초의 자중 (kN)
e : 편심량 (m)

e는 참고 그림 (3-4)에 표시된 거리이며, 길이 2a(m), 폭 2b(m)의 직사각형 저판일 때는 식 참고 (3-15)로 구한다.

$$e = a - \frac{W + N_0}{4\,b \cdot q_a} \qquad \text{참고 (3-15)}$$

원형기초일 때는 식 참고 (3-16)과 같이 원형을 직사각형으로 바꿔서 계산하면 된다.

$$2a = \frac{\pi}{3} D \qquad \text{참고 (3-16)}$$

$$2b = \frac{3}{4} D$$

여기서, D : 원의 직경 (m)

위와 같이 바꿔서 계산된 수평지지력은 약 1할 정도 안전측이 된다고 한다. 여기서 제시된 계산 방법은 충분히 확립되었다고 할 수 없으므로 이의 적용에는 타 문헌 등을 참조하여 적절히 판단할 필요가 있다.

[참고문헌]

1) 국토해양부(2013), 도로교 표준시방서
2) Meyerhof, G.G.(1951), “The ultimate bearing capacity of foundations”, Geotechnique 2, pp.301～332
3) Skempton, A.W.(1951), “The bearing capacity of clays”, Proc. Building Research Congress, Div.1, pp.180～189

제 4 장 말뚝기초

4-1 축방향 허용지지력

말뚝기초의 축방향 허용지지력은 단일 말뚝으로서의 축방향 극한지지력을 소정의 안전율로 나눈 값을 기준으로 하며 다음 항목을 검토하여 결정한다.

(1) 말뚝재료의 압축응력도
(2) 이음(splice)으로 인한 감소
(3) 세장비로 인한 감소
(4) 부(負)의 주면 마찰력
(5) 군말뚝(group pile)에 대한 고찰
(6) 말뚝의 침하

[해 설]

(1) 말뚝의 축방향 허용지지력을 결정할 때, 고찰해야 할 사항들을 기술한 것이다. 우선 단말뚝으로 축방향 극한지지력을 구하여 안전율로 나눈 값을 본문의 (1)~(6) 각 항을 고려, 감소시킨 값을 말뚝기초 설계에 사용하며, 이때 설계에 사용한 값을 말뚝의 축방향 허용지지력이라고 한다. 유리섬유강화 복합소재 말뚝에 콘크리트를 충전한 것과 같은 새로운 형태의 합성 말뚝인 경우 압축내력이나 각종 구조적 특성은 제작사의 자료를 참고하며, 필요 시 성능시험을 실시하여 특성을 구한다.

(2) 말뚝의 지지력은 시공의 영향을 많이 받기 때문에 말뚝 시공 전에 시험말뚝을 시공하고 나서 여러 가지 검토를 거쳐 설계를 검토할 필요가 있다. 시험말뚝 결과에 따라 말뚝의 길이나 시공방법을 변경할 필요가 있다.

(3) 군말뚝(무리말뚝)이라 함은 말뚝의 지지력 및 변형이 말뚝 상호간에 영향을 받고 있는 말뚝 무리들을 말한다.

4-1-1 단말뚝 축방향 허용지지력

단말뚝의 축방향 극한지지력을 재하시험이나 정역학적 지지력공식에 의하여 산정하는 경우, 축방향 허용지지력은 축방향 극한지지력을 적절한 안전율로 나눈 값이다.

[해 설]

(1) 축방향 극한지지력으로부터 축방향 허용지지력을 구할 때 사용되는 안전율은 지반조건, 말뚝조건, 재하조건 등에 포함되어 있는 편차를 고려하기 위한 것이며 지반파괴에 대비하여 말뚝의 안전성을 확보할 수 있는 값을 정할 필요가 있다. 축방향 극한지지력을 재하시험, 정적지지력 산정식으로 구한 경우 축방향 허용지지력은 안전율로 나눈 값이다.

(2) 안전율은 각종 불확실 요소를 보완하기 위한 것이므로 안전율의 결정은 설계자가 확보한 정보의 양과 질, 그리고 그의 판단 능력에 따라 차이가 있게 마련이다.

[참 고]

극한지지력에서 축방향 허용지지력을 계산할 때, 사용되는 안전율은 지반조건, 말뚝의 재질, 재하조건 등 불확실성과 오차를 고려한 것으로서 지반파괴에 대해 말뚝의 안전성을 보장할 수 있는 값이라야 한다. 지진이 없을 때 안전율의 하한치를 2.5로 취하였는데, 항복하중에 대해서는 1.5 ~ 2.0의 안전율이 될 것으로 추산된다. 지진 시의 안전율을 지진이 없을 때보다 작게 취한 이유는 설계진도와 같은 지진이 일어날 확률이 작을 것이라는 생각과 지진이 일어나는 지속시간이 짧다는 점, 충격하중에 대해 흙의 강도를 크게 취할 수 있다는 점이 반영된 것이다. 그러나 마찰말뚝인 경우에서는 흙이 약화될 수 있는 경우도 생각할 수 있으므로, 이때의 안전율은 지지말뚝 보다 큰 2.0을 택하기로 한다.

참고 표 (4-1) 안전율 하한치

상 시		2.5 이상
지 진 시	지지말뚝	1.5 이상
	마찰말뚝	2.0 이상

안전율은 지반과 말뚝, 그리고 양자 간의 상호관계 등 불확실한 요소가 많아서 이것을 보충하기 위한 값이며 설계자의 기술적 판단에 의하여 결정하나 모든 기술자에게 이와 같은 것을 요구하는 것은 무리이며 위험하다. 그래서 안전율의 하한치를 정하는 것이다.
그러므로 특별히 중요하고 정밀한 구조물일 때는 큰 안전율을 취해야 할 것이며, 반대로 이 하한치를 고수하면 비경제적이 될 경우와 충분하고 정확한 자료로 판단할 수 있을 때는 하한치 이하의 값을 취할 수 있을 것이다.

4-1-2 단말뚝의 극한 지지력

단말뚝의 축방향 극한지지력은 재하시험에 의하여 구하는 것이 바람직하다. 재하시험이 곤란한 경우에만 정역학적 지지력공식에 의하여 추정할 수 있다.

[해 설]

단말뚝의 축방향 극한지지력은 현장에서 재하시험을 실시하여 구하는 것이 합리적인 방법이다. 그러나 비용과 공사기간 그리고 소규모공사에서 재하시험을 하기 곤란할 때는 정력학적 지지력공식에 의하여 추정하는 것을 권장한다. 또한 정력학적 지지력공식으로 추정할 자료를 얻을 수 없고 공사가 소규모일 때는 동역학적 지지력공식이나 기존자료에 의하여 추정할 수도 있다.

4-1-3 재하시험에 의한 극한지지력의 추정

말뚝 재하시험에서 얻은 하중 - 침하곡선에서 극한하중이 확인될 때, 이 값을 축방향 극한지지력으로 취한다. 곡선 상에서 극한하중을 확인할 수 없을 때는 항복하중을 확인하여 그 값으로부터 극한하중을 추정할 수 있다.

[해 설]

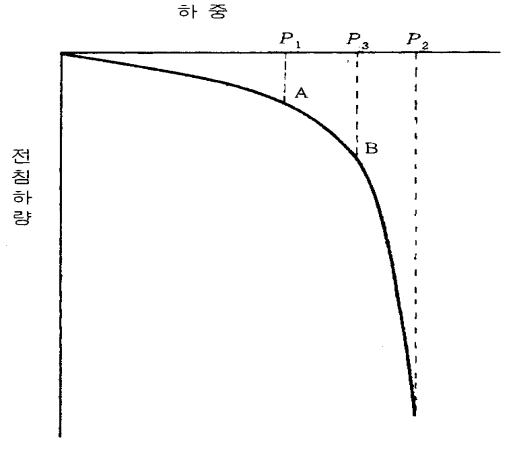
말뚝의 재하시험은 실물시험이므로 다른 어떤 방법보다도 실제의 값에 가까운 극한지지력을 얻을 수 있는 방법이다. 그러나 재하시험에 의한 극한지지력이라 할지라도 말뚝 한 개의 시험에 의한 극한지지력이고, 단시간 내에 재하한 결과라는 점을 생각하면 실제와는 약간의 차이가 있다는데 주의해야 한다. 특히 재하시험에서 말뚝의 침하량을 추정하는 것은 곤란하다.

말뚝이 연약층을 관통해 있을 때는 연약층의 압밀로 말뚝주면마찰방향이 역방향으로 작용할 위험이 있다. 이와 같이 부마찰력이 예측되는 경우에는 말뚝선단지지력을 재평가할 수 있는 시험을 실시할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 재하시험 결과를 하중 - 전침하량 곡선으로 나타낸 것을 예로 모식적으로 그린 것이 참고 그림 (4-1)이다. 재하 초기단계에서는 직선에 가까운 선이 곡선으로 방향이 바꾸어지는 점A의 하중 P_1을 항복하중으로 한다. 그리고 하중 - 전침하량 곡선이 연직으로 될 때의 하중 P_2를 극한하중으로 한다. 모래층에서 말뚝재하 시험을 했을 때 도식적인 참고 그림 (4-1)과 같이 이상적으로 되지는 않는다. 참고 그림 (4-1)의 B점과 같이 곡선이 급하게 하향하는 점, 혹은 작은 하중증가에 대해서 큰 침하가 일어난다고 생각되는 점의 하중 P_3을 극한하중으로 해도 무관하다.

제한된 조건에서 재하시험을 하게 되는 경우에는 극한하중에 도달할 수 있는 하중까지 가할 수 없을 때가 많다. 이와 같은 경우 하중 - 침하 곡선에서 항복하중을 구하여 이 값의 1.2 배를 극한하중으로 추정할 수 있다. 다만 항복하중 재하시의 침하량이 허용 침하량 보다 월등히 작은 경우는 항복하중의 1.5배를 극한하중으로 추정해도 된다.



참고 그림 (4-1) 항복하중과 극한하중

(2) 항복하중의 판정법

하중-침하량 곡선에서 관찰에 의하여 항복하중을 발견해 내는 것은 어렵다. 따라서 다음의 여러 가지 방법으로 구할 수 있는 값을 참고로 하여 종합적으로 판정할 필요가 있다.

① S-log t 법

각 재하단계에 대해 횡축인 대수눈금에 경과시간을, 종축인 산수눈금에 말뚝머리의 침하량을 표시한 그래프에서 각 하중단계별 연결선이 직선적으로 되지 않는 점의 하중을 항복하중으로 한다.(참고 그림 (4-2)(a)참조)

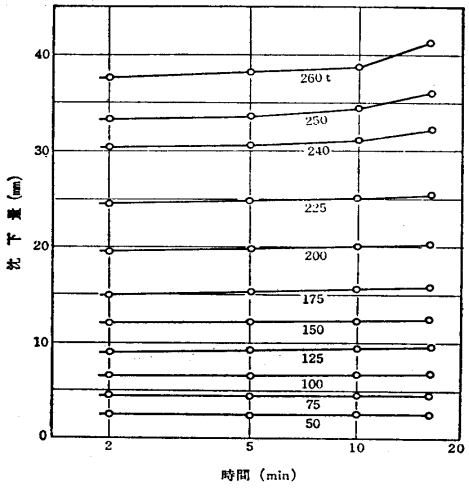
② $\frac{ds}{d(\log t)}$ -P 법

참고 그림 (4-2)(a)의 각 하중단계에서 종축에 일정시간(10분 이상)후의 대수침하속도($\frac{ds}{d(\log t)}$) 즉 S-log t 곡선의 경사를, 횡축에 하중을 표시하여 연결한다. 이와 같이 하여 연결된 선 중 급격히 구부러지는 변곡점의 하중을 항복하중으로 한다.(참고 그림 (4-2)(b) 참조)

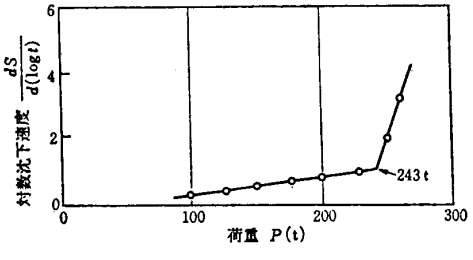
③ log P-log S 법

하중 P와 말뚝머리 침하량 S를 양대수 그래프에 표시하고, 각 점을 연결하여 얻어지는 선이 꺾어지는 변곡점의 하중을 항복하중으로 한다.(참고 그림 (4-2)(c) 참조)

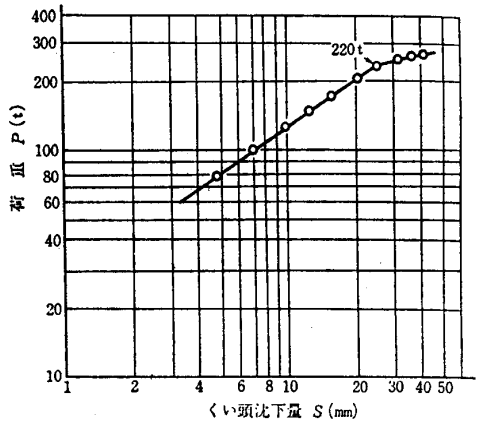
④ 다사이클 방식의 재하시험에서는 하중-잔류변형량 곡선이 얻어진다. log P-log S법에서 말뚝머리의 침하량 대신 잔류변형량을 사용하는 것이 항복하중의 판정에 용이할 때가 많다. 특히 말뚝 자체의 탄성 변형량이 큰 말뚝의 경우에 이 방법이 적합하다.



참고 그림 (4-2)(a) S - log t 법



참고 그림 (4-2)(b) $\frac{ds}{d(\log t)}$ -P 법



참고 그림 (4-2)(c) log P-log S 법

4-1-4 정역학공식에 의한 극한지지력의 추정

정역학공식에 의한 축방향 극한지지력 추정 시에는 지반조건, 말뚝 제원, 시공방법, 각 산출방식의 적용범위에 주의해야 한다.

[해 설]

(1) 정역학 공식은 말뚝의 지지력을 선단지지력과 주면마찰력으로 나누어 각각의 극한값을 구하여 합산한 값을 말뚝의 축방향 극한지지력으로 한다.

(2) 일반적으로 사용되는 정역학 공식은 다음 두 가지로 분류된다.

① 토질역학이론을 기초로 하는 지지력 공식(예 : Terzaghi 공식 Terzaghi 등, 1995)

② 표준관입시험(또는 정적관입시험)에 의한 지지력 공식(예 : Meyerhof 공식 Meyerhof, 1956)

①항에 해당하는 식은 흙의 내부마찰각 ϕ, 비배수 전단강도 c_u, 말뚝과 흙의 부착력 c_a 등을 알고 있을 때 적용가능하고 ②항에 속하는 식은 표준관입시험 결과(또는 정적관입시험 결과)를 이용한다. 따라서 이러한 공식을 이용하려면 토질시험 또는 원위치시험에 의한 지반의 역학적 특성을 충분히 조사해 두지 않으면 안 된다.

(3) 각종 정역학 공식은 적용범위나 정밀도에 한계가 있으므로 적용 시 각별히 주의하지 않으면 안 된다.

(4) 정역학 공식으로 구할 수 있는 극한지지력은 재하시험에 의한 경우와 달리 말뚝의 자중을 포함하고 있으므로 이를 감해주어야 한다. 일반적으로 말뚝의 자중을 무시하지만 말뚝자중이 튼 경우에는 계산식에서 그 하중만큼을 빼주어야 한다(수중에서는 수중중량을 적용). 강관말뚝의 선단부분이 오픈된 경우는 선단부의 폐쇄율을 고려해서 산정해야 한다.

[참 고]

(1) 축방향 극한지지력이란 말뚝의 선단지지력과 주면의 마찰력 또는 부착력으로 구분해서 각각 극한치를 계산하여, 두개의 극한치를 합한 극한지지력을 의미한다.

정역학적으로 말뚝의 극한지지력을 산출하는 방법으로는 토압론에 의한 고전적 방법(예 : Dörr의 식), 토질력학이론에 의한 방법(예 : Terzaghi의 식), 그리고 전술한 표준관입시험 결과를 이용하는 방법(예 : Meyerhof의 식) 등이 있으며, 정력학적 지지력을 산출하려면 흙의 내부마찰각, 비배수 전단강도, 흙과 말뚝과의 부착력, N치 등을 실험실이나 현장에서 실시 측정해야 한다. 이 방법들은 각각 장단점이 있으며 우열을 가리기 어렵다.

표준관입시험 결과를 이용한 정력학적 지지력 산정방법은 지금까지 많은 경험과 자료 등에 의하여 비교적 용이하고 널리 사용되어지는 방법으로 알려져 있으며, 이 방법은 여러 학자들에 의하여 연구검토 되어 왔다.

(2) 사질토지반에 타입한 말뚝의 극한지지력은 식 참고 (4-1)에서 구한다.

$$R_u = 300NA_p + 2\overline{N}A_s \qquad \text{참고 (4-1)}$$

여기서,

R_u : 말뚝의 극한지지력(kN)

A_p : 말뚝의 선단면적 (m^2)

A_s : 말뚝둘레의 전표면적(m^2)

N : 말뚝선단지반의 N치

$\overline{N}$: 말뚝 근입 전 길이에 대한 평균 N치

N의 값은 식 참고 (4-2)에서 구한다.

$$N = \frac{N_1 + \overline{N_2}}{2} \qquad \text{참고 (4-2)}$$

여기서,

N_1 : 말뚝선단 위치에서의 N치($N \leq 50$)

$\overline{N_2}$: 말뚝선단에서 위로 $4D$인 범위 내에서 평균 N치($N \leq 50$)

D : 말뚝의 직경 (m)

그리고 식 참고 (4-1)에서 대구경 말뚝인 경우 말뚝의 폐쇄율을 별도로 검토한다.

지지 지반의 N치가 깊이에 따라 감소하는 경우와 근입층의 두께가 충분하지 않고 그 밑에 약한 층이 존재하는 등의 불량한 지지조건에서는 규정된 방법에 의해 계산하면 선단지지력이 과대하게 평가되는 수가 있으므로 주의를 요한다.

(3) 점성토 지반에 타입한 말뚝의 극한지지력은 식 참고 (4-3)에서 구한다.

$$R_u = 9C_p \cdot A_p + C_a \cdot A_s \qquad \text{참고 (4-3)}$$

여기서,

C_p : 말뚝선단 위치에서의 점착력(kN/㎡)

C_a : 말뚝 근입 전길이에 대한 평균 부착력(kN/㎡)

단, 부착력은 식 참고 (4-4)에서 구한다.

$$\begin{aligned} C &< 100\ \text{kN/m}^2 & C_a &= C \\ C &\geq 100\ \text{kN/m}^2 & C_a &= 100\ \text{kN/㎡} \end{aligned} \qquad \text{참고 (4-4)}$$

여기서,

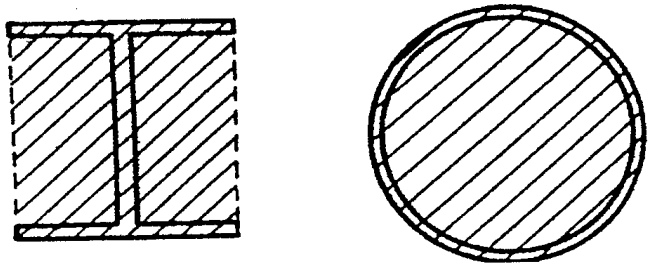
C : 점착력 (kN/㎡)

(4) 점성토 지반일 때 극한지지력은 선단지지력과 주면마찰을 합친 값이 되겠으나, 주면마찰이 대부분 차지할 것으로 믿어지므로 주면마찰에 의해 구한 지지력 값을 극한지지력으로 생각한다.

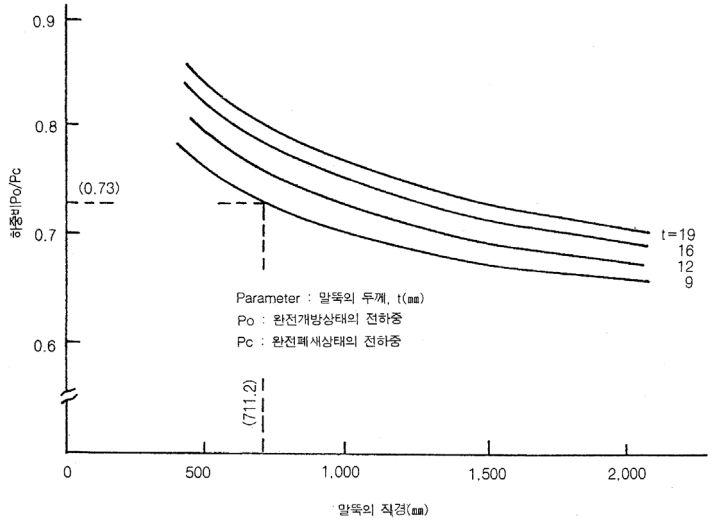
여기서 문제가 되는 것이 점착력과 부착력과의 관계이다. 일반적으로 부착력은 점착력보다 작은 것이 일반적이며(Tomlinson, 1986) 말뚝재료와도 관계가 있으므로 많은 실험과 분석에 의하여 결정해야 할 것이다.

(5) 점성토 지반 상의 선단지지력의 지지력계수는 점성토지반의 기초의 지지력과 같은 방법으로 구한다. 보통 말뚝기초의 경우 일반적으로 정방형 또는 원형단면이며 관입비 또한 4 이상이므로, Skempton(1951)이 제안한 지지력계수 N_c=9를 적용하여 R_p는 9 $C_p \cdot A_p$로 나타낼 수 있다.

(6) 강말뚝의 선단지지면적 및 주변장의 결정은 선단에 슈(shoe)가 없는 경우에도 강말뚝의 선단지지면적으로서는 참고 그림 (4-3)(a)에 표시된 폐쇄 면적을 취하고, 주변장으로서는 폐쇄면적의 외주만을 취한다. 대구경 말뚝의 경우는 완전 폐쇄가 되지 않으므로 말뚝의 폐쇄율은 참고 그림 (4-3)(b)를 참고한다.



참고 그림 (4-3)(a) 강관말뚝의 선단 지지면적



참고 그림 (4-3)(b) 말뚝 폐쇄율(고도오 방법)

(7) 연암의 지지력

지지층이 연암 및 경질 점토인 경우 식 참고 (4-1)을 사용하여 지지력을 산정한다. 교란되지 않은 시료의 일축압축 강도 q_u(kN/㎡)가 측정되었을 경우에는 식 참고 (4-5)를 사용하여 계산을 할 수도 있다.

$$R_u = 5q_u \cdot A_p \qquad \text{참고 (4-5)}$$

다만, q_u값은 원지반의 변형률을 고려하여 그 값의 1/2~1/3을 저감한 값을 적용한다. 그러나 어떠한 경우에도 q_u값은 2×10^4kN/㎡ 이하의 값을 사용한다.

4-1-5 항타공식에 의한 축방향 허용지지력 추정

항타공법으로 말뚝을 시공하는 경우에는 반드시 파동이론 분석을 실시하여 항타장비선정, 항타시공 관입성 및 지반의 축방향 극한지지력 등을 검토하되 시험말뚝 시공 시 동적거동측정을 실시하여 이를 확인하여야 한다.

[해 설]

(1) 항타공식은 해머의 효율에 따라 지지력이 크게 영향을 받기 때문에 동재하시험으로 해머의 효율을 실측하는 경우를 제외하고는 사용하지 않아야 한다.
(2) 동재하시험을 실시하여 해머의 효율을 실측하는 경우에도 시간이 경과함에 따라 해머 효율이 변화할 수 있으므로 일정기간마다 동재하시험을 통한 해머 효율의 변화여부를 확인하여야 한다.
(3) 항타공식 계산 결과는 항타 시의 말뚝의 압축지지력이므로, 시간경과 효과를 추가로 고려하여야 한다.
(4) 동재하시험을 실시하여 그 결과인 실측 해머 효율을 적용하고 시간경과효과를 추가로 고려하는 경우에도 항타공식 계산결과는 시공관리 목적으로만 사용할 수 있다.

[참 고]

(1) 항타의 시공관리시 파동 방정식에 의한 지지력 산정
① WEAP 개요
WEAP(wave equation analysis program)는 미국 운수성(U.S Department of Transportation Federal Highway Adminstration, 1980)의 개발 계획에 의해서 개발되었으며, 이 WEAP을 사용하여 말뚝기초를 설계하는 과정은 일반적으로 2단계로 나누어진다.
제 1 단계에서는 현장 조사를 통한 보링 자료를 토대로 하여 개략적인 pile의 지지층, 직경, 극한지지력 등 정역학적 해석을 수행한 후, 제 2 단계에서 위의 계산결과를 기본 자료로 하여 말뚝재하시험 및 동력해석, 즉 WEAP program을 이용하여 다음과 같은 문제를 고찰하는데 이용될 수 있다. 말뚝의 지지력-침하량에 대한 극한지지력을 도식하고 재하시험 곡선을 그려 정확한 곡선이 얻어지도록 한다.
가. 장비의 적합성
㉮ 해머의 선정
㉯ 선택된 해머가 제공하는 관통 비율
㉰ 선택된 해머로 말뚝을 지지층까지 관통시킬 수 있는가의 여부
나. 항타 응력
항타 시 말뚝이나 그 부속물에 가해지는 응력 check
다. 지지층까지 도달하기 위한 타격 횟수
② 기초 말뚝(1단계)
가. 제 1 단계 : 각 말뚝에 작용하는 하중 결정

$$V = \frac{W}{n} - \frac{W \cdot e_x}{n \cdot x_2} \qquad \text{참고 (4-6)}$$

여기서,
V : 각 말뚝에 작용하는 수직하중
W : 말뚝기초에 작용하는 전하중
e_x : 편심거리
x : 군말뚝의 중립축으로부터 각 말뚝까지 거리
n : 말뚝의 개수
나. 제 2 단계 : 보링 결과로부터 설계 조건 수집
㉮ 토질조건 결정 : 점성토
: 사질토
㉯ 지하수 유무 조사 : 지하수 위치 결정

㉰ 토질조사 수집 : 점성토 ┌ d : 정착계수
└ c : 점착력
: 사질토 ┌ ϕ : 내부마찰각
├ N_q : 지지력 계수
├ γ : 흙의 단위 중량 (kN/m^3)
└ K_s : 토압계수, 말뚝과 흙 사이의 마찰력

다. 제 3 단계 : 토질 조건에 따른 말뚝의 극한지지력 계산

㉮ 점성토의 경우

$$Q_b = N_c \cdot c_b \cdot A_p$$
$$Q_s = d \cdot c_u \cdot A_s$$
$$Q_p = Q_b + Q_s$$

여기서,

N_c : 지지력 계수 (N_c = 9, ref Meyerhof L/D≥50)
c_p : 선단 위치의 점착력(kN/m^2)
A_p : 말뚝의 단면적(m^2)
d : 정착계수
c_u : 근입부의 점착력(kN/m^2)
A_s : 말뚝의 표면적(m^2)
Q_b : 선단지지력(kN)
Q_s : 주면마찰력(kN)
Q_p : 극한지지력(kN)

㉯ 사질토의 경우

$$Q_b = N_q \cdot P_d \cdot A_p$$
$$Q_s = 1/2 \cdot K_s \cdot P_d \cdot \tan\delta \cdot A_s$$
$$Q_p = Q_b + Q_s$$

여기서,

P_d : 말뚝의 지지층까지의 유효토압(kN)
δ : 말뚝과 주변 흙과의 마찰각

라. 제 4 단계 : 파동방정식에 의한 말뚝의 동적거동 해석

㉮ 해머의 산정

$$H_w = (1/4 \sim 1.0) \cdot P_w$$

여기서,

H_w : 해머의 무게
P_w : 말뚝의 무게

㉯ 해머의 종류와 효율 결정

㉰ 말뚝의 길이와 DT 결정
㉱ 토질 자료 수집
㉲ 캡블록(cap block)과 쿠션(cushion)의 재질 결정

③ 기초 말뚝(pile foundation) (제 2 단계)

가. dynamic formula의 결정

과거 100여 년 동안 식 참고 (4-8)과 같은 방정식이 말뚝의 지지력을 추정하기 위하여 사용되어 왔으나 아직은 안전율이 6이나 되는 등 다음과 같은 결점들이 발생되어 왔다.

㉮ dynamic formula는 파일(pile)의 항타체계(driving system)를 나타내기에는 너무 빈약하다.
㉯ rated energy가 해머 계수 중 중요한 계수이기는 하나, 단 하나의 계수로 동적거동을 나타내기에는 불충분하다.
㉰ dynamic formula가 파일(pile)이 강체라는 가정 하에서 유도되었기 때문에 파일(pile)의 유연성에 관한 모든 영향이 무시되었다.
㉱ 흙의 저항이 일정한 것으로 가정하였다.

$$R = \frac{W \cdot h}{s + C} \qquad \text{참고 (4-7)}$$

여기서,

R : 설계하중 (kN)
W : 램(ram)의 무게 (kN)
h : 램(ram)의 낙하고 (mm)
s : 영구변형 (mm/blow)
C : 에너지 손실항 (mm/blow)

나. 파동 방정식

자연계에서 진동에 관련된 제반 문제는 파동 방정식(wave equation)이나 운동 방정식으로 표현되는데 이 파동 방정식은 식 참고 (4-8)와 같은 편미분 방정식으로 표시된다.

$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = C^2 \frac{\partial^2 U}{\partial X^2} \qquad \text{참고 (4-8)}$$

여기서,

C : 파동 전파 속도

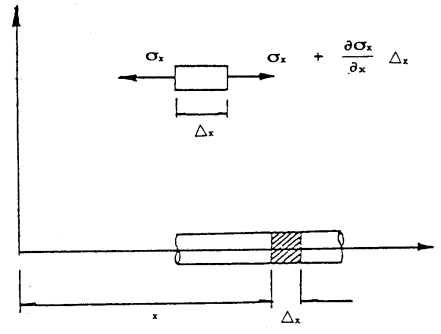
$$C = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

그러나 파동이론을 말뚝에 적용시키는 경우 토질 조건에 의하여 말뚝 본체에 미치는 외부 지지력을 고려하여야 한다. 이 조건은 참고 그림 (4-4)(b)와 같고, 식 참고 (4-8)는 다음과 같이 표시된다.

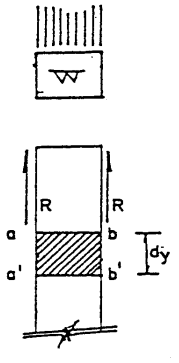
$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = C^2 \frac{\partial^2 U}{\partial X^2} \pm R \qquad \text{참고 (4-9)}$$

여기서,

R : 흙의 저항치
U : 말뚝의 축방향변위
ρ : 말뚝의 밀도
E : 말뚝의 탄성계수



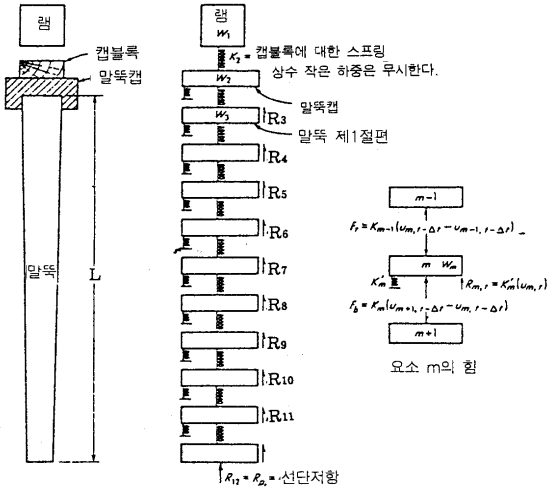
참고 그림 (4-4)(a) longitudinal vibration of a rod



참고 그림 (4-4)(b) latitude vibration of pile

다. Smith 이론

참고 그림 (4-5)는 Smith가 파동 방정식을 말뚝 항타에 이용하기 위해 사용되었던 이상화된 말뚝 system을 보여주고 있다.



참고 그림 (4-5) 파동방정식의 수치해석 기본모델

㉮ quake and viscous damping

㉠ 말뚝 선단에서의 저항

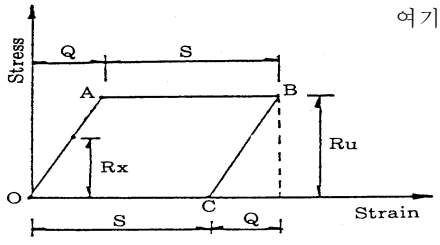
지반에 일정하중 혹은 극한하중 R_u가 가해질 때 지반은 일정량만큼 탄성압축(quake라 부르고 Q로 표시)된 후에 소성파괴를 일으킨다. 위의 개념은 참고 그림 (4-6)을 통해 알 수 있다. 그러나 위에서 언급한 탄성변형 및 소성파괴의 개념 등은 항타속도에 따른 영향을 고려할 때 이론의 한계점에 도달한다. 어떤 말뚝들은 다른 말뚝보다 더 급격하게 지반을 뚫고 들어가며, 또 실제로 지반에서도 말뚝이 느린 속도로 관통될 때보다 빠른 속도로 관통될 때 더 많은 저항이 발생되기 때문이다. 따라서 말뚝 항타의 진동문제를 다룰 때는 viscous damping 개념을 새로 도입해야하고 말뚝 선반에서의 저항을 계산 할 때는 다음 개념들을 충분히 검토해야만 한다.

- 지반의 탄성변형 (quake, Q)
- 지반의 극한저항 (R_u)
- viscous damping (J)

여기서,

Q = quake

S = 영구변형



여기서, Q=quake

S=영구변형

참고 그림 (4-6) 말뚝선단에서의 응력-변형률 관계

㉡ 말뚝 측면에서의 저항

말뚝 측면에서의 저항은 damping 값 J 대신에 J′를 대입하여 말뚝 선단에서 저항을 구했던 방법과 유사하게 계산되어 진다. 따라서 참고 그림 (4-5)와 같은 말뚝 체계에서는 R_8부터 R_{11} 까지는 J′값을 R_{12}에는 J값을 대입하여 말뚝 선단과 말뚝 측면에서의 저항을 계산한다.
말뚝이 관통될 때는 말뚝 선단 아래 부분의 흙은 급격한 변형을 일으키나, 말뚝의 측면에 있는 흙은 급격한 변형을 일으키지 않는다. 따라서 일반적으로 J′는 J값의 1/3 정도를 택하여 계산한다.

㉢ Smith의 파동 방정식

$$D_m = d_m + V_m \cdot (\Delta_t) \qquad \text{참고 (4-10)}$$

$$C_m = D_m - D_m\text{-}1 \qquad \text{참고 (4-11)}$$

$$F_m = C_m \cdot K_m \qquad \text{참고 (4-12)}$$

$$Z_m = F_m\text{-}1 - F_m - R_m \qquad \text{참고 (4-13)}$$

$$V_m = V'_m + Z_m \frac{\Delta t \cdot g}{W_m} \qquad \text{참고 (4-14)}$$

여기서,

D_m : 현재의 요소 변위
d_m : 선행 시간 간격 Δt의 요소 변위
V_m : Δt에서 m요소의 속도
Δ_t : 시간간격
C_m : 인접한 말뚝 요소들의 상대 변위
D_{m+1} : m+1요소의 변위
F_m : 요소 힘
K_m : 말뚝요소 spring상수 = AE/L
Z_m : 가속도를 유발하는 요소의 불균형된 힘
g : 중력 가속도
R_m : 감쇠 효과를 갖는 측면 또는 선단 저항
V'_m : Δt-1에서의 m요소의 속도
W_m : 말뚝요소 m의 중량

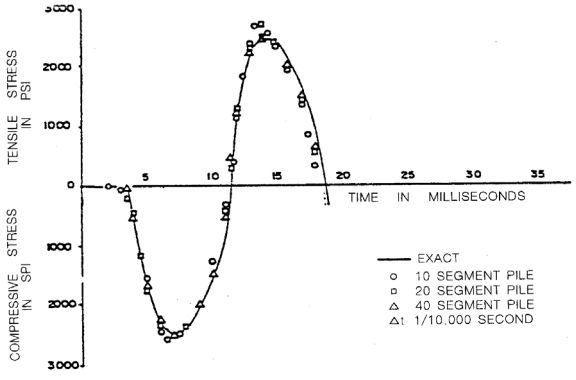
식 참고 (4-10) ~ 식 참고 (4-14)를 이용하여 특정 요소에 대해 변위, spring force, net force, 새로운 파동 전달 속도 등을 계산하고, 이 새로운 파동전달 속도로부터 다음 시간 간격(time interval)동안의 변위, 양측 spring force, net force 등을 구한다.
이러한 일련의 반복과정을 wave의 전달이 완전히 소멸될 때까지 각 요소와 각 spring에 대해 계속된다.

㉣ 파동이론의 적용과 확장

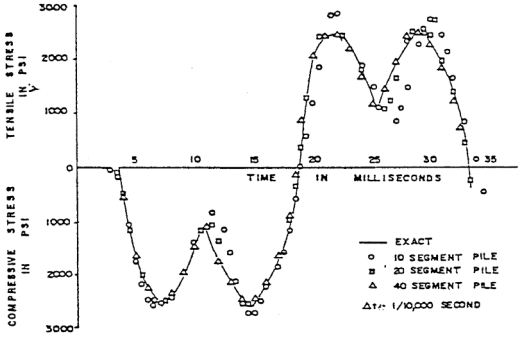
참고 그림 (4-7)과 참고 그림 (4-8)은 말뚝 선단이 고정 혹은 자유인 상태에서 다양한 길이의 말뚝요소에 대한 응력 - DT time의 관계를 보여주고 있다.
10개, 20개, 40개의 요소로 구성된 각 말뚝에 대하여 Smith의 불연속요소법(discrete element method)을 이용해 정확히 구하였으며 W.P. Heising은 불연속 법에 의해 푸는 것은 다음과 같은 time increment를 만족시킬 때 편미분 방정식으로 정확히 푸는 사실을 증명하였다.

$$\frac{t}{\sqrt{\frac{E}{p}}} \qquad \text{참고 (4-15)}$$

time increment가 식 참고 (4-15)로 구한 값보다 크면 불연속 요소(discrete element)해는 발산될 뿐만 아니라 정확히 구할 수 없다. 따라서 식 참고 (4-15)에 의한 값을 한계치(critical value)라고 한다. 그러나 이를 실제 문제에 적용함에 있어서는 스프링의 비탄성, 재질의 불균일성 때문에 Δt의 값은 식 참고 (4-15)로부터 구한 값의 1/2 정도를 사용한다.



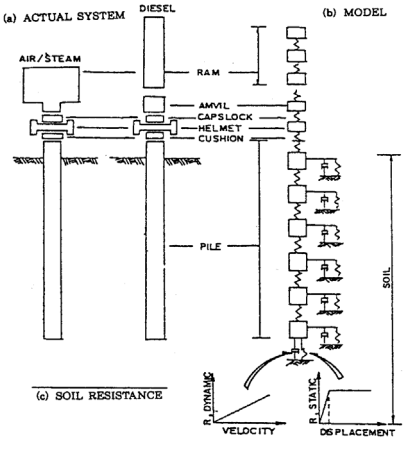
참고 그림 (4-7) stress at mid-length of pile with end free



참고 그림 (4-8) stress at mid-length of pile with end fixed

㉤ WEAP에서 말뚝과 흙의 모델링

WEAP - program 에서 말뚝과 흙은 참고 그림 (4-9)에서와 같이 mass와 스프링의 연속으로 나타낸다.



a) The System to be Analyzed
b) The Wave Equation Model
c) The Components of the Soil Resistance Model

참고 그림 (4-9) 말뚝과 흙의 모델링

④ WEAP의 흐름도 (OED hammer의 경우)

가. read input information

나. assemble hammer data

다. determine pile segment parameters

라. determine soil model parameters

마. find stroke (either input or assumed)

바. determine ram velocity at exhaust ports

사. find initial value just before impact using a simplified dynamic analysis

아. perform a wave analysis until pile rebounds and ram has risen sufficiently

자. find velocity (and therefore stroke) at exhaust ports

차. for a stroke which is less than 10% different from the assumed on repeat process아. using the new stroke and modified initial value ; for great difference go to 사. if the stroke was within 5% of the assumed value, print and plot the required output and continue with 아.

타. if a new ultimate resistance value is to be analyzed determine new stroke based or previous one and continue at el

⑤ 파동방정식에 의한 항타 해석 시 사용되는 입력자료 추정에 필요한 자료

: GRLWEAP program에서 사용하는 변수

가. 항타장비

㉮ 말뚝 segment 수

짧을수록 계산시간이 증가하며, 쿠션을 사용하지 않는 경우 1m보다 작은 값을 사용한다. 일반적으로 1m를 사용한다.

㉯ helmet 중량

- 디젤햄머 : 헬멧중량+햄머쿠션중량+striker plate+램과 말뚝사이에 존재하는 구성물의 총중량
- 진동햄머 : clamp의 중량

㉰ 햄머쿠션

- 햄머쿠션의 탄성계수 : 합판일 경우 $2.2\times10.3N/mm^2$
- 햄머쿠션의 두께
- 햄머쿠션의 반발계수 : 합판일 경우 0.5

㉱ 말뚝 쿠션 : 햄머쿠션과 동일한 방법으로 말뚝 쿠션의 면적, 탄성계수, 반발계수 입력

나. 지반조건

㉮ 지반에 묻힌 말뚝 길이

㉯ 토질 주상도

㉰ 지반의 탄성변형량(quake) 및 damping값

말뚝의 주변과 선단의 quake값은 경험적인 값이 사용되지만 탄성적인 토질정수들을 알고 있는 경우에는 이론적인 계산도 가능하며, 말뚝 선단부의 quake는 시험항타시 항타기록을 이용하여 결정할 수도 있다.

일반적으로 말뚝 선단부의 quake는 주변부보다 크며 단단한 지반일수록 큰 값을 갖는다.

모래 및 점토지반에서 동일한 타격횟수로 항타 시 damping이 클수록 지지력은 작아지며 경험적으로 말뚝 선단부의 damping값이 말뚝 주변 흙의 평균 damping값보다 3배 정도 큰 값을 보인다고 알려져 있다. 대표적인 quake와 damping값은 참고 표 (4-2)와 같다.

참고 표 (4-2) 대표적인 quake와 damping값

지반 조건	quake(mm)		damping(s/m)
	주면부	선단부	
모래섞인 점성토	5.1	말뚝선단지름/120	0.66
사질토층	3.8		0.49
모래자갈층	2.5		0.49

다. 말뚝 : 총길이, 단면적, 단위중량 및 탄성계수

(2) 동적공식에 의한 축방향 극한지지력의 추정

① 정적인 하중을 받고 있는 말뚝의 극한 지지력을 동적인 관입저항에서 구하는 것은 근본적으로 무리가 있다. 이 방법을 사용할 때 그 적용성을 사전에 충분히 인식해야 한다. 그러나 동적공식에 의해 지지력을 구하는 방법이 대단히 간편하기 때문에 많이 사용하고 있으나 정밀도에 많은 문제점이 있다.

동적공식의 기본식 하일리(Hiley)의 공식은 다음과 같다.

$$R_{du} \cdot S = E_f[F - F\frac{W_p(1-e^2)}{W_h + W_p}] - \frac{1}{2}(R_{du} \cdot C_1 + R_{du} \cdot C_2 + R_{du} \cdot C_3) \qquad \text{참고 (4-16)}$$

다시 정리하면

$$R_{du} = \frac{E_f \cdot F}{S + \dfrac{C_1 + C_2 + C_3}{2}} \cdot \frac{W_h + e^2 \cdot W_p}{W_h + W_p} \qquad \text{참고 (4-17)}$$

여기서,

R_{du} : 극한 관입저항 즉 동적극한지지력(kN)

W_h : 햄머(램)의 중량 (kN)

W_p : 말뚝(말뚝머리 장치물 포함)의 중량(kN)

F : 타격에너지 (kJ)

E_f : 햄머의 효율 (0.6～1.0의 범위)

e : 반발계수 : 완전탄성의 경우 e=1
: 완전비탄성의 경우 e=0

S : 말뚝의 최종관입량 (m)

C_1 : 말뚝의 탄성변형량 (m)

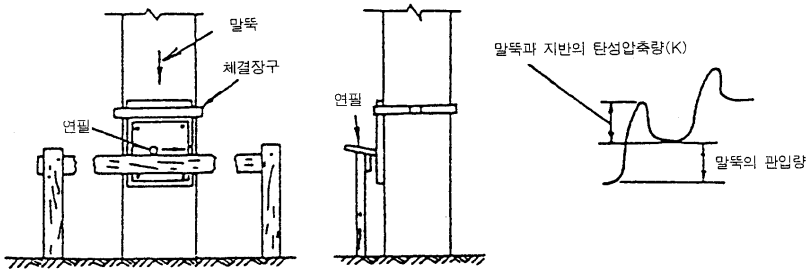
C_2 : 지반의 탄성변형량 (m)

C_3 : 캡(cap)의 탄성변형량 (m)

여러 가지 말뚝타입공식은 식 참고 (4-16) 중 C_1, C_2, C_3, E_f, e등에 적당한 값을 대입하여 얻을 수 있다. 강말뚝의 경우 식 참고 (4-18)이 비교적 잘 맞는다. 햄머와 말뚝의 충격을 탄성적으로 보고 e=1 로 하면 다음 식 참고 (4-18)와 같다.

$$R_{du} = \frac{E_f \cdot F}{S + \dfrac{C_1 + C_2 + C_3}{2}} \qquad \text{참고 (4-18)}$$

여기서, $C_1 + C_2 + C_3$은 말뚝, 지반, 캡의 탄성변형량의 합이 된다.
이중 $C_1 + C_2$는 말뚝타입시험의 경우 말뚝머리에서 측정한 리바운드량 K(참고 그림 (4-10) 참조)와 같다.



참고 그림 (4-10) 리바운드량 산정

강말뚝인 경우 말뚝의 탄성변형량 C_1이 지배적이고, 이에 비하여 캡의 탄성변형량 C_3은 일반적으로 적어서 무시할 수 있다. 그리하여 $C_1 + C_2 + C_3 \fallingdotseq C_1 + C_2$ = K로 한다면 식 참고 (4-18)은 다음과 같다.

$$R_{du} = \frac{E_f \cdot F}{S + \frac{K}{2}} \qquad \text{참고 (4-19)}$$

여기서,

R_{du} : 동적극한지지력 (kN)
E_f : 햄머의 효율(식 참고 (4-19)에서는 0.5로 한다.
S : 말뚝의 관입량 (cm)
드롭 햄머의 경우는 최후의 5~10회 타입에 대하여 1회당 평균관입량(m)
다른 햄머의 경우는 최후의10~20회 타입에 대하여 1회당 평균관입량(m)
F : 타격에너지 (kJ)
드롭햄머, 단동스팀햄머 $F = W_h \cdot H$
복동스팀햄머 $F=(a \cdot p + W_h) \cdot H$
a : 실린더의 단면적 (m^2)
p : 증기압, 공기압 (kN/m^2)
K : 리바운드량(m)
H : 햄머의 낙하고(m)
W_h : 햄머의 무게(kN)

R_{du}를 안전율 3으로 나누면 허용지지력 R_{da}를 얻는다.

$$R_{da} = \frac{1}{3} R_{du} \qquad \text{참고 (4-21)}$$

엔지니어링 뉴스공식은 식 참고 (4-19)를 간소화해서 다음과 같이 나타낸다.

$$R_{du} = \frac{W_h \cdot H}{S + 2.5} \quad \text{(드롭햄머)}$$

$$R_{du} = \frac{W_h \cdot H}{S + 0.25} \quad \text{(단동스팀햄머)} \qquad \text{참고 (4-22)}$$

$$R_{du} = \frac{(W_h + P_a) \cdot H}{S + 0.25} \quad \text{(복동스팀햄머)}$$

식 참고 (4-21)을 사용할 때 안전율은 6을 사용한다.

② 동역학 공식(Hiley 공식)에 사용되는 상수 추정자료중 ef는 참고 표 (4-3)과 C_3은 참고 표 (4-4)와 같다.

참고 표 (4-3) 햄머 효율(e_f)

햄머의 종류	햄머의 효율(e_f)
단동식 ECH	0.67
복동식 ECH	0.50
Ce=1.25인 디젤 햄머	0.72
Ce=1.35인 디젤 햄머	0.80
드롭 햄머	0.95

* ECH : external combustion hammer
Ce : expansion coefficient

참고 표 (4-4) C_3

말뚝머리 부착물 형태	쿠션에 작용되는 항타응력이 3,500(kN/㎡) 이하 혹은 쿠션이 없는 경우(cm)	해드(head)나 캡(cap)에 작용되는 항타응력이 7,000kN/㎡ 이하인 경우 (cm)	해드(head)나 캡(cap)에 작용되는 항타응력이 10,500kN/㎡ 이하인 경우 (cm)	해드(head)나 캡(cap)에 작용되는 항타응력이 14,000kN/㎡ 이하인 경우 (cm)
강철로 덮인 나무팩킹	0.10	0.20	0.30	0.40
두 개의 10mm 강판사이에 5mm 두께의 전기 섬유판	0.05	0.10	0.15	0.20
강관말뚝의 머리부(head)	0	0	0	0

그 외에 C_1, C_2의 추정자료는 다음과 같다.

$$C_1 = (R_u L) \,/\, (A\ E)$$

여기서 E = 강관말뚝의 탄성계수, E_p = 2.1×108 kN/㎡

C_2 값 : 일반적인 값은 0.25cm이며, 지반의 종류에 따라 암반층에서 0부터 회복성이 큰 지반에서 0.50cm의 값을 갖는다. 만일 항타기록이 있는 경우 (C_1+C_2)값은 항타기록지에서 리바운드량을 이용하여 결정한다.

4-1-6 말뚝재의 압축응력도 검토

말뚝의 축방향 허용지지력은 말뚝재의 허용압축응력도에 말뚝의 유효단면적을 곱한 값보다 초과해서는 안 된다. 유리섬유 복합소재 말뚝에 콘크리트를 충전한 것과 같은 합성 말뚝인 경우 말뚝의 허용지지력이 말뚝재의 허용압축내력을 초과해서는 안 된다.

[해 설]

말뚝의 유효단면적은 나무말뚝과 콘크리트 말뚝에서는 최소단면적을 취하고 강말뚝에서는 강재의 부식되는 것을 뺀 단면적으로 한다. 복합소재 합성 말뚝인 경우 압축내력은 제작사의 성능시험자료에 의거하여 설계한다. 말뚝에 이음이 있는 경우는 각 부분과 이음에 대하여 허용압축응력도에 유효단면적을 곱한 값을 구하며 축방향 허용지지력을 그 최솟값 이하로 한다.

[참 고]

말뚝 재료별 허용응력의 참고값은 다음과 같다.

참고 표 (4-5) 재료의 허용응력(kN/㎡)

<목재> (단위:kN/㎡)

구분	목재의 종류	나무결 방향			나무결직각방향*	
		휨	압축	전단	압축	전단
침엽수	적송, 흑송, 낙엽송, 노송나무, 솔송나무, 미송	135	120	10.5	20	15.5
	삼목, 전나무, 가문비나무, 분비나무	105	90	7.5	20	11
활엽수	떡갈나무	195	135	21	45	31.5
	밤나무, 줄참나무, 느티나무, 너도밤나무	150	105	15	35	22.5

주 : 참고값

<강재> (단위:kN/㎡)

강재 종류	인 장	압 축	휨	전 단	축 압	접 촉
보통강재*	1,400	1,400	1,400	800	2,600	4,000
SM 41, SS 41	1,600	1,600	1,600	900	3,000	4,600
SS 50	2,000	2,000	2,000	1,200	3,800	5,800
SM 50	2,200	2,200	2,200	1,300	4,100	6,300

주 : 주강 및 연강 포함

4-1-7 이음에 의한 감소

말뚝의 이음을 설치할 때는 적절한 관리 하에 시공하고 완성된 이음의 신뢰성이 검사에 의하여 확실한 조건에서는 이음에 의한 감소를 시키지 않아도 좋다. 이 조건이 충족되지 않을 때는 말뚝의 종류 및 이음의 종류와 수에 따라 축방향 허용지지력의 감소를 행한다.

[참 고]

이음 말뚝을 사용할 때는 이음이 말뚝에 대해 약점으로 작용하는 것이므로 이음의 존재가 말뚝기초 전체의 지지력에 미치는 영향을 고려하여 축방향 허용지지력의 감소를 행하는 것이 원칙이다. 그러나 최근에 말뚝의 이음은 현저하게 개선되고 특히 항만에서 많이 쓰고 있는 강관말뚝은 반자동 용접법에 의한 현장 원주용접이 일반화되고 있다. 거기에 적절한 관리를 바탕으로 그와 같은 신뢰성이 높은 이음이 시공될 때는 검사에 의해 확인된 조건하에서는 저감하지 않아도 된다.

이음에 의한 감소율에는 지금까지 1개소에 대하여 20%의 값을 사용하면 되었다. 그러나 최근에는 강말뚝 이외의 말뚝이음에 있어서도 신뢰성이 높은 것을 사용하게 되어 있으므로 이음의 확실성에 대하여 충분한 보증이 있을 때에는 감소율을 완화하는 것이 허용된다.

4-1-8 세장비에 의한 감소

말뚝길이와 말뚝 직경과의 비가 너무 클 때는 재하시험에 의한 안전성이 확실하지 않는 한 시공 상의 정밀도를 고려해서 축방향 허용지지력의 값을 감소시켜야 한다.

[참 고]

말뚝은 가늘고 긴 압축재이나 지중에서는 주변 지반이 저항하기 때문에 좌굴현상을 고려할 필요가 없다. 그러나 지상에서는 타입 시 시공의 정도를 고려하여 다음과 같은 감소를 규정한다.

(1) 강말뚝 이외의 경우

$$\alpha = \begin{pmatrix} 0 & (\frac{l}{d} \le 60) \\ \frac{l}{d} - 60 & (\frac{l}{d} > 60) \end{pmatrix} \qquad \text{참고 (4-22)}$$

(2) 강말뚝의 경우

$$\alpha = \begin{pmatrix} 0 & (\frac{l}{d} \le 120) \\ \frac{l}{2d} - 60 & (\frac{l}{d} > 120) \end{pmatrix} \qquad \text{참고 (4-23)}$$

여기서, α : 저감률(%)
l : 말뚝 길이(m)
d : 말뚝 직경(m)

이상은 보통의 시공 정도는 경우 말뚝의 경사를 약 1°로 보고 고려한 값이다.

4-1-9 부주면마찰의 검토

압밀이 현재 진행 중이거나 또는 앞으로 압밀이 일어날 가능성이 있는 지반에 지지말뚝의 기초를 해야 할 때 부주면마찰의 영향을 고려하여 축방향 허용지지력을 산정해야 한다.

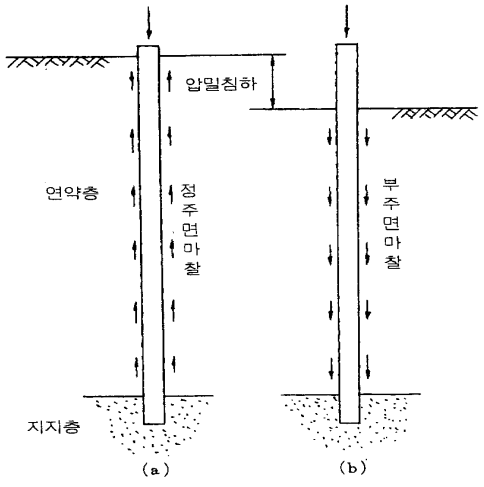


그림 (4-1) 부주면마찰

[해 설]

그림 (4-1)(a)와 같이 말뚝이 연약층을 지나 지지층에 위치하고 있을 때 말뚝에 외력이 가해지면 말뚝 주면에는 정의 주면마찰이 작용하게 된다. 만약 이 연약층이 새로운 성토 혹은 지하수위의 변동 등과 같은 원인으로 압밀이 일어나게 될 경우 말뚝은 지지층에 지지되어 있으므로 말뚝주면에는 그림 (4-1)(a)에서와는 반대로 부의 주면마찰이 일어나게 되어 말뚝에 작용하는 외력으로서의 부담을 주게 된다(그림 (4-1)(b) 참조).

[참 고]

(1) 부(負)의 마찰의 값에 대해서는 현재 정확하게 파악할 수 없으며 그의 최댓값은 다음과 같다고 추정한다.

$$R_{nfmax} = U \cdot L_2 \cdot f_s \qquad \text{참고 (4-24)}$$

여기서,

R_{nfmax} : 부주면마찰의 최댓값 (단일말뚝인 경우) (kN)
U : 말뚝의 주장 (m)
L_2 : 말뚝이 압밀층 속에 있는 길이 (m)
f_s : 압밀층의 평균주면마찰강도 (kN/㎡)

점성토인 경우 f_s는 일축압축강도의 절반을 취한다.

연약한 압밀층에 모래층이 존재할 때 혹은 압밀층 위에 모래층이 상재해 있을 때 L_2속에 모래층의 두께를 포함시키고 모래층의 주면마찰을 고려해야 한다. 식 참고 (4-24)를 모래층이 있을 때의 식으로 고치면 다음과 같이 된다.

$$R_{nfmax} = \left(2\overline{N}_{s2} \cdot L_{s2} + \frac{\overline{q_u} \cdot L_c}{2}\right) U \qquad \text{참고 (4-25)}$$

여기서,

$\overline{N_{s2}}$: 두께 L_{s2}인 모래층의 평균 N치
L_{s2} : L_2 중 모래층의 두께 (m)
L_c : L_2 중 점성토의 두께 (m)
$L_{s2} + L_c = L_2$
$\overline{q_u}$: 두께 L_c인 점성토의 일축압축강도의 평균치 (kN/㎡)

군말뚝일 때 전체를 하나의 깊은 기초로 생각하여 부주면마찰을 구하고 이 값을 말뚝의 개수로 나눈 값을 1본당의 부의 마찰로 생각한다.

$$R_{nfmax} = \frac{\overline{S} \cdot U \cdot H + A_g \cdot \gamma \cdot L_2}{n} \qquad \text{참고 (4-26)}$$

여기서,

R_{nfmax} : 부주면마찰의 최댓값 (군말뚝인 경우) (kN)
U : 군말뚝의 주장 (m)
H : 지표에서 압밀층하부까지의 깊이 (m)
$\overline{S}$: H구간 흙의 평균전단강도 (kN/㎡)
A_g : 군말뚝의 저면적 (㎡)
γ : L_2구간의 흙의 평균단위체적중량 (kN/㎡)
L_2 : 압밀층의 두께 (m)
n : 군말뚝의 개수

식 참고 (4-24)~식 참고 (4-26)들은 부주면마찰이 예상되는 최댓값을 나타내는 값인데 실제로는 1/2~1/3 정도가 작용하는 것이 아닌가 추측된다.

(2) 부주면마찰의 영향을 축방향 지지력과 어떻게 관련시킬 것인가에 대해 현재로서는 정설이 없다. 그러나 현 단계로서는 다음 방법을 권장한다.
통상적인 축방향허용지지력을 R_a라고 했을 때 다음 세 식을 만족해야 한다.

$$R_a \leq 1/3\ R_p \qquad \text{참고 (4-27)}$$
$$(R_a + R_{nfmax}) \leq 1/1.2\ R_p \qquad \text{참고 (4-28)}$$
$$R_a + R_{nfmax} \leq \sigma_f \cdot A_c \qquad \text{참고 (4-29)}$$

여기서,

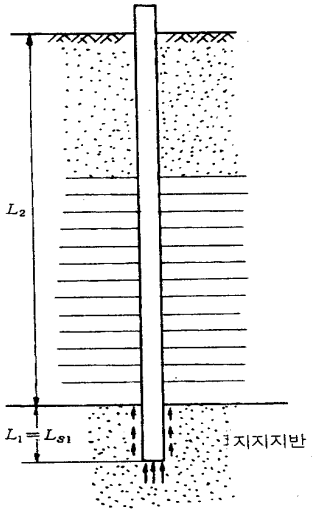
R_a : 축방향허용지지력 (통상) (kN)
R_p : 말뚝선단의 지지력 (극한치) (kN)
R_{nfmax} : 부주면마찰의 최댓값 (kN)
단일말뚝일 때와 군말뚝일 때는 각각의 값 중 작은 값을 택한다.
σ_f : 말뚝재료의 항복압축응력 또는 장기허용압축응력의 1.5배 (kN/㎡)
A_c : 말뚝의 유효단면적(m^2)

식 참고 (4-27)은 연약층을 지나 지지층에 말뚝이 지지되어 있을 때 연약층에서 정의 주면마찰은 기대하지 아니하며 선단에서의 지지만을 고려했을 때 안전율 3.0을 확보해야 할 것을 규정한 것이다.
식 참고 (4-28)과 식 참고 (4-29)는 부의 마찰을 충분히 고려했을 때 말뚝선단에 전달되는 힘이 그 지반의 항복하중과 말뚝재 단면의 항복압축응력을 초과해서는 안 된다고 규정한 것이다
선단지지력으로서는 식 참고 (4-1)중의 $300NA_p$를 취하면 된다. 만약 말뚝이 지지층 속에 관입되어 있을 때 그 부분의 주면마찰은 선단 지지력에 포함시킬 수 있다.(참고 그림 (4-11) 참조)

$$R_p = 300 \cdot N \cdot A_p + 2\overline{N}_{s1} \cdot L_{s1} \cdot U \qquad \text{참고 (4-30)}$$

여기서,

R_p : 말뚝선단의 지지력 (극한치) (kN)
N : 말뚝 선단지반의 N치
A_p : 말뚝선단면적 (㎡)
$L_{s1} = L_1$: 말뚝이 지지층에 관입된 깊이 (m)
$\overline{N}_{s1}$: L_{s1}구간의 평균 N치
U : 말뚝둘레의 길이 (m)



참고 그림 (4-11) 선단지지력

(3) 마찰말뚝을 사용하면 지반의 침하에 따라 기초말뚝도 침하하기 때문에 상부구조물의 강성이 적으면 전체침하와 더불어 부등침하 때문에 사고의 염려가 있으니 충분히 안전한 구조물로 설계하여야 하며, 경사말뚝의 경우 부주면마찰 작용과 함께 말뚝의 큰 휨이 발생하므로 특히 주의해야 한다.

(4) 최근에는 부주면마찰을 제거하기 위하여 종래와 같이 단말뚝의 단면을 증대하거나 마찰항을 써서 부주면마찰에 대처하는 것뿐만 아니라 공사기간, 공사비 및 용이한 시공성 등을 충분히 검토한 다음 새로운 대책공법을 활용하고 있다. 새로운 대책공법으로는 말뚝의 주면에 아스팔트를 엷게 도포하는 SL(slip layer) 공법이 있다.
이외에도 이중관에 의한 방법, 군말뚝효과를 고려하여 외측에 사항을 박는 방법, bentonite slurry를 쓰는 방법 등이 있으나, 이들의 방법은 과거의 실적을 충분히 검토한 다음 시행하는 것이 좋다.

4-1-10 말뚝의 항타 중심간격

항타 시의 말뚝 중심간격은 말뚝 직경의 2.5배 이상으로 한다.

[참 고]

항타의 중심간격을 정하는 데는 다음 사항을 고려하여야 한다.

(1) 항타기가 근접할 수 있는 한도

(2) 항타시공 시 말뚝의 중심위치의 오차나 경사 등에 의하여 인접말뚝과의 충돌 가능성

(3) 항타 시에 배제되는 흙이 위쪽으로 솟아오르거나 인접말뚝을 누르거나 할 때

(4) 점성토의 경우 타입에 의한 흙의 교란으로 인접말뚝의 지지력에 미치는 영향

(5) 사질토의 경우 타입에 의한 흙의 다짐이 인접 말뚝의 타입능률에 미치는 영향

(6) 군말뚝으로서 지지력이나 부주면마찰

일반적으로 말뚝간격이 크면 단독의 말뚝으로서 기능을 발휘할 수 있는 이점이 있지만 간격이 너무 크면 구조물 전체로 보아 오히려 비경제적이다.

보통 항타의 간격은 말뚝직경의 2.5~3.5배로 하며 최소 중심간격은 2.5배로 한다.

이것은 시공 상의 관점에서 경험적으로 정한 것이며 말뚝간격이 지지력에 미치는 영향 즉 군말뚝의 지지력에 있어서는 별도로 고려할 필요가 있다.

또한 이들은 기초말뚝을 대상으로 한 것이며 강널말뚝벽 또는 상형널말뚝벽 등의 부재로서 말뚝을 쓰는 경우는 해당되지 않는다.

4-1-11 군말뚝의 지지력

마찰말뚝을 군말뚝으로 적용 할 때, 바깥 말뚝 표면을 연결한 면으로 이루어진 하나의 깊은 기초로서의 지지력을 검토해야 한다.

[해 설]

(1) 군말뚝의 지지력검토

모든 기초는 1개 이상의 말뚝으로 지지되어 있으므로 군말뚝으로 취급하는 경우가 대부분이다. 지지말뚝에서 말뚝의 간격을 충분히 취한다면 말뚝 선단에서 응력의 겹침, 침하 등 문제될 것이 없다. 모래층에서의 마찰 말뚝은 말뚝 타입으로 인한 다짐효과 때문에 단말뚝일 때 보다 군말뚝일 때 지지력이 더 커지는 경향이 있다(Kezdi, 1957).

여기서 군말뚝의 검토는 점성토 지반에서 마찰말뚝으로 지지해야 할 경우를 말한다. 참고 그림 (4-12)에서 사선 부분내의 흙과 말뚝이 일체가 되어 외력에 대해 저항할 것이라는 것이 군말뚝의 작용이다.

[참 고]

(1) 군말뚝의 극한지지력은 다음 식 참고 (4-31)과 같이 나타낼 수 있다(Peck, 1953; Terzaghi 등, 1995).

$$R_{qu} = q_d \cdot A_g + \overline{S} \cdot U \cdot L \qquad \text{참고 (4-31)}$$

여기서,

R_{qu} : 흙과 말뚝들을 하나의 block으로 생각한 군말뚝의 지지력 (kN)
q_d : block 저면을 기초저면으로 생각했을 때 극한지지력 (kN/㎡)
A_g : 군말뚝(block)의 저면적 (㎡)
U : 군말뚝(block)의 주변장 (m)
L : 말뚝의 근입길이 (m)
$\overline{S}$: 흙의 평균전단강도 (kN/㎡)

말뚝 1개당 허용지지력은 식 참고 (4-32)와 같다

$$R_a = \left\{ \frac{1}{F}(R_{gu} - \gamma'_2 \cdot A_g \cdot L) \right\} \cdot \frac{1}{n} \qquad \text{참고 (4-32)}$$

여기서,

R_a : block파괴로 생각했을 때 1개 당 허용지지력 (kN)
γ'_2 : 말뚝과 흙을 포함한 block 전체의 평균단위체적중량 (kN/㎥)
n : 말뚝의 개수
F : 안전율

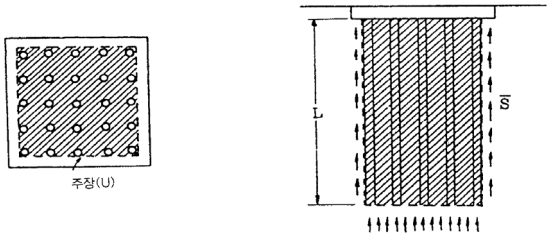
점성토인 경우 점착력을 C라고 하고 $\gamma'_s \fallingdotseq \gamma_2$($\gamma_2$는 말뚝선단에 위의 흙의 평균단위체적중량)라고 하면 식 참고 (4-31), 식 참고 (4-32)는 다음과 같이 된다.

$$R_a = \frac{1}{n}\left\{ \frac{5.7C \cdot A_g(1+0.3\frac{B}{B_1}) + C \cdot U \cdot L}{F} - \gamma_2 \cdot A_g \cdot L \right\} \qquad \text{참고 (4-33)}$$

여기서,

B : 군말뚝 (block)의 단변 (m)
B_1 : 군말뚝 (block)의 장변 (m)

군말뚝 설계 시 각 말뚝의 허용지지력은 단말뚝으로서의 계산된 값과 식 참고 (4-32)및 식 참고 (4-33)에서 구한 값 중 최솟값을 취한다.

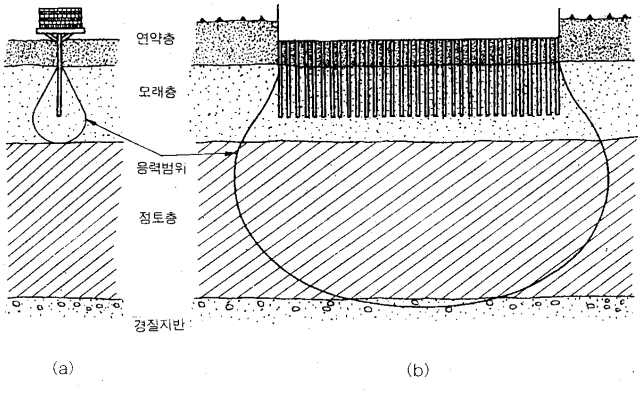


참고 그림 (4-12) 군말뚝 기초

(2) 재하시험과 군말뚝의 지지력

말뚝의 재하시험은 1본의 말뚝에 대하여 행하여지는 것이 보통이다. 따라서 단일말뚝의 결과에서 군말뚝의 지지력을 구하려면 군말뚝의 작용에 대한 충분한 고려가 필요하다.

(1)항의 경우는 말뚝의 주변 또는 관입되는 지반에 있어서 지반조건의 급변이 없는 경우를 대상으로 한 것이나, 지반조건이 급변하고 있는 경우도 있을 수 있다. 예를 들면 참고 그림 (4-13)과 같이 말뚝 자체는 양호한 모래층에 근입되어 있으나, 그 밑이 연약한 점성토이 있는 경우 군말뚝 작용이 현저하게 반응하는 것에 주의하여야 한다. 참고 그림 (4-13)(a)에서 단말뚝의 재하시험은 하중에 의한 지반에 응력이 작용하는 범위가 작아 사질토층에 그치고 있다. 그런데 군말뚝의 경우 참고 그림 (4-13)(b)와 같이 말뚝 1본당의 하중강도가 같더라도 응력이 작용하는 범위는 훨씬 깊게 미쳐서 점성토층이 큰 응력을 받게 된다. 즉 단일말뚝의 경우는 말뚝의 선단층 밑의 연약한 층이 말뚝의 거동에 거의 영향을 주지 않으나, 군말뚝의 경우에는 지지력이나 침하의 특성이 주로 연약층의 성질에 의해 지배된다. 이런 경우 단말뚝의 재하시험결과로 (1)항에서 기술한 것과 같은 고찰만으로는 군말뚝의 특성을 추정하는 것은 불가능하다. 따라서 군말뚝을 사용할 때는 구조물의 규모에 따라 말뚝의 선단부터 충분한 깊이까지의 토질조사를 하고 만약 하부지반에 연약층이 있을 때는 그 층의 성질에 따라서 군말뚝 작용을 검토하여야 한다.



참고 그림 (4-13) 단말뚝의 재하시험과 군말뚝의 지지력

4-1-12 말뚝의 침하량에 대한 검토

말뚝의 축방향 허용지지력을 정하는데 있어서는 말뚝두부의 추정 침하량이 상부구조로부터 결정되는 말뚝두부의 허용침하량을 초과하지 않아야 한다.

[해 설]

(1) 침하량 검토의 필요성

일반적으로 기초에 요구되는 가장 중요한 것은 지반 또는 기초자체의 파괴가 생기지 않고 상부구조의 하중을 안전하게 지지하며, 또한 상부구조에 유해한 침하나 변위가 일어나지 않아야 하는 이 두 가지이다. 이중 후자에 대한 침하나 변위는 개개의 구조물에 의해 조건이 다르기 때문에 전자에 비하여 수치적인 결정이 용이하지 못하며, 특히 말뚝기초의 경우가 그러하다. 그러나 침하량 검토를 하지 않으면 기초의 파괴는 없어도 상부구조에 파손이 생기거나 이용 상 지장이 생긴다.

특히 상부구조의 침하를 억제할 목적으로 말뚝기초를 사용하는 경우가 많으므로 말뚝의 축방향 허용지지력을 정하는데 침하량의 충분한 검토가 필요하다.

(2) 말뚝머리의 탄성침하량

일반적인 구조물에서는 말뚝머리의 전체침하량이 문제가 되는 것이 상례이지만 잔교나 크레인 기초 등의 활하중이 지배적인 구조물에서는 탄성침하량 만으로도 문제가 되는 경우가 있으므로 충분히 검토해야 한다.

[참 고]

(1) 말뚝머리의 탄성침하량은 식 참고 (4-34)로 나타낸다.

$$S_t = S_s + S_p + S_{ps} \qquad \text{참고 (4-34)}$$

여기서,

S_t : 말뚝머리의 탄성침하량(cm)
S_s : 말뚝 자체의 길이방향 변형량(cm)
S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 변형량(cm)
S_{ps} : 주변마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량(cm)

외말뚝의 말뚝머리 침하량을 구성하고 있는 3가지 성분 S_s, S_p, S_{ps}는 식 참고 (4-35), 식 참고 (4-36), 식 참고 (4-37)과 같은 경험식으로 구할 수 있다. 말뚝 자체의 길이방향 탄성변형은 다음 식과 같다.

$$S_s = (Q_{pa} + a_s Q_{ps})L/A_p E_p \qquad \text{참고 (4-35)}$$

여기서,

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하 되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중
Q_{ps} : 말뚝에 설계하중이 재하 되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중
L : 말뚝길이
A_p : 말뚝의 단면적(재료의 순 단면적)
E_p : 말뚝의 탄성계수
α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수

Vesic(1977)은 균등분포 또는 포물선 분포의 주면마찰력의 경우에는 a_s= 0.5, 삼각형 분포(지표면에서는 0, 말뚝선단부에서 최대)의 경우에는 a_s= 0.67을 적용하도록 권장하고 있다. 실제 주면마찰력 분포는 계측장치가 설치된 말뚝재하시험 결과로부터 얻는 것이 가장 좋지만, 동재하시험결과로부터 유추할 수 있으며 지반조사 결과를 검토하여 유추할 수도 있다. 이는 Sharma and Joshi(1988)의 연구결과에서도 나타남 바와 같이 a_s값은 전체침하량에 큰 영향을 미치지 않으며 따라서 지반조사결과 N값을 이용하여 개략적인 주면마찰력 분포를 추정한 후 a_s= 0.5 또는 a_s= 0.67을 적용한다. 말뚝선단부의 하중에 의한 침하량은 식 참고 (4-36)과 같다.

$$S_p = C_p Q_{ps}/B\,q_p \qquad \text{참고 (4-36)}$$

여기서,

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수
Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하 되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중
B : 말뚝의 폭 또는 직경
q_p : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

참고 표 (4-6) C_p

흙의 종류	타입말뚝	굴착말뚝
모래(조밀-느슨)	0.02-0.04	0.06-0.18
점토(굳은-연약)	0.02-0.03	0.03-0.06
실트(조밀-느슨)	0.03-0.05	0.09-0.12

주면마찰력에 의한 말뚝선단부의 침하량은 다음식과 같다.

$$S_{ps} = C_s Q_{pa} / L_b q_p \qquad \text{참고 (4-37)}$$

여기서,

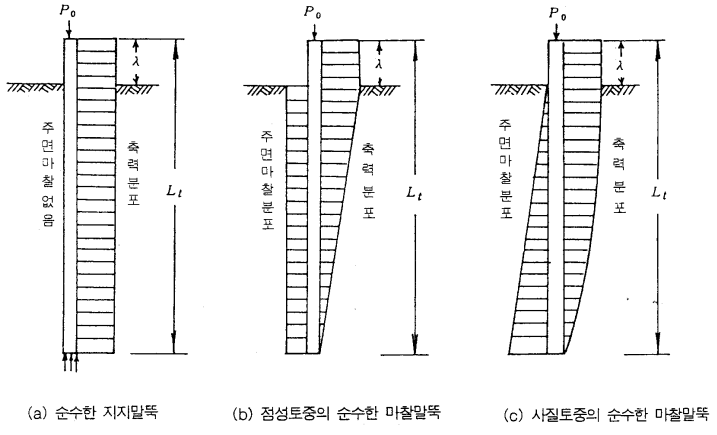
$C_s = (0.93 + 0.16\sqrt{L_b/B})C_p$

L_b : 말뚝의 근입깊이

위와 같은 계산은 말뚝의 선단지지층이 충분히 깊어 선단부 아래쪽으로 말뚝직경의 10배 이상이 되며 충분히 견고한 경우를 가정한 방법이므로, 선단부 아래쪽의 지반조건이 이와 다를 때는 적용할 수 없다.

(2) 점성토중의 마찰 말뚝이나 지지층 밑에 연약한 점성토가 있는 경우 말뚝에 전달되는 상부구조물의 하중에 의해서 점성토가 압밀을 일으킨다. 따라서 점성토의 압밀침하가 말뚝기초의 침하가 되기 때문에 점성토의 압밀침하 계산을 하고 말뚝기초의 침하량을 계산한다. 이 경우 하중 작용면이 말뚝의 두부에 있다고 가정하는 것과 말뚝 선단부에 있다고 가정하는 극단적인 차이가 있어, 실제는 그 중간에 있다고 추측되므로 실제로는 그 중간에 있다고 가정하며 정확한 판단은 말뚝이 응력 전달 시스템에 의해 결정된다. 현재 적용하고 있는 방법은 말뚝의 끝에서 1/3지점 저면이 있는 하나의 깊은 기초로 가정하여 그 면에 하중이 등분포하는 것으로 하고 그 밑층의 압밀침하를 계산하고 있다. 경우에 따라서는 상기 양 극단에 있어서도 검토해볼 필요가 있다. 모래층중의 마찰 말뚝에 있어서도 말뚝선단부터 밑에 연약층이 있는 경우의 압밀계산에도 상기방법에 따라 계산한다.

이와 같은 말뚝에는 말뚝선단이 밑의 연약층 천단부터 2~3m 이상 떨어지지 않으면 연약층 중에 관입파괴가 일어날 염려가 있으므로 주의해야 한다.



(a) 순수한 지지말뚝 (b) 점성토중의 순수한 마찰말뚝 (c) 사질토중의 순수한 마찰말뚝

참고 그림 (4-14) 말뚝의 축력분포

4-2 말뚝의 횡방향 허용지지력추정

축직각방향에 작용하는 말뚝의 횡방향 허용지지력은 다음 방법에 의하여 추정한다.
(1) 재하시험에 의한 방법
(2) 해석적 방법에 의한 방법
(3) 자료에 의한 경험적 방법

[해 설]

실제로 지반에 타입한 말뚝에 축직각방향의 외력을 가하여 하중-변위 특성을 파악하고 더 큰 하중을 가하여 파괴하중을 확인할 수 있다. 그러나 주의해야할 사항은 시험조건에 따라 그 결과가 판이하게 다르다는 사실이다. 동일지반이라 해도 말뚝의 종류, 말뚝상단의 고정조건, 재하위치의 높이 등에 따라 결과가 차이 나기 때문이다. 시험조건을 실제 구조물에서 말뚝의 하중, 기타조건을 정확히 일치하게 하는 것이 이상적이나 용이한 일이 아니다. 그러므로 재하시험 결과를 그대로 설계에 사용하는 것은 불합리하며 수정 해석하여 활용해야 한다.

4-2-1 재하시험에 의한 추정

축직각방향의 힘을 받는 말뚝의 거동을 재하시험에서 추정하고자 할 경우에는 실제의 구조물에 있어서 말뚝 또는 하중의 조건과 재하시험에 있어서 말뚝 또는 하중의 조건과의 다른 점을 충분히 고려해야 한다.

4-2-2 해석적 방법에 의한 추정

축직각방향에 외력이 작용하는 말뚝의 거동을 해석적으로 추정하는 방법으로 말뚝을 탄성보로 간주해서 해석하는 방법과 극한평형법이 있다.

[참 고]

(1) 탄성지반반력법

적용되는 탄성방정식들은 다음과 같이 제시할 수 있다.

말뚝을 탄성보로 가정하여 해석하는 기본식은 식 참고 (4-38)과 같다.

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} = -P = -pB \qquad \text{참고 (4-38)}$$

여기서,

EI : 말뚝의 휨강성 (kN・㎡)
x : 지표에서부터 깊이 (m)
y : 깊이 x에서의 말뚝의 변위 (m)
P : 깊이 x에서의 말뚝의 단위 길이 당 지반반력 (kN/m)
p : 깊이 x에서의 말뚝의 단위면적 당 지반반력 (kN/㎡), $p = \frac{P}{B}$
B : 말뚝의 폭 (m)

식 참고 (4-38)에서 지반반력(P)을 어떠한 값으로 나타내느냐에 따라 여러 사람의 해석방법이 있다. 지반을 탄성체로 생각해서 P 또는 p 를 말뚝의 변위(y)의 1차 함수로 나타내는 방법이 있다.

$$P = E_s \cdot y \qquad \text{참고 (4-39)}$$

또는 $$p = \frac{E_s}{B} \cdot y = k_h \cdot y \qquad \text{참고 (4-40)}$$

여기서,

E_s : 지반의 탄성계수 (kN/㎡)

k_h : 횡방향 지반반력계수 (kN/㎥)

지반의 탄성계수 E_s의 특성에 대해 많은 의견이 있으나, 단순화하여 $E_s = k_h \cdot B$는 일정하다고 가정하여 해석하는 방법이다(Chang, 1937).

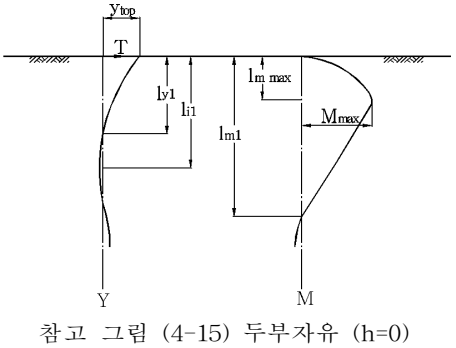
① 창(Chang)의 방법

가. 지반의 탄성계수 E_s를 사용한 탄성방정식은 식 참고 (4-41)과 같이 된다.

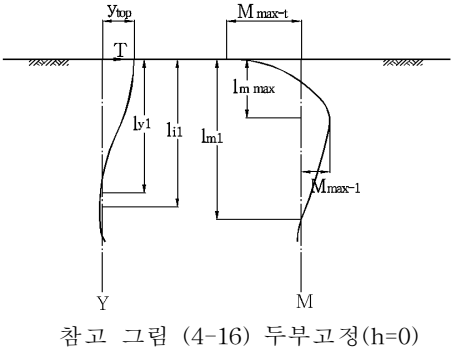
$$EI\frac{d^4y_1}{dx^4} = 0 \qquad (0 \geq x \geq -h)\ \text{지상부}$$

$$EI\frac{d^4y_2}{dx^4} + E_s \cdot y_2 = 0 \qquad (x \geq 0)\ \text{지하부} \qquad \text{참고 (4-41)}$$

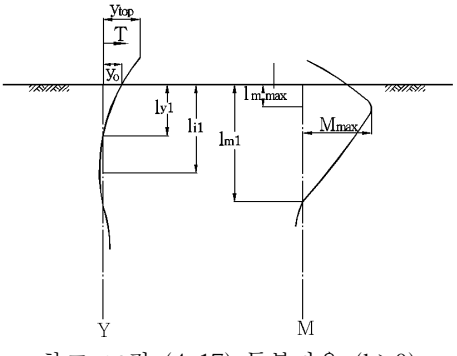
E_s를 일정하다고 가정하고 이들의 일반해를 구하여, 경계조건을 넣어서 다음 4개의 기본적 형식에 대해 해석할 수 있다.



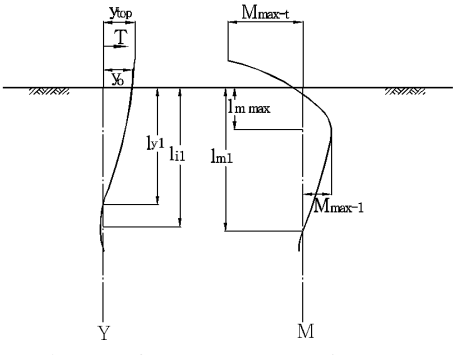
참고 그림 (4-15) 두부자유 (h=0)



참고 그림 (4-16) 두부고정(h=0)



참고 그림 (4-17) 두부자유 (h>0)



참고 그림 (4-18) 두부고정 (h>0)

여기서,

y_1 : 지상부의 말뚝 변위 (m)
y_2 : 지중부의 말뚝 변위 (m)
h : 돌출길이 (m)
i_1 : 지상부의 처짐각 (라디안)
i_2 : 지중부의 처짐각 (라디안)
k_h : 횡방향 지반반력계수 (kN/㎥)
k_{h1} : 30cm의 정사각형 판에 대한 횡방향 지반반력계수 (kN/㎥)
l_{i1} : 두부가 자유인 말뚝의 처짐각 제 1영점 깊이나 두부고정 말뚝의 처짐각 제 2영점의 깊이 (m)
l_{m1} : 두부자유 말뚝의 휨모멘트 제1영점 깊이 혹은 두부고정 말뚝의 휨모멘트 제 2영점의 깊이 (m)
l_{y1} : 변위의 제 1영점 (제 1부동점)의 깊이 (m)
$l_{m\ max}$: 최대 휨모멘트가 일어나는 깊이 (말뚝두부를 제외) (m)
M_1 : 지상부의 휨모멘트 (kN · m)
M_2 : 지중부의 휨모멘트 (kN · m)
M_{max} : 두부자유 말뚝의 최대 휨모멘트 (kN · m)
M_{max-t} : 두부고정 말뚝의 말뚝두부 휨모멘트 (kN · m)
M_{max-1} : 두부고정 말뚝의 지중부 최대 휨모멘트 (kN · m)
N : 표준관입시험치
S_1 : 지상부의 전단력 (kN)
S_2 : 지중부의 전단력 (kN)
n_h : 횡방향 지반반력정수 (kN/㎥)
T : 말뚝두부에 작용하는 수평력 (kN)
y_o : 말뚝의 지표면 변위 (m)
y_{top} : 말뚝두부 변위 (m)
E_s : 지반의 탄성계수 (kN/㎡)
B : 말뚝의 폭 (또는 직경) (m)
EI : 말뚝의 휨강성 (kN · ㎡)

$$(\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}}\ m^{-1})$$

다음 각각의 경우일 때 계산상 중요한 관계들이 식 참고 (4-42)~식 참고 (4-57)과 같다.

○ 돌출길이가 0일 때 (h = 0)
두부자유말뚝
두부고정말뚝

○ 돌출길이가 0이 아닐 때 (h > 0)
두부자유말뚝
두부고정말뚝

㉮ 두부자유말뚝 h = 0 (참고 그림 (4-15) 참고)

○ 일반식

$$y_2 = \frac{T}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \cos\beta x$$

$$i_2 = \frac{-T}{2EI\beta^2} e^{-\beta x}(\cos\beta x + \sin\beta x)$$

$$M = \frac{-T}{\beta} e^{-\beta x} \sin\beta x$$

$$S = T e^{-\beta x}(\sin\beta x - \cos\beta x)$$

참고 (4-42)

○ 특별치

$$y_\top = y_o = \frac{T}{2EI\beta^3}$$

참고 (4-43)

$$M_{\max} = \frac{-T}{\beta} e^{-\pi/4} \sin\frac{\pi}{4} = -0.322 \frac{T}{\beta}$$

참고 (4-44)

$$l_{y1} = \frac{\pi}{2\beta}$$

$$l_{i1} = \frac{3\pi}{4\beta}$$

$$l_{mi} = \frac{\pi}{\beta}$$

$$l_{m\max} = \frac{\pi}{4\beta}$$

참고 (4-45)

㉯ 두부고정말뚝 h = 0 (참고 그림 (4-16) 참조)

○ 일반식

$$y_2 = \frac{T}{4EI\beta^3} e^{-\beta x}(\cos\beta x + \sin\beta x)$$

$$i_2 = \frac{-T}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} \sin\beta x$$

$$M = \frac{-T}{2\beta} e^{-\beta x}(\sin\beta x - \cos\beta x)$$

$$S = -T e^{-\beta x} \cos\beta x$$

참고 (4-46)

○ 특별치

$$y_\top = y_o = \frac{T}{4EI\beta^3}$$

참고 (4-47)

$$M_{\max-t} = \frac{T}{2\beta}$$

참고 (4-48)

$$M_{\max-t} = \frac{-T}{2\beta} e^{-\pi/2} = -0.104 \frac{T}{\beta}$$

$$l_{y1} = \frac{3\pi}{4\beta}$$

$$l_{i1} = \frac{\pi}{\beta}$$

$$l_{m1} = \frac{5\pi}{4\beta}$$

$$l_{m\max} = \frac{\pi}{2\beta}$$

참고 (4-49)

㉰ 두부자유말뚝 h > 0 (참고 그림 (4-17) 참조)

○ 일반식

$$y_1 = \frac{T}{6EI\beta^3}\,[\beta^3x^3 + 3\beta^3hx^2 - 3\beta(1+2\beta h)x + 3(1+\beta h)]$$

$$y_2 = \frac{T}{2EI\beta^3}\,e^{-\beta x}\,[(1+\beta h)\cos\beta x - \beta h\sin\beta x]$$

$$i_1 = \frac{T}{2EI\beta^2}\,[\beta^2x^2 + 2\beta^2hx - (1+2\beta h)]$$

$$i_2 = \frac{-T}{2EI\beta^2}\,e^{-\beta x}\,[(1+2\beta h)\cos\beta x + \sin\beta x] \qquad \text{참고 (4-50)}$$

$$M_1 = -\,T(x+h)$$

$$M_2 = \frac{-T}{\beta}\,e^{-\beta x}\,[\beta h\cos\beta x + (1+\beta h)\sin\beta x]$$

$$S_1 = -\,T$$

$$S_s = -\,Te^{-\beta x}\,[\cos\beta x - (1+2\beta h)\sin\beta x]$$

○ 특별치

$$y_\top = \frac{2(1+\beta h)^3+1}{6EI\beta^3}\,T = \frac{Th^3}{3EI}\,\Psi_\triangle(\beta h) \qquad \text{참고 (4-51)}$$

$$y_o = \frac{1+\beta h}{2EI\beta^3}\,T = \frac{Th^3}{2EI}\,\Psi_f(\beta h)$$

$$M_{\max} = -\,h\left[\frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2+1}}{2\beta h}\,\exp\left(-\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta h}\right)\right]T \qquad \text{참고 (4-52)}$$

$$= -\,Th\,\Psi_m(\beta h)$$

$$\left.\begin{aligned} l_{y1} &= \frac{1}{\beta}tan^{-1}\frac{1+\beta h}{\beta h} \\ l_{i1} &= \frac{1}{\beta}\tan^{-1}[-(1+2\beta h)] \\ l_{m1} &= \frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{-\beta h}{1+\beta h} \end{aligned}\right\} \qquad \text{참고 (4-53)}$$

$$l_{m,\max} = \frac{1}{\beta}\,\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta h}$$

㉱ 두부고정말뚝 h > 0 (참고 그림 (4-18) 참조)

○ 일반식

$$y_1 = \frac{T}{12EI\beta^3}\,[2\beta^3x^3 - 3(1-\beta h)\beta^2x^2 - 6\beta^2hx + 3(1+\beta h)]$$

$$y_2 = \frac{T}{4EI\beta^2}\,e^{-\beta x}\,[(1+\beta h)\cos\beta x + (1-\beta h)\sin\beta x)]$$

$$i_1 = \frac{T}{2EI\beta^2}\,[\beta^2x^2 - (1-\beta h)\beta x - \beta h]$$

$$i_2 = \frac{-T}{2EI\beta^2}\,e^{-\beta x}\,(\beta h\cos\beta x + \sin\beta x) \qquad \text{참고 (4-54)}$$

$$M_1 = \frac{T}{2\beta}\,[(1-\beta h) - 2\beta x]$$

$$M_2 = \frac{T}{2\beta}\,e^{-\beta x}\,[(1-\beta h)\cos\beta x - (1+\beta h)\sin\beta x]$$

$$S_1 = -\,T$$

$$S_2 = -\,T\,e^{-\beta x}(\cos\beta x - \beta h \sin\beta x)$$

○ 특별치

$$y_\top = \frac{(1+\beta h)^3+2}{12EI\beta^3}\,T = \frac{Th^3}{12EI}\,\overline{\Psi_\triangle}(\beta h) \qquad \text{참고 (4-55)}$$

$$y_o = \frac{1+\beta h}{4EI\beta^3}\,T = \frac{Th^3}{4EI}\,\overline{\Psi_f}(\beta h)$$

$$M_{\max-t} = \frac{1+\beta h}{2\beta}\;T = Th\,\overline{\Psi_o}(\beta h) \qquad \text{참고 (4-56)}$$

$$M_{\max-1} = -h\left[\frac{\sqrt{(1+(\beta h)^2}}{2\beta h}\exp(-\tan^{-1}\frac{1}{\beta h})\right]T = -\,Th\,\overline{\Psi_m}(\beta h)$$

$$\left.\begin{aligned} l_{y1} &= \frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{\beta h+1}{\beta h-1} \\ l_{i1} &= \frac{1}{\beta}\tan^{-1}(-\beta h) \\ l_{m1} &= \frac{1}{\beta}\left(\tan^{-1}\frac{1-\beta h}{1+\beta h}+\pi\right) \\ l_{m,\max} &= \frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1}{\beta h} \end{aligned}\right\} \qquad \text{참고 (4-57)}$$

식 참고 (4-51), 식 참고 (4-52), 식 참고 (4-55), 식 참고 (4-56)중의 계수 $\Psi_\triangle(\beta h)$, $\Psi_f(\beta h)$, $\Psi_m(\beta h)$, $\overline{\Psi_\triangle}(\beta h)$, $\overline{\Psi_f}(\beta h)$, $\overline{\Psi_o}(\beta h)$ 그리고 $\overline{\Psi_m}(\beta h)$들은 무차원량 βh에 관한 무차원 함수들이다. 창(Chang)의 방법에서 말뚝의 근입깊이 L은 무한이라고 가정하였다. 근입깊이가 유한할 때도 $\beta L \geq \pi$일 때는 무한히 긴 경우와 거의 일치한다고 한다.

나. 창(Chang)의 방법에서 E_s를 추정하는 방법

㉮ 테르자기(Terzaghi)의 제안

테르자기(Terzaghi)는 점성토와 사질토로 구분하여 횡방향 지반반력계수의 값을 다음과 같이 제안하였다.

㉠ 점성토인 경우

$$k_h = \frac{20}{B}\,\overline{k_{h1}} \quad (\mathrm{kN/m^3}) \qquad \text{참고 (4-58)}$$

여기서,

k_h : 횡방향 지반반력계수 ($\mathrm{kN/m^3}$)

B : 말뚝의 폭 (m)

$\overline{k_{h1}}$: 참고 표 (4-7)의 값을 사용한다.

참고 표 (4-7) 지반반력계수

점토의 컨시스턴시	굳 다	대단히 굳다	고결 되어있다
점토의 일축압축강도 q_u($\mathrm{kN/m^2}$)	100 ~ 200	200 ~ 400	400 이상
$\overline{k_{h1}}$의 범위($\mathrm{kN/m^3}$)	16,000 ~ 32,000	3.2 ~ 6.4	64,000 이상
$\overline{k_{h1}}$의 권장값($\mathrm{kN/m^3}$)	24,000	48,000	96,000

$$E_s = k_h B = 20\overline{k_{h1}}$$ 참고 (4-59)

㉡ 사질토인 경우

$$K_h = n_h \frac{x}{B}$$ 참고 (4-60)

여기서,

x : 깊이 (m)

B : 말뚝의 폭 (m)

n_h : 참고 표 (4-8)의 값을 사용한다.

참고 표 (4-8) n_h의 값

모래의 상대밀도	느슨하다	중간	밀실하다
마른모래 또는 젖은 모래일 때 n_h(kN/m³)	2,200	6,700	17,600
수중모래일 때 n_h(kN/m³)	1,300	4,400	10,800

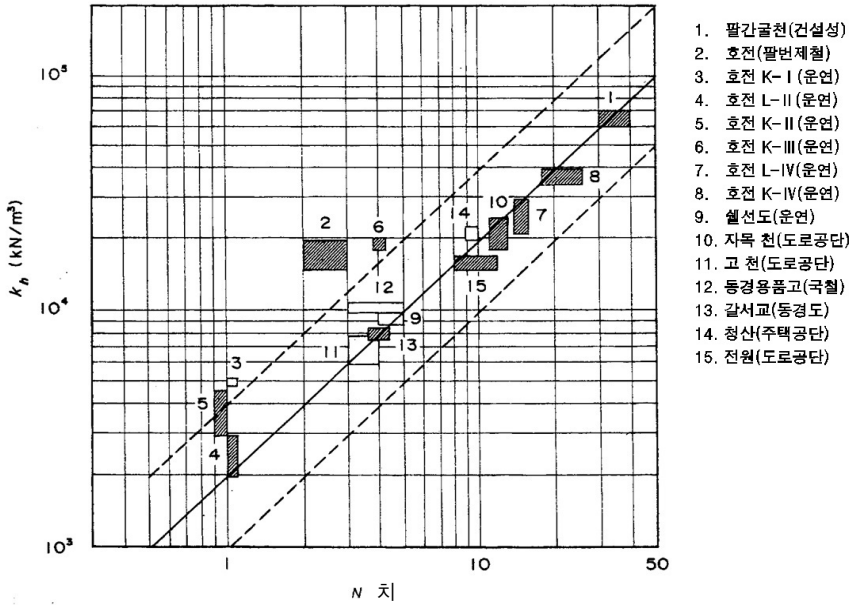
$$E_s = k_h B = n_h x$$ 참고 (4-61)

사질토인 경우 E_s는 심도의 함수이기 때문에 창(Chang)의 방법을 사용할 때 깊이에 대하여 고려해야 한다. 창(Chang)은 제일부동점의 깊이 l_{y1}의 1/3 심도의 E_s로 취하라고 했다. 그러나 식 참고 (4-45)등에 나타난 바와 같이 l_{y1}자체가 E_s의 함수이므로 E_s를 구하기 위해서는 시산법으로 구해야 한다. 그러나 요코야마(横山)가 작성한 계산도표 참고 그림 (4-19)를 쓰면 간단히 구할 수 있다. 식 참고 (4-58)과 식 참고 (4-60)에서 k_h의 값이 폭 B에 반비례한다고 하였으나, 이 점이 문제가 있어 말뚝 폭에는 관계가 없다는 견해도 있다.

㉢ 요코야마(横山)의 제안

요코야마는 일본에서 행한 강말뚝의 횡방향 재하시험 결과 값으로부터 k_h를 역산하여 지표에서 β^{-1}깊이까지의 평균 N치와 대비하여 참고 그림 (4-19)를 얻었다.

이 경우 사질토나 점성토에서도 $E_s = kh \cdot B$가 성립되며, k_h자체는 B의 영향을 받지 않는 것으로 생각된다. 그리고 실측치에서 역산한 k_h치는 하중이 증대되면 감소한다. 참고 그림 (4-20)은 휨응력 1,000~1,500kN/㎡인 강재말뚝에서 각 하중에 대응하는 k_h를 도시한 것이다. 참고 그림 (4-19)는 현지에서 재하시험을 하지 않고 토질조건만으로 개략적인 E_s치를 추정할 때 이용한다.



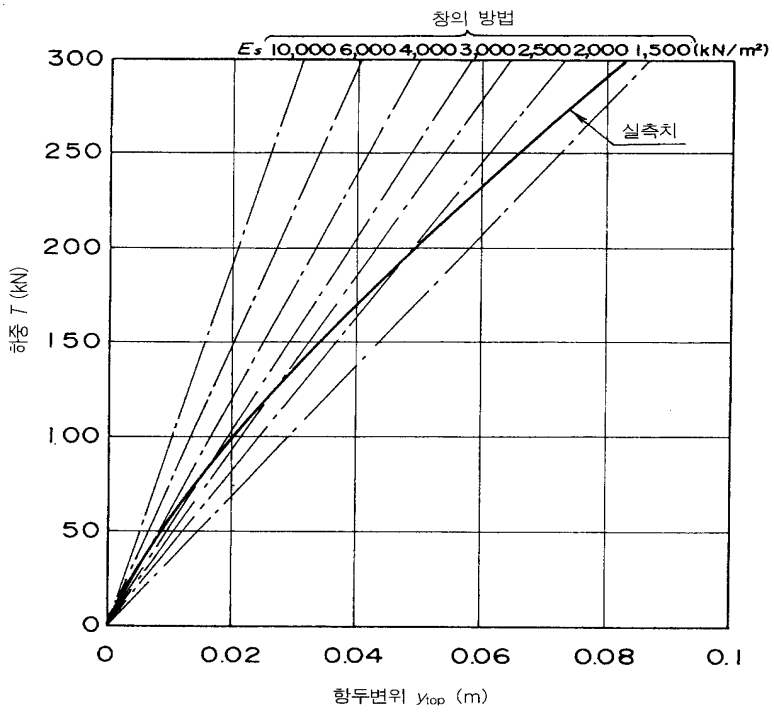
참고 그림 (4-19) 말뚝의 횡저항시험에서 역산한 k_h치(요코야마)

㉯ 재하시험 결과에서 구하는 방법

재하시험에서 얻은 하중-말뚝머리 변위곡선과 E_s를 가정하여 해석적으로 구한 하중-말뚝머리 변위곡선을 비교하면 일반적으로 참고 그림 (4-20)과 같이 된다.

실측치는 곡선모양으로 되는데 계산치는 직선이므로 E_s값은 일정하지 않고 말뚝머리변위가 증대되면 감소하게 된다. 그러나 하중 또는 말뚝머리 변위를 규정하면 하나의 E_s값을 정할 수 있다. 이 E_s값을 쓰면 그 하중의 최대 휨모멘트 등 설계에 필요한 수치를 창(Chang)의 방법에 의해 구할 수 있다. 엄밀히 말하면 이 방법은 시험조건과 실제의 구조물 조건이 일치된 경우가 아니면 사용하지 못한다. 이것은 창(Chang)의 방법에서 지반이 비탄성적 성격을 고려하지 않았기 때문이며, E_s는 하중만 아니고 말뚝의 강성, 재하높이, 말뚝머리 고정조건 등에 의해서도 바꾸어 주어야 한다.

그러나 E_s치를 일일이 바꾸기는 실제상 불가능하므로 재하시험에서 1개의 E_s값을 정하고 이것을 모든 계산에 쓰는 것은 부득이하다. 이 경우 테르자기(Terzaghi)의 제안치를 그대로 써서 말뚝의 거동을 추정하는 경우에 비하면 상당히 실제에 가까운 추정값이라 할 수 있다.



참고 그림 (4-20) 말뚝머리 변위의 실측치와 계산치

② 일본항만 연구소 해석방식

가. 본 식의 성격

본 식은 일본항만기술연구소에서 개발된 말뚝의 횡방향 지지력을 해석하는 방법이다.

지반을 S형 지반과 C형 지반으로 나누어 각각의 지반반력과 말뚝의 변위는 식 참고 (4-62), 식 참고 (4-63)으로 가정한다.

$$\text{S형 지반 : } p = k_s \cdot x \cdot y^{0.5} \qquad \text{참고 (4-62)}$$

$$\text{C형 지반 : } p = k_c \cdot y^{0.5} \qquad \text{참고 (4-63)}$$

여기서,

k_s : S형 지반에서의 수평저항정수 ($kN/m^{3.5}$)

k_c : C형 지반에서의 수평저항정수 ($kN/m^{2.5}$)

– S형 지반, C형지반의 판별 및 k_s, k_c 값의 추정은 표준관입시험 결과에 의해 실시하며, 그 구체적인 방법은 ③항을 참조한다.

이 식은 지반반력의 실정에 맞게 하기 위하여 p와 y의 관계에 있어서 비선형관계를 도입하였기 때문에 복잡한 조건에 대한 응용이 용이하지 않은 것이 큰 결점이나 설계에 필요한 계산은 어느 정도 실용적이라 할 수 있다.

나. 기 호

이 해석방법에 사용되는 기호는 다음과 같다.

h : 돌출길이 (m)
i : 말뚝의 처짐각 (라디안) i = dy/dx
i_o : 지표면에 있어서의 처짐각 (라디안)
i_{top} : 말뚝머리부에 있어서의 처짐각 (라디안)
k : 지반의 수평저항정수 k_s(kN/m$^{3.5}$)또는 k_c(kN/m$^{2.5}$)
l_{i1} : 두부자유말뚝의 처짐각의 제1영점 깊이,
혹은 두부고정말뚝의 처짐각의 제2영점의 깊이 (m)
l_{m1} : 두부자유말뚝의 휨모멘트의 제1영점의 깊이,
혹은 두부고정말뚝의 휨모멘트의 제2영점의 깊이 (m)
l_{s1} : 전단력의 제1영점의 깊이 (m)
l_{y1} : 변위의 제1영점(제1부동점)의 깊이 (m)
M : 휨모멘트 (kN · m)
M_{max-t} : 두부고정말뚝의 두부 휨모멘트 (kN-m)
M_{max-1} : 두부고정말뚝의 지중부 최대 휨모멘트 (kN-m)
N : 표준관입시험값
$\overline{N}$: S형 지반에 있어서 N치의 1.0m 당 증가율
R : 원형말뚝과 기준말뚝에 대응하는 양의 비
예를 들면 R_h=(원형말뚝의 h)/(기준말뚝의 h)
S : 전단력 (kN)
T : 말뚝머리에 걸리는 수평외력 (kN)
y_o : 지표면변위 (m)
$y_{\top}$: 말뚝머리변위 (m)

다. 지반수평저항정수

많은 실물시험결과의 해석에 의해 지반조건은 다음 두 가지 형으로 대별된다.

㉮ S형 지반

표준관입시험값 N값이 깊이에 따라 직선적으로 증가한다.

p - y 관계는 다음 식으로 표현된다.

$$p = k_s \cdot x \cdot y^{0.5} \quad \text{(식 참고 (4-62) 참조)} \qquad \text{참고 (4-64)}$$

실예 : 일정한 밀도의 모래지반, 정규압밀 점성토지반

㉯ C형 지반

표준관입시험값 N값이 깊이에 따라 변하지 않고 일정하다.

p - y 관계는 다음 식으로 표현된다.

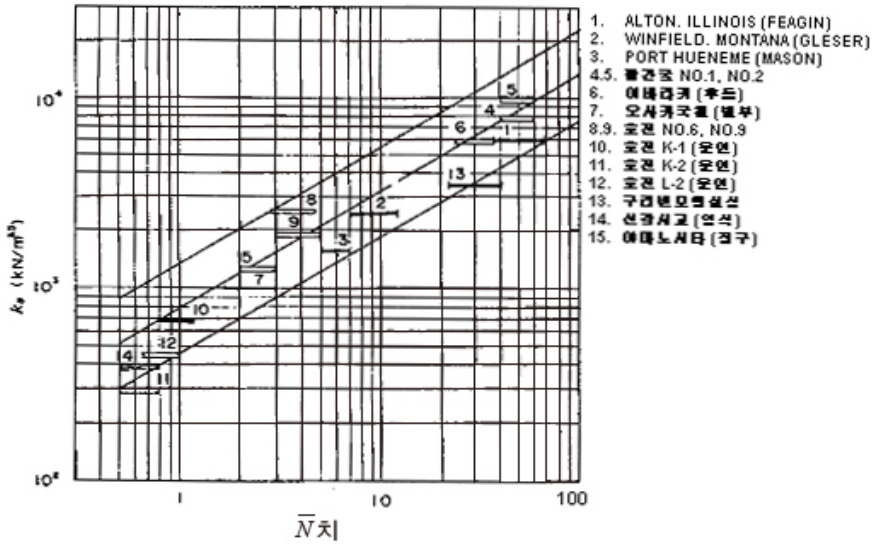
$$p = k_c \cdot y^{0.5} \quad \text{(식 참고 (4-63) 참조)} \qquad \text{참고 (4-65)}$$

실예 : 표면이 다져진 모래지반, 큰 선행압밀을 받은 점성토지반 등

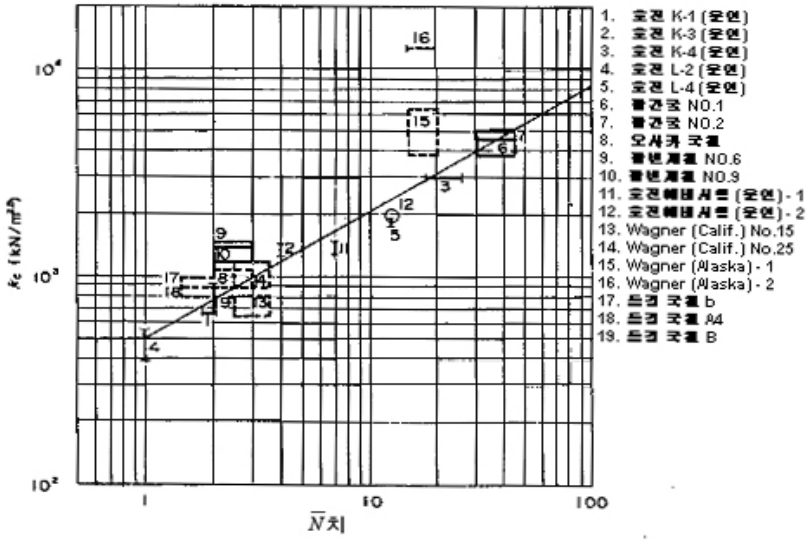
S형이냐 C형이냐를 정할 때는 말뚝의 수평저항에 지배적인 범위만을 생각하면 된다. 일반적으로 지표부터 $0.5l_{ml}$~l_{ml}까지를 생각하면 충분하다. S형과 C형의 중간인 경우도 많은데 어느 쪽이나 가까운 것을 취급하면 좋다.

그 다음에 N치에 의해 k_s나 k_c의 값을 추정하며 S형 지반에서 1.0m 깊이마다 N치의 증가율 $\overline{N}$치와 수평저항정수 k_s사이에는 참고 그림 (4-21)의 관계가 있다. 만약 N치의 깊이에 따른 분포가 지표면에서 0으로 되지 않은 경우도 지표면에서 0점을 통과하는 N치의 평균경사로부터 N치를 결정하면 된다. 또 C형 지반에서는 N치와 k_c의 사이에 참고 그림 (4-22)와 같은 관계가 있다. 따라서 N치의 분포를 알면 k_s 또는 k_c를 알 수 있다.

그리고 참고 그림 (4-22)의 작성에 사용된 점성토의 자료는 N치로부터 직접 추정된 것이다. 따라서 N치에서 일축압축강도 q_u를 구하기 위하여 일반적으로 쓰고 있는 환산식을 사용하는 것이 보통인데 q_u로부터 N치를 추정하는 것은 정확도를 충분히 신뢰하기 어려우며, 일축압축강도 q_u에서 N치를 추정하는 경우에는 위험측으로 추정하게 되므로 주의를 요한다.



참고 그림 (4-21) N치와 ks와의 관계

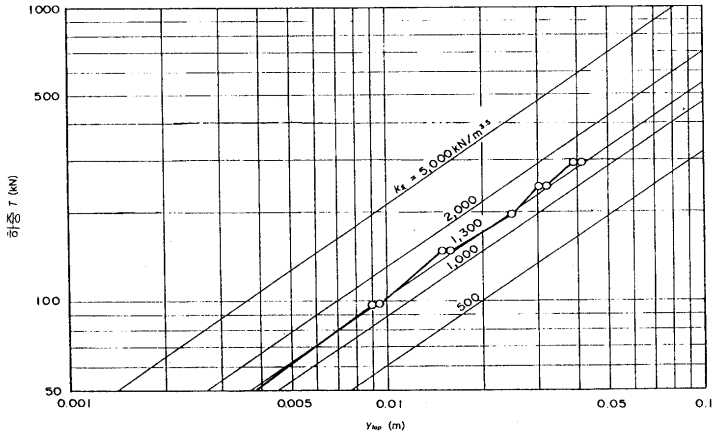


참고 그림 (4-22) N치와 kc와의 관계

라. 재하시험에 의한 수평저항정수의 추정

N치에 의한 수평저항정수의 추정은 개략적인 것이므로 정확한 추정을 하기 위해서는 재하시험을 실시하는 것이 바람직하다. k_s나 k_c는 지반조건만으로 결정하는 정수며, 창(Chang)의 방법에 있어 E_s와 같이 다른 조건에 영향을 받지 않는다. 따라서 재하시험에 의해서 ks 또는 k_c를 구하면 그 값을 그대로 다른 조건에도 적용할 수 있다. 이점이 일본항만연구소 방법의 큰 이점이다.

참고 그림 (4-23)과 같이 대수눈금상에 실측한 T-ytop곡선을 그린 다음에 ks 또는 k_c를 가정하고 T-ytop의 추정곡선을 구하여 실측곡선에 포갠다. 대수눈금상의 T-ytop 곡선의 경사는 S형과 C형이 틀리는데 S형이 항상 C형보다 급경사의 곡선이 된다. 따라서 실측곡선이 어느 쪽에 속하는가 하는 판정이 용이하고 k_s 또는 k_c의 수치도 실측곡선과 추정곡선을 비교해서 간단히 구할 수 있다.



참고 그림 (4-23) 재하시험으로 부터의 k_s산정

마. 환산계수와 기준곡선

본 방법에서는 어떤 말뚝(원형말뚝=P말뚝)의 거동을 추정하는데, 일정한 기준말뚝(S말뚝)에서 구한 기준곡선을 환산계수를 이용하여 환산하는 방법을 쓴다.

환산계수는 상사법칙과 p - y 관계를 조합하여 구하고 다음의 형식으로 나타낸다. 대수형으로 나타낸 것은 편의를 위해서이다.

S형 지반

$$\left.\begin{aligned}
\log R_s &= 7(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\
\log R_M &= 8(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\
\log R_i &= 9(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\
\log R_y &= 10(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk})
\end{aligned}\right\} \quad \text{참고 (4-66)}$$

C형 지반

$$\left.\begin{aligned}
\log R_s &= 5(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\
\log R_M &= 6(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\
\log R_i &= 7(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk}) \\
\log R_y &= 8(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{Bk})
\end{aligned}\right\} \quad \text{참고 (4-67)}$$

식 참고 (4-66), 참고 (4-67)에서 R로 표시된 값은 P말뚝과 S말뚝에 있어서 대응하는 양의 이다. 예를 들면, R_s 는 P말뚝의 전단력 S_p와 S말뚝의 전단력 S_s와의 비, 즉 $R_s = S_p / S_s$ 이다. 또한 실제 계산에 있어서는 다음에 의한다.

$$R_s = R_T$$
$$R_x = R_h$$
$$R_i = R_x = R_h$$

기준곡선으로서 현재 완성된 것은 36 종류가 있다.
두부자유 말뚝으로는 S형, C형 양 지반에 대해 각각 9가지가 있다.

$T - y_{top}$ 곡선
$T - y_o$ 곡선
$T - M_{max}$ 곡선
$T - i_{top}$ 곡선
$T - i_o$ 곡선
$T - l_{m1}$ 곡선
$T - l_{y1}$ 곡선
$T - l_{i1}$ 곡선
$T - l_{s1}$ 곡선

두부고정 말뚝으로는 S형, C형 양지반에 대해 9가지가 있다.

$T - y_{top}$ 곡선
$T - y_o$ 곡선
$T - M_{max-t}$ 곡선
$T - M_{max-1}$ 곡선
$T - i_o$ 곡선
$T - l_{m1}$ 곡선
$T - l_{y1}$ 곡선
$T - l_{i1}$ 곡선
$T - l_{s1}$ 곡선

이들의 기준곡선 중에 $T - l_{y1}$곡선, $T - l_{i1}$곡선, $T - l_{s1}$곡선을 제외하고 나머지는 참고 표 (4-10)(a)(b) 및 참고 표 (4-11)(a),(b)에 있다. 그리고 기준말뚝의 제원은 참고 표 (4-9)와 같다.

참고 표 (4-9) 기준말뚝의 제원

돌 출 길 이	h = 1 m
휨 강 성	EI = 10^4 kgN · m^2
수 평 저 항 정 수	Bk_s = 0.5 m × 2000 kN/$m^{3.5}$ = 1000 kN/$m^{2.5}$ Bk_c = 0.5 m × 2000 kN/$m^{2.5}$ = 1000 kN/$m^{1.5}$

참고 표 (4-10)(a) 기준곡선(S형 지반, 두부자유 말뚝)

(단위 : kN · m)

말뚝머리하중 log T	말뚝머리변위 log ytop	지중부최대 휨모멘트 log Mmax	휨모멘트 제10점의 깊이 log ℓmi	지표면변위 log yo	말뚝머리 처짐각 log itop	지표면 처짐각 log io
13.0	14.1219	14.5236	2.1062	14.1139	12.3820	12.3819
12.5	13.4108	13.9540	2.0348	13.4014	11.7416	11.7415
12.0	12.7003	13.3847	1.9634	12.6892	11.1016	11.1014
11.5	11.9905	12.8158	1.8919	11.9774	10.4621	10.4619
11.0	11.2814	12.2474	1.8205	11.2660	9.8232	9.8229
10.5	10.5733	11.6795	1.7491	10.5551	9.1849	9.1845
10.0	9.8662	11.1122	1.6777	9.8448	8.5475	8.5469
9.5	9.1604	10.5455	1.6063	9.1352	7.9110	7.9101
9.0	8.4560	9.9797	1.5349	8.4263	7.2755	7.2743
8.5	7.7533	9.4148	1.4635	7.7184	6.6413	6.6397
8.0	7.0525	8.8510	1.3922	7.0115	6.0085	6.0064
7.5	6.3540	8.2884	1.3208	6.3057	5.3774	5.3745
7.0	5.6581	7.7272	1.2495	5.6013	4.7481	4.7442
6.5	4.9653	7.1676	1.1782	4.8984	4.1210	4.1158
6.0	4.2758	6.6098	1.1069	4.1973	3.4963	3.4894
5.5	3.5902	6.0540	1.0357	3.4981	2.8744	2.8652
5.0	2.9090	5.5005	0.9645	2.8010	2.5560	2.2434
4.5	2.2327	4.9494	0.8935	2.1063	1.6403	1.6242
4.0	1.5619	4.4009	0.8225	1.4142	1.0286	1.0078
3.5	0.8972	3.8553	0.7516	0.7248	0.4212	0.3944
3.0	0.2391	3.3128	0.6809	0.0385	-0.1817	-0.2161
2.5	-0.4119	2.7735	0.6104	-0.6447	-0.7799	-0.8234
2.0	-1.0552	2.2374	0.5401	-1.3245	-1.3730	-1.4275
1.5	-1.6904	1.7047	0.4700	-2.0010	-1.9607	-2.0285
1.0	-2.3173	1.1752	0.4002	-2.6740	-2.5430	-2.6263
0.5	-2.9355	0.6490	0.3307	-3.3434	-3.1197	-3.2211
0.0	-3.5450	0.1259	0.2616	-4.0094	-3.6907	-3.8129
-0.5	-4.1458	-0.3942	0.1928	-4.6719	-4.2560	-4.4018
-1.0	-4.7381	-0.9116	0.1245	-5.3311	-4.8160	-4.9881
-1.5	-5.3221	-1.4265	0.0565	-5.9871	-5.3705	-5.5720
-2.0	-5.8980	-1.9392	-0.0110	-6.6401	-5.9200	-6.1535
-2.5	-6.4664	-2.4499	-0.0782	-7.2902	-6.4646	-6.7329
-3.0	-7.0277	-2.9589	-0.1499	-7.9376	-7.0046	-7.3103
-3.5	-7.5824	-3.4663	-0.2113	-8.5827	-7.5404	-7.8860
-4.0	-8.1310	-3.9725	-0.2772	-9.2254	-8.0723	-8.4601
-4.5	-8.6742	-4.4776	-0.3428	-9.8662	-8.6006	-9.0329
-5.0	-9.2123	-4.9818	-0.4081	-10.5051	-9.1257	-9.6043
-5.5	-9.7459	-5.4853	-0.4731	-11.1423	-9.6478	-10.1747
-6.0	-10.2755	-5.9881	-0.5378	-11.7781	-10.1673	-10.7441
-6.5	-10.8014	-6.4903	-0.6023	-12.4125	-10.6844	-11.3125
-7.0	-11.3241	-6.9922	-0.6665	-13.0458	-11.1995	-11.8803
-7.5	-11.8440	-7.4937	-0.7305	-13.6780	-11.7126	-12.4473
-8.0	-12.3614	-7.9949	-0.7944	-14.3094	-12.2241	-13.0138
-8.5	-12.8766	-8.4959	-0.8580	-14.9399	-12.7342	-13.5795
-9.0	-13.3898	-8.9967	-0.9216	-15.5697	-13.2429	-14.1452
-9.5	-13.9013	-9.4973	-0.9850	-16.1989	-13.7506	-14.7103
-10.0	-14.4113	-9.9978	-1.0483	-16.8275	-14.2572	-15.2751
-10.5	-14.9200	-10.4983	-1.1114	-17.4557	-14.7630	-15.8396
-11.0	-15.4276	-10.9986	-1.1745	-18.0834	-15.2680	-16.4038
-11.5	-15.9344	-11.4989	-1.2376	-18.7109	-15.7726	-16.9678

참고 표 (4-10)(b) 기준곡선(S형 지반, 두부고정 말뚝)

(단위 : kN・m)

말뚝머리하중 log T	말뚝머리변위 log ytop	말뚝머리 휨모멘트 log Mmax	휨모멘트 제1 0점의 깊이 log ℓmi	지표면변위 log yo	지중부최대 휨모멘트 log itop	지 표 면 처 짐 각 log io
13.0	13.5685	14.5204	2.1178	13.5683	14.0436	10.5138
12.5	12.8569	13.9502	2.0463	12.8566	13.4738	9.9425
12.0	12.1457	13.3802	1.9747	12.1453	12.9043	9.3711
11.5	11.4350	12.8105	1.9032	11.4345	12.3351	8.7997
11.0	10.7251	12.2410	1.8316	10.7244	11.7663	8.2284
10.5	10.0158	11.6719	1.7600	10.0148	11.1980	7.6571
10.0	9.3075	11.1032	1.6884	9.3061	10.6303	7.0857
9.5	8.6002	10.5350	1.6168	8.5984	10.0632	6.5145
9.0	7.8941	9.9673	1.5451	7.8916	9.4969	5.9432
8.5	7.1895	9.4002	1.4733	7.1861	8.9314	5.3720
8.0	6.4865	8.8338	1.4016	6.4819	8.3670	4.8008
7.5	5.7855	8.2683	1.3297	5.7793	7.8038	4.2296
7.0	5.0869	7.7037	1.2579	5.0784	7.2420	3.6585
6.5	4.3908	7.1403	1.1859	4.3794	6.6818	3.0875
6.0	3.6979	6.5780	1.1139	3.6826	6.1235	2.5165
5.5	3.0085	6.0172	1.0418	2.9881	5.5673	1.9456
5.0	2.3232	5.4579	0.9697	2.2962	5.0136	1.3748
4.5	1.6426	4.9005	0.8975	1.6071	4.4627	0.8041
4.0	0.9673	4.3449	0.8252	0.9209	3.9148	0.2336
3.5	0.2979	3.7914	0.7529	0.2377	3.3704	−0.3368
3.0	−0.3649	3.2403	0.6806	−0.4421	2.8297	−0.9069
2.5	−1.0204	2.6916	0.6084	−1.1186	2.2931	−1.4769
2.0	−1.6679	2.1456	0.5361	−1.7917	1.7607	−2.0466
1.5	−2.3071	1.6023	0.4640	−2.4614	1.2326	−2.6161
1.0	−2.9374	1.0617	0.3921	−3.1277	0.7088	−3.1852
0.5	−3.5584	0.5241	0.3204	−3.7906	0.1894	−3.7541
0.0	−4.1701	−0.0106	0.2491	−4.4502	−0.3290	−4.3225
−0.5	−4.7724	−0.5425	0.1781	−5.1066	−0.8376	−4.8906
−1.0	−5.3654	−1.0716	0.1076	−5.7601	−1.3459	−5.4584
−1.5	−5.9495	−1.5980	0.0375	−6.4107	−1.8514	−6.0257
−2.0	−6.5251	−2.1218	−0.0320	−7.0587	−2.3544	−6.5926
−2.5	−7.0927	−2.6431	−0.1010	−7.7042	−2.8554	−7.1592
−3.0	−7.6529	−3.1623	−0.1694	−8.3474	−3.3550	−7.7253
−3.5	−8.2062	−3.6793	−0.2373	−8.9886	−3.8534	−8.2912
−4.0	−8.7534	−4.1944	−0.3047	−9.6279	−4.3510	−8.8566
−4.5	−9.2949	−4.7078	−0.3716	−10.2655	−4.8481	−9.4218
−5.0	−9.8314	−5.2196	−0.4380	−10.9016	−5.3449	−9.9867
−5.5	−10.3634	−5.7300	−0.5040	−11.5364	−5.8415	−10.5513
−6.0	−10.8914	−6.2391	−0.5696	−12.1699	−6.3381	−11.1156
−6.5	−11.4159	−6.7471	−0.6348	−12.8024	−6.8347	−11.6798
−7.0	−11.9373	−7.2541	−0.6997	−13.4340	−7.3315	−12.2437
−7.5	−12.4559	−7.7602	−0.7643	−14.0647	−7.8285	−12.8075
−8.0	−12.9721	−8.2656	−0.8286	−14.6947	−8.3257	−13.3711
−8.5	−13.4862	−8.7702	−0.8928	−15.3240	−8.8230	−13.9345
−9.0	−13.9985	−9.2743	−0.9567	−15.9528	−9.3206	−14.4979
−9.5	−14.5092	−9.7778	−1.0204	−16.5811	−9.8185	−15.0611
−10.0	−15.0185	−10.2809	−1.0840	−7.2089	−10.3165	−15.6243
−10.5	−15.5266	−10.7835	−1.1474	−17.8364	−10.8147	−16.1873
−11.0	−16.0336	−11.2859	−1.2107	−18.4636	−11.3131	−16.7503
−11.5	−16.5396	−11.7879	−1.2739	−19.0905	−11.8117	−17.3132

참고 표 (4-11)(a) 기준곡선(C형 지반, 두부자유 말뚝)

(단위 : kN・m)

말뚝머리하중 log T	말뚝머리변위 log ytop	말뚝머리 휨모멘트 log Mmax	휨모멘트 제1 0점의 깊이 log ℓmi	지표면변위 log yo	지중부최대 휨모멘트 log itop	지 표 면 처 짐 각 log io
13.0	15.7181	14.9153	2.7519	15.7161	13.3980	13.3980
12.5	14.9194	14.3162	2.6519	14.9168	12.6991	12.6991
12.0	14.1211	13.7174	2.5518	14.1178	12.0005	12.0005
11.5	13.3231	13.1190	2.4518	13.3189	11.3023	11.3023
11.0	12.5257	12.5209	2.3517	12.5204	10.6046	10.6045
10.5	11.7289	11.9233	2.2516	11.7223	9.9074	9.9073
10.0	10.9330	11.3263	2.1515	10.9246	9.2109	9.2107
9.5	10.1380	10.7301	2.0514	10.1276	8.5153	8.5151
9.0	9.3445	10.1348	1.9512	9.3313	7.8209	7.8205
8.5	8.5525	9.5407	1.8510	8.5358	7.1277	7.1272
8.0	7.7625	8.9480	1.7508	7.7416	6.4362	6.4355
7.5	6.9751	8.3572	1.6505	6.9487	5.7469	5.7457
7.0	6.1909	7.7685	1.5501	6.1575	5.0602	5.0583
6.5	5.4105	7.1825	1.4497	5.3685	4.3766	4.3737
6.0	4.6349	6.5997	1.3493	4.5819	3.6968	3.6924
5.5	3.8652	6.0207	1.2488	3.7984	3.0215	3.0149
5.0	3.1026	5.4462	1.1483	3.0185	2.3516	2.3418
4.5	2.3485	4.8768	1.0479	2.2427	1.6880	1.6737
4.0	1.6046	4.3132	0.9476	1.4719	1.0317	1.0110
3.5	0.8724	3.7560	0.8475	0.7065	0.3836	0.3542
3.0	0.1536	3.2055	0.7477	-0.0529	-0.2554	-0.2964
2.5	-0.5503	2.6621	0.6484	-0.8056	-0.8845	-0.9406
2.0	-1.2376	2.1256	0.5498	-1.5512	-1.5030	-1.5783
1.5	-1.9083	1.5955	0.4520	-2.2898	-2.1108	-2.2100
1.0	-2.5612	1.0715	0.3552	-3.0210	-2.7076	-2.8355
0.5	-3.1968	0.5527	0.2595	-3.7451	-3.2937	-3.4555
0.0	-3.8155	0.0384	0.1650	-4.4622	-3.8694	-4.0703
-0.5	-4.4188	-0.4724	0.0717	-5.1730	-4.4356	-4.6806
-1.0	-5.0076	-0.9803	-0.0204	-5.8778	-4.9927	-5.2867
-1.5	-5.5834	-1.4861	-0.1114	-6.5772	-5.5419	-5.8893
-2.0	-6.1479	-1.9903	-0.2013	-7.2718	-6.0838	-6.4888
-2.5	-6.7021	-2.4932	-0.2903	-7.9621	-6.6192	-7.0856
-3.0	-7.2482	-2.9953	-0.3784	-8.6849	-7.1494	-7.6803
-3.5	-7.7867	-3.4967	-0.4658	-9.3324	-7.6748	-8.2730
-4.0	-8.3189	-3.9977	-0.5526	-10.0133	-8.1960	-8.8641
-4.5	-8.8459	-4.4984	-0.6388	-10.6918	-8.7138	-9.4540
-5.0	-9.3683	-4.9989	-0.7245	-11.3684	-9.2287	-10.0427
-5.5	-9.8869	-5.4993	-0.8099	-12.0433	-9.7410	-10.6305
-6.0	-10.4025	-5.9995	-0.8949	-12.7168	-10.2513	-11.2175
-6.5	-10.9153	-6.4997	-0.9796	-13.3892	-10.7599	-11.8039
-7.0	-11.4260	-6.9998	-1.0641	-14.0606	-11.2670	-12.3898
-7.5	-11.9348	-7.4998	-1.1484	-14.7312	-11.7729	-12.9752
-8.0	-12.4422	-7.9999	-1.2325	-15.4011	-12.2777	-13.5603
-8.5	-12.9482	-8.4990	-1.3165	-16.0705	-12.7818	-14.1450
-9.0	-13.4533	-8.9999	-1.4004	-16.7394	-13.2851	-14.7295
-9.5	-13.9574	-9.5000	-1.4842	-17.4079	-13.7879	-15.3138
-10.0	-14.4608	-10.0000	-1.5679	-18.0761	-14.2902	-15.8980
-10.5	-14.9637	-10.5000	-1.6515	-18.7440	-14.7921	-16.4820
-11.0	-15.4660	-11.0000	-1.7351	-19.4117	-15.2936	-17.0659
-11.5	-15.9682	-11.5000	-1.8187	-20.0793	-15.7951	-17.6497

참고 표 (4-11)(b) 기준곡선(S형 지반, 두부고정말뚝)

(단위 : kN・m)

말뚝머리하중 log T	말뚝머리변위 log ytop	말뚝머리 휨모멘트 log Mmax	휨모멘트 제1 0점의 깊이 log ℓmi	지표면변위 log yo	지중부최대 휨모멘트 log itop	지 표 면 처 짐 각 log io
13.0	15.2757	15.0193	2.7926	15.2757	14.4285	11.0171
12.5	14.4766	14.4199	2.6925	14.4765	13.8292	10.4172
12.0	13.6775	13.8205	2.5924	13.6774	13.2298	9.8172
11.5	12.8787	13.2215	2.4923	12.8786	12.6308	9.2173
11.0	12.0803	12.6226	2.3921	12.0802	12.0319	8.6174
10.5	11.2825	12.0240	2.2919	11.2821	11.4334	8.0175
10.0	10.4847	11.4259	2.1917	10.4845	10.8353	7.4176
9.5	9.6878	10.8281	2.0913	9.6875	10.2376	6.8178
9.0	8.8918	10.2310	1.9909	8.8913	9.6471	6.2180
8.5	8.0968	9.6345	1.8904	8.0961	9.4330	5.6183
8.0	7.3031	9.0389	1.7898	7.3020	8.4491	5.0186
7.5	6.5111	8.4445	1.6890	6.5093	7.8551	4.4190
7.0	5.7213	7.8513	1.5880	5.7185	7.2627	3.8196
6.5	4.9340	7.2597	1.4867	4.9297	6.6723	3.2202
6.0	4.1502	6.6701	1.3852	4.1435	96.0844	2.6210
5.5	3.3708	6.0828	1.2833	3.3605	5.4998	2.0220
5.0	2.5969	5.4983	1.1810	2.5811	4.9194	1.4233
4.5	1.8299	4.9171	1.0783	1.8061	4.3440	0.8248
4.0	1.0717	4.3395	0.9750	1.0361	3.7751	0.2266
3.5	0.3240	3.7662	0.8713	0.2716	3.2139	-0.3711
3.0	-0.4109	3.1975	0.7671	-0.4867	2.6617	-0.9684
2.5	-1.1304	2.6339	0.6626	-1.2381	2.1200	-1.5650
2.0	-1.8327	2.0756	0.5580	-1.9825	1.5893	-2.1610
1.5	-2.5157	1.5230	0.4538	-2.7193	1.0699	-2.7562
1.0	-3.1789	0.9760	0.3504	-3.4487	0.5606	-3.3506
0.5	-3.8217	0.4344	0.2481	-4.1707	0.0598	-3.9439
0.0	-4.4450	-0.1019	0.1475	-4.8858	-0.4345	-4.5362
-0.5	-5.0501	-0.6332	0.0487	-5.5943	-0.9246	-5.1275
-1.0	-5.6390	-1.1602	-0.0483	-6.2968	-1.4124	-5.7177
-1.5	-6.2135	-1.6831	-1.1433	-6.9941	-1.8994	-6.3069
-2.0	-6.7758	-2.2025	-0.2367	-7.6866	-2.3866	-6.8952
-2.5	-7.3277	-2.7189	-0.3285	-8.3752	-2.8746	-7.4827
-3.0	-7.8908	-3.2327	-0.4189	-9.0620	-3.3637	-8.0696
-3.5	-8.4066	-3.7442	-0.5081	-9.7423	3.8541	-8.6558
-4.0	-8.9363	-4.2539	-0.5963	-10.4218	-4.3457	-9.2416
-4.5	-9.4609	-4.7619	-0.6838	-11.0992	-4.8385	-9.8269
-5.0	-9.9813	-5.2686	-0.7705	-11.7748	-5.3323	-10.4119
-5.5	-10.4983	-5.7742	-0.8566	-12.4489	-5.8271	-10.9966
-6.0	-11.0123	-6.2788	0.9422	-13.1217	-6.3227	-11.5810
-6.5	-11.5239	-6.7826	-1.0275	-13.7935	-6.8191	-12.1653
-7.0	-12.0335	-7.2858	-1.1124	-14.4644	-7.3160	-12.7494
-7.5	-12.5414	-7.7885	-1.1970	-15.1346	-7.8134	-13.3334
-8.0	-13.4800	-8.2903	-1.2814	-15.8042	-8.3113	-13.9172
-8.5	-13.5534	-8.7924	-1.3656	-16.4732	-8.8095	-14.5010
-9.0	-14.0579	-9.2939	-1.4497	-17.1419	-9.3081	-15.0847
-9.5	-14.5616	-9.7952	-1.5336	-17.8102	-9.8690	-15.6683
-10.0	-15.0647	-10.2962	-1.6175	-18.4782	-10.3058	-16.2519
-10.5	-15.5672	-10.7970	-1.7012	-19.1460	-10.8050	-16.8354
-11.0	-16.0693	-11.2977	-1.7849	-19.8136	-11.3043	-17.4189
-11.5	-16.5711	-11.7983	-1.8685	-20.4811	-11.8037	-18.0024

바. 지표면 재하말뚝의 경우

h=0 의 경우는 식 참고 (4-68)~식 참고 (4-71)로 계산하면 좋다

㉮ S형 지반 두부자유 말뚝

$$\log y_o = 0.38958-4/7\log EI-6/7\log Bk_s+10/7\log T$$
$$\log M_{max} = -0.05825+1/7\log EI-2/7\log Bk_s+8/7\log T$$
$$\log i_o = 0.22539-5/7\log EI-4/7\log Bk_s+9/7\log T \qquad \text{참고 (4-68)}$$
$$\log l_{m1} = 0.53473+1/7\log EI-2/7\log Bk_s+1/7\log T$$

㉯ S형 지반 두부고정 말뚝

$$\log y_o = -0.16047-4/7\log EI-6/7\log Bk_s+10/7\log T$$
$$\log M_{max-t} = -0.05787+1/7\log EI-2/7\log Bk_s+8/7\log T$$
$$\log M_{max-1} = -0.53703+1/7\log EI-2/7\log Bk_s+8/7\log T \qquad \text{참고 (4-69)}$$
$$\log l_{m1} = 0.54689+1/7\log EI-2/7\log Bk_s+1/7\log T$$

㉰ C형 지반 두부자유 말뚝

$$\log y_o = 0.11328-2/5\log E-6/5\log Bk_c+8/5\log T$$
$$\log M_{max} = -0.28846+1/5\log EI-2/5\log Bk_c+6/5\log T$$
$$\log i_o = -0.00634-3/5\log EI-4/5\log Bk_c+7/5\log T \qquad \text{참고 (4-70)}$$
$$\log l_{m1} = 0.55205+1/5\log EI-2/5\log Bk_c+1/5\log T$$

㉱ C형 지반 두부고정 말뚝

$$\log y_o = -0.32731-2/5\log EI-6/5\log Bk_c+8/5\log T$$
$$\log M_{max-t} = -0.18301+1/5\log EI-2/5\log Bk_c+6/5\log T$$
$$\log M_{max-1} = -0.77377+1/5\log EI-2/5\log Bk_c+6/5\log T \qquad \text{참고 (4-71)}$$
$$\log l_{m1} = 0.59296+1/5\log EI-2/5\log Bk_c+1/5\log T$$

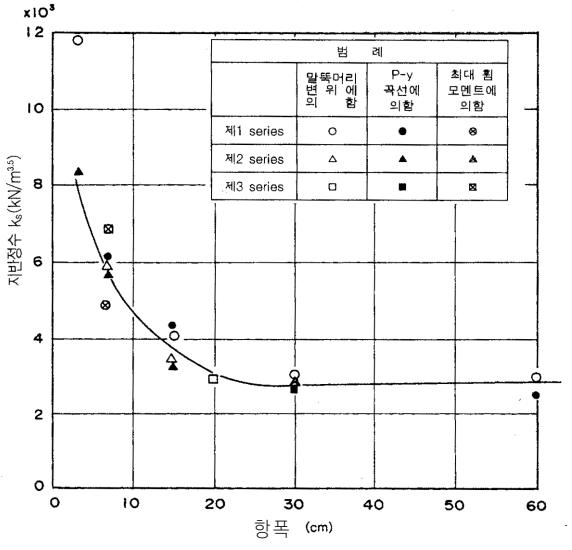
사. 유효장

어떤 말뚝을 긴 말뚝으로 취급하기 위해서는 근입장이 유효장보다 긴 것이 필요하다.

일본의 조원(條原)씨와 구보(久保)씨는 짧은 말뚝에 대하여 모형시험을 실시한 결과, 근입장이 $1.5\,l_{m1}$을 초과하면 말뚝하부는 완전히 지반 중에 고정된 것으로 볼 수 있어, $1.5\,l_{m1}$을 유효장으로 제안했다(久保 浩一, 1964). 실제는 근입장이 l_{m1}을 초과하면 그 말뚝의 거동은 긴 말뚝의 경우와 거의 같다. 그러나 흙의 피로나 creep의 영향을 고려하여 긴 말뚝의 최소근입장은 $1.5\,l_{m1}$을 취하는 것이 좋다.

아. 말뚝 폭의 영향

말뚝 폭의 영향은 두 가지로 생각할 수 있다. 첫째는 단위면적당의 지반반력 p와 y의 관계에 대하여 말뚝 폭 B는 영향을 받지 않는다는 것이다. 둘째는 테르자기(Terzaghi)의 제창으로 어떤 y에 대한 p 의 값은 B에 역비례 한다는 것이다. 조원(條原 등, 1961)과 택구(澤口, 1968)는 사질토 지반에 k_s값(항만연구소방식)과 B와의 관계에 있어서, 모형실험을 실시한 결과 참고 그림 (4-24)를 얻었다. 이것은 상기 두 가지 가정을 조합한 것과 같은 형태이나 말뚝 폭 B가 크게 되면 첫째의 가정이 성립되는 것으로 나타냈다. 이 결과에 따라서 항만연구소방식은 말뚝 폭의 영향을 고려하지 않는다.



참고 그림 (4-24) ks와 말뚝 폭의 관계

(2) 극한평형법

극한평형법은 지반의 극한상태에 대한 힘의 균형조건에 의해 말뚝의 수평지지력을 결정하는 방법이다. 대표적인 해법으로는 Broms의 이론(Broms, 1964a,b)을 들 수 있다. Broms는 횡하중을 받는 연직말뚝을 긴 말뚝과 짧은 말뚝으로 나우어 각각의 파괴형태를 가정하고 말뚝의 응력변형 및 필요한 근입 길이를 구하는 설계방법을 제안하였다. 짧은 말뚝과 긴 말뚝의 구별은 참고 표 (4-12)와 같다.

참고 표 (4-12) 긴 말뚝과 짧은 말뚝의 구별

구 분	점성토	사질토
짧 은 말 뚝	$\beta L \leq 2.25$	$\eta L \leq 2.0$
중 간 말 뚝	-	$2.0 \leq \eta L \leq 4.0$
긴 말 뚝	$\beta L \geq 2.25$	$\eta L \geq 4.0$

위 표에서 L : 말뚝의 길이

$$\beta = \left(\frac{k_h B}{4EI}\right)^{\frac{1}{4}} \quad (\mathrm{cm}^{-1})$$

$$\eta = \left(\frac{n_h}{EI}\right)^{\frac{1}{5}} \quad (\mathrm{cm}^{-1}) \qquad \text{참고 (4-72)}$$

k_h : 지반반력계수

n_h : 지반반력계수의 깊이방향 증가율에 말뚝직경 B를 곱한 값(지반반력상수)

Broms의 해법은 말뚝 본체와 주변지반의 파괴 가능성을 모두 고려하고 말뚝 본체의 휨저항에 의해 설계가 결정되는 긴 말뚝의 경우에도 지표면 부근의 지반이 파괴된다는 조건을 고려하고 있다. 또 이 해법은 흙의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 실용적이며, 지반을 점성토와 사질토 지반으로 각각 나누어 각기 다른 형태로 횡방향 저항력을 산정하였다. 참고 표 (4-13)과 참고 표 (4-14)의 Broms의 해석방법에는 말뚝머리가 구속되어있는 긴말뚝의 경우에 극한상태로서 말뚝본체에 2개의 항복힌지가 발생한 상태가 가정되었다. 탄성지반해석법 참고 표 (4-15)에 의하면 말뚝머리모멘트 M_0는 말뚝본체에 발생하는 최대모멘트 M_{max}보다 크므로 Broms해석방법으로는 M_0가 항복값에 도달한 후 M_{max}가 항복값에 도달할 때까지 말뚝머리 부분의 휨변형을 허용하는 말뚝머리 부분의 변형능력이 필요하게 되는데 이러한 변형능력이 없을 때에는 Broms의 방법을 사용해서는 안 되며 탄성지반반력법을 사용해야 한다.

(3) 탄성지반반력법과 극한평형법의 적용 구분

탄성지반반력법과 Broms의 극한평형법의 적용대상은 다음과 같다.

① Broms의 극한평형법 적용대상

가. 짧은 말뚝

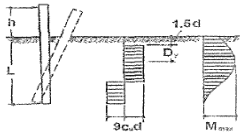
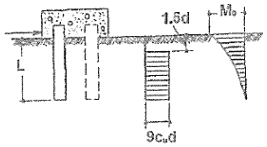
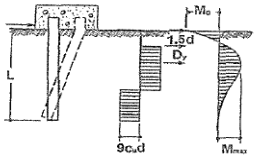
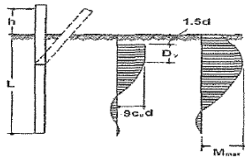
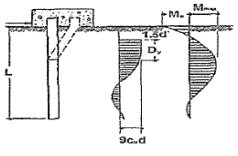
나. 중간 말뚝

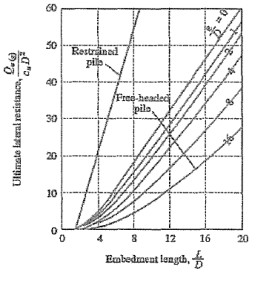
다. 말뚝머리가 자유로운 말뚝

라. 말뚝머리가 구속된 긴 말뚝 중에서 지중부 최대휨모멘트가 항복 값에 도달할 때까지 말뚝머리 휨모멘트가 항복 값을 유지하며 변형될 수 있는 경우

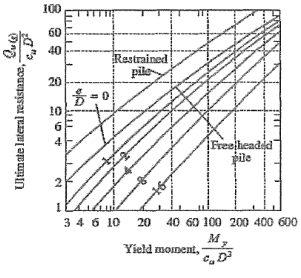
② 탄성지반반력법의 적용대상 : 위의 ①항에 해당되지 않는 경우

참고 표 (4-13) Broms방법에 의한 횡방향 지지력 계산(점성토지반)

말뚝의 장단	말뚝머리의 자유	말뚝머리의 구속회전	비고
짧은말뚝 $L < 2.25\beta$	 $Q_u = 9c_u d^2 \left\{ \left[4\left(\frac{h}{D}\right)^2 + 2\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 4\left(\frac{h}{D}\right)\left(\frac{L}{D}\right) + 6\left(\frac{h}{D}\right) + 4.5 \right]^{\frac{1}{2}} - \left[2\left(\frac{h}{D}\right) + \left(\frac{L}{D}\right) + 1.5 \right] \right\}$ $D_y = \frac{Q_u}{9c_u D}$, $M_{max} = Q_u(h + 1.5D + 0.5D_y)$	 $Q_u = 9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5\right)$ $L_0 = 1.5D + \frac{1}{2}(L - 1.5D)$ $M_0 = Q_u L_0 = 4.5c_u D^2 \left\{ \left(\frac{L}{D}\right)^2 - 2.25 \right\}$	$\beta = \left(\frac{k_H d}{4EI}\right)^{\frac{1}{4}}$ (m^{-1}) k_H : 수평지반반력계수 (kN/m^3) D : 말뚝의 폭 (m) EI : 말뚝의 휨강성 $(kN \cdot m^3)$ D_y : 지중부 항복힌지의 위치(m) L : 말뚝의 근입깊이 (m) h : 하중 작용점 높이 (m) c_u : 흙의 비배수 전단강도(kN/m^2) Q_u : 극한 수평저항력 (kN) M_{max} : 지중부 최대 휨모멘트 $(kN \cdot m)$ M_y : 항복휨모멘트 $(kN \cdot m)$ M_0 : 말뚝휨모멘트 $(kN \cdot m)$
중간길이 말뚝		 $\left(\frac{Q_u}{c_u D^2}\right)^2 + \left(27 + 18\frac{L}{D}\right)\left(\frac{Q_u}{c_u D^2}\right) - 81\left(\frac{L}{D} - 1.5\right)^2 = 36\left(\frac{M_y}{c_u D^3}\right)$ $D_y = \frac{Q_u}{9c_u D}$, $M_0 = M_y$	
긴말뚝 $L > 2.25\beta$	 $\left(\frac{Q_u}{c_u D^2}\right)^2 + \left(18\frac{h}{D} + 27\right)\left(\frac{Q_u}{c_u D^2}\right) = 18\left(\frac{M_y}{c_u D^3}\right)$ $D_y = \frac{Q_u}{9c_u D}$, $M_{max} = M_y$	 $\left(\frac{Q_u}{c_u D^2}\right)^2 + 27\left(\frac{Q_u}{c_u D^2}\right) = 36\left(\frac{M_y}{c_u D^3}\right)$ $D_y = \frac{Q_u}{9c_u D}$, $M_{max} = M_y$	

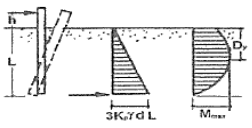
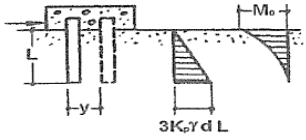
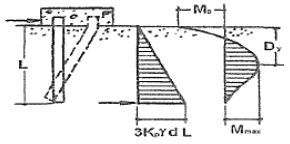
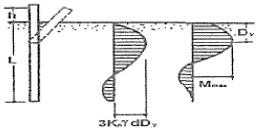
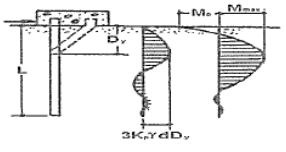


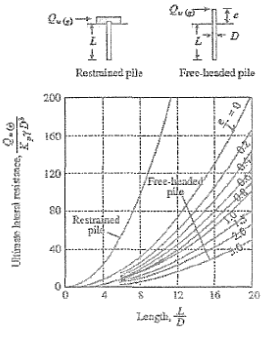
점성토층의 짧은말뚝 수평저항력 계산도



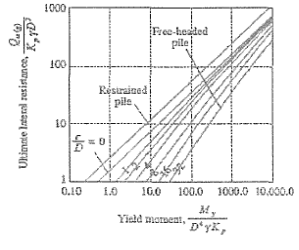
점성토층의 긴말뚝 수평저항력 계산도

참고 표 (4-14) Broms방법에 의한 횡방향 지지력 계산(사질토지반)

말뚝의 장단	말뚝머리의 자유	말뚝머리의 구속회전	비고
짧은말뚝 $L < 2.0/\eta$	 $Q_u = \frac{K_p \gamma D L^2}{2\left(1+\frac{h}{L}\right)}$ $D_y = \sqrt{\frac{2Q_u}{3K_p\gamma D}}$ $M_{max} = Q_u\left[h+\frac{2L}{3\sqrt{3\{1+(h/L)\}}}\right]$ $= Q_u\left[h+\frac{0.385}{\sqrt{1+h/L}}\right]$	 $Q_u = \frac{3}{2} K_p \gamma D L^2$ $M_0 = \frac{2}{3} Q_u L = K_p \gamma D L^3$	$\eta = (\frac{n_h}{EI})^{\frac{1}{5}}$ (m^{-1}) $n_h = \frac{k_H d}{z}$ (kN/m^3) k_H : 수평지반반력계수 (kN/m^3) D : 말뚝의 폭 (m) EI : 말뚝의 휨강성 $(kN \cdot m^3)$ z : 깊이(m) D_y : 지중부 항복힌지의 위치(m) L : 말뚝의 근입깊이 (m) h : 하중 작용점 높이 (m) γ : 흙의 단위중량 (kN/m^3) (지하수면아래는 수중단위중량) $K_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$ Q_u : 극한 수평저항력 (kN) M_{max} : 지중부 최대 휨모멘트 $(kN \cdot m)$ M_y : 항복휨모멘트 $(kN \cdot m)$ M_0 : 말뚝휨모멘트 $(kN \cdot m)$
중간길이 말뚝 $4.0/\eta \geq L \geq 2.0/\eta$		 $\left(\frac{Q_u}{K_p\gamma D^3}\right)\left(\frac{L}{D}\right) - \frac{1}{2}\left(\frac{L}{D}\right)^3 = \frac{M_y}{K_p\gamma D^4}$ $D_y = \sqrt{\frac{2Q_u}{3K_p\gamma D}}$ $M_0 = M_y$	
긴말뚝 $L < 4.0/\eta$	 $\frac{Q_u}{K_p\gamma D^3}\left(\frac{h}{D}+0.544\sqrt{\frac{Q_u}{K_p\gamma D^3}}\right) = \frac{M_y}{K_p\gamma D^4}$ $D_y = \sqrt{\frac{2Q_u}{3K_p\gamma D}}$ $M_{max} = M_y$	 $\frac{Q_u}{K_p\gamma D^3} = 2.38\left(\frac{M_y}{K_p\gamma D^4}\right)^{\frac{2}{3}}$ $D_y = \sqrt{\frac{2Q_u}{3K_p\gamma D}}$ $M_0 = M_{max} = M_y$	

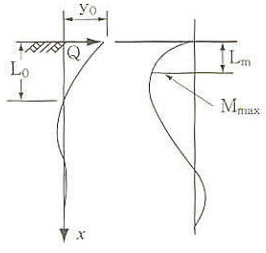
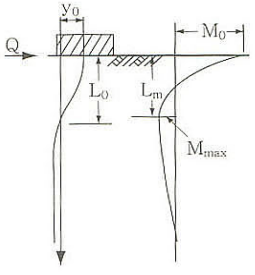


사질토층의 긴말뚝 수평저항력 계산도



사질토층의 짧은말뚝 수평저항력 계산도

참고 표 (4-15) 수평력을 받는 긴말뚝의 응력과 변형의 이론해석

수평지반반력계수		말뚝머리자유	말뚝머리의 회전구속
			
일정	말뚝머리의 휨모멘트 M_0	0	$\frac{Q}{2\beta}$
	지중부의 최대 휨모멘트 M_{max}	$0.3224\frac{Q}{\beta}$	$0.104\frac{Q}{\beta}$
	말뚝머리의 수평변위 y_0	$\frac{Q}{2EI\beta^3}=\frac{2Q\beta}{k_H d}$	$\frac{Q}{4EI\beta^3}=\frac{Q\beta}{k_H d}$
	M_{max}의 발생깊이 L_m	$\frac{\pi}{4\beta}=\frac{0.785}{\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta}=\frac{1.571}{\beta}$
	제1부동점 깊이 L_0	$\frac{\pi}{2\beta}=\frac{1.571}{\beta}$	$\frac{3\pi}{4\beta}=\frac{2.356}{\beta}$
깊이에 비례	말뚝머리의 휨모멘트 M_0	0	$0.92\frac{Q}{\eta}$
	지중부의 최대 휨모멘트 M_{max}	$0.78\frac{Q}{\eta}$	$0.26\frac{Q}{\eta}$
	말뚝머리의 수평변위 y_0	$\frac{2.4Q}{EI\eta^3}=\frac{2.4Q\eta^2}{n_h}$	$\frac{0.93Q}{EI\eta^3}=\frac{0.93Q\eta^2}{n_h}$
	M_{max}의 발생깊이 L_m	$\frac{1.32}{\eta}$	$\frac{2.15}{\eta}$
	제1부동점 깊이 L_0	$\frac{2.42}{\eta}$	$\frac{3.10}{\eta}$

4-2-3 기존자료에 의한 추정

소규모의 구조물이나 횡방향지지력이 중요하지 않은 구조물의 경우에 한하여 재하시험이나 해석적 방법에 의하지 않고 기존자료에서 축직각방향력을 받는 단일 말뚝의 거동을 추정할 수가 있다.

4-2-4 경사말뚝의 수평지지력

경사말뚝과 수직말뚝으로 이루어진 구조물 기초에 작용하는 수평력은 모두 경사말뚝에 의해서 지지되는 것으로 하여도 좋다. 이 경우 경사말뚝에 작용하는 수평력은 각 경사말뚝의 축방향 지지력에 의해서만 저항하는 것으로 설계할 수가 있다.

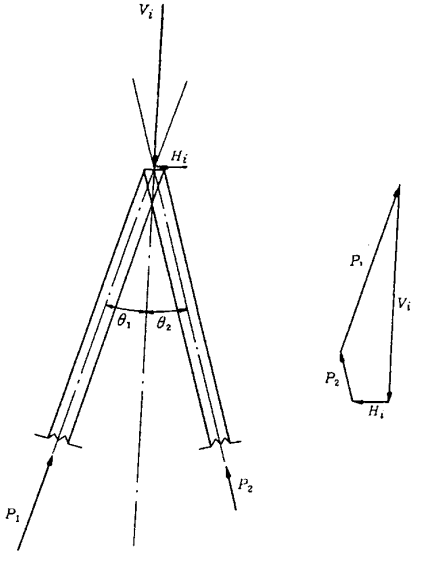
[해 설]

(1) 수평력의 분담

일반적으로 경사말뚝과 수직말뚝을 혼용한 동일기초에 수평력이 작용할 때, 동일수평변위량에 대하여 수직말뚝의 수평력 부담이 경사말뚝에 비하여 현저히 적으므로 안전한 설계를 위하여 수평력은 모두 경사말뚝으로 부담하는 것으로 했다.

(2) 경사말뚝의 수평력

경사말뚝의 수평지지력 산정법은 각 말뚝의 축방향지지력만으로 저항하는 경우와 말뚝의 휨 저항도 고려해서 축방향지지력에 포함시켜 생각하는 경우로서 크게 2가지 방법이 있다. 여기서는 전자의 방법을 규정하였는데 경우에 따라서는 후자로 계산하는 편이 적절할 수도 있다.



참고 그림 (4-25) 경사말뚝의 축방향력

축방향지지력만 저항하는 경우는 참고 그림 (4-25)와 같이 한 조의 경사말뚝 머리 부분에 작용하는 연직외력과 수평외력을 각 말뚝의 축방향에 나누어 각각의 축방향 허용지지력(또는 허용인발력) 이하로 되도록 한다.

축방향력은 식 참고 (4-73) 또는 도참법 참고 그림 (4-25)에 의해서 구할 수 있다.

$$P_1 = \frac{V_i \sin\theta_2 + H_i \cos\theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \qquad \text{참고 (4-73)}$$

$$P_2 = \frac{V_i \sin\theta_1 - H_i \cos\theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)}$$

여기서,

P_1, P_2 : 각 말뚝에 작용하는 압축력(부(負)일 경우는 인발력) (kN)

θ_1, θ_2 : 각 말뚝의 경사각 (°)

V_i : 경사말뚝의 연직반력 (kN)

H_i : 경사말뚝의 수평반력 (kN)

4-2-5 군말뚝의 작용에 관한 고려사항

군말뚝 기초로된 경우 기초에 작용하는 횡방향 허용 지지력의 검토는 군말뚝의 거동을 고려하여 군말뚝 해석에 따른다.

[해 설]

군말뚝에 의해 축 직각 방향력을 저항할 때는 경사말뚝으로서 지지하는 경우와 말뚝의 횡방향지지력만으로 지지하는 경우가 있다. 경사말뚝의 경우는 축방향 지지력만으로 설계하는 것이므로 군말뚝 작용의 고려는 본편 4-1에 따르면 좋다. 수직 말뚝만으로 군말뚝을 구성하는 경우는 각 말뚝의 횡방향 지지력에 의지하는데 이 경우 먼저 설명한 단말뚝의 거동이 그대로 맞는지 문제가 된다. 군말뚝의 작용에 있어서는 현재까지 잘 알려지지 않았기 때문에 각 현장에서 재하시험을 하고 단말뚝의 시험결과와 비교하는 것이 가장 확실하나 실제상 용이하지 않다.

[참 고]

현 단계로는 다음과 같이 참고하여 설계자가 판단하는 것이 좋다. 말뚝타입 중심 간격이 참고 표(4-16)의 값보다 초과할 때에는 축직각방향 지지력에 관해서 군말뚝 작용을 고려하지 않아도 좋다. 이 표 중 횡방향은 외력의 직각방향, 종방향은 외력의 방향을 말한다. 또한 사질토는 모형실험결과나 항타에 의해 모래가 다져진 것 등을 고려해서 정한 것이며 점성토에 있어서는 거의 자료가 없으므로 안전성을 고려해서 정하였다.

참고 표 (4-16) 말뚝의 중심간격

사 질 토	횡 방 향	말뚝직경의 1.5배
	종 방 향	말뚝직경의 2.5배
점 질 토	횡 방 향	말뚝직경의 3.0배
	종 방 향	말뚝직경의 4.0배

4-3 말뚝의 허용인발력

4-3-1 일 반

기초말뚝의 허용인발력은 단일말뚝으로서 최대인발력을 소정의 안전율로 나눈 값을 기준(기준허용인발력)으로 하며 다음 항목들을 고려해서 결정한다.

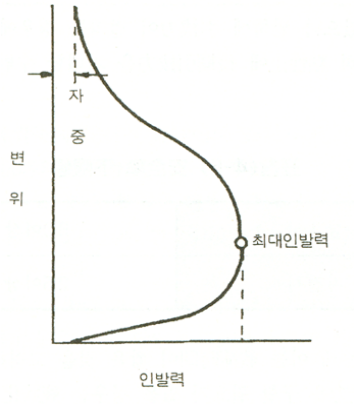
(1) 말뚝의 인장응력도
(2) 이음의 영향
(3) 군말뚝의 작용
(4) 말뚝의 상향 변위량

[해 설]

말뚝에 인발력이 작용하는 것은 다음과 같은 경우이다.

(1) 구조물 저면에 양압력이 작용할 때
(2) 수직말뚝으로 지지하고 있는 구조물에 전도모멘트가 작용할 때(후단부의 말뚝에는 인발력이 걸린다)
(3) 사항으로 수평력을 지지할 때(일부 말뚝에는 인발력이 걸린다)

어느 경우도 상부구조물 또는 말뚝 자신의 무게가 클 때 말뚝에 작용하는 인발력은 상대적으로 작아진다. 말뚝으로 인발력에 저항할 경우 말뚝두부와 상부구조가 완전히 일체가 되어야 인발에 대한 저항을 발휘할 수 있다.



해설 그림 (4-1) 최대인발력

말뚝의 허용인발력은 단말뚝으로서의 최대인발력을 소정의 안전율로 나눈 값을 기준 허용인발력이라고 하며, 말뚝자재의 응력, 이음, 군말뚝 작용 그리고 변위량 등을 고려해서 판정한다. 여기서 최대인발력이라 함은 해설 그림 (4-1)에서 표시한 것과 같이 인발하중의 최댓값을 나타낸 것이다. 일반적으로 인발시험의 경우는 변위가 어느 한도를 초과하면 하중은 도리어 감소하고 최후에는 말뚝의 자중만이 된다. 즉 최대하중과 극한하중과의 크기가 틀린다. 따라서 혼란을 피하기 위해 최대인발력이라는 말을 쓰고 있다.

4-3-2 허용인발력의 기준

허용인발력의 기준은 단말뚝의 최대인발력을 안전율로 나눈 값이다.

[해 설]

(1) 안전율의 하한치

말뚝에 인발력이 걸리는 경우는 압축력이 걸리는 경우와 달라서 흙에 걸리는 힘과 변위의 방향은 상향이다. 이것은 말뚝 주변의 흙에 대한 유효응력을 감소시켜 흙을 느슨하게 하는 경향을 갖는다. 또한 변위가 진행함에 따라 말뚝의 접지면적은 감소한다. 따라서 인발의 경우 말뚝의 변위증대 또는 재하시간의 지속은 흙의 저항력에 대해 대단히 불리한 영향을 끼치는 것이 된다. 더욱이 점성토에서는 creep현상이 압축의 경우보다도 현저하게 나타날 것으로 예상된다. 이런 이유로 안전율의 하한치는 축방향지지력의 경우보다 큰 값을 사용한다.

또 인발의 경우 안전율은 최대하중에 대한 것으로서 압축의 경우와 같이 극한하중에 대한 것이 아니므로 큰 안전율을 써야한다.

[참 고]

(1) 해설에서 설명한 것과 같이 인발의 경우 주면마찰이 작용하는 압축의 경우보다 불리한 점이 있어 말뚝의 인발파괴가 일어나는 경우는 상부구조에 치명적인 손상을 끼칠 가능성이 있다. 그러므로 말뚝에 장기 인발력이 걸리는 설계는 피하여야 한다. 그러나 항만구조물의 경우는 말뚝에 장기 인발저항을 전혀 기대 않는 것도 부적당하다.

그러므로 안전율을 크게 하였으나 말뚝에 인발력이 걸리는 경우에는 말뚝의 배치를 변경시켜 그 값을 아주 작게 하는 것이 좋다. 특히 점성토에 장기인발력을 기대할 수밖에 없을 때는 충분하고 신중한 설계를 하여야 한다.

참고 표 (4-17) 안전율 하한치

상 시	3.0 이상
지진 시	2.5 이상

지진시의 안전율은 2.5로 하는데 이는 재하시간이 짧은 것을 고려하여 상시보다도 저감한 것이다. 그러나 지진 시에 모래층의 허용인발력을 구할 필요가 있을 경우는 액상화를 고려하여 신중히 결정해야 한다.

(2) 말뚝의 자중과 안전율

말뚝의 자중은 속채움흙의 중량과 더불어 확실한 인발저항으로 기대되는 것이므로 여기에는 안전율을 고려할 필요는 없다.

따라서 최대인발력에서 기준 허용인발력을 구할 때는 다음과 같이 하는 것이 합리적이다.

다만 말뚝의 자중이 비교적 적을 때는 자중의 반영을 생략하는 것이 보통이며 말뚝의 직경이 크면 속에 채워진 흙이 반드시 말뚝과 함께 끌려 올라오지 않으며 말뚝에서 빠져나가는 것도 예상된다.

① 인발시험에 의하여 최대인발력을 구할 때

$$R_{at} = W_p + \frac{R_{ut1} - W_p}{F}$$ 참고 (4-74)

② 정역학적 지지력 산정공식에 의하여 최대인발력을 구할 때

$$R_{at} = W_p + \frac{R_{ut2}}{F}$$ 참고 (4-75)

여기서,

R_{at} : 말뚝의 허용인발력 (kN)
W_p : 말뚝의 자중 (부력을 뺀 것) (kN)
R_{ut1} : 말뚝의 최대인발력 (인발시험에 의함) (kN)
R_{ut2} : 말뚝의 최대인발력 (정역학지지력산정에 의함) (kN)
F : 안전율

다져진 양질의 모래 지반이고 세심한 토질시험 또는 인발시험 결과로 판정할 경우는 토질기초의 전문가의 판단을 받은 다음 안전율을 완화하여도 좋다. 그러나 상시 2.5, 지진 시 2.0 이하로 해서는 안 된다.

4-3-3 단말뚝의 최대인발력

단말뚝의 최대인발력은 인발시험에 의하여 구한다. 그러나 부득이 한 경우는 재하시험 결과 또는 정력학적 지지력공식 등에 의하여 추정할 수도 있다.

[해 설]

(1) 최대인발력의 추정

말뚝의 인발력에 대해서는 압축말뚝에 비하면 경험이나 자료가 빈약하다. 다만 점성토층이 비교적 연약한 경우 관입시의 주면마찰과 인발시의 주면마찰이 극히 유사하므로 압축재하시험결과나 정역학적 지지력공식에 의하여 최대인발력을 추정해도 좋다. 연약한 점성토층에서 마찰말뚝 선단저항은 무시할 정도로 작으므로 재하시험에 의하여 구한 극한 지지력과 최대인발력과는 큰 차가 없으므로 극한지지력 보다 약간 적은 값을 최대인발력으로 생각할 수 있다.

정역학적 지지력 공식에 의한 최대인발력의 추정은 본편 4-1-4의 정역학적 공식에 의한 극한지지력의 추정에서 설명한 극한지지력의 추정에 준한다. 당연히 선단지지력의 항은 무시해야 한다.

① 모래지반의 경우

$$R_{ut} = 2\overline{N}A_s$$ 참고 (4-76)

② 점토지반의 경우

$$R_{ut} = \overline{c_a} \cdot A_s$$ 참고 (4-77)

여기서,

R_{ut} : 말뚝의 최대인발력 (kN)
$\overline{N}$: 말뚝 근입 전장에 대한 평균 N치
A_s : 말뚝둘레의 전표면적 (m^2)
$\overline{c_a}$: 말뚝 근입 전장에 대한 평균부착력 (kN/m^2)(본편 4-1-4 참조)

(2) 테르자기(Terzaghi)의 산정식

정역학적 지지력 산정식을 이용하여 말뚝의 최대인발력을 추정하는 경우 식 참고 (4-42)를 써서 검토 할 때도 있다. 이 때 식 참고 (4-76), 식 참고 (4-77)로 계산한 값과 비교하여 적절한 값을 채용한다.

$$R_{ut} = R_f = \phi \cdot L \cdot \overline{f_s} \qquad \text{참고 (4-78)}$$

$$\overline{f_s} = \frac{\Sigma(c_{ai} + K_s \cdot q_i \cdot \mu) \cdot \ell_i}{L} \qquad \text{참고 (4-79)}$$

여기서,

R_{ut} : 말뚝의 최대인발력(kN)
R_f : 말뚝의 주면마찰력(kN)
ϕ : 말뚝의 둘레 (m)
L : 말뚝의 근입 깊이(m)
$\overline{f_s}$: 평균 주면마찰강도(kN/m^2)
c_{ai} : 제i층에서의 흙과 말뚝의 부착력(kN/m^2)
c_i : 제i층에 있어서 흙의 점착력(kN/m^2)
K_s : 말뚝에 작용하는 수평토압계수
q_i : 제i층에서의 평균유효토피의 압력(kN/m^2)
μ : 말뚝과 흙의 마찰계수
ℓ_i : 제i층의 층두께

c_a와 μ의 값에 대해서는 본편 4-1-4의 정역학적 공식에 의한 축방향 극한지지력 추정을 참조한다. 수평토압계수(K_s)의 값은 말뚝이 압축을 받을 때보다 약간 적은 값을 취해야 하는데 정지토압계수에 대해 조사한 0.3~0.7의 값을 사용하는 예가 많다.

그러나 현장 타설 콘크리트 말뚝에 있어서는 사질토 중에서 인발시험을 행한 결과 토압계수가 1.75 이상이 된 경우도 있다(Ireland, 1957). 모래의 밀도에 의하여 토압계수의 변동은 현재로서는 확실히 규명되어 있지 않다. 사질토층의 말뚝의 경우 정확한 인발저항의 판정은 곤란하며 연약한 점성토의 경우 짧은 시간의 인발 시험결과에서 바로 장기하중에 대한 인발저항을 추정하는 것은 위험하니 주의해야 한다.

4-3-4 말뚝의 허용인발력을 구하는데 고려할 사항

(1) 말뚝의 허용인발력은 말뚝재료의 허용 인장응력도에 말뚝의 유효단면적을 곱한 값을 초과해서는 안 된다.
(2) 이음 말뚝의 경우 이음에서 아랫부분의 저항은 무시한다. 그러나 강말뚝 등 양호한 이음이 되었을 경우는 그 신뢰성을 확인한 다음에 이음의 허용인장력의 범위 내에서 하부 말뚝의 인발 저항을 고려 할 수가 있다.
(3) 군말뚝의 경우 군말뚝의 최외측 말뚝의 표면을 잇는 면으로 둘러싸인 하나의 블록으로서 인발저항을 검토한다.
(4) 말뚝의 허용인발력 결정 시 상부구조에서 결정하는 말뚝머리의 허용인발량을 고려한다.

[해 설]

(1) 말뚝재료의 인장응력도

말뚝의 허용인발력은 말뚝재의 인장응력도에 의해 제한된다. 그 검토방법은 본편 4-1-6의 말뚝재의 압축응력도 검토에 준하면 된다.

(2) 이음의 영향

이음말뚝의 경우 이음이 어느 정도 인발력을 전달할 수 있는가는 의문이다. 그러므로 가장 안전측을 취하고 하부 말뚝의 저항을 무시 했다.

(3) 군말뚝의 작용

군말뚝의 경우 군말뚝 블록이 인발되는 위험성을 고려하지 않으면 안 된다. 군말뚝의 최대인발력은 식 참고 (4-80)으로 표시된다.

$$R_{gut} = \overline{S} \cdot U \cdot L + \gamma'_2 \cdot A_g \cdot L \qquad \text{참고 (4-80)}$$

여기서,

R_{gut} : 하나의 블록으로서 군말뚝의 최대인발력 (kN)

$\overline{S}$: 말뚝에 접촉하는 흙의 평균전단강도(kN/㎡)

U : 군말뚝(블록)의 둘레 (m)

L : 말뚝의 근입 길이 (m)

γ'_2 : 말뚝과 흙을 포함한 블록 전체의 평균단위체적중량 (kN/㎥)

A_g : 군말뚝(블록)의 저면적 (㎡)

블록의 중량에 있어서는 전체 중량으로 작용 할 가능성이 적은 것을 생각하고 안전율을 감하는 것으로 하면 말뚝의 1 본당 허용인발력은 식 참고 (4-81)과 같이 된다.

$$R_{at} = \frac{1}{n} \cdot \left\{ \frac{1}{F}(\overline{S} \cdot U \cdot L) + \frac{1.5}{F}(\gamma'_2 \cdot A_g \cdot L) \right\} \qquad \text{참고 (4-81)}$$

여기서,

R_{at} : 블록의 인발에 대한 말뚝 1본 당 허용인발력(kN)

n : 군말뚝의 말뚝본수(본)

F : 안전율(본편 4-3-2의 허용인발력 기준참조)

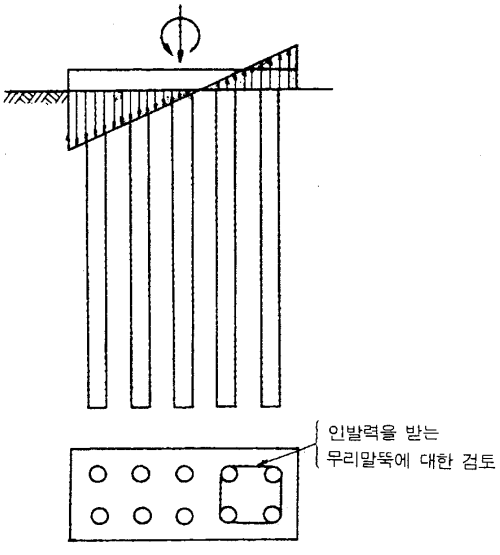
군말뚝으로서 쓰일 경우 각 말뚝의 허용인발력은 단일 말뚝의 허용인발력과 식 참고 (4-45)에서 구한 허용인발력 중에서 작은 쪽을 취한다. 군말뚝으로 지지된 구조물이 편심 모멘트를 받을 때 반력이 각 말뚝에 어떻게 분포하는지 잘 알 수 없으므로 편법으로 참고 그림 (4-15)와 같이 반력을 직선적 분포로 생각하여 인발 합력에 대하여 검토하고 다시 제일 큰 인발력을 받는 말뚝에 대하여 단말뚝으로 검토한다.

(4) 말뚝의 인발량

말뚝의 허용인발력은 그 힘에 의한 말뚝머리의 인발량이 말뚝머리의 허용인발량을 초과하지 않는 범위에 있어야 한다. 허용인발량은 상부구조 등에 대하여 유해한 영향이 없도록 정해져야 하며 이를 일률적인 수치로 나타낼 수는 없다.

인발하중에 의해서 말뚝의 인발량이 어느 정도 발생하는지에 대한 자료가 아주 부족하여 개개의 경우 인발시험에 의해 판단하여야 한다. 그러나 점토의 경우 장기하중에 대해 creep 등의 영향이 있으므로 인발 시험결과에서 직접 말뚝 기초의 인발량을 추정하기는 곤란하다.

그러나 소정의 안전율을 고려하여 구한 허용인발력정도의 하중에 대해서는 creep 등의 영향도 그다지 크지 않다고 생각된다.



참고 그림 (4-26) 군말뚝기초의 인발저항

4-4 설계

4-4-1 하중분담

연직하중은 말뚝만으로 지지하는 것으로 하고 상부기초 바닥면에 접하는 지반의 지지력은 기대해서는 안 된다. 수평하중도 말뚝만으로 지지한다. 그러나 상부기초 근입부의 전면 토압만으로 저항할 경우에는 이것을 지지로 할 수 있다.

[참 고]

(1) 말뚝기초의 설계순서

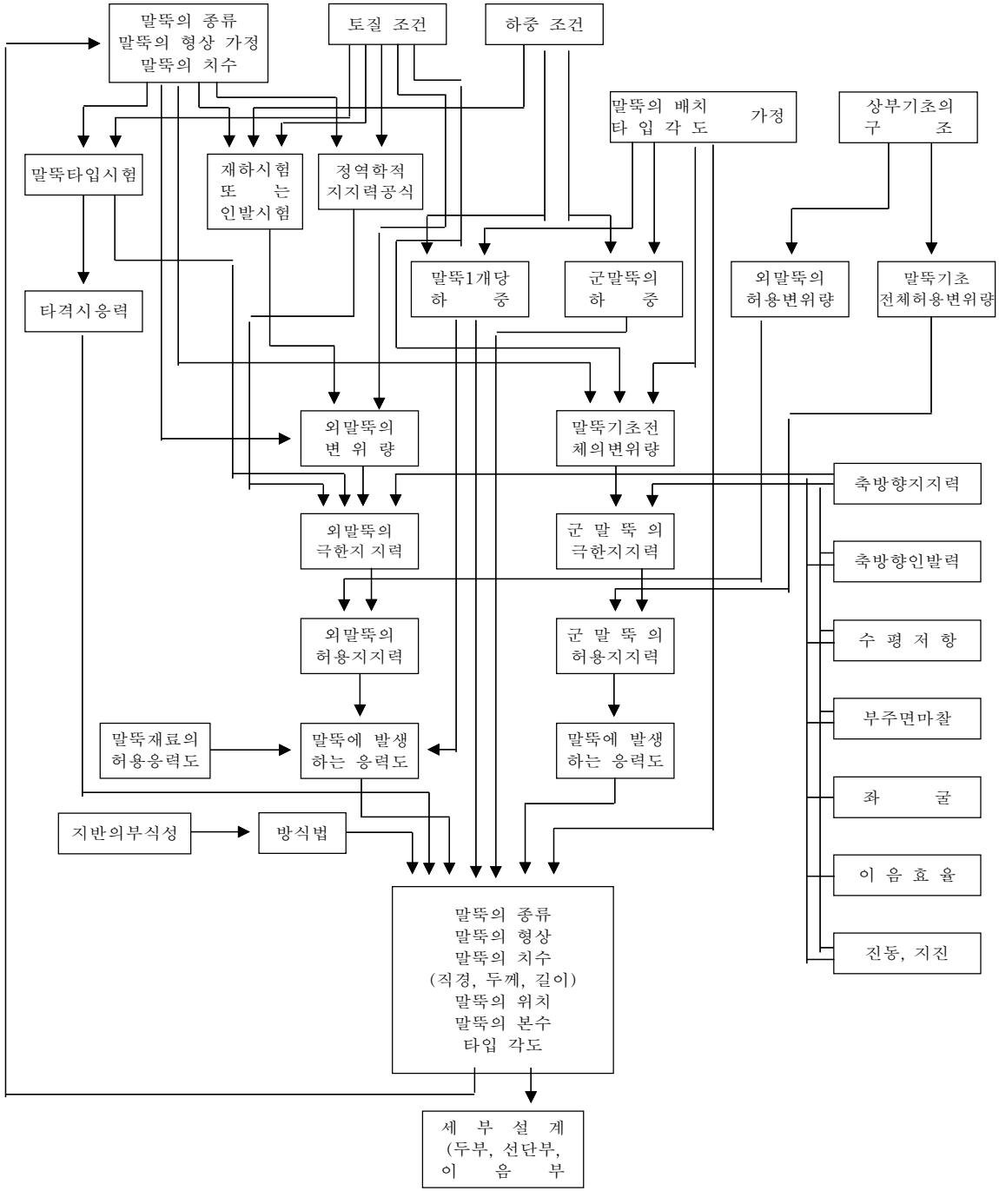
말뚝기초의 설계는 일반적으로 참고 그림 (4-27)의 흐름도 순서로 하는 것이 좋다.

(2) 연직하중

시공이 완료된 후에 말뚝으로 지지되는 상부기초의 바닥판은 지반이 바닥면에 접하고 있어도 시일이 지남에 따라 공극이 생기는 경우가 있어 안전상 바닥판 아래 지반의 지지력을 무시하는 것으로 한다. 마찰말뚝에 있어서도 말뚝 타입 후, 지반이 흐트러진 것에서 회복되는 과정에서 압축현상에 의해 지반이 상대적으로 다소 침하하므로 지반의 지지력은 무시한다.

(3) 수평하중

수평하중은 말뚝만으로 지지한다. 가령 상부기초 근입부의 전면에 수동토압 저항이 기대되면 이를 저항력에 추가하여도 좋다. 그러나 이때 수동토압 저항의 산출은 일반적으로 곤란하며, 말뚝의 허용횡방향 지지력 계산시의 말뚝머리 변위량에 대응한 지반의 수동토압이 극한치에 도달하는지 아닌지를 간단히 정할 수 없다. 경우에 따라서는 쿨롬(Coulomb)의 식으로 구한 수동토압에 도달할 때까지 상부기초가 변위를 일으키면 말뚝이 휨파괴를 일으킬 위험성이 있다. 그러므로 이 근입부의 전면 수동토압 저항을 고려할 때는 이런 것을 충분히 검토한 다음이 아니면 추가해서는 안 된다.



참고 그림 (4-27) 말뚝기초의 설계순서 흐름도

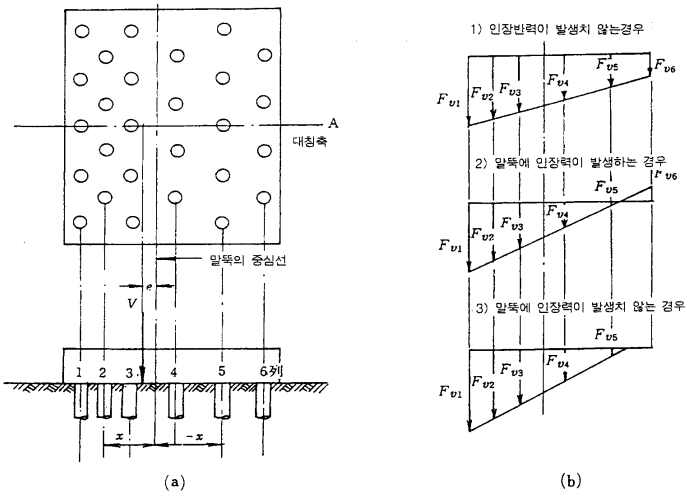
4-4-2 말뚝기초의 하중배분

동일 기초에서는 연직하중이나 수평하중이 모든 말뚝에 균일하게 작용하도록 말뚝을 배치해야한다.

[해 설]

하중의 등분배

동일기초에서 하중을 동일하게 분배시키기 위하여, 말뚝의 종류, 형상, 치수 등으로 조절해서는 안 되며, 말뚝간의 간격으로 조절하는 것이 바람직하다. 만약 각 말뚝간의 분담하중에 큰 차가 있으면 부등침하의 원인이 되고 국부적 응력집중현상 등으로 상부구조에 악영향을 주게 된다. 그리고 마찰말뚝, 지지말뚝의 혼용, 말뚝 근입깊이의 심한 차이 등은 설계 시 피해야 할 사항이다.



참고 그림 (4-28) 연직하중의 배분

[참 고]

(1) 연직하중의 분배

말뚝의 재질, 형상이 동일하고 배치가 대칭이며, 각 말뚝이 강결되어 있고 외력의 합력이 대칭축상에 있을 때, 연직력의 분배는 다음 식 참고 (4-82)에 의하여 구한다.

$$F_{vi} = \frac{V}{\Sigma n_i} + \frac{V \cdot e \cdot x_i}{\Sigma (n_i x_i^2)}$$ 참고 (4-82)

여기서,

F_{vi} : i 열 말뚝의 연직반력 (kN)

V : 외력의 연직방향 합력 (kN)

e : 말뚝전체의 중심에서 V의 편심량 (m) (참고 그림 (4-15) 참조)

n_i : i 열중의 말뚝의 개수

x_i : 전 말뚝의 중심에서 i 열의 말뚝까지 거리 (m)

(2) 수평하중의 분배

말뚝의 전체길이에 걸쳐서 주변의 흙으로 구속되어 있는 연직말뚝 기초일 때, 수평방향으로 분배되는 힘은 다음 식 참고 (4-83)과 같다.

$$F_{Hi} = H\frac{K_{Hi}}{\Sigma K_{Hi}} \qquad \text{참고 (4-83)}$$

여기서,

F_{Hi} : i 번 말뚝의 수평반력 (kN)

H : 수평력 (kN)

K_{Hi} : i 번 말뚝의 수평방향 스프링 정수 (kN/m)

각 말뚝의 형상, 길이, 재질 그리고 지반조건이 동일하다면 F_{Hi}는 동일하므로 말뚝의 수평반력은 다음 식과 같다.

$$F_{Hi} = \frac{H}{n} \qquad \text{참고 (4-84)}$$

여기서, n은 말뚝의 개수이다

K_H의 값을 실험에 의하여 구할 수 없을 때 다음 식에서 구한다.

○ 말뚝머리가 힌지일 경우 : $K_H = \dfrac{E_s}{2\beta}$ 참고 (4-85)

○ 말뚝머리가 고정일 경우 : $K_H = \dfrac{E_s}{\beta}$ 참고 (4-86)

여기서,

E_s : 지반의 탄성계수 (kN/m^2) : $E_s = k_h\ B$

k_h : 횡방향 지반반력계수 (kN/m^3)

B : 말뚝 폭 (m)

$\beta = \sqrt[4]{\dfrac{E_s}{4EI}}\ (m^{-1})\ (\mathrm{m}^{-1})$

E : 말뚝의 탄성계수 (kN/m^2)

I : 말뚝의 단면2차모멘트 (m^4)

말뚝머리부분이 기초 바닥판과 완전히 일체로 되어 있지 않을 때, 기초에 작용하는 수평력은 연직반력이 작용하고 있는 말뚝만으로 부담한다. 그러나 이 값이 각 말뚝의 연직반력에 말뚝머리와 기초 바닥판과의 마찰계수를 곱한 값을 초과 할 때는 이 초과수평력을 다른 말뚝으로 균등하게 분배해서 말뚝에 초과수평력이 발생하지 않을 때까지 계산을 반복한다. 기초 바닥판과 말뚝이 일체로 강결되어 있을 때 식 참고 (4-82)에서 구한 값은 바로 그 값이 압축력과 인발력으로 인정할 수 있으나, 완전한 일체로 간주할 수 없을 때 F_{vi}가 (-)인 말뚝은 없는 것으로 가정하고 새로이 중심을 구하여 계산을 다시 한다. 말뚝에 인장력 작용을 허용할 때는 기초 바닥판과 말뚝이 인발력에 견딜 수 있도록 충분히 강결시켜야 한다.

4-4-3 시공시의 하중에 대한 검토

말뚝의 설계는 완성후의 하중 외에도 취급, 운반, 설치, 타입시의 하중에 대해서도 검토하는 것이 바람직하다.

4-4-4 말뚝과 상부기초의 결합부 설계

말뚝과 상부기초의 결합부는 이 부분에 생기는 각종 응력에 대하여 안전하게 설계하여야 한다.

[해 설]

설계에 있어서 말뚝머리와 상부기초의 결합부를 강결이나 힌지로 할 때 각각의 장단점이 있어 간단하게 정하기는 어려우나 설계 시 다음사항을 잘 파악하여 판단하는 것이 좋다.

(1) 연직하중에 대해서는 차이가 없으나 좌굴을 생각할 경우에는 강결일 때가 좌굴장이 짧아지므로 유리하다.

(2) 같은 수평하중을 받는 경우 말뚝머리의 수평변위는 강결의 경우가 힌지보다 상당히 적다

(3) 말뚝머리가 강결되어 있는 말뚝에 수평력이 가해지면 말뚝머리에 고정단 모멘트가 생긴다.

(4) 말뚝머리가 강결되어 있는 경우는, 상부기초의 회전에 의해서도 말뚝머리 모멘트가 변화한다.

(5) 역학적 해석은 힌지로 하는 것이 간편하나 말뚝머리와 상부기초의 결합을 완전 힌지구조로 하는 것은 보통의 시공으로는 어렵다.

[참 고]

(1) 말뚝머리를 강결로 하는 경우 설계상 주의 사항

① 휨모멘트, 전단력, 축력의 모든 것에 대하여 저항이 되도록 설계하지 않으면 안 된다.

② 말뚝을 그대로 상부기초에 매입할 경우 압축력에 대해서는 말뚝상단의 지압만으로 저항시킨다. 그러나 잔교와 같이 상부기초이 얇을 때는 말뚝주면과 콘크리트의 부착력으로 저항시킨다. 또 말뚝머리에 철근 등의 결합재를 연결하여 정착을 좋게 하는 것도 있다. 인발저항의 경우는 이러한 결합재를 써서 인발에 충분히 저항시켜야 한다.

철근 콘크리트 말뚝의 경우는 말뚝머리를 깨어내어 말뚝 속의 철근을 상부기초에 정착할 수도 있다.

③ 말뚝머리가 상부기초 내에 매입되는 길이는 어느 정도 큰 편이 좋으나, 상부기초의 하부에 들어있는 철근과의 간섭에 주의하여야 한다. 경우에 따라서는 상부기초 하부의 철근이 말뚝에 의하여 절단되므로 완전하게 보강하지 않으면 안 된다.

일반적으로 말뚝의 직경 또는 말뚝의 폭 이상을 상부기초 내에 매입하면 충분한 것으로 알려져 있으나, 콘크리트에 매입된 말뚝머리 측면의 지압응력 분포가 아직 확인 되어 있지 않으므로 계산상으로 정확한 길이를 구할 수 없으나 지압응력분포를 직선으로 가정하면 계산식이 성립되어 참고로 할 수 있다.

말뚝머리의 상부기초 매입길이 L은 식 참고 (4-87)에서 구한다.

$$L = \sqrt{\frac{6M_o}{B\sigma_{ca}}}\ \gamma_b\gamma_i \qquad \text{참고 (4-87)}$$

여기서,

L : 매입길이 (m)
M_o : 말뚝머리 구속모멘트 (kN · m)
B : 말뚝 폭 또는 말뚝의 직경 (m)
σ_{ca} : 상부기초 콘크리트의 지압강도 (kN/m^2)
(제3편 3.8 콘크리트의 허용응력도참조)
γ_b : 부촌계수(部村係數, 일반적으로 1.15)
γ_i : 구조물계수(우발하중 작용시의 경우 1.0)

식 참고 (4-87)에서 구한 값이 B이하가 될 경우에도 매입길이를 B이상으로 한다. 단, 프리-스트레스트 콘크리트 말뚝의 경우는 특히 PS 강재인장력의 부착전달 길이 이상을 매입할 필요가 있다.

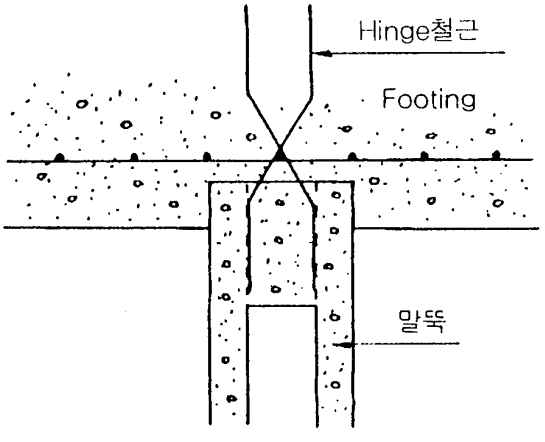
④ 강결한 경우의 말뚝머리는 단면이 급변하여 응력집중이 예상되므로 말뚝의 파괴에 대해서 충분히 보강되어야 한다. 철근 콘크리트 말뚝, 프리-스트레스트 콘크리트 말뚝 등에는 축방향 철근의 증가는 물론이고, 띠철근 또는 나선철근으로 충분히 보강하여야 한다. 한편 상부기초 콘크리트도 말뚝에 의해 국부지압을 받아 인장력이 발생할 수 있으므로 말뚝주변을 보강하여 두는 것이 좋다.

(2) 말뚝머리를 힌지로 하는 경우 설계상 주의 사항

① 말뚝머리부는 자유롭게 회전되도록 한다. 이 때문에 말뚝머리부의 매입길이는 10~15cm 정도로 하며, 매입길이가 지나치게 크면 강결에 가깝게 되고 지나치게 적으면 횡방향의 이동이 고정되지 않아서 힌지의 역할을 못한다. 참고 그림 (4-29)와 같이 힌지철근을 넣는 경우도 있다.

② 말뚝머리는 기둥의 끝이라 파손될 염려가 있으므로 충분히 보강하지 않으면 안 된다.

③ 결합부가 완전한 힌지가 아닌 경우는 말뚝머리 고정단 모멘트가 발생하므로 이에 대한 고려가 필요하다.



참고 그림 (4-29) 힌지 결합

4-4-5 이음

(1) 이음은 완성 후에 작용하는 하중에 대해 안전하여야 하고 시공 시에도 충분히 안전할 필요가 있다.
(2) 이음위치는 단면에 여유가 있고 부식 등의 영향이 적은 곳에 설치하는 것이 바람직하다.

[참 고]

(1) 이음의 강도

이음위치에 따라서 구조물 완성 후에는 이음에 작용하는 힘이 말뚝의 전체강도보다 훨씬 작게 될 경우도 있으나, 시공시의 항타응력, 장래의 하중증가 및 단면에 생기는 예측하지 못한 응력에 대해서 이음의 안전을 기하여야 한다.

(2) 이음의 위치

이음부의 시공은 반드시 현장작업을 하게 되므로 공장제작과 달라서 시공관리가 불충분하게 되기 쉽다. 따라서 이음의 설계에서는 말뚝 본체와는 달리 신중하게 해야 한다. 이음의 위치를 결정함에 있어서는 휨, 전단, 압축 및 인장 등 전부를 고려하고 이음구조가 휨에 약한 것이면 휨모멘트가 작은 점에, 전단에 약한 것이면 전단력이 작은 점에 설치하도록 이음구조의 특징을 잘 파악하여 이음위치를 결정하여야 한다.

이음부의 내구성은 본체에 비하여 작은 것으로 생각된다. 예컨대, 강말뚝에서도 여러 가지 방식처리가 용접 등의 가공으로 인하여 기능의 저하를 초래한다고 생각된다. 그러므로 이음의 위치는 부식의 영향이 적은 곳으로 하고 특히 수위의 변동에 의한 건습을 되풀이하는 곳은 피하여야 한다. 또 이음위치에 따라 말뚝 한 개의 길이가 정해지므로 한 개의 길이로서 수송, 시공설비, 작업공간 등을 고려한다. 조건이 허용하는 한 이음수를 감소시키고 긴 말뚝을 사용하는 것이 일반적으로 유리하다. 현재의 운반조건으로는 일반적으로 운반될 수 있는 최대길이는 도로 수송의 경우 13m, 철도수송의 경우 20m 정도이다.

(3) 강말뚝의 이음

강말뚝은 아크용접 이음으로 하는 것이 가장 확실하고 공사비도 다른 방법에 비교하여 일반적으로 저렴하므로 아크용접 이음을 한다. 그러나 최근에는 가스용접 등 다른 신공법도 개발되고 있으므로, 시험 등에 의해서 충분히 검토한 후에 책임기술자가 충분히 안전하다고 인정되는 경우에는 다른 방법을 사용하여도 좋다. 첨접판(添接板)을 볼트 또는 리벳으로 접합하는 방법도 있으나, 시공 정밀도에 의문이 있어 별로 사용하지 않고 있다.

(4) 강관말뚝의 용접이음

강관말뚝의 용접이음은 전 둘레를 맞대어 용접한다.

강관말뚝의 용접이음으로서는 현재 소켓을 사용하여 전 둘레를 맞대어서 용접하는 방법이 일반적으로 사용되고 있으며 외주에 칼라를 붙인 살붙임 용접은 별로 사용되지 않고 있다.

(5) H형 강말뚝의 이음

H형 강말뚝의 이음은 다음 2가지 방법에 의한다.

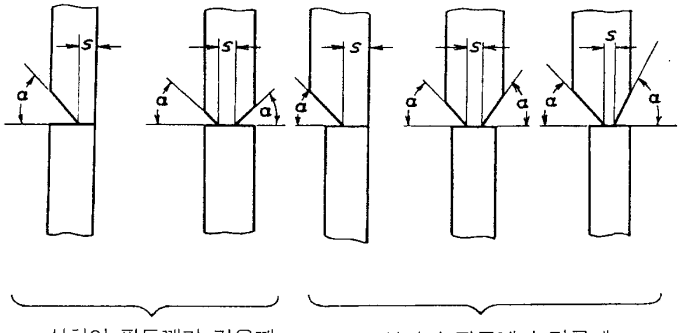
① 말뚝본체를 서로 맞대어 용접한다. 이 경우에는 참고 그림 (4-30)과 같이 아래 말뚝은 이음부를 말뚝 축에 직각인 평면으로 하고, 위 말뚝의 이음부는 2.4mm 이하, 개선각도 50° 이상의 root face를 한 방향 또는 두 방향으로 붙여서 V형 또는 K형 맞대임 용접으로 한다.

② 첨접판(添接板)을 사용한 살붙임 용접을 한다. 이 경우에는 현장이음을 구성하는 위·아래 말뚝의 단면은 말뚝 축에 직각인 평면으로 하고 이음강도는 말뚝단면의 접촉에 의한 응력전달은 반영하지 않고 첨접판과 살붙임 용접만의 강도에 의한다.(참고 그림 (4-31) 참조)

(6) 상하항 말뚝두께가 다른 경우
이음부에서 용접해야 될 위·아래 말뚝의 판 두께가 다를 때에 그 차이가 4mm 이하이면 판에 길이 방향의 경사를 붙이지 않아도 좋다.

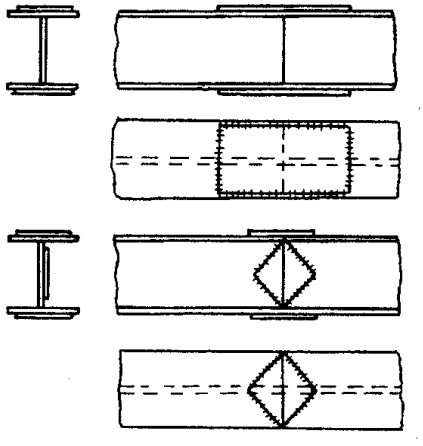
(7) 나무말뚝의 이음
나무말뚝의 이음은 수평력 혹은 인발력이 작용하는 경우에는 쓰지 않는 것이 좋다.

(8) 철근콘크리트 말뚝 또는 PS 콘크리트 말뚝의 이음
수평력 혹은 인발력이 작용하는 구조에 철근콘크리트 말뚝 또는 프리-스트레스트 콘크리트 말뚝을 사용할 때는 신뢰성이 높은 것이 확인되는 이음구조를 선정하여야 한다.



α : 개선각도
s : Root Face(24mm 이하)

참고 그림 (4-30) H형 강말뚝의 맞대임 용접 예



참고 그림 (4-31) 첨접판(添接板)을 쓰는 H형 강말뚝의 살붙임 용접 예

4-4-6 말뚝의 선단

말뚝 선단의 구조는 지반상태 혹은 시공방법을 고려하여 결정하여야 한다.

[해 설]

말뚝 선단의 역할은 말뚝에 전달되는 축력을 지지층에 확실히 전달하는 것으로, 기 제작말뚝에 있어서 타입 중 말뚝을 보호하며, 관입성을 좋게 하는데 있다.

[참 고]

(1) 강말뚝의 선단

① 선단 개방형과 선단 폐쇄형

가. 밑면 지지력은 선단 폐쇄형이 확실한 지내력이 기대된다.

나. 지층 관통 능력은 선단 개방형이 우수

다. 선단 폐쇄형은 연약지반에 타입 시 말뚝의 부상 현상이 있으며, 선단 개방형이 시공능률은 우수

라. 타입 정도(변위, 회전)는 선단 개방형이 우수

마. 지반에 전달되는 진동 및 흙의 배제는 선단 개방형이 적어, 근접 구조물에의 영향이 적다.

바. 선단 폐쇄 강관말뚝은 내부에 빈공간이 있으므로 타입 중 및 후에 커다란 토압을 받을 시 반경방향으로 좌굴될 우려가 있다.

② 선단 폐쇄방법

선단 폐쇄에는 일반적으로 강재를 사용. 특히 타입 후 폐쇄를 시킬 때는 내부의 토사를 배제시킨 후 콘크리트 폐쇄를 시킨다. 타입 전 선단을 폐쇄한 경우에는 강재의 수평판을 부착하거나, 슈-를 부착하는 방법이 있다. 슈-는 가공도도 높아야하고, 지반에 따라서는 말뚝에 휨이 발생되는 경우도 있어, 일반적으로 수평판 부착방법이 좋다. 수평판 부착방법에는 리브를 사용하는 방법과 사용하지 않는 방법이 있다.

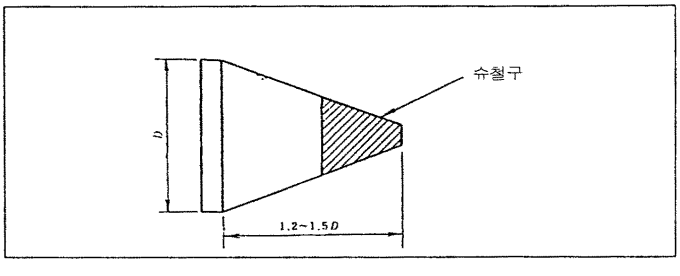
(2) 기 제작 철근콘크리트말뚝 및 프리스트레스트 콘크리트 말뚝의 선단

① 표준형

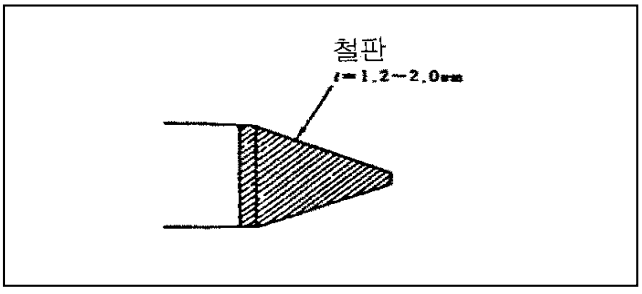
보통의 지반에 사용, 선단부의 길이는 말뚝직경의 1.2~1.5배, 비교적 단단한 지반의 경우는 1.5배가 좋다.(참고 그림 (4-32) 참조)

② 전체를 철판으로 피복하는 형

자갈 섞인 흙, 모래, 이암 등의 경질 지반에 사용, 철판의 두께는 1.2~2.0mm가 좋다.(참고 그림 (4-33) 참조)



참고 그림 (4-32) 표준형



참고 그림 (4-33) 전체를 철판으로 피복하는 형

4-4-7 강관말뚝의 판 두께 및 재질의 변경

강관말뚝의 판 두께 및 재질의 변경을 할 경우는 말뚝단면력의 분포 및 시공성을 충분히 고려한다.

[해 설]

말뚝의 단면력은 깊은 방향으로 변화하고 지중부의 깊은 곳에서 적게 되는 것이 일반적이다. 이 때문에 경제성의 관점에서 강관말뚝의 판 두께 또는 재질을 변경하는 것이 있다.

[참 고]

(1) 강관말뚝의 판 두께 또는 재질을 변경하는 경우 변경하는 위치는 말뚝에 미치는 단면력이 크게 되지 않는 곳으로 하여야 한다. 단 큰 부(-)의 주면마찰력이 작용하는 경우는 이들의 변경이 되지 않는 것이 있으므로 주의할 필요가 있다.

(2) 강관말뚝의 판 두께 또는 재질 변경부의 접합은 공장원주용접으로 하고 용접부의 형상은 KS F 4602에 의한다.

[참고문헌]

1) 건설부(1986), 구조물기초설계기준, pp.187～230
2) Broms, B.B(1964), “Lateral resistance of piles in cohesive soils”, J. of SMFD, ASCE, Vol.90 No.SM2, pp.27～63
3) Broms, B.B(1964), “Lateral resistance of piles in cohesionless soils“, J. of SMFD, ASCE, Vol.90 No.SM3, pp.123～156
4) Chang, Y.L.(1937), “Lateral pile loading test”, Trans., ASCE., Vol.102, pp.273～276
5) Ireland, H.O.(1957), “Pulling tests on piles in sand”, Proc.4th Int. Conf. S.M.F.E., Vol.2, pp.45
6) Kezdi, A,(1957), “Bearing capacity of piles and pile groups”, proc, 4th Int. Conf. S.M.F.E. Vol.2, pp. 50～51
7) Meyerhof G.G(1956), “Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soil”, Journal of SMFD, ASCE, Vol.82 No.SM 1, pp.1～10
8) Peck, R.B., Hanson, W.E., Thornburn, T.H.(1953), “Foundation Engineerg”, John Wiley, pp.260
9) Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G.(1995), “Soil Mechanics in Engineering Practice”, third Edition, John Wiley,, pp.435～436
10) Tomlinson, M.J.(1986), “Foundation Design and Costruction”, Fifth Edition, Skin friction on pile shaft, Longman Scientific & Technical, pp. 415～419
11) U.S Department of Transportation Federal Highway Adminstration(1980), Wave Equation Analysis for Piles, Arlington, pp.14～47
12) 久保 浩一(1964), 杭の横抵抗の新しい計算法, 港湾技術研究所報告 Vol. 2, No.3, pp.14-15.
13) 篠原 登美雄, 久保 浩一(1961), 杭の横抵抗に關する實驗的研究 (その１), 運輸技術研究報告 第11卷, 第6号, pp.61.
14) 澤口 正俊(1968), 杭の横抵抗における地盤常數に關する研究, 港湾技術研究所報告, Vol.7, No.2, pp.82-83.

제 5 장 기초의 침하

5-1 지중응력

기초의 재하하중으로 인하여 발생하는 지중응력은 흙을 탄성체로 가정하여 추정한다. 다만 등분포하중일 때는 응력을 직선적 응력분산으로 가정한 간편법을 사용할 수 있다.

[해 설]

지반의 전단파괴에 대한 충분한 안전율을 가지는 구조물이 지표면에 있는 경우에 생기는 지중응력은 기초의 극한 지지력에 비해 비교적 작기 때문에, 지반을 탄성체로 가정하여 합리적인 근삿값을 얻을 수 있다.
지중응력계산에 사용하는 해석법에는 Boussinesq의 해석법이 있다. 이 해석은 등방성이고 균질한 반무한 탄성체 표면에 연직집중하중이 작용했을 때를 기준으로 유도된 것이며, 이 식을 적분함으로써 선형하중이나 면하중에 대한 지중응력을 구할 수 있다.
탄성해법 외 다른 방법으로 띠 모양의 하중 또는 직사각형하중에 대한 지중응력을 추정하는 방법으로는 응력의 직선적 분산을 가정한 Kögler의 방법이 있다(赤井浩一, 1964).

[참 고]

다음에 기술한 지중응력의 해석은 상재하중에 의한 지중응력 증가분의 값이고, 흙의 자중은 고려되어 있지 않음을 주의하여야 한다.

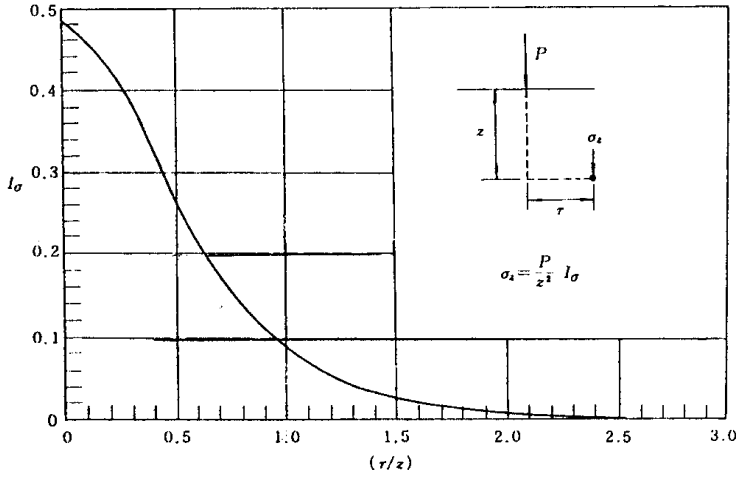
(1) 집중하중에 의한 지중응력

지반을 자중이 없는 반무한 탄성체라 하고, 그 표면에 재하된 집중하중 P로 인한 지중응력은 Boussinesq 에 의하면 식 참고 (5-1)과 같다.

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} I\sigma \qquad \text{참고 (5-1)}$$

여기서,

σ_z : 연직지중응력 (kN/m²)
P : 집중하중 (kN)
z : 지표면으로부터 깊이 (m)
I_σ : 지중응력의 영향치 (참고 그림 (5-1) 참조)



참고 그림 (5-1) 연직집중하중에 의한 연직지중응력의 영향치

(2) 선하중에 의한 지중응력

단위길이당 하중이 p인 무한히 긴 선형하중이 연직으로 작용할 때, 지표면에서 깊이 z인 점에서의 연직지중응력 σ_z는 식 참고 (5-2)에서 구할 수 있다

$$\sigma_z = \frac{p}{z} I_\sigma \qquad \text{참고 (5-2)}$$

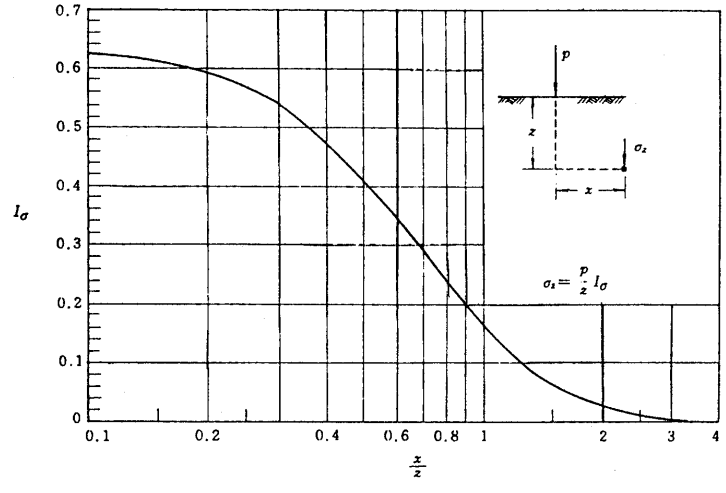
여기서,

σ_z : 연직지중응력 (kN/m^2)

z : 지표면으로부터 깊이 (m)

p : 단위길이당 선하중 (kN/m)

I_σ : 영향치 (참고 그림 (5-2) 참조)



참고 그림 (5-2) 연직선하중에 의한 연직지중응력의 영향치

(3) 띠 모양의 하중에 의한 지중응력

① 등분포 띠 모양 하중(재하 폭 B(m))에 의한 지중응력은 식 참고 (5-3)으로 구한다.

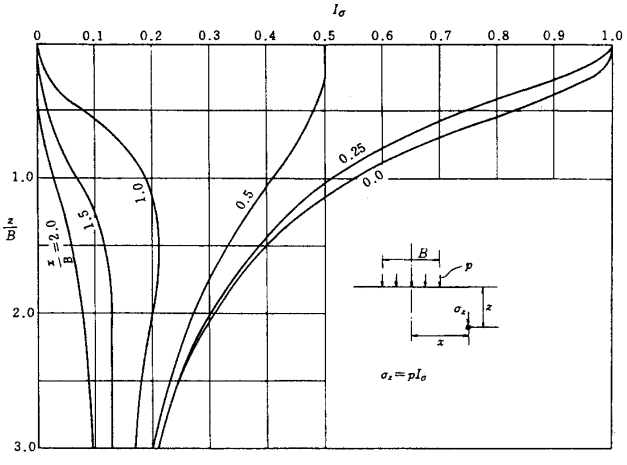
$$\sigma_z = p I_\sigma \qquad \text{참고 (5-3)}$$

여기서,

σ_z : 연직지중응력 (kN/m^2)

p : 하중강도 (kN/m^2)

I_σ : 영향치 (참고 그림 (5-3) 참조)



참고 그림 (5-3) 등분포 띠 모양 하중에 의한 연직지중응력의 영향값

등분포 띠 모양 하중인 경우, 전술한 탄성해석에 의존하지 않고 응력이 직선적으로 분산한다고 가정하는 Kögler 의 방법을 사용할 수 있다. 이 방법에는 참고 그림 (5-4)(a)와 참고 그림 (5-4)(b)와 같이 보스톤 코드(Boston code)법과 수정 쾨그러(Kögler)법이 있다.

보스톤 법에서는 지표면의 연직하중이 각도 α ($\alpha \geq 30°$)로 균일하게 분산된다고 생각한다. 참고 그림 (5-4)(a)와 같이 등분포 띠 모양 하중(폭 B (m))으로 인한 임의깊이에서 연직지중응력은 식 참고 (5-4)에서 구할 수 있다.

$$\sigma_z = \frac{p}{1 + 2\left(\frac{z}{B}\right)\tan\alpha} \qquad \text{참고 (5-4)}$$

여기서,

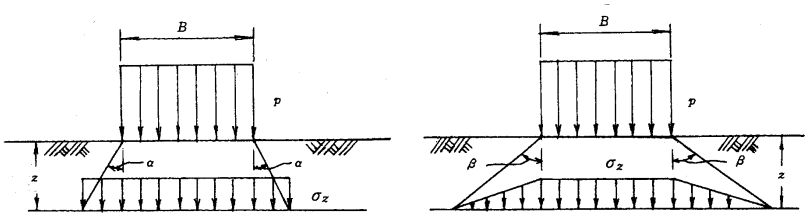
σ_z : 연직지중응력 (kN/m^2)

z : 지표면으로부터 깊이 (m)

p : 하중강도 (kN/m^2)

α : 하중 분산각도 (보통 α = 30°)

B : 등분포 하중의 재하 폭 (m)



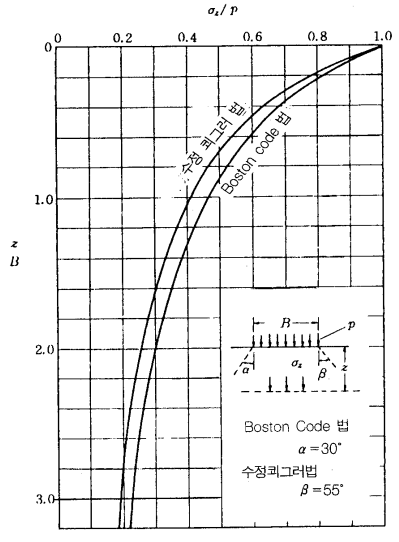
(a) Boston Code 법 (b) Kögler 법

참고 그림 (5-4) 직선적 응력분포

수정 쾨그러(Kögler)법은 참고 그림 (5-4)(b)와 같이 지중응력의 크기가 균일하지 않다고 생각한 것이다. 지중응력 분산각 β(보통 β = 55°)로 분산하며 사다리꼴모양으로 분포된다고 가정하여 식 참고 (5-5)와 같이 나타냈다.

$$\sigma_z = \frac{p}{1 + (\frac{z}{B})\tan\beta} \qquad \text{참고 (5-5)}$$

이 식에서 기호는 식 참고 (5-4)과 동일하다.
참고 그림 (5-5)는 식 참고 (5-4)과 식 참고 (5-5)를 곡선으로 나타낸 것이다.



참고 그림 (5-5) 등분포 띠 모양 하중에 의한 연직지중응력
(직선적 응력분산으로 가정할 때)

② 제체하중

제체하중에 의한 연직지중응력은 참고 그림 (5-6)과 식 참고 (5-6)에 의하여 구한다.

$$\sigma_z = p I_\sigma \qquad \text{참고 (5-6)}$$

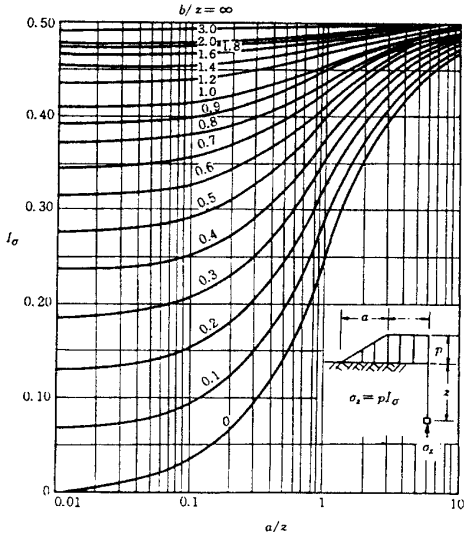
여기서,

σ_z : 연직지중응력 (kN/m²)

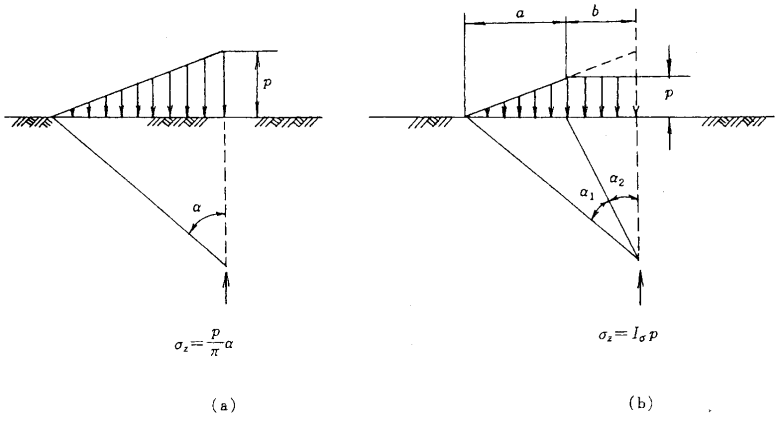
p : 하중강도 (kN/m²)

I_σ : 영향치 (참고 그림 (5-6) 참조)

제체하중일 때 연직지중응력은 참고 그림 (5-7)(a)와 같이 삼각형하중을 서로 겹치게 함으로써 참고 그림 (5-7)(b)와 같이 얻어진다.



참고 그림 (5-6) 제체하중에 의한 연직지중응력의 영향치



참고 그림 (5-7) 삼각형하중이 겹쳤을 때 제체하중

참고 그림 (5-6)은 이와 같은 방법에 의하여 Osterberg가 구한 영향값이다.

참고 그림 (5-6)에서 구한 영향치를 이용하여 식 참고 (5-6)으로 산출한 지중응력 σ_z는 무한히 계속되는 제체의 기준선 직각방향의 한 연직단면 내에 있는 것이다. 따라서 옹벽에서 생각하고 있는 면의 한쪽에 제체가 있을 경우 참고 그림 (5-6)에 의한 영향치의 1/2을 취하면 된다. 이것은 띠모양 하중의 경우에도 적용 가능하다.

(4) 면하중에 의한 지중응력

① 등분포 원형하중

반경 R의 원형면상에 등분포하중이 가해진 경우의 연직지중응력은 식 참고 (5-7)에 의해 구할 수 있다.

$$\sigma_z = p I_\sigma \qquad \text{참고 (5-7)}$$

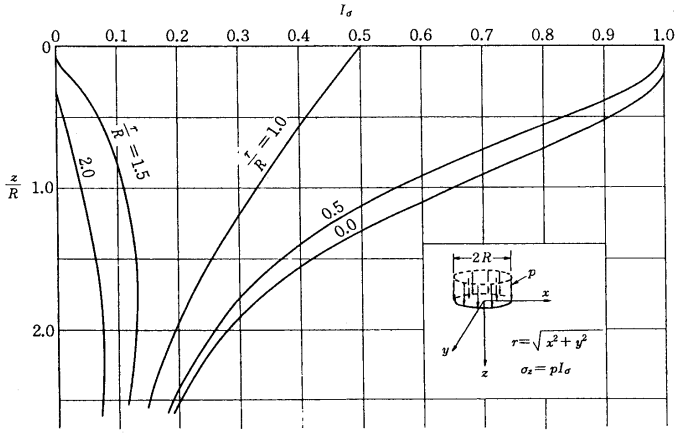
여기서,

σ_z : 등분포 원형하중에 의한 연직지중응력 (kN/m^2)

p : 하중강도(kN/m^2)

R : 재하면의 반경(m)

I_σ : 영향치 (참고 그림 (5-8) 참조)



참고 그림 (5-8) 등분포 원형하중에 의한 연직지중응력의 영향치

② 등분포 직사각형하중

가. 직사각형분할법

직사각형 재하면(B(m)×L(m))에 등분포하중이 가해지는 경우 직사각형 모서리에서 임의의 깊이에 있는 점의 연직지중응력은 참고 그림 (5-9)를 써서 식 참고 (5-8)에 의해 구할 수 있다.

$$\sigma_z = p I_\sigma \quad \text{참고 (5-8)}$$

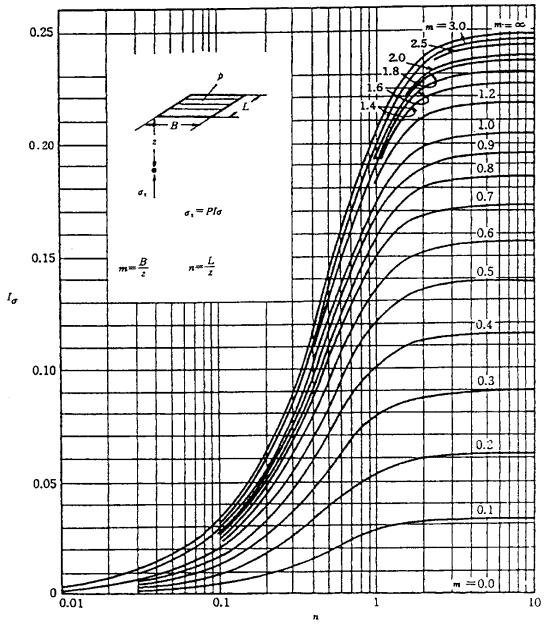
여기서,

σ_z : 등분포 직사각형하중에 의한 연직지중응력(kN/m^2)

p : 하중강도(kN/m^2)

I_σ : 영향치 (참고 그림 (5-9) 참조)

직사각형의 모서리 이외 지점에서의 지중응력은 그 점을 모서리로 하는 몇 개의 직사각형으로 분할하고 각 직사각형의 영향치를 중첩함으로써 구할 수 있다.



참고 그림 (5-9) 등분포 직사각형하중에 의한 연직지중응력의 영향치

나. 응력의 직선적 분산을 가정하는 방법

⑷항에서 기술한 응력의 직선적 분산의 가정을 사용하여 직사각형하중에 대한 지중응력을 계산할 수 있다. 즉 직사각형 재하면(B(m)×L(m))에 등분포하중이 가해지는 경우 임의의 깊이에서 한 점의 연직지중응력은 식 참고 (5-9)에 의해 구할 수 있다.

$$\sigma_z = p\frac{BL}{BL + 2z(B+L)\tan\alpha + 4z^2\tan^2\alpha} \qquad \text{(보스톤 코드법)}$$

$$\sigma_z = p\frac{BL}{BL + z(B+L)\tan\beta + \frac{4}{3}z^2\tan^2\beta} \qquad \text{(수정 쾨그러법)} \quad \text{참고 (5-9)}$$

다. 영향원법

임의의 형상의 재하면에 등분포하중이 가해지는 경우 임의의 깊이에 있는 점의 연직지중응력은 참고 그림 (5-10)에 표시한 영향도를 써서 식 참고 (5-10)으로 구할 수 있다.

$$\sigma_z = n \times 0.005p \qquad \text{참고 (5-10)}$$

여기서,

σ_z = 연직지중응력 (kN/m^2)

n = 영향원의 개수 (개)

p = 하중강도 (kN/m^2)

참고 그림 (5-10)은 동심원군과 방사선군에 의해 전 평면을 200개의 소부분으로 분할한 것이며, 지표면상에서 각 분할구간에 등분포하중 P가 작용할 때 어느 분할구간을 취해도 동심원의 중심 바로 아래에서 기준장 $\overline{AB}$와 같은 깊이에 있는 점의 지중응력 σ_z가 0.005p로 되도록 작성되어 있다.

참고 그림 (5-10)을 newmark의 영향원이라 하며, 이경우의 계수 1/200=0.005를 영향계수라 한다. 영향원을 이용한 지중응력의 산정은 다음순서와 같다.

㉮ 지표면상에서 임의의 평면형태에 등분포하중 P가 작용하고 있을 때, 지표면상의 임의의 점(재하면의 내외를 불문하고) 바로 아래 z 되는 깊이에서의 지중응력 σ_z를 구하는 것으로 한다.

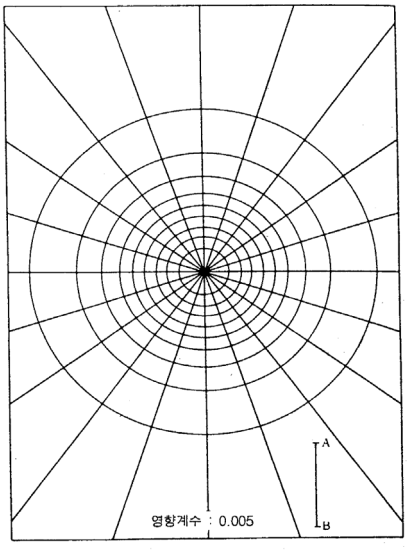
㉯ 깊이가 기본선장 $\overline{AB}$와 같게 되도록 축척비율을 구해서 트레이싱 페이퍼에 그 축척비율로 주어진 평면형을 그린다.

㉰ 트레이싱 페이퍼를 참고 그림 (5-10) 위에 포개어 놓고 지중응력을 구하고자 하는 점의 평면위치를 영향원의 중심에 일치시킨다.

㉱ 트레이싱 페이퍼상의 평면 내에 포함되어 있는 영향원의 개수 n을 센다.

㉲ σ_z= n × 0.05p에 의해 지중응력을 구할 수 있다.

이 영향원법은 응력을 구하려는 점의 깊이가 달라질 때마다 축척비율을 변경해서 지표면의 평면형을 다시 그리지 않으면 안 되는 불편은 있으나 재하면에서 상당히 떨어진 점의 지중응력을 구하는 경우나 재하면이 직사각형으로 분할하기 어려운 형상의 경우에는 ㉮항의 직사각형분할법보다 편리하다.



참고 그림 (5-10) newmark의 영향원

5-2 즉시침하

즉시침하는 재하와 동시에 일어나는 침하이며, 주로 전단변형에 의하여 일어나는 것이다. 즉시침하의 추정은 탄성이론을 적용한다.

[해 설]

침하에 시간을 필요로 하는 점성토의 압밀침하와 구별하여 재하와 동시에 발생하는 침하를 즉시침하라고 한다. 사질토 지반에서는 압밀침하가 없기 때문에 즉시침하를 전 침하로 생각할 수 있다.

[참 고]

포화점성토 지반에서의 즉시침하는 탄성침하 외에 흙의 측방소성유동으로 인한 침하도 있을 수 있으나, 이와 같은 점성토지반의 측방유동은 지지력에 관계되는 안전율의 크기에 따라 다르며, 압밀침하처럼 오랜 기간에 걸쳐 발생하기 때문에 정량적으로 해석할 방법이 없다. 그러므로 이와 같은 현상은 시공상의 문제로 취급하는 방법 외에는 없다.

(1) 연직집중하중에 의한 침하

연직집중하중 p(kN)가 작용했을 때, 지표면의 침하량 p_z는 식 참고 (5-10)에서 계산한다.

$$p_z = \frac{p(1-\mu^2)}{\pi\ r\ E} \qquad \text{참고 (5-10)}$$

여기서,

p_z : 침하량 (m)
p : 집중하중 (kN)
E : 흙(지반)의 탄성계수 (kN/m^2)
μ : 포아송비
r : 하중작용점에서 수평거리 (m)

(2) 연직 선하중에 의한 침하

선하중이 작용할 때, 지표면의 침하 p_z는 식 참고 (5-11)에서 구한다.

$$p_z = \frac{2p}{\pi}\ \frac{(1-\mu^2)}{E}\ \ln\left(\frac{d}{r}\right) \qquad (r \leqq d) \qquad \text{참고 (5-11)}$$

여기서,

d : 지표면상에서 침하량이 0 가 되는 점과 선하중 재하 위치와의 수평거리(m)로서 이를 적당히 가정한다.
p : 연직 선하중 (kN/m)

기타 기호는 식 참고 (5-10)과 동일하다.

(3) 등분포 띠모양 하중에 의한 침하

지표면의 침하량 p_z는 식 참고 (5-12)로 계산한다.(참고 그림 (5-3) 참조)

$$p_z = \frac{2p}{\pi}\ \frac{(1-\mu^2)}{E}\ \left(B + \ln\ \frac{|x-B/2|^{x-B/2}}{|x+B/2|^{x+B/2}}\right) \qquad \text{참고 (5-12)}$$

여기서,

p_z : 침하량(m)
μ : 포아송비
E : 흙의 탄성계수 (kN/m^2)
B : 재하 폭(m)
p : 하중강도 (kN/m^2)
x : 띠 모양 하중의 중심으로부터 거리 (m)

(4) 등분포 원형하중에 의한 침하

원 중심의 지표면 침하량 p_z는 식 참고 (5-13)으로 계산한다.(참고 그림 (5-8) 참조)

$$p_z = \frac{2p(1-\mu^2)}{E} R \qquad \text{참고 (5-13)}$$

여기서,

p_z : 침하량(m)
R : 원형하중의 반경(m), 기타 기호는 식 참고 (5-13)과 같다.

(5) 등분포 직사각형 하중에 의한 침하

직사각형의 모서리 N' 에 있어서 지표면의 침하량 p_z는 식 참고 (5-14)로 계산한다(참고 그림 (5-8) 참조)

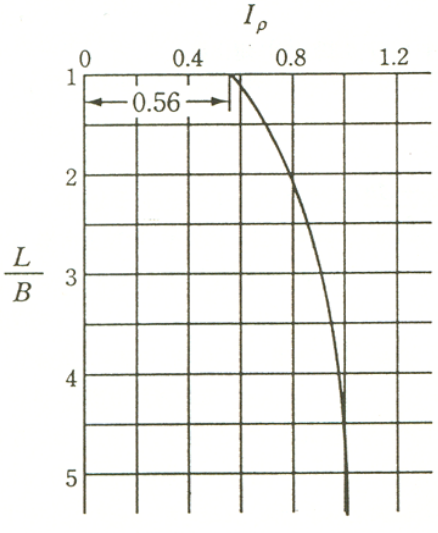
$$p_z = pB\frac{(1-\mu^2)}{E} I_p \qquad \text{참고 (5-14)}$$

여기서,

I_p : 침하량에 대한 영향치

I_p는 직사각형의 치수비(L/B) 계수로 참고 그림 (5-11)의 표시와 같다.

지중응력의 경우와 마찬가지로 직사각형분할법에 의한 침하량의 중첩법으로 산출할 수가 있다.



참고 그림 (5-11) 등분포 직사각형하중에 의한 모서리의 침하에 대한 영향치

5-3 압밀침하

5-3-1 최종 압밀침하

물로 포화된 점성토 지반에 외력이 가해지면, 과잉간극수압이 발생하게 된다. 이때 점성토 지반은 장시간에 걸쳐 물이 간극에서 유출하며 침하가 발생하게 되는데 이것을 압밀이라고 한다. 압밀이 완료되었을 때의 침하를 최종압밀침하라고 하며 각종 압밀계산에 필요한 토질정수는 압밀시험을 통하여 구할 수 있다.

[참 고]

(1) 압밀침하 계산법

① m_v로부터 구하는 경우

압밀침하량은 식 참고 (5-15)로 계산한다.(참고 그림 (5-12) 참조)

계산에 필요한 체적압축계수 m_v는 압밀시험 결과에서 구하는 값이다.

$$S_O = \Sigma m_v \cdot \triangle h \cdot \triangle \sigma_z \qquad \text{참고 (5-15)}$$

여기서,

S_O : 최종압밀침하량(m)

m_v : 체적압축계수(㎡/kN)

$\triangle h$: 압밀이 일어나는 점토층 분할편의 두께(m)

$\triangle \sigma_z$: 분할편 중앙에서 외력으로 인한 압력증가분(kN/㎡)

② e-log p 곡선을 이용하는 경우

$$S = h\frac{\triangle e}{1+e_0} \qquad \text{참고 (5-16)}$$

여기서,

$\triangle e$: 압력 증분 Δp에 대한 간극비의 변화량

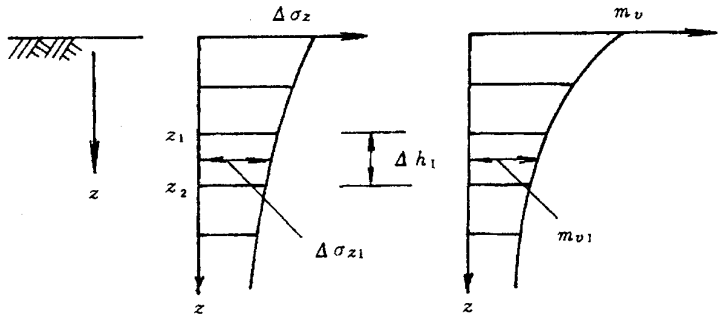
e_0 : 초기 간극비

③ C_c로부터 구하는 경우

$$S = h\frac{C_c}{1+e_0} log_{10}\frac{p_0+\Delta p}{p_0} \qquad \text{참고 (5-17)}$$

여기서,

C_c : 압축지수



참고 그림 (5-12) 압밀침하량의 계산

체적압축계수 m_v를 압밀시험 결과에서 구하기 위해서는 임의위치에서의 유효토피압력(effective overburden pressure)에 $\Delta\sigma_z/2$ 를 더한 압력에 상응하는 m_v를 취한다.

압밀압력(증가분) $\Delta\sigma_z$는 기초바닥면이 지표에서 임의깊이까지 근입되어 있을 때 재하전의 유효토피 압력을 초과한 응력 즉, 순 증가응력을 취해야 한다.

가. 압밀층의 분할

압밀층의 두께가 두꺼울 때 외력에 의한 지중응력 분포가 참고 그림 (5-12)와 같이 곡선이고 체적압축계수 m_v도 깊이에 따라 변하기 때문에, 몇 개의 층으로 분할해서 각층의 최종 압밀침하량을 계산한 다음, 이들을 합하여 총 압밀침하량을 구하여야 정확한 값을 얻을 수 있다. 압밀시험 결과를 정리할 때 $\bar{P}n = Pn + Pn-1 + \Delta Pn$의 압력하에서 압밀과정을 계산한 m_v값의 계수를 $Pn = 1/2\ (Pn + Pn-1) = Pn-1 + 1/2(\Delta Pn)$의 계수로 Plot하면 즉 log Pn과 log m_v는 같은 흙 시료에서 직선관계가 성립된다. 이와 같은 방법에 의하여 체적압축계수 m_v를 구한다.

나. 압밀압력 $\Delta\sigma_z$

각 분할토층에서의 압밀압력 $\Delta\sigma z$ 의 값을 본편 8-1 지중응력에서 기술한 방법에 의하여 산출하는데, 각 분할토층의 중앙에서 값을 취한다. 압밀토층의 두께가 얇고 이에 비해 재하면적이 무한히 넓을 때, 압력증가는 재하하중의 크기와 같고 깊이에 관계없이 일정한 값이 된다.

다. 과압밀상태에서 지반의 체적압축계수

퇴적에 의하여 형성된 지반이 토피압 자체의 압력으로 압밀이 종료된 후, 외부인자에 의해 표토의 일부가 제거되어 팽창이 완료되었을 때를 과압밀상태라고 한다.

이와 관련해서 현재의 토피압력으로 압밀이 진행 또는 종료된 상태의 점토지반을 정규압밀점토라고 한다. 정규압밀상태에서 log m_v와 log P는 직선관계가 성립되는데 선행압력보다 작은 압력 하에서 체적압축계수 m_v는 압력에 관계없이 일정하다고 한다. 그러므로 과압밀점토지반에서 과거에 받았던 압력까지는 일정한 체적압축계수를 사용하고 정규압밀점토 지반에서만 압밀압력의 변화에 따라 적절한 체적압축계수를 취한다.

④ 압밀침하와 시간과의 관계

시간경과에 따른 압밀침하량은 다음과 같은 관계가 있다.

$$St = S_O \cdot U_v \qquad \text{참고 (5-18)}$$

여기서,

St : 시간 t가 경과했을 때의 압밀침하량 (m)

S_O : 최종압밀침하량(m) (식 참고 (5-15) 참조)

U_v : 시간 t가 경과했을 때 평균압밀도

재하 후 시간 t가 경과했을 때 전 침하량은 식 참고 (5-19)와 같다.

$$S = p_z + S_O \cdot Uv \qquad \text{참고 (5-19)}$$

여기서,

S : 전침하량 (m)

p_z : 즉시침하량 (m)

압밀현상의 지속시간은 점토의 투수계수, 배수거리 등에 관계되며, 10~20년 계속되는 예가 많다. 압밀의 속도를 나타내는 계수는 압밀시험 결과에서 얻어지는 압밀계수 C_v이다.

이 압밀계수와 시간계수로 압밀침하-시간관계를 구할 수가 있다.

가. 평균압밀도와 시간계수

연직방향의 배수를 통해 일차원 압밀이 진행될 때, 토층 전체의 평균압밀도 U_v 는 참고 그림 (5-13)과 같이 시간계수 T_v의 함수이다. 테르자기(Terzaghi)의 일차압밀이론에 따르면 시간계수 T_v와 시간 t와의 관계는 다음 식 참고 (5-20)과 같다.

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \qquad \text{참고 (5-20)}$$

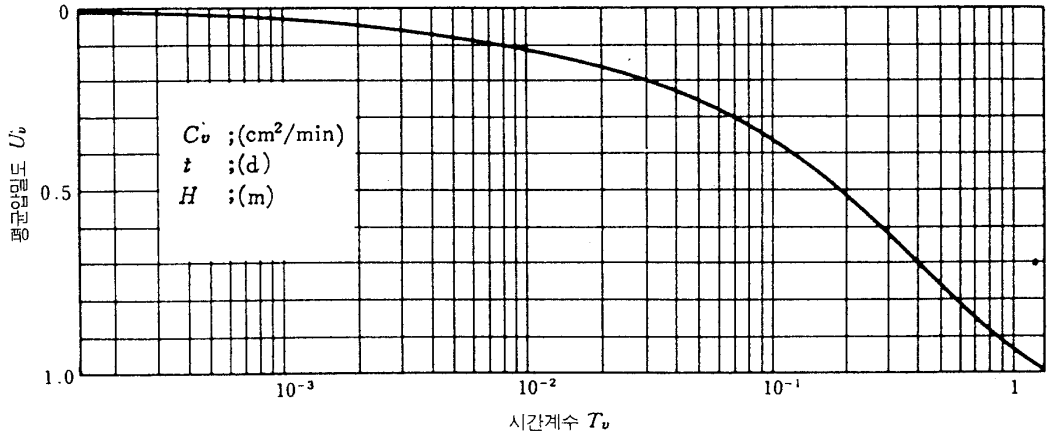
여기서,

C_v : 압밀계수 (cm^2/sec)

t : 압밀 경과시간 (sec)

H : 최대 배수거리 (cm)

참고 그림 (5-13)은 평균압밀도와 시간계수와의 관계곡선이다. 이 그림은 초기 과잉간극수압이 토층 전 깊이에서 일정할 때의 관계곡선이다.



참고 그림 (5-13) 평균압밀도와 시간계수와의 관계

나. 압밀계수 C_v

압밀계수 C_v는 테르자기(Terzaghi) 압밀이론의 압밀과정에서 일정하다고 가정했다. 그러나 압밀시험 결과에 의하면 압밀압력에 따라 변화한다. 일반적으로 정규압밀상태에서는 큰 변화가 없다고 가정한다.

다. 과압밀점토의 압밀계수 C_v

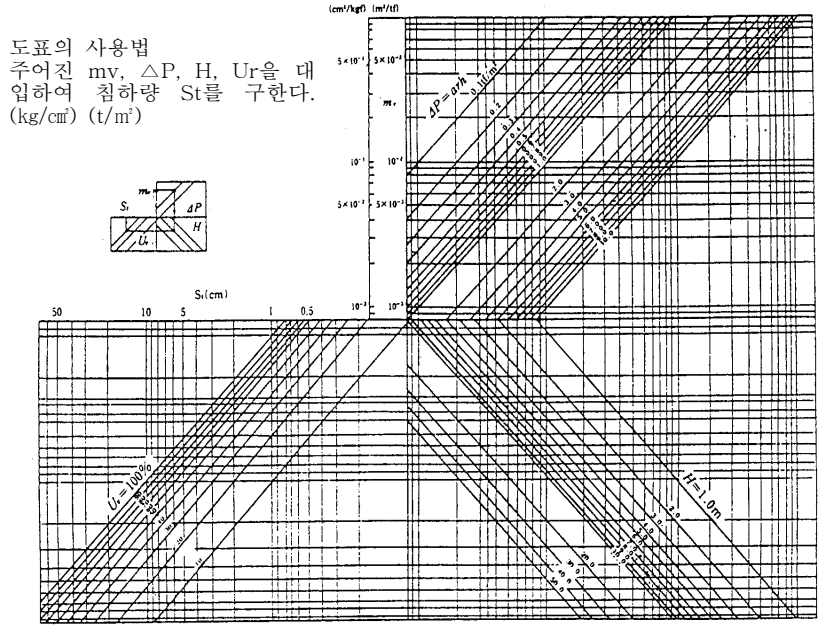
과압밀점토의 압밀계수(中瀨明男 등, 1973) 값은 정규압밀점토의 압밀계수 값보다 큰 것이 보통이다. 과압밀점토의 압밀계수는 현 토피의 압력에 해당하는 압밀계수를 취한다.

라. 불균질 지반의 압밀침하속도

가. 항에 표시한 계산법은 단일층에 대한 것이다. 그러나 C_v가 다른 층과 혼합되어 있을 때 압밀침하속도의 추정에는 환산층두께법(Palmer 등, 1957), 도식해법, 차분법과 유한요소법에 의한 수치해법(Schiffman 등, 1964: 小林正樹, 1982; 小林正樹 등, 1990) 등에 의하지 않으면 안 된다.

마. 침하계산도법

재하 후 시간 t가 경과했을 때, 일차원 압밀침하량은 식 참고 (5-20)에 의하여 구하는데 간략히 계산도표에 의해 구하여도 된다. 참고 그림 (5-14)에 따르면 다양한 설계조건으로 인한 설계침하량과의 차를 고려해서 오차의 범위를 예상하여 보정하는 데 편리하다.



참고 그림 (5-14) 압밀침하량 계산 도표

5-4 지반침하

지반침하 지역에는 침하상황, 침하의 메커니즘을 충분히 조사하여 장래의 침하를 추정하고 대책을 강구하여야 한다.

[참고문헌]

1) Palmer, L.A. and Brown, P.P.(1957) Settlement analysis for areas of continuing subsidence, Proc. 4th. Int. Conf. S.M.F.E., Vol.1, pp. 395～398.
2) Schiffman, R.L. and Gibson, R.E.(1964), Consolidation of nonhomogeneous clay layers, Jounal of S.M.F.E., A.S.C.E, Vol.90 No.SM5, pp. 1～30.
3) 赤井浩一(1964), 흙의 支持力과 沈下, 山海堂
4) 中瀨明男, 小林正樹, 兼近明男(1973), 過壓密粘土의 壓密特性, 港灣技術硏究所報告 Vol.12 No.1, pp. 123～139.
5) 小林正樹(1982), 非線型 一次元 壓密沈下의 解釋法 및 適用性, 港灣技術硏究所報告 Vol.21 No.1
6) 小林正樹, 水上純一, 土田 孝(1990), 壓密粘性土의 水平方向 壓密係數의 決定法, 港灣技術硏究所報告 Vol.29, No.2

제 6 장 사면의 안정

6-1 일 반

(1) 자중 또는 재하하중에 의한 사면활동파괴에 관한 안정성은 원호 또는 직선의 활동면을 가정하여 2차원 문제로서 해석한다.
(2) 사면의 안정해석은 사면의 안정성이 가장 낮아지는 경우에 대하여 실시하는 것으로 한다.

[해 설]

(1) 일 반

사면의 안정해석이란 사면을 구성하는 흙덩어리가 흙의 자중 또는 재하하중 등에 의해서 안정성을 감소하는 경우에 극한 평형의 상태에 대한 안전율을 구하는 것이다.

사면의 안정해석에 쓰이는 계산방법은 흙덩어리의 안정성을 조사하는 것이므로 사면의 안정 외에 기초의 지지력계산에도 사용할 수 있다.

(2) 활동면의 형상

① 활동면의 형상의 종류

사면안정해석에 있어서 활동면의 형상에 대해서는, 이론적으로는 직선, 대수선 및 원호의 조합된 형상이 생기는 것이 인정되고 있으나, 실용적으로는 원호활동면 또는 직선 활동면을 쓴다. 또 특히 약한 층이 있고 그곳을 통과하는 활동이 예상되는 경우에는, 그 활동면 또는 적당한 형의 활동면을 가정하는 것도 있다.

일반으로 활동면의 형을 가정하는 경우에는 복합활동면에 따라서 흙덩어리가 원활히 미끄러질 수 있는 것이 필요하고, 흙덩어리의 운동이 부자연하게 생각되는 곡선이나 급한 절곡선등을 가정해서는 안 된다.

② 사질토지반의 사면활동

건조된 모래 또는 포화된 모래의 사면의 활동파괴는 보통 사면이 허물어져서 기울기가 감소하는 형을 취하고 원호활동면 보다도 직선활동면을 생각하는 편이 좋다. 원호활동면을 생각하는 경우에도 직선에 가까운 것이 된다. 모래의 사면이 평형상태로 있는 경우 사면의 기울기를 안식각이라고 한다. 이 안식각은 그 사면의 모래 간극비에 대응한 내부마찰각과 같다. 불포화모래의 경우에는 모래 중의 물의 표면장력에 의해서 겉보기 점착력을 갖는 것으로 이때 안식각은 건조된 모래나 포화된 모래의 경우보다 크다.

③ 점성토 지반의 활동

점성토의 경우에는 실제의 활동면의 형은 원호에 가깝다. 모래의 사면에서는 활동면이 사면의 표층에 가깝고 얕은 것이 많은데 반하여, 점성토의 경우에는 저부활동 또는 깊은 활동이 많이 생긴다. 사면안정해석은 보통 2차원문제로써 취급한다. 연장이 긴 사면에 실제로 발생하는 활동면은 3차원의 곡면이 되나 2차원 문제로 하는 편이 안전측이다.

단 유한길이 재하에 의하여 안정성이 감소한다고 생각되는 것과 같은 경우에는 원통형 활동면으로서 측면의 저항을 고려하기도 한다.

(3) 사면안정해석에 있어서 외력

활동이 생기는 원인 중에 중요한 것은 흙의 자중, 재하하중, 수압 등이다. 이외에는 지진력, 파력 등의 반복하중을 생각할 수 있다.

활동에 저항하는 요소에는 흙의 전단저항, 압성토하중 등이다. 전단강도의 시간적 변화에 관하여 흙의 안정성 문제는 2개의 경우로 분류된다.
즉 정규압밀의 상태에 있는 지반에 재하를 하는 경우와 굴착등 하중의 제거를 하는 경우이고, 전자를 단기 안정문제, 후자를 장기안정문제라고 한다.
제 각기의 경우에 있어서 적절한 강도정수를 쓸 필요가 있다.

[참 고]

사면안정문제에 있어서 안전율이란 흙의 전단강도와 어느 가정한 활동면에서 생기는 전단응력과의 비를 말한다.
이 안전율의 값은 가정한 활동면에 따라 틀리나, 주어진 조건하에서 몇 개의 활동면을 가정하고 구한 안전율 중에 최소의 것을 그 사면의 활동파괴에 대한 안전율이라 한다.
사면안정해석에 있어서 설계상 확보하여야 할 안전율은 상시 1.3 이상을 표준으로 하나, 동일지반에 있어서 실적 등에서 설계정수의 신뢰성이 높다고 생각되는 경우나 시공 중에 지반의 변위 또는 응력을 관측하는 계측시공을 실시하는 경우에는 1.1 이상 1.3 미만의 안전율로 설계하여도 좋다(土田 孝, 1996).

6-2 안정계산법

6-2-1 원호활동면에 의한 안정해석

사면의 안정성 점토는 지반의 특성에 따라 다음 식의 간이 Bishop법에 의한 원호활동해석 또는 본편 2-4 편심·경사 하중에 대한 지지력에 준한 적절한 방법에 의하여 행하는 것을 표준으로 한다.
이 경우에 있어서 안전율은 제반의 특성, 구조물의 특성 등에 의한 적절한 수치로 하여야 한다.

$$F_s = \frac{1}{\sum W \cdot \sin\alpha + \frac{1}{R}\sum H \cdot a} \sum \frac{(cb + W'\tan\phi) \cdot \sec\alpha}{1 + (\tan\alpha \tan\phi)/F_s} \qquad (6\text{-}1)$$

이 식에 있어서 F_s, R, c, ℓ, W', α, ϕ, W, χ, H, a 또는 b는 제각기 다음 수치를 말한다.

F_s : 간이 Bishop법에 의한 원호활동에 대한 안전율
R : 원호활동의 활동원의 반경(m)
c : 점성토지반의 경우에 있어서는 비배수전단강도, 사질토지반의 경우에 있어서는 배수조건에 있어서 겉보기 접착력(kN/㎡)
W' : 단위길이당 분할편의 유효중량(흙의 중량과 상재하중의 합이며 수면 아래인 경우 수중단위체적중량) (kN/m)
α : 분할편저면이 수평면과 이루는 각도(°)
ϕ : 점성토지반의 경우에 있어서는 0, 사질토지반의 경우에 있어서는 배수조건에 있어서 내부마찰각(°)
W : 단위길이당의 분할편의 전중량(kN/m)
H : 원호활동의 활동원내의 흙덩어리에 작용하는 수평외력(kN/m)
a : 외력H의 작용점과 원호활동의 활동원점과의 팔(arm)의 길이(m)
b : 분할편의 폭(m)

[해 설]

사면안정해석에 있어서 활동을 생기게 하는 원인이 되는 것은 흙의 자중, 상재하중, 수압, 파압 또는 지진력 등이고, 활동에 저항하는 요소는 흙의 전단저항 또는 압성토 하중 등이다. 사면의 파괴에 대한 안전율은 흙의 전단강도와 전단력으로 가정한 활동면에 생기는 전단응력의 비로써 정의되나, 원호활동면을 가정한 경우도 원의 중심에 관해서 활동에 저항하도록 활동하는 모멘트(moment)에 대한 활동을 생기게 하는 모멘트(moment)의 비로써 계산된다.

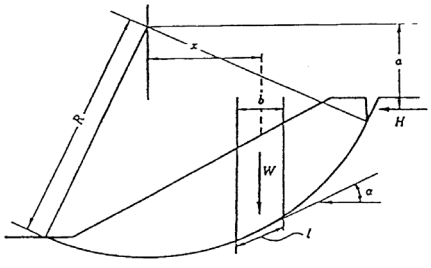
원호활동면에 쓰이는 분할법은 활동원내의 흙덩어리를 몇 개의 연직면에 의해서 분할편으로 나눠, 각 분할편의 저면에 있어서 전단응력과 흙의 저항응력을 계산하고, 전체의 분할편에 대해서 이들의 응력을 가하여 안전율을 쓰는 것이다. 분할법으로는 분할편 사이의 힘의 균형을 해석하기 위해서 정정화 조건을 가정할 필요가 있고, 사용되는 가정에 의하여 각종의 방법이 제안되고 있으나 일반적으로 Fellenius법과 간이 Bishop법이 쓰이어지고 있다.

[참 고]

(1) Fellenius법에 의한 안정해석법(Scott, 1972; 山口栢樹, 1985; 中瀬明男, 1967)

분할법으로는 각 분할편사이의 연직면에 작용하는 힘의 합력의 방향이 분할편 저변과 평행이라고 가정하는 방법으로, 간편법 또는 Tschebotarioff법이라고도 한다.

원호와 분할편을 참고 그림 (6-1)과 같이 나타내면, 수정 Fellenius법에 의한 안전율은 참고 (6-1)로 구한다.



참고 그림 (6-1) 분할법에 의한 원호활동해석

$$F_s = \frac{R\Sigma(c\ell + W'\cos\alpha\tan\phi)}{\Sigma W\chi + \Sigma Ha} = \frac{\Sigma(cb + W'\cos^2\alpha\tan\phi)\sec\alpha}{\Sigma W\sin\alpha + \frac{1}{R}\Sigma Ha} \qquad \text{참고 (6-1)}$$

여기에서 사용되는 기호는 식(6-1)을 따르며, l과 x는 다음과 같다.

ℓ : 각 분할편의 저변의 길이(m)

x : 분할편의 중심과 원호활동의 활동원 중심점과의 수평거리(m)

사면의 안전계산을 하는 데는 먼저 활동원의 중심점을 정하고 이점을 중심으로 하는 활동원 중에 최소의 안전율을 나타내는 것을 구하고, 안전율의 등치선에서 구한 최솟값을 갖고 사면활동파괴에 대한 안전율로 한다.

(2) 간이 Bishop법에 의한 안정해석법(Bishop, 1955; 山口栢樹, 1985)

Bishop(1955)은 분할편의 연직면내에 활동하는 연직방향 전단력과 수평력을 고려한 안전율의 산정식을 제안하고 있다. 실제의 계산으로는 연직방향 전단력이 균형을 이루고 있다고 가정한 계산법이 자주 사용되고, 수정 Bishop법이라고도 한다.

간이 Bishop법의 안전율 Fs는 식(6-1)로 계산된다.

(3) 안정해석법의 적용성(野村健司 등, 1968; 小林正樹, 1976)

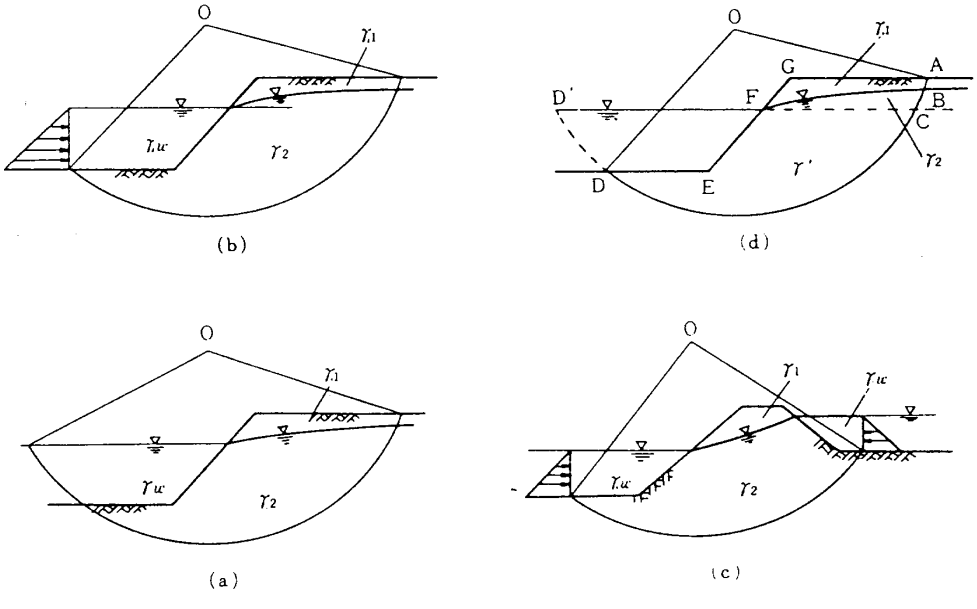
간이 Bishop법은 수평에 가까운 사질토지반에 있어서 하중이 연직으로 재하되는 경우에는 과대한 안전율을 준다는 문제가 있다.

또한 $\phi \neq 0$인 기초지반의 경우 기초의 toe부근에서 활동원의 절편경사가 급한 경우에는 m_d값이 0에 수렴하거나 음(-)의 값이 되는 계산오류(numerical error)가 발생할 수도 있으므로, 힘의 평형 방법에 의한 평형 조건을 모두 만족시키는 방법이나 FEM 등의 다른 방법과 병용하는 것이 필요하다.

(4) 사면 안정에 영향을 주는 요소

① 흙의 중량 및 침투압

안정 계산에 쓰이는 흙의 중량은, 사면에 있어서의 수압조건과 밀접한 관계를 갖고 있다. 지반을 통해서 정상적인 침투류가 있는 경우, 지반에는 중력 이외에 침투압이 작용하여, 이양자가 합성되어서 지층에 작용하는 물체력이 되기 때문이다. 정상적인 침투가 흐르고 있을 때 요소가 받는 물체력은 중력과 침투압이며, 이 양자를 합성하는 방법은 요소의 수중 중량과 침투수압을 합성하거나 혹은, 요소의 흙과 물의 전 중량과 요소의 전 경계면에 작용하는 수압을 합성하는 두 가지 방법이 있다.



참고 그림 (6-2) 정상적인 침투수가 있는 경우의 활동 모멘트의 계산

참고 그림 (6-2)(d)의 경우는 CDD′FC의 물의 중량은 좌우에 균형이 잡혀 있으므로 토괴 CDEFC에 있어서는 흙의 수중 중량을 취하는 것도 있다. 그러나 이 경우에는 토괴 BCFB 부분은 포화된 흙의 전 중량을 고려한다.

참고 그림 (6-2)를 참조해서 안정계산으로 생각되는 흙의 단위중량은 식 참고 (6-3)와 같다.

유수표면 상부의 불포화토의 단위중량

$$\gamma_1 = G_s + \frac{\frac{S_r \cdot e}{100}}{(1+e)} \cdot \gamma_w \qquad \text{참고 (6-3)}$$

유수표면 하부의 포화토의 단위중량

$$\gamma_2 = \frac{G_s + e}{1+e} \cdot \gamma_w = \frac{1 + \frac{W}{100}}{1+e} \cdot G_s \cdot \gamma_w$$

유수표면 하부의 포화토에 있어서 부력을 고려할 경우

$$\gamma' = \frac{G_s - 1}{1+e} \cdot \gamma_w = \gamma_2 - \gamma_w$$

여기서,

γ'	:	불포화토의 단위중량(kN/m^3)
γ_2	:	포화토의 단위중량(kN/m^3)
G_s	:	토립자 비중
S_r	:	포화토(%)
e	:	간극비
w	:	함수비(%)
γ_w	:	물의 단위중량(kN/m^3)

흙의 중량은 활동을 일으키는 원인 중 최대의 것이므로, 그 단위중량의 값은 중요하고 정밀한 측정을 요한다. 일반 불포화토의 경우에는 $\gamma' > \gamma_1 - \gamma_w$가 되는 것에 주의하여야 한다.

② 파력

방파제의 경우와 같이 파력이 제방의 안정성을 감소하는 방향으로 작용하는 경우, 파력을 고려하여 안정계산을 실시하여야 한다. 이 경우 안전율은 제 7 편 2-7-3 제체 전체의 안정계산을 참조한다.

③ 지진력

지진 시에는 지진가속도에 의한 관성이 사면지층에 가해져 안정성을 감소시키게 된다. 참고 그림 (6-3)에 보여준 모래 사면의 요소에 있어서는 수평진도 k인 지진을 생각하면 모래의 내부 마찰각을 ϕ, 안전율을 F 라 하면, 사면 경사도 β는 식 참고 (6-4)와 같이 된다.

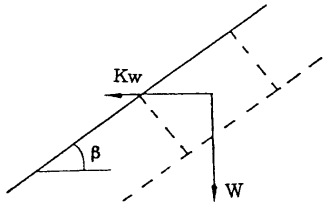
$$\tan\beta = \frac{\frac{\tan\phi}{F} - k}{1 + \frac{k\tan\phi}{F}} \qquad \text{참고 (6-4)}$$

또는

$$F = \frac{\tan\phi \cdot (1 - k \cdot \tan\beta)}{k + \tan\beta} \qquad \text{참고 (6-5)}$$

F = 1 이면

$$\tan\beta = \frac{\tan\phi - k}{1 + k \cdot \tan\phi} \qquad \text{참고 (6-6)}$$



참고 그림 (6-3) 지진력

따라서 이 경우에는 F = 1로 안정되는 사면경사도 β는 상시보다 적게 되어 $\tan^{-1}k = \theta$로 두면 다음과 같이 된다.

$$\tan\beta = \tan(\phi - \theta)$$

이상과 같이 모래사면의 경우에는 사면의 경사도가 감소하는 것이 된다. 그러나 지진 시 모래사면의 경사도 감소에 의한 영향은 실제로는 활동파괴 보다는 오히려 모래입자가 흩어져 흘러내린다는 표현에 가까운 것이다. 한편 포화된 모래의 지진 시 액상화 현상을 생각하면 안정계산은 전혀 성립하지 않는 것이 된다. 따라서 모래사면에 있어서 설계 진도를 적용할 때에는 우선 액상화 현상이 발생하지 않는다는 가정과 같은 조건이 존재해야 한다.

액상화 현상이 발생하지 않는다고 생각되는 지반에 있는 모래 또는 모래질 자갈 제방구조물에서는 설계진도를 써서 지진력을 계산한 안정계산을 실시한다. 모래 또는 모래질 자갈의 사면 안정해석에서는 다음에 기술할 직선 활동면 해석을 실시할 필요가 있다.

흙이 사질토에서 점성토에 가깝게 됨에 따라서 액상화 현상이 일어나기 어렵게 되어, 지진시의 사면 활동면도 직선에서 곡선으로 변화하는 것으로 생각할 수 있다.

점성토 지반에서는 깊은 활동면이 발생하는 것이 많기 때문에 지진시의 안정해석에서는 지진력이 지배적인 요소가 되는 것이 보통이다. 그러나 이와 같은 경우에는 진도법을 그대로 사면 안정계산에 적용하는 것은 문제가 있다. 즉, 일반적인 점성토 지반에서는 지진가속도가 심도에 따라 감소하며 기계적으로 진도법을 적용한 경우에 위험하게 되는 사면에서도 지진시의 활동파괴의 예가 없는 것이 경험적으로 알려지고 있다.

따라서 지진 시에 사면안정 문제에서 설계진도를 그대로 적용하는 것은 지나치게 안전측이라고 생각된다.

단지, 실제의 진도에서 약 200gal의 지진가속도가 발생한 경우, 사질토의 사면 또는 점성토 지반 위에 있는 호안에 활동파괴가 발생한 예도 있다. 모래 및 사질점토로 만들어진 실물 크기의 제체에 대한 진동실험에 의하면 200~300gal의 가속도를 받은 경우에도 활동파괴는 발생하지 않으나, 천단이나 사면상부에서 진동이 증폭되고 침하와 현저한 균열이 발생하고 있는 점은 내진상 무시할 수 없는 현상으로 생각된다.

이와 같이 사면의 지진 시 안정문제에 있어서는 불명확한 점이 많고 해석방법은 아직 확립되지 않고 있다. 그러나 지진 시에는 안전율이 저하되는 것이 확실하므로 큰 설계진도를 적용하는 경우에는 상시의 안전율을 되도록 크게 하여 두는 것이 필요하다.

6-2-2 원호활동면·이외의 활동면을 가정하는 안정해석

> 전항의 규정에 관계하지 않고 지반의 조건에 의하여 원호활동면 이외의 면을 가정하는 것이 적절한 경우는 직선활동면이나 복합활동면을 고려한 안정해석을 실시한다.

[참 고]

직선면을 가정하는 경우, 직선활동면의 사면활동 파괴에 대한 안전율은 다음 식에 의하여 산정한다. (참고 그림 (6-4) 참조)

$$F = \frac{\Sigma(c\ell + W'\cos\alpha - H\sin\alpha)\tan\phi}{\sin\alpha\Sigma W' + \cos\alpha\Sigma H} \qquad \text{참고 (6-7)}$$

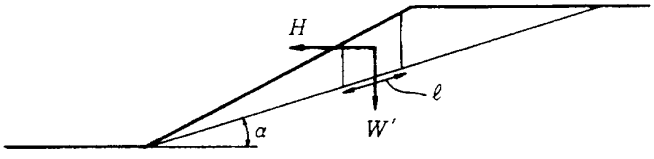
여기서,

F : 활동에 대한 안전율
c : 흙의 점착력(kN/㎡)
ϕ : 흙의 내부마찰각(°)
ℓ : 분할편의 저변장(m)
W′ : 단위길이당의 분할편의 유효중량(수중부분에 대하여는 수중단위체적중량)(kN/m)
α : 분할편 저변의 기울기(참고 그림 (6-4)에 나타나는 경우는 정으로 한다)(°)
H : 사면에 가해지는 단위길이당의 수평외력(수압, 지진력, 파압 등)(kN/m)

활동파괴에 관한 안전율은 상시는 1.2 이상, 지진 시는 1.0 이상을 표준으로 한다.

(1) 모래질 자갈의 사면 안정해석에는 직선 활동면을 가정하는 것이 많다. 특히, 지진시의 모래질 자갈의 사면에서는 직선 활동면 방법이 활동파괴의 실정에 적합하다고 생각하고 있다.

(2) 토압을 고려한 안정 문제
제체 구조물의 안정문제나 근입되어 있는 구조물의 전체 안정을 검토할 경우에는 토압 등에 의한 경사지반의 수평방향의 안정성을 검토한다. 토압의 문제는 수동 또는 주동 파괴면으로써 직선활동을 고려하게 되는데 경사지반 전체의 안정성을 생각하는 경우에는 일종의 복합 활동문제로써 처리할 필요가 있다.



참고 그림 (6-4) 평면활동면에 의한 사면의 안정해석

[참고문헌]

1) Bishop, A.W.(1995), “The use of the slip circle in the stability analysis of slopes”, Geotechnique, Vol. 5 No. 1, pp.7～17
2) Scott, R.F.(1972), “Principles of Soil mechanics”, Addison Wesley, pp.431
3) 土田 孝(1996), 湯怡新 : 港灣構造物의 圓弧활동 解析에 대한 最適安全率, 港灣技術研究所報告 第 35 港 第 1 號
4) 山口栢樹(1985), 土質力學 (全改訂) 第 7 章 土構造物의 安定解析, 技報堂
5) 中瀨明男(1967), The ϕ=0 analysis of stability and unconfined compression strength, Soils and Foundations, Vol. 7 No.2, pp.33～50
6) 野村健司, 早藤能伸, 長友文昭(1968), 斜面安定解析에 대한 Bishop과 Tschebotarioff 法의 比較, 港灣技術研究所報告 Vol. 7 No. 4, pp.133～175
7) 小林正樹(1976), 地盤의 安定解析에 대한 問題點, 昭和51年度港灣技術研究所講演集

제 7 장 지반개량공법

7-1 일반

연약지반 대책공법으로서 지반개량을 시행할 경우에는 기초지반의 성질, 구조물의 종류와 크기, 시공기간과 난이도, 경제성, 환경영향 등을 고려하여 적절한 개량공법을 선정한다.

[해 설]

(1) 시공할 구조물이 주어진 외력 조건과 원지반 조건에서 안정성 확보가 안 되는 경우나, 건설 중 또는 건설 후 발생되는 변형이 구조물의 기능을 손상시킬 수 있는 지반을 연약지반이라 하며, 이에 대한 대책을 강구할 필요가 있다. 구조물의 안정과 변형에 대한 문제 이외에도 가설단계에서의 안정, 건설 중 또는 건설 후의 지하수처리, 그리고 인접 기존구조물에 대한 유해한 영향 저감 등을 위해서 대책을 필요로 하는 경우도 있다. 연약지반대책으로 적합한 방법으로는 지반개량공법을 포함하여 다음 4가지로 크게 구별될 수 있다.

① 지반조건에 적합한 구조물의 형식으로 변경한다.

가. 하중 또는 모멘트의 저감(예, 경량재료, 압성토 등의 이용)

나. 구조물 바닥면적의 확대로 인한 지중응력의 감소

다. 말뚝기초 등의 이용에 의한 연약층의 관통

라. 그 밖에 광역지반 침하지대에서는 구조물을 주변지반과 같이 침하시키는 방법(구조물과 주변지반의 일체 거동)

② 연약한 지반의 토질을 제거하고 양질의 토질로 치환한다.

③ 연약한 지반의 토질을 개선하고 구조물에 적합한 지반조건을 일시적 또는 영구적으로 만든다.

④ 흙의 부족한 특성을 보완할 수 있는 재료(보강재료)를 연약지반에 투입하여 구조물에 적합한 지반조건을 만든다.

(2) 지반개량공법의 기본 원리는 ① 치환, ② 압밀배수, ③ 압축, ④ 화학적/전기 화학적 고결, ⑤ 열처리, ⑥ 보강 등으로 크게 구별된다(한국지반공학회, 2003; 일본토질공학회, 1882). 지반개량공법의 종류는 많이 있지만(참고 표 (7-1) 참조) 모든 경우에 적합한 공법은 없다. 연약지반개량공법을 선정하는 경우에는 지반의 물리적 및 역학적 특성을 정확하게 파악하고, 구조물의 종류, 기능, 중요성과 크기 등의 설계조건에서 지반개량의 목적을 고려하여 여러 가지 공법에 대한 시공의 난이도, 공사기간, 공사비, 환경 영향 등을 감안하여 신중하게 선택하여야 한다.

[참 고]

연약지반 처리의 기본원리에 의한 처리공법을 요약하면 다음 참고 표 (7-1)과 같다.

참고 표 (7-1) 기본원리에 의한 지반개량공법의 분류

기본원리	공 법 명	비 고
치 환	치환공법	폭파치환, 강제치환포함
배 수	선행재하공법 연직배수공법 생석회말뚝공법 전기적삼투공법 진공압밀공법 웰포인트공법 디프웰공법 쇄석드레인공법	· 주로 점성토의 배수에 의한 압밀효과 기대 · 주로 사질토의 배수에 의한 수위저하에 역점을 두었지만 압밀하중 증대에도 이용된다. · 액상화 대책
압 축	다짐말뚝공법 모래다짐말뚝공법 바이브로플로테이션공법 무거운 추 낙하 다짐공법 폭파다짐공법 전기충격공법	· 사질토의 압밀증대 전압포함
화학적 고 결	혼합처리공법(얕은 층, 깊은 층) 분사교반공법 약액주입공법 전기화학적 고결공법 (생석회 말뚝 공법)	· 노반재료의 개량 포함 · 말뚝자체의 고화를 기대한 경우
열처리	소결공법 동결공법	· 일시적인 고화가 주류
보 강	쉬트공법, 네트공법 보강토공법 모래다짐말뚝공법 깊은층혼합처리공법	· 부직포, rope net도 포함 · 점성토를 대상으로 한 경우 · 분사 교반 공법도 포함

7-2 치환공법

치환단면의 제원은 원호활동 계산에 의한 안정성과 함께 침하량 및 시공성을 검토한 다음 결정한다.

[해 설]

치환공법에는 시공방법에 의해 굴착치환과 강제치환으로 분류되고, 강제치환에는 성토자중에 의한 강제치환, 폭파치환, 모래다짐말뚝에 의한 강제치환공법이 있다(일본토질공학회, 1988). 치환단면의 제원은 원호활동 계산에 의한 안정성과 함께 침하량 및 시공성을 검토한 다음 결정한다.

[참 고]

(1) 설계순서

치환공법의 설계는 단면 제원(치환깊이, 치환 폭, 굴착경사)의 가정, 안정계산, 침하에 대한 검토의 순서로 하고 액상화의 검토가 필요한 경우도 있다.

(2) 단면 가정

치환공법의 설계는 시행착오법을 사용하여 소요 안전율을 만족시킬 때까지 치환단면을 변화시켜 가면서 실시하며 단면의 가정은 다음을 참고한다.

① 치환깊이

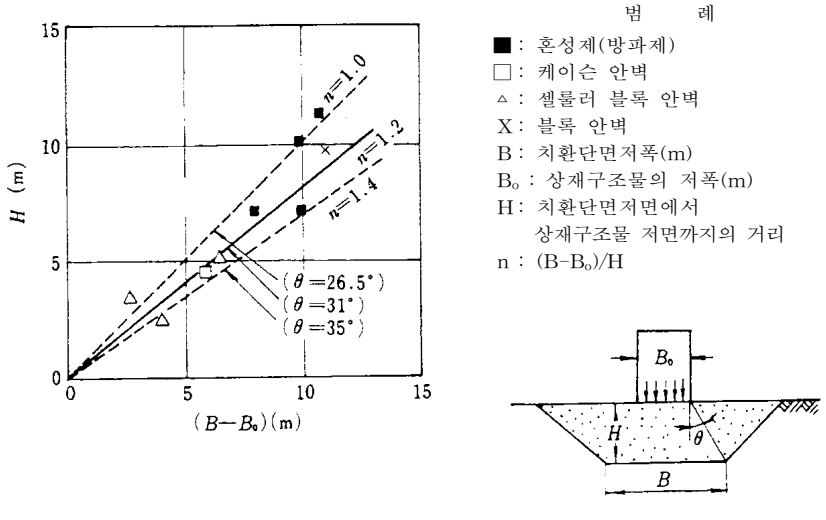
가. 연약층이 비교적 얕을 경우 전부 치환한다.

나. 연약층이 두꺼울 경우 재하하중에 의한 지중연직응력이 지반 지지력보다 작은 깊이를 치환깊이의 목표로 한다(본편 제2장 얕은 기초의 지지력 참조).

다. 치환깊이의 결정은 시공 능력면에서 검토할 필요가 있다.

② 치환 폭

시공 예로 부터 치환 폭과 깊이와의 관계를 보면 참고 그림 (7-1)과 같다.



참고 그림 (7-1) 치환 폭과 치환깊이와의 관계(일본항만협회, 1999)

③ 굴착경사

굴착경사는 원지반의 강도와 굴착 깊이로부터 정한다.

일반적으로 굴착경사는 1 : 2로 하는 경우가 많다(일본지반공학회, 1999).

(3) 안정계산

원호활동계산 및 안전율은 본편 제6장 사면의 안정을 참조한다.

치환단면은 유한 폭의 사다리꼴형으로 된 것이 일반적이다.

치환단면 내에 널말뚝이나 보조공을 설계하는 경우의 토압산정은 통상의 토압계산 이외에 복합활동의 검토가 바람직하다. 또 전면치환으로 바닥이 경사되어 있는 경우에도 바닥면에서의 활동을 포함한 복합활동의 검토가 바람직하다.

(4) 침하에 대한 검토

치환단면의 하부에 점토가 남아있는 경우(부분치환이나 지반굴착 사면의 하부)에는 압밀침하가 예상되므로 이에 따른 상부 구조물에 대한 영향을 검토할 필요가 있다.

(5) 치환모래의 선정과 내부마찰각

치환모래의 내부마찰각은 일반적으로 30°전후로 되어 있지만 그 값은 모래의 입자 형태, 입도분포, 투입방법, 투입순서, 방치기간, 재하하중 등의 영향을 받으며 대단히 느슨한 상태인 경우도 있으므로 주의해야 한다.

(6) 액상화에 대한 검토

액상화 예측의 기본은 입도분포와 N값에 의한다. 액상화에서 단면이나 치환모래의 성질이 규제될 경우에는 치환재료의 선정단계에서 이를 반영하는 것이 바람직하다. 또, 충분한 N값을 얻지 못할 경우에 치환모래의 다짐을 실시할 필요가 있다.

(7) 시공 관리상의 주의

점성토 지반을 굴착한 상태로 방치하면, 물에 떠 있던 점토가 굴착 바닥면으로 침강하여 쌓이거나 또는 치환모래에 포함되어 있던 실트가 국부적으로 모여 연약층으로 남는 경우가 있다. 치환이 완료된 경우에는 사운딩을 실시하여 국부적 연약층이 없는지 확인하는 것이 바람직하다.

7-3 연직배수(vertical drain) 공법

7-3-1 설계의 기본방침

연직배수(vertical drain) 공법의 설계에서는 목표 강도 증가량, 공기, 구조물의 장래 허용 침하량, 연직배수공 시공범위 등을 고려한다.

[해 설]

연직배수공법의 설계는 다른 지반개량공법의 설계와 마찬가지로 구조물 자체의 설계와 일체의 관계가 있어, 실제 설계계산 시 연직배수공의 설계만을 분리해서 행하는 경우는 없다. 연직배수공법의 설계는 다음사항을 가정하여 실시한다.

(1) 목표 강도 증가량

(2) 구조물의 장래 허용 침하량

(3) 연직배수공의 시공범위

이들 요소들은 구조물 안정, 구조물에 작용하는 토압, 지반의 지지력, 구조물에 허용되는 침하량 등을 충분히 고려하여 결정해야 한다.

[참 고]

(1) 토질조건

연직배수공의 설계에 관련된 토질조건에는 원지반의 경우 비배수강도, 강도증가률, 단위체적중량, 압밀계수, 체적압축계수, 선행하중, 압밀층의 두께 등이 있고, 성토의 경우는 전단강도, 단위체적중량 등이 있지만, 각각의 의미와 구하는 방법은 제2편 9-2 흙의 물리적 특성 및 제2편 9-3 흙의 역학적 성질을 참조한다.

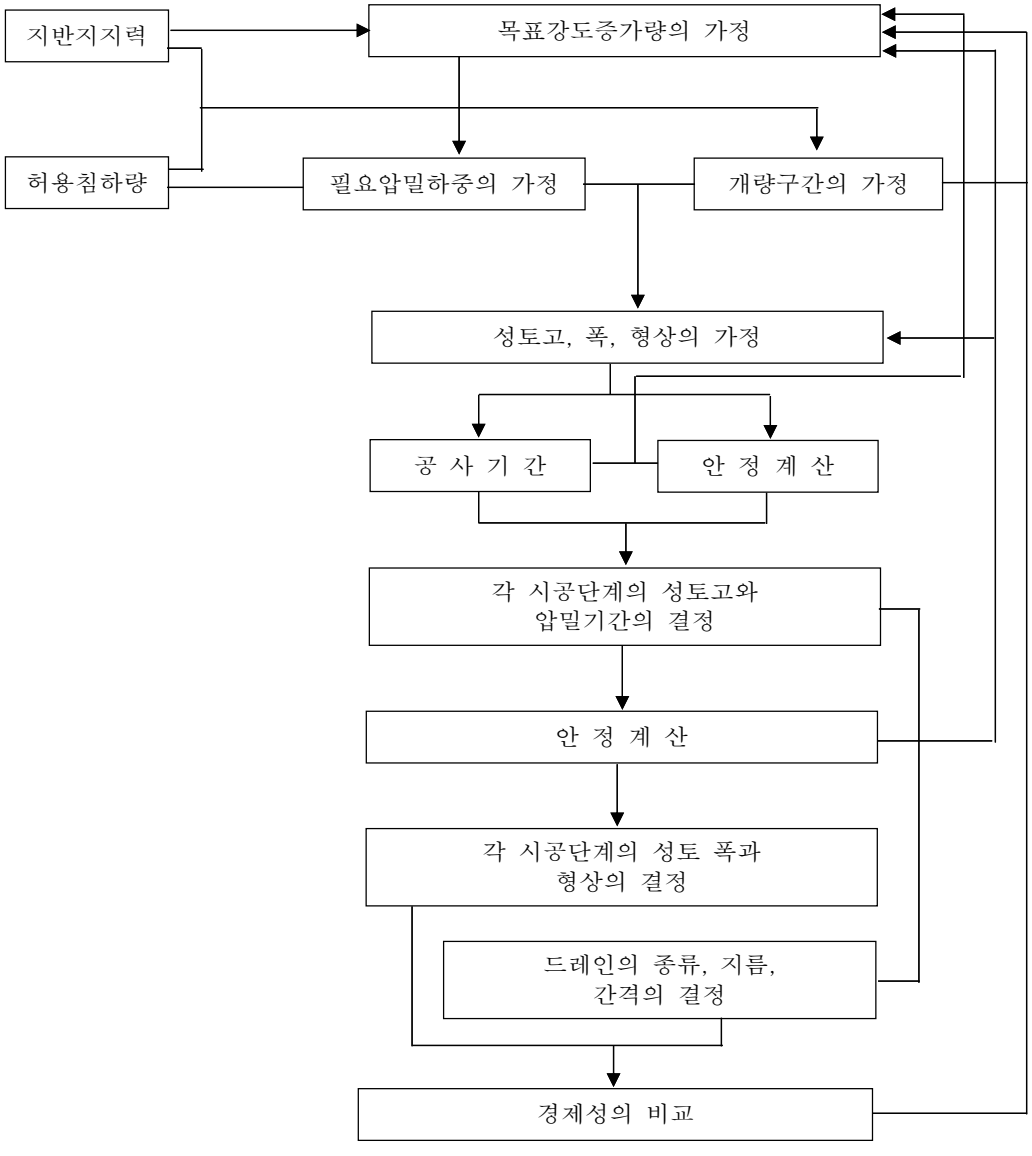
(2) 설계순서

연직배수공법은 선행재하(先行載荷, pre-load)공법의 압밀시간을 단축시키는 것을 목적으로 한 것이므로, 연직배수공 타설 직후의 지반강도는 개량 전과 같다. 따라서 소정의 개량효과를 얻기 위해서 필요한 선행재하(일반적으로 성토)를 한번에 재하하는 것은 일반적으로 불가능하며 단계성토를 하여야 한다. 각 단계에서 시공가능한 성토의 높이는 앞단계에서의 압밀하중과 연직배수공의 배치 및 방치기간에 의해서 좌우된다.

이러한 이유 때문에, 소정의 효과를 얻기 위해서 필요한 성토의 높이, 폭, 형상을 먼저 개략계산하고(계산법은 본편 7-3-2 성토고와 성토 폭의 결정[1], [2] 참조), 다음으로 각 단계의 압밀도를 가정하여, 각 단계 성토의 안정성을 확인하고(본편 7-3-2 성토고와 성토 폭의 결정[3] 참조), 전체 성토가 공기 내에 끝나도록 연직배수공에 대한 설계(본편 7-3-3 연직배수공의 설계 참조)를 하여야 한다. 일반적인 설계의 흐름은 참고 그림 (7-2)와 같다.

(3) 시공관리

연직배수에서는 드레인 재료의 선택, 시공심도, 배치간격, 연속성 등의 관리가 중요하다. 성토 시공 중에는 간극수압의 변화, 강도증가, 침하 및 성토의 단면형상과 단위체적중량을 필요에 따라 조사하고 예정된 강도증가와 침하가 발생했는지를 검토함과 동시에 성토의 안정에도 주의해야 한다.



참고 그림 (7-2) 연직배수공법의 설계 흐름도(일본항만협회, 1999)

7-3-2 성토고와 성토 폭의 결정

[1] 지반개량에 필요한 성토고와 성토 폭

성토고와 성토 폭의 결정은 시공도중 및 완성 시 성토의 안정에 필요한 한계성토고, 강도증가량, 장래 허용침하량, 주변의 영향 등을 고려한다.

[해 설]

성토고와 성토 폭의 결정은 시공도중 및 완성 시 성토의 안정에 필요한 강도증가량, 장래 허용 침하량, 주변의 영향 등을 고려한다. 성토의 상부 폭은 지반개량에 필요한 폭 이상으로 하는 것이 바람직하다(참고 그림 (7-3) 참조).

[참 고]

(1) 성토고와 성토 폭의 산정

성토고와 성토 폭은 식 참고 (7-1), 참고 (7-2)를 기본으로 산정할 수가 있다.

$$\triangle c = (\triangle c/\triangle p)(\alpha \cdot \gamma \cdot h - p_c) \cdot U \qquad \text{참고 (7-1)}$$

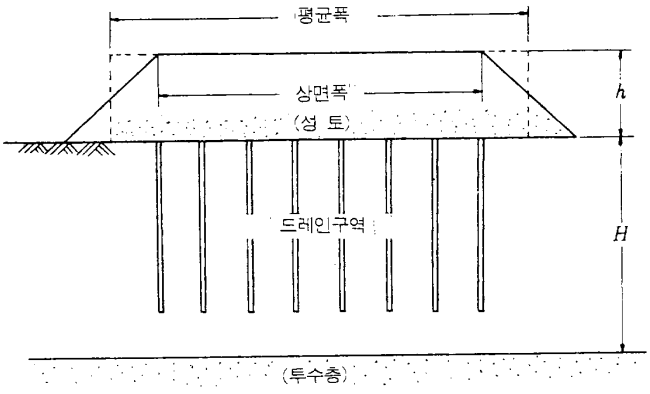
$$S = m_v(\alpha \cdot \gamma \cdot h - p_c) \cdot H \cdot U \qquad \text{참고 (7-2)}$$

여기서,

Δc	:	비배수강도 증가량(kN/m^2)
S	:	침하량(m)
$\Delta c/\Delta p$	:	강도증가률
α	:	응력분포계수(분포응력과 성토하중강도와의 비)
γ	:	성토의 유효단위체적중량(kN/m^3)
h	:	성토고(m)
p_c	:	선행압밀하중(kN/m^2)
m_v	:	체적압축계수(m^2/kN)
H	:	압밀층 두께(m)
U	:	성토 완료시의 압밀도(%)

응력분포계수는 Boussinesq의 탄성해에 의해 추정한다(본편 제5장 5-1 지중응력 참조).

개량 폭이 크고 성토의 상부 폭이 개량 폭 이상인 경우에는 보스톤 코드(boston code)법을 적용하여도 좋다. 이 경우 성토 폭은 그 평균 폭(참고 그림 (7-3) 참조)을 사용하고, 또 깊이방향의 분포응력은 일정하게 하여 중심 깊이에서의 값을 사용하는 것이 보통이다. 보스톤 코드법에 의한 응력분포계수는 본편 제5장 5-1 지중응력 참고 그림 (5-5)에 나타나 있다.



참고 그림 (7-3) 연직배수공법의 성토 폭(일본항만협회, 1999)

(2) 지층이 균일하지 않은 경우

성토의 단위체적중량이 일정하지 않거나 하중단계마다 성토 폭이나 압밀도가 현저하게 틀리는 경우 또는 압밀층이 균일하지 않은 경우에는 각 하중단계 또는 각 층마다 식 참고 (7-1), 식 참고 (7-2)를 적용한다.

[2] 성토의 안정에 필요한 성토고와 성토 폭

지반개량에 필요한 성토고와 성토 폭을 결정한 다음 성토의 원호활동에 대한 안정검토를 실시하여 구조물 완성시의 안전성을 확인한다.

[참 고]

(1) 일 반

지반개량에 필요한 성토고와 성토 폭을 결정했어도 성토자체의 안정이 확보되지 않는 경우가 있으며, 이 경우에는 단계성토를 할 필요가 있다.

(2) 원호활동

원호활동은 본편 제6장 사면안정을 참조한다. 이 경우는 식 참고 (7-1)로 계산한 강도증가량을 고려한다.

(3) 강도증가량의 계산값

연직배수공의 재하는 보통 몇 단계로 나누어 시행한다. 따라서 식 참고 (7-1)에서 사용되는 압밀도 U는 재하 단계 마다 다르지만 전반적으로 90% 정도의 압밀도로 가정하여 강도증가 계산에 사용하는 경우가 많다.

[3] 각 시공단계의 성토고와 성토 폭

성토의 안정에 필요한 성토고와 성토 폭으로 결정한 최종단면은 여러 단계로 나누어서 시공하도록 설계한다. 각 시공단계의 단면형상은 그 단계까지의 강도증가량을 고려하여 그 단계의 성토 안정을 검토해 가면서 순서에 따라 결정한다.

[참 고]

(1) 압밀도

시공단계의 압밀도를 크게 하면, 드레인 파일(drain pile)의 간격을 좁게 하든지 또는 공기를 길게 할 필요가 발생하여 비경제적이다. 한편, 압밀도를 작게 하면, 이에 따른 강도증가도 작아져서 다음 단계의 허용 성토고가 작아지므로 하중 단계수가 증가한다.

시공단계의 압밀도로서는 보통 50~90%가 채용되는데 80% 정도가 일반적이다.

(2) 단면의 재검토

드레인 파일의 간격을 결정한 다음 정확한 압밀도를 계산하여 시공단계마다 단면형상을 재검토할 필요가 있다. 어느 단계의 압밀도가 80%에 도달하는 시간에는 그 이전 단계의 압밀하중으로 계산하면 당연히 80%를 초과한 압밀이 진행하고 있다. 또 수위가 높은 경우(성토의 일부가 부력의 영향을 받을 수 있는 경우)에는 압밀하중이 점차 감소하게 된다. 정밀도가 높은 설계를 하기 위해서는 최종적인 검토로서 이와 같은 효과도 고려할 필요가 있다.

(3) 선행재하를 제거하는 경우의 유의사항

압밀하중으로 사용된 성토가 영구 구조물의 일부로서 사용되는 경우에는 제거하중에 대한 검토는 필요 없다. 그러나 지반개량 후에 선행재하로서 사용된 성토의 일부 또는 전부를 제거할 경우에는 시간이 경과함에 따라 점토는 흡수 팽창하고 강도는 저하하기 때문에 설계 시 유의할 필요가 있다(제2편 9-3-3 전단특성 참조)

7-3-3 연직배수공의 설계

연직배수공의 설계에서는 드레인 파일의 간격과 직경 및 점성토층 상하부의 배수조건, 그리고 드레인 파일 재료의 특성 및 배수매트의 특성과 두께를 고려하여 압밀 계산을 한다.

[1] 드레인 파일(drain pile) 및 배수매트 재료 선정

드레인 파일(drain pile) 및 배수매트는 소요의 충분한 배수 기능을 가진 재료를 선택하여 투수저항이 생기지 않도록 하여야 한다.

[참 고]

(1) 압밀속도와 말뚝직경

압밀속도는 말뚝 직경과 대략 비례하고 말뚝 간격의 제곱에 반비례한다. 모래말뚝(sand pile)의 직경이 너무 작으면 점토로 채워져서 막히기도 하고, 재하 또는 압밀과정에 순응하여 변형하지 않고 모래말뚝의 중간이 전단 파괴될 우려가 있다. 지금까지의 시공 예로 보통 30~50cm 정도이고 40cm 정도가 가장 많다.

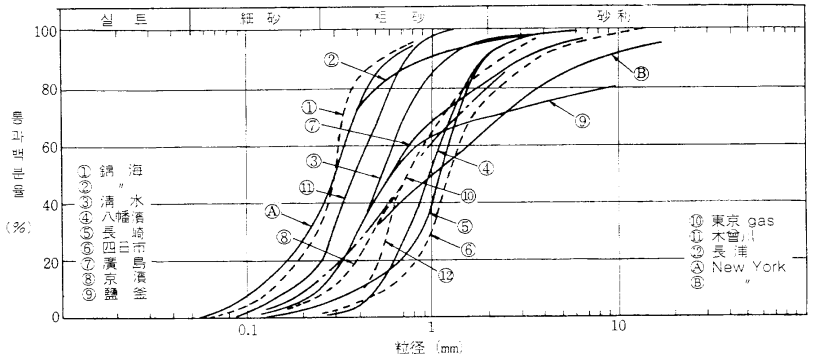
최근에는 팩 드레인(pack drain)이나 플라스틱 드레인(plastic drain)이 개발되어 직경이 작은 연직배수의 시공도 가능하게 되었다. 팩 드레인은 일반적으로 직경 12cm의 합성섬유 자루에 모래를 채워서 타설하는 것이고, 경량의 타설 기계를 사용하여 한번에 4개씩 타설하는 예가 많고, 육상의 초연약지반에서 적용한 사례가 많다. 최근에는 해상에서 직경 40cm가 넘는 모래말뚝을 시공하는 경우도 있다.

(2) 모래말뚝(sand pile)의 재료

모래말뚝용 모래는 투수성이 좋고 점토가 스며들어 막힘현상(clogging)이 발생하지 않는 좋은 입도의 것이어야 한다. 지금까지의 시공 예를 참고 그림 (7-4)에 나타냈다.

Terzaghi에 의하면 모래의 D_{15}(통과중량 백분율 15%의 입경)는 압밀 토질의 D15의 4배 이상이고, 압밀 토질의 D_{85}(통과중량 백분율 85%의 입경)의 4배 이하이어야 한다. 그러나 이 기준은 웰 포인트(well point) 등을 대상으로 한 것이며 연직배수공의 경우에는 그대로 적용될지 의문이다.

한편, 망간, 길국의 드레인 파일의 수두손실을 고려한 압밀이론에서는 Terzaghi의 기준보다 굵은 모래가 필요하고, 일본 항만기술연구소에서는 참고 그림 (7-4)의 시공 예가 대체적으로 타당하다고 보고하고 있다.



참고 그림 (7-4) 모래말뚝용 모래의 시공 예

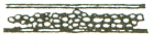
(3) 플라스틱 드레인 재료 등의 새로운 연직배수 재료

연직배수층으로 모래를 사용하는 대신에 카드 보드(card board)라 불리는 구멍 뚫린 보드지가 개발되어 페이퍼 드레인(paper drain)이라 명칭되었다. 그러나 투수성이나 재료의 내구성에서 불안한 점이 많았다. 이 때문에 최근에는 ① 부직포 단일체, ② 합성수지를 코어로 하여 부직포에 의한 자루 모양의 필터(filter)를 가진 복합구조의 것, ③ 폴리염화비닐을 특수 가공한 다공질 단일구조의 것 등 많이 개발되었으며 일반적으로 띠모양 드레인 또는 플라스틱 드레인이라 불리어진다. 더욱이 현재 카드 보드는 거의 사용되지 않고 있다(참고 표 (7-2) 참조).

이와 같은 띠모양 드레인(일반적으로 폭 약 10cm, 두께 약 5mm)의 설계에 있어서 띠모양 드레인을 직경 5cm의 모래말뚝과 같다고 하여 샌드 드레인의 설계에 준하는 것으로 되어있다. 상술한 바와 같이 여러 종류의 띠모양 드레인을 일률적으로 직경 5cm의 모래말뚝으로 평가한 현재의 생각은 완전하지 않으므로 시공시의 동태 관측으로 효과 확인을 하는 것이 바람직하다. 띠모양 드레인의 압밀촉진 효과는 똑같은 배치의 자루로 채워진 드레인과 같다는 보고가 있는 반면에, 띠모양 드레인의 압밀은 설계값에 비하여 작다는 보고도 있다. 더욱이 드레인의 배수능력이 작은 경우에는 연직배수공 선단부(압밀층 하부)에서 압밀시간이 지체되므로 유의할 필요가 있다.

대규모 연약지반 개량 공사에서 연직드레인에 의한 지반개량 시 포화된 연약지반은 침하하는 만큼 간극수가 배출되므로, 압밀기간 중 배출되는 간극수는 원활하게 배수되어야 한다. 만약 간극수의 배수가 원활하게 이루어지지 않는 경우 지반개량지역에 물이 고이게 되고, 이러한 현상은 압밀을 야기하는 동수경사 및 작용하중을 감소시켜 압밀을 지연시킬 수 있다. 이를 방지하기 위해서는 수평배수층, 수평유공관, 집수정을 이용한 수평배수계획을 하여야 한다. 수평유공관과 집수정의 배치는 압밀초기의 원활한 수평배수를 도모하기 위해 지역별 대표단면에 대한 연직드레인의 압밀해석 결과 중 연약점토층의 평균압밀도 약 20%에 대한 침하계산결과를 적용하여 검토한다. 일반적으로 수평유공관과 집수정의 배치 간격은 대략 60~80m 정도이다.

참고 표 (7-2) 각종 플라스틱 드레인재의 형상과 치수(가문아사, 1985)

명칭	단면형상	구조형식	재 질
PVC 드레인		다공질 단일구조형	특수염화비닐수지
케미칼보드 드레인		복합구조일체형 (중앙부 코아)	필터재 : 부직포 코아재 : 경질염화지닐수지
캡슐 드레인		복합구조일체형 (중앙부 코아)	필터재 : 부직포 코아재 : 폴리올래핀수지
OV 드레인		복합구조일체형 (중앙부에 spiral선)	필터재 : 부직포
jaw 드레인		복합구조분리형 (중앙부 코아)	필터재 : 부직포 (폴리에스테르, 셀룰로이드) 코아재 : 폴리올래핀수지
member 드레인		복합구조분리형 (중앙부 코아)	필터재 : 부직포 (폴리프로필렌, 폴리에스테르) 코아재 : 폴리에칠렌수지
콜본드		복합구조분리형 (중앙 망상 코아)	필터재 : 부직포 (폴리에스테르)

(4) 배수매트

배수매트는 대부분 모래를 사용하고 있지만, 최근 모래의 부족으로 인하여 쇄석골재 등 다양한 재료가 사용되고 있다. 일반적으로 모래를 배수재로 사용하는 경우 샌드매트의 두께는 보통 바다 속에서 1.0m, 육상의 경우 0.5m 정도이다.

배수매트가 두꺼우면 말뚝의 타입이 어렵고, 얇으면 점토가 들어가서 투수성이 나쁘게 되는 경우가 있다. 또, 샌드매트의 두께와 관련하여 배수매트의 배수능력이 적으면 수두손실에 의해 압밀시간 지체가 발생한다. 이 경우의 압밀지연은 배수매트의 중앙부가 더 심하다. 이 때문에 샌드매트의 재료도 투수성이 양호한 재료를 사용해야 한다. 샌드매트의 투수성이 적은 경우나 개량범위가 넓고 시간지체가 염려되는 경우에는 근사식에 의해 해석할 필요가 있다.

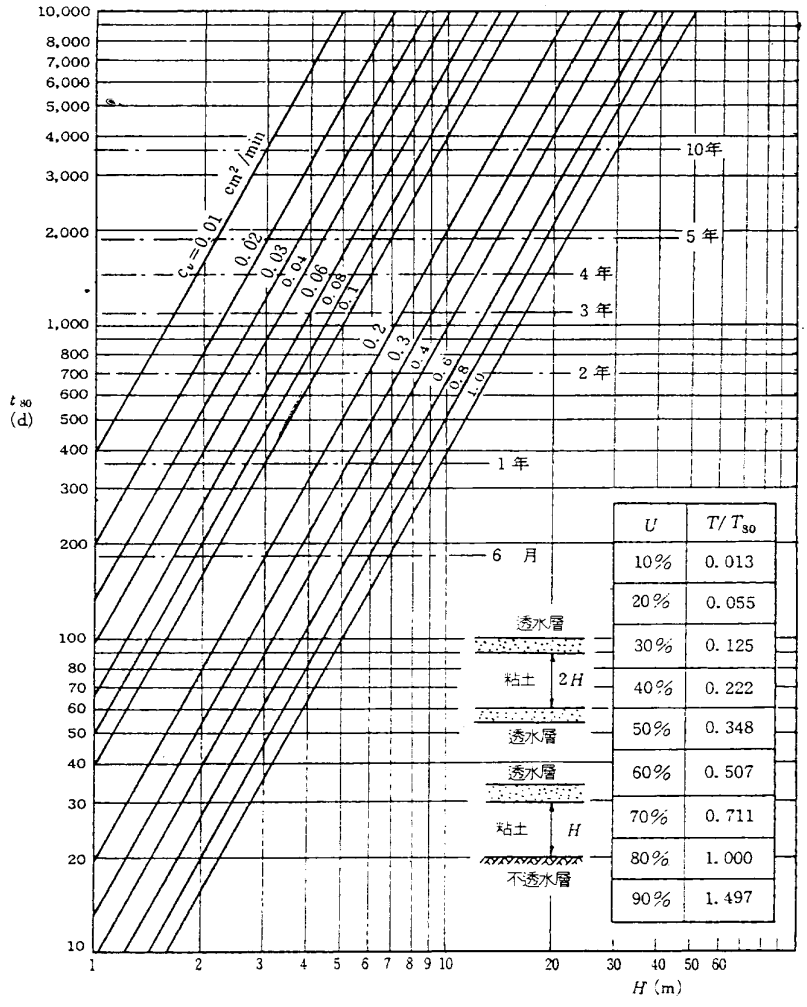
[2] 드레인 파일(drain pile)의 간격

드레인 파일(drain pile)의 간격은 교란영역(smear zone)을 고려하여 요구되는 압밀도를 필요한 공사기간 내에 얻을 수 있도록 결정한다.

[참 고]

(1) 일 반

연직배수공법은 선행재하(先行載荷, pre-loading)공법에서 일차원 압밀의 진행속도가 공기에 비하여 너무 느릴 경우에 사용된다. 선행재하공법에 의한 점성토의 80% 압밀에 필요한 일수 t_{80}, 점성토 두께 H(m)와 압밀계수 C_v(㎠/min)와의 관계는 참고 그림 (7-5)에 나타난 자료를 참고로 그 특성을 파악할 수 있다.



U	T/T_{80}
10%	0.013
20%	0.055
30%	0.125
40%	0.222
50%	0.348
60%	0.507
70%	0.711
80%	1.000
90%	1.497

참고 그림 (7-5) 점성토의 80% 압밀에 소요되는 일수

(2) 말뚝 간격의 결정

드레인 파일의 간격은 참고 그림 (7-6) 또는 식 참고 (7-7)에 의해 결정하는 것이 바람직하다.

$$D = \beta \cdot n \cdot D_w \qquad \text{참고 (7-3)}$$

여기서,

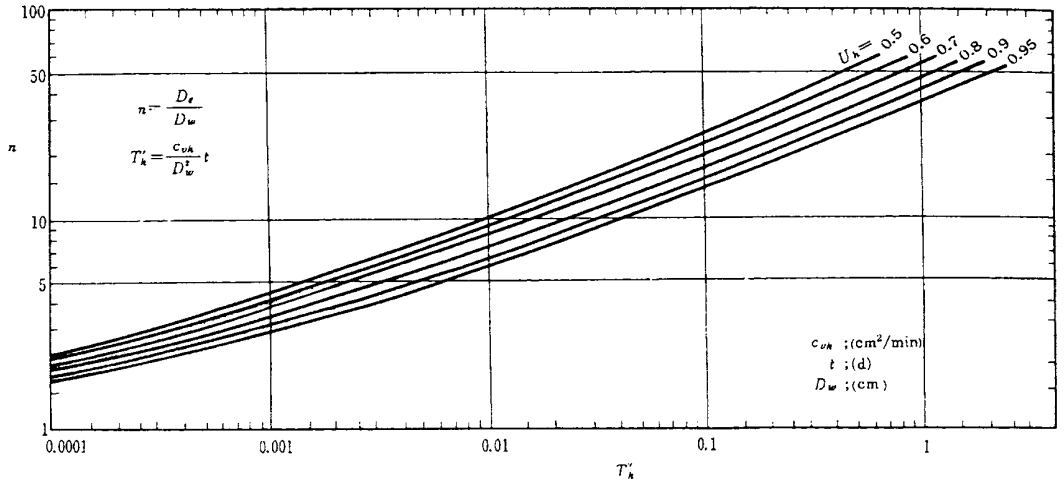
D : 드레인파일의 간격(cm)

β : 계수(정사각형배치는 β=0.886, 정삼각형배치는 β=0.952)

n : D_e/D_w, (n은 참고 그림 (7-6)에서 구한다.)

D_w : 드레인파일의 직경(cm)

D_e : 드레인파일의 유효경(cm)



참고 그림 (7-6) n 값 산정 도표(일본항만협회, 1999)

(3) 연직방향의 물흐름

연직배수공법은 수평방향의 물흐름에 의한 압밀을 기대하는 것이지만 압밀층 두께가 드레인파일의 간격에 비하여 작을 때에는 연직방향의 물흐름도 고려해야 한다. 연직방향의 물흐름에 의한 압밀을 고려했을 때 말뚝 간격은 재조정할 수 있다.

(4) 수평방향의 압밀계수

수평방향의 압밀계수에 대한 적절한 시험법은 확립되어 있지 않다. 일반적으로 수평방향의 압밀계수는 연직방향의 5~10배 정도 크게 보기도 하지만, 말뚝 타설에 따른 교란의 영향, 드레인파일의 수두손실에 의한 겉보기 압밀계수의 저하 등을 고려하면 반드시 수평압밀시험의 결과를 그대로 채용하는 것이 좋다고는 말할 수 없다. 지금까지의 시공 예나 연구결과 및 안전율을 고려하면 수평방향의 압밀계수를 연직방향의 압밀계수와 같게 하여도 실제로는 차이가 없는 듯하다(소림정수 외, 1990).

(5) 압밀도 산정

드레인파일 간격 결정 후 정확한 압밀도를 구하는 데에는 식 참고 (7-4), 식 참고 (7-5)와 참고 그림 (7-7)을 사용하는 것이 좋다.

$$T_h = c_{vh} \cdot t / D_e^2 \qquad \text{참고 (7-4)}$$

$$n = D_e / D_w \qquad \text{참고 (7-5)}$$

여기서,

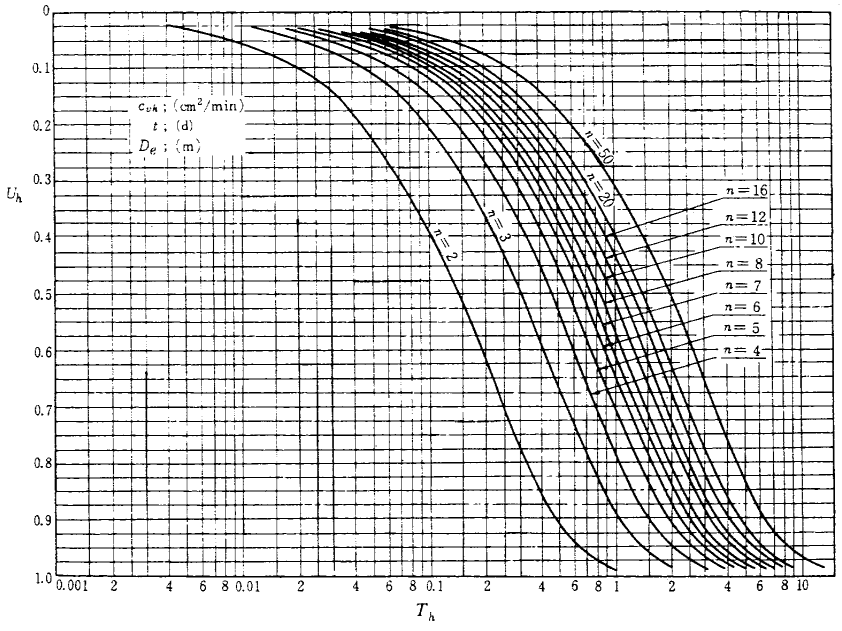
T_h : 수평압밀의 시간계수

c_{vh} : 수평방향의 압밀계수(cm^2/min)

t : 압밀개시후의 경과시간(min)

D_e : 드레인파일의 유효경(m)

D_w : 드레인파일의 직경(m)



참고 그림 (7-7) 수평압밀계수의 산정 도표(일본항만협회, 1999)

(6) 유효직경(D_e)

유효직경은 드레인파일의 영향범위를 등가면적의 원으로 치환할 때의 원의 직경을 말하며, 드레인 간격 D와의 관계는 다음과 같다.

정방형배치인 경우 : $D_e = 1.128\,D$

정삼각형배치인 경우 : $D_e = 1.050\,D$

(7) 자유변형률과 일정 변형률

연직배수공법을 검토하는 경우 다음과 같은 두 가지 해석 방법이 있다.

① 자유변형률의 경우 : 지표면에 작용하는 하중은 등분포로 가정하고 침하는 균등하지 않은 경우의 해석 방법

② 일정 변형률의 경우 : 지표면에 발생하는 침하는 균등하나 응력분포는 균등하지 않다고 가정하는 경우의 해석 방법

참고 그림 (7-6), 참고 그림 (7-7)은 일정변형율의 경우인데, n <10 이고 또 U_h< 60%일 때에는 그 평균압밀도가 자유변형율의 경우와는 차이가 있게 된다.

(8) 점증하중에 의한 압밀

실제공사에서는 재하에 상당한시간이 걸리는 것이 보통이고 압밀하중은 시간에 따라 점차 증가한다. 시간 $t=0$에서 재하를 시작하고 $t=t_0$까지 하중이 일정 비율로 증가하고 그 후는 일정 압밀하중 p_0를 취할 경우 연직배수 방향의 수평흐름만에 의한 압밀은 일정변형률의 경우 식 참고 (7-6)과 같다.

$$\begin{bmatrix} U_t = 1 - \dfrac{F(n)}{T_h} \cdot U_h(n, T_h) & t \le t_0 \\ U_t' = 1 - \dfrac{F(n)}{T_{ho}} \cdot U_h(n, T_{ho})[1 - U_h(n, T_h - T_{h0})] & t \ge t_0 \\ S_t = 2H \cdot m_v \cdot p_0 \cdot U_t \cdot t/t_0 & t \le t_0 \\ S_t' = 2H \cdot m_v \cdot p_0 \cdot U_t' & t \ge t_0 \end{bmatrix}$$

참고 (7-6)

여기서,

U_t : 하중이 점증하는 기간의 평균압밀도(%)

U_t' : 하중이 일정한 기간의 평균압밀도(%)

S_t : 하중이 점증하는 기간의 압밀침하량(cm)

S_t' : 하중이 일정한 기간의 압밀침하량(cm)

$$F(n) = [\frac{n^2}{n^2-1} \ln n - \frac{3n^2-1}{4n^2}] / 1.152$$ (참고 그림 (7-8) 참조)

$$T_{ho} = c_{vh}\, t_o / D_e^2$$

c_{vh} : 수평방향의 압밀계수(cm^2/min)

t_o : 재하시간(압밀개시 후 일정한 하중까지)(min.)

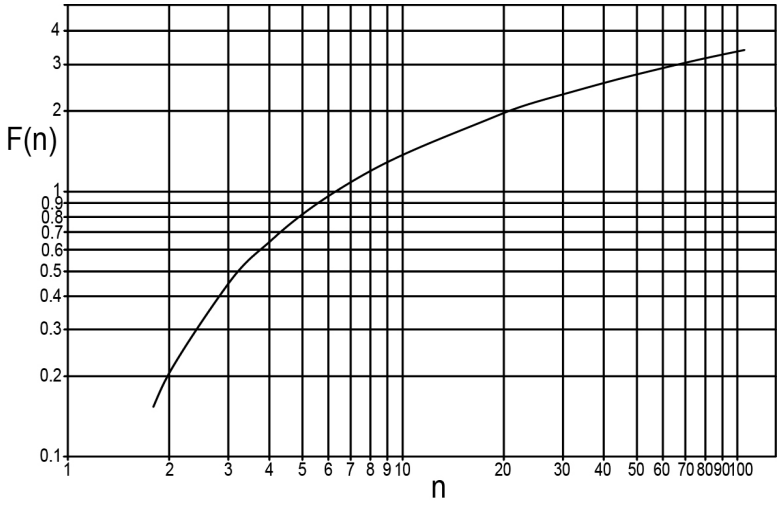
D_e : 유효경(cm)

$2H$: 압밀층 두께(cm)

m_v : 체적압축계수(cm^2/kN)

p_o : 압밀하중(kN/cm^2)

U_h : 일정한 하중시의 압밀도(참고 그림 (7-7) 참조)



참고 그림 (7-8) F(n) – n 의 관계

7-4 심층혼합처리공법

7-4-1 설계의 기본방침

[1] 적용범위

이 설계 방법은 중력식의 방파제, 안벽 또는 호안을 상부 구조물로 하는 지반개량에 적용한다. 지반개량의 형식으로는 블록식 혹은 벽식을 대상으로 한다.

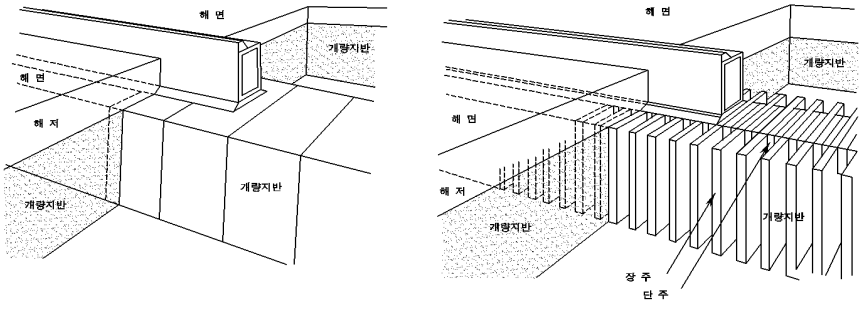
[참 고]

(1) 심층혼합처리공법(深層混合處理公法, deep mixing method, DMM)은 석회, 시멘트계를 주로 하는 분말 형태 혹은 물에 희석한 상태의 화학적 안정제를 지중에 공급하고 연약층의 점성토와 강제적으로 혼합함으로써 포졸란 반응 등의 화학적 고결작용을 이용하여 지반 중에 임의 형상의 견고한 안정처리토를 형성하는 연약지반 개량공법이다.

(2) 심층혼합처리공법에 의한 지반개량의 적용대상은 계선안과 방파제에만 한정되는 것은 아니다. 그러나 현재까지의 항만 공사에 대규모로 적용한 사례는 외국의 경우 콘크리트 케이슨을 상부구조로 하는 안벽 및 호안과 방파제(간막이 방파제포함) 뿐이고 다른 구조양식에 대한 검토 예는 거의 없다. 이 때문에 본 절의 적용범위를 본문과 같이 한정하였다.

(3) 심층혼합처리공법을 항만구조물에 적용하는 경우 처리기계에 의해 지중에 형성되는 말뚝모양의 처리토를 상호 오버랩(overlap)시켜 강성이 큰 지중구조물로 형성시킨다. 이 지중구조물의 형상은 적용하는 지반의 특성 또는 상부구조물에 의해서 결정되는데, 참고 그림 (7-9)에 나타난 블록식과 벽식이 대표적인 개량형식이다.

(4) 벽식 개량은 참고 그림 (7-9)의 (b)에 나타난 바와 같이 긴 벽과 짧은 벽으로 구성되어 있다. 설계의 기본적인 생각은 긴 벽을 통해서 상부구조물에 의해 발생한 외력을 지지지반에 전달시키고, 짧은 벽은 개량지반의 일체성을 높이는 것을 목적으로 하고 있다.
벽식 개량은 블록식 개량과 비교해서 검토된 예가 적으며 설계법 그 자체에도 불명확한 점이 많으므로 본 절에서는 지지층까지 지반개량을 행하는 “착저식(着底式)”의 설계법만을 기술한다.



(a) DMM Block식 (b) DMM 벽식

참고 그림 (7-9) 심층 혼합처리 공법의 대표적인 형식

[2] 기본 개념

심층혼합 처리공법에 의한 개량지반 설계 시에는 외부 안정, 내부 안정 및 개량체의 변위 검토를 기본으로 한다.

[해 설]

(1) 용 어

여기서 사용되는 주된 용어의 의미는 다음과 같다.

안정처리토 : 심층혼합 처리공법에 의해서 만들어지는 개량토

개 량 체 : 처리토에 의해 지중에 형성되는 일종의 구조물
(벽식 개량에선 긴 벽 사이의 미개량토도 포함)

외부안정 : 개량체와 상부구조물이 일체화되어 강성체로서 거동하고 파괴에 이르는 과정의 안정 검토

내부안정 : 외적으로 안정한 개량지반의 내부 파괴의 검토

착 저 형 : 연약지반을 지지층까지 개량하여 외력의 대부분을 지지층에 전달시키는 개량 형식으로 개량체가 지지층까지 도달하는 형식

부 상 형 : 개량체의 하부에 연약층을 남기는 개량 형식으로 개량체가 연약층 중간에 떠있는 형식

(2) 심층혼합처리공법에 의한 처리토는 원지반의 흙에 비해서 강도 및 변형계수가 현저히 크고 파괴시의 변형량은 현저하게 작아진다(사사창명 외, 1980). 따라서 처리토에 의해 만들어지는 개량체는 일종의 구조물로 볼 수 있다. 그 때문에 통상 지반의 안정처리방법과는 달리 구조물 전체로서의 안정(외부안정) 검토와 구조물 자체의 내력(내부안정) 검토 및 개량체의 강성체로서의 침하, 수평변위, 회전 등에 대해 검토한다.

[참 고]

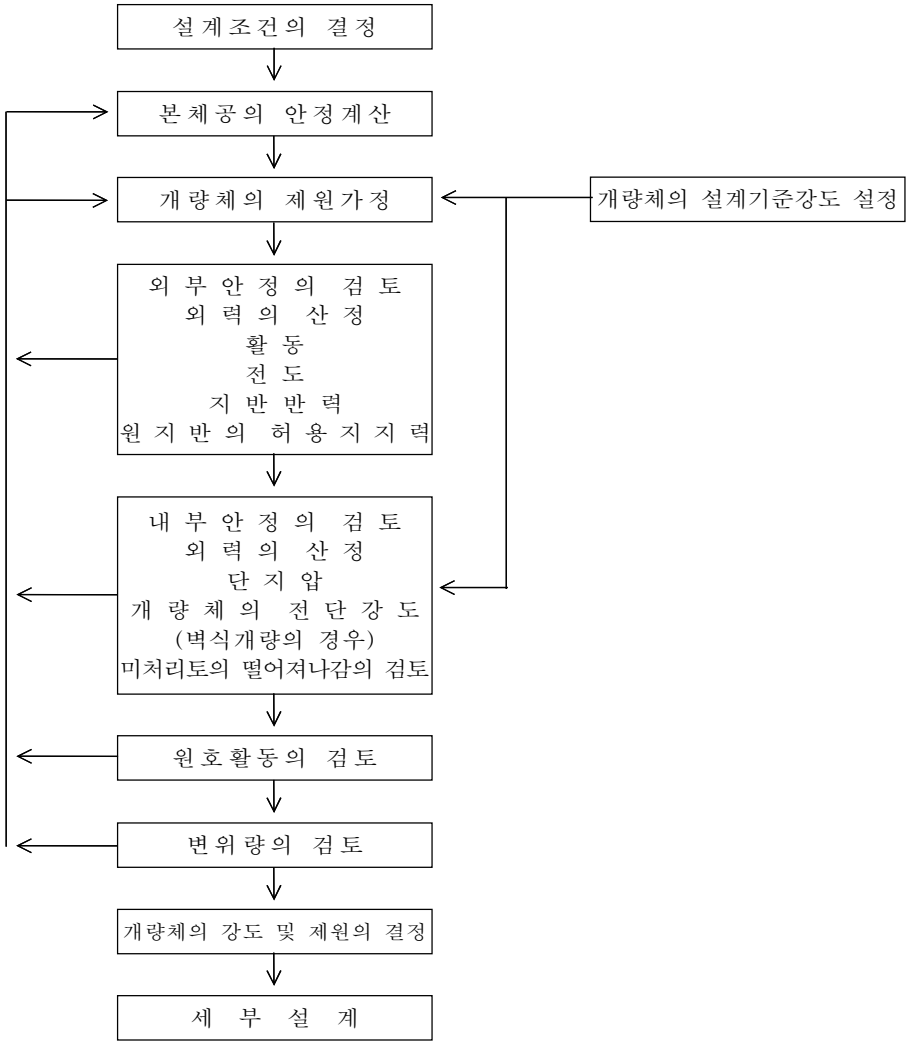
심층혼합처리공법의 설계는 참고 그림 (7-10)과 같은 순서로 한다. 다만 아래사항을 고려하여 수행한다.

(1) 심층혼합처리공법은 개량체의 제원을 한 번에 결정하는 방법이 없으므로 설계검토는 안정조건을 만족하고 가장 경제적인 단면이 결정될 때까지 반복해서 계산한다.

(2) 벽식은 긴 벽, 짧은 벽의 제원을 결정할 필요가 있다. 벽식 개량의 벽은 처리기계에 의해서 형성되는 안정처리토의 기둥을 중첩시켜 만들기 때문에 벽의 단면은 임의로 결정되는 것이 아니고 사용될 시공기계에 의해 정해지는 것을 고려한다.

(3) 벽식 개량에는 긴 벽 사이의 미개량토가 남아 있어, 내부안정 검토 시에는 개량체의 내부응력의 검토 외에 벽사이의 미개량토가 밀려나가는 파괴에 대한 검토가 필요하다.

(4) 본체공의 설계조건은 설계진도를 제외하면 개량체의 제원과 무관하게 결정한다.
안전측면에서 본체의 설계진도에서는 개량 않은 지반상의 구조물로 생각해도 좋다. 그러나 때문에 본체공이 불필요하게 크게 되어 또 다시 본체공의 개량체의 제원의 제약조건으로 되어 비경제적인 단면이 되는 경우도 있다. 따라서 필요에 따라 지진응답해석 등을 실시하고 본체의 설계진도를 수정할 수가 있다.



참고 그림 (7-10) 심층혼합처리공법의 설계흐름도(일본항만협회, 1999)

7-4-2 안정처리토

[1] 안정처리토의 배합설계법

안정처리토의 배합설계는 현지시험 또는 실내배합시험을 실시하고 결정한다.

[해 설]

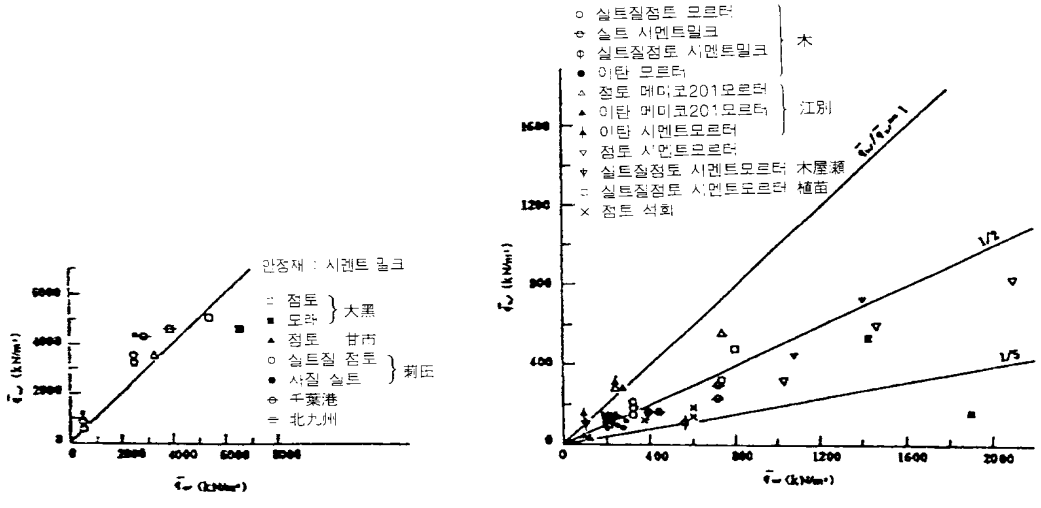
안정처리토의 강도는 흙의 물리적 성질, 화학적 성질, 안정재의 특성, 혼합조건과 양생조건 등의 영향을 받는다. 또 처리기계의 종류가 여러 가지이고 기종에 의해서 안정재의 물/시멘트비가 제약을 받는다. 이 때문에 안정처리토의 배합설계는 현장시공과 동일조건 아래서 시행하며, 현장시험 또는 실내배합 시험을 실시하고 결정한다.

[참 고]

(1) 비교설계의 단계에서는 기존의 시공사례에 의해 강도를 설정할 수 있다.

(2) 실내 배합시험에서는 설계 검토의 대상이 되고 있는 점성토가 표준적인 시험조건 아래에서 발휘할 수 있는 강도의 지표를 주는 것으로서, 현장에서 발휘되는 강도를 직접 주는 것은 아니다. 실내 배합시험 결과에서 현장 강도를 예측하는 경우에는 실내 배합강도와 현장 강도의 상관관계에 관한 기존 데이터를 충분히 검토하여 선정할 필요가 있다(寺師昌明 外, 1983). 일반 포틀랜트 시멘트, 석회 등 초기강도가 큰 안정재를 이용한 경우, 기존의 데이터를 참고 그림 (7-11)에 나타내었다.

(3) 시공 조건이 엄격한 경우 또는 과거에 사용한 실적이 있는 시공기계를 이용하는 경우는 현장시험을 실시하는 것이 바람직하다. 특히 중첩되는 부분의 강도를 고려하는 경우에는 현장시험에 있어서도 복수의 안정처리토의 말뚝본체를 서로 중첩시켜 시공한다.



(a) 해상시공예 (b) 육상시공예

참고 그림 (7-11) 실내 배합강도의 평균치 $\overline{q_{ul}}$과 현장 배합강도의 평균치 $\overline{q_{ul}}$의 관계

[2] 개량체의 허용응력도

개량체의 내부응력의 검토를 위해서 적절한 허용응력을 설정한다.

[참 고]

(1) 설계기준강도 σ_{ca}는 일축압축강도를 기준으로 하고 식 참고 (7-7)에서 구한다.

$$\sigma_{ca} = \frac{1}{F}(\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \overline{q_{uf}}) \qquad \text{참고 (7-7)}$$

여기서,

σ_{ca} : 허용압축응력(kN/㎡)
F : 안전율
α : 단면유효계수
β : 중첩 부분의 신뢰도 계수
γ : 현장 강도계수
$\overline{q_{uf}}$: 현장 처리토의 일축압축강도의 평균치(kN/㎡)

(2) 개량체의 내부응력은 허용전단응력 τ_a와 허용인장응력 σ_{ta}로 나타난다.

$$\tau_a = \sigma_{ca} \,/\, 2 \qquad \text{참고 (7-8)}$$

$$\sigma_{ta} = 0.15\sigma_{ca} \leqq 200\text{kN/m}^2 \qquad \text{참고 (7-9)}$$

(3) 개량체의 설계계산에서 개량체는 균질한 강도를 가진 강체로 가정하고 있으나 실제의 시공에서는 안정처리토의 말뚝 본체를 중첩시켜서 개량체를 형성하기 때문에 사용하는 시공기계 및 중첩의 시공방법에 의해서 상당히 불균일한 안정처리토가 지중에 형성된다. 식 참고 (7-7)에 나타난 안전율 및 계수는 안정처리토를 균질한 강도의 지반으로 고려할 수 있는 저감계수로서 이 계수를 설정하는 경우에 고려하는 방법은 아래와 같다.

① 재료의 안전율 F

허용압축응력 σ_{ca}는 일축압축강도를 기본으로 하기 때문에 크리이프(creep), 반복재하의 영향을 고려함과 동시에 구조물의 중요성, 하중의 종류, 설계계산방법 및 재료의 신뢰성을 고려하여 적절한 값을 선정하여야 한다. 설계 예에서는 상시 3.0, 지진 시 2.0을 사용하는 경우가 많다.

② 단면유효계수 α

복수의 교반날개를 갖는 시공기계로 개량을 하는 경우의 개량체에서는 참고 그림 (7-12)와 같이 개량체의 단면은 복수의 원주를 구성하게 된다. 또한 블록식 개량 및 벽식개량에서는 참고 그림 (7-13)과 같이 말뚝 본체의 안정처리토를 중첩시켜서 개량체를 형성하므로 중첩 부분은 다른 곳보다 접합부분이 좁게 된다. 단면유효계수 α는 미처리 부분을 보정하기 위한 계수이다.

이 계수를 구하는 방법은 대상으로 하는 외력의 방향 또는 종류(압축, 인장, 전단)에 따라 다르다. 예를 들어 연직방향에 연하여 작용하는 전단력 또는 접합부분에 대해 직각으로 작용하는 응력을 고려하는 경우는 가장 좁아지는 접합부분에 응력이 집중한다고 생각하는 것이 안전측이 된다. 한편 연직방향에 작용하는 수직응력을 고려하는 경우는 원주의 전면적이 유효하게 움직인다고 생각하여도 좋다. 여기서 전자의 방법을 유효 폭에 의한 단면유효계수 α_1, 후자의 방법을 유효단면적에 의한 단면유효계수 α_2로 한다.

가. 유효 폭에 의한 단면유효계수 α_1

유효 폭에 의한 α_1 은 식 참고 (7-10)과 식 참고 (7-11)에 의해 구한 값 중 작은 값으로 한다.

㉮ 시공기계에 의해 결정하는 경우

참고 그림 (7-12)에서 시공기계의 축간 폭을 D_x 및 D_y로 하고 원주가 겹쳐진 길이를 ℓ_x 및 ℓ_y로 하면 시공기계에 의해 결정되는 α_1 은 식 참고 (7-10)에 의해 구하며 이들 중 작은 값으로 한다.

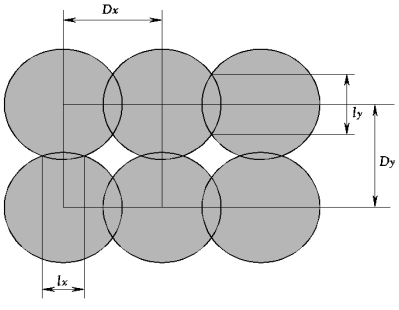
$$\alpha_1 = \min\left(\frac{\ell_x}{D_x}, \frac{\ell_y}{D_y}\right) \qquad \text{참고 (7-10)}$$

㉯ 중첩에 의해 결정하는 경우

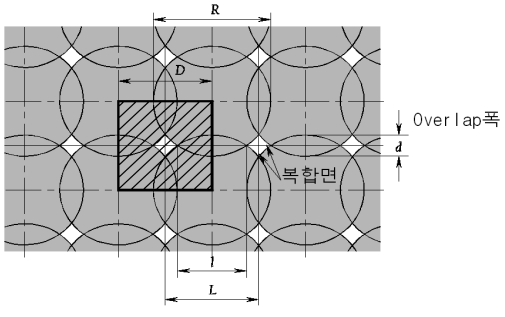
참고 그림 (7-13)에서 D는 축간 폭, R은 교반날개의 직경, d는 중첩 폭으로 하면 중첩에 의해 결정하는 α_1 은 식 참고 (7-11)에 의해 구한다.

$$\alpha_1 = \frac{1}{\mathrm{D}}\sqrt{2 \cdot R \cdot D - d^2} \qquad \text{참고 (7-11)}$$

최소 중첩 폭 d는 시공정밀도와 시공능력을 고려하여 25cm로 하고 있는 예가 많다.



참고 그림 (7-12) 처리기 고유의 유효 폭



참고 그림 (7-13) 접합면(일본항만협회, 1999)

나. 유효면적에 의한 단면유효계수 α_2

유효면적에 의한 단면유효계수 α_2 는 식 참고 (7-12)에 의해 구한다.

$$\alpha_2 = \frac{A_2}{A_1} \qquad \text{참고 (7-12)}$$

여기서,

A_1 : 참고 그림 (7-13)의 굵은 선으로 둘러진 면적

A_2 : 참고 그림 (7-13)의 사선으로 나타내는 면적

③ 중첩부 신뢰도계수 β

중첩부는 이미 경화하기 시작하고 있는 안정처리토의 말뚝 본체에 새로운 말뚝 본체를 결합하기 위하여 그 부분의 시공정도 및 강도의 저하를 고려할 필요가 있다. 중첩부 신뢰도계수는 중첩면의 강도와 개량체의 강도의 비이며, 기존의 말뚝 본체와 결합시키기까지의 시간간격, 처리장비의 교반능력, 안정재의 토출법 등에 따라 다르지만, β =0.8~0.9 정도로 설정해도 좋다.

④ 현장강도계수 γ

현장에서 타설된 안정처리토를 샘플링한 후 일축압축강도를 조사해 보면 상당한 편차가 확인된다. 현장강도계수는 이 편차를 고려하는 계수이다.

(4) 실내 배합시험과 현장처리토의 강도

현장안정처리토의 일축압축강도의 평균 $\overline{q_{uf}}$는 실내 배합에 의한 공시체의 일축압축강도의 평균치 $\overline{q_{ul}}$로부터 식 참고 (7-13)으로 산정된다.

$$\overline{q_{uf}} = \lambda \overline{q_{ul}} \qquad \text{참고 (7-13)}$$

보통포틀랜드시멘트 또는 고로시멘트를 안정재로 사용하는 해상공사에서는 $\lambda = 1$ 로 보아도 좋다 (참고 그림 (7-11) 참조). 그러나 실내배합시험에서 구한 강도와 현장에서 구한 강도의 관계는 일반적으로 안정재의 종류, 대상토의 종류, 시공조건, 양생환경, 비교하는 재령 등 많은 인자에 의해 좌우된다.

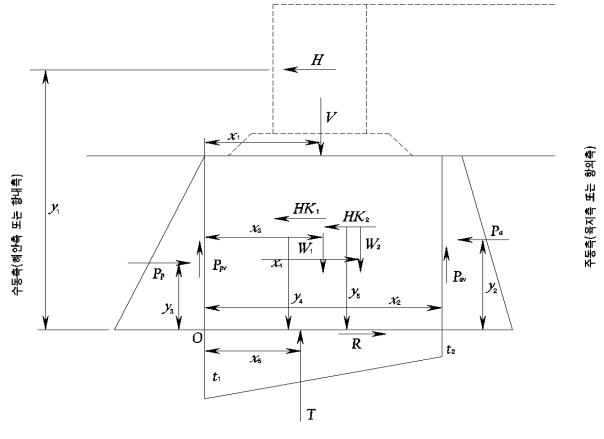
(5) 각각의 계수 값을 어느 값으로 설정을 하는가에 대해서는 이들 계수의 값은 독립된 값이 아니라 상호 밀접한 관계가 있으므로 쉽게 결정하는 것은 어렵다. 과거의 사례를 조사해 보면 허용압축응력도와 실내강도의 비가 1/6에서 1/10 정도라고 하는 예가 많다.

7-4-3 개량체에 작용하는 외력

개량체에 작용하는 외력은 외부안정, 내부안정 및 개량체의 변위에 대한 각 검토내용에 따라 적절한 방법에 의해 산정한다.

[참 고]

개량체에 작용하는 외력의 개념도를 참고 그림 (7-14)에 나타냈다.



참고 그림 (7-14) 개량체에 작용 하는 외력(일본항만협회, 1999)

참고 그림 (7-14)에 나타낸 기호는 아래와 같다.

V : 본체공의 자중, 상재하중 등에 의해 개량체에 작용하는 연직력(kN/m)
H : 본체공에 작용하는 토압 혹은 지진시의 관성에 의해서 발생하는 수평력(kN/m)
P_a : 개량체의 주동측(호안에서 육지측, 방파제에서는 항외측)에 작용하는 토압합력(kN/m)
P_{av} : 개량체의 주동측 측면에 작용하는 연직전단력(kN/m)
P_p : 개량체의 수동측(바다쪽 혹은 항내측)에 작용하는 토압합력(kN/m)
P_{pv} : 개량체의 수동측 측면에 작용하는 연직전단력(kN/m)
W_1 : 개량체의 유효중량(kN/m)
HK_1 : 개량체에 작용하는 지진 시 관성력(kN/m)
R : 개량체 저면에 작용하는 전단저항력(kN/m)
T : 개량체 저면에 작용하는 지반반력(kN/m)
t_1, t_2 : 단부의 지반반력강도(kN/m)

다음의 외력은 벽식의 경우만 고려한다.

W_2 : 긴 벽간의 미개량토의 유효중량(kN/m)
HK_2 : 긴 벽간의 미개량토의 지진 시 관성력(kN/m)

또 x, y는 각각의 외력의 작용점과 참고 그림 (7-14)에 나타낸 개량체의 좌측하단(O로 표시)과의 거리를 나타낸다.

(1) 외부안정의 활동, 전도의 검토에서는 저항하는 힘이 어느 정도 여유가 있는가를 조사하는 것이므로, 해당 외력의 값을 취할 수 있는 최대한으로 하고 혹은 최소의 극한상태에서의 값으로 검토해야만 한다(예를 들면 주동측에 있으면 주동토압, 수동측에 있으면 수동토압). 한편, 지지력 검토에 필요한 개량체 저면의 지반반력, 그리고 내부응력의 산출에서 개량체에 작용하는 외력은 균형이 잡혀있는 상태로 검토하여야 한다. 또 지진시의 경우 외력의 성질은 상당히 다르므로 이러한 이유에서 검토하는 항목에 따라 적절히 외력을 설정할 필요가 있다.

(2) 벽식의 개량에는 개량체에 미개량 부분을 포함하고 있으므로 검토항목에 따라 외력을 미개량토와 개량토로 분리하여 설정할 필요가 있다.

7-4-4 개량체의 외부안정

(1) 개량체는 활동에 대해서 충분히 안전하여야 한다.
(2) 개량체는 전도에 대하여 충분히 안전해야 한다.
(3) 개량체는 개량체 저면의 현지반 지지력에 대해서 충분히 안전해야 한다.

[참 고]

(1) 활동의 안전율은 식 참고 (7-14)로 구한다.

$$F=(P_p+R)/(H+HK_1+HK_2+P_a) \qquad \text{참고 (7-14)}$$

(2) 활동에 대한 안전율은 상시에는 1.2 이상, 지진 시에는 1.0 이상이다.

(3) 전도의 안전율은 식 참고 (7-15)로 구한다.

$$F = \frac{P_a \cdot y_2 + H \cdot y_1 + HK_1 \cdot y_4 + HK_2 \cdot y_5}{P_p \cdot y_3 + V \cdot x_1 + W_1 \cdot x_3 + W_2 \cdot x_4} \qquad \text{참고 (7-15)}$$

(4) 전도에 대한 안전율은 상시에는 1.2 이상, 지진 시에는 1.1 이상이다.

(5) 개량체 저면에 작용하는 R과 T로부터 본편 2-4 편심·경사 하중에 대한 지지력에 규정된 방법으로 현지반의 지지력을 검토한다.

(6) 벽식 개량의 경우 지지력 검토는 단부의 t_1, t_2가 식 참고 (7-16)으로 구한 허용지지력 t_a보다 적게 되는 것을 확인 하는 것이다. 하층의 기초지반이 사질토인 경우 지반의 허용지지력을 구하는 방법은 다음과 같다(寺師昌明 外, 1987).

$$t_a = q_{aq} + q_{ar1} \quad (1/\eta \geq 3 \text{ 인 경우}) \qquad \text{참고 (7-16)}$$

$$t_a = q_{aq} + q_{ar} \quad (1 \leq 1/\eta < 3 \text{ 인 경우})$$

여기서,

$q_{aq} = P_o \cdot N_q / F + P_0$

$q_{ar1} = \gamma' L_1 \cdot N_r / 2F$

$q_{ar2} = \gamma' B \cdot N_r / 2F$

$q_{ar} = q_{ar1} + 0.5(q_{ar2} - q_{ar1})(3 - 1/\eta)$

N_q, N_r : 지지력 계수(본편 2-1 사질토 지반에서의 기초 지지력 참조)

P_o : 기초지반 모래층의 유효 토피압(kN/㎡)

γ' : 기초지반 모래층의 유효 단위체적중량(kN/㎥)

F : 안전율(평상시에는 2.5 이상, 지진 시에는 1.5 이상)

η : $\dfrac{L_1}{L_1 + L_s}$

L_1 : 장벽의 기준선방향 길이(m)

L_s : 단벽의 기준선방향 길이(m)

B : 개량 폭(m)

하층지반이 사질토 이외의 경우 허용지지력은 상기(1)의 방법에 의한다.

7-4-5 내부 안정의 검토

외력에 의해 개량체에 생기는 응력은 안정처리토의 허용전단응력 및 허용인장응력을 초과해서는 안 된다.

[참 고]

(1) 안정처리토의 허용응력은 본편 7-4-2[2] [참고](2)허용응력 규정에 따른다.

(2) 본편 7-4-3 개량체에 작용하는 외력의 조건에서 개량체를 탄성체로하고 내부응력을 구한다.

7-4-6 흙의 압출 검토

벽식개량의 경우는 긴 벽 사이에 있는 미개량토의 압출에 대해서 검토한다.

[참 고]

(1) 긴 벽 사이의 미개량토의 압출에 대한 안전율은 식 참고 (7-17)에 의해 구한다. 그러나 F_1이 최소가 될 때까지 D_1을 변화시켜서 반복 계산한다.

$$F_1 = [2(L_s + D_1)\, c_u\, B + P_p'] / (P_a' + k_h \gamma_2\, B\, D_1\, L_s + h_w\, \gamma_w\, D_1\, L_s) \qquad \text{참고 (7-17)}$$

여기서,

D_1 : 짧은 벽 하단에서 검토단면까지의 깊이(m)

c_u : 미개량토의 평균전단강도(짧은 벽 하단과 검토단면의 중간 깊이)

γ_2 : 미개량토의 단위체적중량(공기중 중량)(kN/㎥)

k_h : 설계진도

h_w : 잔류수위

γ_w : 해수의 단위체적중량(kN/㎥)

P_a', P_p' : 긴 벽 사이의 미개량토에 작용하는 주동 혹은 수동토압 합력(kN)
(짧은 벽 하면에서 D_1까지의 깊이)

(2) 압출 파괴에 대한 상기의 검토방법은 상당히 안전측의 값을 주는 것으로 실험적으로 확인되고 있다. 그러므로 필요로 하는 안전율은 보통 1.2 이상, 지진 시는 1.0 이상으로 한다.

7-4-7 원호활동의 검토

개량체는 원호활동에 대해 충분히 안전하여야 한다.

[참 고]

(1) 원호활동의 검토는 본편 6-2-1 원호활동면에 의한 안정해석에 따라서 검토한다.

(2) 개량체의 강도는 크기 때문에 일반적으로 개량체를 통과하는 원호활동의 검토는 생략하여도 좋다.

7-4-8 변위량의 검토

개량 지반체가 부상형 또는 착저형인 경우에도 지지층의 하부에 점성토가 존재하고 있을 때에는 측방이동 또는 압밀에 의한 변위(수평, 연직)를 검토한다.

[참 고]

(1) 개량체가 부상형인 경우 측방이동 혹은 압밀에 의한 변위가 예상되는데, 이들의 변위를 검토하고 이용상 지장을 초래하지 않는 대책을 사전에 검토한다.

(2) 개량체의 활동에 대한 안전율 또는 원호활동의 안전율에 여유가 있으면 측방이동 등에 의한 즉시변위량은 일반적으로 적으므로 측방이동에 대한 검토 필요성은 이들의 안전율에 의해서 판단할 수가 있다. 또 개량체 바로 밑의 미개량토의 층 두께가 일정하고 수평방향의 이동이 이용상 지장이 없는 범위라고 판단되는 경우에는 압밀침하량만을 검토하여도 좋다.

(3) 개량체가 착저형으로 되어도 지지층 아래에 점성토층이 존재할 경우에는 재하에 의한 압밀침하 등의 변형이 염려되므로 신중한 검토가 필요하다.

7-4-9 강도열화 및 지반환경오염에 대한 대책

지반개량재를 사용함으로써 염분, 유기물 등에 의한 강도열화현상이 발생되지 않도록 하여야 하며, 해수 및 지하수의 오염, 지반오염 등의 지반환경문제가 발생될 수 있으므로, 환경영향성평가시험 결과를 통해 지반개량재료를 선정하여야 한다.

[참 고]

(1) 해수에는 염소이온, 황산염이온, 마그네슘이온, 나트륨이온 등 많은 종류의 염류와 장기간 퇴적된 유기물질(보통 부식상태인 흄산으로 존재)이 다량으로 함유되어 있으며, 이 염류와 유기물질은 시멘트의 고화작용에 악영향을 미치며, 시멘트 그라우팅을 열화, 침식시킨다. 따라서 보통시멘트만을 사용해 이러한 대상토를 고화시킬 경우 이상의 특성으로 인해 충분한 고화효과가 나타나지 않고 강도 발현 성능이 매우 낮다. 그러므로 해성점토지반의 지반개량 시에는 일반적으로 보통포틀랜드시멘트 대신 내해수성, 화학저항성이 우수한 시멘트를 사용하거나 보통포틀랜드시멘트에 제2첨가제를 사용하고 있다(천병식, 1998).

(2) 지반개량재로서 시멘트를 사용함으로써 해수 및 지하수의 오염, 지반오염 등의 지반환경문제가 발생될 수 있으므로, 반드시 Cr^{6+} 용출시험, 어독성시험 등의 환경형향성 평가시험을 실시하여 그라우팅재료를 선별하여 사용하여야 하며, 그라우팅 시공 시 미반응, 유수에 의한 희석, 유실되는 일이 없도록 품질관리에 유의하여야 한다(천병식, 2001).

7-5 모래다짐말뚝(sand compaction pile) 공법

7-5-1 모래다짐말뚝(sand compaction pile) 공법(사질토 지반을 대상으로 하는 경우)

사질토를 다지기 위한 모래다짐말뚝 공법의 설계는 대상지반의 특성 및 시공방법의 특징을 충분히 고려하고 기존의 시공실적 또는 시험시공의 결과에 따라 시행한다. 충분히 신뢰할만한 기존 실적이 없는 경우나 실트를 많이 포함한 흙의 경우에는 시험시공에 의해 설계를 하며, 시험시공계획은 간극비에 의한 다짐도 검토, 실적 등을 종합적으로 판단하여 결정한다.

[참 고]

(1) 개량의 목적

느슨한 지반의 개량 목적은 ① 액상화 방지를 위한 강도 개선, ② 잔류침하량 감소, ③ 사면의 안정과 지지력 개선 등 세 가지로 크게 구별된다. 액상화의 예측, 판정은 간단하게는 모래의 N값으로 행하고 그 결과로 판정이 곤란한 경우에는 진동삼축시험결과를 이용한 해석이 가능하다. 그리고 액상화 대책으로써 다짐을 시행할 경우에는 제2편 11-2 액상화의 예측, 판정에 의해서 모래지반의 N값이 분명하게 액상화 되지 않는다고 판단될 값이 되도록 필요한 범위로 다짐한다. 모래지반의 침하량 저감에 대해서는 탄성론에 근거하여 침하량을 계산한다(본편 5-2 즉시침하 참조). 계산에 필요한 지반정수에는 탄성계수와 포아송비가 있다. 포아송비는 통상 1/3 정도의 값이 사용되고, 탄성계수는 표준관입시험 결과의 N값, 평판재하시험 결과 또는 더치콘의 q_c 값을 사용하여 추정한다. 실용적으로는 이와 같은 원위치 시험 결과를 직접 쓰는 계산식도 제안되고 있다. 지지력이나 사면안정이 문제가 되는 경우에는 계산을 위해 내부마찰각이 필요하다(본편 제2장, 제6장 참조). 어느 경우에도 설계계산에 필요한 대표적인 지반의 특성은 입도와 N값 또는 q_c값이 되고 시공관리에서는 N값이 많이 사용된다.

(2) 다짐 효과에 대해 영향을 미치는 요인

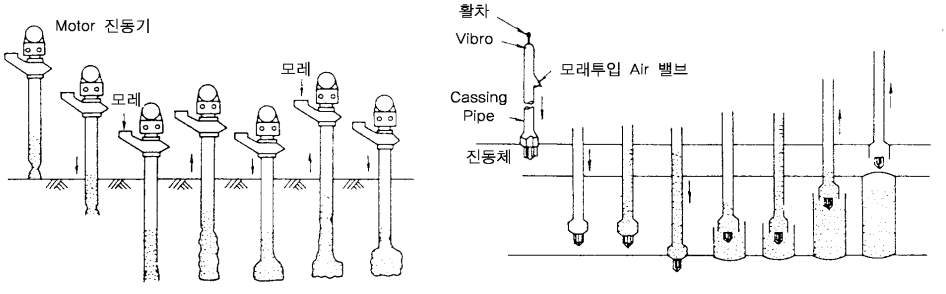
느슨한 사질토의 심층에 이르는 다짐은 표층에서 진동이나 충격을 주어도 충분히 달성되지 않는 것이 많다. 통상적인 방법은 느슨한 모래지반에 모래나 돌기둥, 혹은 특수한 진동봉을 압입함과 동시에 주변지반에 진동을 가하는 것이다. 본 편에서는 전자를 모래다짐말뚝공법으로 일괄해서 본 절에 서술하고 후자를 로드콤팩션(rod compaction)공법과 바이브로플로테이션(vibro floatation)공법으로 구분하여 각각 본편 7-6, 본편 7-7에 서술한다. 어느 공법이라도 다짐정도는 여러 가지 요인에 의해 지배된다.

이 때문에 이론적인 계산만으로 다짐의 효과를 예측하기는 쉽지 않고 예측에 있어서는 다짐 실적에 따른 자료가 필요하다. 또 시험시공의 실시로 시공조건의 정밀도를 보다 향상시키는 것도 고려할 필요가 있다. 다짐효과에 영향을 주는 요인은 아래와 같다(mitchell, 1981).

① 대상토의 특성(입도분포 및 입경 74μm 이하의 세립분 함유량)
② 포화도와 지하수위
③ 개량전 대상토의 상대밀도
④ 개량전 대상토층의 초기지중응력(토피압 등)
⑤ 개량전 대상토층의 골격 구조와 고결의 정도
⑥ 진동을 가한 지점에서의 거리
⑦ 보충모래의 성질
⑧ 개량공법의 특성(시공기계의 종류, 기계의 진동능력, 시공 방법, 기술자의 숙련도, 기타)

(3) 시공 방법의 종류와 특징

모래다짐말뚝공법의 시공순서를 참고 그림 (7-15)에 제시했다. 먼저 케이싱을 시공기계 상부의 가진기로 진동시키면서 소정의 깊이까지 압입한다. 케이싱 파이프 내에 모래를 공급하고 케이싱을 상승시키면서 일정길이의 모래말뚝을 지중에 압입한다. 다음에 이 모래말뚝을 다짐하기 위해서 케이싱을 진동시키거나 케이슨 하단의 바이브로플로트(vibro float)를 진동시키면서 두 번째 관입시켜 모래말뚝 직경을 지중에서 확대시킨다. 이 작업을 지표면 혹은 소정의 깊이까지 반복하면 하나의 모래다짐말뚝이 형성된다. 즉, 진동에 의한 주변지반의 압축과 다짐 모래말뚝의 압입으로 느슨한 모래지반을 개량하는 것이다. 이 범주에 속하는 공법으로는 바이브로콤퍼저(vibro composer)공법, SSP공법, NTK 콤팩션공법, OFB공법 등이 있다. 다음 절에서 서술하는 로드콤팩션(rod compaction)공법이나 바이브로플로테이션(vibro floatation)공법에 비해서 일반적으로 큰 다짐 효과를 발휘하는데 주변에 미치는 영향도 크다. 각종 다짐공법의 실시에 의해서 기존의 주변구조물에 미치는 영향에 있어서는 기존의 실시 예를 참고한다.



(a) 바이브러콤퍼저(Vibro Composer)공법 시공 순서　　(b) SSP 시공 순서

참고 그림 (7-15) 시공 방법도

(4) 시공실적에 의한 설계

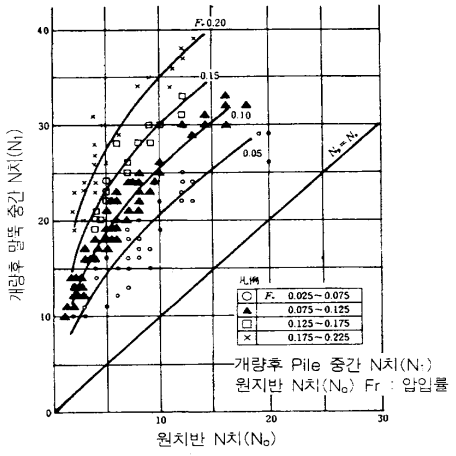
대상지반의 특성, 모래다짐말뚝(sand compaction pile)공법의 타설밀도, 개량전후의 지반 N값의 관계 등에 대하여 충분히 신뢰할만한 시공실적이 있는 경우에는 이것을 기초로 해서 개량공의 설계를 할 수가 있다.

① 바이브로콤퍼저(vibro composer)공법에 있어서는 본 항에 나타난 바와 같이 많은 시공실적이 정리, 공표되어 있으므로 이 방법을 사용하여 느슨한 모래의 다짐설계를 수행할 수 있다. 다른 다짐방식에서도 동일한 자료가 정리되어 있는 경우에는 설계에 사용할 수 있다.

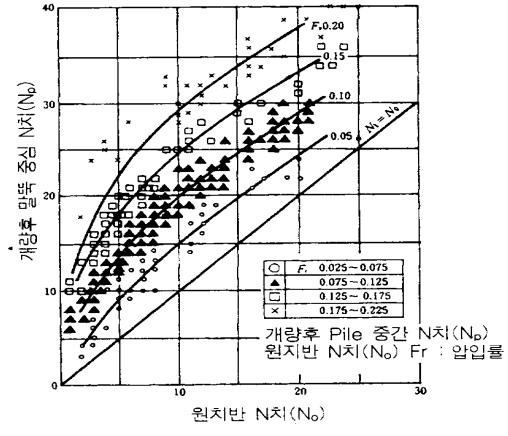
② 세립분 함유량의 영향

세립분 함유량이 20% 이하인 지반에서 모래다짐말뚝공법의 시공실적을 근거로 모래의 원지반 N값(N_o)과 개량후의 모래말뚝 중간위치에서의 N값(N_1) 사이의 관계를 모래의 압입률 F_V를 매개체로 하여 참고 그림 (7-16)에 제시하였다. 세립분 함유량이 20%를 초과하는 모래지반에 대하여 개량후의 모래말뚝중심(말뚝심)에서의 N값(N_p)은 참고 그림 (7-17)에 나타냈다.

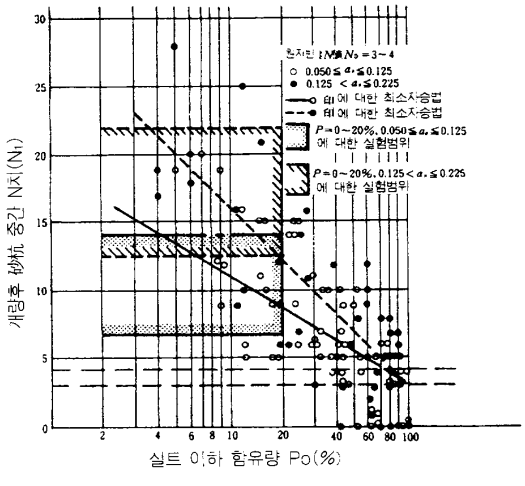
모래지반의 N값이 3~ 4인 느슨한 모래지반에서의 시공실적을 근거로 실트 함유량과 개량 후 모래말뚝 중간에서의 N값에 대한 관계도를 참고 그림 (7-18)에 제시했다. 실트 함유량이 많아지면 개량에 의한 N값의 증가가 적고 또 결과의 편차가 크다. 따라서 세립분의 함유량이 많은 흙에서는 본편 7-5-1 [참고](5)의 시험시공에 의해 설계를 하는 것이 바람직하다.



참고 그림 (7-16) 원지반 N치와 개량 후 모래말뚝 중간위치에서의 N치 관계(세립분≤20%)



참고 그림 (7-17) 원지반 N치와 개량 후 모래말뚝 중심에서의 N치관계(세립분≥20%)



참고 그림 (7-18) 실트 함유량이 개량 후 모래말뚝 중간위치의 N치에 미치는 영향

(5) 시험시공에 의한 설계

충분히 신뢰할 수 있는 기존실적이 없는 경우 또는 실트를 많이 포함한 흙의 경우에는 시험시공에 의해 설계를 하는 것이 바람직하다. 시험시공의 계획은 간극비에 의한 다짐도의 검토, 실적 등을 종합적으로 판단하여 결정하여야 한다.

① 시험시공 계획

충분히 신뢰할 수 있는 기존실적이 없는 시공 방법으로 개량할 경우나 실트를 많이 포함한 흙의 경우에는 본편 7-5-1 [참고](4)의 시공실적에 의한 설계에 나타난 방법으로 설계하는 것이 어렵고 또 그 신뢰성이 낮으므로 시험시공에 의한 설계를 하는 것이 바람직하다.

② 목표 간극비에 의한 다짐도 검토

N값과 간극비 사이의 관계를 이용하여 원지반 간극비와 필요 간극비가 추정되면 원지반의 간극을 보충하기 위해 필요한 모래량(보급사량)을 계산으로 구할 수 있다.

③ 모래의 N값과 간극비의 관계

모래다짐말뚝공법의 설계는 설계값으로 주어진 N값과 간극비 e 사이의 관계를 필요로 한다. 설계에는 통상 유효토피압, 상대밀도(D_r), 통과중량 60%에 해당하는 입경(D_{60}) 및 모래의 균등계수 U_c(= D_{60}/D_{10})를 매개로 한 관계가 사용된다(참고 그림 (7-20) 참조). 그 밖에 토질특성의 상관관계는 제2편 제9장 지반을 참조한다.

④ 간극비의 추정

대책공법의 설계 시점에서는 사전 지반조사의 결과로 최소한 원지반의 N값(N_o), 입도분포, 입자형상은 알고 있으므로, 일반적으로 참고 그림 (7-20)을 이용하여 원지반의 간극비 e_o를 추정한다. 같은 방법으로 소요 N값을 이용하여 말뚝 사이에 요구되는 소요간극비 e를 구할 수가 있다.

원지반 토질조사로부터 원지반 N값 N_o, 상부공의 조건에 따라 개량 후 목표 N_1을 구한다.

step1

세립분 함유율 F_c(%)에 따라 e_{max}, e_{min}을 아래 식으로 구한다.

$$e_{max} = 0.02F_c + 1.0$$

$$e_{max} = 0.008F_c + 0.6$$

step2

원지반 N값, N_o 및 구속압 σ_v(kN/㎡)로부터 상대밀도 D_{ro} 및 e_o를 구한다.

$$D_{ro} = 21\sqrt{100 \cdot N_0/(\sigma_v+70)}\ (\%)$$

$$e_0 = e_{max} - \frac{D_{ro}}{100}(e_{max} - e_{min})$$

step3

세립분에 의한 증가 N값에 대한 저감률 β를 구한다.

$$\beta = 1.0 - 0.5\log F_c (F_c > 1.0)$$

step4

저감률 β를 고려하여 세립분이 없다고 할 때의 계산 N값 N_1으로 보정 N값 N_1'을 구한다.

$$N_1' = N_0 + (N_1 - N_o)/\beta$$

step5

N_o을 N_1으로 바꾸어 step 2의 식으로 e_1을 구한다.

step6

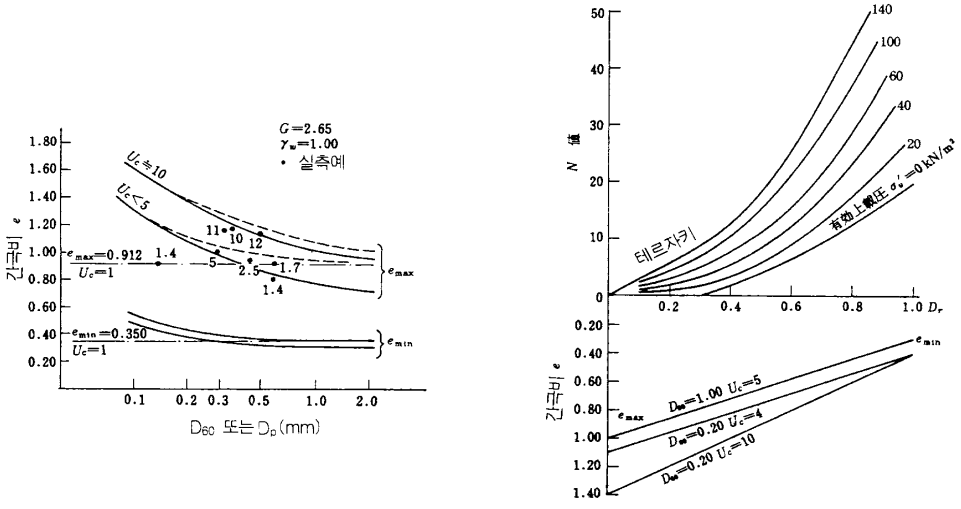
e_o, e_1으로부터 $a_s = (e_o - e_1)/(1 + e_o)$에 의해 개량을 a_s를 구한다.

step7

식 $a_s = \frac{A_s}{x^2}$ 또는 식 $a_s = \frac{2}{\sqrt{3}}\frac{A_s}{x^2}$에 의해 a_s로부터 개량 pitch를 구한다.

A_s는 모래 말뚝의 단면적

참고 그림 (7-19) 모래다짐말뚝공법의 설계 순서



참고 그림 (7-20) N- D_r- e 사이의 관계

⑤ 보충할 모래의 부피

가. 보충할 모래의 부피는 식 참고 (7-18)에 의해 구할 수 있다.

$$v = (e_0 - e) / (1 + e_0)$$ 참고 (7-18)

여기서,

v : 원지반 단위 체적당 필요 보충할 모래량(압입률) (m^3/m^3)

e_o : 원지반의 간극비

e : 개량지반(말뚝사이)의 필요 간극비(평균값)

식 참고 (7-18)의 의미는 다짐 전후로 지반의 체적이 불변하면 지반 1m^3 중에 체적 v의 보급재료를 압입하는 것으로 간극의 체적이 감소하고 말뚝간의 평균 간극비는 e가 된다는 뜻이다. 즉 모래말뚝의 타설에 의한 배제효과만이 계산되고 타설 시의 진동에 의한 다짐효과는 고려되어 있지 않다. 한편, 실제로는 공법에 따라 정도는 다르나 다짐의 과정에서 지반의 융기 또는 침하가 발생하기 때문에 체적불변의 가정은 일반적으로 성립하지 않는다.

나. 개량 후의 N값은 개량 전의 원지반의 N값 및 보충 모래량에 크게 영향을 받지만, 원지반 흙의 입도분포, 토피압 등에도 영향을 받는다. 특히 75μm 미만의 세립분 함유량(F_c)이 큰 경우에는 개량효과가 작게 되므로 참고 그림 (7-19)를 근거로 세립분에 의한 저감율 β를 고려한다.

⑥ 시공간격의 목표

모래말뚝의 시공간격은 식 참고 (7-19)에 의해서 얻을 수 있으나, 기존의 시공실적을 참고로 결정하는 것이 바람직하다.

$$d = a \cdot \sqrt{S / v}$$ 참고 (7-19)

여기서,

d : 모래말뚝의 시공간격

a : 정사각형 배치의 경우 a = 1, 정삼각형 배치의 경우 a= 1.075

S : 모래말뚝 1개의 단위길이당 압입가능 모래량 (m^3/m)

v : 모래의 압입률(m^3/m^3)

모래의 압입률 v를 만족하는 모래말뚝의 직경과 시공간격의 조합은 계산상으로 무수하게 많다. 그러나 1개의 모래말뚝으로 압입되는 모래량에는 한계가 있고, 또 말뚝간의 모래다짐에 관해서는 영향 범위에 한계가 있다. 이 한계값은 시공방법이나 시공기계의 능력에 의해서 변화된다. 이 때문에 시공실적에 따라 적절한 S, d의 범위를 설정할 필요가 있다.

바이브로콤포저(vibro composer)공법의 시공에는 모래말뚝의 마무리 지름을 70cm(S = 0.385(㎥/m))로 하는 것이 많다. 또 지중에 장애물이 없는 경우 모래말뚝의 간격은 1.5~ 3.0m 정도가 적절하다고 하며, 실제로는 1.8~2.2m의 것이 많다. 널말뚝 안벽의 배면에서 타이로드(tie rod) 등의 장애물이 있는 경우는 타이로드의 설치 간격을 감안하여 적당한 배치를 고려할 필요가 있다.

⑦ 세립분이 많은 흙의 다짐도 검토

세립분의 함유량이 많은 흙을 대상으로 다짐할 경우의 말뚝배치 등의 추정법에서는 참고 그림 (7-18)을 기초 자료로 하는 새로운 제안이 제기되고 있다. 이 방법은 기본적으로 참고 그림 (7-20)의 설계방법을 답습한 것이다. 세립분이 많은 모래의 경우 e- D_r 관계를 참고 그림 (7-21)에 제시한 실적 자료로써 추정하고 참고 그림 (7-20)으로 대체한다.

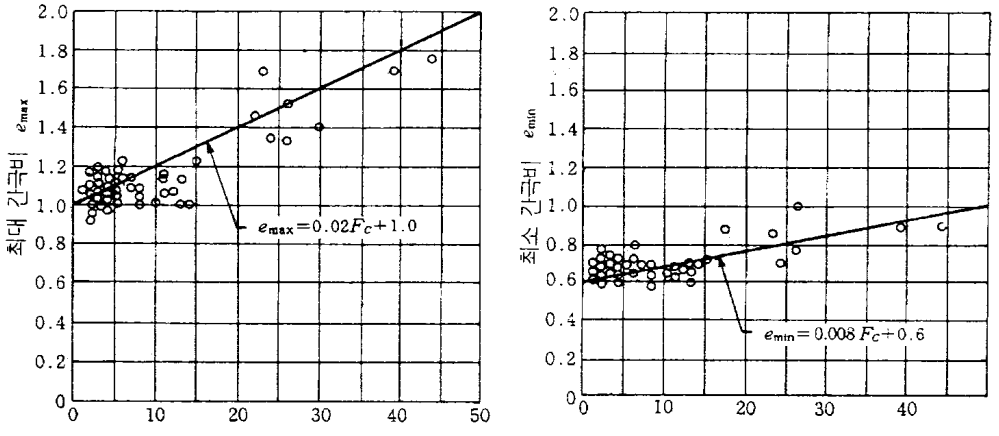
또 N- D_r- σ_v' 의 관계로 아래에 표시한 Meyerhof의 제안식을 쓴다.

$$Dr\,(\%) = 21\sqrt{N / (\sigma_v' + 70)}$$ 참고 (7-20)

여기서 σ_v' 는 유효상재압(kN/m^2)이다.

이상의 관계를 참고 그림 (7-20)의 경우와 마찬가지로 적용하면 개량목표의 N값에 대한 필요한 압입률을 결정할 수 있다. 그러나 사용된 N- D_r- σ_v' 관계가 세립분의 영향을 고려한 것은 아니기 때문에 이 방법에 의해 추정한 N값과 현장실적 값 즉 참고 그림 (7-18)을 비교하여 경험적인 저감계수를 결정하고 있다.

그러나 세립분의 함유량이 많을 경우에는 개량 후에 예측한 효과를 얻지 못하는 경우가 많으므로 이와 같은 방법으로 예측한 개량공의 목표를 기본으로 시험시공을 하는 것이 바람직하다. 시험시공을 할 경우에는 참고 그림 (7-18)을 사용하여 시험시공계획을 세우는 것이 바람직하다.



(a) $Fc \sim e_{max}$ 관계 (b) $Fc \sim e_{min}$ 관계

참고 그림 (7-21) 세립분 함유율 F_c와 e_{max}, e_{min}의 관계

7-5-2 모래다짐말뚝(sand compaction pile)공법 (점성토 지반)

(1) 이 설계방법은 중력식 방파제, 안벽 또는 호안을 상부구조물로 하는 지반개량에 적용한다.
(2) 모래다짐말뚝 공법을 적용하는 개량지반은 연약한 점성토에 강제적으로 모래말뚝을 형성하므로 그 설계는 지반의 복합성 및 시공의 영향을 충분히 고려해야 한다.

[해 설]

(1) 본 절에서 서술하는 설계법의 적용범위는 구조물 하부지반 개량으로 한다. 널말뚝 전면(수동측)의 개량에 있어서는 적용 사례가 적고, 그 개량기구가 명확하지 않으므로 본 절의 적용범위에는 해당되지 않는다.

(2) 점성토 지반을 대상으로 하는 모래다짐말뚝 공법은 점성토 지반을 일정한 간격으로 소정의 심도까지 케이싱을 타설하고 케이싱 내에서 지중으로 모래를 배출하면서 동시에 모래다짐말뚝을 조성하는 것이다. 개량지반의 특성은 ① 모래말뚝의 강도, ② 모래말뚝의 치환율, ③ 구조물에 대한 개량범위의 치환관계, ④ 외부조건(크기, 방향, 하중경로, 재하속도 등), ⑤ 말뚝 사이의 지반강도, ⑥ 말뚝 사이의 지반이 모래말뚝에 끼치는 구속압력, ⑦ 모래말뚝 타설에 의한 개량범위 내외의 교란의 영향, ⑧ 모래말뚝 타설에 의한 지표면의 솟아오름 현상과 그 흙의 특성 그리고 이용 유무 등을 고려해야 한다. 본 공법은 이미 많은 시공실적이 있으나 설계 방법에는 해명되지 않은 점이 많다. 따라서 설계는 지금까지의 실시 예를 참고하여 충분히 신중하게 행하여야 한다.

(3) 시공에 미치는 영향

본 공법은 시공 중 점성토에 대량의 모래말뚝을 압입하므로 원지반의 흙이 강제적으로 횡방향 또는 상방향으로 배제되어 시공범위는 물론 주변의 지반을 교란시켜 강도 저하를 초래한다. 또 원지반 흙의 이동과 케이싱 내의 여분의 모래가 지표에 넘침으로써 지표면이 솟아오른다. 이와 같은 원지반 흙의 이동이 기존 인접구조물에 미치는 영향도 검토할 필요가 있다.

(4) 설계 방법과 토질정수의 선정

복합 지반의 실용적인 안정계산에는 ① 복합지반의 특성을 반영하는 평균 전단강도의 평가식을 기초로 원호활동 계산방법을 준용하는 방법, ② 복합지반을 모래지반으로서 거동하는 부분과 점토지반으로 거동하는 부분으로 편의상 분할하고 각각의 원호활동에 대한 안전율이 일치하도록 외력을 재배분하는 방법이 있다.

후자는 계산이 복잡하고, 시공 예는 거의 전자의 방법으로 설계되어 있다. 이 때문에 여기서는 전자의 설계방법을 중심으로 나타낸다.

[참 고]

(1) 모래말뚝의 재료는 투수성이 좋고, 세립분(74㎛ 이하)의 함유량이 적고, 입도분포가 좋고, 다짐이 쉬우며, 충분한 강도가 기대되고, 케이싱으로부터 배출이 용이한 재료가 적합하다. 개량범위에서 모래말뚝이 차지하는 비율(즉, 치환율)이 적고, 모래말뚝으로 점성토의 압밀촉진을 위한 배수층으로서의 기능을 크게 기대할 경우에는 재료의 투수성과 모래 간극에 이토가 끼이는 현상에 대한 배려가 더욱 중요하지만 강제치환에 가까운 경우에는 투수성에 관한 요구사항이 상대적으로 적게 된다. 따라서 재료의 선정에 있어서는 개량의 목적과 치환율을 충분히 고려하여야 한다.

(2) 복합지반의 전단강도

복합지반의 전단강도 산출 공식은 몇 가지가 있지만, 치환율에 상관없이 실적이 많은 산출식은 아래에 제시한 식 참고 (7-21)이다.

$\tau = (1-a_s)[c_0 + kz + \mu_c \Delta\sigma_z(\Delta c/\Delta p)U] + (\gamma_s z + \mu_s \Delta\sigma_z)\, a_s \tan\phi_s \cos^2\theta$ 참고 (7-21)

여기서,

τ : 활동선 위치에서 발휘되는 평균 전단강도

a_s : 모래말뚝의 치환율

((1개의 모래말뚝의 단면적) / (1개의 모래말뚝이 지배하는 유효 단면적))

$c_o + kz$: 원지반 점토의 비배수 전단강도

z : 연직좌표

c_o : z=0에서 점토의 비배수 전단강도

k : 깊이 방향의 강도증가율

μ_s : 모래말뚝의 응력집중계수, $\mu_s = \Delta\sigma_s/\Delta\sigma_z = n/[1+(n-1)\,a_s]$

μ_c : 점토부분의 응력 감소계수 $\mu_c = \Delta\sigma_c/\Delta\sigma_z = 1/[1+(n-1)\,a_s]$

$\Delta\sigma_z$: 대상활동선 위치에서 외력에 의한 연직응력 증가분의 평균값

$\Delta\sigma_s$: 대상활동선 위치에서 모래말뚝 부분의 외력에 의한 연직응력 증가분

$\Delta\sigma_c$: 대상활동선 위치에서 말뚝사이의 점토부분의 외력에 의한 연직응력 증가분

n : 응력분담비, $n = \Delta\sigma_s/\Delta\sigma_c$

$\Delta c/\Delta p$: 원지반 점성토의 강도증가율

γ_s : 모래말뚝의 단위체적중량(지하수면 아래에서는 유효중량)

γ_c : 점성토의 단위체적중량(지하수면 아래에서는 유효중량)

ϕ_s : 모래말뚝의 내부마찰각

U : 평균압밀도

θ : 활동선이 수평면과 이루는 각도

(3) 설계정수

기존의 설계 사례에서 식 참고 (7-21)에 사용되고 있는 설계정수에는 범위가 있다. 원지반의 강도, 적용안전율, 안정계산방법(본편 7-5-2 [참고](4) 원호활동계산법 참조), 시공속도 등을 고려하여 설정해야 하며, 기존의 설계 시공사례를 참고로 선정하는 것이 바람직하다. 기존의 설계 시공사례에서 적용한 대표값은 아래와 같다.

$a_s \le 0.4$ $\quad n = 3,$ $\quad \phi_s = 30^o$

$0.4 \le a_s \le 0.7$ $\quad n = 2,$ $\quad \phi_s = 30^o$

$0.7 \le a_s$ $\quad n = 1,$ $\quad \phi_s = 30^o \sim 35^o$

더욱이 $0.7 \le a_s$에서는, 식 참고 (7-21)의 제1항을 무시하거나, 식 참고 (7-21)에 의하지 않고 개량 범위를 $\phi_s = 30^o$ 의 일정한 사질토로 평가하는 것이 많으나, 준공 후 안정에 이상이 없었다는 것이 입증된 것이어야 한다.

(4) 원호활동 계산법

일반적으로 항만시설의 안정계산은 절편 분할법에 의한 원호활동 계산이 사용된다. 이 방법에 의한 원호활동 계산은 지반 또는 상부 구조물을 몇 개의 절편으로 분할하여 분할편간의 부정 정력(不靜 定力)을 무시하고 활동면상의 수직응력을 계산한다(이것을 절편 분할법이라 한다). 현실적으로 지중에서 외력은 어느 정도 분산한다. 이 응력 분산의 효과를 활동계산에 반영시키기 위하여 지중응력을 계산하는 부시네스크(boussinesq)의 해를 써서 활동면상의 임의 위치의 연직응력 증가분 $\Delta\sigma_z$를 구하여 적용하는 방법이 있다(이것을 응력분산법이라 한다). 모래다짐말뚝 공법에 의한 복합지반의 안정계산에는 절편분할법 또는 응력분산법이 사용되고 있다. 식 참고 (7-21)은 일반적으로 응력분산법과 조합해서 사용되고 있다. 식 참고 (7-21)의 적용사례로는 시공 중의 안정성 검토도 포함해서 안전율은 1.2~ 1.4가 채택되고 있다.

(5) 안정해석의 유의사항

전단강도의 산출식 중 정수선정에 따라, 또는 산출식의 오차에 따라 계산 안전율에 큰 차이가 발생하는 수가 있으므로, 산출식이나 설계 제정수의 산정에서는 각각의 조합에 대한 기존의 시공실적을 고려할 필요가 있다. 각종 전단강도 산출식, 설계 정수의 선정, 안정 계산법의 조합이 계산 안전율에 미치는 감도, 기존의 해상 시공 예의 역해석에 의한 안전율의 평가 등에 관해서는 관계 문헌을 참고할 수 있다.

(6) 복합지반의 압밀계산

복합지반의 압밀계산은 샌드드레인(sand drain)의 경우와 같은 방식으로 하는데 그 차이는 아래와 같다. 샌드드레인의 계산에서는 안정계산을 목적으로 모래말뚝의 존재를 무시하며 말뚝직경과 말뚝간격(SCP에서는 치환율로 표시)은 시공 기간 결정에만 적용된다. 모래다짐말뚝 공법에서는 전술한 것과 같이 치환율이 안정에 크게 기여하는 점과 압밀이 일반적으로는 조기에 완료되기 때문에 안정 검토에서 결정된 치환율에 대해서 압밀 검토를 하는 것이 일반적이다. 또 모래다짐말뚝 공법의 경우에는 모래말뚝에 응력집중이 있으므로 샌드드레인의 경우와 비교해서 침하량이 감소되고 압밀속도도 변화한다.

(7) 압밀의 계산

복합지반의 최종압밀량을 S_f, 미개량 경우의 최종침하량을 S_{of} 라 하면 각각 다음과 같다.

$$S_f = \epsilon_z \cdot H \qquad \text{참고 (7-22)}$$

$$S_{of} = m_v \cdot \Delta p \cdot H \qquad \text{참고 (7-23)}$$

위 식에서 ϵ_z 는 응력집중이 있을 경우의 점토중의 연직변형률, H는 압밀층 두께, m_v는 원지반의 체적압축계수, Δp는 평균 압밀하중이다. 여기서 복합지반의 침하량과 미개량 지반의침하량의 비를 침하감소계수 β로 한다.

$$\beta = S_f / S_{of} \qquad \text{참고 (7-24)}$$

복합지반의 압밀 계산의 순서는 아래와 같다.

① 안정 계산에서 결정된 안전율로 부터 말뚝직경, 말뚝간격, 배치(정사각형 배치, 삼각형 배치 등)를 구하고 압밀도 U와 경과 시간의 관계를 본편 7-3 연직 배수 공법의 경우와 같은 방법(압밀계수는 수정해서 쓴다)으로 계산한다.

② 미개량 지반의 최종압밀 계산 침하량을 침하감소계수 β를 곱하여 감소시켜, 복합지반의 최종침하량을 계산한다.

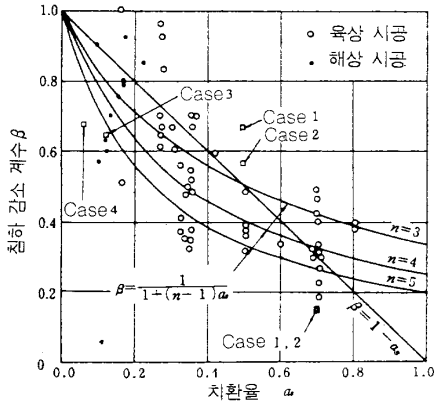
③ 시간-침하관계를 구한다. 압밀에 의한 말뚝간 점토의 강도증가 Δc의 계산은 식 참고 (7-21)의 제1항과 같이 구한다.

$$\Delta c = \mu_c \, \Delta\sigma_z \, (\Delta c / \Delta p) \, U \qquad \text{참고 (7-25)}$$

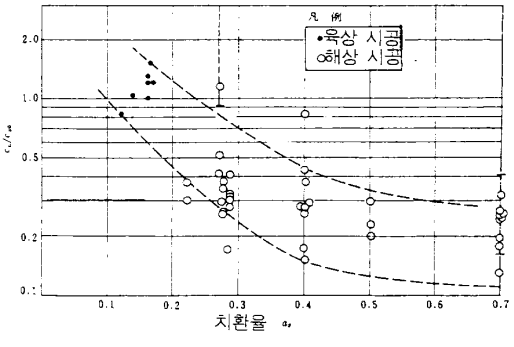
계산에서는 다음 항의 기존의 실적을 참고로 하여 압밀시험으로 구해지는 압밀계수 c_v의 수정과 침하감소계수 β, 응력 감소계수 μ_c를 선정한다.

(8) 침하량의 계산값과 실측값의 대비

복합지반의 최종침하량은 식 참고 (7-24)과 같이 미개량 지반의 예측침하량에 침하 감소계수를 곱하여 구한다. 침하 감소계수 β는 일반적으로 응력감소계수 μ_c와 같은 형태로 표시된다. 이 침하감소계수의 계산값과 실측값의 비교 예를 참고 그림 (7-22)에 표시했다(一本英三郎 外, 1983). 실측의 β는 실측침하량의 시간경과에 따라 쌍곡선과 유사하여 개량지반의 최종침하량을 추정하고 원지반의 최종침하량의 계산값과 대비해서 구할 수 있다. 높은 치환율의 경우에 경험적으로 쓰이는 침하감소계수 ($\beta = 1 - a_s$)도 병행해서 표시하고 있다. 같은 그림에서 개량에 의한 침하감소의 효과가 큰 것, 그리고 그 효과가 치환율에 의해서 영향을 받는 것 또한 실측값의 변동은 크나 응력분담비 n은 4정도로 되는 것을 알 수가 있다.



참고 그림 (7-22) 침하감소계수와 치환율의 관계 (一本英三郎 外, 1983)



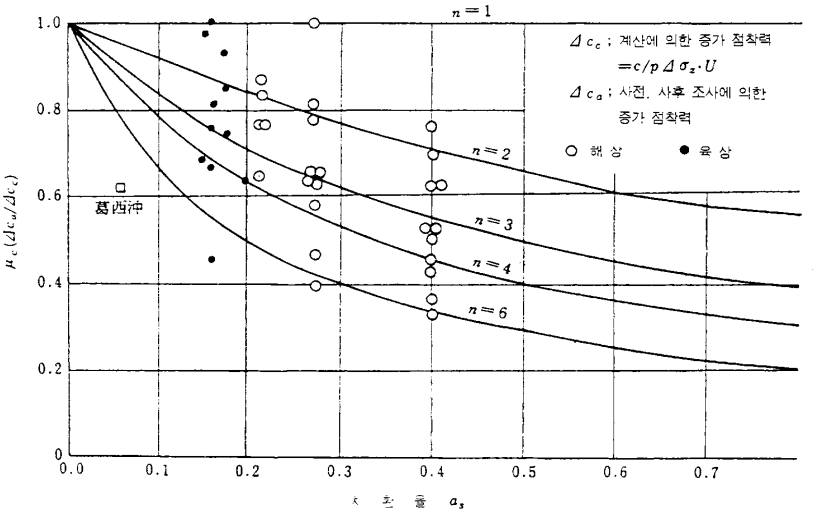
참고 그림 (7-23) SCP개량 지반의 압밀 지연 (日本土質工學會, 1988)

(9) 압밀 경과 시간의 계산값과 실측값의 비교

모래다짐말뚝 공법에 의한 개량지반의 압밀속도는 Barron의 해에 따른 예측값보다 늦어질 수가 있다. 과거의 시공실적을 기본으로 해서 침하속도의 늦어짐을 압밀계수로 대체시켜 정리한 결과가 참고 그림 (7-23)이다(日本土質工學會, 1988). 여기서 c_v는 실측한 침하-시간관계로 부터 역산되는 압밀계수이고, c_{vo}는 토질시험으로 구한 압밀계수이다. 치환율이 크게 될수록 압밀의 시간 지체가 현저하게 되는 경향이 있다.

(10) 강도 증가량의 계산값과 실측값의 비교

말뚝사이 점토의 계산상의 강도증가량 Δc_c는 식 참고 (7-25)로 계산된다. 말뚝사이 점토의 강도증가의 실측결과에서 μ_c를 구하고 예측과 비교한 결과가 참고 그림 (7-24)이다. SCP 개량지반의 실측값 Δc_a를 미개량 지반으로 할 때의 강도증가량의 예측값 $\Delta c_c(=\sigma_z(\Delta c/\Delta p)\,U)$과 비교해서 실측$\mu_c(=\Delta c_a/\Delta c_c)$가 구해진다. 실측값은 응력분담비 $n=3\sim4$를 중심으로 변화하고 있다.



참고 그림 (7-24) 개량지반의 말뚝사이 점토의 강도 증가(一本英, 1983)

7-6 로드 콤팩션(rod compaction) 공법

(1) 로드 콤팩션(rod-compaction) 공법의 설계는 대상지반의 특성 또는 시공방법의 특징을 충분히 고려하고 기존의 시공실적 또는 시험시공의 결과를 반영하여야 한다.

(2) 본 공법의 설계는 본편 7-5-1 모래다짐말뚝 공법(사질토 지반을 대상으로 하는 경우)에 준한다.

[참 고]

본 공법의 원리는 지반 중에 봉상 혹은 말뚝상의 진동체를 타입하고 진동에 의해 모래입자를 유동화시킴과 동시에 그 측면(지표면)에서 모래를 보급해 가면서 지반을 다짐하는 것이다.

시공방법으로서는 강관을 쓰는 바이브로 로드(vibro-rod)공법, 소일바이브로(soil-vibro) 스태블라이징공법, H형강을 쓰는 KF-콤팩션 공법, 가지모양의 돌기를 갖는 십자-바이브로(vibro) 공법 등이 있다. 본 공법은 기존 구조물 주변의 액상화 방지 대책을 수립할 경우에 채용되고 있는 예가 많지만 쉬트 파일(sheet pile)식 안벽 등 구조물의 종류에 따라서는 진동이 기존 구조물에 미치는 영향도 고려할 필요가 있다.

본 공법에 의한 개량효과는 원지반의 지층구성, 입도분포, 층 두께 등에 의해 크게 좌우되기 때문에 사전에 시험시공을 실시하고 시공 간격, 시공 싸이클과 다짐효과 및 보충 모래량의 관계를 파악할 필요가 있다.

본 공법은 토피압이 작은 지표 부근, 실트가 다량으로 포함된 모래층, 간극수의 소산이나 모래의 공급을 방해하는 점성토층이 존재하는 경우에는 그 효과가 상대적으로 작은 것에 주의할 필요가 있다. 일반적으로 실트 이하 입경의 함유율이 15~20% 정도까지의 모래지반에는 개량효과가 있다고 한다.

7-7 바이브로(vibro) 플로테이션 공법

7-7-1 설계일반

바이브로 플로테이션 공법은 수평방향으로 진동하는 진동체를 진동체의 하단에 물을 분출시키면서 소정의 깊이까지 지중에 삽입하여 진동체 주변에 있는 간극에 지표에서 모래나 자갈 등을 보급하면서 끌어올림으로써 느슨한 모래지반을 심층다짐하는 공법이다.

[해 설]

(1) 바이브로 플로테이션 공법은 수평방향으로 진동하는 진동체를 진동체의 하단에 물을 분출시키면서 소정의 깊이까지 지중에 삽입하여 진동체 주변에 있는 간극에 지표에서 모래나 자갈 등을 보급하면서 끌어 올림으로써 느슨한 모래지반을 심층다짐하는 공법이다. 그 결과 바이브로 파일(vibro pile)이 조성되어 모래지반의 밀도증대, 간극비의 감소, 지반강도의 증가가 이루어진다(일본재료학회 토질안정재료위원회, 1991).

(2) 바이브로 플로테이션 공법은 바이브로 플로트라는 진동체를 선단에서 분출되는 물과 진동체의 진동을 이용하여 지반 중 계획된 심도까지 삽입하고 계속해서 분출수로 모래지반을 포화시키면서 지반에 진동을 주어 바이브로 플로트 주변의 지반을 다진다. 지반의 하부가 다져짐에 따라 상부의 모래는 점차 아래쪽으로 떨어져서 바이브로 플로트의 상부 주변에 공동이 발생한다. 이 공동에 모래와 자갈 등을 보급·충전하면서 약 0.5~1.0마다 천천히 끌어 올린다. 이와 같은 작업을 반복하여 하부에서 지표면까지 지반을 다지는 것이다. 이 공법의 원리를 정성적인 개량효과의 측면에서 기술하면 다음과 같다(일본재료학회 토질안정재료위원회, 1991).

① 물다짐 효과

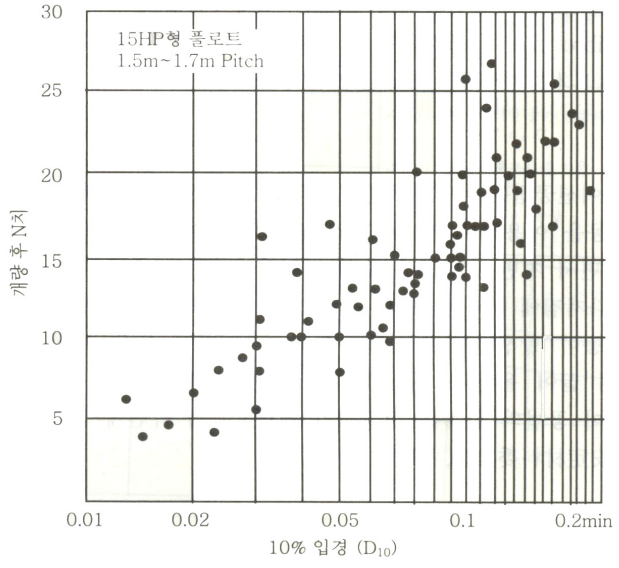
모래에 함유되어 있는 수분이 모래입자 사이의 모세관현상에 의해 구속되어, 모래지반은 덩어리로서 점착력을 가지고 있는 듯한 거동을 나타낸다. 이를 겉보기점착력이라고 하며 겉보기점착력의 존재가 모래지반을 느슨한 상태로 유지시키고 있는 요소이다. 인위적으로 흙속의 간극을 물로 포화시켜 모세관현상을 없애면, 겉보기점착력이 없어져서 모래입자의 이동이 용이하게 되고, 진동으로 모래가 쉽게 다져지게 된다.

② 진동다짐의 효과

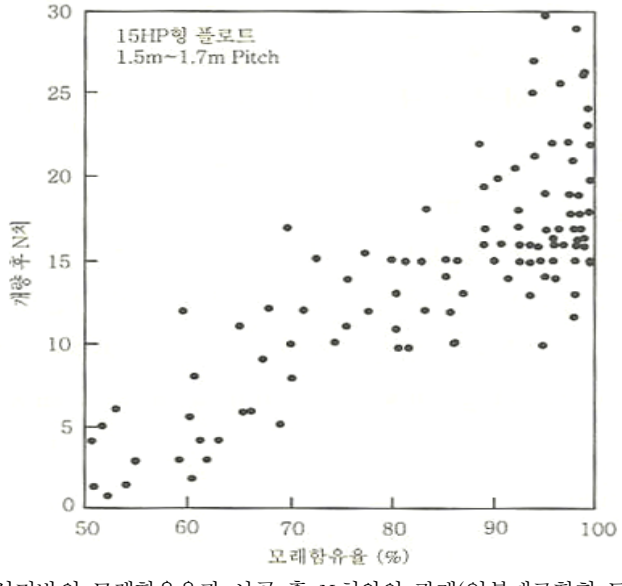
느슨한 모래지반은 모래입자 사이의 간극이 크기 때문에 이와 같은 지반에 진동을 작용시키면 모래입자는 중력에 의해 아래쪽의 간극으로 이동하려고 한다. 이 현상을 적극적으로 이용한 것이 본 공법이고, 수평방향의 진동에 의해 모래지반에 불안정한 상황을 일으켜 모래입자와 같은 흙을 다지고 발생한 간극에 재료를 보충하여 지반개량의 효과를 기대하고 있다.

③ 적용지반과 개량효과

적용지반과 개량효과에 대한 시공실적 결과가 참고 그림 (7-25)와 참고 그림 (7-26)에 나타나 있다. 참고 그림 (7-25)는 대상지반의 유효입경과 시공 후 N치의 관계, 참고 그림 (7-26)은 동일한 대상지반에서의 모래함유율과 시공 후 N치의 관계를 나타내고 있다. 이 그림들로부터 바이브로 플로테이션 공법은 굵은 모래지반에 효과가 있고, 가는 모래지반에는 효과가 적다는 결과를 얻을 수 있으며, 모래함유율 70% 이상, 유효경 D10≒0.03㎜ 이상의 모래지반에 특히 효과적이라는 것을 알 수 있다.



참고 그림 (7-25) 대상지반의 유효입경(D_{10})과 시공 후 N 치와의 관계(일본재료학회 토질안정재료위원회, 1991)



참고 그림 (7-26) 대상지반의 모래함유율과 시공 후 N 치와의 관계(일본재료학회 토질안정재료위원회, 1991)

(3) 공법의 특징

바이브로 플로테이션 공법의 장·단점은 다음과 같다.

① 장점

- 지반을 균일하게 다지는 것이 가능하고 지내력을 증가시키며, 또 지진시의 지반 액상화 방지에 대해서도 효과적이다.
- 다짐후의 지반은 압축성이 감소하고 부등침하가 방지된다.
- 상부구조물이 진동하는 기초(예, 기계기초)에 특히 효과가 있다.

- 개량심도는 지표면에서 15m까지 가능하고 지하수위 고저에 영향을 받지 않고 시공할 수 있다.
- 진동·소음이 적다.
- 공기가 짧고 공사비가 싸다.

② 단점

- 실트입자 크기 이하의 세립토가 40% 이상 함유되어 있는 지반에는 적용할 수 없다. 가장 효과를 기대할 수 있는 지반은 세립분 15% 이하의 모래지반이다.
- 개량효과를 N치로 표현하면 개량한계는 N=20 정도이고, N=25 이상의 지반에 대해서는 진동기의 관입이 곤란하여 개량효과를 기대할 수 없다.
- 개량심도의 한계가 있다.
- 극단의 지하수위가 낮고 건조상태인 지반에서는 시공시의 포화상태 유지가 곤란하여 진동봉의 관입·인발에 문제가 발생할 수 있다.
- 물을 사용하기 위해, 지반에서 배수처리의 문제가 발생할 수 있다.

7-7-2 바이브로 플로테이션 공법 설계

(1) 바이브로 플로테이션 공법의 설계는 대상 지반의 특성 및 시공방법의 특징을 충분히 고려하고 기존의 시공실적 또는 시험시공의 결과에 따라 행한다.

(2) 대상 지반의 특징, 바이브로 플로테이션공법의 타설 밀도, 바이브로 플로트의 능력, 개량 전후 지반의 N값의 상관관계 등에 관해 충분히 신뢰할 수 있는 기존의 실적이 있는 경우에는 이것을 기본으로 해서 개량공을 설계할 수 있다.

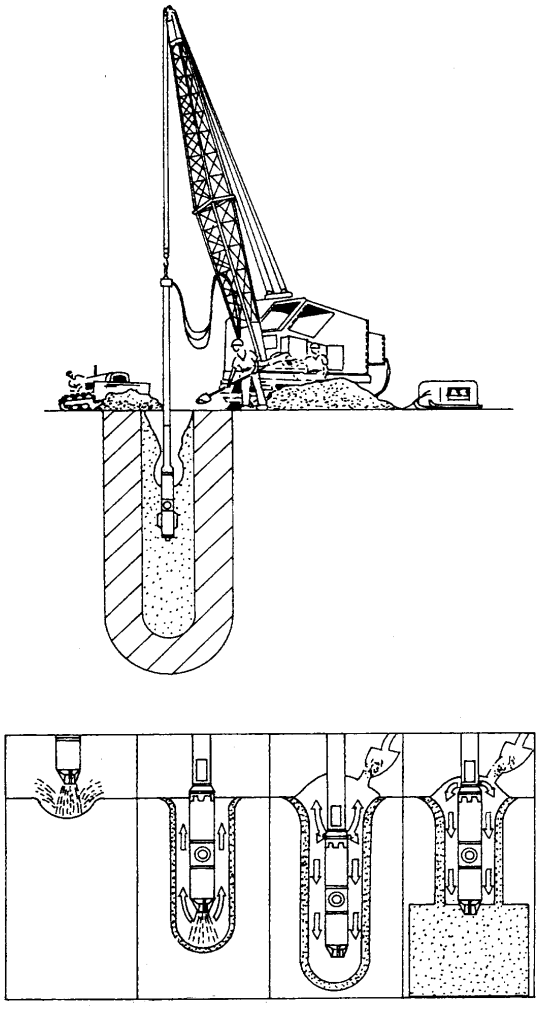
(3) 충분히 신뢰할 수 있는 자료가 없는 경우나 실트가 많은 흙 또는 사질토층과 점성토층이 서로 반복되는 지반에서는 시험시공 결과에 따라 설계하는 것이 바람직하다. 시험시공 계획은 간극비에 의한 다짐도의 검토, 실적 등을 종합적으로 판단하여 계획한다.

[참 고]

(1) 시공방법의 특징

바이브로 플로테이션 공법은 수평방향으로 진동하는 진동체(vibro rod)를 진동체의 하단에 물을 분출시키면서 소정의 심도까지 지중에 삽입하여 진동체 주변에 있는 공극에 지표에서 모래나 자갈 등을 보급하면서 끌어 올리는 것에 의해 느슨한 모래지반의 심층 다짐을 도모하는 것이다.

시공방법을 개념적으로 참고 그림 (7-27)에 표시한다.

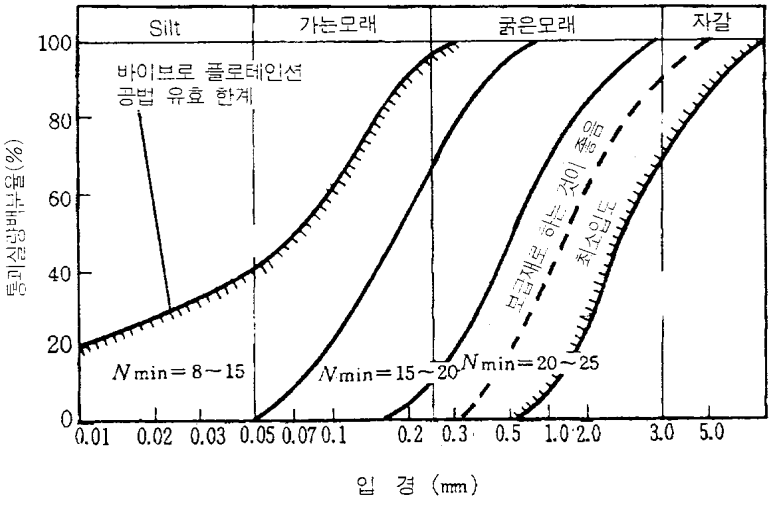


참고 그림 (7-27) 시공 개념도

(2) 다짐효과에 영향을 미치는 요인
바이브로 플로테이션 공법에 의한 느슨한 모래의 다짐효과는 많은 요인에 의하여 영향을 받는다 (본편 7-5-1 [참고](2) 다짐효과에 대한 영향요인 참고). 이 때문에 시험시공을 거치지 않고 정밀도가 높은 설계를 하는 것은 어렵다.

(3) 여기서 설명하는 시공실적의 범위는 7.5HP 또는 10HP의 바이브로 플로트를 쓴 경우이다.

(4) 이제까지의 실시공 예에서 예상할 수 있는 바이브로 플로테이션 공법의 적용한계는 참고 그림 (7-28)과 같다.
참고 그림 (7-28)은 말뚝간격 1.2~1.5m의 정삼각형 배치로 시공한 후 실측값을 기본으로 해서 정하여진 것으로 개략적인 적용한계를 알 수 있다.

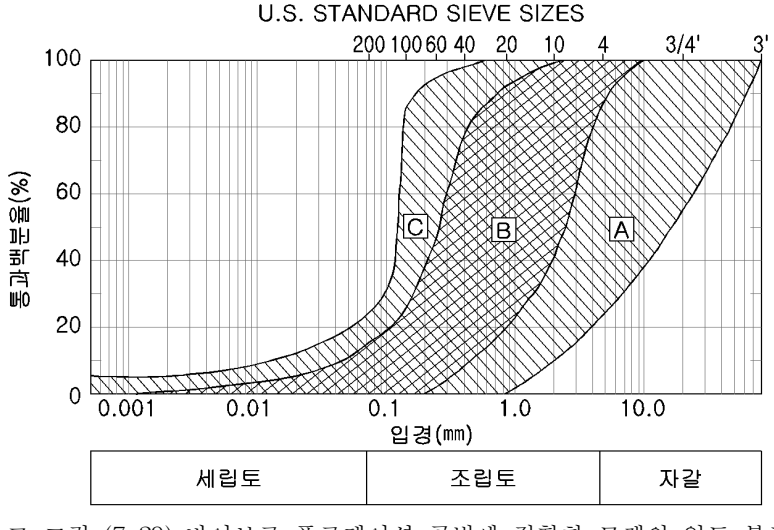


참고 그림 (7-28) 원지반의 입도와 다짐 후 최소 N치의 관계

① 원지반의 입도분포

바이브로 플로테이션 공법은 실트질 지반에는 적합하지 않다. 참고 그림 (7-28)에 따르면 개량효과는 실트 40%의 흙까지만 적용된다. 그러나 강력한 바이브로 플로트를 쓴 외국의 사례에서는 실트의 함유량이 25%를 넘으면 효과가 없는 것으로 보고되고 있다(Brown, 1977). 이와 같은 평가 차이는 목표 N값이 다르기 때문에 평가가 틀리는 것은 당연하다.

참고 그림 (7-29)에 따르면, B영역 내에 입도 곡선의 범위에 들어가는 느슨한 모래가 가장 효과적이고, C영역 내에 들어가는 모래는 바이브로 플로테이션으로 다짐하는 것이 극히 어려우나 입도 곡선의 일부가 C영역에 들어가면 다짐은 가능하다. 영역 A의 자갈, 고결된 모래, 비교적 조밀한 모래 지반에는 바이브로 플로트의 관입이 어렵다. 원지반의 입도분포를 알면 보충모래의 입도한계와 개량 후 N치를 추정할 수 있다.



참고 그림 (7-29) 바이브로 플로테이션 공법에 적합한 모래의 입도 분포

② 보충 모래의 입도한계

보충할 모래는 자갈, 굵은 모래, 슬래그, 현지 모래 등이 많이 쓰인다. 일반적으로 입경이 클수록 다짐효과도 크다고 하나 최대 입경이 5cm를 넘으면 오히려 다짐 효과가 나쁘게 된다. 한편, 입경이 작으면 이토 섞인 물 위로 떠올라 오거나 낙하속도가 작게 되어 다짐이 원활히 이루어지지 않는다. 보충모래로서 적당한 최소 입도 범위를 참고 그림 (7-28)에 점선으로 표시했다.

보충 모래의 양은 식 참고 (7-26)으로 구할 수 있다.

$$\nu = \frac{(1+e_1)(e_o - e')}{(1+e_1)(1+e)} \qquad \text{참고 (7-26)}$$

여기서,

ν : 원지반 단위체적당 필요보급재의 양(m^3/m^3)

e_o : 원지반의 간극비

e_1 : 보급재의 간극비

e' : 개량지반의 필요 간극비

③ 개량 후 N값의 목표

참고 그림 (7-28)에 표시된 N값은 바이브로 파일(vibro pile)에서 가장 떨어진 삼각형 중심 위치에서의 시공 후의 값을 정리한 것으로 ①, ② 항에 제시한 시공조건일 때의 개략적인 다짐 한계를 알 수 있다.

일반적으로 바이브로 플로테이션 공법에서 다짐이 되는 한계를 상대밀도로 표시하면 70~90%라고 한다.

참고 표 (7-3) 바이브로 플로트의 제원

플로트 형식 / 항 목	7.5 HP 형		15 HP 형		20 HP 형		20 HP 형		30 HP 형	
	50 Hz	60 Hz	50 Hz	60 Hz	50 Hz	60 Hz	50 Hz	60 Hz	50 Hz	60 Hz
전동기 (kW)	5.5 kW (4p)		11 kW (4p)		15 kW (4p)		15 kW (4p)		22 kW (4p)	
진동수 (rpm)	1,450 / 1,740		1,450 / 1,740		1,450 / 1,740		1,450 / 1,740		1,450 / 1,740	
편심 모멘트(kg-cm)	49.8 / 37.1		110.2		144.5		120		200	
기진력(t)	1.1 / 1.3		2.5 / 3.7		3.4 / 4.8		2.7 / 4.0		4.5 / 6.7	
기진력점진축(mm)	3 ~ 4		4 ~ 5		5 ~ 7		4 ~ 5		6 ~ 7	
진동 가속도(g)	6.8 / 13.5		9.0 / 16.9		12.8 / 18.2		9.0 / 16.9		13.5 / 23.6	
전중량 (kg)	1,200		1,700		2,185		3,525		3,200	
전기장 (m)	8.5		8.9		9.67		13.9		14.2	
유효장 (m)	7		7		8 (10)		12.5		13.5	
dassing 외경 (mm)	216ø		319ø		267ø		267ø		298.5ø	
filet 외경 (mm)	346ø		469ø		397ø		407ø		470ø	
moter 설치위치	본 체 상 부		본 체 상 부		본 체 상 부		본 체 상 부		본체하부에 내장	
구 조	1 본 식		1 본 식		1 본 식		1 본 식		1 본 식	
비 고	제작중지로 사용불가						vibro-hammer 설 치 가 능		vibro-hammer 설 치 가 능	

(5) 시험 시공을 위한 예비 설계에는 모래다짐말뚝 공법에 준한다.

다만, 바이브로 플로트의 보충 모래량, 적절한 시공 간격의 결정은 바이브로 플로테이션 공법의 시공 사례를 참고로 할 필요가 있다.

7-8 약액주입공법

7-8-1 설계일반

그라우팅(grouting)이라고도 불리는 약액주입공법은 지반 내에 주입관을 삽입하여 적당한 양의 약액(주입재)을 압력으로 주입하거나 혼합하여 지반을 고결 또는 경화시켜 강도증대 또는 차수효과를 높이는 공법이다.

[해 설]

(1) 그라우팅(grouting)이라고도 불리는 약액주입공법은 지반 내에 주입관을 삽입하여 적당한 양의 약액(주입재)을 압력으로 주입하거나 혼합하여 지반을 고결 또는 경화시켜 강도증대 또는 차수효과를 높이는 공법이다. 그라우팅공법은 1802년 프랑스의 공학자 Charles Beriguy가 세굴이 일어난 수문 아래에 점토 그라우트 재와 수성석탄을 주입하여 문제를 해결한 후 그라우팅공법은 지반개량과 지반안정화에 널리 사용되어왔다. 그러나 이 방법은 비용이 많이 들기 때문에 비교적 작은 지역에 한정되어 사용되며, 다른 공법으로는 해결하기 어려운 문제 해결에 주로 많이 적용되어 왔다. 이 공법의 사용목적은 다음과 같다.

① 용수, 누수의 방지

가. 댐, 터널, 제방, 지하철, 흙막이공 등의 차수

② 지반의 고결

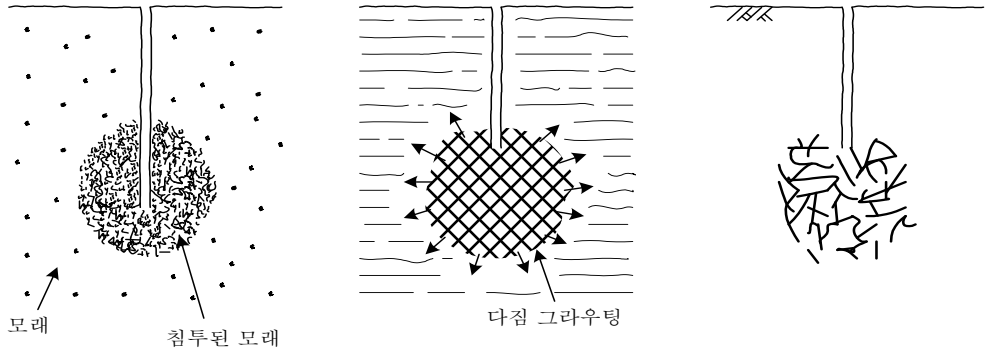
가. 기초 지반의 지지력 강화

나. 기존 기초의 보강(underpinning)

다. 굴착저면과 벽면의 보강 및 안정

라. 터널공, 실드(shield)공 등의 전면지반의 안정

약액주입공법은 위에서 살펴 본 목적이외에 최근에는 지반진동을 경감하기 위한 대책으로도 사용되고 있다. 주입공법은 준비 및 설비가 간단하고 소규모이어서 협소한 장소에서도 시공할 수 있고, 진동이나 소음에 대한 영향이 작을 뿐만 아니라 공기가 짧은 장점을 가지고 있으나 공사비용이 비교적 비싸다. 이 공법은 주로 응급대책 또는 보조공법으로 사용되어 왔으나, 점차 본격적·항구적 지반개량공법으로 사용되고 있다. 현재, 국내 건설현장에서 사용되고 있는 주입공법에는 물유리계 약액(LW, SGR 등), 우레탄, 고압분사주입 등이 단독으로 또는 2~3 가지가 병행되어 쓰이고 있다. 제한된 공간, 복잡한 지하매설물 등 여러 가지 악조건하에서 주입공법을 성공적으로 사용하기 위해서는 공사규모, 지반조건, 현장 시공여건, 공사비용, 공사기간 등을 고려하여 최적의 공법을 채택하는 것이 중요하다. 주입공법은 참고 그림 (7-30)과 같이 침투, 다짐(변위), 화학식 그라우팅 등으로 나눌 수 있다.



(a) 침투 그라우팅 (b) 다짐 그라우팅 (c) 화학식 그라우팅

참고 그림 (7-30) 주입공법의 종류

(2) 약액주입공법은 구라파에서 시작, 미국, 일본 등에서 발전된 공법으로 미국의 american cyanamide co.가 1953년에 특허를 얻은 아크릴아미드계의 AM-9에 의해 전 세계적으로 퍼져 사용되기 시작하였다. 일본에서는 1964년 동경올림픽 이후 건설공사의 급격한 신장과 함께 그 사용량이 급격하게 증가하였다. 1974년 미국과 일본에서 고분자계 약액으로 인한 공해문제 발생 후 현재는 현탁액형 약액 및 물유리계 약액이 주로 사용되고 있다. 약액종류를 정리하면 참고 표 (7-4)와 같으며, 각 약액의 특성은 참고 표 (7-5)와 같다. 현탁액형의 가장 대표적인 시멘트는 강도나 경제적인 면에서 뛰어나나 주입이 잘되지 않으며, 경화하기까지 많은 시간이 요구되므로 긴급 처리되어야 하는 용수, 누수 등의 지하수 처리나 유수 중에서의 주입에는 사용하기가 어렵다. 점토계, 아스팔트계 약액은 강도 목적에는 사용하기가 어렵고 차수목적에만 사용한다. 용액형 약액은 점성이 낮고 침투력이 좋아 시멘트로는 기대할 수 없는 협소한 균열 깊숙이 주입, 충전될 수 있으며, 시멘트와 병용으로 부족한 강도를 보완할 수 있다. 고분자계 약액은 특수한 목적이외에는 공해문제로 거의 사용하지 않는다.

참고 표 (7-4) 약액의 종류

현탁액형	시멘트계	
	점토계	
	아스팔트계	
용액형	물유리계	알카리계
		비알카리계
		특수실리카계
		기·액반응계
	고분자계	아크릴아미드계
		우레탄계
		크롬리그닌계
		요소계

참고 표 (7-5) 약액의 특징

	현탁액형			용액형				
				물유리계	고분자계			
	시멘트계	점토계	아스팔트계		크롬 리그닌계	아크릴 아미드계	요소계	우레탄계
주입목적	강도	차수	차수	차수	강도	강도+차수	강도	강도+차수
침투성	불량			양호	우수	가장 우수	양호	불량
고결시간	완결			순결~완결	순결~완결	순결~완결	-	순결
내구성	1 ~ 1.5년			0.5 ~ 1년				
비용	저가			중간	저가	저가	중간	-
유독성	비유독성			비유독성	유독 지하수 오염	독성이 적음	-	유독가스 유출
특징	용수, 누수 처리 못함		강도 기대 못함	공해우려 적음	-	강산성 지반에서 응고되지 않음	강산성에서만 응고됨	물이 없으면 응고되지 않음

7-8-2 공법의 설계

약액주입 공법의 설계는 대상 지반의 특성 및 시공방법의 특징을 충분히 고려하고 기존의 시공실적 또는 시험시공의 결과에 따라 행한다.

[해 설]

약액주입공법 설계 시에는 주입압, 주입량, 주입시간, 주입공의 간격 등을 결정해야 하는데, 이들은 약액의 종류와 토질에 관계한다.

(1) 주입공 간격 및 주입시간

① Raffle식

$$t = \frac{nr^2}{kh}\left\{\frac{\mu_r}{3}\left(\frac{R^3}{r^3}-1\right)-\frac{\mu_r-1}{2}\left(\frac{R^3}{r^3}-1\right)\right\} \qquad \text{참고 (7-27)}$$

② Maag식

$$t = \frac{\mu_r n}{3khr}(R^3-r^3) \qquad \text{참고 (7-28)}$$

여기서,

μ_r : 그라우트의 점성비
t : 주입소요시간 (sec)
h : 수두(주입압) (cm)
n : 간극률
R : 주입유효반경 (cm)
k : 투수계수
r : 주입공 간격 (cm)

(2) 주입량

지반 $1m^3$ 당 주입량 = 간극률(n)×주입충전율(α)×손실계수($1+\beta$)

(3) 주입압

주입압력의 하한치는 마찰저항으로 인한 손실값이며, 보통 7~15bar이다(1bar = 100kN/㎡). 주입압의 상한은 지반의 연직토압이다. 일반적으로 약액의 점성은 일정하지 않으며 고결시간(gel time)까지 서서히 증가하여 주입이 곤란하게 되므로 주입 중에 점차 주입압을 올려주어야 한다.

[참 고]

(1) 약액주입방식

약액의 주입방식은 고결시간(gel time)을 기준으로 나뉜다. 고결시간이 20분 이상 걸리는 경우에는 1액 1공정(1 shot system)이 사용되며, 2~10분일 때는 2액 1공정(1.5 shot system), 그리고 고결시간이 2분보다도 작아 순간 고결되는 경우에는 2액 2공정(2 shot system)이 사용된다. 1액 1공정은 두 개 이상의 약액을 사용하는 경우라도 한 개의 통에서 섞어서 한 개의 주입관을 사용하여 주입하는 방법이며, 2액 2공정은 두 주입관을 사용하여 주입하는 순간 혼합하는 방법이며, 마지막으로 2액 1공정은 주입하기 전에 두 개의 약액을 혼합하여 하나의 주입관으로 주입하는 방법이다.

지하수 유속이 크지 않을 때는 1 shot system을 사용하며, 유속이 클 때나 용수 및 누수가 많을 때는 2 shot system을 사용한다. 중간인 1.5 shot system은 간편하고 보편적인 방법으로 최근 들어 많이 사용된다. 참고 표 (7-6)은 이들 주입방식을 이용한 주입 시공방식을 나타내며, 참고 그림 (7-31)은 약액주입공법의 시공방법을 보여준다.

롯드 공법은 로타리 보링에 의하여 주입심도까지 천공한 후 보링롯드를 사용하여 주입하는 공법이다. 0.5~1.0m 간격의 주입포인트(스텝)마다 소정 양을 주입하고 차례로 롯드를 뽑아 올려 시공한다. 주제(A액), 반응제(B액)는 롯드의 두부에 장치한 특수 조인트에서 합류하여 롯드를 통과하는 사이에 자연적으로 혼합된다.

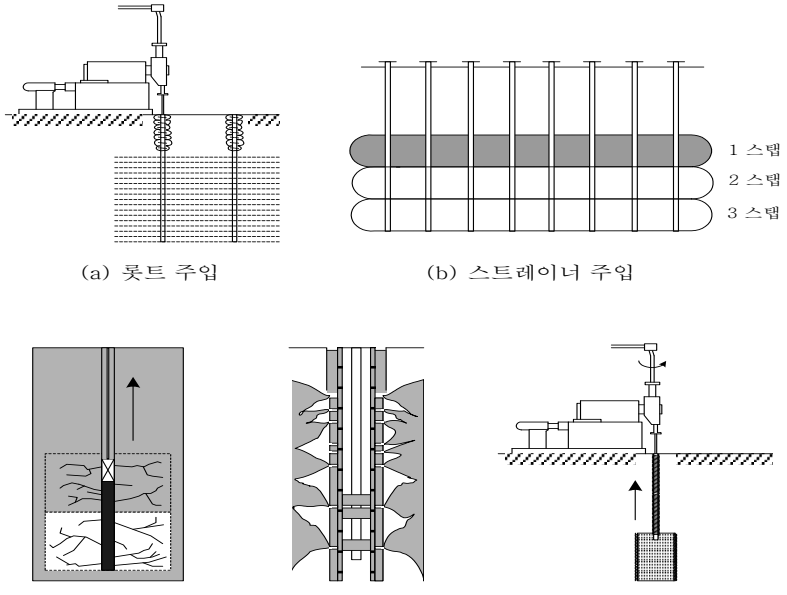
스트레이너 공법은 스트레이너관을 지중에 설치하여 주입하는 방법을 총칭하는 것으로, 약액이 다수공으로부터 분산하여 분출되므로 롯드 공법에 비해 균일한 침투가 가능하다. 그러나 주입관을 회수할 수 없어 비경제적이며, 토층이 견고하거나 깊은 심도에서는 스트레이너관의 타설이 어려운 단점이 있다.

더블팩커 공법은 불균일한 지반을 포함하여 대부분의 토질에 적용, 가능하며, 각 주입포인트를 임의의 시기에 수압시험이나 시험주입으로 검토할 수 있어서 시공관리 및 주입효과 판정이 용이하다. 그러나 시공이 복잡하고, 작업속도도 상당히 낮은 단점이 있다.

이중관 롯드 공법은 고결시간이 수초 정도로 매우 짧아 2 shot system이 필요한 경우에 사용하는 것으로 이중관 롯드를 사용하여 A액과 B액을 별도로 압송하여 이중관 롯드 선단에 있는 특수 장치 속에서 혼합시켜 지반내로 분사시키는 방법이다.

참고 표 (7-6) 주입공법 시공방식

공법 구분		공법명	고결시간 (gel time)	주입방식
단관 주입방식	롯드 공법 스트레이너 공법		길다 (15~60분)	1 shot system
이중관 주입방식	더블팩커 공법	슬리브 공법 솔레탄슈 공법 더블스트레이너 공법 LW 공법	보통 (3~10분)	1.5 shot system
	이중관 롯드 공법	DDS 공법 LAG 공법 MT 공법 SGR 공법	순결 (3~10초) 완결 (60~90초)	2 shot system
	특수 이중관 공법	토련식 공법	30~60초	1, 1.5, 2 shot system



(a) 롯트 주입 (b) 스트레이너 주입

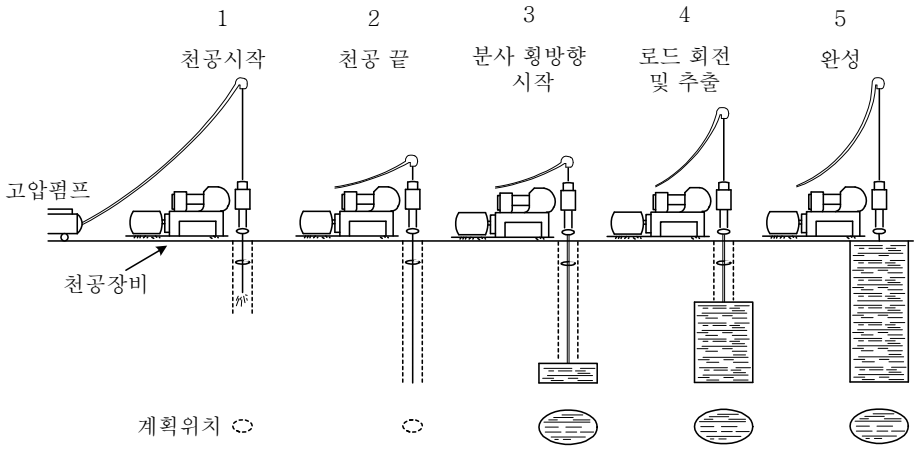
(c) 이중관 롯드 주입 (d) 더블팩커 주입 (e) 고압분사 주입

참고 그림 (7-31) 약액주입공법 시공방법

(2) 분사식 그라우팅

분사식 그라우팅 공법은 주입공법의 한 종류라고 할 수 있다. 이 공법은 물과 주입재를 높은 압력(약 15~75MPa)으로 분사시켜, 원지반에서 즉석으로 혼합 고결시키거나, 단단한 불투수 기둥(3m 이내) 또는 판넬을 형성하는 공법이다.

이 공법은 공기 제트를 병행하여 사용할 수 있어 지름을 4배까지 확대할 수 있으며, 처리하고자 하는 지역에 대한 철저한 조절이 가능하고, 일축압축강도 및 탄성계수를 크게 개량할 수 있는 특징이 있다. 분사식 그라우팅 공법의 시공방법은 보통의 로타리 보링과 마찬가지 방법으로 소정의 깊이까지 구멍을 뚫고 고화제를 함유한 고압분사로 바꾸어 롯드를 회전시키면서 뽑아 올림으로써 원주상의 개량토를 조성한다. 시공순서를 나타내면 참고 그림 (7-32)와 같다.



참고 그림 (7-32) 분사식 그라우팅(jet grouting)공법

7-8-3 고압분사공법

고압분사공법은 공기나 물의 힘으로 지반을 절삭하여 주입액을 초고속 분사함으로써 그 절삭부분의 토사와 치환하거나 토사와 혼합하는 형식으로 주입액을 보내서 계획하는 방향이나 범위 내에 고결체를 형성하는 공법이다. 최근 고압분사공법은 약액주입공법으로 시공이 곤란한 지층에 대해서 확실한 지반개량이 가능하다고 인정되어 많이 사용되고 있다.

[해 설]

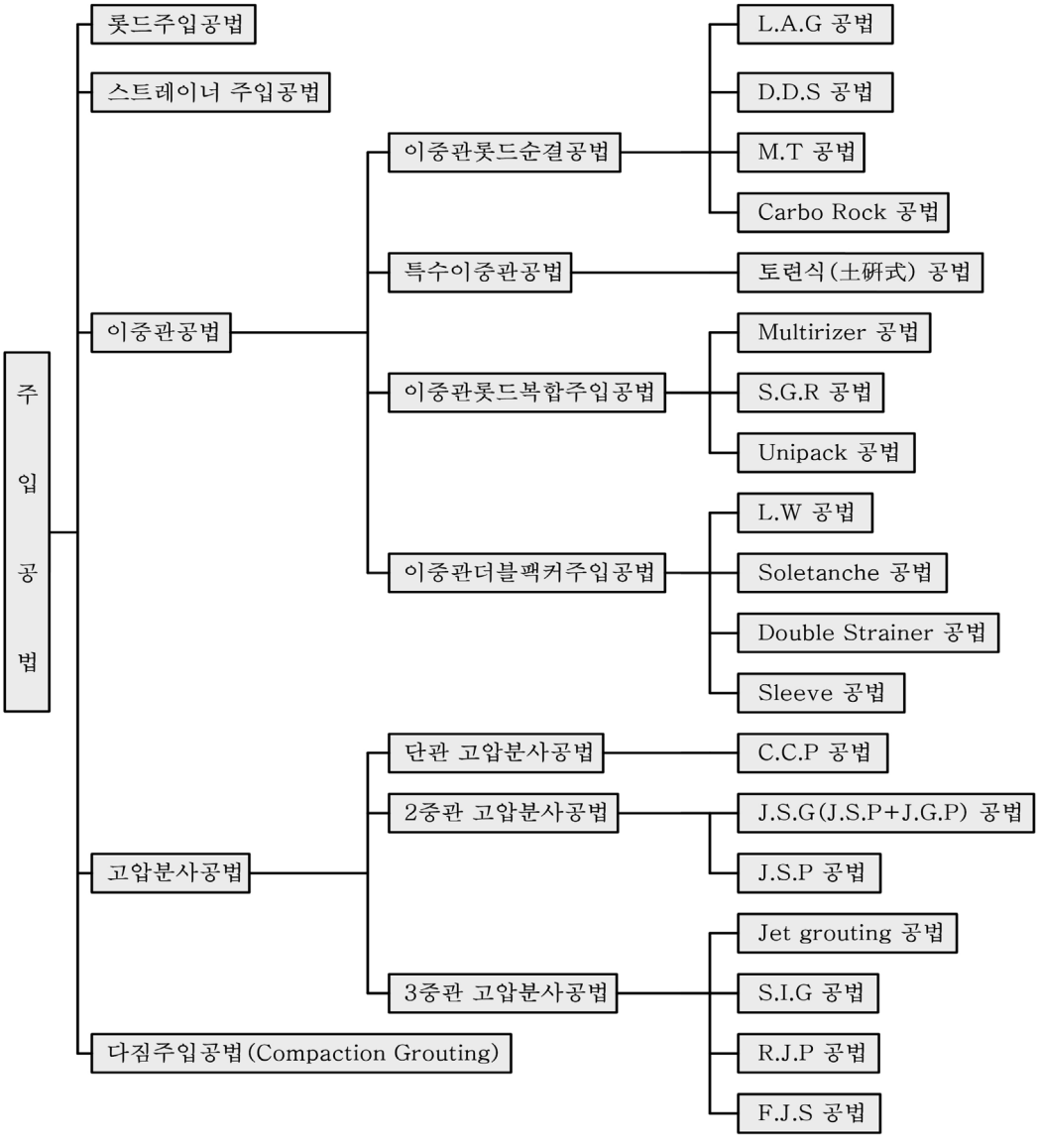
(1) 고압분사공법은 연약지반개량, 지수벽, 흙막이벽, 기초보강말뚝의 목적으로 많이 사용되고 있으며 이중에서 지반고결(지반개량)의 이용이 60% 이상을 차지하고 있다. 따라서 고압분사공법은 지반개량공사에 있어서 연약한 점성토지반에서는 지반강화를 목적으로 실시되고 있다.

고압분사공법은 분사 메커니즘, 사용기계, 분사압력, 시공방법에 따라 일반적으로 다음과 같은 세 가지 공법으로 분류되고 있다.

① 단관 고압분사공법 : 단관을 사용해서 경화재를 분사시켜 지반을 절삭하고 롯드를 회전, 상승시킴으로써 개량체를 조성하는 공법이다.

② 2중관 고압분사공법 : 2중관을 사용해서 경화재와 공기를 분사시켜 지반을 절삭하고 롯드를 회전, 상승시킴으로써 개량체를 조성하는 공법이다.

③ 3중관 고압분사공법 : 3중관을 사용해서 물과 공기를 분사시켜 지반을 절삭하고 롯드를 회전, 상승시키면서 하단부터 경화재를 충전시키므로써 개량체를 조성하는 공법이다.



참고 그림 (7-33) 고화처리공법 일반분류

(2) 단관 고압분사공법

① 공법 개요

단관 고압분사공법은 보링기계로 목적하는 심도까지 천공한 후 롯드하단에 장착된 특수분사장치로 부터 고화재를 고압펌프로 분사시켜 지반내의 흙 입자와 경화재를 강제 교반 혼합시키면서 롯드를 소정의 속도로 회전, 상승시켜 균일한 원주상의 개량체를 지중에 조성하여 지반을 개량 강화시키는 것이다. 고화재가 도달하는 범위는 지반이 개량되므로 종래의 약액주입에 비해 확실성과 신뢰성이 높은 공법이다.

② 공법 특징

단관 고압분사공법은 고압 분류체(상용압력 20MPa)에 의해, 지반을 굴착 제거하여 모든 지반을 약액 또는 시멘트 밀크로 원지반의 토립자와 교반 혼합하여 간극을 충전시키고 지중에 말뚝형태 또는 일정 영역에 구조물을 형성하도록 하는 공법이다.

본 공법은 연약지반에 설치된 널말뚝 흙막이벽 배면의 지수, 보일링의 방지, 교대 기초말뚝 보강, 주택 침하방지, 강도증가 등의 목적으로 적용된다.

본 공법의 특징은 다음과 같다.

가. 분류체로 초고압 동압을 가하여 경화재에 방향성을 가지게 하여 목적하는 영역에 균일한 원주상의 개량체를 조성하는 것이 가능하다.

나. 단관 고압분사공법 전용경화재의 배합을 변경하여 지수를 목적으로 하는 지반 또는 지반강화를 필요로 하는 지반 등에 적용이 가능하다. 시멘트밀크 단독의 시공도 가능하다.

다. 연약지반 공사에 있어 강널 말뚝, 프리캐스트 말뚝, 또는 현장타설 말뚝 등을 대신해서 무소음, 무진동으로 구조물의 조성이 가능하다.

라. 기계설비가 비교적 소형이어서 연약지반 상에서 작업이 용이하고 협소한 장소 또는 암거 등의 내부에서 시공이 용이하다.

마. 각종 토질에 대해 적용이 가능하고 특히 연약지반(N=0~15)에 최적이지만 사질토 혹은 사력(입경 30mm 정도) 지반에도 가능하다.

바. 보링공에서 롯드를 상승시키면서 시공을 하게 되므로 방향성이 확실하며 수평 및 경사방향 시공도 가능하다.

사. 분류체 파괴력의 영향이 미치는 범위만으로 한정되기 때문에 개량범위 밖으로의 유출은 거의 없다.

③ 개량 효과

단관 고압분사공법에 의해 지중에 조성된 개량체의 지반개량효과는 지반과 흙의 특성을 고려하여 개량체의 물리적, 역학적 성질을 분석함으로써 알 수 있다.

(3) 2중관 고압분사공법

① 공법 개요

2중관 고압분사공법은 경화재를 고압으로 분사시켜 분류체가 가진 동에너지를 이용해서 지반을 절삭, 붕괴시키는 단관 고압분사공법에 공기 분류체를 병용하여 경화 분류체의 도달거리를 증가시켜 개량체의 직경을 크게한 공법이다. 즉, 연약지반 개량공법으로서 공기와 함께 초고압(P=20MPa) 분류를 이용하여 지반을 절삭, 붕괴시킴과 동시에 교반 혼합층에 주입재를 강제 충전시키는 공법이다.

본 공법은 소구경으로 소정의 깊이까지 천공한 후 2중관 롯드 선단에 분사노즐을 장착하여 분사공의 외주로 부터 압축공기를 또, 그 중심부로부터 한 바퀴 또는 한 바퀴 반을 회전하면 자동적으로 2.5cm 상승되고 이와 같은 동작을 연속적으로 반복해서 지반을 개량하는 공법으로 지반 중에 원주상 개량체 (∅800~2,000mm)를 조성하는 공법이다.

② 공법 특징

2중관 고압분사공법은 초고압의 제트를 이용해서 지반을 절삭 붕괴시킴과 동시에 그라우트재를 충전하는 일종의 유도 주입공법이다. 이 공법은 2중관 롯드 선단에 분사노즐을 장착하여 경화재를 분사하면서 회전하게 하며 노즐이 한 바퀴 또는 한 바퀴 반을 회전하면 자동적으로 2.5cm 상승하면서 전과 같은 동작을 반복하게 된다. 이와 같은 과정을 계속적으로 시행함으로써 지반 중에 원주상 고결체를 조성하는 공법이다.

본 공법의 특징은 다음과 같다.

가. 초고압으로 시멘트 모르타르를 분출시켜 지반을 굴삭하고 굴삭부분과 시멘트 모르타르를 혼합시켜 절삭 범위만을 원주상의 개량체로 형성시켜 지반을 개량한다.

나. 주입공을 개방하여 잔류 분사에너지를 소산시킨다.

다. 주입공정은 1공정식 주입으로 시멘트를 단일 분사한다.
라. 분사노즐에 의해 천공벽으로 직접 분사시킨다.
마. 소형장비로 좁은 장소에서도 시공이 가능하고 여러 장소에서 동시에 시공할 수 있어 공기가 단축된다.
바. 계획 심도까지 정확히 도달하여 시공할 수 있으므로 시공의 확실성 및 정확성이 우수하다.

③ 개량 효과

2중관 고압분사공법은 토층의 구성이나 토질에 의한 영향을 거의 받지 않으며 필요 요소에 경화재를 계획적으로 주입할 수 있으므로 지수와 강도를 높이는 이중효과를 나타낸다.

(4) 3중관 고압분사공법

① 공법 개요

3중관 고압분사공법은 자연에 존재하고 있는 물질을 초고속으로 일정방향에 분사시킴으로써 유체의 분사류를 형성시켜 그 분류체가 가지고 있는 운동에너지에 의해 지반을 파쇄, 절삭시키는 공법이다. 이러한 특징은 약액주입공법이나 단관 및 2중관 분사공법과는 근본적으로 다르다. 다시 말해서, 3중관 고압분사공법은 토출압력이 대기압의 300~800배 정도의 초고압력의 유체로 구성된 제트 분류의 에너지로 지반을 절삭, 파괴시켜 형성된 공간에 경화재를 충전시키는 공법이다. 3중관 고압분사공법이 개발된 직접적인 계기는 약액주입공법이나, 단관, 2중관 고압분사공법의 단점을 보완하기 위한 것이었다. 즉, 지층의 복잡성, 이방성으로 인해 약액주입공법으로는 균질한 침투범위를 얻을 수 없거나, 주입재의 지중거동 및 개량 후 지반의 공학적 성질에 대한 불확정 요소 등에 소정의 개량효과를 얻을 수 없는 경우가 발생한다. 또한, 단관과 2중관 고압분사공법은 사력층 및 풍화암 이하의 암층에서 시공이 곤란한 경우가 있어 기초보강말뚝으로써 충분한 지지효과를 발휘할 수 없거나, 지중에 생성된 개량체의 직경이 비교적 작아 시공능률이 떨어지는 경우가 많다. 그러나 3중관 고압분사공법은 평균 50MPa의 고압분사류를 분사시켜 지반을 절삭하므로 복잡한 지층이나 지층의 불균질성에 좌우되지 않고 거의 모든 지반을 대상으로 적용할 수 있다. 또한, 지중에 형성된 개량체의 직경은 ∅1,500~2,000mm정도로 타 공법의 개량체보다 크며 지지효과 및 시공능률면에서도 뛰어나다. 본 공법은 단관 고압분사공법이나 2중관 고압분사공법과 같이 경화재와 원지반의 토립자를 교반, 혼합시켜 원주상의 개량체를 형성하는 것이 아니라 고압 분류수에 의해 절삭된 원지반의 토립자와 물을 표면에 배출시킴으로써 생긴 공동내에 고화재를 충전시키는 공법이다. 따라서 원지반과는 전혀 다른 성질의 지수성이 높은 고강도 원주모양의 고결체가 형성된다. 대부분의 토립자는 지표면 위로 배출되지만 사력이나 큰 토립자 등은 고결체내에 일부 혼입되므로 모르타르 형 개량체가 되고, 점성토 내에서는 흙 시멘트형 개량체가 되는 경우도 있다.

② 공법 특징

3중관 고압분사공법은 공기와 물의 힘으로 지반을 절삭하여 절삭부에 지표면에 배출함에 따라 지중에 인위적인 공동을 만들고 고화재를 충전시키는 치환공법이다. 따라서 지반 내에 상부층 이외에는 압력이 없으므로 지금까지의 약액주입공법 또는 기존의 고압분사에 의한 강제교반혼합공법의 가장 큰 문제점의 하나인 수압파쇄현상 또는 지반융기가 없는 공법이다. 즉 주변 구조물이나 매설물을 부상시키거나, 파손시키지 않는 공법이다.

본 공법의 특징은 다음과 같다.

가. 약액주입공법과 기계교반공법 등 많은 지반개량공법은 주입재를 지반 속에 압입하거나 경화재와 지반과의 교반효율 및 굴삭효율을 높게 하기위해 각종 수단을 이용하는 관계로 지반변형(지반융기)이 발생하고 있다고 말하고 있다. 그러나 3중관 고압분사공법은 압축공기의 상승작용에 의해 절삭토를 배출시키는 메커니즘을 취하고 있어 표준적인 시공관리를 실시하면 지반융기를 발생시키는 일은 없다.

나. 사용하는 주입재가 무공해 시멘트계 재료이므로 지하수 오염공해물질에 해당되지 않는다. 더욱 약액주입공법이나 단관 및 2중관 고압분사공법과는 달리 치환공법이고, 또한 경화재의 밀도도 높기 때문에 지중에 다소의 유속이 있어도 유실되지 않는다.

다. 지반변형이 발생하여 근접구조물에 악영향을 미치는 지반개량공법은 많다. 3중관 고압분사공법에서는 통상 50MPa의 고압분류수를 이용해서 지반을 굴착하고 있지만 이 에너지는 지반을 굴착하는 동안 대부분이 소비되어 지중에 존재하지 않는다. 또한 구조물에 근접한 시공상태에서도 압력에 의해 구조물이 절삭되는 경우는 없다.

라. 진동 및 소음 문제는 콤프레셔 이외에 거의 모두 전동기를 사용하고 있으므로 큰 소음이나 진동은 없으며 최근에는 방음형 콤프레셔를 사용하고 있기 때문에 도심지 공사에서도 거의 문제가 되지 않는다. 시멘트 사일로를 사용하고 있어 분진은 약간 발생하지만 입하 시에 주의하면 해결할 수 있어 거의 문제가 되지 않는다.

마. 개량체 직경을 어느 정도 변경할 수 있다. 본 공법의 경우 완성된 개량체의 표준직경은 2,000mm로 하고 있으나 지반조건이나 시공목적에 따라 1,000~2,500mm로 변경하여 개량체를 조성할 수 있는 장점이 있다. 특히, 개량체의 직경에 가장 큰 영향을 주는 것은 지반조건이다.

③ 개량 효과

3중관 고압분사공법에 의해 지중에 조성된 개량체의 지반개량효과는 다음과 같은 효과를 가지고 있다.

가. 확실한 지반개량체를 얻을 수 있다. 즉, 회전하는 노즐축을 통하여 분사된 초고압수나 초고압경화재에 의해 지반을 확실히 분사, 파괴 시킬 수 있으므로, 개량목적과 지반의 토질조건에 맞는 균질한 개량체를 조성할 수 있다.

나. 토질에 관계없이 적용 할 수 있다. 일반적으로 지반개량이 어려운 유기질토와 자갈이 혼합된 토사에 대해서도 적용이 가능하다.

다. 인접 구조물의 형상에 따라 부착개량이 가능하며, 개량체 상호간에 밀착성이 우수한 특징을 지니고 있다.

라. 작은 직경에서 큰 직경(⌀1,000~2,000mm)의 지반개량이 가능하기 때문에 시공범위에 매설관 등이 있어도 구조물을 포함하는 형태로서 지반을 개량할 수 있다. 또한 사용하고 있는 초고압분류체의 압력으로는 콘크리트나 철근에 손상을 입히지 않는다.

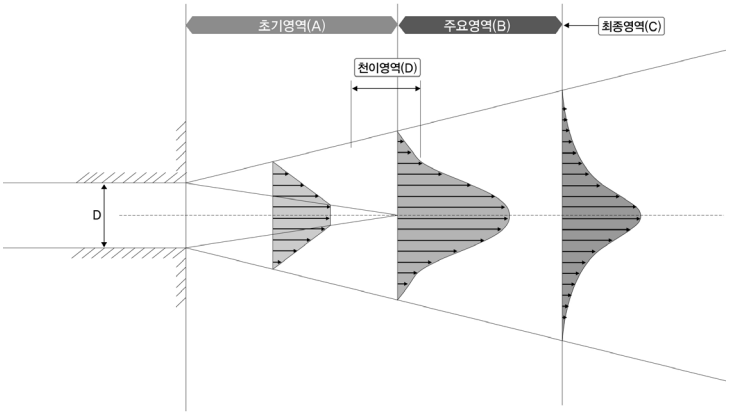
마. 목적에 따라서 경화재를 선정하고, 목적에 적합하고 균질한 개량고결체 강도를 얻을 수 있다. 개량 목적에 따라 고강도 개량체에서부터 저강도 개량체까지 폭넓은 강도를 조정 할 수 있다.

바. 사용하는 경화재는 가격이 저렴하고 무공해 시멘트계 경화재이므로 장기적으로도 안정된 개량고결체를 얻을 수 있다.

(5) 고압분사공법의 이론적 배경

① 고압분류수의 구조

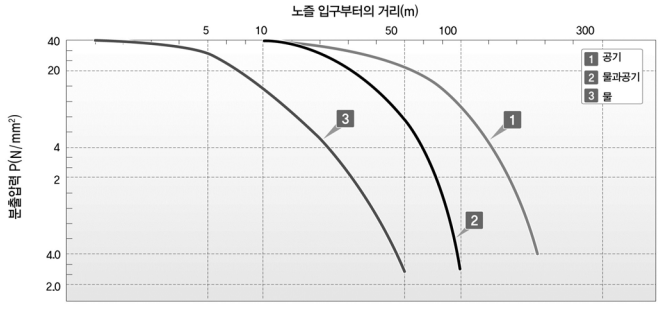
공기 중에 분사하는 고압분류수는 참고 그림 (7-34)와 같이 노즐입구의 포텐셜을 일정하게 갖는 초기영역, 흐름이 충분히 발휘되는 주요영역 및 불연속류가 되어 공동(cavitation)이 발생되는 최종영역으로 구분되며 고압분류수의 해석에 중요한 것은 천이영역(D) 이다. 지반을 절삭하는데 유효한 영역은 주요영역까지이고 최종영역에서는 지반의 절삭은 가능하나 절삭능률이 저하된다. 일반적으로 노즐출구에서 최종영역까지의 거리는 노즐직경의 300~500배 이다. 수중분사의 경우는 물방울로 되지 않으므로 최종영역에서도 연속류가 된다.



참고 그림 (7-34) 고압분류수의 구조

② 분류축상의 유압

고압분류수 중심축상의 동압 및 속도가 흙의 파쇄 및 혼합교반 현상에 미치는 영향은 크다. 수중에서 고압분류수의 분류핵이 넓어지는 각은 공기 중에 분사하는 경우보다 크기 때문에 분류축상의 유압감쇄율이 높은 것을 알 수 있다. 여기에서 노즐의 형상, 끝마감 정도, 노즐에 들어가기 전까지의 관내 흐름상태를 바꾸는 것에 따라 어느 정도 분류축상의 압력을 개선 할 수 있으나 어느 한계에 이르러서는 다시 감쇠현상이 나타난다. 참고 그림 (7-35)는 "물분류축상의 압력과 거리와의 관계"이다.



참고 그림 (7-35) 물분류축상의 압력과 거리와의 관계

실제 지반을 절삭하는 대부분의 경우는 지하수면 아래를 대상으로 하고 있으므로 수중분사의 경우 밖에 적용되지 않는다. 따라서 위의 "물분류축상의 압력과 거리와의 관계"에 나타난 바와 같이 수중분사에서는 20MPa의 압력으로 분사하는 경우 노즐로부터 30cm 거리에서 그 효과는 감쇠한다. 그러나 고압분류수와 공기를 함께 분사시키면 압력감쇠가 작아져 수중분사에 비해 분류수는 멀리까지 도달하여 지반절삭 능력은 크게 향상된다. 이것은 분류유체가 공기와 함께 분사되면 지반 중에 공기공간을 구성하게 되므로 공기 중의 분사와 거의 같은 조건을 만들어 주기 때문이다. 그러나 이 공기를 실질적으로 사용하는데 있어서는 적정한 분사속도가 필요하게 되며 그 속도는 음속의 1/2 이상이 되어야 한다. 한편, 절삭범위를 확대하기 위하여 사용된 공기는 절삭토를 지표면에 배출시키는데도 이용할 수 있는 장점이 있다.

③ 고압분사에 의한 지반의 절삭 메커니즘

고압분류수에 의한 지반절삭의 원리는 분류수가 갖는 운동에너지를 이용해서 지반을 절삭하는 것이다. 즉 분류수로 고체를 절삭하려고 하는 것이나 이러한 절삭 메커니즘은 매우 복잡하다. 파괴효과는 지반의 물리적, 역학적 성질에 따라 현저하게 다르고, 굴삭 메커니즘에 대한 이론적인 해명은 아직까지 완전하게 이루어지지 않고 있다.

그러나 수력에 의한 절삭의 요인은 다음과 같다.

- 분류수의 동일압 작용
- 분류수의 맥동부하
- 물쐐기의 효과
- 분사되는 물방울에 의한 충격
- 공동현상(cavitation)

위의 요인은 단독으로 발생하는 것이 아니라 분류수의 압력크기, 분류수의 유량, 노즐에서 굴삭면까지의 거리 등 여러 가지 요인이 복합 또는 상승효과에 의해 절삭작용이 발생한다고 판단된다.

가. 분류수의 맥동부하

금속판에 고압분류수를 분사시켰을 경우 분류의 접촉압력이 그 재료의 인장강도의 1/10~1/15로 되면 파괴가 시작된다. 이와 같이 현저하게 낮은 압력에서도 파괴가 일어나는 굴착대상물과 분류수 사이에는 특수한 상호작용이 있는 것으로 판단된다. 즉, 분류에 의한 부하가 접촉압력이 가해진 재료에 잔류변형으로 축적되어 파괴과정에서 큰 역할을 하고 있다고 사료된다.

나. 물쐐기 효과

고압 분류수와 접촉하는 지반에는 응력이 발생되고 그 응력은 수압의 증가에 의해 증대되고 지반의 파괴강도까지 높이면 지반은 파괴된다. 또 지반중의 간극이 물로 충전되어 그 속에서 분류수의 반력작용으로 유체역학적인 압력(물쐐기)이 발생한다. 이 쐐기는 간극성상에 따라 일정한 압력을 가진 것으로 형성된다. 이 경우 노즐에서 지반까지의 거리가 짧을수록 쐐기가 되는 조건은 양호하게 된다. 이러한 관점에서 볼 때 간극비가 큰 지반, 균열이 있는 지반 등은 수력파쇄 효과가 양호하다.

다. 고압 분류체의 충격력

고압 분류수가 물방울이 되어 지반 내에서 충돌할 때 최종영역에 발생하는 충격력은 다음 식 참고 (7-27)과 같다.

$$P = \gamma \cdot c \cdot \upsilon \qquad \text{참고 (7-27)}$$

여기서, γ : 유체의 밀도

c : 수중의 음속

υ : 유속 ($\upsilon = Q / A$)

Q : 유량

A : 노즐의 단면적

식을 정리하면

$$P = \gamma \cdot c \cdot (Q/A)$$

위 식에서 알 수 있는 바와 같이 $\gamma \cdot c \cdot A$를 일정하다고 하면, 충격력 P는 유량 Q에 비례한다. 즉 큰 파괴력을 얻기 위해서는 유량 Q를 증가시키면 된다.

라. 공동현상(cavitation)

유체의 압력을 서서히 증가시키면 유체는 동질성을 잃어 난류를 일으켜서 유체 중에 공기의 공동이 생기게 된다. 이와 같이 유동하는 유체 중에 공동을 만드는 것을 공동현상이라고 한다. 이 공동은 유체의 압력이 높아지면 찌그러지고 만다. 이 공동파괴 시간은 1/10~1/1,000초로 매우 짧다. 분류체는 지반과 충돌할 때 토립자의 표면을 따라서 흐르게 되는데 입경의 차이로 인해 압력이 저하되는 부분이 생기고, 이곳에 많은 기포가 발생한다. 다시 압력이 높은 곳에 이르는 경우 주변의 물이 이것을 막으려고 매우 빠른 속도로 충돌한다. 이 관성력에 의해 지반은 절삭된다. 그러나 공동현상에 의한 지반절삭은 대체로 서서히 일어나므로 많은 에너지가 소비된다. 이러한 현상은 분류수가 수중에 분사되는 경우에는 발생하지 않으며 공기 사용으로 많은 효과를 발생하는 것으로 사료된다. 또 분류수의 유출속도가 증가하면 지반면에 작용하는 압력도 증가하지만 이것으로 인해 지반의 응력도 증가되고, 굴삭률도 증가하게 된다.

7-8-4 고압분사공법의 설계

고압분사공법의 설계는 대상 지반의 특성 및 시공방법의 특징을 충분히 고려하고 기존의 시공실적 또는 시험시공 결과에 따라 행한다.

[참 고]

(1) 설계 시 고려사항

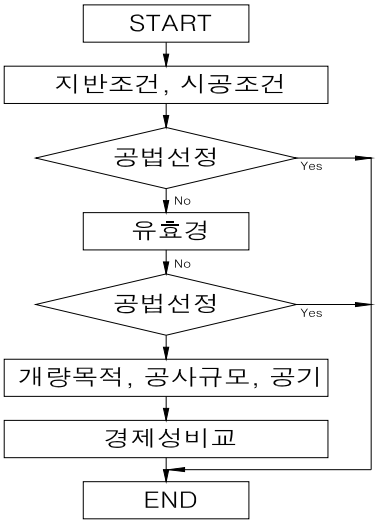
설계에 필요한 토질조건을 참고 표 (7-7)에 나타내었으며 대상지반을 파악하기 위하여 대상지반의 토질구성, 지하수위, 지반의 물리특성 및 강도특성에 대하여 상세한 토질조사 등의 실내시험 등을 행할 필요가 있다.

참고 표 (7-7) 설계에 필요한 토질조건(일본재료학회토질안정재료위원회, 1991)

토목 / 토질분류	대상토질	세목
일반토질	점성토	N치, 점착력, 함수비
	사질토	N치, 입도조성
특수토질	모래자갈	N치, 투수계수, 자갈크기, 입도조성
	부식토(유기질토)	pH, 유기질함유량, 분해도, 함수비

(2) 공법선정의 기준

공법선정은 참고 그림 (7-36)의 흐름도에 따른다. 즉, 지반조건과 시공조건으로부터 대상토질, N값, 시공심도 등을 검토한 다음 공법을 선정한다. 또한 공법이 선정되지 않은 경우에는 유효경의 검토를 행한다. 흐름도에 따라 선정할 수 없는 경우에는 공사목적, 공사규모, 공기, 경제성, 공법의 특성 등을 충분히 고려하여 가장 현장조건에 적합한 공법을 선정한다.



참고 그림 (7-36) 공법선정 흐름도(일본재료학회토질안정재료위원회, 1991)

(3) 토질조건과 유효경

유효경은 조성대상 토층 및 시공조건에 의해서 결정되며, 토층조건(토질, N값, 투수계수, 입도조성, 점착력 등)과 시공조건(시공심도, 시공목적, 설계강도, 지하수위 등)에 따라 표준유효경을 참고 표 (7-8), (7-9), (7-10)과 같이 참조하며 시공 시 시험시공을 통하여 확인 조정하여야 한다.

참고 표 (7-8) Ⅰ유형 - 사질토(모래자갈흙)에서의 표준설계값

토질명 / 항목	사질토						모래※ 자갈
	N≦10	10<N≦20	20<N≦30	30<N≦35	35<N≦40	40<N≦50	
표준유효경(m) 심도(0m<Z≦25m)	2.0	1.8	1.6	1.4	1.2	1.0	-
인상속도(m/min)	40	35	30	26	21	17	-
경화재단위토출량 (m^3/min)	0.06						

※ 모래·자갈에 대해서는 충분한 검토 후 결정하여야 한다.

참고 표 (7-9) Ⅰ유형 - 점성토(부식토)에서의 표준설계값

구분	점성토					부식토※
	N<1	N=1	N=2	N=3	N=4	
표준유효경(m) 심도(0m<Z≦25m)	2.0	1.8	1.6	1.4	1.2	-
인상속도(m/min)	30	27	23	20	16	-
경화재단위토출량 (m^3/min)	0.06					

※ 부식토에 대하여는 충분한 검토 후 결정하여야 한다.

주 1) 점성토의 N치가 5보다 작아도 점착력이 50kN/m^2 정도 이상의 경우, 소정의 유효경이 확보될 수 없기 때문에 주의해야 한다.

주 2) 유형에서는 최대 N치를 기준으로 한 표준유효경보다도 작은 유효경을 조성하고 싶을 때에는 인상속도의 조정에 의하여 작게 할 수 있다.

참고 표 (7-10) Ⅱ유형 - 사질토, 점성토에서의 표준설계수치

N치	모래자갈	*1					
	사질토	N≤30	30<N≤50	50<N≤100	100<N≤150	150<N≤175	175<N≤200
	점성토	-	N≤3	3<N≤5	5<N≤7	-	7<N≤9
유효경(m) 심도 Z(m) 구분 *2	0<Z≤30m	2.0	2.0	1.8	1.6	1.4	1.2
	30<Z≤40m	1.8	1.8	1.6	1.4	1.2	1.0
인상속도(m/min)		16	20	20	25	25	25
경화재	단위토출량 (m^3/min)	0.18	0.18	0.18	0.14	0.14	0.14

* 1 모래자갈에 대해서는 N<50회는 사질토 유효경의 10%감하는 것으로 한다.
N>50회는 충분히 검토한 후에 결정하여야 한다.
또 모래자갈에 대해서는 시험시공을 하여야 한다.

* 2 시공심도 Z>40m에 대해서는 충분히 검토한 후에 결정하여야 한다.

- Ⅰ유형 : 2중관을 사용하고 절삭을 경화재와 air를 사용하며 회전과 동시에 인상함으로써 개량지반을 조성하는 공법
- Ⅱ유형 : 3중관을 사용하고 절삭은 물과 air를 분사·회전하면서 인상함으로써 행하고 하단으로부터 경화재를 충전함으로써 개량지반을 조성하는 공법

7-9 진공압밀공법

7-9-1 대기압진공압밀공법

[1] 설계일반

대기압진공압밀공법은 압밀시 필요한 하중을 기존 재하공법의 성토하중에 의하지 않고 인위적으로 지중을 진공상태로 만들어 이에 작용하는 대기압을 재하하중으로 활용함으로써 지중에 설치한 드레인을 통해 과잉간극수를 배출하여 지반의 압밀을 촉진시키는 공법이다.

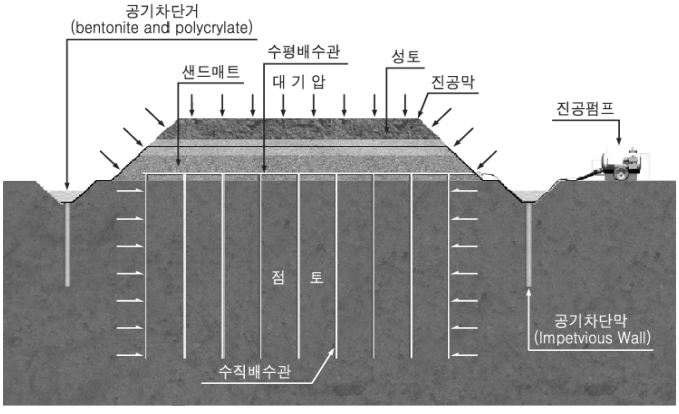
[참 고]

(1) 대기압진공압밀공법은 압밀시 필요한 하중을 기존 재하공법의 성토하중에 의하지 않고 인위적으로 지중을 진공상태로 만들어 이에 작용하는 대기압을 재하하중으로 활용함으로써 지중에 설치한 드레인을 통해 과잉간극수를 배출하여 지반의 압밀을 촉진시키는 공법이다.

대기압진공압밀공법은 1950년대 초 Kjellman을 중심으로 스웨덴 왕립 토질연구소가 개발한 후 여러 나라에서 많은 연구를 하였으며, 프랑스의 menard 회사에 의해 실용화되었다. menard 진공압밀공법의 특징은 pvc 연성주름관에 부직포를 감싼 드레인을 지중에 연직으로 설치하고, 이들을 다시 수평배수층에 그물망식의 배관망을 구성한 후 진공펌프를 가동하여 지중을 진공상태로 유지하여 만들어지는 대기압의 하중을 지표 및 지중에 작용시키는 것이다. 즉, 재래식 공법에서 토사를 성토하여 재하하는 공정이 대기압 하중으로 대체되었으며, 기존의 재하공법에서 사용하던 배수목적의 샌드드레인이나 페이퍼드레인은 부직포를 씌운 pvc 원형연성주름관으로 대체되었다. 또한, 타 공법에서 수평배수를 위해 사용되던 모래층(sand mat) 속에 진공펌프로부터 연결된 수평드레인이 매설된다.

대기압진공압밀공법의 개략도는 참고 그림 (7-37)과 같다. 참고 그림 (7-37)에서 보는 바와 같이 진공압밀공법은 연약지반상에 드레인을 설치한 후 필요 성토량을 재하하고 지중을 진공상태로 만들기 위하여 성토흙 표면을 진공막(geo-membrane)으로 덮는다. 이 때 펌프가동시 지중의 경계부에서 외부와의 공기차단을 목적으로 공기차단거(trench)를 설치해야 한다. 필요한 진공가동 준비가 모두 완료되면 펌프를 가동시켜 지중의 간극수 및 공기를 배출시킨다.

진공이전의 지중내 임의 평면에서 간극수압과 유효응력의 합은 외부에서 작용한 대기압과 성토재하하중의 합과 같게 될 것이다. 따라서 진공압밀 진행과정에서 전응력은 일정하게 되고 간극수가 배출되면서 유효응력은 증가되고 강도를 얻으면서 압밀이 진행된다. 이 공법의 기본 원리를 정리하면 압밀 시킬 연약지반 위에 불투수 진공막을 덮어서 이 진공막 아래의 지반을 진공상태로 만드는 것이다.

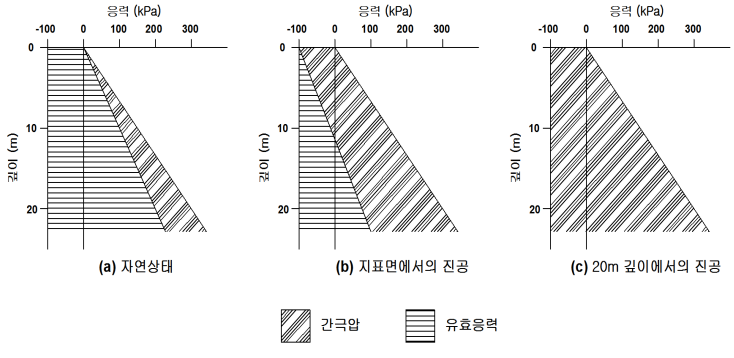


참고 그림 (7-37) 진공압밀공법(vacuum consolidation)

(2) 공법 원리

개량해야 할 점토층 위에 필터(샌드매트)층을 형성하고 보통은 연직드레인을 시공한 후 필터층 위에 멤브레인(membrane)을 설치하여 외부와 차단된 상태를 유지하면서 필터층 내에 진공펌프를 구동시키면 우선 필터층 내부의 간극수압이 내려가고, 다음으로 연직드레인, 계속해서 점토층의 간극수압이 내려가 간극수가 드레인을 통하여 배출된다. 임의 평면에서의 간극수압과 유효응력의 합은 대기압과 토피압력(overburden pressure)의 합과 같고, 압밀시 항상 일정하므로 유효응력은 간극수압의 감소에 따라 증가하며 압밀이 진행된다. 이 때 지반은 등방압축 상태가 되므로 지하수위저하 공법과 마찬가지로 전단응력의 증가가 없어 지반의 활동 파괴를 일으키지 않는 이점이 있다.

대기압 공법의 압밀에 따른 간극수압과 유효응력의 변화를 좀 더 구체적으로 알아보면 참고 그림 (7-38)과 같다. 즉 참고 그림 (7-38)(a)는 진공 전의 점토층 내 간극수압과 유효응력을 나타내며, 참고 그림 (7-38)(b)는 진공상태를 상당한 기간 동안 진행시켜 압밀이 완료되었을 때를 나타낸다. 개량깊이에 비해 개량구역의 폭이 충분히 크고, 진공상태가 상당 기간 유지되었다고 가정하면, 압밀이 완료되었을 때의 유효응력은 전체 영역에 걸쳐 약 100kN/㎡ 높아지게 된다. 만약 드레인이 모든 방향에서 밀폐된 모래, 자갈층에 도달하거나 통과하게 되어 이 층에 설치된 펌프로 펌핑할 수 있다면 즉, 진공압이 지중까지 충분히 전달될 경우에는 참고 그림 (7-38) (c)에서 알 수 있는 바와 같이 지표면에서의 펌프에 의해 달성될 수 있는 정도보다 훨씬 큰 압밀이 발생한다.

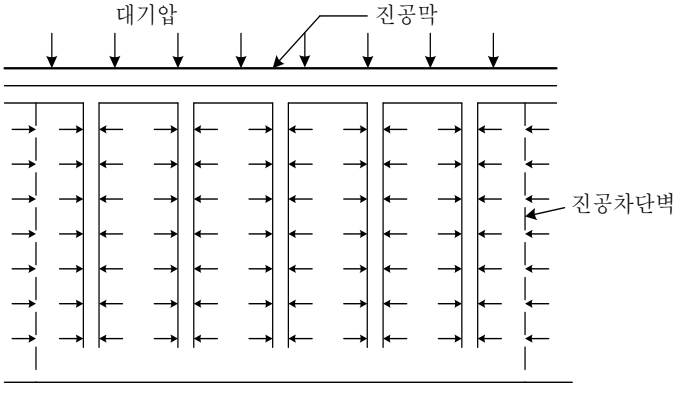


참고 그림 (7-38) 완전 압밀 후 지반내의 유효응력과 간극수압

(3) 역학적 거동

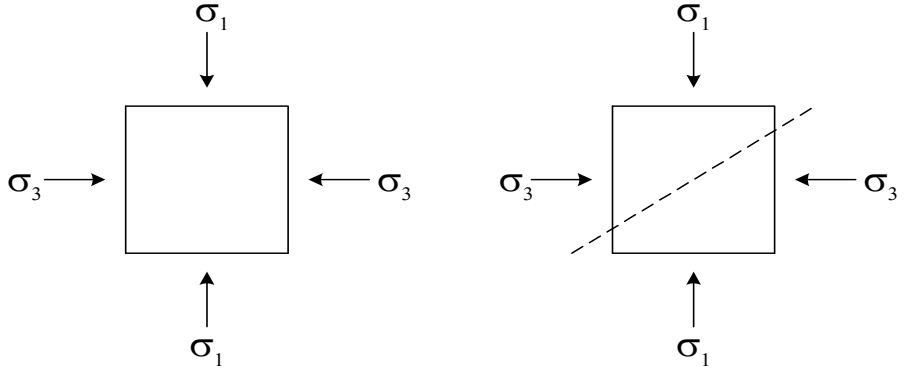
지중에 설치된 연직드레인과 진공펌프와 연결된 수평드레인은 모래층에서 연결되며, 이를 진공차단막으로 덮어 기밀을 유지한 후 진공상태를 부하하면 연약층 속에서는 참고 그림 (7-39)와 같이 등방압축응력이 발생하게 된다.

삼축압축상태에서 최대 주응력을 증가시켜 축차응력이 작용하면 전단파괴가 발생된다. 진공압밀시 상기와 같이 지중에 등방압축상태를 발생시키면 등방압밀이 작용 하는 동안에는 지중의 어느 요소에서도 전단파괴가 일어나지 않으며, 원호활동 전단파괴는 발생하지 않는다. 즉, 기존의 재하중공법에서 연약지반상에 재하중을 작용시킬 때 발생하는 지반 전단파괴는 발생하지 않는다.



참고 그림 (7-39) 진공압밀시 지중응력작용

참고 그림 (7-40)은 삼축압축시의 등방압밀과 등방압밀 후 축차응력을 증가시켜 전단파괴를 일으키는 삼축압축 시험의 예를 도시한 것이다. 등방압밀의 경우는 진공압밀의 응력거동상태로 대응시킬 수 있으며, 축차응력이 증가하는 경우는 재하에 의해 지중연직응력이 증가하는 재래식 성토하중공법의 응력거동에 대응시킬 수 있다. 축차응력이 가해지면 전단파괴가 발생하게 된다.

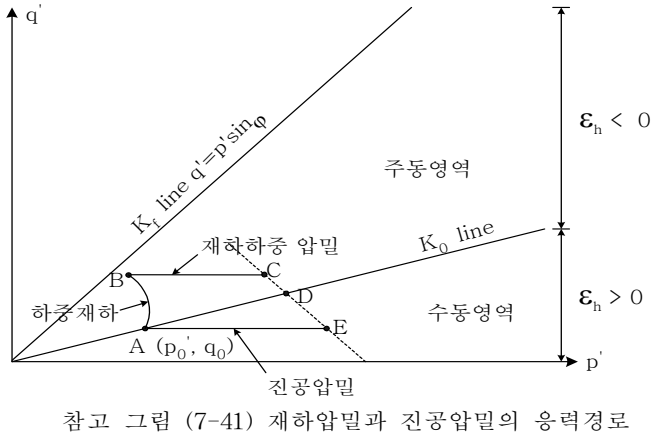


참고 그림 (7-40) 등방압밀(압축) 및 등방압밀 후 축차응력 증가시

이들의 상태를 $p'-q'$ diagram으로 도시하면 재래식 성토재하 압밀시의 응력경로와 진공압밀의 응력경로를 확실히 구별할 수 있다(참고 그림 (7-41) 참조). 재래식 성토 재하 시에는 지표의 성토하중 증가에 따라 지중의 간극수압이 증가하고 지중의 유효 최대주응력과 최소주응력의 차가 증가되면서 그 응력경로는 AB선을 따라간다. 이 후 압밀이 진행되면서 압밀진행 효과만큼 유효 최대주응력과 최소주응력이 동일하게 증가하면, 응력경로는 BC선을 따르게 된다. 이 때 그림에서 보는 바와 같이 응력경로 ABC는 수평방향으로 팽창변형을 일으키는 거동으로서(axial compression) 현재 지반 정지상태에서 연직방향으로 하중이 재하되면, 간극수압이 발생하게 되어 수평정지 응력상태에 있던 σ_H는 감소하게 된다. 따라서 유효응력 경로는 그림에서 AB경로를 따르게 되면서 점차로 재하중량이 증가할수록 파괴에 이르게 된다.

한편, 하중재하증분이 없는 상태에서 압밀이 시작되면 소산된 간극수압의 정도에 따라 σ_v와 σ_h는 증가하게 되므로, 이때 응력경로는 그림에서 BC경로를 따르게 된다. 따라서 재하중 공법에 의한 응력경로는 성토하중 재하 시 AB경로를 따르다가 압밀 시에는 BC경로를 따르게 됨을 알 수 있다. 그림에서 보는 바와 같이 재하중 공법에 의한 응력경로 ABC는 항상 파괴의 가능성을 가지고 있음을 알 수 있다. 그러나 진공압밀의 경우에는 진공하중에 의한 압밀촉진과 동시에 대기압 크기의 응력이 최대주응력, 최소주응력 면에 같은 크기로 증가되기 때문에 재하중 공법과 같이 AB 응력경로를 따르지 않는다.

지중에 매설된 드레인과 진공펌프, 멤브레인에 의하여 지반이 진공상태로 되기 때문에 외부에는 대기압이 작용하게 되고, 성토하중 대신 이 대기압 진공하중을 이용하여 압밀을 촉진시키게 된다. 이 때 지중에 발생된 간극수압은 매설된 드레인을 통하여 즉시 소멸하게 된다. 따라서 이 때 소멸되는 수압에 따라 지중의 σ_v와 σ_h는 증가하게 되는데 대기압 진공하중은 등방압축이므로 그 증가되는 유효응력의 크기는 같다. 따라서 AE 응력경로를 따르게 되므로 파괴 포락선으로부터 안전측으로 거동하며, 이러한 역학적 특성에 따라 여성토 재하 시 원호활동 파괴를 방지할 수 있는 장점이 있다.



참고 그림 (7-41) 재하압밀과 진공압밀의 응력경로

(4) 진공압밀공법의 특징

진공압력은 원지반 내에서 등방으로 작용하기 때문에 하중재하에 의한 축차응력이 발생하지 않으며, 따라서 지반 붕괴의 위험성이 없다. 또한, 원지반 측방이 등방압력에 의한 구속력의 지지에 의해 기존의 선행재하공법에 의한 단계별 성토에 드는 비용과 시간의 소모를 없애면서도 급속성토 및 고성토가 가능하다. 진공압밀공법은 고속도로, 제방, 항만, 공항 활주로, 하수처리장, 산업시설 등의 다양한 현장에 적용 가능하며, 21세기 들어 사용실적이 늘고 있다.

진공압밀공법의 특징은 다음과 같다. 다음 특징 중 ①~⑧은 진공압밀공법의 장점이며, ⑨~⑩은 단점이다.

① 등방압축상태가 되어 지반 활동파괴가 발생하지 않으므로 전 하중을 순간적으로 가할 수 있다.
② 지표 및 지중까지 동일한 크기의 대기압을 작용시킬 수 있어 균일한 유효응력의 증가를 얻을 수 있다.
③ 성토와 병행하면 상당히 큰 하중을 얻을 수 있다.
④ 지표면이 연약하여 성토가 곤란한 매립지 등 초연약지반의 개량에 유리하다.
⑤ 수심이 깊은 해저에서는 대기압과 병용하여 수압을 재하하중으로 이용할 수 있다.
⑥ 성토하중 재하공법에서의 단계성토, 철거 등의 절차가 필요 없어 공기가 많이 단축된다.
⑦ 진공으로 강제 압밀시키므로 정적하중에 의한 자연 배수보다 빠른 속도로 배수되므로, 압밀기간이 일반 타 공법에 비해 2배 이상 단축될 수 있다.
⑧ 말뚝기초를 사용하는 경우 말뚝에 작용하는 부마찰력을 거의 제거할 수 있다.
⑨ 좁은 면적에 적당하다.
⑩ 진공시스템의 문제 발생에 민감하다.
⑪ 압밀기간 중에는 지속적으로 펌프를 가동시켜야 하므로 관리의 자동화가 필요하다.

[2] 대기압진공압밀공법의 설계

대기압진공압밀공법의 설계는 대상 지반의 특성 및 시공방법의 특징을 충분히 고려하고 기존의 시공실적 또는 시험시공의 결과에 따라 행한다.

[참 고]

(1) 설계를 위한 사전 조사

설계에 앞서서 지하수위저하공법의 경우와 마찬가지로 원지반의 지하수위, 투수계수 등을 조사해야 하며, 용존가스 분석 등 투기성에 관한 조사를 추가해야 한다. 진공막 끝부분의 매설심도보다 아래에 투기성이 좋은 샌드심(sand seam) 등이 있는 경우 공기나 물 등이 이동할 수 있으므로 주의해야 한다. 즉, 지하수위 심도를 조사하여 멤브레인 근입 깊이를 결정하거나, 대수층으로부터 물과 공기를 빼내는 경우의 배기, 배수 능력을 결정하기 위하여 지하수와 투기성 조사가 필요하다. 또한, 이외에 용존가스가 부압에 의해 기화함으로써 진공도가 목표대로 상승하지 않는 일도 발생할 수 있으므로 용존가스 분석도 하는 편이 좋다.

(2) 설계

대기압 공법에 의해 가할 수 있는 최대 하중은 이론적으로 100kN/㎡ 이지만 멤브레인에서 외부와의 차단성을 완전히 기대할 수 없는 점과 지하수 기화에 의해 부압이 감소하므로 실제로는 최대 80~90 kN/㎡ 정도밖에는 달성할 수 없다는 점을 유의해야 한다. 진공압밀공법의 설계 방법은 다른 선행하중공법과 유사하며, 주요 사항을 정리하면 다음과 같다.

① 연직드레인의 설계

진공압밀에 있어서의 드레인 설계는 다른 드레인 공법 설계와 마찬가지로 Barron의 이론에 따라 설계하며, 연직 및 수평방향 압밀을 함께 고려하는 것이 보통이다. 진공압밀공법의 드레인 효과는 재래식 배수공법보다 큰 것으로 알려져 있다. 한편, 연직방향 드레인 설치는 수평배수 모래층(샌드매트) 위까지 나올 수 있도록 설치한다. 이것은 지중을 진공상태로 유지하기 위한 것으로서 모래층 밑에서부터 설치하면 배수기능에 문제가 있기 때문이다.

② 압밀침하량

압밀침하량 산정은 Terzaghi의 1차 압밀이론식에 의하여 계산한다. 그러나 실제 침하량은 등방압밀에 따른 수평압축효과로 인해 총 침하량이 25~50%까지 감소하는 것으로 알려져 있다. 따라서 이를 감안하여 설계하는 것이 경제적이다.

③ 소요압밀기간

일반적으로 침하시간(압밀시간)은 기존의 타 공법에 비해 1~5배 빠르며, 그 지반 개량효과 역시 확실한 것으로 보고되고 있다.

(3) 설계 시 유의사항

샌드매트 중의 부압을 균일하게 하기 위해 배기용 유공파이프를 샌드매트 중에 그물망식으로 매설하여, 그 끝부분을 진공펌프에 접속하는 것이 좋다.

진공펌프의 용량은 1마력당 개량면적 20~25m^2 정도가 되도록 선택하는 것이 좋다. 상당히 큰 배기량의 진공펌프를 사용해야 높은 진공 상태를 얻을 수 있다. 이것은 용존기체와 물 자체의 증발, 주변으로부터의 침입 등의 이유로 60cmHg 이상의 진공 상태를 얻기 어렵기 때문이다.

연직드레인을 병용하는 경우, 드레인 선단은 점성토 도중에 머물러야 하며, 하부의 사질토층에 도달하는 경우에는 진공이 샐 수 있어 주의를 요한다.



참고 그림 (7-42) 펌프를 이용한 진공압밀



참고 그림 (7-43) 진공압밀공법 전경

(4) 진공압밀공법의 시공

이 공법의 시공순서는 다음과 같다.

① 연직배수재 타설

연약지반의 압밀촉진을 목적으로 연직배수재를 설계 간격으로 개량목표 심도까지 타입하며 리더(leader), 케이싱(casing), 슈(shoe) 등을 사용하여 유압이나 윈치(winch)에 의한 압입 또는 진동해머에 의해 타설한다.

② 수평배수재 타설

지반 표면 침하에 적응하면서 배수 및 공기배출을 목적으로 연직배수재와 연통하여 진공펌프에 연결 지중의 진공상태를 만든다.

③ 진공보호막(geotextile membrane)

개량 예정지역의 지표에 기밀성 진공보호막을 설치하고, 가장자리는 벤토나이트 트렌치를 설치하여 공기차단막을 형성한다.

④ 공기차단벽(peripheral wall)

필요에 따라 진공압밀 시에 개량지역 외부로부터 공기차단 및 차수목적으로 널말뚝(sheet pile), 격막(membrane), 슬러리벽체(slurry wall) 등을 설치한다.

⑤ 진공펌프(multi- ventri air pump)

진공펌프를 사용하여 지중을 진공상태로 만든다.

시공 시 멤브레인 내부가 계속해서 높은 부압 상태로 유지되도록 멤브레인 끝부분을 점토 등으로 세밀하게 밀봉하는 등 공기나 물 등의 출입에 대해 충분히 배려할 필요가 있다. 또한, 문제 발생 시 펌프의 정지에 의해 배출된 물이 멤브레인 내부로 역류하는 것을 막기 위한 고려가 필요하다.

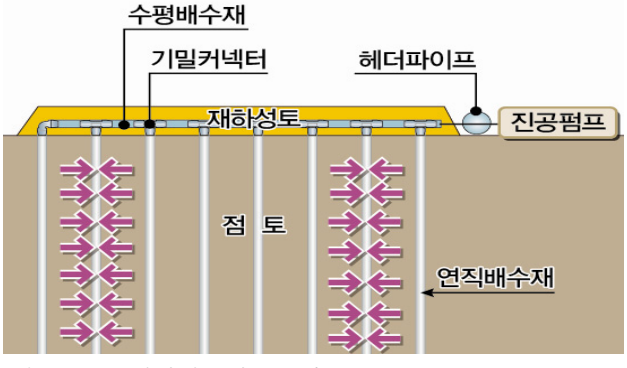
7-9-2 개별진공압밀공법

[1] 설계일반

개별진공압밀공법은 압밀시 필요한 하중을 기존 재하공법의 성토하중에 의하지 않고 인위적으로 배수재에 직접 진공압을 가하여 지중에 설치한 드레인을 통해 과잉간극수를 배출하여 지반의 압밀을 촉진시키는 공법이다.

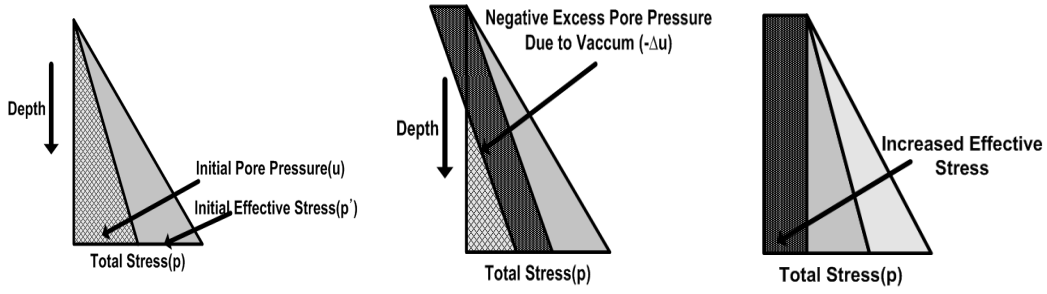
[참 고]

(1) 개별진공압밀공법은 압밀시 필요한 하중을 기존 재하공법의 성토하중에 의하지 않고 인위적으로 배수재에 직접 진공압을 재하하중으로 활용함으로써 지중에 설치한 드레인을 통해 과잉간극수를 배출하여 지반의 압밀을 촉진시키는 공법이다.
기존 진공압밀 공법과 마찬가지로 대기압을 이용하나 개별진공압밀 공법은 이와 달리 표층에 기밀쉬트가 필요없는 공법으로 공법의 개략도는 참고 그림 (7-44)와 같다. 참고 그림 (7-44)에서 보는 바와 같이 지반 내에 드레인 타설기로 드레인재를 타입하고 수평배수재와 연결한 후 이를 진공펌프와 연결한다. 진공흡입펌프로 흡입진공을 가하게 되면 배수재를 통해 지중의 간극수 및 공기가 배출된다. 개별진공압밀 공법은 기존 진공압밀공법과 동일하게 전응력이 일정한 상태에서 간극수가 배출되며 유효응력이 증가하게 되고, 이로 인해 강도가 증가하게 되며 압밀이 진행된다.



참고 그림 (7-44) 개별진공압밀공법(individual vacuum consolidation)

(2) 공법 원리
개량 대상 지반에 연직드레인을 시공한 후 진공펌프와 연결된 수평배수재와 결속한 후 진공펌프를 구동시키면 배수재에 진공압이 직접 재하되어 기압 차이에 의해 지반의 간극수가 배출된다. 개별진공압밀공법에 따른 유효응력과 간극수압의 변화를 살펴보면 기존 진공압밀공법과 동일하며 참고 그림 (7-45)와 같다. 진공압 재하중 임의 평면에서 간극수압과 유효응력의 합은 항상 일정하므로 유효응력은 간극수압의 감소에 따라 증가하여 압밀이 진행된다. 지반은 등방압밀 상태가 되므로 전응력의 증가가 없어 지반의 활동파괴를 유발하지 않는다(참고 그림 (7-45)(b)). 압밀이 완료된 후 진공압을 제거하게 되면 참고 그림 (7-45)(c)와 같이 간극수압이 정수압 상태로 돌아오게 되며, 전응력은 진공압 재하에 의한 유효응력 증가량만큼 증가된다.

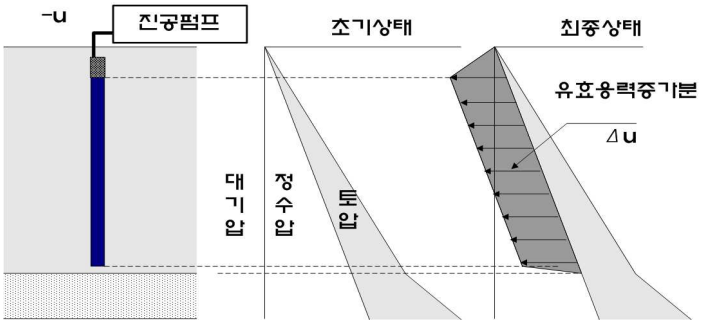


(a) 원지반 상태 (b) 진공압 재하상태 (c) 압밀완료 후

참고 그림 (7-45) 개별진공압밀공법의 메커니즘

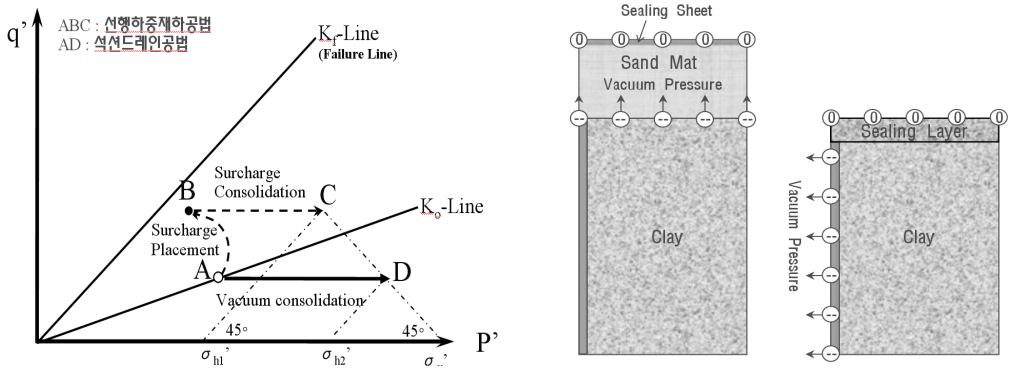
(3) 역학적 거동

지중에 설치된 연직드레인과 진공펌프와 연결된 수평배수재 기밀을 유지한 후 진공상태를 조성하면, 참고 그림 (7-46)과 같이 지반내의 이론적 응력 변화는 진공압밀공법과 유사하게 나타난다. 간극수압의 변화는 개량영역의 상부에서부터 배수재의 상부까지는 간극수압이 서서히 감소하여 배수재의 상부에서는 적용시켜준 진공압에 도달하고, 이후 연직배수재의 타설심도까지 일정하게 감소하는 경향을 나타낸다.



참고 그림 (7-46) 개별진공압밀공법에 의한 지반 내 응력 변화

참고 그림 (7-47)(a)에는 선행하중 재하공법과 개별진공압밀공법의 적용 시 이론적인 응력경로를 나타내었다. 선행하중재하공법에 의한 응력경로 ABC는 파괴포락선 근처에 존재하기 때문에 항상 파괴의 가능성을 가지고 있다. 그러나 개별진공압밀 공법의 경우에는 진공하중에 의한 압밀촉진과 동시에 석션압 크기의 응력이 최대주응력, 최소주응력에 같은 크기로 가해지기 때문에(등방압밀) 재하공법에서 처럼 AB경로를 따르지 않고 AD 경로를 따르게 되며, 파괴포락선으로부터 점점 멀어진다. 즉, 진공압에 의한 거동은 수직, 수평방향을 동시에 압축변형을 시킴으로써 전단에 의한 활동 파괴가 발생하지 않는다. 참고 그림 (7-47)(b)의 경우 대기압 재하 방식의 진공압밀공법과 개별재하방식의 진공압밀공법간의 차이를 개념적으로 설명한 것이다. 대기압 재하 방식의 경우 지표에 수평방향으로 샌드매트 및 기밀시트가 설치되어 지표가 진공상태가 되므로 대기압에 해당하는 하중이 지반에 연직으로 작용하게 되지만, 개별 재하 방식의 경우 연직 드레인에 직접적인 진공압이 적용되므로 하중이 수평으로 작용하게 된다. 따라서 대기압 재하 방식보다 지반내 진공압 전달속도가 빠르고 효율이 우수하며, 지반에서 유입되는 간극수(배출수)를 직접 흡입하여 배출하기 때문에 배수저항이 작아 배수효율이 높다.



(a) 하중재하공법과 석션드레인공법의 차이 (b) 대기압 재하방식과 개별 진공재하 방식의 차이

참고 그림 (7-47) 기존 공법과 석션드레인공법의 차이

(4) 개별진공압밀공법의 특징

개별진공압밀공법에서 진공압은 원지반 내에서 등방으로 작용하기 때문에 하중재하에 의한 축차응력이 발생하지 않으며, 따라서 지반 붕괴의 위험성이 없다. 또한, 원지반 측방이 등방압력에 의한 구속력의 지지에 의해 기존의 선행재하공법에 의한 단계별 성토에 드는 비용과 시간의 소모를 없애면서도 급속 성토 및 고성토가 가능하다. 특히 기존 진공압밀 공법에 비해 별도의 진공차단막을 필요로 하지 않으므로 진공차단막 파손에 의한 진공압 저하 위험이 적고 경제적이다.

개별진공압밀 공법은 진공배수에 의한 성토사면 안정화, 국부적인 연약지반 개량, 도심지 굴착시 차수효과, 대심도 연약지반 개량, 도심지 소규모 지반 개량, 저습답의 농지 개량, 상부구조물이 존재하는 연약지반 개량, 진공압을 이용한 효율적인 지하수위저하, 제방 아래 연약지반의 안정화 등 다양한 현장에 적용 가능하다.

개별진공압밀공법의 특징은 진공압밀공법과 마찬가지로 다음과 같다. 다음 특징 중 ①~⑨은 개별진공압밀공법의 장점이며, ⑩~⑪은 단점이다.

① 등방압축상태가 되어 지반 활동파괴가 발생하지 않으므로 전 하중을 순간적으로 가할 수 있다.
② 지표 및 지중까지 동일한 크기의 대기압을 작용시킬 수 있어 균일한 유효응력의 증가를 얻을 수 있다.
③ 성토와 병행하면 상당히 큰 하중을 얻을 수 있다.
④ 지표면이 연약하여 성토가 곤란한 매립지 등 초연약지반의 개량에 유리하다.
⑤ 수심이 깊은 해저에서는 대기압과 병용하여 수압을 재하하중으로 이용할 수 있다.
⑥ 성토하중 재하공법에서의 단계성토, 철거 등의 절차가 필요 없어 공기가 많이 단축된다.
⑦ 진공으로 강제 압밀시키므로 정적하중에 의한 자연 배수보다 빠른 속도로 배수되므로, 압밀기간이 일반을 타 공법에 비해 1~5배 이상 단축될 수 있다.
⑧ 말뚝기초를 사용하는 경우 말뚝에 작용하는 부마찰력을 거의 제거할 수 있다.
⑨ 면적에 제한을 받지 않는다.
⑩ 진공시스템의 문제 발생에 민감하다.
⑪ 압밀기간 중에는 지속적으로 펌프를 가동시켜야 하므로 관리의 자동화가 필요하다.

[2] 개별진공압밀공법의 설계

개별진공압밀공법의 설계는 대상 지반의 특성 및 시공방법의 특징을 충분히 고려하고 기존의 시공실적 또는 시험시공의 결과를 고려한다.

[참 고]

(1) 설계를 위한 사전 조사

설계에 앞서서 지하수위저하공법의 경우와 마찬가지로 원지반의 지하수위, 투수계수 등을 조사해야 한다. 매설심도보다 아래에 투기성이 좋은 샌드심(sand seam) 등이 있는 경우 공기나 물 등이 이동할 수 있으므로 주의해야 한다. 즉, 지하수위 심도를 조사하여 근입 깊이를 결정하거나, 대수층으로부터 물과 공기를 빼내는 경우의 배기, 배수 능력을 결정하기 위하여 지하수와 투기성 조사가 필요하다.

(2) 설계

개별진공압밀 공법에 의해 가할 수 있는 최대 하중은 이론적으로 100kN/㎡이지만 외부와의 차단성을 완전히 기대할 수 없는 점과 지하수 기화에 의해 부압이 감소하므로 실제로는 최대 80~90 kN/㎡ 정도밖에는 달성할 수 없다는 점을 유의해야 한다. 개별진공압밀공법의 설계 방법은 다른 선행하중공법과 유사하며, 주요 사항을 정리하면 다음과 같다.

① 진공압

이론적으로 개별진공압밀공법에서 재하할 수 있는 하중은 최대 100kN/㎡이지만 외부와의 차단성, 시공 중 연결부에서의 누기, 지하수 기화에 의한 부압 감소 등으로 인해 실제 진공압은 이보다 낮다. 따라서 진공압의 경우 시험시공에서 도출된 값을 적용하거나, 대기압재하공법과 마찬가지로 최대 80~90 kN/㎡ 중 작은 값을 적용하는 것이 바람직하다. 또한 기밀층 유지를 위해 무공/실링 처리한 상부와 하부의 경우 진공압은 삼각형으로 분포되어 재하하는 것으로 가정한다.

② 연직드레인의 설계

진공압밀에 있어서의 드레인 설계는 다른 드레인 공법 설계와 마찬가지로 Barron의 이론에 따라 설계하며, 연직 및 수평방향 압밀을 함께 고려하는 것이 보통이다. 진공압밀공법의 드레인 효과는 재래식 배수공법보다 큰 것으로 알려져 있다. 한편, 연직배수재는 수평배수재와의 연결을 위해 지표면 위까지 나올 수 있도록 설치하며 개량층 상부에서 1~2m를 기밀처리한다.

③ 압밀침하량

압밀침하량 산정은 Terzaghi의 1차 압밀이론식에 의하여 계산한다. 그러나 실제 침하량은 등방압밀에 따른 수평압축효과로 인해 총 침하량이 25~50%까지 감소하는 것으로 알려져 있다. 그러나 대부분의 진공압밀공법이 선행하중재하공법과 병행됨을 고려하면 침하 감소량은 성토조건에 따라 약 7~23%로 설계하는 것이 경제적이며, 진공압 단독으로 적용할 경우 더 증가할 수 있다.

④ 강도증가량

개량후의 지반강도 산정방법은 개량전 강도와 개량을 통한 강도증가치를 더하여 산정할 수 있다. 개량에 따른 증가강도는 작용 진공압과 강도증가율(C_u/p)을 이용하여 산정할 수 있다.

$$\triangle C_{uu} = C_u/p \cdot \triangle p \cdot U_p/100\,(kN/m^2)$$

여기서, $\triangle C_{uu}$: 증가된 강도 (kN/m^2), C_u/p : 강도증가율

$\triangle p$: 작용진공압 (kN/m^2), U_p : 목표압밀도

이때, 상부 기밀층 부분의 증가강도에 대해서는 표층을 $C_u = 0$으로 하부부분은 직선분포로 가정한다. 단 표층의 안정 등의 사항을 고려할 때, 이 부분이 큰 영향을 미칠 경우에는 별도의 검토를 실시한다.

⑤ 소요압밀기간

일반적으로 침하시간(압밀시간)은 기존의 타 공법에 비해 1~5배 빠르며, 그 지반 개량효과 역시 확실한 것으로 보고되고 있다.

진공압 누기 방지를 위해 조성된 상/하부의 기밀층의 경우 토질조건이나 시공조건에 따라 두께를 산정할 필요가 있다면, 다음 식을 이용한다. 여기서 기밀층의 시간계수(T_v)는 개량지반과 동일한 압밀도가 되도록 설정해야 한다.

$$H_2 = \sqrt{\frac{t_u \cdot C_v}{T_v}}$$

여기서, H_2 : 기밀층 두께 t_u : 진공압 개량기간(day)

C_v : 압밀계수(m^2/day) T_v : 시간계수

⑥ 개량면적

개량 면적의 설정은 시설의 기능과 형상에 따라 결정된다. 개량구역의 단부는 강도증가가 적기 때문에, 개량 단부까지 필요 강도가 규정되는 경우는 1~2m 정도의 여유를 가진 개량 면적을 설정한다. 진공 구동장치 1대당 개량 가능한 면적을 진공펌프의 효율을 감안하여 계산하여 결정하고 석션드레인재의 타설개수 및 진공호스의 적용길이 등을 정확히 파악하여 개량면적을 결정해야 한다.

(3) 설계 시 유의사항

진공펌프의 용량은 배치간격 및 개량 면적에 따라 별도로 산정하며 10마력당 개량면적 2,000~2,500㎡ 정도가 되도록 선택하는 것이 좋다. 상당히 큰 배기량의 진공펌프를 사용해야 높은 진공상태를 얻을 수 있다. 용존기체와 물 자체의 증발, 배수재로의 간극수 유입 등의 이유로 초기에는 고진공 상태를 얻기 어렵다.

연직드레인의 선단은 점성토 도중에 머물러야 하며, 하부의 사질토층에 도달하는 경우에는 진공이 샐 수 있어 주의를 요한다. 또한 중간에 투수층이 존재하는 경우 이를 별도로 기밀 처리하여야 한다.

개별진공압밀공법은 진공압을 이용하여 간극수를 배출하여 압밀침하를 촉진하는 방법이므로 주변 지반의 압축 침하 등의 영향이 발생한다. 배수재 타설시 지반내 또는 하부에 투수층이 존재할 경우 주변 지반의 수위가 저하되기 때문에 변형이 넓은 범위에서 발생할 수 있으므로 주의가 필요하다. 또한 배수재는 개별진공압밀 도중 적정의 진공압을 유지할 수 있도록 통수면적을 확보해야한다.

(4) 진공압밀공법의 시공

이 공법의 시공순서는 참고 그림 (7-48)과 같다.

① 배수재 타설	② 커넥터 및 수평배관 연결	③ 집수 및 진공장치 연결	④ 진공압 재하
			

참고 그림 (7-48) 개별진공압밀공법 시공순서

① 연직배수재 타설

연약지반의 압밀촉진을 목적으로 연직배수재를 설계 간격으로 개량목표 심도까지 타입하며 리더(leader), 케이싱(casing), 슈(shoe) 등을 사용하여 유압이나 윈치(winch)에 의한 압입 또는 진동해머에 의해 타설한다.

② 수평배수재 타설

지반 표면 침하에 적응하면서 지중 간극수의 배수 및 공기배출을 목적으로 연직배수재와 연통하여 진공펌프에 연결, 배수재를 진공상태로 만든다.

③ 집수 및 진공장치 연결

수평배관과 집수, 진공장치를 연결하여 지중 배수재에 직접 진공압을 재하할 수 있도록 한다. 이때, 압밀로 인해 발생하는 압밀수가 진공펌프로 유입되는 것을 방지하기 위해 보조탱크와 같은 기수분리 장치를 설치해야 한다. 진공장치의 연결 시 연결부의 누기가 발생하지 않는지 시험 가동하여 육안 및 진공압 수치로 확인해야 한다.

④ 진공펌프 가동

시공 시 지중을 계속해서 높은 부압 상태로 유지되도록 표층의 배수재 사이를 점토 등으로 세밀하게 밀봉하는 등 공기나 물 등의 출입에 대해 충분히 배려할 필요가 있다. 또한, 문제 발생 시 펌프의 정지에 의해 배출된 물이 부지 내부로 역류하는 것을 막기 위한 고려가 필요하다.

[참고문헌]

1) 강민수(1998), “영향인자를 고려한 연직배수기술의 개발에 관한 연구”, 중앙대 박사학위논문.
2) 건설부(1980), 연약지반개량공사(기술지도서 17), 정우사, 서울, pp.85～86
3) 국립해양조사원 1954～1999, 조석표
4) 국립해양조사원, 1962～1998, 수로기술연보
5) 국립해양조사원(1999), 국립해양조사원 50년사(1949～1999)
6) 국토해양부(2007), 대심도 연약지반 개량을 위한 석션드레인(Suction Drain)공법과 설계기법의 개발
7) 국토해양부(2009), 구조물 기초 설계기준 해설, pp.722～774
8) 김명모, 김병일, 이승원, 조성민(2004), ″지반개량공법 설계″, 새론
9) 김민수(1987), ″물유리계 주입재에 의한 차수 및 지반강도 증대효과에 관한 연구″, 석사학위논문, 한양대학교
10) 김병일, 김도형, 김수삼, 한상재(2009), “석션드레인공법이 적용된 연약지반의 압밀특성에 관한 사례분석”, 대한토목학회논문집 제 29권 제6호, pp.287～294
11) 안동욱(2010), “개별진공압을 적용한 연약지반의 거동해석, 한양대학교 박사학위논문”, pp.15~62, pp.152～218
12) 우기형(1992), ″최신의 연약지반처리공법, 기술경영사″, pp.9～14
13) 이석우, 김근식(1984), ″해양측량학″, 집문당
14) 이석우(1992), ″한국근해해상지″, 집문당
15) 이석우(1996), ″한국항만수리지″, 집문당
16) 이석우(1996), ″물리해양학특론″, 집문당
17) 이석우(1996), ″해양・항만조사법-해상편″, 집문당
18) 이송, 정연인, 이규환, 전제성(1996), “진공 압밀공법이 적용된 해성 점토지반의 거동분석”, 대한토목학회 1996년도학술 발표회 논문집(Ⅲ), pp.563～566.
19) 이용재(1984), ″약액주입에 의한 지반강도 증대에 관한 연구″, 석사학위논문, 한양대학교
20) 정인준, 김상규(1994), ″토질역학″, 동명사, pp.105～111
21) 천병식(1998), ″최신지반주입″, 원기술, pp.217～263, pp.297～300
22) 천병식(1987), ″기초지반개량공법″, 건설연구사, pp.86～112, pp.219～222,
23) 천병식(1995), ″건설기술자를 위한 지반주입공법″, 원기술
24) 천병식(1998), 최신지반주입, 원기술, pp.217～263, pp.297～300
25) 해운항만청(1993),항만시설물 설계기준서
26) 한국지반공학회(1994), 지반공학시리즈 1 지반조사 결과의 해석 및 이용
27) 한국지반공학회(1995), 지반공학시리즈 6 연약지반 제 5 장″
28) Aboshi, H. and Yoshikuni, H.(1967), ″A study on the consolidation process affected by well resistance in the vertical drain method″, Soils and Foundations, Vol.7 No.4, pp.38～58
29) ASCE(1980), ″Preliminary Glossary of Terms Relating to Grouting″, J. Geotech. Engng. Div. ASCE, (106), GT7, pp.803～815.
30) Barron, R.A. ″Consolidation of fine grained soils by drain wells″, ASCE, Vol. 113
31) Bowen, R.(1975), ″Grouting in Engineering Practice″, John Wiley & Sons, New Yo가, pp.187.
32) Brand. E. W. & Brenner, R. P.(1981). ″SOFT CLAY ENGINEERING.″ELSEVIER, pp.129～133.
33) Brown, R.E.(1977), ″Vibrofloatation compaction of cohesionless soils″, Proc. A.S.C.E, GT12, pp.1437～1451
34) Graf, E. D.(1969). ″Compaction Grouting Technique and Operations″, J. Soil Mech. and Found. Div. ASCE,(95), SM5, pp.1151～1158.
35) Das, B.M(1984), ″Principles of foundation Engineering, Brooks/Cole engineering division″, pp.552～526

36) Greenwood, D. A. & Thomson, G. H.(1983). "Ground Stabilization : Deep Compaction and Grouting", ICE Works Construction Guides, pp.5～43.
37) Holtz, Robert D.(1975), "Preloading by Vacuum : Current Prospects", Soil and rock Mechanics, Culverts and Compaction, Transprotion Research Record No.548.
38) Karol, R. H.(1990), "Chemical Grouting", 2nd ed., Marcel Dekker, Inc.
39) Kjellman. W.(1952), "Consolidation of clay soil by means of atmospheric pressure." Conference on soil stabilization MIT, pp.258～263.
40) Lambe, T. W. & Whitman, R. V.(1979), "Soil Mechanics, SI Version", John Wiley and Sons.
41) Meyerhof, G.G.(1957), "Discussion of Session 1", Proc. 4th ICSMFE, Vol.4, London, pp.110
42) Miki, G.(1973), "Chemical Stabilization of Sandy Soils by Grouting in Japan. Proc. 8th ICSMFE",(43), pp.395.
43) Mitchell, J. K.(1981), "Soil Improvement, State of the Art Report", Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 4, pp.509～565.
44) Mitchell, J. K.(1981), "State of the art on soil improvement", Proc. 10th ICSMFE, Vol4, pp.510～520
45) Okabe Sabro(1924), "General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam", 日本土木學會誌 Vol.10 No.6, pp.1277～1323
46) Okumura, T. & Terashi, M.(1975), "Deep-Lime-Mixing Method of Stabilization for Marine Clays". Proc. 5th Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., (1), pp.69～75, Bangalore, India.
47) Perez, J. Y., Davidson, R. R. & Lacroix, Y.(1981), "Locks and Dam No.26 Chemical Grouting Test Program", Geotechnique, in press.
48) Sangji Menard Texsol Co. Ltd.(1992), "Vacuum Consolidation Method," pp.1～22.
49) Shiffmann, R.L.(1960), "Field application of soil consolidation under time-dependent loading and varying permeability", Highway Research Board, Bull. 248, pp.1～25
50) Tan, D. Y. & Clough, G. W.(1980), "Ground Control for Shallow Tunnels by Soil Grouting", J. Geotech. Engng. Div., ASCE, (106), GT9, pp.1037～1057.
51) Tang and Gao(1993), "Experimental Study and Application of Vacuum Preloading for Consolidating Soft Soil." Proc. of 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol.2.
52) Thorburn, S.(1963), "Tentative correction for the standard penetration test in noncohesive soils", Civil Engineering and Public Works Review, Vol.58 No.683, p.752
53) Youn-in Chung(1993), "Vacuum Consolidation of Highly Compressible Soil with Vertical Wick Drain," South Dakota School of Mines and Technology, pp.1～209.
54) 塩見光男, 河本憲二(1986), SCP 打設에 따른 용기량 豫側, 第21回土質工學研究發表會, pp.1861～1862
55) 寺師昌明, 布施谷寬, 能登慇幸(1983), 깊은 地盤改良의 實際와 問題點 考察, 10장, 土와 基礎, Vol.31 No.6, pp.57～
56) 市川宣明(1978), 地盤改良-Pack Drain 工法, 基礎工 5月号, pp.91～101
57) 小林正樹, 水上純一, 土田 孝(1990), 粘性土의 水平方向 壓密係數 決定法, 港湾技術研究所報告 Vol.29 No.2, pp.63～83
58) 日本港灣協會(1999), 港灣の施設の技術上の基準・同解說
59) 日本材料學會土質安定材料委員會(1991), "지반개량공법편람", pp.343～352, pp.447～463
60) 日本土木學會 海岸 工學委員會(1994), 海岸波動-波・構造物・地盤の相互作用の解釋法
61) 日本土質工學會(1978), 地盤 改良の調査, 設計, から施工まて。
62) 日本土質工學會(1988), 軟弱地盤對策工法-調査, 設計, から施工まて-
63) 中瀨明男(1964), Sand drain의 設計図表, 土와 基礎, Vol.12 No.6, pp.35～38

제 5 편

프리캐스트 콘크리트 부재

제1장 케이슨

제2장 L형 블록

제3장 셀룰러 블록

제4장 직립소파 케이슨

제5장 하이브리드 케이슨

MINISTRY OF OCEANS AND 해 양 수 산 부

제 5 편 프리캐스트 콘크리트(precast concrete) 부재

제 1 장 케이슨(caisson)

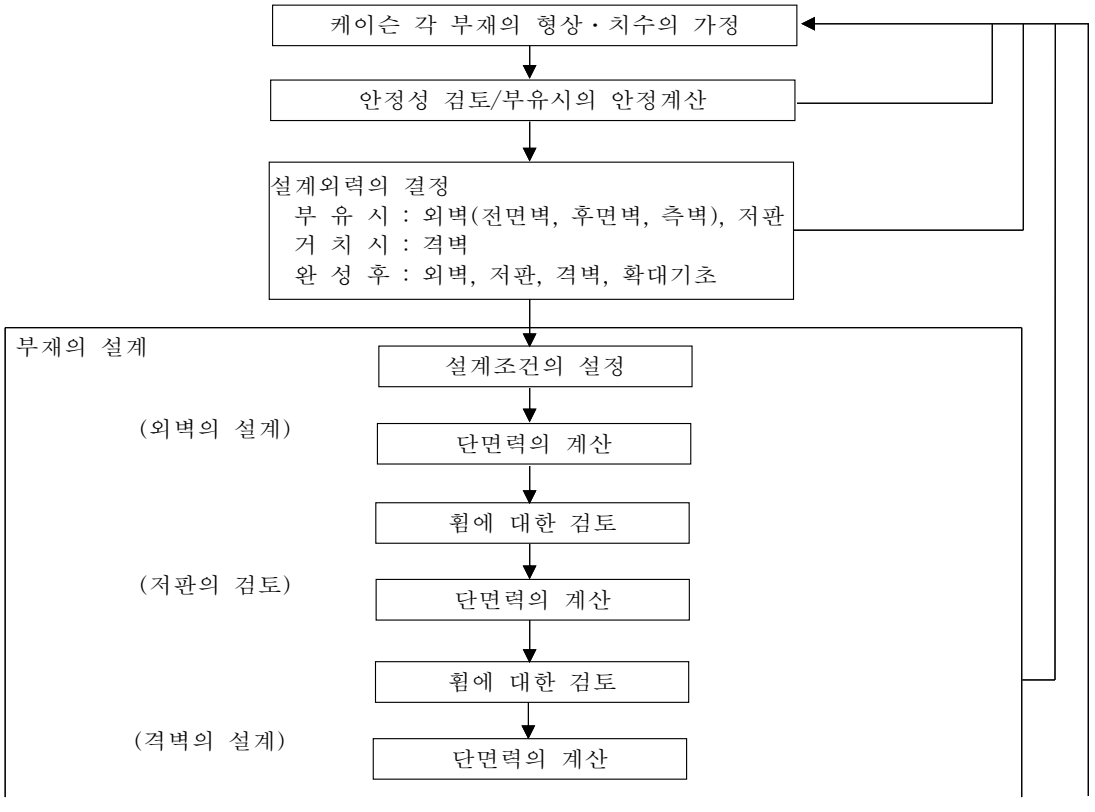
1-1 일 반

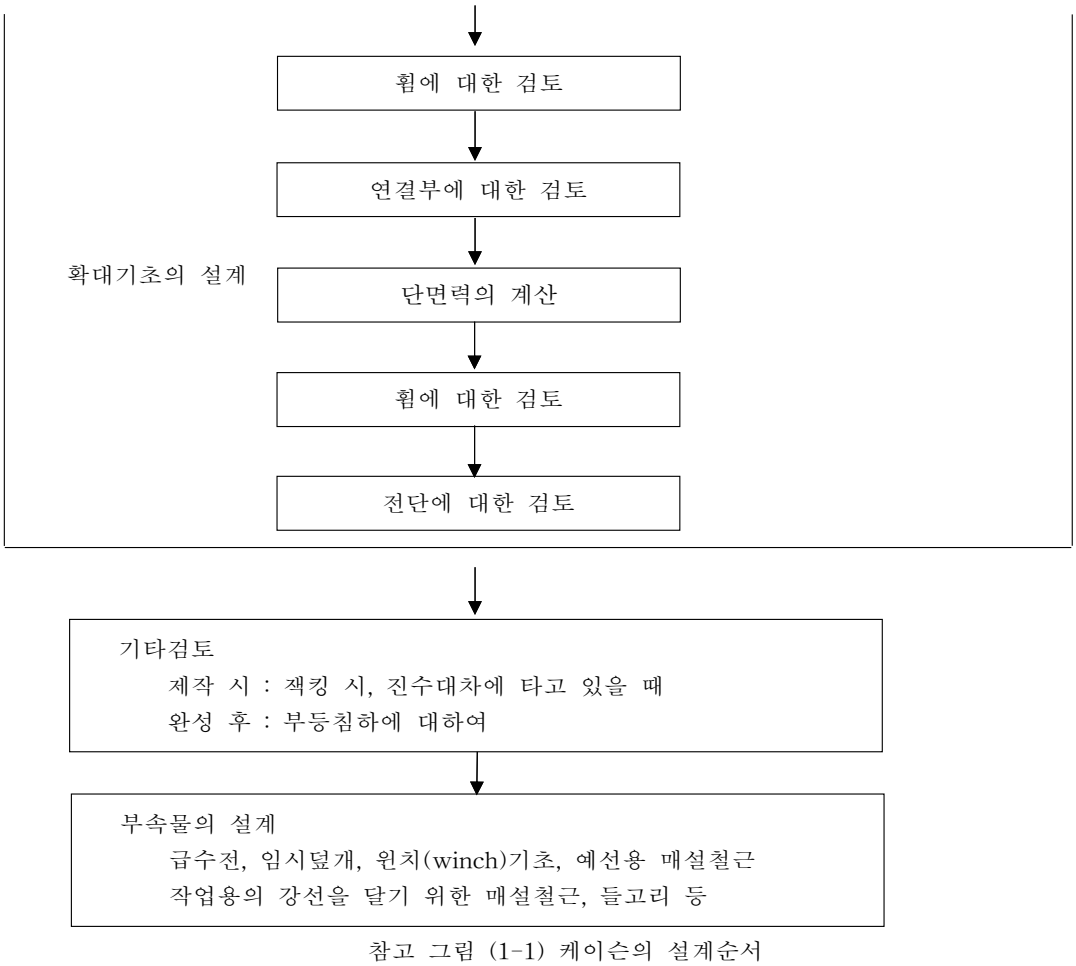
(1) 본장의 규정은 통상의 철근 콘크리트제 케이슨의 설계에 적용한다.
(2) 설계는 강도설계법에 따르는 것을 표준으로 한다.

[참 고]

(1) 한계상태설계법이 강도설계법에 비해 합리적인 설계법이나 국내 항만구조물에 적용하기에는 아직 미흡한 부분이 있어 한계상태설계법을 근간으로 하는 「콘크리트구조기준」이 제정될 때까지는 현행 강도설계법을 따른다.
추가로 한계상태 설계법으로 검토가 필요한 경우에는 설계원칙 및 하중의 조합에 대하여 본 설계기준 "부록 3편"에 제시된 한계상태설계법을 참고할 수 있다.

(2) 케이슨의 설계는 일반적으로 다음 순서에 따라 하는 것이 좋다.





참고 그림 (1-1) 케이슨의 설계순서

1-2 제원의 결정

케이슨 각 부재의 형상, 치수는 다음 사항을 고려하여 설계한다.
(1) 케이슨을 제작하는 시설의 능력
(2) 케이슨의 흘수와 거치장소의 수심(마운드(mound)마루의 수심)
(3) 자력으로 부유하는 케이슨의 경우에는 부유시의 안정
(4) 예항 및 거치시의 작업조건 : 조류, 파랑, 바람 등
(5) 케이슨 거치후의 작업조건 : 속채움 및 상부공의 시공
(6) 부등침하의 검토
(7) 케이슨이 받는 휨, 비틀림의 검토

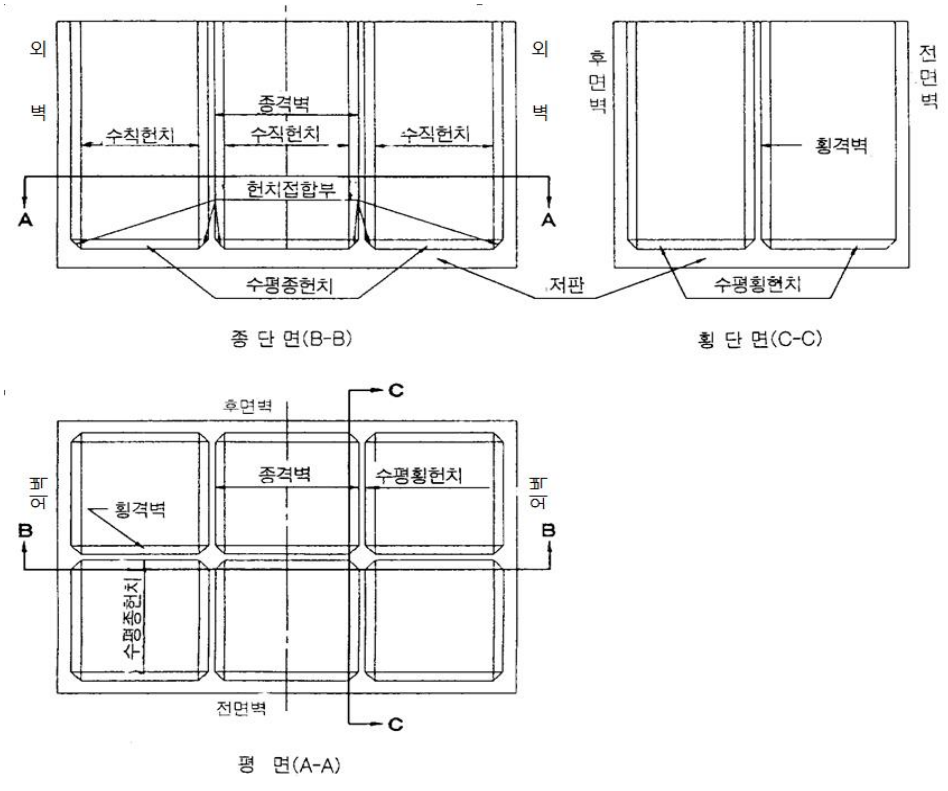
[해 설]

(1) 설계 시는 「제3편 2-2 설계계산에 사용하는 강재의 선정, 제3편 2-3 강재의 허용응력, 제3편 3-2 강도설계법에 의한 산정, 제3편 3-3 콘크리트의 구성재료, 제3편 3-4 콘크리트의 재료 성능, 본편 1-4 설계외력 및 본편 1-5 부재의 설계」에 규정된 사항을 고려한다.

(2) 케이슨의 길이가 길어지면 잭업(jack up)이나 부등침하의 경우에 케이슨이 받는 휨, 비틀림 등의 영향이 커지므로 이들에 대하여 검토할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 케이슨 각부의 명칭을 참고 그림 (1-2)에 보여준다. 외벽의 두께는 30~60cm(격벽 간격 5m이내), 저판 40~80cm, 격벽은 20~30cm정도로 하는 경우가 많다.



참고 그림 (1-2) 케이슨 각부의 명칭

(2) 케이슨의 길이는 길수록 경제적이나 너무 장대한 케이슨이 되면 조류, 파랑 등이 큰 곳에서는 예항 및 거치가 곤란하고 또 속채움을 단시일에 완료할 수 없어 재해를 입기 쉬우므로 주의를 요한다.

(3) 거치시의 여유수심은 통상 케이슨의 흘수와 마운드(mound) 마루와의 차를 0.5m이상으로 하고 있다. 이것은 케이슨의 기울어짐, 요동, 작은 파랑, 흘수 계산상의 오차 등을 반영한 것이다. 이때의 조위는 조수대기에 의한 야간작업 등을 가급적 피하여 시공시간의 제한을 없애기 위하여 M.S.L 정도로 하는 것이 보통이다.

1-3 부유시의 안정

자력으로 부유하는 케이슨에 대하여는 전복 또는 기울어지지 않도록 부유시의 안정을 계산한다.

[참 고]

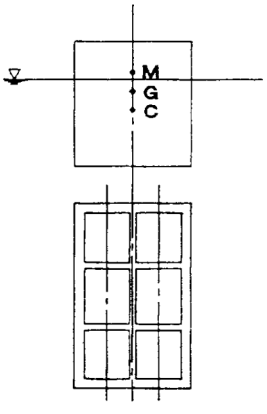
(1) 케이슨의 안정을 위해서는 식 참고 (1-1)을 만족시키도록 한다. (참고 그림 (1-3) 참조)

$$\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0 \qquad \text{참고 (1-1)}$$

여기서,

V : 배수용적(㎥)
I : 흘수면의 장축에 대한 단면 2차 모멘트 (m^4)
C : 부심
G : 중심
M : 경심

더구나, 안전을 위하여 $\overline{GM}$은 흘수(吃水)의 5% 이상으로 하는 것이 바람직하다.



참고 그림 (1-3) 케이슨의 안정

(2) 식 참고 (1-1)은 케이슨 단면이 대략 좌우 대칭이고 케이슨에 비교적 작은 기울임 밖에 일어나지 않는다고 생각되는 경우에 적용되는 것이다.

(3) 카운터 밸러스트(counter ballast)를 사용하여 예항하는 경우에는 식 참고 (1-2)를 따른다.

① 카운터 밸러스트(counter ballast)로 물을 사용할 때

$$\frac{1}{V'}(I' - \Sigma i) - \overline{C'G'} > 0 \qquad \text{참고 (1-2)}$$

② 카운터 밸러스트(counter ballast)에 모래, 돌, 콘크리트 등을 사용할 때

$$\frac{I'}{V'} - \overline{C'G'} > 0$$

여기서,

i : 각 격실내의 수면에서 케이슨의 회전축에 평행한 중심선에 관한 단면 2차 모멘트 (m^4)

V′, I′, C′, G′ : 카운터 밸러스트(counter ballast)시에 각각의 값, 또는 위치

(4) 한쪽에 확대기초가 있고 밸러스트(ballast)를 넣어서 평행을 유지하는 경우의 계산식은 식 참고 (1-3)에 따른다. (참고 그림 (1-4) 참조)

$$W_1 \ell_1 + W \ell_w = F \ell_f \qquad \text{참고 (1-3)}$$

여기서,

W_1 : 밸러스트(ballast)중량 (kN)

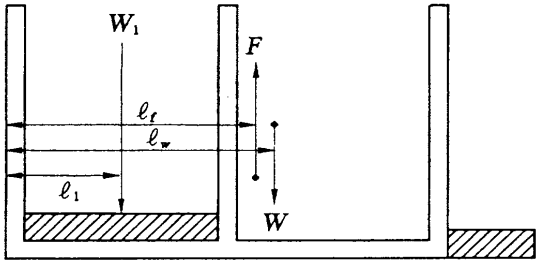
W : 케이슨중량 (확대기초 중량포함) (kN)

F : 케이슨(확대기초포함)에 작용하는 부력 (kN)

ℓ_1 : 케이슨 외벽 외측으로부터 W1의 작용점까지의 거리 (m)

ℓ_w : 케이슨 외벽 외측으로부터 W의 작용점까지의 거리 (m)

ℓ_f : 케이슨 외벽 외측으로부터 F의 작용점까지의 거리 (m)



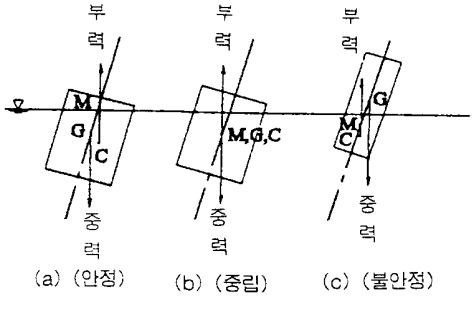
참고 그림 (1-4) 카운터 밸러스트(counter ballast)를 넣은 경우의 안정

(5) 일반적으로 (1)에 기술한 바와 같은 조건을 만족시키는 부체의 평형에는 다음의 3가지 상태가 있다. 식 참고 (1-1)은 ①의 안정의 경우에 상당하는 식이다.

① $\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0$ 안 정 (참고 그림 (1-5)(a) 참조)

② $\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} = 0$ 중 립 (참고 그림 (1-5)(b) 참조)

③ $\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} < 0$ 불안정 (참고 그림 (1-5)(c) 참조)



참고 그림 (1-5) 부체의 평형

1-4 설계외력

1-4-1 하중의 조합

하중의 조합은 방파제에 있어서는 평상시, 파력작용시, 지진 시, 시공 시에 대하여, 그리고 안벽에서는 평상시, 지진 시, 시공 시에 대하여 적절히 검토한다.

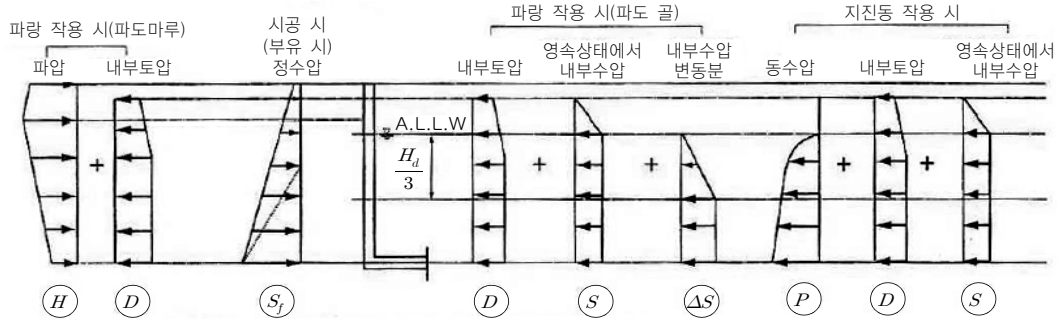
[참 고]

(1) 강도설계법에 대한 부재계수(강도감소계수) 및 하중계수 값은 콘크리트구조기준(제3장 해석과 설계 원칙)을 따른다.

(2) 설계에 있어서 고려할 하중의 조합을 참고 그림 (1-6)~(1-11)에 보여준다.
확대기초에 대하여는 저판과 같이 취급해도 좋다.

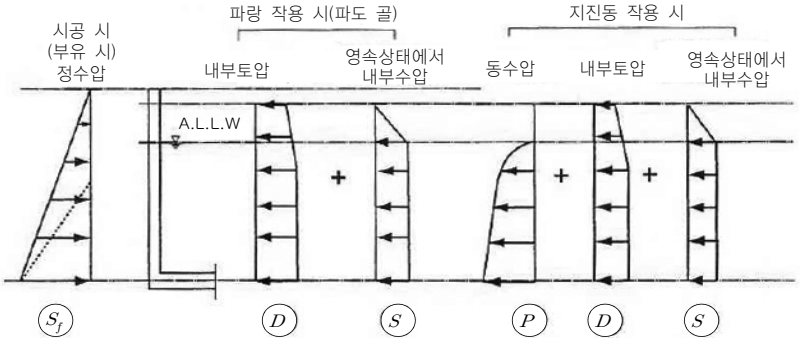
(3) 방파제용의 케이슨의 외벽의 설계하중을 참고 그림 (1-6)~참고 그림 (1-8)에 나타낸다.

① 전면벽(기준선평행방향 항외 측)



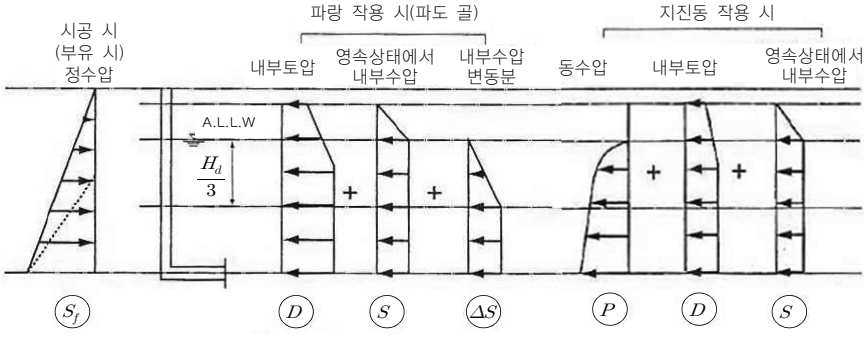
참고 그림 (1-6) 전면벽의 설계하중(방파제)

② 후면벽(기준선평행방향 항내 측)



참고 그림 (1-7) 후면벽의 설계하중(방파제)

③ 측벽(기준선직각방향)

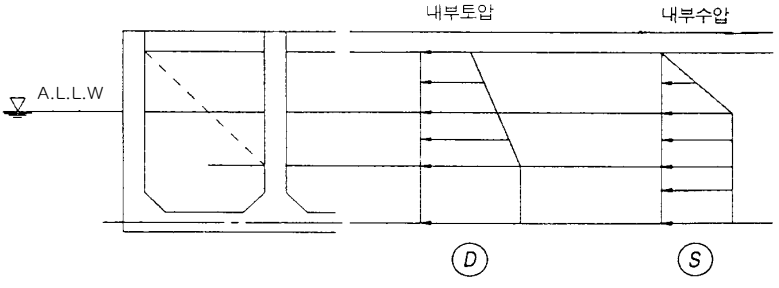


여기서, H_d : 설계파고

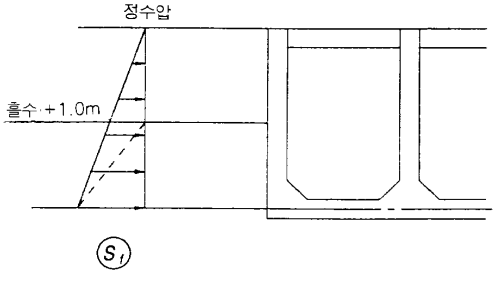
참고 그림 (1-8) 측벽의 설계하중(방파제)

(4) 안벽용 케이슨의 외벽의 설계하중을 참고 그림 (1-9)에 나타낸다.

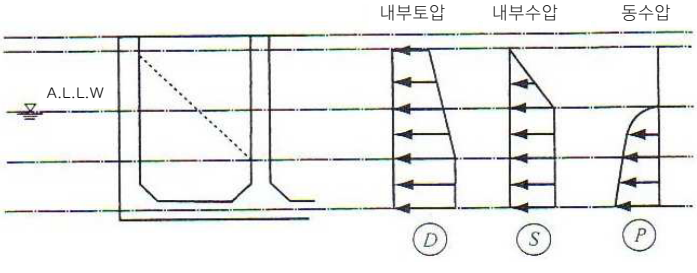
① 평상시(내부로부터의 하중)



② 부유 시(외부로부터의 하중)

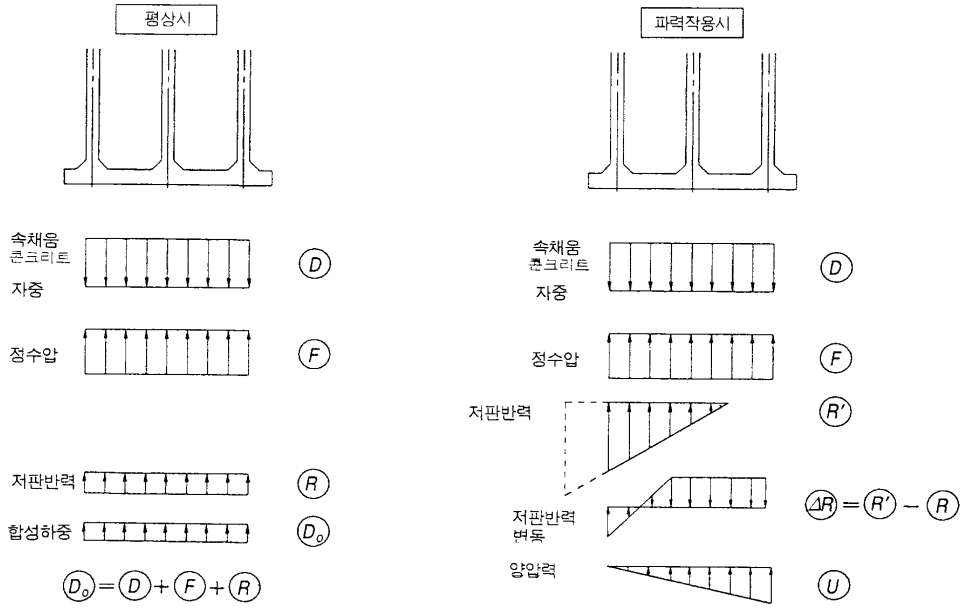


③ 지진 시(바다 쪽으로의 작용)



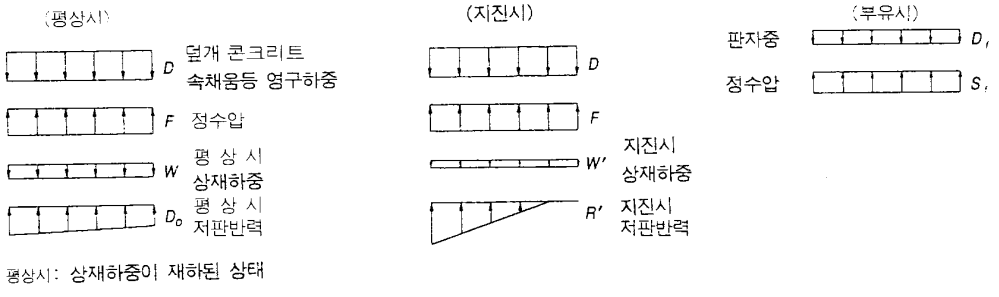
참고 그림 (1-9) 외벽의 설계하중(안벽)

(5) 방파제용 케이슨의 저판설계하중을 참고 그림 (1-10)에 나타낸다.



참고 그림 (1-10) 저판의 설계하중(방파제)

(6) 안벽용 케이슨의 저판의 설계하중 참고 그림 (1-11)에 나타낸다.



참고 그림 (1-11) 저판의 설계하중(안벽)

1-4-2 제작시의 외력

건선거(dry dock), 부선거(floating dock)등에서 제작할 경우에는 특별히 제작시의 외력에 대하여 검토할 필요는 없다. 그러나 사로, 작업대상에서 이동하기 위하여 잭업하거나 진수대차에 케이슨을 태우는 경우에는 하중은 집중하중으로 작용시킨다.

[참 고]

케이슨전체를 보로 생각하여 제작시의 검토를 한다. 검토방법에 대하여는 본편 「1-5-4 기타」를 참조할 것.

1-4-3 진수 및 부유시의 외력

건선거(dry dock), 부선거(floating dock), 통상의 사로(활로 및 대차)의 경우에는 진수 및 부유시의 외력으로서 계산상의 홀수에 여유를 본 정수압을 사용한다. 더구나, 일시적으로 이 이상의 정수압이 걸릴 염려가 있는 경우에는 별도로 검토한다.

[참 고]

(1) 케이슨을 사로등에서 활주(slide)시켜 진수하는 경우에는 정수압 외에 동수압이 작용한다. 윈치(winch) 또는 제동 위치(post)에 의하여 진수대차에 실은 케이슨을 진수시키는 경우에는 통상 그 속도는 3~5m/min이며 이 정도이면 큰 동수압은 작용하지 않는다. 그러나 케이슨의 앞측은 사로의 경사에 따라서 1~1.5m정도 홀수보다 깊은 정수압을 단시간이지만 받는다.

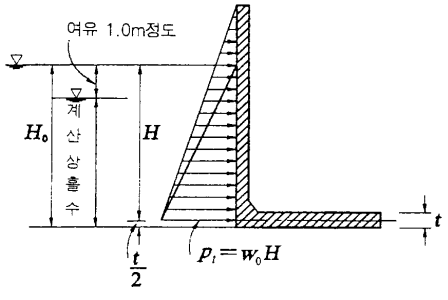
활로에 의한 진수의 경우는 동수압이 걸리지만 그 값에 대하여는 실측한 예가 없고 일시적 하중이므로 홀수에 1.0m정도의 여유를 보는 것으로 대처한다.

건선거(drydock), 부선거(floating dock)등에서 진수하는 경우에는 함대로부터 저판이 분리될 때 여분의 정수압이 걸린다. 이 량은 통상 10~40cm이다.

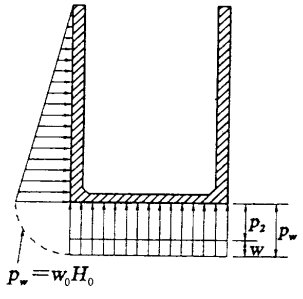
또, 케이슨의 콘크리트 타설 중에 거푸집의 팽창으로 인한 홀수의 증대, 철근 콘크리트의 단위체적중량의 계산과 실제 간의 차이에 의한 홀수의 증감도 20~30cm정도이다. 이상을 종합하여 홀수의 여유를 1.0m로 하였다.

(2) 외 벽

외벽에 작용하는 수압은 저판중심선에서 상기 정수압을 높이로 하고 마루까지의 거리를 저면으로 하는 삼각형 하중으로 볼 수 있다.(참고 그림 (1-12) 참조)



참고 그림 (1-12) 외벽에 작용하는 수압



참고 그림 (1-13) 저판에 작용하는 외력

외벽계산 시 3변 고정 1변 자유의 계산수표를 사용하거나 프로그램(program)을 사용하며 이때 부분하중의 계산은 편의상 삼각형하중으로 하였다.

(3) 저 판

저판에 작용하는 외력은 저판하단에 상기 정수압에서 저판의 자중을 뺀 값을 사용한다.(참고 그림 (1-13) 참조)

$$P_2 = P_w - w = w_o H_o - w \qquad \text{참고 (1-4)}$$

여기서,

P_2 : 저판에 작용하는 외력(kN/㎡)

P_w : 계산상의 흘수에 1.0m정도의 여유를 볼 때에 저판에 작용하는 정수압(kN/㎡)

w : 저판자중(카운터 밸러스트(counter ballast)용 속채움 토사 등이 있는 경우 그 중량 포함)(kN/㎡)

w_o : 해수의 단위체적중량(kN/㎥)

H_o : 계산상의 흘수에 1.0m정도의 여유를 본 길이(m)

(4) 격 벽

통상, 격벽의 두께가 20cm이상이면 기둥으로서의 지압에 충분히 견딜 수 있으므로 검토를 생략한다.

(5) 활로(滑路)에 의한 진수의 경우 사로의 최종경사가 큰 경우에는 케이슨 전체가 수중에 침몰하므로 임시 뚜껑을 설치할 필요가 있는 경우도 있다.

(6) 기중기로 케이슨을 들어 올려 진수시키는 경우에는 조금구(lifting device)의 유무에 따라 케이슨 외벽에 걸리는 외력의 상황이 달라지므로 각 경우에 따라 하중에 대하여 검토할 필요가 있다.

1-4-4 예항시(曳航時)의 외력

[참 고]

(1) 정수압, 동수압, 파압에 대하여는 검토를 생략할 수 있다.

(2) 예항시의 인장력

① 케이슨 예항시의 인장력은 식 참고 (1-5)에 의하여 계산할 수 있다.(참고 그림 (1-14) 참조)

$$T=\frac{1}{2g}\rho_0 C_D V^2 A \qquad \text{참고 (1-5)}$$

여기서,

T : 견인력(牽引力)(kN)

C_D : 저항계수

V : 예항속도(曳航速度)(m/s)

A : 케이슨의 전진방향의 침수면적(侵水面積)(㎡)

$A=a\times(D+\delta)$

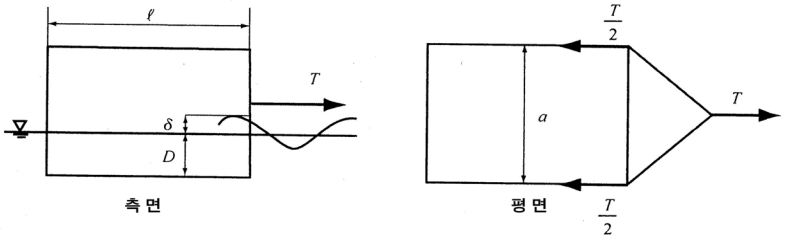
D : 흘수(吃水)(m)

δ : 전면수위(m)

ℓ : 케이슨 길이(m)

a : 케이슨 폭(m)

ρ_0 : 해수의 밀도(kN/㎥)



참고 그림 (1-14) 예항시의 인장력

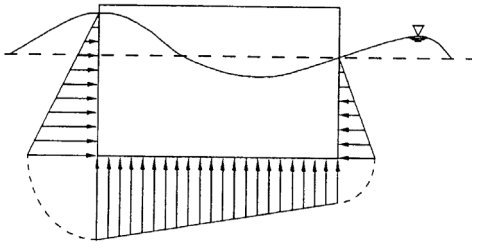
② 케이슨은 선박과 같은 상부구조가 없고 또, 바람이 극단적으로 강한 경우에는 예항을 하지 않으므로 바람의 저항은 무시하고 유체저항만을 고려한다.

③ 항력계수는 흐름에 직각인 면적의 형상에 따라 변동하나 구형판에 대한 것을 채용한다.

④ 예항속도는 2~3Knot의 경우가 많다.

(3) 예항시의 수압

일반적으로 압력저항 및 조파저항을 받으나 상당한 파가 있을 때는 예항하지 않으므로 본편 「1-4-3 진수 및 부유시의 외력」에서 흘수에 1.0m의 여유를 본 것으로 충분하다고 생각되므로 특별히 검토하지 않기로 한다.(참고 그림 (1-15) 참조)



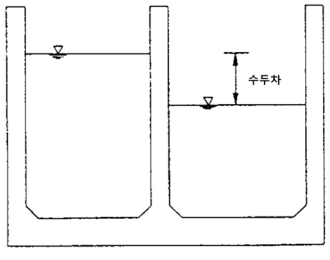
참고 그림 (1-15) 예항시의 수압

1-4-5 거치시의 외력

[참 고]

(1) 외벽 및 저판에 대하여는 거치 시의 외력보다는 부유 시 및 거치 후의 외력 쪽이 더 큰 하중이 되므로 거치 시의 외벽 및 저판의 검토를 생략한다.

(2) 격벽에 대하여는 시공조건을 고려하여 각실간 수두차를 하중으로 한다.(참고 그림 (1-16) 참조)



참고 그림 (1-16) 격실간의 수두차

(3) 케이슨 침설(沈設)에는 사이폰(Syphon) 또는 펌프로 물을 넣는 방법, 밸브로 물을 넣는 방법이 있으나 밸브로 물을 넣는 경우에는 수두차 1.0m를 보면 충분하다. 사이폰 또는 펌프로 주수하는 경우에도 자주 호스를 이동시키는 등 시공관리를 해서 수두차를 1.0m 이내로 하는 것이 바람직하다.

(4) 케이슨 거치는 우선 물을 주수하면서 침설하며 케이슨의 모든 격실의 마루까지 물이 가득 찬 후 속채움재를 투입한다. 이 때 속채움재의 투입 시는 토압차가 생기지 않도록 시공에 배려할 필요가 있다. 더구나 속채움재는 부력을 받고 있으므로 거치 시의 속채움재에 의하여 격벽에 작용하는 하중으로는 속채움재에 의한 수두차가 주수 시의 수두차의 약 1.6배 이내이면 고려할 필요는 없다.

1-4-6 완성후의 외력

[1] 외 벽

외벽에 작용하는 외력에는 속채움 토압과 내부수압을 고려한다. 방파제용 케이슨의 전면벽에는 파력을 추가로 고려한다.

[참 고]

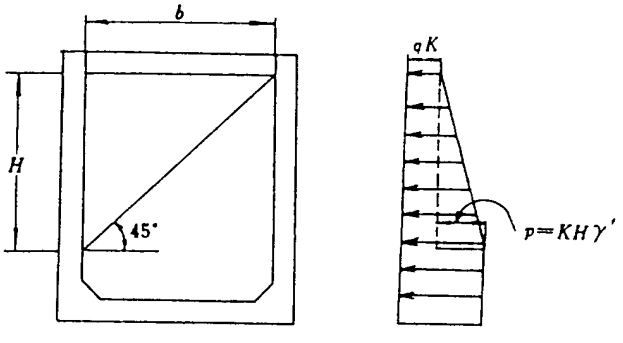
(1) 속채움 토압(土壓)

① 합계하중 분포는 불규칙한 형상이 되는 경우가 많으므로 설계 시는 이 분포를 적당한 등분포하중 및 3각형 분포하중으로 환산하여 계산한다.

② 모래의 정지토압계수는 0.6으로 한다.
단, 속채움이 블록, 콘크리트 채움인 때는 고려하지 않는다. 속채움이 슬래그 및 쇄석인 경우 지금까지의 연구결과 토압계수가 반드시 저하된다고만 볼 수 없으므로 슬래그 및 쇄석의 경우에도 0.6으로 한다.

③ 토압은 벽 안쪽 폭 b만큼의 깊이까지는 증가하나 그 아래에서는 증가하지 않는다고 본다.(참고 그림 (1-17) 참조)
속채움 토압의 증가를 벽의 안쪽 폭과 같은 깊이까지로 한 것은 이전에 토압을 고려하지 않고 설계해 온 사례로부터 속채움 토압을 그대로 적용하는 것은 좋은 방법이 아니라는 생각에서 편의적으로 정한 것이다.
단, 참고 그림 (1-17)에서의 기호는 다음과 같다.

q : 위에서 속채움에 전달되는 상재하중(kN/㎡)
γ' : 속채움재의 수중 단위체적중량(kN/㎥)
일반적으로 γ'의 설계치는 10kN/㎥로 해도 좋다.
K : 속채움 토압계수 K=0.6
b : 벽의 내면 폭(m)



참고 그림 (1-17) 속채움 토압의 계산 방법

④ 케이슨위에 견고한 현장타설 콘크리트 등이 있어 케이슨내부에 재하하중의 영향이 미치지 않는다고 보이는 경우에는 재하하중은 고려하지 않는다. 단, 현장타설콘크리트의 자중은 고려한다.

(2) 내부수압

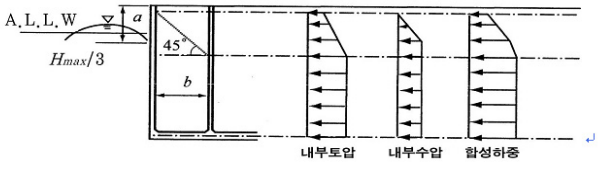
내부수압은 케이슨내의 수위와 약최저저조위(A.L.L.W)시의 수두차를 취한다. 단, 방파제에서 기준선평행방향 항외 측 및 기준선 직각방향의 측벽의 벽면에 파곡이 있는 경우에는 외부수위를 A.L.L.W-(H_{max})/3로 한다. 기준선평행방향 항외 측의 측벽의 벽면에 파봉이 있는 경우에는 내부수압은 고려하지 않는다. 기준선평행방향 항내 측의 측벽에 대하여는 외부수위를 A.L.L.W로 한다.

(3) 방파제 케이슨의 기준선평행방향 항외측의 측벽에 대하여는 벽면에 파봉이 있는 경우에는 파력을 고려한다.

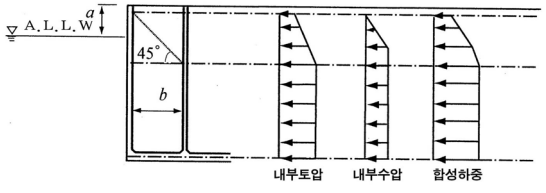
(4) 일 반

구조형식별 내부토압과 내부수압의 취하는 방법은 참고 그림 (1-18)에 나타낸 바와 같다. 또한, 파압 외에 소파블록 피복제에 있어서는 소파블록의 외벽에 대한 충돌, 지역에 따라서는 유빙, 유목 등의 충격력 및 결빙의 영향을 받으나 이들에 대하여는 속채움한 케이슨에 대한 영향이 분명치 않으므로 배근 시 두부를 보강하는 것으로 대처한다.

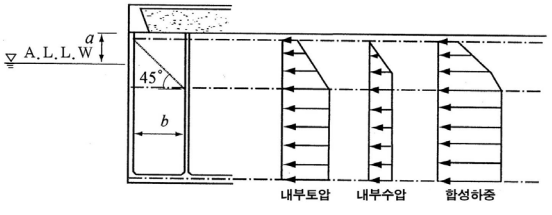
① 방파제(기준선평행방향 및 기준선직각방향)



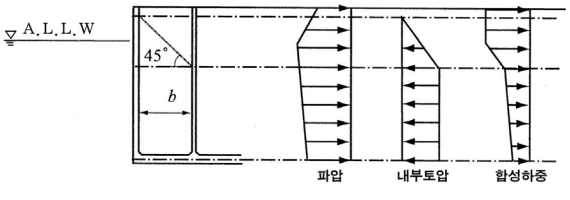
② 방파제(기준선평행방향 항내 측)



③ 안벽(기준선평행 및 직각방향)



④ 파력에 의한 외력



참고 그림 (1-18) 내부토압과 내부수압의 취하는 방법

[2] 저 판

(1) 외벽, 격벽으로 둘러싸인 고정부에는 저면반력, 정수압, 양압력, 속채움재 중량, 덮개 콘크리트 중량, 저판중량 및 재하하중을 고려한다.

(2) 확대기초

확대기초에 작용하는 하중에는 저면반력, 확대기초중량(부력을 고려) 및 확대기초상의 재하하중을 고려한다.

[참 고]

(1) 저 판

① 합계 하중 분포는 불규칙한 형상이 되는 경우가 많으므로 설계 시는 이 분포를 적당한 등분포하중 및 3각형 분포하중으로 환산하여 계산할 수 있다.

② 저면반력

제체 또는 벽체에 작용하는 저면반력은 식 참고 (1-6), 식 참고 (1-7)에 의하여 산정한다.(참고 그림 (1-19) 참조)

가. $e \leq \frac{1}{6} b$의 경우

$$P_1 = \left(\frac{1+6e}{b}\right)\frac{V}{b}$$
$$P_2 = \left(\frac{1-6e}{b}\right)\frac{V}{b}$$

참고 (1-6)

나. $e > \frac{1}{6} b$의 경우

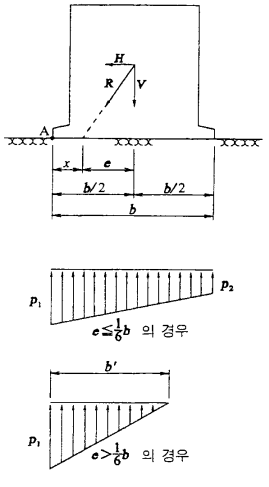
$$P_1 = \frac{2}{3}\frac{V}{\left(\frac{b}{2}-e\right)}$$
$$b' = 3\left(\frac{b}{2}-e\right)$$

참고 (1-7)

e는 식(1.4.5)에 의해 구한다.

$$e = \frac{b}{2} - x$$
$$x = \frac{M_w - M_h}{V}$$

참고 (1-8)



참고 그림 (1-19) 저판 반력

여기서,

P_1 : 토우(toe)에서의 반력의 특성값(kN/㎡)

P_2 : 힐(heel)에서의 반력의 특성값(kN/㎡)

V : 케이슨 기준선방향 단위길이당의 연직합력 (kN/m)

H : 케이슨 기준선방향 단위길이당의 수평합력 (kN/m)

e : 전합력의 편심량(m)

b : 저부의 폭(m)

b′ : $e > \frac{1}{6} b$ 경우의 저면반력의 작용폭(m)

M_w : 연직합력에 의한 A점 주위의 모멘트 (kN·m/m)

M_h : 수평합력에 의한 A점 주위의 모멘트 (kN·m/m)

③ 정수압

설계조위에 의하여 케이슨저판에 작용하는 정수압으로 한다.

④ 양압력

제체 또는 벽체에 파력이 작용하는 경우에는 양압력을 고려한다. 양압력의 계산에는 「제2편 4-10 파력」을 참조할 것

⑤ 속채움재 중량

속채움재의 단위체적중량은 사용하는 재료를 시험에 의하여 구한 값을 사용하는 것이 일반적이다.

⑥ 덮개 콘크리트 중량

덮개 콘크리트 중량은 부력이 작용하지 않는 대기중량으로 한다.

⑦ 저판중량

저판중량은 부력이 작용하지 않는 대기중량으로 한다.

⑧ 재하하중

저판에 작용하는 재하하중으로는 케이슨상의 토피중량, 적재하중 등을 고려한다. 단, 케이슨위에 현장타설 콘크리트가 있어 케이슨내부에 재하하중의 영향이 미치지 않는다고 생각되는 경우에는 재하하중은 고려하지 않는다.

(2) 확대기초

① 확대기초에 작용하는 설계하중은 참고 그림 (1-20)에 나타낸 바와 같은 하중분포를 참고할 것

② 저면반력

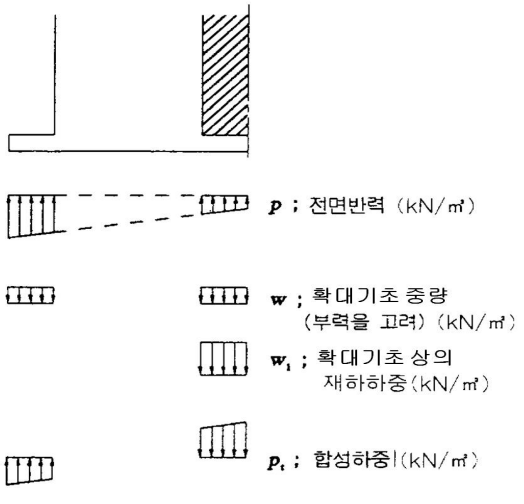
확대기초부에 작용하는 저면반력은 식 참고 (1-6) 또는 식 참고 (1-7)로 산출한 확대기초부의 값을 사용한다.

③ 확대기초 중량

확대기초의 중량에는 부력을 고려한 수중 중량을 사용한다.

④ 재하하중

확대기초상에 작용하는 재하하중으로는 설계수위 이하의 부력을 고려한 방파제등의 소파블록중량, 안벽 육지 측의 토피중량, 적재하중 등을 고려한다.



참고 그림 (1-20) 확대기초에 작용하는 설계하중

[3] 격벽(隔壁) 및 기타

(1) 격 벽

① 외벽이 격벽으로부터 떨어져 나가는 것을 방지하기 위한 검토에서 외벽에 작용하는 속채움 토압 및 내부수압을 고려하고 이들이 격벽과 외벽의 접합부에 작용하는 것으로 한다.

② 저판이 격벽으로부터 떨어져 나가는 것을 방지하기 위한 검토를 할 때 하중으로는 저판에 작용하는 속채움 중량, 재하중, 저판중량, 덮개 콘크리트 중량, 저면반력, 양압력 및 정수압을 고려하며 이들의 격벽과 저판의 접합부에 작용하는 것으로 한다.

(2) 지반 지지력의 불균형에 의한 하중이 작용할 우려가 있는 경우에는 이에 대한 검토를 행한다.

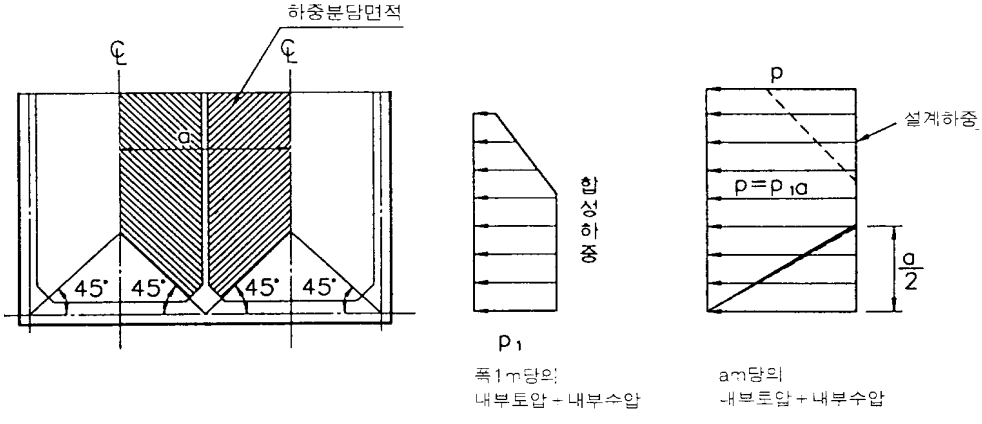
[참 고]

(1) 외벽이 격벽으로부터 떨어져 나가는 것을 방지하기 위한 검토를 할 때 하중으로는 참고 그림 (1-21)에 나타낸 바와 같은 하중분포를 참고할 것.

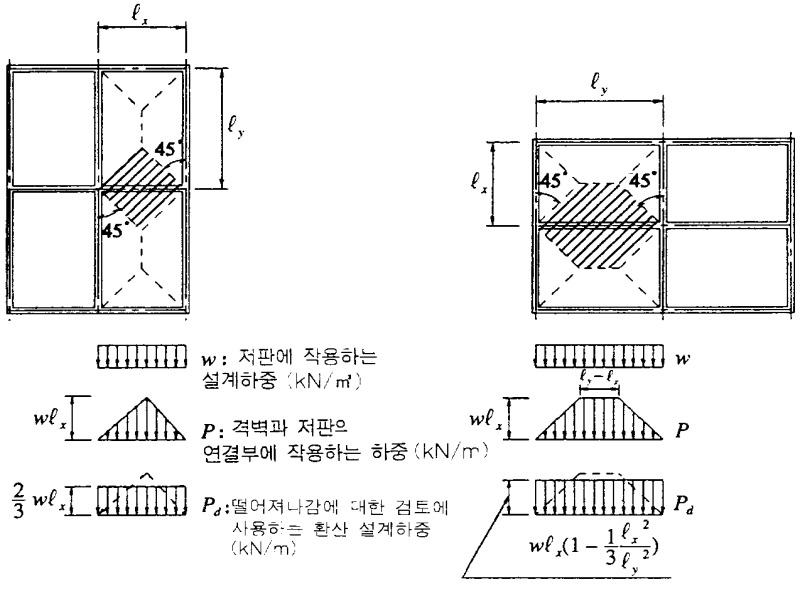
(2) 저판의 격벽으로부터 떨어져 나가는 것을 방지하기 위한 검토를 할 때 하중은 참고 그림 (1-22)에 나타낸 바와 같은 하중분포를 참고할 것.

(3) 격 벽

하중분담 구분은 통상의 보를 갖는 상판의 하중분담 구분에 따른다.



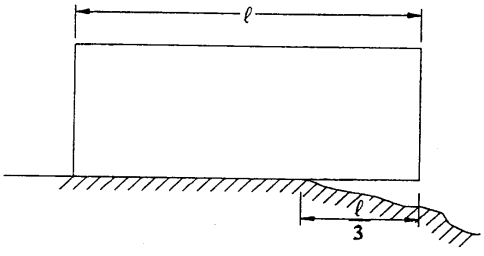
참고 그림 (1-21) 외벽의 격벽으로부터의 떨어져 나가는 것에 대한 검토시의 설계하중



참고 그림 (1-22) 저판의 격벽으로부터의 떨어져 나가는 것에 대한 검토시의 설계하중

(4) 지반지지력의 불균형에 의한 하중이 작용할 경우의 검토

이 경우에는 케이슨의 길이 또는 폭의 1/3을 캔틸레버로 보고 케이슨 자체의 보의 일체성에 대하여 검토한다. 또한, 지반지지를 기대할 수 있는 부분만을 용수철로 치환하여 구조해석 모델로 적용하여도 된다.(참고 그림 (1-23) 참조)



참고 그림 (1-23) 지반지지력의 불균등에 의한 하중이 작용하는 경우의 검토

지반지지력의 불균등에 의한 하중상태는 여러 가지 경우를 생각할 수 있다.

지반지지력이 불균등한 경우에 있어서의 케이슨의 응력해석이 시도되고 있으나 아직 설계법이 확립되어 있지 않으므로 여기서는 관용적 설계법을 참고로 보여준다.

1-5 부재의 설계

[참 고]

부재의 설계법은 케이슨 전체를 모델화하여 유한요소법 등에 의한 구조해석 수법을 적용하는 것을 표준으로 한다. 또한, 부재별 검토가 필요할 경우에는 본편 「1-5-5 판의 휨모멘트 계산표」를 참고하여 단면력을 구해도 된다.

1-5-1 외 벽

[참 고]

(1) 외벽의 설계는 3변 고정 1변 자유판으로 계산한다. 단, 접합부에 충분한 철근을 배치하고 덮개콘크리트와의 사이에 단면력 전달이 원활하게 이루어질 수 있는 경우에는 4변 고정판으로 계산할 수 있다.

(2) 길이의 비가 1 : 5 이상의 외벽에 대해서는 1 : 5의 판의 값을 사용할 수 있다.

(3) 외벽과 저판간의 불균형 모멘트는 분배하지 않고 그대로의 값을 사용할 수 있다.

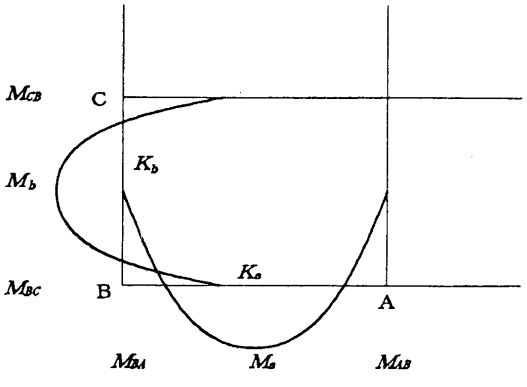
(4) 계산에 사용하는 지간은 격벽간의 중심 간격으로 한다.

(5) 외벽간에 고정부로 본 개소에 생기는 불균형 모멘트가 현저하게 큰 경우에는 외벽단부는 판의 강비의 비율로 휨 모멘트를 분배하고 다시 지간 모멘트에 대하여도 분배 한 모멘트의 0.5배를 더하여 보정하여야 한다.

또한, 내부의 지점 및 제 1경간 이외에 대하여는 불균형 모멘트분배의 영향이 적으므로 특별히 분배할 필요가 없다.(참고 그림 (1-24) 참조)

(6) 외벽간에 생긴 불균형 모멘트의 분배 예

외벽의 휨 모멘트를 참고 그림 (1-24)와 같은 경우 분배후의 모멘트는 식 참고 (1-9)와 같이 된다.



참고 그림 (1-24) 불균형 모멘트의 분배

$$
\left.
\begin{aligned}
M'_{BA} &= M_{BA} - (M_{BA} - M_{BC})\frac{K_a}{K_a + K_b} \\
M'_{BC} &= M_{BC} - (M_{BA} - M_{BC})\frac{K_b}{K_a + K_b} \\
M'_{a} &= M_a - \frac{1}{2}(M_{BA} - M_{BC})\frac{K_a}{K_a + K_b} \\
M'_{b} &= M_b + \frac{1}{2}(M_{BA} - M_{BC})\frac{K_b}{K_a + K_b} \\
M'_{AB} &= M_{AB} \\
M'_{CB} &= M_{CB}
\end{aligned}
\right\} \quad \text{참고 (1-9)}
$$

여기서,

M'_{AB}, M'_{BA}, M'_{BC}, M'_{CB}, M'_{a}, M'_{b} : 불균형 모멘트 분배후의 휨 모멘트

M_{AB}, M_{BA}, M_{BC}, M_{CB}, M_a, M_b : 불균형 모멘트 분배전의 휨 모멘트

K_a, K_b : 외벽의 강도(강성, K=E·I)

단, 모멘트는 (+)(−)의 부호를 갖고 있다.

1-5-2 격 벽

[참 고]

(1) 거치 시에는 3변 고정 1변 자유판으로 계산한다.

(2) 거치 후에는 외벽 및 저판의 부재돌출에 대하여 인장하중에 대한 안전성을 확인한다.

(3) 계산시의 지간은 격벽의 중심간격으로 한다.

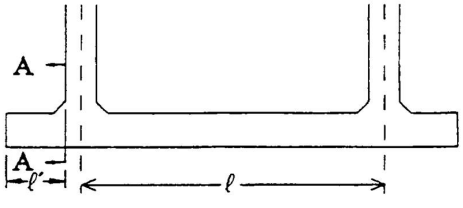
1-5-3 저 판

[참 고]

(1) 외벽, 격벽으로 둘러싸인 부분은 4변 고정판으로 계산한다.

(2) 확대기초부는 캔틸레버로 계산한다.

(3) 4변 고정부의 계산에 쓰이는 지간은 중심간격으로 한다.(참고 그림 (1-25) 참조)



참고 그림 (1-25) 저판의 설계의 사용하는 지간(span)

(4) 확대기초부의 휨 및 전단에 관한 계산에 이용하는 단면은 벽 전면(全面)으로 한다. 단, 사인장형 전단파괴의 검토 단면은 벽 전면이 붙어있는 부분을 단면으로 해도 된다. 이 경우, 벽 전면에서 부재고의 산정은 헌치 부분의 1 : 3보다 완만한 부분을 유효하다고 본다.

(5) 일반적인 형상의 철근콘크리트 확대 기초의 경우에는 케이슨 본체를 강체로 보아서 확대기초에 걸리는 모멘트의 영향은 본체부에는 미치지 않는 것으로 한다.

1-5-4 기 타

[참 고]

(1) 케이슨을 이동시키기 위하여 잭 등으로 들어 올리는 경우 또는, 거치 후의 부등침하 등에 대하여는 케이슨 전체를 보로 보고 검토한다. 이 경우 다음의 방법 중 하나를 써서 검토할 수 있다.

① 철근을 고려한 유효환산 단면적을 기본으로 하며 철근 콘크리트의 응력을 검토하는 방법

② 콘크리트도 인장하중을 받는 것으로 하여 검토하는 방법 또한, 저판에 대하여는 펀칭전단에 대하여 검토할 것.

(2) (1), ①의 방법

유효환산 단면의 중립축의 위치 및 중립축에 대한 유효환산단면의 단면 2차 모멘트를 도식적으로 구하여 균등질 재료의 보, 휨 응력계산에 사용하는 식 참고 (1-10)에 의하여 검토한다.

$$\sigma = \frac{M}{I} y \qquad \text{참고 (1-10)}$$

여기서,

σ : 휨 응력(N/㎟)

M : 휨 모멘트(N · ㎜)

I : 중립축에 대한 유효환산 단면의 단면 2차 모멘트(㎜^{4})

y : 중립축으로부터의 거리(㎜)

1-5-5 판의 휨모멘트 계산표

[참 고]

판의 휨 모멘트 계산수표에 대하여는 “부록 5편”을 참조할 것

1-6 리프팅(lifting)부의 설계

1-6-1 리프팅(lifting)부에 작용하는 하중

들고리(lifting bar)에 작용하는 하중은 케이슨의 중량, 저면에 작용하는 부착력 등을 고려하여 적절히 정한다.

[참 고]

(1) 조금구(lifting frame)를 사용하여 진수하는 경우의 리프팅부의 설계에 사용하는 하중은 식 참고 (1-11)에 의하여 구한다.

$$P = \frac{(W + W' + F)}{N \sin\theta} \mathrm{k} \qquad \text{참고 (1-11)}$$

여기서,

P : 들고리에 작용하는 하중(kN/본)
W : 케이슨의 중량(kN)
W′ : 케이슨 1함당의 부가중량(kN)
F : 케이슨 1함당 저면부착력(kN)
k : 불균등계수
N : 들고리 수
Θ : 들고리와 케이슨 상부면이 이루는 각도. 단, 들고리 매입길이 산정에 이용하는 경우 또는 조금구를 설치하는 경우에는 Θ=90°로 할 수 있다.

단, W, W′, F은 식 참고 (1-12)～식 참고 (1-14)에 의하여 구한다.

$W = 24V$ 참고 (1-12)
$W' = 0.05W$ 참고 (1-13)
$F = 3.0A$ 참고 (1-14)

여기서,

V : 케이슨 콘크리트의 설계체적(㎥)
A : 케이슨의 저면적(㎡)

(2) 들고리에 발생하는 하중산정은 일반적으로 사용되고 있는 방법을 나타냈다. 실제 케이슨을 올릴 때 발생하는 하중의 측정결과에 따르면, 불균등계수, 케이슨의 부가중량, 저면 부착력 등 개개의 값에서는 문제가 있지만, 전체적으로는 거의 타당한 값이 실측되고 있기 때문에 참고 (1-12,13,14)로 산정할 수 있다.

(3) 불균등계수 k는 1.8을 표준으로 한다. 실물 케이슨의 리프팅시의 하중측정 결과에 의하면 3,300kN형(8점 리프팅), 9,800kN형(16점 리프팅)의 케이슨에서 최대 불균등계수가 각기 1.24, 1.56으로서 전체의 평균은 1.36이었다.

또한, 채용치 1.8은 이것을 초과할 확률이 0.3%정도인 경우의 값이다. 리프팅 개소수가 적은 경우에는 큰 값을 나타내므로 리프팅 시험으로 판단하고 감소시킬 수가 있다. 실제 측정결과에 따르면 케이슨의 팽창과 내부의 유수(留水)로 케이슨 중량은 설계치보다 약간 크나, 저면부착력이 설계치보다 약간 작기 때문에 전체적으로는 실측된 하중과 설계치는 거의 일치하고 있다.

① 케이슨의 단위체적 중량을 24.0kN/㎥으로 보고 여기에 다시 케이슨 내의 유수를 고려한 경우, 케이슨의 팽창량은 3300kN형에서 평균 4.5%, 9800kN형에서 평균 5.8%, 표준편차 2.2%, 전체적으로는 평균 5.5%, 표준편차 2.1%였다. 그래서 케이슨의 부가중량을 케이슨 중량 설계치의 5%로 했다.

② 케이슨 저면에 모래를 깔고 거기에 노반지(underlay)를 부설한 상태에서 저면부착력은 0~1.2kN/㎡이고, 평균 450N/㎡, 표준편차 470N/㎡이었다. 그러나 실제로는 저면의 표면형상이나 재료의 영향을 크게 받을 것으로 예상되기 때문에 저면부착력의 설계치를 3.0kN/㎡로 했다.

1-6-2 일반 강봉(round bar)을 사용하는 경우

[참 고]

(1) 들고리 설계는 들고리의 허용전단강도 및 들고리의 매입부 부착강도 중에 작은 쪽의 값으로 해서 참고 (1-15)로 실시할 수 있다. (참고 그림 (1-26) 참조)

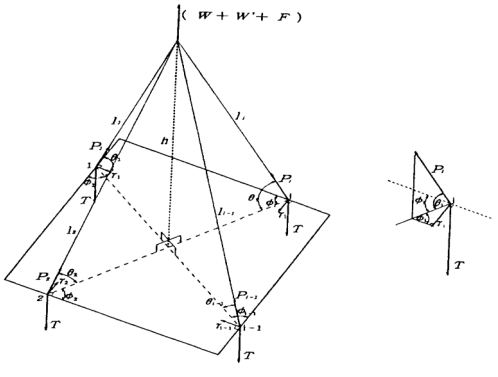
$$\gamma_i \frac{P_d}{\min(T_{1d}, T_{2d})} \le 1.0 \qquad \text{참고 (1-15)}$$

$$T_{1d} = \frac{\pi D^2 f_{vyd}}{2 \times 10^3 \gamma_b}$$

$$T_{2d} = \frac{2\pi D^2 f_{bod} m \alpha l}{10^3 \gamma_b}$$

여기서,

γ_i : 구조물계수
T_{1d} : 들고리의 허용전단강도(kN)
T_{2d} : 들고리의 부착강도(kN)
P_d : 들고리 1개당 작용하중(kN)
D : 들고리의 지름(㎜)
f_{vyd} : 들고리의 전단항복강도(N/㎟)
f_{bod} : 콘크리트의 부착강도(N/㎟)
m : 후크(hook) 효과(=1.5)
α : 일반 강봉에 의한 부착 강도를 고려한 계수(=1.1)
γ_b : 부재계수(=1.1)



참고 그림 (1-26) 직접 매달아 들어 올릴 경우 들고리에 작용하는 하중

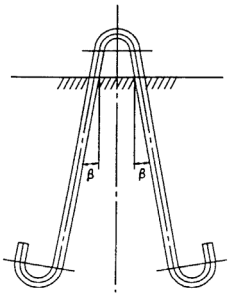
(2) 케이슨의 들고리의 실물대파괴실험에 의하면 케이슨벽에는 파괴하중에 달할 때까지 여러 가지의 균열의 발생이 확인되었다. 그러나 설계하중의 범위에서는 충분히 안전하다는 것이 판명되었으므로 케이슨벽의 파괴에 대한 검토는 생략한다.

(3) 들고리에 작용하는 하중은 들고리의 직선부와 콘크리트와의 부착력 및 고리(hook) 정착효과에 의하여 하중이 전달된다. 또, 실험결과로부터 고리시점 하중의 3배가 들고리에 작용하는 하중이 되며 이는 거의 설계하중과 일치한다. 또한 설계하중은 최종적 파괴 하중의 40~60% 정도의 하중이었다. 또, 실험결과에 의하면 파괴하중은 들고리와 콘크리트와의 부착에 의하는 것이 아니라 고리부근 콘크리트의 인장강도에 의하여 지배되고 있었다. 이와 같은 극한 파괴의 메커니즘과 파괴하중의 결과로부터 고리효과로서 하중의 1/3을 분담한다고 해도 충분히 안전이 확보된다고 판단하였다.

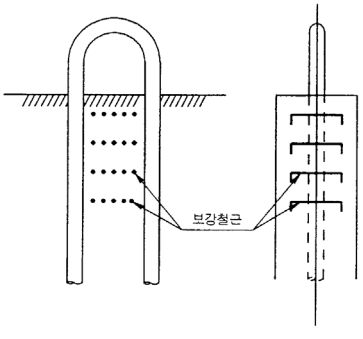
(4) 케이슨의 리프팅시의 부착강도에 관한 실험결과에 의하면 압축강도가 24.0N/㎟ 최대 부착강도는 11일 강도가 1.2~1.4N/㎟이었다.

(5) 들고리의 강도는 실험결과에 의하면 인장력 외에 휨 모멘트와 전단력의 영향이 크고 상당히 적은 하중에서 항복점에 달하고 있으나 들고리는 일시적으로 사용하는 것이며 또, 설계하중의 범위에서는 들고리파괴의 원인이 되지 않는다는 것이 판명되었으므로 f_{yd}, f_{vyd}의 계산에 의하여 들고리의 직경을 선정하여도 된다.

(6) 조금구를 사용한 경우 균열을 방지하기 위해서는 참고 그림 (1-27)에 나타낸 바와 같이 구조상 발생하는 수평력을 감하는 들고리 형상으로 하는 방법, 및 참고 그림 (1-28)에 나타낸 바와 같이 들고리 사이를 보강근으로 보강하여 균열(crack)의 성장을 억제하는 방법을 취하면 균열의 발생하중은 880~980kN으로 되어 효과가 있다.

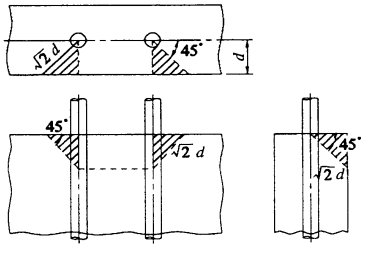


참고 그림 (1-27) 들고리의 형상



참고 그림 (1-28) 들고리간의 보강방법

(7) 직접 매달아 들어 올릴 경우에는 들고리 매입부에서 측벽 두부의 전단파괴에 대한 안전성을 검토한다. 측벽 두부의 파괴는 참고 그림 (1-29)에 나타난 형상으로 된다고 보고, 측벽 두부의 전단파괴에 대한 안전성 검토는 참고 (1-16)으로 할 수 있다.



참고 그림 (1-29) 외벽의 파괴상황

$$\gamma_i \frac{R_d}{V_{C_d}} \leq 1.0 \qquad \text{참고 (1-16)}$$

$$R_d = P_d \cos\theta \sin\phi$$

$$V_{cd} = f_{V_{cd}} A_\tau$$

여기서,

γ_i : 구조물계수

R_d : 들고리에 작용하는 측벽 직각방향의 수평력(kN)

V_{c_d} : 설계 전단내력(kN)

θ : 들고리와 케이슨 상부면이 이루는 각도

ϕ : 들고리와 케이슨 상부면에 대한 투영선과 외벽이 이루는 각도

$f_{V_{cd}}$: $\dfrac{0.20\beta_d\beta_p\beta_r\sqrt{f'_{cd}}}{\gamma_b}$

β_d : $\sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5$

β_p : $\sqrt[3]{100/p} \leq 1.5$, $p = \dfrac{A_s}{b\sqrt{2}\,d}$

β_r : 1.0

f_{cd} : 콘크리트의 압축강도(N/㎟)

d : 들고리 중심부터 수평방향 철근까지의 거리(㎜)

A_s : 전단면 내 수평방향 철근의 양(㎟)

b : 들고리 간격에 d를 더한 길이(㎜). 단, 들고리 간격은 일반적으로 5D를 넘지 않도록 한다.

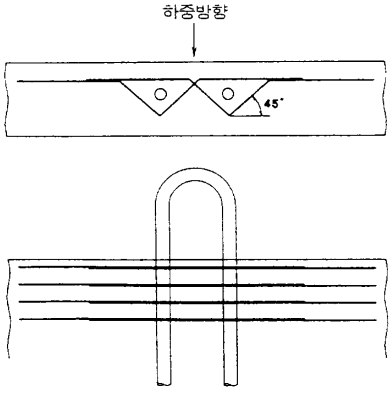
D : 들고리의 직경(㎜)

A_r : 전단저항면적(㎟), $A_r = b\sqrt{2}\,d$

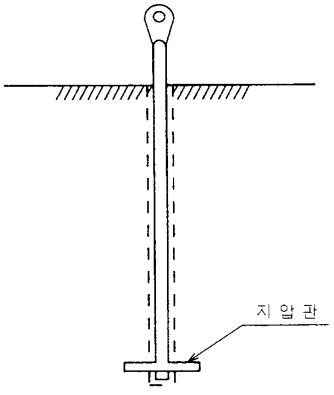
γ_b : 부재계수(=1.3)

(8) 식 참고 (1-16)에 의한 설계전단강도가 설계수평하중에 못 미치는 경우에는 외벽두부의 철근량을 증가시키거나 또는 참고 그림 (1-30)과 같은 보강방법에 의하여 필요한 전단내력을 확보한다.
들고리가 수평력을 받는 경우 실험결과에 의하면 케이슨벽의 상면으로부터 들고리의 직경의 3~4배 밑으로 내려간 범위까지 들고리에 휨 응력이 생기므로 보강철근도 이 범위에 2~3단 배근한다.

(9) 현재 사용되고 있는 참고 그림 (1-27)과 같은 들고리는 케이슨 리프팅시(약 15분)에만 필요한 것임에도 불구하고 철거가 불가능하여 비경제적이라 생각되므로 리프팅 후 철거가 가능한 구조의 것이 고안되어 있다.
너트형(참고 그림 (1-31) 참조) 및 비녀형 고정방법 등 부착력에 의하지 않는 들고리(개량 들고리)의 인장실험에 의하면 시험벽의 두께 40cm, 콘크리트 압축강도 24N/㎟, 들고리(재질 SV70, 직경 80㎜ 및 70㎜, 콘크리트 양생일 수 10~11일, 들고리 매입길이 2m의 조건하에서 균열발생하중은 780~1,200kN, 최대하중은 2,200~2,800kN이며 시험 후 철거가능하고 충분히 사용가능하다는 결과를 얻고 있다.



참고 그림 (1-30) 외벽두부의 보강방법



참고 그림 (1-31) 개량 들고리의 형상(너트형)

1-6-3 고장력 이형강봉을 사용하는 경우

[참 고]

(1) 최근 케이슨 등의 들고리에 고장력 이형강봉(異形鋼棒)을 사용하는 경우가 있다. 이런 경우에는 다음과 같은 방법에 의하여 들고리의 계산을 행한다.

(2) 고장력 이형강봉의 계산은 들고리의 인장항복강도 및 들고리 매입부 부착정착강도 중에 작은 쪽의 값을 이용해서 참고 (1-17)에 따라 구한다.

$$\gamma_i \frac{P_d}{\min(T_{1d}, T_{2d})} \leq 1.0 \qquad \text{참고 (1-17)}$$

$$T_{1d} = \frac{\pi D^2 f_{yd}}{4 \times 10^3 \gamma_b}$$

$$T_{2d} = \frac{\pi D f_{bod} \alpha l}{10^3 \gamma_b}$$

여기서,

γ_i : 구조물계수

T_{1d} : 들고리의 허용전단강도(kN)

T_{2d} : 들고리의 부착강도(kN)

P_d : 들고리 1본당 작용하중(kN)

D : 들고리의 직경(㎜)

f_{yd} : 들고리의 전단항복강도(N/㎟)

f_{bod} : 콘크리트의 부착강도(N/㎟)

α : 이형봉강에 의한 부착 강도를 고려한 계수(=0.9)

γ_b : 부재계수(=1.1)

(3) 들고리의 매입길이는 일반적으로 참고 (1-18)에 따라 구한 길이 이상으로 한다.

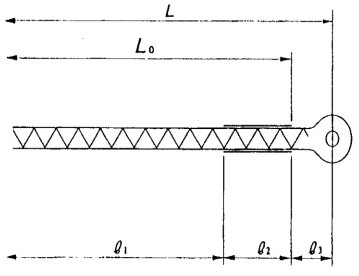
$$L = l_1 + l_2 + l_3 \qquad \text{참고 (1-18)}$$

여기서,

l_1 : 들고리의 부착 길이(mm)

l_2 : 비접착부의 길이 ≥ 6D(mm)

l_3 : 돌출부 길이(2D～200mm)



참고 그림 (1-32) 들고리 매입길이

(4) 들고리의 힌지(hinge)부에서의 인장항복강도 및 전단강도의 검토를 참고 (1-19)에 따라 행한다. (참고 그림 (1-33) 참조)

$$\gamma_i \frac{P_d}{T_{3d}} \le 1.0\gamma_i\,,\ \frac{P_d}{V_{1d}} \le 1.0$$

$$T_{3d} = \frac{f_{yd}(2R - dH)t}{10^3 \gamma_b}$$

$$V_{1d} = \frac{2f_{vyd}\{10 + \sqrt{R^2 - (\frac{dH}{2})^2}\}}{10^3 \gamma_b}$$

참고 (1-19)

여기서,

γ_1 : 구조물계수

P_d : 들고리 1본당에 작용하는 하중(N)

T_{3d} : 들고리 힌지(hinge)부의 인장항복강도

V_{1d} : 들고리 힌지(hinge)부의 전단강도

R : 링(ring)부 반경(㎜)

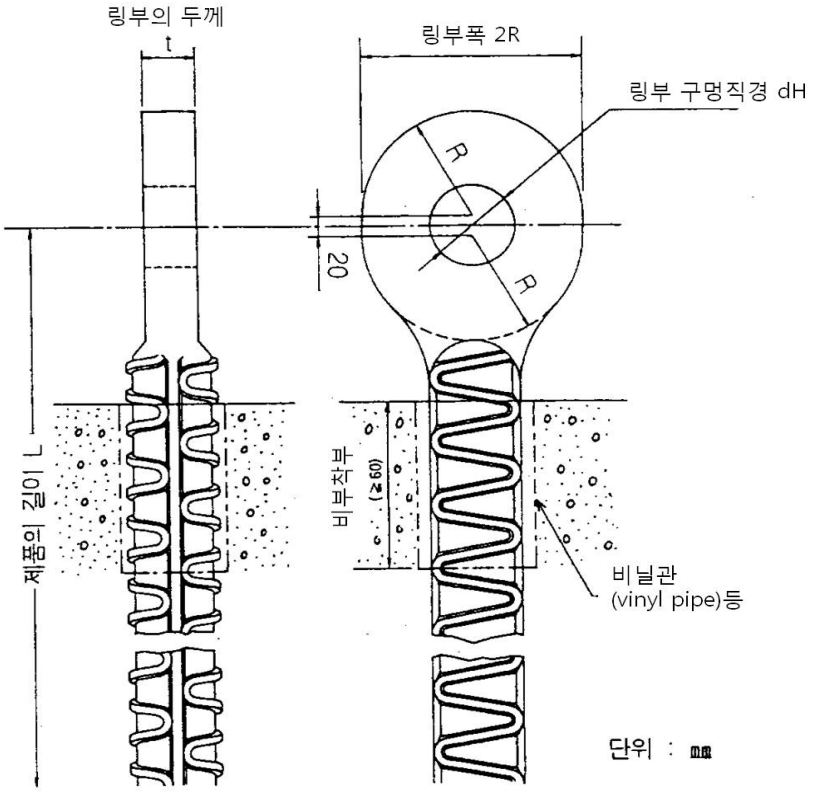
dH : 링(ring)부 구멍직경(㎜)

t : 링(ring)부 두께(㎜)

f_{yd} : 들고리의 인장항복강도(N/㎟)

f_{vyd} : 들고리(의 전단항복강도(N/㎟)

γ_b : 부재계수(=1.1)



참고 그림 (1-33) 들고리 상세도

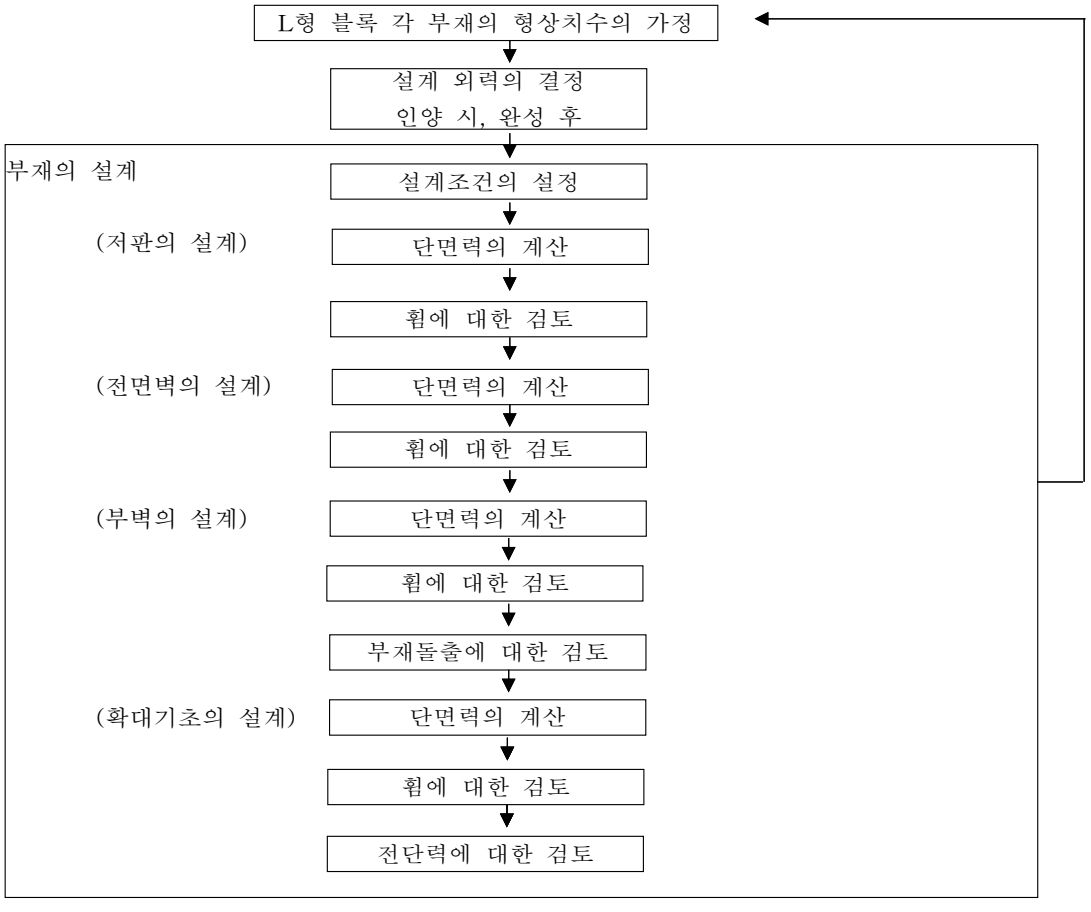
제 2 장 L형 블록

2-1 일 반

(1) 본장의 규정은 통상의 L형 블록의 설계에 적용한다.
(2) 설계는 강도설계법에 따르는 것을 표준으로 한다.

[참 고]

L형 블록설계는 일반적으로 다음 순서로 하는 것이 좋다.



참고 그림 (2-1) L형 블록의 설계순서

2-2 제원의 결정

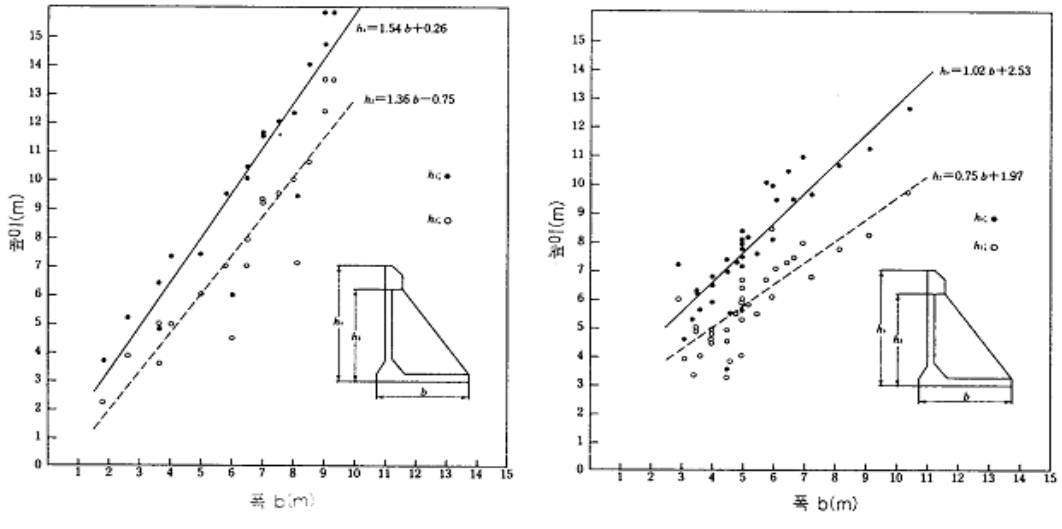
L형 블록의 각 부재의 형상치수는 다음 사항을 고려하여 결정한다.
(1) L형 블록을 제작하는 시설의 능력
(2) 기중기의 인양 능력
(3) 벽체로서 전면의 수심
(4) 조위차
(5) L형블록의 설치 후의 작업조건(뒷채움, 상부공 시공)

[해 설]

L형 블록의 벽체고는 L형 블록이 벽체가 된 경우의 전면수심과 조차를 고려하여 상부공의 시공이 용이하도록 결정한다.

[참 고]

참고 그림 (2-2)는 시공 예로부터 L형 블록 폭에 대한 블록높이와 벽높이의 관계를 나타낸 것으로, 설계진도 0.05와 0.10의 경우이다. 설계진도가 증대되면 높이에 비하여 폭이 크게 된다.



(a) 설계진도 $k_h = 0.05$ (b) 설계진도 $k_h = 0.10$

참고 그림 (2-2) L형 블록의 폭과 높이와의 관계

2-3 부재에 작용하는 하중

2-3-1 일 반

L형 블록에 작용하중으로는 다음의 것을 고려한다.

(1) 전면벽체
 ① 재하하중 및 뒷채움사석 또는 토사에 의한 토압
 ② 잔류수압

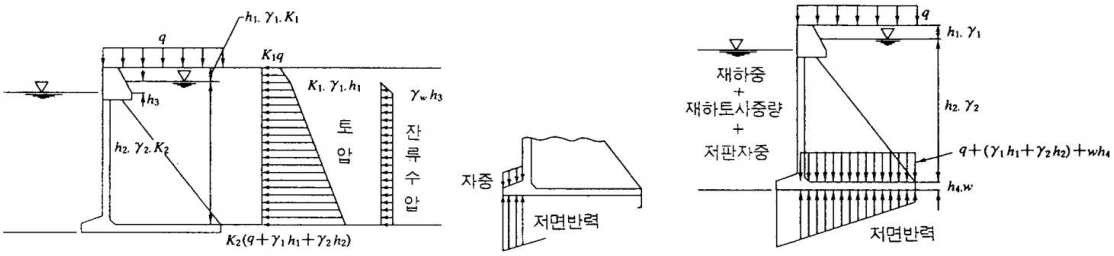
(2) 확대기초
 ① 저면반력
 ② 확대기초의 자중

(3) 저 판
 ① 재하하중
 ② 재하(뒷채움) 토사중량
 ③ 저판자중
 ④ 저면반력

(4) 부 벽
 ① 전면벽체의 지지부로서의 반력
 ② 저판의 지지부로서의 반력
 ③ 부벽 배면에 작용하는 토압, 잔류수압
 또, 시공 시 작용하는 하중으로서 다음 하중을 고려한다.
 ④ 인양하중
 ⑤ 거치시의 하중

[참 고]

(1) 하중의 조합은 본편 「1-4-1 하중의 조합」에 준한다.
(2) L형 블록의 각 부재에 작용하는 하중은 참고 그림 (2-3)과 같다.
(3) L형 블록의 각 부재에 작용하는 토압의 계산은 「제2편 9-6 토압과 수압」을 참조한다.
(4) 저면 반력의 계산은 본편 「1-4-6 완성후의 외력」을 참조한다.
(5) L형 블록제작의 콘크리트 타설법에는 종타공법(縦打工法)과 횡타공법(横打工法)이 있으나 횡타공법의 경우에는 거치공사까지 블록을 일으켜 세우는 작업이 따르므로 설계에서는 이때의 하중에 대하여 검토할 필요가 있다.



(a) 전면벽, 부벽에 작용하는 하중 (b) 확대기초에 작용하는 하중 (c) 저판에 작용하는 하중

여기서,

q	:	상재하중(kN/㎡)
γ_1	:	잔류수위면상의 흙의 단위체적중량(kN/㎥)
γ_2	:	잔류수위면하의 흙의 단위체적중량(kN/㎥)
γ_w	:	해수의 단위체적중량(kN/㎥)
h_1	:	잔류수위면상의 흙의 토층두께(m)
h_2	:	잔류수위면하의 흙의 토층두께(m)
h_3	:	조차(m)
h_4	:	저판두께(m)
K_1	:	잔류수위면상의 흙의 토압계수
K_2	:	잔류수위면하의 흙의 토압계수
w	:	저판자중(kN/㎡)

참고 그림 (2-3) L형 블록에 작용하는 하중

2-3-2 부재에 작용하는 토압

부재에 작용하는 토압으로는 벽체의 안정계산에 사용한 토압을 사용한다.

[해 설]

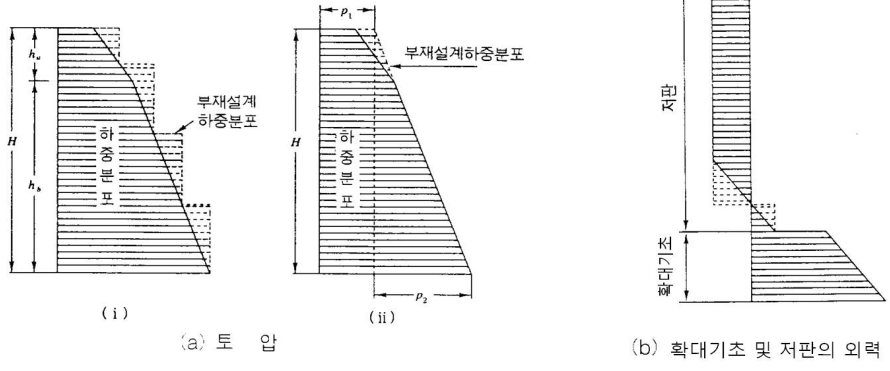
L형 블록은 벽체에 미소변위를 일으켜도 저판이 있기 때문에 전면벽과 뒷채움재간에 상대적 변위가 생기기 어렵고 따라서 벽면마찰각은 0°로 볼 수 있으며 오히려 정지토압에 가까운 토압이 작용한다는 생각도 있다. 또, 뒷채움을 한 경우에는 뒷채움재와 배후매립토사의 내부마찰각이 다른 경우도 있으나 L형 벽체에 작용하는 외력의 현장측정 결과와 종래의 설계 예에서의 실적을 고려하여 부재에 작용하는 토압으로는 벽체의 안정계산에 사용한 토압을 사용하도록 하였다.

2-3-3 하중의 분할방법

L형 블록에 작용하는 하중은 계산의 편의상 이를 적당히 분할할 수가 있다. 하중을 분할하는 경우에는 부재설계상의 안전성을 고려한다.

[참 고]

L형 블록에 작용하는 하중은 일반적으로 등분포로 되지는 않는다. 이대로는 부재설계상 불편하므로 이를 적당히 분할하여 등분포 하중으로 해도 좋다. 이 경우에도 부재강도상으로 약점이 생기지 않도록 해야 한다. 하중분할의 일예를 참고 그림 (2-4)에 보여준다.



(a) 토 압 (b) 확대기초 및 저판의 외력

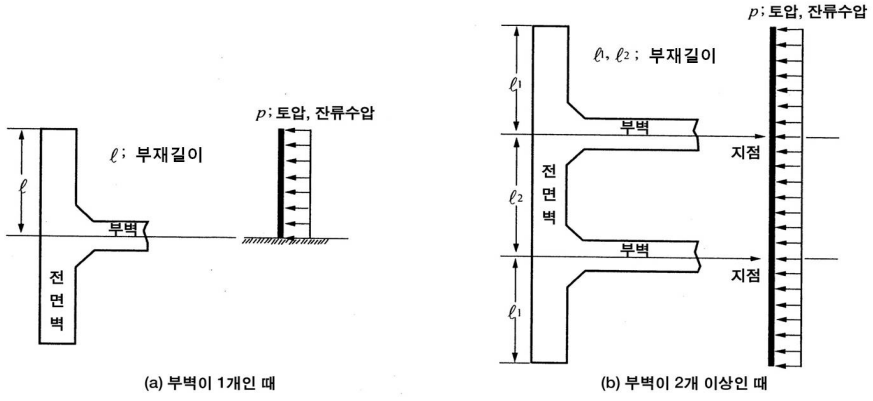
참고 그림 (2-4) 하중분할의 방법

2-4 부재의 설계

2-4-1 일 반

[참 고]

(1) 전면벽은 부벽에 의하여 지지된 판으로 설계한다. 부벽이 하나인 경우에는 부벽부에서 지지된 캔틸레버판, 2개인 경우에는 연속판으로 설계하는 것을 표준으로 한다.
(2) 전면벽의 부재 길이는 부벽 중심으로부터의 거리로 한다.
(3) 전면벽 배후로부터의 하중은 부재 전 길이에 작용하는 것으로 한다.
(4) 전면벽의 부재 길이 및 하중은 참고 그림 (2-5)와 같이 하면 된다.



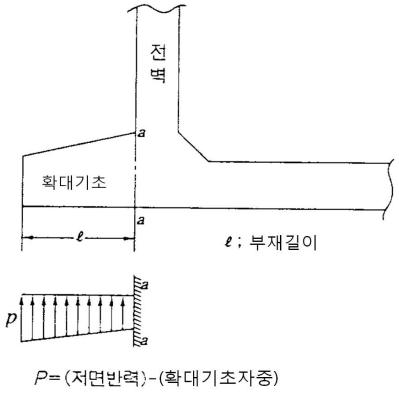
참고 그림 (2-5) 전면벽의 부재 길이 및 하중

(5) 전면벽은 부벽에 의하여 지지되는 외에 구조상 저판에 의하여도 지지되어 있다. 이 때문에 전면벽은 2변 또는 3변에 지지된 판으로 봐도 좋지만 일반적으로 높은 L형 블록에서는 저판에 지지된 부분의 영향이 적고 저판 연결부의 배근이 복잡해지는 것을 배려하여 캔틸레버판 또는 연속판으로 설계한다. 따라서 2변 또는 3변 지지판으로 본 쪽이 설계상 유리한 경우에는 본문에 따르지 않아도 된다.

2-4-2 확대기초(footing)

[참 고]

(1) 확대기초는 전면벽의 위치에 의하여 지지된 캔틸레버와 판으로 설계한다.
(2) 확대기초의 부재 길이는 본편 1-5-3 저판에 준한다.
(3) 확대기초의 부재 길이 및 하중은 참고 그림 (2-6)과 같이 하면 된다.



참고 그림 (2-6) 확대기초(footing)의 부재 길이 및 하중

2-4-3 저 판

[참 고]

(1) 저판은 부벽부에 의하여 지지된 판으로 설계한다. 부벽이 한 개인 경우는 부벽부에 지지된 캔틸레버판, 2개 이상의 경우는 연속판으로 설계하는 것을 표준으로 한다.

(2) 저판의 부재장은 부벽 중심으로부터의 거리로 한다.

(3) 저판 상면으로부터의 하중은 부재 전길이에 작용한다고 본다.

(4) 저판의 주철근의 덮개는 다음 값 이상으로 부벽에 의하여 지지되는 외에 전면벽부에 의하여도 지지되어 있는 구조로 생각할 수가 있다. 이 때문에 저판은 2변 또는 3변 지지판으로 설계할 수 있으나 본편 「2-4-1 일반 [참고] (5)」에 기술한 이유와 같이 캔틸레버판 또는 연속판으로 설계한다. 따라서 2변 또는 3변 지지판으로 생각하는 편이 설계상 유리한 경우에는 (1)에 따르지 않아도 된다.

(6) 저판에 작용하는 하중 중에 저면반력은 전 부재 길이에 대하여 작용하나 뒷채움에 의하여 전달되는 저판상면으로부터의 하중은 저판의 순경간(net span)에 대하여 작용한다. 그러나 이렇게 계산하는 것은 번잡하고 또 부재설계상 큰 영향이 없으므로 이것도 전 부재 길이에 대하여 작용시킨다.

2-4-4 부 벽

[참 고]

(1) 부벽은 전면벽과 일체가 된 T형 보로 설계한다.

(2) 부벽은 전면벽으로부터의 반력에 대하여 저판부에서 지지된 캔틸레버 보로 설계한다.

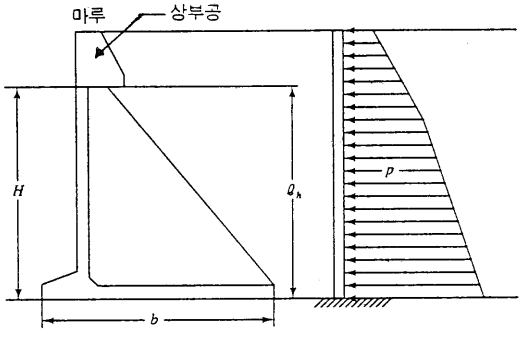
(3) 부벽의 설계는 저판에 평행인 단면에 대하여 검토한다.

(4) 부벽, 전면벽 및 저판은 튼튼히 연결하는 것으로 하고 이를 위하여 철근은 전단력에 대하여 스터럽(stirrup)과는 별도로 소요량을 계산한다.

(5) 전면벽과 저판의 설계를 본장에 따라서 하는 경우에는 부벽 배후로부터의 하중은 고려할 필요가 없다.

(6) 부벽의 부재장은 참고 그림 (2-7)에 나타낸 바와 같이 저판을 포함하는 전체높이를 취한다. 단, 작용하는 하중은 상부구조를 포함한 것까지 고려한다.

(7) 부벽을 T형-보로 보고 단면을 산정함에 있어서는 중립축의 위치가 전면벽과 부벽 중 어느 쪽에 있는지 주의하여 시행하여야 한다.



여기서,

p : 토압강도와 잔류수압의 합 (kN/m^2)
ℓ_h : 부벽의 부재 길이(m)
b : 블록 폭(m)
H : 블록 높이(m)

참고 그림 (2-7) 부벽의 부재 길이 및 하중

2-5 리프팅(lifting)부의 설계

리프팅부의 설계는 「본편 1-6 리프팅부의 설계」에 준한다.

[참 고]

(1) 본편 1-6 리프팅부의 설계에 나타낸 불균등계수 1.8은 다점 리프팅의 경우이다. 리프팅 개소(lifting point)가 적은 경우에는 이보다 적은 값을 취할 수가 있다. 리프팅 개소가 적은 경우의 실측치는 없으나 5점 리프팅이상에서는 1.8, 4점 리프팅이상에서는 1.33, 3점 리프팅과 2점 리프팅에서는 1.2정도 보면 된다.

(2) 대형 케이슨과 같은 경우에는 기중기선도 대형이고 정온한 때에 리프팅 하는 일이 많으므로 충격력을 고려하지 않지만 다소 파가 있을 때 리프팅하는 경우나 소형 L형 블록이나 기타 소형 블록 등을 소형 기중기선으로 리프팅하는 경우에는 선체 동요도 크므로 충격력을 고려할 필요가 있다. 기중기선에 의한 경우의 충격력은 블록 중량의 20%정도를 보면 된다. 이 경우, 저면부착력과 충격력은 동시에 작용하지 않는다고 봐도 된다.

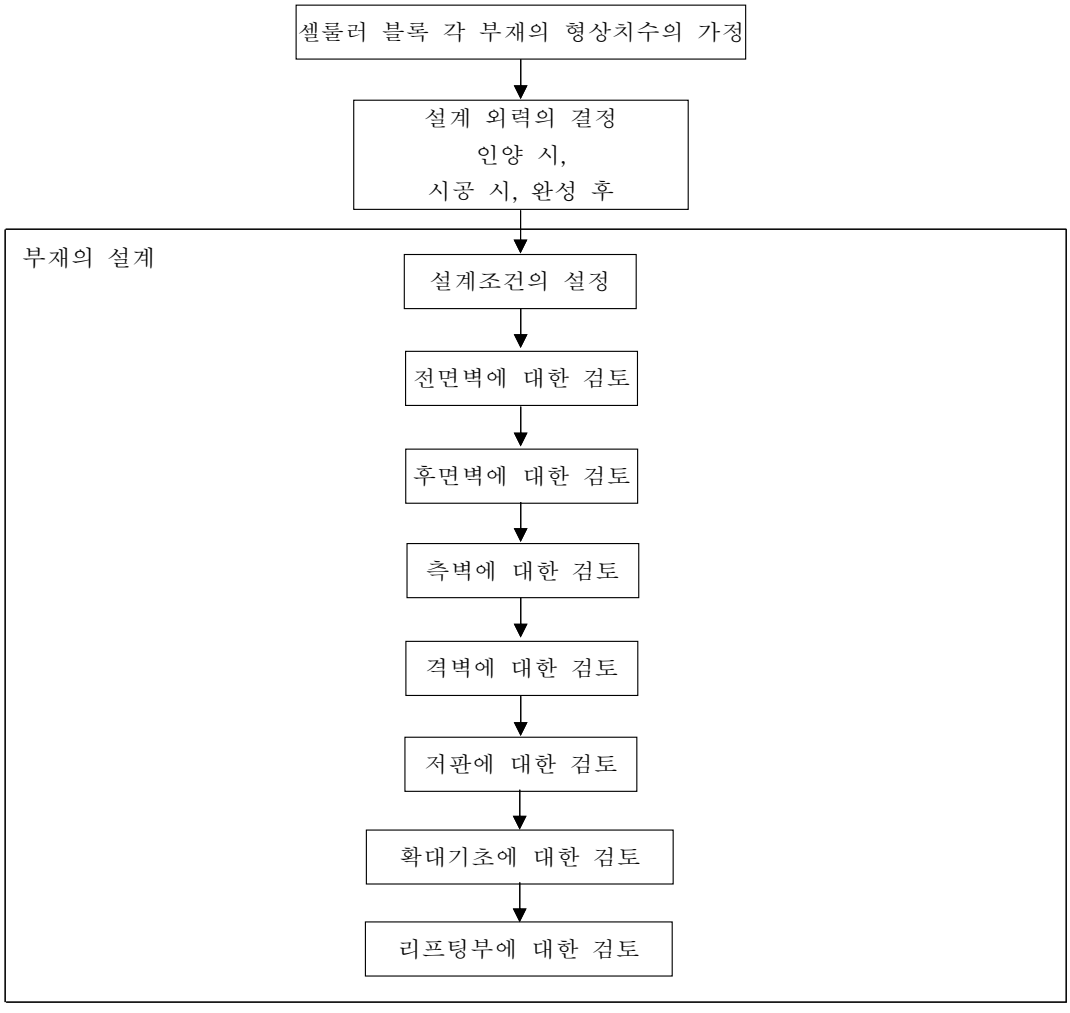
제3장 셀룰러 블록(cellular block)

3-1 일 반

(1) 본장의 규정은 통상의 셀룰러 블록의 설계에 적용한다.
(2) 설계는 강도설계법에 의하는 것을 표준으로 한다.

[참 고]

(1) 셀룰러 블록의 설계는 일반적으로 다음의 순서로 하는 것이 좋다.
(2) 셀룰러 블록에는 여러 가지 형태가 있으므로 개개의 부재설계에 있어서는 형태에 따라서 본편 「제1장 케이슨, 제2장 L형 블록」을 참조하여 결정한다.



참고 그림 (3-1) 셀룰러 블록의 설계순서

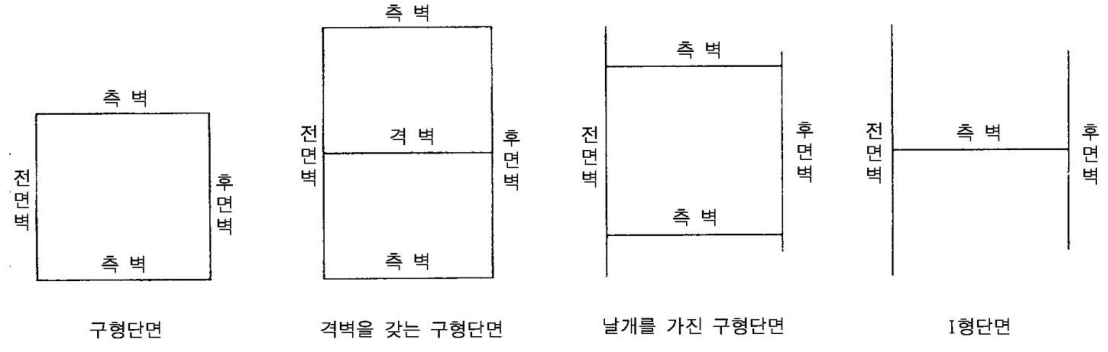
3-2 제원의 결정

3-2-1 셀룰러 블록(cellular block)의 단면형상

셀룰러 블록의 형상은 일반적으로 측벽 등으로 구성된 저판이 없는 블록을 말하며 단체 또는 복수의 블록을 쌓아 올려서 벽체를 이루는 기능을 가진다. 또한, 특수한 형태로서 저판이 있는 것도 있다.
실제 설계에 있어서는 블록의 형상의 특징을 충분히 파악하여 적절한 설계법을 채용할 필요가 있다.

[참 고]

셀룰러 블록의 단면형상은 여러 가지가 있으나 비교적 사용 예가 많은 블록의 단면형상은 참고 그림 (3-2)와 같다.



참고 그림 (3-2) 셀룰러 블록의 단면형상 예 (모식도)

3-2-2 제원의 결정

셀룰러 블록의 각 부재의 형상치수는 다음사항을 고려하여 설계한다.

(1) 셀룰러 블록을 제작하는 시설의 능력
(2) 기중기의 인양능력
(3) 벽체의 전면수심
(4) 조위차
(5) 셀룰러 블록 설치 후 작업조건(뒷채움, 상부공시공)
(6) 다단 쌓기의 경우 블록 상호의 일체화

3-3 부재에 작용하는 하중

3-3-1 일 반

셀룰러 블록에 작용하는 하중은 다음 것을 고려한다.

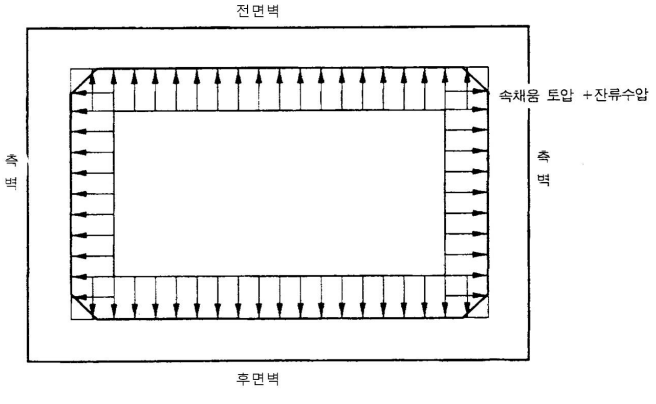
(1) 속채움 토압
(2) 잔류수압
(3) 블록자중
(4) 상부구조의 중량
(5) 재하하중
(6) 저면반력
(7) 시공 시 하중
(8) 파력

단, 속채움토압, 시공 시 하중에 대하여는 상시 및 시공 시에 대한 안전성을 확인하는 것을 표준으로 한다.

[참 고]

(1) 후면벽에는 뒷채움토압, 잔류수압 등이 외측으로부터 작용하나 속채움 토압과 상쇄되므로 일반적인 경우 이런 하중에 대하여는 검토하지 않아도 된다.

(2) 셀룰러 블록에 작용하는 속채움 토압, 잔류수압은 참고 그림 (3-3)과 같이 고려한다. 벽체로서 뒷채움이 있는 경우에는 뒷채움 공사 종료 후 주동토압, 잔류수압 등에 의하여 측벽과 후벽의 속채움에 의한 응력은 상당히 경감되지만 시공 도중에 속채움이 선행되는 경우가 많으므로 부재의 설계는 이 상태에서 행하면 된다.



참고 그림 (3-3) 셀룰러 블록에 작용하는 하중

(3) 파력은 일반적으로 고려하지 않지만 특히 강한 충격파압이 작용하는 경우에는 이를 고려한다.

(4) 시공시의 하중에 대하여는 L형 블록과 공통되는 부분이 많으므로 본편 제2장 L형 블록을 참조할 것.

(5) 설계에서 고려하는 일반적인 하중의 조합 및 각 하중의 특성값에 곱할 하중계수는 본편 1-4-1 하중의 조합에 준한다.

3-3-2 속채움 토압과 잔류수압

(1) 전면벽, 후면벽 및 측벽
전면벽, 후면벽 및 측벽에 작용하는 외력은 속채움 토압과 잔류수압을 고려한다.
단, 셀룰러(cellular) 블록 내부에 대하여 재하영향을 주지 않을 정도의 현장타설 콘크리트가 셀룰러 블록 상에 있는 경우에는 현장타설 콘크리트위에 있는 하중은 재하하중으로 보지 않는다.

(2) 격벽
격벽은 속채움 토압 및 잔류수압에 의하여 측벽이 안전하도록 검토한다.

[참 고]

(1) 전면벽, 후면벽 및 측벽

① 속채움 토압

가. 토압계수는 0.6으로 한다. 단, 속채움이 블록 또는 콘크리트인 경우에는 속채움 토압을 고려하지 않는다.

나. 토압은 벽의 마루로부터 벽의 안폭 b1의 높이만큼은 증가하나 그 이하에서는 증가하지 않는다고 본다.

다. 다단 쌓기 셀룰러 블록의 토압은 참고 그림 (3-4)에 나타낸 바와 같다. 단, 상단 블록보다 하단 블록의 벽내 폭이 작은 경우(격벽으로 나누어진 경우)에는 상단 블록에서 구한 토압을 증가시키지 않고 연장하면 된다.

또한 참고 그림 (3-4)에서의 기호는 다음과 같다.

q : 재하하중(kN/m²)

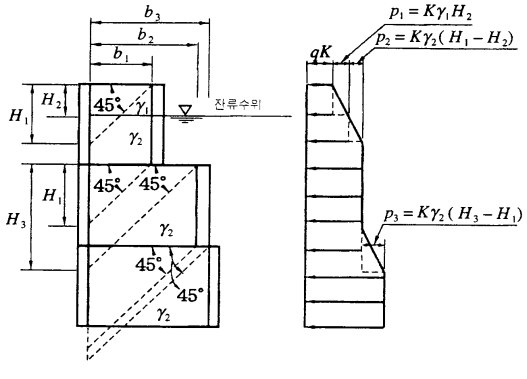
γ_1 : 속채움의 잔류수위상의 단위체적중량(kN/m³)

γ_2 : 속채움의 잔류수위하의 단위체적중량(kN/m³)
일반적으로 γ_1=18.0kN/m³, γ_2=10.0kN/m³로 하면 된다.

K : 속채움 토압계수, K=0.6

b_1 : 벽의 안폭(m), $b_1=H_1$

② 셀룰러 블록의 속채움 토압은 틀 안에 구속되어 케이슨의 속채움과 비슷한 메커니즘이라고 생각되므로 케이슨의 경우에 준한다.



참고 그림 (3-4) 속채움 토압을 구하는 방법

③ 잔류수압

가. 안벽의 경우

잔류수압은 잔류수위와 A.L.L.W시의 수위의 수두차로 한다.

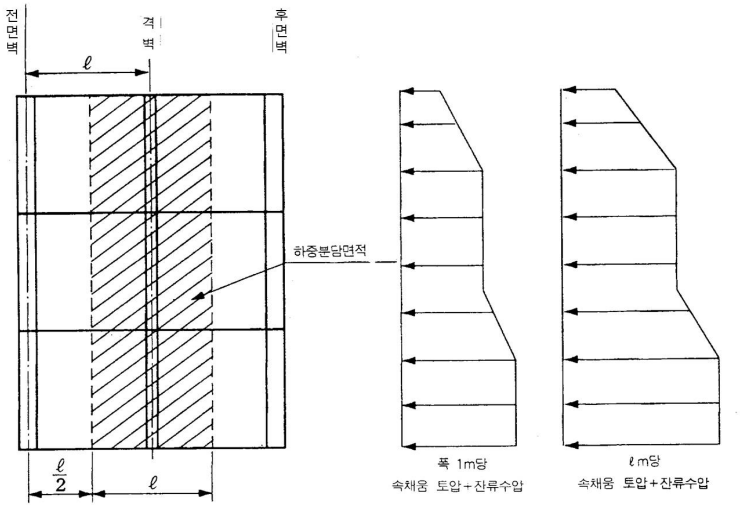
나. 방파제의 경우

잔류수압(셀룰러 블록 내부의 수압)은 블록 내 수위와 A.L.L.W와의 수두차를 취한다. 단, 방파제 전면에 파곡이 있을 때 내부수압이 커지므로 상황에 따라 그것을 고려한다.

④ 방파제, 방파호안 등에 사용한 경우 블록전면에 파곡이 온 경우에는 잔류수위차가 증가하므로 그에 대하여 검토할 필요가 있다. 이 경우의 수압의 계산에 대하여는 「제2편 4-10-2 직립벽에 작용하는 파력」을 참조한다.

(2) 격벽

격벽과 측벽의 부재돌출에 대한 하중은 참고 그림 (3-5)에 나타낸 사선부에 작용하는 토압을 고려한다.



참고 그림 (3-5) 격벽과 측벽의 부재돌출에 대한 하중을 구하는 방법

3-3-3 하중의 분할방법

셀룰러 블록의 부재에 작용하는 하중의 계산의 편의상 분할하는 경우에는 본편 「2-3-3 하중의 분할 방법」에 준하여 행한다.

3-4 부재의 설계

3-4-1 장방향 셀룰러 블록(cellular block)

장방향 셀룰러 블록 각 부재는 구조형식을 고려하여 적절히 설계한다.

[참 고]

(1) 측 벽

① 장방향 셀룰러 블록의 계산은 하중을 단계별로 나누어 벽면의 단위 폭에 대하여 상자형라멘으로 해석할 수 있다. 상자형라멘의 해법에는 처짐각법, 모멘트 분배법 등이 있다.

② 계산에 사용하는 지간은 중심 간격으로 한다.

③ 참고 그림 (3-6)과 같은 상자형 라멘의 경우 축선위치에서의 모멘트 특성값은 식 참고 (3-1)에 의하여 구할 수가 있다.

$$\left.\begin{aligned}
M_{CB} &= 2E\ K_3(\Theta_B) + \frac{w_3\,\ell_1^{\,2}}{12}\\
M_{BC} &= 2E\ K_3(2\Theta_B) - \frac{w_3\,\ell_1^{\,2}}{12}\\
M_{BA} &= 2E\ K_2(2\Theta_B + \Theta_A) + \frac{w_2\,\ell_2^{\,2}}{12}\\
M_{AB} &= 2E\ K_2(\Theta_B + 2\Theta_A) - \frac{w_2\,\ell_2^{\,2}}{12}\\
M_{AD} &= 2E\ K_1(2\Theta_A) + \frac{w_1\,\ell_1^{\,2}}{12}\\
M_{DA} &= 2E\ K_1(\Theta_A) - \frac{w_1\,\ell_1^{\,2}}{12}\\
K_1 &= \frac{I_1}{\ell_1}\\
K_2 &= \frac{I_2}{\ell_2}\\
K_3 &= \frac{I_3}{\ell_1}
\end{aligned}\right\} \quad \text{참고 (3-1)}$$

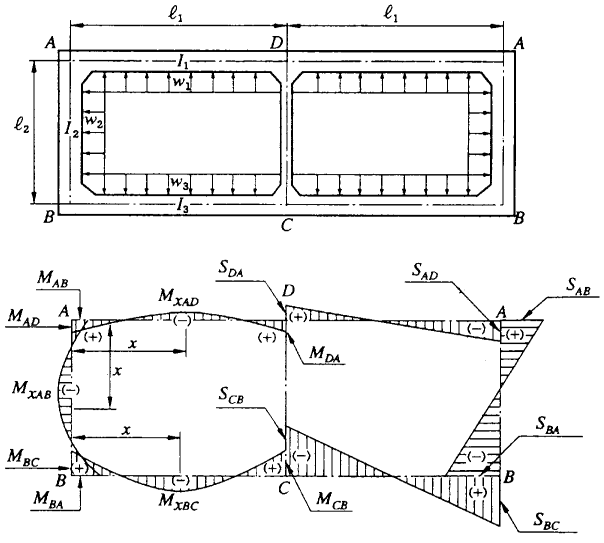
단, Θ_A, Θ_B는 식 참고 (3-2)에 의하여 구한다.

$$\left.\begin{aligned}
M_{BC} + M_{BA} &= 0\\
M_{AB} + M_{AD} &= 0
\end{aligned}\right\} \quad \text{참고 (3-2)}$$

부재단부의 전단력은 식 참고 (3-3)에 의하여 구한다.

$$
\left.
\begin{aligned}
S_{AD} &= -\frac{w_1 \ell_1}{2} - \frac{M_{AD}+M_{DA}}{\ell_1} \\
S_{AB} &= \frac{w_2 \ell_2}{2} - \frac{M_{AB}+M_{BA}}{\ell_2} \\
S_{BA} &= -\frac{w_2 \ell_2}{2} - \frac{M_{BA}+M_{AB}}{\ell_2} \\
S_{BC} &= \frac{w_3 \ell_1}{2} - \frac{M_{BC}+M_{CB}}{\ell_1} \\
S_{CB} &= -\frac{w_3 \ell_1}{2} - \frac{M_{CB}+M_{BC}}{\ell_1} \\
S_{DA} &= \frac{w_1 \ell_1}{2} - \frac{M_{DA}+M_{AD}}{\ell_1}
\end{aligned}
\right\}
$$

참고 (3-3)



참고 그림 (3-6) 상자형 라멘의 하중 적용방법 및 응력도

각 부재의 임의 점에서의 휨 모멘트는 식 참고 (3-4)에 의하여 구한다.

BC부재의 휨 모멘트 (B점으로부터 x의 거리의 점의 휨모멘트 M_{xBC})

$$M_{xBC} = M_{BC} + S_{BC}x + \frac{w_3}{2}x^2$$

AB부재의 휨 모멘트 (A점으로부터 x의 거리의 점의 휨 모멘트 M_{xAB})

$$M_{xAB} = M_{AB} + S_{AB}x + \frac{w_2}{2}x^2$$

AD부재의 휨 모멘트 (A점으로부터 x의 거리의 점의 휨 모멘트 M_{xAD})

$$M_{xAD} = M_{AD} + S_{AD}x + \frac{w_1}{2}x^2$$

참고 (3-4)

또한, 참고 그림 (3-6) 및 식 참고 (3-1)～식 참고 (3-4)에서 기호는 다음과 같다.

M_i : 부재단부 모멘트(kN・m)
S_i : 부재단부 전단력(kN)
M_{xi} : 지점간의 χ점에서의 휨 모멘트(kN・m)
E : 탄성계수(kN・㎡)
K_i : 강비(㎥)
I_i : 단면 2차 모멘트(m^4)
ℓ_i : 지점간거리(m)
w_i : 하중강도(kN/m)
θ_i : 부재단부의 편향각(deflection angle)(rad)

(2) 격 벽

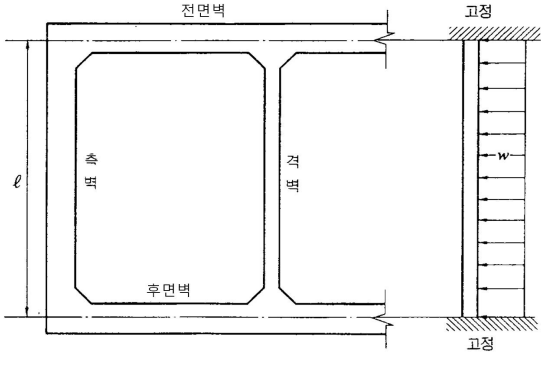
① 격벽에 작용하는 부재력은 측벽에 준하면 된다.

② 시공도중의 속채움 높이차에 의하여 토압이 생기는 경우에는 그것에 대하여 격벽의 강도를 검토한다. 이 때 부재 길이 및 하중 적용방법은 참고 그림 (3-7)과 같다. 휨 모멘트는 양단고정 보로 보고 해석할 수 있다.(식 참고 (3-5) 참조)

$$\left.\begin{aligned} M_C &= -\frac{w\ell^2}{12} \\ M_B &= \frac{w\ell^2}{24} \end{aligned}\right\} \qquad \text{참고 (3-5)}$$

여기서,

M_C : 단부의 모멘트 특성값(kN・m)
M_B : 중앙의 모멘트 특성값(kN・m)
w : 하중강도(kN/m)
ℓ : 지점간 거리(m)



참고 그림 (3-7) 격벽의 부재 길이 및 하중 적용방법

③ 계산에 사용하는 지간은 벽체간의 중심 간격으로 한다.

(3) 확대기초

① 확대기초는 측벽에 의하여 지지된 캔틸레버판으로 설계한다.

② 확대기초 부재장은 앞굽(toe)선단으로 부터 측벽전면까지로 한다.

3-4-2 기타 셀룰러 블록(cellular block)

기타 셀룰러 블록의 각 부재는 구조형식을 고려하여 적절히 설계한다.

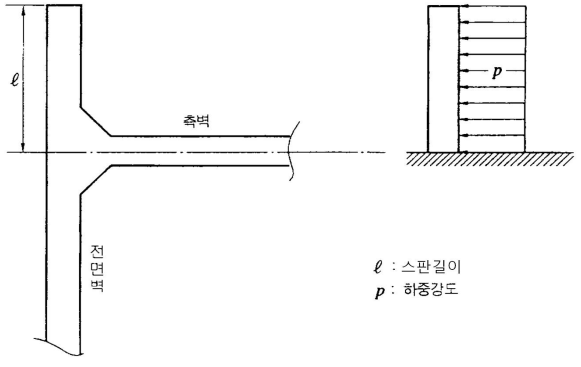
[참 고]

(1) 전면벽

① 전면벽은 측벽에 의하여 지지된 판으로 설계해도 좋다.
전면벽이 틀의 좌우로 돌출되어 있는 경우 지점의 불균형 모멘트는 측벽으로 전달된다고 본다.

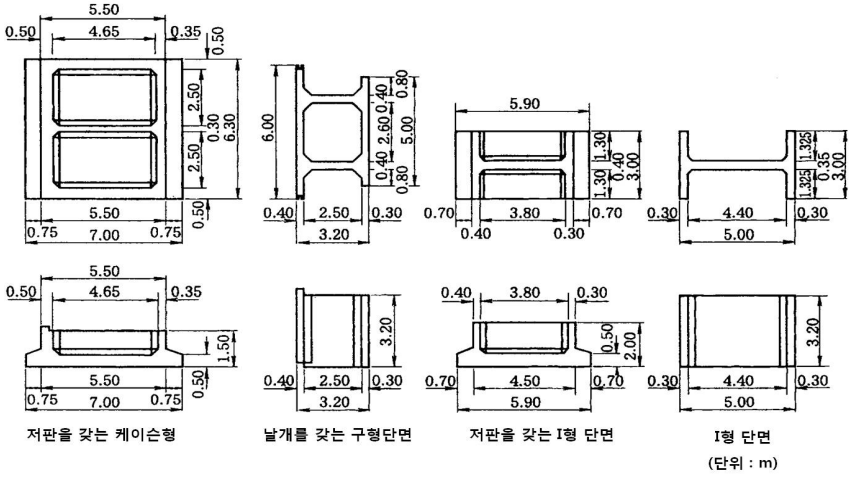
② 전면벽의 부재 길이는 측벽의 중심 간격으로 한다.

③ 전면벽 배후로부터의 하중의 작용방법은 참고 그림 (3-8)과 같이 한다. 하중은 연직방향에도 등분포 하중으로 계산해도 좋다.



참고 그림 (3-8) 날개를 갖는 단면에서 전면벽의 부재 길이 및 하중 적용방법

④ 기타 셀룰러 블록의 실시 예로서 참고 그림 (3-9)에 나타낸 것과 같은 형상이 있다.



참고 그림 (3-9) 셀룰러 블록의 실시 예

(2) 후면벽

① 셀룰러 블록을 안벽이나 호안으로서 사용하는 경우에 후면벽이 전면벽과 다른 점은 전면벽의 전면이 노출상태로 있는데 반하여 후면벽 벽면에 배후토사에 의한 토압이 작용한다는 것이다. 그러나 시공 도중에 속채움이 선행하는 경우가 보통이므로 전면벽과 동일한 조건이 되기 때문에 후면벽의 설계는 전면벽에 준하여도 된다.

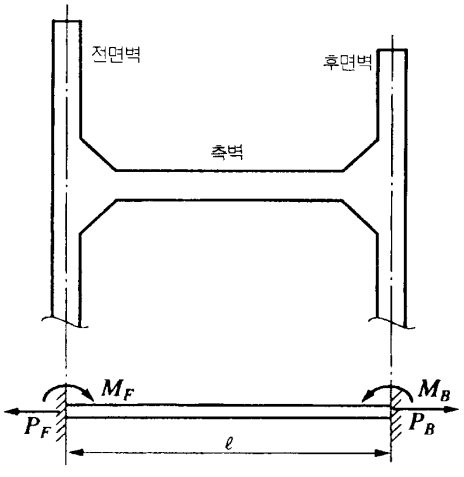
② 외력은 속채움에 의한 토압으로 하고 배후의 주동토압은 고려하지 않는다.

(3) 측 벽

① 측벽은 전면벽 및 후면벽의 반력 및 전달 모멘트에 대하여 설계한다. 측벽의 부재 길이 및 하중 적용방법은 참고 그림 (3-10)과 같다.

참고 그림 (3-10)의 기호는 다음과 같다.

P_F : 전벽으로부터의 반력 특성값(kN)
M_F : 전벽에서 전달되는 모멘트 특성값(kN · m)
P_B : 후벽으로부터의 반력 특성값(kN)
M_B : 후벽에서 전달되는 모멘트 특성값(kN · m)
ℓ : 지점간 거리(m)



참고 그림 (3-10) 날개를 가진 단면에서 측벽부재의 길이 및 하중 적용방법

② 측벽의 부재 길이는 전면벽과 후면벽의 중심간거리로 한다.

③ 시공도중의 속채움 높이의 차에 의하여 토압이 발생하는 경우에는 그에 대하여 측벽의 강도를 검토한다.

(4) 저 판

셀룰러 블록의 최하면에 저판이 있는 경우에는 저판 상면에 상재하는 하중, 저판의 자중 및 하면에 작용하는 저면반력에 대하여 설계하면 된다.

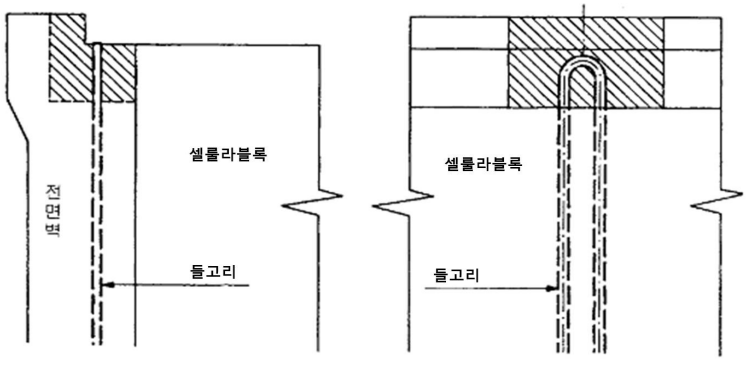
3-5 리프팅(lifting)부의 설계

리프팅부의 설계는 본편 「1-6 리프팅부의 설계」에 준한다.

[참 고]

(1) 리프팅부는 케이슨과 공통되므로 그것을 준용하나 경우에 따라서는 L형 블록(본편 2-5 리프팅부의 설계)를 준용한다. 셀룰러 블록의 경우에는 특별히 리프팅부의 배치에 주의하여 부재의 중앙부분을 가급적 피하도록 해야 한다.

(2) 다단계로 셀룰러 블록을 쌓아올리는 경우 들고리가 쌓는데 장애가 되지 않도록 미리 들고리의 매설면을 낮춰 놓은 등의 처치를 하는 것이 바람직하다. 참고 그림 (3-11)에 그 예를 보여준다.



참고 그림 (3-11) 매설면을 낮춘 들고리의 예

제 4 장 직립소파 케이슨(caisson)

4-1 일 반

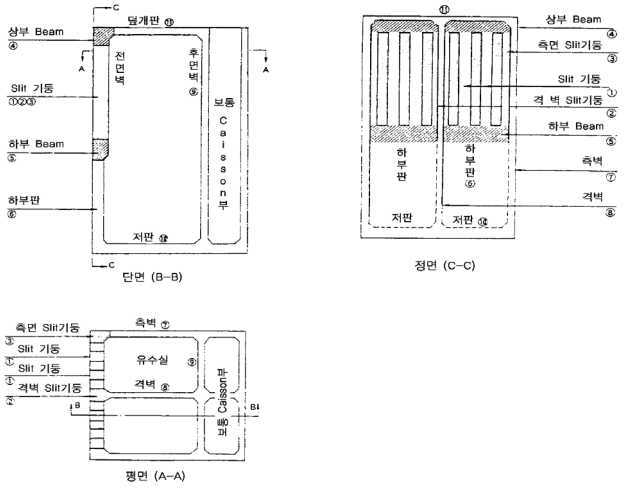
(1) 본 장의 규정은 안벽, 방파제 및 호안 등에 사용되는 직립소파 케이슨의 설계에 적용한다.
(2) 설계는 「제1장 케이슨」에서 제시된 설계법에 의한 내용을 따른다.

[해 설]

전면이 슬릿(slit)형 벽이고 내부에 유수실을 갖고 있어 이에 의하여 소파기능을 갖는 직립소파 케이슨이 안벽 및 방파제에 사용되고 있다. 직립소파 케이슨의 형상은 현재 여러 가지 구조가 고안되고 있으나 불투과형, 투과형으로 대별되며 슬릿(slit)의 형상으로는 종 슬릿(slit)형이 가장 많이 사용되고 있다. 이 이외에도 횡 슬릿(slit)형, 다공벽형 등의 실시 예가 있다. 부재의 설계 시에는 각종 구조물의 특성을 충분히 조사하여 조건에 부합되는 수리모형실험 등을 한 뒤에 적절한 설계를 하는 것이 바람직하다.

[참 고]

(1) 직립소파 케이슨의 설계수순은 본편 1-1 일반[참고] (1)에 준한다.
(2) 비교적 실시 예가 많은 종 슬릿(slit) 케이슨의 부재 명칭을 참고 그림 (4-1)에 보여준다.



참고 그림 (4-1) 종 슬릿(slit) 케이슨 각부의 명칭

(3) 종 슬릿 폭(개구부)는 40~50cm정도가 많다. 슬릿(slit)폭은 반사율을 극소화하는 개구율을 구하여 정하지만 조개, 조류 등이 부착하여 개구율이 감소하는 일이 있으므로 부근의 기설구조물 등을 사전에 충분히 조사하여 이들 부착물의 두께를 감안하여 적절한 슬릿(slit)폭을 결정하는 것이 바람직하다.
(4) 일반적으로 슬릿(slit) 케이슨의 단면은 비대칭이 되고 중심이 편심되는 것이 많기 때문에 크레인에 의한 리프팅(lifting)시 및 부유 시에 미리 밸러스트(ballast)를 넣어서 평형을 유지하도록 검토해 두는 것이 바람직하다. 또 자력으로 케이슨을 부유시키기 위하여 슬릿(slit)부에 지수판을 설치하는 경우에는 지수효과가 충분히 얻어지도록 적절한 지수공의 검토를 해둘 필요가 있다.

4-2 부재에 작용하는 외력

부재에 작용하는 외력은 상시, 이상 시에 대하여 필요에 따라 다음 것을 고려한다.

(1) 토 압
(2) 속채움토압
(3) 잔류수압
(4) 파 력
(5) 양압력
(6) 표류물(漂流物)의 충돌력
(7) 케이슨 및 속채움의 중량
(8) 상부구조의 중량
(9) 재하하중
(10) 방충공반력
(11) 저면반력
(12) 시공시의 하중

이중 속채움 토압, 파력, 양압력, 방충공반력 및 시공시의 외력에 대하여는 지진의 영향은 고려하지 않아도 된다.

[해 설]

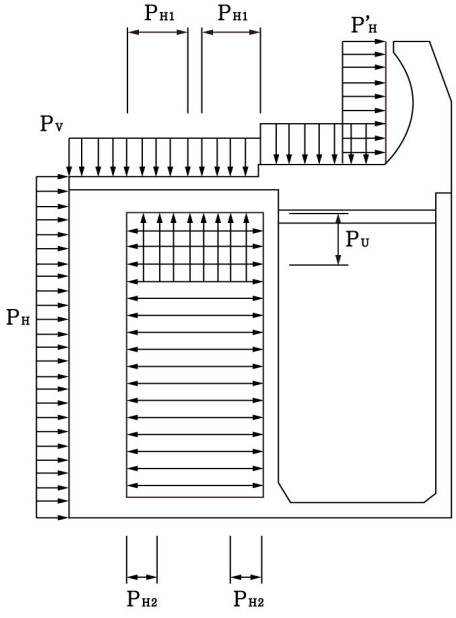
직립소파 케이슨 부재에 작용하는 파력은 유수실 덮개 판의 유무, 구조에 따라 현저하게 달라진다. 따라서 실제의 설계에 있어서는 과거의 실시 예를 참고하여 검토하는 외에 필요에 따라서 각각의 조건에 대응하는 적절한 모형실험을 행하여 검토하는 것이 바람직하다.

[참 고]

(1) 하중의 조합과 하중계수는 본편 1-4-1 하중의 조합 및 하중계수에 준한다.
(2) 부재에 작용하는 외력은 제2편 4-10 파력을 참조한다.
(3) 직립소파 케이슨 부재에 작용하는 파력을 모형실험에 의하여 구한 예를 참고 그림 (4-2)에 보여준다.

$$\left.\begin{aligned} P_H &= 1.0 w_0 H_{\max} \\ P'_H &= 1.5 w_0 H_{\max} \\ P_V &= 1.5 w_0 H_{\max} \\ P_U &= 2.0 w_0 H_{\max} \\ P_{H_1} &= 2.0 w_0 H_{\max} \\ P_{H_2} &= 1.0 w_0 H_{\max} \end{aligned}\right\} \quad \text{참고 (4-1)}$$

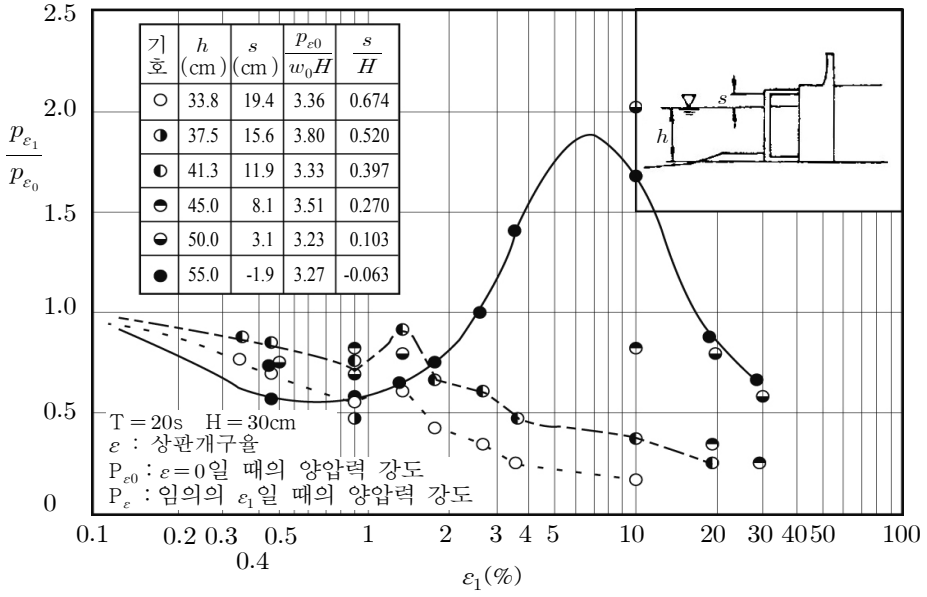
P_H : 전면벽에 작용하는 파압강도(kN/㎡)
P'_H : 상부 파라핏(parapet)에 작용하는 파압강도(kN/㎡)
P_V : 덮개 판의 하향으로 작용하는 파압강도(kN/㎡)
P_U : 덮개 판의 상향으로 작용하는 파압강도(kN/㎡)
P_{H1} : 유수실 상부에 작용하는 파압강도(kN/㎡)
P_{H2} : 유수실 하부에 작용하는 파압강도(kN/㎡)
H_{max} : 최대파고(m)
ω_0 : 해수의 단위체적중량(kN/㎡)



참고 그림 (4-2) 부재설계파력 분포의 예

(4) 유수실 천정부가 상판에 의하여 완전히 폐합된 경우에는 파에 의하여 상부에 공기층이 압축되는 경우가 많고 그 순간에 충격압이 작용한다.
한편, 공기압축에 의한 충격압은 덮개 판에 적절한 개구율의 공기구멍을 설치함으로서 저감시킬 수가 있다. 그러나 이 개구율의 크기에 따라서는 상상판에 파면이 직접 충돌하게 되어 무공상판의 경우보다 큰 충격 양압력이 작용하는 일도 있으므로 주의를 요한다. 또한, 이에 대한 상세한 내용은 참고문헌을 참조한다.

(5) 참고 그림 (4-3)은 모형실험에서 상판의 개구율 ϵ_1을 변화시켰을 때의 양압력 강도의 실험치 $P\epsilon_1$의 변화의 예를 나타낸 것이다. 일반적으로 0.5~1.0% 정도의 공기구멍을 설치하면 덮개 판에 작용하는 공기압은 무공상판의 경우의 공기압의 50%~70%로 저감된다.



참고 그림 (4-3) 상판 개구율에 의한 압력강도의 변화 실험 예

(6) 전벽 슬릿(slit)기둥은 70×70cm 정도의 세장한 기둥이고 슬릿(slit)기둥의 중앙부에 표류물(漂流物)등이 충돌하여 집중하중이 작용하면 지점부에는 큰 단면력이 발생하므로 주의를 요한다. 표류물의 충돌력은 실시 예에서 78.4kN정도를 고려하여 이상시 하중으로 취급한 예가 많다.
또한, 표류물의 충격하중 78.4kN은 슬릿(slit)기둥을 탄성지지판으로 보아 다음과 같이 가정하여 해석하였다.

① 표류물의 형상 : 길이 10m, 직경 0.5m, 비중 0.75
② 충돌 시 속도 : 0.5m/s(약 1kt)
③ 슬릿(slit) 기둥의 형상 : 길이 4m, 단면형 0.5×0.7m

(7) 직립소파 케이슨 안벽의 경우에는 고무 방충재 등의 방충공을 케이슨 중앙부의 격벽 슬릿(slit)기둥의 전면에 설치하는 일이 많고 이 경우에는 선박접안력을 격벽 부재에 작용시켜서 격벽의 부재응력을 검토해 두는 것이 바람직하다.

(8) 직립소파 케이슨의 유수실 각 부재의 설계에 고려할 외력을 참고 표 (4-1)에 보여준다. 이들 외력은 다음에 기술하는 방법으로 각 부재에 작용시킨다.

참고 표 (4-1) 직립소파 케이슨 유수실 부재에 고려할 외력

부 재		부재번호	계 산 하 중	비 고
전면벽	슬릿기둥	①	유수 시 수압 파압(기준선직각방향, 평행방향) 표류물에 의한 충격력 전면벽 상부로부터 전달하는 축력	
	격벽 슬릿기둥	②	파압(격벽으로부터 전달되는 파력포함)	
	측벽 슬릿기둥	③	유수 시 수압(측벽으로부터 전달되는 파력포함) 파압(상동)	
	상부 보	④	상측 및 하측으로부터의 연직하중 부유 시 수압(슬릿 기둥으로부터 전달되는 반력) 파압(보 자체에 작용하는 파력, 슬릿 기둥반력)	측벽슬릿기둥의 파압 시 반력이 작용한 경우의 인발을 검토한다.
	하부 보	⑤	부유 시 수압(슬릿기둥 및 하부 판의 반력, 보자체에 작용하는 하중) 파 압(상동)	상동
	하 부 판	⑥	부유 시 수압 파 압	
측 벽		⑦	부유 시 수압 파 압	
격 벽		⑧	설계파압의 기준선방향으로 각각 작용 방충재 반력	내부파압이 슬릿 기둥에 작용하는 경우의 인발을 검토한다.
후 면 벽		⑨	파압 토압, 잔류수압	상동
저 판		⑩	각하중 경우의 저면반력과 저판자중, 수압차, 부유 시 수압	
덮 개 판		⑪	파 압(상방향, 하방향) 상재하중 자 중	

주) 부재번호는 참고 그림 (4-1)에 따른다.

① 슬릿(slit) 기둥

가. 슬릿(slit) 기둥의 단면력을 검토하는 하중은 (i) 부유 시 수압, (ii) 파압, (iii) 표류물 등에 의한 충격력을 고려한다. 부재에 작용하는 설계하중은 참고 그림 (4-4)(a)~(c)에 나타낸 하중분포를 참고한다.

㉮ 부유 시 수압(참고 그림 (4-4)(a) 및 식 참고 (4-2) 참조)

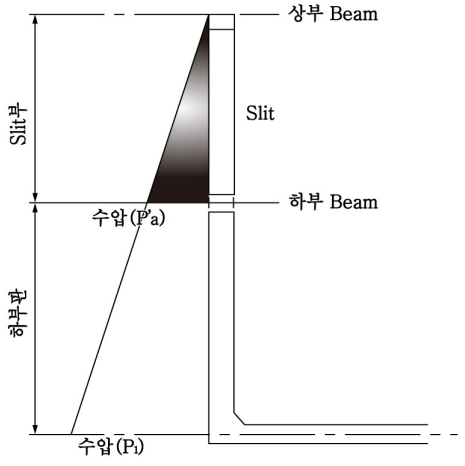
$$P_a = P_a' \ell \qquad \text{참고 (4-2)}$$

여기서,

Pa : 슬릿(slit)기둥 1본당 작용하는 하중(kN/m)

Pa′ : 부유 시에 작용하는 수압(kN/㎡)

ℓ : 슬릿(slit)기둥의 중심선 간격(m)



참고 그림 (4-4)(a) 슬릿(slit) 기둥에 작용하는 부유 시 수압하중

㉯ 파압(참고 그림 (4-4)(b), 식 참고 (4-3) 및 식 참고 (4-4) 참조)

㉠ 기준선직각방향으로 파압이 작용하는 경우

$$P_{H1} = P_{H1}' B_1 \qquad \text{참고 (4-3)}$$

여기서,

P_{H1} : 슬릿기둥(기준선직각방향) 1본당에 작용하는 하중(kN/m)

$P_{H1'}$: 기준선직각방향에 작용하는 파압강도(kN/㎡)

B_1 : 기준선평행방향의 슬릿(slit)기둥 폭(m)

㉡ 기준선평행방향으로 파압이 작용하는 경우

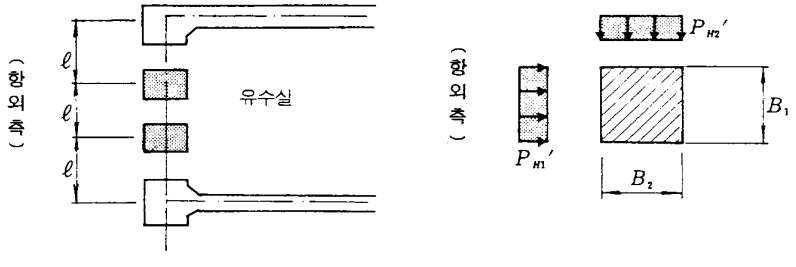
$$P_{H2} = P_{H2}' B_2 \qquad \text{참고 (4-4)}$$

여기서,

P_{H2} : 슬릿(slit)기둥 1본당에 작용하는 하중(kN/m)

$P_{H2'}$: 작용파압(kN/㎡)

B_2 : 슬릿(slit)기둥 폭(m)



참고 그림 (4-4)(b) 슬릿(slit) 기둥에 작용하는 파압하중

나. 표류물에 의한 충격하중(참고 그림 (4-4)(c) 참조)

표류물 등에 의한 충격하중의 크기에 대하여는 불명확한 점이 많으나 다음과 같은 검토를 한 예도 있다.

$$P = 78.4(\text{kN/본}) \quad (\text{이상시 하중}) \qquad \text{참고 (4-5)}$$

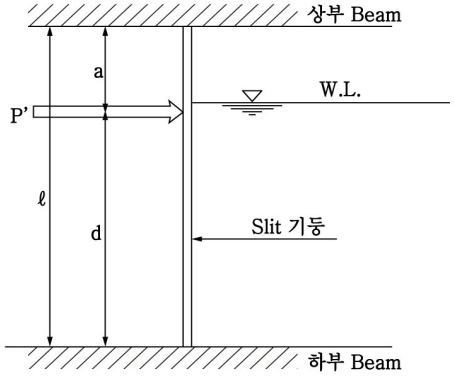
여기서,

P : 표류물이 전면 슬릿(slit)기둥에 미치는 충격력에 의한 기둥 1본당 작용하는 하중

상시하중으로 환산하면 식 참고 (4-6)과 같이 된다.

$$P' = \frac{P}{F} = \frac{78.4}{1.5} = 52.3 \ (\text{kN/본}) \qquad \text{참고 (4-6)}$$

또한, 하중의 작용위치는 A.L.L.W 시 및 A.H.H.W 시 두 경우에 대하여 검토하는 것이 바람직하다.



참고 그림 (4-4)(c) 표류물 등에 의한 충격하중

다. 슬릿(slit)기둥의 축방향력은 식 참고 (4-7), 식 참고 (4-8)를 참고하여 구한다.

$$P_C = P_V + w_1 + w_2 \qquad \text{참고 (4-7)}$$

$$P_t = P_U - w_1 - w_2 \qquad \text{참고 (4-8)}$$

여기서,

P_C : 슬릿(slit)기둥에 작용하는 축방향 압축력(kN)

P_t : 슬릿(slit)기둥에 작용하는 축방향 인장력(kN)

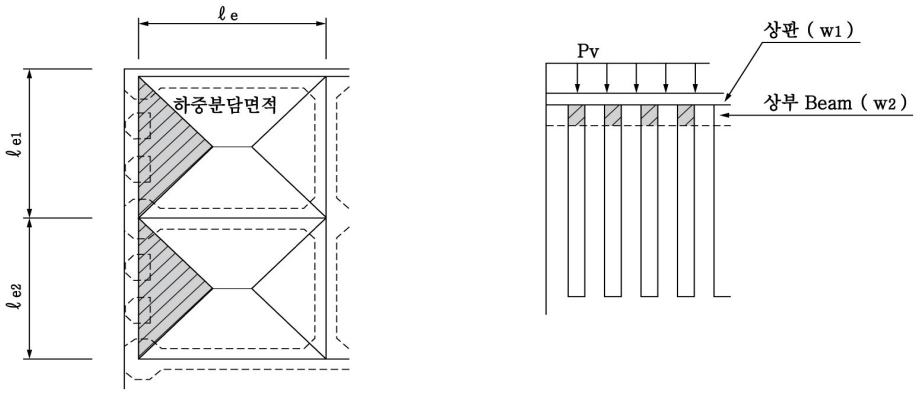
P_V : 상판에 작용하는 하향파력중 상부보가 부담하는 하중(kN)

P_U : 상판에 작용하는 양압력중 상부보가 부담하는 하중(kN)

w_1 : 상판 자중(kN)

w_2 : 상부보 자중(kN)

또, 상부 보에 작용하는 연직하중은 참고 그림 (4-5)를 참고할 것.



참고 그림 (4-5) 슬릿(slit)기둥에 작용하는 축방향 하중

② 격벽 슬릿(slit)기둥

격벽 슬릿(slit)기둥의 단면력을 검토하는 하중은 유수실(遊水室)내부에 작용하는 파압을 고려한다. 설계하중에 대하여는 참고 그림 (4-6)의 하중분포를 참고하여 식 참고 (4-9)에 의하여 구한다.

$$P_p = P_a\ (b + \ell_0/2) \qquad \text{참고 (4-9)}$$

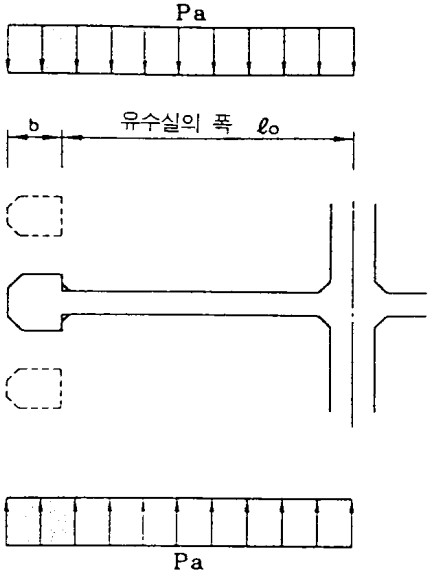
여기서,

P_p : 격벽 슬릿(slit)기둥에 작용하는 하중(kN/m)

P_a : 파압(kN/㎡)

b : 슬릿(slit) 기둥의 폭(m)

ℓ_0 : 유수실의 폭(m)



참고 그림 (4-6) 격벽 슬릿(slit)기둥에 작용하는 하중

③ 측벽 슬릿(slit)기둥

측벽 Slit기둥의 단면력을 검토하는 하중은 부유시의 수압 및 유수실내부에 작용하는 파압을 고려한다. 설계하중에 대하여는 참고 그림 (4-7)의 하중분포를 참고하여 식 참고 (4-10)에 의하여 구한다.

$$P_s = P_a\ (b + \ell_0/2) \qquad \text{참고 (4-10)}$$

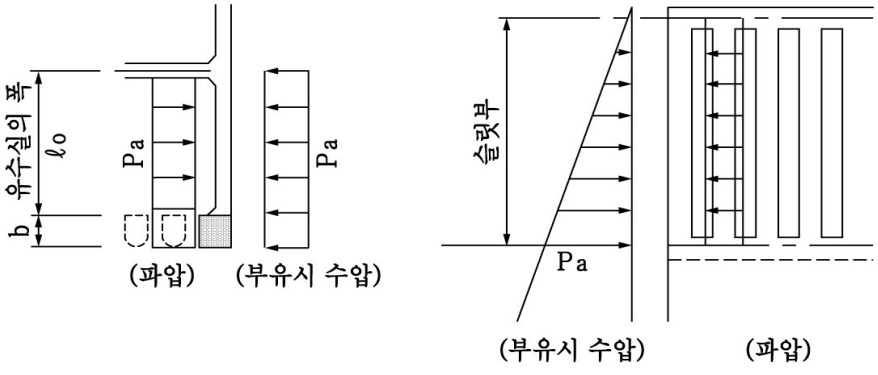
여기서,

P_s : 측벽 슬릿(slit)기둥에 작용하는 하중(kN/m)

P_a : 수압 또는 파압(kN/㎡)

b : 슬릿(slit) 기둥의 폭(m)

ℓ_0 : 유수실의 폭(m)



참고 그림 (4-7) 측벽 슬릿(slit)기둥에 작용하는 파압

④ 상부 보

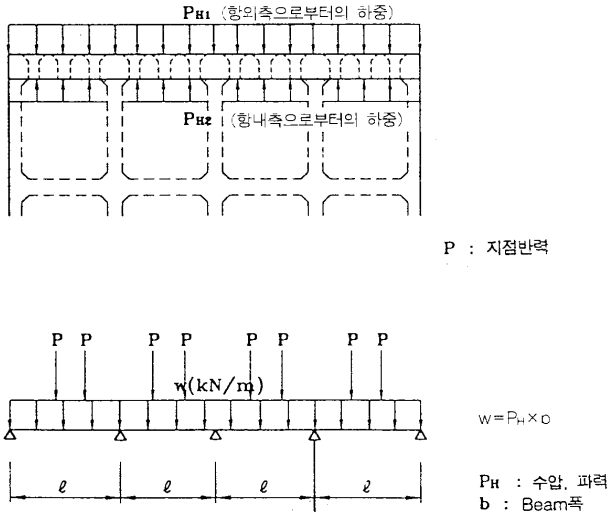
가. 수평하중

상부 보의 단면력을 검토하는 수평하중으로는 슬릿(slit)기둥으로부터 전달되는 지점반력 및 보 자체에 직접 작용하는 하중으로 하고 그 하중 외력으로는 부유시의 수압 및 파압을 고려한다. 설계하중에 대하여는 참고 그림 (4-8)의 하중분포를 참고한다.

또한, 상부 보에 대하여는 측벽 및 격실에 지지된 연속보로 하고 단면력이 최대가 되는 하중경우를 고려한다.

나. 연직하중

상부 보에 작용하는 연직하중은 상판에 작용하는 파압, 상판 및 상부 보의 자중을 고려한다. 단면력의 검토에 있어서는 슬릿(slit)기둥의 중심간격을 지간으로 하는 고정 보로 생각하고 슬릿(slit)기둥의 축방향력과 동일한 방법으로 연직방향의 하중을 구한다.

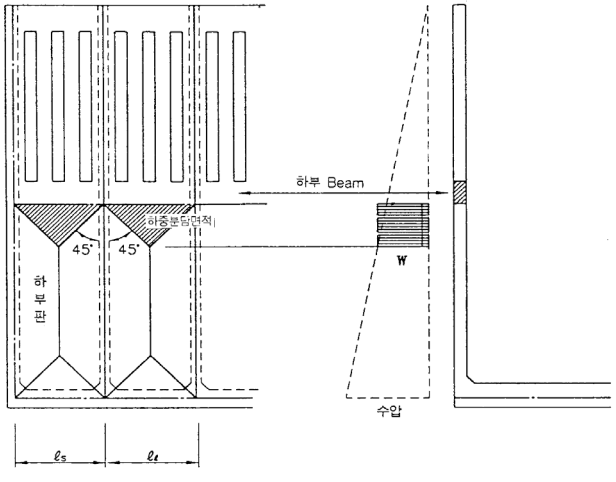


참고 그림 (4-8) 상부 보에 작용하는 하중

⑤ 하부 보

하부 보의 단면력을 검토하는 하중으로는 슬릿(slit)기둥 및 하부 판으로부터 전달되는 지점반력 및 보 자체에 직접 작용하는 하중에 의한 것으로 보고 그 하중 외력으로는 부유시의 수압 및 파력을 고려한다. 하부 판으로부터 전달되는 설계하중에 대하여는 참고 그림 (4-9)의 하중분포를 참고할 것.

또한, 슬릿(slit)기둥으로부터 전달되는 지점반력 및 보 자체에 작용하는 하중에 대하여는 상부 보와 같은 방법으로 설계하중을 구한다.



참고 그림 (4-9) 하부 판으로 하부 보에 작용하는 하중

(7) 기타부재에 작용하는 외력과 설계하중에 대하여는 본편 제1장 케이슨 및 유사한 구조에 대하여 규정한 부분을 참조한다.

4-3 부재의 설계

[참 고]

(1) 계산에 사용하는 부재 길이는 지지부재의 중심간격으로 한다.

(2) 유수실 각 부재의 단면력의 계산법을 참고 표 (4-2)에 보여준다.

참고 표 (4-2) 슬릿(slit) 케이슨 유수실 부재의 해법

부 재		부재번호	해 법	비 고
전면벽	Slit 기둥	①	양단고정 보	축방향력에 대해서도 검토
	격벽 Slit기둥	②	양단고정 보	
	측벽 Slit기둥	③	양단고정 보	
	상부 보	④	연속 보 양단고정 보	중간보가 있는 경우에는 중간보도 포함해서 성능의 경시변화에 대한 검토도 실시한다.
	하부 보	⑤	연속 보 양단고정 보	혹독한 해양환경에 노출될 가능성이 있는 하부 보는 성능의 경시변화에 대한 검토도 실시한다.
	하 부 판	⑥	4변 고정판	
측 벽		⑦	3변 고정 1변 자유판 4변 고정판	상상판과 일체인 경우
격 벽		⑧	3변 고정 1변 자유판 4변 고정판	상상판과 일체인 경우
후 벽		⑨	3변 고정 1변 자유판 4변 고정판	상상판과 일체인 경우
저 판		⑩	4변 고정판	
유수실덮개판		⑪	4변 자유판 4변 고정판 3변 고정 1변 자유판	상상판구조와 지지조건체 따른다.

주) 부재번호는 참고 그림 (4-1)에 따른다.

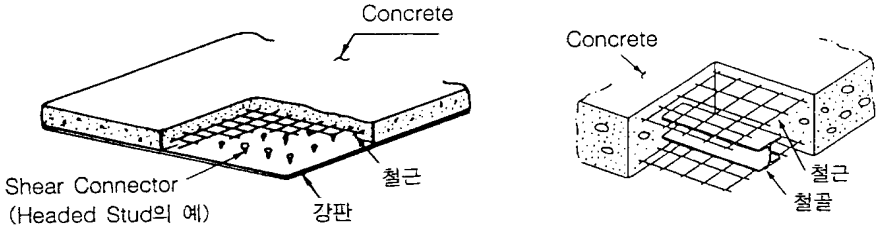
제 5 장 하이브리드 케이슨(hybrid caisson)

5-1 일 반

본 장의 규정은 강판과 콘크리트의 합성구조인 하이브리드 케이슨의 설계에 적용한다. 설계는 강도 설계법으로 하는 것을 표준으로 한다.

[해 설]

본 장에서는 강, 콘크리트 복합구조의 일종인 강판과 콘크리트의 합성구조 형식의 케이슨을 하이브리드 케이슨이라 정의한다. '복합구조'란, 복수의 다른 종류의 재료를 합성함으로써 단일 재료만으로는 얻기 어려운 우수한 역학특성을 지닌 구조를 말하며, '합성구조'란 부재단면이 종류가 다른 재료의 조합으로 구성되어 있고 이것이 일체화되어 기능하는 구조를 말한다. 하이브리드 케이슨은 재래의 철근 콘크리트 케이슨등과 같이 방파제, 안벽, 호안 등에서 사용되는 것이다. 이를 항만구조물에 사용되는 하이브리드 케이슨은 해설 그림 (5-1)에 나타낸 바와 같이 강판을 한쪽에 배치한 합성판 구조와 H형강을 내부에 매설한 철골철근콘크리트(steel framed reinforeced concrete-SRC) 구조의 2종류가 사용되는 것이 일반적이며 본장의 하이브리드 케이슨이란 이 양자의 구조형식을 사용한 케이슨의 총칭으로 사용된다. 이 이외에 이종재료로 이루어지는 부재를 조합한 구조형식인「혼합구조」에 대하여도「복합구조」의 하나이므로 광의의「하이브리드 구조」로서 취급하는 일이 있으므로 유의할 필요가 있다.



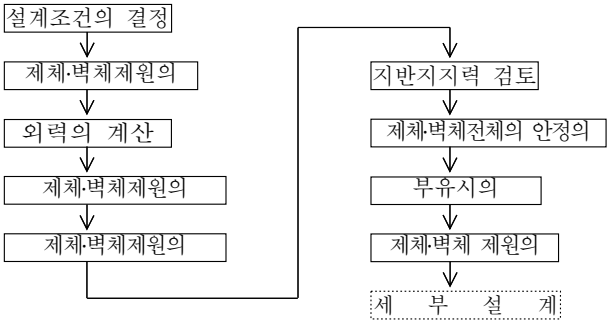
(1) 합성판 구조 (2) SRC 구조

해설 그림 (5-1) 하이브리드 구조부재

[참 고]

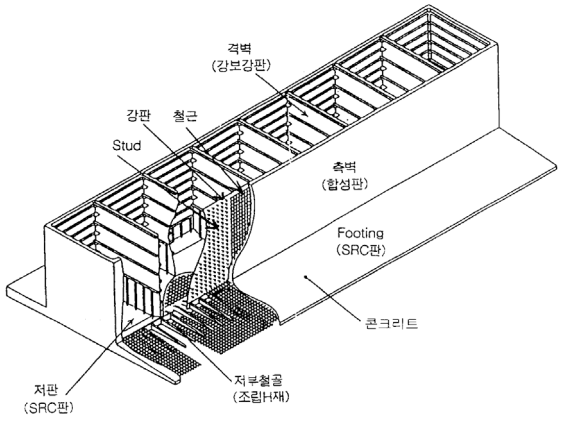
(1) 하이브리드 케이슨의 설계에 있어서는 하이브리드 케이슨 설계매뉴얼 등 각종자료를 참고할 수 있다.

(2) 하이브리드 케이슨의 설계는 일반적으로 참고 그림 (5-1)의 순서로 하는 것이 바람직하다.



참고 그림 (5-1) 하이브리드 케이슨의 설계순서

(3) 하이브리드 케이슨의 구조 예를 참고 그림 (5-2)에 보여준다.



참고 그림 (5-2) 하이브리드 케이슨의 구조 예

(4) 하이브리드 케이슨에 대하여는 다음과 같은 구조·기능상의 특징이 있으므로 충분히 유의하여 검토함이 바람직하다.

① 사용재료

가. 강판, 형강, 전단연결재, 철근 및 콘크리트를 사용하는 일이 많다.

나. 강판 방식(防蝕)에 대한 고려가 필요하다.

다. 철근 대신에 강판이 2차원적으로 배치되므로 역학적 성능이 향상되고 부재가 얇아도 소정의 내하력이나 변형성능(變形性能, ductility)을 가질 수 있어 구조의 자유도를 증가시킬 수 있다.

② 단면형상

일반적으로 재래의 철근 콘크리트와 비교하여 확대기초를 크게 벌릴 수 있으므로 확대기초를 넓혀서 케이슨 저면에 생기는 지반반력(地盤頒曆)을 적게 할 수가 있다.

③ 케이슨 자중

합성부재와 강재의 격벽으로 구성되어 있으므로 함체는 경량이고 흘수를 적게 할 수가 있다.

④ 기타

가. 강판의 존재에 의하여 콘크리트의 균열 발생 후에도 충분한 수밀성이 보증된다.

나. 공장에서 자동용접의 방법에 의하여 배근작업이 완화됨과 동시에 강판을 콘크리트 타설 시의 거푸집으로 활동할 수 있고, 지보, 거푸집공사 및 콘크리트 타설 조인트(joint)의 처리작업이 축소된다.

다. 구조물의 경량화가 달성되어 시공성을 향상시킨다.

5-2 제원의 결정

제원을 결정할 때에는 본편 1-2 제원의 결정에 준한다.

5-3 설계외력

설계외력은 본편 1-4 설계외력에 준한다.

[참 고]

하이브리드 케이슨의 격벽이 강격벽인 경우 격벽의 설계하중에는 부유 시 및 거치 시에 케이슨 내외 수압차에 의한 하중, 파압 등의 수평하중 및 저판, 확대기초의 저면반력에 의한 하중을 고려하는 것이 바람직하다.

5-4 부재의 설계

5-4-1 단면력

부재의 설계에 사용하는 단면력은 본편 1-5 부재의 설계에 준한다.

[참 고]

(1) 단면력의 검토는 확대기초, 저판, 외벽, 격벽, 오목부 등에 대하여 실시한다.

(2) 확대기초를 크게 돌출시키는 경우 확대기초기부의 휨 모멘트가 큰 경우에는 이 휨모멘트의 저판 및 외벽에 대한 영향을 고려하는 것이 일반적이다.

(3) 케이슨의 격벽은 탄성체이므로 하중을 받으면 약간 면내변형이 일어난다. 이 면내변형에 의하여 발생하는 단면력의 영향은 외벽에 고정판으로서의 휨 모멘트뿐 아니라 격벽의 변형에 의하여 외벽-외벽오목부에 부가 휨 모멘트가 발생한다는 사실이다. 그러나 통상의 하이브리드 케이슨의 함체 치수·제원이라면 이 영향은 설계상 고려하지 않아도 된다. 함체의 치수나 하중의 크기에 따라서는 이 영향을 무시할 수 없는 경우도 있으며 이런 경우에는 하이브리드 케이슨 설계매뉴얼에 제시한 방법으로 검토하는 것이 좋다.

(4) 압축응력을 받는 강판에 대하여는 좌굴에 대한 검토가 중요하므로 사용하는 전단연결재의 강도(剛度)등에 따른 좌굴장의 취하는 방법이나 경계조건의 설정에 유의하는 것이 바람직하다.

(5) 케이슨의 대형화를 꾀하는 경우에는 비틀림의 검토를 하는 것이 바람직하다.

5-4-2 합성판의 설계

합성판의 다음사항을 고려하여 설계한다.

(1) 휨 모멘트

(2) 전단력

(3) 강(鋼)·콘크리트의 일체성

[참 고]

(1) 휨 모멘트

합성판의 휨 모멘트는 강판, 인장 또는 압축철근으로 이루어진 복철근 단면으로 계산할 수가 있다.

(2) 전단력

합성판의 전단력은 철근 콘크리트판과 같이 계산할 수가 있다.

(3) 강·콘크리트의 일체화

전단연결재는 하이브리드구조에서 재료의 일체성에 특별히 중요한 구조 요소이다. 합성판에서는 전단연결재로서 볼트형 스터드(headed stud)나 형강이 일반적으로 사용되나 강판과 콘크리트의 경계면에 발생하는 수평 전단력의 전달 및 강판의 콘크리트면으로부터 면외방향으로 박리방지(특히 압축응력 작용 시)에 대하여 충분히 기능하도록 필요한 전단연결재량과 그 배치를 적절히 설계할 필요가 있다.

5-4-3 철골철근콘크리트(steel framed reinforeced concrete-SRC) 부재의 설계

SRC 부재는 철골의 구조형식의 종류에 따른 역학적 특성을 충분히 고려하여 휨 모멘트 및 전단에 대하여 설계한다.

[참 고]

(1) 철골철근콘크리트(SRC) 부재는 일반적으로 철골의 구조형식에 따라 다음과 같이 분류한다.

① 복부가 충복형(充腹形)인 경우

② 복부가 트러스(truss) 형식인 경우

(2) 휨 모멘트에 대하여는 철골을 철근으로 환산하여 철근 콘크리트 부재로 보고 단면계산을 할 수가 있다. 단, 복부가 충복형이고 철골단부가 정착이 불충분한 경우에는 독립된 철골부분과 철근콘크리트 부분의 합으로 계산할 필요가 있다.

(3) 전단력에 대하여 복부가 트러스 형식인 경우에는 철골을 철근으로 환산하여 철근 콘크리트 부재로 보고 단면계산을 할 수가 있다. 또, 복부가 충복형인 경우에는 철골자신으로 전단력에 저항하므로 이것을 적절히 고려한 설계가 가능하다.

5-4-4 격벽의 설계

격벽은 격벽에 작용하는 외력에 대하여 충분히 안전하고 또 외벽·저판을 지지하는 부재로서 기능을 발휘하도록 설계한다.

[해 설]

격벽은 외벽·저판의 지지변으로써 기능이 있으므로 격벽의 단면은 이들의 지지변에 작용하는 하중으로부터 계산되는 단면력에 대하여 충분히 안전하게 설계한다.

[참 고]

격벽의 설계 수순은 일반적으로 부유 시 및 거치 시로 설계하고 그 결과를 완성 시에 대하여 조사하는 것이 바람직하다.

(1) 부유 시에는 부재의 좌굴에 대하여 설계하는 것이 바람직하다.

(2) 거치 시에는 부재의 좌굴 및 면의 휨에 대하여 설계하는 것이 바람직하다.

(3) 완성 시에는 부재의 면내응력에 대하여 격벽을 조사하는 것이 바람직하다.

5-4-5 오목부・접합부의 설계

오목부・접합부는 단면력을 원활하고 확실하게 전달할 수 있고 시공이 용이한 구조로 한다.

[참 고]

오목부나 접합부에서 충분한 강도를 확보하기 위하여 인장 측의 강재를 압축 측의 강재에 확실히 정착시키고 또, 접합부내에 생기는 콘크리트의 인장응력에 대한 전단보강재(haunch)를 부여하는 것이 바람직하다.

5-4-6 피로파괴에 대한 안정성

하이브리드 케이슨은 피로파괴에 대하여 충분히 안전하게 하여야 한다.

[참 고]

하이브리드 케이슨에서는 강판간의 접합이나 전단연결재, 전단보강재 등의 설치에 용접접합을 많이 쓰므로 부재가 반복하중을 많이 받는 구조의 경우 그 용접부에서의 부재의 피로강도를 조사할 필요가 있다. 호안・안벽에서는 이와 같은 반복하중의 영향은 적으나 방파제의 설계에는 반복하중으로서 파랑에 대한 부재응력의 변동 폭이 큰 경우 하이브리드 케이슨의 피로강도에 대한 안전성의 검토를 할 필요가 있다.

[참고문헌]

1) 국토해양부(2001), 항만 구조물의 내진성능 평가 지침서
2) 국토해양부(2012), 도로교 설계기준
3) 한국콘크리트학회(2007), 콘크리트 구조설계기준
4) 日本港灣協會(1999), 港灣の施設の技術上の基準・同解說
5) 日本港灣協會(2007), 港灣の施設の技術上の基準・同解說

제 6 편

수역시설 및 준설·매립

제1장 수역시설

제2장 준 설

제3장 매 립

MINISTRY OF OCEANS AND FISHERIES 해양수산부

제 6 편 수역시설 및 준설·매립

제 1 장 수역시설(水域施設)

1-1 총 설

항만 및 어항시설의 기본시설중 하나인 수역시설은 항로(航路), 박지(泊地), 선회장(旋回場), 선유장(船留場) 등으로 계류시설 및 외곽시설과의 관계, 시설 건설 후 부근의 수역, 해저지형, 해수의 흐름, 해상교통 흐름, 기타 환경 등에 미치는 영향과 당해 항만 및 어항의 장래 발전방향을 충분히 고려하여 계획하여야 한다. 또한, 그 수역시설을 이용하게 될 대상선박들의 특성과 조종성능, 적재화물 등에 대한 특수성, 그리고 선박의 대형화 추세 등을 고려할 필요가 있다.

[해 설]

(1) 항로, 항입구 등 선박의 조선(操船)수역을 계획할 때에는 운항자, 도선사(導船士, pilot), 해상교통안전진단사, 해상교통관제센터 등 선박운항 관계자의 의견을 충분히 청취하여 시설계획에 반영하고, 필요시 선박조종시뮬레이션 수행 결과를 반영한다.

(2) 위험물전용적재선박의 박지나 선유장(船留場)은 일반선박, 특히 여객선의 박지나 선유장, 생활환경을 보전할 필요가 있는 주택, 학교, 병원 등의 시설로부터 충분한 거리를 두어야 하며, 위험물의 유출 등의 사태에 용이하게 대처할 수 있는 위치를 선정할 필요가 있다.

(3) 여객선, 차도선, 어선 등의 박지나 선유장은 선박의 안전한 항행(航行)이나 하역시의 안정성, 효율성 등의 확보를 위하여 다른 선박의 박지나 선유장과 분리하여 따로 설정하는 것이 바람직하다.

(4) 목재전용 취급시설은 전용지구를 지정하고, 일반시설과 분리하는 것이 바람직하다.

(5) 항내정온도를 확보하기 위한 시설로는 방파제 등의 외곽시설 외에 소파공(消波工), 연파방지공(沿波防止工 : stem wave) 등이 있다.

(6) 수역시설이 토사 등에 의하여 매몰되는 것을 방지하는 조치로는 다음과 같은 것이 있다.

① 방파제, 도류제 등의 외곽시설, 또는 이에 준하는 시설의 설치

② 포키트(silt basin) 준설 등 유하하는 토사를 당해 수역시설 주변에서 방지할 수 있는 조치

③ 항로의 호안, 그 외 항로사면의 붕괴 등을 방지할 수 있는 조치

④ 여굴

1-2 항 로

1-2-1 일 반

항로 설정(設定)은 선박의 안전항행(安全航行)을 보장하고 조선(操船)이 용이하도록 해상교통환경, 지형, 기상・해상조건과 관련시설간의 조화가 이루어지도록 한다.

[해 설]

(1) 항로는 선박이 안전하게 항행할 수 있는 적정 수심과 폭이 유지되어야 하며, 항행기능상 다음의 조건을 충족할 때 양호한 항로라 할 수 있다.
① 기준선이 직선에 가깝다.
② 항로의 측벽(側壁)과 해저면의 형상, 항주파(航走波) 영향 등이 고려되고, 폭이 넓으며 수심이 충분하다.
③ 바람, 조류 및 기상・해상조건이 양호하다.
④ 항로표지, 신호설비 등이 잘 정비되어 있다.

(2) 항로 설정 시에는 기존의 유사한 실례를 참고하고, 입・출항 선박의 선박조종시뮬레이션 등을 통한 항적(航跡) 등의 검토와 해사관계자(海事關係者)의 의견을 참조할 필요가 있다. 이러한 검토 과정에서는 당해 항만에서의 항로표지 정비상황, 해상교통관제상황, 대형・소형선별, 왕・복별 등 항로분리 운영상황, 해상교통환경, 인접한 박지로부터 떨어진 거리, 항 입구부로의 진입각도, 예선의 사용 유・무 등을 고려할 필요가 있다.

(3) 선박의 항행목적으로만 이용되는 수역은 항로로 지정이 되어있지 않더라도, 이 수역 내에서는 선박이 정박(碇泊)하지 못하도록 하여야 한다.

1-2-2 항로 기준선

항로의 굴곡부(屈曲部)는 중심선의 교각(交角)이 되도록 작아야 한다.

[해 설]

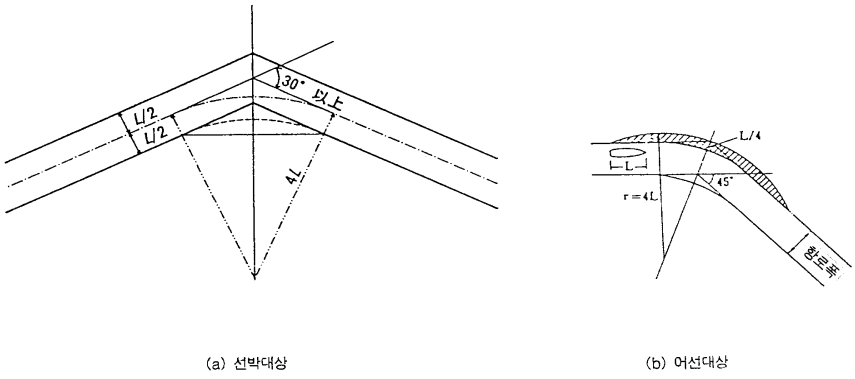
(1) 굴곡부의 교각은 선박의 선회경(旋回徑), 속도, 흘수/수심비, 항로표지, 그리고 기상, 해상 등의 항행환경을 고려하고, 선박조종시뮬레이션 항적 등을 분석하여 결정하는 것이 바람직하다.

(2) 바람이나 조류의 방향이 항로와 직각에 가까운 방향일 때에는 선박조종에 큰 영향을 미치므로 바람, 조류가 강한 곳에서는 이들의 영향을 충분히 고려할 필요가 있다.

(3) 굴곡부 항로 중심선의 교각은 30°를 넘지 않는 것이 바람직하며, 30°를 넘을 경우는 항로 굴곡부 중심선의 곡율 반경은 대상선박 길이의 4배 이상이 되게 하고, 항로 폭은 대상선박의 항적(航跡)을 고려한 소요 폭 이상이 되어야 한다. 다만, 스포츠 또는 레크리에이션용 요트, 모터보트 등 선회성능이 좋은 선박이 대상인 경우나 표지・신호 등에 의하여 안전하고 원활한 조선이 가능한 경우는 이에 따르지 않을 수 있다.

(4) 굴곡부의 중심선 교각이 30° 이상이고, 항로 폭이 L인 왕복항로에서는 해설 그림 (1-1)(a), 어선이 대상인 항로의 경우는 해설 그림 (1-1)(b)와 같이 굴곡부를 확폭할 필요가 있다.

(5) 항로의 방향은 항로계획 시 천퇴 등의 지형조건을 감안하고 가능하면 조류의 방향과 평행으로 고려하는 것이 바람직하다.



(a) 선박대상 (b) 어선대상

해설 그림 (1-1) 항로의 굴곡부 확폭

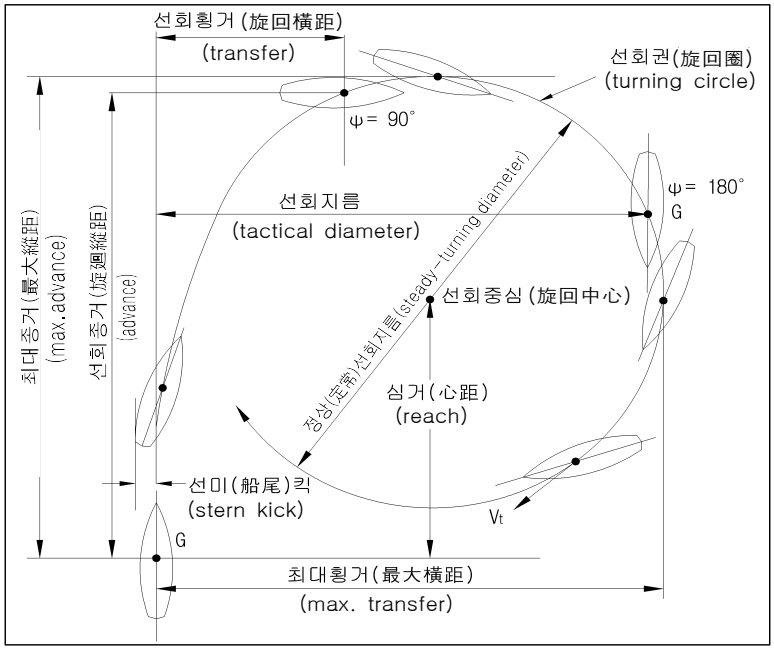
(6) 항로의 굴곡부와 굴곡부 사이의 직선거리는 그 항로를 통항할 것으로 예상되는 최대 선박의 길이를 고려하여 가급적 충분하게 확보할 필요가 있으며, 지형적 여건상 이러한 배치가 어려울 경우에는 외부 환경을 고려한 선박조종시뮬레이션 등을 통해 통항 안전성을 검토하는 것이 바람직하다. 다만, 선속이 감소하는 항만 내 수역시설이나, 조종성능이 우수한 소형 선박이나 어선, 해군/해경 함정이 주로 이용하는 항로는 이에 따르지 않을 수 있다.

(7) 항로를 횡단하여 교량을 가설하는 경우, 높이 및 폭 방향에 충분한 여유를 두어야 하며, 자세한 사항은 “제9편 기타항만시설 1-7절 해상교량” 부분을 참고로 한다.

[참 고]

(1) 선박이 선회(旋回)하기 위하여 전타 시(轉舵時) 선박의 선수각이 90° 회전하였을 때 선체중심(船體重心)이 원침로(原針路)에서 벗어나 종방향으로 이동한 거리를 어드번스(advance) 또는 선회종거(旋回縱距), 횡방향으로 이동한 거리를 트랜스퍼(transfer) 또는 선회횡거(旋回橫距)라고 한다. 선회가 계속되어 배가 원침로로부터 종방향으로 가장 멀리 이동한 거리를 최대종거(最大縱距, max. advance)라고 하는데, 이는 거의 선회직경(tactical diameter)과 같다. 또 선박의 선수각이 180° 회전하였을 때의 횡방향 이동거리를 선회직경(tactical diameter : TD), 약간 더 돌아서 원침로로부터 정횡(正橫)방향으로 가장 멀리 이동한 거리를 최대횡거(最大橫距, max. transfer), 그리고 정상 선회운동(定常 旋回運動) 상태로 들어간 배가 그리는 원의 지름을 정상(定常) 선회지름(steady turning diameter)이라고 한다. 참고 그림 (1-1)을 참조한다.

(2) 선회하는 배가 그리는 선회권(旋回圈, turning circle)의 크기는 선종, 타각(舵角), 수심, 선박의 속도 등에 따라 다를 수 있으며, 당시의 바람이나 조류, 파랑 등의 영향에 의해서도 달라질 수 있다.



참고 그림 (1-1) 선회권(turning circle)의 명칭

1-2-3 항로 폭

항로 폭은 대상선박의 제원, 항로의 교통상황 및 교통흐름, 항로길이, 해상교통량, 조류의 세기나 방향 등과 같은 기상·해상조건과 그 외의 자연 상황 등을 충분히 고려하여 정한다. 다만 예선의 이용, 대피수역의 설치 또는 항로길이가 아주 짧은 경우 등에는 선박의 안전항행에 지장을 미치지 않은 정도 범위 내에서 항로 폭을 줄일 수 있다.

[해 설]

(1) 일반항로에서의 항로 폭은 다음 값을 참고하여 정할 수 있다. 여기서, L은 대상선박의 전장(全長)을 말한다.

① 선박이 운항 중 교행(交行) 가능성이 있는 항로에서는 1L 이상의 적절한 폭으로 한다.

가. 항로의 길이가 비교적 긴 경우 : 1.5L

나. 대상선박들이 항로 항행 중 빈번하게 교행 할 경우 : 1.5L

다. 대상선박들이 항로 항행 중 빈번히 교행하고 항로의 길이가 비교적 긴 경우 : 2L

② 선박이 운항 중 교행 가능성이 없는 항로에서는 0.5L 이상의 적절한 폭으로 한다. 그러나 항로 폭이 1L이 되지 않을 경우, 항행지원 시설의 정비 등에 대한 안전상의 충분한 대비를 하는 것이 바람직하다.

(2) 통행량이 아주 많은 항로, 항로를 횡단하는 선박이 예상되는 항로, 초대형선을 대상선박으로 하는 항로, 기상·해상조건이 열악하여, 이에 영향을 많이 받는 항로 등 특수한 항로에서는 일반항로의 표준값에 실태에 따라 운항자, 도선사(導船士 : pilot) 등 선박관계자의 의견을 청취하고 선박조종시뮬레이션 결과를 반영하여 결정하는 것이 바람직하다.

(3) 항로의 연장이 아주 짧은 경우란 항로의 전체길이가 아주 짧은 경우와 항로 전체 중 고려할 대상이 되는 부분의 연장이 아주 짧은 경우를 말한다.

(4) 선박이 나란히 근접하여 항행하거나 추월하는 경우의 항로 폭은 두 선박간의 상호작용(相互作用), 선박의 선수동요, 항로 폭이 조선자에 미치는 심리적인 영향 등을 고려할 필요가 있다.

(5) 어선 또는 500G/T 미만인 선박을 대상으로 하는 항로의 폭은 이용실태에 따라 적절하게 정한다. 어선을 대상으로 하는 항로 폭은 대상어선의 크기, 통행량 및 지형, 자연조건 등을 고려하여 다음의 값을 참고하여 정할 수 있다. 마리나 선박의 경우에는 제12편 마리나를 참고한다.

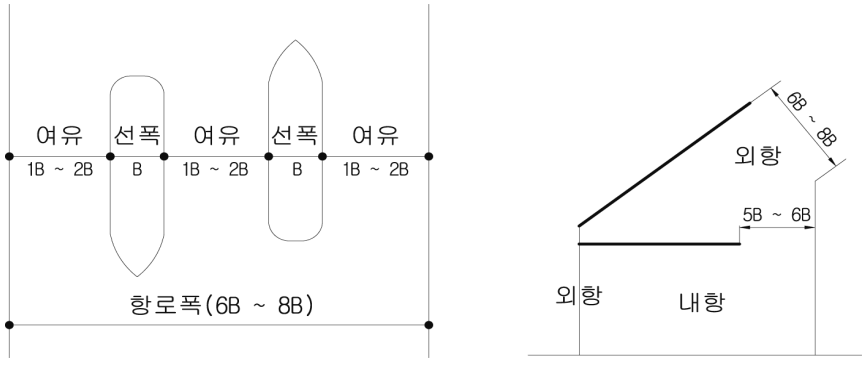
해설 표 (1-1) 어선을 대상으로 하는 항로 폭(왕복항로)

항로의 위치	항로 폭	비고
외해에서 외항으로 들어오는 항로	6B~8B	악천후 파랑에 대한 여유를 고려
외항에서 내항으로 들어오는 항로	5B~6B	

주 : 여기서 "B"는 대상어선의 선폭

[참 고]

(1) 어항의 항로 폭을 그림으로 표시하면 다음의 참고 그림 (1-2)와 같다.



참고 그림 (1-2) 어항의 항로 폭

1-2-4 항로 수심

항로수심은 저질(底質), 선박의 동요(動搖), 트림(trim), 선체침하(squat), 해도오차, 측량오차, 준설정도(浚渫精度) 등에 따라 여유를 고려한다.

[해 설]

(1) 선박이 얕은 수심 해역을 항행할 때에는 다음의 위험한 상태를 예상할 수 있다.

① 조종이 어렵거나 항행 시 조타에 의한 보침·변침조작(保針·變針操作) 효과가 극히 저하되고, 때로는 조선불능 상태에 빠질 수 있다.

② 계선 또는 정박 조선 시 횡방향 이동에는 아주 큰 저항을 받아 큰 지원을 필요로 할 뿐 아니라 제어(制御)가 어렵게 된다.

③ 항행중의 선체침하증대로 선저(船底)가 해저에 접촉함으로써 선체의 손상, 기관이나 추진 장치에 장해를 초래한다.

(2) 항행의 안전 확보를 위해서는 최대홀수시의 선저와 해저와의 사이에 여유 수심(UKC-under keel clearance)을 충분하게 확보할 필요가 있으며, 여유 수심은 다음 값 이상으로 확보하는 것이 바람직하다.

① 정온이 확보된 항내의 경우는 최대홀수의 10%

② 스웰이 없는 진입항로 또는 접근해역은 최대홀수의 15%

③ 스웰이 존재하거나 비교적 항로가 긴 경우 최대홀수의 20%

(3) 파랑에 의한 선박의 동요는 선박의 전장, 폭, 속도, 파고, 파장 등에 따라 정해지지만, 동요에 대한 여유수심은 일반적으로 소·중형선의 경우는 파고의 2/3, 대형선에서는 1/2을 보고 있다. 이 값들의 적용 시는 항행조건이 비슷한 다른 항로의 실적을 참고하는 것이 바람직하다.

(4) 수심이 얕은 수역이나 항로단면적이 좁은 수역에서는 항행하는 선박의 선체주변의 물이 가속되어 압력이 감소하고, 선체부근의 수위가 저하하여 선체가 침하하며, 많은 경우에 선수트림이 변하는 경우 선회성은 나쁘게 되지만 보침성(保針性)은 좋게 된다.

(5) 해수와 진흙 등이 혼합된 액상이토층(fluid mud layer)과 같이 수심을 정확하게 정의하기 어려운 해역에서는 항해 해저(nautical bottom) 개념을 사용하여 항해 수심(nautical depth)을 정의할 수 있다. 항해 해저(nautical bottom)란 그 경계 이상으로 선박이 접촉하게 되면 선박의 제어나 조종이 불가능해지는 해저 경계면을 의미한다.



해설 그림 (1-2) 항해 해저(nautical bottom) 개념

[참 고]

(1) 화물을 적재하였거나 선박이 항행할 때 생기는 선수·선미간의 흘수차를 트림(trim)이라 하고, 화물을 적재한 상태에서 저속으로 운항할 때에는 선수가 침하하고, 고속으로 운항할 때에는 선미가 침하하는 경향이 있다.

(2) 선박은 해수와 진흙 등이 혼합된 액상이토층(fluid mud layer) 내에서도 그 밀도가 일정 수준 이하이면 운항이 가능하다. 이러한 수준 이하가 되기 위해서 어느 정도까지 준설을 해야 하는지 결정하기 위해서는 액상이토층의 상태를 지속적으로 모니터링하고 분석할 필요가 있다. 최근에는 액상이토층의 밀도 수준이나 음향 측심기 등을 사용하여 항해 수심(nautical depth)을 결정한다. (액상이토층에 관한 보다 자세한 사항은 제2편 설계조건 제7장 하구수리 7-2절 하구의 매몰 부분 참조)

1-2-5 항 입구부의 항로 길이

항 입구부의 항로와 이어지는 수역의 넓이는 대상선박의 선회 및 정지성능 등과 같은 조종성능을 고려하여 적절하게 정한다.

[해 설]

선박이 자력으로 입항할 때, 방파제 등으로 차폐된 수역 외측에서는 바람, 조류의 영향을 덜 받도록 어느 정도 이상의 속도를 유지하여야 한다. 이 때문에 방파제의 개구부 등 차폐수역 경계부로부터 접안시설까지의 항로와 이어지는 수역의 넓이는 대상선박의 정지 가능거리를 고려하여 충분히 확보하는 것이 바람직하다.

[참 고]

(1) 입항·계류조선시에는 해상환경과 대상선박의 조종성능을 감안하여 적절한 속력으로 진입한다. 이후는 정지타력이나 후진력을 사용하여 선박의 선체가 편향되지 않게 안전하게 정지할 수 있는 정도의 타력으로 계류시설에 접근하는 것이 바람직하다.

(2) 감속에 필요한 거리는 선박의 규모, 선박의 처음 속도 등에 따라 다르다. 특히, 초대형선 또는 대형선에서는 관련 자료를 참작하고, 대형선인 경우 예선의 조력을 받으면서 조선하는 것이 바람직하다.

(3) 어선의 경우 서행운행(5~7kt)하다가 항 입구부에서 기관을 정지하였을 경우 항 입구부로부터 정지하는 지점까지는 대상어선 길이의 4배의 거리가 필요하고 정지점까지의 항로길이는 선박길이의 약 5배 정도가 필요하다.(어항구조물 설계기준 : 한국어항협회(1996) P-501 참조)

1-2-6 항로의 정온도

항로는 이를 이용하는 선박의 안전항행, 도선사(導船士 : pilot)의 승선, 예선의 이용 등을 감안하여 적절한 정온도를 확보하여야 한다.

[해 설]

(1) 항행선박에 대한 파랑의 영향은 소형선의 경우 횡파(橫波)를 받을 때나 추파(追波)를 받을 때에 크고, 대형선의 경우는 추파를 받을 때가 크다. 수역시설 내에서의 파랑은 파의 주기와 선박의 횡방향 동요 고정 주기가 일치하지 않도록, 선체 길이와 같은 정도의 파장은 받지 않도록 하여야 한다. 또한 대형선이 항 입구부에서 저속 운항하는 경우 추파를 받으면 선박과 파랑의 상대속도가 작게 되어 조타성능이 떨어짐으로서 선수(船首)의 동요가 크게 일어날 염려가 있다. 이 때문에 항로의 배치는 항 입구부에서 후방 45° 이내의 추파를 받는 방향은 피하는 것이 바람직하다.

(2) 항로의 정온도 확보를 위해서는 침입파 외에 방파제나 안벽에서의 반사파 영향에 대하여도 고려할 필요가 있다.

(3) 파랑조건이 좋지 않은 장소에서는 대상선박의 입항속도와 정지가능거리를 고려하고, 선박의 조종성에 대응한 정온도 확보가 필요하다.

(4) 부득이하게 여유수심을 크게 확보할 수 없는 수역에서는 선박의 동요로 인한 선체침하를 방지하고, 정온도를 높이는 조치를 할 필요가 있다.

1-3 박지(泊地)

1-3-1 일 반

박지계획은 선박의 안전한 계류, 조선의 용이, 하역의 효율성, 기상・해상조건, 항내반사파・항주파 등의 영향 및 관련시설과의 조화가 잘 이루어지도록 한다.

[해 설]

박지는 정박지, 묘박지(錨泊地), 부표박지(浮漂泊地) 외에 선회장(旋回場) 등의 조선수면(澡船水面)을 포함하고, 기능상 다음의 조건이 만족될 때 양호하다고 본다.

(1) 정온하고 충분한 수면적
(2) 닻 놓기에 양호한 저질
(3) 잘 정비되어 있는 부표
(4) 바람, 조류 등의 양호한 기상, 해상 조건

1-3-2 박지 위치와 면적

[1] 위치

박지 위치는 방파제, 부두(埠頭), 항로 등의 배치, 정온도를 고려하여 적절한 장소에 정한다.

[2] 면적

① 정박지라 함은 안벽, 계선말뚝, 잔교 및 부잔교의 전면에 사용되는 박지이다. 그 면적은 대상선박의 길이(L)에 수심, 지형, 저질, 기상・해상, 기타 자연조건에 따른 적절한 여유값를 가산한 값 이상으로 하고, 이용목적, 이용방식 등을 충분히 고려하여 정한다.

② 부표박(浮漂泊)의 경우에는 선박의 안전한 정박 및 계류에 지장이 없는 넓이까지 박지의 규모를 축소할 수 있다. 이 경우는 부표박의 이용방식 및 조위차가 큰 경우 등 부표의 수평 이동량을 고려한다.

③ 정박지 길이는 대상선박의 전장 이상으로 지형, 기상・해상, 기타 자연조건과 정박 또는 계류형태에 따라 대상선박이 횡접안할 때 필요한 연장으로 하며, 정박지 폭은 이・접안시 안정성을 고려한다.

④ 돌제(突堤)와 돌제사이의 박지 폭은 선형, 선석 수, 예선의 사용유무 등을 충분히 고려하여 적절히 정한다.

⑤ 정박지 면적은 선박의 이・접안 및 정박지에의 출입, 묘박지에서는 투묘오차(投錨誤差), 위험물 적재선박이 이용하는 정박지에서는 보안거리를 고려한다.

[해 설]

(1) 선박의 묘박방법에서 이용도가 높은 방법은 해설 그림 (1-3)(a)의 단묘박(單錨泊)과 해설 그림 (1-3)(b)의 쌍묘박(双錨泊)이 있고, 그 외 2묘박, 선수·미묘박(船首·尾錨泊) 등이 있다.

(2) 묘쇄(錨鎖)의 길이는 선형, 묘박방법, 기상·해상 조건 등에 따라 다르다. 선박에 작용하는 힘에 저항할 수 있는 계류앵커의 파주력(把駐力)에 부가하여 해저에 놓인 체인에 의한 파주력을 확보할 수 있도록 묘쇄를 길게 할 필요가 있다. 다시 말하면 묘쇄는 길게 할수록 안전성이 높아진다.

(3) 묘박지의 규모는 해저에 놓인 체인을 고려하고, 회전의 중심이 되는 점으로부터 선수까지의 수평거리에 자기 배 길이를 합한 값을 반지름으로 하는 원의 크기로 구할 수 있다.

(4) 묘쇄의 길이 계산에 필요한 제원이 불분명할 때의 묘박지 규모는 다음 해설 표 (1-2)를 참고하여 정한다.

(5) 단부표박은 해설 그림 (1-3)(c), 쌍부표박은 해설 그림 (1-3)(d)를 참조한다. 쌍부표박에서 부표의 배치는 선수·미 방향과 바람, 조류방향이 평행이 되도록 한다. 부표박지의 규모는 해설 표 (1-3)을 참고하여 정한다.

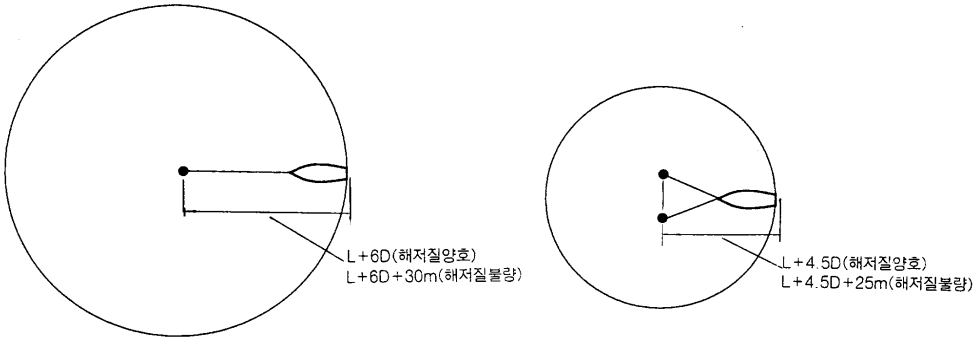
(6) 여러 개의 돌제가 병열(並列)하여 있는 경우, 돌제사이의 박지 폭은 다음 값을 참고로 하여 정한다.

① 돌제의 한쪽 선석수가 대체로 3선석 이하인 경우 : L

② 돌제의 한쪽 선석수가 대체로 4선석 이상인 경우 : 1.5L

여기서, L : 대상선박의 길이

돌제의 안쪽을 선유장으로 사용하거나 급유선, 대선 등의 박지로 이용하는 경우에는 그 이용 상황을 고려하여 소요 폭에 여유를 두는 것이 바람직하다.



(a) 단묘박(單錨泊)　　(b) 쌍묘박(双錨泊)

(c) 단부표박(單浮漂泊)　　(d) 쌍부표박(双浮漂泊)

해설 그림 (1-3) 묘박지의 규모(1척당)

해설 표 (1-2) 묘박지 규모

이용목적	이용방법	해저질(海底質) 또는 풍속	반경
외해대기 또는 하역	단묘박(單錨泊)	해저질이 닻 놓기에 양호	L+6D
		해저질이 닻 놓기에 불량	L+6D+30m
	쌍묘박(双錨泊)	해저질이 닻 놓기에 양호	L+4.5D
		해저질이 닻 놓기에 불량	L+4.5D+25m

(주) L : 대상선박 전장(m), D : 수심(m)

해설 표 (1-3) 부표박지 규모

이용방식	넓이
단부표박(單浮漂泊)	반경(L+25m)의 원
쌍부표박(双浮漂泊)	(L+50m)과 L/2을 변으로 하는 장방형

1-3-3 박지 수심

(1) 박지의 수심은 파랑, 바람, 조류 등에 의한 대상선박의 동요정도를 고려하며, 대상선박의 만재흘수 이상으로 기준면하 만재흘수에 여유수심을 확보한 수심으로 한다. 다만 조선소 등의 의장용(艤裝用)안벽의 박지나 대상선박이 박지를 이용할 때의 흘수가 항상 만재흘수보다 작은 경우에는 이에 따르지 않을 수 있다.
(2) 박지의 수심에 대하여 대상선박의 만재흘수 등을 잘 알지 못할 경우에는 관련 자료를 조사, 분석하여 적절하게 정할 수 있다.

[해 설]

(1) 페리(ferry) 등을 대상으로 하는 박지에서 사이드 쓰러스터(側開形 : side thruster)를 사용하는 등 일반적인 선박과 다른 조선형태를 취하는 경우에는 이 영향을 고려할 필요가 있다.
(2) 천문조(天文潮)에 의한 조위변동에 비하여 평균해면의 계절 간 변동이 크고, 기본수준면보다 낮은 조위가 빈번히 발생하는 경우, 또 파랑이나 너울(swell)의 진입이 현저한 경우 등은 그 영향을 고려할 필요가 있다.
(3) 공공항만시설과 같이 대상선박의 명확한 제원을 사전에 정할 수 없는 경우의 박지 수심은 본 기준에 수록되어 있는 선석수심과 선석길이에 준하여 정할 수 있다.

1-3-4 정박지 정온도

수역시설을 이용하는 선박의 정박지는 연간 97.5% 이상의 정박 또는 계류가능일수를 얻을 수 있는 정온도를 확보하여야 한다. 단, 계류시설 또는 계류시설 전면의 이용이 특수한 경우는 그렇지 않다.

[해 설]

(1) 정박지의 하역한계 파고는 대상선박의 선종, 선형, 하역특성 등을 고려하여 적절히 정할 필요가 있으나 해설 표 (1-4)와 같이 평가할 수도 있다. 정박지의 정온도는 정박지 내의 파고로 평가하는 것이 통례로 되어 있지만 필요에 따라서는 계류 중인 선박 동요량에 영향을 미치는 파향, 주기 등의 영향도 함께 고려하는 것이 바람직하다.

해설 표 (1-4) 하역한계파고

선 형	하역한계파고($H_{1/3}$)
소형선	0.3m
중·대형선	0.5m
초대형선	0.7~1.5m

(주) 소형선이란 주로 선유장을 이용하는 대체로 500GT급 미만의 선박, 초대형선이란 주로 대형돌핀, 시버스(sea berth)를 이용하는 대체로 50,000GT급 이상의 선박, 중·대형선이란 소형선이나 초대형선 이외의 선박이다.

(2) 대피수역으로서의 항내 한계파고나 풍속은 대상 항만이 외해·내해의 어느 쪽으로 면(面)해 있는지, 대상으로 하는 선박의 선종이나 선형이 어떤지, 계선, 부표박 및 묘박 등의 계류방법은 어떤지 등을 고려하여 적절하게 정하는 것이 바람직하다.

[참 고]

선체동요와 하역에 관한 PIANC의 제안 내용을 참고로 하면 다음 참고 표 (1-1)~(1-2)와 같다.

자료출처 : Criteria for Movements of Moored Ships in Harbours - A Practical Guide -, PIANC Report of Working Group No.21, 1995

참고 표 (1-1) 안전한 하역작업을 위한 선체 동요[1] 권고 기준(PIANC 1995)

선 종	하역 장비	전후동요 (surge) (m)	좌우동요 (sway) (m)	상하동요 (heave) (m)	선수동요 (yaw) (°)	종방향동요 (pitch) (°)	횡방향동요 (roll) (°)
어선 10~3,000GT[2]	elevator crane	0.15	0.15	-	-	-	-
	lift-on/off	1.00	1.0	0.4	3	3	3
	suction pump	2.00	1.0	-	-	-	-
연안화물선 <10,000DWT	ship's gear	1.00	1.2	0.6	1	1	2
	quarry cranes	1.00	1.2	0.8	2	1	3
페리, 로로선	side ramp[4]	0.6	0.6	0.6	1	1	2
	dew/storm ramp	0.8	0.6	0.8	1	1	4
	link span	0.4	0.6	0.8	3	2	4
	rail ramp	0.1	0.1	0.4	-	1	1
일반화물선 5,000~ 10,000DWT[3]	-	2.0	1.5	1.0	3	2	5
컨테이너선	100% 효율	1.0	0.6	0.8	1	1	3
	50% 효율	2.0	1.2	1.2	1.5	2	6
산적화물선 30,000~ 150,000DWT	crane elevator	2.0	1.0	1.0	2	2	6
	bucket wheel	1.0	0.5	1.0	2	2	2
	conveyor belt	5.0	2.5	-	3	-	-
유조선	loading arms[5]	3.0	3.0	-	-	-	-
가스운반선	loading arms	2.0	2.0	-	2	2	2

1) 여기서 동요는 peak-to-peak 값을 의미한다.(단, sway의 경우에는 0-to-peak값)
2) GT : 선박의 총톤수(gross tonnage)
3) DWT : 선박의 재화중량(dead weight tonnage)
4) 롤러(roller)가 장착된 램프(ramp)
5) 노출된 위치에 설치된 로딩암은 대개의 경우 5m 정도까지 운동을 허용함.

참고 표 (1-2) 어선, 연안선, 화물선, 페리, 로로선 등의 안전 계류를 위한 속도[1] 권고 기준(PIANC 1995)

선박 크기 (DWT)	전후동요 (surge) (m/s)	좌우동요 (sway) (m/s)	상하동요 (heave) (m/s)	선수동요 (yaw) (°/s)	종방향동요 (pitch) (°/s)	횡방향동요 (roll) (°/s)
1,000	0.6	0.6	-	2.0	-	2.0
2,000	0.4	0.4	-	1.5	-	1.5
8,000	0.3	0.3	-	1.0	-	1.0

1-3-5 어선용 박지

[1] 일 반

어선용 박지는 어선의 입·출항과 조선을 원활하게 할 수 있는 충분한 수면적과 수심을 확보하고 어선의 안전한 계류, 양육(揚陸), 보급(補給), 휴식(休息), 출어준비(出漁準備) 등의 작업에 지장이 없도록 정온을 유지하여야 한다. 박지는 어선의 정박 시 닻을 놓는데 적합한 해저질이어야 하고 해저지반이 단단하여 닻을 놓기에 부적절할 경우에는 별도로 대책을 강구하여야 한다.

[해 설]

어선용 박지는 안전한 계류, 원활한 조선, 양육, 출어준비 등의 작업이 용이하도록 정온하고, 충분한 넓이와 수심을 확보하여야 한다.

어선용 박지의 수역을 사용 목적에 따라 분류하면 다음과 같다.

① 양육용 박지(揚陸用 泊地)
② 보급용 박지(補給用 泊地)
③ 휴식용 박지(休息用 泊地)
④ 특정목적용 박지
⑤ 묘박용 박지
⑥ 그 외 수역

[2] 박지의 넓이와 형상

어선용 박지의 넓이와 형상은 바람, 파랑, 조류, 조석현상, 지형, 지질 등의 영향과 대상어선의 제원을 고려하여 어선이 원활하고 안전하게 정박 및 계류할 수 있도록 정한다.

[해 설]

어선용 박지의 넓이와 형상은 박지의 사용목적에 따라 그 규모를 정하고, 특히 필요한 경우에는 활어보관용 수면(가두리 등) 등을 고려한다. 사용목적별 박지의 소요면적은 다음과 같이 정한다.

(1) 양육용 박지

양육용 박지는 양육용 물양장의 전용수역으로 어선이 물양장에 횡접안하여 양육하는 것을 기준으로 하며, 다음과 같이 계산한다.

○ 박지면적 = 부두연장 × (횡접안 폭 + 항로 폭 + 조선수역 폭)
= 부두연장 × (0.25L + 0.75L + 1.5L)
= 부두연장 × 2.5L

여기서, L : 어선의 길이

(2) 보급용 박지

얼음, 물, 연료 등 보급품을 적재하기 위하여 보급용 물양장의 전용수역에 어선을 횡접안하는 소요박지로 다음과 같이 계산 한다.

○ 박지면적 : 양육용 박지와 동일
단, 이용 선박 중 최대선형을 기준으로 하여야 하며, 도서지역의 어항은 유류 운반선을 고려하여야 한다.

(3) 휴식용 박지

휴식용 박지는 휴식용 물양장의 전용수역으로 어선의 접안방법은 1중 종접안을 표준으로 하되, 박지폭 등 항내여건에 따라 8톤 미만 연안어선은 2중 종접안, 8톤 이상 근해어선은 4중 횡접안으로 할 수 있으며, 다음과 같이 소요박지 면적을 계산한다.

○ 종접안 시 박지면적 = 부두연장 × (종접안 폭 + 조선수역 폭 + 항로 폭)
= 부두연장 × (1.5L × 종접안수 + 1.5L + 0.75L)

여기서, L : 어선의 길이

○ 횡접안 시 박지면적 = 부두연장 × (횡접안 폭 + 조선수역 폭 + 항로 폭)
= 부두연장 × (1.15B × 횡접안수 + 1.5L + 0.75L)

여기서, B : 어선의 폭, L : 어선의 길이

(4) 특정목적용 박지

특정목적용 박지는 정기여객선의 이·접안, 또는 화물선 및 어선의 수리 등 특정목적에 사용되는 수역으로 사용방법에 따라 횡접안과 종접안으로 구분하여 다음과 같이 계산한다.

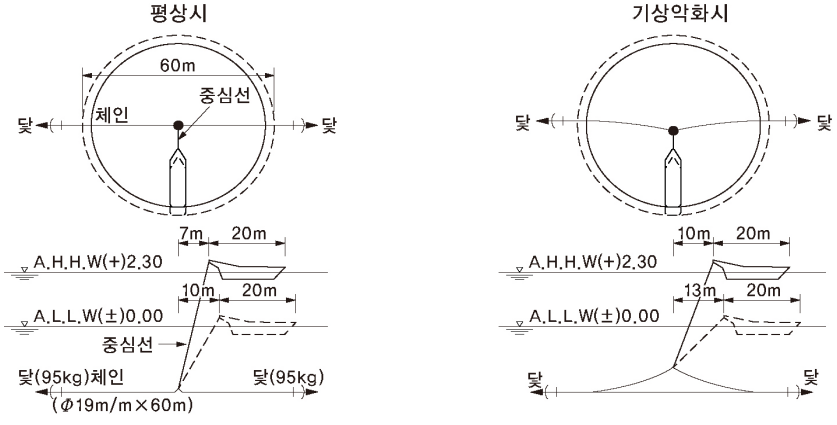
○ 횡접안 시 박지면적 : 1.2L 및 (B+1)을 변의 길이로 하는 직사각형의 면적

○ 종접안 시 박지면적 : 1.2L 및 (B+3)을 변의 길이로 하는 직사각형의 면적

여기서, B : 어선의 폭, L : 어선의 길이

(5) 묘박용 박지

어선이 접안시설을 사용하지 않고 닻이나 부표 등을 사용하여 정박하는 수역으로 안전하게 묘박할 수 있도록 충분한 넓이의 수면적과 소요정온도가 유지되도록 한다. 어선의 정박 방법에 따라 필요한 수면적을 정한다. 소형어선은 해설 그림 (1-4)를 참고로 하여 계산한다.



해설 그림 (1-4) 묘박지에서의 계류(예)

(6) 대피용 박지

기상악화 시 대피용 박지의 어선 접안방법은 1중 종접안을 표준으로 하되, 박지폭 등 항내 여건에 따라 8톤 미만 연안어선은 2중 종접안, 8톤 이상 근해어선은 4중 횡접안으로 할 수 있으며, 기상악화 시는 계류방법, 여유길이, 여유 폭이 평상시와 다르므로 다음과 같이 소요박지 면적을 계산한다.

○ 종접안시 박지면적 = 부두연장 × (종접안 폭 + 조선수역 폭 + 항로 폭)
= 부두연장 × (2.0L × 2.0L + 1.0L)

여기서, L : 어선의 길이

단, 2중 종접안일 경우 1중 종접안의 박지면적에 어선길이에 해당하는 박지면적을 추가로 고려한다.

○ 횡접안 시 박지면적 = 부두연장 × (횡접안 폭 + 조선수역 폭 + 항로 폭)
= 부두연장 × (1.35B × 횡접안수 + 2.0L + 1.0L)

여기서, B : 어선의 폭, L : 어선의 길이

(7) 그 외 수역

앞에 열거한 목적 이외로 필요한 수역이 발생할 때에는 이를 별도로 고려한다.

[3] 박지의 수심

어선용 박지의 수심은 파랑, 바람, 조류 등에 의한 선박동요를 고려하여야 하며, 대상선박의 기본수준면하 만재흘수에 여유수심을 확보한 수심으로 정한다.

[해 설]

선박동요를 고려한 여유수심 산정이 곤란한 경우의 박지수심은 기본수준면을 기준으로 하여 대상어선 만재흘수의 110% 또는 제2편 2-1 대상선박의 주요치수 참고 표 (2-3) 어선의 표준선형에 제시된 선석수심을 기준으로 하여 정한다.

[4] 박지의 정온도

어선용 박지의 정온도가 좋고 나쁜 것은 방파제의 배치와 마루높이, 항내 물양장의 배치와 구조형식에 따라 다르게 나타난다. 그러므로 항내에서 발생하는 수리현상(水理現象)을 충분히 고려하여 구조물의 배치와 구조형식 등을 결정할 필요가 있다. 접안시설 전면수역은 연간 97.5% 이상 정박 또는 접안이 가능하도록 정온이 유지되어야 한다.

[해 설]

(1) 어선용 박지의 정온도 확보에서 실제로 이용되지 않는 수역도 많으므로 이런 수역에 대한 검토도 필요하다. 정박 가능한 최대파고, 항로에서 항행이 가능한 최대파고와 양육작업, 출어준비작업, 휴식을 위한 계류가 가능한 물양장 전면에서의 한계파고는 대상어선의 선종, 선형, 이용실태 등을 파악하여 정해지지만 일반적으로는 다음 해설 표 (1-5)를 표준으로 한다.

해설 표 (1-5) 수역시설 사용이 가능한 최대파고

구 분	수역시설수심	
	3.0m 미만	3.0m 이상
항내 묘박 및 정박가능 최대 파고	0.60m	0.70m
항로 항행가능 최대 파고	0.90m	1.20m
양육, 준비가 가능한 파고	0.30m	0.40m
휴식이 가능한 최대 파고	0.40m	0.50m

주 : 박지의 정온도는 박지내의 파고를 평가하는 것이 통례이지만, 필요에 따라서는 너울이나 항주파 등의 영향도 고려해야 한다.

(2) 장래시설 소요에 따라 여유수역이 필요한 경우에 대해서도 검토할 필요가 있다.

1-4 선회장(旋回場)

1-4-1 일반

선회장은 거의 정지 상태인 선박의 방향을 회전하는데 필요한 충분한 수심을 갖춘 정온한 수면적으로서 예선의 사용 유무, 쓰러스터(thruster) 장착 유무, 닻의 이용 여부, 선박의 선회성능, 계류시설, 항로의 배치, 기상 ·해상조건을 충분히 고려한다.

[해 설]

선박의 선수 회전형태(船首 回轉形態)에 따라 예선을 이용하는 선박의 회전, 충분한 마력을 갖는 쓰러스터(thruster)를 이용한 회전이나 닻을 이용한 회전 등이다.

1-4-2 선회장의 규모

선박을 선회하는데 필요한 수면적은 해상조건, 대상선박의 특성, 수심, 정온도 등을 고려하여 일정한 규모 이상을 확보하는 것이 바람직하다.

[해 설]

(1) 선회장은 다른 수역시설 등을 고려하여 가급적 접안시설 전면에 계획하는 것이 바람직하고, 필요시 해상조건, 대상선박의 조종특성, 예선 사용 유무, 쓰러스터 유무, 용량 등을 고려한 선박조종 시뮬레이션을 실시하여 결정하는 것이 바람직하다.

(2) 선회장의 규모(수면적)는 다음 값을 참고하여 결정한다.

① 자력에 의한 회전의 경우 : 3L을 지름으로 하는 원

② 예선에 의하여 회전하는 경우 : 2L을 지름으로 하는 원
단, 충분한 추진력을 갖춘 쓰러스터(thruster) 장치나, 혹은 아지무쓰 쓰러스터(azimuth thruster) 등과 같은 특수 추진기가 장착되어 있는 선박의 경우에는 시뮬레이션 검증 등에 의하여 안전성이 확보된다고 판단될 경우, 이보다 작게 할 수도 있다.

(3) 소형선 등은 지형여건 등으로 어쩔 수 없는 경우에는 계류앵커, 바람 또는 조류를 이용하여 다음의 값까지 내릴 수 있다.

① 자력에 의한 회전의 경우 : 2L을 지름으로 하는 원

② 예선에 의하여 회전하는 경우 : 1.5L을 지름으로 하는 원

(4) 지형상의 제약 등으로 표준 값의 규모를 확보할 수 없는 경우나, 항로가 인접하여 있는 등 긴급시에 대응 가능한 수역이 확보될 수 있는 경우 등 시뮬레이션 검증 등에 의하여 안전상 지장이 없다고 판단되면 선회장 규모를 위의 값보다 작게 할 수 있다.

[참 고]

(1) 대상선박의 구체적인 제원이나 운동성능 등의 특성을 명확하게 알고, 안전상 지장이 없다고 판단될 경우에는 그 규모를 표준 값보다 작게 할 수 있다.

(2) 계류시설과 항로의 위치관계로부터 대체로 90°를 넘지 않는 범위 내에서 회전하는 경우, 안전상 지장이 없다고 확인되면 선회장의 형상을 그 해역에서 가장 적정한 조선방법을 근거로 한 형상으로 할 수 있다.

1-4-3 선회장의 수심

선회장의 수심은 박지의 수심을 참고로 한다.

1-4-4 선회장의 정온도

선회장의 정온도는 박지의 정온도를 참고로 한다.

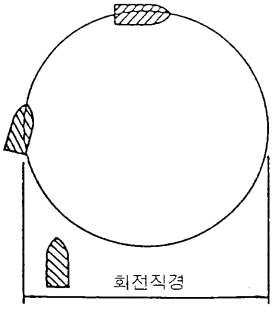
1-4-5 어선용 선회장

[1] 일반

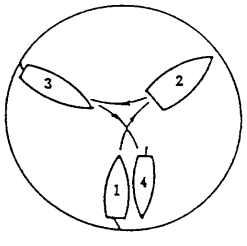
어선용 선회장은 어선의 접·이안 등을 위하여 어선을 선회하는데 필요한 수역으로, 어선이 안전하게 조선할 수 있도록 일정한 규모 이상의 수면적과 수심 및 정온도 등이 확보되어야 한다.

[해 설]

어선은 일반적으로 자력에 의하여 회전하므로 중·소형의 어선은 정온한 수역일 때 선장의 1.5L을 지름으로 하는 원형의 수면적이 필요하고, 바람, 조류를 고려하면 2.0L을 지름으로 하는 원형의 수면적이 필요하다. 중·소형 어선의 회전은 해설 그림 (1-5)와 같이 하고, 어선의 조선 순서를 그림으로 나타내면 해설 그림 (1-6)과 같다.



해설 그림 (1-5) 어선의 회전



해설 그림 (1-6) 어선의 조선 순서

1-5 선유장(船留場)

선유장은 선박의 계류시 안전성, 조선의 용이도, 기상·해상조건, 관련시설과의 연관성 등을 고려하여 정한다.

[해 설]

(1) 선유장(船留場)은 항만시설 가운데 수역시설인 정박지의 하나로서 소형선박 및 부선(艀船)이 정박하는 수역(水域)을 의미한다. 폭풍 시에도 안전한 정박이 가능하여야 하며, 일반적으로 내항(內港) 부분에 설치한다. 항만법은 선유장을 기본시설의 하나로 규정하고 있다.

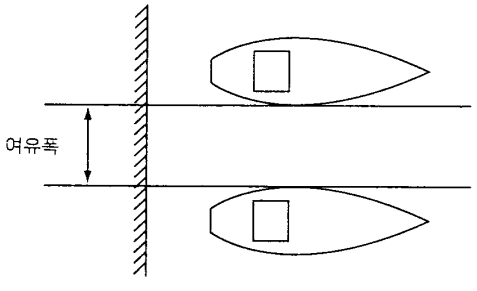
(2) 선유장의 면적은 선박의 점유면적, 통항로 및 선회장을 고려하여 정하지만 악천후시의 대피상황을 염두에 두고 충분한 수면적을 확보하는 것이 바람직하다.

(3) 선유장의 형상은 파랑에 대한 소요 정온도를 확보하고, 선박간의 접촉사고, 계류라인의 절단 등이 일어나지 않도록 배려할 필요가 있다.

(4) 휴게시설의 규모는 이용실태를 고려하여 적절한 여유 폭(선박간의 간격)을 더하여 필요연장을 산출한다. 어선 등의 소형선이 이용하는 휴게시설로 종접안방식의 계류를 할 경우의 여유 폭은 이용자가 지장을 받지 않도록 하며, 선폭과 여유 폭의 관계는 해설 표 (1-6)과 해설 그림 (1-7)을 참고한다.

해설 표 (1-6) 선폭과 여유 폭의 관계

선 폭(船幅)	여유 폭(餘裕幅)
2m 미만	1.0~2.0m
2m 이상 4m 미만	1.5~2.5m
4m 이상	2.0~3.0m



해설 그림 (1-7) 선폭과 여유 폭의 관계

(5) 대선, 종선(從船), 연락선(通船) 등의 선유장은 본선에 가깝고 육상교통이 편리한 장소로 하는 것이 바람직하다.

[참 고]

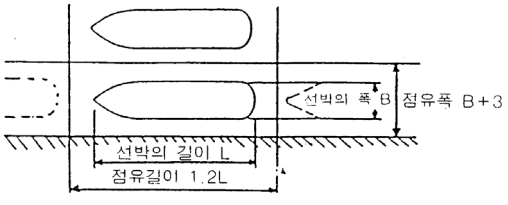
(1) 선유장의 형상은 부진동에 의한 선박끼리의 접촉사고, 계류라인의 절단 등이 일어나지 않도록 신중히 결정하여야 하며, 가능하면 형상을 복잡하게 하거나 소파시설, 경사면 설치 등의 조치가 효과적이다. 소형선의 점유면적은 다음을 참고로 한다.

① 횡접안 시 1.2L 및 (B+1)을 각 변으로 하는 직사각형의 면적

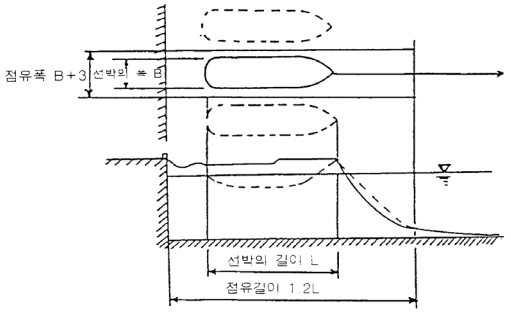
② 종접안 시 (L+5) 및 (B+3)을 각 변으로 하는 직사각형의 면적

③ 2중 종접안 시 2.5L 및 (B+3)을 각 변으로 하는 직사각형의 면적

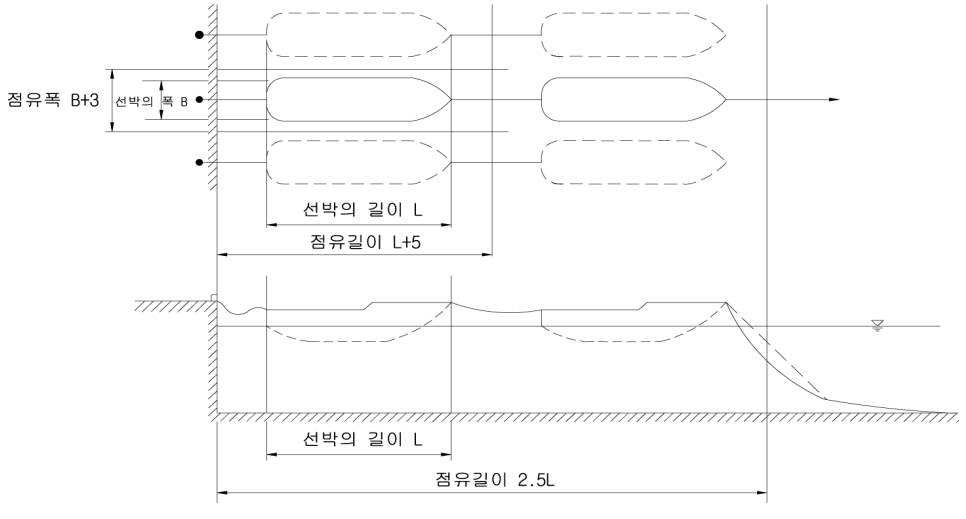
횡접안은 참고 그림 (1-3)과 같이 계류한 경우이며, 2중 횡접안의 경우도 점유면적은 같다. 종접안은 참고 그림 (1-4)와 같으며, 닻줄이 해저까지 닿는 길이까지를 점유길이로 하고, 2중 종접안은 참고 그림 (1-5)와 같다.



참고 그림 (1-3) 횡접안 및 2중횡접안



참고 그림 (1-4) 종접안



참고 그림 (1-5) 2중종접안

1-6 어선용 슬립 및 기타수역

1-6-1 어선용 슬립

슬립(slip)은 돌출제(突出堤)사이의 계류 및 조선수역으로 그 폭은 선형, 선석수, 예선 이용 여부 등을 고려하여 정한다.

[해 설]

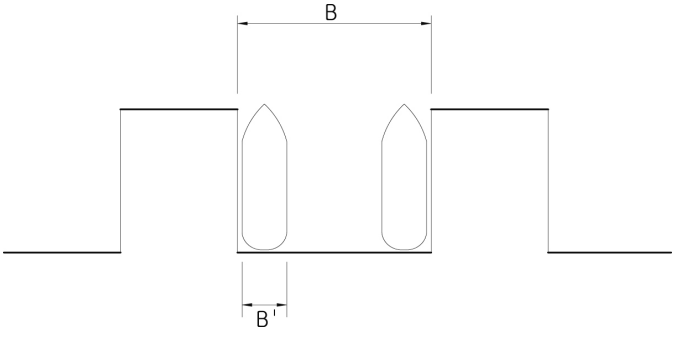
다수의 돌제가 병열로 시설되어 있을 경우 슬립의 폭은 다음의 값을 표준으로 한다.

(1) 슬립의 양쪽에 각 1선석을 계획하는 경우

$B = 2B' + (10 \sim 40m)$

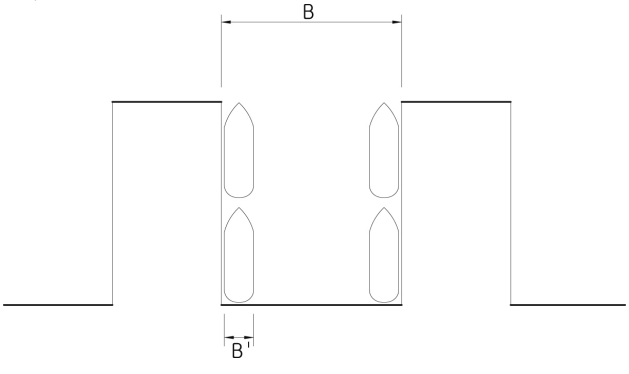
여기서, B는 슬립의 폭

B′는 선박의 폭



(2) 슬립의 양쪽에 각 2선석을 계획하는 경우

$B = 4B' + (10 \sim 40m)$



(3) 슬립의 양쪽에 각 3선석 이상을 계획하는 경우

$B = 6B' + (10 \sim 40m)$

(4) 돌출제 안쪽 막다른 곳을 소형선 선유장으로 사용하는 경우, 이용 어선 수 등을 고려하여 폭을 여유 있게 계획하는 것이 바람직하다.

1-6-2 수역시설 충족률

수역시설 충족률이 클수록 수역시설은 충족도가 높다. 충족률은 100% 이상이 필요하지 않다고 판단할 수 있으나 항내 정온도 확보와 원활한 조선을 위해서는 기타 여유 수역이 있어야 하며, 수역시설의 소요면적은 어선의 증가나 대형화에 따라 소요수역이 증대되고, 필요하면 충족률은 저하될 수밖에 없으므로 반드시 100%에 구애받지 않아도 된다.

[참 고]

수역시설의 충족률은 다음의 식으로 계산한다.

$$A(\%) = \frac{(D-L)}{D} \times 100$$

여기서, A : 충족률(%)

D : 소요 수면적(㎡)

L : 부족면적(소요 면적-현재 면적) (㎡)

1-6-3 기타 수역

어선용 수역시설에는 장차 어항의 기능을 다양화하여 다기능어항으로 계획할 경우에 대비하여 기타용도의 수역을 충분히 확보해 둘 필요가 있다.

[해 설]

기능별 수역시설은 필요한 수역을 산정하여 배치하게 되나, 현지의 지형여건에 따라서는 소요기능을 모두 배치하는데 어려운 경우가 발생할 수 있다. 따라서 전체 수역면적은 현지의 여건 및 지형을 충분히 고려하여 충분히 넓게 계획하여야 하며, 이 경우 소요수역 이외의 기타 수역이 발생한다. 이 수역은 항내 정온도 향상과 조선을 원활하게 하는데 유효하게 사용될 수 있고, 또 앞으로 다기능어항으로 계획할 경우 활어의 보관장, 항내 가두리시설 등 지역 특성에 따라 기타 수역의 활용방안이 기대되는 경우도 고려할 필요가 있다.

1-7 목재정리장

목재정리만을 위하여 사용되는 선박의 정박지에는 목재의 유출을 방지하는 시설로서 목재계류용 말뚝, 목재유출방지책(柵) 등이 있다. 이 정박지의 주위에 외곽시설을 설치하게 되는 경우에는 이들 시설을 대신할 수도 있다. 이들 시설의 구조, 설비 등에 대하여는 제7편 2-12 목재 취급시설 방파제 및 제9편 2-5 목재 하역장 기준에 따른다.

1-8 수역시설의 유지 관리

수역시설은 선박이 안전하고 원활하게 이용할 수 있도록, 자연 상황 및 시설의 이용 상황에 따라 적절한 기준에 근거하여 유지 관리해야 한다.

[해 설]

(1) 하구항 또는 표사가 많을 것으로 예상되는 해빈부에 수역시설을 계획할 때, 홍수 시의 유사량 또는 파랑 및 조류에 의한 표사량을 추정하고, 장래에 필요한 유지준설의 정도를 예측한다.

(2) 토사 등에 의한 매몰 우려가 있는 수역시설은 정기점검을 시행함과 동시에 필요에 따라 이상시 점검을 시행한다. 점검결과 수심이나 소요 폭이 확보되지 않을 우려가 있으면 필요한 대책을 강구한다.

(3) 정기점검이란 미리 실시시기와 구역을 정하여 시행하는 것이고, 이상시 점검이란 이상기상 등으로 어느 구역이 매몰될 것으로 추정되는 경우의 점검이다.

(4) 수역시설은 지형, 저질, 기상·해상 등 시설마다 정한 상황이 서로 다르므로 점검의 간격, 평가 및 대책에 대하여는 각각 상황에 따라 적절히 정하여 시행한다.

(5) 어항에서는 연안표사 및 하천유입 토사량을 파악하여 어선이 항시 안전한 운항, 정박 및 계류가 가능하도록 유지관리가 필요하다.

제 2 장 준 설(浚 渫)

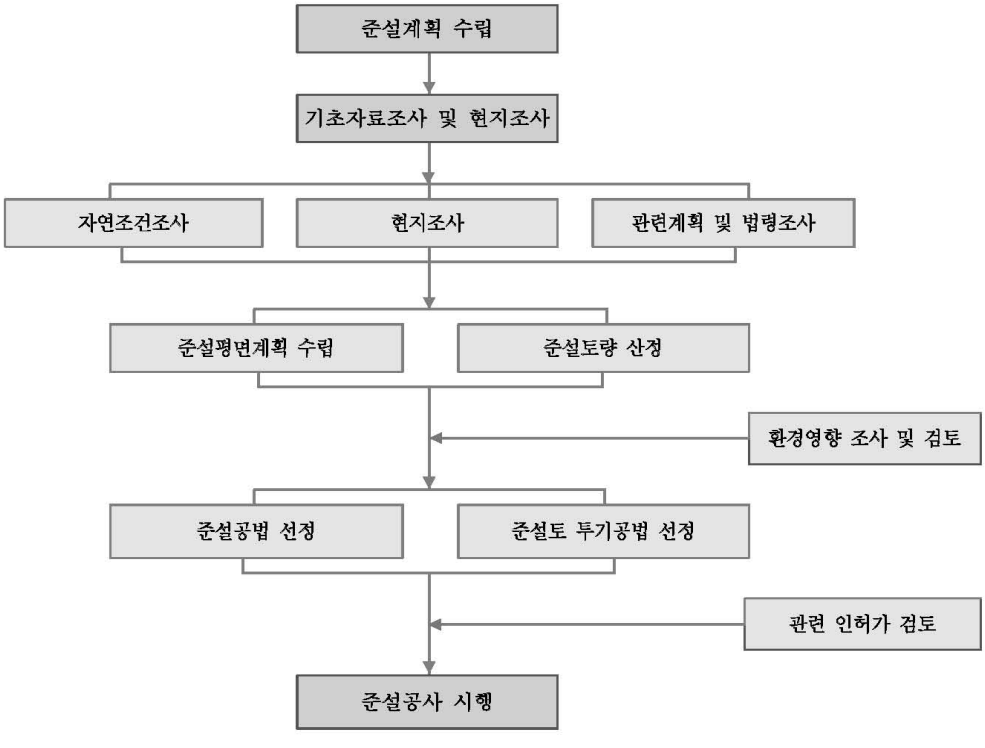
2-1 일 반

준설의 계획 및 설계 시에는 자연조건, 지반조건을 사전에 충분히 조사, 파악하고, 준설목적, 준설토량, 공사기간, 투기조건 및 장소와, 공사지역의 여건 등을 감안하여 경제적이고 효과적인 준설방법, 준설장비의 선정, 적정선단 배치계획을 수립하여야 한다.

[해 설]

(1) 준설은 항로, 박지, 선회장과 선유장 등의 계획수심 확보와 수심유지를 위하여 해저 지반을 준설장비로 준설하고 준설된 토사 등은 토운선에 의하여 운반하여 지정된 투기장에 투기하는 공사이며, 광역의 의미로는 구조물 건설을 위한 기초터파기도 준설공사에 속하나, 일반적으로 소량인 경우가 많으므로 기초터파기는 별도 공종으로 분류되기도 한다.

(2) 준설을 경제적이고 효과적으로 시행하려면 기상 및 해상조건, 지반조건, 준설토량, 공사기간, 투기조건 등을 고려한 적정 준설장비 선정 및 선단구성으로 준설방법을 계획하고, 자연조건 등을 감안하여 현장여건에 맞는 계획수립이 필요하며 준설계획 수립 흐름도는 다음과 같다.



해설 그림 (2-1) 준설계획 수립흐름도

2-2 조 사

2-2-1 자연조건조사

준설은 기상 및 해상, 지리·지형 등의 자연조건조사와 해상작업 한계 및 월간작업가능일수 등을 사전에 충분히 파악하여 계획하여야 한다.

[해 설]

준설은 준설선 등에 의한 해상공사이므로 선체 및 기타공사 장비의 안정성이 확보되고, 작업능률을 향상시켜야 하며, 시공에도 정밀도를 요구하고 있기 때문에 안전 관리상 지형, 지반 및 기타 자연조건에 대한 영향을 충분히 조사하여야 한다.

(1) 기 상

기상조건은 연간 기상특성과 공사기간중의 기상이 작업능률 및 작업선 안정성에 미치는 영향을 파악하고, 기상통계를 분석하여 공사에 차질이 생기지 않도록 계획을 수립하여야한다.

① 풍향·풍속

풍속은 파랑발생의 원인이 되므로 풍향별 풍속 및 지속시간 등을 가급적 상세히 조사·분석 한다. 풍속이 15m/sec 이상이면 준설작업이 어렵다.

② 강우량·기온

준설장비에 의한 해상작업이므로 일반적으로 강우량·기온에 대하여는 별 영향을 받지 않지만, 특별한 지역인 경우 예를 들면 하구항(河口港)에서는 강우로 인한 홍수 및 유송토사의 영향을 받을 수 있으므로 강우량, 강우형태, 우기 및 홍수량 등을 조사하여야 한다. 또 한냉지(寒冷地)인 경우에는 결빙(結氷)개시일 및 결빙일수 등을 조사할 필요가 있다.

③ 안 개

안개가 발생하는 지역에서는 작업의 어려움보다 안전성, 안전사고에 대비하여야 하므로 연간 안개발생일수의 예측과 발생시기, 지속시간 등의 상황조사도 중요하다. 시계(視界)가 1Km 이하인 경우에는 토운선에 의한 준설토 운반은 중단하는 것이 좋다.

(2) 해 상

해상조건에서는 파랑이 가장 중요한 요소가 된다. 기왕의 파랑관측 자료가 있으면 그 구역의 파랑 특성을 알 수 있으나, 없는 경우는 바람자료를 이용하여 파랑의 제원을 추정한다. 준설공사는 일반적으로 작은 파고에도 영향을 받기 때문에, 작업에 영향을 미치는 파랑의 발생횟수가 많은 해역에서는 관련 자료를 수집, 정리, 분석하여 공정계획을 수립하여야 한다. 또한 조류나 파고가 큰 지점, 하구항이나 하천에 인접하여 항만 및 어항시설이 되어 있는 곳에서는 표사이동에 대한 조사도 충분히 하여야 한다. 표사에 대하여서는 표사의 공급원(供給源)과 탁월 이동방향 및 공급량도 조사 한다.

① 조위차가 큰 장소의 준설

조위차가 큰 장소에서의 준설 시에는 조위관측지점과 공사현장간의 조위차에 의한 수준표고(水準標高)측정 조위에 의한 오차를 최소화하기 위하여, 준설 시 준설위치의 공사용 기준점 수위측량에 의한 정확한 조위를 확인하여 준설의 정밀도를 향상시켜야 한다.

② 굴곡과 요철이 심한 항로의 준설

굴곡과 요철이 심한 항로 등에서는 조류로 인하여 종단 및 횡단방향으로 경사가 생기기 쉬워, 가까운 지점간이라 하더라도 조위가 서로 다를 수 있으므로, 준설공사 시에는 기준점에 대한 수준측량 성과를 이용하여 작업구역내의 조위를 확인하여야 한다. 검조소(檢潮所)가 멀리 떨어져 있는 곳에서는 수준측량성과에 기준하여 현장 조위를 확인하고, 검조소의 검조기록과 공사현장의 실 조위 간의 관계를 규명하여 조위를 보정(補正)하여야 한다.

(3) 지리・지형

지리, 지형적인 조건으로는 준설구역, 사토구역(捨土區域 : 준설토 투기장) 및 운반경로의 해저상황(海底狀況)과 해상작업시의 작업상 제약(制約)조건 등을 사전에 조사할 필요가 있다. 준설위치를 확인하기 위한 측량기준점의 설치장소, 조위 측정용 양수표 설치장소의 선정 등도 조사하여야 할 중요한 항목이다.

2-2-2 지반조사

> 준설의 계획 및 설계 시 지반조건은 준설능률과 밀접한 관계가 있어 토질별 준설량에 따라 투입장비의 선정 및 공사기간 산출 등의 공정계획이 수립되므로 사전에 충분한 지반조사를 하여야 한다.

[해 설]

(1) 지반조사 방법

지반조사의 방법은 구조물 기초설계기준(2008. 11 국토해양부) 제3장에서 정한 바에 따라 적절한 방법으로 시행한다.

① 로터리 보링에 의한 방법
② 퍼커션 보링에 의한 방법
③ 시굴(試堀)에 의한 방법
④ 해저관찰에 의한 방법
⑤ 물리탐사(物理探査)에 의한 방법
⑥ 제트보링에 의한 방법

(2) 지반조사 심도

준설을 위한 지반조사 심도는 준설계획 심도내의 토질별 토성파악 및 토량계산을 위주로 하기 때문에 준설계획 심도를 고려하여 조사 깊이를 정하여야 한다.

(3) 준설토의 토성 파악

준설토의 토질별 토성을 충분히 파악하여야 준설대상 토질에 적합한 준설장비의 능력 및 형식을 선정할 수 있으며, 이에 따라 공사기간과 공사비가 결정된다. 따라서 지반조사 시에는 이에 필요한 각종시험도 같이 시행하여야 한다.

(4) 조사간격

준설계획 및 설계 시에 시행하는 지반조사는 일반적으로 토질변화가 심한 장소나, 특수 준설일 경우 토질별 준설량의 분포상태를 정확히 파악할 필요가 있는 장소에서는 간격을 좁게 조사를 시행하며, 기본계획 단계에서 개략적인 조사만 시행했을 경우, 실시설계나 현장시공 시 토질별 토성 및 토량을 정확히 파악할 필요가 있으며 조사간격을 좁게 추가로 시행하여 당초계획과 비교할 필요가 있다.

(5) 토질시험

토질시험 항목은 대체로 다음과 같으며 이 외에도 풍화 또는 균열의 정도를 관찰할 필요가 있다.

① 입도분석
② 비중시험
③ 단위중량
④ 일축압축시험
⑤ 표준관입시험, 콘관입시험

(6) 시험준설

시험준설은 지반조건이 매우 복잡하거나, 준설장비 선택판단이 애매할 경우, 특히 암준설이 필요한 경우에 시행한다. 시험준설에 사용하는 준설선은 대체로 토질 조건에 적합한 준설선을 사용하는 것이 좋으나, 그렇지 못할 경우에는 대형 그래브 준설선으로 시행하는 것이 준설선의 형식선정, 능력판단 등에 도움이 된다.

(7) 물리탐사

탄성파 탐사 등의 물리탐사에 의하여 토질의 분포, 단층의 상황과 토질별 개략적인 층의 두께 등을 빠른 시간 내에 경제적으로 조사할 수 있다. 탐사 및 결과해석에는 숙련된 전문기술자가 필요하다.

(8) 제트보링

보조적인 방법으로 제트보링을 하는 경우가 있다. 지층의 기복이 심한 장소에서는 시추조사 결과만으로 지질분포를 추정하는데 무리가 많으므로 시추조사공 사이를 조사비가 싼 제트보링을 시행하여 정확히 토질을 판단할 수 있다. 이 경우 제트보링은 정성적(定性的)이므로 로터리 보링 방법과의 상관성을 미리 파악하여 두면 정확한 토질을 판단할 수 있다.

(9) 기타 방법

지지력이 큰 지반이라고 하여 반드시 굴착저항이 크지는 않으며, 토사의 굴착효율 등 준설공사의 특수요인이 있음을 고려할 때, 시추조사에 의한 각종 시험결과도 단순한 참고자료에 불과하므로 시험준설을 시행하면 판단에 도움이 된다. 토질, 토층에 따라서는 철봉 등으로 해저를 관입해보거나, 제트보링에 의한 조사로 정밀도를 높이는 편이 적합한 경우도 있다.

[참 고]

준설공사를 위한 보링 간격은 기본계획 등 개략적인 준설토량 산출 시에는 500m 간격으로 조사하는 것이 일반적이고 실시설계 시에는 100~150m 간격으로 하고 지반조건 변동이 심한 경우 더 좁게 조사할 수 있다.

2-2-3 수심측량

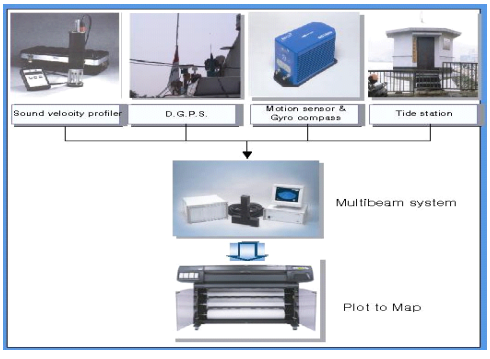
수심측량은 준설량을 산정할 때와 공사가 끝난 다음 계획수심확인을 위하여 정확하게 조사되어야 한다. 수심 측정점의 위치측량은 수심측량 성과의 신뢰도와 정밀도에 미치는 영향이 크므로 공사현장여건에 따라 적절한 방법으로 위치측정의 정밀도를 확보하여야 한다.

[해 설]

(1) 수심이 얕고 협소한 장소(해안선 부근 암초, 접안선박 주위, 안벽 전면 등)에서의 수심측량은 눈금을 표시한 로프줄 끝에 레드(重錘 : lead)를 묶어 수심을 측량하는 레드측심방법을 사용한다.

(2) 일반적인 수심측량방법으로 단소자(단빔) 또는 4소자(4빔) 음향측심기를 사용하였으나, 최근에는 멀티빔 음향측심기를 주로 사용하고 있다. 특히 대규모의 항로준설구역이나 정밀도를 요하는 해저장애물(어초, 해저유물, 해저송유관)등을 측량 및 확인하기 위해서는 멀티빔 음향측심기를 사용하나 소규모 구역 및 정밀도를 요구하지 않는 지역에서는 단빔 음향측심기를 사용할 수 있다. 멀티빔 음향측심의 모식도와 구성은 아래와 같다.





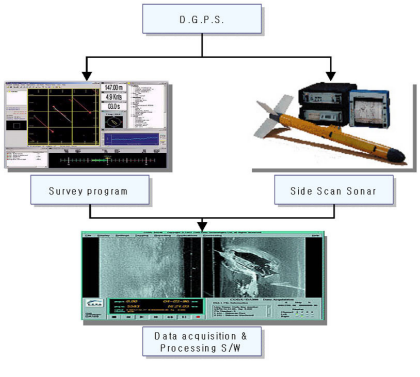
(3) 수심측량에서 중요한 점은 수심측정점의 위치확인이며, 해양수산부가 운영하는 베콘(beacon) 기준국과 연동한 인공위성 자기위치확인 장치(DGPS)를 장착하여 측량위치를 정확히 확인하여야 한다. 수심측량 시 측량범위는 평면계획이나 단면에 의한 토량계산이 가능하도록 충분한 여유면적을 측량하여야 한다.

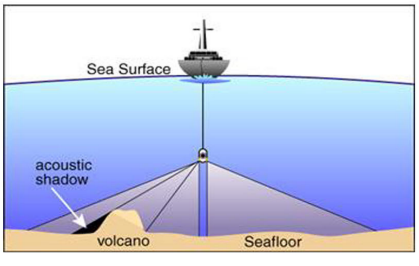
2-2-4 위험물 탐사(危險物 探査)

준설공사 구역 내에 위험물이 있을 것으로 예상되면 사전에 위험물 탐사를 실시하고, 공사 중 위험물이 발견되면 관계기관에 신고하여 위험물을 제거한 후, 준설공사를 시행하여야 한다.

[해 설]

근래에 와서는 조사기계의 발달로 해저면 영상조사(side scan sonar survey)방법으로 해저의 암석, 모래파(sand wave), 난파선, 지장물 및 큰 어류들까지 광역영상을 제공받아 구분할 수 있다. 해저면 영상조사는 측면주사 음향탐사기(side scan sonar)에 의하여 탐사가 가능하며, 이 시스템은 기록장치, 해중감지장치와 두 장치를 연결하는 케이블로 구성되며 시스템 구성도는 다음과 같다.





해저면 또는 해저지층에 금속성분의 위험물을 탐지하기 위해서는 자력조사가 수반되어야 한다. 자력조사는 선박의 영향을 최소화하기 위해 철제선박이 아닌 목재 또는 FRP선박을 이용하고 가능한 한 조사선 후미로 선체 길이 3배 이상의 이격거리를 두어야 한다. 또한, 조사구역에 분포하는 자성체를 조사하기 위해 가능한 한 센서를 최대한 해저 가까이에 투하하여 예인한다. 조사 시 조사선의 속도는 센서부양을 방지하고 충분한 분극시간을 갖도록 저속으로 운항하여야 한다. 멀티빔 음향측심기를 응용하면 준설측량, 해저위험물 조사, 인공어초 조사, 해저배관 조사 및 해저의 형상도 정확하고 효율적으로 조사가 가능하다.

2-2-5 환경조사

준설공사로 인한 해양오염, 수질오탁, 소음 또는 대기질 등 환경보전의 규제에 대비한 사전의 평가는 물론 관계법령에 따라 준설토의 투기장 지정허가를 받아야 하며, 준설로 인한 인근 농·어업에 대한 오염피해가 최소화 되도록 방법을 강구하여야 한다.

[해 설]

준설공사 중 발생하는 준설토 부유사의 이동·확산 양상을 모형실험을 통해 분석하고 부유사 오염확산을 최소화하기위해 오탁방지막 등을 시설한다. 또한, 준설 시 우려되는 인근 해안의 변동에 따른 침식 또는 매몰을 예상하여 최소화 대책을 수립한다. 준설토 투기장의 여수토 외측 등 오탁의 정도가 심하거나, 오염확산에 의한 피해가 우려되면 오탁방지막을 다중으로 설치하는 경우도 있다. 그리고 준설공사로 인한 대기오염물질, 소음 등의 영향이 예상되는 경우 준설강도 및 준설공법 등에 대한 고려가 필요하다.

(1) 일반적인 준설시행에 따른 인근 해양환경영향 검토를 위한 조사항목과 실험항목은 다음과 같다.

① 파랑관측
② 조석관측
③ 연속층별조류관측
④ 부표추적
⑤ 수온, 염분관측
⑥ 부유사 공간 분포 및 연속조사
⑦ 해양수질 및 퇴적물조사
⑧ 하천유량관측
⑨ 해양동식물상조사
⑩ 입도분석

(2) 해양오염확산 피해 여부를 위한 실험항목은 다음과 같다.

① 파랑변형실험
② 해수유동실험
③ 퇴적물이동실험
④ 부유사확산실험

(3) 환경오염 피해가 예상되는 경우 다음 항목에 대한 조사와 예측을 수행할 수 있다.

① 대기질
② 소음

2-2-6 기타사항

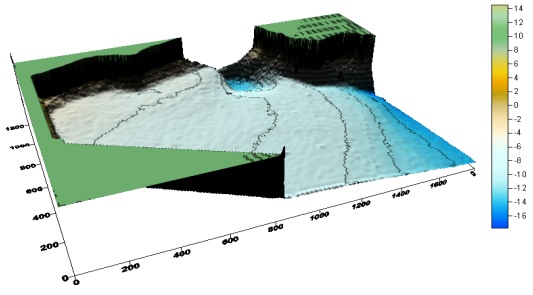
준설토 투기방법에 따른 투기장 조사 및 허가 사항과 준설장비 투입을 위한 준설선단의 회항조건, 조수대기(潮水待期), 이상기상 시 대피 등 기타 사항에 대하여도 면밀한 조사와 계획이 이루어져야 한다.

2-3 준설토량 산정

준설토량은 자연상태의 해저준설토를 부피로 표시하여 계산한다. 준설구역을 적당한 간격의 횡단면도를 작성하여 양단면 평균법으로 계산한다.

[해 설]

기본계획 등의 개략적인 준설토량 산출 시에는 수심별 양단면 평균법, 3차원 모델링(해설 그림 (2-2) 참고) 등에 의해 산정한다. 실시설계 시 일반적으로 20m 간격의 횡단면도에 의한 준설토량을 산정하며, 원지반이 불규칙하거나 평면형상에 따라 정밀을 요할 경우 횡단면도 간격을 좁게 하는 경우가 있다.

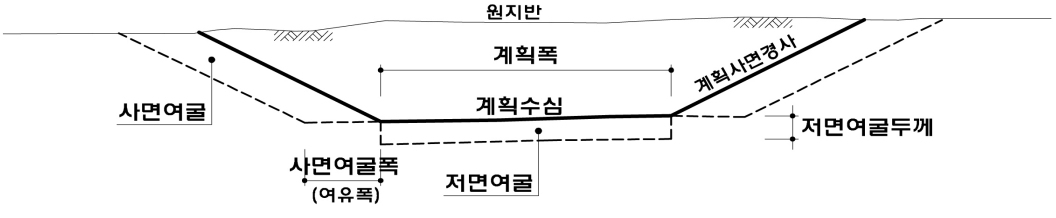


해설 그림 (2-2) 3차원 모델링

(1) 횡단면 간격은 다음사항을 고려하여 결정한다.
① 해저의 기복 및 경사
② 준설구역의 평면 형태와 넓이
③ 위치측량의 정밀도

(2) 횡단면의 간격
토량계산 시 횡단면 간격은 가능하면 좁게 하여 토량계산의 정밀도를 높여야 하나 계산이 복잡해지므로 일반적으로 20m 간격으로 시행하고 있으며, 기복이 심하거나 평면형상에 따라 정밀을 요할 경우 좁게 하는 경우가 있다.

(3) 준설단면의 표시
준설단면은 다음의 해설 그림 (2-3)을 참고한다.



해설 그림 (2-3) 준설단면 설명도

항로와 박지, 선회장 및 선유장 준설토량의 계산에서는 여굴, 여쇄(암반의 경우), 여유 폭, 준설사면 및 사면여굴을 포함하여 계산한다.

[참 고]

(1) 계획수심의 결정

항로와 박지, 선회장 및 선유장의 계획수심은 출입하는 선박에 따라 일반적으로 대상선박의 만재흘수(滿載吃水)에 여유를 더하여 계산하며, 다음 식을 참고로 한다.

① $H = D + Ds + Dr + Dt + Dw$

여기서, H : 계획수심(m)

D : 선박의 만재흘수

Ds : 선박 항행 시 선체침하깊이(항행속도 8놋트일 때 0.5m)

Dr : 해저 토질조건에 따른 여유수심(모래 : 0.3m, 암반 : 0.6m)

Dt : 선박의 선회에 따른 여유수심(선장의 1/1000~1/2000)

Dw : 파고에 의한 여유수심(파고(=평상파)의 1/2)

② 어항을 대상으로 하는 항로에서는 대상어선의 만재흘수에 여유수심으로 1m을 계상한다.

(2) 여굴(餘堀)

준설공사는 수중작업으로 준설선을 투입하여 준설토를 굴착하기 때문에 파랑, 조류, 바람 등과 준설선의 기계 성능상 계획수심을 굴착하더라도 굴착면에 기복(굴적:堀跡)이 생겨서 계획수심을 유지하려면 계획수심 밑으로 어느 정도 더 파야 계획수심이 확보되는데, 이때의 더 파는 깊이를 여굴이라 한다. 여굴은 토질별, 투입 준설선 종류별로 차이가 있으며, 여굴량은 준설토량에 가산한다. 여굴 두께는 다음의 여건을 고려하여 적용하여야 하며 참고 표 (2-1)을 참고로 한다.

① 준설시공 심도

② 토질별과 단단한 정도

③ 준설선의 형식과 능력

④ 준설토층의 두께

⑤ 해상조건

참고 표 (2-1) 여굴 두께

토 질	선 종	시공수심별 여굴 두께		
		5.5m 미만	5.5~9.0m 미만	9.0m 이상
보통토사	펌프 준설선	0.6m	0.7m	1.0m
	그래브 준설선	0.5m		0.6m
암 반	그래브 준설선	0.5m		

(주) 시공수심은 평균해면(M.S.L)을 기준으로 한 준설저면(여굴 포함) 수심임.

(3) 사면여굴 폭(餘裕 輻)

준설작업은 해상에서의 수중작업이기 때문에 작업원이 직접 육안으로 확인하면서 시공할 수가 없는 관계로 계획선 대로 똑바로 시공하기가 어렵고, 준설위치의 측량오차 등에 따라 준설 시공기준선은 어느 정도 굴곡이 생길 수밖에 없으며, 바람, 파랑, 조류 및 준설토의 특성상 예측되지 않는 사면붕괴(斜面崩壞) 등, 계획준설 폭을 확보하려면 어느 정도의 사면여굴 폭을 준설토량에 가산하여 시공하여야 한다. 준설시의 여유 폭은 참고 표 (2-2)를 참고로 한다.

참고 표 (2-2) 여유 폭

토 질	선 종	여유 폭
보통토사	펌프 준설선	6.5m
	그래브 준설선	4.0m
암 반	그래브 준설선	2.0m

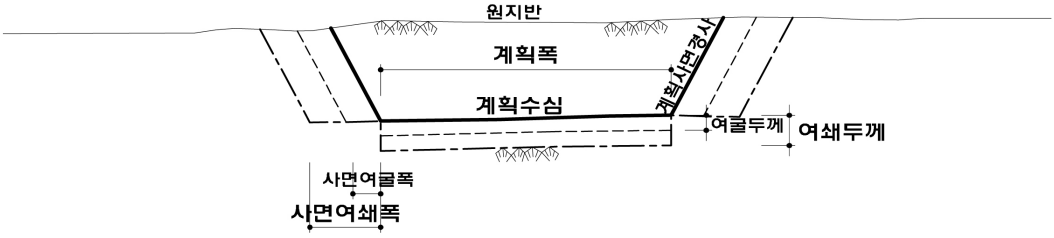
(주) 상기 표의 폭은 양쪽 기준이며, 한쪽 준설 폭 및 유지준설일 경우는 본 표 값의 1/2을 적용한다.

(4) 여쇄(餘碎)

암반 준설에서 계획수심까지 암석을 파쇄 후 준설할 경우, 계획수심 확보 외에 추가로 여쇄 두께를 확보하여야 하며 이때 준설량 산정은 여굴량만 포함시켜 계상한다. 일반적으로 여쇄 두께는 참고 표 (2-1, 2-2)의 여굴 두께 및 폭이 포함된 다음의 참고 표 (2-3)을 참고로 한다.

참고 표 (2-3) 여쇄 두께

구 분	여쇄 두께	사면여쇄 폭(한쪽)
암 반	0.8m (저면여굴 두께 0.5m 포함)	2.0m (사면여굴 폭 1.0m 포함)



해설 그림 (2-4) 암반 준설단면 설명도

(5) 준설경사면(浚渫傾斜面)

준설경사면은 토질조건, 준설방법 등에 따라 준설공사 후 사면이 안정적으로 유지되게 하기 위하여 준설 시 경사면을 규정할 필요가 있다. 준설 후 재매몰이 예방되도록 현지 특성 등을 감안하여 검토하여야 한다. 일반적으로 사면경사는 토질의 종류에 따라 점토질 토사는 1:5~1:1.5, 사질토사는 1:3~1:1.5, 자갈 및 암반층은 1:1.5~1:1를 적용할 수 있으나, 대단위 사면 형성 구역에 대해서는 원호활동 검토 등을 수행하여 사면 안정성을 검토하여야 한다.

2-4 준설선 종류 및 선정

2-4-1 준설선의 종류

준설선의 종류로는 그래브 준설선(grab dredger), 버킷 준설선(bucket dredger), 디퍼 준설선(dipper dredger, 또는 백호 준설선 : backhoe dredger), 펌프 준설선(cutter suction dredger 및 trailing suction hopper dredger) 등이 있다.
준설선의 선정은 제반조건 등을 검토하여 투입선종을 결정 한다.

[참 고]

(1) 그래브 준설선(grab dredger)

그래브 준설선은 그래브 버킷(grab bucket)의 용량으로 규격을 표시하며, 그래브 버킷 종류는 경량 버킷(light bucket), 중량 버킷(heavy duty bucket), 초중량 버킷(ultra heave bucket)으로 구분하고 있다. 경량 버킷은 이토, 점토, 모래층의 준설에 적합하고, 중량 버킷은 다져진 모래, 단단한 점토층의 준설에 적합하며, 초중량 버킷은 다져진 모래, 단단한 점토, 부식암층의 준설에 적합하고, 때로는 사력층, 전석층, 결(절리)이 많은 연암층의 준설용으로 사용하고 있다. 그래브 준설선은 장소가 협소하거나 소규모 준설, 심도가 깊은 곳 등에 일반적으로 투입되고 있으며, 기초굴착용으로도 많이 투입된다. 그래브 준설선으로 준설할 때 운반은 거의가 토운선에 적재하여 예인선으로 투기장까지 운반하여 투기한다.

(2) 버킷 준설선(bucket dredger)

버킷 라인에 여러 개의 버킷을 연결부착하여 버킷 라인을 준설계획위치 해저지반 상에 내려놓고 회전시키면서 준설토사를 연속적으로 준설하는 준설장비이다. 버킷 준설선은 준설능력이 비교적 크기 때문에 대규모이고 광범위한 준설에 적합하며, 그래브 준설선에 비하여 준설면의 평탄성이 좋게 시공된다.

(3) 펌프 준설선(pump dredger)

펌프 준설선에는 자항(自航)인 트레일링 석션 호퍼 준설선(trailing suction hopper dredger)과 비항(非航)인 커터 석션 준설선(cutter suction dredger)이 있다.

① 자항 펌프 준설선(trailing suction hopper dredger)

자항펌프 준설선은 드래그해드(draghead, trailing head, suction head)를 준설위치에 내려 서서히 항행하면서 준설하는 트레일링 형(trailing type)과 앵커를 고정시키고 앵커 로프(anchor rope)를 조정하면서 준설하는 무어드 형(moored type)이 있으나, 특수한 조건이외의 경우는 준설선의 특성상 거의가 트레일링 형이 투입되고 있다.

자항 펌프 준설선은 호퍼용량으로 규격을 표시하며, 소형은 750㎥급이 있고, 최근 준설선이 대형화 되고 있어 대형으로는 12,000㎥급, 20,000㎥급이 있고, 초대형은 33,000㎥급이 있다. 33,000㎥급은 준설심도 80m도 가능하다.

② 비항 펌프 준설선(cutter suction dredger)

비항 펌프 준설선은 일반적으로 선단부에 커터(cutter)가 장착된 래더(ladder)를 계획 준설 위치에 내린 후, 커터모터로 커터를 회전시켜 준설토사를 물과 함께 펌프로 흡입하여 송토관(送土管 : discharge pipe line)을 통하여 투기장에 투기하는 방식의 준설선이다. 비항 펌프 준설선의 규격은 저수지 준설 및 모래 채취용으로 300HP급의 소형이 있고, 보통은 10,000HP급이 많이 활용되고 있으며, 최근 대형화하여 20,000HP까지 다양하게 투입되고 있다. 커터의 모양은 개방형(open type)과 폐쇄형(closed type)이 있다. 비항 펌프 준설선은 준설량이 대량이고 광범위한 장소에 적합하며, 특히 매립을 겸한 준설일 때 많이 활용되고 있으며, 투기장 거리가 먼 경우에는 중계 펌프(booster pump station)를 설치하여 연계하여 사용하는 경우도 있다.

(4) 디퍼 준설선(dipper dredger)

단단한 토질이나 암반을 파쇄한 후 준설을 하기 위하여 선단부에 디퍼 버킷(dipper bucket)을 장착한 붐을 준설 위치에 내려 바깥으로 밀어 퍼올리는 방식으로 전진하면서 준설하는 장비이다. 준설 시 강력한 힘을 요하므로 선체를 세 개의 스퍼드로 고정시킨다. 디퍼 준설선의 규격은 2.3 ㎥급(350HP), 4.0㎥급(1,000HP) 등으로 표시되고, 디퍼 준설선은 단단한 토질의 준설이나 쇄암선에 의한 파쇄암 또는 발파암을 토운선에 적재하여 예인선으로 투기장까지 운반하여 투기한다.

(5) 백호 준설선(backhoe dredger)

디퍼 준설선과 유사하여 동 종류로 분류되며, 백호버킷의 장착방향이 디퍼준설선과 반대로 작동하여 안쪽으로 끌어당기며 퍼 올리는 방식으로 준설한다. 따라서 준설구역을 후진하면서 이동하게 된다. 백호준설은 준설바닥과 비탈면의 마무리공사에 정밀도가 높고 수심이 얕은 준설에 효율적이고 경제성이 있으나, 수심이 10.0m 이상 깊어지면 준설은 어렵다. 백호 준설선은 버킷의 용량으로 규격을 표시하며, 0.7㎥급에서 5.0㎥급까지 다양하다.

(6) 그 외의 준설선

① 버킷 휠 준설선(bucket wheel dredger)

버킷 휠 준설선(bucket wheel dredger) 선단부에 버킷 휠을 장착한 래더로 휠을 준설위치에 내린 후, 회전시키면서 준설토사를 준설하고 이를 연결된 흡입관과 래더펌프(ladder pump)에 의하여 메인펌프(dredger pump)에서 흡입하여 송토관으로 사토장에 배송하는 준설선으로 펌프 준설선의 커터 대신 버킷 휠을 장착한 형태이며, 준설시를 위한 선체 고정용 스퍼드(spud) 2개가 있다.

② 오니준설선(汚泥浚渫船)

해저 오니(汚泥)를 준설하기 위하여 고함니율(高含泥率)로 오탁발생을 최소화 할 수 있도록 개발된 각종 오니 전용 준설선이 있다. 이들은 대부분 별도의 굴착력을 필요로 하지 않으므로 펌프 준설선의 커터대신 오탁확산을 막는 장치, 오니를 크게 교란시키지 않고 석션헤드로 흡입할 수 있게 하는 장치들이 장착되어 준설대상지역의 여건에 따라 적절히 선택하여 사용할 수 있다. 준설된 오니는 고화방법으로 벽돌(오니케익)모양의 고체형상으로 하여 필요한 현장에 재활용하는 기술이 개발되고 있다.

(7) 선종별 준설심도

준설선의 선종별 준설심도를 예시하면 참고 표 (2-4)와 같다.

참고 표 (2-4) 선종별 준설심도

선 종	규 격	최소준설심도(m)	최대준설심도(m)
1) 그래브 준설선	**그래브 용량**		
소 형	3㎥ 이하	1	제한 없음
중 형	3~6㎥	1.5	제한 없음
대 형	6㎥ 이상	2	제한 없음
2) 버킷 준설선	**버킷 용량**		
소 형	0.3㎥ 이하	5	12
중 형	0.3㎥~0.6㎥	7.5	19
대 형	0.6㎥ 이상	10	40
3) 펌프 준설선(자항선)	**호퍼용량**		
소 형	1,500㎥ 이하	5	15
중 형	1,500~4,000㎥	7	20
대 형	4,000㎥ 이상	9	35/80
4) 펌프 준설선(비항선)	**송토관 직경**		
소 형	400㎜ 이하	1	9
중 형	400~800㎜	1.5	17
대 형	800㎜ 이상	2	30
5) 디퍼 또는 백호 준설선	**버킷 용량**		
소 형	2㎥ 이하	2	8
중 형	2~5㎥	2.5	11
대 형	5㎥ 이상	3	25

(주) 1. 스퍼드가 있는 준설선의 최소 준설심도는 스퍼드 연장에 의해서 3~4m까지 연장 조절될 수 있다.

2. 바지로 준설토를 운반하는 준설선의 작업은 준설선의 순 흘수보다 운반선의 적재 시 흘수에 제한을 받는다.

3. 80m심도의 준설은 특수 제작된 대형 호퍼준설선에 의해서만 가능하다.

2-4-2 암 준설(岩 浚渫)

준설계획지역의 지반이 단단하여 일반 준설선으로 준설을 할 수 없는 경우나, 구조물이 인접하여 발파방법(發破方法)을 사용할 수 없는 경우 쇄암선에 의하여 암반을 파쇄한 후 준설한다. 또 쇄암선에 의한 방법으로 암반이 파쇄 되지 않는 단단한 지반의 준설은 화약을 사용하여 암반을 발파하는 방법으로 소요 계획심도까지 준설 한다. 화약을 사용하여 준설하는 경우 화약의 취급은 관계법규에 따라 안전조치를 취해야 한다.

[참 고]

암 준설은 쇄암선이나 발파공법으로 암반을 파쇄한 후 파쇄암을 준설선(그래브, 디퍼 또는 백호 준설선)으로 준설하여 토운선에 적재한 후 예인선으로 투기장까지 운반하여 투기한다.

(1) 쇄암준설

쇄암선은 중추식(重錘式)과 충격식(衝擊式)이 있으며, 중추식은 쇄암선의 중앙이나 선수에 쇄암봉(碎岩棒)을 매달아 가이드를 따라 2~3m 높이에서 중량이 10~30t 인 쇄암봉을 준설위치에 자유낙하시켜 그 충격으로 암반을 파쇄 한다. 충격식은 충격해머를 준설위치에 내려놓고 로크해머(rock hammer)를 작동시켜 반복 타격으로 암반을 파쇄 한다. 쇄암선의 규격은 쇄암봉의 중량을 말하며, 주로 중추식이 많이 사용되고 쇄암봉의 모양은 일자문형, 환봉형, 십자형 등이 있으며 일자문형이 많이 사용된다.

(2) 발파준설

쇄암선으로 암반이 파쇄 되지 않는 단단한 지반(암반)에서는 화약을 사용하여 암반을 폭파하여 소요심도까지 암반을 파쇄 하는 방법으로, 장약방법에 따라 표면발파(表面發破)와 천공발파(穿孔發破)로 분류하고 있다. 화약류를 사용하게 되므로 화약류 사용허가, 취급보안책임자 선정 등의 관련법규를 준수하여야 한다. 표면발파는 지형 및 주변여건에 따라 시행여부를 판단하여야 하며, 지형지물을 이용한 초기 단계에서는 가능하나 계속되는 경우 일반적으로 천공발파에 의하여 암파쇄를 하게 된다. 천공발파의 경우 천공 방법, 천공 지름, 천공 깊이, 천공 간격, 장약량, 발파시간 등 발파 방법을 확인하고 발파후의 현장정리 등에 대한 세심한 주의가 요망된다. 특히 발파전후의 안전관리에 유의하여야 한다.

2-4-3 오니준설

지형상 차폐되어진 항만은 해수순환의 어려움으로 주변 하천의 생활하수나 배후 산업단지에서 유입되는 오수 등이 침전되어 수질 및 저질이 오염되기 쉽다. 이러한 항만 수역에 대한 준설 시에는 원지반의 오염실태(해수 및 저질)를 조사하고 적절한 준설 및 처리방법을 강구하여야 한다.

[참 고]

오염이 예상되는 해역에 대해 준설계획을 수립 시에는 다음과 같은 사항을 고려하여야 한다.

(1) 준설대상지의 수질, 저질오염 현황 조사
(2) 준설범위, 준설심도, 준설량 결정
(3) 준설방법 결정
(4) 준설 오니(汚泥)의 처리방법 결정

(5) 준설에 따른 주변 영향검토 등

오염된 해저 준설토의 준설계획 수립 시에는 관련법령에 따라 오염정도를 조사한 후 적절한 준설토의 처리 방법에 따라 처리하여야 하며, 수저준설토사 유효 활용기준을 충족할 경우는 해수욕장의 양빈, 습지 등 해안의 복원, 인공섬의 조성, 어장개선사업, 항만시설 또는 어항시설의 공사용 재료로 활용할 수 있다.

2-4-4 토질별 준설선 선정

준설선의 능력은 준설방법 뿐 아니라 흙 입자의 크기와 토질의 상태에 따라 크게 다르다. 토질조건은 준설토의 N값 및 압축강도 등으로 표시하고 있으며 토질별 적합한 준설선을 선정하여야 한다.

[참 고]

토질조건과 N값을 고려하여 준설선종을 결정하는 경우 일반적으로 참고 표 (2-5)를 참고로 한다. 토질조건으로 준설선종을 선정할 때에는 2종 이상의 형식을 비교하여 선정하는 경우가 많은데, 이때에는 준설선의 투입이 가능한 범위 내에서 공사비를 비교 검토하여 선정한다.

참고 표 (2-5) 토질별 준설 선종적용

토질			적용선종			
분 류	상 태	N치	펌프	그래브	디퍼 (백호)	쇄암
점토질토사	연 니	4 미만	P	G		
	연 질	4~10 미만				
	보통질	10~20 미만				
	경 질	20~30 미만				
	최경질	30~40 미만		(G)	D	쇄(碎)
	극경질	40~50 미만				
모래질토사	연 질	10 미만	P	G		
	보통질	10~20 미만				
	경 질	20~30 미만				
	최경질	30~40 미만		(G)	D	쇄(碎)
	극경질	40~50 미만				
자갈섞인 점토질토사	연 질	30 미만		(G)		
	경 질	30 이상		(G)	D	쇄(碎)
자갈섞인 모래질토사	연 질	30 미만		(G)		
	경 질	30 이상		D	D	쇄(碎)
암 반	연 질	40~50 미만		(G)	D	쇄(碎)
	약간연질	50~60 미만				
	보통질					
	경 질					
	최경질					
자 갈	느슨한 것			G		
	다져진 것				D	

(주) ① P : 펌프 준설선, G : 그래브 준설선, D : 디퍼 준설선, 쇄 : 쇄암선
② (G) : 쇄암 또는 발파후의 준설적용선종

2-4-5 준설선의 선단구성(船團構成)

준설선을 효율적으로 가동하려면 준설, 운반, 투기의 전 과정이 유기적으로 이루어지도록 적절하게 선단구성을 하여야 한다.

[해 설]

준설선의 선단구성은 직접준설작업을 시행하는 준설선을 모선(母船)으로 하고, 부속선과 지원선으로 구성하여 효율적인 작업이 이루어지도록 하여야 한다. 준설공정은 준설, 운반, 투기가 서로 균형 있게 반복하여 이루어져야 하므로, 모선은 준설(터파기)을 하고 부속선으로 준설토를 운반, 투기하는 토운선과 예인선을 사용하는 등, 계획 준설량을 소정의 공기 내에 완공하려면 선단 내 장비간의 능력이 서로 균형을 이루고, 유기적으로 안전한 선단구성이 이루어져야 한다. 모선과 부속선 이외에 지원선으로는 양묘선(揚錨船, 앵커바지 : anchor barge), 측량선, 연락선 등이 있으며 이들을 조합하여 선단으로 구성한다.

[참 고]

선단구성은 준설선의 종류에 따라 구성내용이 다르다. 선단구성이 적절하게 균형을 이루지 못하면 준설선(모선)의 대기를 초래하게 된다. 이렇게 되면 준설능률이 저하되고, 공사원가가 상승되며, 계획공정에 차질이 생길 수 있으므로 모선 가동률을 최대화할 수 있도록 선단구성을 할 필요가 있다. 준설선종별 구성선단의 예는 다음 각 표와 같다.

참고 표 (2-6) 비항 펌프선의 선단구성

준 설 선	부속 선단		부속기계 기구			기 타
비항펌프준설선	예인선	양묘선	부함	송토관	고무조인트	연락선

참고 표 (2-7) 그래브 준설선의 선단구성

준 설 선	부속 선단			기 타
그래브 준설선	예인선	토운선	양묘선	연락선

참고 표 (2-8) 디퍼 및 백호준설선의 선단구성

준 설 선	부속 선단		기 타
디 퍼 선	예인선	토운선	연락선

참고 표 (2-9) 쇄암선의 선단구성

준 설 선	부속 선단		기 타
쇄 암 선	예인선	양묘선	연락선

2-5 준설토 투기장 선정과 투기방법

2-5-1 준설토 투기장 선정

투기장의 위치는 준설을 능률적이고 경제적으로 시행할 수 있도록 선정하여야 한다.
선정 조건은 다음과 같다.

(1) 준설구역과 투기장간의 거리와 경로
(2) 투기장의 넓이와 수심
(3) 투기구역의 기상과 해상
(4) 투기구역에서의 투기토사의 안전성(표류 유무, 확산정도 등)
(5) 어업 및 기타 보상 문제
(6) 매립계획과의 관련성
(7) 투기장 인허가 등

[해 설]

준설토 투기장은 투기장의 이용 용도에 따라 투기방법이 다를 수 있고, 준설토를 외해에 투기 시 투기위치에 대한 인허가를 사전에 받아야 하는 등 환경성 영향과 예상되는 피해 및 보상 소요여부에 대해서도 충분한 검토가 이루어져야 한다.

[참 고]

(1) 준설구역과 투기장간의 거리와 경로
가능하면 투기장 거리는 경제적인 면을 고려하면 준설구역에서 가까워야 한다. 그러나 투기로 인한 영향을 고려하면 단순히 가까운 위치에 투기장을 선정할 수 없는 경우가 있고, 이에 따라 투기장까지의 거리와 경로에 대한 기상·해상의 선박 통항 상황을 검토하여야 한다.

(2) 투기장의 넓이와 수심
준설토의 투기는 예인선에 의한 토운선이 주로 동원되며, 토운선 항행과 투기 시 토창(土艙)의 문비(門扉)를 개폐할 때 필요한 충분한 수심이 있어야 한다. 투기장이 넓으면 토운선을 완속으로 운항하면서 투기할 수 있으므로 능률적으로 투기를 할 수 있으나 투기장이 좁을시 토운선 운영이 비효율적이므로 배사관 송토 투기방법을 검토하여야 한다.

참고 표 (2-10) 토운선의 흘수와 투기장의 소요 수심

용 적(㎥)	흘수(m)	소 요 수 심(m)		
		저 개 식	측 개 식	상자형(대선)
90	0.6～3.3 1.1～2.0	2.0～3.5	1.4～2.5	1.6～1.7
200	0.3～2.8 0.6～2.4	0.8～7.0	1.5～4.5	2.6
400	0.9～3.0 2.7～3.0	2.5～5.0	3.0	2.0～3.0
800	0.9～3.0 2.7～3.0	2.8～8.0		3.3
1,500	2.8～3.9	4.0～4.5		4.5
3,000	4.0～4.1	4.0		
5,000	1.3～4.0			0.8～5.1
6,000				6.7

(3) 투기구역의 기상과 해상 및 보상 문제

기상은 안개, 강우, 바람, 해상은 파랑, 조류 등으로 인하여 운항(운반)은 물론, 투기가 불안정하면 투기된 토사의 유실, 확산으로 예상치 못한 보상문제 등이 야기될 수 있으므로, 이로 인한 공기지연, 경제적인 손실을 방지할 수 있도록 사전에 충분히 조사하여 대처할 필요가 있다.

(4) 매립계획과의 연관성

외해투기가 환경여건상 제약을 받고, 상당히 먼 거리에 투기하여야 할 상황이 되면, 외해투기 비용이 가중되어 인근지역에 투기장 건설을 하고 투기하는 방안이 경제적일 수가 있다. 투기장 건설은 장차 조성되는 토지의 이용으로 전체사업 원가 절감도 가능하다. 준설위치와 매립위치가 멀리 떨어져 있을 경우는 자항식 펌프 준설선(trailing suction hopper dredger)에 의한 준설, 매립이 환경적으로나, 경제적으로도 유리할 수 있다.

(5) 투기장의 인허가

준설 및 준설토의 투기는 “공유수면 관리 및 매립에 관한 법률”, “해양환경관리법” 등이 정하는 바에 따라 해역이용협의, 폐기물 배출해역지정 등 인·허가를 받은 후 투기하여야 한다.

2-5-2 준설토의 투기방법

준설토는 적절한 투기방법을 강구하여 투기하여야 한다.

[참 고]

준설토의 투기방법은 선종별로 다음의 참고 표 (2-11)과 같은 투기방법이 있다.

참고 표 (2-11) 준설선별 준설토 투기방법

준설토의 투기방법	준설선과 준설토의 투기방법
준설토를 외해에 투기할 때	비항: 버킷 준설선, 디퍼, 백호 준설선, 그래브 준설선, 펌프 준설선 / 자항: 버킷 준설선, 펌프 준설선, 그래브 준설선 → 자항토운선, 예인선 및 비항토운선
준설토를 매립에 이용할 때	비항 펌프 준설선 → 직접 송토, 중계펌프선(비항 펌프 준설선 이용 또는 중계전용 펌프선), 중계펌프, 대형 샌드캐리어 등 (자항, 토창 보유) / 자항 펌프 준설선 → 직접 송토, 중계펌프선 (비항, 토창 보유), 중계펌프
준설토를 일정장소에 투기한 뒤, 별도의 준설방법으로 이를 다시 매립에 이용하거나, 다른 지점에 투기할 때	준설토를 외해에 투기할 때와 같음 → 준설토를 외해에 운반투기, 준설토를 매립에 이용

제 3 장 매 립

3-1 일반

매립계획을 수립할 때에는 매립지와 토취장 및 준설위치에 대한 지반, 해상·기상조건을 사전에 충분히 파악하고, 매립지의 사용목적, 사용시기, 매립지반고 등을 고려하여 구조적으로 안전하고 경제적인 매립방식을 결정하여야 한다.

[해 설]

매립은 일반적으로 임해지역에 부지확보를 목적으로 하여 연안 해면이나 하천, 호소(湖沼) 및 저습지(低濕地)의 공유수면 상에 용지를 조성하는 것으로 볼 수 있다. 항로나 박지의 준설토사를 매립토사로 이용하는 매립방법과, 부지확보를 위하여 별도의 토취장에서 토사를 채취하여 매립토로 사용하는 매립방법이 있으며, 매립용 토사를 채취한 후의 토취장도 이를 정리하여 용지로 이용하는 방법 등이 있다. 매립지가 공유수면인 경우는 “공유수면관리 및 매립에 관한 법률” 등의 관련법이 정하는 바에 따라 매립면허 및 실시계획 인·허가 등을 받아 시행하게 된다. 공유수면 내에 어업권, 광업권 등이 존재한다면 이 권리를 보상하여야 하므로, 계획지역의 사전 조사 시 필요한 내용을 조사하여 관련법규가 정하는 바에 따라 보상방법, 보상금액 등 사업주와 사전협의가 이루어져야 한다.

[참 고]

(1) 공유수면의 정의

공유수면(公有水面 : public water area)은 바다, 바닷가 및 하천·호소(湖沼)·구거(溝渠), 그 밖에 공공용으로 사용되는 수면 또는 수류(水流)로서 국유인 수면을 말한다.(공유수면 점용·사용에 의한 공유수면이 하천법, 소하천정비법, 농어촌정비법, 항만법, 어촌·어항법의 적용 또는 준용을 받는 구역일 경우에는 공유수면관리 및 매립에 관한 법률을 적용하지 아니하고 각각 해당법에 적용을 받는다.)

(2) 공유수면 업무의 인·허가 처리

공유수면 매립의 인·허가는 “공유수면 관리 및 매립에 관한 법률”의 규정에 따라 인·허가를 받고 공사를 시행하여야 한다.

3-2 매립조건 조사

매립공사의 계획을 수립할 때에는 다음 사항을 고려하여 필요한 조사를 하여야 한다.

(1) 매립지 조사

① 원지반의 토질

② 매립지의 수심 및 지반고

③ 매립 계획고

④ 매립지의 사용목적과 사용 시기

⑤ 매립토량과 면적

(2) 토취장 조사

① 토질

② 토량과 면적

③ 위치

④ 운반경로와 운반방법

[참 고]

(1) 매립지 지반처리

매립지는 매립 후 사용목적 및 용도에 따라 필요한 지내력을 가져야 한다. 원지반과 매립토사가 양질이 아닐 경우에는 지반의 침하가 발생하고, 지반침하는 원지반의 침하와 매립토사의 압밀침하도 고려되어야 하므로, 침하에 대비할 필요가 있다. 특히 항로나 박지의 준설토사가 연약토사일 경우, 매립지의 지반처리 대책을 검토하여야 한다. 일반적으로 시행하고 있는 처리방법은 다음과 같다.

① 매립지의 이용계획이 수립된 조기 활용지역은 사질토나 경질토(硬質土)로 매립하고, 사용시기가 늦을 경우 연질토로 매립하는 등, 사용 시기에 맞게 매립토질을 선정할 수 있다.

② 준설토의 대부분이 점성토인 경우 매립지표층은 차후 지반처리용 장비의 출입 등 작업이 가능한 수준의 지지력을 갖도록 우선처리하거나, 적정두께를 양질토로 매립한다.

③ 매립지 표층의 연약점성토를 적정두께의 양질토사로 환토한다.

④ 배수공법 등의 지반처리공법을 적절하게 시행한다. 또한 매립공사 중 매립토사가 구역 외로 유출될 염려가 있는 경우, 이를 방지하기 위하여 매립외곽호안에 차수공이나 필터공을 설치한다.

(2) 매립 계획고

일반적인 매립지반고는 약최고고조위에 여유높이를 계상하고 매립지내의 배수, 기타조건을 고려하여 결정한다. 또한 인근의 지반고와의 관계를 조사하고, 지반이 연약한 경우에는 매립완료후의 예상침하량을 산정하여 매립고를 높게 시공하고, 침하상태를 계측관리(計測管理)하여 장기침하에 대비하여야 한다.

(3) 구조물 지반처리

호안, 방파호안, 접속호안 및 매립에 수반되는 구조물의 기초지반처리는 일반적으로 원지반상에 시설하게 되므로 매립지 이용 시의 하중조건 등을 고려하여 적절한 기초지반처리를 고려한다.

3-3 매립토량 산정

매립계획 시 시공토량은 다음 식으로 계산한다.

$$V = \frac{V_0}{P}$$

여기서, V : 매립시공토량(㎥)

V_0 : 매립전체토량(더 돋기 포함)(㎥)

P : 펌프 준설선에 의한 경우 매립토사의 평균 유보율(留保率)

[참 고]

(1) 침하량

침하량은 원지반의 침하량과 매립토사의 침하량을 합산한다.

원지반의 침하량은 원지반 토사의 역학적 성질에 따른 침하량을 산정하고, 매립토사의 침하량은 매립지의 이용하중을 고려한 매립토사의 자중압밀, 압밀침하량을 고려하여 정하는 것이 바람직하며, 부득이한 경우 또는 예비조사인 경우는 매립토사의 두께에 다음의 율을 적용할 수 있다.

사질토 : 층 두께의 5% 이하

점성토 : 층 두께의 20% 이상

사질토와 점성토의 혼합 : 층 두께의 10～15% 정도

(2) 유보율(留保率)과 유실율(流失率)

펌프 준설선으로 송토하여 매립하는 경우의 유보율과 유실율은 참고 표 (3-1), 참고 표 (3-2)를 참고할 수 있다. 다만, 유보율은 매립토사의 입경(粒徑), 집수정(集水井)과 여수토(餘水吐)의 위치와 높이, 배수구로 부터의 거리, 매립면적 등에 따라 차이가 있고, 해양환경 보전상 매립지로부터의 토사유실은 인근수역을 오탁시키게 되므로 이를 피하여야 한다.

참고 표 (3-1) 토질별 유보율

토 질	유보율(%)
점토 및 점토질 실트	70이하
모래 및 사질실트	70~95
자 갈	95~100

참고 표 (3-2) 입경별 유실율

입경(㎜)	유실율(%)	입경(㎜)	유실율(%)
1.2이상	없음	0.3～0.15	20～27
1.2～0.5	5～8	0.15～0.075	30～35
0.6～0.3	10～15	0.075이하	30～100

3-4 매립지 호안구조물

3-4-1 일반

매립지 호안구조물은 “항만법” 및 “어촌·어항법”에서 기본시설인 외곽시설에 포함된다. 매립호안은 외해에 시설되는 경우 파랑의 영향을 직접 받으므로 방파호안(防波護岸)의 기능을 유지하여야 하고 내해, 내만 및 항내에 시설되는 경우는 단순히 매립지 배후지의 토압을 주로 받는 토류벽구조물(土留壁構造物)이다. 선박을 계류하는 계류시설 겸용 호안인 경우는 계류시설 역할을 하도록 시설되어야 한다. 이처럼 호안구조물의 설계 시에는 구조물의 역할 및 목적에 맞도록 제반여건을 충분히 조사, 계획, 검토하여 적절한 기능을 갖고 안전한 구조물이 되도록 설계하여야 한다.

3-4-2 호안구조물의 분류

매립공사용 호안구조물은 시설위치와 이용목적 등에 따라 용도에 맞는 구조로 설계하여야 한다.

[참 고]

일반적으로 분류하면 매립용 호안, 외해에 면한 경우의 방파호안, 계류시설을 겸용하는 경우의 계선호안, 시설물과의 접속되는 구간인 경우 접속호안, 호안이 다른 계획에 의하여 장차 매몰되거나 철거될 경우의 임시구조물인 경우 가호안, 대단위 매립공사 시 매립지를 부분적으로 분할하여 조기사용을 목적으로 하는 경우의 호안구조물은 흙막이용 가토제 또는 임시호안 등으로 분류할 수 있다. 호안구조물은 사용목적 및 용도에 따라 외곽시설의 방파제, 호안 등의 구조물 설계기준을 참고로 하고, 계류시설을 겸하는 경우는 계류시설의 설계기준에 준하여 설계하게 된다.

3-5 부대시설

3-5-1 집수정과 여수토(overflow weir)

> 집수정과 여수토는 투기장내 준설수 및 우수를 제체 바깥으로 배수시키는 구조물로서 토사유실 방지 및 배수 시 오탁수 배출을 최소화하여 외해 수질에 영향이 없도록 시설을 설치하여야 한다.

[참 고]

펌프 준설선에 의한 매립 시는 함니율(含泥率)이 10~15%로서 물이 85~90% 함유(含有)되어 물은 매립지 밖으로 배출시켜야 하므로, 토사를 제외한 물만을 배출시키기 위한 집수정을 시설하고, 물을 월류(越流 : over flow)시키는 시설로 여수토를 시설하여야 한다.

(1) 집수정과 여수토의 시설위치

집수정과 여수토의 위치는 다음과 같은 사항을 고려한다.

① 준설수 배수 시 발생될 수 있는 해양환경에 되도록 영향을 주지 않는 곳으로 정한다.

② 여수토 형식에 따라 적절한 지반조건을 갖추어야 한다.

③ 외해의 파랑이나 조류의 영향이 적어야 한다.

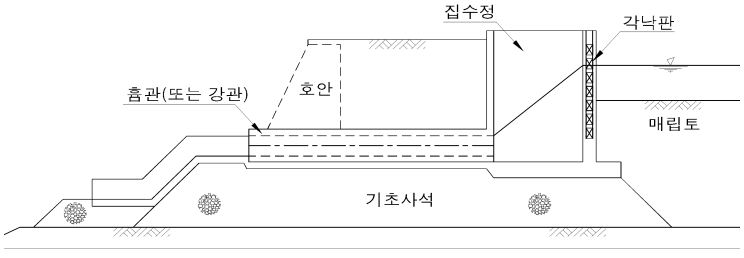
④ 여수토 위치는 배사관 출구로부터 멀리 떨어지게 하며 배송되는 준설토의 침강거리를 길게 함으로써 준설 오니중 함유된 토립자를 완전히 침강시켜 가능한 준설토의 유실이 최소화되도록 계획한다.

(2) 집수정 및 여수토의 규격 및 구조

집수정의 규격, 여수토의 배출 용량은 준설선의 능력과 투입척수, 토질, 매립면적을 고려하여 결정한다. 집수정의 구조는 일반적으로 철근콘크리트 구조로 하고 물만이 월류(越流)되도록 물이 흘러나가는 방향에는 각낙판(角落板, 또는 콘크리트판)을 쌓아 올리면서 월류 높이를 조정하고, 집수정에서 월류된 물이 외부로 유출되면서 작용하는 유속에 견디도록 토출구(吐出口)에 감속시설(減速施設)인 여수토(餘水吐 : overflow weir)를 시설한다. 토출구의 배관은 흄관이나 강관(펌프 준설선의 송토관)을 이용하는 경우가 있고, 여수토는 유속에 대한 안전을 고려하여 잡석 등으로 밑다짐을 하고 콘크리트구조나 사석으로 축조한다. 집수정은 일반적으로 저조면(低潮面)보다 높게 시설한다. 집수정과 여수토는 구조형식과 월류 방식에 따라 월류식, 관로매설식, 맨홀식 등이 있으며 투기장의 규모, 투기장 호안 형식에 따라 적합한 구조형식을 적용하여야 한다.

(3) 여수토의 규모 및 수량

여수토의 규모와 수량은 준설수에 의한 유출량(㎥/hr)과 우수에 의한 유출량(㎥/hr)을 비교·검토하여 결정하여야 한다.



참고 그림 (3-1) 집수정과 여수토 단면(예)

3-5-2 오・배수시설(汚・排水施設)

배수시설은 매립지내의 우수처리 시설로서, 매립지내 강우량과 인근에서 흘러 들어오는 빗물을 합하여 배수계획을 수립하고, 적정한 시설(box 또는 흄관 등)을 하여야 하며, 오수시설은 매립지의 장래 이용계획에 따라 필요한 오수처리시설을 계획하여 매립지 부지조성 공사 시 반영할 필요가 있다.

3-5-3 송토관의 배치

매립토사가 전 구간에 균질의 토층이 형성되도록 하기 위하여 매립지의 송토관의 배치와 거리를 조정하여 관리에 유의하여야 한다.

[참 고]

송토관은 해상관과 육상관으로 구분되며 준설선의 선미관에서 해상관의 마지막 부함까지를 해상관이라 하고, 해상관 종점인 마지막 부함에서 육상부에 부설된 송토관로를 모두 합하여 육상관이라 한다. 해상관은 부함 위에 올려놓은 해상시설관과 항로나 박지를 가로질러 부설할 경우 선박운항에 지장을 주지 않기 위한 해저시설인 침설관(沈設管)이 있다. 육상관은 주로 매립지내 호안위에 부설되며, 호안내측의 수면 위 가대(架台 : 목재 또는 가마니 쌓기) 위에 시설되기도 한다. 육상관은 간선(幹線 : 주로 해상관)에서 육지부에 시설되며, 송토관 배치 시 Y형 또는 T형의 분기관(分岐管)을 연결하고 분기관에서 지관(枝管)을 일정한 간격으로 배치하여 준설토의 토층이 균등하게 매립되도록 관리하여야한다.

3-5-4 물막이 공사

매립공사(또는 간척공사)에서는 물막이 공사(最終締切工事)가 가장 중요한 공종이므로 물막이 공사는 면밀한 계획을 수립한 후 시행하여야 한다. 물막이 공사를 원활히 수행하기 위하여 다음사항에 대한 검토가 필요하다.

(1) 위치 선정
(2) 통수단면의 산정
(3) 조류속의 검토(조류 속에 견디는 물막이재료 규격 계산)
(4) 일정 및 시공계획 수립(기상, 해상자료 분석, 소조기 조사 검토 등)
(5) 기자재 확보(중장비 동원계획, 물막이 소요 자재확보 등)
(6) 물막이공사 시행(1차 계획 : 단시간 내 소조위까지 시공, 2차 계획 : 중조위에서 대조위까지 시공)
(7) 사후점검 및 유지관리

[해 설]

(1) 위치 선정

물막이공사시는 조류속이 가장 빠르기 때문에 빠른 조류 속에 견디는 적절한 기초지반조건과 조류속에 의하여 피해를 받을 수 있는 범위, 기자재 운반경로 및 수단 등의 제반조건을 충분히 검토 한 후 물막이공사의 위치를 선정한다.

(2) 통수단면의 산정

① 물막이 구간의 유속 산정

물막이 구간의 내조지(內潮池)넓이, 물막이구간 개구부(開口部)의 폭과 길이, 내측 해수위와 조석과의 관계 등을 고려하고, 소조(小潮), 중조(中潮), 대조기(大潮期)별 물막이 구간의 시공계획 폭에 대한 유속을 산정하여 유속별 대안을 강구한다.

② 내·외 수위차(內·外 水位差)에 의한 유속산정

물막이 구간은 조석현상에 의한 내·외 수위차가 생기며, 창조 시에는 외측에서 내조지 방향으로, 낙조 시에는 내조지에서 외측으로 유속이 흐르므로 이들에 대한 유속을 산정한다.

③ 조류 속에 대한 안정성 검토

물막이공사에서의 최대유속은 4~7m/sec정도로 빠르기 때문에 물막이 구간은 이런 유속에 견디는 중량물로 시공되어야 하며, 현장 인근에서 생산되는 사석의 개당 중량이 부족할 경우 콘크리트 블록의 제작이나 돌망태 형태로 중량물을 만들어 사용하여야 한다. 소요중량 산정에는 유속에 따른 여러 가지 공식이 있으며, 대표적으로 소개하면 ①네덜란드의 간이공식, ②isbash식, ③shield식, ④기타 공식과 도표에 의한 중량결정 방법 등이 있다. 설계 시 바닥보호공(sill)의 표고 및 물막이 폭의 결정은 소·중·대조기의 조석·조류조건과 시공량 및 속도 등을 고려하여 단면을 순차적으로 산정한다.

④ 물막이 재료의 규격 산정

물막이 재료의 규격은 물막이공사시 작용하는 유속에 견딜 수 있는 재료의 규격을 산정하는 것으로서, 일반적으로 재료의 크기와 중량은 다음의 각 식으로 계산한다.

가. 상고(apron) 재료의 크기 결정(농지개량사업계획 설계기준 해면 간척편 참조)

$$dm \geq \frac{0.5}{\triangle} \times \frac{V^2}{2g}$$

여기서, dm : 재료의 평균지름(m)

V : 유속(m/sec)

△ : 재료의 상대밀도

$$= \frac{\rho s - \rho \omega}{\rho \omega}$$

나. 점축식에 의한 물막이 재료의 크기 결정(미 해안침식국 제안식, 본 설계기준 참조)

$$W = \frac{\pi \times \gamma_\gamma \times V^6}{48 \times y^{6\times} g^3 \times (S_\gamma - 1)^3 \times (\cos\ \theta - \sin\theta)^3}$$

여기서, W : 재료의 최소중량

S_γ : 재료의 비중 $(\frac{\gamma_\gamma}{\gamma_w})$

g : 중력가속도(9.8m/sec)

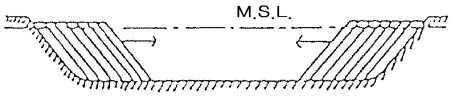
y : isbash 정수(파묻혀 있는 돌 : 1.2)

γ_γ : 재료의 상대비중(t/㎥)

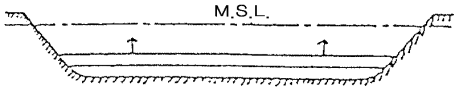
V : 사석 상면에서의 유속(m/sec)

θ : 사면의 기울기(°) → cot θ = 2.0

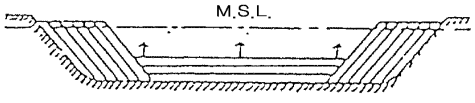
일반적으로 시행하는 물막이공사의 공사방법은 점축방법(deep sill-sub critical method)와 점고방법(high sill-critical flow method) 그리고 점축과 점고의 복합방법(사석, 돌망태, 케이슨 등)이 있다.(해설 그림 (3-2) 참조)



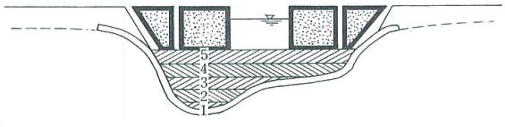
(1) 점축 방법



(2) 점고 방법



(3)-a 복합 방법(사석,돌망태) 이용)



(3)-b 복합 방법(케이슨) 이용)

해설 그림 (3-2) 물막이공사 방법

(3) 물막이 단면의 안정성 검토

물막이공사 단면은 물론 호안단면 제체에 대하여도 활동, 전도, 원호활동 파이핑현상 및 지반세굴에 대한 안정성 검토를 하여야 한다.

3-6 매립토사의 매립방법

매립공사에서의 토사매립방법은 일반적으로 다음의 방법으로 시행할 수 있으며 제반여건에 따라 적절한 매립방법을 선택한다.

(1) 펌프식 준설선으로 토사를 매립지로 직접 송토하는 방법

(2) 버킷 준설선, 디퍼·백호 준설선, 그래브 준설선 등으로 준설하여 토운선 등에 의한 운반으로 매립지내에 투기하거나, 일정한 포킷에 사토한 후 펌프 준설선으로 재 송토하는 방법

(3) 육상의 토취장이나 육상에서 발생하는 토사로 매립하는 방법

3-7 매립지 사후관리

3-7-1 일반

준설토로 매립된 투기장은 부지조성 사업을 통하여 항만부지로 개발, 활용되고 있으나, 부지조성 사업이 장기간 지연 시에는 호안시설물의 침하 및 변형에 따른 안정성 저하와 매립 준설토에 함유된 유기물질의 부패와 염수의 담수화 영향으로 인한 유해 곤충의 방제에 대한 적절한 대책을 강구하여야 한다.

[참 고]

매립지의 사후관리방안은 호안시설물의 관리와 해충방제 관리로 구분할 수 있으며, 호안시설물의 관리기간은 호안이 축조 완료되는 준공시점부터 부지조성공사 착공 전까지이며, 해충방제 관리기간은 준설매립토의 투기시점부터 매립지 부지조성공사 착공 전까지로 설정 가능하고 이 기간에 대해 매립지 사후관리 계획을 수립한다.

3-7-2 매립지 호안시설물 관리

호안시설물은 매립지의 부지조성 공사 전까지 안전성을 확보하기 위해 다음과 같은 검토가 이루어져야 한다.

(1) 호안에 대한 주기적인 침하 및 변형에 대한 모니터링 시행 및 분석

(2) 제체 안정성 검토 및 유지관리 방안 구상

[참 고]

일반적으로 매립지 호안시설물은 압밀 침하나 태풍 및 파랑 작용, 매립지 내측 수위상승의 영향으로 지속적으로 변형됨에 따라 호안 안정성 저하가 우려되므로 장기적인 방치 시에는 주기적인 모니터링을 시행하여 호안 안정성 확보를 위한 대책을 강구하여야 한다.

3-7-3 유해 곤충 방제 관리

해저 준설토로 매립된 투기장은 준설토에 함유된 유기물의 부패와 높은 염도 조건에 의해 유해곤충의 발생이 예상되므로 인근 해충발생 사례분석 및 발생원인을 검토하여 매립지에 대한 해충 방제 방법 및 관리 대책을 수립 하여야 한다.

[참 고]

준설토 투기장은 유기물이 다량 함유된 준설토가 고립되어 있고 기온상승 등의 환경조건 변화에 따라 해충발생 여건이 조성되고, 염도가 높은 특별한 환경이 조성되면 해충이 집중적으로 발생되어 인근주민 생활에 피해를 줄 수 있으므로 매립지 부지조성 개발계획 시기를 고려하여 유해 곤충의 방제에 대해서도 검토가 필요하다.

유해곤충의 발생은 준설토의 함유 유기물 성분과 토성치, 준설토 매립지 방치기간, 기온, 염도 등이 중요 인자로서 매립지의 부지조성계획이 불투명하거나 장기화 우려가 있을 경우 해충방제에 대하여 대책을 마련할 필요가 있다. 해충방재의 대책으로는 서식환경을 제거하는 물리적 방법, 약품살포로 유해곤충을 박멸하는 화학적 방법, 미생물 제제 및 천적을 이용하는 생물학적 방법이 있다.

참고 표 (3-3) 해충방제 대책 종류

관리 지침	해충방제 대책
물리적 방제	• 표층처리 배수공법
	• 표면복토 및 고화처리공법
	• 우수 및 오염원 유입 차단 등
화학적 방제	• 성충 구제제(살포잔류분무법, 공간살포법 등)
	• 유충 구제제(곤충성장억제제 등) 살포
생물적 방제	• 조류 및 어류표식성 이입의 천적관리
	• 물가파리 좀벌 등의 기생성 천적관리
	• 미생물 제제살포 등

3-8 매립지 지반개량

매립지의 지반개량은 매립지 원지반의 개량, 원지반 상부에 매립하는 매립토사의 개량으로 분류하여 검토한다. 원지반 및 매립토층 모두 이용시점에서 필요로 하는 지내력을 가질 수 있도록 침하촉진을 위한 지반개량공법을 검토하여야 한다.

[참 고]

원지반의 토질조건이 다양하고, 매립지의 활용목적에 따라서 이용시기나 하중조건도 다르기 때문에 적용할 수 있는 지반개량공법 또한 다양하며 유사한 경우도 있어, 이 모든 내용을 충분히 검토한 후 적절한 공법을 적용한다. 매립지는 일반적으로 침하에 대한 검토를 하고, 원지반이 연약한 이토 등의 토질에서는 여건에 따라 이를 제거하거나, 매립토사를 한쪽에서부터 투기하여 연악토를 후면으로 밀어 임시 이토폰트를 형성한 후, 이 부분을 별도로 개량하는 등 적절하게 처리하는 방법도 있다. 매립토층도 양질의 토사가 아니면 이용 시 침하가 발생하므로 여성을 하여 자연상태에서 압밀을 유도하는 경우도 있으나 매립지의 사용시기 및 목적에 맞도록 지반개량을 할 필요가 있다. 지반개량에 대하여는 제2편의 관련조항을 참고로 한다.

[참고문헌]

1) 건설연구원(2013), 건설공사 표준품셈, pp662～674
2) 국토해양부(2011), 항만공사 적산기준 표준사례집, pp77～120
3) 해양수산부(1993), 항만시설물 설계기준서, pp624～651
4) 해양수산부(1999) 어항공사시공관리요령, pp350～404
5) 해양수산부(2005), 항만 및 어항설계기준, pp704～735
6) 한국어항협회(1996), 어항구조물 설계기준, pp497～508
7) 한국지반공학회(2004), 준설매립과 지반환경
8) 한국지반공학회(2005), 준설매립
9) PIANC(1995), Criteria for Movements of Moored Ships in Harbours – A Practical Guide –, Report of Working Group No.21
10) Tsinker(1996), Handbook of port & harbor engineering
11) Tsinker(2004), Port engineering
12) 日本港灣協會(2007), 港灣の 施設の 技術上の 基準・同解說, pp763～810
13) 日本港灣協會(2012), 港灣土木請負工事積算基準, pp3-1-6～7

제 7 편

외곽시설(外廓施設)

제1장 총 설

제2장 방파제

제3장 기타형식의 방파제

제4장 갑 문

제5장 매몰대책시설

제6장 침식대책시설

제7장 호 안

제8장 파라핏

MINISTRY OF OCEANS AND 해 양 수 산 부

제 7 편 외곽시설(外廓施設)

제 1 장 총 설

1-1 일 반

외곽시설의 설계에 있어서는 시설의 안정성과 기능성을 평가하여 최적의 구조형식을 채택하여 배치계획을 수립하며, 당해 항만의 발전계획, 수역시설, 계류시설 및 기타 시설과의 연계기능, 외곽시설 건설 후 발생 가능한 태풍, 해일, 풍랑 등으로 인한 자연재해와 부근의 수역, 시설, 지형, 해수유동, 침수 및 배수, 기타 환경에 미치는 영향을 충분히 고려한다.

[해 설]

(1) 외곽시설이란 항만시설중 기본시설로서 방파제, 방사제, 파제제, 방조제, 도류제, 갑문, 호안 등을 말한다. 또한 폭풍 및 지진 해일대책 시설로서 제방, 수문 및 통문 등 침수 및 월파제어구조물과 배수관련 구조물이 있으며, 침식 및 매몰 대책 등 표사제어 시설로서 돌제, 잠제 등이 있다.

(2) 외곽시설 기능성 평가의 주요 내용으로는 항내의 정온확보, 수심의 유지, 해안 파괴의 방지, 폭풍해일에 의한 항내의 수위상승 억제, 지진해일(쓰나미)에 의한 항내 침입파의 감쇄와 나아가 항만시설 및 배후지를 파랑으로부터 방호하는 기능을 들 수 있다. 또한 최근에는 바다의 경관이나 시설물 이용자들이 바닷물과 가까이 하는 친수기능도 요구되고 있으므로 친수성, 환경성 등도 중요한 기능평가의 대상이 된다. 일반적으로 외곽시설은 이들 기능을 복합적으로 만족할 수 있도록 설치하여야 하는 경우가 많으므로, 시설의 복합적 기능을 발휘할 수 있도록 설계에 반영한다.

(3) 외곽시설을 건설함에 있어서는 부근의 수역, 시설, 지형, 해수유동 및 환경에 미치는 영향을 고려하여 그 배치 및 구조형식을 결정한다. 외곽시설의 구조형식과 배치계획에 따라 다음과 같은 주요 수리현상 및 환경영향이 나타날 수 있으므로 주의를 기울이고 악영향을 개선하거나 최소화할 수 있도록 대책을 강구해야 한다.

① 모래 해안 및 표사이동이 활발한 해역에 외곽시설을 설치하면 항내는 물론 그 주변 해안에 토사의 퇴적 또는 침식이 발생하는 등 우려할 만한 지형변화를 유발할 수 있다.

② 외곽시설의 건설에 따라 반사파가 발생되며, 이로 인한 파랑환경의 변화가 주변해역의 자연환경 및 시설의 이용기능을 악화시킬 수 있다.

③ 항내 측은 외곽시설에 의한 다중반사, 또는 항내수역 형상의 변화에 따른 부진동의 유발 등으로 인하여 항내의 정온도가 악화되는 경우도 있다.

④ 외곽시설의 건설에 의하여 주변해역의 조류 또는 하천류의 유출특성 등 해수유동의 특성을 변화시켜, 국소적인 수질 및 저질 환경의 변화가 초래되는 경우도 있다.

(4) 외곽시설의 배치계획 및 구조형식의 결정 등에 있어서는 1차적으로 파랑제어기능과 수리환경특성을 평가·고려하여야 하며, 필요한 경우 2차적으로 어패류, 해조류, 플랑크톤 등 해양생물의 생육장 기능을 부가할 수 있도록 생물서식환경을 고려하여 반영할 수 있다.

(5) 자연공원구역이나 문화시설 등에 접근하여 외곽시설을 설치하는 경우에는 시설의 본래 기능 외에 형상, 색채 등의 경관과 친수기능에 대하여도 배려하는 것이 바람직하다. 또한 외곽시설에 친수기능을 부가하는 경우에는 편리성, 이용자의 안전에 대한 검토가 필요하다.

(6) 외곽시설의 손상은 항내선박, 계류시설 및 배후시설의 안전에 중대한 영향을 미치게 되므로 외곽시설의 설계, 시공 및 보수·보강 시에는 안정성에 대하여 관련규정에 충족하도록 검토해야 한다.
(7) 자연재해대책법 관련규정에 의한 대상시설(방파제, 방사제, 파제제, 호안 등)은 수해내구성 강화기준과 관련, 시설물의 제반사항을 관련규정에 충족하도록 검토하여 적용해야 하다.

1-2 외곽시설의 유지관리

외곽시설은 자연환경조건 및 해당시설의 구조특성을 감안하여 필요한 기능이 발휘될 수 있도록 적합한 기준에 따라서 유지관리 해야 한다.

[참 고]

외곽시설의 안정성, 기능성 및 손상도에 대한 점검, 평가, 보수 등에 대하여는 제1편 3-3 항만시설의 유지관리를 참고한다.

제 2 장 방파제(防波堤)

2-1 설계의 기본방침

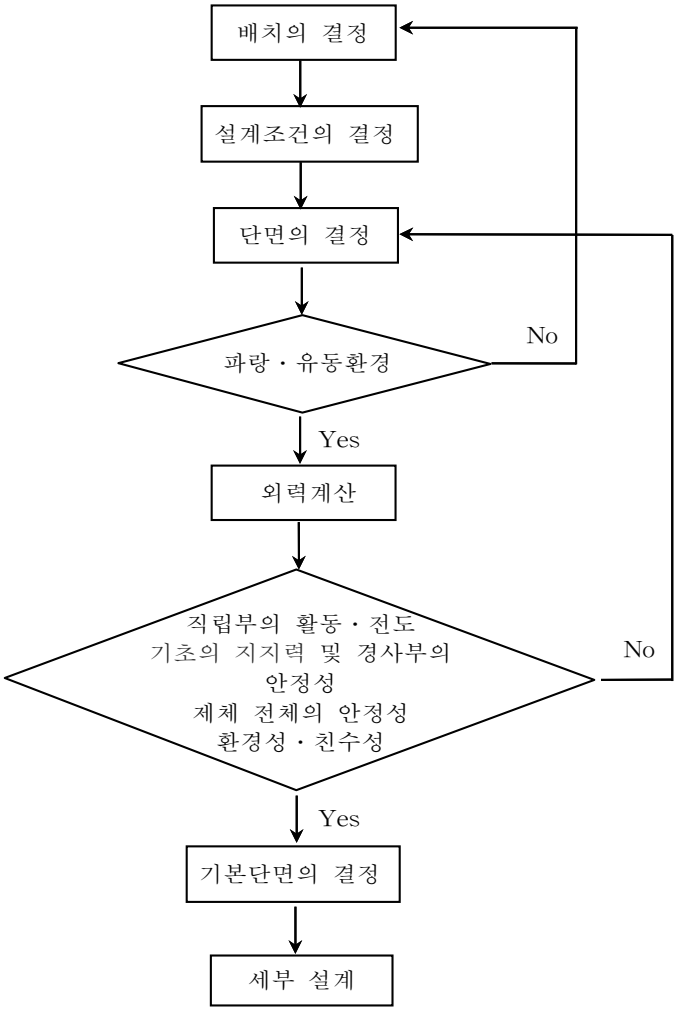
방파제의 설계에 있어서는 필요에 따라 다음 사항을 검토한다.
(1) 방파제의 배치
(2) 주변 지형에 대한 영향
(3) 주변 환경과의 조화
(4) 설계조건
(5) 구조형식
(6) 다목적사용의 유무
(7) 설계법
(8) 시공법
(9) 경제성

[해 설]

본 장에서는 직립제, 혼성제, 경사제, 소파블록피복제 등 중력식방파제에 대하여 기술한다. 기타 구조형식의 방파제를 설계할 경우에도 방파제 설계의 기본흐름에 따라 목표로 하는 성능을 확보할 수 있는 방법으로 시행할 수 있다.

[참 고]

(1) 방파제의 설계는 일반적으로 다음과 같은 순서에 따라 행하는 것이 좋다(참고 그림 (2-1) 참조).



참고 그림 (2-1) 방파제의 설계순서

(2) 방파제에 친수 및 친환경기능을 도입하여 다목적 다기능시설로 설계할 경우에는 각각의 기능 및 복합적 기능을 발휘할 수 있도록 하며, 방파제의 구조형식 및 다기능성 등 특성에 따라 안정성과 기능성 등 성능에 대한 목표치를 마련하여 시행하는 것이 바람직하다.

(3) 직립제 및 혼성제와 같이 실험 및 이론해석의 신뢰도가 인정된 구조형식에 대하여는 최종적인 검증차원의 수리모형실험 또는 적절한 산정식으로 안정성 및 수리특성을 검토할 수 있다.

(4) 경사제 등 구조형식과 재료, 수리특성의 변화가 매우 다양하여 기존의 해석결과 및 산정식으로 안정성 및 수리특성 등을 신뢰도 높게 해석할 수 없을 경우에는 각종 특이조건에 대한 수리모형실험이 필요하다.

2-2 방파제의 배치

방파제는 제6편 1-2-6 항로의 정온도 및 제6편 1-3-4 정박지 정온도를 만족시키도록 적절하게 배치하여야 하며, 친수성 및 친환경성 등의 기능을 복합적으로 고려하여야 한다.

[해 설]

(1) 방파제는 항내 정온을 유지하여 하역효율을 높이고, 항내 항행 및 정박 중인 선박의 안전을 확보하고, 항내시설을 보전하기 위하여 설치하는 것으로서 다음과 같은 사항이 기본적으로 요구된다.

① 항 입구는 가장 빈도가 높은 파랑방향과 가장 파고가 큰 방향을 피하여 항내침입파가 가장 작도록 한다.

② 방파제 배치는 길이방향 기준선이 확률적으로 발생빈도가 가장 높은 파랑방향과 가장 파고가 큰 방향에 대하여 각각 효과적으로 항내를 차폐하여 항내정온도 목표성능을 만족해야 한다.

③ 항 입구는 선박항행에 지장이 없는 유효 폭을 확보하고 선박항행이 편리하도록 선박안전항행조건을 만족해야 한다.

④ 항 입구 부근의 조류 속도는 선박항행에 지장이 없도록 최대한 작게 되는 장소를 선정해야 하며 조류속도가 큰 경우에는 조류속 저감을 위한 대책을 세워야 한다.

⑤ 제체에 의한 반사파가 항로 및 정박지의 정온도에 영향을 주거나, 주변의 연안해역에 파랑에너지의 집중현상을 유발시키는 등 파랑환경 변화에 의한 악영향을 최소화 한다.

⑥ 선박의 접안, 하역, 정박 등에 지장을 주지 않도록 충분한 수역을 확보한다.

그러나 이들 목적 중 서로 모순되는 것도 있다. 예를 들면 항내의 정온도를 높이기 위해서는 항 입구 폭은 좁을수록 좋으나 항행에는 불편하다. 또, 최다 방향의 파랑과 최고파랑의 방향이 반드시 일치하지 않는 경우가 있다. 이와 같은 경우에는 선박의 이용성, 공사비, 시공성, 유지의 난이도 등을 종합적으로 검토하여 결정한다. 항내정온도의 추정 방법에 대하여는 제2편 4-4 파랑의 변형 을 참고한다. 또 항만의 입구 폭 및 방향에 대하여는 제6편 1-2 항로, 항내의 수면적에 대하여는 제6편 1-3 박지를 참조한다.

(2) 항내의 수질 악화 등이 우려되는 경우에는 항내 해수가 정체하지 않도록 해수교환을 위한 대책을 수립하는 등 방파제 배치로 인하여 주변해역의 유동환경 변화에 의해 발생 가능한 수질환경 및 생태환경에 미치는 악영향을 최소화 한다.

(3) 방파제의 건설에 있어서는 자연조건, 시공조건은 물론 유지관리를 포함한 경제성에 대해서도 검토하여야 하며 특히 다음 사항에 유의하여야 한다.

① 파랑 에너지가 집중되는 형상을 피한다.

② 시공성과 경제성을 고려하여 지반이 특별히 나쁜 곳은 피하고 시공하기 쉬운 위치를 택한다.

③ 곶(갑)이나 섬 등 지형효과를 고려하여 배치한다.

④ 모래질 해안에서는 항내에 표사가 유입되지 않도록 배치한다.

⑤ 방파제 설치 후 인접해역에 대한 환경적 영향에 대하여 충분히 고려한다.

파랑 에너지의 집중에 대하여는 제2편 4-4-6 [2] 오목부, 방파제 두부 부근 및 도제 주변에서의 파랑변형, 그리고 모래해안에 건설하는 방파제에 대하여는 제2편 제8장 표사, 본 편 제5장 매몰대책 시설을 참조한다.

(4) 유효 항입구 폭은 단순한 항 입구 폭의 직선거리가 아니라 소정의 수심을 가진 항로 폭을 말하며 항 입구를 횡단하는 조류의 속도는 일반적으로 2~3노트(Knot) 이하가 바람직하다.

(5) 얕은 여울 주변에서는 굴절의 영향을 받아 파고가 증대하고 급사면상의 방파제에는 충격적인 파력이 작용할 수 있다. 따라서 방파제를 얕은 여울 위에나 그 바로 뒤에 배치하면 오히려 과대한 구조를 필요로 하는 경우가 있으므로 파랑환경의 공간적 특성을 고려하여 배치한다.

(6) 개방된 외해역에 고립되어 건설되는 방파제(도제 또는 이안제)는 방파제의 연장길이가 입사파 파장의 2~3배 이하가 되면 양단으로부터 일어나는 파랑의 회절에 의한 영향으로 방파제 배후의 파고가 상당히 커질 수 있다. 이러한 파고 증대는 안정성에도 영향을 미치므로 회절파의 영향을 검토해야 한다. 회절파의 영향에 대하여는 제2편 4-4-3 회절변형, 제2편 4-4-6 [2] 오목부, 방파제 두부부근 및 도제 주변에서의 파랑변형을 참조한다.

(7) 항내의 필요한 정온도에 대하여는 하역가동율과 안전정박 한계파고에 대하여 검토한다. 하역가동율과 관련한 안벽전면의 정온도는 안벽전면의 파고분포 특성, 대상선박의 선체동요특성 및 하역한계 파고를 기준으로 한 한계정온도에 대하여 검토한다. 정박지의 정온도에 대하여는 제6편 1-3-4 정박지 정온도를 참조한다.

2-3 설계조건의 결정

방파제의 설계조건으로는 다음 사항을 고려한다.
(1) 항내 정온도
(2) 바람
(3) 조위
(4) 파랑
(5) 수심 및 지반조건
(6) 친수성 및 친환경성 등

[해 설]

(1) 설계조건으로서 항내정온도는 하역효율 제고, 항내시설의 보전 및 해역 이용목적에 따라 결정되는 조건이며, 바람, 조위, 파랑, 수심 및 지반 등은 기본적 설계조건이다. 그 외 안정계산을 위한 설계조건으로는 마찰계수, 부재의 허용응력도, 단위체적중량 등이 있다.

(2) 정온도는 항내파고 또는 계류선박의 동요특성으로 나타난다. 하역가능한 한계조건(파고 또는 계류선박의 동요조건) 및 항내통선에 지장이 없는 파랑조건을 만족시켜야 한다. 따라서 설계대상 항만에서 필요한 하역일수를 만족하는 한계파랑(파고 또는 선체동요를 고려한 파랑조건) 이하로 유지하도록 방파제 제두부를 통한 회절파뿐만 아니라 제체를 통한 전달파(방파제의 형상, 마루높이, 조도, 투과성 등), 방파제의 위치와 수역시설과의 관계, 입사파조건(항구의 위치와 방향)을 검토하여야 한다. 또, 태풍 등 악천후 시에도 배후의 항만시설이 보전되도록 하고 선박 계류 시에 안전한 정온도를 확보하거나 선박안전대책이 있어야 한다. 정온도에 대하여는 제6편 1-2-6 항로의 정온도, 제6편 1-3-4 정박지 정온도를 참조한다.

(3) 바람 자료는 파랑의 추산에 주로 사용할 수 있는 광역적 해상풍 자료와 등대 등 항만시설 설계시의 풍압계산에 필요한 국지적 극치풍의 특성으로 나누어 해석하고 응용할 수 있다. 상세한 내용은 제2편 제3장 바람과 풍압력을 참조한다.

(4) 방파제 단면과 기본수준면, 약최고고(저)조위, 평균해면, 기왕의 최고(저)조위, 고조시의 고조위, 인천만 평균해면 등의 관계를 명확히 해두지 않으면 안 된다. 기본수준면과 공사용 기준면이 다른 경우에는 그 관계도 확실히 해두어야 한다. 또, 폭풍해일(이상고조)의 계속시간, 발생빈도 등 확률론적 특성을 파악하여 확률론적 설계(신뢰성 설계)가 필요한 경우에 응용할 수 있도록 하며, 기존의 확정론적 설계법을 사용할 경우에도 이들 극치특성을 고려할 필요가 있다. 조위에 대한 상세한 사항은 제2편 제6장 조석을 참조한다. 파력 계산시의 설계조위는 이상고조의 영향을 고려할 필요가 없는 항만에서는 약최고 고·저조면을 이상고조의 영향을 고려할 필요가 있는 항만에서는 약최고 고·저조면에 이상고조 등 조위 편차를 가감한 기준해면을 취하는 등, 구조물이 가장 불안정한 조건을 대상으로 설정하되, 확률론적으로 극치조건을 검토하는 것이 바람직하다. 원호활동에 대하여는 약최고 저조면, 침하의 계산에는 일반적으로 평균수면을 사용할 수 있으나, 극한 수위변동 조건에 대한 안정도 또는 위험도(신뢰도)를 검토하여 문제가 있는 지역에 대하여는 별도의 대책을 수립할 수 있도록 한다.

(5) 설계에 필요한 입사파랑의 특성은 파고, 파향, 파장(주기), 극한 파랑환경의 지속시간과 시계열 특성 등으로 나타낼 수 있으며, 현지 조건 및 구조물의 종류에 따라 다양하게 적용할 수 있고, 달라질 수 있음을 주의하여야 한다. 이들 제원의 결정에 대하여는 제2편 4-10 파력을 참조한다.

(6) 방파제의 설치 수심은 구조물의 형식과 규모, 시공성, 경제성에 크게 영향을 미친다. 지반-구조물-파랑의 상호작용과 관련한 문제에서는 제체의 안정에 필요한 지반의 강도와 제체의 침하량을 산정하는 압밀특성 문제가 된다. 설계에 있어서는 해저 지층의 깊이, 지층단면, 각층의 단위체적중량, 내부마찰각, 점착력, 선행압밀하중, 체적 압축계수, 압밀계수 등의 값을 토질시험에 의하여 결정한다. 지층이 복잡한 경우 설계조건을 잘못 판단하는 일이 없도록 보링(boring)의 위치와 간격(개소) 및 심도를 적합하게 설정하여 조사할 필요가 있다. 상세한 사항은 제2편 제9장 지반을 참조한다.

(7) 풍압력, 토압, 지진력, 선박충격력, 표류물의 충돌에 의한 외력, 급격한 해수유동에 의한 영향 등은 필요에 따라 고려할 수 있도록 점검한다. 설계조건을 고려한 각종 계산에 필요한 마찰계수, 밀도 등에 대하여는 제2편 제13장 마찰계수, 제3편 재료를 참조한다.

(8) 방파제 건설 후 해수유동의 변화, 파랑환경의 변화, 표사문제와 관련한 침식, 퇴적, 세굴, 지형변화 등 급격한 환경의 변화가 예상되는 경우에는 그 영향을 개선할 수 있는 설계, 또는 최소화하거나 방지할 수 있는 대책을 고려할 수 있어야 한다.

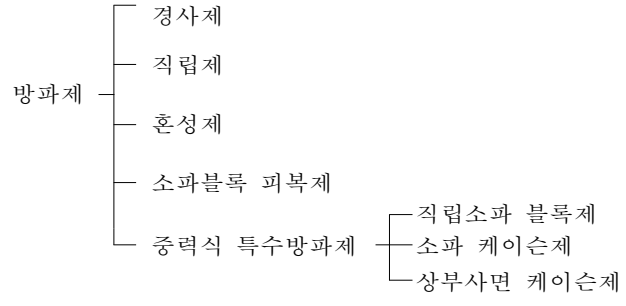
2-4 구조형식의 선정

방파제의 구조형식은 각 구조형식의 특성과 다음의 주요 사항을 비교·검토하여 선정한다.

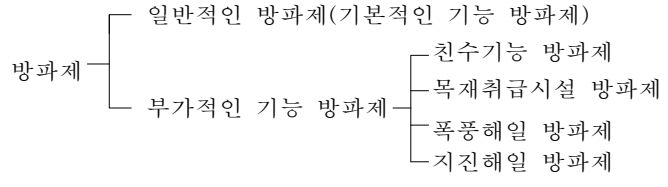
(1) 자연조건
(2) 이용조건
(3) 배치조건
(4) 시공조건
(5) 경제성
(6) 공사기간
(7) 중요성
(8) 재료구입의 난이도
(9) 유지관리의 난이도

[참 고]

(1) 방파제는 구조형식 및 기능에 따라 일반적으로 다음과 같이 분류된다.(참고 그림 (2-2), 참고 그림 (2-3) 참조)



(a) 구조형식에 따른 분류

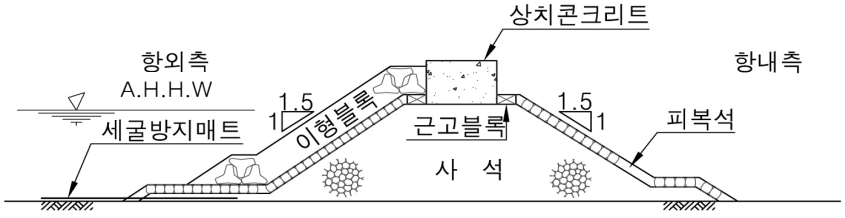


(b) 기능에 따른 분류

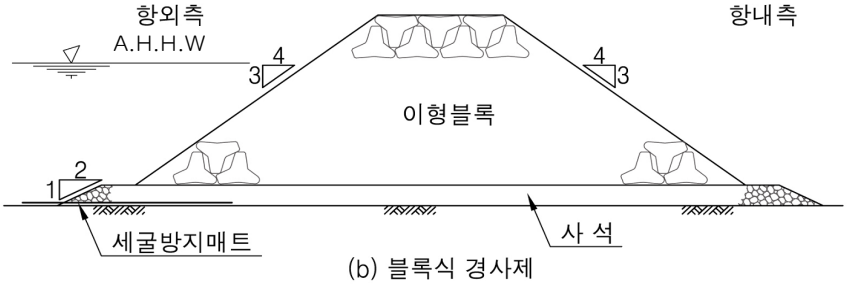
참고 그림 (2-2) 방파제의 분류

(2) 경사제는 암석이나 콘크리트 소파블록을 사다리꼴 형상으로 쌓아올린 것으로서 주로 사면상의 쇄파 및 투수성과 조도에 의하여 파랑의 에너지를 소산시키거나 반사시켜 파랑의 항내진입을 차단한다.

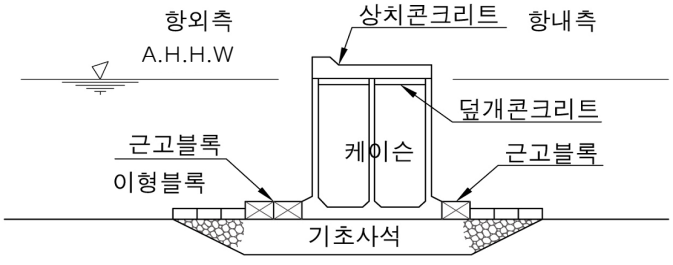
(3) 직립제는 전면이 연직인 벽체를 수중에 설치한 구조물로서 주로 파랑의 에너지를 반사시켜 파랑의 항내진입을 차단한다.



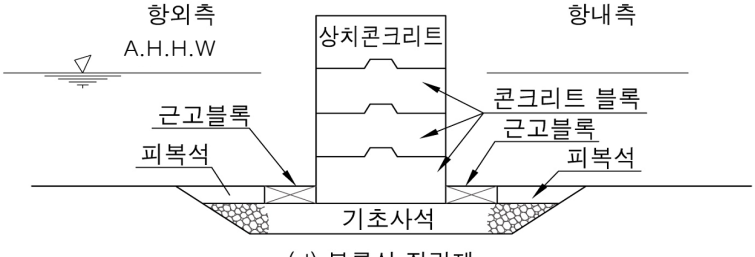
(a) 사석식 경사제



(b) 블록식 경사제

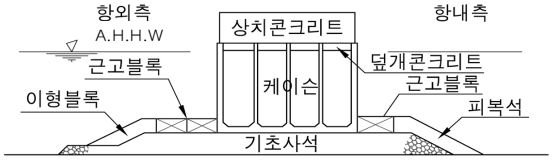


(c) 케이슨식 직립제

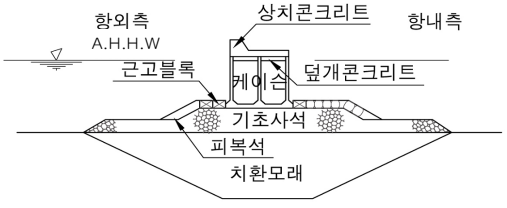


(d) 블록식 직립제

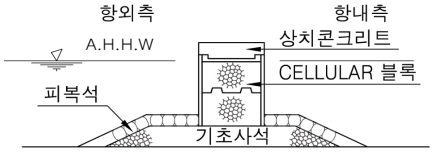
참고 그림 (2-3) 방파제의 형식



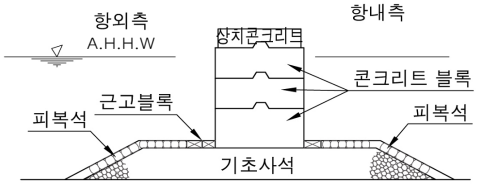
(e) 케이슨식 혼성제



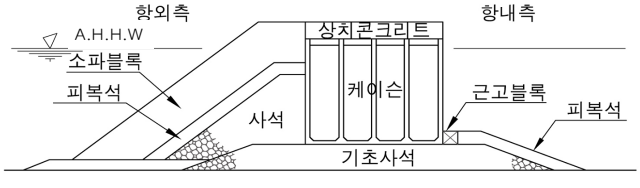
(f) 케이슨식 혼성제 (연약지반)

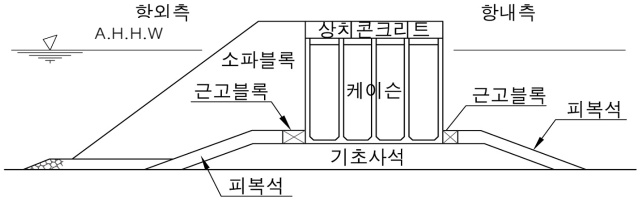


(g) 셀블록 혼성제



(h) 블록식 혼성제





(i) 소파블록 피복제

참고 그림 (2-3) 방파제의 형식(계속)

(4) 혼성제는 기초 사석부 위에 직립벽을 설치한 것으로 파고에 비하여 사석부 마루가 높은 경우에는 경사제에 가깝고 낮은 경우에는 직립제의 기능에 가깝다.
(5) 소파블록 피복제는 직립제 또는 혼성제의 전면에 소파블록을 설치한 것으로 소파블록으로 파랑의 에너지를 소산시키며, 직립부는 파랑의 투과를 억제하는 기능을 가진다.
(6) 방파제의 구조에 따라서는 반사파가 크기 때문에 방파제 인근 항행선박의 안전항해에 장애를 주는 경우가 있다. 특히 소형선박에 미치는 영향이 크므로 항행조건에 영향을 미칠 경우 방파제를 저반사구조로 하도록 한다.
(7) 항내 수질의 개선 및 청정 수역환경을 확보하기위하여 해수교환을 촉진할 수 있는 통수기능을 가지는 방파제 구조형식을 채택할 수 있는데, 이 경우 표사의 유입, 투과파의 증대에 의한 항만기능의 저하를 고려하여 채택하여야 한다.
(8) 방파제의 선형이 오목부를 이루고 있는 경우에는 오목부 부근의 파고가 증대된다. 방파제의 선형변화나 지역적 특성에 따라 파랑에너지가 집중하는 곳은 저반사 구조 또는 소파기능을 부가하는 구조형식을 취하도록 한다.
(9) 기타 형식의 방파제에 대하여는 본편 제3장 기타 형식의 방파제를 참조한다.

2-5 기본단면의 설정

2-5-1 직립제(直立堤)

(1) 방파제의 마루높이는 설계조위에 안정성 검토를 위한 설계 유의파고($H_{1/3}$)의 0.6배 이상의 적절한 높이로 하는 것이 표준이다. 이 경우 적절한 높이란 항내 수역의 정온도, 항만시설의 보전 등을 감안하여 결정한다.
(2) 방파제 배후 정박지에 정박하는 선박이 소형이고 또 정박지 면적이 좁아서 월파를 적극 억제하고 싶은 항만의 방파제에 있어서는 마루높이를 설계조위상 $1.25H_{1/3}$로 결정할 수 있다.
(3) 제체의 폭은 충분한 안정성을 확보할 수 있도록 결정하여야 하며, 제체 폭이 파랑제어효과에 영향을 줄 경우에는 이를 고려한 최적 폭을 결정할 수 있다.
(4) 단면의 형상은 불투과성 직립벽을 기본으로 하나, 직립벽의 형상에 변화를 주거나, 투수성을 확보하면서 파랑제어기능을 부가할 경우에는 이들 특성을 고려하여 소요 항내 정온도를 활보할 수 있도록 한다.

[해 설]

(1) 폭풍해일(이상고조), 지진해일(쓰나미) 등의 영향을 고려할 필요가 없는 항만에서는 약최고고조위를 마루높이 결정의 설계조위로 하며, 폭풍해일, 지진해일 등의 영향을 고려할 필요가 있는 항만에서는 약최고고조위에 과거의 기록과 수치모의기법 등을 종합적으로 이용하여 구한 확률론적 편차를 더한 조위를 설계조위로 한다.
(2) 고파랑의 발생빈도가 높은 항만에서는 목표로 하는 항만가동률 또는 항내정온도를 고려하여 설계조위상 $0.6H_{⅓}$ 보다 더 높게 마루높이를 결정할 필요가 있다. 방파제의 단면구조특성과 방파제의 배치에 따른 파랑의 공간적 변화를 고려하여 월파의 영향으로 항만활동이 제한을 받는 경우가 없도록 한다. 또한 방파제의 높이를 높게 하면 파압강도가 증대할 수 있으므로 주의가 필요하다.

(3) 직립제체의 상부공의 두께는 너무 얇으면 재해를 입게 되므로 설계파고 2m 이상의 경우에는 1m 이상으로 하고 파고 2m 미만의 경우라도 최소 두께는 50㎝ 이상으로 한다. 또, 제체가 블록식인 경우 상부 콘크리트는 제체 전체의 하중으로 작용하게 되며 블록의 활동을 막는데 유효하므로 충분한 무게를 확보하도록 한다. 사례로 상부공의 두께와 설계파고와의 관계를 해설 그림 (2-1)에 보여준다.

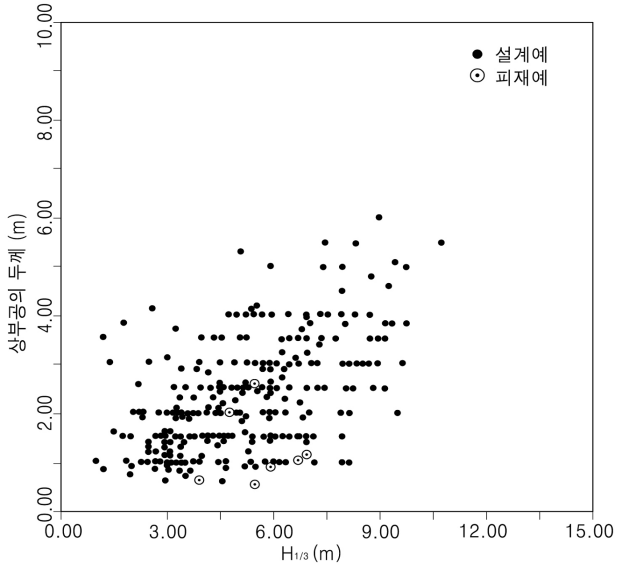
(4) 케이슨 상면의 높이가 낮으면 케이슨의 거치, 속 채움 모래의 투입 및 덮개 콘크리트 상부의 상치콘크리트 타설 작업에 제약을 받게 되므로 케이슨 상면의 높이는 약최고고조위 이상으로 하는 것이 일반적이다.

(5) 블록식 직립제의 최상단의 블록 및 셀룰러 블록의 상면 높이는 상부공을 시공하기 쉽도록 적어도 평균해면(M.S.L)이상 가급적이면 약최고고조위(A.H.H.W) 이상으로 하는 것이 좋다.

(6) 친수기능 방파제의 마루높이에 대하여는 비말이나 월파량 등을 고려하여 시민의 이용성, 안전성은 물론 경관성에 대한 별도의 검토가 필요하다. 친수기능 방파제에 대하여는 본편 제2장 2-11 친수기능 방파제를 참조한다.

(7) 수심이 얕은 곳에서는 월파에 포함된 모래에 의하여 항내가 매몰되는 일도 있으므로 얕은 모래해안의 방파제 설계에 있어서는 이 점까지를 고려하여 마루높이를 높게 할 필요가 있다.

(8) 해수욕장을 보전하는 방파제나 취수 등 특수한 용도의 시설보호와 관련된 방파제 등에 관해서는 방파제설치의 목적과 기능을 충분히 이해한 후 마루높이를 결정할 필요가 있다.



해설 그림 (2-1) 상부공의 시공사례

2-5-2 혼성제(混成堤)

(1) 직립부의 마루높이는 본편 2-5-1 직립제에 준하나 지반이 연약하여 침하가 예상 될 때는 미리 여유고를 고려하거나, 마루높이를 추가적으로 높이기 쉬운 구조로 해야 한다.

(2) 사석마운드의 수심은 충격쇄파력의 작용을 피할 수 있는 깊이로 설치하고 사석부는 원호활동 및 편심경사하중에 대해 안전성을 확보할 수 있어야 한다.

[해 설]

(1) 상부공의 두께, 케이슨의 상부 높이 및 제체의 최종 마루높이는 직립제에 준한다.

(2) 방파제의 침하의 원인으로는 다음과 같은 것이 있다.

① 기초지반의 압밀침하

② 지반의 외측부로의 융기

③ 지반의 측방유동

④ 사석, 블록의 무게에 의한 지반 내 함몰

⑤ 사석자체의 압축, 모래지반의 압축

⑥ 지진 또는 고파랑에 의한 사질지반의 액상화, 파랑에 의한 구조물 기부의 세굴

이 중 ①에 대하여는 제4편 5-4 지반침하를 참조하여 구한다. ②, ③, ④, ⑤에 대하여는 직립부의 무게, 사석층의 두께 등에 따라 변화하므로 일률적 기준을 제시할 수는 없지만 과거의 시공예로부터 개략의 값을 구할 수 있다. 여성의 방법으로는 사석층을 두껍게 하는 방법과 상부공을 두껍게 하는 방법 등이 있으며 경제성을 고려하여 설계하여야 한다.

(3) 기초지반이 연약하여 심한 침하나 사석의 함몰이 예상되는 경우에는 지반을 개량하거나 사석부의 하부에 매트(mat)를 설치하여 제체 하중의 분산을 시도하는 등 연약지반 대책공법을 채택하여야 한다.

(4) 사석 마운드의 마루가 높고 사석부의 폭이 넓으면 충격쇄파력이 작용할 경우가 있으므로 사석마운드의 수심은 될수록 깊게 하고 직립부가 케이슨인 경우 케이슨의 높이와 연계하여 거치가 가능한 심도로 한다. 충격쇄파력 발생에 관해서는 제2편 4-10-2 [3] 충격쇄파력을 참조한다.

(5) 사석부의 어깨 폭은 항외 측의 경우 파고(파장)에 따라 충분한 넓이로 한다. 단, 입사파의 조건에 따라 어깨 폭의 영향에 의한 충격적인 쇄파파력의 발생 여부를 수리모형실험 등을 통해 검토하고 대책을 수립할 필요가 있다.

(6) 직립부의 활동저항을 증가시키기 위하여 배면에 사석을 높이는 경우가 있다. 이 경우에는 단면이 월파에 의해 변형되기 쉬우므로 충분히 짜물릴 필요가 있다. 필요한 경우 콘크리트 블록 등으로 피복한다.

[참 고]

(1) 사석부는 직립부의 하중을 널리 분포시키고, 직립부의 거치를 위하여 지반을 잘 고르고 수평으로 하며, 파랑에 의한 세굴을 방지하는 등의 효과가 있으므로 1.5m 이상의 두께로 하는 것이 바람직하다.

(2) 사석부의 어깨 폭은 제체의 원호활동, 편심경사하중에 대한 소요안전율이 확보되도록 하며 파랑의 영향이 큰 곳에서는 항외 측으로 적어도 5m 이상 두는 것이 보통이다. 또, 항내 측은 항외 측의 2/3 정도의 어깨 폭으로 하는 경우가 많다. 이와 같이 사석부의 어깨 폭을 충족하면 편심경사하중에 대한 안전성검토에 사용하는 비숍법에서의 사석에 대한 표준적인 강도정수 $c' = 20KN/m^2, \phi = 35^\circ$ 가 발휘된다고 볼 수 있다. 한편 항내 측 사석부 마운드 폭 BM_2의 참고 추정식으로는 요시오카(吉岡) 등에 의한 식 등이 있다.

$$BM_2 = 1.0 + 0.2H_{1/3} + 0.3(H_C + T_U) + 0.2B_C \qquad \text{참고 (2-1)}$$

여기서,

$H_{1/3}$: 유의파고(m)

H_C : 제체 직립부 높이(m)

T_U : 상치두께(m)(파라펫이 있는 경우 이를 제외한다)

B_C : 제체 폭(m)(푸팅이 있는 경우 이를 제외한다)

(3) 직립부의 활동저항을 늘리기 위해 제체 뒷면에 사석을 높게 올리는 경우가 있는데, 이 경우에는 월파수괴에 의한 사석부 피해가 발생하기 쉬우므로 주의가 필요하다.
(4) 사석부의 비탈경사는 안정성을 검토하여 결정하나 파랑의 영향을 고려하여 일반적으로 항외 측 사면을 1:1.5~1:2 정도로 하는 경우가 많다.

2-5-3 경사제(傾斜堤)

(1) 마루높이는 본편 2-5-1 직립제에 준하여 검토하며, 경사제의 구조특성에 따른 처오름 높이, 월파특성을 고려하여 마루높이를 설계조위상 $1.25H_{1/3}$을 더한 높이로 결정할 수 있다.
(2) 마루폭, 사면경사 및 단면형상(복합단면 등)은 층별 재료의 조도, 공극률(투수계수)과 관련한 반사파, 월파 등 수리특성과 안정성의 허용범위를 고려하여 결정한다.

[해 설]

(1) 경사제의 마루폭, 사면경사 및 단면형상(복합단면 등)은 반사파, 월파 등 수리특성과 안정성에 직접적으로 영향을 주며, 사석 방파제 등으로 대표되는 경사제는 평형단면을 형성하는 파괴기구를 가짐으로 이를 응용하는 안정성 해석 및 파랑제어기능 해석을 통한 최적설계시스템을 응용할 필요가 있다.
(2) 경사제의 피복층, 중간피복층 및 내부층(core층) 등 각층의 투수성, 조도, 각 층간 및 사석간의 마찰특성의 변화도 피복재의 안정성과 파랑제어기능에 영향을 미치므로 주의하여 그 특성을 고려하여야 한다.
(3) 경사제의 파괴요인은 주로 직접적인 사면상의 파랑작용에 의한 피복재의 이탈, 상치 콘크리트와 사석부의 수리적 불안정성에 기인한 국부 세굴 및 상치구조물의 손상에 기인한 파괴, 월파에 기인한 배후면의 손상, 기부 세굴에 의한 침하 및 사면붕괴에 의한 손상의 전파를 들 수 있으므로 각 손상 요인에 따른 안정성의 점검 및 대책을 강구하고 실험적으로 확인할 필요가 있다.
(4) 경사제는 투수성 제체를 통한 투과파가 있으므로 허용 월파량을 직립제와 같이 한 마루높이를 결정하더라도 항내파고가 커지는 경우가 있으므로 주의가 필요하다. 월파 및 전달파에 대하여는 제2편 4-6 처오름 높이, 월파 및 전달파를 참조할 수 있으며, 이들 특성이 사면의 단면형상(경사, 복합단면 등), 투수성, 조도(재료특성), 마루높이 등 구조특성과 해양파의 불규칙성에 따라 많은 차이를 보일 수 있으므로 이에 대한 확률론적 검토가 필요하며, 이를 검증할 수 있는 수리모형실험 등을 시행하는 것이 바람직하다.
(5) 월파를 허용할 경우, 제체상부 피복재가 불안정해지므로 충분한 마루폭을 갖도록 할 필요가 있다. 또한 이형 소파블록을 사용하는 경우 마루높이가 설계조위상 $0.6H_{1/3}$ 정도이면 마루폭은 해설 그림 (2-2)(a)에 보여준 바와 같이 3개를 설치한 폭 이상이 바람직하다. 그러나 제체상부의 안정성은 마루높이, 피복재의 특성, 파랑조건 등에 따라 다르므로 적절한 모형실험에 의하여 검증하는 것이 바람직하다. 이때 해역특성에 따른 설계조위는 물론, 조차 및 이상고조를 고려한 수면변동폭에 따른 사면의 국부적 안정성과 파랑제어기능에 대한 실험적 검토가 필요하다. 즉, 극단적 외력환경의 발생조건과 구조물의 응력상태를 고려한 안정성 및 파랑수리특성에 대한 확률론적 논의가 필요하다.
(6) 해안으로부터 돌출되는 돌제식 방파제로 육지로부터 밀고 나오면서 단계적으로 시공하는 방파제의 마루폭은 안정계산상, 충분한 폭을 갖도록 함과 아울러 사석운반 시공의 용이성을 고려하여 결정할 수 있다.

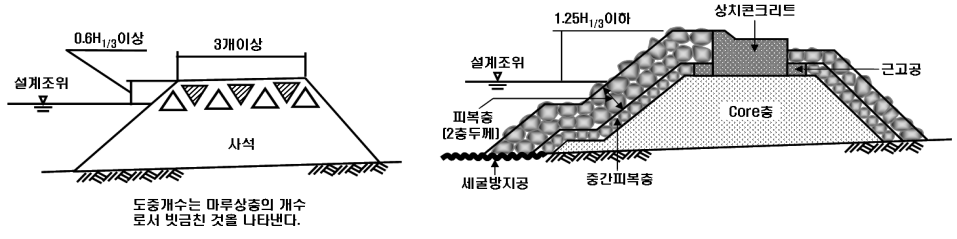
(7) 비탈경사는 안정계산에 의하여 적절히 결정하며 비탈경사는 사석제의 경우 항외 측 1:2 전후, 항내 측 1:1.5 전후가 많고 소파블록으로 피복하는 경우 1:1.3~1:1.5전후가 많다. 또, 항외 측에서 비탈면의 상부와 하부의 경사와 피복재의 중량을 달리하는 경우에는 경사와 피복재의 중량이 바뀌는 지점을 설계기준 수면하 $2.0H_{1/3}$ 보다 깊은 곳으로 하는 것이 일반적이나, 조위변화특성 및 파랑특성을 고려하여 최적의 단면을 결정하여 안정성과 파랑제어기능을 극대화하도록 한다. 복합단면 및 평단부를 가지는 구조 형식으로 파랑제어기능을 극대화하고자 하는 경우에는 안정성과 수리특성(반사파, 월파 등)에 대한 수리실험 및 불규칙파의 불확정성과 불규칙성을 고려한 확률론적 검토가 필요하다. 한편 현지의 사석 등 피복재의 조달 한계 등에 따라서는 피복재 중량을 고정하고 안정계산에 의해 사면경사를 결정할 수도 있다.

(8) 사석제의 피복을 위한 재료(석재, 블록류)의 중량은 재료의 특성, 해양파의 불규칙성과 불확정성, 극단적 수위변동(이상고조)에 의한 영향, 단면형상 및 상치구조물 유무와 구조제원에 따른 안정성과 파랑제어가능을 해석적으로 또는 실험적으로 상세히 검토할 필요가 있다. 이를 위한 극한조건, 평상조건, 설계조건에 대한 수리실험 등의 과정이 필요하며, 확률론적 안정성 및 파랑제어기능 평가를 통한 설계를 권장하며, 손상확률 및 유지관리 대책을 제시할 수 있는 최적설계가 바람직하다.

(9) 연약지반 상에 축조되는 사석제의 마루높이 및 공법결정에 대하여는 본편 2-5-2 혼성제에 준한다.

(10) 해설 그림 (2-2)(b)와 같이 많은 경사제에서 도입하는 상치콘크리트부설형 경사제의 피해사례에 의하면, 상치구조물과 근고공 및 코아층의 연결부에서 세립재료의 흡출, 공동화 등에 의한 저항력 저하 등이 해일에 의한 수면상승과 연계하여 복잡하게 나타난다. 복합단면, 기부세굴저감대책 등과 연계한 실험적 검증을 통해 대책을 검토할 필요가 있다.

(11) 기초사석부와 직립부, 사석부와 피복재, 직립부와 피복재 등의 구조적 재질 및 수리특성이 다른 구조연결부의 마찰력 감소, 수리특성의 유연한 대응을 고려한 설계 및 시공 대책이 수립되어야 하며, 특히 이 부분의 사석유실, 기부 세굴 등에 의한 치명적 한계조건을 실험적으로 점검하는 것이 바람직하다. 이러한 현상은 조위의 변동, 설계파 이외의 극치 파랑조건을 결합하여 검토하는 것이 바람직하다.



(a) 마루폭 (b) 일반적인 사석제 형상

해설 그림 (2-2) 경사제의 마루폭 및 마루높이

2-5-4 소파블록(block) 피복제

(1) 직립부의 마루높이는 본편 2-5-1 직립제를 참고로 하여 안정성 및 파랑제어기능을 만족시키는 높이로 한다.

(2) 소파공의 마루높이는 직립부의 마루높이와 같게 하는 것이 바람직하다.

(3) 상부 콘크리트의 두께 및 케이슨 등의 마루높이는 직립제에 준한다. 사석부의 두께는 혼성제에 준한다.

[해 설]

(1) 소파블록 피복제는 직립제·혼성제에 비하여 월파 및 전달파가 적게 된다. 월파 및 전달파에 대하여는 제2편 4-6 처오름 높이, 월파 및 전달파를 참조하여, 월파 및 전달파(항내정온도)의 확률론적 특성을 검토한다.

(2) 소파공은 파압감소효과, 월파에 의한 전달파의 감소효과 및 반사파 제어기능을 가진다. 이들 기능을 정확하게 파악하기 위한 모형실험 및 불규칙파의 불확정성과 불규칙성(방향성, 고파랑)을 고려한 확률론적 평가과정을 거치는 것이 바람직하다.

(3) 소파공의 마루높이가 직립부 마루높이에 비하여 너무 낮으면 직립부에 충격적인 쇄파파력이 작용할 위험이 있고 반대로 직립부 마루높이보다 너무 높으면 마루의 블록이 불안정해진다. 직립부에 충격적인 쇄파력이 작용할 가능성이 큰 경우에는 수리모형실험으로 직립부에 작용하는 파압의 크기를 검토함을 권장하며, 이때 파압자료의 독취 시간간격은 1/400초보다 크지 않게 하는 것이 바람직하다.

(4) 소파공의 마루폭은 충분한 소파효과를 얻기 위해서는 소파블록 2개를 설치한 폭 이상으로 할 필요가 있으며, 사석 경사제의 외해쪽 단면에 관한 설계과정을 준용할 수 있다.

2-6 외력계산

2-6-1 일 반

방파제의 안정계산에 있어서는 파력, 정수압, 부력, 자중 등의 외력을 고려한다.

[해 설]

(1) 외력으로서 필요에 따라 풍압력, 지진력, 표류물의 충돌력, 토압 등을 추가로 고려할 수 있다.

(2) 소파블록의 자중으로 인한 직립부에 작용하는 하중은 통상의 경우 파랑 작용 시 고려하지 않는다. 고려해야할 경우에는 제2편 4-10-2 [4] 소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파력을 참조한다.

2-6-2 파 력(波力)

(1) 파력의 계산은 제2편 4-10 파력에 따른다.

(2) 파력계산에 사용할 조위는 구조물이 가장 불안정하게 되는 조위로 한다. 조위의 결정은 제2편 제5장 조석에 따른다.

[해 설]

(1) 파력의 계산에는 제2편 4-10 파력을 참조하고, 단면형상, 구조특성 등에 따라서 적절한 계산법을 채택하여야 한다. 제2편 4-10-2 [3] 충격쇄파력을 고려할 수 있도록 충분한 주의를 기울여야 한다.

(2) 안정계산에 있어서는 직립부가 가장 위험한 상태의 조위조건 및 파랑조건과 피복재가 가장 위험한 상태의 조위조건 및 파랑조건 등이 같지 않은 경우가 있으므로 주의를 요한다.

(3) 기초사석부(mound)의 어깨마루가 높고 어깨 폭이 적당히 넓으면 충격쇄파압을 유발하는 경우가 있다. 또, 방파제의 마루높이를 높게 하면 극한 상태의 파압강도가 증대되는 경향이 있으므로 주의를 요한다.

2-6-3 정수압(靜水壓)

제체 내외의 정수면에 차이가 있는 경우에는 그 수위차에 상당하는 정수압을 고려한다.

2-6-4 부 력(浮力)

정수면 이하의 제체에는 부력을 고려한다. 또, 제체 내외의 정수면에 차이가 있을 경우에는 양측 수위를 연결한 수면이하의 제체에 대하여도 부력을 고려한다.

2-6-5 자 중(自重)

제체의 자중은 제체를 구성하는 각 재료의 밀도를 사용하여 계산한다.

[해 설]

재료의 밀도에 대하여는 제2편 12-2 자중 및 재하하중을 참조한다.

2-6-6 지진시의 검토

지진시의 안정에 대하여는 방파제의 구조 특성을 고려하여 검토를 생략할 수 있다.

[해 설]

(1) 제체의 단면이 활동안전성에 의하여 결정되는 방파제의 경우 지진에 의하여 안정성이 나빠지는 일은 거의 없으므로 지진시의 안정계산을 생략할 수 있다.

(2) 설치 수심이 깊고 또 설계파고가 적어 세장(slender) 한 구조가 되는 경우에는 지진시의 동수압에 의한 전도에 대하여 안정계산을 할 필요가 있다. 또, 지진해일(쓰나미) 방파제의 경우 지진에 의하여 제체가 변형한 후에 지진해일이 내습할 가능성이 높으므로 지진시의 안정성이 중요할 경우가 있다. 따라서 지진시의 동수압에 의한 활동 및 전도에 대한 안정 계산이 필요하다. 지진시의 동수압에 대하여는 제2편 9-6-4 [2] 지진시의 동수압을 참조한다.

2-7 안정계산

2-7-1 직립부의 안정계산

(1) 중력식 방파제 직립부의 안정성 검토는 파괴 안전율에 근거한 설계법을 표준으로 한다.

(2) 파괴 안전율에 근거한 설계법을 사용할 경우, 직립제의 제체, 혼성제의 직립부, 경사제의 상부공, 소파블록 피복제 등의 직립부의 안정성 검토는 다음에 열거한 ①~⑤에 따르는 것을 표준으로 한다.

① 활동에 대한 안정성의 검토는 다음 식에 의하여 행한다. 이 경우, 안전율은 구조물의 특성에 따라 적절한 값을 취한다.

$$F_S \leqq \frac{\mu(W_o - B - U)}{P} \qquad (2\text{-}1)$$

이 식에서 F_S, μ, W_o, U 및 P는 각각 다음과 같은 물리량을 나타낸다.

F_S : 직립부의 활동에 대한 안전율

μ : 직립부와 기초사석부의 마찰 계수

W_o : 직립부의 중량 (kN/m)

B : 직립부에 작용하는 부력(kN/m)

U : 직립부에 작용하는 양압력 (kN/m)

P : 직립부에 작용하는 수평파력 (kN/m)

② 전도에 대한 안정성의 검토는 다음 식에 의하여 행한다. 이 경우에 있어서 안전율은 구조물의 특성에 따라 적절한 수치를 취한다.

$$F_S \leqq \frac{(W_o \cdot t_1 - B \cdot t_2 - U \cdot t_3)}{M_p} \qquad (2\text{-}2)$$

이 식에서 F_S, t 및 M_p는 각각 다음과 같은 물리량을 나타낸다.

F_S : 직립부의 전도에 대한 안전율

t_1 : 직립부의 중력의 작용점으로부터 직립부 제체의 후미하단(전도지지점)까지의 거리 (m)

t_2 : 직립부에 작용하는 부력 작용점으로부터 직립부 제체 후미하단 까지의 거리(m)

t_3 : 직립부에 작용하는 양압력 작용점으로부터 직립부 제체 후미하단 까지의 거리(m)

M_p : 수평파력에 의한 직립부의 후미하단 주위의 회전모멘트 (kN.m/m)

③ 직립부 바닥면의 기초지반 지지력에 대한 안정성 검토는 제4편 제2장 2-4 편심·경사하중에 대한 지지력에 따라 행한다.

④ 지반의 활동에 대한 검토는 지반의 특성 및 구조특성을 고려하여 파괴가능한 모든 활동면에 대하여 검토해야 한다. 이에 대해서는 제4편 제6장 사면의 안정에 따라 행한다.

⑤ 침하에 대한 검토는 지반의 특성 및 구조특성을 적절히 고려하여 침하검토를 시행해야 한다. 이에 대해서는 제4편 제5장 기초의 침하에 따라 행한다.

[해 설]

(1) 파력을 계산할 때는 제2편 4-10-2 직립벽에 작용하는 파력을 참조하고 안전율은 ①~④를 참고하여 적절하게 설정한다.

① 활동에 대한 안전율은 설계파압 작용시를 기준으로 1.2 이상이 되도록 한다. 단, 모형실험에 의하여 제체의 안정성을 확인한 경우에는 안전율이 1.2 이하로 설계할 수 있으나 1.0 이하로 되어서는 안 된다.

② 전도에 대한 안전율은 파압에 대하여 1.2 이상, 지진에 대하여 1.1 이상으로 하는 것을 표준으로 한다.

③ 지지력에 대한 안전율은 파압에 대하여 1.0 이상으로 하는 것을 표준으로 한다.

④ 지반의 활동에 대한 안전율은 설계파압 작용 시 원호활동 1.3, 마운드 직선활동 1.2, 편심·경사하중에 대한 지지력 1.0 이상으로 하는 것을 표준으로 한다.

(2) 직립부와 기초사석상부의 마찰계수를 증대시키기 위하여 직립부 저면에 마찰증대용 매트를 부설하는 등 마찰력 증대를 위한 대책을 강구할 경우도 있다. 마찰력 증대 매트 등 마찰력 증대 대책에 대하여는 제2편 제13장 마찰계수를 참조한다.

[참 고]

(1) 직립부의 항내 측을 쇄석 또는 콘크리트 블록으로 보강하는 경우 다음 사항을 유의하여야 한다.

① 항내의 선박항행, 피박계류 등의 지장 유무

② 제체배후의 보강체의 지지력 증대 효과를 고려하지 않은 상태에서 직립부의 파력에 대한 활동 및 전도 안전율을 1.0 이상으로 하지 않으면 안 된다. 안전율이 1.0보다 작으면 직립부의 흔들림의 격화, 직립부 하단 기부압력(heel pressure)의 증대현상이 일어나거나 파랑에 의한 부압력이 작용할 때 직립부가 항외 측으로 활동하거나 전도할 위험이 있다.

③ 월파나 연파(stem wave)등에 의하여 보강체가 손상되지 않도록 충분히 피복할 것.

④ 보강체의 높이 a는 직립부 높이의 1/3 이상, 마루폭 b는 보강체 높이 a와 같은 이상으로 하는 것이 바람직하고(참고 그림 (2-5) 참조), 지역 특성 및 항만 이용실태에 따라 변형할 수 있으나 실험적인 검증이 필요하다.

⑤ 콘크리트 블록을 사용할 경우 직립부와 간격을 두지 말고 구조적 일체성을 유지하도록 시공할 것.

(2) 직립부의 항내 측을 쇄석 또는 콘크리트 블록으로 보강할 경우의 활동저항은 식 참고 (2-2)를 만족하여야 한다.

$$\frac{\mu_1 W_1 + R}{P} \geqq 1.2 \qquad \text{참고 (2-2)}$$

여기서,

P : 직립부에 작용하는 수평력 (kN/m)

W_1 : 직립부의 정수중의 수중중량 - 양압력 (kN/m)

μ_1 : 직립부와 사석기초부의 마찰계수

R : 보강재 쇄석 또는 콘크리트 블록의 활동저항력 (kN/m)

활동저항력은 아래와 같은 방법으로 구할 수 있다.

① 쇄석의 활동저항력(참고 그림 (2-4)(a) 참조)

$$R = W_s \tan(\theta + \phi) \qquad \text{참고 (2-3)}$$

여기서,

W_s : 최상단 피복층을 제외한 활동면 상부 사석의 수중중량 (kN/m)

θ : 활동면 경사각 (°)

ø : ø = $\tan^{-1}\mu_2$ (μ_2는 사석층 내부의 쇄석과 쇄석간의 마찰계수, μ_2 = 0.8)(°)

식 참고 (2-3)는 사석부의 힘의 평형식으로부터 얻어지는 것이며 θ를 시행착오법으로 변화시켜 구한 R의 최솟값이 활동저항력이다.

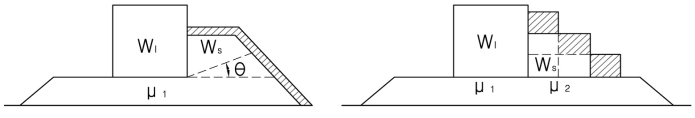
② 콘크리트 블록의 활동저항력(참고 그림 (2-4)(b) 참조)

$$R = \mu_2 W_s \qquad \text{참고 (2-4)}$$

여기서,

W_s : 최상단의 콘크리트 블록을 제외한 수중중량 (kN/m)

μ_2 : 콘크리트 블록과 쇄석기초간의 마찰계수



(a) 쇄 석 (b) 콘크리트 블록

참고 그림 (2-4) 활동 저항면

③ 저항력 R은 파고와 제체 설치수심의 비의 함수로 나타낼 수 있으며, 다케다(Dakeda) 등이 제안한 식 참고 (2-5)는 실험결과를 제시한 예이며 이를 참고할 수 있다. 여기서 재료에 따라 α =0.4～1.0 의 범주에서 변화하는 성질을 알 수 있다.

$$R = \alpha\ W \qquad \text{참고 (2-5)}$$

α=0.9 + 0.2 (H/h′ − 0.5) : 쇄석의 경우

α=0.4 + 0.2 (H/h′ − 0.5) : 콘크리트 블록의 경우

단, H/h′ ≦ 0.5 일 때 H/h′ = 0.5로 본다.

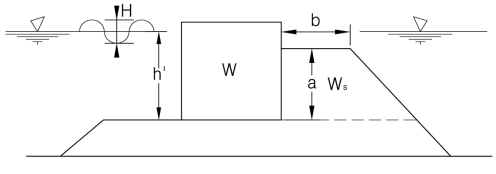
여기서,

W_s : 쇄석 또는 콘크리트 블록의 수중중량 (kN/m)

α : 저항계수

H : 파고 (m)

h′ : 제체설치수심 (m)



참고 그림 (2-5) 보강체의 활동 저항면

2-7-2 경사제의 안정계산

혼성제 및 경사제에서 사석부의 활동 및 피복재료의 소요중량을 검토한다.

(1) 활 동

활동에 대하여는 편심경사 하중에 의한 활동을 검토한다.

(2) 피복재의 소요중량 및 층두께

피복재는 파력에 대하여 충분한 중량을 갖는 한편 내부의 재료가 흡출되지 않을 두께를 가져야 하며, 보조피복층 등 피복층과 내부 층의 마찰력 증대 및 흡출방지 등의 기능을 보강하기 위하여 이들 기능이 탁월한 중간층 블록을 사용할 수 있다.

[해 설]

(1) 편심경사 하중에 의한 활동에 대하여는 제4편 2-4 편심경사하중에 대한 지지력을 참조한다.

(2) 경사제, 소파블록피복제의 소요중량은 제2편 4-10-3 [1] 경사면의 피복석 및 블록의 안정질량에 따라 계산한다. 단, 피복석 등 피복재의 소요중량은 경사제의 파괴특성 등을 고려한 허용파괴율, 고파랑 특성 및 파군특성, 파랑의 지속시간효과, 재료의 형상 및 재질, 경사제의 피복방법에 따라 (난적, 정적, 돌붙임 등) 안정계수 및 소요중량이 달라질 수 있다. 이에 관한 극한 조건 등에 대한 수리실험결과를 토대로 책임기술자의 판단에 의하여 허용범위의 소요중량을 결정할 수 있다. 난적의 피복층은 2층의 두께 이상을 표준으로 한다.

(3) 보조피복층 등 중간층의 투수기능과 조도를 확보하면서 내부사석의 흡출을 효율적으로 방지할 수 있는 크기의 사석재료가 부족할 경우에는 이들 특수한 기능을 보강한 중간층용 블록을 사용할 수 있다.

(4) 혼성제의 피복 재료의 소요중량은 제2편 4-10-3 [2] 혼성제사석부의 피복석 및 블록의 소요질량에 따라 계산한다.

[참 고]

(1) 피복재 밑의 보조피복재(사석 및 중간 블록)의 소요중량은 피복재 중량의 1/20 이상으로 하나 경사제의 경우 1/10~1/15 정도 이상으로 하는 등 층간의 재질 및 수리특성의 이질성을 적게 하는 투수성과 마찰특성을 확보하는 것이 바람직하다. 그 하부 층의 사석의 개체중량은 다시 그의 약 1/20 이상으로 한다.

(2) 보조피복층은 적정규모의 사석층 또는 중간층용 블록을 사용하되, 투수계수와 상하부층간의 마찰계수, 하부층 재질의 흡출을 방지할 수 있는 공극률을 확보할 수 있어야 하며, 이에 따라 피복재의 안정성과 전면의 수리특성(반사파, 쳐오름 높이, 월파 등)이 예민하게 반응하므로 이에 대한 종합적인 검토, 수리실험적인 확인을 거치는 것이 바람직하다. 특히 상부공을 상치콘크리트 등으로 구축하기 위하여 사석기초부를 고조위 부근까지 기초가 높아지게 구조형식을 취한 경사제일 경우에는 이에 대한 대책을 별도의 수리실험 등을 거쳐 검증하여야 한다. 이는 상치콘크리트부와 사석경사부의 접합부에서 수리특성의 현저한 변화가 발생하며, 이는 조위변화 및 이상고조시에 심각한 위험을 초래할 수 있으므로 이를 조건으로 한 수리실험이 필요하다.

(3) 콘크리트 등 특수공법으로 법면을 피복하는 경우 또는 특수하게 짜 맞춘 사석제 및 특수 블록사면으로 투수성 또는 조도가 현저히 달라지는 경우에 대하여는 과거의 시공사례 등을 참고하고 투수성 등의 고려여부에 따른 실험적 검토를 거쳐 신중히 설계한다.

(4) 경사제의 파괴기구 및 평형단면 형성 기구를 고려한 허용파괴율 설계개념과 유지보수개념을 적용한 최적설계시스템을 응용하면 가장 경제적인 설계가 가능한 구조적 장점이 있다. 신뢰성 설계개념과 함께 최적설계개념을 응용한 이들 설계개념을 활용할 수 있는 설계를 권장하나, 이 경우에는 유지보수대책을 명기하여야 한다.

2-7-3 제체전체의 안정계산

중력식 방파제에 있어서는 지반의 특성 및 구조의 특성에 따라서 제4편 6-2 안정계산법에 규정한 원호활동에 대한 안정성을 검토하여야 하며, 침하를 검토하여 방파제의 구조 전체와 지반과의 상호작용에 의한 안정성을 확보하도록 한다. 이 때 구조물 전체에 작용하는 파압 특성 등이 고려되어야 하며, 이에 대한 이론적 해석 또는 실험적 검토를 필요로 한다.

[해 설]

(1) 원호활동에 대하여는 제4편 6-2-1 원호활동면에 의한 안정해석, 침하에 대하여는 제4편 제5장 기초의 침하, 지반개량공법에 대하여는 제4편 제7장 지반개량 공법에 따른다.

(2) 구조물 전체에 작용하는 파압의 계산은 제2편 4-10 파력을 참조한다.

(3) 제체전체의 안정계산에 사용하는 조위는 가장 위험한 조건의 조위 즉 안전율이 가장 작은 조위조건을 대상으로 한다. 설계조위의 결정은 제2편 5-1 설계조위를 참조하되, 가장 위험한 조위조건은 설계고조위와 무관할 수도 있으므로 조위변동과 이상고조를 고려한 수면변동의 극치를 대상으로 가장 위험한 조건을 검토하여야 한다.

2-7-4 두부, 오목부의 안정계산

(1) 두부의 피복석 및 피복 블록은 간부의 피복재의 중량보다 크게 하는 것을 표준으로 한다.
(2) 연약지반의 경우에는 방파제 기준선 길이방향의 활동에 대하여도 검토해야 한다. 이 경우 측면마찰 저항을 고려해도 좋다.
(3) 두부에 등대를 설치하는 경우에는 이에 작용하는 지진력, 파력 및 풍압력을 고려하여 안정계산을 한다.
(4) 오목부의 설계에는 파고의 증대효과를 고려한다.

[해 설]

(1) 경사제나 혼성제의 두부는 간부에 비하여 기부의 세굴이나 작용외력에 불명확한 점이 있으므로 피복재의 중량을 간부보다 크게 해두는 것이 바람직하다. 혼성제 기초사석부의 두부구조물에 대하여는 제2편 4-10-3 [2] 혼성제사석부의 피복석 및 블록의 소요질량을 참조하여 적당히 크게 해둘 필요가 있다. 또 경사제나 소파블록 피복제의 두부는 간부의 1.5배 이상의 중량을 가지도록 한다. 경사제의 사석 및 소파블록의 중량계산은 제2편 4-10-3 [1] 경사면의 피복석 및 블록의 안정질량을 참조한다. 이 때, 상치콘크리트 구조의 유무, 및 설계조위 등 수면변화에 따른 상치부 또는 혼성제 직립부와 사석경사부 접합부의 위치변화, 불규칙파의 파향 변화, 쇄파수심, 사석기초부 두부기부의 세굴 및 혼성제 직립부 기부세굴 등에 따른 피해사례가 다양하게 나타나므로 이들 조건을 현장에 따라 고려한 수리실험이 필요하다. 이 실험결과를 토대로 두부의 구조형식, 투수성, 세굴대책, 통항성, 상치구조와의 연계를 고려한 두부구조물 안정성 검토 및 이를 고려한 설계가 필요하다.

(2) 방파제 기초부의 안정성 해석의 문제와 기부세굴에 의한 손상특성을 검토할 필요가 있으며 이에 대한 대책을 마련하여야 한다. 한편, 파향에 따라서는 제두부 후면에 강한 쇄파파력을 동반한 배후파괴가 주요 원인이 되는 제두부손상사례가 현장파괴사례보고 및 실험적으로 확인되고 있으므로 이에 대한 점검과 대책을 실험적으로 충분히 검토할 것을 권장하며 주의를 요한다.

(3) 오목부를 갖는 직립제, 혼성제의 기준선 형태에 있어서 오목부 자체에서의 파의 집중 외에 파향특성과 연계한 기준선 각 부위로부터의 반사파의 중첩, 연파(stem wave)에 의한 파고 증대 및 분포특성의 차이가 기준면을 따라 발생할 수 있다. 이에 기인한다고 믿어지는 피해사례도 있으므로 기준선의 결정 및 안정계산 등에 있어서는 제2편 4-4-6 [2] 오목부, 방파제 두부 부근 및 도제 주변에서의 파랑의 변형, 제2편 4-10-2 [5] 구조물 반사파랑에 의한 파력에 따라 검토하고 3차원 수리실험 등에 의하여 극한 조건의 불규칙성과 방향성의 영향에 대한 검토를 시행하는 것이 바람직하다.

(4) 방파제의 길이방향의 활동에 대하여는 제4편 6-2-1 원호활동면에 의한 안정해석을 참조한다.

(5) 등대가 설치되는 두부는 등대가 건설되어도 안전하도록 설계 되어야 한다. 또, 등대의 기능을 유지하는데 필요한 부속시설 등을 설치하도록 배려할 필요가 있다. 등대에 작용하는 풍압력에 대하여는 제2편 3-3 풍압력을 참조한다.

2-8 구조세목

2-8-1 직립제

(1) 케이슨(caisson) 및 셀룰러 블록(cellular block)식 제체의 덮개 콘크리트의 두께는 파랑조건, 시공조건을 고려하여 신중히 결정해야 한다.

(2) 상부 콘크리트는 제체와 일체가 되도록 해야 하며, 길이방향에 대하여는 적절한 간격(케이슨의 경우 각 케이슨마다) 으로 연결조인트를 설치해야 한다.

(3) 블록제의 블록은 가급적 크게 하고, 특히 최하단의 블록은 연결조인트(joint) 없이 한 개로 하는 것이 바람직하다.

(4) 셀룰러 블록의 최하단에는 저판(footing)을 붙이는 것이 안정성 확보측면에서 바람직하다.

[참 고]

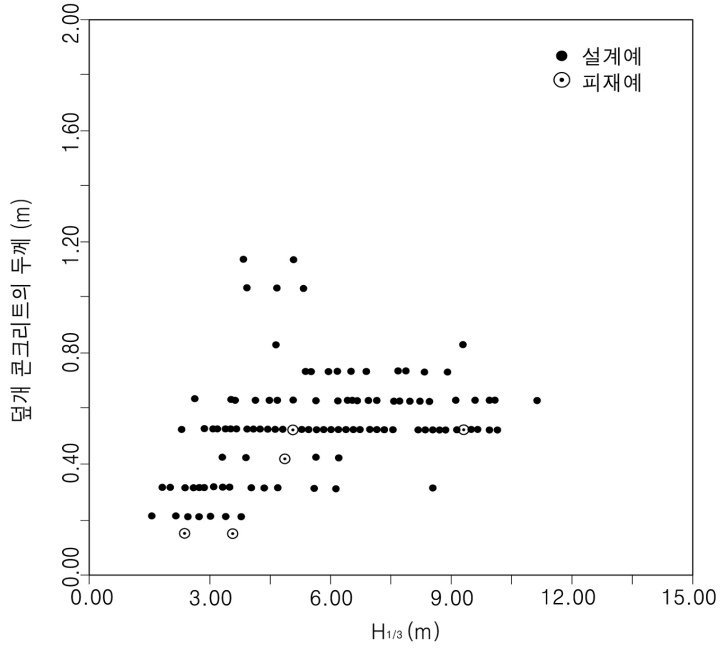
(1) 케이슨식 직립제

① 케이슨의 속채움에는 빈배합 콘크리트 블록, 돌, 자갈, 모래, 슬래그 등이 쓰이며 그 선택에는 공사비, 시공조건, 자연조건을 고려한다. 일반적으로 모래가 널리 쓰이고 있으나 모래, 자갈 등을 속채움재로 사용하는 경우 표면을 덮개 콘크리트 또는 블록으로 완전히 피복하지 않으면 안 된다. 슬래그는 그 종류에 따라 물을 흡수하여 팽창하는 것이 있다. 따라서 슬래그를 사용할 경우에는 슬래그 처리 방법을 포함하여 속 채움재의 재질에 주의를 요한다.

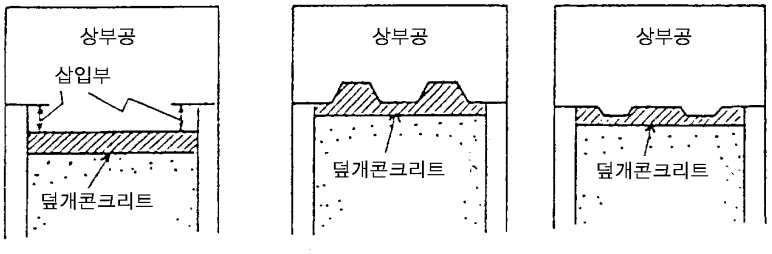
② 덮개 콘크리트의 두께는 통상 30㎝ 이상, 파랑환경이 험한 곳에서는 50㎝ 이상으로 한다. 파랑조건이 험하고 덮개 콘크리트의 상태로 장기간 방치하는 경우 1.0m 이상으로 시공한 예도 있다. (참고 그림 (2-6) 참조) 파랑이 험한 곳에서 프리캐스트(precast)덮개 콘크리트를 사용하면 프리캐스트와 케이슨 간의 간격에 타설한 현장타설 콘크리트가 파랑에 의하여 분리되어 속채움 모래가 빠져나오는 경우가 있으므로 이 경우에는 덮개 콘크리트 밑에 쇄석을 30~50cm 부설하는 경우도 있다. 또, 파랑이 험한 곳에서 덮개 콘크리트에 파랑의 충격으로 균열이 발생하면 속채움 모래가 빠져나올 수 있으므로 그 대책으로서 덮개 콘크리트와 속채움 모래 사이에 부직포를 덮을 수도 있다.

③ 상부 콘크리트에 작용하는 파력에 대하여는 불명확한 점이 많기 때문에 제체와 일치되도록 시공한다. 시공조인트(construction joint)의 시공은 콘크리트표준시방서에 따른다. 더욱 일체화를 증진하기 위하여 케이슨 속으로 상부 콘크리트가 들어가도록 타설하는 방법, 덮개 콘크리트에 요철을 붙이는 방법(프리캐스트인 경우가 많다), 철근이나 형강을 삽입하는 방법 등이 있다.(참고 그림 (2-7) 참조). 또, 파라핏(parapet)과 상부 콘크리트가 일체가 되도록 시공조인트에 홈을 설치하거나 철근이나 형강을 삽입시키는 등의 방법이 바람직하다.

④ 직립제는 기부가 세굴되기 쉬우므로 암반이 아닌 장소에서는 근고공을 충분히 시공한다. 또, 암반기초는 수평이 되어야 하지만 포대 콘크리트로 요철을 고르는 일이 많다. 포대 콘크리트의 배합은 단위 시멘트 량을 3kN/㎥ 이상으로 한다.



참고 그림 (2-6) 덮개 콘크리트의 시공 예



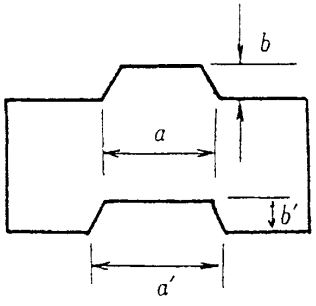
참고 그림 (2-7) 상부 콘크리트 타설면

(2) 콘크리트 블록식 직립제

① 블록의 쌓기 방법에는 수평 쌓기 경사 쌓기가 있으나 일반적으로 시공이 쉬운 수평 쌓기가 많다. 침식작용이 심한 장소 또는 침하가 심한 장소에서 비교적 수심이 얕은 곳에서는 경사 쌓기로 하는 경우도 있다. 이때에는 블록이 충분히 침하한 후에 상부 콘크리트를 시공한다. 상부 콘크리트는 길이방향으로 10~20m의 간격으로 연결조인트를 둔다. 수평 쌓기의 경우에는 일체성이 유지되도록 방파제 길이방향과 직각인 단면(횡단면)의 종방향 연결부(joint)는 위에서 밑에까지 통하지 않도록 엇갈려 배치한다. 경사 쌓기의 경우, 횡단면은 한 개의 블록으로 구성하는 것이 바람직하다. 경사의 각도는 보통 수평에 대하여 50~80°이다.

② 방파제 길이방향의 단면(종단면)에 있어서도 가급적 종방향 연결부는 연속되지 않도록 한다.

③ 콘크리트 블록은 활동을 방지하기 위하여 참고 그림 (2-8)과 같은 요철을 만들어 서로 맞물리도록 하는 방법이 일반적으로 사용된다. 볼록(凸)부의 폭 a는 50㎝정도, 높이 b는 20㎝ 정도, 또는 , 오목(凹)부의 폭 a′, 높이 b′는 각기 a, b보다 5㎝ 정도 크게 하는 경우가 많다. 더욱 콘크리트 블록의 활동을 방지하는 방법으로 미리 콘크리트 블록에 구멍을 뚫어놓아 콘크리트 블록을 쌓아 올린다음 콘크리트를 채우거나 또는 50~70mm의 철봉 또는 헌 Rail을 넣고 그 주위에 모르타르를 주입하는 방법도 있으나 구멍이 너무 작으면 효과는 적고 너무 크면 콘크리트 블록이 파괴될 위험이 있다. 또, 콘크리트 블록을 맞물리게 하여 활동을 방지하는 방법도 있고 거북등 모양이나 북모양 등 이형 블록의 예도 있다. 그러나 통상의 설계에서는 이들의 효과는 무시하고 설계한다.



참고 그림 (2-8) 콘크리트블록 연결부

(3) 셀룰러 블록(cellular block) 직립제

① 셀룰러 블록의 속채움은 빈배합 콘크리트 또는 돌을 사용한다. 속채움에 콘크리트를 쓰면 셀룰러 블록 직립제의 일체성을 확보할 수 있다.

② 셀룰러 블록을 2단쌓기로 하면 일체성이 떨어지므로 가급적 1개로 하는 것이 바람직하다. 부득이 단쌓기로 할 경우에는 본편 2-4 구조형식의 선정 [참고] 참고 그림 (2-3)(g)와 같이 셀룰러 블록 벽면의 상하에 요철을 붙여 상하의 셀룰러 블록을 맞물려 일체성을 높일 수 있다.

③ 속채움을 돌로 하는 경우 돌이 빠져나옴을 방지하기 위하여 셀룰러 블록에 저판을 붙이는 경우가 있다.

④ 상부 콘크리트는 기준선방향으로 10~20m 간격으로 연결조인트를 둔다.

(4) 콘크리트 단괴식 직립제

① 콘크리트 단괴식 직립제에서는 수축 또는 부등침하에 의한 균열을 방지하기 위하여 1개 블록을 5~10m로 해야 한다.

② 콘크리트의 타설은 수중 콘크리트 공법, 프리팩(prepacked)콘크리트 공법, 또는 드라이 워크(dry work)공법으로 한다.

③ 기초에는 다소 요철이 있어도 지장은 없으나 암반상의 모래, 암편, 또는 해초 등을 잘 제거하여 콘크리트와의 밀착을 좋게 하고 거푸집에 접하는 부분은 다듬어서 접착을 좋게 해야 한다. 기초의 요철이 크고 지반이 단단하여 평평하게 다듬기가 어려운 경우에는 지반의 요철에 맞추어 거푸집을 잘라내어 거치 시 접합을 좋게 한다.

④ 상부 콘크리트는 길이방향으로 10~20m 간격으로 연결이음부를 설치한다.

2-8-2 혼성제

사석기초부의 수심이 매우 깊은 경우나 파랑이 작아 사석기초부의 문제가 특별히 없는 경우를 제외하고는 근고블록을 설치하여 사석부의 세굴을 방지하도록 해야 한다. 근고블록은 직립부에 밀착시킨다.

[해 설]

(1) 직립부에 대하여는 본편 2-8-1 직립제에 준한다.

(2) 혼성제의 사석기초부는 직립부의 안정성을 확보하기 위하여 극히 중요하고 특히, 직립부 하부가 세굴 또는 흡출되면 직립부가 경사되거나 활동하기 쉬워지고 또, 경우에 따라서는 직립부 부재의 파괴에 이르는 일도 있다.

(3) 근고 블록의 전면에는 사석마운드 피복재가 설치되는데 근고 블록의 안정성면에서 피복재와 콘크리트 블록의 단차는 가급적 적은 것이 좋다.

(4) 근고 블록에 구멍을 뚫어 투수성을 확보하여 재료간의 이질성을 줄이고, 급격한 극한수리특성의 발생을 저감하여 기초부의 세굴과 흡출을 방지하며, 콘크리트블록에 작용하는 양압력은 저감하고 내파안정성은 크게 향상시킬 수 있다. 이와 같은 수리특성을 향상시키기 위해 근고공의 다양한 구조형태를 고려할 수 있다.

[참 고]

(1) 근고 블록을 설치하는 경우에는 직립부의 외해 측에 2개 이상 내해 측에 1개 이상 설치하는 것이 바람직하다.

(2) 근고 블록의 구멍이 너무 크면 세굴·흡출방지 효과가 저하되기 때문에 개구율은 10% 정도가 좋으나, 이러한 문제가 없다면 기초부의 재질특성에 따라 다양하게 변화시킬 수 있다.

(3) 근고 블록의 소요두께는 식 참고 (2-6)에 의하여 초기 설계치를 구할 수 있다.

$$t/H_{1/3} = d_f\,(h'/h)^{-0.787} \qquad \text{참고 (2-6)}$$

여기서,
- t : 근고 block의 소요두께 (m)
- d_f : 간부에서는 0.18, 두부에서는 0.21 (m)
- h : 설계수심 (m)
- h' : 블록을 포함하지 않은 기초mound부의 마루수심 (m)

적용범위는 h'/h = 0.4~1.0으로 한다.

근고 블록 제원의 계산은 식 참고 (2-6)에 의하여 소요두께를 정하고 참고 표 (2-1)에 의하여 블록의 제원을 구하여 설계값으로 사용할 수 있다. 근고 블록의 설치수심이 설계파고의 2배 이내에 위치할 수 있는 조건이 발생 가능할 경우에는 수리모형실험 등을 통하여 그 기능과 안정성을 확인할 필요가 있다. 참고 그림 (2-9)에 블록형상에 따른 제원의 예를 나타낸다.

(4) 항내 측의 근고블록에 대하여는 항내파랑, 시공시파랑 및 월파의 영향을 고려하여 설계할 필요가 있다. 항내 측의 근고블록은 항외 측의 근고블록 중량보다 가벼운 중량을 사용해도 좋다. 종래의 설계에서는 항외 측의 1/2정도의 중량을 채택한 한 예가 많다. 단, 항내 파랑이나 시공시의 파랑에 의한 소요중량 보다 작아서는 안 된다. 특히, 시공단계에 따라 두부가 되는 장소에 대하여는 주의가 필요하다.

(5) 소파블록 피복제의 항외 측의 근고블록에 대하여도 소파공 없이 방치하는 기간 등을 고려하여 시공 시 파랑에 대하여 식 참고 (2-6)을 써서 근고블록의 제원을 구할 수가 있다.

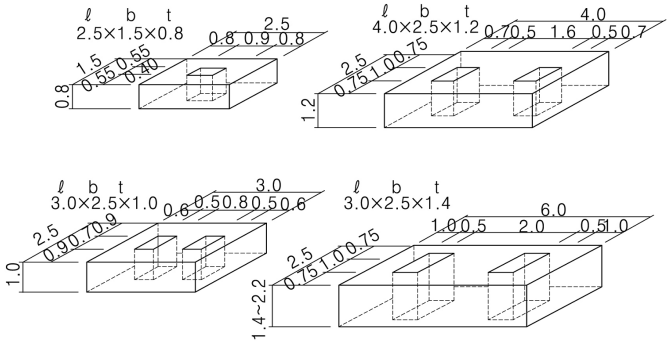
(6) 사석기초부는 다짐효과를 얻기 위하여 한 계절 동안 방치하는 것이 좋으며 이렇게 하면 직립부 거치후의 침하도 적다.

(7) 세굴 및 세립자의 흡출 등이 우려되는 경우에는 세굴·세립자 흡출 방지공을 설치한다. 세굴방지공으로는 소단모양으로 사석을 투하하거나 버림 블록, 아스팔트 매트, 합성수지 매트 등에 의하여 비탈면 하단을 보호하는 방법이 있다. 이러한 세립자의 흡출, 세굴, 그에 의한 기초부의 침하 등을 저감 또는 방지하기 위한 방법을 다양하게 검토 적용할 수 있으며, 적용성에 대하여는 극한조건을 대상으로 하여 실험적으로 검증할 필요가 있다.

(8) 직립부를 똑바로 거치하기 위하여 사석상부는 공극을 메우는 등 수평으로 요철이 없이 사석이 충분히 맞물리도록 하여야 한다. 요철이 심하면 케이슨의 경우 케이슨이 뒤틀림 힘을 받거나 저판에 집중력이 작용하는 등 악영향을 받는다. 고르기 폭은 직립부의 양측에 적당한 여유를 고려할 필요가 있다. 근고 블록이나 피복석이 있는 경우에는 이 부분도 고르기를 하여야 한다.

참고 표 (2-1) 근고 블록의 소요두께와 제원

근고 블록소요두께 t(m)	규 격 ℓ(m)×b(m)×t(m)	무 게 (t/개)	
		유공형	무공형
0.8 이하	2.5×1.5×0.8	6.23	6.90
1.0 이하	3.0×2.5×1.0	15.64	17.25
1.2 이하	4.0×2.5×1.2	24.84	27.60
1.4 이하	5.0×2.5×1.4	37.03	40.25
1.6 이하	5.0×2.5×1.6	42.32	46.00
1.8 이하	5.0×2.5×1.8	47.61	51.75
2.0 이하	5.0×2.5×2.0	52.90	57.50
2.2 이하	5.0×2.5×2.2	58.19	63.25



참고 그림 (2-9) 근고 블록의 형상

2-8-3 경사제

(1) 경사제의 기부에는 저질특성 등 필요에 따라서 세굴 및 세립자 유출방지공을 설치한다.
(2) 난적의 블록제나 사석제에 상부공을 설치할 때에는 상부공의 기초석이나 작은 버림 블록으로 고르기를 한다.
(3) 표사의 영향이 있는 곳에서는 파랑과 함께 모래도 투과하여 항내의 매몰이 예상되므로 표사제어구조물 또는 모래막이공 등을 설치하도록 한다.

[해 설]

지진 및 파랑에 의한 액상화 발생한계와 그 가능성에 의한 구조물의 침하 및 안정성에 대한 점검과 대책을 검토하여야 한다. 이때 수리학적 구조물 기부세굴특성과의 관계도 함께 검토하는 것을 권장한다. 이들 특성을 검토할 수 있는 항목은 다음과 같다.

(1) 세굴방지공으로는 사면의 선단부에 소단형으로 사석을 투하하거나 버림 블록, 아스팔트 매트, 합성수지 매트 등을 채택할 수 있으나, 기부세굴을 방지할 수 있는 다양한 방법을 검토하여 적용할 수 있다. (참고 그림 (2-3)(b) 참조)
(2) 경사제의 표면 마무리는 표층 피복 재료를 서로 잘 맞물리도록 시공하고 마루부분은 특히 정밀하게 마무리한다.
(3) 모래막이 공으로는 경사제 내부에 널말뚝, 블록 등으로 벽을 설치하거나 입도분포가 양호한 석재를 경사제의 내부 또는 항내측 법면에 설치한다.
(4) 경사제는 파랑에 의하여 제체가 변형되기 쉬우므로 유지보수를 게을리 하면 안 된다.
(5) 피복을 샌드매스틱(sandmastic)공법으로 하는 경우의 배합은 제3편 4-4 샌드매스틱을 참조한다.
(6) 지반이 연약한 경우에는 침하나 함몰에 의하여 설계상의 단면적보다 상당히 많은 사석이나 버림블록을 필요로 하나 지반이 양호한 경우에도 사석의 분산이나 다짐 등을 고려하는 것이 보통이다.

2-8-4 소파블록 피복제

소파블록의 하부 및 기부 부근에는 필요에 따라 세굴 및 세립자 유출방지공을 설치한다.

[해 설]

(1) 파랑에 의한 지반의 세굴, 세립자 흡출에 의한 소파공의 침하가 발생하기 쉬우므로 세굴 방지공을 설치한다. 세굴 방지공에 대하여는 본편 2-8-3 경사제를 참조한다.

2-9 부재계산

케이슨, 셀룰러(cellular) 블록, L형 블록의 부재계산은 제5편 프리캐스트 콘크리트부재에 따른다.

2-10 중력식 특수 방파제

2-10-1 일 반

중력식 특수방파제의 설계에 있어서는 본편 제2장 방파제에 준하는 설계기준 외에 기능 및 형상을 검토하여 소요 구조제원을 적절히 설정한다.

[참 고]

(1) 중력식 특수방파제는 파력에 대하여 중량으로 저항하는 형식이므로 주로 직립제나 혼성제의 직립부를 소파성능이나 내파안정성 등의 면에서 개량한 구조물이다. 이들 형식에는 통수성을 갖는 투과형과 그렇지 않은 불투과형이 있으나 불투과형이 많다.

(2) 구조형식은 특수한 형상의 케이슨을 사용하는 이형케이슨제와 특수한 블록을 연직으로 쌓은 직립소파 블록제로 대별된다. 이형케이슨은 다시 직립소파형, 사면형, 블록내장형 등으로 분류된다.

(3) 직립소파 블록제는 다양한 구조형식을 가지고 있으나 일반적으로 항내 등 파랑환경이 험하지 않은 곳에서 쓰인다.

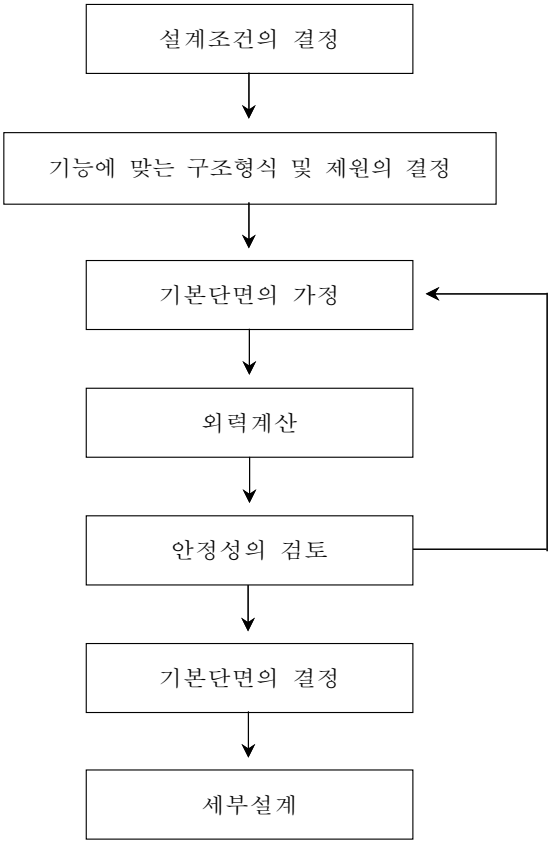
(4) 직립소파형 케이슨은 일반적으로 파랑환경이 잔잔한 곳에서 쓰여 왔으나 이중원통케이슨 등과 같이 대수심, 고파랑 지역으로 적용성을 확장할 수 있는 것이 있다.

(5) 이들 방파제는 그 적용조건이 한정된 것이 많으므로 해역의 환경 및 이용조건에 따라서 신중히 검토하여 적절한 형식의 것을 선정할 필요가 있다.

(6) 종래의 기본형식과 다른 이들 방파제에 관하여는 파력, 파의 투과율, 반사율, 물의 투과성(해수교환율) 등의 수리특성이 아직까지 파악되지 않은 것도 있어 설계 시에는 체계적인 해석 및 수리모형실험 등에 의한 검증이 있어야 한다.

(7) 설계의 순서

중력식 특수방파제의 설계는 다음에 나타난 순서에 따라 행하는 것이 좋다(참고 그림 (2-10) 참조).



참고 그림 (2-10) 중력식 특수방파제의 설계순서

(8) 설계조건의 결정

설계조건의 결정은 본편 2-3 설계조건의 결정에 준한다. 단, 소파기능을 가지는 형식의 방파제에서는 주 소파대상 파랑조건을 따로 결정할 수 있다. 즉 소파의 목적 및 파랑조건에 따라 안정성의 검토와 부재계산에 쓰이는 설계파 조건과는 별도로 정할 수 있다. 오히려 해역기능을 중시한 최대 빈도파랑이나 설계파보다 작은 빈도파랑조건(평상파)의 파랑제어기능을 강조하는 경우가 많다.

(9) 기능에 맞는 구조제원의 결정

직립소파형 방파제에 있어서 반사파, 처오름 높이, 월파량 등을 고려한 최적의 파랑제어기능을 고려하여 목표로 하는 소파기능을 만족하고 안정성을 확보하는 구조제원을 결정하지 않으면 안 된다. 또, 이형 케이슨을 사용한 방파제에서는 그 형상의 특수성에 근거한 소요제원을 적절히 결정해야 한다. 특히, 전달율은 형식에 따라 다르므로 당해구조의 전달특성에 따른 마루높이를, 그리고 통수성을 갖는 경우에는 개구부의 제원을 적절히 결정할 필요가 있다.

(10) 기본단면의 설정

소파기능을 고려한 구조제원을 제외한 기본단면의 설정은 본편 2-5 기본단면의 설정에 준한다. 단, 종래의 기본형식 케이슨제의 경우 기초사석부와 파랑의 조건에 따라서 강력한 충격쇄파력이 발생하는 일이 있으므로 충격쇄파파력의 발생을 피하도록 기초사석부의 형상을 결정할 필요가 있으나 투수성을 가지는 곡면 슬릿케이슨(slit caisson)이나 멀티셀 케이슨(multicellular caisson) 등과 같은 특수 케이슨제의 경우에는 그 필요성이 없는 것도 있다.

(11) 외력계산

외력의 계산은 본편 2-6 외력계산에 준한다. 단, 파력은 구조형식에 따라서 현저하게 다르므로 당해구조 형식에 따른 적절한 계산식 또는 조건에 대한 수리모형실험에 의하지 않으면 안 된다. 특히, 다양한 부재로 구성된 구조물에 있어서는 직립부 전체의 안정성 검토에 쓰이는 파력 이외에 부재에 작용하는 파력에 대하여도 충분히 검토할 필요가 있다. 특히 상판을 불투과성 구조물로 설치할 경우에는 유수실내의 복합적인 파동 및 파랑과 공기압과의 상호작용에 의한 파랑제어 기능의 변화 및 상판에 미치는 파력의 변화를 실험적으로 검토할 필요가 있다.

(12) 안정성의 검토

안정성검토는 본편 2-7 안정계산에 준한다.

(13) 부재계산

부재계산은 구조형식의 특수성에 맞게 제5편 프리캐스트 콘크리트 부재의 내용을 준용하여 계산한다.

2-10-2 직립소파 블록제

[1] 일 반

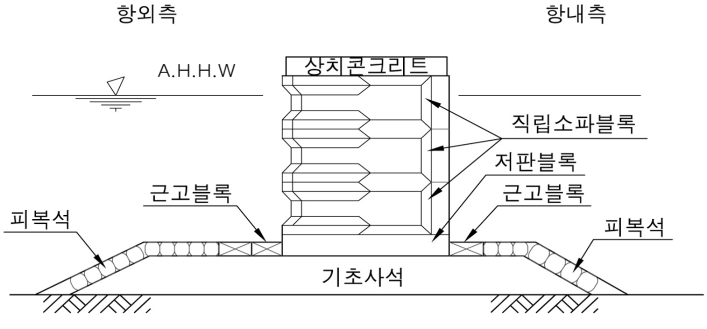
직립소파 블록제는 소파성능 등을 충분히 조사하여 적절한 블록을 선정하고 필요에 따라 수리모형실험을 행하여 설계한다.

[해 설]

(1) 직립소파 블록제는 소파기능을 가진 특수블록(직립소파블록)을 직접 쌓아올린 블록식 직립제 또는 혼성제이다. 직립소파 블록은 다양한 구조형식이 개발되어 있으므로 그 소파성능 등을 충분히 조사하여 적절한 블록을 선정하도록 한다.

(2) 직립소파 블록의 반사율은 파랑의 주기에 따라 크게 다르므로 그 영향을 충분히 고려하여야 한다. 반사율의 결정에 있어서는 현지 조건을 고려한 수리모형실험에 의하는 것이 바람직하나, 기왕의 실험에 의한 값을 참고로 하여 정할 수 있다.

(3) 직립소파 블록제는 일체구조인 대형블록을 제외하고 일반적으로 파고가 비교적 작은 내만 또는 항내에서의 방파제로서 쓰이고 있다.



해설 그림 (2-3) 직립소파 블록제의 단면 예

[2] 마루높이

직립소파 블록식 방파제의 마루높이는 본편 2-5-1 직립제를 참고하여 기능을 만족시키는 높이 및 소파부의 높이를 고려하여 정한다. 소파부의 마루높이는 소파효과를 고려하여 결정한다.

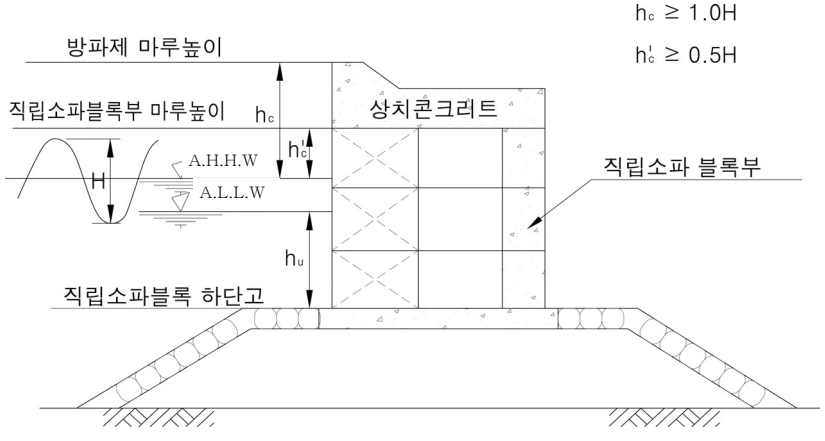
[해 설]

(1) 직립소파 블록제는 혼성제에 비하여 월파 및 전달파는 적으나 소파블록 피복제보다는 크게 나타난다. 마루높이는 이들 특성과 배후의 이용조건을 충분히 고려하여 결정한다. 또, 마루높이를 결정할 때는 상부 콘크리트의 시공상 필요한 두께를 확보할 수 있도록 한다.

[참 고]

(1) 직립소파 블록제의 소파효과는 직립소파 블록부의 마루 및 하단의 높이에 따라 변화한다.

(2) 마루높이($h_{c'}$)에 대하여는 적어도 약최고고조위상 제체안정성 검토에 이용되는 설계유의파고의 0.5배 이상으로 한다. 또, 하단고(h_u)에 대하여는 약최고저조위하 제체안정성 검토에 이용되는 설계유의파고의 2배 이상의 깊이로 하는 것이 바람직하다(참고 그림 (2-11) 참조).



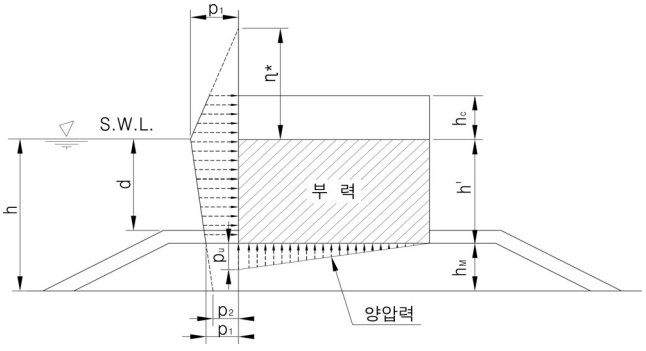
참고 그림 (2-11) 직립소파 블록식 방파제 마루높이

[3] 파 력

직립소파 블록제에 작용하는 파력은 제2편 4-10-2 [9] 직립 소파케이슨에 작용하는 파력에 준한다.

[참 고]

(1) 직립소파 블록제에 작용하는 파력은 참고 그림 (2-12)와 같이 보며 부력을 고려한다. 직립소파 블록 각단 및 상부공에 작용하는 양압력은 제체전면에서 양압력 산정위치에서의 파압과 같은 강도를 갖고 제체후단에서 0이 되도록 삼각형 분포로 한다.



참고 그림 (2-12) 안전성의 검토에 사용하는 파압분포

(2) 입사파의 입사각에 의한 파압강도 변화에 대하여는 특별히 실험으로 확인되지 않는 한 고려하지 않는다. 단 입사각에 의한 파랑제어효과의 변화, 연파 등 특수한 파랑환경의 발생가능성이 우려되는 경우에는 이들 특성에 대한 해석과 안정성에 대한 영향을 검토하고 대책을 수립하는 것을 권장한다.

2-10-3 소파 케이슨(caisson)제

[1] 일 반

소파 케이슨제는 소파성능 등을 충분히 검토하여 적절한 구조형식을 선정하고, 수리모형실험 등에 의해 수리특성 검증을 거쳐 설계하도록 한다.

[해 설]

소파 케이슨제는 적절한 구조형식을 선정하여 설치하였을 때, 기본형식의 직립제 및 혼성제에 비하여 다음의 특징을 갖는다.

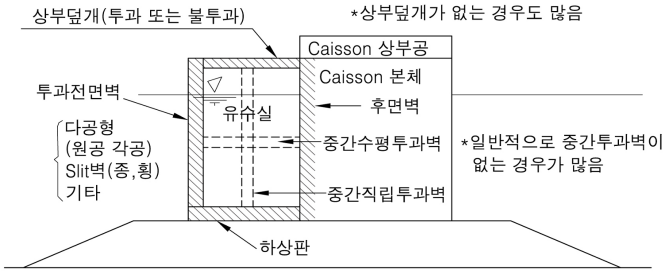
(1) 반사파를 저감시킬 수 있다.

(2) 월파에 의한 전달파를 저감시킬 수 있다.

(3) 파력을 저감시킬 수 있다. 특히, 높은 기초사석부를 가지는 케이슨제에서는 큰 충격쇄파력이 작용하는 경우라도 소파 케이슨제에서는 현저한 파력증대가 없다. 이 외에도 기포의 혼입을 촉진하고 해수의 폭기 기능을 가지며 유수실이 어초기능 등 친환경적 효과를 가진다.

[참 고]

(1) 소파 케이슨은 전면부에 투과벽과 유수실을 갖고 이것에 의하여 소파효과를 발휘하는 구조형식을 말한다. 참고 그림 (2-13)은 소파 케이슨의 구조요소를 보여주는 것이나 각 요소의 형상, 조합에 따라서 종 슬릿케이슨, 횡 슬릿케이슨, 곡면 슬릿케이슨, 다공식 케이슨 등 다양한 구조형식을 생각할 수 있다. 소파케이슨의 구조형식의 선정에 있어서는 각 구조의 소파성능, 내파성 등의 특성을 체계적으로 검토한 후 설계조건, 이용조건, 경제성 등을 고려하여 적절한 구조를 선정할 필요가 있다.



참고 그림 (2-13) 직립소파 케이슨의 구조요소

(2) 다양한 소파 케이슨제의 구조형식 및 수리특징을 고려하여 해역의 파랑제어 목적에 부합하는 최적의 형상을 채택할 수 있으나, 극한조건 등에 대한 체계적 해석과 수리모형실험을 통한 검증이 바람직하다.

[2] 소파대상 파랑조건의 결정

소파 케이슨의 설계 시에 소파의 목적 및 파랑조건에 따라서 소파의 주된 대상이 되는 파의 조건을 안정성의 검토 또는 부재계산에 사용하는 설계파와는 별도로 정할 수 있다.

[해 설]

소파 케이슨은 일반적으로 반사파 저감을 목적으로 채용하는 경우가 많으나 그 소파의 목적을 분명히 하여 거기에 따라서 소파대상 파의 조건 및 목표반사율을 결정하여야 한다. 특히 소파 케이슨의 반사율은 파의 주기에 의하여 현저하게 변화하므로 주기의 특성을 분석하여 소파대상 파의 조건을 결정할 필요가 있다.

[3] 소파부 제원의 결정

투과 벽과 유수실로 이루어지는 소파부의 구조 및 제원은 당해 구조의 소파특성 조위 변화 등을 고려하여 소파 대상파의 반사율이 목표반사율 이하가 되도록 적절히 정한다.

[해 설]

(1) 소파부의 구조 및 제원은 소파성능 외에 월파, 전달파나 파력에도 관계가 있으므로 이들 특성도 고려하여 결정할 필요가 있다.

(2) 소파 케이슨의 반사율은 파랑, 조위, 수심 외에 전면 투과벽의 구조, 유수실의 폭, 유수실 상부덮개 유무와 그 높이 및 기초사석부의 높이 등에 의하여 변화하므로 소파대상파의 반사율이 목표반사율 이하가 되도록 적절히 소파부의 구조제원을 결정하여야 한다. 파랑제어 기능면에서 보면 유수실의 높이를 충분히 높게 하거나 개방성을 유지하는 것이 좋다

[4] 안정성의 검토에 쓰이는 파력

안정성의 검토에 사용할 파력은 제2편 4-10-2 [9] 직립 소파케이슨에 작용하는 파력에 따른다.

[5] 부재계산에 사용하는 파력

부재계산에 사용할 파력은 각 부재에 작용 가능한 외력특성 중 가장 불리한 것을 사용한다.

[해 설]

소파 케이슨의 부재에 작용하는 파력에 대하여는 제2편 4-10-2 [9] 직립 소파케이슨에 작용하는 파력 이외에 제5편 4-2 부재에 작용하는 외력을 참조하여 적용한다.

2-10-4 상부사면 케이슨(caisson)제

[1] 일 반

상부사면 케이슨제는 파랑의 전달특성 등을 충분히 조사하여 적절한 형식을 선정하며 필요에 따라서 수리모형실험을 통하여 검증하여 설계하도록 한다.

[해 설]

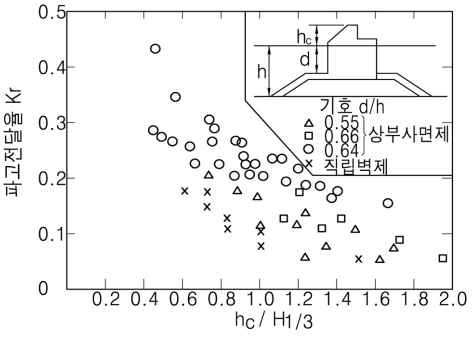
상부사면 케이슨제는 수평파력을 저감하는 동시에 사면벽에 작용하는 파력을 제체의 안정에 이용할 수 있는 방파제 구조형식이다. 기본형식의의 직립제와 비교하여 전달파고가 커지므로 항내정온도 등을 고려하여 마루높이를 결정한다.

[참 고]

(1) 상부사면 케이슨제에 있어서 사면벽의 경사를 급하게 하면 항내전달파는 상대적으로 저감하는 효과가 있지만 역으로 파압이 커져서 사면제로서의 효과가 감소된다. 전달율의 변화 양상, 파압 감쇄효과, 시공성 등으로 보아 사면경사는 45°로 하는 것이 좋다. 그 이외의 구조세목은 본편 2-8 구조세목에 따른다.

(2) 상부사면케이슨제의 전달파고는 참고 그림 (2-14)에서 보는바와 같이 마루높이가 같은 직립제의 2배 정도가 되며 마루높이를 설계유의파 $H_{1/3}$과 같게 하면 직립제의 마루높이가 설계유의파고의 0.6배인 경우와 같은 정도로 전달파고를 억제할 수가 있다.

(3) 상부사면 케이슨제에서는 정수면에서부터 사면으로 하는 것이 일반적이나 사면하단이 정수면 보다 밑에 있는 반잠수형으로 하면 파력을 더욱 저감시킬 수 있다. 조차 등이 큰 해역에서는 이 기준면의 설정에 주의할 필요가 있다.



참고 그림 (2-14) 파고전달율과 상대마루높이

(4) 케이슨 전면의 직립부 영역을 소파블록으로 피복한 소파블록 피복 상부사면제에서는 반사파를 저감시킬 뿐 아니라 전체의 안정성도 통상의 상부사면제보다 우수하다. 단, 소파블록의 마루높이에 따라서는 충격 쇄파압의 발생으로 이어지는 경우도 있다. 또, 소파블록이 정수면까지만 있으므로 블록의 안정성을 확보하기 위하여 특히 주의할 필요가 있다.

[2] 파 력

상부사면 케이슨제에 작용하는 파력은 수리모형실험 또는 적절한 산정식에 의하여 결정한다.

[참 고]

(1) 상부사면 케이슨제에 작용하는 파력은 수리모형실험을 통해 결정하는 것이 바람직하나 이것이 곤란할 경우 제2편 4-10-2 [8] 상부사면 케이슨제에 작용하는 파력을 참조할 수 있다.

(2) 소파블록으로 피복된 상부사면 케이슨제의 파력은 제체의 안정성검토를 위한 파력조건과 구조부재의 부재력 계산을 위한 파력조건을 별도로 정할 수 있다.

2-11 친수기능 방파제

친수기능이 고려된 방파제는 자연조건, 하중조건 등의 변화가 이용자의 안전성에 미치는 영향을 검토하여야 한다. 단면제원의 결정시에는 월파 및 물보라의 영향, 이용자의 미끄러짐, 전도 및 전락의 방지, 전락한 이용자의 원활한 구조활동을 위한 부대시설을 적합하게 설치해야 한다.

[해 설]

(1) 친수기능 방파제의 단면설정, 마루높이, 안정계산 등은 본편 2-5-1 직립제 및 2-5-3 경사제에 준한다.

(2) 친수기능 방파제의 마루높이는 직립제 및 경사제에 준하는 마루높이에 더하여 월파 및 물보라 등으로 부터 이용자의 안전을 확보할 수 있는 마루높이 검토가 필요하다.

(3) 마루높이는 제체의 마루높이와 이용상의 마루높이로 구분할 수 있으며 이용자에 대한 안전을 검토하는 경우에는 실제 이용자의 이용하는 높이인 이용상의 마루높이가 그 검토대상이 된다.

(4) 친수기능 방파제는 불특정 다수가 이용할 수 있는 시설이므로 이용자를 위한 안전시설과 편의시설 등도 고려해야 한다.

(5) 친수기능 방파제 안전시설은 '항만시설물의 안전시설 설계지침(2009, 국토해양부)'을 참조할 수 있다.

2-12 목재취급시설의 방파제

2-12-1 수면목재 저장장 및 수면 정리장의 방파제

(1) 목재취급시설의 방파제는 이상고조위시 목재가 유출하지 않도록 방파제의 구조, 배후수역의 이용 상황 등에 따라 적절한 높이로 한다.

(2) 목재취급시설의 방파제는 본편 제2장 방파제 및 본편 제3장 기타 형식의 방파제의 규정에 준하고 또 필요에 따라서 목재의 충돌력에 대한 구조의 안정을 확보하도록 한다.

[해 설]

목재 저장 수역 및 수면정리장은 일반적으로 항내 깊숙한 곳에 위치하므로 일반적인 방파제의 경우와 달리 파랑을 주요 외력인자로 하는 기능보다는 목재의 유출방지기능이 중요하다. 따라서 바람, 조류, 해일 및 장주기 파랑에 의한 목재의 충돌력에 대한 안정성 등에 대하여 검토해야 한다.

[참 고]

(1) 제체 내부 수역의 정온도에 대하여는 이상 시에도 50㎝ 정도의 파고인 경우가 많다. 목재의 유출 등과 관련한 수리현상은 파고뿐만 아니라 폭풍해일 등 장주기 파동과 이상수면변동과 관련한 목재의 이동과 산란이 문제가 되는 경우가 있으므로 이에 대한 검토가 중요하다.

(2) 마루높이는 이상고조위시에 목재가 유출하지 않도록 결정하여야 하나 이상조위상 설계유의파고의 0.6배 정도 이상으로 하는 것이 바람직하다.

(3) 목재의 충돌력에 대하여는 목재의 이동 및 동요요인이 되는 지역의 외력 특성을 고려하여 계산되어야 한다. 명확한 정량적 기준을 마련하기 어려운 점이 많으므로 지역의 특성과 이용특성을 충분히 고려하고 기존의 설계사례 등을 참고하는 것이 좋다.

2-12-2 목재유출방지책

(1) 목재유출 방지책은 목재 유출을 방지할 수 있는 마루높이, 말뚝간격을 갖추고 필요에 따라 상부공을 설치한다.

(2) 목재유출 방지책 및 목재계류용 말뚝은 목재의 충돌력, 견인력에 견딜 수 있는 구조로 한다.

[해 설]

(1) 목재정리장의 목재 유출을 방지하기 위하여 필요에 따라 목재 유출 방지책 또는 목재계류용 말뚝을 설치한다.

(2) 목재유출 방지책 및 목재 계류용 말뚝의 구조 설계에 있어서 고려하여야 하는 주요 하중은 파랑, 바람, 조류 및 해일(폭풍해일 및 지진해일) 등 장주기 성 파동에 의한 목재의 동요와 이류에 의한 충돌력 또는 견인력이다. 현지조건에 따라서는 파력 및 해수유동에 의한 유체력 자체가 중요할 경우가 있으므로 이를 고려한다.

2-13 폭풍해일 방파제

(1) 폭풍해일 대책을 주목적으로 하는 방파제는 폭풍해일에 의한 배후 수역 및 육역의 피해 영향의 저감효과를 감안하여 평면배치 및 마루높이 등을 결정하도록 한다.

(2) 폭풍해일 대책을 주목적으로 하는 방파제는 파랑 등의 외력에 대한 구조의 안정은 물론 폭풍해일 내습시의 외력특성을 감안하여 구조의 안정을 확보하도록 한다.

[참 고]

(1) 폭풍해일 방파제의 마루높이는 설치 위치의 설계조위와 설계파랑 특성을 고려하여 해일에 의한 배후지 방재시스템과 연계하여 필요한 높이를 구한다.

(2) 제체의 안정성은 설계조위의 수면조건에 설계파가 내습한 경우를 검토하고, 방파제 내외의 수면차는 폭풍해일 등 장주기 수면변동에 의한 상승과 하강의 시간 변동을 고려한다. 또, 지진시의 외력은 제체에 작용하는 관성력, 동수압을 고려한다.

(3) 폭풍해일 방파제의 기초는 지수공을 설치하거나 투수성에 의한 유입을 효율적으로 차단하여야 한다.

(4) 제체 내외의 수위 차에 의하여 방파제의 기초사석을 통한 침투류가 발생하여 기초지반이 세굴되는 경우가 있다. 이와 같은 경우에는 작은 쇄석이나 매트 등을 부설하는 등 세굴방지공법을 채용할 필요가 있다. 사석내의 침투류에 대하여는 제2편 5-7 지하수위와 침투 [참고](2) ④를 참조한다.

(5) 폭풍해일 방파제의 설계에 있어서는 일반 방파제보다도 개구부 주변 및 제두부의 극단적인 유속증대에 의한 유체력 및 기부 세굴에 의한 구조물의 안정성 등을 검토하여야 하며, 확률론적 설계조건에 의한 극치조건의 안정성에 대하여 검토하여야 한다. 이때 수리 및 수치실험에 의한 검증과정을 거치는 것이 바람직하다.

2-14 지진해일 방파제

(1) 지진해일 대책을 주목적으로 하는 방파제는 지진해일 영향의 저감효과 등을 감안하여 평면배치, 마루높이 등을 적절히 설정하도록 한다.

(2) 지진해일 대책을 주목적으로 하는 방파제는 파랑 등의 외력에 대한 구조의 안정이외에 지진해일 내습시의 특성을 감안하여 구조물의 안정을 확보하도록 한다.

[해 설]

(1) 지진해일 방파제의 설계에서는 지진해일 저감효과, 항 입구 유속 등 폭풍해일 방파제와 같은 외력항목을 검토하고 고려할 수 있도록 한다. 지진해일 방파제의 마루높이는 폭풍해일 방파제의 마루높이 결정기준을 준용한다. 항만의 방파제가 일반 방파제의 기능과 지진해일 방파제 등의 복합적 기능을 할 경우에는 설계파랑의 월파 및 지진해일의 월파에 대하여 필요한 마루높이를 비교하여 높은 쪽을 취한다. 이 때 높은 쪽의 월파 등을 저감할 수 있는 구조형식을 검토하여 적용할 수 있다. 한편, 지진해일의 피해를 막기 위한 방파제는 배후수역 및 육역의 방재시스템과 연계하여 그 마루높이 및 평면배치를 확률론적으로 결정할 수 있다. 지진해일에 대하여는 제2편 5-4 지진해일을 참조한다.

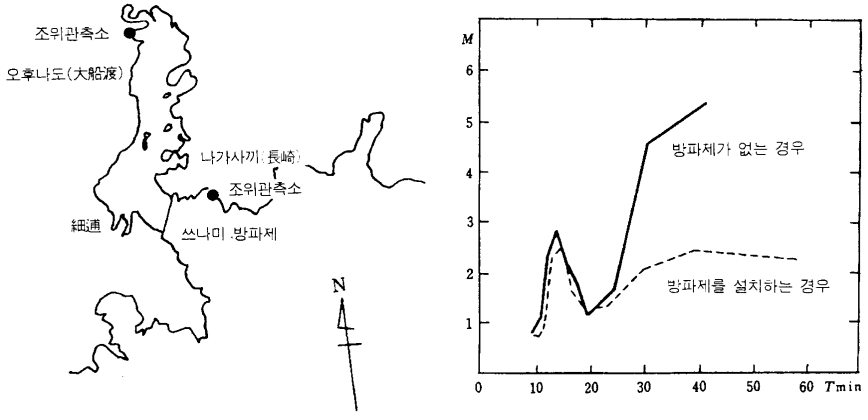
(2) 지진해일 시에 제체에 가하는 외력으로는 제체 내외의 수위 차에 의한 정수압과 지진해일에 의한 파력이 있다. 더구나 방파제 배후의 수위는 지진해일의 유입 유출에 따라서 반드시 정수면과 일치하지 않는다는 점에 유의할 필요가 있다. 지진해일에 의한 파력에 대하여는 해명되지 않은 부분이 많기 때문에 수리모형실험 등의 적절한 방법에 의하여 파력을 확인하는 것이 필요하다.

(3) 좁은 항입구부에 지진해일이 내습한 경우 유속이 증대하고 수류의 와류가 발생하여 수중 기초사석부의 피복재의 안정성에 큰 영향을 미치는 일이 실험적 연구에 의하여 확인되고 있다. 또, 폭풍해일보다도 크다고 하는 지진해일의 소류력의 영향도 있다. 특히, 항입구부에 대한 제체 직립부의 안정성 및 기초지반의 세굴방지를 도모해야하는 등 세밀한 주의가 필요하다.

(4) 지진해일 방파제는 수심이 깊은 곳에 설치하는 경우가 많으며 이 경우에는 제체높이도 커지고 지진시의 안정이 특히 문제가 되므로 기초 사석부 재료의 비선형성을 고려한 지진응답 계산을 하여 내진성을 검토하는 것이 바람직하다. 더욱, 높이가 큰 구조물은 일반적으로 위로 갈수록 지진력이 커지므로 높이에 따라 진도를 변화시키는 방법도 있다. 또, 기초 사석부 사면의 지진 시 안정에 대하여도 검토하는 것이 바람직하다.

(5) 수심이 깊어짐에 따라서 기초부의 높이가 커질 수 있기 때문에 파력에 대한 기초사석부의 안정이나 기초 사면의 파랑에 의한 변형에 주의할 필요가 있다. 또, 기초사석부의 압축량이 커지므로 사석의 여성고 등을 배려할 필요가 있다.

(6) 지진해일 방파제의 효과는 해설 그림 (2-4)와 같이 주기가 긴 장주기 진동에서 방파제가 있는 경우의 파고 증폭률 M(만내진폭/입사진폭)이 방파제가 없는 경우와 비교하여 크게 감소하여 지진해일 저감 효과를 발휘하고 있음을 알 수 있다. 이와 같이 지역특성에 따라 그 효과를 주기(주파수) 특성별로 해석하고 확인하는 과정이 필요하다.

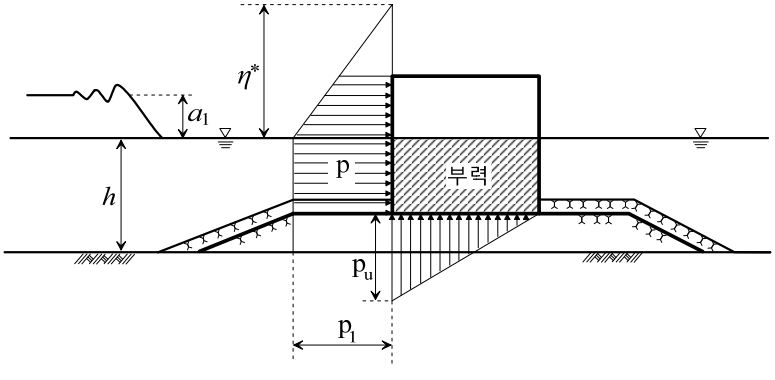


해설 그림 (2-4) 지진해일 방파제의 효과(오후나도만의 경우)

(7) 외력에 의한 구조안정성은 직립부의 활동, 전도 및 기초지반의 지지력부족으로 인한 파괴에 대한 안정성 여부를 검토하되 본편 2-7 안정계산을 참조한다.

[참 고]

지진해일에 의한 파력에 대하여 단주기 파로부터 장주기파로의 천이과정(遷移過程)에서 파력의 변화를 기초사석부의 높이에 따라 검토하고, 파력의 변화에 대한 주기효과를 검토할 필요가 있다. 주기가 극단적으로 길어지면 사석부 높이의 영향은 무시할 수 있게 되어 $\alpha_2 = 0$ 로 한 값 정도에 가까워지는 것 같다. 장주기파에 의한 파력은 제2편 5-4 지진해일의 파력을 참조할 수 있다. (참고 그림 (2-17) 참조)



참고 그림 (2-17) 장주기파의 파력

제 3 장 기타형식의 방파제

3-1 구조형식의 선정

본편 제2장 방파제에서 취급하고 있는 중력식 방파제 구조와 다른 방파제의 채용에 있어서는 설계조건(파랑조건, 해수교환율, 소파의 필요성, 항내 정온도, 지반조건 등)에 따라 적절한 구조를 선정하여 적절한 설계법 또는 수리모형실험에 근거하여 설계한다.

[해 설]

(1) 방파제의 구조형식에는 본편 제2장 방파제에서 다룬 중력식 방파제 이외에 형상, 기능, 재료 등에서 다양한 형식이 있다. 이들 형식의 대부분은 통수성 등 성능, 지반, 수심, 파랑 등의 자연조건, 일시적 사용 등 용도상의 목적에 따라 각 형식의 수리특성을 충분히 참고하여 적절한 형식의 것을 선정하여야 한다.

[참 고]

(1) 본 장에서 기술하는 기타 형식의 방파제는 본편 제2장 방파제에서 취급한 중력식 구조와 다른 특수한 방파제이다.

(2) 방파제의 배치, 설계조건의 결정 등은 본편 제2장 방파제에서 정한 규정에 따르고 그 구조의 특성에 따라 본편 제2장 방파제의 규정 또는 기타 구조의 안정에 관한 규정에 준하여 적절한 안정성을 확보하도록 한다. 단, 특수한 구조 형식에 있어서는 수리모형실험 또는 구조물의 특성을 감안한 적절한 해석법에 의하여 구조의 안정성을 확보하도록 한다. 특수한 형식의 방파제의 명칭이나 분류는 목적에 따라 다양하나 다음과 같이 분류할 수 있다.

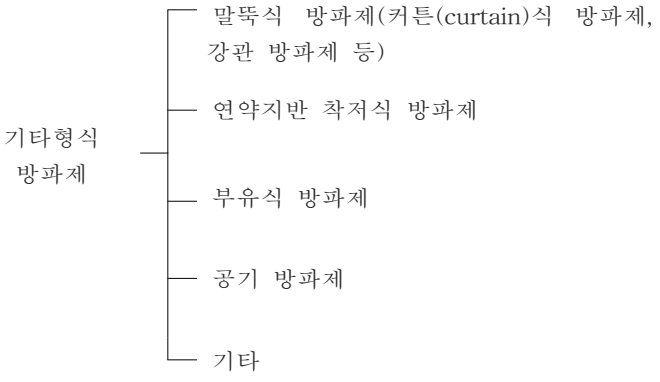
① 중력식 이외의 방파제는 연약지반 등 특수한 환경조건이나 이용목적에 따라서 이점이 있는 경우에 사용한다. 고파랑 및 장주기파에 대한 파랑제어기능의 한계 등 성능의 한계가 있어 일반적으로 만내 또는 항내 등 파고가 비교적 작은 곳에서 적용할 수 있는 형식이다.

② 말뚝식 방파제는 말뚝의 저항력으로 파력에 저항하는 형식으로 커튼(curtain)식 방파제와 강관방파제 등이 있다.

③ 접촉식 방파제는 제체저면과 점토지반 표층의 점착력으로 수평파력에 저항하는 것으로, 저항력이 부족한 경우에는 말뚝 등 저항력을 부가시킬 수 있는 구조형상의 변형과 연계시켜 사용할 수 있다. 연약한 점토지반상에 방파제를 건설하기 위하여 개발된 것으로 지반개량이 불필요하므로 경제적이다.

④ 부유식 방파제는 부유물체를 계류시켜 방파제로 하는 것으로 부체의 형상에 지배를 받으며, 폰툰(pontoon)형의 것이 지배적이나 다양한 형상과 변형을 통해 기능을 극대화 할 수 있다. 이상기상 시 분리되어 2차 재해를 일으키지 않도록 적절한 조치를 강구하여야 한다.

⑤ 공기방파제는 수중의 기포관으로부터 공기를 방출하여 파랑을 소멸시키는 것으로서 선박의 항행을 저해하지 않는 등의 특징이 있다. 주기가 짧은 파랑에는 효과가 있으나 다양한 파랑환경의 제어라는 면에서 한계가 있으나 환경제어 시스템과 연계한 장점을 응용할 수 있는 해역에서는 적용이 가능하다.



(2) 이들 방파제는 그 적용조건이 한정된 것이 많으므로 해역의 환경 및 이용조건에 따라서 신중히 검토하여 적절한 형식의 것을 선정할 필요가 있다.

(3) 중력식 방파제 형식과 다른 이들 방파제에 관하여는 파력, 파의 투과율, 반사율, 물의 투과성(해수교환율) 등의 수리특성이 아직까지 파악되지 않은 것도 있어 설계 시에는 체계적인 해석 및 수리모형실험 등에 의한 검증이 있어야 한다.

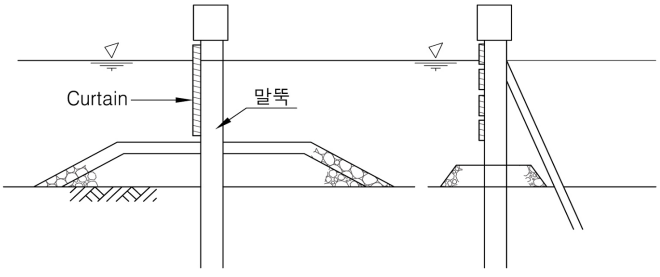
3-2 말뚝식 방파제

3-2-1 일 반

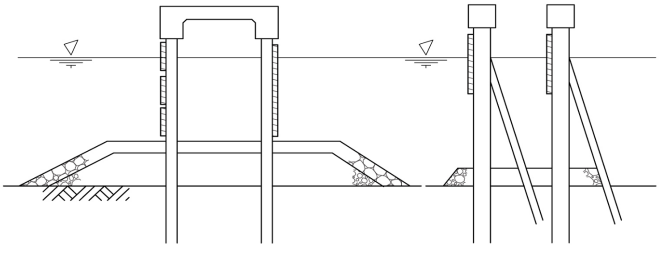
말뚝식 방파제는 반사율, 투과율 등을 고려하여 적절한 구조를 선정하고 필요에 따라 수리모형실험을 행하여 설계하는 것이 바람직하다.

[해 설]

(1) 말뚝식 방파제는 커튼(curtain)식 방파제와 강관 방파제로 크게 나뉜다. 커튼식 방파제는 투과성의 말뚝식 구조물로서 내만 등의 비교적 파고가 작은 수역 또는 해저지반이 연약한 장소 등에서의 방파제로 개발된 것이다. 이 형식의 방파제는 파의 진행방향에 대하여 콘크리트판 등 일종의 커튼을 어떻게 배치하느냐에 따라 단일 커튼식 및 2중 커튼식 등으로 대별된다(해설 그림 (3-1)). 또한 커튼에 설치하는 슬릿(slit)의 형상에 따라 다양한 형식을 가질 수 있다. 커튼식 방파제로부터 커튼부를 없애고 말뚝만으로 파를 막는 방파제를 강관(鋼管) 방파제라고 하고 이들의 설계에도 커튼식 방파제의 개념이 준용된다.



(a) 단일 Curtain식 방파제



(b) 2중 Curtain식 방파제

해설 그림 (3-1) 커튼식 방파제의 분류

(2) 커튼식 방파제는 다음과 같은 특징이 있다.

① 반사율은 소파블록 피복제와 같은 정도 이하로 저감할 수가 있다.

② 커튼에 설치하는 슬릿 또는 커튼하단과 해저간의 간격을 통하여 조석 및 파랑에 의한 해수교환을 기대할 수 있다.

③ 말뚝의 타설, 커튼 설치용 철물의 부착, 커튼의 설치 등 현장에서의 공종이 많고, 상당한 시공정밀도를 요구한다.

④ 단일커튼식과 2중 커튼식 방파제를 비교하면 2중 커튼식은 전후의 커튼사이에서 파랑에너지 감쇄효과가 기대되므로 단일 커튼식 보다 반사파 및 전달파를 저감시킬 수 있다.

⑤ 커튼 벽의 하부를 통과하는 수류의 유속이 상당히 빨라지므로 토사의 흡출 및 세굴을 방지 또는 억제하기 위한 적절한 대책을 강구해야 한다.

(3) 강관 방파제는 강 말뚝 또는 강 널말뚝을 사용한 방파제로서 경량구조이므로 연약지반 조건의 비교적 파고가 작은 장소에 적합하다.

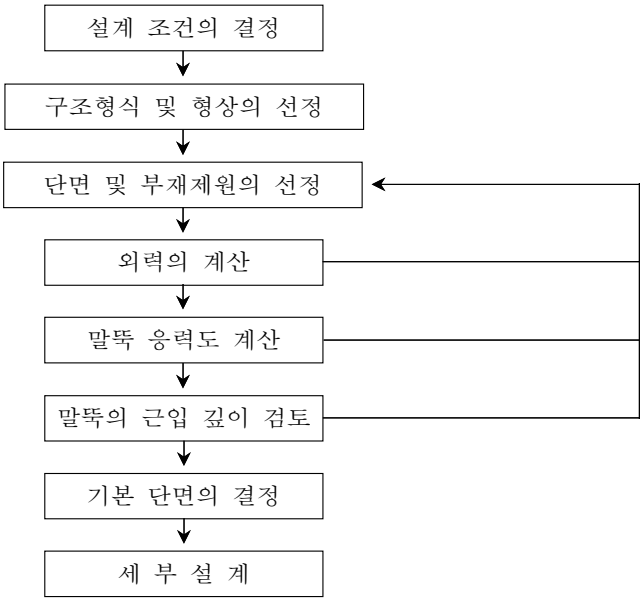
(4) 말뚝식 방파제의 설계조건은 본편 2-3 설계조건의 결정에 준하여 결정한다. 단, 말뚝식 방파제의 반사율, 투과율은 파형경사 등에 따라 변화하므로 이들을 검토함에 있어서는 일반적으로 항만의 이용에 지장을 주리라고 예상되는 비교적 빈도가 높은 파랑을 검토대상으로 한다.

(5) 커튼식 방파제의 구조형식 및 형상은 당해 방파제가 설치되는 해역의 해상조건, 당해 방파제에 요청되는 반사율, 투과율 등의 목표치 및 각 구조형식별 시공성 등을 감안하여 결정한다.

(6) 커튼식 방파제의 마루높이, 하단의 깊이, 슬릿의 크기 및 커튼간의 간격 등의 단면설정에 있어서는 조건에 부합하는 모형실험에 의하여 정하는 것이 바람직하다. 커튼 및 말뚝 등의 부재제원은 기준선방향의 말뚝 간격 등을 고려하여 적절히 정한다.

[참 고]

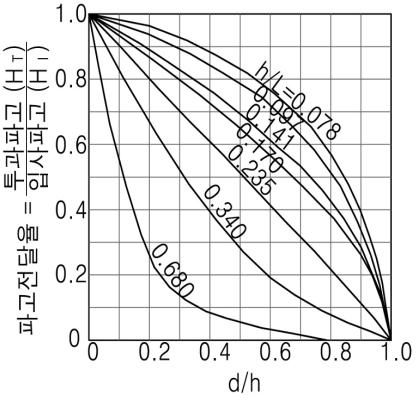
(1) 커튼식 방파제의 설계는 다음의 순서로 하는 것이 좋다.(참고 그림 (3-1) 참조)



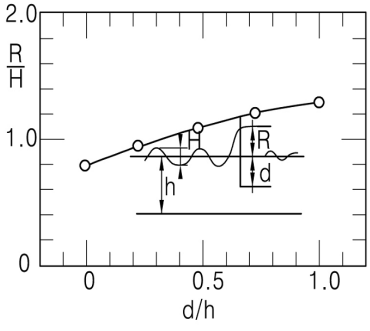
참고 그림 (3-1) 커튼식 방파제의 설계순서

(2) 단일 커튼식 방파제에 대해서는 모리히라(森平) 등에 의한 모형실험의 예가 있다. 커튼하단의 깊이는 파고 전달율이 결정되면 참고 그림 (3-2)와 같은 기본특성을 고려하여 초기 설계치를 구하고 또, 커튼의 높이는 참고 그림 (3-3)에 의하여 구할 수 있다. 단, 참고 그림 (3-3)의 마루높이는 d/h = 1.0에서 R/H = 1.25가 되도록 수정한 것이며 완전히 월파를 방지할 수 있는 마루높이를 나타내는 것은 아니다. 한편, 그림 중에서 d는 커튼 하단의 깊이, h는 수심, L은 파장, R은 커튼의 마루높이, H는 파고이다. 또한, 단일커튼에 의한 파랑의 반사율은 참고 그림 (3-4)에 나타낸 기본 특성을 고려하여 검토할 수 있다.

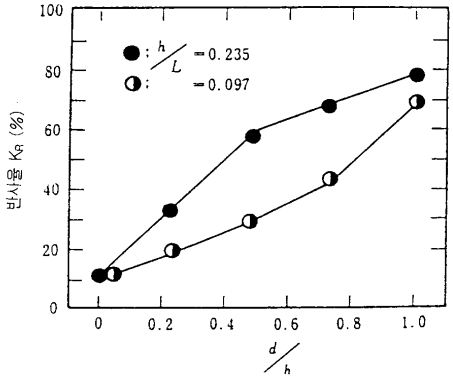
(3) 강관 방파제에서는 강관의 간격을 넓혀 타입하면 투과식 방파제가 된다. 동형식의 방파제에 의한 파랑의 투과율 Y_T와 말뚝간격의 관계는 참고 그림 (3-5)와 같다. 또, 파력에 의한 모멘트는 말뚝간격이 넓을수록 감소하지만 그 효과가 있는 것은 말뚝의 간격 b/D = 0.1 정도까지이다. 또한, 이 형식의 방파제는 말뚝간 기초지반의 세굴에 유의하여야 한다.



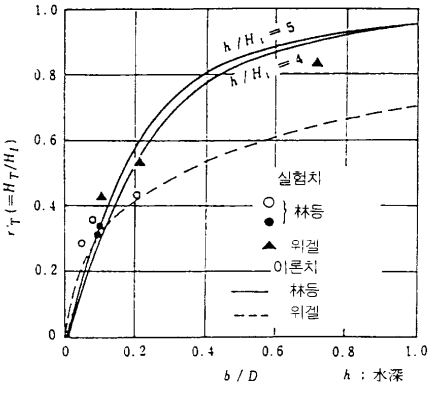
참고 그림 (3-2) 파고전달율과 d/h의 관계(단일 커튼)



참고 그림 (3-3) 마루높이 산정곡선(단일 커튼)



참고 그림 (3-4) 반사율과 d/h의 관계(단일 커튼)



참고 그림 (3-5) 투과율과 말뚝간격의 관계

3-2-2 파 력

커튼식 방파제에 작용하는 파력은 단일 커튼식 또는 2중 커튼식 등에 따라, 그리고 슬릿의 형상 및 크기에 따라 변화하므로 수리모형실험 또는 적절한 산정식에 근거를 두고 산정한다.

[해 설]

커튼식 방파제는 커튼부의 슬릿 또는 전후 커튼간의 유수부에서 소파하는 작용을 하므로 그 형상 및 내습파랑의 특성에 따라서 커튼부에 작용하는 파력도 달라진다. 설계 시에는 이러한 특성을 반영할 수 있는 수치해석법이나 수리모형실험으로 수리특성과 파력특성 등을 확인할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 단일 커튼식 방파제에 작용하는 파력에 대하여 다음의 산정법을 편의적으로 사용할 수 있다. 즉, 커튼에 작용하는 파력은 제2편 4-10-2 [2] 직립벽에 작용하는 중복파 또는 쇄파의 파력에 나타낸 파압분포로부터 커튼하단 밑에 작용하고 있는 파압분포를 뺀 것을 초기 설계값으로 사용할 수 있다.

(2) 연속 강관 방파제에 작용하는 파력은 제2편 4-10-2 [2] 직립벽에 작용하는 중복파 또는 쇄파의 파력 또는 원주에 작용하는 파력계산법에 따라 초기설계용의 파력을 계산할 수 있다. 단, 연속강관 방파제를 쇄파영역에 사용하는 것은 피하는 것이 좋다.

3-2-3 말뚝의 설계

> 커튼식 방파제의 말뚝의 응력도의 계산은 제8편 4-1-5 말뚝의 설계에 준한다. 또, 커튼식 방파제의 말뚝의 근입장은 제4편 제4장 말뚝기초에 의하여 계산한다.

[해 설]

(1) 말뚝의 응력도 계산 시 말뚝구조가 자립식의 경우에는 두부 자유 말뚝으로 하고, 군말뚝(group pile) 형식 또는 전후의 말뚝 두부가 상부공으로 강결(剛結)된 경우는 말뚝이 해저면으로부터 $1/\beta$ 매입된 점을 고정점으로 한 두부고정 라멘구조로 하여 휨모멘트 및 전단력을 계산할 수 있다. β의 산정은 제8편 4-1-5 [3] 말뚝의 가상고정점에 따른다.

(2) 말뚝의 근입장은 파압시의 횡저항을 충분히 확보할 수 있는 길이로 하고 또 압입력(押込力) 및 인발력(引抜力)에 대하여도 충분한 지지력을 갖는 길이로 한다.

(3) 제체의 주체를 이루는 말뚝의 지지력 및 재료의 허용응력도에 대하여는 방파제가 설치되는 수역의 해상조건, 구조물의 중요도를 감안하여 상시, 이상 시 별로 적절히 정한다.

(4) 커튼식 방파제의 구조세목은 본편 2-8 구조세목에 준한다.

(5) 콘크리트제 커튼 부재 계산은 제5편 제5장 하이브리드 케이슨에 준한다. 또한, 방파제 상부공의 세부설계는 제8편 4-1-8 세부설계에 준한다.

3-3 부유식 방파제

3-3-1 일 반

> 부유식 부유물체는 소파 효과, 안정성 등을 고려하여 적절한 구조 형식을 선정하고 필요에 따라 수리모형실험이나 이론적 해석 등을 행하여 설계하는 것이 바람직하다.

[해 설]

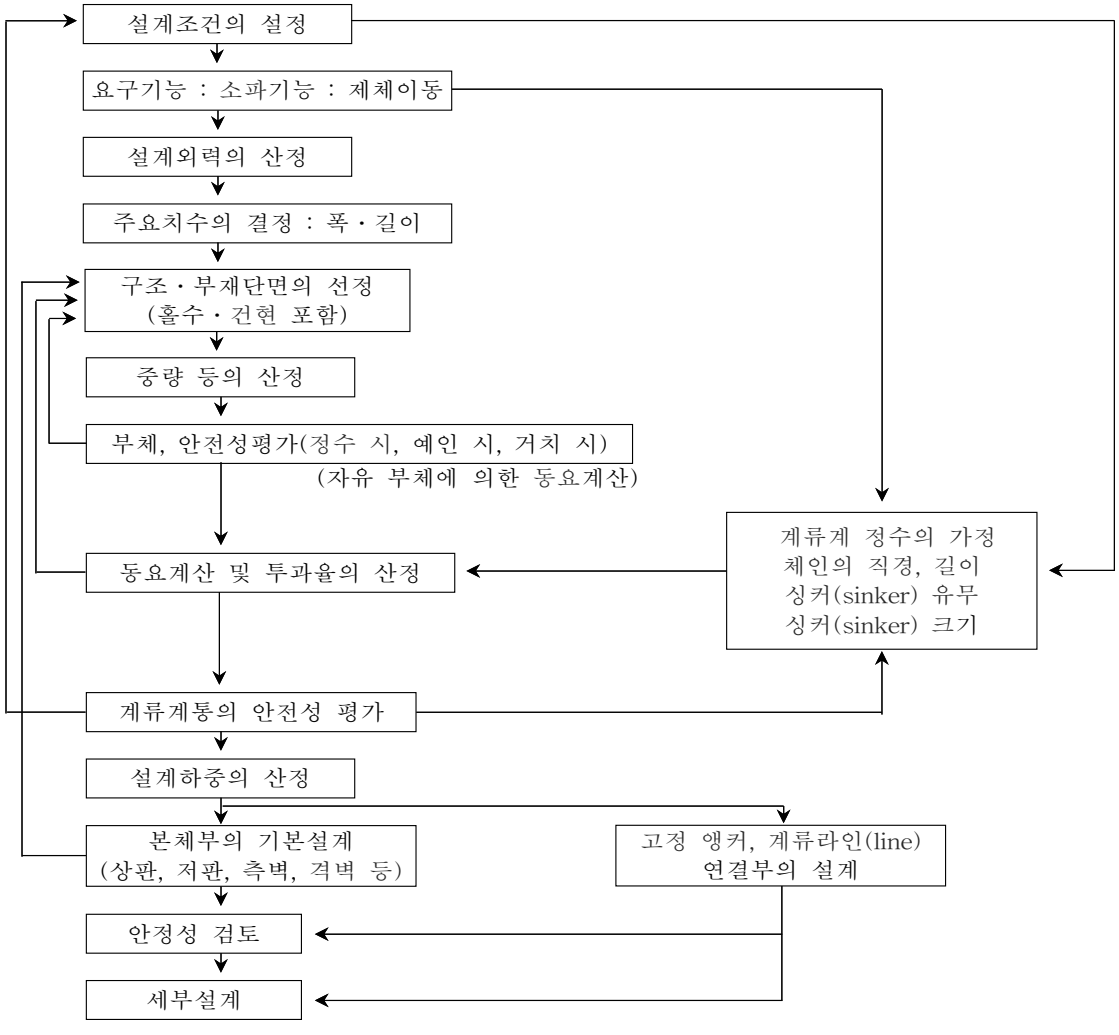
(1) 부유식 방파제는 부유물체를 배치하여 파랑을 막는 구조형식으로 해수나 표사의 움직임을 방해하지 않고 조차나 지반상태에 영향을 받지 않으며 이동 가능한 이점 등이 있으나 상당한 전달파가 생기며, 입사파의 특성에 따라 그 효과가 현저히 다르고 내파력에 한계가 있어 파랑환경이 비교적 험하지 않은 곳에서 유용한 형식이라 수 있으며 충격적인 반복하중에 대한 계류시스템의 역학적 특성이 충분히 해명되어있지 않는 등의 문제가 있다. 또, 계류라인이 절단되면 부체가 표류하며 2차적 재해를 일으킬 우려가 있다.

(2) 부유식 방파제의 배치 및 구조형상은 소정의 정온도가 얻어지도록 설정한다. 이를 위하여 수리모험실험 등을 행하여 투과율의 특성을 검토하는 것이 바람직하다. 또한, 2차원 구형 부체동요의 근사 계산법이나 자유부체에 관한 이론 등 확립된 이론적 해석법을 병용할 수 있으나 구조형상이 변화하는데 따른 검증실험이 동반되어야 한다.

(3) 부유식 방파제의 형상은 다양하며 그 재료로는 철근 콘크리트 프리스트레스 콘크리트(prestressed concrete), 강재, FRP 등이 있다. 또, 부체의 배치 방법도 직열배치와 2열 배치 등의 기본 형태와 다양한 변형이 있을 수 있다.

[참 고]

부유식 방파제의 설계는 다음 순서에 따라 하는 것이 좋다. (참고 그림 (3-6) 참조)



참고 그림 (3-6) 부유식 방파제의 설계순서

3-3-2 설계조건의 결정

부유식 방파제의 설계에 있어서는 다음 주요항목을 고려한다.

(1) 부유식방파제의 기능에 관한 항목

① 소파의 대상 파랑(파고, 주기, 파향)

② 조위 및 수심

③ 요구되는 정온도

(2) 부유식 방파제의 안전성에 관한 항목

① 설계 파랑(파고, 주기, 파향)

② 조위 및 수심

③ 해수유동(유속, 유향)

④ 바람(풍속, 풍향)

⑤ 지반조건

⑥ 허용 이동량

⑦ 기타(선박의 충돌 등)

(3) 설계외력

설계에 사용할 외력은 제2편 4-10-6 부체에 작용하는 파력 및 4-10-7 수면부근의 구조물에 작용하는 파력에 따른다.

3-3-3 계류계통의 설계

계류계통의 설계는 제2편 4-10-8 부체에 작용과 그 동요를 참조하여 안전성을 검토한다.

[해 설]

(1) 계류계통의 설계는,

① 계류방식, 라인(line)길이 등 계류계통에 관한 제 조건을 가정함으로써 정적, 동적 해석을 거쳐 계류라인 및 고정싱커(sinker)에 작용하는 장력을 구하는 단계.

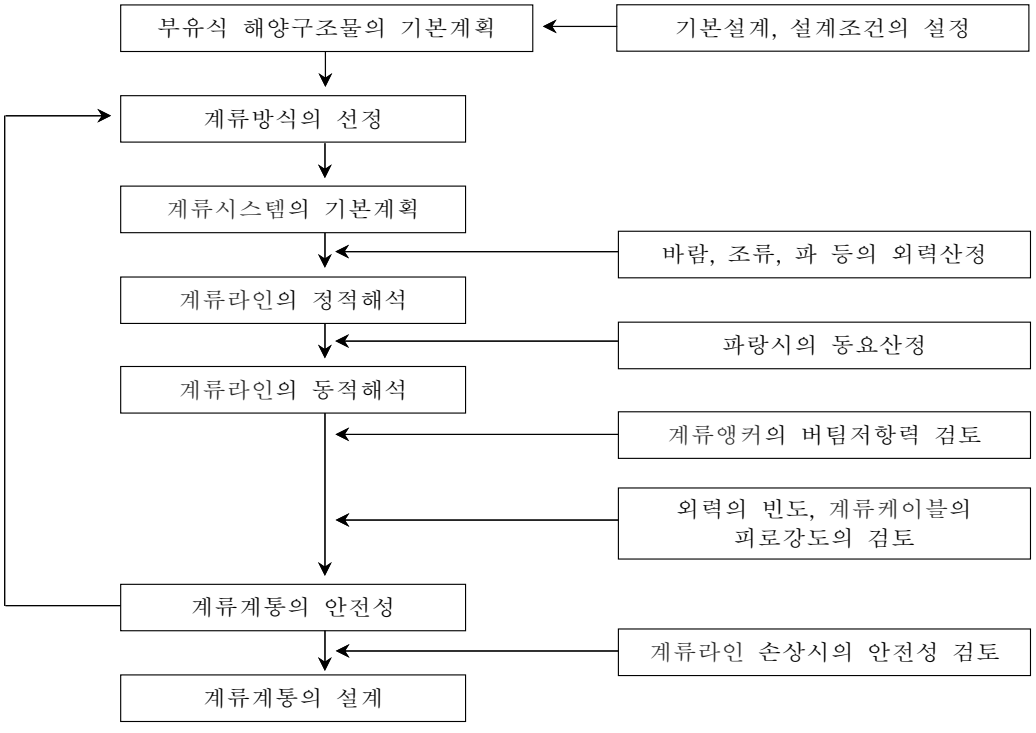
② 상기 ①에서 구한 장력 등을 기초로 실제의 계류라인 및 고정싱커의 상세설계를 하고 그 안전성을 확인하는 단계 등의 2단계로 구분할 수가 있다.

(2) 계류방식의 선정에 있어서는 계류시스템에 작용하는 힘, 수심, 조위차, 해저조건, 파랑, 토질조건, 계류라인의 길이 등을 고려하여 선정한다.

(3) 계류앵커의 설계에 있어서는 계류앵커에 작용하는 수평력, 수직력에 대하여 계류앵커의 수평 및 수직저항력이 크게 되도록 설계한다.

[참 고]

(1) 계류시스템의 기본설계 흐름을 다음에 나타낸다(참고 그림 (3-7) 참조).



참고 그림 (3-7) 계류시스템의 기본설계 흐름도

(2) 계류라인의 동적해석은 부체의 동요에 의하여 생기는 변동장력 및 변동변위를 구하는 것을 말하며, 크게 나누어 다음 2가지 방법으로 분류된다.

① 정적계류 특성을 사용하여 해석하는 방법

② 계류라인의 동적응답 특성을 고려하여 해석하는 방법

(3) 계류앵커에 작용하는 힘에 대하여는 제8편 9-4-4 앵커의 설계에 따른다.

3-3-4 본체구조의 설계

본체구조는 전체로서 충분한 안전강도와 국부강도를 갖도록 한다.

[해 설]

(1) 부유물체 방파제의 구조재질의 결정시는 재료의 특성 및 경제성 등을 충분히 고려할 필요가 있다.

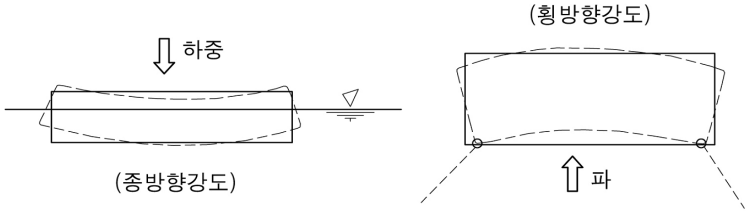
(2) 부유식 방파제에 관하여 구조강도상 고려해야 할 하중은 다음과 같이 정하중과 동하중으로 구분된다.

정하중 ─ 자중(탑재물 중량 포함)
　　└ 정수압

동하중 ─ 파랑하중(단면력을 일으키는 하중)
　　├ 풍하중
　　├ 조류 및 해류에 의한 하중
　　├ 계류에 의한 하중
　　└ 기타(예항에 의한 하중, 작업에 따르는 하중, 충돌하중 등)

부유식 방파제는 상술한 여러 가지 하중에 대하여 전체로서 충분히 안전한 구조강도를 가짐과 동시에 전체를 구성하는 각부에 대하여도 해당 각 부분에 요구되는 충분한 국부 강도를 가질 필요가 있다. 부 방파제와 같이 그 폭 및 깊이에 비하여 길이가 상당히 큰 구조물에 대하여는 강도 설계상 다음 점에 대하여 해석하는 것이 일반적이다(해설 그림 (3-2) 참조).

종방향강도 ..... 정수중 또는 파랑시의 단면력(종 휨모멘트, 전단력, 회전모멘트)를 구한다.
횡방향강도 ..... 파랑 시에 생기는 기준선직각방향 단면력(휨모멘트, 전단력)을 구한다.
국부강도 ..... 벽체, 빔(beam)에 생기는 단면력(위와 같음)을 구한다.



해설 그림 (3-2) 종방향강도와 횡방향강도 개념

(3) 부체의 안정성의 평가는 통상시 이외에 카운터 밸러스트(counter-ballast)를 써서 예항하는 경우에는 이 상태에 대하여도 행하여야 한다.

[참 고]

(1) 종방향강도의 계산방법에는 부체의 동요를 고려하지 않는 계산방법과 부체의 동요를 고려한 계산방법이 있다. 부체의 동요를 고려하지 않는 방법에는 뮐러(Muller)의 식이나 프리스트레스 콘크리트(prestressed concrete) 바지(barge) 기준의 식 등이 잘 쓰인다. 한편, 동요를 고려한 계산방법으로는 우에다(上田)의 식이 있다.
(2) 부체의 안정에 대하여는 제8편 9-3 폰툰의 설계를 참고한다.

제 4 장 갑 문(閘 門)

4-1 설치위치의 선정

갑문의 설치위치는 자연상황, 통항선박의 주요치수 및 척수에 따라서 선박의 출입에 안전하고 원활하게 조선할 수 있도록 적절히 선정하여야 한다.

[해 설]

(1) 갑문이란 수위가 다른 2개의 수면사이를 선박이 통행하기 위한 시설로서 하천 등의 운하에 설치하는 갑문과 항만수역에 설치하는 갑문으로 구분할 수가 있다. 여기서는 후자를 대상으로 한다.

(2) 갑문은 설치위치의 적정성에 따라 그 주변의 항만기능, 예를 들어 정박지의 면적, 접안시설의 확장 예정지 등에 제한을 주거나 다른 항행선박에 위험을 끼치거나 한다. 또, 설치위치의 자연조건은 공사비에도 크게 영향을 미친다. 따라서 갑문의 위치선정은 충분히 신중할 필요가 있다.

(3) 연약지반 상에 갑문을 설치하는 것은 가급적 피하는 것이 바람직하나 부득이 설치할 경우에는 부등침하에 대하여 충분한 대책을 강구해야 한다. 또, 지반침하가 있는 장소에서는 갑문의 침하 때문에 그 기능이 저하하는 일이 있으므로 침식대책을 고려하여 설계할 필요가 있다.

(4) 바람, 파랑, 조류, 표사 등에 의하여 선박의 출입이 곤란해지는 일이 있으므로 갑문의 설치위치로는 정온한 장소를 택하는 것이 바람직하다. 정온하지 않은 경우에는 방파제를 축조하거나 또는 도류제(導流堤)나 유도제(誘導堤)를 길게 연장하여 갑문부근의 수역을 정온하게 하여야 한다.

(5) 통항대상선박의 크기, 척수 등도 설치위치의 선정조건이 된다. 즉, 대피선박용의 정박지 및 회선용 수면이 충분한 위치를 선정하여야 한다.

(6) 기타 배후지의 이용 상황이나 육상교통 조건 등을 충분히 고려하여 설치위치를 결정하여야 한다.

(7) 시설의 노후화, 기능저하에 따라 장래 개량공사가 필요해질 때 시공이 충분히 가능한 설치위치를 선정하는 것이 바람직하다.

4-2 갑문의 규모 및 형상

(1) 갑문은 설치위치의 자연 상황, 통항선박의 주요치수 및 척수에 따라서 선박의 출입 시에 안전하고 원활하게 조선할 수 있도록 적절한 형상으로 한다.

(2) 갑실의 규모는 다음의 표준치수의 산정식에 따라서 적절히 설정하도록 한다. 이 경우에 다음 각 호에 나타낸 여유수심, 여유 폭 및 여유 장은 통항선박의 동요를 감안한 적절한 수치로 한다.

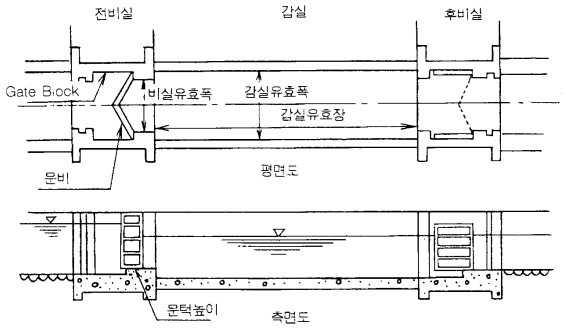
① 유효수심 = 통행선박의 흘수 + 여유수심

② 유효 폭 = 통행선박의 폭 + 여유 폭

③ 유효 장 = 통행선박의 길이 × 1대열(隊列)의 척수 + 여유 장

[참 고]

(1) 갑문각부의 명칭은 참고 그림 (4-1)에 나타난 바와 같다.



참고 그림 (4-1) 갑문각부의 명칭

(2) 갑문은 그 각부의 배치의 조합에 따라 다음과 같이 분류된다.

① 단비실(單扉室) 갑문

해안 또는 하구항에 있는 갑문으로서 내측 수면적이 좁고 내부가 항만이 되어있는 경우에 쓰인다. 비실이 하나이므로 내측과 외측의 수위차가 있을 때는 이용할 수 없고 선박의 출입은 제한을 받는다.

② 복비실(複扉室) 갑문

보통의 하천운하 등에 쓰인다. 비실(扉室)이 2개이고 각 비실에 한 방향으로만 열리는 문짝 또는 인상 문비를 갖고 있다.

③ 복식(複式) 갑문

수위의 고저가 한 방향으로 제한되어 있지 않고 역방향으로도 되는 경우에는 2개의 비실은 물론 각 비실에 2조의 문짝이 필요하다. 단, 문비형식에 따라서는 1조의 문짝을 양방향에 겸용할 수 있는 것도 있다.

④ 계단식 갑문

수위차가 커지면 2개 이상의 갑문을 종(從)으로 배열하여 설치한다.

(3) 갑문각부의 제원을 결정하는 경우에는 조위, 통행대상선박의 크기, 배후의 이용 상황 및 갑문공사비 등을 고려하여 신중히 결정해야 한다.

(4) 갑실의 폭의 여유가 적은 경우에는 선박을 유도하기 위한 견인장치나 제동장치가 필요하다.

(5) 일반적으로 갑문의 여유는 선박의 크기에 따라 서로 다르나 후꾸다(福田)는 소형선박용 갑문에 대하여 다음 값을 제안하고 있다.

① 유효수심에 대한 여유 0.2~1.0 m

② 유효 폭에 대한 여유 0.2~1.2 m

③ 유효 장에 대한 여유 3~10 m

(6) 인천항 갑문의 각부제원의 예를 참고 표 (4-1)에 나타낸다.

참고 표 (4-1) 갑문의 제원

구 분	갑 거		구 분	갑 거	
	50,000t	10,000t		50,000t	10,000t
통과최대선박	50,000G/T	10.000G/T	갑문수	4조	4조
갑거총연장	436.4m	326.2m	갑문길이	38m	24.5m
갑거유효길이			갑문 폭	8.3m	6.4m
내 측	280m	183m	갑문높이	18.5m	18.5m
외 측	375.2m	260.2m	무게(갑문당)	1,250톤	680톤
갑거유효 폭	36m	22.5m	갑문개폐개요시간	5분	4분
갑 실 높 이	19m	19m	갑실취수시간	15분 20초	

4-3 구조형식의 선정

4-3-1 문 비(門扉)

갑문의 문비의 규모, 개폐에 요하는 시간, 수위차, 파랑 등의 외력에 대하여 안전한 구조임과 동시에 다음에 열거한 요건을 만족시키는 구조가 되도록 한다.

(1) 비체(扉體), 문지방, 고정부는 평상시 및 지진시의 하중에 대하여 안전하고 또, 이들 하중이 확실히 기초구조에 지지되어야 한다.
(2) 수밀성을 가져야 한다.
(3) 문비의 개폐가 확실하고 원활히 조작할 수 있어야 한다.
(4) 기계부분 기타의 가동부분의 점검이 용이하여야 한다.

[참 고]

갑문에 사용하는 문비는 부재의 마모(磨耗), 방식을 고려한다.

4-3-2 갑 실(閘 室)

갑실은 지반의 특성, 갑실내외의 수위차, 통항선박의 제원 및 척수, 주수량, 배수량 등에 따라 적절한 구조가 되도록 해야 한다.

4-4 갑문에 작용하는 외력 및 하중

갑문의 비실 및 갑실은 구조의 특성에 따라서 지반반력, 측벽 및 상판의 자중, 문비의 중량, 선박의 충격력 등에 대하여 안전한 구조가 되도록 해야 한다.

[참 고]

갑문의 비실 및 갑실의 설계 시는 필요에 따라 조작실, 기계실 등의 부대설비의 자중을 고려하여야 한다.

4-5 취배수(取排水) 장치

갑실의 수위를 조정하는 취배수 장치는 갑실내의 선박에 유해한 동요를 최소화하고 또 신속히 취수 및 배수를 하도록 해야 한다.

4-6 유도제(誘導堤)

갑문전후의 수역을 정온하게 하고 선박이 안전하게 출입할 수 있도록 갑문 전후에 유도제를 설치하고 필요한 설비를 갖추는 것이 바람직하다.

[해 설]

유도제에는 야간의 선박출입을 고려하여 조명시설을 할 필요가 있다. 또 선박의 충격력을 흡수하기 위하여 방충재를 설치한다.

4-7 관리시설

갑문에는 필요에 따라 다음에 열거하는 설비를 설치해야 한다.

(1) 비상용설비
(2) 조명설비
(3) 전력관계 설비
(4) 감시・계측설비
(5) 유지관리설비

제 5 장 매몰대책시설

5-1 일 반

항만 및 항로의 매몰이 예상되는 경우에는 매몰원인이 될 수 있는 현상을 충분히 조사한 후 매몰의 형태를 이해하고, 매몰대책공이 유발하는 각종 영향, 선박의 안전한 항행, 경제성 등을 고려하여 적절한 대책을 강구하여야 한다.

[해 설]

(1) 매몰의 원인

표사, 비사(飛砂) 및 하천 유하토사 등이 항로, 정박지 등의 항만 수역에 침입하여 침전, 퇴적하여 수심이 감소함으로서 항만기능을 저해하는 현상을 매몰이라 한다. 그러나 항로에서의 샌드웨이브(sand wave)의 형성 또는 항로의 비탈사면 붕괴와 같이 항로의 실질적 토량의 증감 없이 소요수심이하로 되는 지점이 생기는 현상도 있다.

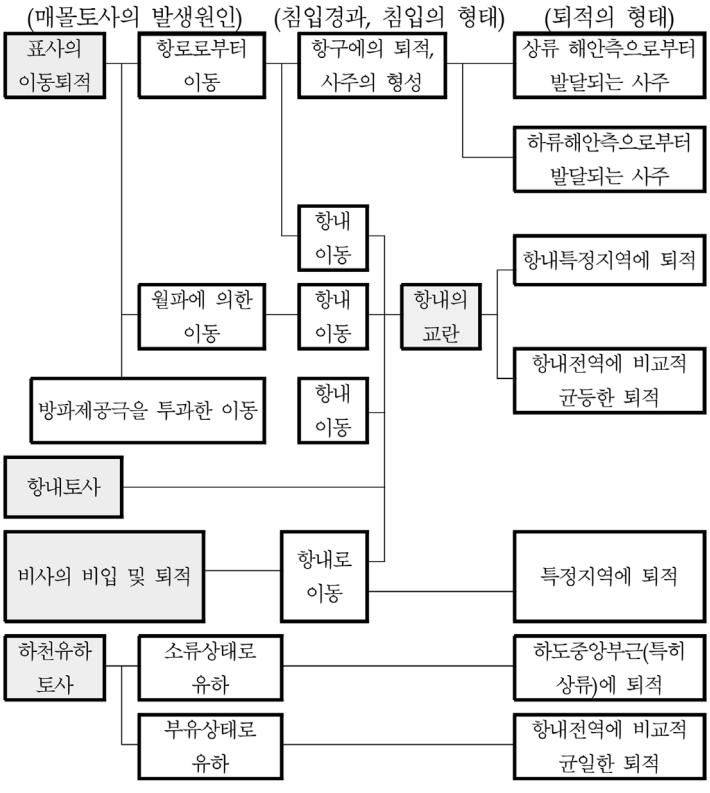
매몰은 다음과 같은 원인에 의하여 발생한다.

① 표사의 침입, 퇴적(주로 파랑에 의한 것, 수류에 의한 것 등이 있다.)
② 하천 유하토사의 침전, 퇴적
③ 비사의 비입(飛込), 퇴적
④ 당해 지역 내에서의 토사이동, 퇴적장소의 변화
⑤ 항내 교란에 의한 토사이동, 항로 법면붕괴, 샌드웨이브의 형성

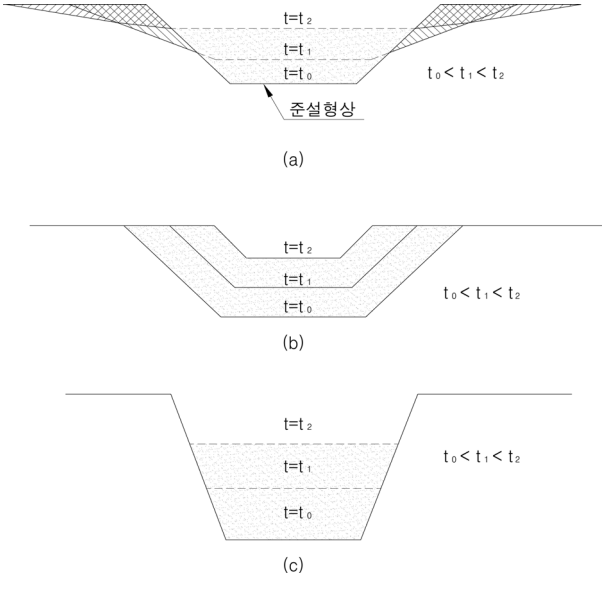
(2) 매몰의 형태

방파제 등으로 둘러싸인 수역의 매몰의 형태는 매몰토사의 발생원인, 토사침입의 경과와 형태 및 토사퇴적의 형태에 따라서 해설 그림 (5-1)과 같이 분류된다. 이들 형태의 각각에 대하여 매몰대책의 해석방법이 다르며 다음 절 이하에 기술한 방법 중 가장 적절한 것을 선정하게 된다. 또, 항외 측의 항로 등 비차폐수역의 매몰에 관하여도, 이하에 기술한 바와 같은 여러 가지 형태가 있다.

① 파랑이 주된 외력이고 해저가 모래질인 경우 굴착심도가 비교적 얕은 항로 등에서는 해설 그림 (5-2)(a)와 같이, 매몰은 인접지역의 세굴에 동반하여 일어나는 경우가 많다.
② 해저가 부니질(浮泥質)인 항로의 굴착심도가 비교적 얕은 항로에서는 해설 그림 (5-2)(b)와 같이 항로의 법면을 포함하여 비교적 균등하게 매몰하는 일이 많다.
③ 주변해역에 비하여 깊이 굴착된 항로에서는 해설 그림 (5-2)(c)와 같이 항로 저면부의 매몰이 크다.
④ 해협 내 등에서 자연 사주(砂州)를 절단하여 굴착한 항로에서는 사주지형이 복원되는 경향으로 매몰된다.
⑤ 자연 상태로 샌드 웨이브가 존재하고 있는 해저를 준설하여도 샌드 웨이브는 복원되기 쉽다.



해설 그림 (5-1) 항내수역에서의 매몰의 형태



해설 그림 (5-2) 항로의 매몰형태(여기서 t는 경과시간)

(3) 매몰대책공법의 종류

매몰대책공법에는 다음과 같은 것이 있다.

① 방파제 등 어떤 형태의 시설을 축조함으로서 반영구적으로 매몰을 방지 하는 것으로 일반적으로 해설 표 (5-1)과 같은 것이 있다.

해설 표 (5-1) 반영구적 매몰방지대책으로 사용되는 구조물

연안표사 방지공	항구로부터의 침입방지	방파제, 돌제(導流堤)
	월파에 의한 침입방지	방파제의 마루높임
	투과침입사 방지	사지공(砂止工)
하천유하토사 방지공	하천 소류력의 증가	도류제
	유하토사침입방지	갈라치기제방(背割堤)
	유하토사의 감소	분수(分水)공
비 사 방 지 공	비사의 감소	식재, 방사림
	비사의 침입방지	방사책 등

② 어떤 형태의 시설 또는 포켓(pocket) 준설 등에 의하여 토사를 효과적으로 포착하여 이것을 유지 준설하는 것으로 여울 또는 하구항 상류부에 포켓준설을 하는 것 등이 있다.

③ 필요에 따라 유지준설을 한다.

(4) 매몰대책공법의 선정

매몰대책공법의 선정에 있어서는 매몰의 실태 및 기구를 충분히 조사한 뒤에 과거의 실례 등을 참고하여 결정하여야 한다. 가능하면 이동상(移動床) 모형실험에 의하여 검토하는 것이 바람직하다. 또, 그것이 주변 환경에 주는 영향에 대하여 충분히 배려할 필요가 있다.

5-2 방사제

5-2-1 방사제의 배치

(1) 방사제는 표사의 특성을 감안하여 소요의 차폐 기능이 발휘되도록 적절히 배치한다.

(2) 연안 표사의 상류 방사제는 쇄파대보다 얕은 곳에서는 그 기부를 해안선에 직각으로 돌출시키고 그 보다 깊은 수역에서는 표사를 항구의 반대 측으로 확산시키도록 배치한다.

(3) 연안 표사의 하류 측 해안으로부터 항내로 토사가 돌아들어 오는 것을 방지하기 위하여 연안표사의 하류 측에 방사제를 설치하는 경우에는 해안선에 직각으로 설치하고 또, 파향 및 파의 변형을 감안하여 적절한 연장을 갖도록 한다. 단, 방사제가 방파제를 겸하는 경우에는 방파제로서의 소요기능을 감안한 적절한 배치를 하도록 할 것.

(4) 항내의 항로 부근 등에서 필요한 경우에는 자연 상황에 따라 적절한 위치에 방사제를 설치하도록 한다.

[해 설]

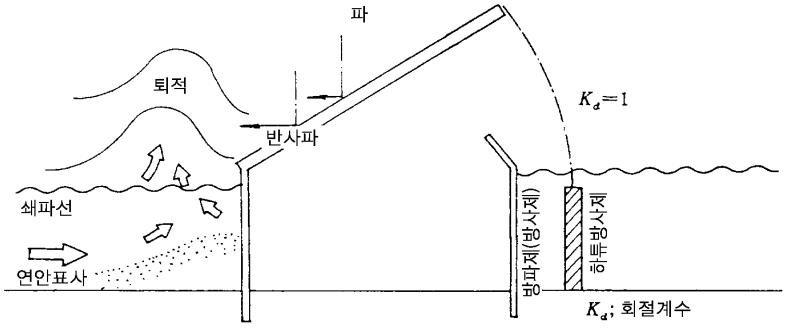
방사제와 방파제

모래해안 항만의 방파제는 당연히 방사제로서의 기능을 함께 갖으며, 그 기능을 분리하는 것은 불가능 하다. 본 절에서는 특히 방사 기능만이 중요하다고 생각되는 것을 제외하고 통칭에 따라 방파제라 부르기도 한다.

[참 고]

(1) 상류 측 방파제의 형상

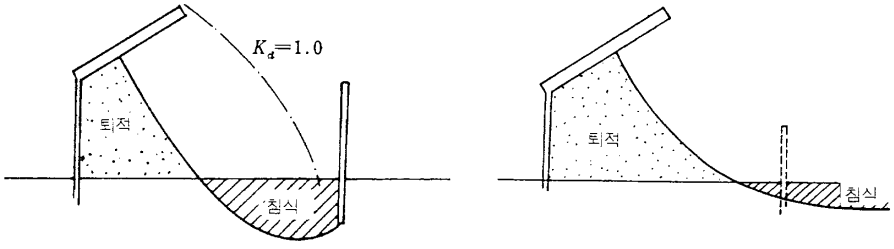
상류 측 방파제의 기부는 연안표사를 저지하고 그 위쪽에 토사의 퇴적을 도모하는 것이므로 쇄파선(碎波線)을 넘을 때까지 해안선에 직각방향으로 연장한다(참고 그림 (5-1) 참조). 이 부분의 연장이 짧거나 또는 해안선에 대하여 하류 측으로 기울어져있으면 상류의 토사포착능력이 적고 토사가 쉽게 방파제의 기울어진 부분에 연하여 항구부로 향하게 된다. 또, 이 부분을 해안선에 대하여 하류 측으로 기울여서 연장한다면 상류 측 해안의 국소세굴의 원인이 되기 쉽다. 쇄파선을 지나서는 제체를 굴곡 시켜 방파제로서 파의 차폐를 함과 동시에 반사파, 연안파 등을 이용하여 표사를 항구의 반대 측으로 확산시킨다(참고 그림 (5-1) 참조).



참고 그림 (5-1) 방파제(방사제)의 배치의 개념도

(2) 하류 측 방파제의 위치와 시공시기

하류 측 방파제의 직선부의 기준선의 연장선을 넘어서 상류 측 방파제가 연장되면 하류 측 방파제의 하측에 토사가 퇴적하여 하류해안으로부터 항구를 향하여 사주가 형성되고 다시 하류의 해안이 침식되는 원인이 된다. 또, 방파제의 시공 도중에 상류 방파제의 곡부가 짧을 때 하류 방파제를 축조하면 참고 그림 (5-2)(a)와 같이 하류 방파제의 항내 측에 현저한 국소세굴을 일으키는 경우가 있다. 역으로 하류 방파제의 축조가 늦어지면 참고 그림 (5-2)(b)와 같이 항내의 퇴적을 초래하고 나아가 하류 해안의 침식을 유발하는 일이 많다. 따라서 상류 및 하류 방파제의 축조속도에는 세심한 주의를 기울여 적절한 밸런스(balance)를 유지하도록 유념하여야 한다.



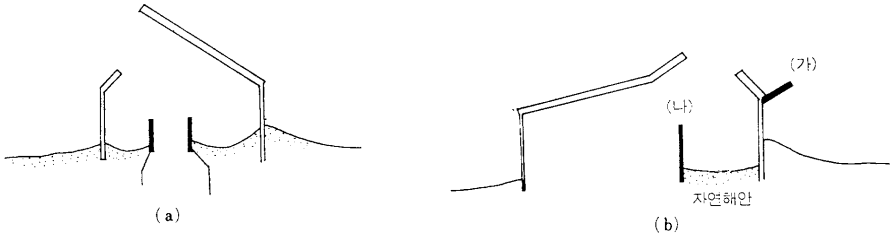
(a) 하류방파제의 신장이 빠른 경우　　(b) 하류방파제의 신장이 지연된 경우

참고 그림 (5-2) 하류방파제의 시공시기

(3) 방파제의 길이와 선단수심

연안표사는 주로 쇄파대내에서 생기는 것이므로 방파제는 당연히 쇄파대로부터 심해 쪽으로 연장하여야 한다. 방파제 선단 수심이 악천후시의 쇄파대에 머물러있는 소규모 항만에서는 표사의 침입을 완전히 막는 것은 곤란하다. 일본의 주요항만에서는 상류 방파제의 선단 수심은 거의 그 항의 최대 항로수심과 같이 취한 경우가 많다.

그 외에 보조적으로 설치된 유효한 방사제의 사례로서 참고 그림 (5-3)과 같은 것이 있다. (a)는 양측으로부터의 모래가 항로에 침입하는 것을 방지 할 목적으로, (b)중의 (가)는 상류에서의 표사 저지 능력을 높일 목적으로 그리고 (나)는 우측의 자연해안에 침입토사를 퇴적시킬 목적으로 설치된 방사제의 사례이다.



참고 그림 (5-3) 보조적 방사제의 예

방파제를 상당히 길게 돌출시켜도 제체에 연한 흐름에 의하여 선단을 돌아드는 표사를 완전히 방지하는 것은 곤란하다. 따라서 방파제의 하류 측이 정박지나 항로로 되어 있는 경우에는 어느 정도의 유지준설이 필요하므로 이것을 고려하여 가장 경제적인 길이를 결정할 필요가 있다.

5-2-2 방사제의 구조

방사제는 방사기능이 발휘되도록 부유사의 항내 침입방지를 감안한 적절한 마루높이로 하고 방사제에 작용하는 외력 및 하중이 방사제에 미치는 영향 등을 감안하여 구조의 안정을 확보하도록 한다.

[참 고]

(1) 방사제의 형식은 완전히 표사를 방지하는 기능을 기대하는 것이므로 불투과 구조로 한다. 방사제 기부 부근에는 사석이나 블록제 구조로 하는 경우에는 버럭에서 100~200㎏정도의 사석을 속채움으로 하고 또 필요에 따라 항내 측에 샌드매스틱(sand mastic)등에 의하여 모래 방지공을 설치하는 경우도 있다.

그러나 다음 경우에는 소파구조를 병용하는 것이 바람직하다.

① 흐름에 의한 세굴의 우려가 큰 경우

② 반사파에 의한 매몰, 또는 선박의 항행에 지장을 초래할 염려가 있는 경우

(2) 방사제의 마루높이

방사제에서는 부유사의 침입을 방지하기 위하여 월파를 허용하지 않는 것이 바람직하나 구조상의 제약, 경제성 등으로 인하여 월파를 허용하는 경우도 있다. 각부의 마루높이를 정하는 방법은 다음과 같다.

① 방사제의 기부 부근

처오름파가 넘지 않을 높이를 표준으로 한다. 방사제의 기부는 처오름에 의하여 모래가 마루를 넘는 일이 있으므로 마루는 충분히 높게 한다. 상황을 보면서 마루를 높이거나 제체를 육 측으로 연장하는 것이 바람직하다.

② 쇄파선(碎波線)보다 얕은 부분

약최고고조위(A.H.H.W)상 $0.6H_{1/3}$을 표준으로 한다. 단, $H_{1/3}$은 방사제 선단부근의 파고이다.

③ 쇄파선보다 깊은 부분

약최고고조위에 어느 정도의 여유고를 더한 높이를 표준으로 한다. 쇄파대보다 깊은 곳에서는 표사의 연직분포가 해저 가까이에 집중하므로 월파를 허용해도 괜찮다.

5-3 도류제(導流堤)

5-3-1 도류제의 배치

> 도류제는 당해지역의 연안표사의 특성, 하천의 고수위(高水位)시 및 저수위(低水位)시의 소류력(掃流力) 등에 따라서 소요의 기능을 발휘하도록 적절히 배치한다.

[참 고]

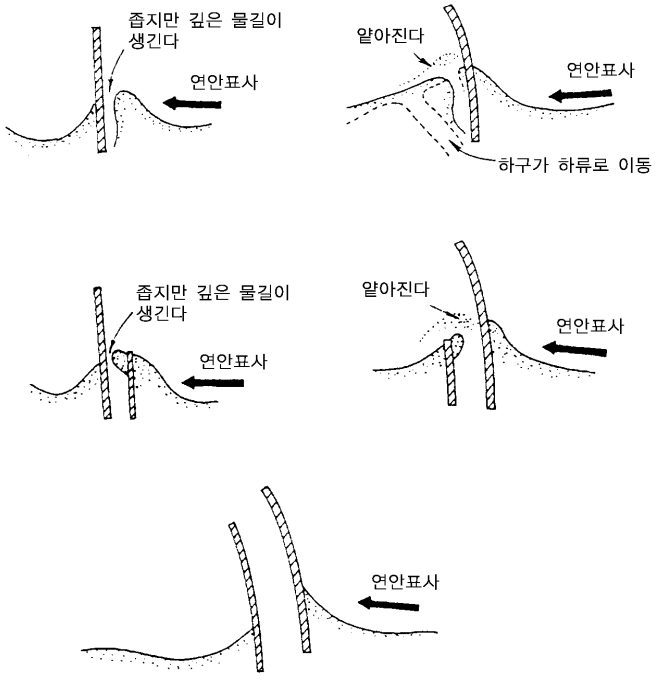
(1) 하구도류제의 기능의 다양성

하구도류제는 연안표사를 저지하는 방사제적 기능과 하천류를 유도하여 흐름을 안정시키며 하천류의 소류력(掃流力)을 증가시켜 수심을 유지하는 기능을 갖는 동시에 하천수 유출시의 유량을 지장 없이 방출할 수 있는 능력을 갖지 않으면 안 된다.

(2) 도류제의 배치와 형식

도류제의 배치형식에는 연안표사의 방향과의 관계에 따라 참고 그림 (5-4)와 같은 것이 있다. 이들 중 하구수심의 유지를 위하여 2개의 평행한 도류제를 연장하는 것이 가장 바람직하고 1개의 도류제로는 효과가 약하다. 길이가 다른 2개의 도류제를 설치하는 경우 일반적으로 표사의 하류 측 도류제를 길게 하는 편이 효과적이다.

표사의 상류 측 도류제를 하류 측으로 굽히는 것은 도류제내로 표사가 침입하는 것을 방지하고 아울러 연안표사를 원만하게 하류 측으로 통과시키는 의미를 갖는다.



참고 그림 (5-4) 도류제의 배치의 종류

5-3-2 도류제의 선단수심

(1) 도류제의 선단수심은 도류제 근방의 항로의 수심보다 더 깊게 한다.
(2) 도류제의 선단부는 파의 쇄파한계 수심보다 더 깊은 곳에 배치한다.

5-3-3 도류제의 구조

도류제는 불투과 구조로 하고 또, 도류제에 작용하는 파랑 및 하천의 흐름에 의한 세굴의 영향 등을 적절히 감안하여 구조의 안정을 확보하도록 한다.

[해 설]

도류제의 연장은 돌제에 비하여 일반적으로 길고 파랑의 작용도 크므로 두부나 측면의 세굴에 대한 배려가 필요하다. 또, 도류제의 하천 측 면은 하천류의 세굴작용을 받는다는 것을 고려한다.

5-4 표사 또는 하천유하 토사를 포착(捕捉)하기 위한 시설

[참 고]

유지준설에 의하여 연안표사에 의한 매몰을 방지코자 할 경우에는 상황에 따라 적당한 위치에 적절한 포사(捕砂)시설을 설치하고 거기서 표사를 포착함으로써 표사가 정박지 및 항로에 침입하는 것을 방지함과 동시에 준설시의 파랑조건을 개선하여 준설효율을 높이는 대책을 취하여야 한다.

이 연안표사 포착시설의 방식 및 배치 등은 표사의 포착능력, 준설조건 및 경제성 등을 고려하여 충분한 조사연구를 한 뒤 결정하여야 한다.

(1) 표사 포착시설

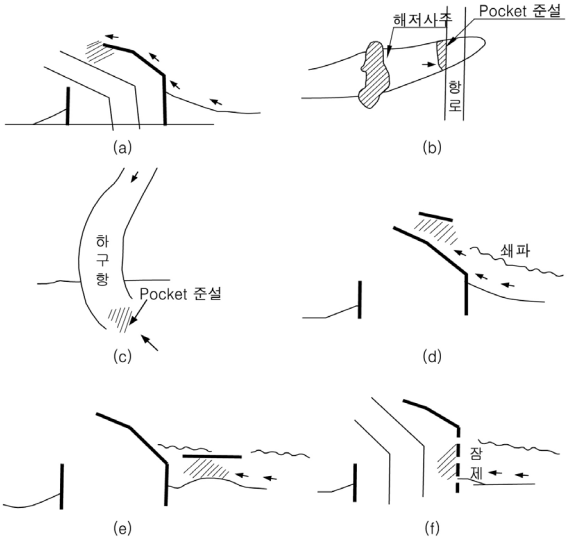
연안표사 포착시설로는 이안제(離岸堤)를 설치하거나 상류 방파제의 일부의 마루높이를 낮추어 퇴사지역을 한정시키는 방식이 외국에서 많이 사용되고 있다. 이 이외에 해협 등에서 해저사주를 가로질러 굴착한 항로에서 사주의 복원작용에 의하여 국부적으로 생기는 매몰의 경우의 대책 및 하천유하 토사에 의한 매몰대책으로 고려되는 포켓(pocket) 준설도 표사 등의 포착시설이다.

(2) 표사 포착시설의 적정위치

표사 포착시설은 참고 그림 (5-5) (a), (b), (c)에 보는 바와 같이 자연 상태에서 토사가 퇴적하기 쉬운 지역에 설치하는 경우와 참고 그림 (5-5) (d), (e), (f)와 같이 농도가 높은 표사의 흐름의 도중에 토사가 침강하기 쉬운 상황을 인공적으로 만들어주는 경우가 있다. 이와 같은 특정장소를 발견하여 가장 효율이 좋게 표사를 포착하기 위해서는 표사의 이동상황과 메커니즘이 충분히 파악되어야 한다. 표사의 포착효율 외에 포착한 토사를 준설하는 경우의 준설조건, 즉 준설선 항행을 위한 수심이 확보하기 쉬울 것, 항행 시 및 작업 중의 정온성이 유지될 것 등이 표사 포착의 시설위치 선정상 중요한 조건이다.

(3) 표사 포착시설의 규모

표사 포착시설의 규모는 포착의 다소, 표사의 침전 퇴적을 위한 필요한 물리적 조건에 의하여 결정된다. 표사의 침전퇴적을 위한 소요조건에 대하여는 현지관측결과, 과거의 실적, 이동상(移動床) 실험 등에 의하여 정한다.



참고 그림 (5-5) 표사 등 포착시설의 위치

5-5 비사(飛砂) 방지공

5-5-1 일 반

항만 및 항로의 매몰 또는 주변지역의 환경보전을 위하여 비사가 문제가 되는 경우에는 상황에 따라서 적정한 비사방지의 조치를 강구하여야 한다.

[해 설]

바람에 의하여 이동하는 모래 즉 비사는 항만이나 항로에 날라들어 침전 퇴적하여 매몰의 원인이 되는 이외에 도로상에 퇴적하거나 거주 지역에 날려 일반주민의 생활을 해치기에 이르는 경우도 있다. 사구지역(砂丘地域)의 개착(開鑿)이나 매립에 의한 용지조성 시에는 특히 이 비사에 관한 문제를 야기할 경우가 많으므로 사전에 충분한 대책을 세워두어야 한다.

5-5-2 공법의 선정

비사방지공법은 비사의 현상 또는 장래 예상되는 비사의 상황을 충분히 조사검토한 뒤 각공법의 특성을 충분히 이해한 다음 결정한다.

[해 설]

비사현상은 풍향, 풍속, 지면의 저질입도특성, 지면의 습윤 정도 등의 자연조건에 좌우되며 비사의 방향, 비사량 및 그 분포 등이 정해진다. 한편, 이에 대한 대책을 강구하고자 할 경우에는 이들 특성을 조사한 후, 비사에 관한 문제의 성격, 비사발생 지역의 토지이용계획 또는 경제성 등의 사회적 조건도 감안하여 적정한 공법을 선정한다.

[참 고]

비사 방지공법으로는 통상 다음과 같은 공법이 사용된다.

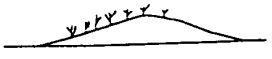
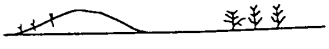
(1) 퇴사울타리(담) 및 방풍책(防風柵) : 종래 높이 1m정도의 낮은 울타리 등을 여러겹으로 설치하여 비사를 포착하고 이에 의하여 인공사구를 육성해서 방사 효과를 높이는 공법이 쓰이고 있다. 근래에는 매립 조성지 주변 또는 분말자재 적치장의 주변에 비교적 높은 방풍책을 설치하여 토사 등의 비산을 방지하는 경우도 많다.

(2) 정사공(靜砂工) : 높이가 낮은 정사원(靜砂垣)을 설치하여 지표조도(地表粗度)를 높임으로서 지표면에서의 바람의 전단력을 약화시키고 지표사(地表砂)를 진정시키는 공법이다.

(3) 피복공 : 사면을 인공재로 피복하여 모래의 이동을 막는 공법

(4) 식재공 : 피복공의 일종으로 볼 수 있으나 사면에 적당한 식물을 심어 이에 의하여 사면을 피복코자 하는 공법

(5) 식림공(植林工) : 비사지역의 바람이 불어오는 쪽에 조림을 함으로써 비사를 방지코자 하는 공법이다. 모래해안의 안정을 목적으로 실시되는 비사방지공은 각종 공법을 조합하여 시행하는데 그 순서와 공법은 일반적으로 참고 그림 (5-6)과 같다. 또한, 수목선정은 해안에 적응성이 우수한 품종을 선정해야 한다.

제1기 인공사구의 육성	퇴사원 1차  퇴사원 2차  퇴사원 3차 
제2기 사구면의 피복	가피복공 (정사원) ＋ (식물이식)  ↓ 본 피 복 (식재공) 
제3기 식 림	(식 림) 

참고 그림 (5-6) 인공사구 육성공의 순서

제 6 장 침식대책시설

6-1 일 반

[해 설]

침식이 일어나고 있거나, 일어날 것으로 예상되는 해안에는 침식대책시설을 설치한다.

(1) 표사에 의하여 해안선이 후퇴하는 현상을 침식이라 하며, 이러한 해안을 침식해안이라고 한다.

(2) 어느 해안에 공급되는 흙의 양이 그곳으로부터 유실되는 양보다 적은 경우, 이 해안은 침식해안이며, 반대인 경우는 퇴적해안이다. 양자가 같은 양이면 안정해안이 된다.

(3) 침식대책공법에는 제2편 제8장 표사에서 기술한 해안제방 및 호안, 돌제 및 돌제군, 이안제(도제) 및 양빈공이 있다. 양빈공은 해안에 인공적으로 토사를 공급하여 해빈을 조성하는 공법이다.

6-2 침식대책공법의 선정

공법의 선정에는 침식의 원인, 해안 및 배후지의 형상, 인접해안에 미치는 영향, 투자효과 등을 충분히 고려하여 결정하여야 한다. 대상 지역 일대가 모래장일 경우 양빈과 식생에 의한 대책을 우선적으로 고려한다.

[해 설]

(1) 일반적으로 침식해안에서는 연안표사의 특성이 그 대책공법을 결정하는 중요한 요소가 된다. 표사의 특성에 관해서는 제2편 제8장 표사를 참조한다.

① 제방과 호안

침식대책공법으로서 제방과 호안은 해안 육 측면의 비탈면을 둘러싸서, 배후의 토사가 파랑이나 흐름에 의하여 파괴 또는 유실을 방지하는 것으로, 더 이상 해안의 침식을 허용할 수 없는 경우나 침식이 심한 곳에는 다른 공법을 병용한다.

② 돌제군

침식대책공으로서 돌제군은 방사제와는 달리 단일 시설물로 사용되는 경우는 없으며 적당한 간격으로 여러 개 설치하는 것을 말한다.

돌제군은 연안표사의 일부를 포착(捕捉)하여 해안선을 전진시키며, 연안류를 해빈에 가까이 오지 못하게 하거나 초기 파랑의 방향에 대해서 해안선을 직각으로 만들어 해빈에서 빠져 나가는 모래의 양을 감소시키는 효과를 나타낸다. 따라서 돌제군은 계절적인 전진후퇴가 심한 해안선을 안정시키거나, 연안표사가 많은 해안에서 해빈을 전진시키거나, 또는 호안 및 제방 비탈면에 따로 모래의 이동을 저지하여 그 비탈기슭의 세굴을 방지하려는 경우에 설치한다.

③ 이안제(도제, detached breakwater)

이안제(離岸堤)는 그 배후에서 일어나는 회절파를 이용하여 모래톱을 형성하고 연안표사를 저지할 목적으로 축조하는 경우와 배후해빈에 작용하는 파력을 감소시켜 해빈의 침식을 저지시킬 목적으로 축조하는 경우가 있다.

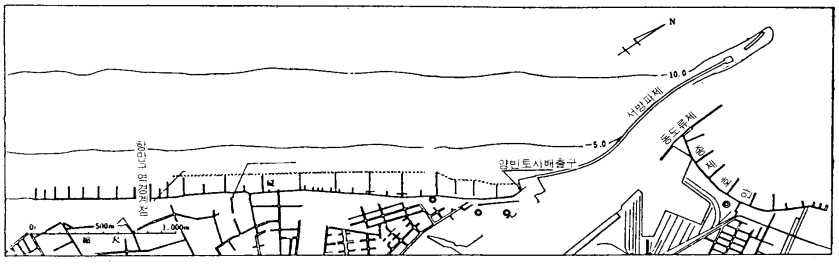
이안제는 다른 대책공법과 비교하여 일반적으로 건설비와 유지비가 더 들어 돌제군 또는 호안을 병용해도 침식을 방지할 수 없을 때 축조하는 것이 보통이다.

④ 양빈공(artificial nourishment)

자연해빈은 파랑의 에너지를 감소 또는 분산시켜 배후지를 방호하는 기능을 가지고 있다. 양빈공(養濱工)은 이러한 기능 이용을 목적으로 해안에 토사를 보급하여 인공적으로 해빈을 조성, 유지하는 공법이며 부근에 값싼 토사가 있는 경우나 해안선을 적극적으로 전진시켜야 할 경우에 사용된다. 특히 모래사장 해안의 항구에서 수심유지도 겸하여 상류 측의 해안에 퇴적된 모래를 하류 측의 침식해안으로 샌드 바이 패스(sand by pass)하는 것은 효과적이다.

(2) 침식대책으로 사용되는 각 공법에는 각기 장단점이 있으나 상기한 공법을 단독으로 사용해서는 침식이 심한 해안에서는 충분한 효과를 기대하기 어려우므로 몇 가지 공법을 사용하는 경우가 많다. 이러한 예의 대표적인 것으로 해설 그림 (6-1)에 그 예를 든다.

(3) 침식대책공법을 선정함에 있어서는 그 대책공법이 인접해안에 미치는 영향도 충분히 조사해야 한다.



해설 그림 (6-1) 해안침식 대책공법의 예

특히 보호하려는 해빈이 인접해빈의 표사원이 되는 경우 하류 측의 침식을 일으키는 일이 없도록 주의해야 한다.

[참 고]

(1) 제방과 호안

① 설계순서

제방과 호안의 설계는 일반적으로 다음 순서로 한다. 설계조건은 제2편 설계조건을 참조하여 적용한다.

설계조건의 결정(바람, 조위, 파랑, 흐름, 표사 등)
↓
기준선의 결정(제체위치, 범위 등)
↓
단면의 결정(구조형식, 마루높이, 단면형상 등)

침식대책으로서 제방과 호안은 폭풍해일 방호의 목적도 겸하여 건설되는 경우가 많다. 이런 경우에는 양쪽의 조건이 만족되도록 배려해야 한다.

② 기준선의 결정

파랑이 제방에서 부딪혀서 반사파나 사면을 따라 흐르는 흐름에 의해 제방의 비탈기슭은 한층 더 침식되므로 비탈기슭이 세굴 되는 경우가 많다.

따라서 보통 파랑의 작용이 미치지 않는 해빈(바닷가) 뒤쪽에 기준선을 정하는 것이 좋다. 해빈 각 부분의 명칭은 제2편 제8장 표사를 참조하여 적용한다.

③ 단면의 결정

가. 제방의 비탈면에 연안류 및 반사파에 의한 비탈기슭의 세굴과 뒷채움 흙이 흡출되는 현상에 특히 주의해야 한다.

나. 이 때문에 비탈면을 계단형 또는 1:3~1:4의 완경사로 하여 반사파를 줄이는 것이 좋다.

다. 제방의 비탈면에 연한 연안류를 약화시키거나, 제방 앞면의 해빈을 안정시키기 위하여 돌제군을 배치하는 것도 자주 쓰인다.

라. 위와 같은 대책이 실시되지 않을 때에는 비탈기슭에 내습파고 크기 정도의 세굴이 일어나는 수도 있다는 것을 고려하여 기초의 근입깊이를 충분히 하여야 한다.

(2) 돌제군

돌제군의 설계는 일반적으로 다음 순서로 한다. 특히 표사에 대하여는 제2편 제8장 표사를 참조하여 적용한다.

설계조건의 결정(바람, 조위, 파랑, 흐름, 표사 등)
↓
배치의 결정(범위, 길이, 간격, 방향, 평면형상 등)
↓
단면의 결정(구조형식, 마루높이, 단면형상 등)

① 돌제의 배치

가. 돌제의 길이

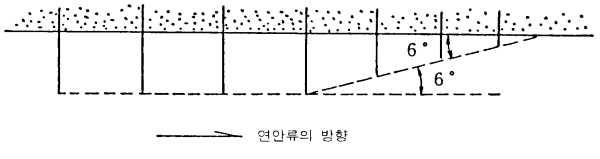
㉮ 일반적으로 돌제 기부의 파괴는 그 배후를 돌아 들어오는 파랑이 돌출제의 하류 측을 세굴함으로서 일어난다.

따라서 제방, 호안 등의 구조물이 있는 경우에는 돌제기부를 이런 구조물에 접속시켜 파랑이 돌아 들어가는 것을 방지하여야 한다. 또한 자연해빈의 경우에는 악천후시의 설계조위에 파랑이 처오름 높이(제2편 4-6 처오름 높이, 월파 및 전달파 참조)를 더한 높이의 위치까지 돌제를 연장하여 파랑이 배후로 돌아 들어오는 것을 방지할 필요가 있다.

㉯ 돌제의 선단위치는 연안표사의 이동현황을 충분히 고려하여 결정해야 한다. 연안표사의 이동은 사빌(Saville)의 실험에 의하면 심해안의 파형경사(Ho/Lo)가 작은 경우에는 주로 해안선부근을 이동하며 파형경사가 큰 경우에는 연안사주가 발생하여 쇄파점 부근에 표사가 많아지고 정선 부근에는 적어진다. 따라서 파형경사가 작은 파랑인 때에는 짧은 돌제로 포착효과(捕捉效果)를 높일 수 있으나 파형경사가 큰 때에는 비교적 긴 돌제를 필요로 한다.

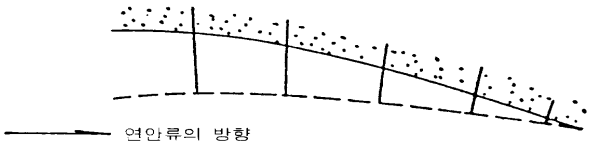
㉰ 돌제군의 기능을 충분히 발휘시키며, 또한 인접한 해빈에 미치는 영향을 더욱 적게 하기 위하여 연안류의 상류 및 하류 측의 구역에서 해빈에 완만하게 접속할 수 있도록 돌제의 길이를 점차적으로 짧게 배치하는 것이 필요하다. 여기에는 다음과 같은 방법이 있다.

㉠ 참고 그림 (6-1)에 나타낸바와 같이 하류 측의 돌제 선단기준선을 약 6°의 경사각을 갖도록 하여, 돌제의 길이를 점차적으로 짧게 한다. 이 경우 간격은 길이와의 비율이 적당히 유지되도록 점차로 좁힐 필요가 있다.



참고 그림 (6-1) 돌제의 해빈 접속방법

㉡ 참고 그림 (6-2)에서 나타낸 바와 같이 해안선이 만곡 되어 있는 경우에는 단순히 돌출제의 길이를 짧게 하여 완만하게 인근해빈에 접속시킨다.



참고 그림 (6-2) 해안선이 만곡 되어 있는 경우의 돌제군과 해빈의 접속방법

㉢ 돌제의 길이를 일정하게 하고 마루높이를 변화시키는 방법도 있다.

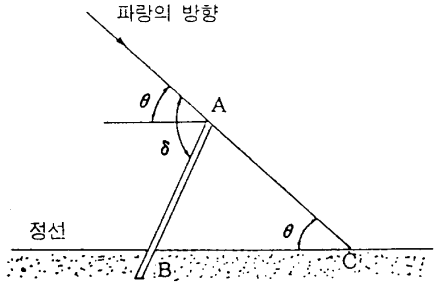
㉣ 이상의 방법은 모두 충분하다고 할 수 없으므로 시공할 때에는 계획 돌제의 길이를 한꺼번에 시공하지 말고 퇴적된 모래의 상태를 보아서 점차적으로 연장하여 완성할 수 있도록 하여야 한다.

㉤ 돌제를 건설할 때에는 표사의 하류 측으로부터 시공하며, 그 효과를 조사하면서 점차적으로 상류 측에 시공하여야 한다.

나. 돌제의 방향

해안에 내습하는 파향은 일반적으로 탁월한 방향의 주변에서 많이 변동되기 때문에 돌제는 해안선에 직각으로 설치하는 것이 보통이다. 다만, 파향이 대체로 일정한 때에는 이것에 대하여 가장 효과적인 돌제의 방향으로 잡아야 한다.

나가이의 실험결과에 의하면 참고 그림 (6-3)에 나타낸 바와 같이 입사파와 돌제가 이루는 각 (δ)은, 세굴과 파력의 관점에서 보면 100°~110°인 때가 적당하다고 한다.



참고 그림 (6-3) 돌제의 방향(나가이식)

다. 돌제의 간격

돌제의 간격은 해안선이 가장 후퇴한 경우에도 필요한 최소한의 해빈 폭을 유지할 수 있도록 결정하는 것이 좋다. 이렇게 하려면 부근 해빈의 실태를 조사하여 그 해안에 가장 적합한 간격을 잡아야 한다.

② 돌제의 형식과 구조

가. 돌제의 형식

㉮ 투과성에 의한 분류는 다음과 같다.

㉠ 투과식 돌제

투과식 돌제(Perforated Groin)는 물과 표사의 제내 투과를 허용하는 것으로서 보통해안 돌제에서는 돌을 사용한 사석식 경사제, 석축식 직립제 등이 사용되고 있다. 투과식의 이점과 결점은 다음과 같으며 불투과식과 상반되는 것이 많다.

○ 장점
– 반사파가 적다.
– 연안방향파가 적다.
– 제체 비탈기슭의 세굴 염려가 적다.
– 보수가 용이하다.
○ 단점
- 구조형식에 따라서는 제체에 사용되는 각 재료가 분리되기 쉽다.

㉡ 불투과식 돌제

불투과식 돌제는 표사의 제내 투과를 허용하지 않는 것으로서 돌쌓기식, 블록식, 웰식의 각 직립제, 돌붙임식 경사제 등이며, 사석식 또는 블록식도 돌 크기의 분포를 적당히 고르게 하거나, 격벽 또는 중간벽을 설치하면 불투과식이 된다.

㈏ 단면형상에 따라 분류하면 직립제, 경사제, 혼성제로 나누어진다. 각각의 이점과 단점은 본편 제2장 방파제를 참조한다.

㈐ 평면 배치에 따른 분류는 다음과 같다.

㉠ 직선형 돌제

해안선에 직선형태로 튀어나온 것으로, 이러한 종류의 돌제에서는 하류 측의 해안에 침식이 일어나는 수가 있다. 이것을 피하기 위하여 돌제군으로 하여 하나하나의 길이를 차례로 짧게 하거나 평행호안 등으로 병용함으로써 하류 측의 침식을 방지하는 수도 있다.

㉡ T형, L형, Z형 돌제

직선형 돌제의 중간부 또는 선단 등에 평행 돌제를 붙인 것으로 T형, L형, Z형 등이 있다.
이러한 돌제는 토사의 공급이 불충분하거나 침입파고가 커서 해빈의 모래를 심해 쪽으로 쓸어갈 염려가 있는 경우에는 효과적이다. 평행돌제는 침입 파고를 감소시키며, 또한 파랑의 회절에 의하여 기저부에서 퇴적이 잘 되도록 한다.
그러나 이러한 구조로 하면 평행부의 파압이 커져서 앞면이 세굴 됨으로 장기간의 유지에는 특별히 주의해야 한다.

나. 돌제의 구조

㉮ 돌제의 구조는 방파제에 준하며, 필요에 따라서 방파제에 비하여 안전율을 낮게 잡을 수도 있다.

㈏ 돌제의 선단은 쇄파위치와 해안선의 개략 중간지점에 있으므로 구조물을 설계할 때의 파압은 쇄파선으로부터 어느 정도 육지 쪽에 있는 구조물에 작용하는 파력에 의한다.
또한 사석, 블록 등을 사용하는 경우의 중량계산은 사면피복석과 블록의 소요중량에 준한다.

㈐ 돌제의 상류 측과 하류 측에 있는 모래의 퇴적높이가 다른 때에는 주동토압이 작용하므로 제체는 이 외력에 대하여 안정하도록 설계한다. 또한 속채움 등의 구조에서는 내부토압에 관하여도 고려할 필요가 있다. 이 경우의 토압계산은 제2편 제9장 9-6 토압과 수압에 의한다.

㈑ 양압력에 관하여는 제2편 제4장 4-10-2 [2] 직립벽에 작용하는 중복파 또는 쇄파의 파력을 참조한다.

㈒ 돌제의 선단부 등에서는 파력에 의한 세굴로 파괴되는 예가 많다. 이러한 세굴깊이는 설치위치의 파고정도로 산출될 수 있다.
따라서 구조를 강화하는 것은 물론이지만 세굴방지공을 설치할 필요가 있다. 현재로서는 충분히 효과가 있는 세굴방지대책은 없으나, 다음과 같은 방법이 일반으로 널리 사용된다.

㉠ 어느 정도 세굴이 되어도 제체의 안정에 영향이 없는 근입깊이를 깊게 하는 방법(웰식, 말뚝식 등)

㉡ 경제성을 고려하여 어느 정도 세굴에 의한 파괴가 일어나더라도 전체적인 기능을 잃지 않고 보수가 용이한 방법(블록, 돌쌓기 등)

㉢ 기초 앞면의 세굴과 저면의 흡출에 의한 파괴를 직접방지하기 위하여 섶침상 또는 아스팔트 매트 등을 사용하는 방법

다. 돌제의 마루높이

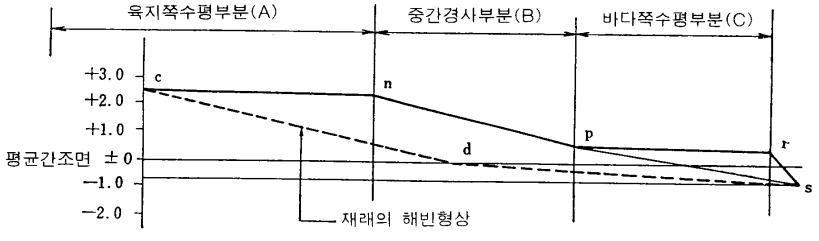
돌제의 마루높이는 참고 그림 (6-4) (A) (B) (C)의 세부분으로 나누어 생각한다.

㉮ 육지 쪽의 수평부분은 쳐오르는 파랑이 기부주위를 세굴 시키거나 돌제의 마루를 넘어 하류측의 모래를 이동시키지 않도록 파랑의 처오름 높이를 마루높이로 한다.

이러한 경우의 처오름 높이는 자주 일어나는 조위와 내습파에 의하여 결정하거나 또는 극단적인 이상조위와 내습파에 의하든가 그 목적에 따라 선택한다.

㉯ 중간경사 부분의 마루높이는 돌제군에 의한 유지가 예상되는 해저경사에 거의 평행한 선으로 한다. 이 부분을 수평으로 하지 않는 것은 이 범위내의 표사가 주로 해저면 부근에 집중하여 이동하는 것과 마루가 높을수록 파력이 커져서 공사비가 증가하는 것 등의 이유 때문이다.

㉰ 선단부는 수평 또는 해저경사에 평행하게 하거나 돌제의 투과성과 하류 측으로 투과시키려는 표사량 및 파력과의 관계에 의하여 결정한다.



참고 그림 (6-4) 돌제의 종단형상

(3) 이안제

① 설계순서

이안제의 설계는 일반적으로 다음 순서로 한다. 특히 표사에 관해서는 제2편 제8장 표사를 참조할 것.

설계조건의 결정(바람, 조위, 파랑, 흐름, 표사 등)
↓
배치의 결정(범위, 길이, 간격, 방향, 평면형상 등)
↓
단면의 결정(구조형식, 마루높이, 단면형상 등)

② 이안제의 배치

가. 길이와 간격

㉮ 이안제의 길이는 해안선으로부터의 거리와 입사파의 파장과 관련하여 결정되지만 연안표사의 차단을 목적으로 한 이안제는 배후의 파고와 연안유속을 감소시켜, 모래를 퇴적시키는데 충분한 길이를 필요로 한다.

또한 해안구조물이나 해빈의 방호를 목적으로 하는 이안제인 경우에는 필요한 범위까지 효과가 충분히 미칠 수 있도록 해야 한다.

㈏ 톰볼로(tombolo)를 형성하여 연안표사를 저지하려는 경우에는 톰볼로가 생긴 뒤에 그 톰볼로가 마치 돌제와 같은 작용을 하므로 이안제간의 간격은 이러한 톰볼로가 용이하게 형성될 수 있도록 넓이를 충분하게 해야 한다.

㈐ 배후의 해빈에 작용하는 파력을 약화시켜 해안침식으로부터 토사의 유출을 방지할 목적으로 설치되는 이안제는 제체 내에 틈새가 있으면 이 틈새로 토사가 심해 쪽으로 유실되기 때문에 틈새를 주지 않도록 한다.

이러한 경우 이안제 내측으로 해빈을 따라 흐르는 연안류가 일어나므로 돌제를 설치하여 이 흐름을 약화시키는 것이 좋다.

나. 해안선으로부터의 거리

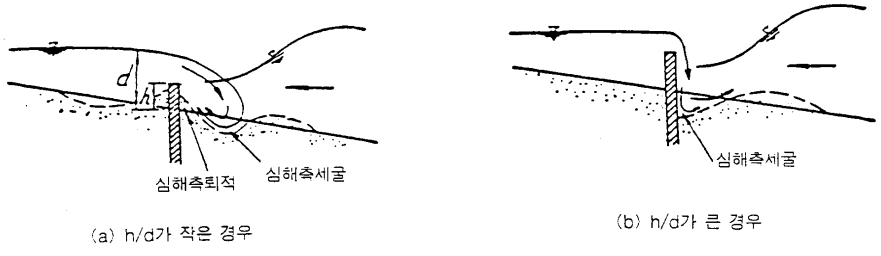
㈎ 톰볼로를 형성하여 연안표사를 저지하려는 경우에는 이안제의 길이, 마루높이 및 두부에서의 회절파를 고려하여 해안선으로부터의 거리를 결정한다. 세비지(savage)는 톱밥을 이용한 실험으로 파장(L)에 대한 해안선으로부터 이안제까지의 거리(ℓ)의 비, 즉 ℓ/L이 톰볼로 발생에 중요하다는 것을 알아냈으며 파장 80cm, 주기 0.8sec 이안제의 길이가 파장과 같은 때에는 톰볼로가 생기는 한계의 ℓ/L을 5/4라는 것을 실험적으로 나타냈다.

㈏ 배후해빈에 작용하는 파력을 약화시킬 목적인 경우에는 보통 파랑의 쇄파대에 설치하는 것이 좋다. 그러나 너무 해빈에 가까이 하면, 이안제에 의한 파랑의 교란이 해빈에 미치기 때문에 이 교란이 가라앉을 정도의 거리를 잡아야 한다.

일본의 니이가다 서해안에서는 해설 그림 (6-1)이 나타낸 바와 같이 이안제를 배치한 결과 이안제로 들어오는 입사파의 높이 3m 내외가 제내에서는 1m내외로 약화되어 해안에 작용하는 파력을 감소시키고 있다. 또한 이안제의 유무에 따라서 해저단면의 변화가 달라지며, 제방이 있는 경우에는 확실히 전빈(前濱)저질의 유실을 방지할 수 있고 해안침식을 적게 한다는 것을 알 수 있다.

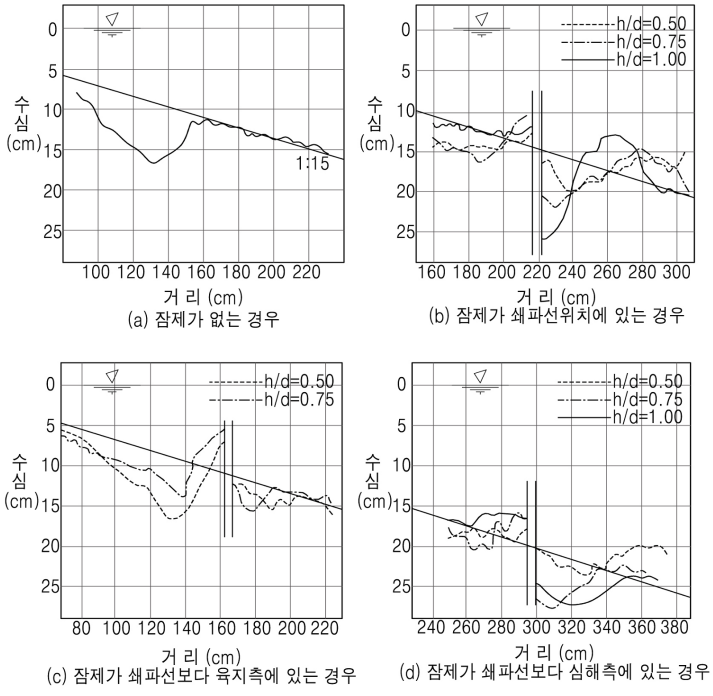
㈐ 악천후 시에 항상 내습하는 파랑의 쇄파위치에 이안제를 설치하면 제체나 기초의 안전에 대하여 좋지 않다. 또한 월파에 의한 교란이 제체 배면의 기초 또는 해저까지 미치지 않는 수심으로 해야 한다.

특히 급경사인 잠제를 설치한 경우에는 부딪혔다가 돌아가는 물의 흐름이 저지됨에 의하여 이안제로부터 해안 쪽으로 수역의 수위가 높아진다. 이것이 이안제의 마루로부터 월류하여 생기는 와류(渦流)에 의하여 심한 세굴작용을 일으키는 수가 많으므로 마루높이와의 관계도 충분히 검토해야 한다.(참고 그림 (6-5), (6-6), (6-7) 참조)



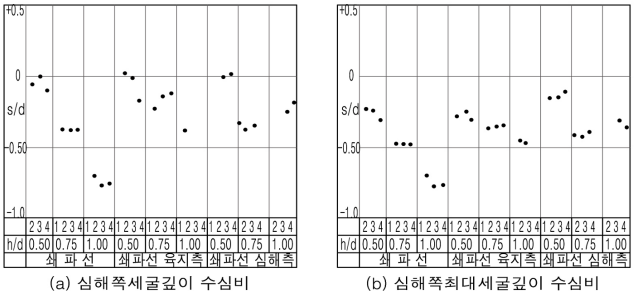
(a) h/d가 작은 경우　　(b) h/d가 큰 경우

참고 그림 (6-5) 잠제부근의 세굴작용



(a) 잠제가 없는 경우
(b) 잠제가 쇄파선위치에 있는 경우
(c) 잠제가 쇄파선보다 육지측에 있는 경우
(d) 잠제가 쇄파선보다 심해측에 있는 경우

참고 그림 (6-6) 잠제부근의 해빈의 변형



(a) 심해쪽세굴깊이 수심비
(b) 심해쪽최대세굴깊이 수심비

참고 그림 (6-7) 잠제의 세굴깊이의 경향

참고 그림 (6-7)에서 파랑의 제원과 기호는 다음과 같다.

T=1.40sec, Lo=330cm, Ho=12.8cm, Ho/Lo=0.0387, S=세굴깊이, d=수심, h=제방높이, 1, 2, 3, 4는 15분, 30분, 60분, 100분을 나타낸다.

㉮ 이안제에 의하면 쇄파된 뒤, 배면으로 전달된 파랑이 해안선에 도달할 때 까지는 될 수 있는 대로 많은 에너지를 소모할 수 있도록 충분한 거리를 둔다.

㉯ ㉰, ㉮와는 모순되지만 될 수 있는 대로 해안선에 인접하여 제방을 설치하면 공사비를 상당히 절감할 수 있다.

다. 이안제의 형식과 구조

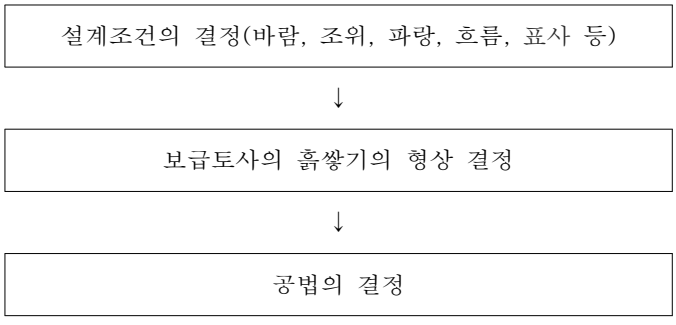
㉮ 이안제의 형식과 구조를 선정할 때에는 본편 제2장 방파제에 준하나, 그 외에 투수성, 비탈경사, 조도 등이 파고전달이나 기초의 세굴 등에 미치는 영향을 고려하여야 한다.

㉯ 이안제의 마루높이를 결정할 때에는 먼저 이안제의 목적에 따라 요구되는 배후의 파고 저감효과를 고려해야 한다. 이안제의 마루를 넘어서 제내에 전달되는 파고와 마루높이와의 관계에 대하여는 아직 불확실한 점이 많이 남아 있으나 제2편 제4장 4-6 처오름 높이, 월파 및 전달파를 참조한다.

(4) 양빈공

① 설계순서

양빈공의 설계는 일반적으로 다음 순서로 하는 것이 좋다. 제2편 제8장 표사를 참조한다.



② 보급토사

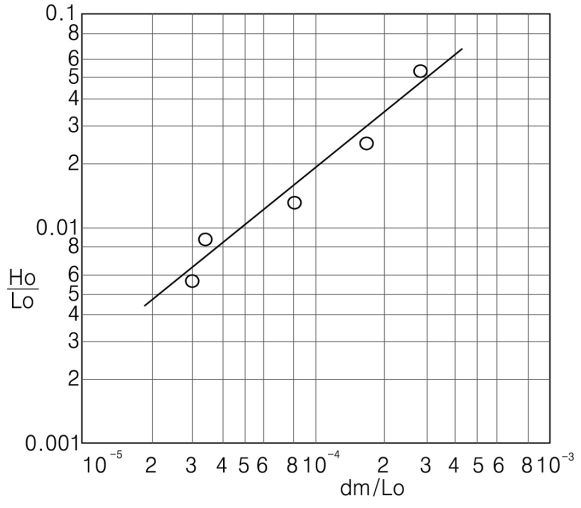
가. 보급된 토사는 파랑에 의한 체가름 작용을 받아서 보급토사의 입도조성에 대응하는 경사가 된다. 일반적으로 입경이 작으면 완경사가 되고, 크면 급경사가 된다고 생각하고 있으나, 실제로는 이것을 정량적으로 어려우므로 토사를 보급하기전의 해빈 또는 부근의 조건이 비슷한 해빈의 경사를 측정하고 입도를 분석하여 참고로 하는 것이 좋다.

나. 양빈의 경사를 특별한 이유로 특정한 경사유지가 필요할 때에는 제2편 제8장 표사를 참조하여 이 경사를 형성하는 입도의 토사를 보급하여야 한다. 그러나 실제로는 지정한 입도조성을 가진 토사를 대량으로 구하기는 어렵기 때문에 무엇보다도 대량의 모래를 구할 수 있는가가 제1조건이며 그 입도조성에 대하여는 제2조건으로 취급하는 수가 있다.

이러한 경우에는 그 입도조성에 대응하는 경사를 추정하고 다른 요구조건으로부터 결정되는 경사와 현저한 차이가 있는가를 검토할 필요가 있다.

다. 양빈공을 설치하는 해안에서 토사의 부족량을 구하기 위해서는 장기간에 걸친 수심측량과 해안선 부근의 지형측량을 실시하여 토량을 비교하는 것이 가장 좋은 방법이다. 이 방법에 따르지 못할 때에는 제2편 제8장 표사에 나타난 방법으로 추정한다.

라. 가.항에서 기술한 바와 같이 해안에 토사를 보급하면 파랑 또는 퇴적에 의하여 곧바로 체가름 작용이 일어나서 입경이 작은 토사는 심해 측으로 이동하고, 굵은 것은 쇄파점으로부터 해안쪽에 남기 때문에 너무 세립질의 토사를 보급하여도 해안선부근의 침식에 대하여는 유효하게 작용하지 못한다.



주) dm : 모래의평균입경

참고 그림 (6-8) 가장 이동퇴적하기 쉬운 입경과 파랑과의 관계를 나타낸 곡선

이시마(井島), 아오노(青野) 2차원 수조의 실험에서 해빈에 부착하기 쉬운 모래의 입경은 심해파 파형경사에 따라 변화한다는 것을 알아냈고, 참고 그림 (6-8)은 그 결과를 나타낸다.

이것은 심해파 파고가 7~9m 입경과 파랑과의 관계를 나타내는 평균입경이 0.2~2mm에 대한 것이며 상사성에 문제가 있어, 이것을 그대로 현지에 적용할 수 없으나, 이러한 입경이 존재하는 것은 명확하다. 또한, 이와가끼(岩垣), 사와라기(棋木)에 의하면, 표사량은 해저물질 입경의 평방근에 반비례하므로, 보급토사의 입경이 해당 해안의 해저물질 입경과 다르면, 토사의 침식량도 변하는 것으로 생각된다.

③ 모래쌓기의 단면형상

가. 마루높이는 자연해빈의 후빈(後濱)높이를 기준으로 하여, 이보다 좀 더 높게 하는 것이 적당하다. 그 부근에 자연해빈이 없는 경우에는 파랑의 작용이나 해빈의 해저토질 등이 비슷한 지점으로부터 추정한다.

나. 제방이나 호안의 앞면에 흙쌓기를 하는 경우에는 그 폭이 좁으면 앞면수심과 해저경사의 변화 때문에 거꾸로 제내로 월파가 증가될 염려가 있다.

이에 관하여 제2편 제4장 파랑을 참조한다.

다. 폭은 인근사례 등을 검토하여 배후지의 방호를 위하여 필요한 폭으로 설치하고 기간 중에 예상되는 침식 폭을 더하여 결정한다. 침식 중에는 연평균 침식량과 배치 연수를 고려하여 폭을 결정하나 계절적 또는 단기간의 변동이 큰 경우에는 이에 대한 여유를 둘 필요가 있다.

라. 경사는 자연해빈의 전빈경사보다 급하게 한다. 그러나 해저경사는 이에 작용하는 파랑과 해저물질의 입경에 따라 결정되는 것으로 생각된다. 따라서 자연경사보다 급하면 파랑에 의하여 그 양빈의 바다 쪽은 천천히 그것에 알맞는 경사로 된다. 따라서 이 양빈의 경사는 자연해빈보다 급하면 엄밀하게 규정할 필요는 없다. 그래서 오히려 시공법으로부터 결정하게 되는 수가 많다.

④ 양빈공법의 결정

가. 연속급사법(連續給砂法)은 방호구간의 침식부의 상류 측에 1개소, 또는 수개소에 연속적으로 토사를 보급함으로써 연안표사를 증가시켜 해안을 조성하고 유지하는 방법이다. 이 공법에는 도류제 또는 방파제에 의하여 퇴적된 토사를 침식 측으로 보급하는 샌드바이패스가 포함된다.

나. 저류사법(貯留砂法)은 연속급사법과 같이 연속적으로 토사를 보급하는 것이 아니고 어느 일정 기간분에 해당하는 토사를 방호구간의 상류 측 수 개소에 쌓아두어 그 결과에 의하여 하류 측으로 토사의 이동량을 증가시키는 방법이다.

다. 직접치사법(直接置砂法)은 전 방호구간에 대하여 한 번에 모래를 쌓아두는 점이 저류사법과 다르지만, 이 경우에도 하류 측의 해빈에 대하여는 명백하게 저류사로서의 역할을 하기 때문에 조성 후에 유지를 위해서는 토사의 계속적인 보급이 필요하다.

[참고문헌]

1) 국토해양부(2009), 항만시설물의 안전시설 설계지침
2) 국토해양부(2012), 항만 및 어항공사 표준시방서
3) 해양수산부(1999), 항만용어사전
4) 해양수산부(2005), 항만 및 어항 설계기준
5) 해양수산부(2013), 항만법
6) 日本港灣協會, 2007, 港灣の施設の技術上の基準・同解說
7) 日本海岸保全施設技術研究會編, 2004, 海岸保全施設の技術上の基準・同解說

제 7 장 호 안

7-1 설계의 기본방침

호안의 설계 시는 아래 사항을 검토한다.

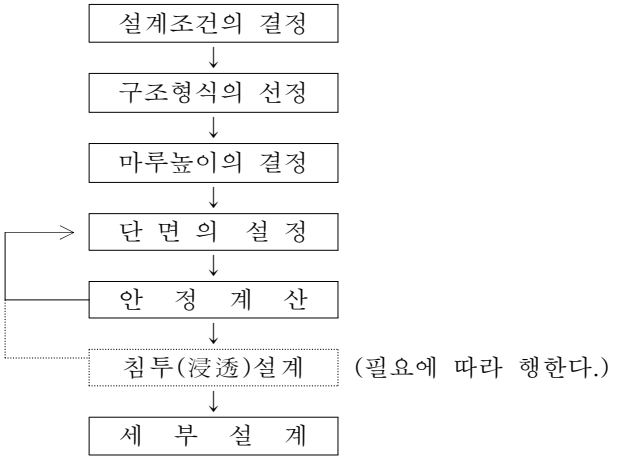
(1) 파랑 및 고조에 의하여 매립지의 보전 및 이용에 지장을 초래하지 않을 마루높이로 한다.
(2) 파압, 토압 등의 외력에 대하여 안정된 구조로 한다.
(3) 매립토 등이 누출(漏出)하지 않을 구조로 한다.
(4) 매립중의 탁수(濁水)의 유출방지 등 주변수역에 대한 영향을 고려해야 한다.
(5) 친수호안(親水護岸)의 경우에는 이용자가 안전하고 쾌적하게 이용할 수 있는 구조로 한다.

[해 설]

(1) 본 장은 일반적인 매립호안을 대상으로 한 것이다.
(2) 해면매립지가 일반 폐기물의 최종 처분장인 경우의 매립 호안의 설계는 해양환경관리법과 폐기물관리법의 내용을 반영하여야 한다.

[참 고]

(1) 호안의 설계는 일반적으로 다음 순서로 행한다.



(2) 일반적으로 매립지의 외곽은 접안시설이 있는 경우를 제외하고 호안으로 둘러싸여있다. 따라서 매립호안은 매립토의 유출을 방지하는 안정된 흙막이工일 뿐 아니라 파랑에 안정하고 월파 및 고조로부터 배후의 매립지를 방호하여야 한다. 외해에 면한 매립호안에 대하여는 통상의 매립호안에 비하여 파랑의 영향이 크므로 이들을 검토함에 있어서 특히 유의할 필요가 있다.
(3) 호안의 구조는 가토류공(仮土留工)을 제외하고 중력식안벽, 널말뚝식안벽 강널말뚝 셀(cell)식 안벽 등의 구조형식과 유사하므로 설계 시는 제8편 계류시설의 관련부분을 참조할 수 있다.

(4) 매립 시에는 매립호안을 토사가 누출하지 않는 정도의 가호안(仮護岸)으로 하고 매립이 완료한 후에 본호안 또는 안벽을 축조하는 경우가 있다. 가호안의 형식으로는 다음과 같은 것이 있다.

① 재료비, 시공비가 싼 구조형식으로 하여 장래에는 사용하지 않는 것.

② 장래, 구조를 강화하여 본호안으로 사용하는 것.

가호안의 설계 시는 안전율을 적당히 저하시켜도 된다. 단, 이때 본호안 또는 안벽이 축조될 때까지의 기간에 발생할 파랑에 대하여 안전한 구조로 한다. 또 가호안 기간 중의 매립지에 지장이 없는 마루높이로 한다.

(5) 매립지의 조성순서, 매립공법에 따라서는 매립지내에 칸막이공을 설치하는 경우도 있다. 보통, 칸막이에 대하여는 파랑, 마루높이, 토사누출방지의 정도, 중요도등의 조건은 엄격하지는 않다. 소요의 조건을 만족하도록 본 호안 또는 가호안에 준하여 설계한다.

(6) 수제선을 갖는 녹지에서는 호안은 친수성(바다를 조망하고 바다에 다가가고, 바다에 접촉하는 등)을 배려하는 것이 바람직하다.

① 친수호안은 이용자가 바다로 떨어지는 일이 없도록 호안의 단면을 설정할 필요가 있다. 또, 추락방지책등의 부대시설을 적절히 설치해야 한다.

② 고파랑 시에 사람들이 보행하는 부분까지 월파가 예상되는 시설에서는 표지등 적절한 수단으로 그 위험성을 주지시켜야 한다.

③ 친수성 호안의 설계에 있어서는 배후의 토사 흡출의 방지에 대해 필요에 따라 적절한 토사의 흡출방지대책을 검토할 필요가 있다.

④ 고령자 및 신체장애자의 이용 시에는 호안상의 통로나 경사로(slope)의 폭, 경사 등은 휠체어(wheel chair) 등의 안전한 이동이 가능하도록 충분히 배려하는 것이 바람직하다.

7-2 설계조건

호안의 설계조건으로는 일반적으로 다음사항을 고려한다.

(1) 파랑, 조위, 조류, 수심
(2) 기초지반의 토질
(3) 지진 및 지진력
(4) 지진시의 동수압
(5) 매립토 등의 성상
(6) 매립지 및 호안의 이용조건
(7) 월파의 허용도
(8) 주변수역의 상황
(9) 시공법(특히 체절공법)
(10) 매립공법

[참 고]

(1) 호안의 마루높이 및 구조의 결정시에는 월파의 허용량이 커다란 요소이다. 배후의 상황 등을 고려하여 허용월파량을 적절히 설정한다. 또한, 허용월파량의 선정에는 본편 2-3 설계조건의 결정을 참조하여 적용한다.

(2) 매립토의 토질조건에 대하여는 제2편 제9장 지반을 참고하여 적용한다.

(3) 지진 및 지진력에 대하여는 제2편 제10장 지진 및 지진력을 참조하여 적용한다.

(4) 지진시의 동수압에 대하여는 제2편 제9장 9-6 토압과 수압을 참조하여 적용한다.

(5) 넓은 수면을 매립호안으로 체절하는 경우 호안공사의 진척에 따라 조차에 의한 해수의 유출입 단면적이 적어져서 제 내외에 수위차가 생겨 체절부에 상당한 유속이 발생한다. 따라서 호안구조도 최종 체절부는 특별한 주의를 기울여 예상되는 유속에 대하여 충분히 안정된 구조단면이 되지 않으면 안 된다. 체절에 따르는 체절부의 유속은 체절하는 수면적, 체절부의 단면적, 평균수심, 조위차등에 지배된다. 체절구간은 호안공사가 진행되어 유속이 빨라지기 전에 지반이 좋은 장소에 바닥보호공을 시공해두는 것이 바람직하다. 체절부의 유속에 따라서는 잠언, 광정언(廣頂堰)을 이용하는 일도 있다.

(6) 매립공법이 펌프선(pump船)에 의한 배송(pumping)의 경우 매립호안의 기초지반의 투수성이 좋으면 여수(餘水)가 기초지반의 토사, 사토 등을 유출시켜 호안 본체를 파괴하거나 토사유출의 염려가 있으므로 설계, 시공에 주의하여야 한다. 또 매립토는 배송 시 액체화되어 있다고 생각되므로 직접 호안본체 배후에 토사류가 닿지 않도록 배출구의 위치, 여수로, 여수토의 배치를 고려하여야 한다.

(7) 매립지내의 수위에는 매립지내 수위, 잔류수위의 2개의 수위를 설정한다.
매립지내 수위는 침투계산(浸透計算)이나 여수처리시설의 설계 등에 사용된다. 잔류수위는 호안배후의 수위로서 호안의 안정계산에 사용한다. 단, 호안에 근접한 위치에서의 수위가 잔류수위보다도 높은 경우에는 원호활동 등의 안정계산에서 잔류수위만을 사용하면 위험하게 되는 일도 있다. 그런 경우에는 매립지내 수위도 고려하여 호안의 안정계산을 한다.

① 매립지내 수위
매립지내 수위는 시공 시, 완료시의 각 경우의 호안의 안정성 및 주변수역에 대한 영향을 고려하여 설정한다. 주변수역에 대한 영향에 대하여는 특히 시공시의 호안 내 발생파에 의한 월류(越流) 등에 대하여 주의하여야 한다. 또, 매립지내 수위가 호안면 수위에 비하여 너무 높아지면 호안이나 기초지반으로부터의 오수 등의 침출(浸出)수량이 증가하는 일이 있으므로 주의를 요한다. 또한, 매립지내 수위는 호안의 건설과 여수처리시설 등의 건설비 및 유지관리비에 영향을 미친다는 것을 유의해 두어야 한다.

② 잔류수위
가. 매립호안에서는 매립지내의 오수 등의 호안으로부터의 침출을 줄이기 위하여 투수성이 낮은 호안구조로 하는 일이 많다.
나. 기왕의 실시례를 보면 중력식 구조형식의 매립호안에서는 호안본체에 의하여 투수성의 저하를 도모하기 보다는 배면토사, 뒷채움 모래층 두께의 증대 등으로 투수성의 저하를 도모한 예가 많다. 따라서 이와 같은 호안형식에서는 호안본체 배면의 수위는 보통의 중력식 호안과 같은 움직임을 하기 때문에 호안본체의 설계에 사용하는 잔류수위는 통상의 중력식 호안과 같게 보아도 된다.
다. 널말뚝식 구조형식을 취하는 매립호안에서는 널말뚝부의 지수성(止水性)을 높이기 위하여 널말뚝 조인트(joint)에 충전재(grout재)를 주입 또는 2중 널말뚝식 구조형식의 채용 등의 사례가 있다. 이로 인하여 구조물 본체의 수위는 통상의 널말뚝 호안보다 낮아지는 일이 많다. 이와 같은 널말뚝식 매립호안에서는 호안의 지수성을 충분히 고려하는 외에 이중 널말뚝식의 경우에는 널말뚝의 마루높이, 시공시의 상황 등을 고려하여 적절한 잔류수위를 설정한다.

(8) 매립호안을 육지 측과 접속하여 건설하는 경우에는 호안의 건설에 수반하여 지하수위의 상승을 일으키고 또, 지하수의 수질 악화를 초래하는 일도 있으므로 매립지의 평면계획 및 호안구조를 검토함에 있어서는 이점도 충분히 유의하여 호안배후의 지하수의 상황을 미리 조사해두는 것이 바람직하다. 또, 매립호안의 축조에 의하여 지하수의 수질악화를 초래할 우려가 있는 경우에는 지하수와의 차단을 기도하기 위하여 지수벽을 설치하는 등의 대책을 검토할 필요가 있다.

(9) 매립호안으로부터 해역으로 나가는 오수 등의 침출수량(浸出水量)을 추정하기 위해서는 본편 7-4 기본단면의 결정에 의한 침투해석을 할 필요가 있다. 침투해석은 다시(Darcy)의 법칙을 적용하여 행하는 것을 기본으로 한다. 그러나 호안단면은 후술하는 바와 같이 널말뚝이나 콘크리트 부재 및 뒷채움모래 등 다른 재료로 구성되어 있고 또, 널말뚝 등에는 조인트(joint)부와 널말뚝 본체부의 투수성이 다르므로 다시(Darcy)의 법칙이 적용되지 않는 경우도 있다. 이 경우의 침투해석에 대하여는 호안단면이 다시(Darcy)의 법칙이 적용되는 재료로 구성된 것으로 보고 취급하는

것이 현실적이므로 다시(Darcy)의 법칙을 근사적으로 적용하기 위한 방안으로서 투수계수나 벽체 폭의 환산을 시행할 필요가 있다.

침투해석은 매립호안내의 수위가 일정하다고 볼 수 있는 범위까지를 대상으로 하나 호안본체의 구조나 뒷채움모래 등의 상황을 고려하여 소요의 정도에 따라 범위를 설정하여 해석하면 된다. 단, 투입매립토 그 자체의 투수성이 낮은 경우에는 매립호안내의 수위가 매립토 내에서 큰 경사를 갖는 일이 있으므로 주의할 필요가 있다.

① 강널말뚝식 구조물의 투수성

강널말뚝식 구조물의 투수성은 다시(Darcy)의 법칙으로는 표현할 수 없다. 그러므로 침투해석에 대하여는 적절한 환산 폭과 그 환산 폭에 대한 환산투수계수를 사용하여 취급할 수가 있다. 또, 그 설정에 대하여는 실내실험은 현장에서의 조인트(joint)의 상황을 재현한다고 말할 수 없으므로 현장에서의 실측결과를 기본으로 하는 것이 바람직하다.

가. 현장에서의 강널말뚝식 구조물의 투수성에 대하여는 「일본항만기술연구소 자료 No115 잔류수위 측정조사(1971, 古土井光昭 등)」 자료가 있다. 이것은 강널말뚝식 안벽 5개 열(例)의 잔류수위의 측정결과를 기초로 하여 검토된 것으로 널말뚝벽을 해저면 이하를 불투수층으로 보고 해저면 위를 다시(Darcy)의 법칙이 성립하는 1m 폭의 균일한 투수층으로 환산하여 해석한 것이다. 그 결과 얻어진 투수계수(환산투수계수)는 1×10^{-5}~3×10^{-5}㎝/s의 범위에 있었다. 또, 강관 널말뚝식 안벽의 2개사례(직경80㎝, 二港建型 joint)에 대하여도 같은 해석을 한 결과 6×10^{-5}㎝/s라는 값을 얻고 있다. 또한, 이상의 조사사례 에서의 뒷채움토사의 투수계수는 10^{-2}~10^{-3}㎝/s 정도이었다.

나. 강널말뚝 조인트(joint)부의 투수성에는 다음과 같은 특성이 있다.

뒷채움토사가 없는 경우에는 단면이 급격히 축소하는 오리피스(orifice)와 같은 현상으로서 식 참고 (7-1)에서 n=0.5로 놓고 표현된다.

$$q = K \cdot h^n \qquad \text{참고 (7-1)}$$

여기서,

q : 단위 조인트(joint) 길이당 유출량 (㎤/s/㎝)
h : 널말뚝 전후의 수위차 (㎝)
K, n : 정수

뒷채움이 있는 경우에는 뒷채움 토사의 성질이 조인트(joint)부에서의 침출수량(浸出水量)에 크게 영향을 미친다는 것과 뒷채움 토사의 널말뚝 조인트(joint)부 부근에서는 다시(darcy)의 법칙이 성립하지 않는 영역이 있다는 것을 고려하면 뒷채움 토사를 포함한 어느 범위의 토사를 널말뚝 조인트(joint)와 일체로 생각하여 합성 조인트(joint)로 보고 이 부분의 투수성을 평가코자 하는 시도가 있으나 이것은 침투해석을 하는데 유효한 방법이다. 쇼지(莊司)등은 조인트(joint) 정도의 차이에 더하여 모래채움의 유무 등 조건을 조합한 포괄적인 투수시험을 하고 그 결과를 간추려서 실험식을 제안하였다. 그 결과에 따르면 뒷채움이 있고 조인트(joint)부에 토사가 채워져 있는 상태에서는 n=1.0과 근사하다고하고 실험결과를 나타내는 K를 구하고 있다.

다. 널말뚝 조인트(joint)부에 지수처리(止水處理)를 시행한 경우의 투수성의 저하의 정도에 대하여는 지수재의 종류, 사용방법 등에 따라 다르므로 현지의 시공상태를 고려한 실험결과 등 신뢰할 수 있는 자료를 기초로 판단할 일이다.

야외에서의 실험 예에서는 침출수량이 지수재가 없는 경우의 20~40% 정도로 저하한 예도 있다.

② 기초지반의 투수성

가. 자연지반의 투수성

자연지반의 투수성은 자연지반을 구성하는 각 토층의 투수계수를 제2편 9-2-3 투수계수를 참조하여 구한다. 이에 따라, 지반전체의 투수성을 평가할 수가 있다. 자연히 퇴적한 지반에서는

투수계수가 방향성을 가지며 연직방향에 비하여 수평방향의 투수계수가 크다. 또, 자연지반상에 구조물을 축조하면 지반의 압축 또는 압밀에 의하여 간극비가 적어져 투수계수도 저하한다. 투수계수를 실내시험 또는 하젠(Hazen)의 식에 의하여 평가하는 경우에는 면밀한 샘플링(sampling)에 의하여 성층상태를 정확히 파악하는 것이 중요하다.

나. 지반개량부분의 투수성

매립호안의 건설에 대하여 지반개량이 실시되는 경우에는 자연지반의 투수성의 평가에 더하여 지반개량에 의한 투수성의 변화를 검토할 필요가 있다.

모래말뚝(砂杭)간의 지반이나 치환모래층의 하부지반, 심층혼합처리공법의 미처리 부분 등에서는 압밀에 의하여 투수계수가 장기간에 걸쳐 저하되어 간다. 또, 모래말뚝의 경우에는 모래말뚝주변의 점토의 교란에 의한 투수계수의 변화, 모래말뚝자신의 다짐에 의한 투수계수의 변화가 예상된다. 지반개량을 행한 기초지반의 투수계수를 개량지반과 미처리지반으로 구분하여 설정함에 있어서는 침투류의 해석에 있어서 호안이나 기초지반의 구성의 단순화, 호안구조, 지수공의 투수계수의 정도 등을 고려하여 균형 있는 검토를 행할 필요가 있다. 또, 기존의 유사구조물의 조사에 의하여 개략치를 검토할 수도 있다.

다. 기초지반이 암반인 경우의 투수성에 대하여는 암반이 균열, 파열 또는 단층파쇄대(斷層破碎帶) 등을 포함하는 경우가 있고 또 이에 따라 투수성이 결정되는 일이 많으므로 사전에 충분히 조사를 행하고 거기에 기초하여 투수성을 검토한다.

7-3 구조의 안정

호안의 안정계산은 호안의 구조에 따라 제8편 제3장 중력식 안벽 기타의 구조안정에 관한 규정에 준하여 행한다.

[참 고]

호안의 안정계산은 다음과 같이 주된 구조형식에 따라서 적절히 검토를 한다.

(1) 중력식 호안

케이슨, L형 블록, 셀룰러 블록, 콘크리트 블록 등의 PC(precast concrete) 부재를 사용한 것과 현장타설 콘크리트에 의한 것이 있다.

설계 시는 제8편 제3장 중력식 안벽, 제8편 13-6 직립 소파식 안벽을 참조한다.

(2) 널말뚝식 호안

강널말뚝, 콘크리트 널말뚝 등을 사용하여 호안을 축조한 것으로 널말뚝을 자립시키는 것, 버팀공을 갖는 것 및 2중 널말뚝이 있다.

버팀공이 있는 것은 매립이 어느 정도 진척되지 않으면 시공이 어렵고 매립진행 상황과 안정조건을 미리 검토하여 공사의 관리를 하여야 한다. 설계 시는 제8편 제5장 타이로드식 널말뚝 안벽 또는 제8편 제13장 기타형식의 계류시설 중 널말뚝을 사용한 형식의 구조를 참조한다.

(3) 셀(cell)식 호안

강널말뚝, 강판 등에 의하여 셀(cell) 구조로 한 것으로 강널말뚝식 호안과 함께 수밀성이 높고 매립토의 침출방지에 적합하다. 설계 시는 제8편 제7장 셀식 널말뚝 안벽을 참조한다.

(4) 사석식 호안

비교적 수심이 얕은 장소에 사용되며, 호안 본체가 사석에 의하여 구성되어있는 것으로 매립토의 유출이 발생하지 않도록 대책을 강구한다. 내파성(耐波性)을 갖도록 전면에 피복공을 설치한다. 한편, 대수심에 있어서도 석재의 단가가 싼 곳 등에서 사석의 해수 정화기능이나 어류의 집합 서식기능이 있다고 하여 경사제가 쓰이는 경우가 있다.

(5) 소파블록 피복호안
파력이 큰 장소에서 상기 각 구조의 전면에 소파공을 설치 한 것이다.

7-4 기본단면의 결정

호안은 배후의 매립지의 보전이 이루어지도록, 그리고 호안 및 배후의 토지이용에 지장이 없도록 월파량, 고조시의 조위차 등을 감안한 적절한 마루높이를 갖도록 한다.

[해 설]

(1) 매립 호안의 마루높이는 설계고조위에 설계파에 대한 필요높이를 가한 것으로 하고 월파의 허용도를 고려하여 결정한다(본편 7-2 설계조건 [참고] (1) 참조).
(2) 매립 호안의 안정계산은 구조형식에 따라 행한다. 매립지의 시공은 일반적으로 장기간 걸리는 것이므로 매립공사중의 각 조건을 고려하여 안정계산을 한다. 특히, 원호활동이 발생할 우려가 있는 경우에는 공사 중의 각 단면에 대하여 안정성을 검토한다. 또, 파랑이 있는 곳에서는 본편 제2장 방파제를 참고하여 매립 도중의 파랑에 대한 안정성을 검토하여야 한다.

[참 고]

(1) 매립호안의 전면에 소파공을 설치하는 경우에는 마루높이를 낮출 수가 있다. 그러나 마루높이와 매립지내의 수위와의 차가 적어지면 월류의 위험이 있으므로 주의가 필요하다.
(2) 월파량, 처오름 높이의 계산은 제2편 4-6 처오름 높이, 월파 및 전달파를 참조하여 적용한다.
(3) 연약한 점토를 매립하는 경우에는 호안에 작용하는 토압의 경감, 조인트(joint) 또는 기초를 통한 매립토의 유출방지를 기하기 위하여 뒷채움을 시공하는 등의 대책이 필요하다.
(4) 펌프준설선에 의한 매립의 경우 호안배후에 부유 연약토가 집중하여 호안 본체에 예상 이상의 토압이 작용하거나 또, 배면수압이 호안 마루까지 작용하는 경우가 있으므로 안정계산 시는 이들 문제를 충분히 고려할 필요가 있다.

7-5 구조세목

(1) 호안에는 파랑조건에 따라 세굴방지공, 물받이공을 설치한다.
(2) 매립토의 성상, 호안의 구조, 잔류수위 등을 고려하여 적절한 유출방지공을 설치한다.
(3) 필요에 따라서 계단 등의 부대설비를 설치한다.

[참 고]

(1) 매립 호안에는 월파를 감소시키기 위하여 파라핏(parapet)을 설치하는 일도 있다. 파라핏(parapet)의 설계 시는 본편 제8장 파라핏을 참조하여 적용한다.
(2) 호안에 월파의 염려가 있을 때에는 호안배후를 보호하기 위하여 물받이공을 설치하여야 한다. 물받이공의 폭은 월파량, 파의 처오름 높이, 호안구조 등을 고려하여 정한다. 또, 월파에 의하여 호안배후에 침입한 해수를 배수구, 수발공 등을 설치하여 배제할 수 있도록 설계하여야 한다. 배수시설의 단면은 월파량, 강우량 등을 고려하여 적절한 크기로 한다.
(3) 기타 구조세목에 대하여는 제7편 외곽시설, 제8편 계류시설의 관련 항목을 참조하여 적용한다.

제 8 장 파라핏(parapet)

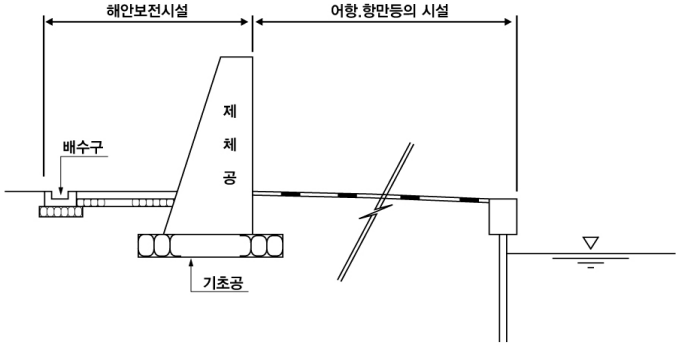
8-1 설계의 기본방침

파라핏의 설계는 자연조건, 배후지의 중요도, 인접한 해안보전시설, 토지의 이용 상황 등을 고려하고, 형식, 기준선, 마루높이 등을 결정하는 것으로 한다.

[해 설]

(1) 파라핏은 해안선에 어항, 항만 등의 시설이 있고, 그 이용면으로부터 해안선 부근에 제방, 호안 등을 설치하는 것이 곤란한 경우에 고조 파랑 및 지진해일에 의한 배후의 해수 침입방지를 목적으로 설치하는 해안보전시설을 말한다.

(2) 파라핏의 설계는 조위, 파랑, 토질 등의 자연조건, 배후지의 자산, 인구밀도, 인접한 해안보전시설과의 계획마루높이 또는 공법의 적합성, 배후지와 나란한 전면어항, 항만 등의 이용 상황 및 장래이용계획을 충분히 고려하여 설계를 할 필요가 있다. 특히 파라핏은 도시와 어항, 항만시설의 배후에 설치되는 경우 용지취득의 어려움에 따라 기준선 마루높이 및 형식이 좌우되는 경우가 있다. 파라핏을 개념적으로 도시하면 아래 그림과 같다.



해설 그림 (8-1) 파라핏 개념도

8-2 설계조건

파라핏의 설계조건으로는 일반적으로 다음사항을 고려한다.
(1) 조위
(2) 파랑
(3) 토질
(4) 지진력
(5) 배후지의 중요도
(6) 시공조건
(7) 기타

[참 고]

(1) 조위, (2) 파랑, (3) 토질, (4) 지진력, (5) 배후지의 중요도, (6) 시공조건에 있어서는 본편 7장 호안에 준하는 것으로 한다.

(7) 기타

파라핏의 주변은 어민들이 모여 사는 경우가 많으므로 설치시는 배후의 일상생활의 영향 및 전면의 어항, 항만 등의 이용을 고려할 필요가 있다.

8-3 형식의 선정

파라핏의 형식은 다음사항을 고려한다.
(1) 자연조건
(2) 기초지반조건
(3) 용지취득의 어려움
(4) 토지이용상황
(5) 시공조건
(6) 기타

[참 고]

(1) 형식의 선정에는 자연조건, 시설의 중요도, 주변 이용 상황, 시공설비, 공사비 및 용지취득의 곤란 등을 종합적으로 검토하여 안전하고 경제적으로 현지에 가장 적합한 형식을 선정한다.

(2) 파라핏의 형식은 제체공의 형식에 따라 블록식과 L형으로 나누며 더불어 양자를 외력에 대한 지지력 방식에 따라 중력식과 말뚝식, 널말뚝식으로 나누고 참고 표 (8-1)과 같이 4종류로 분류한다.

참고 표 (8-1) 파라핏의 형식

제체형식에 의한 분류	지지형식에 의한 분류
블록(block)식	중력식
	말뚝식, 널말뚝식
L 형식	중력식
	말뚝식, 널말뚝식

각 형식의 일반적인 적합조건은 다음과 같다.

① 중력식 블록형
가. 부지확보가 용이한 경우
나. 기초지반이 단단한 경우

② 말뚝식, 널말뚝식 블록형
가. 부지확보가 비교적 용이한 경우
나. 기초지반이 연약한 경우

③ 중력식 L형
가. 부지확보가 쉽지 않은 경우
나. 기초지반이 비교적 연약한 경우

④ 말뚝식, 널말뚝식 L형
가. 부지확보가 쉽지 않은 경우
나. 기초지반이 연약한 경우

8-4 기본사항

8-4-1 기 준 선

호안의 기준선에 준하는 것으로 한다.

[해 설]

(1) 호안의 기준선에 준하나, 파라핏의 경우에는 용지취득의 어려움, 배후지 및 해안부의 어항, 항만 등의 이용 상황에 대응하여 기준선이 결정되는 경우가 많다.

8-4-2 마루높이

호안의 마루높이에 준하는 것으로 한다.

[해 설]

(1) 제방 마루높이에 준하나, 내습파에 대한 필요높이로서 파라핏 전면의 파고로 하는 것이 좋으며 단, 내습파가 육상부를 진행하는 것을 고려하여 파고를 감쇠하는 것으로 한다.

(2) 더구나 주변의 이용 상황, 특히 조망, 일조, 통풍 등에 있어서도 배려할 필요가 있다.

8-5 제방의 안정

제방의 제체의 안정에 준하는 것으로 한다.

[참 고]

(1) 제방의 제체의 안정에 준하나, 도시기능, 어항, 항만기능 등의 조밀한 육상부에 설치되는 경우 지진시의 안정에 관해서도 고려하는 것으로 한다.

8-6 구조세목

(1) 제체는 철근 콘크리트 구조를 하는 것으로 한다.
(2) 신축이음에 있어서도 제방의 경우 피복공의 신축이음에 준하는 것으로 한다.

[참 고]

(1) 제체공은 고조, 지진해일 등의 침입을 방지하는 파라핏의 주체로서, 파력, 지진력 등의 외력에 대해 활동 및 전도에 대하여 안정한 구조를 갖고, 각 부에 있어서도 파력, 수압에 대한 강도를 갖지 않으면 안 된다. 더욱이 제방, 호안과의 연결부 및 기준선이 오목부인 위치는 파의 집중에 의한 약점이 되므로 시공 시 주의를 요한다.

[참고문헌]

1) 海岸保全施設 築造基準 連絡協議會篇, 海岸保全施設 築造基準解說, 昭和62年(1988), pp.190～194

발 간 등 록 번 호
11-1192000-000184-14

항만 및 어항 설계기준·해설

(하 권)

2014

해양수산부
MINISTRY OF OCEANS AND FISHERIES

제 8 편

계류시설

제1장 부 두(埠頭)
제2장 안벽시설의 제원 및 구조형식
제3장 중력식 안벽
제4장 설치장소의 선정 및 시설배치
제5장 잔교식 안벽
제6장 선반식 널말뚝 안벽
제7장 셀식 널말뚝 안벽
제8장 강판 셀식 안벽
제9장 부잔교
제10장 돌 핀
제11장 선양장(船揚場)
제12장 계선부표
제13장 기타형식의 계류시설
제14장 연결부
제15장 부속설비
제16장 부두뜰
제17장 하역기계의 기초
제18장 어항계류시설

MINISTRY OF OCEANS AND FISHERIES 해양수산부

제 8 편 계류시설

제 1 장 부 두(埠 頭)

1-1 부두의 규모결정

부두(terminal facilities)는 여객 및 화물을 선박에 싣고 내리는 시설을 갖춘 구역으로서, 그 규모는 출입여객, 화물의 종류, 수량 및 포장상태와 육·해상 운송체계의 추이를 고려하고 장차 화물량의 증가 추세, 선형의 변화 등을 고려하여 합리적으로 결정해야 한다.

[해 설]

(1) 부두는 선박을 접안시켜 여객과 화물을 싣고 내리는 제반시설을 갖춘 구역으로 다음과 같은 시설이 필요하다.

① 선박 계류시설
② 화물의 하역시설
③ 화물의 조작 처리시설
④ 화물 보관시설
⑤ 임항 교통시설
⑥ 여객이용시설
⑦ 화물유통 판매시설
⑧ 선박 보급시설
⑨ 항만 관제·홍보·보안시설
⑩ 배후 유통시설 등 항만기능 지원시설
⑪ 후생복지 및 편의 제공시설
⑫ 해양문화·교육시설·해양공원시설 등 항만 친수시설

(2) 부두의 규모는 그 항만을 이용할 화물 및 여객의 수량, 종류, 하역형태 및 해륙의 수송기관 등의 실정을 파악하고 장래의 화물과 여객량의 동향, 선형의 대형화 및 수송체계의 변화 등을 충분히 고려하여 결정하여야 한다.

일반적으로 부두의 소요 규모는 선석당 처리능력을 기준으로 검토 하나, 이에는 하역장비 등 안벽에서의 처리능력과 장치장의 능력 등과 기존 항만에서의 처리실적, 해당 부두에서의 목표 서비스 수준 등을 고려하여 결정한다.

1-2 부두의 배치 및 방향

부두의 배치는 기상, 해상, 지형, 지질, 배후지 등을 충분히 검토하는 동시에 선박의 접안 및 이안(離岸), 육상교통과의 관계를 고려하고 도시계획과의 관계도 감안하여 결정해야 하며, 공공부두, 전용부두, 잡화부두, 전문부두 등 용도에 따라 각 부두시설을 유기적으로 활용할 수 있도록 배치해야 한다.
또한, 부두의 방향은 항구에서 선박이 진입하는 방향과 풍향을 고려하여 결정하는 것이 바람직하다. 그리고 화물 보관시설, 화물조작·처리시설, 임항 교통시설 등의 배치와의 관계도 검토하여 효율적으로 이용될 수 있도록 해야 한다.

[해 설]

(1) 항만법 제21조에 의하여 관리청은 항만의 효율적인 개발 및 관리·운영을 위하여 다음과 같이 분구(分區)를 설정할 수 있도록 되어있다.

① 항만법 제21조 : 법률 제11690호

가. 상항구(商港區)
나. 공업항구(工業港區)
다. 어항구(漁港區)
라. 여객항구(旅客港區)
마. 보급(補給) 및 지원항구(支援港區)
바. 위험물항구(危險物港區)
사. 보안항구(保安港區)
아. 위락항구(慰樂港區)
자. 친수항구(親水港區)

② 부두의 배치는 각 지구의 특수성을 감안하여 각기 효율적으로 이용할 수 있도록 해야 하며, 또한 장래의 확장도 고려하여 결정해야 한다. 특히 다음의 접안시설에 관해서는 아래와 같은 사항들이 위치 선정에 고려되는 것이 필요하다.

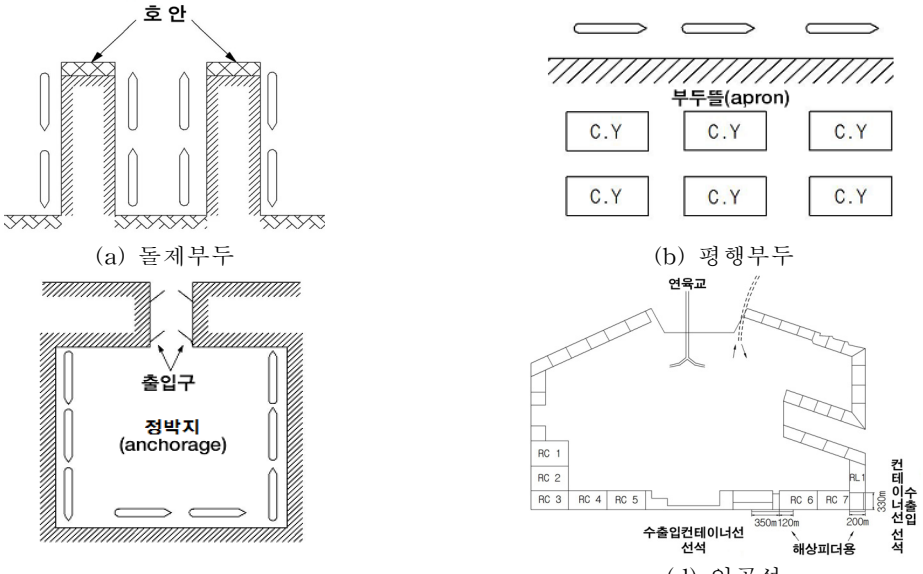
가. 여객이 이용하는 선박을 위한 접안시설 : 위험물을 취급하는 지구로부터 분리되고 동시에 대합실, 주차장 등 여객의 이용에 편리한 시설용지가 부근에 충분히 확보되어 있을 것.
나. 위험물을 적재하는 선박을 위한 접안시설 : 생활환경을 보전할 필요가 있는 주택, 학교, 병원 등의 시설로부터 분리되고 그 밖의 접안시설 및 항행선박으로부터 소요의 보안거리가 확보되어 있어야 하며, 위험물 유출 등의 사태에 용이하게 대처할 수 있을 것.
다. 소음을 일으키는 선박을 위한 접안시설 및 하역 중에 소음이 야기되는 하역기계를 사용하는 접안시설 : 생활환경을 보전할 필요가 있는 주택, 학교, 병원 등의 시설로부터 분리되어 있을 것.
라. 하역 시에 먼지 및 냄새가 발생할 우려가 있는 화물을 적재한 선박을 위한 접안시설 : 생활환경을 보전할 필요가 있는 학교, 주택, 병원 등으로부터 분리되어 있을 것.
마. 심해의 접안시설 : 선박의 항행 또는 정박에 지장이 없을 것.

③ 부두의 배치 형상은 그 형태에 따라 돌제부두, 평행부두, 도식(島式)부두, 굴입식 또는 박거식(泊渠式)부두로 구분된다.

돌제부두(jetty wharf)는 해안선과 직각 또는 경사지게 돌출되도록 계획된 부두로서 해안선이 짧은 경우에 적합한 부두이다.

평행부두는 해안선과 평행한 부두로서 배후 교통시설의 인입이 용이하고 부두와 육지 사이에 부지면적을 최대화 할 수 있는 장점이 있다.

도식(島式)부두는 바다에 인공섬과 같은 매립지를 조성하여 축조되는 부두이며, 박거식(泊渠式) 부두는 육지나 매립지를 굴착하여 부두를 조성하는 형태이다.

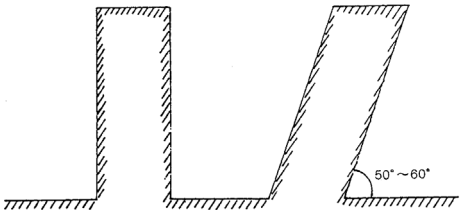


(a) 돌제부두 (b) 평행부두

(c) 박거(泊渠)부두 (d) 인공섬 (일본 六甲아일랜드)

해설 그림 (1-1) 부두의 배치형상

④ 돌제의 경우 부두의 방향은 해안선과 50° ~ 60°이상으로 하는 것이 좋다. 이 이하의 각도로 하면 모서리부에는 이용할 수 없는 수면이 많이 발생하기 때문이다. 또한, 부두의 방향은 항풍(恒風)의 방향과 일치하는 것이 바람직하며, 임항철도를 인입할 경우 곡율반경을 가능한 크게 할 수 있는 방향으로 한다.



해설 그림 (1-2) 부두의 방향

⑤ 전문부두는 석탄, 유류, 광석, 곡물, 시멘트, 여객, 페리(ferry) 및 컨테이너(container)부두 등이 있으며, 그 특성은 다음과 같다.

가. 석탄부두

석탄부두는 배후에 저탄장, 철도 등이 있고 하역은 벨트 컨베이어(belt conveyer)와 크레인 등에 의해 하게 된다. 석탄부두는 평행식 부두 또는 돌제식 부두가 적합하다.

나. 유류부두

유류의 하역은 주로 관(pipe)에 의해서 하게 되므로 육안에서 떨어진 해상에 돌핀(dolphin), 잔교 등을 설치하여 선박을 정박시키고 관에 의해서 육상의 저유시설과 연결하게 된다.

다. 광석부두

광석부두는 광석을 하역하는 대형기계와 배후지에 넓은 저장 공간이 필요하다. 광석부두는 상재하중이 대단히 크므로 설계 시 이를 고려하여야 한다.

라. 곡물(穀物)부두

곡물부두는 대형사이로가 있어야 하고, 곡물은 일반적으로 압축공기 컨베이어(pneumatic conveyer) 또는 체인 컨베이어(chain conveyer)에 의해 하역된다. 곡물부두는 곡물을 포대에 넣고 보관하는 작업용 및 보관용 구역이 필요하다.

마. 시멘트 부두

시멘트 부두에는 시멘트 사이로가 있어야 하고, 곡물부두와 유사한 시설을 갖추어야 한다.

바. 페리부두

자동차 또는 객화차를 배에 싣고 내리는 부두이며, 도로 또는 철도가 부두와 연결되어야 한다. 수위와 조위의 변화 때문에 부두와 선박사이에 가동교를 설치한다. 가동교의 경사는 자동차의 경우 1/10이하로 해야 하며 철도의 경우는 45/1,000이하로 하는 것이 좋다.

사. 컨테이너 부두

컨테이너를 하역하는 부두이며, 크레인 등 컨테이너 하역용 전용크레인이 설치되어야 하고, 하역한 컨테이너를 일시 보관하는 넓은 야적장과 중기 수리공장 등이 필요하고, 화물을 컨테이너에 담거나 해체하기 위한 창고건물(container freight station, C.F.S)이 필요한 경우도 있다.

아. 여객부두

여객의 승강에 필요한 시설과 대합실, 사무실을 갖춘 건물이 필요하다.

⑥ 어항에 있어서는 양육, 휴게 및 보급부두로 구분하며, 수송시설, 어선·어구보전시설, 급수시설, 수산물 유통 판매시설, 처리가공시설, 어항 정화시설 등의 기능시설과 문화 복지시설, 관광 휴게시설, 기타 주민 편익시설 등이 필요하다.

1-3 부두의 면적

부두면적은 화물조작 처리시설, 화물보관시설, 임항교통시설, 여객이용시설, 선박 보급시설 및 화물유통판매시설, 배후유통시설 등 항만기능 지원시설, 후생복지 및 편의 제공시설, 항만 친수시설 등을 충분히 수용할 수 있도록 정해야 한다.

1-4 부두의 연장

부두의 연장은 주로 취급하는 연간화물량, 화물의 종류, 출입선박의 크기, 그리고 그 항만의 여건을 충분히 검토하여 결정한다.

1-5 부두시설의 유지관리

부두시설은 당해시설의 구조특성을 감안하여 필요한 기능이 발휘되도록 적절한 기준에 따라 유지관리를 행한다.

[참 고]

부두시설의 점검, 평가, 보수 등에 관해서는 “제1편 3-3 항만시설의 유지관리”를 참조한다.

제 2 장 안벽시설의 제원 및 구조형식

2-1 선석(berth)의 치수

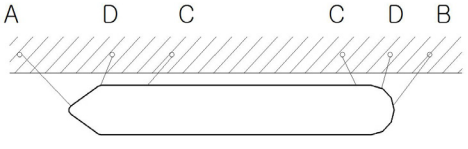
(1) 선석의 길이는 대상선박(對象船舶)이 특별히 정해진 경우 정해진 선박의 전장(全長)에 선수 및 선미 계류(繫留)라인에 의한 선박계류에 필요한 길이를 더한 수치를 표준으로 하며, 선석 수심은 대상선박의 만재흘수(滿載吃水)와 같이 최대 흘수에 대응하는 여유수심을 더한 수치로 하는 것을 표준으로 한다. 단 대상선박이 특별히 정해지지 않은 경우에는 선박 이용에 지장이 없는 적절한 수치로 한다.

(2) 선석 수심의 기준이 되는 수면은 공사용 기준면으로 한다.

[참 고]

(1) 선석길이는 단독이용을 전제로 하여 선박의 전장(全長)에 선수(船首)라인 및 선미(船尾)에 필요한 길이를 더한 값을 기본으로 한다. 선석의 수심은 “제6편 1-3-3 박지 수심”과 같은 방법으로 정하고 선박의 전장, 만재흘수 등에 대해서는 “제2편 2-1 대상선박의 주요치수”를 참조한다.

(2) 선박이 횡접안하여 계류할 때에는 참고 그림 (2-1)과 같은 계류라인이 필요하다. 이중 선수라인과 선미라인은 선박이 앞뒤(전후)로 이동하는 것을 방지하고 선박이 안벽기준선의 직각방향으로 이동하는 것을 지지하므로 안벽에 대하여 25°~45°의 각도를 갖도록 하는 것이 좋다.



A : 선수라인 (bow line)
B : 선미라인 (stern line)
C : 스프링라인 (spring line)
D : 블레스트라인 (breast line)

참고 그림 (2-1) 계류라인 위치도

참고 표 (2-1) 선박 유형별 선석의 제원

① 화물선

재하중량톤수(DWT)	선석의 길이(m)	선석의 수심(m)
1,000	80	4.5
2,000	100	5.5
3,000	110	6.5
5,000	130	7.5
10,000	160	9.0
12,000	170	10.0
18,000	190	11.0
20,000	210	11.0
30,000	240	12.0
40,000	260	13.0
55,000	280	14.0
70,000	300	15.0
90,000	320	17.0
100,000	330	17.0
120,000	350	18.0
150,000	370	20.0

② 컨테이너선

재하중량톤수 (DWT)	선석의 길이(m)	선석의 수심(m)	적재가능 컨테이너 수(TEU)
10,000	170	9.0	800
20,000	220	11.0	1,500
30,000	250	12.0	2,000
40,000	300	13.0	3,000
50,000	330	14.0	4,000
60,000	350	15.0	5,000
100,000	400	16.0	8,000
150,000	450	17.5	14,000
200,000	500	18.5	18,000
250,000	500이상	20.0 ~ 21.0	22,000

③ 페리(ferry)

가. 중단거리 페리(ferry)(항행거리 300km 미만)

총톤수(GT)	선수미 안벽이 있는 경우		
	선수미 안벽길이(m)	선석의 길이(m)	선석의 수심(m)
400	20	60	3.5
700	20	80	4.0
1,000	25	90	4.5
3,000	25	140	5.5
7,000	30	160	7.0
10,000	30	190	7.5
13,000	35	220	8.0

참고 표 (2-1) 선박 유형별 선석의 제원(계속)

나. 장거리 페리(ferry)(항행거리 300km 이상)

총톤수(GT)	선수미 안벽이 없는 경우	선수미 안벽이 있는 경우		선석의 수심(m)
	선석의 길이(m)	선수미 안벽길이(m)	선석의 길이(m)	
6,000	190	30	170	7.5
10,000	220	30	200	7.5
15,000	250	40	230	8.0
20,000	250	40	230	8.0

④ roll-on, roll-off선

재하중량톤수(GT)	선석의 길이(m)	선석의 수심(m)
3,000	150	7.0
5,000	180	7.5
10,000	220	9.0
20,000	240	10.0
40,000	250	11.0
60,000	270	12.0

⑤ 여객선

총톤수(GT)	선석의 길이(m)	선석의 수심(m)
3,000	130	5.0
5,000	150	5.5
10,000	180	7.5
20,000	220	9.0
30,000	260	9.0
50,000	310	9.0
70,000	340	9.0
100,000	370	9.0

⑥ 자동차 전용선

총톤수(GT)	선석의 길이(m)	선석의 수심(m)
3,000	150	6.5
5,000	170	7.0
12,000	180	7.5
20,000	200	9.0
30,000	230	10.0
40,000	240	11.0
60,000	260	12.0

참고 표 (2-1) 선박 유형별 선석의 제원(계속)

⑦ 유조선(tanker)

재하중량톤수(DWT)	선석의 길이(m)	선석의 수심(m)
1,000	80	4.5
2,000	100	5.5
3,000	110	6.5
5,000	130	7.5
10,000	170	9.0
15,000	190	10.0
20,000	210	11.0
30,000	230	12.0
50,000	270	14.0
70,000	300	16.0
90,000	300	17.0
100,000	360	18.0
150,000	360	21.0
300,000	430	27.0

(3) 인화성 위험물을 취급하는 부두에서는 안벽위의 하역 작업 장소 또는 하역선박이 석유류의 탱크, 보일러 및 화기를 다루는 작업장까지 30m 이상 거리를 두는 것이 좋다. 단, 위험물이 누출되어도 인화할 염려가 없는 지형이나 구조인 경우는 상기 거리를 15m 정도까지 줄일 수 있다. 30m의 이격거리는 인근의 정박선박과 부근을 항행하는 선박까지에도 적용할 수 있으나 상황에 따라 적절히 증감할 수 있다.

(4) 소형선 선석의 길이 및 수심은 대상선박의 선장이나 만재흘수 등이 명확하지 않은 경우에 참고 표 (2-2)의 값을 참고로 하여 정해도 좋으나 소형선의 선형은 차이가 크므로 주의할 필요가 있다.

참고 표 (2-2) 소형선 선석의 길이 및 수심

종류	대상선박	선석길이(m)	선석수심(m)
화물선	D.W.T		
	300	55	3.5
	500	60	4.0
	600	65	4.0
	700	70	4.0
유조선	D.W.T		
	200	40	3.0
	400	50	3.5
	600	60	4.0
여객선	G.T		
	100	40	2.0
	300	50	2.5
	500	60	3.0
토사운반선	D.W.T		
	200	45	3.0
	300	50	3.5
	500	60	4.0
예선	G.T		
	100	35	3.0
	200	45	3.5
	300	50	4.0

(5) 참고 표 (2-1) 선박유형별 선석의 제원은 “제2편 2-1 대상선박의 주요치수”의 참고 표 (2-1)를 기초로 선급 및 선종별 만재흘수(d)에 최소 여유수심 50cm 이상을 고려하는 것으로 한다. 시설 설계 등에 있어서는 대상선박의 흘수, 선장 등을 면밀히 검토하여 선석길이 및 수심을 적절하게 설정할 필요가 있다.

(6) 페리(ferry)의 제원은 항해거리 300km 이상의 장거리 페리(ferry)와 항해거리 300km 미만의 중·단거리 페리(ferry)에서 각기 다른 특성을 가지고 있으므로 「장거리 페리(ferry)」와「중·단거리 페리(ferry)」를 각각 표시한다.

(7) 유조선(tanker)과 같이 인화성 위험물의 하역을 행하는 선석의 경우는 하역선박으로부터 다른 정박선박까지의 거리가 30m 이상으로 하고, 부근 항행선박이 30m 이상 충분히 이격, 항행할 수 있어야 한다. 그러나 하역선박이 크고 부근 정박선박 및 항행선박의 종류, 크기, 폭주 상황 등에 따라 상기 거리를 적당하게 증감할 수 있다.

(8) 참고 표 (2-1)의 컨테이너선 및 페리(ferry)는 각각 “제10편 1-2-1 선석의 길이 및 수심”, “제10편 2-2-1 선석길이 및 수심”에 나타낸 여러 사항을 참조하였다.

2-2 계류시설의 마루높이

계류시설의 마루높이는 대상선박의 주요치수, 이상조위, 파랑 등의 자연 상황과 지반침하, 인근지역의 적용사례 등을 충분히 고려하여 적절하게 결정하여야 한다. 이 경우 마루높이의 설정기준이 되는 조위는 일반적으로 약최고고조위(A.H.H.W)로 하나, 구조물의 설치목적 및 중요도에 따라 설계고조위를 적용할 수도 있다. 즉, 폭풍해일에 대한 대책을 요하는 계류시설의 경우 “제2편 5-1 설계조위”에 제시된 방법에 따라 설계조위를 산정하여 마루높이를 결정할 수도 있다.

[해 설]

(1) 계류시설의 마루높이는 낮을수록 공사비가 적게 드나, 그 항만의 조차, 폭풍해일, 파랑 등을 고려한다면 일반적으로 높은 것이 좋다.

(2) 계류시설의 마루높이는 (1)에서 설명한 것을 고려하여 하역에 지장이 없고 부두시설물이 침수되지 않게 신중히 결정해야 한다.

(3) 조차, 폭풍해일 및 약최고고조위(A.H.H.W)에 대해서는 "제2편 제5장 조석"을 참조하고, 파랑에 대해서는 "제2편 제4장 파랑"을 참조토록 한다.

[참 고]

(1) 대상선박이 특별히 정해지지 않은 경우에 있어서는 일반적으로 참고 표 (2-3)의 수치가 많이 사용된다.

참고 표 (2-3) 접안시설의 표준적인 마루높이

구 분	조차 3.0m 이상	조차 3.0m 미만
대형접안시설 (수심 4.5m이상)	A.H.H.W＋(0.5～1.5m)	A.H.H.W＋(1.0～2.0m)
소형접안시설 (수심 4.5m미만)	A.H.H.W＋(0.3～1.0m)	A.H.H.W＋(0.5～1.5m)

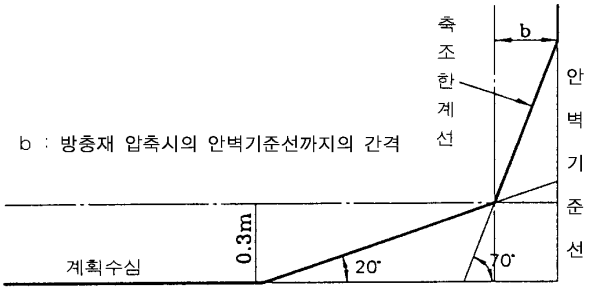
(2) 파랑의 영향을 비교적 크게 받는 특수한 경우의 안벽에서 파랑에 의한 월파방지가 요구되어지는 경우에는 설계조위에 항내파고를 적정한 방법으로 더한 높이 이상을 마루높이로 결정할 수 있다.

2-3 안벽의 축조한계

안벽의 벽면이나 앞굽(toe)의 형상은 선박의 접안각도에 따른 충돌 및 계류시의 선체 동요에 따른 충돌에 대해 안전하도록 적절하게 결정하여야 한다.

[참 고]

(1) 안벽하부의 앞굽에서의 축조한계는 참고 그림 (2-2)를 참고로 하여 결정한다.

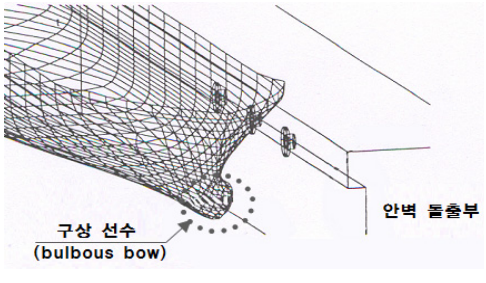


참고 그림 (2-2) 안벽의 축조한계

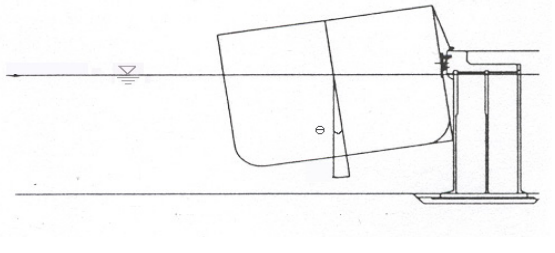
단, 참고 그림 (2-2)의 축조한계는 접안 시 선박의 동요(rolling, pitching, heaving 등)를 특별히 고려하지 않았으므로 주의할 필요가 있다.

(2) 선박의 단면형상은 선저 모서리부가 약간 둥글게 되어 있고, 그 모서리부에 빌지킬(bilge keel)이 돌출(突出)하고 있다. 오목부의 곡률반경(曲率半徑)은 1~1.5m, 빌지킬의 높이는 30~40㎝가 많고, 오목부는 거의 직각에 가깝다. 안벽의 계획수심과 대상선박의 만재흘수의 차는 0.3m 이상이다.

(3) 대형선박이 일정 각도로 안벽에 접안할 때 항내파고와 같은 외력에 의해서 참고 그림 (2-3)과 같이 선박의 구상 선수(bulbous bow)와 안벽이 충돌 할 가능성이 있으며, 시버스(sea-berth)나 폐쇄성 항만 등 특수한 경우, 장주기 파랑이나 항내 부진동 발생 시, 계류 선박이 참고 그림 (2-4)와 같이 선체동요에 의해 안벽과 충돌 가능성을 고려할 수 있다. 이 경우 선체의 동요에 대한 검토를 수행하여 안벽 상부의 소요 돌출길이를 정하는 방법을 적용할 수 있다.



참고 그림 (2-3) 구상 선수(bulbous bow)와 안벽의 충돌 모식도



참고 그림 (2-4) 선체 동요에 의한 안벽과의 충돌 모식도

2-4 설계수심

설계수심은 대상으로 하는 부두시설의 계획수심 이외에 구조형식, 현 지반수심, 시공방법 및 시공정밀도, 부두시설 전면의 세굴상황 등을 고려하여 결정한다.

[해 설]

(1) 일반적으로 설계수심은 계획수심과 동일 값이어서는 안 된다. 통상적으로 설계수심은 구조물의 안정을 확보한다는 의미에서 계획수심에 여유수심을 더하는 것으로 한다. 그 여유수심(餘裕水深)은 구조형식, 현 지반수심, 시공방법 및 시공정밀도, 세굴상황 등에 따라 다르므로 이를 고려하여 신중하게 결정하는 것이 중요하다.

(2) 흐름 또는 특정선박의 이용 등에 따라 계류시설 전면의 세굴이 커질 우려가 있는 경우라도 세굴심도를 고려하여 설계수심을 결정하는 것은 바람직하지 못하다. 이러한 경우는 세굴심도를 여유수심으로 고려하지 않고 본편 "2-5 세굴방지공"에 서술한 세굴방지공을 설치하는 것이 좋다.

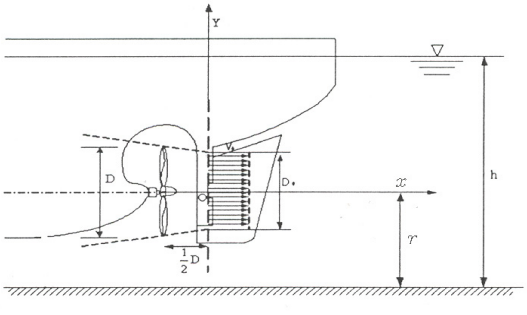
2-5 세굴방지공

계류시설 전면이 흐름 또는 선박 추진기 분사류 등에 의하여 세굴될 염려가 있는 경우는 피복석이나 블록 등으로 계류시설 전면을 보호하여 세굴에 대처하여야 한다.

[참 고]

(1) 선박의 시운전 또는 이와 유사한 선박 조종 시, 추진기 분사류의 영향으로 인해 안벽구조물 전면부 저면에 손상이 발생된 사례가 종종 있다. 따라서 이런 경우, 선박 최대추력(thrust force)으로부터 수로 경계에 특정 난류하중을 가하는 실제적인 시험을 수행하여 추진기 분사류에 의한 안벽저면의 세굴영향을 파악하는 방법이 있고, 선박 추진기의 분사유속을 압력가속의 단순화, 자유분사 난류법칙의 응용, 한계속도 등을 고려한 수치 시뮬레이션으로 해석하는 방법이 있다.
추진기에 의한 흐름을 유체역학적 운동량이론에 근거하여 도출한 산정식은 식 참고 (2-1)과 같으며, 이를 이용하여 안벽구조물의 저면 기초사석 보호용 피복재의 질량을 산정할 수 있다.
이외에도 혼성제 사석부의 피복재 소요질량은 "제2편 4-10 파력"을 참조하여 결정 할 수 있다.

원형오리피스 : $$\frac{V}{V_0} = \frac{1}{2C_2}\frac{D_0}{x}exp[-\frac{1}{2C_2^2}\frac{r^2}{x^2}]$$ 참고 (2-1)



참고 그림 (2-5) 선박 추진기 분사유속 산정 수치해석 모식도

여기서,

x : 추진기로부터 배수방향의 거리

V : 임의 지점에서의 유속

V_0 : 추진기 직하에서의 초기유속

D_0 : 추진기 직경

r : 추진기 중심축과 유속을 구하고자 하는 지점의 연직거리

C_2 : 실험상수

(2) 계류시설 전면에 이용선박이 투묘(投錨)할 가능성이 있는 경우에는 이에 방해되지 않도록 세굴방지공의 범위를 정하고 적절한 재료를 선정하는 주의가 필요하다.

(3) 세굴방지공에 대해서는 피복석, 토목섬유 필터(geotextile filter) 위에 설치한 콘크리트 블록 매트(concrete block mat), 콘크리트를 채운 베개 모양의 토목섬유 매트(geotextile mat) 등이 해외에서 시험 목적으로 사용된 예가 있다. 그 외에도 해저면에 만곡판(湾曲板)을 붙이고 프로펠러에 의한 분사류(噴射流)의 방향을 수면으로 향하게 하는 연구도 진행되고 있다.

2-6 구조형식의 선정

계류시설의 구조형식을 선정할 때는 각 구조형식의 특성을 충분히 고려하고, 다음 사항을 비교 검토하여 결정해야 한다.

(1) 자연조건 (2) 이용조건 (3) 시공조건

(4) 경제성 (5) 구조형식의 다양화

[해 설]

(1) 자연조건은 지반조건, 파랑, 조위, 조류 등을 말하며, 이 중에서 특히 지반조건은 계류시설의 구조형식을 결정하는 가장 중요한 요소이다. 일반적으로 연약지반인 경우는 가벼운 구조형식이 채용되고 필요에 따라 지반개량이 행해지며, 지반이 좋은 경우는 중력식 구조물을 택하는 경우가 많다.

(2) 이용조건은 시공 후 이용상의 제약으로서 접안선박의 크기와 종류, 화물의 종류와 수량, 하역방법 등을 말하며, 선박 접안력, 상재하중, 안벽의 허용변위 등에 지배된다.

유조선 부두 등에서는 부두뜰이 필요치 않고 선박의 충격력 흡수에 중점을 둔 돌핀형식이 채택되며, 궤도주행식 크레인을 설치하는 안벽에는 변위가 작은 구조형식이 채택된다.

(3) 시공조건으로서는 바람, 비, 기온, 파랑, 조석, 조류 등을 고려할 수 있으며 작업시간과도 관계가 있다. 또한, 시공에 의한 해수의 혼탁도 큰 문제가 되고 있어 주변 환경에의 배려가 필요하다. 계류시설은 주로 해상작업으로 시공되어지므로 이들의 시공조건에 따라서 구조형식이 달라진다.

(4) 경제성

(1)~(3)의 조건을 고려한 경제성 비교 검토를 행하여 구조형식을 결정한다.

(5) 구조형식의 다양화

계류시설의 구조형식을 선정하는데 있어서 항만구조물의 내진성을 강화하기 위해 지진응답이 다른 구조형식을 조합하는 등 구조형식의 다양화를 검토해야 한다.

[참 고]

(1) 계류시설을 구조 형식상 분류하면 다음과 같고, 구조형상은 해설 그림 (2-1)에 제시되었다.

① 중력식 안벽(gravity type quaywall)

② 잔교식 안벽(open type quaywall 또는 pile type quaywall)

가. 연직 말뚝식 잔교

나. 경사 말뚝식 잔교

다. 원통(각통)식 잔교

라. 교각식 잔교

③ 널말뚝식 안벽(sheet pile type quaywall)

가. 자립식 널말뚝

나. 버팀(앵커)식 널말뚝

㉮ 타이로드(타이로프)식 널말뚝

㉯ 사항 버팀식 널말뚝

㉰ 전면 사항 버팀식 널말뚝

㉱ 선반식 널말뚝

다. 셀식 널말뚝

㉮ 이중 널말뚝

㉯ 셀식 널말뚝

④ 강판셀식 안벽(fabricated steel cellular quaywall)

가. 거치식 강판셀

나. 근입식 강판셀

⑤ 디태치드피어(detached pier)

⑥ 부잔교(floating pier)

⑦ 돌핀(dolphin)

⑧ 계선부표(mooring buoy)

(2) 중력식 안벽은 토압, 수압 등 외력에 대하여 자중과 저면의 마찰력에 의해서 저항하는 구조이며, 일반적으로 다음과 같은 특성이 있다.

① 중력식 안벽에는 케이슨, 우물통, 블록, L형블록, 셀룰러 블록, 현장타설 콘크리트식, 직립소파식(直立消波式) 등이 있으며 주로 콘크리트 구조물이다. 지반이 견고하고 수심이 얕은 경우에 유리하다.

② 프리캐스트 콘크리트 구조로 할 때는 육지에서 제작하므로 품질을 보증할 수 있고 시공이 간단하나, 케이슨 제작장 등 육상의 제작시설비가 많이 든다. 그러나 시공연장이 긴 경우에는 단가를 저렴하게 할 수 있다.

③ 최근 항만구조물의 내진성능 향상을 통한 안정성 확보차원에서 기존의 일반적인 중력식 단면형상을 부분적으로 변형시킨 '내진강화형 안벽'이 검토되고 있는데, 이러한 형식으로는 케이슨과 배면에 부벽식을 조합한 안벽형식 및 저면경사형 케이슨식 안벽 등이 있다 .

(3) 중력식 안벽의 각 형식별 특성은 다음과 같다.

① 케이슨식 안벽(caisson type)

케이슨식 안벽은 주로 케이슨을 육상 제작하여 해상크레인 등에 의한 인양 진수 후 소정위치에 거치하게 된다.

가. 장 점

㉮ 케이슨은 큰 배면 토압에 견딜 수 있다.

㉯ 케이슨은 육상에서 제작하므로 품질을 믿을 수 있다.

㈐ 속채움 재료를 저렴하게 공급할 수가 있다.

나. 단 점

㉮ 케이슨의 진수시설 및 제작시설비가 많이 들기 때문에 연장이 짧을 때는 단가가 비싸다.

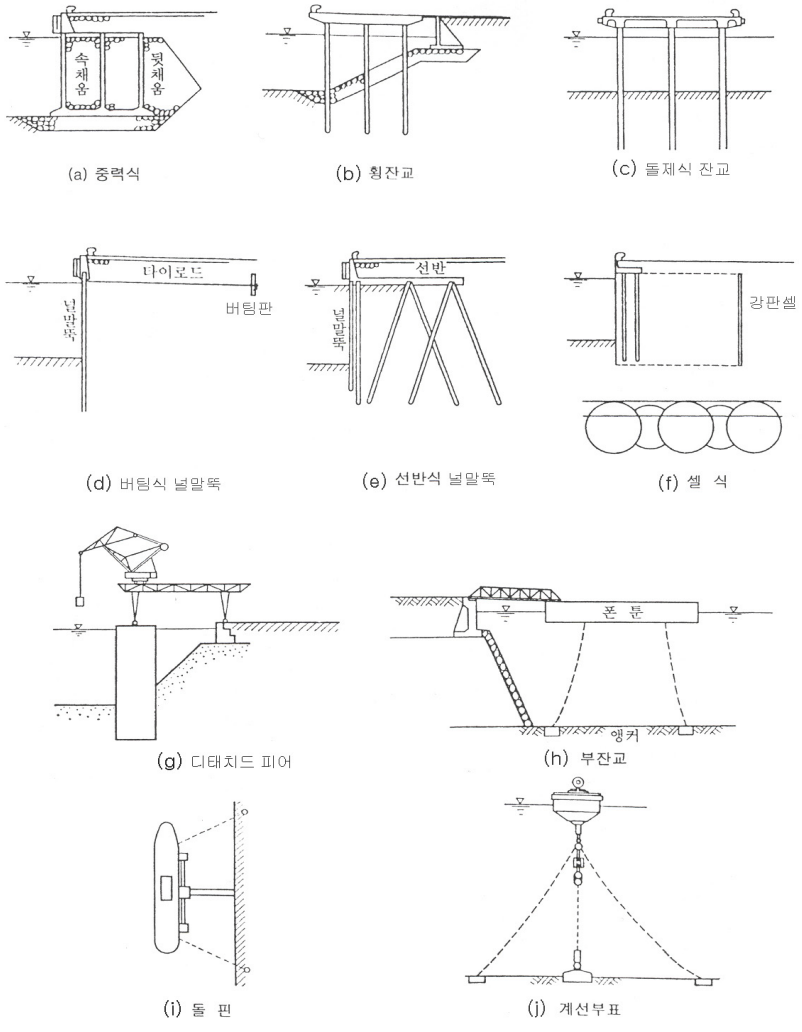
㉯ 케이슨은 주로 물에 띄워서 거치하기 때문에 충분한 수심이 확보되지 못하면 거치할 수가 없는 경우가 발생된다.

② 우물통식 안벽(well type)

오픈 케이슨을 육상 제작하여 해상크레인 등에 의한 인양 후 소정위치에 거치하고 케이슨 내부의 해수 및 연약지반층을 굴착하여 지지지반에 침설 한 후 케이슨 내부를 양질의 모래, 사석 등으로 속채움 하는 안벽 구조물이다.

③ 블록식 안벽(block type)

대형 콘크리트 블록을 쌓아서 안벽으로 이용하는 것이며, 배후의 큰 토압에 견딜 수 있으나 지반이 약하면 채택하기 힘들다. 블록은 육상작업으로 제작되기 때문에 품질을 보증할 수 있으나 설치할 때에는 해상 크레인 등 대형장비가 필요하다.



해설 그림 (2-1) 계류시설의 구조형식

④ L형 블록식 안벽(L-shaped block type)

육상에서 L형 블록을 제작하여 블록 및 블록 저판상의 채움사석 중량과 그 마찰력에 의해서 토압에 저항하는 것이다. L형 블록은 철근콘크리트제의 블록이지만 토압에 저항하는 중량으로서 채움사석을 이용할 수 있으므로 수심이 얕은 경우는 경제적일 수 있다. 그러나 지반이 약하면 침하가 발생하므로 L형 블록은 부적합하다.

⑤ 셀룰러 블록식 안벽(cellular block type)

셀룰러 블록식은 철근콘크리트로 제작한 상자형 블록내부를 속채움재로 채워서 외력에 저항하도록 한 구조이며, 블록내부의 구멍(hollow) 크기가 상대적으로 작아 벽체의 인장부에 미치는 영향이 적은 경우 무근콘크리트 구조도 가능하다.

⑥ 현장타설 콘크리트식 안벽(cast in place concrete type)

수중 콘크리트 또는 프리팩트 콘크리트 등으로 현장에서 직접 벽체를 축조하는 것이다.

(4) 잔교식 안벽

잔교는 평면배치에 따라 해안선과 나란하게 축조하는 횡잔교와 해안선에 직각으로 축조하는 돌제식 잔교가 있다. 돌제식 잔교는 토압을 받지 않고 횡잔교는 토압의 대부분을 토류벽이 받고 그 일부만 잔교가 받게 된다.

잔교에 작용하는 수평력을 경사말뚝이 분담하는 구조의 횡잔교에서 경사말뚝의 머리부에 면진장치(수평력 흡수장치)를 적용하여 내진성능을 강화한 구조형식도 있다.

잔교의 특성은 다음과 같다.

① 지반이 약한 곳에서도 적합하다.

② 기존 호안이 있는 곳에 안벽을 축조할 때는 횡잔교가 유리하다.

③ 횡잔교의 경우 구조적으로 토류사면과 잔교를 조합하는 것이므로 공사비가 많아지는 경우도 있다.

④ 잔교는 수평력에 대한 저항력이 비교적 적다.

(5) 널말뚝식 안벽

철제 또는 콘크리트제 널말뚝을 박아서 토압에 저항하는 구조로서 보통 자립식, 버팀(앵커)식, 셀식 안벽 등이 있다.

① 자립식 널말뚝

버팀공(앵커공) 등의 상부 받침이 없는 간단한 구조형식으로서 외력하중을 널말뚝의 휨강성과 근입부의 횡저항으로 지지하며, 벽체가 높지 않은 소규모의 물양장 등에 적당하다.

② 타이로드(타이로프)식 널말뚝

타이로드 또는 타이로프로 버팀공을 취하고, 근입부 지반과 버팀공을 받침으로 하여 벽체를 안정시키는 공법으로서 가장 일반적인 공법이다.

③ 사항(斜抗) 버팀식 널말뚝

널말뚝 배후에 경사로 말뚝을 타입하고 말뚝머리와 강널말뚝 머리를 결합하여 안정을 유지시키는 구조로서 시공이 단순하여 공기단축 및 공사비를 절감할 수 있는 공법이다.

④ 선반식 널말뚝

널말뚝 배후에 말뚝을 타입하고 선반을 설치하여 상재하중 및 상부 토사하중의 일부를 선반말뚝으로 하여금 받게 하여 수평력을 널말뚝 근입부의 수동토압 및 선반말뚝의 수평저항에 의해 지지시키는 구조로서 강널말뚝에 작용하는 토압을 경감시킬 수 있는 공법이다. 따라서 일반적인 널말뚝식 안벽으로는 근입부의 수동토압이 부족해서 적용이 불가능한 연약지반 상에도 축조가 가능하다.

⑤ 이중 널말뚝

강널말뚝을 2열로 타입 후 그 사이를 타이로드 등으로 연결하고 중간채움을 하여 벽체를 형성하는 구조형식으로서 타이로드식과 셀식의 중간 형태이며, 수중에 돌출된 구조물 축조에 편리하고 양쪽을 안벽으로 사용할 수가 있다.

⑥ 셀식 널말뚝

널말뚝을 원통형으로 타입하고 중간채움을 하는 구조로서 중간채움재의 전단저항과 널말뚝의 이음긴장력에 의해 외력에 저항하는 구조형식이다. 연약층이 비교적 깊은 곳에도 적합하며 타입 시 정밀한 시공이 요구되어진다.

(6) 강판셀식 안벽(fabricated steel cell quaywall)

거치식 강판셀은 강판셀을 토층에 근입시키지 않고 거치하는 형태로서 충분한 지지력을 확보할 수 있는 양호한 기초지반 상에 적용 가능한 구조형식이다. 한편, 지지력이 다소 부족한 기초지반의 경우에는 강판셀을 소요 지지력이 확보되는 하부 토층까지 근입시킨 근입식 강판셀 형식이 있다.

(7) 디태치드피어(detached pier)

디태치드피어는 석탄, 광석 등 단일산화물을 대량으로 취급할 때 궤도주행식 크레인 등의 기초를 만들어서 안벽으로 사용하는 것이다.

이 구조는 잔교의 슬래브가 없는 것과 동일하다.

(8) 부잔교

부잔교는 폰툰(pontoon)과 육안(陸岸)과의 사이 또는 폰툰(pontoon) 사이를 도교(渡橋)로 연결한 접안시설이다.

① 폰툰(pontoon)은 수면의 승·하강과 동시에 오르내리고, 부잔교 상면과 수면과의 차가 일정하므로 여객이 주로 이용하는 소형선이나 페리보트(ferry boat)를 계류하는데 편리하다.

② 잔교보다 물의 유동이 원활하므로 표사 등이 심한 곳에서도 종래의 평형상태를 유지할 수 있다.

③ 신설 및 이설이 간단하다.

④ 비교적 연약한 지반에도 적합하다.

⑤ 재하력이 적고 하역설비를 설치하기 어렵기 때문에 하역능력은 적다.

⑥ 파랑이나 흐름의 영향을 많이 받는 곳에는 적합하지 않다.

⑦ 계류 라인, 계류 앵커(anchor) 등에 강재를 쓰기 때문에 부식만이 아니고 기계적으로도 마모되므로 각 부분의 유지관리에 주의하여야 한다.

⑧ 폰툰(pontoon)은 그 제작재료에 의해 다음의 종류로 나누어진다.

가. 철근 콘크리트 폰툰

나. 강재 폰툰

다. 프리스트레스 콘크리트 폰툰(prestress concrete pontoon)

라. 목재 폰툰

마. FRP 폰툰

(9) 돌핀(dolphin)

돌핀은 수개의 독립된 주상구조물로 육안에서 떨어진 곳에 설치하고 안벽으로 이용하는 것이다.

① 소정의 수심이 확보되는 곳에 설치하면 준설, 매립 등이 필요치 않고 시공이 극히 용이하여 공사비도 저렴하고 급속히 시공된다.

② 잡화를 취급하는 안벽으로 과거에는 사용되지 않았으나, 최근에는 하역기계를 사용해서 석유, 시멘트 양곡 및 분말의 화물을 대량으로 취급하는 경우에도 사용되고 있다.

③ 다른 구조형식의 안벽 연장을 단축하기 위해 혹은 기존 안벽의 연장을 증대하기 위해 그 안벽의 선단에 붙여 설치하는 경우도 있다.

④ 돌핀(dolphin)은 구조형식에 따라 다음의 종류로 나누어진다.

가. 말뚝식 돌핀

나. 강널말뚝 셀(cell)식 돌핀

다. 케이슨(caisson)식 돌핀

(10) 선양장

선양장은 경사로를 이용해 선박을 육상으로 인양하는 시설이다. 일반적으로 소형선을 대상으로 하고 있다.

(11) 에어 쿠션(air cushion)정 계류시설

에어 쿠션(air cushion)정이란 공기를 수면 아래쪽으로 분사시키는 것에 의해 선체를 부상시켜서 항행하는 고속정이다. 에어 쿠션정의 계류시설로서는 사로, 부두뜰, 폰툰(pontoon), 잔교 등이나 선체가 특수한 구조이기 때문에 보통의 계류시설과는 다른 부대설비를 필요로 한다. 에어 쿠션정의 항행은 기상, 해상조건에 크게 좌우되며 굉음, 항주파(航走波) 등에 대해서도 고려할 필요가 있고 설치장소에 대해서도 충분한 고려를 하여야 한다.

(12) 계선부표

계선부표는 주로 정박지에 있어서 해저에 계류 앵커(anchor)된 선박계류용의 부표(浮標)이고 그 구조는 일반적으로 부체(浮体), 계류환, 부체체인, 싱커체인, 계류(繫留) 앵커 등으로 이루어져 있다.

계선부표는 석유류하역, 목재하역 또는 거룻배 하역 등에 사용되는 것 외에 선박의 계류만을 목적으로 설치되는 것도 많다.

외해 파랑이 입사하여 반사파가 크게 발생하는 시설물 전면에 위치하는 계선부표의 경우는 반사파에 의한 선박의 계류 한계조건 등을 면밀하게 검토하여 위치선정 및 시설계획을 하여야 한다.

일반적으로 계선부표의 특징은 다음과 같다.

① 묘박(錨泊)의 경우에 비하면 보다 좁은 정박지면적으로 계류가 가능하다.
② 해저가 암반이고 묘박이 불가능한 항에서는 이것을 이용해서 정박한다.
③ 타 계류시설보다 경제적이다.
④ 이설이 용이하다.
⑤ 안벽계류에 비해 보다 큰 파고에 대해서도 계류가 가능하다.
⑥ 일반적으로 하역의 기계화가 곤란하고 안벽하역에 비해 하역 작업의 능률이 저하된다.
⑦ 일반적으로 안벽계류에 비해 넓은 정박지면적을 필요로 한다.

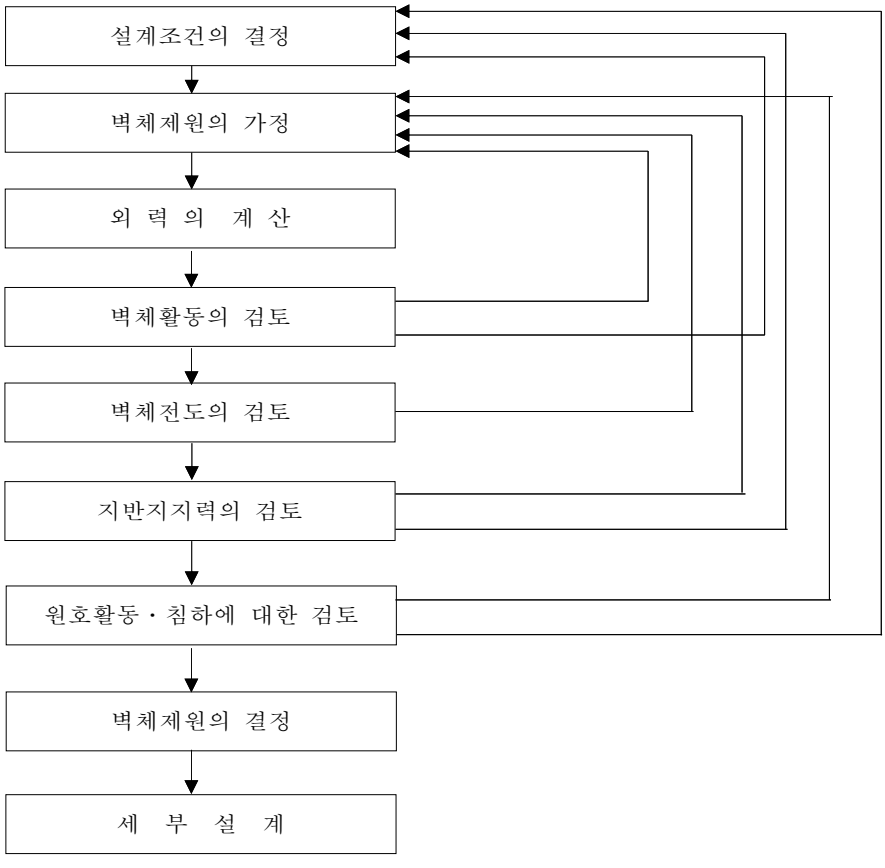
제 3 장 중력식 안벽

3-1 설계의 기본방침

중력식 안벽은 벽체형식에 따라 케이슨식 안벽, L형블록식 안벽, 블록식 안벽, 셀룰러 블록식 안벽, 현장타설 콘크리트식 안벽 등으로 분류된다. 이들의 장단점은 본편 "제2장 안벽시설의 제원 및 구조형식"에 나타내었다. 본장에서 설명하는 설계법은 이들 모든 중력식 안벽에 적용한다.

[참 고]

(1) 중력식 안벽의 설계는 일반적으로 참고 그림 (3-1)에 표시된 순서로 설계하는 것이 바람직하다.

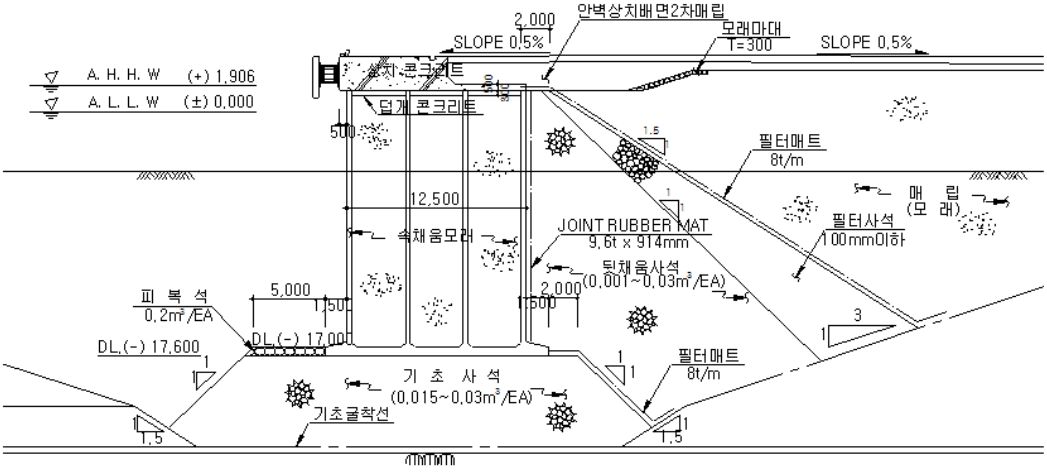


참고 그림 (3-1) 중력식 안벽의 설계순서

(2) 중력식 안벽의 설계는 설계조건을 만족시키면서 가장 경제적인 것이어야 한다. 설계조건에 부적합한 경우에는 시산법에 따라 구조물의 제원을 수정하여 가장 적합한 제원을 결정한다.

(3) 외력 계산에 있어서 벽체에 적용하는 지지력에 대해서는 벽체 제원을 가정할 필요가 있지만 토압 및 잔류수압의 경우 벽체 제원의 가정에 선행되어 계산된다.

(4) 중력식 안벽단면의 설계 예를 참고 그림 (3-2)에 나타낸다.



참고 그림 (3-2) 중력식 안벽단면의 설계 예

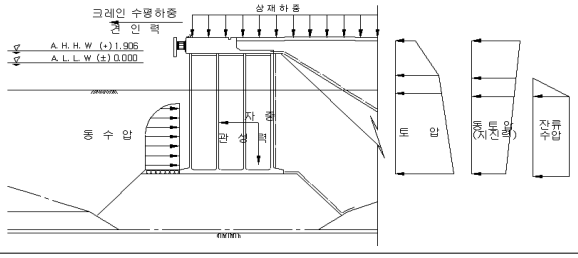
(5) 특수한 형식의 중력식 안벽에 대해서는 수리 모형실험을 통해 구조물의 안정성 검토를 실시하는 것이 좋다.

3-2 벽체에 작용하는 외력과 하중

중력식 안벽의 벽체에 작용하는 외력과 하중으로서는 다음 사항을 고려한다.

(1) 상재하중 (2) 벽체 자중 (3) 토압 및 잔류수압 (4) 부 력
(5) 선박의 견인력 (6) 지진력 (7) 지진시의 동수압

단, 지진력을 외력으로 작용시킬 때에는 확률적으로 보아 지진력과 동시에 작용되기 어려운 외력이나 하중은 고려치 않거나 감소시켜도 좋다.

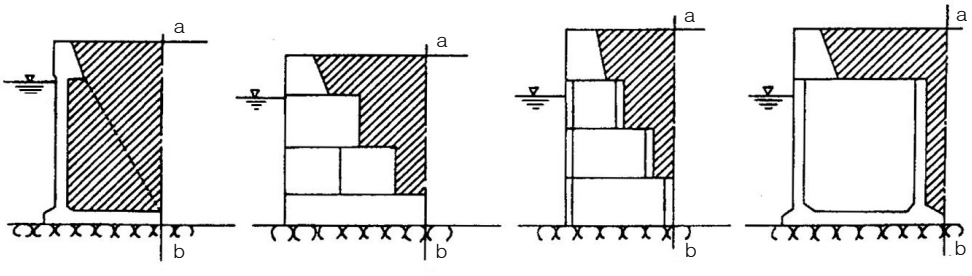


[해 설]

상기 (1)~(7)항목은 중력식 안벽의 안정계산 등을 수행할 때 필요한 벽체에 작용하는 외력 및 하중에 대하여 고려해야 할 항목을 정리한 것이다.

[참 고]

(1) 중력식 안벽의 벽체는 참고 그림 (3-3)에 표시한 바와 같이 벽체 후면하단을 지나는 연직면의 전면 부분으로 한다.



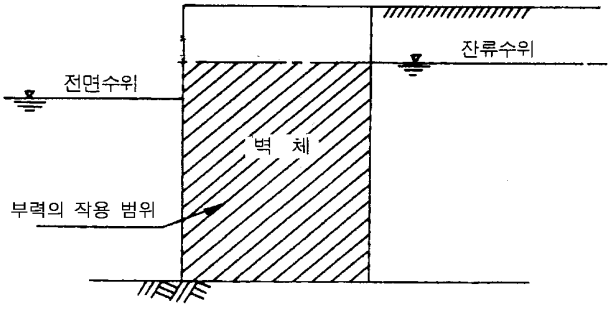
(a) L형 블록의 경우 (b) 블록의 경우 (c) 셀룰러 블록의 경우 (d) 케이슨의 경우

참고 그림 (3-3) 중력식 안벽의 벽체를 취하는 방법

(2) 잔류수위는 약최저저조위(A.L.L.W)상 조차의 1/3로 하는 것이 바람직하다. 한편 잔류수위의 차는 일반적으로 조차가 클수록, 벽체 구성 재료의 투수성이 나쁠수록 크며, 투수성을 좋게 하면 잔류수위의 차는 작아질 수 있으나 뒤채움 토사의 유출우려가 커지므로 주의가 필요하다. 상기의 잔류수위의 수치는 투수성이 장기간에 걸쳐 확보가 가능한 경우의 수치로서 투수성이 나쁜 경우나 장기간에 걸쳐 투수성의 저하가 예상되는 경우에는 이에 맞는 잔류수위차를 고려하는 것이 바람직하다.
(3) 중력식 안벽의 안정계산 시 가상배면에 작용하는 토압은 “제2편 9-6-2 평상시 토압”을 참조한다.
(4) 부재설계 시에는 쿨롬(Coulomb) 토압을 사용하며, 이때 적용하는 벽면마찰각은 15°를 표준으로 한다.

(5) 상재하중은 해당 안벽의 취급화물에 따라 적재하중과 하역기계를 사용하는 경우는 크레인 활하중을 고려하여야 하며, "제2편 제12장 상재하중"을 참조하여 결정한다.
특히, 하역기계의 윤하중은 적용 크레인의 제원 및 설치 대상지역의 설계풍속에 따라 그 크기가 각기 다르다. 일반적으로 운영 시 및 폭풍 시, 지진 시로 구분하여 제작사에서 제시하는 크레인 윤하중 값을 설계 시 적용하는 경우가 많으나, 설치 대상지역의 설계풍속이 하중계산시 고려되어야 한다.

(6) 부력은 참고 그림 (3-4)에 표시한 바와 같이 벽체 가운데 잔류수면 이하의 부분이 수중에 있는 것으로 보고 계산한다. 단, 이에 따를 수 있는 것은 전면 수위와 잔류 수위의 차이가 일반적인 경우로서 수위차가 심한 경우에는 당해시설이 처한 자연 상황 등에 따라 적절히 설정할 필요가 있다.

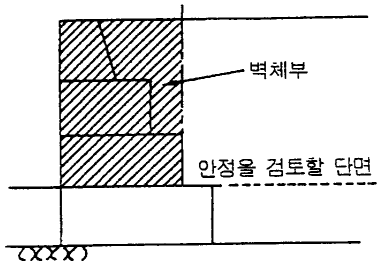


참고 그림 (3-4) 부력(浮力)을 취하는 범위(範圍)

(7) 선박접안시의 충격력은 상부공의 자중 및 배후의 토압으로 저항하므로 안정계산에 있어서는 이것을 고려하지 않는 경우가 많다. 그러나 상부공 설계에 있어서는 선박의 충격력이 고려되어야 한다.

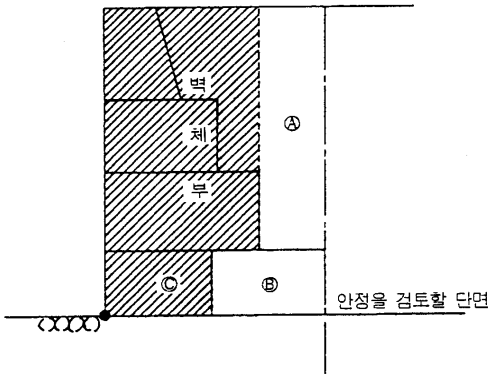
(8) 블록식 안벽과 같이 각각의 층마다 그 안정을 검토해야 하는 구조에서 가상벽체를 취하는 방법은 다음과 같다. 이 경우 블록간의 요철에 의한 효과는 무시한다.

① 활동을 검토하는 경우
참고 그림 (3-5) 같이 검토하려는 면에서의 후면하단을 지나는 연직면의 전면 부분을 벽체로 본다.



참고 그림 (3-5) 활동 안정검토면에서 벽체를 취하는 방법

② 전도를 검토하는 경우
검토하는 면의 바다 쪽의 블록 1개 위에 얹히는 블록군의 최후단을 지나는 연직면의 전면부분 뒷채움을 벽체로 본다. 예를 들면 참고 그림 (3-6)과 같은 경우, 전도에 대한 저항력으로서 블록 Ⓑ 및 그것에 걸리는 토사 Ⓐ의 중량은 작용하지 않는다고 생각한다.



참고 그림 (3-6) 전도 안정검토면에서 벽체를 취하는 방법

③ 지지력을 검토하는 경우

전도와 같은 가상단면으로 보고 계산하면 안전율은 아주 작아진다. 그러나 벽체하중이 국부적으로 집중하면 그 부분은 침하를 일으키므로 실제로는 하중이 극단적으로 집중하는 일이 없고, 상당한 범위에 분포하는 것으로 생각된다. 또한 기존구조물의 안정을 검토한 결과, 가상단면으로서는 벽체의 최하단의 최후단을 지나는 연직면의 전면부분을 벽체로 보아도 무방하다. 한편 셀룰러 블록의 경우, 저면반력은 벽체부와 속채움부에서는 다르다고 생각된다. 따라서 셀룰러 블록의 경우 최하부의 블록은 일체로 계획하는 것이 좋다.

(9) 잔류수위는 일반적으로 고저차가 클수록, 또 벽체 구성 재료의 투수성이 나쁠수록 크다. 벽체 배후의 물은 벽체의 줄눈, 기초사석, 뒷채움 사석의 틈을 통하여 출입하는데, 이들 재료의 투수성을 좋게 하면 잔류 수위가 낮아지지만 뒷채움 토사의 유출이 우려되므로 주의해야 한다. 잔류수위의 표준치(조차의 1/3)는 투수성이 장기간에 걸쳐 확보되는 경우의 것이고, 길이가 긴 장대형 케이슨 안벽과 같이 처음부터 투수성이 좋지 않거나 장기간에 걸쳐 투수성의 저하가 예상되는 경우에는 이보다 큰 잔류수위의 차를 고려할 필요가 있다. 또 잔류수위는 파랑이 벽체전면에 내습할 경우, 파곡에 대해서도 생각할 수 있으나 안벽 설계에 있어서는 파랑 내습에 의한 잔류수위차의 증대는 고려하지 않아도 좋다.

(10) 중력식 안벽의 설계계산은 비교적 간단하고 그 설계 예도 많다. 따라서 설계에 있어서는 계산예를 참조해서 개략적인 제원을 구하는 것이 좋다.

(11) 지진력은 “제2편 제10장 지진 및 지진력”을 참조할 수가 있다. 지진력과 동시성이 없는 하중은 제외하고, 이상시의 안정계산을 하여도 좋다. 일반적으로 다음의 하중은 지진 시 검토에서는 생략하여도 좋다.

① 선박의 견인력

② 폭풍 시 하역상태의 하역기계 반력

③ 군집하중 또는 설하중(雪荷重), 단, 설하중은 대상지역 여건에 따라서 고려할 수가 있다.

(12) 지진시의 동수압에 대해서는 “제2편 9-6 토압과 수압”을 참조하여 결정한다.

3-3 안정계산

3-3-1 안정계산에 고려할 사항

중력식 안벽의 안정계산은 일반적으로 다음 사항에 대해서 검토하여야 한다.
(1) 벽체의 활동 (2) 벽체의 전도 (3) 기초의 지지력
(4) 원호활동 (5) 침 하

[해 설]

중력식 안벽은 벽체중량에 의하여 안정을 유지하는 것이므로 상기(1)~(5)의 항목에 대해서 검토한다. 일반적으로 벽체의 활동 및 기초지지력에 대하여 안정이 확보되면 벽체의 전도는 충분히 안정한 경우가 많다.

3-3-2 벽체의 활동 검토

중력식 안벽은 활동에 대해서 식(3-1)을 만족시켜야 한다.

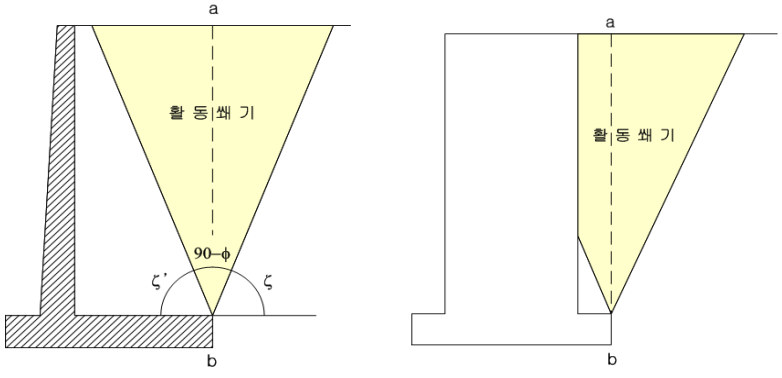
$$F \leq \frac{fW}{P} \qquad (3\text{-}1)$$

여기서,

W : 벽체에 작용하는 전연직력(kN/m)
P : 벽체에 작용하는 전수평력(kN/m)
f : 벽체 저면과 기초와의 마찰계수
F : 안전율

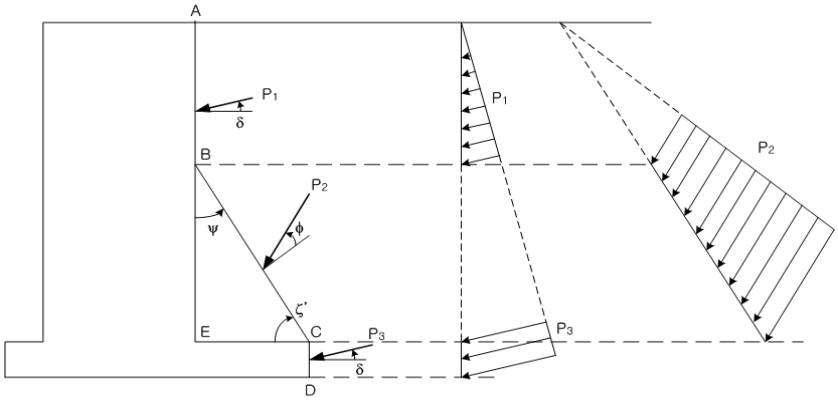
[참 고]

(1) 안전율은 평상시 1.2 이상, 이상 시 1.1 이상을 표준으로 한다.
(2) 전연직력은 벽체로 가정한 경계면보다 앞부분의 상재하중을 포함하지 않는 제체중량으로서 부력을 뺀 값으로 한다.
(3) 전수평력은 다음과 같다.
① 상재하중이 실린 상태로 벽체라고 가상한 경계면에 작용하는 토압의 수평분력.
여기서 토압은 랜킨(Rankine) 토압의 사용을 표준으로 한다. 일반적으로 참고 그림 (3-7)(a)와 같이 뒷굽판의 길이가 벽체높이에 비해 상대적으로 긴 경우에는 활동면이 벽체와 무관하게 자유롭게 형성되어 연직경계면(ab)에는 전단응력이 발생하지 않아 랜킨(Rankine) 토압을 사용하여도 좋다. 그러나 대부분의 케이슨 안벽은 참고 그림 (3-7)(b)와 같이 하부저판의 돌출된 뒷굽판의 길이가 제체의 높이보다 상대적으로 매우 짧기 때문에, 뒷굽판 끝 상부에 생기는 활동쐐기의 움직임이 벽면마찰력에 의해 저항을 받으므로 연직경계면(ab)에는 전단응력이 발생하므로 랜킨(Rankine) 토압이 작용하지 않는다. 따라서 케이슨안벽의 경우에는 참고 그림 (3-8)과 같이 벽체에 직접 쿨롬(Coulomb) 토압이 작용하는 것으로 한다. 이때 뒷굽판 상부에 놓인 뒤채움토사, BCE는 제체와 같이 움직이므로 안정계산 시 그 무게를 제체에 포함시켜야 한다.[1)]
활동면 BC에 작용하는 토압, P_2의 쿨롬(Coulomb) 토압계수의 산정에는 "제2편 제9장 식(9-1)과 식(9-2)에 벽체경사각, $\Psi = 90 - \zeta'$와 벽면마찰각, $\delta = \phi$의 값을 적용한다. 활동면 BC의 경사각, $\zeta' = 90 + \phi - \zeta$ 이다.



(a)뒷굽판이 긴 경우 (b)뒷굽판이 짧은 경우

참고 그림 (3-7) 뒷굽판의 길이가 활동쐐기의 형상에 미치는 영향



참고 그림 (3-8) 케이슨 안벽의 벽체에 작용하는 토압

② 잔류수압

③ 이상시의 안정계산으로는 ①, ②의 외력 이외에 벽체에 작용하는 지진력을 추가시킨다. 이때 토압은 지진 시 토압의 수평분력으로 한다.

이 밖에 벽체에 하역기계가 있는 경우에는 하역기계 기초부에 연직하중의 10%에 해당하는 수평력을 고려할 필요가 있다.

(4) 마찰계수에 대해서는 “제2편 제13장 마찰계수”를 참조하여 결정한다.

(5) 블록 쌓기 등과 같이 수평줄눈이 있는 안벽에 대해서는 각 줄눈마다 엇물리는 효과가 충분히 기대되고 또한 그것에 작용하는 전수평력에 견딜 수 있는 강도를 갖는 요철을 설치하는 것이 좋다. 요철의 구조에 대해서는 “제7편 제2장 방파제”를 참조한다.

(6) 벽체 전면에 세굴방지와 비탈어깨보호 등의 목적으로 사석, 바닥다짐 블록 등을 설치 할 경우라도 벽체의 활동에 대한 이들의 저항력은 무시한다.

(7) 저판이 없는 셀룰러 블록의 활동 안정계산에 사용하는 마찰계수는 엄밀하게 철근콘크리트부 저면이 받는 반력에 대해서는 0.6, 속채움(돌)부 저면이 받는 반력에 대해서는 0.8을 사용해서 환산하여 계산해야 하겠지만 편의적으로 0.7을 사용하여도 좋다.

3-3-3 벽체의 전도 검토

중력식 안벽은 전도에 대해서 식(3-2)를 만족시켜야 한다.

$$F \leqq \frac{W \cdot t}{P \cdot h} \qquad (3\text{-}2)$$

여기서,

W : 벽체에 작용하는 전연직력(kN/m)

P : 벽체에 작용하는 전수평력(kN/m)

t : 벽체 전면하단으로부터 벽체에 작용하는 전연직력의 작용점까지의 거리(m)

h : 벽체 저면에서 전수평력의 작용점까지의 높이(m)

F : 안전율

[참 고]

안전율은 평상시 1.2 이상, 이상 시 1.1 이상을 표준으로 한다.

3-3-4 기초의 지지력 검토

중력식 안벽의 벽체는 구조형식에 따라 얕은 기초 또는 말뚝기초로서의 기초지지력 검토를 수행하여 안정하여야 한다.

[해 설]

중력식 안벽은 벽체의 침하나 기울어짐이 발생하기 쉬운 구조가 많으므로 이로 인한 기능상의 장애가 발생하지 않도록 기초를 설계하여야 한다.

[참 고]

(1) 얕은 기초로 검토할 경우 적용하중은 벽체저면에 작용하는 연직하중과 수평하중의 합력이므로 "제4편 2-4 편심·경사하중에 대한 지지력"에 의하여 검토한다.

(2) 일반적으로 기초의 저면반력 검토는 벽체부에 상재하중이 작용하지 않는 경우에 대해서 한다. 그러나 벽체부에 상재하중이 작용하는 경우 편심량은 감소하나 연직력이 증대하므로 저면반력이 증대하는 수도 있으므로 이 경우에 대해서도 검토하는 것이 좋다.

(3) 기초사석층의 두께는 기초의 지지력 검토 이외에 벽체를 거치하기 위한 평탄성, 부분적인 응력집중의 완화, 잔류수위의 저감 등을 고려하여 결정한다. 기초사석층 최소두께는

① 수심 (-)4.5m 미만의 소형접안시설에 대해서 0.5m 이상, 단 사석직경의 3배 이상

② 수심 (-)4.5m 이상의 대형접안시설에 대해서 1m 이상, 단 사석직경의 3배 이상을 하나, 시설물의 규모나 조위차가 큰 지역여건 및 시공여건에 따라 조정이 가능하다.

(4) 기초사석은 상부 제체하중이나 상재하중 작용 시 수축침하가 발생하여 상부구조의 거치가 불균등하게 되는 경우가 있다. 해양수산부 연구개발 사업으로 한국해양연구원에서 시행한 연구 자료에 의하면 대형 진동대 모형실험결과, 기초사석 상대밀도가 50%인 경우 전혀 다지지 않은 경우에 비해서 침하는 21% 이상, 제체 상단수평변위는 9% 이상, 하단수평변위는 7% 이상, 회전각은 5% 이상 감소하였고, FLAC-2D를 이용한 수치해석결과에서도 이와 유사한 경향임을 확인하였다.
따라서 침하를 사전에 촉진시키기 위해서는 미리 사석층을 대상으로 진동다짐이나 상부구조물 거치 후 하중 선행재하, 여성 등의 방법을 고려할 수 있다. 침하량 예측방법도 과거의 실적치 또는 유사한 다짐시험자료 등을 통해 적정한 방법으로 추정할 수 있다.

(5) 기초말뚝을 사용한 구조형식은 드물지만 이 경우 "제4편 제4장 말뚝기초"를 참고한다. 침하가 발생하기 용이한 지반에 지지말뚝을 사용했을 경우, 말뚝에 상부구조물 저판을 직접 설치하면 저판에 공동이 생겨서 불안정하게 되고 뒷채움재의 유출원인이 되기도 한다. 이런 경우 말뚝머리를 사석층으로 덮는 구조로 하고 말뚝반력 계산은 저판이 말뚝에 직접 얹혀 있다고 가정하여 계산한다.

3-3-5 연약지반인 경우의 검토

중력식 안벽의 설계에 있어서 기초지반이 연약한 경우, 다음 사항에 대해서 검토하여야 한다.
(1) 원호활동에 대한 안정
(2) 기초지반의 침하

[해 설]

벽체 저면반력 영향을 받는 범위의 기초지반 내에 점성토 등이 존재하는 경우, "제4편 제6장 사면의 안정"에 따라 원호활동에 대한 검토를 해야 한다.

[참 고]

(1) 기초지반은 새로이 가해진 하중증가에 대해서 침하를 일으키므로 충분한 토질조사를 하여 "제4편 제5장 기초의 침하"에 따라 미리 침하량을 추정해 둘 필요가 있다. 그 값에 따라 구조물이 최종적으로 설계단면이 되도록 기초면을 높게 해두거나, 마루높이가 소정의 값으로 되게 하기 위해 상부공에 있어서 최종적인 조정을 할 수 있는 구조로 하는 것이 좋다. 또 부등침하에 의해 줄눈부의 파괴, 줄눈의 어긋남, 상부공 및 부두뜰 포장의 파괴 등을 일으키기 쉬우므로 주의해야 한다.
(2) 사석부가 얇은 경우는 벽체 후단을 지나는 연직면과 사석 하면과의 교점에서 발생하는 원호활동에 대해서 검토해야 한다.

3-3-6 셀룰러 블록의 안정계산

벽체가 저판이 없는 셀룰러 블록으로 구성되어 있는 중력식 안벽의 경우는 속채움이 빠져나가는 것을 고려한 벽체의 전도에 대하여 검토하여야 한다.

[참 고]

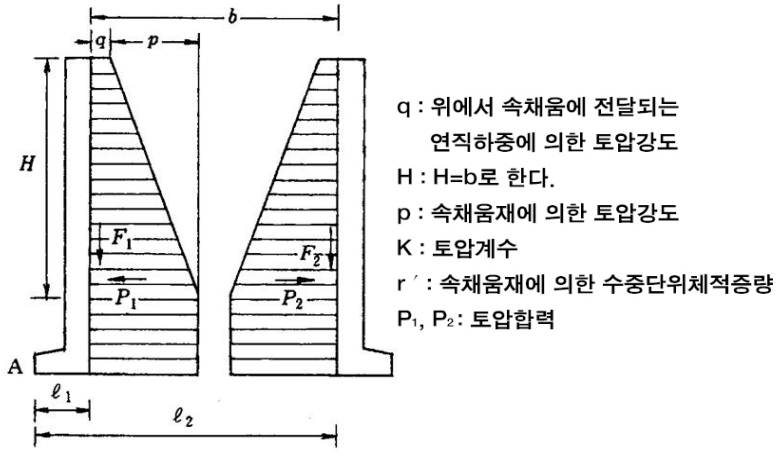
(1) 벽체가 저판이 없는 셀룰러 블록으로 구성되어 있는 경우는 전도에 대해서 속채움이 빠져나가는 것을 고려한 식 참고 (3-1)을 만족하여야 한다.

$$F \leqq \frac{W \cdot t + M_f}{P \cdot h} \qquad \text{참고 (3-1)}$$

여기서,

W : 벽체에 적용하는 속채움 중량을 제외한 전연직력(kN/m)
t : 벽체전면 하단으로부터 속채움 중량을 제외한 전연직력 작용선까지의 거리(m)
M_f : 속채움에 의한 벽면마찰력에 의해서 발생하는 저항모멘트(kN・m/m)
P : 벽체에 작용하는 전 수평력(kN/m)
h : 벽체저면에서 전 수평력의 작용선까지의 높이(m)
F : 안전율

안전율은 평상시 1.2 이상, 이상 시 1.1 이상을 표준으로 한다. F 〈1.0인 경우는 속채움은 그대로 있고 셀룰러 블록이 빠져나가게 된다. 이런 때에는 셀룰러 블록의 자중을 늘리든가 격벽을 설치하는 등의 조치를 취하여야 한다.



참고 그림 (3-9) 벽면 마찰저항을 구하는 방법

(2) 속채움에 의한 벽면마찰로 인하여 발생하는 저항모멘트(M_f)는 다음과 같이 구한다.

참고 그림 (3-9)에서 A점에 대한 모멘트(M_f)는 $l_1F_1 + l_2F_2$가 된다. P_1, P_2는 각기 속채움 토압이다. $F = P \cdot f$이고, f의 값으로는 속채움 재료와 벽면과의 마찰계수를 취한다. 속채움 토압에 대해서는 "제5편 3-3 부재에 작용하는 하중"을 참조한다. 이와 똑같이 셀룰러 블록의 측벽에 일어나는 마찰저항도 고려하면 좋다.

(3) 활동의 안정계산에 사용하는 마찰계수는 편의적으로 0.7을 취해도 된다.

3-4 뒷채움의 효과

중력식 안벽에 있어서 양질의 뒷채움을 시공했을 경우는 토압을 감소시켜서 벽체를 설계하여도 좋다.

[해 설]

뒷채움의 효과는 일반적으로 다음의 사항이 기대된다.

(1) 내부마찰각의 증대에 의한 토압의 경감
(2) 투수성의 증대에 의한 잔류수위의 저하
(3) 뒷채움 토사의 유출방지

[참 고]

(1) 일반적으로 뒷채움 재료로서는 양질의 깬돌이나 부순돌이 사용되지만 토압경감을 위해서는 서로 물리는 효과가 큰 형상과 입도의 것이 좋다. 또 풍화하기 쉬운 암질의 것은 뒷채움 재료로서 안정된 기능을 갖기가 어려우므로 사용해서는 안 된다.

(2) 잔류수위의 증감에 따라 매립 토사가 뒷채움 재료의 빈틈으로 천천히 진입하여 이로 인해 부두 뜰 포장의 기초노반에 침하를 일으킬 수 있으므로 뒷채움 재료 배면의 빈틈을 메울 수 있는 필터사석 재료를 사용하는 등의 배려가 필요하다.

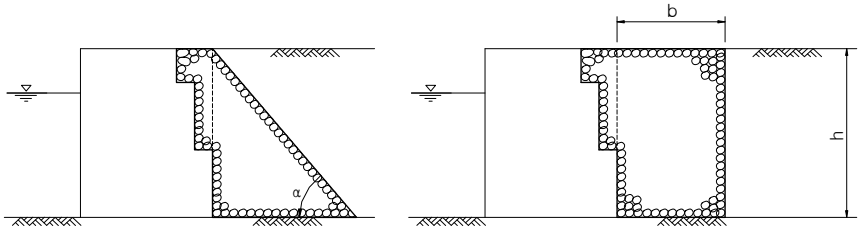
(3) 뒷채움 재료에 의한 토압경감 효과는 다음과 같다.

① 뒷채움의 형상이 삼각형인 경우

참고 그림 (3-10)에 나타난 바와 같이 벽체 저면의 후단을 지나는 연직선과 지표면과의 교점에서 뒷채움 재료의 안식각과 같은 경사각(α)이 되도록 삼각형으로 뒷채움을 할 때는 벽체 배후를 전부 뒷채움 재료로 매립했을 때와 같은 토압으로 생각해도 좋다. 그러나 매립토사가 유동상태의 점토이거나 세사 등인 경우에는 유동상태의 매립토사가 뒷채움의 빈틈을 통하여 직접 배면에 이르는 일이 없도록 뒷채움 배면의 빈틈을 채우기 위한 필터사석층이나 필터매트를 부설하는 등의 배려가 필요하다.

② 뒷채움 형상이 직사각형인 경우

뒷채움 재료를 안식각보다 급한 경사로 한 삼각형 뒷채움, 기타 이형 뒷채움은 이것과 면적이 같은 직사각형 면적에 준한다. 참고 그림 (3-10)(b)에 표시된 직사각형 뒷채움의 효과는 다음과 같이 생각한다. 직사각형의 폭(b)이 벽체의 높이(h)보다 클 때에는 삼각형인 경우와 같이 생각해도 되며, 폭(b)이 벽체의 높이의 1/2과 같을 때는 뒷채움 재료에 의한 토압과 매립토사에 의한 토압의 평균토압이 가해지는 것으로 한다. 폭(b)이 벽체 높이의 1/5 이하이면 뒷채움에 의한 토압감소의 효과는 고려하지 않는다.



(a) 3각형의 경우 (b) 장방형의 경우

참고 그림 (3-10) 뒷채움의 형상

3-5 세부설계

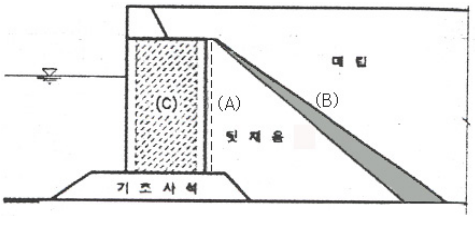
중력식 안벽의 세부설계는 다음 항목에 대하여 설계한다.
(1) 부재의 강도 (2) 토사유출방지공
(3) 블록 물림부의 형상과 치수
(4) 상부공의 구조 (5) 부속공

[참 고]

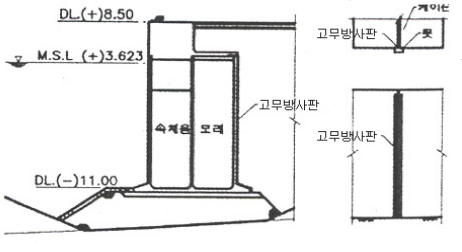
(1) 중력식 안벽을 구성하는 블록은 벽체의 주요 부분이므로 충분한 강도를 가지고 있는 것이라야 한다. 일반적으로 블록은 프리캐스트 콘크리트 부재로서 설계하는 경우가 많다. 설계에 있어서는 "제5편 프리캐스트 콘크리트 부재"를 참조한다.

(2) 케이슨(caisson)식 구조의 경우 덮개콘크리트의 두께는 30~50cm로 하는 경우가 많다. 단, 파의 작용을 받는 경우는 방파제에 준하는 시공조건을 고려하여야 한다.

(3) 블록 상호간의 공극으로부터 토사가 새어나가 배면의 매립재 및 뒷채움재가 유출되어 부두뜰이나 배면 야적장 등에 침하가 발생되는 경우가 있으므로 이를 방지하기 위하여 그 대책을 강구하여야 한다. 토사유출 방지공으로 일반적인 것은 토사유출 방지용 매트(filter mat) 등을 사용하거나 뒷채움 재료로 안정된 입도배분을 갖는 재료를 사용하는 방법 등이 있다.
토사유출 방지 대책의 예로는 참고 그림 (3-11)과 같이 블록(케이슨)간 이음부 틈새에 블록 거치 후 고무방사판(joint rubber mat) 등을 부설하는 방법(A), 뒷채움 배면매립 시행 전 필터사석과 필터매트를 부설하는 방법(B), 블록(케이슨)간 이음부 틈새(interlocking)에 채움재를 충전하는 방법(C) 등 다양한 방법이 있으며, 대상지역의 조위 등 자연 여건과 배면 매립재의 입경, 블록(케이슨)의 규격 등에 따라 적정한 방법을 채택 적용할 수가 있다. 참고 그림 (3-12)는 케이슨 안벽에서의 유출방지공으로 고무 방사판을 부설한 예를 도시한 것이다.



참고 그림 (3-11) 토사유출 방지공 적용위치



참고 그림 (3-12) 제체배면 유출방지공 설치 예

(4) 블록은 서로 엇물리게 하여 일체성을 좋게 하기 위하여 블록 상호간의 요철을 만들거나 철근을 묻어 넣는 것이 좋다.

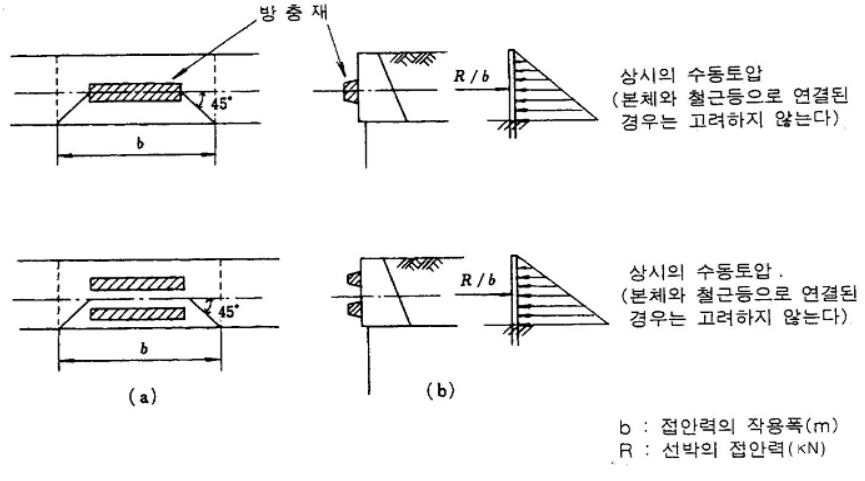
(5) 상부공은 각종 부속공을 연결하기 위한 형상을 갖추고 있어야 한다.

(6) 부속공으로는 일반적으로 다음과 같은 것이 있다.
부속공의 설계는 본편 “제15장 부속설비”를 참조하여 적용한다.
① 방충재
② 계선주
③ 차막이
④ 급배수 시설
⑤ 계단, 사다리
⑥ 기타

(7) 계선주가 부착되는 상부공의 안정은 일체로 저항할 수 있는 범위의 중량을 대상으로 검토해야 한다. 계선주에 대한 안정 확보를 위하여 상당한 중량이 필요한 경우는 인접한 상부공이나 안벽 본체와 일체가 되도록 철근을 연결시키는 등의 조치를 취하여 안정을 확보하여야 한다. 이 경우 선박의 견인력에 대한 저항은 철근이 하는 것으로 하며, 본체의 부재설계 시 연결된 철근을 통하여 전도되는 하중을 고려하여야 한다.

(8) 방충재가 부착되는 상부공의 안정계산은 상부공의 중량이 일체로 작용하는 범위에 대해서만 고려한다. 계선주 부착 등으로 상부공과 본체가 철근 등으로 연결되어 있는 위치에 방충재를 부착하는 경우는 수동토압이 충분히 발생할 수 있는 상부공의 변위가 기대되지 않으므로 방충재 반력에 대한 저항은 모두 철근 등이 받도록 설계하는 것이 좋다. 상부공 단면 설계 시 방충재 반력은 참고 그림 (3-13)(a)에서와 같이 폭 b의 범위에 선하중으로 분포한다고 가정하고 참고 그림 (3-13)(b)에서와 같이 작용하는 것으로 간주하여도 좋다. 수평방향에 대해서는 상부공 하단을 지점으로 한 켄틸레버보로 고려하고, 연직방향에 대해서는 본체공의 강성이 큰 위치를 지점으로 한 연속보, 혹은 단순보로 검토하는 예가 많다.

(9) 상부공을 검토할 경우 선박의 견인력, 또는 방충재 반력 작용 시는 이상 시로 취급하여도 좋다.



참고 그림 (3-13) 상부공에 작용하는 방충재 반력

제 4 장 잔교식 안벽

4-1 연직 말뚝식(직항식)

4-1-1 설계의 기본방침

본 장은 연직 말뚝식 횡잔교(직항식 횡잔교)의 설계에 적용한다.

[해 설]

(1) 본 장은 강관말뚝 또는 형강을 사용하는 연직 말뚝식 횡잔교를 대상으로 하나 유사의 구조물에 대해서도 그 동적특성을 고려한 경우 준용해도 좋다.

(2) 연직 말뚝식 횡잔교는 본 장에 기술한 방법을 기초로 하여 설계한다. 본 장에서 기술하는 사항이외의 일반적인 내진성능의 검토에 관한 유의점은 제2편 제10장 지진 및 지진력에 의한다.

(3) 일반으로 말뚝식 잔교는 중력식 등의 다른 형식의 구조물에 비해서 가요성이 큰 구조물이므로 지진력과 같은 동적외력에 대한 설계에는 동력학적인 검토가 필요하다.

(4) 내진설계의 기법은 기초지반 또는 배후지반이 액상화 등에 의해 큰 변형을 일으키지 않는 것이 전제조건이나 주변지반에 큰 변형 발생이 예측되는 경우에는 필요한 대책을 세울 필요가 있다.

[참 고]

(1) 연직 말뚝식 횡잔교의 설계는 일반적으로 참고 그림 (4-1) 직항식 횡잔교의 설계순서로 한다. 참고 그림 (4-1)의 설계순서는 연직 말뚝식 횡잔교 설계의 표준적인 검토항목에 대하여 나타낸 것이다. 실제의 설계작업에는 순서를 변경하는 것도 있다. 예를 들면 사면의 안정에 대한 검토는 잔교 본체나 흙막이벽의 설계와 별개로 하는 것이 일반적이다.
여기서 나타낸 설계순서는 지진력 이외의 하중에 대하여 설정한 단면(내진성능 조사단면)에 대하여 그 내진성능을 조사하고 그 결과가 만족되면 세부설계를 진행하는 흐름을 현재 일본에서는 검토 중이다. 이것은 전 단계의 흐름에서 강관말뚝은 허용응력도 설계를 기초로 설계되나, 내진성능의 조사에 있어서는 강관말뚝이 소성역에 들어가는 것으로 지진력의 에너지를 흡수한다고 생각하는 지진 시 보유내력법에 기인하기 때문이다.

(2)「필요한 성능」이란 일반적으로 지진력 이외의 하중작용에 대하여 강관말뚝에 발생하는 응력도가 허용응력도를 만족하는지, 지진력에 대하여는 변위량이나 손상정도 등이 시설의 중요도 등에 대하여 설정한 허용치를 만족하는지 등이다.
그 외에도 말뚝의 지지력, 구조전체의 안정성등도 성능을 규정하는데 지표가 된다.

(3) 연직 말뚝식 황잔교의 설계단면 예는 참고 그림 (4-2)에 나타내었다.

(4) 압밀 또는 압축이 예상되는 지반에 잔교를 건설하는 경우 일반적으로 흙막이부가 잔교부보다도 많이 침하하므로 서로 별개로 하는 것이 바람직하다. 별개로 하는 경우도 흙막이부 혹은 매립토의 침하와 함께 잔교의 일부 또는 전체가 침하나 측방유동을 일으킬 수 있으므로 이 점을 충분히 유의해서 설계·시공하는 것이 바람직하다.

(5) 일본 효고(兵庫)현 남부지진에서는 잔교기초 지반이나 흙막이 호안 배후지반의 액상화에 의하여 잔교에 피해가 발생하였다고 보고되어 있다.

요컨대 기초지반의 액상화에 의한 지층변화 지점부근에서 강관말뚝 머리부의 좌굴이나 상부공에 균열이 가는 대표적인 피해형태였다.

현 단계에서는 이 영향을 설계계산으로 고려하는데 충분하지 않으므로 본편 4-1-1 [해설] (4)로는 이와 같은 현상이 발생하지 않도록 충분히 대책을 세울 필요가 있다고 하였다.

그러나 지반의 변형을 완전히 억제하기는 어려우므로 특히 중요한 시설에는 수치해석 등에 의해 지반변형의 정도나 그 영향정도를 정량적으로 검토하는 것이 바람직하다.

(6) 컨테이너 크레인 등의 하역기계를 설치하는 경우 보통 잔교상이나 흙막이부상 어느 것이든 독립시키는 것이 바람직하다. 예를 들면 크레인 다리 하나를 잔교 상에 다른 하나를 흙막이부에 응답특성이 다른 구조물에 걸쳐서 설치하면 부등침하나 지진 등의 악영향을 받기 쉽다. 부득이 잔교와 흙막이부 위에 크레인의 다리를 걸치는 경우 육측 다리의 침하에 의한 부등침하를 막기 위하여 기초말뚝 등의 충분한 기초공을 하는 것이 바람직하다.

(7) 컨테이너 크레인 등 하역기계를 설치하는 경우는 하역기계와 잔교의 연성진동을 고려한 지진응답해석을 행하는 것이 바람직하다.

상세한 것은 제9편 2-2 하역기계를 참조하여 시행한다.

(8) 말뚝의 휨모멘트 계산은 잔교 기준선 직각방향과 잔교 기준선 평행방향에 대하여 행하는 것이 바람직하다. 참고 그림 (4-2)의 사례와 같이 잔교 슬래브 아래의 지반면이 사면인 경우 최전면열(列)말뚝의 휨모멘트는 잔교 기준선 평행방향에 지진력이 작용한 경우에 최대가 되는 케이스가 많다.

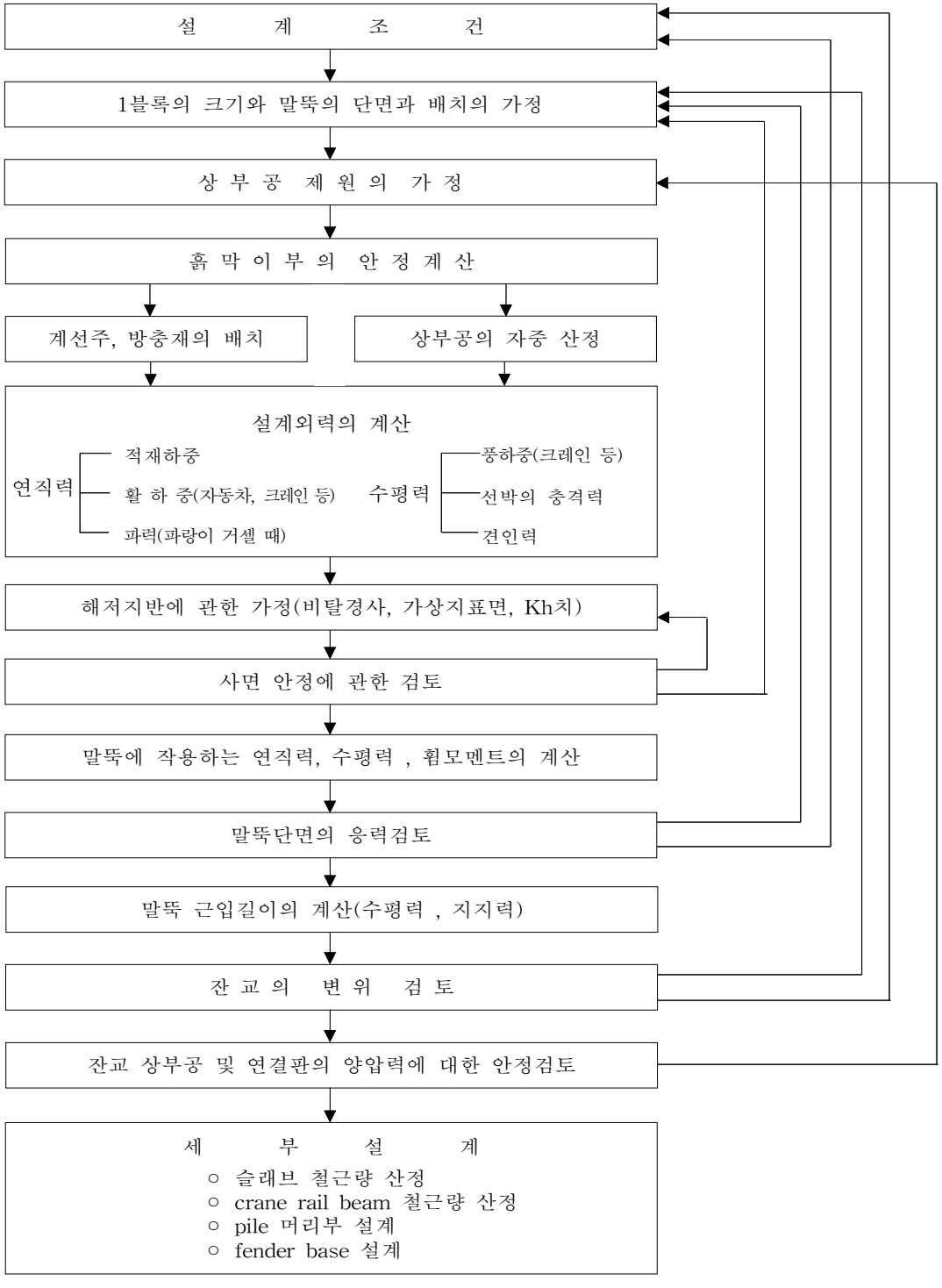
(9) 말뚝의 소재로 적용 가능한 새로운 신소재가 있는 경우, 공신력 있는 기관으로부터 검증된 제작사의 성능시험자료 등을 토대로 부재력 검토가 필요하다.

(10) 말뚝에 작용하는 부재력의 계산에 있어서 잔교 블록의 회전에 대한 검토가 필요한 경우는 이를 고려하여 계산하는 것이 필요하다.

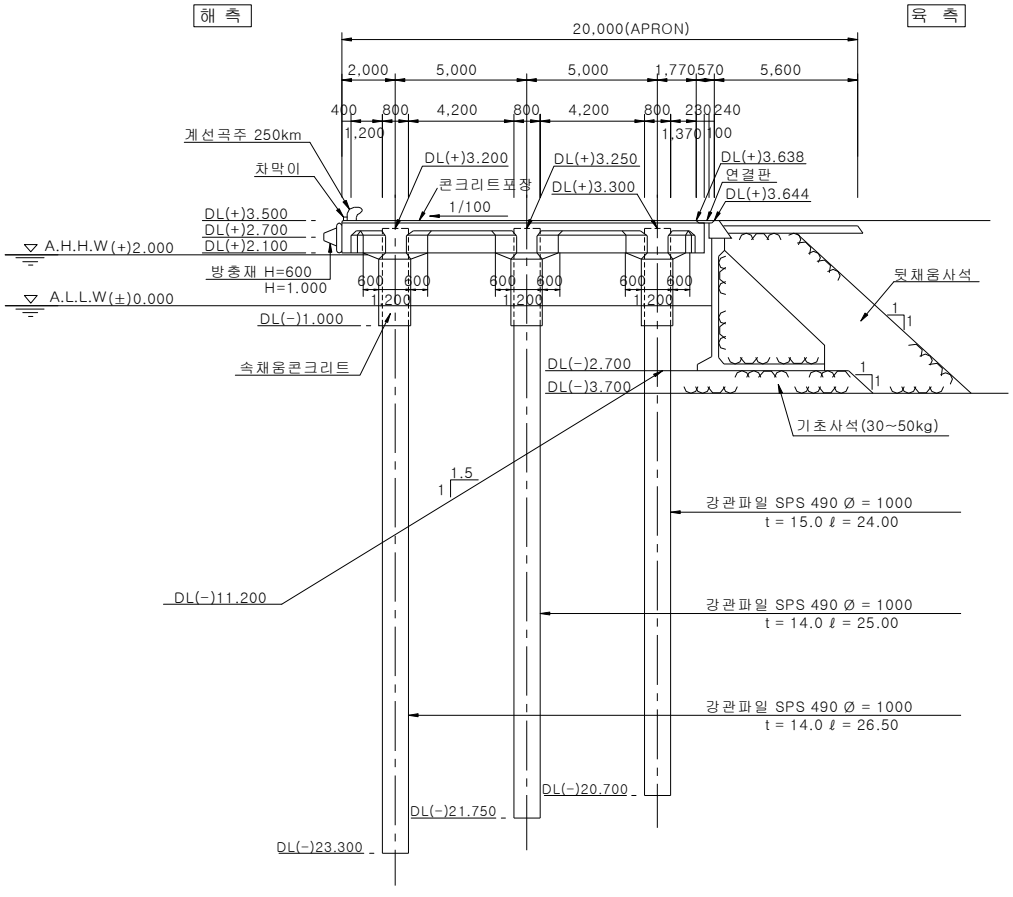
(11) 어느 정도 파랑 내습이 예상되는 지점에서는 잔교의 상부공 및 연결판에 대한 파의 양압력에 대하여 다음 항목을 검토하는 것이 바람직하다.

① 연결판 등의 양압력에 대한 안정 또는 말뚝의 인발저항력

② 상부공, 연결판 등의 양압력 및 이에 대한 부재강도에 대해서는 제2편 4-10-7 [1] 수면부근의 수평판에 작용하는 양압력에 준한다.



참고 그림 (4-1) 연직 말뚝식 잔교의 설계순서



참고 그림 (4-2) 연직 말뚝식 잔교의 설계단면 예

4-1-2 배치와 제원

[1] 잔교블록의 크기와 말뚝의 배치

잔교블록의 크기, 말뚝간격 및 말뚝 열의 간격은 다음 각 항을 고려하여 정하여야 한다.

(1) 부두뜰 폭
(2) 헛간의 위치
(3) 해저지반, 특히 사면의 안정
(4) 기존 호안
(5) 콘크리트 타설 능력 등의 시공상의 문제
(6) 적재하중 및 활하중, 특히 부두기중기의 제원
(7) 잔교블록의 횡방향 허용변위
(8) 온도변화의 범위

[참 고]

(1) 잔교 1블록의 크기가 클수록 선박의 충격력이나 견인력에 대한 강성은 커져서 좋으나, 부등침하에 대해서는 그만큼 약해진다. 일반적으로 대형안벽에서는 80~100m를 표준으로 한다. 수심이 얕은 기존호안이 있던가, 지반이 좋지 않아서 비탈경사를 느리게 하던가 해서 잔교의 폭이 넓어지는 경우에는 기준선에 직각방향으로 블록을 나누어야 한다.

(2) 잔교블록의 최대 크기는 Pile의 허용변위에 의하여 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$L_d = \frac{2y_o}{c\triangle t} \qquad \text{참고 (4-1)}$$

여기서,

L_d : 잔교 1블록의 크기(m)
y_o : Pile의 최대 허용변위(m)
c : 콘크리트의 온도 팽창계수(=1.0×10^{-5})
$\triangle t$: 온도변화의 범위(°)

pile의 허용변위는 외력이나 온도변화 등의 원인으로 블록이 이동함으로써 pile에 발생하는 허용응력에 의해 좌우된다.

pile의 최대허용변위 y_o는 인접잔교 블록간의 팽창줄눈(expansion joint)의 폭 ℓ과 다음과 같은 관계를 갖는다.

$$\ell = 2\,y_o + 5\text{㎜} \qquad \text{참고 (4-2)}$$

예를 들면, 팽창줄눈의 폭을 50㎜로 하였을 경우 pile의 허용변위 y_o = 22.5㎜가 된다.

(3) 온도변화의 범위는 지역별 평균기온을 고려하여 정하는 것을 표준으로 한다. 보통의 경우 온도의 승강은 각각 15°로 하면 된다.($\triangle t$ = 30°)

(4) 일반적으로 말뚝 및 말뚝 열 간격은 말뚝의 단면 형상과 여러 가지 경우에 대하여 공사비를 비교하고 시공상의 문제를 검토한 후에 정한다.
궤도식 부두 크레인이나 로우더 등이 계획되어 있는 부두에서는 그들의 궤간이나 하중상태에 제약을 받는 일이 많다.

(5) 보통의 대형 안벽(대상선박 5만 톤급)의 경우 부두 크레인이 계획되어 있는 곳에서는 말뚝간격 5m정도, 단면방향의 말뚝의 열 수는 5~6열이 많다. 상부공이 현장치기 콘크리트인 경우에는 콘크리트 치기의 시공상 문제 때문에 말뚝 간격은 4~6m 정도로 하는 경우가 많다.

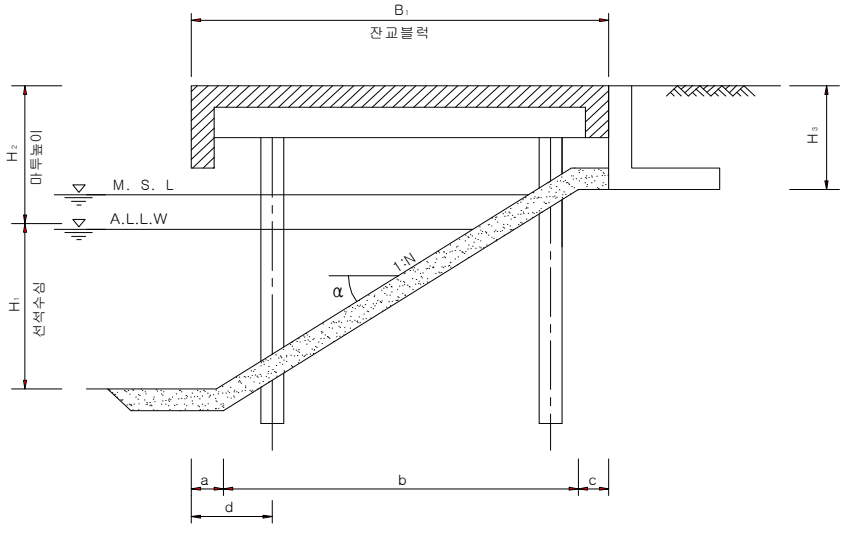
(6) 이용상 특별히 잔교의 변위가 제한되는 경우에는 변위가 커지지 않도록 말뚝의 직경이나 간격을 정해야 한다.

[2] 상부공의 제원 및 배치

잔교의 상부공 제원은 다음 각항을 고려하여 정하여야 한다.
(1) 말뚝의 간격, 말뚝의 열간격(列間隔) 및 말뚝의 형상과 치수
(2) 적재하중 및 활하중의 제원
(3) 조 위
(4) 거푸집, 동바리의 시공상의 문제
(5) 지반의 좋고 나쁨
(6) 계선주의 배치
(7) 방충재의 배치, 형상 및 치수

[참 고]

(1) 잔교의 배치 시 배후의 흙막이부 및 경사사면과 관련하여 다음 사항들을 고려하는 것이 바람직하다.



참고 그림 (4-3) 잔교의 배치단면

여기서,

H_1 : 본편 2-1 선석(berth)의 치수를 참조한다.

H_2 : 잔교블록의 마루높이는 본편 2-2 계류시설의 마루높이를 참조한다.

H_3 : 잔교배면 흙막이부 구조물의 높이는 구조물의 위치에 따라 결정되며 구조물의 바닥 slab는 콘크리트 육상작업을 위해 최소 평균해면(M.S.L)보다 상부에 위치해야 한다. 부득이 평균해면보다 낮은 곳에 설치할 경우 구조물은 PC콘크리트로 계획하는 것이 바람직하다.

a : 사면경사는 잔교 상부공 기준선에서 최소 1m 이상 이격된 곳부터 시작되어야 한다. 이것은 선박 접안 시 프로펠라에 의한 와류의 영향으로부터 사면의 toe부분을 보호하고 동시에 경사면으로 흘러 내려오는 사석으로부터 선박을 보호하기 위함이다.

b : 경사사면의 수평길이는 경사각을 결정하기 위한 것이며 사면의 경사각은 사면을 형성하는 재료에 따라 다르지만 보통 38.7°(1:1.25)에서 29.7°(1:1.75)의 범위로 하는 것이 바람직하다.
사면 경사각은 사면의 안정에 따라 결정되며 사면을 조성하고 있는 재료의 조도와 파랑 및 선박 프로펠라의 분사류에 의한 침식 위험성에 따라 좌우된다.

c : 흙막이 구조물의 기초사석 어깨 폭의 길이는 구조물의 활동위험 여건에 따라 좌우되나 최소 1~1.5m 이상이 되어야 하며 사석 등의 피복재로 잘 피복하여야 한다.

d : 대형컨테이너선과 같이 선복부분이 둥그렇게 튀어나온(bulbous bow) 선박이 큰 접안각도로 접안할 때 선체의 일부가 상부공을 지지하는 말뚝과 부딪히는 것을 방지하기 위하여 첫째열의 말뚝 중심축을 잔교 기준선과 최소 2m 이상은 이격되어 배치하여야 한다.

(2) 잔교의 상부공은 보통 현장치기 철근 콘크리트 구조를 채용하는 경우가 많다. 상부공의 거더 단면이나 슬래브 단면은 철근 콘크리트의 계산에 준하는 단면으로 하는 것이 좋지만, 실제는 더 큰 경우가 많다, 보통의 대형 안벽(대상선박 5만 톤급)에서 부두크레인이 놓이는 잔교의 상부공 시공의 예로서 치수를 표시하면 다음과 같다.

- 포장 두께 : 10㎝(콘크리트 포장)
- 슬래브 두께 : 30㎝~50㎝
- 거더의 높이 : 100~150㎝(슬래브 두께 포함)
- 거더의 폭 : 대략 말뚝 폭
- 켄틸레버 부분 : 말뚝 중심에서 1.5~2.5m

소형안벽에서는 하중조건에 따라 거더(girder)의 높이나 슬래브의 두께를 작게 하여도 좋다. 그러나 이동식 크레인을 사용할 계획이 있는 곳은 주의해야 한다.

(3) 현장치기 철근 콘크리트 이외의 구조(예컨대 PC거더, 프리캐스트 콘크리트 부재나 강재보를 사용할 경우)를 채용할 때라도 표준수치를 참고로 하여 검토한다. 특히 강재보(beam)를 사용할 경우에는 용접성과 부식에 대하여 고려해야 한다.

(4) 실태조사의 결과에 의하면 잔교상부공의 하면은 해수의 영향에 의해 콘크리트의 염해나 철근의 부식이 다른 구조형식과 비교하여 뚜렷하게 나타나므로 내구성향상 등에 대해서 검토할 필요가 있다. 내구성을 향상시키기 위해서는 충분한 덮개의 확보, 양질의 콘크리트의 사용, 초기 균열의 발생방지 등이 있다.(제3편 3-4 콘크리트의 재료 성능 참조)

(5) 잔교슬래브의 시공 후에 콘크리트 포장을 하는 경우 포장콘크리트에 균열이 발생하는 위험이 있다. 이를 방지하기 위하여 포장콘크리트와 슬래브를 일체로 하여 시공하는 경우도 있다. 포장에 대하여는 본편 제16장 부두뜰에 준한다.

[3] 부속설비의 배치

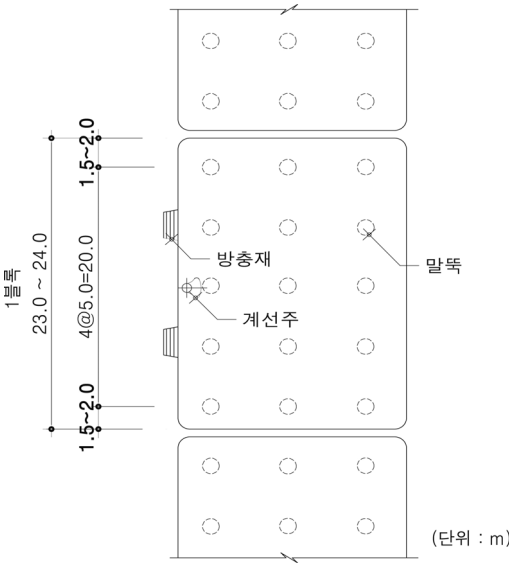
잔교에 작용하는 외력에 영향을 주는 방충재와 계선주는 잔교 1블록에 대하여 될 수 있는 대로 편심외력이 걸리지 않도록 배치하는 것이 바람직하다.

[해 설]

방충재를 통하여 전달되는 선박의 충격력이나 계선주로부터 전달되는 견인력이 편심하여 작용할 때는 잔교블록의 회전에 의한 응력이 커진다. 그래서 될 수 있는 대로 편심된 외력이 걸리지 않도록 잔교블록 중앙부에 방충재나 계선주를 설치하는 것이 합리적이다.

[참 고]

소형선박이 잔교의 슬래브 밑으로 들어가서 슬래브를 밀어 올림으로서 구조물이나 선박에 손상을 주는 일이 있으므로 잔교 전면에 이러한 일이 예상되는 곳에서는 소형선박 막이를 설치하는 것이 바람직하다.



참고 그림 (4-4) 부속설비의 배치

4-1-3 설계외력과 하중

[1] 설계외력

잔교 본체에 작용하는 외력과 하중은 표 (4-1)과 같다.
흙막이부의 외력은 그 형식에 따라 본편의 각 장을 참조하고, 이것에 연결판의 반력을 더한 것으로 한다.

표 (4-1) 설계외력

연 직 력	수 평 력
· 상부공 사하중 (slab, beam) · 적재하중 · 활하중 – 열차하중 – 자동차하중 – 하역기계 하중 – 군중하중 · 선박의 견인력 · 양압력	· 활하중에 작용하는 풍하중 · 선박의 견인력 · 선박의 충격력(방충공의 반력) · 주행식 하역기계의 작업하중 · 상부공에 작용하는 지진력 · 적재하중에 작용하는 지진력 · 활하중에 작용하는 지진력 · 파 력

[참 고]

(1) 표 (4-1)의 하중에서 풍하중 및 선박의 견인력은 이상 시 하중으로 간주한다.

(2) 안정계산은 상시, 접안 시, 계류 시, 폭풍 시 및 지진 시에 대하여 검토하여야 한다.

(3) 적재하중에 대하여는 제2편 12-3 적재하중에 의한다. 또, 적재하중에 의한 지진력은 통상, 상부공 표면에 작용하는 것으로 생각해도 좋다. 단, 특히 중심이 높은 것을 적재하는 경우는 수평력의 작용점을 중심의 높이로 생각해야 한다.

(4) 활하중에 대해서는 제2편 12-4 활하중에 따른다. 기중기(크레인) 등에 작용하는 풍하중은 제2편 3-3 풍압력에 의한다. 궤도주행식 크레인 등에 의한 지진력(본편 4-1-1 설계의 기본방침 [참고] (7)을 참조)은 사하중에 검토된 진도를 곱한 것으로 하고 차륜에서 잔교에 전달되는 것으로 생각해도 좋다.

(5) 선박 견인력은 제2편 2-2-7 계선주에 작용하는 힘의 견인력에 의한다. 보통 잔교 1블록에 계선곡주 1개를 본다.

(6) 잔교식 안벽에 작용하는 평상시, 접안 시, 계류 시, 폭풍 시 및 지진 시의 하중조합은 참고 표 (4-1)과 같다.

참고 표 (4-1) 하중조합

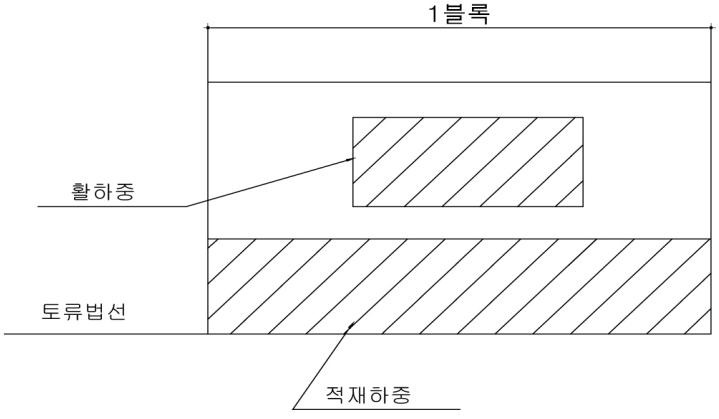
하중종류 / 하중조건		자중, 고정하중	상재하중		이동하중		선박조건		자연조건						하중취급조건
			평상시	이상 시 (상시의 50%)	수직	수평	접안력	견인력	풍압력		파력		조류력	지진력	
									평상시	이상 시	평상시	이상 시			
평상시	휴지 시	○	○		○				○		○		○		장기
	작업 시	○	○		○	○			○		○		○		장기
접안 시		○	○				○		○		○		○		장기
계류 시		○	○					○	○		○		○		장기
폭풍 시		○		○						○		○	○		단기
지진 시		○		○										○	단기

곡주에 작용하는 견인력 산정기준 풍속은 25m/s 정도이며 구조물에 작용하는 풍압력 산정시의 기준풍속은 상시 25m/s, 이상 시 50m/s를 표준으로 한다. 이때, 풍압력 계수는 상부공에 대해서 1.2, 강관말뚝에 대해서 0.7을 사용한다.

(7) 주행식 하역기계의 작업 시 하중은 벤더(vendor) 측으로부터 제공받아 적용한다. 자료가 명확치 않을 경우에 작업 시 수직하중은 휴지 시 수직하중의 110%, 작업 시 수평하중은 휴지 시 수직하중의 10%를 적용할 수 있다.

(8) 선박의 충격력은 제2편 2-2-2 선박의 접안 시 발생하는 외력, 2-2-3 계류 중 선박의 동요에 의하여 발생하는 외력 및 본편 15-1 방충설비에 의하여 산정하여야 한다. 선박의 충격력은 가정하는 접안속도에 따라 평상시 하중 또는 이상 시 하중으로 한다. 보통의 잡화선석에서는 접안속도 10㎝/sec 정도를 가정할 경우에는 이상시 하중으로 생각해도 좋다. 빈도가 높은 접안속도일 때는 평상시 하중으로 보고 검토한다. 계류선박의 동요에 의해서 발생하는 충격력에 대해서도 가정하는 기상 및 해상조건에 따라 평상시 하중 또는 이상 시 하중으로 한다. 일반적인 선석에 있어서 태풍 시 등 이상 시의 접안선박을 가정하는 경우는 이상 시 하중으로 검토한다.

(9) 적재하중과 활하중이 섞여있는 경우에는 일반적으로 그 계선안의 이용형태를 고려하여 정해야 한다. 보통의 경우 활하중은 잔교블록 위에서 1블록의 폭에 약간의 여유를 더한 폭당 1~2대를 생각하고 그 폭보다 바깥쪽에는 적재하중을 적용하면 된다.



참고 그림 (4-5) 적재하중과 활하중을 싣는 방법

[2] 잔교 상부공의 사하중

철근 콘크리트 상부공의 사하중 계산은 본편 4-1-2 [2] 상부공의 제원 및 배치에 따라 각 치수를 가정하여 용적을 계산하고 단위체적중량을 곱하여 구한다.

[참 고]

(1) 일반적인 잔교의 말뚝을 설계할 경우, 철근콘크리트 상부공의 사하중 계산은 잔교 상부공의 표면적 1㎡에 20kN을 사용해도 좋다. 그러나 잔교의 안정계산방법은 시산법으로 계산하는 것이고 상부공 부재는 기본설계의 단계에서는 정할 수 없고, 세부설계에 의하여 확정된다는 것을 생각할 때 설계정밀도로 보아서도 위의 값 2.0kN/㎡를 써서 충분하다고 생각된다.

(2) 특수한 잔교에 대해서는 2.0kN/㎡를 쓰는 것은 적당하지 않다. 말뚝간격이 일반적인 값보다 큰 경우나 컨테이너 부두와 같이 대형 하역기계를 설치하는 경우 등은 별도로 사하중을 계산하여 결정할 필요가 있다.

[3] 선박의 충격력 산정

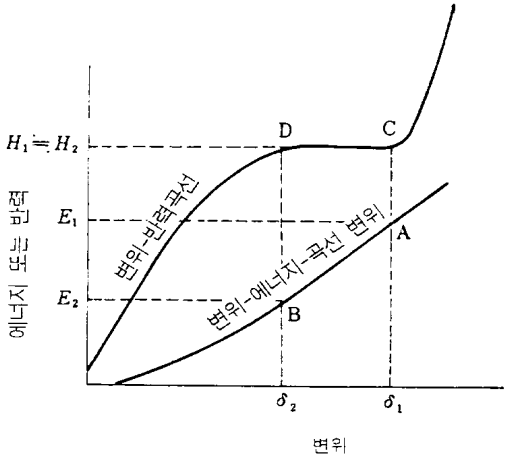
선박의 충격력 산정은 제2편 2-2 선박에 의하여 발생하는 외력에 의하여 계산한다.

[참 고]

(1) 잔교 1블록의 길이가 80~100m인 일반적인 대형안벽에서 고무방충재를 쓸 때에는 1블록에 4~5개소가 보통이고 그 간격은 15~25m 정도가 많다. 이 경우 1개의 길이가 1.5m 정도인 고무방충재를 설치하는 경우 여러 형식의 선박에 대하여 접안사항을 검토한 결과, 1개소에서 유효접안 에너지를 흡수하는 것으로 산정하는 것이 타당하다고 생각된다. 단, 방충재를 안벽 기준선 상에 연속적으로 배치한 경우는 별도의 검토가 필요하다.

(2) 잔교 본체에 의한 에너지 흡수는 전충격에너지의 10% 미만인 경우가 많아서 잔교 본체에 의한 에너지 흡수는 고려하지 않는다.

(3) 참고 그림 (4-6)은 고무 방충재의 변위-에너지 곡선 및 변위-반력곡선의 한 예이다. 이 경우 방충재 1개로 E_1의 접안에너지를 흡수하였다고 하면, 방충재의 변형은 δ_1이 되고 잔교에 미치는 반력은 $\delta_1 \rightarrow C \rightarrow H_1$으로 읽어 H_1이 수평력이 된다. 그러나 방충재가 너무 가까이 배치되어서 2개의 방충재로 접안에너지를 흡수하는 경우가 생겼다고 하면 고무방충재의 특성으로 보아 다음과 같이 된다.



참고 그림 (4-6) 고무방충재의 특성곡선

즉, 1개의 방충재가 받는 접안에너지는 $E_2 = \frac{E_1}{2}$으로 되고 이때 방충재의 변형은 δ_2가 된다. $\delta_2 \rightarrow D \rightarrow H_2$를 읽어서 아는 바와 같이, 잔교에 미치는 반력은 접안에너지 전부를 1개의 방충재로 받았을 경우와 크게 다른 것이 없다. 따라서 잔교가 받는 수평반력은 $2H_2 \fallingdotseq 2H_1$으로 되어 설계에 사용한 잔교 수평력의 2배가 된다. 이러한 특성을 가진 방충재를 사용하는 경우에는 이점에 충분히 주의하여 설계 및 배치를 결정하여야 한다.

4-1-4 해저지반에 관한 가정

[1] 비탈경사의 결정

사면의 배후에 흙막이구조물을 설치하는 경우 흙막이구조물의 위치는 사면의 안정을 고려해서 적절하게 결정하여야 한다.

[참 고]

(1) 사면의 안정은 연약한 지반의 경우 원호활동에 대해서도 검토하여야 한다. 그러나 일반적으로, 횡잔교의 사면이 연약한 점토층으로 구성되지 않고 사질토나 사석으로 구성되고 있다. 따라서 사면의 배후에 흙막이구조물을 설치하는 경우, 안벽 기준선에서 식 참고 (4-3)으로 계산된 경사보다도 전면에 설치하는 것은 피하는 것이 바람직하다.(참고 그림 (4-7) 참조)

$$\alpha = \phi - \epsilon$$ 참고 (4-3)

여기서,

α : 사면의 수평면에 대한 경사각(°)

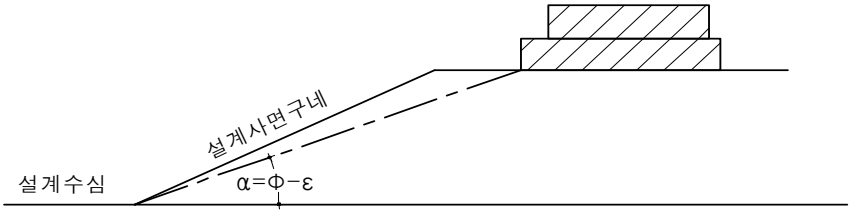
ø : 사면의 주요구성재의 내부마찰각(°)

$\epsilon = \tan^{-1} k_h'$

k_h' : 수중에서의 수평진도

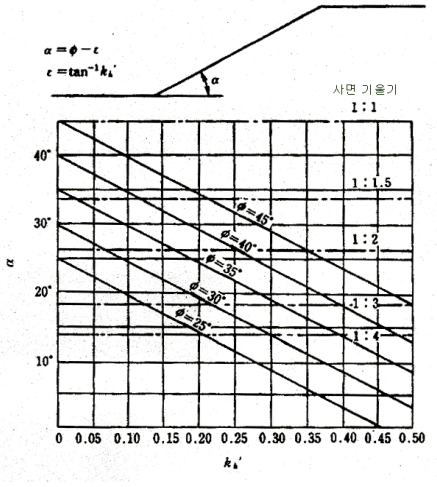
여기서,

사면이 단단한 토층 또는 암반과 같은 경우에는 식 참고 (4-3)이 적용되지 않는다.



참고 그림 (4-7) 사면상의 흙막이구조물의 위치

(2) (1)의 안정한계는 단일한 재료로 사면을 구성하는 경우의 지진 시 직선활동면 안정으로부터 구하여진 값이다. 이 관계를 그림으로 표시하면 참고 그림 (4-8)과 같이 된다.



참고 그림 (4-8) 지진 시에 있어서 내부마찰각과 안정기울기

(3) 실제 설계단면의 사면기울기는 (1)에서 계산된 α보다 급하게 하는 경우가 많다. 이 경우는 본 규정에 따라 안정검토를 수행하여야 한다. 사석으로 흙막이부의 기초와 비탈을 구성한 경우는 보통 1:1.5~2 정도의 기울기가 많이 쓰인다. 이것은 상시에도 흙막이 구조물 앞면의 비탈머리에 여유를 두어서 세굴의 영향이나 부분적 붕괴의 영향이 구조물 전면하단에 미치지 않도록 하기 위함이다.

[2] 가상지표면

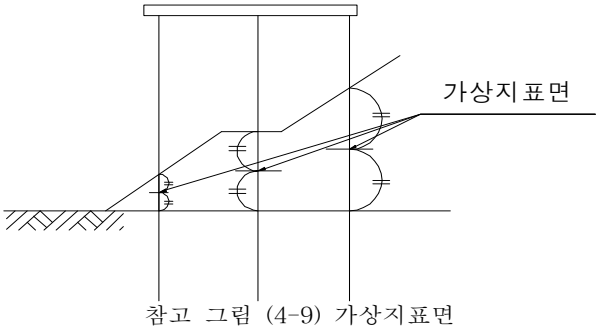
말뚝의 횡저항이나 지지력의 계산에 있어서, 각 말뚝의 가상지표면은 적절한 높이로 정한다.

[참 고]

(1) 비탈이 상당히 급한 경우, 말뚝의 횡저항(橫抵抗)이나 지지력계산(支持力計算)에 있어서는 각 말뚝의 가상지표면(假想地表面)은 각 말뚝 축선 상에서 전면수심과 실경사면의 1/2 높이의 곳으로 본다.

(2) 현재 연직 말뚝식 잔교의 해법에 사용되는 말뚝의 횡저항 계산법은 수평한 지표면에 관한 것이다. 그래서 횡잔교와 같이 사면에 박은 말뚝의 횡저항을 계산하는 경우에는 보정을 해야 한다. 여기서는 계산을 간단히 하기 위해서 (1)과 같이 간편한 법을 사용하는 것이 일반적이다.

(3) 잔교의 폭이 20m를 초과하고 사면 연장이 긴 경우에는 본문의 방법을 쓰는 것은 적절치 않으므로 이 경우에는 다른 방법을 사용하는 것이 좋다.



참고 그림 (4-9) 가상지표면

4-1-5 말뚝의 설계

[1] 일 반

말뚝의 횡저항, 휨모멘트, 축력 또는 상부공의 휨모멘트 또는 전단력 등은 연직 말뚝식 잔교 구조의 특성에 의해서 적절한 방법으로 산정하는 것을 표준으로 한다.

[해 설]

연직 말뚝식 잔교는 일반적으로 말뚝이 군항으로 구성되어 있고 말뚝과 상부공의 결합은 강결구조로 하는 것이 많다. 이와 같은 경우, 일반적으로 각각의 말뚝이 적절한 깊이에 매입되어 있다고 가정하고 잔교를 라멘구조로 바꿔놓고 해석하는 방법과 프레임(frame) 구조로 바꿔놓고(지반을 탄성체로 평가한 골조구조) 해석하는 방법이 있다.

[참 고]

직각방향력을 갖는 단일 말뚝의 해석법에는 여러 가지 방법이 있으나 여기서는 창(Chang)의 방법에 따른 가상고정법을 써도 좋다. 여기서 말하는 창의 방법을 바탕으로 한 가상고정법이란 단일 말뚝의 횡저항계산법으로서는 창의 방법에 따르고, 그에 의해서 정해지는 말뚝두부의 반력과 휨모멘트가 양단고정의 그것들과 같이 되도록 각각의 말뚝에 대해서 하단매입 라멘 기둥의 길이를 정하는 방법을 말한다.

[2] 횡방향 지반반력계수

말뚝의 횡저항을 계산할 때 흙의 횡방향 지반반력계수는 횡방향 재하시험에 의해서 구하는 것이 바람직하나 실측이 어려운 경우에는 횡저항 시험결과에서 도출되는 적절한 산정방법에 의해서 구한다.

[해 설]

잔교 말뚝의 경우와 같이 말뚝의 항복점에 도달할 때까지 수평하중을 가한 경우의 횡방향 지반반력계수에 대해서는 약간의 실측예가 있어 N치와 연관지을 수 있으나 N치에서 지반반력계수를 정확하게 추정하는 것은 어려우므로 실측에 의해 구하는 것이 바람직하다.

[참 고]

(1) 공사규모가 작거나 공기가 짧아서 시간적 여유가 없을 때에는 부득이 말뚝의 횡저항(橫抵抗) 시험결과에서 역산한 값의 하한 값과 중앙값의 평균을 사용하는 것으로 하고, 특히 창의 방법을 쓰는 경우에는 식 참고 (4-4)에 준하여도 좋다.(제4편 5-2 해석적 방법에 의한 추정 참조) 단, 사석의 횡방향 지반반력(地盤反力)계수에 대해서는 식 참고 (4-4)에서 구해지는 값보다 적은 현지관측결과도 있다.

$$k_h = 1.5N \qquad \text{참고 (4-4)}$$

여기서,

k_h : 횡방향 지반반력(地盤反力)계수(N/㎤)

N : 지반(地盤)의 $1/\beta$부근까지의 평균 N치

β : 본편 4-1-5 [3]의 말뚝의 가상고정점(假想固定點) 참조

(2) 흙은 완전한 탄성체는 아니므로 말뚝에 대한 수평하중-변위(水平荷重-變位)의 관계는 비선형이 되고 수평하중(水平荷重)이 크게 되면 k_h는 감소(減少)하게 된다. 횡저항(橫抵抗) 시험결과에서 식 참고 (4-4)를 도입할 경우에는 이 점을 고려해서 낮은 k_h값을 적용토록 한다.

[3] 말뚝의 가상고정점(假想固定點)

해저지반(海底地盤)중에 고정점을 가정해서 라멘 계산을 하는 경우에는 말뚝의 가상(假想)고정점을 적절히 정한다.

[참 고]

(1) 연직 말뚝식 잔교에서 해저지반 속에 고정점을 가정하여 라멘을 계산할 때에는 말뚝의 가상고정점을 가상지표면 아래 $1/\beta$에 있다고 본다.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h D}{4EI}} \ (\text{㎝}^{-1}) \qquad \text{참고 (4-5)}$$

여기서,

K_h : 횡방향 지반반력 계수(N/㎤)

D : 말뚝의 직경 또는 폭(㎝)

EI : 말뚝의 휨강성(N・㎠)

(2) 가상고정점을 쓰는 방법은 종래부터 말뚝두부의 모멘트를 간편히 구하기 위해서 쓰이고 있으나 명확한 근거는 없다. 따라서 여기서 제시한 방법이외의 방법으로 가상고정점을 설정하거나 또는 가상고정점을 쓰지 않고 말뚝두부의 모멘트 등을 구하여도 좋다.

(3) 창(Chang)의 방법을 기초로 가상고정점법을 쓰는 경우, 가상고정점의 위치는 창(Chang)의 방법과 비교해서 다음 방법으로 정할 수 있다.

① 창의 방법에 의한 제일부동점을 가상고정점으로 하는 방법

② 창의 방법에 의한 말뚝머리 반력과 말뚝머리 휨모멘트를 양단고정보(兩端固定樑) 등과 같게 되도록 가상고정점을 정하는 방법

③ 창의 방법에 의한 말뚝머리 변위와 말뚝머리 휨모멘트를 양단고정보 등과 같게 되도록 가상고정점을 정하는 방법

④ 창의 방법에 의한 말뚝머리 반력과 말뚝머리 변위 등이 양단고정보 등과 같게 되도록 가상고정점을 정하는 방법

(1)은 이들中에서 ②의 방법을 기초로 한 것이다. ①~④의 방법으로 구한 가상고정점의 깊이는 약간의 차(差)가 있기 때문에 말뚝머리 변위(變位)는 다소의 差가 수반되지만 공학적(工學的)인 의미로 충분히 허용되는 범위(範圍) 내(內)에 있다.

(4) 일본 항연방식(港研方式)을 기초로 한 가상고정점은 각 말뚝의 횡저항산출법(橫抵抗算出法)으로서 창의 방법을 대신하여 항연방식을 쓰고 항연방식에 의해 산정되는 말뚝머리 변위(變位)가 가상고정점에서 고정(固定)된 양단고정보(兩端固定樑)의 두부변위(頭部變位)와 같게 되도록 가상고정점을 정하는 방법이다.

항연방식은 말뚝의 횡방향(橫方向) 지반반력의 비선형성(非線形性)을 고려하기 때문에 이 가상고정점은 연직(鉛直) 말뚝에 작용하는 수평력의 크기에 의존하는 형태를 나타낸다.

[4] 말뚝의 부재력

말뚝두부에 분배되는 수평력 , 말뚝간격, 잔교전체 또는 각 말뚝의 변위량, 각 말뚝의 두부모멘트, 각 말뚝의 축력 등은 잔교 각 블록(block)의 회전 등을 감안해서 적절히 산정하는 것을 표준으로 한다.

[참 고]

(1) 각 말뚝에 분배되는 수평력(水平力)은 다음 방법에 의하여 구한다.

① 잔교(棧橋)블록의 회전을 고려할 필요가 없을 때

$$H_i = \frac{K_{Hi}}{\sum_i K_{Hi}} H \qquad \text{참고 (4-6)}$$

② 잔교블록의 회전을 고려할 필요가 있을 때

잔교블록의 잔교기준선에 대하여 직각방향으로 대칭축을 가지며, 또 수평력의 작용방향이 대칭축에 평행한 경우의 수평력은 식 참고 (4-7)으로 구한다.

$$H_i = \frac{K_{Hi}}{\sum_i K_{Hi}} H + \frac{K_{Hi} x_i}{\sum_i K_{Hi} x_i^2} eH \qquad \text{참고 (4-7)}$$

여기서,

Hi : 말뚝에 분배되는 수평력 (kN)

$K_{Hi} = \dfrac{12EI_i}{(h_i + \dfrac{1}{\beta_i})^3}$(kN/m) : 말뚝의 횡방향 스프링 정수

h_i : 말뚝머리에서 가상지표면(假想地表面)까지의 길이(m)

$\dfrac{1}{\beta_i}$: 본편 4-1-5[3] 말뚝의 가상고정점에서 설명한 가상지표면부터의 깊이(m)

EI_i : 말뚝의 휨강성(剛性)(kN・㎡)

H : 블록에 작용하는 수평력 (kN)

e : 잔교블록 대칭축에서 수평력의 작용선까지의 거리(m)

x_i : 잔교블록의 대칭축에서 각 말뚝까지의 거리(m) (첨자 i는 i번째의 말뚝을 표시한다.)

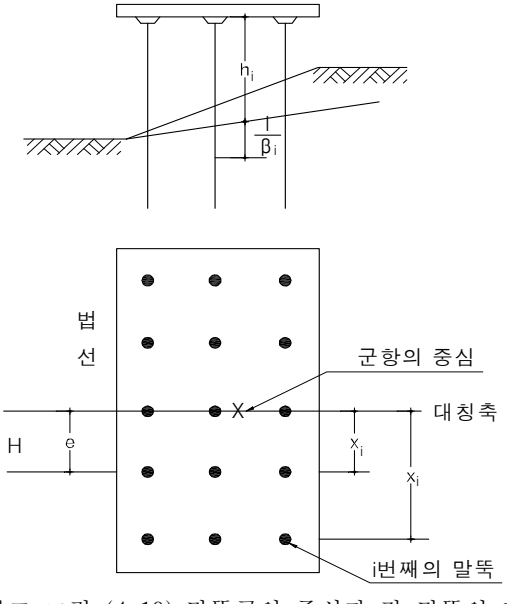
(2) 잔교 전체와 말뚝의 변위량은 식 참고 (4-8)～식 참고 (4-10)로 구한다.

잔교의 수평변위량(Δ)

$$\Delta = \frac{H}{\sum_i K_{Hi}} \qquad \text{참고 (4-8)}$$

잔교의 회전량 α(°)

$$\alpha \Im E \frac{eH}{\sum_i K_{Hi} x_i^2} \qquad \text{참고 (4-9)}$$



참고 그림 (4-10) 말뚝군의 중심과 각 말뚝의 거리

각 말뚝머리의 변위량(Δ_i)

$$\Delta_i = \Delta + \alpha x_i \qquad \text{참고 (4-10)}$$

(3) 각 말뚝머리의 휨모멘트는 식 참고 (4-11)으로 구한다.

$$M_i = \frac{1}{2}(h_i + \frac{1}{\beta_i})H_i \qquad \text{참고 (4-11)}$$

여기서,

M_i : 각 말뚝머리의 휨모멘트(t-m)

(4) 각 말뚝의 축력은 식 참고 (4-12)로 구한다.

$$P_i = {}_hP_i + {}_vP_i \qquad \text{참고 (4-12)}$$

여기서,

P_i : i번째 말뚝의 축력(t)

${}_hP_i$: 연직하중(鉛直荷重)에 의한 i번째 말뚝의 축력(t)

${}_vP_i$: 수평력(水平力)에 의한 i번째 말뚝의 축력(t)

${}_hP_i = S_{i,i-1} + S_{i,i+1} = \frac{M_{i-1,i} + M_{i,i-1} - M_{i,i+1} - M_{i+1,i}}{l}$

$S_{i,i-1}$: i번째 말뚝머리 좌측 보의 전단력(t)

$S_{i,i+1}$: i번째 말뚝머리 우축 보의 전단력(t)

$M_{i-1,i}$: (i-1)번째 말축머리 우측 보의 휨모멘트(t-m)

$M_{i,i-1}$: i번째 말뚝머리 좌측 보의 휨모멘트(t-m)

$M_{i,i+1}$: i번째 말뚝머리 우측 보의 휨모멘트(t-m)

$M_{i+1,i}$: (i+1)번째 말뚝머리 좌측 보의 휨모멘트(t-m)

l : 보의 지간(말뚝의 간격) (m)

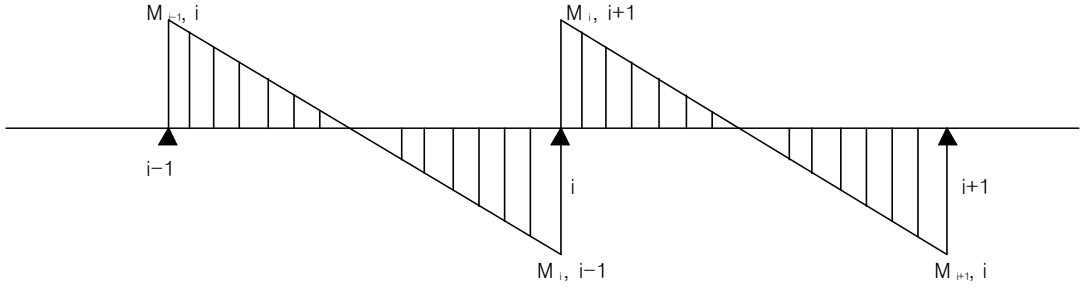
여기서,

$M_{i,i-1}$, $M_{i,i+1}$은 말뚝머리의 휨모멘트를 M_i로 하면 중간지점에서는 식 참고 (4-13)으로 구하고 단, 지점에서는 말뚝머리의 휨모멘트 M_i를 그대로 취하면 된다.

$$M_{i,i-1} = a \cdot M_i$$
$$M_{i,i+1} = b \cdot M_i \qquad \text{참고 (4-13)}$$

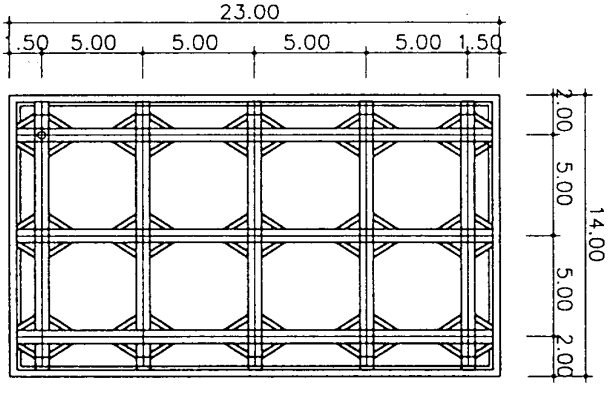
여기서,

a, b : 2지간인 경우는 a=0.60, b=0.60, 3지간인 경우는 2번째 말뚝머리에서는 a=0.50, b=0.70, 3번째 말뚝머리에서는 a=0.70, b=0.50으로 한다.



참고 그림 (4-11) 말뚝 머리의 휨모멘트 분포(分布)

(5) 잔교의 각 블록은 선박의 충격력에 의하여 발생하는 수평편심하중이나 기준선 방향에 작용하는 지진력 때문에 회전하는 경우가 있다. 식 참고 (4-7)～참고 (4-10)은 근사해이며 또 인접블록의 영향을 무시한 것이다. 잔교블록의 회전량은 인접블록에 의해 제한을 받고 있을 경우, 식 참고 (4-9)에 의한 값보다 작아진다. 인접블록에 의한 제한의 정도는 블록 사이 줄눈의 구조에 따라 다르다. 이와 같이 블록의 회전량은 잔교의 구조에 따라서 달라지므로, 설계 때 잔교블록의 회전을 고려할 필요가 있느냐 없느냐 하는 것은 수평편심하중의 크기와 잔교의 구조를 고려하여 정해야 한다.



참고 그림 (4-12) 블록 표준단면의 한 예

(6) 가상지표면에서의 말뚝길이는 상부공의 보 아래까지의 길이로 하여도 좋다.

(7) 식 참고 (4-8)～식 참고 (4-10)은 다음의 가정 하에서 성립된다.

가정 1 : 지점침하에 의한 상판의 부재각은 말뚝의 부재각에 비해서 너무 작으므로 무시한다.

가정 2 : 보의 강도가 말뚝의 강도에 비해서 극히 크므로 말뚝두부에서 발생하는 절점각은 무시한다. 보의 강도는 말뚝의 강도와 비교 시 통상 10～15배 정도이다.

가정 3 : 말뚝의 단위길이당 지반반력은 지반의 횡방향변위에 근사적으로 비례한다.

가정 4 : 잔교의 Block은 잔교 기준선에 대한 직각방향에 대칭축을 갖는다.

가정 5 : 수평력의 작용방향은 대칭축에 평행이다.

가정 6 : 잔교 기준선방향의 변위는 무시한다.

(8) (1)～(4)에 나타낸 식은 잔교 블록의 회전중심이 블록 대칭축(기준선 직각방향) 위에 있는 것으로 가정하고 말뚝의 비틀림 저항을 무시한 경우의 간략해(解)이며, 정확한 수치와 비교하면 말뚝두부 변위, 분배수평력 또는 말뚝두부 모멘트의 어느 것이나 대략 20%내외의 차이가 나타나고 있다.

(9) 말뚝의 축력은 수평력에 의해 생기는 압입력(押込力) 및 인발력(引抜力)과 연직하중에 의한 압입력으로 나누어 구한다.

말뚝머리의 모멘트를 빔에 분배하는 경우 다음의 방법이 있다.

① 빔의 휨만을 고려하는 방법

② 말뚝의 탄성침하만을 고려하는 방법

③ 빔의 휨과 말뚝의 탄성침하의 두 가지를 고려하는 방법

① 및 ②는 빔의 강도 및 말뚝의 강도 중 어느 한쪽을 무시하는 근사적인 방법으로 이제까지 잘 쓰여 왔다.

이 방법의 큰 장점은 계산이 간편한 것이다.

③은 빔의 휨변형과 말뚝의 탄성침하에 의한 변형의 비에서 판단하고 어느 것의 강도도 무시할 수 없다고 생각한다. 이 방법에 의하면 정밀하게 풀 수 있으나 계산의 과정에서 다원연립방정식을 풀어야 할 필요가 있다.

(1)~(4)에 있는 말뚝머리 모멘트의 빔에 대한 분배율(分配率) 값은 ③의 방법을 실제수예(數例)의 잔교식 안벽(棧橋式 岸壁)에 적용해서 구한 것이다. 지반의 침하가 있는 경우 등에 대하여 안전을 고려, 말뚝머리 모멘트를 20% 할증(割增)하고 있다.

(1)~(4)의 분배치(分配値)는 기준선 직각방향(直角方向)에 2 또는 3 스팬(span)이고 $0.5<\alpha<2.0$의 잔교에 적용되는 것이다.

($\alpha=\omega/(12\ Ec\ Ic/\ell)$: ℓ은 스팬길이, ω는 말뚝의 탄성침하계수(彈性沈下係數), Ec Ic는 빔의 강도(剛度) 이외의 경우는 참고 표 (4-2) 모멘트 계산을 위한 연립방정식 계수표(聯立方程式 係數表)로 풀고 식 참고 (4-14)에 의해 구하면 좋다. (참고 그림 (4-13) 참조)

$$M_{i,i+1}=2\phi_i+\phi_{i+1}+\phi_{i,\ i+1} \qquad \text{참고 (4-14)}$$

여기서,

$M_{i,i+1}$: i 지점에 있어서 $(i+1)$ 지점측의 모멘트(kN・m)

$\theta_i=2\ E\ I\ \theta_i/\ell$

θ_i : i 지점에 있어서 절점회전각(節点回轉角)

$\theta_{i,i+1}=-6\ E\ I\ R_{i,i+1}/\ell$

$R_{i,i+1}$: 빔 i ~ $(i+1)$의 부재회전각(部材回轉角)

이 연립방적식은 빔의 강도 및 스팬이 동일한 것으로 구한 것이다.

참고 표 (4-2) 모멘트 계산을 위한 연립방정식 계수표(聯立方程式 係數表)

	절점부재	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	…	ϕ_{i-1}	ϕ_i	ϕ_{i+1}	ϕ_{i+2}	…	ϕ_{n-2}	ϕ_{n-1}	ϕ_n	ϕ_{12}	ϕ_{23}	ϕ_{34}	$\phi_{i-1,i}$	$\phi_{i,i+1}$	$\phi_{i+1,i+2}$	…	$\phi_{n-2,n-1}$	$\phi_{n-1,n}$	정수항
절점방정식	1	2.0	1.0											1.0									M_1
	2	1.0	4.0	1.0										1.0	1.0								M_2
	⋮																						⋮
	i					1.0	4.0	1.0									1.0	1.0					M_i
	⋮																						⋮
	$n-1$										1.0	4.0	1.0								1.0	1.0	M_{n-1}
	n											1.0	2.0									1.0	M_n
전단력방정식	1~2	$\frac{1.5}{\omega_1}+\frac{1.5}{\omega_2}$	$\frac{1.5}{\omega_1}$	$\frac{1.5}{\omega_2}$										$\frac{1.0}{\omega_1}+\frac{1.0}{\omega_2}+N$	$\frac{1.5}{\omega_2}$								0
	⋮																						⋮
	i~$(i+1)$					$-\frac{1.5}{\omega_1}$	$\frac{1.5}{\omega_{i+1}}$	$\frac{1.5}{\omega_1}$	$-\frac{1.5}{\omega_{i+1}}$								$-\frac{1.0}{\omega_i}$	$\frac{1.0}{\omega_i}+\frac{1.0}{\omega_{i+1}}+N$	$\frac{1.0}{\omega_{i+1}}$				0
	⋮																						⋮
	$(n-1)$~n										$-\frac{1.5}{\omega_{n-1}}$	$\frac{1.5}{\omega_n}$	$\frac{1.5}{\omega_{n-1}}+\frac{1.5}{\omega_n}$								$-\frac{1.0}{\omega_{n-1}}$	$\frac{1.0}{\omega_{n-1}}+\frac{1.0}{\omega_n}+N$	0

주) 참고 표 (4-2)의 기호는 다음과 같다.

M_i : i번째 말뚝의 말뚝머리모멘트(kN · m)

ω_i : i번째 말뚝의 탄성침하계수(彈性沈下係數) (kN/m)

$$\omega_i = \frac{A_s E_s}{L_i}$$

E_s : 말뚝의 Young's modules(kN/㎡)

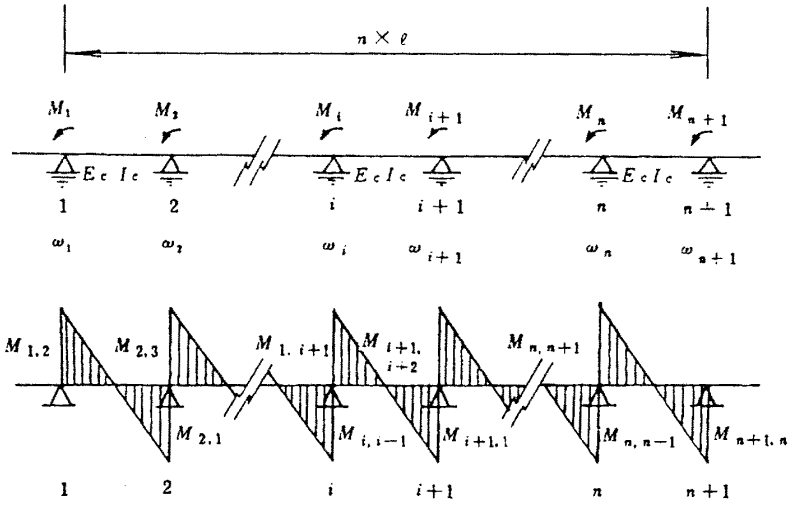
A_s : 말뚝의 단면적(斷面積) (㎡)

L_i : 축력(軸力)이 움직이고 있는 말뚝길이(m)

N ; $N=\frac{\ell^3}{12E_c I_c}$

$E_c I_c$: 빔의 휨강도(kN · ㎡)

ℓ : 스팬길이(m)



참고 그림 (4-13) 말뚝의 축력산정도(軸力算定圖)

(10) 연직하중에 의한 말뚝의 축력은 본편 4-2-5 [2] 각 말뚝에 분배되는 연직하중에 준한다.

[5] 말뚝단면의 응력

잔교 말뚝의 단면응력은 적절한 방법에 의해 산정한다.

[참 고]

(1) 잔교 말뚝의 단면응력은 축방향력과 휨모멘트를 겸해 받는 것으로 계산한다.

$$f_c = \frac{P}{A} \qquad f_{bc} = \frac{M}{Z}$$ 참고 (4-15)

여기서,

f_c : 말뚝의 축방향력에 의한 단면응력(N/㎟)
f_{bc} : 말뚝의 휨모멘트에 의한 단면응력(N/㎟)
A : 말뚝의 단면적(㎟)
P : 말뚝의 축방향력(N)
Z : 말뚝의 단면계수(㎣)
M : 말뚝의 휨모멘트(N · ㎜)

(2) 일반적으로 잔교의 말뚝은 전단응력이 작으므로 특별한 하중조건이 아니면 이것을 검토할 필요가 없다.
(3) 말뚝의 허용응력에 대해서는 제3편 2-3-3 강말뚝 및 강관널말뚝에 의하여 검토한다.
(4) 말뚝단면의 응력에 대해서는 말뚝 타입시의 조건도 고려하여 충격응력과 좌굴에 대하여 검토하는 것이 좋다.
압밀침하가 예상되는 곳에서는 부마찰력에 대해서도 검토해야 한다.
(5) 콘크리트 말뚝의 카탈로그(catalogue)에서 보여주는 저항모멘트는 보통 축력이 작용 않는 경우이다. 실제잔교에 사용되는 말뚝은 매우 큰 축력을 받는 것이 일반적이므로 응력검토 시 이를 충분히 주의해야 한다.

[6] 지지력에 대한 근입길이의 검토

연직말뚝의 축방향에 대한 근입길이는 제4편 제4장 말뚝기초에 의하여 산정한다. 그러나 사면에 박히는 말뚝의 지지력 계산에 있어서는 가상지표면 이하의 흙을 유효한 지지층으로 본다.

[참 고]

(1) 가상지표면에 대해서는 본편 4-1-4 [2] 가상지표면을 참조한다.
(2) 파랑의 내습이 예상되는 곳에서는 파랑에 의한 양압력에 대해 말뚝의 인발을 감안하여 검토해야 한다.

[7] 말뚝의 횡저항에 대한 근입길이의 검토

각 직항의 근입길이는 말뚝의 횡저항의 해석방법에 대해서 적절히 정한다.

[참 고]

(1) 연직말뚝의 근입길이는 말뚝의 횡저항의 해석결과로부터 지표면 아래 $3/\beta$를 표준으로 한다. 그러나 이 값은 가상지표면 이하에만 적용한다. β에 대하여는 본편 4-1-5 [3] 말뚝의 가상고정점을 참조한다.

(2) 여기서는, 본편 4-1-5 [1] 일반에서 설명한 창의 방법의 $1/\beta$을 가상고정점으로 하고 수평외력에 대한 안정계산을 하는 경우에 적용한다. 즉, 전술한 창의 방법은 땅속의 말뚝 길이를 무한이라고 생각하고 얻은 결과이며, 땅속 유한길이의 말뚝에 적용할 수 있는 범위를 검토한 결과, 말뚝의 근입길이가 $3/\beta$이상이면 유한길이의 말뚝을 무한 길이로 보고 계산하여도 큰 오차가 발생하지 않는다.
창의 방법은 무한 근입길이 말뚝과 유한 근입길이의 말뚝의 근사성 범위를 보다 확대한 것으로, 즉 유한길이 말뚝에 의한 오차를 보다 더 허용한다고 하면 말뚝의 근입길이를 $2/\beta$까지 허용할 수 있다. 그러나 어떠한 경우라도 가상지표면 아래 $2/\beta$보다 짧게 하는 것은 피해야 한다.

(3) 전술한 창의 방법에 준하는 경우에도, 유한 근입길이의 경계조건으로 얻은 해법에 의하는 경우는 본문에 따르지 않아도 좋다.

(4) 말뚝 횡저항의 계산을 일본 항연방식으로 하는 경우, 말뚝의 최소근입 길이는 $1.5\ell_{m1}$로 된다. 이 경우 ℓ_{m1}은 지표면에서 두부고정 말뚝의 휨모멘트 제2 제로점 깊이까지를 취한다.

[8] 말뚝 이음에 대한 검토

(1) 말뚝에 이음부를 둘 경우 본편 4-1-3 설계외력과 하중에서 말하는 외력 외에, 말뚝 타입 시 이음부 위치의 충격응력에 대해서도 안전하도록 만들어야 한다.

(2) 말뚝의 이음부 위치는 말뚝에 큰 응력이 발생되는 곳은 피해야 하며, 시공조건 등을 고려해서 신중하게 결정해야 한다.

(3) 말뚝에 이음부를 둘 경우, 말뚝의 응력, 지지력 등의 안정성 검토 후 아래 말뚝의 단면을 감소시켜도 좋다.

[9] 강관말뚝의 판 두께 또는 재질의 변경

강관말뚝의 판 두께 또는 재질의 변경을 요할 경우는 제4편 4-4-7 강관말뚝의 판 두께 및 재질의 변경에 준한다.

[참 고]

(1) 보통 장대말뚝의 잔교에 있어서는 가상지표면하 $2/\beta \sim 3/\beta$ 정도의 위치에서 판 두께 또는 재질을 변경하는 경우가 많다.

(2) 보통 하중조건 하에서는 휨응력이 발생하지 않는 깊은 곳에서도 지반의 변형 등에 의하여 이음부나 판 변화부에서 잔교 말뚝의 좌굴이 나타난 사례도 있으므로 충분한 검토가 필요하다.

4-1-6 흙막이부의 설계

횡잔교 흙막이부의 설계는 각각 그 구조형식에 준한다.

[참 고]

(1) 횡잔교의 주요 흙막이구조는 다음과 같다.

① 중력식 구조

- ○ 케이슨식
- ○ L형 블록식
- ○ 콘크리트 블록식
- ○ 셀룰러 블록식

} 본편 제3장 중력식 안벽에 의한다.

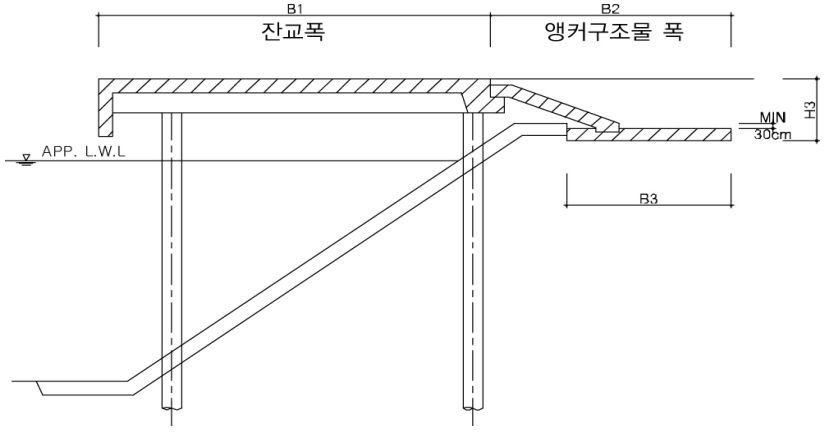
② 널말뚝식 구조 본편 제5장 타이로드식 널말뚝 안벽에 의한다.

③ 셀식 구조 본편 제7장 셀식 널말뚝 안벽에 의한다.

④ 사석경사제 구조

⑤ 앵커식 구조

앵커식 구조는 참고 그림 (4-14)에 표시한 바와 같이 앵커 슬래브와 마찰 슬래브로 구성되어 있는데, 앵커 슬래브는 흙막이의 역할을 하면서 토압의 수직성분 일부를 잔교에 전달하며, 마찰 슬래브는 기초와의 마찰력을 이용하여 토압의 수평성분에 저항함으로써 토압에 의한 수평력이 잔교에 전달되지 않도록 하는 구조이다.



참고 그림 (4-14) 앵커식 구조의 흙막이 부 예

여기서,

B_2 : 앵커식 구조물의 폭은 앵커 슬래브의 두께, 경사 및 마찰 슬래브의 길이에 따라 결정되나 앵커 슬래브의 경사각은 수평면과 이루는 각이 15°(1:3.75)보다 커져서는 안 된다. 그 이유는 앵커 슬래브 상부에 재하되는 수직하중이 앵커 슬래브 경사각에 비례해서 잔교 상부공에 전달되기 때문이다. 마찰 슬래브의 상부는 기초 사석부 마루 아래, 최소 30㎝ 이상 묻혀야 한다.

B_3 : 앵커 슬래브 및 마찰 슬래브의 길이는 작용하는 수평력에 저항하기 위한 슬래브 기초와의 마찰계수와 슬래브 활동에 대한 안전율에 따라 결정되어야 한다.

(2) 횡잔교 본체와 흙막이부 사이는 단순지지 슬래브로 연결하고, 그 양단에 공간 확보, 또는 완충재로 채워서 흙막이부에 작용하는 힘이 잔교에 전달되는 것을 방지함과 동시에, 잔교와 호안의 상대적인 부등침하에 대응토록 하는 것이 좋다.

4-1-7 사면 안정에 대한 검토

[1] 원호활동 검토

횡잔교의 흙막이부에 대해서는 제4편 제6장 사면의 안정에 준하여 원호활동에 대한 검토를 하여야 한다.

[해 설]

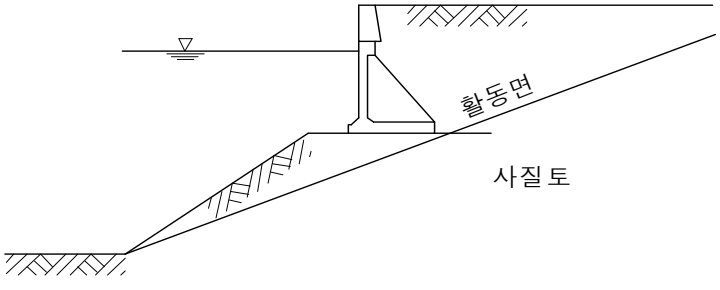
일반적으로 기초지반과 뒷채움 흙이 양질의 사질토인 경우에는 원호활동에 대해서 안정한 경우가 많으므로 본문의 계산을 생략할 수 있다. 그러나 점성토와 같은 연약지반에서는 반드시 원호활동에 대한 검토를 해야 한다.

[2] 직선활동 검토

횡잔교에서 사면이 사질토로 구성되어 있는 경우에는 비탈기슭을 지나는 직선활동면에 대한 안정검토가 수반되어야 한다.

[해 설]

사면이 사질토로 구성된 경우라 함은 비탈기슭 위의 사면과 흙막이 부의 뒷채움 등이 모래, 사력 및 깬돌 등으로 구성된 경우를 말한다.



참고 그림 (4-15) 직선활동면

4-1-8 세부설계

[1] 상부공 설계에 쓰이는 하중의 조합

하중의 조합은 슬래브, 연결판 또는 보에 걸리는 자중이나 적재하중 등을 적절히 고려하여 이들 조합하중에 대한 안정성 검토를 수행한다.

[참 고]

(1) 하중의 조합은 다음과 같이 고려하고 이들에 대해 안정하여야 한다.

① 슬래브와 연결판

가. 자중 + 적재하중

나. 자중 + 활하중

다. 자중 + 양압력

② 보

가. 자중 + 적재하중

나. 자중 + 활하중

다. 자중 + 수평력에 의한 말뚝머리 모멘트의 영향 + 수평력을 고려하였을 때의 적재하중

라. 말뚝의 탄성침하의 영향

(2) 상기 계산에 있어, 충격하중과 제동하중의 영향은 고려하지 않는다.

(3) 단변(l_s)과 장변(l_L)의 비가 0.4 이하의 경우는 일방향판으로 설계하여도 좋다. 양단고정 일방향판의 유효 폭은 참고 그림 (4-16)에 의해 구하여진다.

(4) 트럭 또는 트레일러 윤하중에 의한 슬래브의 휨모멘트는 등분포하중으로 환산하여 4변고정판으로 판의 계산도표에서 구하는 방법과 부분 등분포하중으로 환산하여 Pigeaud의 도표에서 구하는 방법 등, 2가지 방법에 의해 계산하고 그 중 큰 값을 설계 휨모멘트로 하여도 좋다.
등분포 하중으로 환산 또는 부분 등분포 하중으로의 환산은 참고 그림 (4-17) 또는 참고 그림 (4-18)을 참고한다.

(5) 트럭 크레인의 아웃트리거(outrigger) 반력에 의한 상부판의 휨모멘트는 부분 등분포하중으로 환산하고 Pigeaud의 도표에서 구하여도 좋다.

(6) 상재하중 또는 사하중에 의한 상부판의 휨모멘트는 4변고정판으로서 판의 계산도표에 의해 구하여도 좋다.

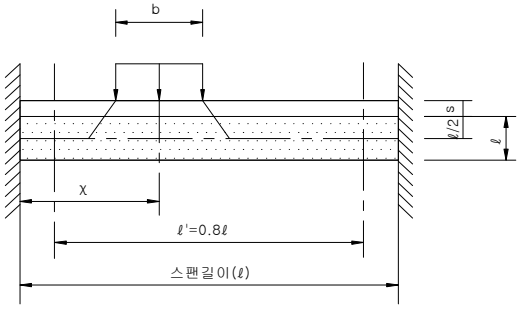
(7) 상재하중 및 사하중에 의한 보의 휨모멘트는 참고 그림 (4-17)에 의해 구한다.

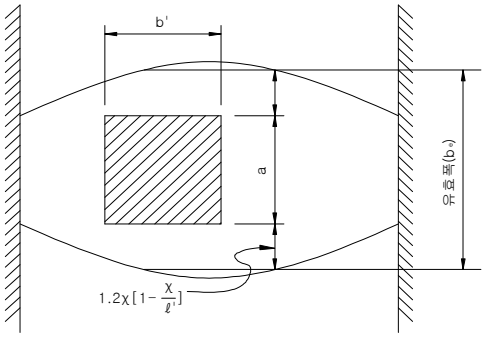
(8) 활하중에 의한 보의 휨모멘트는 보가 가장 위험하게 되는 활하중을 만재한 연속보로서 구하여도 좋다.

(9) 양압력에 대해서는 제2편 4-10-7 [1] 수면부근의 수평판에 작용하는 양압력에 준한다.

(10) 석탄부두나 컨테이너부두의 하역기계와 같이 큰 집중하중이 작용할 때에는 말뚝두부가 탄성침하를 일으켜 보의 하부 측에 인장응력이 발생되므로 이러한 영향을 설계에 고려한다. 통상의 잡화용 하역기계 정도의 하중에 대해서는 일반적으로 탄성침하를 고려한 배근은 하지 않고 보중앙부 하부 측에 철근을 구부려 올리지 않고 늘려서 말뚝에 고정하는 경우가 많다.

(11) 잔교상에서의 자동차의 주행속도는 저속이므로 일반적으로 충격계수를 고려하지 않는 경우가 많다.



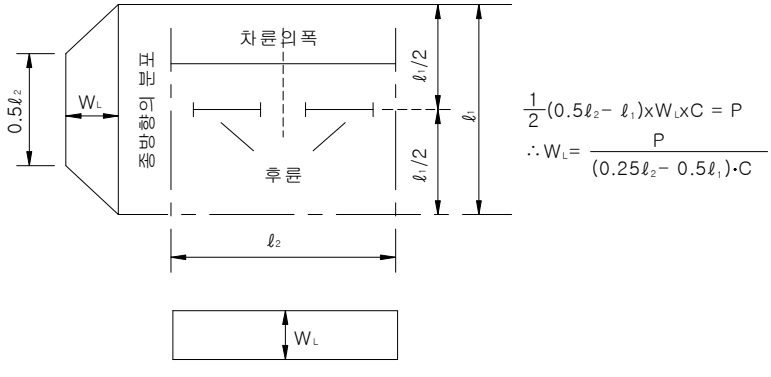


· 유효 폭

$$b_e = a + 2.4\ x\ \left[1 - \frac{x}{l'}\right]$$

여기서, l' : 변곡점 간격(=0.8 l)

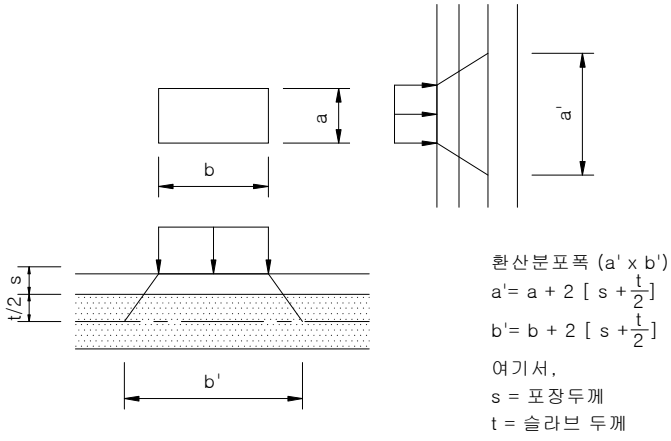
참고 그림 (4-16) 양단고정 일방향판의 유효 폭



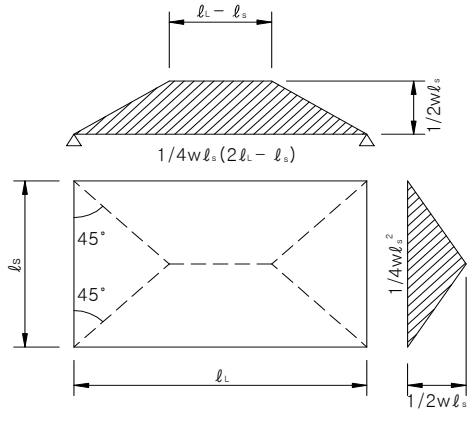
$$\frac{1}{2}(0.5\ell_2 - \ell_1) \times W_L \times C = P$$

$$\therefore W_L = \frac{P}{(0.25\ell_2 - 0.5\ell_1)\cdot C}$$

참고 그림 (4-17) 등분포하중으로 환산



참고 그림 (4-18) 부분 등분포하중으로 환산



참고 그림 (4-19) 상재하중 및 사하중에 의한 보의 휨모멘트

[2] 상부공의 배근계산

철근콘크리트 또는 프리스트레스트콘크리트 상부공의 배근계산은 강도설계법에 의한다.

[해 설]

(1) 상부공은 전단파괴 선행형으로 되지 않도록 충분한 전단보강을 한다.

(2) 상부공은 하부구조물에 비하여 재료의 환경 열화에 대한 충분한 내구성이 확보될 수 있도록 계획해야 한다. 이를 위해 사용한계상태에 있어서 균열이 가지 않는 필요한 배근이나 덮개두께 등 구조세목을 충분히 만족하도록 특히 배려할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 강도설계법에 대한 배근계산은 제3편 3-2 강도설계법에 의한 설계기준을 참조한다.

(2) 잔교 상부공의 파괴형태에는 휨파괴와 전단파괴(punching shear 포함)가 있으나 특히 지진 시에 전단파괴가 선행되면 급격히 파괴가 진행되는 위험이 있으므로 내력계산상 휨내력보다는 전단내력을 크게 할 수 있는 배근이 필요하다.

[3] 말뚝 머리부의 설계

말뚝 머리부는 각종 응력에 대하여 안전하도록 설계하여야 한다.

[해 설]

(1) 말뚝 머리부의 설계는 제4편 4-4-4 말뚝과 상부기초의 결합부 설계에 준한다.

(2) 잔교의 설계에서는 말뚝과 상부공이 완전강결된 것으로 전제하므로 지진 시에 있어서도 이것을 만족하도록 고려한다.

(3) 철근이나 플레이트를 용접하는 경우는 철근과 플레이트의 용접부, 강말뚝과 플레이트의 용접부에 있어서 충분한 강도가 확보되는지를 검토한다.

[참 고]

(1) 말뚝 머리부에 있어서 말뚝과 상부공과의 결합방법, 정착 길이에 대해서는 강관과 콘크리트와의 부착강도특성에 관한 연구가 충분치 않으므로 재하실험 등에 의해 확인하는 것이 바람직하다. 재하실험 등이 어려운 경우에는 [참고] (2) 또는 (3)의 방법으로 매입길이를 결정하여도 좋다. 말뚝 머리부 설계 시 또는 내진성능 검토 시에 고려한 것과 같은 고정조건 (완전강결)이 만족되지 않는 경우에는 수평변위 등이 설계시의 값보다도 크게 되는 경향이 있는 것에 주의해야 한다.

(2) 말뚝 머리부 주위의 벽면과 콘크리트의 부착에 의해 보에서 말뚝으로 축방향력을 전달하는 경우에는 말뚝의 단면형상에 대해서 다음과 같은 방법으로 매입길이를 결정하여도 좋다.

① 원형 단면인 경우

잔교는 일반적으로 말뚝머리 위의 콘크리트 두께가 얇으므로 콘크리트의 순전단(punching shear)은 기대하지 않고, 말뚝 외주면(外周面)과 콘크리트와의 부착만으로 하중을 보에서 말뚝으로 전달하는 것으로 생각하여 식 참고 (4-16)에 따라 매입 길이를 계산한다.

$$\ell \geqq \frac{P}{\phi f_{bod}} \gamma_b \qquad \text{참고 (4-16)}$$

여기서,

ℓ : 매입길이(㎜)

P : 말뚝에 작용하는 축방향력(N)

ϕ : 말뚝의 외주장(㎜)

f_{bod} : 말뚝재료와 콘크리트와의 부착강도(N/㎟)

γ_b : 부재계수 (=1.0으로 하여도 좋다)

말뚝재료와 콘크리트와의 부착강도의 설계용 치수 f_{bod}를 실험 등으로 구하지 못하는 경우 통상의 말뚝부두에서는 보의 주철근 등이 정착되고 있는 것을 고려하고, 환강과 콘크리트와의 부착강도와 같은 크기라고 생각하면 $f_{bod} = 0.11 f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$ (f_{ck} : 콘크리트의 압축강도의 특성값(N/㎟), γ_c : 콘크리트의 재료계수(=1.3으로 하여도 좋다))로 구하여도 좋다.

② H형 단면(斷面)인 경우

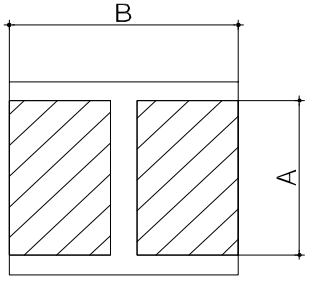
이 경우는 H형 강말뚝의 주변의 부착이 충분하고, 또 참고 그림 (4-20)에 표시한 바와 같이 플랜지 외주의 부착과 파선부분의 콘크리트 전단에 대하여 안전하여야 하므로 식 참고 (4-17)와 식 참고 (4-18)중에서 큰 값을 매입 길이로 한다.

$$\ell \geq \frac{P}{\phi f_{bod}} \gamma_b \qquad \text{참고 (4-17)}$$

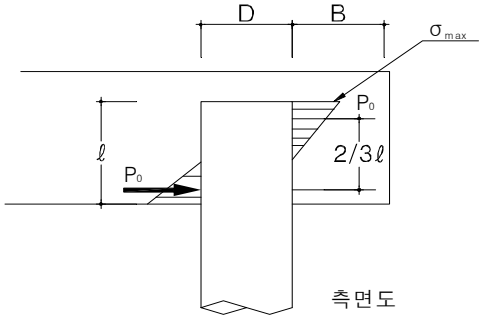
$$\ell \geq \frac{P}{2(A f_{vcd} + B f_{bod})} \gamma_b \qquad \text{참고 (4-18)}$$

여기서,

ℓ : 매입길이(㎜)
P : 말뚝에 작용하는 축방향력(N)
ϕ : H형강 말뚝의 주장(㎜)
A : 웹의 높이(㎜)
B : 플랜지의 폭(㎜)
f_{vcd} : 콘크리트의 전단강도(N/㎟)
f_{bod} : 강재와 콘크리트와의 부착강도(N/㎟)
γ_b : 부재계수(=1.0으로 해도 좋다)



참고 그림 (4-20) H형강 말뚝의 묻힌 단면



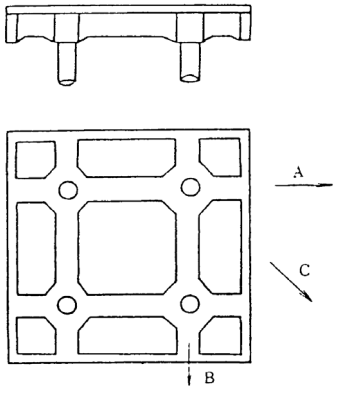
참고 그림 (4-21) 말뚝머리의 지압응력

(3) 말뚝머리 휨모멘트의 전달에 필요한 매입 길이에 대하여는 제4편 4-4-4 말뚝과 상부기초의 결합부 설계에 따른다. 다만 이 경우에 말뚝의 수평력에 의한 지압응력과 휨모멘트에 의한 지압응력을 합성한 것에 대하여 검토해야 한다. 보통 수평력에 의한 지압력은 작아서 무시해도 좋다.
특히 주의할 것은 이 지압응력에 콘크리트 보가 견디기 위해서는 참고 그림 (4-21)과 같이 말뚝 측면의 콘크리트 두께 B가 충분해야 한다. 이 콘크리트 두께가 충분하지 않으면 콘크리트가 순전단의 상태에서 떨어져나가서 지압응력에 견디지 못한다.

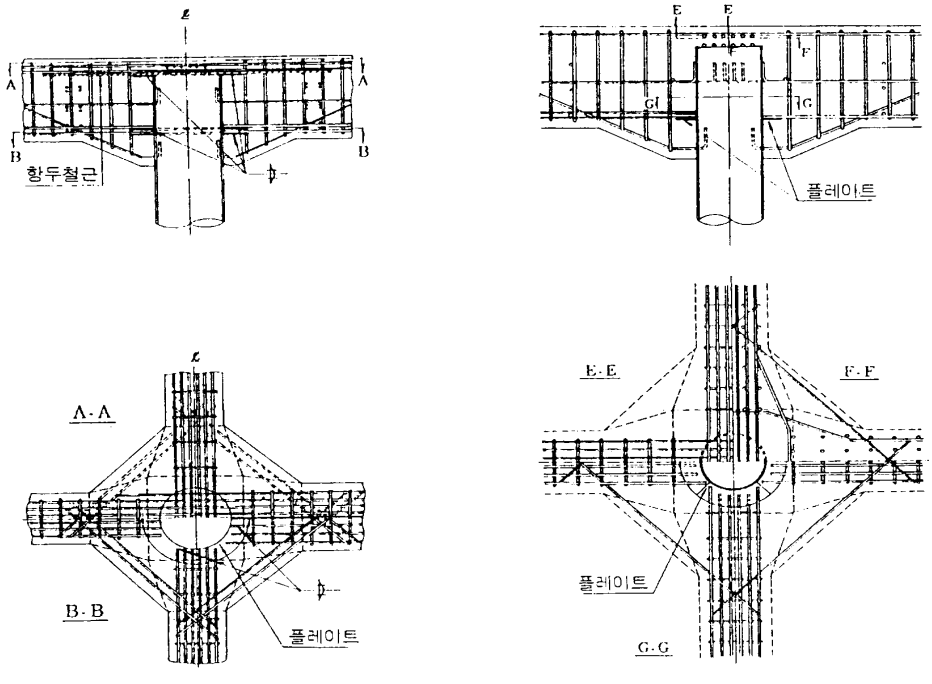
(4) 참고 그림 (4-22)에 나타나는 것과 같이 말뚝이 상판에 상당부분 들어가 있는 경우 A방향 또는 B방향 등 보의 축방향에 힘이 작용했을 때는 충분히 안전하나, C방향에 대해서는 위험하게 되는 경우가 있으므로 말뚝머리의 보축(輔)에 대한 경사방향의 수평전단응력에 대해서도 검토하는 것이 바람직하다.(참고 그림 (4-21) 참조)

(5) 말뚝머리와 상부공과의 결합을 강구조로한 경우, 상부공의 매입길이만으로 말뚝머리 모멘트에 저항하는 방법과 매입길이의 부족분을 철근에 의해서 보강하는 방법이 있다. 말뚝의 축방향력에 대한 매입길이가 부족한 경우는 강말뚝에 철근을 용접하거나 플레이트를 용접하는 등의 방법을 취한다. 말뚝머리 모멘트에 대한 매입길이의 부족분에 대해서는 강말뚝 상하에 플레이트를 용접하고 여기에 철근을 용접하거나 강말뚝의 내측에 보조철근을 용접함으로써, 철근에 의해 말뚝머리 모멘트를 전달시킨다.(참고 그림 (4-23) 참조)

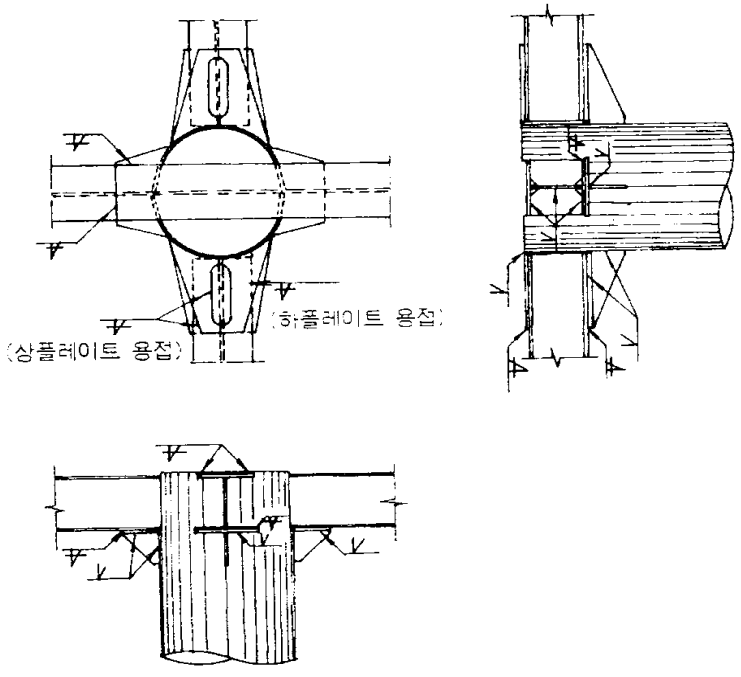
(6) 철골콘크리트 구조의 경우, 말뚝 머리부의 결합 예를 참고 그림 (4-24)에 도시한다.



참고 그림 (4-22) 잔교의 평면 내에 있어서 하중방향



참고 그림 (4-23) 말뚝머리의 매입 구조 예



참고 그림 (4-24) 철골콘크리트 구조의 경우 말뚝머리 결합 예

4-2 경사 말뚝식(斜組杭) 잔교

4-2-1 설계의 기본방침

본 장은 잔교에 작용하는 수평력을 경사말뚝(斜組杭)이 분담하는 구조의 횡잔교에 적용한다.

[해 설]

경사 말뚝식 잔교는 잔교에 작용하는 지진력, 방충재 반력, 견인력 등의 수평력을 경사말뚝으로 분담하는 구조로서 조항의 충분한 지지력을 얻을 수 있는 지반을 필요로 한다. 조항은 안벽 기준선 직각방향의 수평력에 대해서 배치되므로 연직 말뚝식 잔교에 비해 기준선 직각방향의 수평변위를 감소시킬 수 있으나, 기준선 방향의 수평력에 대한 조항의 배치가 적은 경우는 기준선 방향의 수평력에 대해서도 연직 말뚝식 잔교의 경우에 준해서 검토하는 것이 바람직하다.

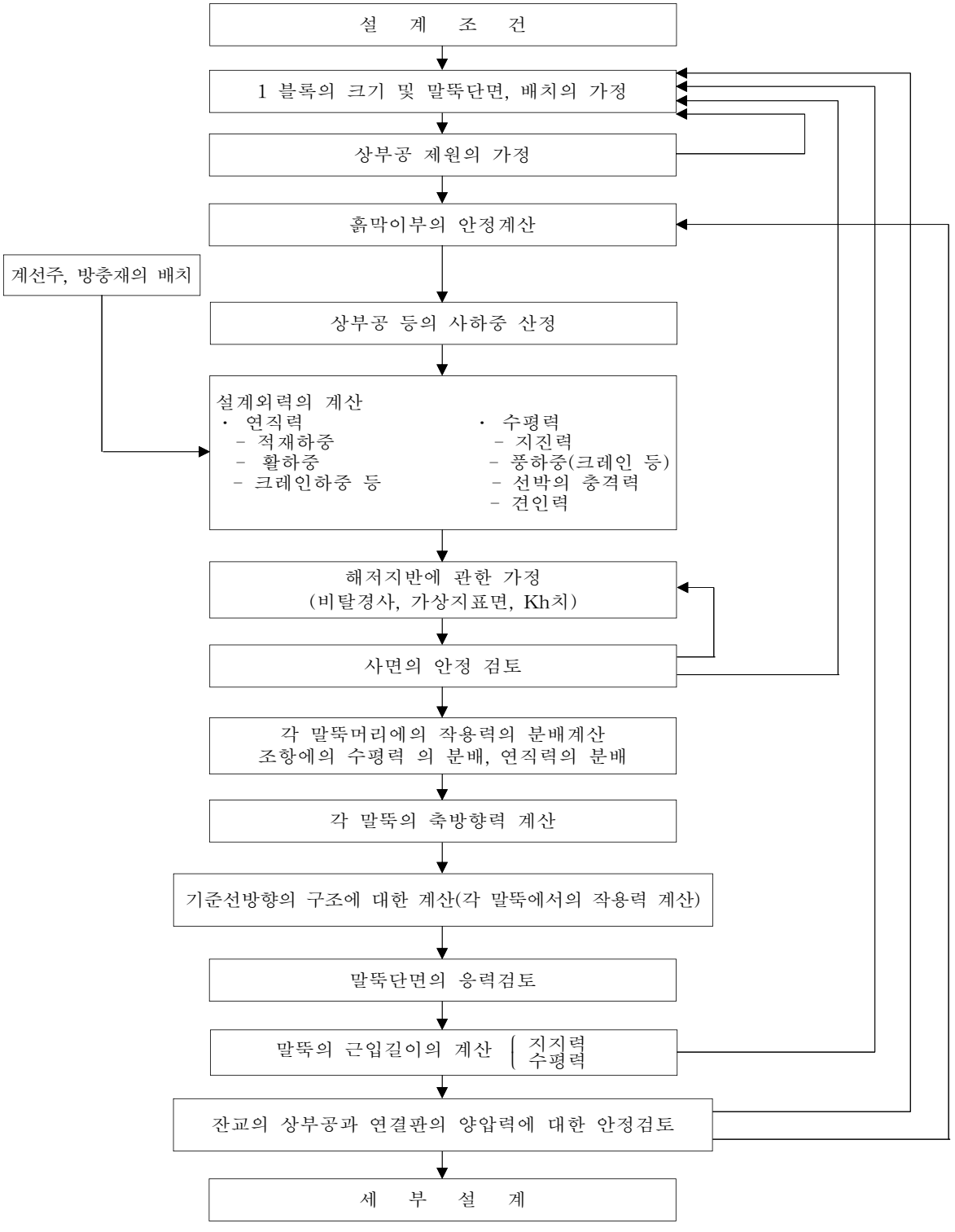
또한 경사말뚝의 경우, 인접하는 연직말뚝이나 토류부에 말뚝이 접근하므로 말뚝의 배치는 시공조건, 이용조건 등을 고려해서 신중히 결정하는 것이 바람직하다.

지진시의 검토는 제2편 제10장 지진 및 지진력에 준하여 시행한다.

그 외의 것에 대해서는 기본적으로 연직 말뚝식 잔교와 같은 방법으로 설계하여도 좋다.

[참 고]

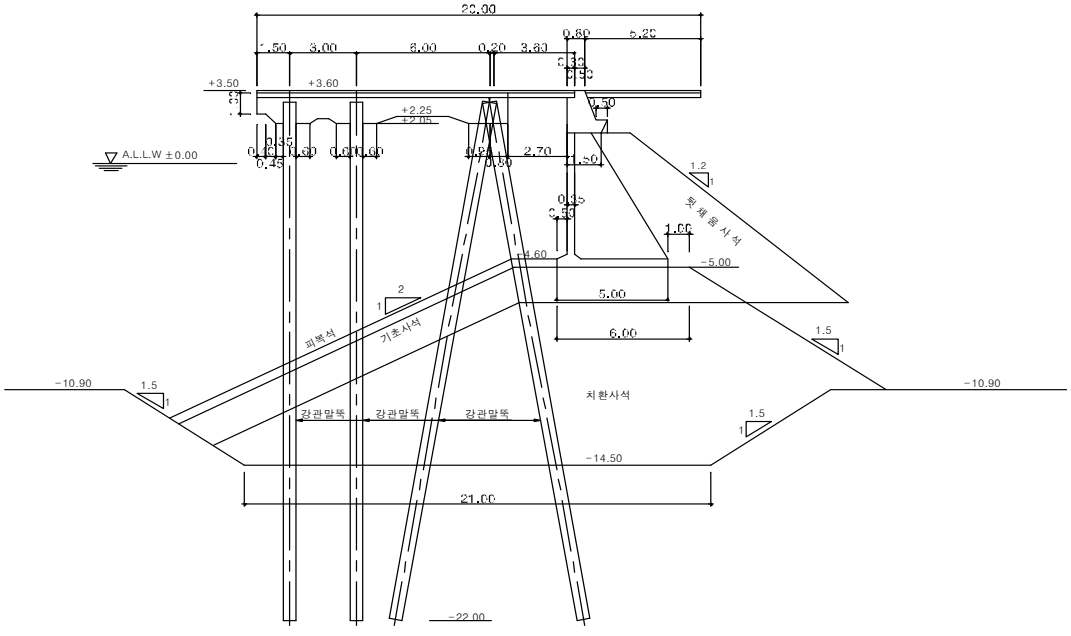
(1) 경사말뚝식 잔교의 설계는 일반적으로 다음과 같은 순서로 하는 것이 좋다.



참고 그림 (4-25) 경사 말뚝식 잔교의 설계순서

(2) 참고 그림 (4-25)는 경사 말뚝식 잔교의 설계에 있어서 표준적인 검토항목과 순서를 나타낸 것이나 실제의 설계에 있어서는 순서를 변경하는 경우도 있다. 예를 들면, 사면 안정에 대한 검토는 잔교본체 및 토류부의 설계와 분리시켜 하는 것도 있다.

(3) 경사 말뚝식 잔교의 설계 예는 참고 그림 (4-26)에 도시된 바와 같다.



참고 그림 (4-26) 경사 말뚝식 잔교의 설계단면 예

(4) 안벽 기준선과 나란한 방향으로 조항이 배치되지 않은 경우에는 기준선 방향의 수평하중에 대해서 잔교는 말뚝의 횡저항으로 저항하므로 말뚝의 근입길이를 계산할 때에 수평저항에 대한 검토를 하여야 한다.

(5) 상부공 또는 연결판 등의 양압력에 대해서는 제2편 4-10-7 [1] 수면부근의 수평판에 작용하는 양압력에 준해서 검토한다.

4-2-2 배치와 제원

[1] 잔교블록의 크기와 말뚝의 배치

잔교블록의 크기와 말뚝의 배치는 본편 4-1-2 〔1〕 잔교블록의 크기와 말뚝의 배치에 준한다.

[참 고]

일반적인 대형안벽(대상선박 50,000DWT급)에서는 안벽 기준선 직각방향으로의 말뚝배치는 직항 1열에 대해서 경사말뚝 1조, 또는 경사말뚝 2조의 것들이 많고 말뚝간격 또는 조항의 중심 간격은 하중조건, 시공상의 문제 등을 고려하여 4~6m정도 두는 것이 일반적이다. 경사말뚝의 경사는 수평력에 대하여 탄력적으로 저항하는 것이 바람직하나 다른 말뚝과의 위치적인 관계와 항타기계 등의 시공상 제약 등을 고려하여 일반적으로 1:0.33~1:0.2정도로 하는 것이 많다.

[2] 상부공의 제원

상부공의 제원은 본편 4-1-2 [2] 상부공의 제원 및 배치에 준한다.

[해 설]

경사말뚝(사조항)식 잔교의 상부공 보(beam)의 폭은 조항머리의 결합방법에 따라 다르나, 일반적으로 연직말뚝인 경우보다 넓게 하는 것이 보통이다.

[3] 부속설비 배치

부속설비의 배치는 본편 4-1-2 [3] 부속설비의 배치에 준한다.

4-2-3 설계외력과 하중

[1] 잔교에 작용하는 외력과 하중

잔교에 작용하는 외력과 하중은 본편 4-1-3 [1] 설계외력에 준한다.

[참 고]

경사 말뚝식 잔교의 말뚝을 설계하는 경우, 철근콘크리트 상부공 사하중의 계산에는 잔교 상부공의 표면적 1㎡에 대하여 20kN을 사용하여도 좋다.

[2] 선박의 충격력 산정

선박의 충격력 산정은 본편 4-1-3 [3] 선박의 충격력 산정에 준한다.

4-2-4 해저지반에 관한 가정

[1] 비탈경사의 결정

비탈경사의 결정은 본편 4-1-4 [1] 비탈경사의 결정에 준한다.

[2] 가상지표면

가상지표면은 본편 4-1-4 [2] 가상지표면에 준한다.

4-2-5 말뚝의 부재력과 단면결정

[1] 각 조항머리에 분배되는 수평력

경사 말뚝식 잔교 각조항의 말뚝두부에 분담되는 수평력은 각조항의 단면이나 사항의 경사각, 또는 길이에 대해서 적절히 산정하는 것으로 한다. 이 경우에 있어서 모든 수평력은 경사말뚝이 분담하는 것으로 한다.

[참 고]

(1) 각 조항의 단면 및 사항경사가 다른 경우에는 각 조항머리에 분배되는 수평력은 다음 방법으로 구한다.

① 완전한 지지말뚝으로 볼 수 있는 경우

가. 잔교블록의 회전을 고려할 필요가 없는 경우

$$H_i = \frac{C_i}{\sum_i C_i} H \qquad \text{참고 (4-19)}$$

나. 잔교블록의 회전을 고려할 필요가 있는 경우

$$H_i = \frac{C_i}{\sum_i C_i} H + \frac{C_i x_i}{\sum_i C_i x_i^2} \cdot eH \qquad \text{참고 (4-20)}$$

여기서,

$$C_i = \frac{Sin^2(\theta_{i1} + \theta_{i1})}{\frac{l_{i1}}{A_{i1}E_{i1}} cos^2\theta_{i2} + \frac{l_{i2}}{A_{i2}E_{i2}} cos^2\theta_{i1}} (\mathrm{N/m})$$

H : 잔교블록에 작용하는 수평력 (N/m)

H_i : 각 조항에 분배되는 수평력 (N/m)

e : 조항의 중심선과 작용수평력과의 거리(m)

x_i : 각 조항에서 조항 중심선까지의 거리(m)

$l\,i$: 말뚝의 전길이(m)

그러나, 인발력이 작용할 때는 마찰말뚝의 l 을 쓴다.

A_i : 각 말뚝의 단면적(㎡)

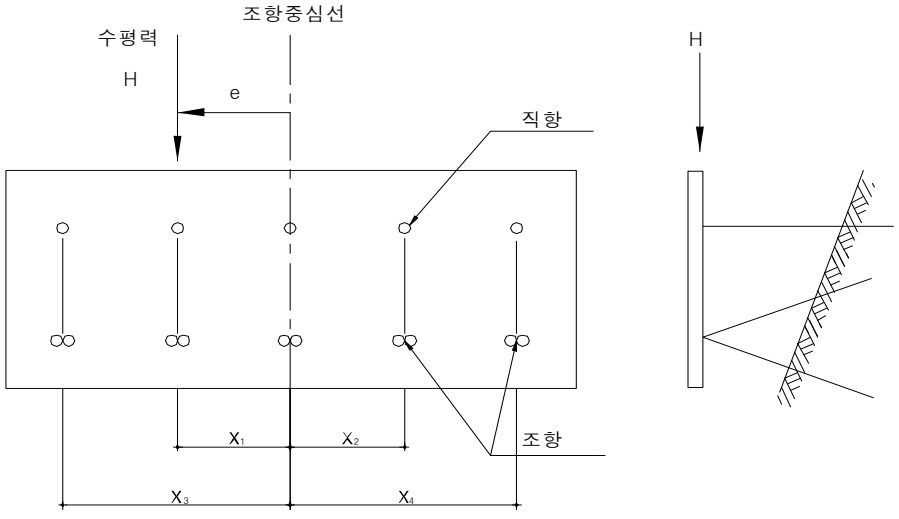
E_i : 각 말뚝의 탄성계수(N/㎡)

θ_{i1}, θ_{i2} : 각 말뚝의 연직방향과 이루는 각(°)

첨자 i는 i번째의 말뚝

첨자 1,2는 1조의 조항 각 말뚝에 관한 것이다.

또한 조항의 중심선은 $\frac{\Sigma C_i \xi_i}{\Sigma C_i}$으로 구해진다. ξi는 임의의 좌표원점으로부터 각 조항의 기준선 방향 좌표, 보통 횡잔교에서는 대칭축을 가지고 있으므로 이것이 중심선이 된다.



참고 그림 (4-27) 조항중심선과 각 조항과의 거리(距離)

② 완전한 마찰말뚝으로 볼 수 있는 경우

가. 사질토

식 참고 (4-19), 식 참고 (4-20)을 이용, l_i 대신 $\frac{2l_i+\lambda_i}{3}$ 를 대입한다.

나. 점성토

식 참고 (4-19), 식 참고 (4-20)을 이용, l_i 대신 $\frac{l_i+\lambda_i}{2}$ 를 대입한다.

여기서,

λ_i : 주변마찰력이 유효하게 작용하지 않는 부분의 길이(m)

l_i : 말뚝의 전길이(m)

(3) 각 조항의 단면과 경사말뚝의 경사 및 길이가 모두 같을 경우에는 각 조항에 분배되는 수평력은 다음 방법으로 구한다.

① 잔교블록의 회전을 고려할 필요가 없는 경우

$$H_i=\frac{1}{n}H \qquad \text{참고 (4-21)}$$

② 잔교블록의 회전을 고려할 필요가 있는 경우

$$H_i=\frac{1}{n}H+\frac{x_i}{\sum_i x_i^2}eH \qquad \text{참고 (4-22)}$$

여기서,

n : 조항의 수

[2] 각 말뚝머리에 분배되는 연직하중

각 조항에 분담되는 연직하중은 말뚝배치, 말뚝구조 및 외력에 대해서 적절히 산정하여야 한다.

[참 고]

각 연직하중에 의해 말뚝에 작용하는 압축력은 말뚝위치에서 지지된 단순보로서 산정한 지점반력으로 하여도 좋다.

연직하중에 의한 말뚝의 압축력은 간편한 방법으로서 단순지지점의 반력을 쓸 수 있으나 보의 장출부가 긴 경우에는 말뚝의 압축력 또는 인발력이 크게 되는 경우가 있으므로 연속보로서 산정하는 것이 바람직하다.

[3] 각 말뚝의 압축력과 인발력

각 조항의 압축력 및 인발력은 잔교의 이용 상황 등에 대해서 설정된 연직하중 또는 수평하중에 의하여 적절히 산정하여야 한다.

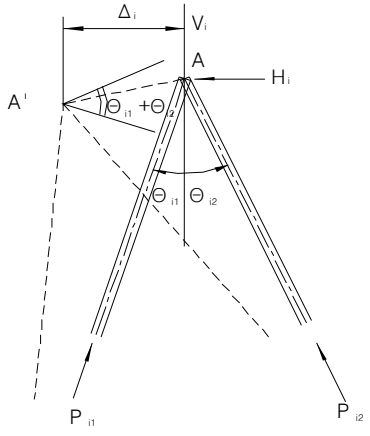
[참 고]

(1) 각 사항의 압축력과 인발력은 본편 4-2-5 [1] 각 조항머리에 분배되는 수평력에서 구한 각 조항에 분배되는 수평력과 본편 4-2-5 [2] 각 말뚝머리에 분배되는 연직하중에서 구한 각 말뚝머리에 분배되는 연직하중을 사용하여 계산한다.

(2) 경사말뚝식 잔교 중에 포함되는 연직 말뚝의 압축력은 본편 4-2-5 [2] 각 말뚝머리에 분배되는 연직하중에서 구해지는 지점반력으로 한다.

(3) 조항두부 A점에 작용하는 수평력 H_i 및 연직하중 V_i에 의하여 A점이 A′점으로 이동하였다고 생각하는 공학적인 실용범위로 수평변위 Δ_i는 말뚝길이 ℓ_i에 비해 극히 적고 경사각 θ_{i1} 및 θ_{i2}의 변화는 무시되며 말뚝의 휨변형도 약간 있는 것으로 간주할 수 있다.

이와 같은 가정으로 구한 조말뚝(組杭)의 반력(反力)은 제4편 4-2-4 경사말뚝의 수평지지력(水平支持力)에 있는 식 참고 (5-35)에서 얻을 수 있다(참고 그림 (4-28) 참조).



참고 그림 (4-28) i 번(番)의 조항반력(組杭反力)

(4) 경사 말뚝식 잔교 중에 있는 연직말뚝은 수평력을 분담하지 않는다고 가정하고 있다. 조말뚝(組杭)은 대단히 적은 변위로 수평력에 저항하고 있어 연직말뚝에 발생하는 휨응력은 보통의 경우 무시된다.

[4] 말뚝단면의 응력

말뚝단면의 응력은 축방향력 또는 휨모멘트를 받는 말뚝으로서 적절하게 산정하여야 한다.

[참 고]

(1) 각 말뚝의 단면응력은 축방향력을 받는 말뚝, 또는 축방향력과 휨모멘트를 겸하여 받는 말뚝으로서 본편 4-1-5 [5] 말뚝단면의 응력에 의해 산정한다.

(2) 일반적으로 조항이 안벽 기준선 직각방향으로 배치되는 경우, 각 말뚝의 응력은 기준선 직각방향에 대해서는 축방향력을 받는 말뚝으로서 산정하고 기준선방향에 대해서는 축방향 및 휨모멘트를 받는 말뚝으로서 산정하는 것이 일반적이다.(본편 4-2-6 기준선 방향에 대한 검토 참조)
여기서, 전자의 경우에는 설계에 고려하지 않는 휨모멘트나 2차 응력에 대처하기 위해 본편 4-1-5 [5] 말뚝단면의 응력[참고] (1)을 바탕으로 허용응력도 보다도 20～30% 낮은 값을 취하는 것이 바람직하다. 그러나 후자의 경우에는 본편 4-1-5 [5] 말뚝단면의 응력 [참고] (3)에 준해서 응력을 산정한다.

(3) 경사 말뚝식 잔교는 통상 충분한 지지력이 기대되는 지반에 설치하는 것이 많으며, 이때 타입시의 충격응력, 좌굴 등에 대해서는 특히 유의하여 검토하는 것이 바람직하다. 검토에 대해서는 제4편 4-4-3 시공시의 하중에 대한 검토에 준한다.

4-2-6 기준선방향에 대한 검토

(1) 안벽 기준선방향으로 경사말뚝이 있는 경우에는 단면방향의 경우와 같이 본편 4-2-5 말뚝의 부재력과 단면결정에서 기술한 방법으로 검토한다.

(2) 기준선방향으로 경사말뚝이 없는 경우에는 기준선방향에 대해서도 연직말뚝식 잔교에 준하여 본편 4-1-4 해저지반에 관한 가정 및 4-1-5 말뚝의 설계에 준하여 검토한다.

[해 설]

경사 말뚝식 잔교 중에 선단부 등의 특별한 구간에서는 사항을 항타하는 공정이나 시공기계의 제약 때문에 안벽 기준선방향의 하중에 저항하기 위한 조항을 배치하는 예가 드물다. 기준선방향의 하중에 대한 조항을 배치하지 않을 경우, 기준선방향의 하중에 대해서는 연직 말뚝식 잔교와 같은 방법으로 말뚝의 응력 등을 검토할 필요가 있으며, 이 경우 가상지표면이나 가상고정점 등에 대해서는 연직 말뚝식 잔교와 같은 방법으로 생각해도 좋다.

기준선 방향의 수평하중으로는 지진력, 선박의 견인력, 방충재 반력 등이 있다. 잔교 상부공은 블록 마다 이음부가 설치되고 있으나, 수평방향 변위는 실제 상호간에 전달되고 있으므로 견인력 및 접안력 등과 같이 안벽 전체의 각 점에 동시에 작용하지 않는 하중은 1개의 Block에만 작용되는 것이 아니고 잔교 전체에 분산되는 것으로 간주하므로 이것에 의한 말뚝의 응력이 기준선 직각방향 조항으로서의 응력보다 위험하다고 볼 수 있다. 그러나 지진력은 잔교 전체에 동시에 작용되므로 검토가 필요하다.

4-2-7 말뚝의 근입

사항의 지지력은 본편 4-1-5 [6] 지지력에 대한 근입길이의 검토 및 4-1-5 [7] 말뚝의 횡저항에 대한 근입길이의 검토에 준한다.

4-2-8 흙막이부의 설계

흙막이부의 설계는 본편 4-1-6 흙막이부의 설계에 준한다.

[해 설]

말뚝과 흙막이부가 근접하면 흙막이부의 하중이 말뚝에 작용하므로 좋지 않다. 특히 경사말뚝의 경우는 대개 흙막이부와 말뚝이 상호 인접하게 되므로 흙막이부의 위치를 신중히 결정하는 것이 바람직하다.

4-2-9 사면 안정에 대한 검토

[1] 원호활동 검토

원호활동에 대한 검토는 본편 4-1-7 [1] 원호활동 검토에 준한다.

[2] 직선활동 검토

직선활동에 대한 검토는 본편 4-1-7 [2] 직선활동 검토에 준한다.

4-2-10 상부공과 연결판의 세부설계

상부공과 연결판의 세부설계는 본편 4-1-8 세부설계에 준한다.

4-3 원통 또는 각통식 잔교

4-3-1 원통 또는 각통의 설계

(1) 라멘 구조인 경우

잔교가 원통 또는 각통과 상부구조만으로 되어 있는 경우는 원통 또는 각통의 기초 위치를 힌지로 본 라멘구조로 생각하고 설계한다.

수평력에 대한 강성을 증대시키기 위해서는 단면방향의 거더(항)로 원통 또는 각통의 윗부분을 강결하여야 한다.

(2) 트러스 구조인 경우

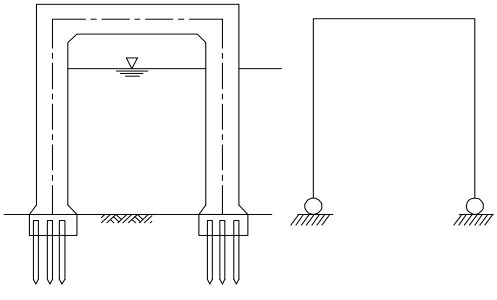
잔교가 원통 또는 각통과 상부구조 및 연결재 등으로 만들어졌을 때는 트러스 구조로 생각하고 설계한다.

[참 고]

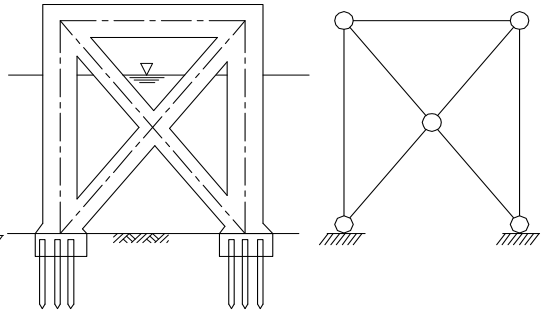
(1) 라멘구조인 경우는 수평력에 저항하기 위해 단면방향으로 거더에 의하여 원통 또는 각통머리를 강결하는 동시에 수평력을 잔교의 기준선방향으로 분산시키기 위해 거더 및 슬래브를 기준선방향으로도 연결하는 것이 좋다. 그러나 일반적으로 원통 또는 각통간의 간격은 말뚝식 잔교의 말뚝간격보다 넓으므로 강결하는 지간의 수는 1~2지간 정도로 하는 것이 좋다. 설계계산에서 라멘구조는 참고 그림 (4-29)와 같이 가정한다.

(2) 트러스 구조인 경우, 그 설계계산은 참고 그림 (4-30)과 같은 트러스로 가정한다. 다만, 절점에는 휨모멘트가 발생되므로 보강하여야 한다.

(3) 원통 및 각통의 기초에 말뚝을 필요로 할 경우에는 제4편 제4장 말뚝기초에 준하여 설계한다. 기초말뚝을 설치할 경우라도 말뚝두부와의 접합을 위해 원통 또는 각통의 하단에 0.5m정도의 확대기초를 두는 것이 보통이다.



참고 그림 (4-29) 설계상의 라멘 구조



참고 그림 (4-30) 설계상의 트러스 구조

4-3-2 흙막이부의 설계

흙막이부의 설계는 본편 4-1-6 흙막이부의 설계에 준한다.

4-3-3 상부구조의 설계

슬래브 등의 상부구조 설계는 본편 4-1-8 세부설계에 준한다.

4-4 교각식 잔교

4-4-1 교각의 설계

교각의 설계는 구조형식에 따라 각각 해당하는 장에 준하여 설계한다.

[해 설]

(1) 교각식 잔교는 각부의 강성이 크므로 단면방향의 거더로 강결하여도 휨모멘트의 전달은 기대할 수 없는 경우가 많다. 따라서 단면방향의 거더는 주로 수평력을 전달하는 기능을 갖도록 설계한다. 거더 및 슬래브를 잔교의 기준선방향으로 교각에 연결하면 수평력을 분산시킬 수 있다.

(2) 부등침하 등의 영향은 원통 또는 각통식의 경우보다 훨씬 현저하므로 강결시키는 경우는 충분히 검토할 필요가 있다.

(3) 각주로서 케이슨을 쓴 경우에는 가급적 자중을 가볍게 하고, 강성이 있는 구조로 하기 위해 벽은 될 수 있는 대로 두지 않고 골격만의 구조로 하는 것이 유리한 경우도 있다.

4-4-2 흙막이부의 설계

흙막이부 설계는 본편 4-1-6 흙막이부의 설계에 준한다.

4-4-3 상부구조의 설계

슬래브 등 상부구조 설계는 본편 4-1-8 세부설계에 준한다.

4-4-4 교각부의 설계

교각부의 설계는 구조형식에 따라 본편 4-1 연직 말뚝식(직항식), 4-2 경사 말뚝식(사조항) 잔교, 4-3 원통 또는 각통식 잔교, 4-4 교각식 잔교에 준한다. 상부공과 연결판의 설계는 본편 4-1-8 세부설계에 준한다.

제 5 장 타이로드식 널말뚝안벽

5-1 일 반

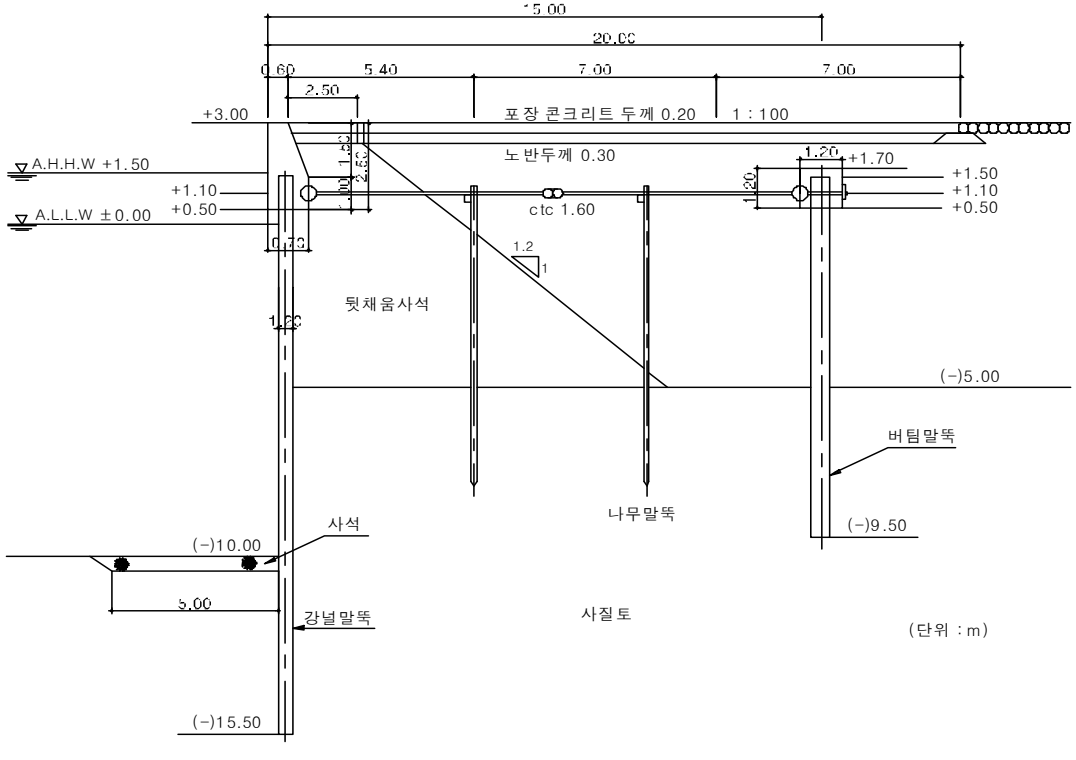
(1) 본 장은 버팀공(앵커공)을 가지고 있는 보통의 널말뚝벽에 적용한다.
(2) 본 장의 설계법은 사질지반 또는 단단한 점성토 지반 중에 근입된 강(鋼) 널말뚝벽을 대상으로 한다. 연약지반에 근입된 널말뚝의 설계는 본편 5-8 연약지반인 경우의 주의사항과 본편 5-9 원호활동 검토에 의한다.

[해 설]

본 장의 설계법은 사질지반 또는 단단한 점성토 지반 중에 근입된 강(鋼) 널말뚝벽을 대상으로 하고 있으므로 철근 콘크리트 널말뚝벽이나 연약지반 중에 근입된 강 널말뚝벽 등은 다른 적당한 방법으로 검토하는 것이 바람직하며, 본편 5-8 연약지반인 경우의 주의사항 등에 의하는 것으로 한다.

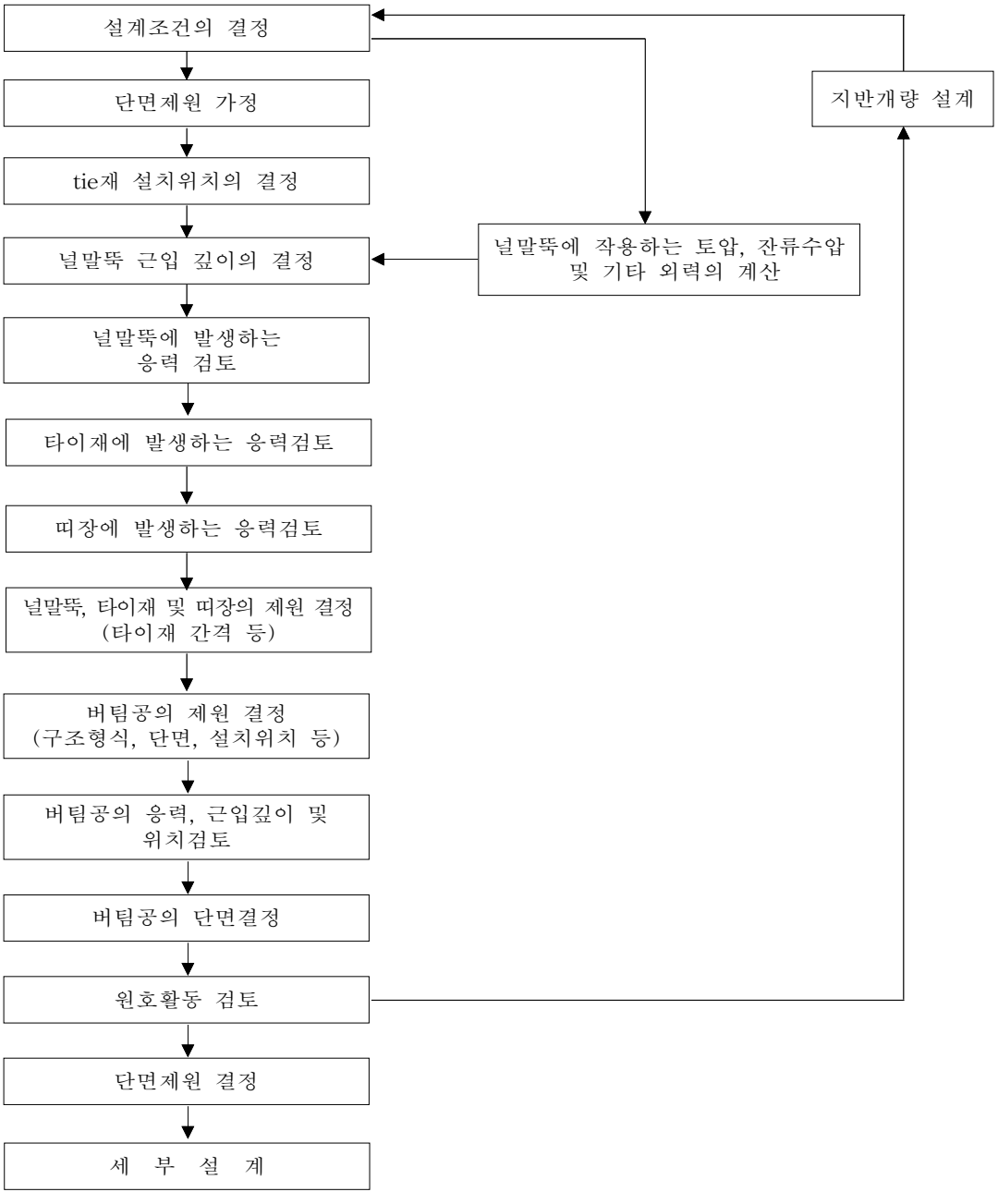
[참 고]

(1) 널말뚝식 안벽의 설계 예는 참고 그림 (5-1)에 도시한 바와 같다.



참고 그림 (5-1) 타이로드 널말뚝안벽의 설계단면 예

(2) 널말뚝벽의 설계는 일반적으로 다음 순서로 하는 것이 좋다.



참고 그림 (5-2) 타이로드식 널말뚝 안벽의 설계순서

(3) 널말뚝벽의 설계법에는 다음과 같은 종류가 있다.

① 고전 토압론에 의한 것

가. free earth support법

나. fixed earth support법

② 근입부를 탄성지지로 하고 해석하는 방법

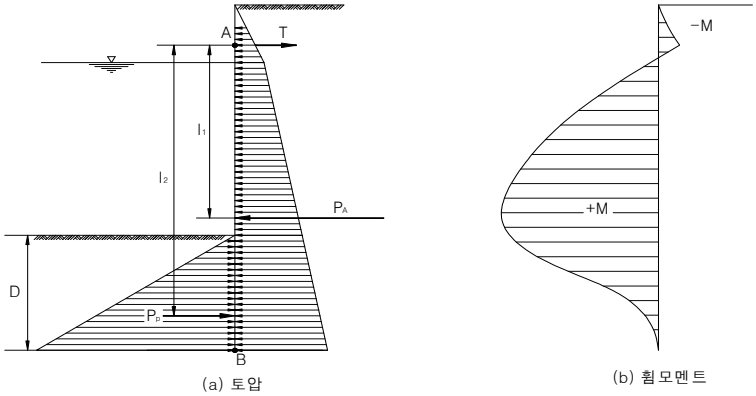
P.W.Rowe의 방법

(4) 각 설계법을 요약하면 다음과 같다.

① free earth support법

이 방법은 널말뚝 근입부에 있어서 부의 휨 moment가 발생되지 않는다고 가정하는 것이다. 즉 근입부의 하단에 있어서 휨모멘트가 0이 된다고 가정하여 해석하는 방법이다. 널말뚝에 작용하는 토압 및 휨모멘트는 참고 그림 (5-3)과 같이 가정하는 것이 보통이다.

근입장(D)은 tie재 연결점(A점)에 대해서 주동토압과 수동토압에 의한 모멘트의 평형으로부터 구한다. tie의 장력은 주동토압과 수동토압의 차로서 구한다.



(a) 토압 (b) 휨모멘트

$T=P_A-P_D$, $\Sigma M_i=0$ 에서 $P_A \cdot \ell_1 = P_A \cdot \ell_2$

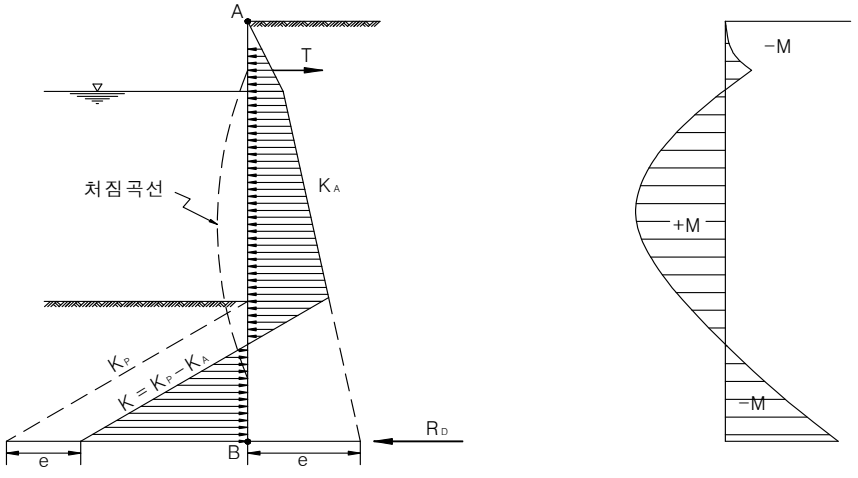
참고 그림 (5-3) free earth support 법

② fixed earth support 법

이 방법은 널말뚝 근입부분이 지반 중에 소정의 깊이 이하로 고정되어 있다고 가정해서 해석하는 방법이다. 따라서 해저면 하 소정의 깊이에서 널말뚝 처짐곡선(deflection curve)의 반곡점이 존재하여 반곡점과 널말뚝 하단 사이에는 부(負)의 휨모멘트가 작용한다고 가정한다. 또한, 널말뚝 하단에는 부 방향의 수동토압을 고려하나 일반적으로 이것은 집중력으로 가정한다. 널말뚝에 작용하는 토압 및 휨모멘트는 참고 그림 (5-4)와 같이 된다.

fixed earth support법의 해법 중에 일반적인 것은 처짐곡선법이다. 처짐곡선법은 근입장을 가정하고 근입하단에 있어서 처짐곡선이 연직선과 접하는 것으로 처짐곡선을 도시하고 타이재 연결점의 처짐이 0이 될 때까지 시행착오법에 의해 근입장을 변화시킴으로서 그 시점의 부재력을 구하는 방법이다.

이 방법은 도해법에 의해 시행되기도 하나, 최근에는 복잡한 수식계산을 요구하는 경우 전산해석을 통해 수행하는 사례가 많다.



(a) 토압 및 처짐곡선　　(b) 휨모멘트

참고 그림 (5-4) fixed earth support 법

③ P.W.Rowe의 방법

P.W.Rowe의 방법은 널말뚝 근입부분의 수동토압을 고전 토압론에 의하지 않고 널말뚝의 횡방향 변위 또는 해저면으로 부터의 깊이에 비례하는 지반반력으로 하여 널말뚝을 탄성체에 놓인 beam으로 해석하는 것이다.

(5) 지반의 액상화와 동적해석

본 장에서는 진도법에 의한 정적해석 설계법을 제시하고 있으며, 지반의 액상화는 고려하지 않고 있다. 이 때문에 지반의 액상화가 우려되는 경우에는 액상화 대책을 세우는 것이 현장조건에 의해 액상화 대책이 불가능한 경우나 지진시의 변형조사를 행할 필요가 있는 경우에는 별도 동적해석에 의하는 것이 바람직하다.

5-2 널말뚝벽에 작용하는 외력

5-2-1 고려해야 할 외력

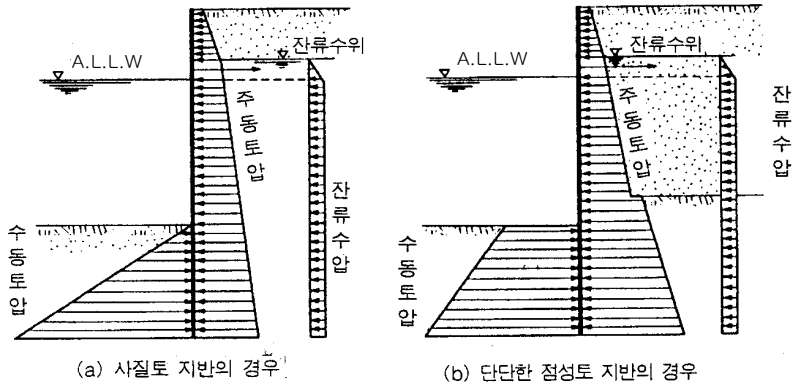
널말뚝벽에 작용하는 외력으로서는 아래의 사항들을 고려한다.
(1) 토 압
① 널말뚝벽 배후의 토압
② 널말뚝 근입부 전면의 반력토압
(2) 잔류수압
(3) (1)에 작용하는 지진력
(4) 지진시의 동수압
(5) 선박의 견인력
(6) 선박의 충격력(방충재의 반력)

[해 설]

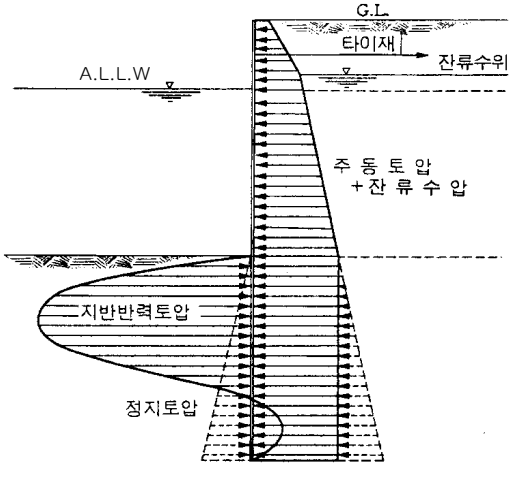
상기의 항목들은 널말뚝벽에 작용하는 외력 중에서도 특히 중대한 영향을 끼친다고 생각되는 인자들을 규정하고 있다. 상기 외에 널말뚝의 상부공이 클 경우, 그에 작용하는 지진력을 무시할 수 없는 경우가 있는데 이와 같이 널말뚝벽에 현저한 영향을 끼친다고 생각되는 외력이 있으면 적절히 고려할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 널말뚝벽의 배후 토압은 주동토압을 쓰는 것이 보통이다. 또, 널말뚝 근입부 저면의 반력토압은 수동토압 또는 지반반력계수에 대응한 반력토압 등 적절히 구할 필요가 있다.
(2) 선박의 충격력은 일반적으로 상부공의 설계에만 고려한다. 또 선박의 견인력은 계선주의 기초를 따로 설치하였을 경우는 고려하지 않으나, 계선주를 널말뚝벽의 상부공에 설치하였을 경우에는 상부공, 타이재 및 웨일링의 설계 시에 고려한다.
(3) 선박의 견인력은 제2편 2-2-7 계선주에 작용하는 힘을, 선박의 충격력은 제2편 2-2-2 선박의 접안 시 발생하는 외력 또는 제2편 2-2-3 계류 중 선박의 동요에 의하여 발생하는 외력에 의하여 계산한다.
(4) 널말뚝벽의 안정계산에 free earth support법 또는 가상보법을 쓰는 경우, 토압과 잔류수압은 참고 그림 (5-5)와 같이 작용하는 것으로 보고, 그 계산은 제2편 9-6 토압과 수압에 의한다.
(5) 크레인 등 하역기계가 있는 경우, 하역기계의 자중 또는 자중 및 적재하중에 의한 토압을 고려하여야 한다.
(6) 사질지반의 경우, 널말뚝벽의 토압계산에 쓰이는 벽면 마찰각은 일반적으로 주동토압에 대해서 15°, 수동토압에 대해서 -15°를 사용할 수 있다.
(7) 토압은 벽체의 변위에 의해서 변화되기 때문에 실제의 널말뚝벽에 활동하는 토압은 시공방법(널말뚝을 타입한 후 뒷채움을 하는 경우와 널말뚝을 타입한 후 전면을 준설하는 경우), Tie재 연결점의 널말뚝의 횡방향변위, 널말뚝근입장, 널말뚝의 강성과 해저지반의 성질과의 관계 등에 의해서 변하기 때문에 반드시 참고 그림 (4-5)와 같은 분포로 되지는 않는다.
(8) 널말뚝의 안정계산에 P.W.Rowe의 방법(彈性楳解析法)을 사용할 경우는 토압 또는 잔류수압은 참고 그림 (5-6)과 같이 작용한다고 생각하고 널말뚝 전면에는 지반반력 계수에 대응한 반력토압과 정지토압이 작용한다고 보는 것이 좋다.



참고 그림 (5-5) 널말뚝벽의 설계에 고려해야 할 토압 및 잔류수압

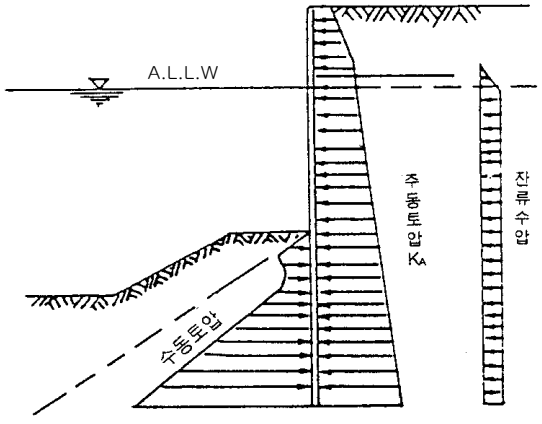


참고 그림 (5-6) 널말뚝벽의 설계에 고려해야 할 토압 및 잔류수압
(P.W.Rowe 방법에 의한 경우)

(9) 잔류수압 계산 시 잔류수위는 기초지반의 성질, 널말뚝의 이음부 상황 등에 따라 다르지만 강 널말뚝인 경우는 A.L.L.W에 고저차의 2/3를 더한 것으로 본다. 그러나 점성토 지반 중에 박은 강 널말뚝에서는 잔류수위가 거의 만조면과 일치하는 예도 있다. 기타 재료의 널말뚝을 쓰는 경우는 유사 구조물의 조사 자료를 기준으로 하여 결정하는 것이 좋다.

(10) 널말뚝 근입부 전면의 반력토압을 산정할 때는 준설의 시공 정도를 고려하여 해저면에 여굴을 고려할 필요가 있다.

(11) 횡잔교의 흙막이 호안과 같이 널말뚝 전면의 해저가 수평면 및 사면의 복합단면일 때에는 수동토압을 쿨롬(Coulomb)의 방법에 의해서 활동면과 널말뚝이 갖는 각을 변화시키면서 수동토압을 계산하고 그 최솟값을 수동토압으로 간주하는 방법이 있다. (참고 그림 (5-7) 참조)
단, 널말뚝 전면부의 거동은 탄성지반으로서 가정하는 경우가 실험 등과 잘 일치하고 있으므로 그와 같은 것도 고려할 필요가 있다.



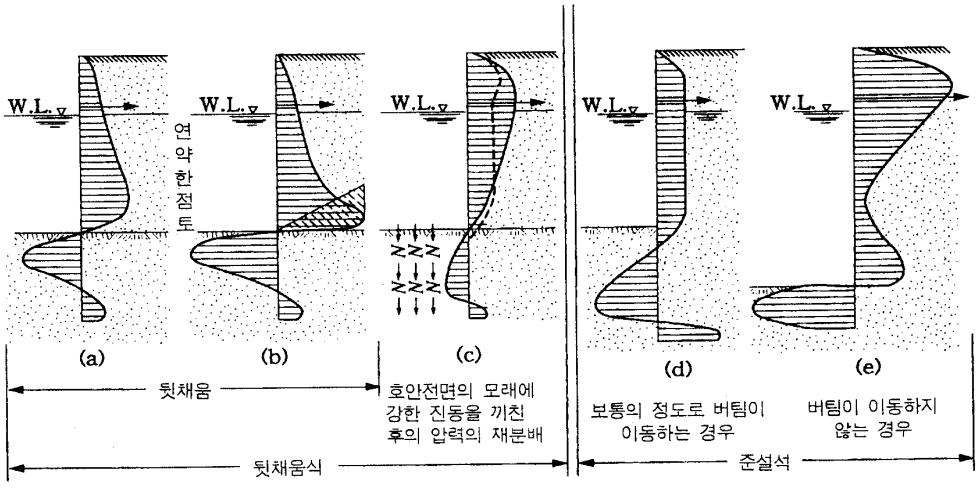
참고 그림 (5-7) 사면을 가진 널말뚝 근입부의 수동토압 현상

(12) 모형널말뚝벽의 토압 실측 예에 대해서는 체보타리오프(Tschebotarioff)에 의한 것과 P.W.Rowe에 의한 것이 잘 알려지고 있고 진동시의 토압에 대해서는 일본항만기술연구소의 실험예가 있다. 체보타리오프는 프린스턴 대학에서 모형널말뚝의 실험을 바탕으로 널말뚝에 활동하는 토압의 형식으로서 참고 그림 (5-8)과 같은 5형식을 나타내고 있다. 이들 중 (a)와 (b)는 널말뚝을 타입한 후의 뒷채움을 한 경우로서 근입부의 수동토압은 참고 그림 (5-5)와 상이하나 널말뚝 배면에 작용하는 주동토압 분포는 대략 삼각형 분포를 하고 있고 제2편 9-6 토압과 수압에 의한 계산값과 큰 차이는 없다.

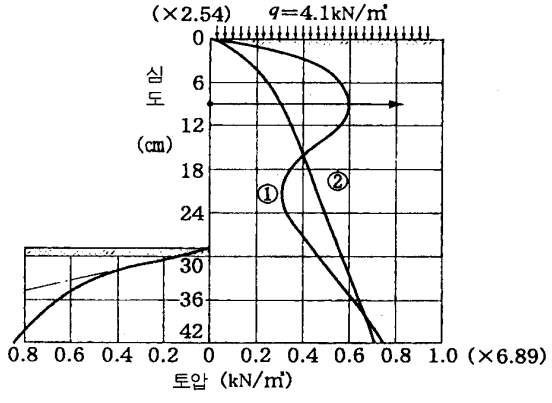
(c)는 뒷채움식 널말뚝 저면의 해저지반에 강한 진동을 끼친 경우이고 버팀이 이동하지 않은 경우는 준설식 널말뚝벽과 같은 양상으로 실선과 같이 토압분포를 나타내나 보통수준으로 버팀이 이동하는 경우는 점선과 같은 토압분포가 된다. (d) 및 (e)는 뒷채움을 한 후 전면을 준설한 경우이고, (e)는 tie재 연결점이 전면으로 이동하지 않은 경우로, 소위 arch작용에 의해 tie재 연결점 부근의 토압이 크게 된다. 조금이라도 전면으로 이동하면 (d)의 형상과 같이 tie재 배후의 수동토압 및 아치작용은 대단히 적게 된다.

참고 그림 (5-9)는 P.W.Rowe가 모형실험에 의해 구한 토압분포로서 곡선①은 tie재 연결점의 변위가 없는 경우, 곡선②는 변위를 허용한 경우인데 곡선②의 토압계수는 Coulomb의 방법으로 벽면 마찰각을 흙의 내부마찰각의 2/3로 취하여 계산한 값과 잘 일치하고 있다.

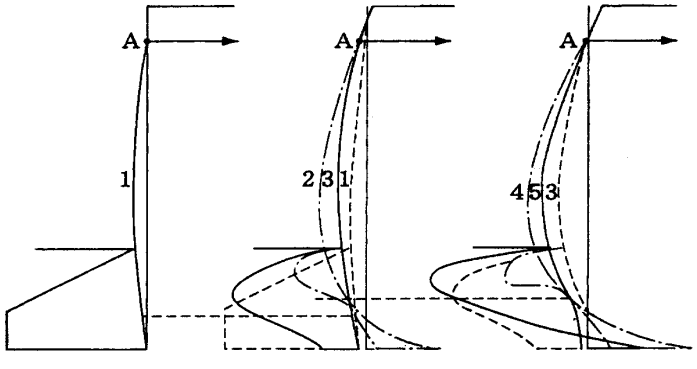
참고 그림 (5-10)은 Rowe가 모형실험의 결과에 의해서 근입부의 토압분포와 널말뚝 변위와의 관계에 대해 나타낸 것으로서 당연히 참고 그림 (5-6)과 같은 분포가 되나 널말뚝벽에 상부지점을 중심으로 회전하고 하단이 전방으로 압축 시에는 삼각형분포에 가까워진다고 기술하고 있다.



참고 그림 (5-8) 널말뚝벽에 활동하는 토압분포의 주요 5형식(Tscheboterioff)

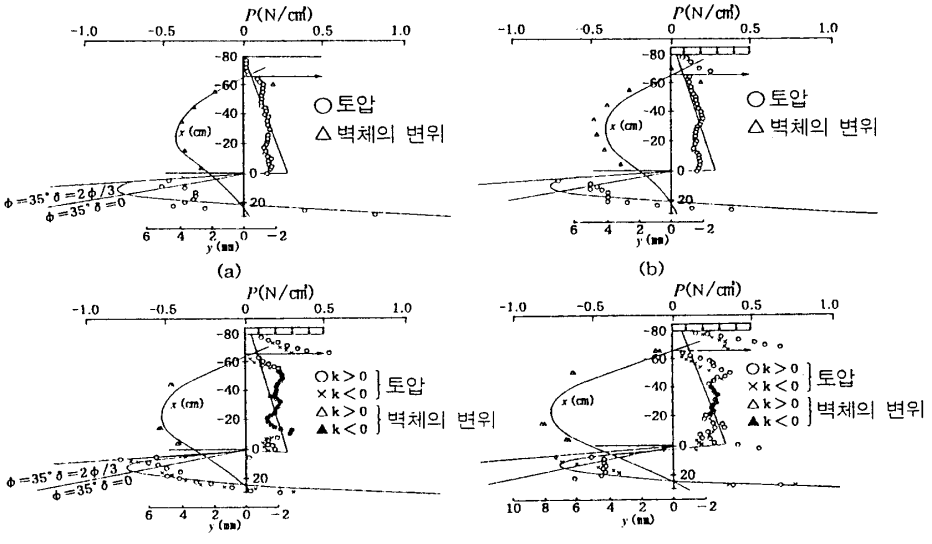


참고 그림 (5-9) 모형널말뚝벽의 토압 실측 예(P.W.Rowe)



참고 그림 (5-10) 널말뚝의 강성과 근입부 수동토압 분포와의 관계(P.W.Rowe)

일본항만기술연구소에서는 건조모래에 타입한 모형널말뚝벽에 대해서 진동실험을 행하고 참고 그림 (5-11)과 같은 토압분포를 얻었다. 이것에 따르면 주동토압은 제2편 9-6 토압과 수압에 따라 계산하는 것과 개략 일치한다. tie재 상부의 토압은 뚜렷하게 커지고 tie재와 해저저면과의 사이에서는 널말뚝의 변형 때문에 토압의 재배분이 행하여지면서 그다지 증대하지 않는다. 또, 널말뚝벽을 물에 침수시켜 행한 실험에서는 진동의 가속도가 크게 되면 제2편 9-6 토압과 수압에 의한 값보다도 큰 토압이 작용한다. 단, 실험에서는 가속도가 크게 되면 모래의 액상화 영향이 나타나지만 실제의 널말뚝벽에 대해서도 그와 같은 양상이 나타날지는 명확치 않다.



참고 그림 (5-11) 모형널말뚝벽에 있어서 진동시의 토압분포

(13) 지진시의 동수압에 대해서는 제2편 9-6 토압과 수압을 참조한다.

5-3 널말뚝의 설계

5-3-1 타이재의 연결위치

타이재의 연결위치는 타이재 연결 시공의 난이, 공사비 등을 고려하여 결정한다.

[해 설]

타이재의 연결위치는 널말뚝단면 및 타이재 단면 제원에 큰 영향을 미치므로 타이재 연결위치의 결정에 있어서 시공성, 경제성 등을 검토할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 타이재란 종래부터 쓰이고 있는 타이로드(tie rod) 또는 타이케이블(tie cable)로서 널말뚝과 버팀공을 연결하는 재료를 말한다.

(2) 널말뚝에 작용하는 휨모멘트는 타이재 설치위치가 낮을수록 감소하는 경향이 있으며 일반적으로 벽높이의 반 정도까지 연결점을 낮추면 휨모멘트는 감소하므로 널말뚝 단면 및 근입길이도 감소된다. 반면, 타이재에 작용하는 인장력은 타이로드 설치위치가 내려갈수록 커지는 경향이 있으므로 타이로드 단면 및 버팀공의 제원은 증가하게 된다. 따라서 공사비를 최소로 하는 타이로드 연결위치는 위의 양자를 고려해서 결정해야 하지만, 연결위치가 낮을수록 공사비가 적게 드는 경향이 있다.

(3) 널말뚝 설치위치의 지반고가 높을 경우, 타이재 연결점을 아래로 낮추게 되면 굴착 및 되메우기의 물공량 증가로 인해 공사비가 높이 책정될 수 있다.

(4) 널말뚝에 타이재를 연결하는 방법은 널말뚝에 구멍을 뚫은 다음 구멍에 타이재를 끼우고 전단(前端)에 너트를 채우는 것이 일반적이다. 구멍을 뚫는 작업은 널말뚝 타입이 완료된 후에 해야 하며 수중에서는 작업이 곤란하다. 타이재 연결위치는 일반적으로 A.L.LW에 고저차의 2/3를 더한 정도의 높이로 하는 것이 좋다.

5-3-2 널말뚝의 근입길이

널말뚝의 근입길이는 널말뚝의 하단이 지반에 고정되도록 적절한 안전율을 갖는다.

[해 설]

널말뚝의 역학적 거동은 근입길이에 의해서 변화한다. 근입길이가 짧을 경우에는 free earth support 상태가 되고 반대로 길 경우에는 fixed earth support 상태가 되는 거동 특성이 있다. 널말뚝을 안전하게 설계하기 위해서는 널말뚝 하단이 충분히 고정되는 상태, 즉, fixed earth support 상태가 만족되어야 한다.

[참 고]

버팀공을 갖는 널말뚝의 역학적 거동은 널말뚝의 강성, 지반의 특성, 근입장 등의 영향을 강하게 받는데 특히, 근입길이의 길고 짧은 정도에 따라 뚜렷하게 다르다.

본 장에서 기술한 설계법은 널말뚝벽 하단이 고정되어 있는 것을 전제조건으로 하고 있다. 널말뚝 하단이 고정 되는 근입길이는 널말뚝의 강성 및 지반의 특성에 의해 변화한다. 토압론에 의한 free earth support법의 근입길이 결정방법은 널말뚝의 강성이 고려되지 않는 것이며, 이것은 널말뚝벽 하단이 고정 된 경우, 예상되는 수동토압 분포가 Coulomb 토압에 의해 계산되는 삼각형 분포로 되지 않는 등 실제 거동과는 다른 양상을 나타내는 단점이 있다.

(1) 널말뚝 근입길이를 free earth support법으로 구하는 경우, 앞의 참고 그림 (5-3)과 본편 5-2-1 고려해야 할 외력 참고 그림 (5-5)에서 계산된 토압과 잔류수압에 대해 타이재 연결점 (A점)을 원점으로 한 모멘트 평형으로부터 식 참고 (5-1)을 만족하도록 구한다.

$$M_P = F \cdot M_A \qquad \text{참고 (5-1)}$$

여기서,

M_P : 수동토압에 의한 tie재 연결점에 관한 모멘트(kN · m/m) $(=P_P \cdot \ell_2)$

M_A : 주동토압 및 잔류수압에 의한 tie재 연결점에 관한 모멘트(kN · m/m) $(=P_A \cdot \ell_1)$

F : 안전율

안전율은 사질토 지반에 타입한 널말뚝벽에 있어서는 평상시 1.5 이상, 이상 시 1.2 이상으로 하고 단단한 점성토 지반에 있어서는 상시, 이상시 모두 1.2 이상으로 하는 것이 바람직하다.

(2) 식 참고 (5-1)에서 M_P 및 M_A는 근입길이(D)의 함수이므로 식 참고 (5-1)은 D에 관한 방정식이 된다. 실제로 식 참고 (5-1)을 계산할 때에는 D값을 가정해서 시산법에 의해 식의 좌변 및 우변을 계산한 후 도해법에 의해서 양변이 같게 되는 D값을 구한다.

(3) 점성토 지반에서는 일반적으로 식 참고 (5-2)을 만족해야 근입의 안정이 성립된다.

$$4c > w + \sum \gamma h + \gamma_\omega h_\omega \qquad \text{참고 (5-2)}$$

여기서,

c : 해저 지반 흙의 점착력(kN/㎡)

w : 상재하중(kN/㎡)

γ : 흙의 단위체적중량(kN/㎥) (잔류수위 이하에서는 수중 단위체적중량)

h : 해저면상 흙의 층 두께(m)

γ_ω : 물의 단위체적중량(kN/㎥)

h_ω : 잔류수위와 전면조위의 수위차(m)

해저지반이 연약하여 식 참고 (5-2)를 만족하지 않는 경우는 해저지반을 적당한 방법으로 개량하거나, 또는 선반식 널말뚝단면으로 계획하는 등의 대책을 강구할 필요가 있다.

5-3-3 널말뚝의 휨모멘트 및 타이재 설치점의 반력

널말뚝에 작용하는 최대 휨모멘트 및 타이재 설치점의 반력은 널말뚝의 강성, 근입길이, 지반의 굳은 정도 등을 고려하여 적절한 방법에 의해 산정한다.

[해 설]

널말뚝벽의 역학적 거동은 널말뚝의 강성, 근입길이, 지반의 굳은 정도에 의해서 영향을 받고 있다는 것을 오래전부터 인지해오고 있었으며 그 동안은 안벽의 전면수심도 비교적 얕고 U형 강널말뚝 등 단면강성이 비교적 적은 것으로 대응하고 있었으므로 중간정도 이상으로 다져진 사질토 지반에 타입한 강널말뚝은 휨모멘트의 반곡점 위치가 해저지반, 또는 그보다 얕은 곳에 있기 때문에 가상보법(假想裸法)이라 하는 간편법으로 대응하여 왔다.

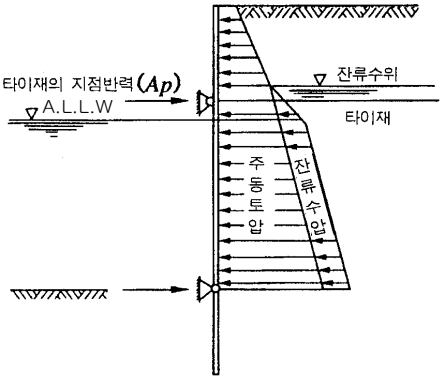
그러나 최근 안벽의 대형화 추세에 따라 비교적 단면강성이 큰 강관널말뚝이 사용되고 있는 실정이므로 이에 따른 휨모멘트의 반곡점 위치가 해저지반보다도 깊어지게 되어 이전의 가상보법으로는 단면력이 과소하게 계산될 우려가 있어 주의를 요할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 널말뚝의 최대 휨모멘트 및 타이재 설치점의 반력은 아래에 기술하는 가상보법 또는 P.W.Rowe의 방법에 의해 구하여도 좋으나, 상기와 같은 이유로 널말뚝의 강성이 큰 경우에 있어 가상보법을 사용할 경우 특히 주의가 필요하다.

(2) 가상보법

가상보법은 널말뚝의 최대 휨모멘트 및 타이재 설치점의 반력을 참고 그림 (5-12)와 같이 타이재 설치점 및 해저면을 지점으로 하고, 해저면 상의 토압 및 잔류수압이 하중으로 작용하는 단순보로 가상해서 구하는 방법이다.



참고 그림 (5-12) 휨모멘트를 구하는 경우의 가상보

(3) 휨모멘트 계산 시, 해저면에서의 여굴 영향을 고려해야할 필요가 있다.

(4) 널말뚝 해측부 전면의 해저면이 수평이 아닌 경우는 해저면을 지점으로 해서 계산한 휨모멘트가 과소한 값이 되는 경우가 있으므로 주의해야 한다.

(5) 널말뚝의 허용수평변위량에 대해서는 구조물의 규모, 중요도, 이용도를 고려하여 신중히 결정할 필요가 있다.

5-3-4 널말뚝 단면의 결정

널말뚝의 단면은 본편 5-3-3 널말뚝의 휨모멘트 및 타이재 설치점의 반력에 의해 산정한 응력이 재료의 허용응력을 넘지 않도록 결정한다.

[해 설]

널말뚝의 단면결정은 허용응력도법에 의해 행하는 것을 기본으로 하고 있다.

[참 고]

(1) 강널말뚝 허용응력도는 제3편 2-3-3 강말뚝 및 강관널말뚝과 제3편 2-3-4 강널말뚝을 참조한다.

(2) 강널말뚝 연결부의 형식에는 다음과 같은 것이 있다.

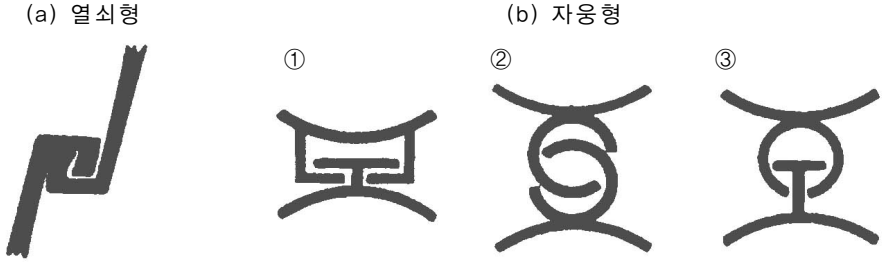
① 열쇠형

② 자웅(雌雄)형

U형 말뚝에는 열쇠형이 쓰여 지고 자웅형(①, ②, ③)은 강관널말뚝에 쓰여 지고 있다. 강관널말뚝에는 ①의 연결부를 사용하는 것이 많다.

(3) 강관널말뚝의 연결부 길이는 널말뚝의 일체성을 확보하는 면에서는 되도록 길게 하는 것이 좋으나, 시공 중 파손을 감안하여 널말뚝 선단까지는 연결부를 설치하지 않는다.

일반적으로 연결부의 최하단은 주동토압강도와 수동토압강도가 같게 되는 심도 또는 가상고정점($1/\beta$, 본편 9-5-3)까지 설치하고 해저면과는 2~3m까지 설치하지 않는 것이 좋다. 잔류수위차가 큰 경우에는 piping 현상을 고려해서 결정하는 경우도 있다. 연결부의 최상단은 상부공의 하단에서 30~40cm 아래까지 하는 것이 좋다.



참고 그림 (5-13) 강널말뚝 연결부의 형상

5-3-5 단면의 강성영향을 고려한 탄성해석

널말뚝의 단면은 널말뚝단면 강성을 감안하여 적절히 결정한다.

[해 설]

본편 5-3-2 널말뚝의 근입길이 [참고]에도 기술한 바와 같이 버팀공이 있는 널말뚝벽의 거동은 널말뚝의 강성, 지반의 특성, 근입길이 등의 영향을 많이 받으며 특히, 이 중에서도 널말뚝 단면의 강성영향을 고려하는 것이 중요하다.

[참 고]

(1) free earth support법과 가상보법(假想樑法)을 조합(組合)한 방법은 간편하고 실제 적용 사례들도 있기 때문에 현재까지 사용되고 있으나, 이 방법은 널말뚝의 단면강성을 고려한 설계법이라고는 볼 수 없다.

(2) 다음에 기술하는 방법은 널말뚝의 근입부를 탄성상(彈性床) 위의 보(beam)로 간주하는 것으로 로우(P.W. Rowe)의 방법을 수정한 계산법이다.

① 널말뚝의 탄성보 해석법

탄성보 해석법은 널말뚝벽의 근입지반에 탄성적인 지반반력계수를 설정하고 널말뚝벽에 탄성상(彈性床)위의 보 이론식을 적용하는 방법이다. 근입부의 기본식은 식 참고 (5-3)과 같다.

$$EI(d^4y/dx^4) = P(x) = P_{AO} - (l_h/D)xy \qquad \text{참고 (5-3)}$$

여기서,

E : 널말뚝의 탄성계수(MN/㎡)

I : 널말뚝의 단위 폭 당 단면2차모멘트(m^4/m)

P_{AO} : 해저면에 있어서 주동토압과 잔류수압에 의한 하중강도(MN/㎡/m)

l_h : 널말뚝벽의 지반반력계수(MN/㎥)

D : 널말뚝의 근입길이(m)

참고 (5-3)과 같은 형의 미분방정식에는 일반적인 해법이 없으므로 이것의 해를 얻기 위해서는 특별한 연구가 필요하다. 부룸이나 로우(P.W. Rowe)는 이 해법에 무한멱급수의 형을 상정하여서 각항의 계수를 수치해석적으로 구하는 방법을 제창했다.

다카하시(高橋), 이시구로(石黑)는 로우(P.W.Rowe)의 방법을 기초로 널말뚝벽의 처짐곡선방정식으로 푸는 식을 유도하여 컴퓨터를 사용한 수치계산 방법으로 상세히 나타냈고 다시 실제 널말뚝벽의 거동특성과 잘 대응하도록 하기위하여 다음과 같이 수정을 하였다.(참고 그림 (5-14) 참조)

$$EI(d^4y/dx^4) = P(x) = P_{AO} + K_{AD}\gamma\chi - K_o\gamma x - \{l_h/(D_F\gamma_f)\}xy \qquad \text{참고 (5-4)}$$

여기서,

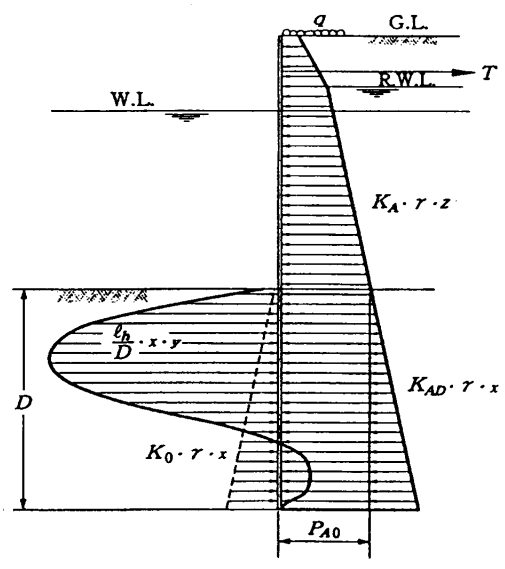
K_{AD} : 널말뚝벽 근입부의 주동토압계수

γ : 흙의 단위체적중량(MN/㎥)

K_0 : 정지토압계수

D_F : 널말뚝벽의 수렴근입길이(m)

γ_f : 근입부 전면의 제1차 정(正)(+)의 반력토압 작용 깊이와 D_F의 비



참고 그림 (5-14) 널말뚝벽의 해석상 토압분포

② 특성 근입길이

상기의 해석수법을 적용하면 널말뚝벽 근입길이에 의하여 널말뚝벽의 거동특성에 변화가 있는 것이 명확하다. 즉 널말뚝이 일정 길이 이상이 되지 않으면 널말뚝벽은 안정하지 못하다. 이와 같이 한계의 안정상태를 갖는 근입길이를 한계근입길이 D_c라 한다. 한계근입길이 보다 근입길이가 길면 널말뚝벽의 휨모멘트는 free earth support 상태의 peak인 최대 휨모멘트 M_p가 되며 이때의 근입길이를 천이근입(遷移根入)길이 D_p라 한다.

여기서 다시 근입길이를 길게 하면 fixed earth support 상태의 수속적인 최대휨모멘트 M_F가 되며 이것을 만족하는 최소근입길이를 수렴근입(收束根入)길이 D_F라 한다.

이제까지 free earth support식의 근입설계방식(根入設計方式)으로 안전율(安全率)을 1로 하고 벽면마찰각 δ=-15°로 하는 수동토압에 의해 한계근입 길이를 산출한 경우는 일반적으로 천이근입(遷移根入)길이 D_p보다 크게 된다. 이는 구한 근입길이의 널말뚝벽이 이미 fixed earth supprot 상태에 가까워지고 있는 것을 나타내고 있다.

free earth support법으로 안전율을 가하여 설계 근입길이를 구하는 방법은 free earth support 상태에 가까워지고 있음에도 불구하고, 반력토압의 분포상태를 삼각형분포의 수동토압으로 보고, 널말뚝의 강성을 전혀 계산값에 고려하지 않는 것 등으로 미뤄볼 때, 널말뚝의 강성과 근입길이의 크기에 의해 널말뚝벽 근입부의 역학적 거동이나 반력토압의 분포상태가 변화한다는 실제의 현상이 고려되지 않았다고 할 수 있다.

③ 널말뚝의 flexibility number

널말뚝벽의 구조체로서 강도를 나타내는 지수는 다음과 같이 로우가 제안한 flexibility number에 의한 표시방법이 있다.

$$\rho = H^4/EI = (H_T^4/EI)\ell_h \qquad \text{참고 (5-5)}$$

여기서,

ρ : flexibility number (㎥/MN)

H : 널말뚝의 총길이(m)

로우는 $\rho = H^4/EI$의 H에 널말뚝 총길이로서 널말뚝벽의 총 높이 H(널말뚝의 마루에서 해저면까지)와 fixed earth support 상태의 근입길이 D를 합한 것 $(H+D)$을 쓰고 있다.
단, 다카하시(高橋), 기구지(菊池)등의 flexibility number와 지반특성을 합성해서 유도된 새로운 지표값(similarity number)은 식 참고 (5-6)과 같고 여기서의 H값은 타이재 연결점에서 해저면까지의 높이 H_T 를 쓰고 있다.

$$\omega = \rho \cdot \ell_h \qquad \text{참고 (5-6)}$$

여기서,

ω : similarity number
ℓ_h : 널말뚝벽의 지반반력계수(MN/㎥)

이와 같이 널말뚝벽의 역학적 특성을 식 참고 (5-5), 식 참고 (5-6) 등으로 표시함으로써 널말뚝의 강성영향(剛性影響)을 정량적으로 추산할 수 있다.

④ 널말뚝벽의 지반반력계수

널말뚝벽의 지반반력계수(ℓ_h)에 대하여는 실측값이나 제안값으로 나타낸 자료가 극히 드물다.
이 때문에 모형실험 및 실측 등에 의해 구하는 것이 바람직하다.
기왕의 방법으로서 테르자기(Terzaghi)의 제안값과 이것을 개량(改良)한 다카하시(高橋), 기구지(菊池) 등의 제안값이 있다. 이들의 연구에 의하면 지반반력계수의 오차에 의한 영향은 보통범위 내에서는 치명적인 것은 아니다. 이 때문에 보통 널말뚝벽의 지반반력계수로서 다카하시, 기구지 등의 제안치를 적용해도 좋다.

가. 테르자기(Terzaghi)의 제안값

테르자기의 제안값은 참고 표 (5-1)과 같다.

참고 표 (5-1) 모래지반 중 널말뚝벽의 지반반력계수(ℓ_h)

(MN/㎥)

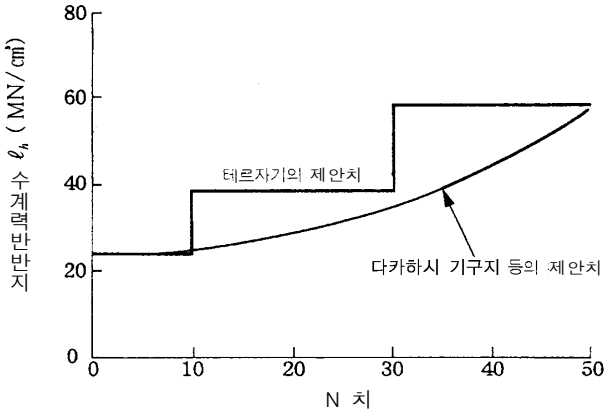
모래의 상대밀도	느 슨 함	보 통	조 밀
지반반력계수(ℓ_h)	24	38	58

나. 다카하시(高橋), 기구지(菊池) 등의 제안값

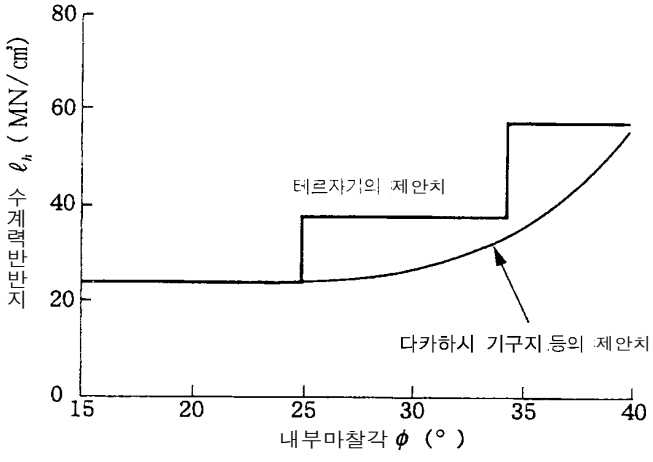
다카하시, 기구지 등은 Tschbotarioff의 모형 널말뚝벽 실험결과와 테르자기의 제안값과의 사이에 모순이 없는 것을 확인하였다. 여기서 테르자기가 제안하는 지반반력계수와 상대밀도의 관계, 테르자기가 별도로 나타낸 N치와 상대밀도의 관계를 써서 참고 표 (5-1)에 나타낸 지반반력계수와 N치들 관계 등에서 안전측이 되도록 작은 지반반력계수를 취하도록 참고 그림 (5-15)에 나타냈다.
또 Dunham 식 중에 같은 N치에 대해서 작은 내부마찰각을 식 참고 (5-7)에 의해 지반반력계수와 내부마찰각의 관계를 참고 그림 (5-16)에 나타냈다.

$$\phi = \sqrt{12N} + 15(^\circ) \qquad \text{참고 (5-7)}$$

단, Dunham의 식에는 사질토의 입상에 따라 높은 내부마찰각을 나타내는 식도 있으므로 참고 그림 (5-15)의 도표는 약간 편의적인 것이라 할 수 있다.



참고 그림 (5-15) N치와 지반반력계수(ℓ_h)의 관계



참고 그림 (5-16) 내부마찰각(ø)와 지반반력계수(ℓ_h)의 관계

⑤ 설계근입길이

널말뚝의 근입길이를 로우의 방법으로 구하는 경우는 식 참고 (5-8)에 만족하도록 구하면 좋다.

$$\delta_s = D_F/H_T \geqq 5.0916 \times \omega^{-0.2} - 0.2591 \qquad \text{참고 (5-8)}$$

여기서,

δ_s : 널말뚝의 근입길이와 타이재 설치점에서 해저면까지 높이의 비

D_F : 널말뚝의 근입길이(m)

H_T : 타이재 설치점에서 해저면까지의 높이(m)

ω : similarity number (=$\rho \cdot \ell$h)

ρ : flexibility number (=H_T^4/EI)(㎥/MN)

E : 널말뚝의 탄성계수(MN/㎡)

I : 널말뚝 단위 폭 당 단면2차모멘트(m^4/m)

ℓ_h : 널말뚝벽의 지반반력계수(MN/㎥)

이 식에서 구한 근입길이는 수렴근입 길이이고 다카하시, 기구지 등의 연구에 의하면 근입길이를 수렴근입 길이의 70%로 하여도 최대휨모멘트의 증가율은 2% 정도이다. 따라서 수렴근입 길이를 설계근입길이로 하면 안전율은 포함되어 있다고 생각되며 여기서는 안전율을 고려하지 않아도 좋다. 식 참고 (5-8)은 다카하시(高橋), 기구지(菊池) 등이 안벽의 수심((-)4~(-)14m), 토질조건, 지진조건, 강널말뚝 재질조건의 조합에 의한 72케이스들의 시뮬레이션모델을 기초로 해석을 하고 다음의 항목과 similarity number와 관련시켜 구한다.

그 항목이란 수렴근입 길이 D_F와 가상벽체높이 H_T와의 비 δ_s=(D_F/ H_T), 처짐곡선해석에 있어서 수렴근입 길이 D_F일 때 최대휨모멘트 M_F와 타이재 연결점 및 해저면을 지점으로 한 가상보법 설계의 최대휨모멘트 M_T와의 비 μ(= M_F/ M_T), 처짐곡선해석에 있어서 수렴근입 길이가 D_F일 때 타이재 장력 T_F와 가상보법 설계의 타이재 장력 T_T와의 비 τ(= T_F/ T_T)이고 전체케이스들을 정리해서 참고 그림 (5-18)~(5-20)에 그래프로 표시를 했다. 그 그래프를 기본으로 대비계수 프로트 곡선의 수식화를 하고 있다. 참고 그림 (5-18)은 ω와 δ의 관련도이고, 평상시와 지진 시의 δ를 각기 δ_N와 δ_S로 구하고 있으나 식 참고 (5-8)은 큰 값을 나타내는 지진 시의 δ_S를 쓰고 있다.

⑥ free earth support법과 Rowe방법으로 구한 근입길이의 비

완전한 fixed earth support 상태가 달성되면 이 이상 근입길이를 증대하여도 널말뚝벽의 최대휨모멘트나 널말뚝벽 전면의 제1반력 토압작용구간 길이가 변하지 않게 되고 구조적으로 안정화한다.

이로부터 버팀공이 있는 널말뚝식 안벽의 소요 근입길이는 fixed earth support 상태가 달성되는 근입길이인 것이다.

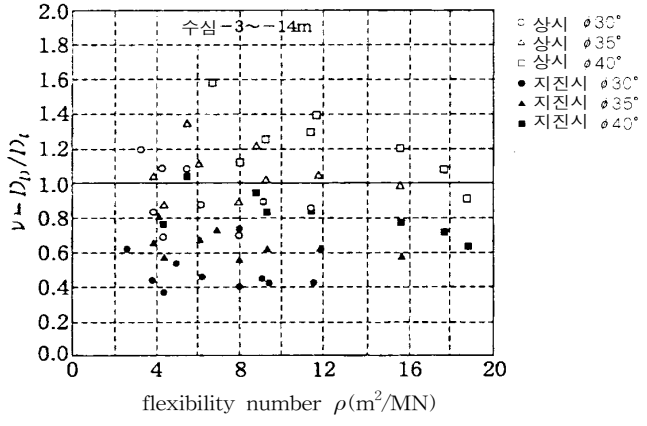
이 상태가 되는 최소의 근입길이를 설계근입길이(D_D)로 하는 것이 합리적이다.

이 D_D와 free earth support법으로 구한 근입길이(D_t)와의 비 $\nu(=D_D/D_t)$와 flexibility number ρ와의 관계가 참고 그림 (5-17)에 있다.

이 그림에서 ν가 1을 상회하는 영역에서는 free earth support법으로 구한 근입길이가 완전한 fixed earth support 상태로 되기에는 불충분하다. 그림을 보면 평상시에는 많은 경우가 1을 넘고 지진 시에는 1을 넘지 못한다.

설계조건으로는 지진 시로 설계하는 것이 많으므로 대다수의 경우 free earth support법으로 구한 근입길이는 fixed earth support 상태가 달성되고 있다.

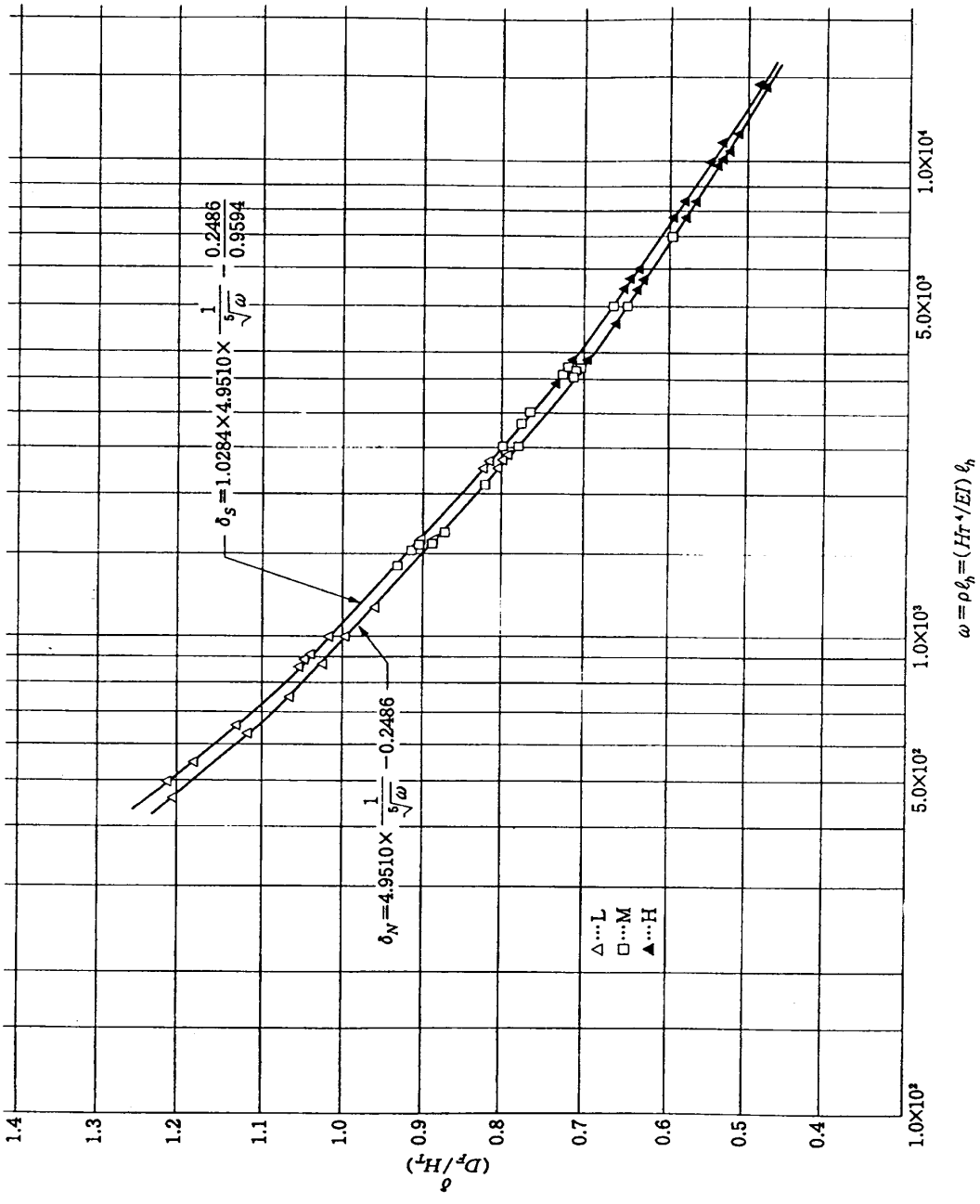
그러나 평상시의 경우나 지진 시의 경우에도 ρ가 작을수록 ν가 크게 되는 경향이 있고 free earth support법으로 근입길이를 구하는 경우는 완전한 fixed earth support 상태로 되지 않을 수도 있으므로 충분한 주의가 필요하다.



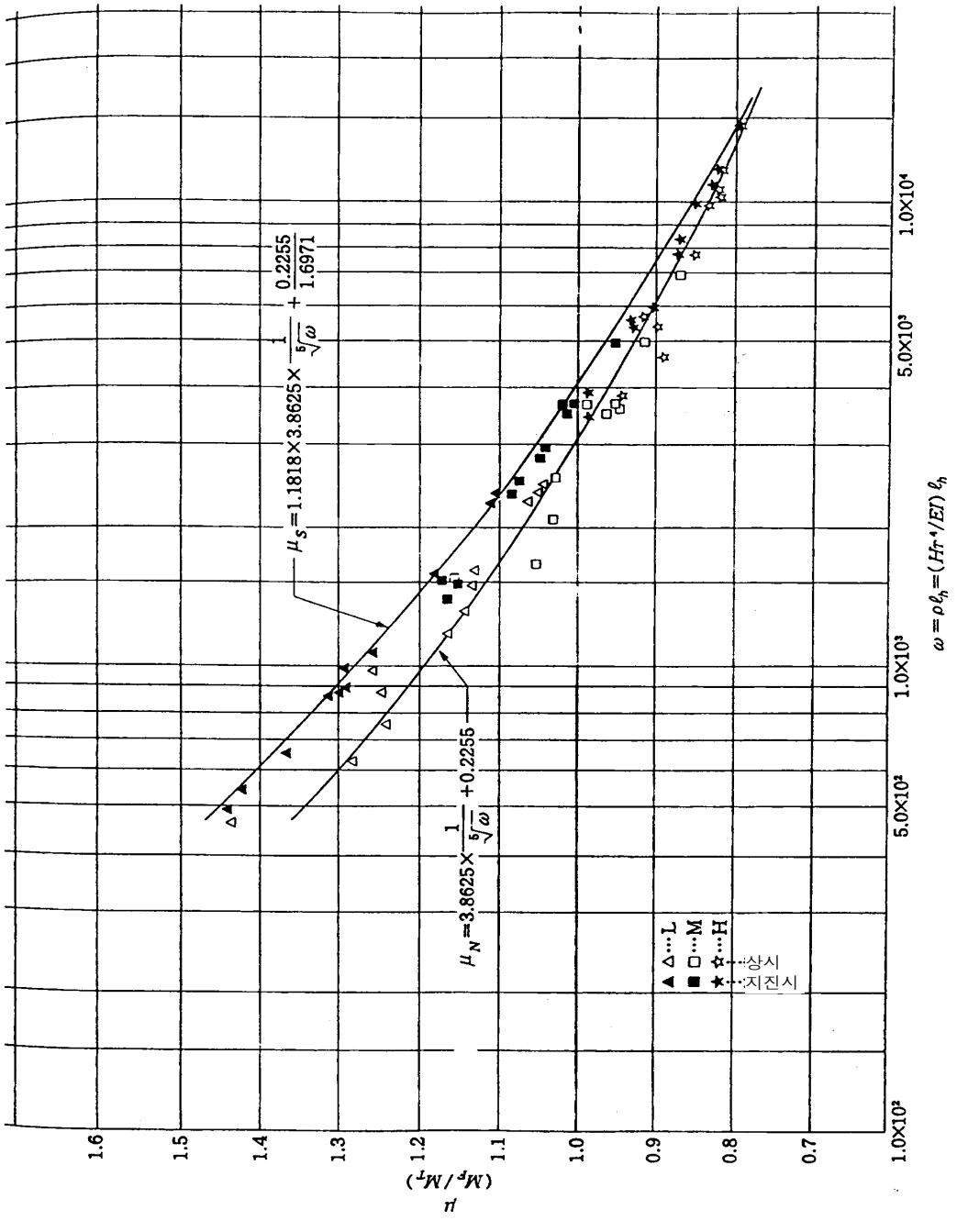
참고 그림 (5-17) ρ와 ν의 관계

⑦ 널말뚝의 최대휨모멘트와 타이(tie)재 설치점 반력

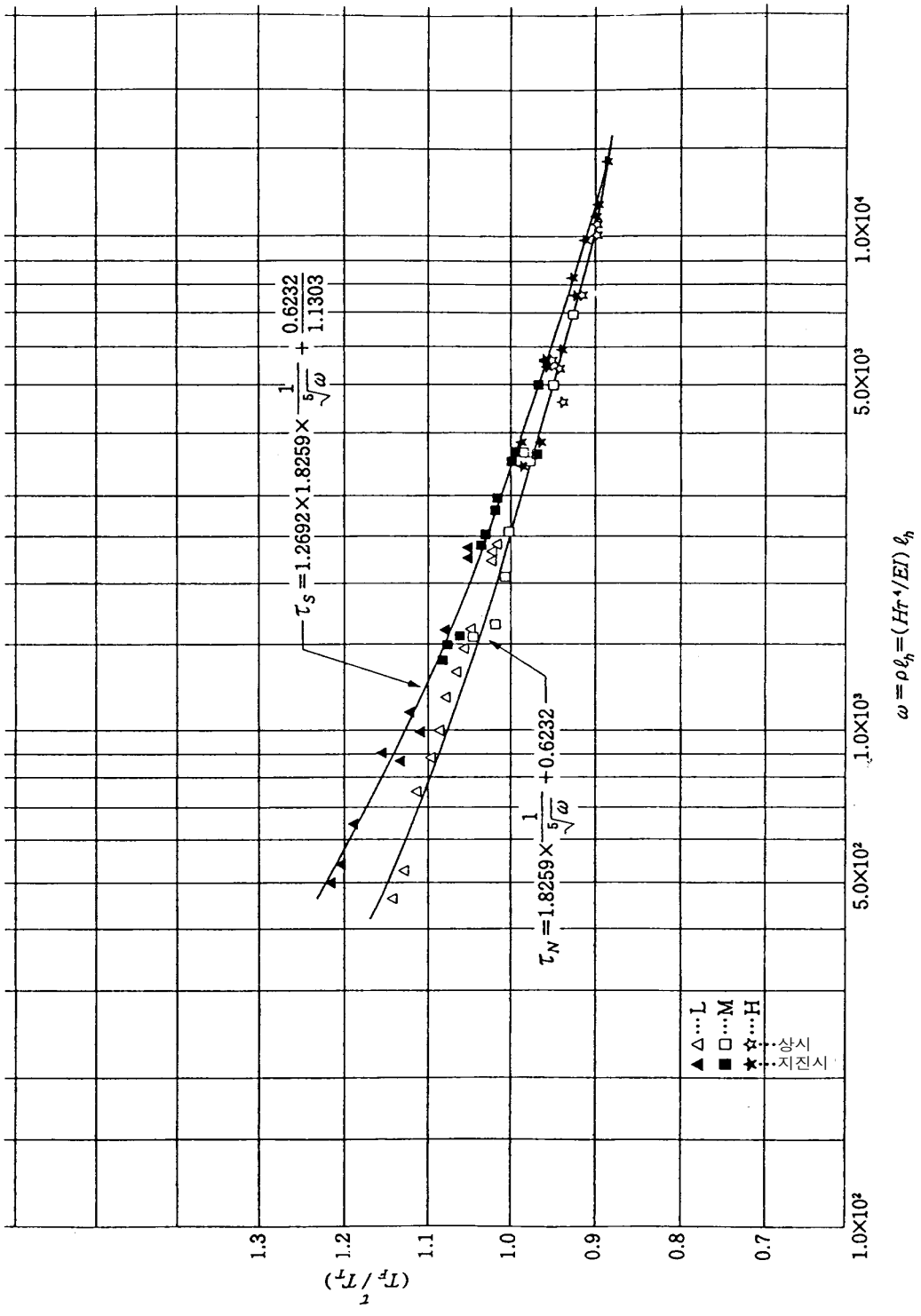
널말뚝의 휨모멘트나 지반반력계수의 영향을 고려하여 널말뚝의 최대휨모멘트 및 타이재 설치점 반력을 구하는데는 참고 그림 (5-19) 및 참고 그림 (5-20)에서 보정계수를 구하고 미리 가상보법으로 구한 값에 보정계수를 곱하여 수정하면 좋다. 참고 그림 (5-19) 및 참고 그림 (5-20)에 나타난 지진시의 진도는 제2편 제11장 지진 및 지진력에서 구한다. 특히 상세한 설계이외에 지진시의 설계에는 이 그림에서 구한 값을 써도 좋다.



참고 그림 (5-18) ω와 δ의 관련도



참고 그림 (5-19) ω와 μ의 관련도



참고 그림 (5-20) ω와 τ의 관련도

5-4 타이재의 설계

5-4-1 타이재의 인장력

타이재에 작용하는 장력은 본편 5-3-3 널말뚝의 휨모멘트 및 타이재 설치점의 반력을 기준으로 산정한다.

[해 설]

본편 5-3-3 널말뚝의 휨모멘트 및 타이재 설치점의 반력에 의해 산정한 타이재의 장력은 1m당의 힘이며, 일반적으로 타이재의 연결부는 일정간격으로 시공된다. 또, 배후에 기초시설 구조물이 있는 경우 그것을 피하기 위해 수평면과 경사각을 두어 시공되는 것도 있기 때문에 이들의 현장조건을 고려하여 계산하여야 한다.

[참 고]

(1) 타이재에 작용하는 인장력은 식 참고 (5-9)로 구한다.

$$T = A_P \cdot l \sec\theta \qquad \text{참고 (5-9)}$$

여기서,

T : 타이재의 인장력(kN)
A_P : 본편 5-3-3 널말뚝의 휨모멘트 및 타이재 설치점의 반력에 의한 타이재 설치점 반력(kN/m)
l : 타이재의 설치간격(m)
θ : 수평면에 대한 타이재의 경사각(°)

(2) 널말뚝 상부공에 계선주를 만들어, 계선주에 작용하는 선박의 견인력이 타이재에 전달되는 구조로 한 경우에는 계선주 부근의 타이재 인장력은 상부공을 타이재가 탄성받침으로 하는 보로 보고 풀지만 보통은 계선주 부근의 4개의 타이재로 견인력을 균등하게 분담한다고 가정하여 식 참고 (5-10)로 구하면 충분히 안정하다. 또, 타이재의 인장력에 선박의 견인력을 고려할 때, 타이재의 허용응력은 이상시 경우로 취급하여도 좋다.

$$T = (A_P l + \frac{P}{4})\sec\theta \qquad \text{참고 (5-10)}$$

여기서,

P : 1개소의 계선주에 작용하는 견인력의 수평분력(kN)

선박의 견인력에 대해서는 제2편 2-2-7 계선주에 작용하는 힘에 의한다.

(3) U형 또는 Z형의 강널말뚝을 쓸 경우에는 타이재를 널말뚝 4장 째마다 연결하는 예가 많다.

(4) 연약지반으로 침하의 위험이 있는 경우에는 장력에 어느 정도 여유를 고려해야 한다.

5-4-2 타이재의 단면

타이재의 단면은 본편 5-4-1 타이재의 인장력에서 구한 타이재 인장력으로부터 계산한 인장응력이 허용응력을 넘지 않도록 결정한다. 이 경우에 있어서 타이재 연결점의 반력은 널말뚝 단면의 강성을 고려하여 산정하여야 한다.

[해 설]

타이재의 단면은 허용응력설계법에 의해 결정한다.

[참 고]

(1) 타이로드의 허용인장응력은 평상시는 항복응력의 40% 이하, 이상 시는 60% 이하로 한다.

(2) 타이케이블의 허용인장응력은 평상시는 파괴강도에 대하여 안전율을 3.8 이상, 이상 시는 2.5 이상으로 한다.

(3) (1) 및 (2)는 일본에서의 지진 시 널말뚝벽의 파손 예와 일본 항만기술연구소에서 행한 모형 널말뚝벽의 진동실험 결과, 지진 시에는 타이재에 본편 5-4-1 타이재의 인장력에 의하여 계산된 값보다 큰 인장력이 작용하고, 평상시에도 매립토사가 침하하면 타이재가 휘어져서 계산치보다 큰 응력이 발생하는 점 등을 고려하여 타이재에 대해서는 항복점응력에 대한 허용응력의 비를 일반 구조물의 2/3로 축소시킨다. 파괴강도에 대한 안전율을 확보한 결과는 참고 표 (5-2)와 같다.

참고 표 (5-2) tie rod 재료의 특성

종 류	파단강도 (N/㎟)	항복점응력도 (N/㎟)	허용응력도 (N/㎟)		신장률 (%)	항복점 (응력도 / 파안강도)	안전율 (파단강도 / 허용응력도)	
			평상시	지진 시			평상시	지진 시
SS400	402 이상	(직경40㎜ 이하) 235 이상	94	141	24 이상	0.58	4.27	2.85
		(직경40㎜를 넘는 것) 215 이상	86	129	24 이상	0.53	4.67	3.12
SS490	490 이상	(직경40㎜ 이하) 275 이상	110	165	21 이상	0.56	4.45	2.97
		(직경40㎜를 넘는 것) 255 이상	102	153	21 이상	0.52	4.80	3.20
고장력강490	490 이상	325 이상	130	195	24 이상	0.66	3.77	2.51
고장력강590	590 이상	390 이상	156	234	22 이상	0.66	3.78	2.52
고장력강690	690 이상	440 이상	176	264	20 이상	0.64	3.92	2.61
고장력강740	740 이상	540 이상	216	324	18 이상	0.73	3.43	2.28

(4) 타이로드

① 널말뚝벽 배후의 뒷채움 흙이 침하하면서 타이로드는 널말뚝벽과 연결점에서 휨모멘트를 받는다. 이와 같은 휨모멘트를 받는 상태에서 인장력이 작용하면 신장률(늘음)이 적은 재질의 타이로드에서는 인장강도가 저하하므로 타이로드는 KS B 0801 금속재료 인장 시험편의 규정에 따른 (다)호 시험편에서 신장률이 18% 이상 되는 강재를 써야 한다.

② 타이로드의 인장응력은 부식으로 인한 단면의 감소를 고려하여 계산한다.

(5) 타이케이블

① 타이로드 대신 경강선재(KS D 3510)를 사용한 경강선이나 피아노선재(KS D 3509)를 사용한 PC강선을 꼬아서 만든 타이케이블을 사용해도 좋다. 타이케이블에 대해서는 파괴강도에 대한 안전율을 평상시는 3.8 이상, 이상 시는 2.5 이상으로 한다. 단, 0.2%의 영구변형이 발생하는 응력을 항복점응력으로 보고, 이것의 파괴강도에 대한 비가 2/3 이하가 되지 않아야 한다.

② 타이케이블의 방식을 위한 피복재료는 5~10㎜두께의 폴리에틸렌 수지를 쓰는 경우가 많으나, 내구성에 대해서는 주의를 요한다. 매립공사 중 피복이 손상되지 않도록 주의할 필요가 있다.

③ fitting anchor는 KS D 3711에 준하는 고강도의 크롬몰리브덴강이어야 하고, 너트는 KS D 3752에 준하는 기계구조용 탄소강이어야 한다.

(6) 지진에 의한 널말뚝벽의 파손 원인은 버팀판의 저항부족에 의한 것이 많으며 tie rod가 절단된 예도 확인되고 있다. 또, 일본 항만기술연구소에서 행한 모형널말뚝벽의 진동실험에 의하면 진동시의 tie rod 장력은 tie rod 부근의 토압 증가와 널말뚝 근입부의 고정도의 저하로 인하여 증대한다. 포화모래의 실험에서는 가상보법으로 얻어진 타이재 연결점 반력 계산치의 2~3배, 건조모래의 경우에도 1.5배 정도의 장력이 관측되고 있고 지진 시에는 본편 5-4-1 타이재의 인장력에 의한 계산치보다도 큰 장력이 작용하는 것으로 추정된다.

(7) 널말뚝벽 배후의 지표면이 느슨한 사질토이고 물로 포화되어 있는 경우는 지진 시에 진동에 의해 흙이 액상화하고 토압이 증가해서 타이재의 장력이 뚜렷하게 증가 되는 위험이 있으므로 지반을 개량하는 등, 그에 대한 방지를 도모하는 것이 바람직하다.

(8) tie rod의 종류는 비교 설계하여 가장 경제적인 것을 적용하는 것이 좋으나 tie rod에 작용하는 장력이 큰 경우에는 허용인장응력이 큰 것이 유리하다. 그러나 고장력강을 쓰는 경우 그 파단강도와 항복점응력도와의 비가 보통강에 비해서 적기 때문에 참고 표 (5-2)에 나타나는 것과 같이 항복점 응력도에 대한 안전율이 같을지라도 파단강도에 대한 안전율이 저하하므로 그 적용에 대해서는 주의가 필요하다.

5-5 웨일링의 설계

웨일링의 최대 휨모멘트는 적절한 방법에 의해 산정해야 한다.

[해 설]

웨일링의 최대 휨모멘트를 구하는 식은 여러 가지가 제안되어 있으나 현장의 여러 조건에 대해서 안전하고 경제적인 단면이 되도록 산정해야 한다.

[참 고]

(1) 웨일링의 최대휨모멘트는 식 참고 (5-11)로 산정한다.

$$M = \frac{T \cdot l}{10} \qquad \text{참고 (5-11)}$$

여기서,

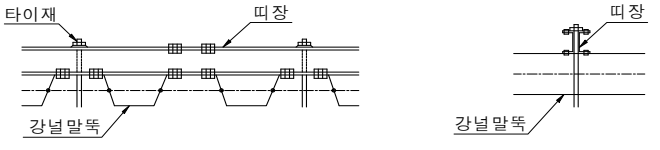
M : 웨일링의 최대휨모멘트(kN · m)

T : 본편 5-4-1 타이재의 인장력(引張力)에 의한 타이재의 인장력(N)

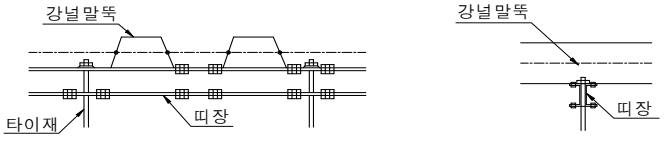
l : 타이재 연결간격(m)

이 식은 타이재 설치점 반력(A_p)을 등분포 하중으로 하고 타이재 설치점을 지점으로 한 3경간 연속보로 계산한 것이다.

(2) 널말뚝의 상부에는 수평으로 웨일링재를 설치하고, 이것에 널말뚝과 타이재를 체결한다. 웨일링은 보통 참고 그림 (5-21)과 같이 ㄷ형강(channel)을 사용하지만 앵글(angle) 또는 H형강을 사용하는 경우도 있다. 웨일링의 설치위치는 널말뚝의 전면에 둘 경우와 배면에 둘 경우가 있다.



(a) 강널말뚝의 바다 쪽에 설치한 경우



(b) 강널말뚝의 육지 쪽에 설치한 경우

참고 그림 (5-21) 웨일링의 연결 예

(3) 웨일링은 웨일링에 작용하는 응력을 감소시키고 방식을 위해서 상부공에 묻어 넣는 것이 좋다. 상부공에 묻어 넣지 않을 때에는 부식으로 인한 단면의 감소를 고려하여 그 응력을 산정한다. 부식량에 대해서는 제3편 2-4-5 강재의 부식속도 비교를 참조한다.

(4) 웨일링의 허용응력도는 제3편 2-3 강재의 허용응력에 의한다.
(5) 상부공에 계선주를 설치한 경우는 본편 5-4-1 타이재의 인장력 [참조] (2)에 의해 선박의 견인력을 고려한 타이재 장력을 써서 계선주 부근의 웨일링 설계를 행할 필요가 있다. 이 경우, 허용응력도는 평상시의 1.5배로 하여도 좋다. 단, 웨일링을 상부공에 매입한 경우에는 견인력의 영향을 무시하여도 좋다.
(6) 웨일링을 널말뚝의 해측에 설치하는 경우와 육지에 설치하는 경우가 있다(참고 그림 (5-21) 참조). 웨일링을 해측에 설치하는 경우는 웨일링이 널말뚝을 지지하는 상태가 되므로 각각의 널말뚝을 볼트로 강제적으로 체결할 필요는 없고 볼트 체결은 소수가 좋다. 그러나 웨일링재의 부식이나 손상은 널말뚝 벽에 치명적 손상이 되므로 상부공 콘크리트의 두께를 증가시켜서 웨일링을 콘크리트에 묻을 필요가 있다. 웨일링을 육측에 설치하는 경우는 널말뚝과 일체화시키는데 충분한 강도를 갖는 볼트를 많이 필요로 하고 시공이 번잡하지만 상부공 콘크리트의 두께는 해측의 경우에 비해서 얇게 할 수 있다.

5-6 버팀공의 설계

5-6-1 버팀공의 구조형식 선정

버팀공의 구조형식은 공사비, 공기, 공사방법, 공사전 지반의 높이 등을 고려하여 결정한다.

[해 설]

버팀공의 구조형식은 일반적으로 버팀판, 버팀널말뚝, 버팀직항, 버팀경사 조합말뚝으로 대별되며 그 구조형식에 의해 경제성, 공기, 시공방법이 다르므로 그 선정에 대해서는 현장조건 등을 고려하여 결정할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 버팀판을 선택함에 있어서 콘크리트의 수상 작업(dry work) 가능 여부가 하나의 판단기준이 되는 경우가 많다. 비교적 대형의 널말뚝벽의 버팀판은 대개의 경우 지하수면 이하의 시공을 포함하게 되므로 체절을 하고 배수하면서 시공하는 예가 많다. 소형 콘크리트 버팀판은 별도의 제작장소에서 제작하여 크레인으로 설치하는 경우도 있다.
(2) 버팀널말뚝은 본체 널말뚝벽과 시공 공종이 같기 때문에 시공이 용이하고 공기가 짧은 경우가 많다. 특히 배후의 지반이 높고 강널말뚝을 육상에서 타입할 수 있는 경우에 유리하다.
(3) 버팀공 전면의 지반이 포화된 사질지반으로서 지진 시에 액상화를 일으키기 쉬운 경우는, 액상화가 지표면 부근에서 일어나기 때문에 근입 길이가 짧은 버팀공은 영향을 받기 쉽다. 그러므로 이런 경우는 근입길이가 긴 버팀말뚝이 유리하다. 지진시의 사질토 액상화에 대해서는 제2편 제11장 지반의 액상화를 참조한다.
(4) 타이재에 인장력이 작용했을 때 버팀공의 변위는 조항인 경우에는 작고, 널말뚝 및 직항인 경우에는 크다. 따라서 버팀널말뚝 및 버팀직항을 쓴 버팀공의 변위는 지진 시 증가되므로 주의할 필요가 있다.
(5) 시공 전 해저면이 깊을 때에는 버팀직항 또는 버팀조항을 설치하는 것이 유리하다.
(6) 배후시설과의 관계로 버팀공 설치위치가 제약되는 경우에는 버팀조항을 설치하는 것이 유리하다.
(7) 매립토사의 침하가 예상되는 장소에 사용한 조항에는 축방향력 이외에 휨응력이 작용할 염려가 있으므로 주의해야 한다.

5-6-2 버팀공의 설치위치

버팀공의 설치위치는 버팀공 구조의 특성을 고려하고 널말뚝벽 구조의 안정이 확보되도록 적절한 거리의 위치에 설치하여야 한다.

[해 설]

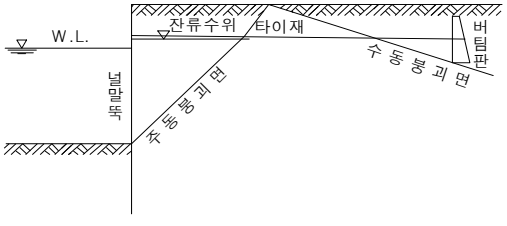
버팀공의 설계위치는 버팀공 자체의 안정이 그 위치에 의해 영향을 받는다. 버팀공은 그 구조형식에 따라 안정이 확보되는 위치가 각기 다르므로 버팀공 구조형식별로 각각의 설치위치를 결정할 필요가 있다. 따라서 버팀공은 널말뚝벽 본체 및 버팀공의 안정을 확보하기 위해 널말뚝벽에서 충분한 거리의 위치에 설치되어야 한다.

[참 고]

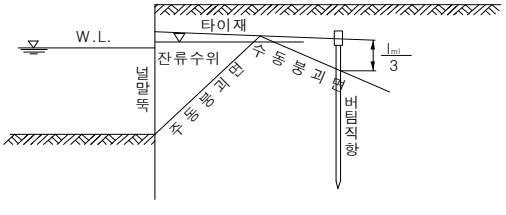
(1) 버팀판의 설치위치는 참고 그림 (5-22)에서와 같이 해저면에서 그은 널말뚝의 주동붕괴면과 버팀판 하단에서 그은 버팀판의 수동붕괴면이 지표면 이하에서 교차하지 않도록 결정한다.

(2) 버팀직항의 설치위치는 참고 그림 (5-23)에서와 같이 말뚝과 타이재의 연결점에서 $\ell_{m1}/3$ 만큼의 깊이에서 그은 말뚝의 수동붕괴면과 해저면에서 그은 널말뚝의 주동붕괴면이, 말뚝과 타이재의 연결점을 포함한 수평면 이하에서 교차하지 않도록 결정한다. 여기서, ℓ_{m1}은 참고 그림 (5-24)와 같이 타이재와 말뚝의 연결점을 지표면으로 보았을 때, 머리부가 자유상태인 말뚝의 휨모멘트 제1 영점의 깊이이다.

(3) 버팀널말뚝의 설치위치는 널말뚝을 장항으로 간주할 경우, 버팀직항의 설치위치에 준한다. 또 널말뚝을 장항으로 볼 수 없을 때는 버팀널말뚝과 타이재 연결점에서 $\ell_{m1}/2$ 만큼의 깊이 이하의 널말뚝은 무시하고 버팀판에 준하여 설치위치를 정한다.

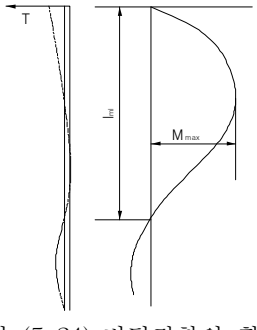


참고 그림 (5-22) 버팀판의 설치위치

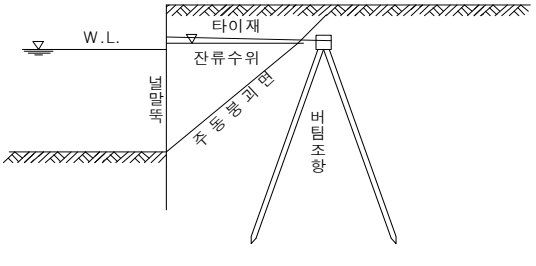


참고 그림 (5-23) 버팀직항의 설치위치

(4) 버팀틀 말뚝의 설치위치는 참고 그림 (5-25)에서와 같이 해저면에서 그은 널말뚝의 주동붕괴면의 배후에 둔다.



참고 그림 (5-24) 버팀직항의 휨모멘트도



참고 그림 (5-25) 버팀조항의 설치위치

(5) 붕괴면이 수평면과 이루는 각은, 제2편 9-6 토압과 수압에 의해 산정한다.
(6) 버팀말뚝 및 버팀널말뚝의 휨모멘트 제1 영점을 구하는 방법 및 버팀널말뚝을 장항(長杭)으로 볼 수 있는지 없는지의 판정방법은 제4편 4-2-2 해석적 방법에 의한 추정에 의한다.
(7) 타이재에 수평한 일반적인 널말뚝식 안벽에서, 버팀직항이나 버팀말뚝에서 그은 수동붕괴면을 구할 경우 벽면마찰각은 -15°로 한다.
(8) 본문 (2)에서 기술한 버팀직항의 설치위치는 일본의 구보(久保) 미애(三枝)·스스기(鈴木)의 모형실험결과에 의한 것으로서 실제 설치위치는 안전율을 고려하여 본문 (2)에서 구해지는 위치보다 후방에 설치하는 것이 바람직하다.

5-6-3 버팀공의 설계

버팀공은 널말뚝안벽 또는 버팀공의 구조적 특성에 대해서 적절한 방법에 의해 안정을 확보해야 한다.

[해 설]

버팀공의 설계는 각종 구조형식에 따라 특징이 있으므로 현장여건에 부합되는 구조를 적절하게 선정하여 안전하고 경제적인 설계를 수행하여야 한다.

[참 고]

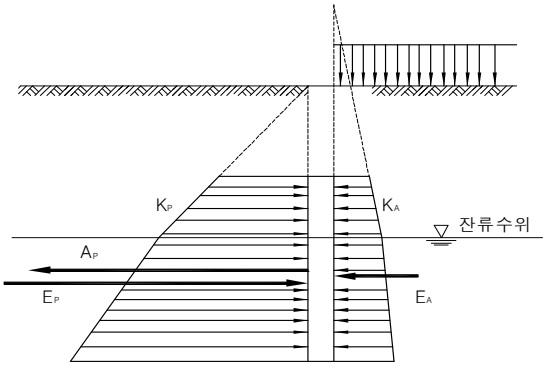
(1) 버팀판의 설계
① 버팀판의 안정
가. 버팀판은 참고 그림 (5-26)에서와 같이 버팀판 앞면의 수동토압으로 타이로드의 인장력 및 버팀판 배후의 주동토압에 저항하는 것으로 해석하는 바, 식 참고 (5-12)를 만족하도록 그 높이와 설치깊이를 결정하여도 좋다.

$$F = \frac{E_P}{A_P + E_A}$$ 참고 (5-12)

여기서,

F : 안전율
A_P : 본편 5-3-3 널말뚝의 휨모멘트 및 타이재 연결점의 반력에 의한 타이재 연결점 반력(N/m)
E_A : 버팀판에 작용하는 주동토압(N/m)
E_P : 버팀판에 작용하는 수동토압(N/m)

그러나 버팀판에 작용하는 토압의 산정에 있어서, 재하하중은 참고 그림 (5-26)과 같이 작용하는 것으로 하여, 주동토압에는 고려하고 수동토압에는 고려하지 않는다.
안전율은 평상시 2.5 이상, 이상 시 2.0 이상으로 한다.



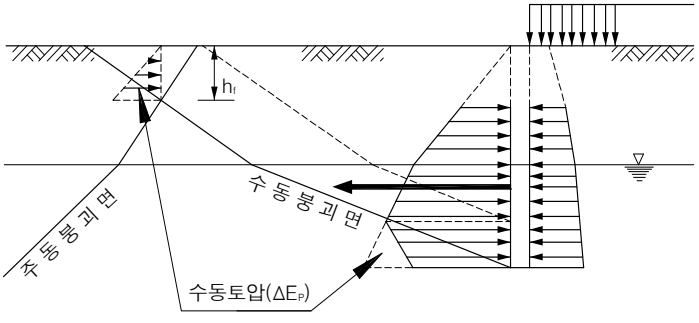
참고 그림 (5-26) 버팀판에 작용하는 외력

나. 버팀판에 작용하는 토압의 계산은 제2편 9-6 토압과 수압에 의한다.

다. 토압 계산에 사용되는 벽면마찰각은 주동토압의 경우 15°, 수동토압의 경우 0°로 할 수 있다. 그러나 데드맨앵커의 경우, 버팀판에는 상향(상향)의 인장분력이 작용하므로 벽면마찰은 보통의 수동토압의 경우와 반대로 상향으로 작용하며, 수동토압은 감소한다. 이때의 벽면마찰각은 +15°로 할 수 있다. 타이재가 어느 정도 경사일 때 데드맨 앵커라고 생각할 수 있는지에 대해서는 명확하지는 않지만 1968년 도가치오키 지진에 의해 변형된 널말뚝벽에 대한 계산결과에서는 타이재가 수평면에 대하여 10° 이상 기울어진 경우는 데드맨앵커로 취급하는 것이 재해현상과 잘 합치한다고 보고되었다.

마. 과거 지진에 의한 널말뚝벽의 파괴원인은 버팀판의 저항부족에 의한 것이 대부분이다. 이는 진동 시 널말뚝 머리부근의 토압 증가에 의한 타이재의 인장력 증가와, 지반 표층의 유동화에 의한 버팀판의 수동저항 감소에 기인한다고 생각된다. 따라서 버팀판의 안전율은 이상 시 2.0을 채용했다.

바. 본편 5-6-2 버팀공의 설치위치에 의해서 그은 널말뚝의 주동붕괴면과 버팀판의 수동붕괴면이 지표면 아래에서 교차할 경우, 참고 그림 (5-27)과 같이 교점보다 위의 연직면에 작용하는 수동토압은 저항하지 않는 것으로 하여, 식 참고 (5-12)의 E_P에서 뺀다. 공제할 수동토압은 교점이 잔류수위보다 위에 있을 때는 식 참고 (5-13)과 같이 된다.



참고 그림 (5-27) 널말뚝의 주동붕괴면과 버팀판의 수동붕괴면이 교차 시

버팀판에 작용하는 수동토압에서 공제되는 토압 (ΔE_P)

$$\Delta E_P = \frac{K_P \cdot \gamma \cdot h_f^2}{2} \qquad \text{참고 (5-13)}$$

여기서,

K_P : 수동토압계수

γ : 흙의 단위체적 중량(N/㎥)

h_f : 지표면에서 붕괴면의 교차점까지의 깊이(m)

사. 버팀판 전면부근 이하에 연약한 점성토층이 있는 경우는 버팀판 하단이하에 활동면이 발생하여 버팀판이 충분한 저항을 발휘하지 않는 경우가 있다. 이와 같은 우려가 있는 경우, 원호 또는 직선활동면을 가정하고 안정 검토를 시행하는 것이 바람직하다. 원호활동을 가정하는 경우에 있어서, 널말뚝벽을 무시한 원호활동 안전율이 1 이하가 되는 활동원내에 버팀판이 있으면 불안정하다고 판단한다. 직선활동을 가정하는 경우는 버팀판 하단을 통하는 활동면, 버팀판을 통하는 연직면과 널말뚝벽의 주동붕괴면으로 에워싸인 흙쐐기에 작용하는 힘의 평형에 의해 흙쐐기의 활동저항을 구하고 타이재 장력에 대해 1.5의 안전율이 확보되면 안정하다고 해도 좋다.

② 버팀판의 단면

가. 버팀판은 타이재의 인장력과 토압에 의한 휨모멘트에 대해 안전하도록 설계할 필요가 있다. 일반적으로 근사적인 토압을 등분포하중으로 보고 수평방향으로는 연속슬래브, 연직방향으로는 타이재 연결점을 고정점으로 한 캔틸레버 슬래브로 가정해서 식 참고 (5-14)에 의해 최대휨모멘트를 구한다.

$$\left.\begin{aligned} M_H &= \frac{Tl}{12} \\ M_V &= \frac{Th}{8l} \end{aligned}\right\} \qquad \text{참고 (5-14)}$$

여기서,

M_H : 수평방향의 최대 휨모멘트(N・m)

M_V : 연장 1m마다의 연직방향의 최대휨모멘트(N・m/m)

T : 타이재의 인장력(N)

l : 타이재의 간격(m)

h : 버팀 판의 높이(m)

이 때, M_H에 대해서는 타이재 연결점을 중심으로 해서 폭이 2b인 버팀 판이 유효하다고 가정하여 배근한다. 여기서 b는 타이재 연결위치의 버팀 판 두께이다.

나. 버팀 판은 철근 콘크리트 또는 프리스트레스트 콘크리트 등으로 제작된다.

다. 버팀 판과 타이재의 연결위치는 토압의 합력 작용점 또는 버팀 판 높이의 중앙에 두는 것이 좋다.

(2) 버팀직항의 설계

① 버팀직항은 타이재 인장력을 수평외력으로 받는 직항으로 설계하여도 좋다.

② 버팀직항의 설계방법은 제4편 제4장 말뚝기초에 의한다.

③ 버팀직항을 사용하는 경우는 변위에 대해서 주의할 필요가 있다.

④ 본편 5-6-2 버팀공의 설치위치에 의해서 그은 널말뚝의 주동붕괴면과 버팀말뚝의 수동붕괴면이 말뚝의 타이재 연결점 이하에서 교차하는 경우는 교점을 포함한 평면을 가상지표면으로 하고 이 면으로부터 위로는 흙이 없는 것으로 가정해서 설계하여도 좋다.

(3) 버팀조항의 설계

① 버팀조항은 타이재의 인장력을 외력으로 받는 조항으로 설계하여도 좋다.

② 버팀조항의 설계방법은 제4편 제4장 말뚝기초에 의한다.

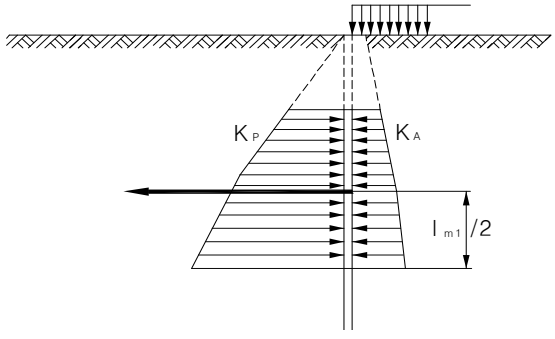
③ 버팀조항의 일부가 널말뚝의 주동붕괴면 위쪽으로 돌출되는 경우, 버팀조항의 지지력 산정에 있어서 주동붕괴면보다 위에 있는 말뚝의 지지력은 고려하지 않는다.

④ 버팀조항의 설계에 있어서 말뚝의 축직각방향 지지력을 고려하는 경우 버팀항의 설치위치는 버팀직항으로 간주하여 계산함으로써 충분한 여유를 갖도록 후방에 설치하는 것이 바람직하다.

(4) 버팀널말뚝의 설계

① 타이재 연결점 아래의 널말뚝을 장항(長杭)이라고 볼 수 있는 경우, 상기 (2)의 버팀직항의 설계에 준해서 버팀널말뚝의 단면을 결정한다.

② 장항이라고 볼 수 없는 버팀널말뚝은 참고 그림 (5-28)과 같이 타이재 연결점에서 아래로 $\ell_{m1}/2$까지는 토압이 작용하는 것으로 해서, 상기 (1)의 버팀판의 설계에 준하여 설계한다. 여기서 $\ell_{m1}/2$은 버팀널말뚝을 장항으로 보았을 때의 휨모멘트 제1 영점에서 타이재 연결점까지의 깊이이다.



참고 그림 (5-28) 짧은 버림널말뚝의 가상토압

③ 버팀말뚝이 장항으로 볼 수 있는지, 없는지의 판정 및 버팀널말뚝의 휨모멘트 제1 영점의 계산은 제4편 4-2-2 해석적 방법에 의한 추정에 의한다.

④ 버팀널말뚝에서는 타이재 연결점에 웨일링을 설치하여, 타이재 인장력을 널말뚝에 고르게 전달시킨다. 웨일링의 설계 및 설치방법은, 본편 5-5 웨일링의 설계에 의한다.

⑤ 짧은 버팀널말뚝은 타이재 연결점 부근에 큰 휨모멘트가 작용하므로 널말뚝에 작용하는 응력은 타이재 연결용의 구멍 및 웨일링 체결볼트의 구멍을 제외한 단면적에 대해서 계산하는 것이 바람직하다.

⑥ 버팀널말뚝을 널말뚝본체에서 충분히 이격시켜 설치가 곤란한 경우에는 2중 널말뚝식 구조로서의 검토가 필요하다. 이 경우에는 본편 13-5 이중 널말뚝식 안벽을 참조할 것.

⑦ 널말뚝의 수평방향 지반반력계수(2차원 k치)는 강관말뚝의 계수보다 적게 나타나므로 주의를 요한다. 예를 들면 점성토지반의 경우, cu=9.8N/㎠일 때 2차원 k치=14.7N/㎤이고, 말뚝의 k치=19.6N/㎤(요코야마에 의한 것)이다. 사질토 지반의 경우, N치=10일 때 2차원 k치=14.7N/㎤이며, 말뚝의 k치=19.6N/㎤로 되어 있다.

5-7 세부설계

5-7-1 상부공

상부공은 배후의 토압, 선박의 견인력 및 방충재의 반력 등을 고려하여 안전하게 설계하여야 한다.

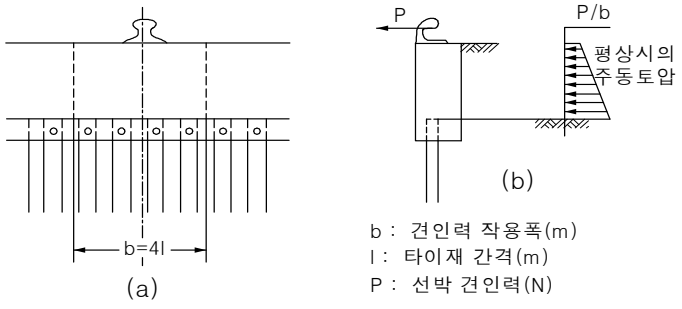
[해 설]

상부공은 중요한 외력에 대해서 안전한 설계가 되어야 한다. 설계방법에 대해서는 여러 가지 방법이 있으므로 여기서는 규정하지 않는다.

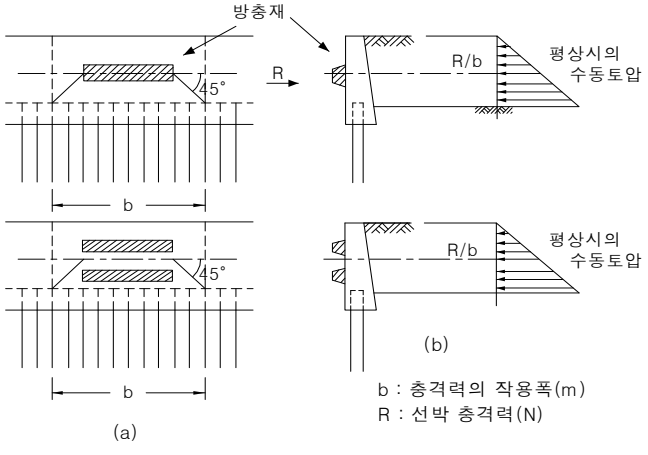
[참 고]

(1) 상부공은 널말뚝두부를 고정점으로 하고 토압을 하중으로 하는 캔틸레버보로서 설계한다. 그러나 계선주를 설치하는 부분에서는 선박의 견인력과 배후의 주동토압을, 또 방충재를 설치하는 부분에서는 선박의 충격력과 배후의 수동토압을 고려하여 검토한다. 지진 시에는 주동토압만을 고려한다.

(2) 선박의 견인력 및 충격력은 각각 참고 그림 (5-29)에 있어서 폭 b인 상부공에 작용하는 것으로 가정하고, 참고 그림 (5-29), 참고 그림 (5-30)과 같이 작용시키면 된다. 이때 견인력을 고려할 경우의 주동토압에는 재하하중을 고려하고, 충격력을 작용시킬 경우의 수동토압에는 재하하중은 고려하지 않는다. 벽면마찰각은 주동토압에 대해서 15°, 수동토압에 대해서는 0°로 할 수 있다. 선박의 견인력 및 충격력을 고려할 때 상부공 재료의 허용응력은 이상시의 것을 채용해도 좋다.



참고 그림 (5-29) 상부공에 작용시키는 선박의 견인력



참고 그림 (5-30) 상부공에 작용시키는 선박의 충격력

선박의 충격력은 제2편 2-2-2 선박의 접안 시 발생하는 외력에 의해 구하며, 견인력은 제2편 2-2-7 계선주에 작용하는 힘에 의한다.

(3) 상부공은 보통 철근콘크리트구조로 설계한다.

(4) 상부공은 널말뚝 머리부를 충분히 묻어 넣고 철근을 널말뚝에 용접해서 상부공에 작용하는 휨모멘트가 널말뚝에 전달되도록 할 필요가 있다.

(5) 상부공의 수평방향 배근은 탄성지지상의 beam으로 설계한다.

5-7-2 널말뚝과 타이재 및 웨일링의 연결

널말뚝과 타이재 및 웨일링의 연결은 널말뚝벽에 작용하는 수평력이 웨일링을 통해서 타이재에 안전하고 균등하게 전달되도록 설계하여야 한다.

[해 설]

널말뚝과 타이재 및 웨일링은 널말뚝구조물로 간주하여 구조해석을 행하기 때문에 널말뚝벽에 작용하는 수평력은 웨일링을 통해서 각 타이재에 균등하게 전달될 필요가 있다.

[참 고]

(1) 널말뚝과 타이재의 연결은 본편 5-5 웨일링의 설계와 참고 그림 (5-21)과 같이 널말뚝에 구멍을 뚫어서 타이재를 끼우고, 연결각도에 따라 워셔를 끼우고, 너트로 고정하는 것이 보통이다.

(2) 웨일링은 타이재를 끼워서 설치하고, 볼트로 널말뚝에 고정한다. 웨일링을 널말뚝의 배후에 설치하는 경우 볼트의 단면은 식 참고 (5-15)로 구한다. 단, 상부공에 묻어 넣지 않을 경우는 부식을 고려 하여야한다.

$$A = \frac{A_P \cdot l_w}{n \sigma_a} \qquad \text{참고 (5-15)}$$

여기서,

A : 볼트의 단면적(㎠)

A_P : 본편 5-3-3 널말뚝의 휨모멘트 및 타이재 설치점의 반력에 의한 타이재 설치점 반력(N/m)

l_w : 웨일링에 연결된 널말뚝의 간격(m), (타이재의 중간 1개소에서 연결될 때는 타이재 간격의 1/2)

n : 1개소의 볼트개수

σ_a : 볼트의 허용인장응력(N/㎠), 중(中) 볼트를 사용할 경우, 평상시는 항복응력의 40%, 이상 시는 60%로 한다.

5-7-3 타이(tie)재

타이재는 본편 5-4-1 타이재의 인장력에 의하여 구한 타이재의 인장력이 안전하게 버팀공에 전달되도록 설계되어야 한다. 매립토사의 침하 등으로 휨응력이 발생할 우려가 있는 경우는 이에 대처할 수 있도록 설계하여야 한다.

[해 설]

타이재는 널말뚝과 버팀공을 연결하는 중요한 역할을 담당하며 또한, 부정확한 외력이 작용하는 위치이기도 하기 때문에 이런 여건들을 고려하여 안전하게 설계해야 한다.

[참 고]

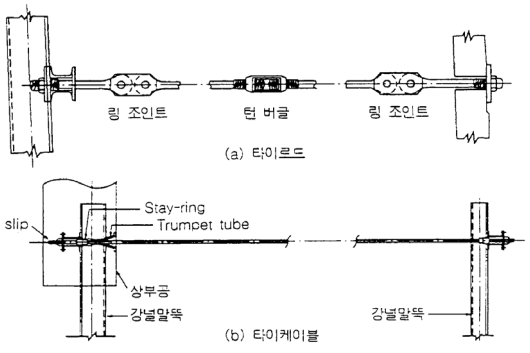
(1) 타이로드

① 타이로드는 참고 그림 (5-31)과 같이 이음에 턴 버클(turn buckle)을 설치하여 길이의 조절이 되도록 한다.

② 타이로드는 뒷채움 흙의 침하 등으로 휨응력이 생길 염려가 있으므로 널말뚝 및 버팀공과의 연결부 부근에 링죠인트를 설치한다. 타이로드에서 큰 휨응력이 작용하는 곳은 널말뚝 및 버팀공과의 연결부이므로, 링죠인트의 설치위치는 널말뚝 및 버팀공과 될 수 있는 대로 가까이 두는 것이 좋다. 링조인트의 1/2정도를 상부 콘크리트에 묻는 경우가 많다. 침하의 우려가 있는 곳에서는 타이로드 중간부를 말뚝으로 떠받치거나 케이싱 파이프를 쓴 예도 있다.

③ 타이로드에 나사를 넣으면 단면적이 감소되므로 나사 부분을 굵게 하여 나사의 골 부분 직경이 타이로드 직경보다 작지 않도록 한다.

④ 타이재가 끊어지기 전에 턴 버클, 링죠인트 및 너트가 파손되는 일이 없도록 설계한다. 턴버클은 최소단면에 대하여 안전하도록 설계한다. 링조인트(ring joint)와 타이재와의 연결부는 최소단면에 대한 인장 및 핀(pin)에 의한 핀 구멍 상하면의 전단에 대하여 설계하고, 핀에 대해서는 2면 전단에 대하여 설계한다. 너트 및 턴버클의 나사부에 대하여는 나사골의 전단에 대하여 설계한다. 이들의 단면은 응력집중 등을 고려하여 계산치보다 10~20%를 증가시킨다.



참고 그림 (5-31) 타이재의 연결

(2) 타이케이블

① 타이케이블(tie cable)을 쓸 경우는 양끝의 조임 부분을 직접 너트(nut)로 조여 턴버클의 기능을 하도록 하며 설계 시 정착길이를 고려하여야 한다. 이 부분에 대해서는 턴버클에서와 같이 최소단면에 대하여 안전하도록 설계한다.

② 모서리부 등에서 타이케이블이 교차되는 경우에는 타이케이블의 처짐량을 계산하고 서로 접촉하지 않도록 주의한다.

③ 덮개 콘크리트(caping concrete)를 할 경우에는 타이케이블의 끝부분을 콘크리트에 전부 싸서 묻도록 하고 슬립(slip)을 절단하지 않도록 주의해야 한다.

5-7-4 버팀공과 타이재의 연결

버팀공과 타이재의 설치는 본편 5-4-1 타이재의 인장력에 의해 구한 인장력이 버팀공에 안전하고 균등하게 전달되도록 설계하여야 한다.

[해 설]

버팀공과 타이재의 설치부는 널말뚝과 타이재의 설치부와 같이 구조상 중요한 곳이므로 타이재의 장력이 버팀공에 균등하게 전달되도록 설계할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 버팀말뚝은 기준선방향으로 연속된 beam을 말뚝 머리부에 설치하여 이것에 타이재를 연결하는 것이 보통이다. beam은 타이재의 인장력 및 말뚝의 반력이 작용하는 연속 beam으로 설계한다.

(2) 버팀판 및 버팀말뚝 두부의 beam과 타이재의 연결은 슬래브 또는 beam에 구멍을 뚫어서 타이재를 넣고 연결각도에 따라 워셔를 끼우고, 너트로 고정한다. 연결부에는 타이재의 인장력에 의한 지압응력 및 순전단응력(punching shear)이 작용하는 것을 고려하여 판 두께 및 워셔의 크기를 설계한다. 버팀판의 연결부 주변에는 타이재의 인장력을 판에 고루 분포시키기 위하여 배력근을 둔다.

(3) 버팀널말뚝과 타이재의 연결은 본편 5-7-2 널말뚝과 타이재 및 웨일링의 연결에 준한다.

5-7-5 모서리부

모서리부의 설계에 있어서는 토압조건, 시공조건 등을 충분히 고려하여야 한다.

[해 설]

모서리부는 외력조건이 복잡하므로 그 설계에 있어서 충분한 주의가 필요하다. 지진 시에 특히 피해가 발생하기 쉽고 구조상의 약점이 되기 쉽기 때문에 여유가 있는 안전한 설계를 해야 할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 널말뚝식 안벽의 모서리부는 이상 시에 특히 피해를 받기 쉬운 곳으로 충분한 보강책을 강구해야 한다. 모서리부의 설계에 대해서는 본편 제14장 연결부에 의한다.

(2) 모서리부에서는 버팀공의 수동토압 영역이 서로 간섭하거나, 본체공의 주동토압영역과 중복되는 것이 있으므로 버팀공의 구조배치 등은 신중하게 결정해야 하며 주변의 매립은 충분히 다지는 등, 시공상의 주의도 고려되어야 한다.

5-7-6 세굴 방지공

널말뚝벽 전면의 해저면이 세굴될 염려가 있는 경우는 이에 대처할 수 있는 구조로 설계한다.

[해 설]

(1) 널말뚝 전면의 해저면이 흐름(current) 및 선박추진기 분사류 등의 영향으로 세굴에 대한 우려가 있을 경우는 사석 또는 기타 세굴방지시설 등으로 보호하는 것이 바람직하다.

(2) 널말뚝벽 배후의 토립자 널말뚝의 이음새에서 흡출 또는 유출될 우려가 있는 경우에는 이에 대처할 수 있는 방법을 강구해야 한다.

(3) 세굴 방지공에 대해서는 본편 2-5 세굴 방지공을 참조한다.

5-8 연약지반인 경우의 주의사항

[참 고]

(1) 연약한 지반에 있어서 널말뚝벽의 설계는 본편 5-3 널말뚝의 설계, 본편 5-4 타이재의 설계 및 본편 5-6 버팀공의 설계에 의한 방법 또는 그 외의 설계법을 종합적으로 비교, 검토하고 설계하는 것이 바람직하다.

또, 연약한 지반에서는 널말뚝배후 지반의 침하에 의한 측방유동이 발생하고 널말뚝이 예기치 않게 큰 변위를 발생하는 경우도 있다. 지반의 측방유동에 대해서는 여러 종류의 예측법이 제안되고 있으므로 이러한 영향도 고려하여 안전한 설계를 할 필요가 있다.

(2) 전항까지에서 기술하고 있는 널말뚝식 계선안의 설계법은 주로 사질토지반 또는 굳은 점성토 지반 중에 타입된 강널말뚝벽을 전제로 규정한 것이 많기 때문에 주의를 요한다. 충적점토와 같은 연약한 지반은 지반개량을 행하는 것이 바람직하며 지반개량이 되지 않은 현장조건에 있어서는 전항까지의 설계법에 의한 내용 외에 다른 형태의 설계법을 종합적으로 검토하고 설계할 필요가 있다.

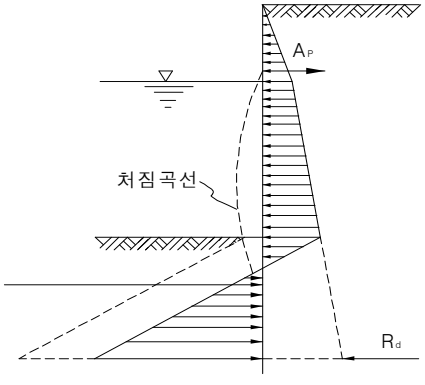
(3) 여기서 말하는 연약한 지반이란 해저지반이 연약한 충적점토층과 같은 경우를 말한다.

(4) 널말뚝 근입길이의 설계법은 본편 5-3-2 널말뚝의 근입길이의 방법 외에 깊은 근입을 갖는 널말뚝을 대상으로 하는 고전토압론에 의한 고정단지지법(fixed earth support)법의 일종인 처짐곡선법이 있다.

이 방법은 근입하단의 변위 또는 처짐각이 영(zero)이고 타이재 연결점의 변위가영(zero)인 조건과 참고 그림 (5-32)에 표시된 외력조건을 탄성방정식으로 푸는 방법으로서 연약한 지반에서는 이를 사용해도 좋다.

(5) 또, 널말뚝의 휨모멘트 및 타이재의 장력을 구하는 방법은 본편 5-3-3 널말뚝의 휨모멘트 및 타이재 연결점의 반력의 방법, 상기(4)의 처짐곡선법이 있으므로 이들을 종합적으로 검토하는 것이 바람직하다.

(6) 단, 널말뚝의 설계 중에서 널말뚝의 근입길이, 널말뚝의 단면 등을 결정하는 설계방법으로는 각각의 조합이 아닌 동일한 방법을 쓸 필요가 있다.



참고 그림 (5-32) 토압 및 처짐곡선

5-9 원호활동 검토

연약지반 위의 널말뚝에 대하여는 널말뚝 하단 이하를 지나는 원호활동에 대한 검토를 하여야 한다.

[참 조]

(1) 원호활동의 검토방법은 제4편 제6장 사면의 안정에 의한다.

(2) 원호활동에 대하여 불안정하다고 판단되었을 때는 적당한 방법으로 지반개량을 하거나, 다른 형식의 구조물을 적용한다.

원호활동을 방지할 목적으로 널말뚝의 근입길이를 증가하는 것은 좋지 않다.

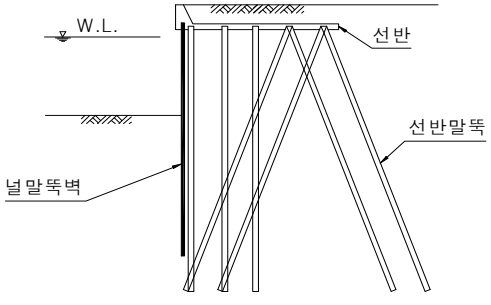
제 6 장 선반식 널말뚝 안벽

6-1 적용범위

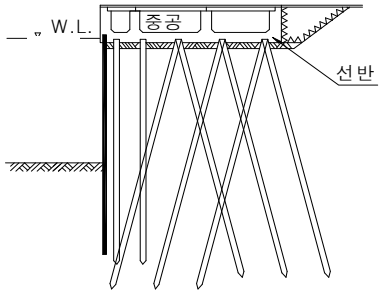
본 장은 선반, 선반말뚝, 선반전면의 널말뚝벽으로 구성되는 선반식 안벽의 설계에 적용한다.

[해 설]

선반식 안벽은 일반적으로 선반, 선반말뚝, 선반전면의 흙막이용 널말뚝벽으로 구성되어 있고, 본 장에서는 이 구성요소들에 대해서 규정하고 있다. 일반적으로 선반은 현장타설 철근콘크리트의 L형 구조형식이 많고 선반 상부는 토사로 메우는 것이 보통이나, 선반부 중량 및 이에 작용하는 지진력을 경감시키기 위해서 상자형 구조로 하는 경우도 있다.(해설 그림 (6-1), 해설 그림 (6-2) 참조)
이외의 구조형식으로서 널말뚝벽을 선반의 배면에 배치하는 형식, 선반배후에 버팀공을 설치하는 준선반 형식 등이 있으나 이에 대해서는 거의 실적이 없으므로 본 장의 적용대상에서는 제외하였다.



해설 그림 (6-1) 선반식 안벽의 구조
(L형 선반의 경우)



해설 그림 (6-2) 선반식 안벽의 구조
(상자형 선반의 경우)

6-2 설계의 기본

(1) 선반식 안벽은 널말뚝부와 선반 또는 선반말뚝부로 구분하여 각각에 대해서 설계한다.
(2) 선반식 안벽 전체가 활동, 전도, 원호활동에 대해서 안정하여야 한다.

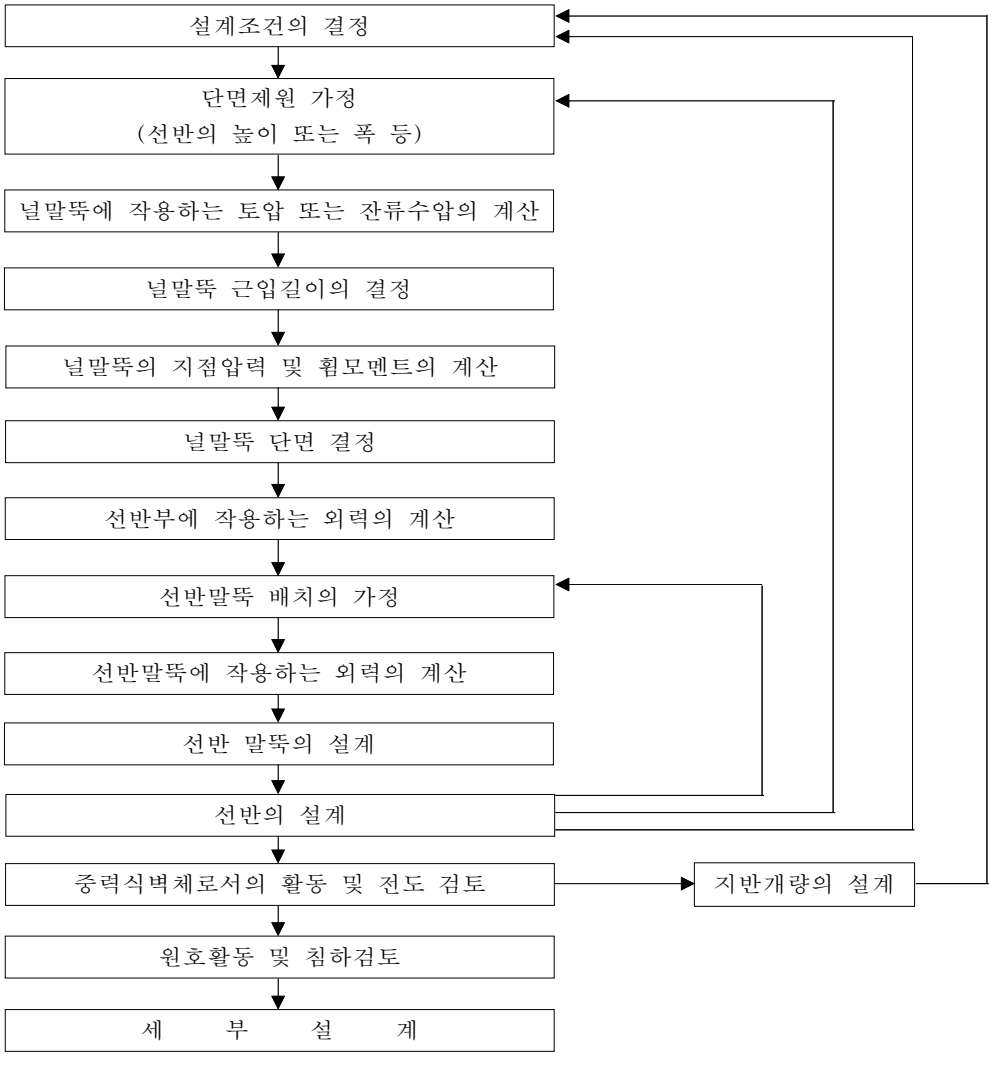
[해 설]

(1) 선반식 안벽의 설계는 널말뚝부와 선반 또는 선반말뚝부로 구분하여 각각에 대해서 설계를 한다. 널말뚝부는 본편 제5장 타이로드식 널말뚝안벽에 준해서 설계하고 선반 또는 선반말뚝부는 널말뚝상부의 반력, 토압, 상재하중, 자중 또는 지진력을 외력으로 하여 제4편 제4장 말뚝기초에 준해서 설계한다.

(2) 선반식 안벽 전체가 활동 및 전도 원호활동에 대해서 안정하여야 하며, 활동 및 전도에 대해서는 본편 제3장 중력식 안벽에 의해, 원호활동에 대해서는 제4편 제6장 사면의 안정에 의한다. 원호활동의 검토는 연약지반의 경우에 필요하나 모래지반 등 비교적 양질인 지반에 대해서는 검토를 생략하는 경우가 많다.

[참 고]

(1) 설계의 진행은 참고 그림 (6-1)에 나타나는 순서로 행하는 것이 좋다.



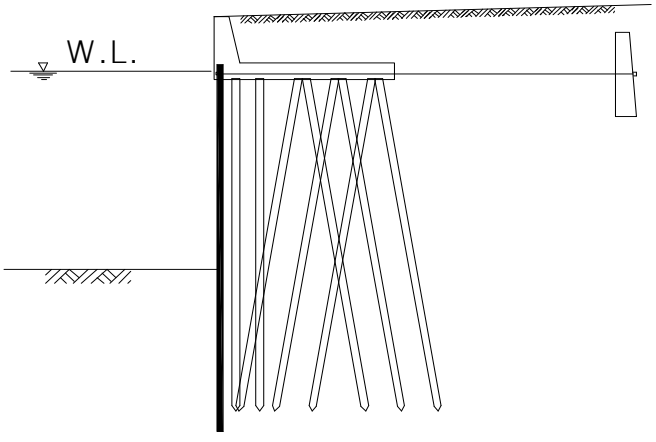
참고 그림 (6-1) 설계의 순서

(2) 선반의 배면에 널말뚝벽이 있는 선반식 안벽의 설계

선반의 배면에 흙막이용 널말뚝벽이 있는 안벽의 경우에 널말뚝의 설계는 본편 제5장 타이로드식 널말뚝 안벽 선반부의 설계는 본편 제4장 4-1 연직 말뚝식(직항식)에 준한다. 이 경우 선반부에 작용하는 외력으로서 선반부 배면의 토압 및 널말뚝의 상부반력도 고려한다.

(3) 준선반식(準旋盤式) 안벽의 설계

선반배면에 버팀공이 있는 선반식 안벽은 선반부에 작용하는 수평력에 대해 선반말뚝과 버팀공에 의해 저항하는 것으로서 설계한다. 하지만 선반 및 버팀공이 동시에 최대저항력을 발휘한다고 보기에는 아직 이 부분에 대한 뚜렷한 근거가 없으므로 부득이한 경우 이외에는 적용해서는 안 된다(참고 그림 (6-2) 참조).



참고 그림 (6-2) 준선반식 안벽

6-3 선반의 높이와 폭의 결정

선반의 높이와 폭은 외력조건, 경제성, 시공성 등을 검토하여 결정한다. 또 선반의 폭은 선반에 작용하는 외력에 저항할 수 있는 개수만큼의 선반말뚝을 배치할 수 있는 폭으로 하여야 한다.

[해 설]

(1) 선반슬래브 저면을 낮은 위치에 설치하는 것이 널말뚝에 작용하는 토압을 경감시킬 수 있고 널말뚝의 단면 및 근입길이를 작게 할 수 있지만, 선반의 중량 및 지진력이 커져서 선반말뚝의 개수 및 길이가 증가하고 선반슬래브의 두께 및 폭이 증가한다. 또한 시공성면에서는 선반의 저면을 너무 낮게 하면 수중시공이 되어 불리해진다. 선반슬래브 시공 후 토사의 침하에 의해서 선반슬래브 아래에 틈이 생기는 수가 있으므로, 말뚝의 부식을 고려해서 선반슬래브 저면을 잔류수위 이하로 내리는 것이 좋다.

(2) 선반의 폭이 넓을수록 널말뚝에 작용하는 토압을 경감시키는 효과는 커지나 어느 한도 이상으로 폭을 넓히면 그 효과는 거의 증가하지 않고, 반대로 선반의 중량이 커서 불리하게 되는 경우가 생기므로 주의해야 한다. 보통은 해저면에서 그은 널말뚝의 주동붕괴면이 선반과 교차하도록 폭을 정한다. (참고 그림 (6-3) 참조)주동붕괴면은 제2편 9-6 토압과 수압에 의해서 구하며, 이 경우 벽면마찰각은 15°로 한다. 또 널말뚝 전면의 해저가 사면을 포함하고 있는 경우에는 주동붕괴면을 적절한 방법에 의해서 구한 가상해저면으로부터 취하는 것이 바람직하다.

6-4 널말뚝에 작용하는 토압과 잔류수압

널말뚝에 작용하는 토압과 잔류수압은 선반식 안벽의 구조특성 등을 토대로 적절히 산정하여야 한다.

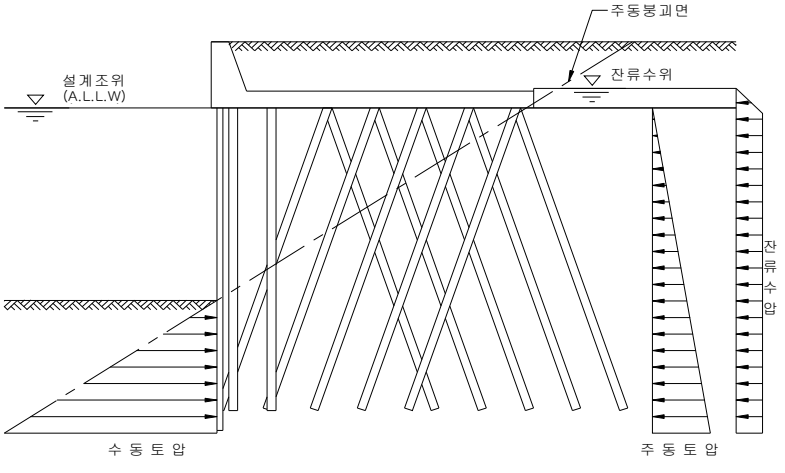
[해 설]

널말뚝에 작용하는 토압과 잔류수압은 특히 선반의 설치높이, 폭 또는 선반의 지지조건 등의 구조특성에 따라 변화하기 때문에 이것들을 충분히 고려해야 한다.

[참 고]

(1) 널말뚝에 작용하는 주동토압은 해저면으로부터 그은 널말뚝의 주동붕괴면이 선반과 교차하는 경우에는, 참고 그림 (6-3)과 같이 선반 저면을 지표면이라 가정하고 재하하중이 없는 것으로 해서 산정한다.

(2) 널말뚝에 작용하는 잔류수압은 선반이 없는 경우로 생각하고 선반슬래브 저부 이하의 잔류수압으로 한다.



참고 그림 (6-3) 선반식 널말뚝벽에 작용하는 토압 및 잔류수압

(3) 널말뚝 저면의 수동토압은 본편 제5장 타이로드식 널말뚝안벽에 준하며, 토압과 잔류수압의 계산은 제2편 11-7 토압과 수압에 의한다. 이 경우 널말뚝의 벽면마찰각은 주동토압에 대하여 15°, 수동토압에 대하여 -15°로 할 수 있다.

(4) 토압 계산에 사용하는 널말뚝의 벽면마찰각 및 잔류수압의 계산에 사용하는 잔류수위는 본편 5-2-1 고려해야 할 외력과 잔류수압에 준해서 결정한다.

(5) 널말뚝 전면의 해저가 횡잔교의 흙막이 호안과 같이 사면을 포함하는 경우는 적절한 방법에 의해서 널말뚝 전면의 수동토압을 계산한다. 이 경우 널말뚝의 주동붕괴면은 적절한 방법에 의해서 구한 가상해저면으로부터 취한다. 단 여기서 적절한 방법은 본편 5-2-1 및 5-3-3의 [참고]를 참조한다.

(6) 선반의 폭을 해저면 또는 가상해저면으로부터 그은 널말뚝의 주동붕괴면과 교차하지 않을 정도로 짧게 하는 것은 좋지 않다. 부득이 폭이 좁은 선반을 사용할 경우, 널말뚝벽에 작용하는 토압은 참고 그림 (6-4)와 같이 선반 후단부터 그은 주동붕괴면과 널말뚝과의 교점 이하에서는 선반이 없는 경우의 토압이 작용하는 것으로 하고, 선반 후단부터 그은 흙의 자연붕괴면이 널말뚝과 교차하는 점보다 위에서는 상기(1)의 토압이 작용하는 것으로 해서 계산한다. 양자의 중간영역에서의 토압은 직선적으로 변하는 것으로 한다.
자연붕괴면이 수평면과 이루는 각은 식 참고 (6-1)로 구한다.

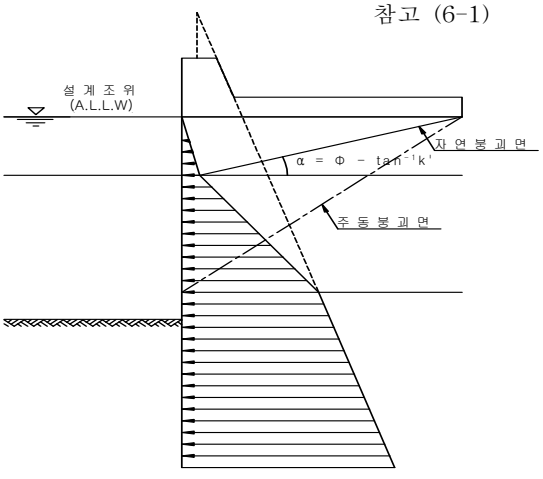
$$\alpha = \phi - \tan^{-1} k' \qquad \text{참고 (6-1)}$$

여기서,

ϕ : 흙의 내부마찰각

k' : 겉보기 진도(震度)

(7) 널말뚝의 배후(背後)에 박힌 선반말뚝은 널말뚝에 작용하는 토압의 일부를 분담하여 널말뚝에 작용하는 토압을 경감시킨다. 그러나 이 영향에 대해서는 명확하지 않은 요소가 많으므로 일반적인 설계에서는 고려하지 않는 것이 보통이고, 널말뚝에 작용하는 토압은 널말뚝 및 선반말뚝의 휨 강성(EI)의 비로 토압을 분담하는 방법과 말뚝직경과 말뚝의 중심간격 비에 의해서 구하는 방법 등이 제안되고 있다.



참고 그림 (6-4) 선반 폭(幅)이 좁은 경우의 널말뚝에 작용하는 토압

6-5 널말뚝의 설계

6-5-1 널말뚝의 근입길이

널말뚝의 근입길이는 널말뚝벽에 작용하는 외력 등에 대해서 널말뚝의 하단이 충분히 고정되도록 하며, 널말뚝의 단면은 선반식 안벽의 구조특성에 부응한 적절한 방법에 의해 응력도를 구하고, 이것이 재료의 강도를 넘지 않도록 한다.

[참 고]

널말뚝의 계산에는 널말뚝과 선반의 접속부를 힌지로 가정하고 선반저면을 타이재 연결점으로 하여 본편 5-3 널말뚝의 설계 및 5-8 연약지반인 경우의 주의사항에 준하여 설계하여야 한다.

6-5-2 널말뚝의 단면

선반식 널말뚝벽의 널말뚝 단면은 선반슬래브 저면을 타이재 연결점으로 보고, 본편 5-3 널말뚝의 설계 또는 5-8 연약지반인 경우의 주의사항에 준해서 설계한다.

[해 설]

선반식 널말뚝벽의 널말뚝에는 토압에 의한 휨모멘트 외에, 선반에서 전달되는 휨모멘트 및 연직력이 작용한다. 선반으로부터 전달되는 휨모멘트는 보통 널말뚝에 작용하는 최대 휨모멘트를 감소시키는 방향으로 작용하므로 고려하지 않는다. 또 연직력에 대해서는 보통 맨 앞줄의 선반말뚝을 될 수 있는 대로 널말뚝에 근접 배치함으로서 널말뚝에 작용하는 연직력이 무시될 수 있도록 계획하는 것이 좋다.

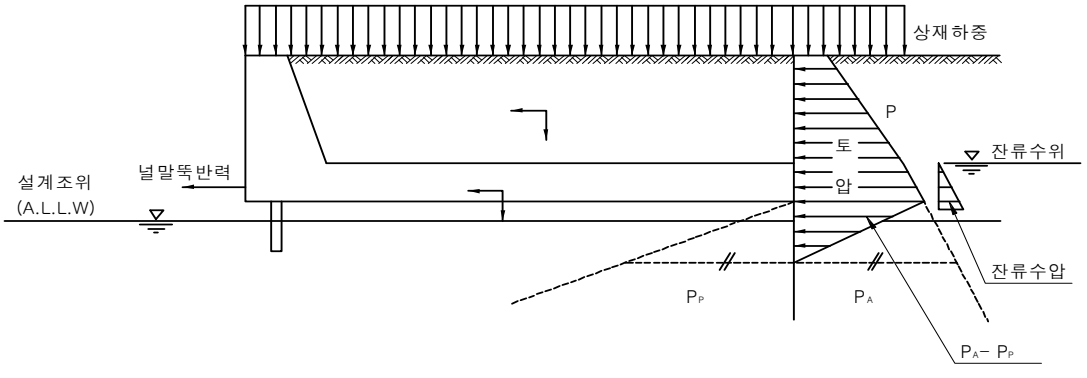
6-6 선반부의 설계

6-6-1 선반부에 작용하는 외력

선반부에 작용하는 외력으로서는 다음의 것을 고려한다.
(1) 널말뚝에서 전달되는 수평력
(2) 선반 배후에 작용하는 토압 및 잔류수압
(3) 선반의 자중, 선반 상부의 토사 중량 및 상재하중
(4) (3)에 작용하는 지진력
(5) 지진시의 동수압

[참 고]

(1) 널말뚝으로부터 전달되는 수평력은 선반 저면을 타이재 설치점으로 보고, 본편 5-4 타이재의 설계에 의해 구한 타이재 설치점의 반력으로 한다.



참고 그림 (6-5) 선반(旋盤)에 작용하는 외력

(2) 선반 배후에 작용하는 토압은 참고 그림 (6-5)와 같이 선반 후단을 지나는 연직면에 작용하는 것으로 하고, 선반 저면 위에 주동토압을 저면 아래에서는 주동토압과 수동토압의 차가 0이 되는 위치까지 작용시킨다.
(3) 널말뚝에서 선반에 전달되는 외력은 수평력 이외에 휨모멘트가 있지만 널말뚝과 선반의 고정이 충분하지 않는 경우를 고려해서 안전을 위하여 휨모멘트의 전달은 설계에서 무시하는 것이 보통이다.

(4) 선반배후에 작용하는 토압 및 잔류수압은 제2편 9-6 토압과 수압에 의해 계산한다. 토압 계산에는 상재하중을 고려한다. 선반의 저면이하에는 배후의 주동토압과 전면의 수동토압이 평형이 되는 깊이까지 주동토압과 수동토압의 차이만큼 주동토압이 남으므로 상기(2)와 같이 이를 추가한다. 안정계산 시 가상배면에 작용하는 토압은 랭킨(Rankine) 토압의 사용을 표준으로 하며 부재설계 시에는 쿨롬(Coulomb) 토압을 사용하되 벽면마찰각은 주동토압에 대해 15°, 수동토압에 대해 -15°로 할 수 있다.

(5) 선반의 자중, 선반의 상부토사의 중량 및 상재하중은 제2편 제12장 상재하중에 의해서 계산한다.

(6) 선박의 충격력 및 견인력도 선반부에 작용하지만 특별한 경우 이외에는 고려하지 않는 것이 보통이다.

(7) 지진시의 동수압은 제2편 9-6 토압과 수압을 참조하여 결정한다.

6-6-2 선반의 설계

[1] 직립부

선반직립부는 직립부에 작용하는 토압 및 잔류수압을 하중으로 받고, 저판부에서 지지된 캔틸레버로 보고 설계한다.

[참 고]

(1) 선반직립부에 작용하는 토압 및 잔류수압은 제2편 9-6 토압과 수압에 의해서 계산하며, 벽면마찰각은 15°로 할 수 있다.

(2) 선반직립부에 작용하는 선박의 견인력 및 충격력을 고려할 경우에는 본편 5-7-1 상부공에 준한다.

[2] 저판부

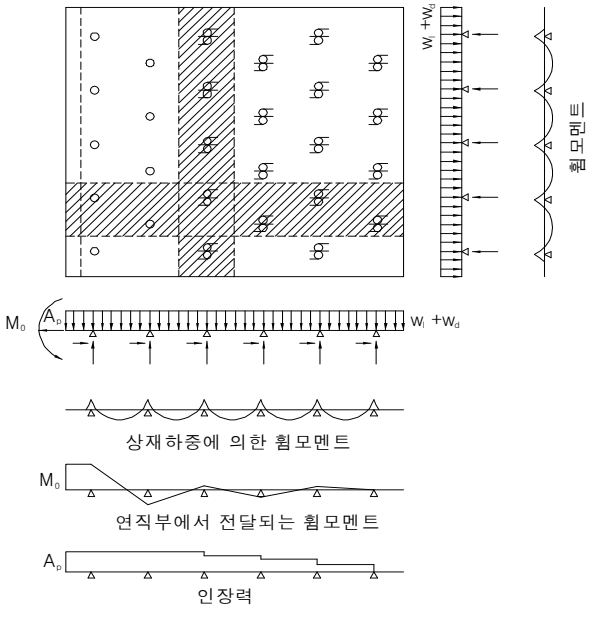
선반 저판은 선반자중, 선반 위의 토사 중량 및 상재하중을 하중으로 하고, 또 직립부에서 전달되는 휨모멘트 및 널말뚝에서 전달되는 수평력을 고려하여 말뚝머리부를 받침으로 한 연속보 형태로 보고 설계한다.

[참 고]

(1) 선반 저판은 안벽기준선 직각방향 및 기준선방향의 2방향에 대해서 연속보 형태로 설계한다.(참고 그림 (6-6) 참조) 이때, 하중을 2방향으로 배분해서는 안 된다.

(2) 기준선과 직각방향의 연속 beam에 대해서는 위에서의 하중에 의한 휨모멘트뿐만 아니라, 선반직립부에서 전달되는 휨모멘트도 작용하므로 설계휨모멘트는 이를 합산하여 사용한다. 선반 직립부에서 전달되는 휨모멘트는 직립부의 최대 휨모멘트를 모멘트 분배법으로 전달시켜서 구하는 것이 편리하다.

(3) 선반슬래브는 널말뚝 상부지점반력을 선반말뚝에 전달하는 기능을 가지므로, 큰 수평력이 작용한다. 이 때문에 기준선과 직각방향의 연속 beam은 위에서 말한 휨모멘트에 의한 응력과 널말뚝 상부지점반력, 다시 말하면 선반말뚝 두부에 작용하는 수평반력에 의해서 생기는 인장응력의 합성응력에 대해서 설계하거나, 또는 널말뚝 상부지점반력을 타이재에 의해서 선반말뚝에 전달시키는 구조로 해야 한다. 이 경우, 타이재의 설계는 본편 제5장 타이로드식 널말뚝안벽에 준한다. 말뚝두부의 수평반력은 본편 6-6-3 선반말뚝의 설계에 의해서 계산한다.



참고 그림 (6-6) 선반슬래브 설계 시 적용하는 가상 연속 beam

(4) 저판의 배근은 복철근으로 하는 경우가 많다. 일반적으로 선반말뚝의 간격은 좁으므로 선반슬래브의 배근은 콘크리트 표준 시방서의 규정에 있는 주열대와 중간대에 대한 휨모멘트의 분배는 하지 않고, 등간격으로 배근하는 것이 일반적이다.

6-6-3 선반말뚝의 설계

선반말뚝은 지반조건, 외력 또는 하중의 분담, 시공성, 경제성 등을 고려해서 적절히 설계하여야 한다.

[참 고]

(1) 선반말뚝은 본편 6-6-1 선반부에 작용하는 외력에 의한 외력을 받는 말뚝기초로서 설계하고, 제4편 제4장 말뚝기초에 의해 설계한다.

(2) 선반말뚝은 버팀틀 말뚝과 연직말뚝을 적절히 조합하여 사용하는 것이 바람직하며 연직말뚝만으로는 충분한 수평저항을 기대할 수 없는 경우가 많으므로 연직말뚝만으로 설계하는 것은 피하는 것이 좋다.

(3) 선반말뚝의 설계순서는 먼저 외력에 대하여 말뚝의 개수, 배치, 경사, 길이를 가정한 후 하중분담 등을 고려하여 말뚝의 반력을 계산하고, 제4편 4-1 축방향 허용지지력에 의해 계산한 허용 지지력 또는 제4편 4-3 말뚝의 허용 인발력에 의해 계산한 허용인장력과 비교한다. 만약, 반력이 큰 경우는 말뚝의 배치와 길이 등을 수정하여 시산법에 의해 최종적인 배치와 형상을 구한다. 이 경우 재하하중 및 지진력의 방향, 조위 등을 설계조건의 범위 내에서 변화시켜 각 말뚝의 가장 위험한 상태에 대해서 검토해야 한다.

(4) 말뚝의 축방향지지력 계산에는 해저면에서 그은 널말뚝의 주동붕괴면보다 위의 흙의 주면마찰은 고려하지 않는 것이 좋다.

(5) 부득이 선반말뚝을 연직말뚝만으로 구성하고 연직말뚝에 수평력을 분담시킬 경우에 그 축직각방향지지력은 해저면에서 그은 널말뚝의 주동붕괴면보다 위의 흙이 없는 것으로 가정해서 계산한다.

(6) 널말뚝에는 될 수 있는 대로 축방향력이 작용하지 않도록 말뚝을 배치하는 것이 좋다.
(7) 말뚝의 길이는 각 말뚝이 거의 같은 깊이에 도달하도록 정하는 것이 바람직하다.
(8) 선반말뚝에 강말뚝을 사용할 경우의 말뚝설계는 부식을 고려한 단면에 대하여 설계한다. 강재의 부식에 대해서는 제3편 2-4-5 강재의 부식속도 비교에 의한다. 나무말뚝을 사용하는 경우는 말뚝이 지하수위보다 위로 나오지 않도록 설계하며 충해를 고려해서 방부처리를 하는 것이 좋다.

6-7 중력식 벽체로서의 안정검토

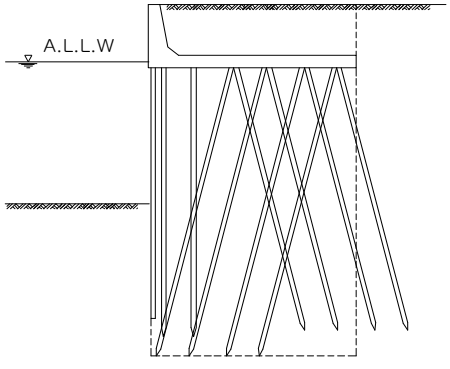
선반식 안벽을 일종의 중력식 벽체로 가정하고 선반식 안벽 전체의 안정에 대해서 검토하여야 한다.

[해 설]

검토방법은 본편 제3장 중력식 안벽에 의한다. 이 경우, 널말뚝 전면의 수동토압은 고려해도 좋다.

[참 고]

(1) 선반식 안벽은 참고 그림 (6-7)과 같이, 선반 후단을 지나는 연직면보다 앞의 부분에서, 전방으로 경사진 버팀틀 말뚝의 하단을 지나는 수평면보다 위의 부분을 중력식 벽체라고 보고 안정을 검토한다.



참고 그림 (6-7) 중력식 벽체로서의 검토에 사용되는 가상벽체

(2) 중력식벽체 저면의 마찰저항력은 벽체저면의 지반이 사질토인 경우는 벽체에 작용하는 전연직력과 $\tan\phi$의 곱으로 하고, 점성토인 경우는 점성토의 점착력에 벽체저면의 면적을 곱한 것으로 한다. 여기서, 벽체에 작용하는 전연직력이란 재하중을 포함하지 않는 벽체중량으로서 부력을 제외한 값이며 ϕ는 사질토의 내부마찰각이다.
(3) 토압계산에 쓰이는 벽면마찰각은 주동토압에 대해서 15°, 수동토압에 대해서 -15°로 한다. 해저면 이하의 점성토인 경우, 지진 시 토압계산에 쓰이는 진도는 제2편 9-6-3 [2] 점성토의 토압에 준해서 경감해도 좋다.

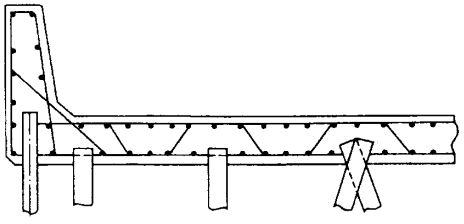
6-8 원호활동 검토

선반식 안벽이 연약지반 위에 있을 때는 널말뚝 하단 이하를 지나는 원호활동에 대한 안정을 검토하여야 한다.

[참 고]

(1) 원호활동의 검토 방법은 제4편 제6장 사면의 안정에 의한다. 이 경우 안정계산에 사용되는 조위는 안전율이 가장 적게 되는 조위로 한다.

(2) 원호활동에 대하여 불안정이라고 판단된 경우는 적당한 방법으로 지반개량을 하거나, 또는 다른 방식의 구조물을 선택한다. 원호활동을 방지할 목적으로 널말뚝의 근입을 증가시키는 것은 좋지 않다.



참고 그림 (6-8) 선반과 널말뚝 및 말뚝의 연결부

6-9 세부설계

널말뚝벽 또는 선반말뚝과 선반과의 연결은 결합부가 각종 응력에 대해서 안전하게 되도록 설계하여야 한다.

6-9-1 널말뚝과 선반의 연결

[참 고]

널말뚝 머리와 선반과의 연결은 널말뚝 머리를 선반에 충분히 묻어 넣고, 철근을 널말뚝에 용접하거나 또는 타이로드를 연결하여, 널말뚝에서 선반말뚝으로 수평력이 전달될 수 있도록 한다. (참고 그림 (6-8) 참조)타이로드를 연결하는 경우는 널말뚝식 안벽에 준한다.

6-9-2 선반과 선반말뚝의 연결

[참 고]

(1) 선반말뚝머리를 선반 저판에 충분히 묻어 넣어 말뚝머리 반력을 선반슬래브에 전달할 수 있도록 한다. 버팀틀 말뚝은 두부를 볼트 등으로 조여서 일체로 사용할 수 있게 하는 것이 좋다. (참고 그림 (6-8) 참조)

(2) 상세 설계에 대해서는 본편 4-1-8 세부 설계에 준하지만 특히 인장력을 받는 말뚝에 대해서는 선반슬래브와의 정착에 대해서 충분히 검토해야 한다.

6-9-3 세굴 방지공

[참 고]

널말뚝 전면의 해저면이 조류 등에 의해 세굴될 우려가 있는 경우는 사석 등으로 보호하는 것이 좋다. 세굴 방지공에 대해서는 본편 2-5 세굴 방지공을 참조하여 결정한다.

제 7 장 셀식 널말뚝 안벽

7-1 설계의 기본방침 및 순서

본 장은 셀식 널말뚝을 사용한 안벽의 설계에 적용한다.

[해 설]

본 장의 설계법은 주로 사질토 지반에 근입된 것으로, 근입비가 0~1.5이고, (환산벽체폭)/(벽높이)가 1~2.5 범위인 셀의 모형실험 결과를 바탕으로 정립한 것이다. 근입비가 뚜렷하게 적고(1/8정도 미만), 환산벽체폭이 벽 높이보다도 뚜렷하게 적은 경우, 점성토 지반 또는 SCP(sand compaction pile) 등에 의해 개량된 지반에 설치하는 경우 등에 대해서는 밝혀지지 않은 부분이 있으므로 본 절에 나타나는 설계법 이외에도 별도 검토가 필요하다.

[참 고]

(1) 연약한 점성토지반 위에 셀구조를 사용할 때는, 점성토의 압밀침하 및 널말뚝의 하단보다 아래를 지나는 원호활동면에 대해서 제4편 제5장 기초의 침하 및 제6장 사면의 안정에 의해서 검토할 필요가 있다. 이와 같은 지반으로 기존수심이 얕은 장소에서는, 셀속채움의 상당부분이 점성토로 되는 것을 피할 수 없으므로 샌드드레인 등의 방법으로 속채움을 개량할 필요가 있다.

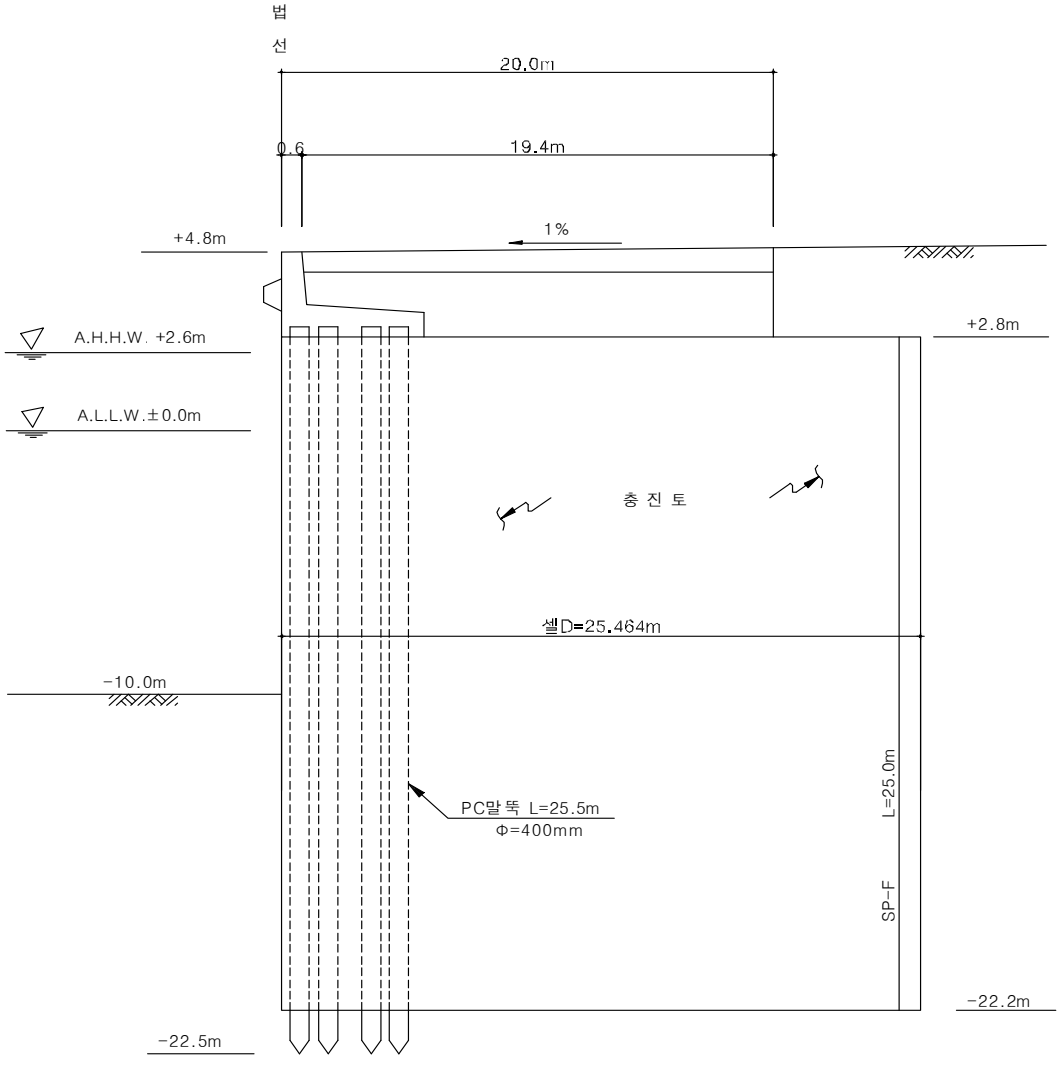
(2) 셀의 속채움은 양질의 모래 또는 자갈을 사용해서 충분히 빈틈없이 채우는 것이 좋으며, 경우에 따라서는 다지는 수도 있다. 점성토에 의한 속채움은 셀의 변형이 커질 우려가 있으므로 별도의 검토가 필요하다.

(3) 셀의 내부에 기중기, 헛간, 창고 등의 기초가 들어갈 때는 기초말뚝을 박아서 하중을 지지층에 전달하는 것이 바람직하다.

(4) 셀구조는 속채움을 하기 전까지는 매우 불안정하며 이것이 커다란 결점으로 되어있다. 따라서 널말뚝을 타입한 후에는 속채움을 서둘러 하는 것이 좋고, 특히 풍랑이 큰 장소에서의 셀구조는 시공상 좋지 않다. 이러한 시공 중의 불안정을 막기 위하여 프리페브리케이션 셀(prefabrication cell)공법이 쓰여 진다. 이 공법을 적용할 시는 근입길이가 전면·후면 공히 같으며 근입된 부분이 해저지반에 구속되어 있으므로 셀의 변위에 대한 변형을 무시할 수 있다는 실험결과도 있다.

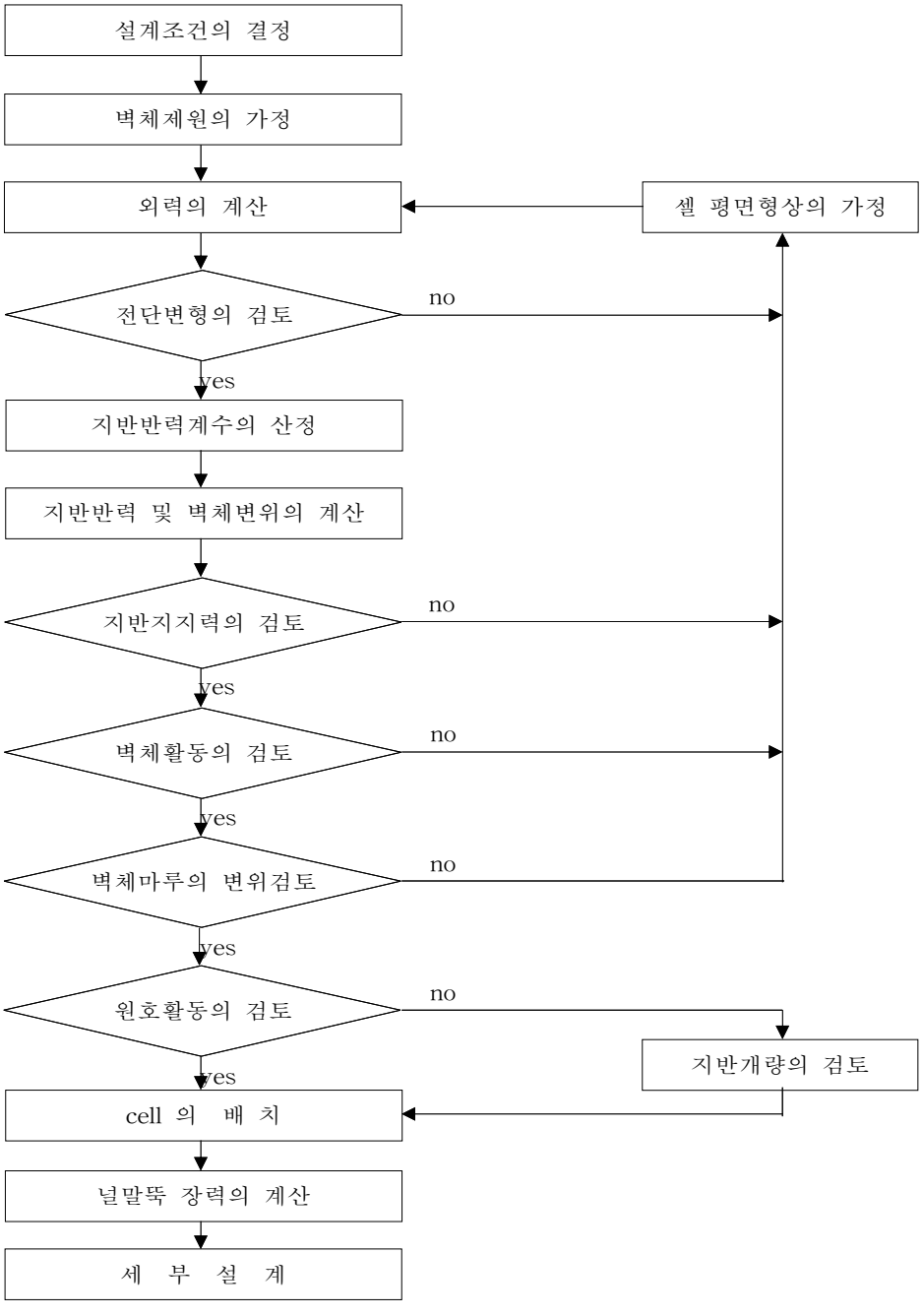
(5) 본 장의 설계법은 본 구조를 사용한 호안, 방파제 등에도 준용할 수 있다.

(6) 셀식 널말뚝 안벽의 일례를 참고 그림 (7-1)에 표시한다.



참고 그림 (7-1) 셀식 널말뚝안벽

(7) 셀식 널말뚝 안벽의 설계는 참고 그림 (7-2)에 도시한 순서로 진행하는 것이 좋다.



참고 그림 (7-2) 셀식 널말뚝 안벽의 설계 순서

7-2 널말뚝 셀에 작용하는 외력과 하중

널말뚝 셀에 작용하는 외력 및 하중으로는 다음의 것을 고려한다.
(1) 셀 본체에 작용하는 외력 및 하중
① 토 압
가. 벽체 배후의 주동토압
나. 벽체 전면의 수동토압
다. 속채움 토압
② 잔류수압
잔류수위는 A.L.L.W에 고저차의 2/3를 더하는 것을 표준으로 한다.
③ 벽체에 작용하는 지진력 및 동수압
④ 벽체 속채움의 중량
⑤ 재하하중
(2) 상부공에 작용하는 외력 및 하중
① 수평력
가. 토압의 수평분력
나. 잔류수압
다. 상부공, 상부공 위의 토사 및 재하하중에 작용하는 지지력
라. 선박의 충격력 및 견인력
② 연직력
가. 상부공, 상부공 위의 토사의 자중과 재하하중
나. 토압의 연직분포

[참 고]

(1) 외력의 산정은 제2편 9-6 토압과 수압, 제10장 지진 및 지진력, 제12장 상재하중에 의한다. 속채움 내의 잔류수위는 뒷채움 내의 수위와 동일하게 볼 수 있다.

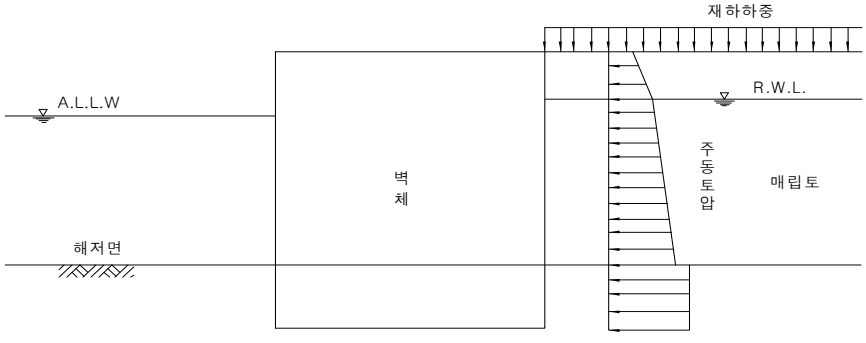
(2) 벽체배후의 해저면 보다 윗부분에는 주동토압이 작용하는 것으로 본다. 그리고 해저면 이하의 부분에 대해서 전단변형의 검토 시에는 주동토압으로, 전체 안정의 검토 시에는 뒷채움 흙의 중량 등에 의한 상재압으로부터 생기는 토압이 작용하는 것으로 본다.(참고 그림 (7-3, 4) 참조) 모형실험 결과에 의하면 근입부 셀의 변위는 적으므로 그 부분에는 정지토압 정도 크기의 하중이 작용하는 것으로 판단된다. 진동실험에 의하면 이 부분에 작용하는 토압은 하중으로서가 아니라 벽체의 전도에 저항하는 힘으로서 작용하고 있다. 따라서 설계에 있어서는 이 토압은 뒷채움 흙의 중량 등에 의한 상재압에 의해 생기는 평상시의 토압을 고려하는 것으로 하여 식 참고 (7-1)에 의하여 구하는 것으로 하였다.(참고 그림 (7-4) 참조)

$$P_{ac} = 0.5(\Sigma \gamma_i h_i + q) \qquad \text{참고 (7-1)}$$

여기서,

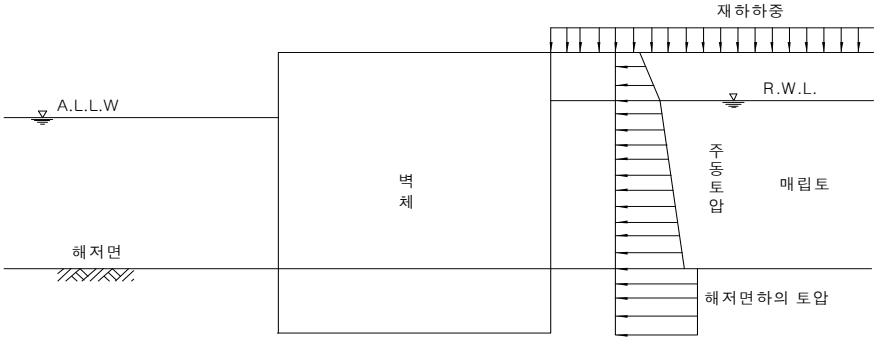
P_{ac} : 벽체배후의 해저면 이하에 작용하는 토압(kN/㎡)
γ_i : 뒷채움 각층의 단위체적 중량(kN/㎥)
h_i : 뒷채움 각층의 두께(m)
q : 재하하중(kN/㎡)

(3) 속채움에 작용하는 지진력 계산 시 적용하는 진도는, 해저면 이상 부분에 대하여는 설계진도를, 해저면 이하 부분에 대하여는 해저면하 10m 지점에서 진도가 0이 되도록 직선적으로 저감시킨 값을 이용할 수 있다. 이보다 더 깊은 부분에 대하여 진도는 고려하지 않는 것을 표준으로 한다. (참고 그림 (6-5) 참조)

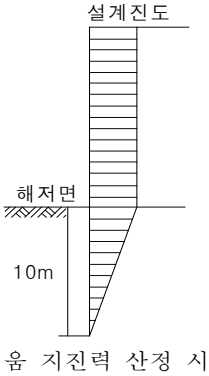


참고 그림 (7-3) 벽체에 작용하는 배후의 토압(전단변형의 검토 시)

(4) 후면매립토의 잔류수위는 A.L.L.W상 조차의 2/3를 표준으로 한다. 단, 투수성이 낮은 재료를 후면매립토로서 쓰는 경우에는 그 이상이 되는 것이 있으므로 이를 설정 시는 유사구조물의 조사결과를 기초로 결정하는 것이 바람직하다. 속채움 내의 잔류수위는 후면매립토 내의 수위와 같게 하여도 좋다. 또한 강우 등으로 인해 안벽배후의 지하수위가 상승하는 경우 등, 셀 저면과의 수위차가 커지는 경우가 있으므로 주의를 요한다.



참고 그림 (7-4) 벽체에 작용하는 배후의 토압(중력식 벽체로서의 안정검토 시)



참고 그림 (7-5) 속채움 지진력 산정 시 설계진도 적용범위

7-3 벽체의 전단변형 검토

7-3-1 일 반

벽체의 전단변형에 대한 검토는 상시에 작용하는 하중에 대해서 행하는 것을 표준으로 한다.

[해 설]

널말뚝 셀은 속채움 흙이 셀에 의하여 구속되어 있으므로 일반적으로 셀과 속채움 흙이 일체가 되어 셀 벽체의 변위에 대하여 셀 벽체 자신의 변형은 무시하고 그 전체의 거동을 강체로 볼 수 있다. 모형실험에서도 상시하중 또는 지진 시 하중보다 큰 외력을 받는 경우에도 셀 본체의 큰 변형은 나타나지 않는다. 즉, 일반적으로 널말뚝 셀의 속채움 흙에는 전단 파괴가 발생하지 않는다고 본다. 그러나 셀이 극단적으로 적은 경우나 속채움 흙의 강도가 현저하게 약한 경우에는 셀을 강체로 보는 가정이 만족치 않으므로, 셀 벽체의 변형을 미소범위로 멈추게 하기위하여 검토를 시행하는 것으로서 평상시의 하중에 대한 전단 변형을 검토하기로 한다.

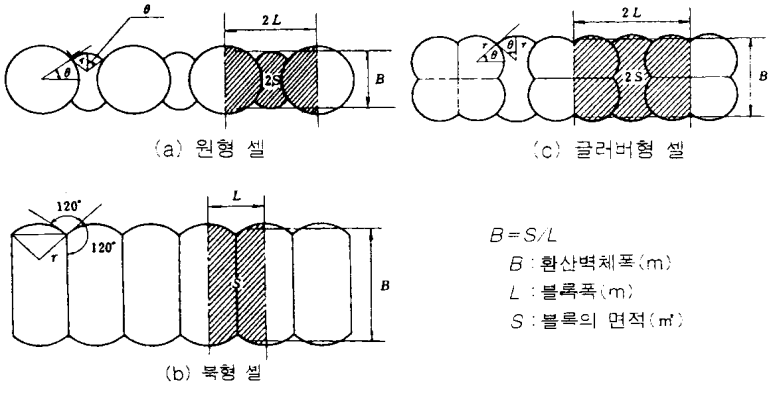
7-3-2 환산벽체 폭

벽체 폭으로는 셀 본체 또는 arc(연결호)부를 직사각형의 벽체로 바꿔놓은 경우의 가상 벽체 폭을 환산벽체 폭으로 사용할 수 있다.

[해 설]

(1) 환산벽체 폭은 설계계산을 간편하게 하기위해 사용하는 편의적인 방법이므로 셀을 해설 그림 (7-1)에 표시하는 바와 같이 전면벽, 후면벽 및 격벽을 모두 직선으로 바꿔 놓은 가상의 벽체 폭이다. 바꿔놓을 때에는 실제의 벽체와 단면적이 같아지도록 한다.

(2) 해저면은 사질지반에 있어서 계획수심에 준설의 여굴 두께를 고려한다.



해설 그림 (7-1) 셀 안벽의 평면형과 환산벽체 폭(B)

점성토 지반에서는 지반의 점착력이 50kN/㎡ 이상인 경우에 사질지반과 같이 취급하고, 이보다 작을 경우에는 점착력에 따라서 가상 해저면을 계획수심보다 낮춰 계산하는 것이 바람직하다.

[참 고]

환산벽체 폭은 벽체의 전단변형에 관한 식 참고 (7-2), 식 참고 (7-3)을 만족하도록 결정한다.

$$M_d F \leq M_r \qquad \text{참고 (7-2)}$$

$$M_d' F \leq M_r' \qquad \text{참고 (7-3)}$$

여기서,

M_d : 셀저면에 관한 변형모멘트(kN · m/m)

M_d' : 해저면에 관한 변형모멘트(kN · m/m)

M_r : 셀저면에 관한 저항모멘트(kN · m/m)

M_r' : 해저면에 관한 셀 내부 흙의 저항모멘트(kN · m/m)

F : 안전율

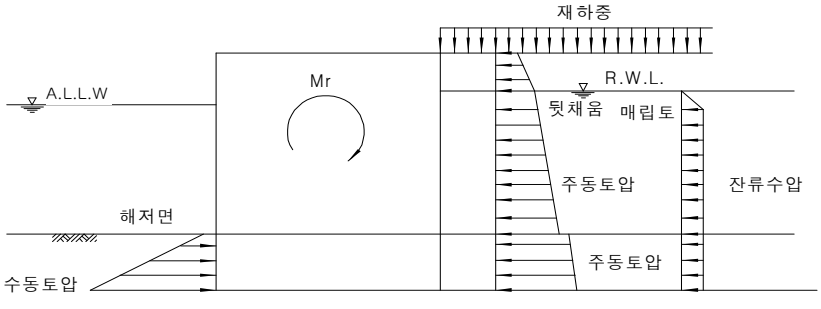
(3) 변형모멘트와 저항모멘트의 허용안전율은 다음 값을 표준으로 한다. 속채움이 모래인 경우 평상시 1.2이상, 이상 시 1.2의 값을 표준으로 한다. 이상시의 안전율을 평상시 보다 작게 하지 않은 것은 저항모멘트의 계산에서 평상시에는 벽체의 변형이 일어나지 않을 때의 값을 사용하고 있으며, 이상 시에는 벽체의 변형이 다소 일어났을 때의 값을 사용하고 있기 때문이다.

7-3-3 변형모멘트의 계산

> 변형모멘트는 셀 저면 또는 해저면보다 위의 벽체 배후에 상시 작용하는 주동토압, 잔류수압, 수동토압 등의 외력에 의한 셀 저면 또는 해저면에서의 모멘트로 한다.

[해 설]

변형모멘트 계산에 있어서 토압은 그 수평분력만을 고려하고 연직분력은 고려하지 않는다. 상재하중에 대해서는 그 연직력은 고려하지 않으나 주동토압의 계산에는 상재하중을 고려한다.(해설 그림 (7-2) 참조)



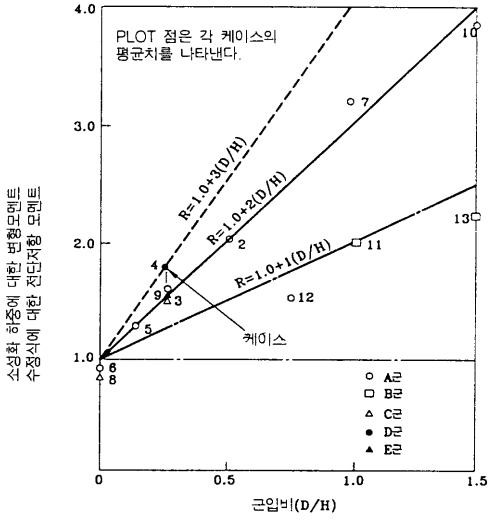
해설 그림 (7-2) 전단변형의 검토에 고려할 하중 및 저항력

7-3-4 저항모멘트의 계산

저항모멘트는 셀의 구조특성, 벽체의 변형을 고려해서 적절히 산정하여야 한다.

[참 고]

(1) 셀 저면에 관한 저항모멘트(평상시)는 셀 저면에 관한 속채움 흙의 저항모멘트와 널말뚝 조인트 마찰력에 의한 저항모멘트의 합으로 표현되며 모형실험의 결과로부터 근입비 D/H에 따라 할증되므로(참고 그림 (7-6) 참조) 식 참고 (7-4)로 산정한다.



참고 그림 (7-6) 저항모멘트와 근입비와의 관계

$$M_r = (M_{ro} + M_{rs})(1 + \alpha D/H) \qquad \text{참고 (7-4)}$$

여기서,

M_r : 셀 저면에 관한 저항모멘트(kN・m)

M_{ro} : 셀 저면에 관한 속채움 흙의 저항모멘트(kN・m/m)

M_{rs} : 셀 저면에 관한 널말뚝 조인트 마찰력에 의한 저항모멘트(kN・m/m)

D : 근입장(m)

H : 해저면으로부터 천단까지의 셀 벽 높이(m) (참고 그림 (7-6) 참조)

α : 근입비(D/H)에 따른 할증계수

할증계수 α는 일반적으로 1.0으로 할 수 있다. 이 식은 실험결과를 바탕으로 한 실험식이기 때문에 이론적인 해명은 충분하지 않으므로 참고 그림 (7-6) 실험결과의 하한치에 가까운 α=1.0을 취하기로 한 것이다.

① 속채움 흙의 저항모멘트 계산식

셀 저면에 대한 속채움 흙의 저항모멘트를 구할 때 속채움 흙의 전단파괴면은 참고 그림 (7-7)에 나타낸 바와 같이 셀 전면이 저면 측으로부터 주동붕괴면, 배면으로부터 수동붕괴면이 발생한다고 가정하고 또 이를 붕괴면상에 각기 주동토압, 수동토압이 작용하는 것으로 한다. 이때, 주동・수동붕괴각 및 주동・수동 토압은 아래와 같이 랭킨(Rankine) 식을 사용한다.

주동붕괴면 $\xi_a = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$

수동붕괴면 $\xi_a = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$

주동토압 $P_a = K_a \cdot \gamma h \qquad K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$ 참고 (7-5)

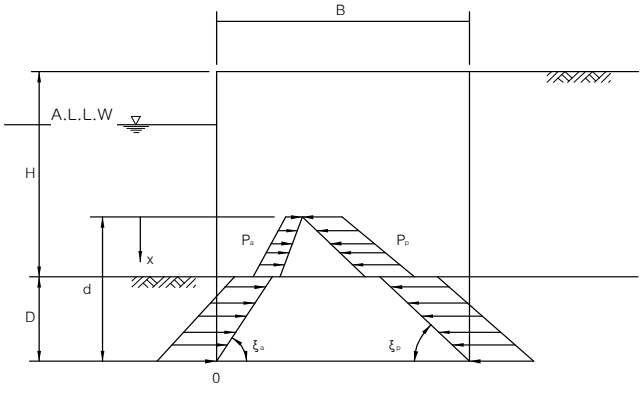
수동토압 $P_p = K_p \cdot \gamma h \qquad K_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$

여기서,

ø : 속채움 흙의 내부 마찰각

이 때, 전단면상의 토압에 의한 모멘트는 참고 그림 (7-7)을 참조하여 식 참고 (7-6)으로 산출한다.

$$M_{ro} = \int_0^d (P_p - P_a)(d-x) \cdot \frac{2}{3} tan\theta dx \qquad \text{참고 (7-6)}$$



참고 그림 (7-7) 속채움 흙의 전단면의 가정

또, 지반과 속채움 흙의 토질정수가 틀리는 경우는 붕괴각 및 토압은 토층이 변하는데 따라서 그 크기가 바뀌므로 식 참고 (7-6)도 복잡하게 되지만 지반과 속채움 흙의 내부 마찰각이 크게 차이가 없는 경우나 근입비가 커서 속채움까지 붕괴면이 도달하지 않는 경우에는 다음의 간편식을 써도 좋다.

$$M_{ro} = \frac{1}{6}\gamma_o \cdot R_o H_o^3 \qquad \text{참고 (7-7)}$$

여기서,

$R_o = \frac{2}{3} V_0^2(3 - V_0\cos\phi)\tan\phi\sin\phi$

γ_o : 속채움 흙의 환산단위체적중량(속채움 흙의 단위체적중량이 일정한 경우 단위체적중량을 일반적으로 $\gamma_o = 10(\mathrm{kN/m^3})$을 쓰는 것이 편리하다.

H_o : 속채움 흙의 환산단위체적중량을 쓰는 경우 속채움 흙에 의한 저항모멘트를 계산하기 위해 셀 저면에서의 환산벽 높이로 식 참고 (7-8)로서 계산한다.

$$H_o = \frac{1}{\gamma_o}\Sigma\gamma_i h_i \qquad \text{참고 (7-8)}$$

여기서,

γ_i : i 층 속채움흙의 단위체적중량(kN/㎥)

h_i : i 층 두께(셀 저면으로부터 안벽마루까지)(m)

$v_o = B/H_o$

B : 환산벽체 폭(m)

② 조인트마찰력에 의한 저항모멘트의 계산식

조인트마찰력에 의한 저항모멘트는 아래와 같이 계산한다.

$$M_{rs} = \frac{1}{6}\gamma_o \cdot R_s \cdot H_s^3 \qquad \text{참고 (7-9)}$$

여기서,

$$R_s = \frac{3}{2} V_S f \tan\phi \qquad \text{참고 (7-10)}$$

H_s : 속채움 흙의 환산단위체적중량을 사용한 경우에 널말뚝 조인트간 마찰력에 의한 저항모멘트를 계산하기 위한 셀 저면으로부터의 높이로서 참고 그림 (7-8)에서 (a)토압분포도의 합력과 (b)환산토압분포도의 합력이 같아지도록 식 참고 (7-11)에 의해 계산한다. 이 경우 속채움 흙의 토압계수는 널말뚝 인장력 계산의 경우와 달리 $\frac{1}{2}\tan\phi$를 사용한다.

$$H_s = 2\sqrt{\frac{\Sigma P_i}{\gamma_o \tan\phi}} \qquad \text{참고 (7-11)}$$

여기서,

P_i : i층 속채움 흙의 토압합력(kN/㎥), 이 경우 상재압은 고려하지 않는다.

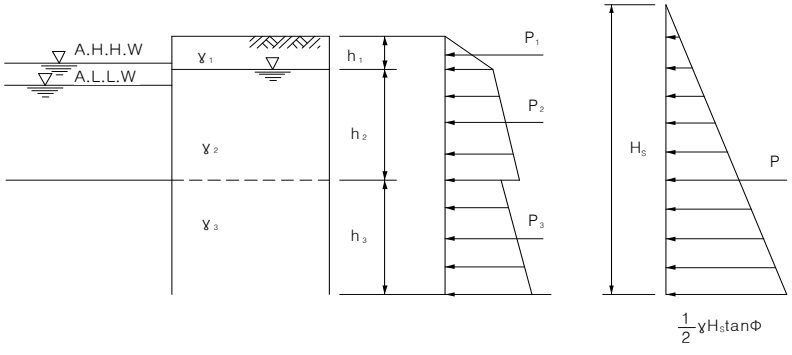
γ_o : 속채움 흙의 환산단위체적중량(kN/㎥)

ϕ : 속채움 흙의 내부마찰각(°)

v_s : B/Hs

B : 환산벽체 폭(m)

f : 널말뚝이음간의 마찰계수로 보통 0.3을 쓴다.



(a) 토압 분포도 (b) 환산토압 분포도

참고 그림 (7-8) 환산벽 높이

(2) 해저면에서의 널말뚝 셀 저항모멘트(이상 시)는 속채움 흙의 저항모멘트로 표현되며 식 참고 (7-12) 및 식 참고 (7-13)을 사용하여 구한다.

$$M_r' = \frac{1}{6}\gamma_o \cdot R_o' \cdot H_o'^3 \qquad \text{참고 (7-12)}$$

여기서,

$$R_o' = v_o'^2(3 - v_o'\cos\phi')\sin\phi' \qquad \text{참고 (7-13)}$$

H_o' : 속채움 흙의 환산단위 체적중량을 사용한 경우, 속채움 흙에 의한 저항모멘트를 계산하기 위해 해저면으로부터의 환산벽 높이로 식 참고 (7-14)에 의해 계산한다.

$$H_o' = \frac{1}{\gamma_o}\Sigma\gamma_i' h_i' \qquad \text{참고 (7-14)}$$

여기서,

γ_i' : 해저면상 i층 속채움 흙의 단위체적중량(kN/㎥)

h_i' : 해저면상 i층의 두께(해저면으로부터 안벽마루까지)(m)

$v_o' = B / H_o'$

ϕ : 해저면 상 속채움 흙의 내부마찰각(°)

(3) 속채움 흙의 강도를 증대시키면 셀의 강성이 높아지므로 속채움 흙을 개량하면 셀의 안정성을 향상시키는데 유효하다.

(4) 속채움에 점성토를 사용한 경우, 셀의 거동에 대해서 불명확한 점이 많고, 사질토에 비해서 소성이 크기 때문에 구조물 안정성에 좋지 않으므로 속채움재에 점성토를 사용하는 것은 피해야 한다. 점성토지반에 근입된 셀에 대해서는 유한요소법 해석 예에서 추정하면 셀의 안정은 전면지반의 변형으로 결정되며 속채움 흙의 전단변형으로는 결정되지 않는다. 따라서 벽체 내에 점성토가 존재하는 경우의 저항모멘트는 사질토 경우의 검토에 준해서 계산하여도 좋다.

속채움 흙의 저항모멘트 M_{ro} 및 널말뚝조인트 마찰력에 의한 저항모멘트 M_{rs}는 식 참고 (7-15), 식 참고 (7-16)으로 계산하여도 좋다.

또한, 속채움 흙에 점성토가 포함된 셀의 저항모멘트는 해명되지 않기 때문에 전단변형의 검토면은 참고 그림 (7-9)와 같이 해저면 또는 셀 하단뿐만 아니라, 점성토층 하단 등과 같이 위험하다고 판단되는 면에서의 검토를 행할 필요가 있으며, 근입효과에 대한 계산을 위해서는 검토면에서의 근입비를 쓴다.

이 경우 전단변형에 대한 안전율은 1.2로 하고 그 외 부분은 1.0으로 해도 좋다.

$$M_{ro} = \int_0^d (P_p - P_a)\cdot(d - x)dx$$

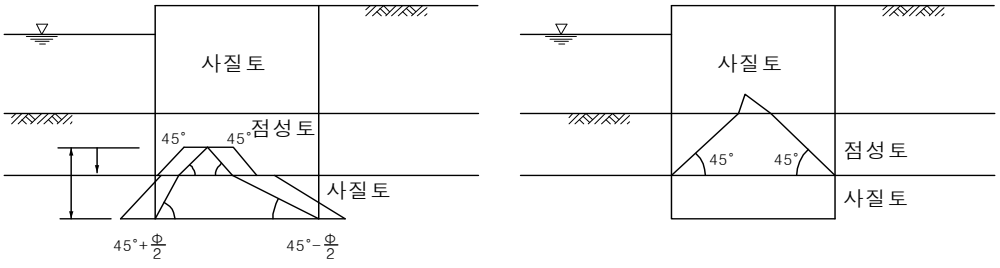
$$P_a = K_a\gamma h - 2c\sqrt{K_a}\,, \quad K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} \qquad \text{참고 (7-15)}$$

$$P_p = K_p\gamma h + 2c\sqrt{K_p}\,, \quad K_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$$

여기서,

ϕ : 속채움 흙의 내부마찰각(°)

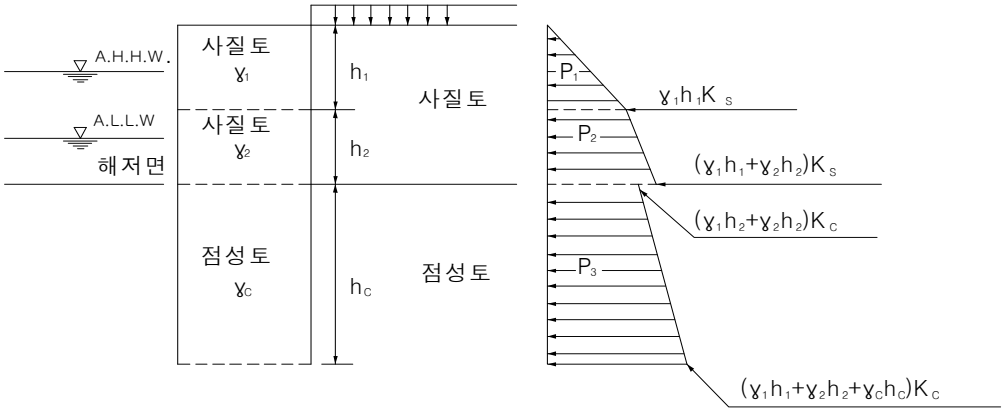
c : 속채움 흙의 점착력(kN/㎡)



(a) 셀저면의 경우 (b) 점성토 하단의 경우

참고 그림 (7-9) 속채움흙의 전단면의 가정

속채움의 일부가 참고 그림 (7-10)과 같이 점성토로 구성되었을 경우, 식 참고 (7-16)에 의해 저항모멘트를 계산한다.



참고 그림 (7-10) 점성토가 포함된 경우의 속채움 흙의 토압

$$M_r = \frac{2}{3}\{(P_1 + P_2)\tan\phi + c \cdot h_c + f(P_1 + P_2 + P_3)\}$$ 참고 (7-16)

여기서,

$P_1,\ P_2,\ P_3$: 참고 그림 (7-10)에 있어서 속채움 흙 각층의 합력(kN/m)

$\gamma_1, \gamma_2,\ \gamma_c$: 참고 그림 (7-10)에 있어서 각층의 속채움 흙의 재료의 단위체적중량((kN/㎥)

$h_1,\ h_2,\ h_c$: 참고 그림 (7-10)에 있어서 각층의 속채움 흙의 층 두께(m)

K_s : 속채움 흙의 사질토의 토압계수 $K_s = 0.6$

K_c : 속채움 흙의 점성토의 토압계수 $K_c = 0.5$

B : 환산벽체 폭(m)

f : 널말뚝조인트간의 마찰계수 $f = 0.3$

7-4 벽체 전체로서의 안정검토

7-4-1 일 반

벽체 전체로서의 안정 검토는 지반에 지지된 중력식 벽체로 생각하여 검토한다.

[해 설]

전체의 안정 검토는 벽체를 지반에 탄성 지지되는 강체로 생각하고 하중에 대한 지반반력 또는 벽체의 변위를 구한다.

[참 고]

지반반력은 지반의 탄성영역을 초과하지 않는 범위에서는 지반반력 계수와 변위량을 곱하여 구한다. 지반반력 및 벽체의 변위가 제각기의 허용치를 넘지 않는 경우에는 중력식 벽체로서의 안정이 확보되는 것으로 판단한다.

7-4-2 지반반력계수

중력식 벽체로서의 안정 검토에 사용하는 지반반력계수는 지반조사의 결과에 의하여 설정한다.

[해 설]

지반반력계수에는 수평방향 지반반력계수, 셀 저면의 연직방향 지반반력계수 또는 수평방향 전단스프링정수가 있다.

[참 고]

지반반력계수는 지반조사 결과에 기초하여 아래와 같이 구할 수가 있다.

(1) 수평방향 지반반력계수

수평방향 지반반력계수는 제4편 4-2-2 해석적 방법에 의한 추정에 나타낸 요코야마(横山)가 제안한 도표에 의해 식 참고 (7-17)로 산정할 수가 있다.

$$K_H = 2N \qquad \text{참고 (7-17)}$$

여기서,

K_H : 수평방향 지반반력계수(N/㎠)

N : N치

지반의 성질이 다른 지층의 경우, 수평방향 지반반력계수는 각 층마다 구하는 것으로 한다.

(2) 연직방향 지반반력계수

셀 저면의 연직방향 지반반력계수는 셀 저면에 있어서 수평방향 지반반력계수와 같은 값으로 한다. 지반의 성질이 다른 지층의 경우, 연직방향 지반반력계수는 셀 저면 위치의 지층에서 구하여지는 값을 채택한다. 단, 셀 저면 아래에 매우 연약한 지층이 있는 경우 등에는 그들의 영향을 충분히 고려할 필요가 있다.

(3) 수평방향 전단스프링정수

셀 저면의 수평방향 전단스프링정수는 연직방향 지반반력계수로부터 식 참고 (7-18)에 의해 산정할 수가 있다.

$$K_s = \lambda K_v \qquad \text{참고 (7-18)}$$

여기서,

K_s : 수평방향 전단스프링정수(N/㎤)

λ : 수평방향 전단스프링정수와 연직방향 지반반력계수의 비

K_v : 연직방향 지반반력계수(N/㎤)

기존의 연구에 의하면 λ값은 λ=1/2~1/5로 제안되어 있으나, 강널말뚝 셀의 경우 λ=1/3정도로 하여도 좋다.

7-4-3 지반반력 또는 벽체의 변위량 산정

지반반력 또는 벽체의 변위는 벽체가 하중에 대해서 지반반력 또는 벽면의 연직마찰저항력에 의해서 지지되는 것으로 하여 계산한다.

[해 설]

널말뚝 근입부의 지반반력 및 벽체의 변위는 벽체에 작용하는 외력에 대해서 수평지반반력, 벽체 저면의 연직지반반력 또는 수평방향 전단반력, 셀 전면벽과 셀 후면벽의 연직마찰 저항력에 의해서 지지되고 있는 것으로 생각하고 계산한다.

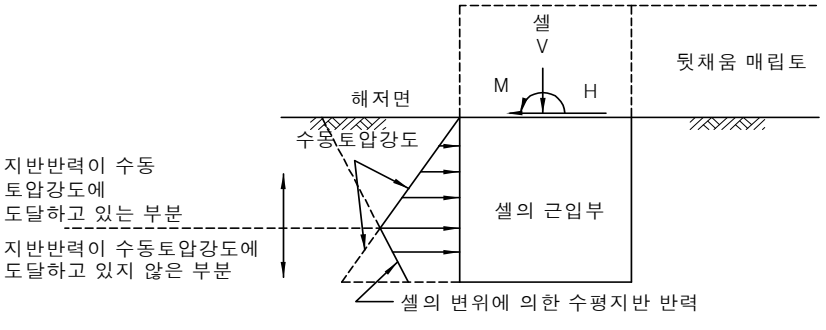
[참 고]

(1) 지반반력

① 수평지반반력

수평지반반력은 식 참고 (7-19)에 의해 산정할 수가 있으나 지반의 변형을 고려해서 제2편 11-7 토압과 수압에 준해서 산정되는 주동토압 강도를 넘지 않는 것으로 한다. 또한, 수동토압 산정시의 벽면마찰각은 -15°로 적용할 수 있다.

참고 그림 (7-11)은 지반반력이 부분적으로 수동토압 강도에 도달하는 경우의 지반반력 분포 예를 도시하였다.



참고 그림 (7-11) 수평지반반력 분포의 예

② 연직지반반력

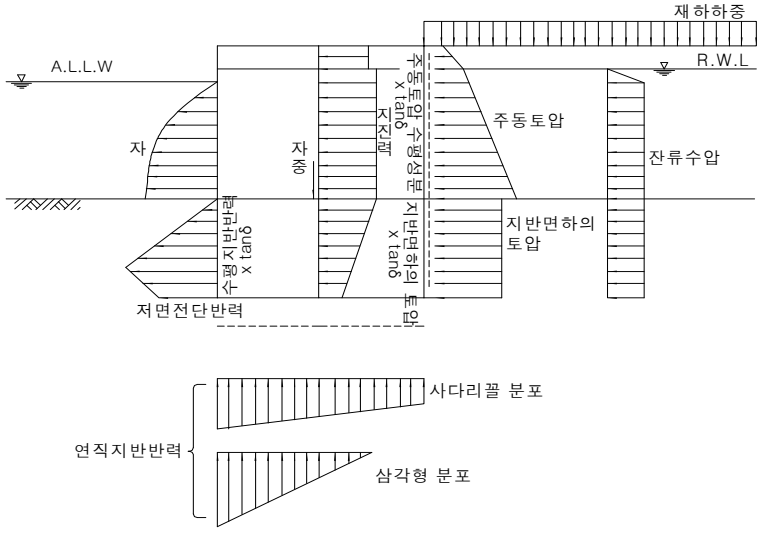
셀 저면의 연직지반반력은 사다리꼴형 또는 삼각형 분포가 되고 일반적으로 인장응력은 발생하지 않도록 한다.

(2) 연직마찰저항력

연직마찰력을 셀 전벽과 셀 후벽에 고려하고 연직마찰 저항력은 수평토압 또는 지반반력과 tan δ의 곱으로 한다. 이 경우 δ는 벽면마찰각으로 한다.

(3) 외력의 분포

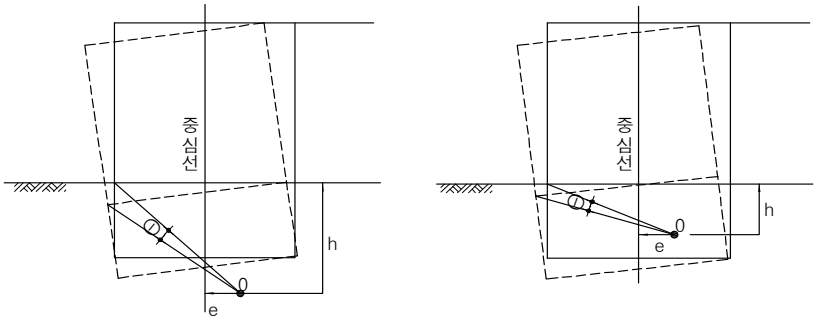
셀식 널말뚝안벽에 있어서 작용하중, 지반반력 등의 외력의 표준적인 분포는 참고 그림 (7-12)와 같다.



참고 그림 (7-12) 외력의 분포

(4) 셀의 변위모드(mode)

셀은 참고 그림 (7-13)에서 보는 바와 같이 그 중심축에서의 거리 e, 해저면부터의 깊이 h의 점 O를 중심으로 회전하는 것으로 생각된다. 회전중심이 셀의 내부에 있는 경우, 회전중심 이하에서는 수평지반반력은 셀 후면벽에 발생한다.

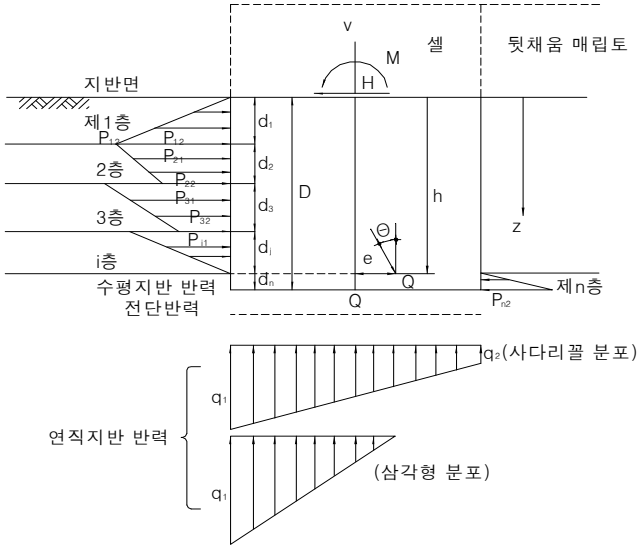


(a) 회전중심이 벽체외에 있는 경우 (b) 회전중심이 벽체내에 있는 경우

참고 그림 (7-13) 벽체의 변위모드

(5) 지반반력 및 벽체의 변위계산식

벽체 중앙의 지반면 위치에 수평력, 연직력 및 모멘트가 작용하고 지반이 n개의 층으로 성립된 경우의 계산 model을 참고 그림 (7-14)에 나타내었다. 참고 그림 (7-14)에 나타낸 계산 model에 관하여 지반반력, 벽체의 변위 등을 구하는 계산식을 다음에 제시한다.



참고 그림 (7-14) 계산 model

① 연직지반반력이 사다리꼴 분포인 경우

가. 수평지반반력(kN/m)

$$
\left.
\begin{aligned}
p_{12} &= K_{H1}(h-d_1)\theta \\
p_{21} &= K_{H2}(h-d_1)\theta \\
p_{22} &= K_{H2}(h-d_1-d_2)\theta \\
&\vdots \\
p_{i1} &= K_{Hi}(h-\sum_{j=1}^{i-1} d_j)\theta \\
p_{i2} &= K_{Hi}(h-\sum_{j=1}^{i} d_j)\theta \\
&\vdots \\
p_{n1} &= K_{Hn}(h-\sum_{j=1}^{n-1} d_j)\theta \\
p_{n2} &= K_{Hn}(h-\sum_{j=1}^{n} d_j)\theta
\end{aligned}
\right\}
\qquad \text{참고 (7-19)}
$$

나. 연직지반반력(kN/m)

$$
\begin{aligned}
q_1 &= K_v(e+B/2)\theta \\
q_2 &= K_v(e-B/2)\theta
\end{aligned}
\qquad \text{참고 (7-20)}
$$

다. 벽체 저면의 전단반력(kN/m)

$$Q = K_s(h - D)\theta A \qquad \text{참고 (7-21)}$$

라. 벽체의 수평변위(m)

$$\delta_z = (h - z)\theta \qquad \text{참고 (7-22)}$$

마. 벽체의 회전각 (°)

$$\theta = \frac{MK_1 + HK_3}{K_1K_4 - K_2K_3} \qquad \text{참고 (7-23)}$$

바. 벽체의 회전중심 깊이(m)

$$h = \frac{MK_2 + HK_4}{MK_1 - HK_3} \qquad \text{참고 (7-24)}$$

사. 벽체의 중심축에서 회전중심까지의 거리(m)

$$e = \frac{1}{K_vA}\left\{\frac{V}{\theta} - h\sum_{i=1}^{n} K_{Hi}d_i\tan|\delta_i| + \sum_{i=1}^{n} K_{Hi}\,d_i\left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2}\right)\tan|\delta_i|\right\} \qquad \text{참고 (7-25)}$$

여기서,

$$K_1 = \sum_{i=1}^{n} K_{Hi}d_i + K_sA$$

$$K_2 = \sum_{i=1}^{n}\left\{K_{Hi}d_i\left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2}\right)\right\} + K_sAD$$

$$K_3 = \sum_{i=1}^{n}\left\{K_{Hi}d_i\left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} + \frac{B}{2}\tan\delta_i\right)\right\} + K_sAD$$

$$K_4 = \sum_{i=1}^{n}\left\{K_{Hi}d_i\left(\frac{d_i^2}{3} + \sum_{j=1}^{i-1} d_j\sum_{j=1}^{i} d_j + \frac{B}{2}\left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2}\right)\tan\delta_i\right)\right\} + K_sAD^2 + \frac{1}{12}K_vA^3$$

단, 벽면마찰각 δ는 수평지반반력이 전면 벽에 작용하는 지층에서는 부(-)의 것으로 하고 그것이 후면 벽에 작용하는 지층에서는 정(+)으로 한다.

② 연직지반반력이 삼각형 분포인 경우

수평지반반력, 벽체의 수평변위, 회전각, 회전중심의 깊이는 ①과 같은 공식으로 표시된다.

가. 연직지반반력(kN/m)

$$q_1 = K_v\left(e + \frac{B}{2}\right)\theta \qquad \text{참고 (7-26)}$$

나. 벽체저면의 전단반력(kN/m)

$$Q = K_s(h - D)\theta A' \qquad \text{참고 (7-27)}$$

여기서,

$$A' = e + \frac{B}{2}$$ 참고 (7-28)

다. 벽체중심축으로부터 셀의 회전중심까지의 거리(m)

$$e = \sqrt{\frac{2}{K_v}\left\{\frac{V}{\theta} - h\sum_{i=1}^{n} K_{Hi} di \tan | \delta i | + \sum_{i=1}^{n} K_{Hi} di \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2}\right)\tan | \delta_i | RIGHT - \frac{B}{2}\right.}$$ 참고 (7-29)

여기서,

$$K_1 = \sum_{i=1}^{n} K_{Hi}\ d_i + K_s A'$$

$$K_2 = \sum_{i=1}^{n}\left\{K_{Hi}\ d_i\left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2}\right)\right\} + K_s\ A'D$$

$$K_3 = \sum_{i=1}^{n}\left\{K_{Hi}\ d_i\left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} + \frac{B}{2}\tan\delta_i\right)\right\} + K_s A'D$$

$$K_4 = \sum_{i=1}^{n}\left\{K_{Hi} d_i\left(\frac{d_i^2}{3} + \sum_{j=1}^{i-1} d_j \sum_{j=1}^{i} d_j + \frac{B}{2}\left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2}\right)\tan\delta_i\right)\right\} + K_s A' D^2 + \frac{1}{6} K_v A'^2 (B - e)$$

단, 벽면마찰각 δ는 수평지반반력이 전벽에 작용하는 지층에서는 부(−), 후벽에 작용하는 지층에서는 정(+)으로 한다.

①, ②의 경우의 식에서

V : 벽체에 작용하는 연직력(kN/m)

H : 벽체에 작용하는 수평력 (kN/m)

M : 벽체의 지반면 중앙점에 작용하는 모멘트(kN·m/m) 단, 벽체에 작용하는 외력은 기준선방향 단위길이당의 계산 값

D : 근입길이(m)

d_i : 근입부 지반의 각층 두께(m)

B : 환산벽체 폭(m)

K_{Hi} : 근입부 지반 각층의 수평방향지반반력계수(kN/㎥)

K_v : 벽체 저면에 있어서의 연직방향지반반력계수(kN/㎥)

K_S : 벽체 저면에서의 수평방향 전단스프링정수(kN/㎥)

A : 벽체 저면의 기준선방향 단위길이당 면적(㎡/m)

A' : 연직지반반력이 정(+)인 벽체 저면의 기준선방향 단위길이당 면적(㎡/m)

7-5 지반의 지지력 검토

벽체 저면의 지반 반력은 지반의 허용지지력 이내이어야 한다.

[참 고]

(1) 벽체 저면에서 지반의 지지력은 제4편 2-4 편심·경사하중에 대한 지지력에 준해서 산정한다.

(2) 셀 전면벽 및 후면벽에 작용하는 토압의 연직분력으로는 주동토압의 연직분력, 근입부 토압에 의한 마찰력, 수동토압의 연직분력 또는 지반반력에 의한 연직분력 등을 고려한다. 토압의 연직분력 작용방향은 셀의 중량과 같은 방향을 정(+)으로 취한다.

(3) 벽체 저면에서 흙의 내부마찰각은 벽체 저면의 상부와 하부가 각각 다른 경우, 그 중 적은 값을 취한다.

7-6 벽체의 활동 검토

벽체의 활동에 대한 검토는 본편 3-3-2 벽체의 활동 검토에 대한 검토에 준한다.

[참 고]

(1) 벽체의 활동에 대한 검토는 중력식 벽체에 대한 검토 방법에 준하는 것으로 하고 벽체 저면과 지반에 작용하는 허용전단저항력은 식 참고 (7-30)에 의해서 산정한다.

$$Q_a = \frac{1}{F_s}(W + P_V)\tan\phi \qquad \text{참고 (7-30)}$$

여기서,

Q_a : 허용전단저항력(kN/m)

W : 벽체의 중량(kN/m)

P_V : 전면벽 및 후면벽에 작용하는 토압의 연직분력(kN/m)

ϕ : 벽체 저면부 흙의 내부마찰각(°)

F_s : 안전율(평상시 1.2이상, 이상 시 1.1 이상)

(2) 벽체 중량은 재하하중을 포함하지 않는 중량으로서 부력을 제외한 값으로 한다.

(3) 전면벽 및 후면벽에 작용하는 토압의 연직분력은 주동토압의 연직분력, 지반면 아래의 토압에 의한 마찰력, 수동토압의 연직분력, 지반반력에 의한 연직분력 등을 고려한다.
토압의 연직분력 작용방향은 벽체의 중량과 같은 방향을 정(+)으로 한다.

(4) 벽체저면에 있어서 흙의 내부마찰각은 벽체저면의 상부와 하부의 지반이 각각 다른 경우, 그중 적은 값으로 하는 것이 좋다.

7-7 벽체마루의 변위 검토

셀 마루의 수평변위는 허용변위량을 넘지 않도록 한다.

[참 고]

허용변위량은 일반적으로 구조물 안전상의 관점에서 구조물의 용도에 따라 결정되는데, 항만구조물에서는 그 값이 정해지지 않은 경우가 많다. 따라서 지반반력 등이 허용치 이내인 경우도 셀 마루의 변위량이 크게 되면 기능상 지장을 초래하는 수가 있으므로 이 경우에는 허용변위량을 결정하여 두는 것이 바람직하다.

(1) 항만구조물의 허용변위량을 고려해야 하는 경우에서의 관점들로는 다음과 같은 것들이 있다.

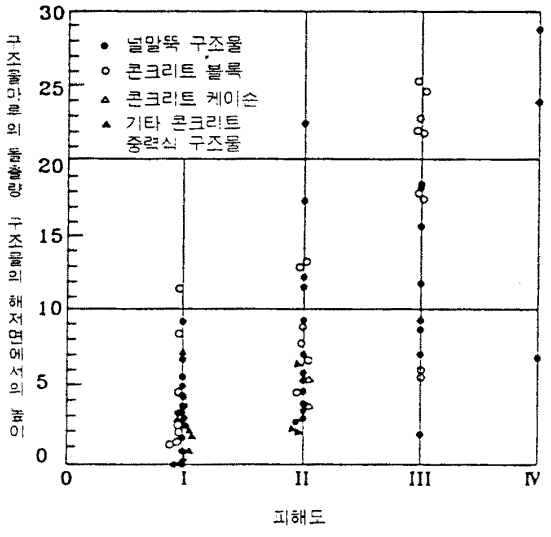
① 구조안정성 : 안벽이나 호안의 구조적 안정성에 관한 현행의 평가방법은 중력식 구조물은 변위·변형 과 결부되지 않으나, 말뚝식이나 널말뚝식 구조물은 변위·변형이 토질정수에 지배되기 때문에 구해진 안전율 값이 반드시 충분한 정도를 갖는다고 하기는 어렵다. 또, 구조상의 허용변위량은 구조형식에 의해서 크게 달라진다. 예를 들면 중력식 구조물은 큰 변위가 발생하여도 안정성은 변위가 발생하는 이전과 큰 차이가 없으나, 널말뚝식이나 말뚝식 구조물에서는 변위·변형의 발생상태에 따라서 뚜렷하게 안정성이 저하된다.

② 기능 : 안벽이나 호안에서는 그 구조물이 갖는 기능에 지장을 초래하지 않는 최대변위가 허용변위량이 된다. “항만시설의 유지관리 지침서”에 따르면 케이슨식 안벽의 기능상 변형상태 한계치가 정리되어 있으며, 이중에서 상부공의 수평방향 변위는 선박접안의 안정성 관점에서 20~30cm로 되어 있다. 그러나 호안에 대해서는 안벽과 다르게 지수성 확보나 월파에 대한 마루높이의 보호 및 유지와 같은 기능상 관점에서 검토되어야 한다.

③ 경제성 : 예측한 것 이상의 대지진이 발생한 경우, 큰 설계진도로 건설된 구조물은 건설비는 높으나 예상되는 피해액은 적으며, 이 반대의 경우도 있다. 따라서 경제적인 관점에서는 건설비와 피해에 따른 예상복구비의 합이 최소가 되도록 해야 한다. 이와 같은 관점으로 설계된 구조물에 고려되는 변위·변형은 경제적 관점에서의 허용량으로 볼 수 있다.

(2) 허용변형량은 앞에서 언급한 종류의 관점에서 설정되어야 하나, 이 경우 허용변위량을 다음과 같이 2단계로 생각해 볼 수도 있다. 즉, 구조물을 사용하는데 지장이 없고 유지보수가 필요 없을 정도의 비교적 적은 허용변위량과, 사용여건 상 응급적인 대책이 필요하나 그것이 유지보수의 범위내가 되도록 하는 조금 큰 편의 허용변위량 등 2종류가 있다. 이것들의 허용치를 설정하는데 있어서는 구조물의 중요도 및 내용연수도 고려되어야 할 사항이다.

(3) 일반적으로 허용변위량을 정하는데 있어서 과거의 지진피해보고 등에서 얻어진 중력식 및 널말뚝식 구조물의 마루부분의 돌출량과 피해도의 관계가 참고가 되고 있다.
이 관계를 나타낸 참고 그림 (7-15)에 의하면 피해도Ⅱ의 구조물 마루부분의 돌출량과 벽체높이의 비가 대부분 1.5% 이상이다. 따라서 본 절에 나타내는 방법에 의해 설계계산을 수행하는 경우, 셀 마루의 허용수평 변위량을 벽체높이의 1.5% 이내로 하는 것이 바람직하다.



참고 그림 (7-15) 피해도와 마루부분의 돌출량/벽체높이

참고 표 (7-1) 피해도와 피해상황

피해도	피 해 상 황
0	피해 발생 없음
I	본체에 이상은 없으나 부속구조물에 파괴 또는 변형이 발생된 상태
II	본체에 상당히 변형이 발생된 상태
III	변형은 멈추었으나 구조물 본체에 파괴가 발생된 상태
IV	전체가 파괴되어 변형이 멈추지 않는 상태

7-8 원호활동 검토

지반이 견고하지 않은 경우에는 필요에 따라서 원호활동에 대한 검토를 시행하여야 한다. 이 경우 원호 활동면은 셀의 내부를 통과하지 않는 것으로 한다.

[해 설]

지반 및 셀 배면의 뒤채움재료의 내부마찰각이 30° 이상인 경우에는 원호활동 검토를 생략하는 경우가 많다. 또 셀이 강체로 판단되는 경우에는 원호활동면이 셀 본체 및 내부를 통과하지 않는 것으로 생각해도 좋다.

7-9 셀의 배치

셀의 배치는 본편 7-3 벽체의 전단변형 검토 또는 7-4 벽체 전체로서의 안정검토에서 구한 환산벽체 폭과 같은 면적이 되도록 한다.

[참 고]

셀의 평면형으로는 일반적으로 원형 셀이 채용되고 있으므로 여기서는 원형 셀의 배치에 있어서 고려할 사항을 나타낸다.

(1) 환산벽체 폭을 원형셀로 바꾸어 놓는 경우, 실제의 벽체와 단면적이 같아지도록 다음과 같이 하면 된다. (참고 그림 (7-16) 참조)

$$S_1 = \heartsuit ABC \times 2 = \pi R^2 \times \frac{\theta_1}{360} \times 2 = \frac{\pi}{180} R^2 \theta_1$$

$$S_2 = \triangle ACD \times 2 = \frac{1}{2} \times \overline{AD} \times \overline{CD} \times 2 \times \frac{R^2}{2} sin2\theta_1$$

$$S_3 = \square CC'D'D = \overline{CD} \times \overline{CC'} = 2Rrcos\theta_1 \sin\frac{\theta_2}{2}$$

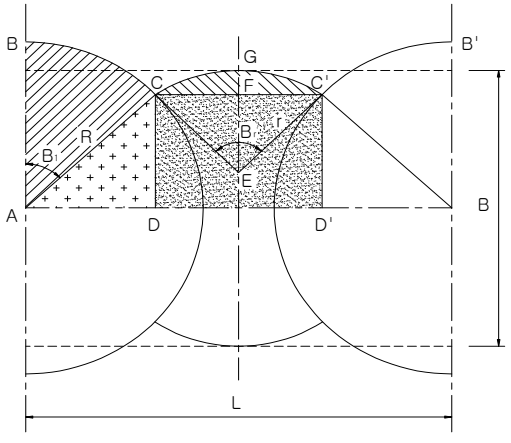
$$S_4 = \frown CGC' = \heartsuit ECGC' - \bigtriangledown ECC'$$

$$= \pi r^2 \times \frac{\theta_2}{360} - \frac{1}{2} \times \overline{CC'} \times \overline{FE} = (\frac{\pi\theta_2}{360} - \frac{1}{2} sin\theta_2) r^2$$

단, $\theta_1 + \frac{\theta_2}{2} = 90^\circ$

$$S = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 2$$

$$\therefore B = \frac{S}{L}$$ 참고 (7-31)



참고 그림 (7-16) 셀의 면적과 환산벽체 폭

(2) 셀의 중심 간격은 계선안 총연장에 대하여 과부족이 없도록 배려하는 동시에 될 수 있는 대로 좁게 하는 것이 좋다. 일반적으로 셀의 중심 간격은 셀 직경보다 10~15% 크게 하는 것이 좋다.

(3) 연결호는 셀 본체의 벽과 직각으로 접속하도록 배치한다. 또 연결호의 반지름은 셀 본체의 반지름보다 작게 해야 한다.

(4) 연결호의 선단은 속채움 시공에 의해서 앞으로 나오는 경향이 있으므로, 연결호의 선단의 위치는 셀 전면의 접선보다 100~150㎝정도 내측에 배치하는 것이 좋다. 또한, 셀 전면의 접선 위치는 계획 기준선보다 30㎝정도 내측에 배치하는 것이 좋다.

7-10 널말뚝 인장력의 계산

본체 cell 또는 아크부에서 발생하는 널말뚝 인장력은 허용널말뚝 인장력을 넘지 않아야 한다.

[참 고]

(1) 널말뚝의 인장력은 통상 해저면에서 계산한다. 직선널말뚝 아크의 인장강도가 5,900kN/m 또는 3,900 kN/m의 경우, 각각의 허용널말뚝 인장력은 2,000kN/m 또는 1,500kN/m으로 한다.

(2) 널말뚝 인장력은 식 참고 (7-32)로 계산한다.

$$T = \{(\gamma H_o' + q)K_i + \gamma_w h_w\}R \qquad \text{참고 (7-32)}$$

여기서,

T : 널말뚝 인장력(kN/m)
K_i : 속채움의 토압계수
γ : 속채움의 환산 단위체적중량(kN/㎥)
γ_w : 해수의 단위체적중량(kN/㎥)
H_o' : 환산벽 높이(m)
h_w : 셀 내측과 전면과의 수위차(m)
R : 셀의 반경(m)
q : 재하하중(kN/㎡)

(3) 환산벽 높이 H_o'는 본편 7-3-4 저항모멘트의 계산 해설 식 참고 (7-12)에 의해서 구한다.

(4) 셀 본체의 속채움 토압계수는 속채움에 쇄석과 같은 내부 마찰력이 큰 재료를 사용한 경우나 다짐을 하지 않은 경우에는 0.6으로 하면 충분하다. 그러나 다짐을 하는 경우에는 내부 마찰각이 커짐과 동시에 셀의 내압이 증대함을 고려하여 속채움 토압계수는 tanϕ를 사용한다. 아크부의 속채움 토압계수는 $\frac{1}{2}tan\phi$로 한다. 그것은 셀식 널말뚝 모형실험 및 현장측정의 결과로부터 셀의 중심 간격과 셀 직경의 비가 1.5 이하이면 아크부의 속채움 토압계수는 셀 본체의 1/2 이하라는 사실이 밝혀졌기 때문에 이를 셀식 널말뚝 구조에 준용한 것이다.

(5) 직선형 널말뚝은 구조특성, 경제성, 시공성 등을 고려해서 선정한다.

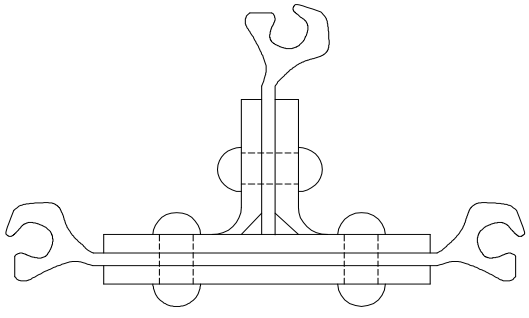
7-11 T형 널말뚝의 설계

7-11-1 일 반

셀 본체와 아크부의 연결은 T형 널말뚝을 사용하는 것으로 한다.

[해 설]

T형 널말뚝이란 셀 본체와 아크부를 연결하는 이형 널말뚝이다.(참고 그림 (7-17) 참조)



참고 그림 (7-17) T형 널말뚝의 일예

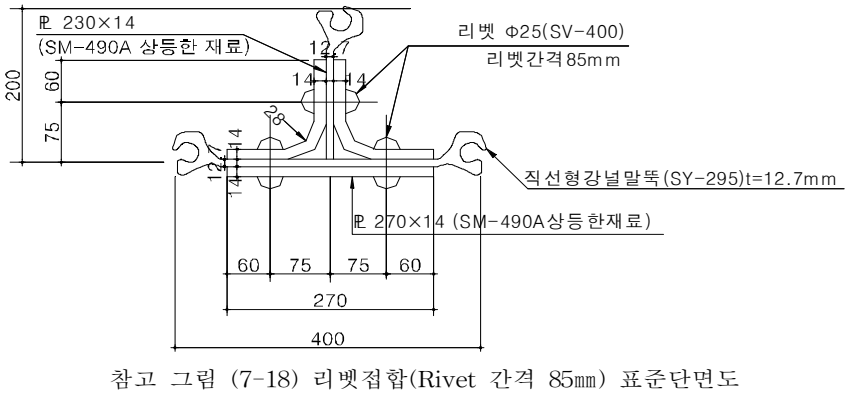
7-11-2 구 조

T형 널말뚝의 구조는 셀 본체 및 아크부에 작용하는 널말뚝 인장력에 대해서 안전한 구조로 한다.

[참 고]

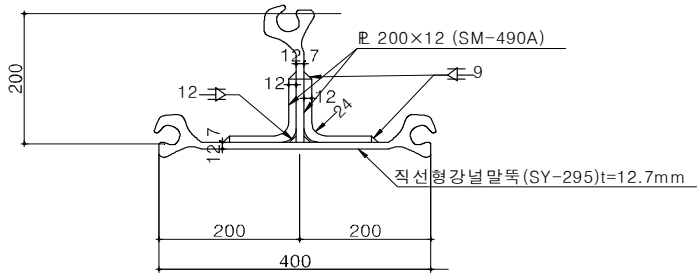
(1) T형 널말뚝의 표준적인 구조를 참고 그림 (7-18), 참고 그림 (7-19)에 표시한다.

(2) 참고 그림 (7-18), 참고 그림 (7-19)는 셀 본체 널말뚝의 항복인장강도를 3,900kN/m(허용 널말뚝 인장력 1,500kN/m)로 한 경우, 아크부의 직경이 본체부 직경의 2/3이하인 구조(인장강도 2,600kN/m, 허용 널말뚝인장력 980kN/m)를 정해서 파괴시험으로 그 강도를 확인한 것이다. 단, 이때의 리벳접합 및 용접접합은 공장에서 한 것이다.



참고 그림 (7-18) 리벳접합(Rivet 간격 85㎜) 표준단면도

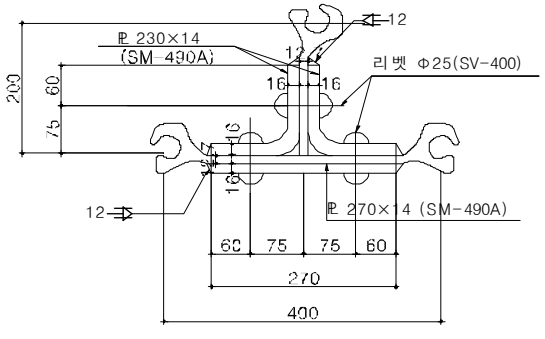
(3) 참고 그림 (7-19)의 용접접합을 사용할 경우는 T형 널말뚝에 쓴 강 종류로서 종래의 2종 재료가 아니고 용접용강재를 사용하는 것으로 한다.



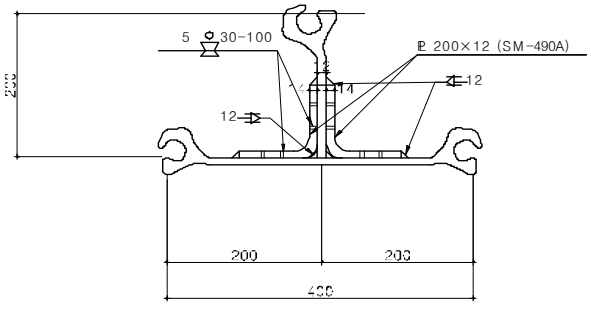
참고 그림 (7-19) 용접접합에 의한 표준단면

(4) 참고 그림 (7-18), 참고 그림 (7-19)의 표준단면에서 두께 t=12.7㎜의 직선형 강널말뚝을 사용하도록 규정하고 있다. 그러나 두께 t=9.5㎜의 것을 사용한 T형 널말뚝에 대해서는 파괴시험에 의해 그 내력이 확인되어 있지 않으므로 T형 널말뚝은 참고 그림 (7-18), 참고 그림 (7-19)에 표시한 표준단면을 사용하는 것이 바람직하다.

(5) 참고 그림 (7-20)과 참고 그림 (7-21)은 셀 본체의 널말뚝 조임틀의 인장강도를 5,900kN/m(허용 널말뚝 인장력 2,000 kN/m)로 한 경우의 아크부 직경이 본체부 직경의 2/3 이하인 구조를 선정하여 파괴시험에 의하여 그 강도를 확인한 것이다.



참고 그림 (7-20) 리벳+용접접합(Rivet 간격 85㎜)단면



참고 그림 (7-21) 용접접합에 의한 단면

7-12 세부설계

7-12-1 상부공 지지말뚝의 설계

상부공 지지말뚝은 연직력과 수평력 또는 모멘트를 받는 말뚝으로 설계한다.

[참 고]

(1) 상부공은 말뚝만으로 지지하여야 한다.

(2) 상부공에 작용하는 외력은 본편 6-6의 선반부의 설계에 준한다.

(3) 일반적으로 상부공에 작용하는 수평력은 직접 속채움에 전달되는 것이 아니고, 먼저 말뚝에 전달되고 말뚝의 수평저항으로서 속채움에 전달된다. 따라서 상부공을 지지하는 말뚝은 연직력과 수평력 또는 모멘트를 받는 말뚝으로 설계해야 한다.

(4) 상부공을 지지하는 말뚝은 직항을 사용하는 경우가 많다. 말뚝머리부에는 상부공과의 구속 정도에 따라 말뚝머리 모멘트가 작용하는 수가 있다. 말뚝 설계 시 지표면을 정하는 방법은 선반말뚝과 같이 주동토압의 붕괴면으로 하지 않고 상부공의 저면으로 한다.

(5) 말뚝계산의 상세 사항은 제4편 제4장 말뚝기초에 준한다.

7-12-2 상부공의 설계

상부공의 배근계산은 다음 항목에 대해서 한다.
(1) 직립부
(2) 상판부(슬래브부)

[참 고]

(1) 상부공의 직립부는 직립부에 작용하는 토압 및 잔류수압을 하중으로 받고 상판부에서 지지되는 캔틸레버로 설계한다.

(2) 상부공의 시공조인트는 셀 본체의 중심위치에 두는 것이 좋다.

(3) 상부공 후단은 T형 널말뚝보다 후방으로 1.0m 정도까지 연장하는 것이 바람직하다.

(4) 상판부(슬래브)의 설계는 본편 6-6-2[2] 저판부에 준하지만 널말뚝으로부터 전달되는 수평력에 관한 사항에 대해서는 제외한다.

(5) 셀 전면의 널말뚝 상부는 모래 누출방지 및 방식을 위하여 콘크리트로 감싸는 것이 좋다.

제 8 장 강판 셀식 안벽

8-1 거치식 강판셀 안벽

8-1-1 설계의 기본방침

본 절은 강판셀(cell) 구조로서 토층에 근입시키지 않는 셀(cell)식 안벽의 설계에 적용한다.

[해 설]

토층에 근입시키지 않는 강판셀식 안벽(근입식 강판셀 안벽과 구분하기 위하여 거치식 강판셀 안벽이라고 한다)은 충분한 지지력을 확보할 수 있는 양호한 기초지반 위, 또는 충분한 지지력을 갖도록 개량된 지반 상에 적용하는 구조이다.

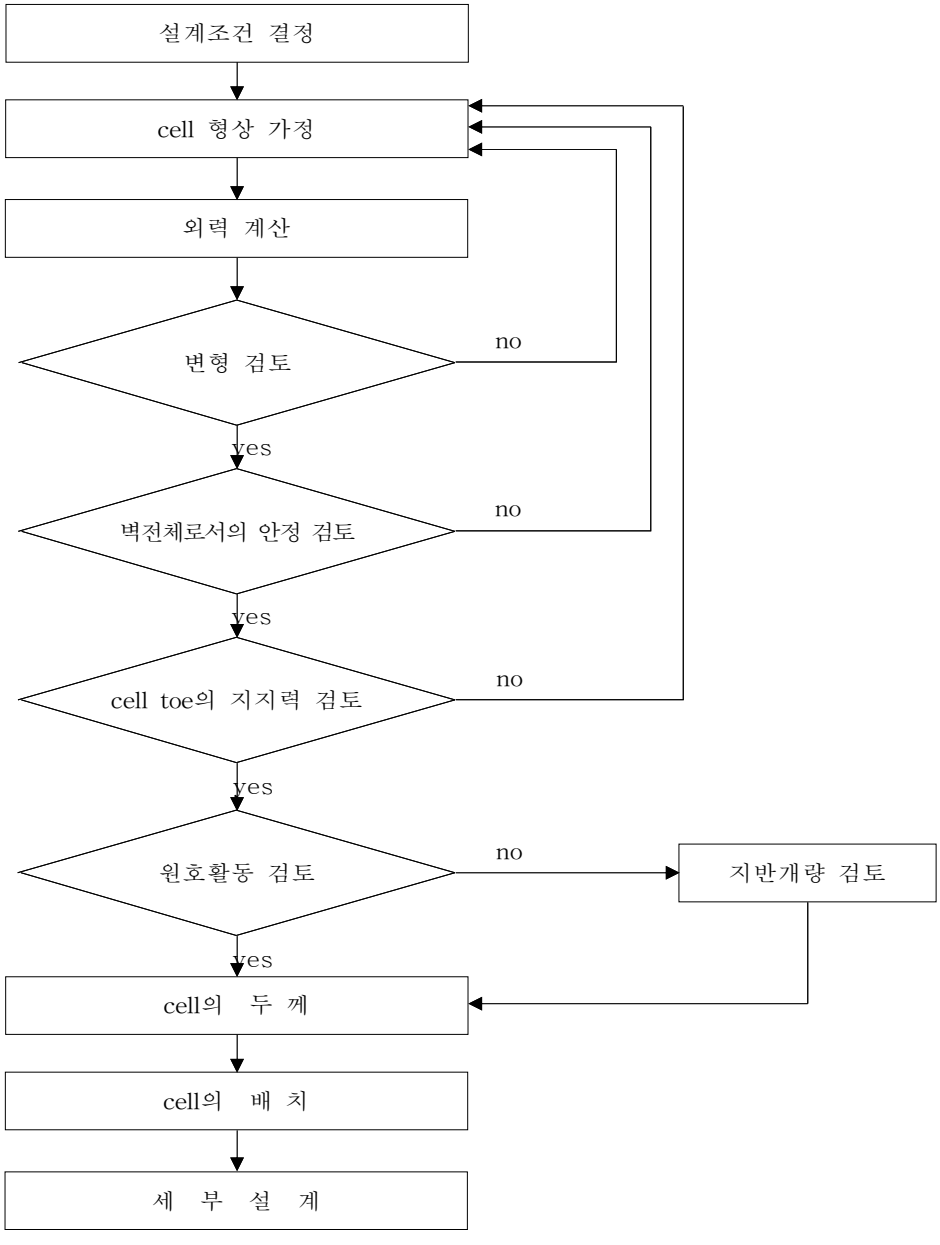
[참 고]

(1) 거치식 강판셀 안벽의 설계는 참고 그림 (8-1)의 순서로 하는 것이 일반적이다. 지진 시는 제2편 제11장 지진 및 지진력을 참조한다.
여기서 셀의 형상을 외력계산에 우선하여 가정하는 것은 지진력이 셀의 크기에 의해 결정되기 때문이다.

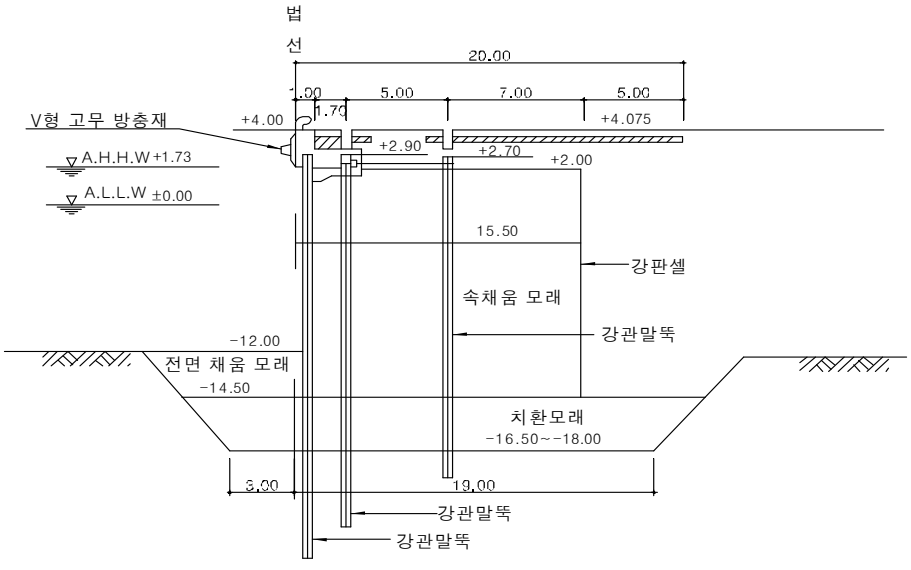
(2) 본 구조를 사용하는 호안의 설계에도 이 설계법을 준용할 수가 있다. 거치식 강판셀 안벽의 일예가 참고 그림 (8-2)와 같다.

(3) 강판셀식 안벽의 설계에 있어서 일반적으로 셀의 변형 검토는 평상시 조건으로, 전도 검토는 지진시의 조건으로 수행하면 충분하다.

(4) 셀의 속채움이나 셀 배후의 후면매립토는 지진 시 액상화의 위험이 없도록 양질의 모래를 써서 충분히 다져야 한다. 또 액상화의 위험이 없는 자갈 등의 재료를 사용한다.
만일 액상화의 위험이 있거나 셀 안에 점성토가 남을 경우에는 셀의 변형이 커질 우려가 있으므로 별도의 검토가 필요하다.



참고 그림 (8-1) 거치식 강판셀 안벽의 설계순서



참고 그림 (8-2) 거치식 강판셀 안벽 설계 예

8-1-2 강판셀에 작용하는 외력

강판셀에 작용하는 외력은 본편 7-2 널말뚝 셀에 작용하는 외력과 하중에 준한다.

8-1-3 벽체의 전단변형 검토

[1] 일 반

벽체의 전단변형에 대한 검토는 평상시에 작용하는 하중에 대해서 시행한다.

[2] 셀의 환산벽체 폭

셀의 환산벽체 폭은 본편 7-3-2 환산벽체 폭에 준한다.

[해 설]

강판셀의 형상은 셀의 반경, 높이, 셀의 중심 간격, 아크(arc)의 위치와 반경에 의해서 결정되지만 설계 계산 시 적용되는 제원은 셀의 환산벽체 폭, 높이, 셀 본체의 반경이다. 벽체의 전단변형에 대한 안전율은 평상시 1.2 이상을 표준으로 한다.

[3] 변형모멘트의 계산

변형모멘트는 본편 7-3-3 변형모멘트의 계산에 준한다.

[4] 저항모멘트의 계산

저항모멘트는 셀의 구조특성 및 벽체의 변형을 고려하여 적당히 산정하여야 한다.

[해 설]

여기서 말하는 변형모멘트란 해저면 상에 작용하는 주동토압, 잔류수압 등의 외력이 해저면에 대해서 작용하는 모멘트를 말한다.

[참 고]

(1) 벽체의 전단변형에 대한 검토에서 안전율은 평상시 1.2 이상을 표준으로 한다.

(2) 강판셀의 변형(셀 마루의 수평변위량이 셀 벽체 높이의 0.5% 정도)을 허용하지 않을 때, 변형에 대한 저항모멘트는 식 참고 (8-1), 식 참고 (8-2)에 의하여 구한다.

$$M_{rd} = \frac{1}{6}\gamma_o H'^3_d R_d \qquad \text{참고 (8-1)}$$

$$R_d = \nu_d^2(3-\nu_d\cos\phi)\sin\phi \qquad \text{참고 (8-2)}$$

여기서,

M_{rd} : 강판셀의 변형 저항모멘트(kN · m/m)

H_d': 셀 변형을 검토할 때의 환산벽체 높이(m)

R_d: 변형저항계수

γ_o : 속채움 재료의 환산단위체적중량(kN/㎥)

ν_d : 셀 변형을 검토할 때의 환산벽체의 폭과 높이의 비($= B / H'_d$)

ϕ : 속채움재의 내부마찰각(°)

(3) 저항모멘트를 계산할 때의 셀의 환산벽체 높이 H_d'는 **식 참고 (8-3)**에 의해 계산한다. 이때 H_d'는 해저면에서의 높이로 한다.

$$H_d' = \frac{\gamma'}{\gamma_0}H_w + \frac{\gamma_t}{\gamma_0}(H_d - H_w) \qquad \text{참고 (8-3)}$$

여기서,

H_d : 해저면에서 안벽 마루까지의 높이(m)

H_w : 해저면에서 잔류수위면까지의 높이(m)

γ_t : 잔류수위면 상부층의 속채움재 습윤단위체적중량(kN/㎥)

γ' : 포화상태의 속채움재 수중단위체적중량(kN/㎥)

γ_0 : 속채움재 환산단위체적중량(kN/㎥)

γ_0 는 일반적으로 10kN/㎥를 사용하여도 좋다.

환산벽체 높이 H_d'를 산정할 때 본편 7-3-4 저항모멘트의 계산과 같이 상재하중은 무시해도 좋다.

(4) 속채움재료가 동일하다고 간주되는 경우에는 식 참고 (8-1)에 있어서의 환산벽체 높이 H_d'대신에 해저면에서 안벽 마루높이까지의 높이 H_d를 사용하여도 무방하다.

8-1-4 벽 전체로서의 안정검토

[1] 활동 검토

활동에 대한 검토는 본편 7-6 벽체의 활동 검토에 준한다.

[2] 전도 검토

강판셀의 전도에 대한 계산은 셀 하단보다 상부에 작용하는 토압, 잔류수압, 지진력 등의 외력에 대한 안전성을 검토하여야 한다.

[참 고]

(1) 강판셀의 전도에 대한 저항모멘트는 식 참고 (8-4), 식 참고 (8-5)로 구한다.

$$M_{ro} = \frac{1}{6}\gamma_o H'^3 R_t \qquad \text{참고 (8-4)}$$

$$R_t = \nu'^2(3-\nu'\cos\phi)\sin\phi + 3(\alpha^2-\beta^2) + 6\nu\beta \qquad \text{참고 (8-5)}$$

여기서,

M_{ro} : 강판셀의 전도에 대한 저항모멘트(kN · m/m)

$\alpha = K_a\tan\delta$

$\beta = K_a\tan\delta + \frac{\nu'}{2}(4-\nu'\cos\phi)\tan\phi\tan\delta$

$\nu' = \nu-(\alpha+\beta)$

H' : 전도에 대한 저항모멘트를 구하기 위한 셀의 환산벽체높이(m)

R_t : 전도저항계수

ν : 셀의 환산벽체 폭과 높이의 비 $(=B/H')$

B : 셀의 환산벽체 폭(m)

δ : 속채움재료의 벽면마찰각(°), 통상 15°로 한다.

K_a : 속채움재료의 주동토압계수

그 외의 기호는 식 참고 (8-1), 식 참고 (8-2)를 참조할 것.

(2) 전도에 대한 저항모멘트를 구하기 위한 환산벽체 높이 H'는 식 참고 (8-6)으로 계산한다.

$$H' = \frac{\gamma'}{\gamma_0}H_w + \frac{\gamma}{\gamma_o}(H-H_w) \qquad \text{참고 (8-6)}$$

여기서,

H : 셀 하단에서 안벽 마루까지의 높이(m)

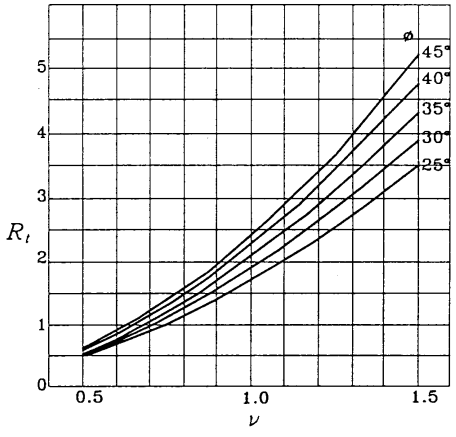
H_w : 셀 하단에서 잔류수위면까지의 높이(m)

(3) 전도저항계수 R_t의 식은 복잡하여 참고 그림 (8-3)과 같이 R_t와 ϕ, ν의 관계를 그래프로 표시하였다. 이 그래프에서는 $\delta = 15°$로 하여 계산한 것이다.

(4) 일반적으로 안벽에 사용되는 강판셀 속채움의 대부분이 해수 중에 있으므로 이 부분의 속채움에는 부력이 작용하여 동일한 속채움으로는 되지 않는다. 따라서 본문에서는 강널말뚝식 셀의 변형에 대한 저항모멘트의 산정과 같은 환산벽체의 높이를 사용하고 있다. 속채움이 동일한 경우에는 식 참고 (8-4)에 있어서 환산벽체 높이 H'대신에 셀의 전체벽체 높이 H를 써서 계산하여도 좋다. 이 경우에도 참고 그림 (8-3)은 사용된다. 전도에 대한 속채움의 작용이 동일하지는 않지만 속채움의 저항 중에 주된 것이 속채움의 매달리는 효과이므로 식 참고 (8-5)와 같이 환산벽체 폭과 높이의 비(ν)를 사용하여도 오차범위가 적어 안전측이 된다. 이 경우 상재하중은 고려하지 않아도 좋다.

(5) 전도모멘트는 셀 하단에서부터 그 위에 작용하는 셀 하단에 관한 모멘트이다. 또 저항모멘트를 계산할 때, 셀의 환산벽체 높이H'는 셀 하단에서부터의 높이로 한다.

(6) 전도에 관한 이상시의 안전율은 1.1이상으로 한다.



참고 그림 (8-3) 전도저항계수 R_t 와 ø, ν 와의 관계

8-1-5 셀 toe의 지지력 검토

셀 toe에 발생하는 최대반력은 셀 전면벽에 작용하는 속채움 흙의 영향 등을 고려하고 적절히 산정하여야 한다.

[참 고]

(1) 셀 toe에 발생하는 최대 반력은 식 참고 (8-7)에 의해 검토하여야 한다.

$$V_t = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2\text{ø} \qquad \text{참고 (8-7)}$$

여기서,

V_t : 셀 toe에 발생하는 최대 반력(kN/m)
γ : 속채움 재료의 단위체적중량(kN/㎥)
H : 셀의 전(全)벽체높이(m)
ϕ : 속채움재의 내부마찰각(°)

식 참고 (8-7)은 속채움 부재의 토압계수와 벽면마찰계수와의 곱을 $\tan^2\text{ø}$로 할 때, 전면벽 방향으로 밀리는 속채움 부재의 중량을 나타내는 식으로, 속채움 부재가 동일하지 않을 때는 토압계산과 같은 방법으로 계산하면 된다.

(2) 전(全)벽체높이 H는 일반적인 경우, 셀의 마루에서 하단까지로 한다. 그러나 어느 정도 크기의 상부공을 기초말뚝으로 지지할 때는 상부공 하단에서 셀 하단까지로 하여야 한다.

(3) 셀 전면의 반력이 식 참고 (8-7)의 값으로 되는 것은 전도모멘트가 식 참고 (8-4)에 나타나는 전도저항모멘트와 대개 같게 되는 때이고, 전도 시 이외의 반력은 식 참고 (8-8)의 값보다도 적게 된다. 모형실험에 의하면 전면 하단의 최대반력 V_t는 전도모멘트와 대개 비례하고 있으므로 전도 시 이외의 반력은 식 참고 (8-8)로 구한다.

$$V = V_t \frac{M}{M_{ro}} \qquad \text{참고 (8-8)}$$

여기서,

V : 전도모멘트가 M일 때의 셀 toe의 반력(kN/m)
M : 전도모멘트(kN・m/m)
M_{ro} : 전도에 대한 저항모멘트(kN・m/m)

따라서 셀의 반경을 크게 하는 것에 따라 전도 상태를 벗어나게 하고 저항모멘트 M_{ro}를 크게 하며 toe의 반력 V를 적게 할 수 있다.

(4) 기초의 지지력은 제4편 제2장 얕은 기초을 참고한다.

(5) 기초의 반력을 감소시키기 위해서 확대기초(footing)를 셀 하단에 설치할 경우는 셀 외측으로 두는 것이 구조상 유리하다.

8-1-6 셀 두께의 결정

셀 두께는 셀에 작용하는 최대수평방향 인장력을 적절히 산정하는 것에 의해 결정한다.

[참 고]

(1) 셀에 작용하는 최대 수평방향인장력은 식 참고 (8-9)에 의하여 계산하여야 한다.

$$T = \{(\gamma H'_d + q)\tan\phi + \gamma_w h_w\} R \qquad \text{참고 (8-9)}$$

여기서,

T : 수평방향인장력(kN/m)
R : 셀의 반경(m)
H_d' : 해저면 상 환산벽체높이(m)
h_w : 셀 내측과 셀 전면과의 수위 차(m)
γ : 속채움 재료의 환산단위체적중량(kN/㎥)
γ_w : 해수의 단위체적중량(kN/㎥)
ϕ : 속채움 재료의 내부 마찰각(°)
q : 상재하중(kN/㎡)

속채움 재료가 동일한 경우에는 환산벽체 높이 H_d'대신에 해저면에서 마루까지의 높이H_d를 사용해도 무방하다.

(2) 셀 본체에 작용하는 최대 인장력은 해저면 부근에서 발생되는 것이 아니고 마루에서부터 벽체높이의 1/2~2/3부근에 발생되므로 벽체높이의 1/2 이하는 식 참고 (8-9)에 표시하는 인장력에 견딜 수 있는 두께여야 한다.

(3) 셀 본체는 속채움으로 인한 수평방향 인장력 이외에, 전면 하단 부근에서는 지반반력에 의한 압축응력, 측벽부근에서는 변형모멘트에 의한 전단 응력 등이 발생한다. 그러나 전면 하단 반력에 의한 압축응력은 인장응력에 비하여 매우 작고, 최대 응력의 발생점 위치 또한 달라서 안정상 문제가 되지 않는다. 또, 셀 하단외측에 확대기초를 설치하는 경우는 휨모멘트로 인한 응력이 매우 커지므로 주의해야 한다. 모형실험에서도 전도 파괴가 일어나기 전에는 전면 하단에서 좌굴이 일어나지 않았다. 두께가 얇은 셀의 실험결과에 따르면 격벽부근에는 국부좌굴을 일으키지 않으나 전도에 대한 저항은 속채움재가 전면벽에 얹히는 효과에 지배되는 것으로 보아 전도 시에는 측벽에 상당한 전단응력이 일어나게 된다. 그러나 변형을 일으키기 전에는 속채움의 전면벽에 얹히는 효과는 지나치게 발생하지 않으며 셀 본체의 전단응력은 비교적 적은 것으로 생각된다. 전도 시에는 셀 본체의 응력이 허용응력을 초과해도 무방하므로 전단응력의 영향은 무시하기도 한다.

(4) 셀 전체의 강성, 부식의 관점에서 셀 전체의 최소두께는 6mm로 하는 것이 좋다.

8-1-7 세부설계

강판셀식 안벽의 세부 설계는 본편 7-12 세부설계에 준한다.

[해 설]

(1) 셀 강성을 증가시키기 위해서는 셀 강판에 보강재를 설치하여야 한다.

(2) 아크부(연결호)가 직선형 강널말뚝으로 구성되는 경우, 조인트 강도의 검토는 본편 7-10 널말뚝 인장력의 계산에 준한다. 이 경우 아크와 강판셀의 조인트(T형 널말뚝)는 L형강을 강판셀에 용접하고 직선 형강 널말뚝을 약 반으로 절단한 것과 볼트 또는 용접으로 접속한다.(본편 참고 그림 (7-15), 참고 그림 (7-16) 참조) 아크부가 강판으로 구성되는 경우, 접합부의 구조는 본편 8-2-11 연결부 및 보강재에 나타낸 형태가 좋다.

(3) 상부공은 본편 7-12-2 상부공의 설계에 준한다.

8-2 근입식 강판셀 안벽

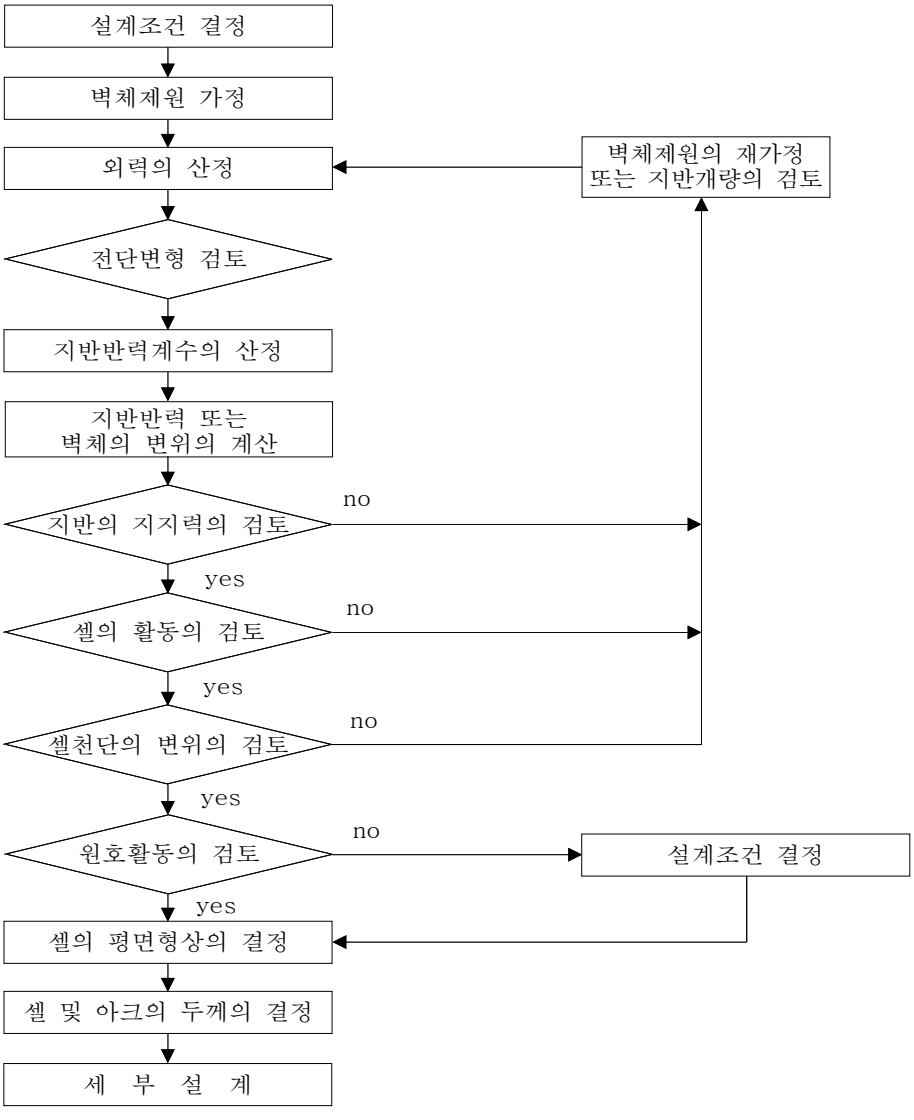
8-2-1 일 반

본 절은 근입부가 있는 강판셀 구조를 사용하는 안벽의 설계에 적용한다.

[참 고]

(1) 근입부가 있는 강판셀 구조물은 사질토 지반 중에 타입시켜 강판셀의 근입된 효과에 의해 구조물의 안정성 향상을 도모하는 구조물이다. 본 절에서 설명하는 설계방법은 주로 사질토 지반에 타입된 근입식 강판셀에 대한 모형실험의 결과를 기초로 하였으며 벽체 높이의 1/8정도 이상의 근입길이를 갖는 경우에 적용된다. 지반이 견고하고 벽체높이의 1/8정도 이상 근입길이를 확보하지 못할 경우, 환산벽체 폭과 벽체높이와의 비가 1/2~2정도의 일반적인 셀과 현저하게 다른 경우, 점성토 지반 또는 샌드컴팩션 파일(sand compaction pile) 등에 의하여 개량된 지반에 설치되는 경우 등에 대해서는 불확실한 부분이 남아 있으므로 본 절에서 규정한 설계방법 이외에도 별도의 검토가 필요하다.

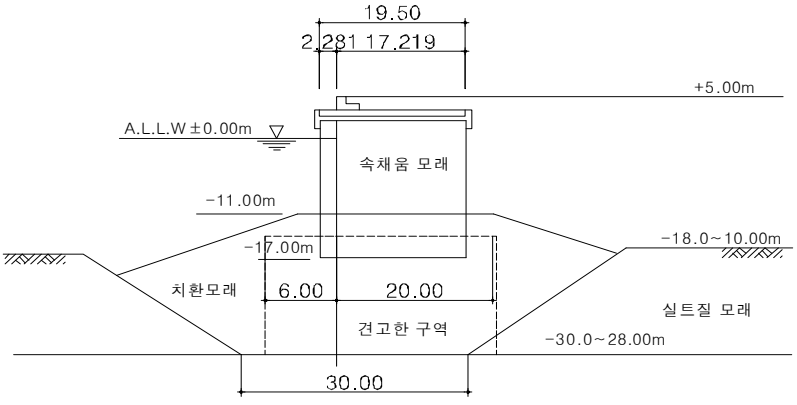
(2) 근입식 강판셀 안벽의 설계에는 일반적으로 다음과 같은 순서로 하는 것이 좋다.



참고 그림 (8-4) 근입식 강판셀 안벽의 설계순서

(3) 근입식 강판셀의 형상은 셀 본체의 직경, 벽체높이, 근입길이, 셀 본체의 중심 간격, 아크(arc)의 접합위치 등에 따라서 결정된다. 설계방법은 설계조건, 공사비 및 시공의 난이도를 감안하여 환산벽체 폭 또는 근입길이를 가정한다.

(4) 본 구조를 사용한 호안 및 방파제의 설계에 대해서도 본 절의 설계법에 준한다. 근입식 강판셀 호안의 예를 참고 그림 (8-5)에 나타내었다.



참고 그림 (8-5) 근입식 강판셀 호안 설계 예

8-2-2 근입식 강판셀에 작용하는 외력

근입식 강판셀에 작용하는 외력은 본편 7-2 널말뚝 셀에 작용하는 외력과 하중에 준한다.

[해 설]

근입식 강판셀은 속채움이 셀 벽에 의해 구속되므로 보통 셀 벽과 속채움 흙이 일체가 되어 셀 벽체의 변위에 대하여 셀 벽체 자신의 변형이 무시되며 그 전체의 거동을 강체로 간주한다.

모형실험에 있어서도 평상시 하중 및 지진 시 하중에 상당하는 외력을 대폭적으로 상회하는 하중을 받는 경우에도 셀 벽에 큰 변형은 인정되고 있지 않다.

즉 일반적인 지반과 속채움의 경우에는 근입식 강판셀의 속채움흙 중에는 전단파괴가 발생하지 않는다고 생각된다. 그러나 셀 직경이 매우 작은 경우나 속채움흙의 강도가 현저히 약한 경우와 같이 셀을 강체로 간주하는 가정이 만족되지 않게 되는 것을 방지하기 위하여 셀 벽체의 변형을 미소범위로 그치게 하기 위한 검토를 하여야 하며, 평상시 하중에 대한 전단변형 검토를 하여야 한다.

[참 고]

셀 전면과 배후지반 또는 셀 내부와의 수위차는 일반적으로 조위차의 2/3를 적용한다. 강판셀의 지수성에 관한 실측자료는 없으나, 접속부가 셀과 아크의 연결부 사이에 국한되고 있어 강판셀의 지수성은 널말뚝셀과 동등하거나 또는 그 이상으로 높다고 판단된다. 따라서 강우 등에 의해 안벽 배후에 지하수위가 상승하는 경우는 셀 전면과의 수위차가 크게 되는 수가 있으므로 주의를 해야 한다.

8-2-3 벽체의 전단변형 검토

근입식 강판셀의 전단변형에 대한 검토는 본편 7-3 벽체의 전단변형 검토에 준한다.

[참 고]

강판셀의 전단변형에 대한 안정성은 본편 7-3-3 변형모멘트의 계산, 해설 그림 (7-1)에 표시한 바와 같이 셀 속채움의 전단저항모멘트와 지반면보다 위로 작용하는 평상시 토압, 잔류수압 등에 의한 하중의 변형모멘트 비율에 의해서 검토한다. 안전율은 1.2이상을 표준으로 한다.

8-2-4 벽 전체로서의 안정검토

근입식 강판셀의 벽전체로서의 안정 검토는 본편 7-4 벽체 전체로서의 안정검토를 준용하여 시행한다.

8-2-5 지반의 지지력 검토

지반 지지력의 검토는 본편 7-5 지반의 지지력 검토를 준용하여 시행한다.

8-2-6 셀의 활동 검토

셀 활동에 대한 검토는 본편 3-3-2 벽체의 활동 검토 및 본편 7-6 벽체의 활동 검토를 준용하여 검토한다.

8-2-7 셀 마루의 변위 검토

셀 마루의 수평 변위 검토는 본편 7-7 벽체마루의 변위 검토에 준한다.

8-2-8 원호활동 검토

원호활동의 검토는 본편 7-8 원호활동 검토에 준한다.

8-2-9 셀의 배치

셀의 배치는 본편 7-9 셀의 배치에 준한다.

8-2-10 셀 본체 및 아크의 두께 결정

셀 본체 또는 아크에 발생하는 최대 수평방향 인장응력은 허용응력을 넘지 않아야 한다.

[참 고]

(1) 셀 본체 및 아크에 발생하는 최대 수평방향 인장응력은 식 참고 (8-10)에 의해 산출한다.

$$\sigma = T/t \qquad \text{참고 (8-10)}$$

여기서,

σ : 셀 본체 및 아크에 발생하는 최대 수평 방향 인장응력(kN/㎟)

t : 셀 본체 및 아크의 두께(㎜)

T : 셀 본체 및 아크에 작용하는 평상시의 최대 수평방향 인장력(kN/㎜)

셀 본체는 속채움에 의한 수평방향 인장력 외에 연직방향응력, 전단응력이 작용한다. 그러나 모형실험 및 현장계측에 의하면 셀 본체에 발생하는 응력은 수평방향 인장력이 지배적이므로 수평방향 인장력에 대해서 강도를 검토하는 것이 좋다.

(2) 강재의 허용응력도는 제3편 제2장 강재에 준한다.

(3) 셀 본체 및 아크에 작용하는 최대 수평방향 인장력은 본편 8-1-6 셀 두께의 결정에 준해서 구한다. 셀 본체의 속채움 토압계수로는 tanø를 사용한다. 이것은 종래의 강판셀이 속채움을 굳게 다지는 것을 전제로 하고 있어 속채움을 견고하게 한 경우에는 내부마찰각이 크게 됨과 동시에 셀 내측의 토압이 크게 되는 것을 고려한 것이다. 따라서 속채움에 쇄석과 같은 내부 마찰각이 큰 재료를 사용하는 경우에는 본편 7-10 널말뚝 인장력의 계산에 준하여 속채움 토압계수를 0.6으로 하면 충분하다. 아크부의 속채움 토압계수는 1/2 tan ø로 한다. 이것은 모형실험 및 현장계측 결과에서 셀의 중심 간격과 셀의 직경 비가 1.5이하이면 아크부의 속채움 토압계수가 셀 본체의 1/2이하라는 사실에 기초한다.

(4) 셀 본체 또는 아크의 두께 결정은 제작, 시공, 유지관리의 면에서도 충분히 검토할 필요가 있다. 셀 본체 또는 아크의 설계부식을 고려할 경우 두께는 식 참고 (8-11)에서 구해지는 두께에 부식을 고려한 두께로 결정한다. 근입을 위한 타입시의 응력에 대하여 필요한 셀 두께를 구하는 방법으로서는 원통형 셀의 좌굴실험 또는 과거의 시공실적 등을 참고로 식 참고 (8-11)이 제안되었다.

$$t \geq 0.322\sqrt{\frac{R\,\overline{N}\,D'}{E}} \qquad \text{참고 (8-11)}$$

여기서,

t : 셀 본체의 두께(㎝)
E : 강재의 Young계수(kN/㎟)
R : 셀 본체의 반경(㎝)
$\overline{N}$: 타입 지반의 평균 N치
D' : 셀의 타입 깊이(㎝)

또한 과거에 타입실적이 있는 셀 본체의 최소 두께는 8㎜이고, 이를 기준하여 8㎜정도를 두께의 최솟값으로 하는 것이 바람직하다.

8-2-11 연결부 및 보강재

[1] 셀 본체와 아크 연결부

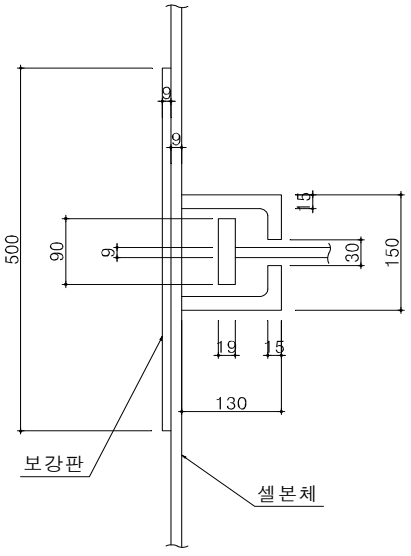
셀 본체와 아크의 연결부는 작용하는 최대 수평력에 대해서 안전할 수 있는 구조로 한다.

[해 설]

셀 본체와 아크의 연결부는 아크에 작용하는 인장력에 대하여 안전함과 동시에 아크의 타입에 지장이 없는 구조이어야 한다.

[참 고]

셀 본체와 아크의 연결부는 배면의 매립토가 유출되지 않는 구조로 하여야 한다. 연결부의 일반적인 형상은 참고 그림 (8-6)에 표시하였다.



참고 그림 (8-6) 연결부의 구조 예

[2] 보강재

셀 또는 아크는 제작 및 시공 시에 발생하는 응력에 대해서 안전한 구조로 한다.

[참 고]

셀 및 아크에는 제작 및 시공 시에 발생하는 응력을 고려해서 일반적으로 연직 보강재(종 RIB), 수평 보강재(횡 RIB), 상・하단의 보강을 위한 보강재를 부착하는 것이 바람직하다.

8-2-12 세부설계

근입식 강판셀 안벽의 세부설계는 본편 7-12-2 상부공의 설계에 준한다.

제 9 장 부 잔 교

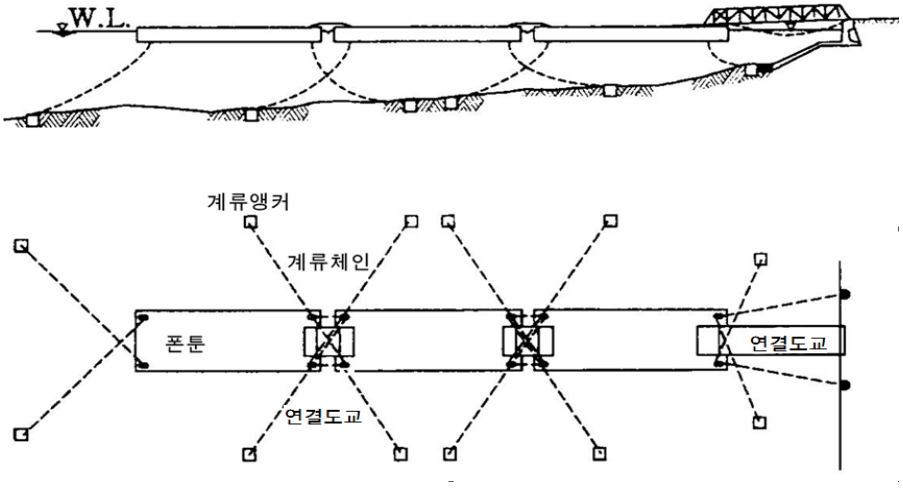
9-1 일 반

(1) 본 장은 계류체인으로 계류된 부잔교에 적용한다.
(2) 본 장의 설계법은 파랑이나 조류에 의한 영향이 적은 곳에 설치된 부잔교에 적용한다.

[해 설]

(1) 부잔교는 화물 취급 및 승객 이용 시 안정적이고 안전한 동시에 충분한 내구성을 가져야 하며, 계류체인, 계류앵커 등은 대상지역의 외력조건(파랑, 흐름 등)에 충분한 내력을 보유해야 한다.

(2) 부잔교 각부의 명칭은 해설 그림 (9-1)과 같다.
부잔교는 주체가 되는 폰툰, 육안과 폰툰을 연결하는 연결도교, 폰툰과 폰툰을 연결하는 연결도교, 폰툰을 앵커 시키는 계류체인으로 구성된다.



해설 그림 (9-1) 부잔교 각 부의 명칭

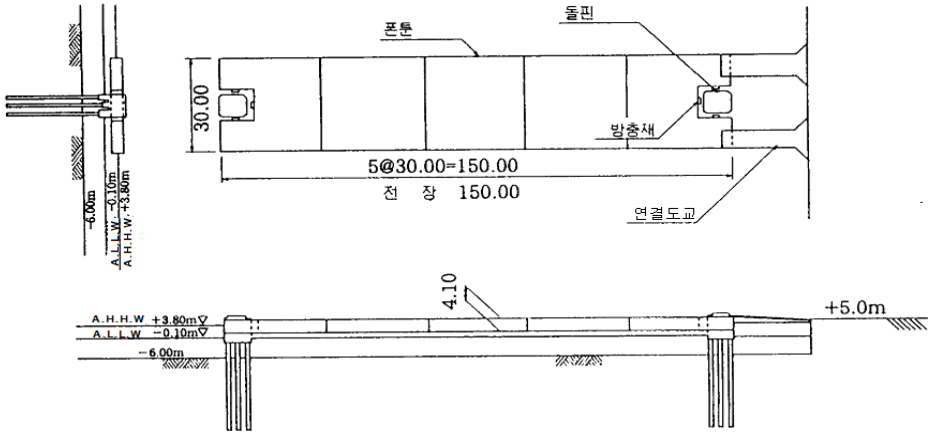
[참 고]

(1) 파랑과 흐름에 대한 제한
부잔교는 수면에 떠있기 때문에 파랑과 흐름이 큰 곳에는 설치할 수 없다. 보통, 흐름은 0.5m/sec 이하, 파고는 1.0m 이하 되는 곳에 설치하는 것이 바람직하다.

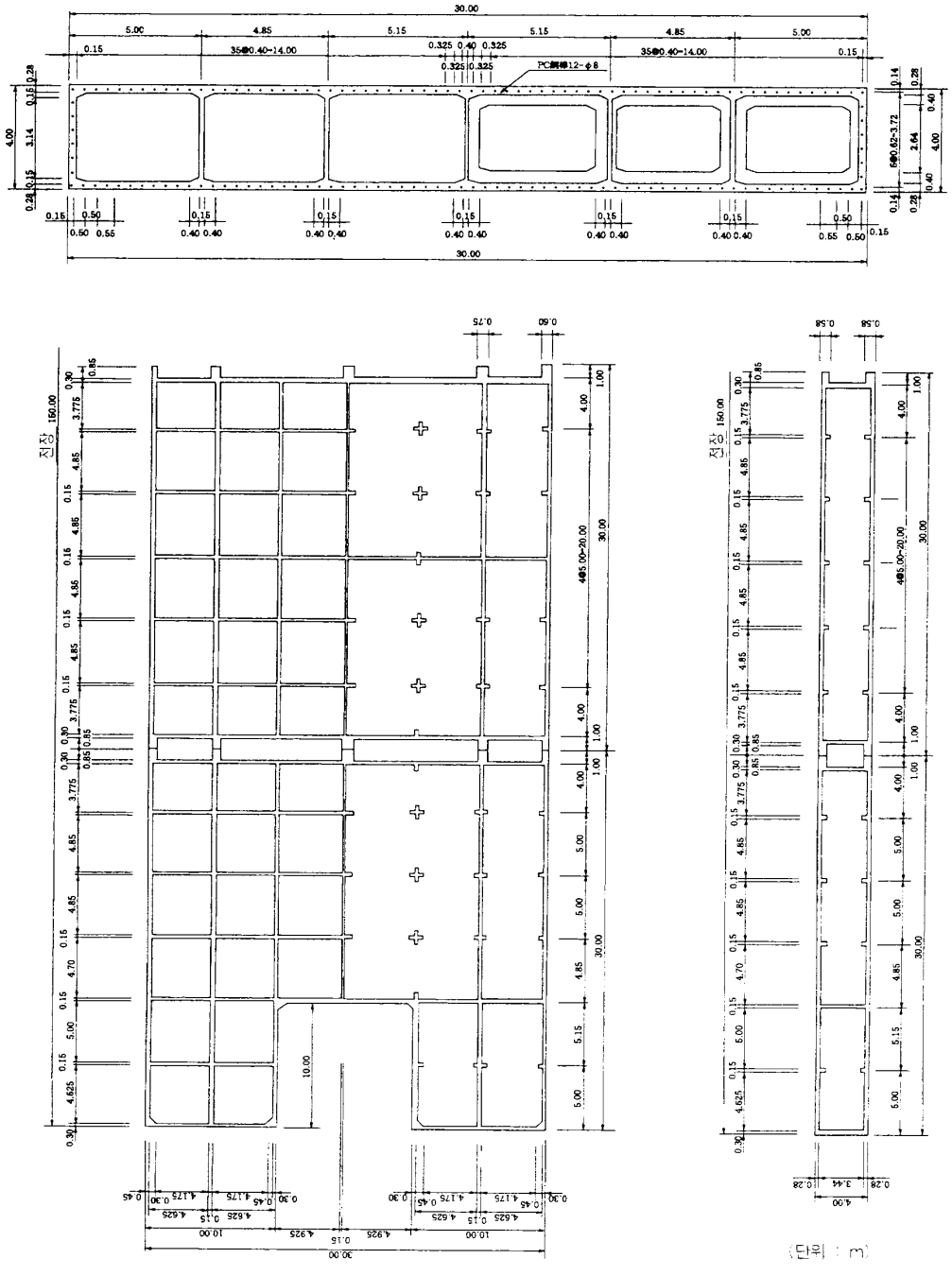
(2) 설치위치 및 배치
부잔교의 설치위치 및 배치는 대상선박의 종류와 크기, 수심, 조류, 파랑, 해저의 토질 등을 고려해서 정한다. 부잔교의 배치에는 돌출제식과 평행식이 있다. 선박의 계류나 공사비 면에서는 일반적으로 돌출제식이 유리하며 폰툰을 연속시키는 개수는 일반적으로 1~3개의 경우가 많다.

(3) 사람이 이용하는 연결도교의 경사는 약최저저조위(A.L.L.W)시에 5~20%로 하는 사례가 많다.
또한, 연결도교의 폭은 2~6m, 중·장지간의 경우 10~30m, 단지간의 경우 2~6m로 하는 사례가 많다.

(4) 최근에는 돌핀(dolphin) 및 방충재(fender)를 이용하는 등 계류체인 이외의 계류방식으로 계류된 부잔교 및 대형의 부잔교(참고 그림 (9-1)(a), (b) 참조)가 등장하고 있다.

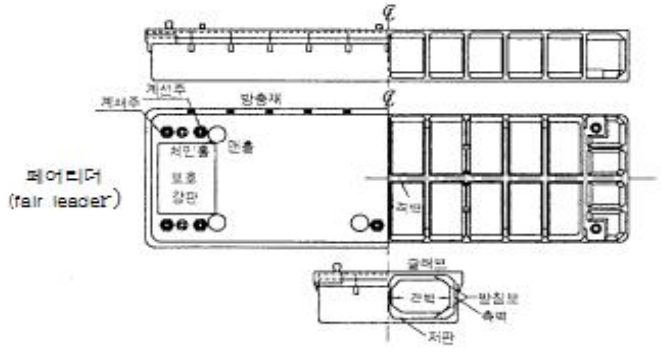


참고 그림 (9-1) (a) 대형부잔교(돌핀 계류식)



참고 그림 (9-1) (b) 대형부잔교(돌핀 계류식)

(4) 폰툰(pontoon)의 종류는 제작재료로 구분하여 철근콘크리트재, 강재, PC재, FRP재(fiber reinforced plastic재), 훼로시멘트재(ferro cement재), 목재, PC합성구조 등으로 대별된다.



참고 그림 (9-2) 폰툰 각 부의 명칭

① 철근콘크리트재는 내구성이 높고 흘수가 깊어 동요가 적으며, 건조비와 유지관리비가 강재에 비하여 유리하다. 그러나 충격력에 약하며 수밀성이 떨어지므로 시공 시 수밀성 확보에 유의하여야 한다. 철근은 적은 직경의 것을 많이 사용하는 편이 충격력에 대하여 유리하다.

② PC재는 철근콘크리트재에 비하여 수밀성이 좋고 부재를 얇게 하는 것이 가능한 잇점이 있다.

③ 훼로시멘트재(ferro cement)는 철근콘크리트재, PC재에 비하여 부재두께를 얇게 하는 것이 가능하다. 단, 수밀성에 대해서는 철근콘크리트재보다 유리하고 PC재보다는 떨어진다.
(훼로시멘트 : 시멘트 모르타르(cement mortar)에 와이어 매쉬(wire mesh)를 넣어 얇은 단면으로 수밀성을 높인 것)

④ 강재는 제작이 용이하며 충격에 강하고 보수가 용이하나 부식으로 인하여 철근콘크리트재에 비하여 내구성이 떨어진다. 철근콘크리트재보다 흘수가 얕으므로 조류 등 흐름에 의한 영향이 적다.

⑤ FRP재는 경량이며 흘수가 얕고 불안정하나 내구성이 뛰어나고 설치가 간단하므로 현재로서는 마리나 등 소규모의 부잔교에 쓰이고 있다.

⑥ 이밖에 목재, PC합성구조 등이 있다.

(5) 체인에는 스터드(stud)가 붙은 것과 스터드가 없는 체인이 있는데, 부잔교(浮棧橋)에는 스터드가 붙은 체인을 쓴다.

(6) 앵커는 보통 콘크리트 블록을 쓰는데 강제 앵커를 쓰는 경우도 있다. 강재앵커는 규정된 항만용 앵커를 써야하는데, 외팔 스토크 앵커를 쓰는 경우가 많다.

(7) 연결도교의 종류
연락도교로서는 그 전단을 조절탑에 매달은 것과 전단을 폰툰에 얹어놓은 것이 있다.
경사(傾斜)는 이용을 고려하여 결정하지만 여객에 대해서는 1/5 이하, 차량에 대해서는 1/10 이하로 하는 것이 바람직하다.

(8) 폰툰의 결합
파랑(波浪)에 의해 폰툰이 동요할 때에는 폰툰 간(間)의 연직(鉛直)방향의 차이에 의해서 롤링할 때 한 쪽의 폰툰이 다른 측의 폰툰에 충돌해서 구멍이 뚫리는 경우가 있다. 이런 현상을 피하기 위해 폰툰 상호간의 결합을 강결하게 하거나 폰툰 간에 방현재를 부착할 필요가 있다. 폰툰간의 도교의 길이는 폰툰간격의 1배 정도를 계획하여도 좋다. 또한, 인접하는 폰툰은 일반적으로 체인으로 결합하며, 이 경우 체인은 페어리더(fair leader)를 통해서 계쇄주(繫鎖柱)에 연결한다.

(9) 폰툰의 계류방식은 폰툰의 규모 및 설치장소의 수심, 토질조건 등 자연조건에 따라서 시설의 기능 등이 원활하게 발휘 될 수 있도록 적절히 설정하여야 한다. 일반적으로 깊은 수심지역은 체인방식과 와이어방식 등이 이용되고, 얕은 수심지역은 중간부이방식, 중간싱커방식 및 돌핀-펜더방식 등이 이용되는 경우가 많다. 이들을 선정할 때에는 폰툰의 기능 및 안정성, 계류시설의 특징을 비교하여 결정하는 것이 바람직하다.

9-2 설계순서

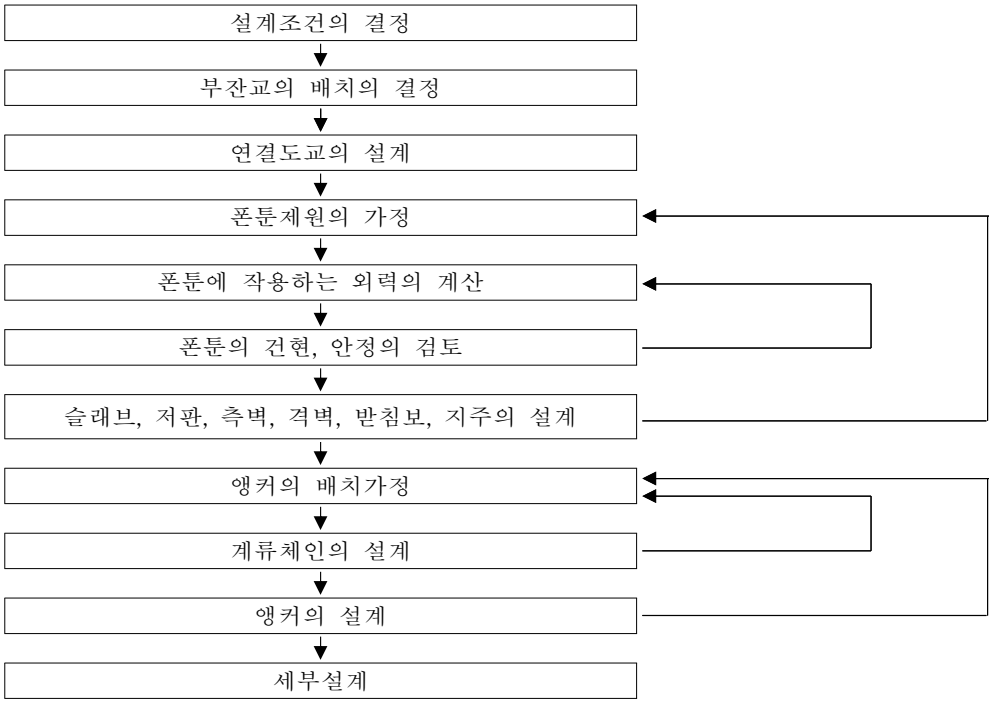
부잔교의 설계에 대해서는 화물 및 여객의 취급이 안정 및 안전함은 물론 충분한 내구성이 있어야 한다.
계류체인, 계류앵커 등의 계류 시스템(system)에 대해서는 발생하는 외력에 대한 충분한 내력을 가져야 한다.

[참 고]

(1) 설치위치 및 배치

부잔교의 설치위치 또는 배치는 대상선박의 종류 또는 크기, 수심, 조류, 파, 바람, 토질조건 등을 고려해서 정한다. 부잔교의 배치에는 돌제식과 평행식이 있고, 선박의 계류, 공사비의 면에서는 일반적으로는 돌제식이 유리하다. 폰툰을 연결하는 개수는 우리나라에서는 1~3개의 경우가 많으나, 최근에는 앞에서 표현한 참고 그림 (9-2)와 같이 대형의 사례도 보인다.

(2) 부잔교의 설계는 일반적으로 다음 순서로 하는 것이 좋다.



참고 그림 (9-3) 부잔교의 설계순서

9-3 폰툰의 설계

9-3-1 폰툰의 치수

폰툰은 화물과 여객의 취급상 충분한 넓이와 건현(乾舷)을 가지며, 작용되는 외력 및 하중에 대하여 안정이 양호한 치수라야 한다.

[참 고]

(1) 폰툰의 치수는 길이 20~40m, 폭 15m 미만, 높이 2~4m의 것이 많다.
폰툰 각 부의 치수는 슬래브, 측벽, 저판, 격벽 모두 그 1변의 길이가 1~3m, 두께는 철근콘크리트제인 경우, 측벽과 저판은 15~20㎝, 슬래브와 격벽은 10~20㎝, 강재인 경우는 6~10㎜의 것이 많다. 슬래브의 변장비는 1에 가까운 값으로 하는 것이 좋다.

(2) 폰툰의 필요한 건현은 취급하는 화물, 여객이 만재될 때나 적게 실릴 때나 화물과 여객을 취급하는데 적당한 높이라야 한다. 보통 1m정도의 것이 많다.
건현(乾舷)은 다음 식으로 구한다.

$$h' = d - \frac{W_1}{\gamma_w A} \qquad \text{참고 (9-1)}$$

여기서,

h′ : 건현(m)
d : 폰툰의 높이(m)
W_1 : 폰툰의 중량(kN)
γ_w : 물의 단위체적중량(kN/㎥)
A : 폰툰의 수평단면적(㎡)

(3) 철근콘크리트제인 폰툰인 경우에는 콘크리트의 수밀성도 고려하여 치수를 결정하는 것이 바람직하다.

9-3-2 폰툰에 작용하는 외력과 하중

폰툰에 작용하는 외력과 하중으로서는, 다음과 같은 것을 고려한다.
(1) 적재하중 및 활하중
(2) 연결도교의 지점반력
(3) 수 압 (4) 사하중
(5) 카운터 웨이트(counter weight)

[해 설]

(1) 적재하중은 이용하는 화물과 여객에 따라 결정한다.

(2) 선박의 충격력, 파력, 조류력, 동수압 등은 특별한 경우 외에는 고려하지 않는다. 파랑의 영향이 우려되는 경우에는 “제2편 4-10-8 부체에의 작용과 그 동요”에 의하여 파력을 고려한다. 이는 계류력의 계산에도 적용된다.

(3) 연결도교의 지점반력은 본편 “9-5 연결도교의 설계”에 의하여 계산한 최대지점반력을 사용한다.

(4) 폰툰은 연결도교의 반력을 받으면 기울어지기 때문에 카운터 웨이트로서 밸러스트(ballast)를 넣는 수가 있다. 그 양은 연결도교의 사하중 반력과 비교하여 폰툰을 수평으로 하는 양만큼 고려한다.

[참 고]

보통 부잔교는 여객선이 이용을 주로하기 때문에 5 kN/㎡로 하는 수가 많다. 활하중은 페리(ferry)를 대상으로 하는 경우와 자동차의 출입을 허용하는 경우에는 자동차 하중을 고려한다. 자동차 하중은 보통 슬래브 설계에만 사용하며, 도로교 설계기준(2012)에 규정하는 DB하중 후륜을 고려하면 된다.

9-3-3 폰툰의 안정

부체는 부잔교의 이용형태 등에 대해서 적절히 소요의 구조의 안정을 확보하여야 한다.

[참 고]

(1) 폰툰은 다음 조건을 만족시켜야 한다.

① 육안과의 연결도교의 지점반력을 고려하고, 갑판 위에 적재하중을 만재하고, 또 폰툰 내부에 약간의 침수를 고려하였을 경우에도 부체의 안정조건을 만족시키고, 필요한 건현을 가져야 한다.

② 폰툰의 긴쪽 대칭축의 어느 한 쪽 갑판 위에만 적재하중을 만재하였을 경우, 또 그쪽에 육안과의 연결도교가 있으면 그 반력까지 합한 것에 대하여 부체의 안정조건을 만족시켜야 한다. 갑판의 경사는 1:10 이하이며, 작은 쪽의 건현이 0 이상이라야 한다.

(2) 폰툰의 안정검토에서 고려할 침수높이는 보통 폰툰의 높이의 1/10로 한다. 이 경우에 필요한 건현은 0.5m정도로 하는 것이 바람직하다.

(3) 폰툰이 등분포하중을 받는 경우는 식 참고 (9-2)를 만족시켜야 한다.

$$\frac{I\gamma_w}{W_2} - \overline{CG} > 0 \qquad \text{참고 (9-2)}$$

여기서,

I : 흘수면의 장축에 대한 단면 2차모멘트(m^4)

W_2 : 폰툰과 등분포하중의 중량(kN)

γ_w : 해수의 단위체적중량(kN/㎥)

C : 부심

G : 중심(重心)

폰툰내부가 침수되어 있을 경우는 식 참고 (9-3)을 만족시키면 폰툰은 안정이다. 그러나 W_2, I, C, G 는 침수된 상태에서의 값이다.

$$\frac{\gamma_w}{W_2}(I - \Sigma i) - \overline{CG} > 0 \qquad \text{참고 (9-3)}$$

여기서,

i : 폰툰의 회전축에 평행한 중심축에 대한 각 격실 내 수면의 단면 2차모멘트(m^4)

편심하중을 받을 경우는, 식 참고 (9-4)를 풀어서 구한 tanα가 식 참고 (9-5)를 만족시키면 된다. 그러나 일반적으로 α는 작으므로, 식 참고 (9-4)의 cos2α는 근사적으로 1-tan2α로 해도 좋다(참고 그림 (9-4) 참조)

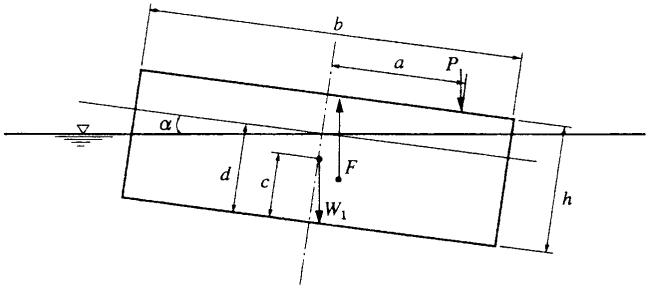
$$(W_1+P)\ [\frac{b^2\tan\alpha}{12dcos^2\alpha}-(\frac{b^2}{24d}tan^2\alpha+c-\frac{d}{2})\tan\alpha]\ -P\ [a+(h-c)\tan\alpha]\ =0 \qquad \text{참고 (9-4)}$$

$$\left.\begin{array}{l}\tan\alpha < \dfrac{2(h-d)}{b} \\ \tan\alpha < \dfrac{1}{10}\end{array}\right\} \qquad \text{참고 (9-5)}$$

여기서,

W_1 : 폰툰의 중량(kN)
P : 편심하중의 합력(kN)
b : 폰툰의 폭(m)
h : 폰툰의 높이(m)
d : P를 폰툰의 중심에 재하하였을 때의 폰툰의 흘수(m)
c : 폰툰의 중심에서 저면까지의 높이(m)
a : P의 폰툰 중심축으로부터의 편심량(m)
α : 폰툰의 경사각(°)

(4) (폰툰)+(계류체인)의 고유주기가 파랑 또는 활하중의 주기에 가까울 때는 폰툰이 공진을 일으킬 우려가 있으므로 주의하여야 한다.



참고 그림 (9-4) 편심하중을 받는 폰툰의 안정

(5) 특히 장주기 파랑이 내습할 수 있는 지역에 폰툰을 설치할 경우에는 폰툰의 동요 시뮬레이션기법을 이용한 동요해석을 실시하는 것이 바람직하다.

9-3-4 폰툰 각부의 설계

부체를 구성하는 각 부재에 발생하는 응력 등은 그 이용 상태, 각 부재에 작용하는 외력 또는 하중, 각부의 구조의 특성 등에 따라 적절한 방법으로 검토하여야 한다.

[참 고]

(1) 슬래브

슬래브는 다음 하중 가운데서 제일 큰 응력을 일으키는 것에 대하여 받침보 및 측벽으로 고정된 4변고정인 2방향 슬래브로 설계한다.

① 적재하중만 작용할 때 : (적재하중) + (사하중)
② 활하중이 작용할 때 : (활하중) + (사하중)
③ 연결도교의 지점이 높일 때(조절탑이 없는 경우)
: (연결도교의 지점반력) + (사하중)

(2) 측벽
측벽은 폰툰 상단이 수중으로 0.5m 가라앉았을 때의 정수압에 대하여 저판과 측벽 또는 받침보로 고정된 4변고정인 2방향 슬래브로 설계한다.

(3) 저판
저판은 폰툰상단이 수중으로 0.5m 가라앉았을 때의 정수압에 대하여 측벽 또는 받침보로 고정된 4변고정인 2방향 슬래브로 설계한다.

(4) 격벽
격벽은 한 분실에 침수로 충만되었을 경우의 수압에 대하여 4변고정인 슬래브로 설계한다.

(5) 받침보와 지주
슬래브, 저판 및 측벽의 받침보와 중앙지주는 폰툰의 슬래브 위에 최대하중이 작용하고, 흘수가 폰툰의 깊이와 같아졌을 때의 수압에 대하여 상자형 라멘으로서 계산한다.

(6) 등분포하중을 받는 4변고정 슬래브의 휨모멘트는 “제5편 1-5-4 기타”〔해설〕(2)에 의하는 것이 편리하다.

(7) 활하중은 DB하중의 후륜을 집중하중으로 보아, 식 참고 (9-6)에 따라 계산해도 좋다.

$$Mx = Mx' \frac{1}{1+\alpha^4}(1+0.4\alpha^4)$$

$$My = My' \frac{1}{1+\alpha^4}(1+0.2\alpha^4) \qquad \text{참고 (9-6)}$$

단, $0.5 < \alpha < 2$

Mx′, My′는 식 참고 (9-7)과 같으며, +는 지간휨모멘트, -는 지점휨모멘트이다.

$$Mx' = \pm \frac{0.2Pl}{0.7l+1}$$

$$My' = \pm \frac{0.2Pl}{0.175l+1} \qquad \text{참고 (9-7)}$$

$2\text{m} < l \leqq 4\text{m}$

$$Mx' = \pm \frac{0.4Pl(l-1)}{l+0.4}$$

$$My' = \pm \frac{0.2Pl}{1.35}$$

여기서,

M_x : 차량의 진행방향에 직각인 지간의 휨모멘트(kg·m)
M_y : 차량의 진행방향에 평행인 지간의 휨모멘트(kg·m)

$$\alpha = \frac{\ell_x}{\ell_y}$$

l_x : 차량의 진행방향에 직각인 지간(m)
l_y : 차량의 진행방향에 평행인 지간(m)
l : ℓ_x와 ℓ_y중에서 작은 것(m)
P : 자동차의 1후륜하중(kg)

단, 충격하중을 고려하는 경우 충격계수 i 는 식 참고 (9-8)을 사용한다.

$$i = \frac{20}{50 + l}$$ 참고 (9-8)

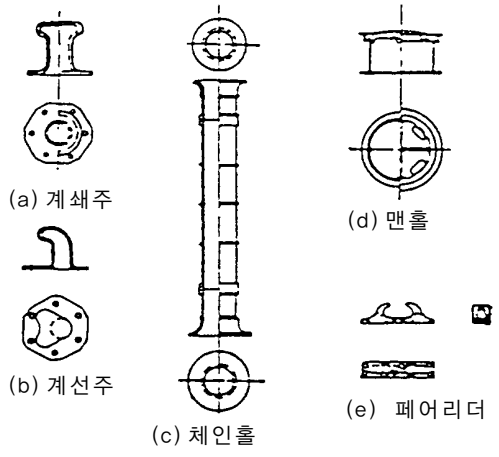
(8) 연결도교의 지점반력은 슬래브의 중앙에 집중하중으로 작용시킬 때를 계산하면 된다. 또 연결도교의 지점 밑에 부설하는 강판의 중량을 사하중으로 고려해야 한다.
(9) 슬래브의 지간은 받침보, 슬래브, 측벽, 저판 등의 중심 간격으로 한다.
(10) 사다리꼴 분포수압을 받을 경우의 4변고정 슬래브의 휨모멘트는 수압을 5kN/㎡의 등분포하중과 폰툰 상단에서 0이고, 1m마다 10kN/㎡증가하는 3각형 하중으로 나누어 등분포하중과 3각형하중에 의한 휨모멘트를 계산하여 양자를 합하면 된다.
(11) 중앙지주의 측벽의 받침보는 휨모멘트와 축방향 압축력을 받는 부재로서 설계한다.
(12) 받침보는 T형 보로 생각되는데 사각형 보로 보고 설계하는 것이 보통이다.
(13) 철근콘크리트제 폰툰의 각 부의 철근의 덮개는 직접 해수에 접하는 곳은 7㎝ 이상, 기타의 곳에서는 5㎝ 이상으로 하는 것을 표준으로 하며, 철근의 덮개를 이 수치보다 작게 하는 경우는 철근의 부식을 방지하는 별도의 보강방법이 강구되어야 한다.
(14) 콘크리트의 수밀성에 대해서는 충분히 주의할 필요가 있다. 수밀성의 대책에 관해서는 에폭시 수지나 폴리우레탄 수지에 의한 표면코팅 등이 있다.

9-3-5 폰툰의 부속설비

폰툰에는 완충재, 계선주, 계쇄주(繫鎖柱), 체인홀, 맨홀 및 페어리더를 설치한다.

[참 고]

(1) 폰툰에는 본문의 부속설비 외에 필요에 따라 조명등(照明燈), 헛간, 힌지홀(hinge hole), 통풍(通風)구멍, 앵커를 감아올리는 윈치 등을 설치한다.
(2) 완충재는 폰툰 측벽의 상단의 둘레 전부에 설치하는 일이 많다. 재료(材料)는 목재 또는 고무로 한다.
(3) 계선주에는 곡주(曲柱)가 있다. 직주(直柱)를 쓸 경우에는 규격에 맞는 것을 쓰는 것이 좋다.
(4) 계쇄주는 체인의 한 끝을 감기 위한 작은 기둥이며, 일반적으로 주강으로 제작된다. 2개가 한 조로 되어 있는 계쇄주는 체인의 길이조절에 편리하다. 이것을 사용할 경우에는 KS규격에 맞는 것을 사용하면 좋다.
(5) 체인홀은 계쇄주로부터 내놓은 앵커체인이 지나는 종방향 구멍으로서 슬래브에서 저판까지 관통하여 설치한다. 이것은 일반적으로 주강제이며, 그 직경은 30㎝정도이다.
(6) 맨홀(manhole)은 폰툰내부의 검사를 하기 위해 사람이 들어 갈 수 있도록 만든 것이며, 보통 주철제의 뚜껑을 해 놓는다. 그 직경은 50㎝정도가 많다.
(7) 페어리더는 인접한 폰툰의 결합에 사용하는 체인 등 계쇄주에서 체인홀을 통하지 않고 슬래브 위에서 밖으로 나가는 체인의 폰툰의 모서리를 마모시키지 않도록 설치한 것이다. 보통 페어리더는 KS에 규정된 A형을 사용해야 하며, 재료는 주철을 쓴다.
(8) 부속시설의 한 예를 참고 그림 (9-5)에 표시하였다.



참고 그림 (9-5) 부속시설의 한 예

9-4 계류 시스템의 설계

9-4-1 계류방식의 종류

부잔교의 부체의 계류방식은 설치장소의 자연 상황에 대해서 시설의 기능이 발휘 되도록 적절히 설정하여야 한다.

[해 설]

부잔교의 계류방식은 폰툰의 규모, 수심, 토질조건 등에 의해 선정된다.

[참 고]

계류방식은 일반적으로 깊은 수심에 있어서는 체인 방식, 와이어 방식이 사용되며, 얕은 수심에서는 중간부표(buoy)방식, 중간싱커(sinker)방식, 돌핀·펜더(dolphin·fender) 방식 등이 사용되고 있다.
이들 중 어느 방식을 선정하는가는 부잔교의 기능 및 안전성과 계류시설의 특징을 비교해서 결정한다.

9-4-2 설계외력

계류체인과 앵커의 설계에는 주로 다음과 같은 외력을 고려한다.
(1) 선박의 충격력(방충재 반력) (2) 선박의 견인력
(3) 파력 (4) 조류력

[참 고]

(1) 외력으로서는 다음 중에서 가장 큰 것을 사용한다.
① (선박의 충격력) + (조류력)
② (선박의 견인력) + (조류력)
③ (파력) + (조류력)

(2) 선박의 충격력은 “제2편 2-2-2 선박의 접안 시 발생하는 외력” 및 “2-2-3 계류 중 선박의 동요에 의하여 발생하는 외력”에 의하여 구한다. 선박의 견인력은 “제2편 2-2-7 계선주에 작용하는 힘”에 의한다.

(3) 파력은 “제2편 4-10-5 수중부재에 작용하는 파력 및 4-10-6 부체에 작용하는 파력”에 의하여 산정한다. 항력계수는 입방체에 대한 것을 써도 좋다. 또 항력이 작용하는 면적은 정수면 이하를 쓰면 된다. 위에서 말한 파력은 정지한 폰툰에 작용하는 것이며, 폰툰의 고유진동주기가 파랑의 주기에 가까울 때는 공진을 일으켜 큰 힘이 계류체인에 작용하므로 주의해야 한다.

(4) 조류의 속도는 “제2편 6-1 흐름의 제원”에 의하여 결정하는데 실측에 의한 것이 좋다. 또 조류력은 “제2편 6-2 수중부재 및 구조물에 작용하는 흐름의 힘”에 의해 산정한다. 항력계수는 파력과 같은 입방체에 대한 것을 써도 좋다.

9-4-3 계류체인의 설계

[1] 길이와 설치방법

폰툰은 4귀퉁이의 계선주에 체인 홀(line hole)을 통하여 계류체인을 고정하고, 앵커로 해저에 고정한다.

[참 고]

(1) 체인은 선박의 접안을 방해하지 않도록 폰툰 밑에서 십자로 교차시킨다.(참고 그림 (9-6) 참조)

(2) 일반적으로 계루체인의 길이는 수심의 5배에 고저차를 더한 것으로 한다. 체인을 당길 때는 다음 점에 주의해야 한다.

① 만조 시에 너무 당겨서 체인에 여분의 인장력을 주지 않을 것
② 만조 시에 선박의 접안을 방해하지 않을 것
③ 만조 시에 충분한 앵커력을 확보할 수 있을 것
④ 간조 시에 폰툰의 수평이동량을 적게 할 것

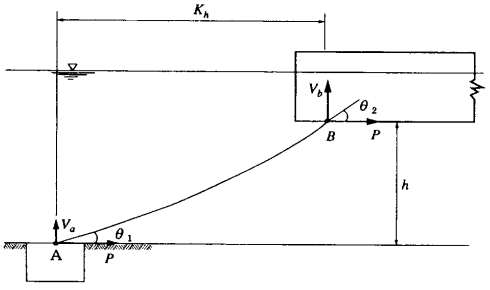
(3) 강제앵커의 앵커력은 앵커와 연결된 체인이 수평면과 이루는 각도가 3°이상으로 되었을 때 현저하게 감소한다고 한다.

(4) 폰툰과 앵커의 수평거리, 폰툰의 수평이동량 및 앵커가 체인과 이루는 각은 다음 절을 참조한다.

[2] 체인의 직경

체인의 직경은 만조 시에 본편 “9-4-2 설계외력”에 규정된 외력에 인하여 일어나는 인장력으로 인하여 끊어지지 않도록 결정한다.

[참 고]



참고 그림 (9-6) 계류체인의 설계

(1) 체인에는 주강앵커체인, 전기용접 앵커체인, 단조앵커체인 등이 있는데 스터드(stud)가 붙은 체인을 사용해야 한다. 시험에 의하여 정해진 인장강도(파단시험荷重)의 1/3을 그 허용 인장력(引張力)으로 한다.

(2) 체인의 중량은 KS의 규격에 표시된 최소중량으로 한다.

(3) 체인이 받는 최대 견인력(牽引力)은 폰툰과 체인의 시스템(system)을 동력학적으로 분석하여야 하나, 계산이 복잡한 경우는 정력학적으로 해석할 수 있다. 일반적으로 외력(外力)에 대하여 각 체인이 한 줄로 저항(抵抗)한다고 보고 설계한다.
체인이 현수곡선을 이룬다고 하면, 체인에 작용하는 최대 인장력(引張力)은 식 참고 (9-9)로 표시한 것과 같다.

$$T = P\sec\theta_2 \qquad \text{참고 (9-9)}$$

앵커에 작용하는 수평력(水平力)은 폰툰에 작용하는 수평력이고, 연직력(鉛直力)은 식 참고 (9-10)과 같다.

$$V_a = P\tan\theta_1 \qquad \text{참고 (9-10)}$$

폰툰과의 연결점(連結點)에서 작용하는 연직력은 식 참고 (9-11)과 같다.

$$V_b = P\tan\theta_2 \qquad \text{참고 (9-11)}$$

단, θ_1, θ_2는 체인의 길이 l , 체인의 단위길이의 중량(重量) w를 가정하여, 식 참고 (9-12)를 풀어서 구한다.

$$l = \frac{P}{w}(\tan\theta_2 - \tan\theta_1)$$

$$h = \frac{P}{w}(\sec\theta_2 - \sec\theta_1) \qquad \text{참고 (9-12)}$$

수평력이 작용할 때의 앵커와 폰툰의 수평거리는 식 참고 (9-13)으로 주어지므로, 수평력이 작용하지 않을 때의 위치로 부터 폰툰의 수평 이동량이 산정된다.

$$K_h = \frac{P}{w}\ [\sinh^{-1}(\tan\theta_2) - \sinh^{-1}(\tan\theta_1)] \qquad \text{참고 (9-13)}$$

보통 직경의 체인을 사용할 경우, 체인이 그리는 현수곡선은 거의 직선과 다름없으므로 식 참고 (9-9), 식 참고 (9-10) 및 식 참고 (9-11)의 계산에서 $\theta_2 = \theta_1 = \sin^{-1}\frac{h}{l}$로 해도 큰 차이는 없다. 또 Kh는 근사적으로 $K_h = \sqrt{l^2 - h^2}$ 로 해도 좋다.

여기서,

T : 체인에 작용하는 최대인장력(kN)
P : 수평외력(kN)
V_a : 앵커에 작용하는 연직력(kN)
V_b : 폰툰과 체인의 연결부에 작용하는 연직력(kN)
θ_1 : 앵커와 체인의 연결점에서 체인이 수평면과 이루는 각(°)
θ_2 : 폰툰과 체인의 연결점에서 체인이 수평면과 이루는 각(°)
l : 체인의 길이(m)
w : 체인의 단위길이당 수중중량(kN/m)
h : 폰툰 저면으로부터의 수심(m)
K_h : 앵커에서 폰툰의 체인 연결점까지의 수평거리(m)

(4) 체인의 직경을 구하는 데는 체인의 마모, 부식, 생물부착 등을 충분히 고려하여야 한다. 또 체인은 정기적으로 점검하고 필요에 따라서 교체하는 등 유지관리에 주의하여야 한다.

(5) 동요수치 시뮬레이션(simulation)을 써서 체인의 직경을 선정할 때는 캐터네리(catenary) 이론 등 적절한 방법을 써서 계류의 변위복원력 특성을 결정한다.

9-4-4 앵커의 설계

앵커의 중량과 설치방법은 계류체인에 본편 "9-4-3 계류체인의 설계"에 의한 최대인장력이 작용할 때, 앵커가 충분히 안정하도록 정한다.

[참 고]

(1) 앵커의 저항력으로부터 보통 다음과 같은 것을 고려하나, 앵커는 현지에서 안정을 확인하는 것이 바람직하다.

① 콘크리트 블록인 경우

가. 점성토인 경우

수평저항력 : 저면 및 측면의 점착력, 수동토압과 주동토압의 차
연직저항력 : 수중중량, 수중 흙 덮개의 중량

나. 사질토인 경우

수평저항력 : 저면마찰력, 수동토압과 주동토압의 차
연직저항력 : 수중중량, 수중 흙 덮개의 중량
그러나 저면마찰력의 계산에 쓰는 연직력은 블록의 수중중량과 블록에 작용하는 체인의 인장력의 연직분력의 차로 한다.

② 강재 앵커인 경우

수평저항력 : 앵커력
연직저항력 : 수중중량
강재앵커의 앵커력은 식 참고 (9-14)으로 구한다.

연약한 점토 $T_A = 17 W_A^{\frac{2}{3}}$

단단한 점토 $T_A = 10 W_A^{\frac{2}{3}}$

모래 $T_A = 3 W_A$

평암 $T_A = 0.4 W_A$ 참고 (9-14)

여기서,

T_A : 앵커력(kN)

W_A : 앵커의 수중중량(kN)

(2) 안전율은 1.2 이상으로 한다.

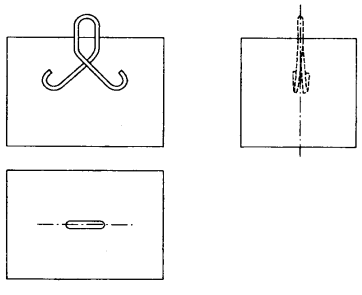
(3) 앵커로서 콘크리트 블록을 쓸 경우는, 해저에 묻어두는 것이 바람직하다.

(4) 콘크리트 블록의 앵커는 앵커링을 일반으로 참고 그림 (9-7)과 같이 설치한다. 앵커링의 설계는 "제5편 2-5 리프팅(lifting)부의 설계"에 준한다.

(5) 콘크리트 블록의 중량은 150~700kN 정도의 것이 많으며 필요에 따라 콘크리트 블록에 철근을 사용하는 경우도 있다.

(6) 직육면체의 앵커블록을 점성토 중에 깊이 매입할 때의 수평저항력에 대해서 한센(B. Hansen)은 블록의 둘레에 활동면을 가정해서 식 참고 (9-15)를 제안하였으며

$P = 11.4ch$ 참고 (9-15)



참고 그림 (9-7) 콘크리트제 앵커의 예

맥켄지(mackenzie)는 실험에 의해서 블록높이의 12배 이상 깊이 매입한 블록에 대해서는 식 참고 (9-16)을 도출하였다.

$P = 8.5ch$ 참고 (9-16)

여기에서,

P : 블록 단위폭당의 저항력 (kN/m)

c : 점성토의 점착력 (kN/㎡)

h : 블록의 높이 (m)

(7) 계류앵커는 통상 콘크리트 블록을 쓰는 것이 많으나 강재 계류앵커는 통상 사질지반에 사용되는 것이 많다. 강재 계류앵커는 KS에 규정된 항만용 계류앵커를 사용하나 싱글 플루크 스톡 앵커(single fluke stock anchor)를 쓰는 것이 많다.

9-5 연결도교의 설계

9-5-1 치수와 경사

연결도교의 치수 및 경사는 부잔교의 화물, 여객의 취급능력이 확보되도록 적절하게 결정하여야 한다.

[참 고]

(1) 연결도교의 종류

연결도교의 형식에는 다음과 같은 종류가 있으므로 설치장소의 조건(條件)에 따라 적당한 형식을 선정한다.

① 연결도교를 조절탑에 매단 형식

가. 수동 조절식

조위의 고저에 따라 수동(手動)으로 조절하는 것으로 동요가 많은 곳에 적합하다. 악천후에는 교체(橋體)를 감아올려서 부함과 절연시킬 수 있다는 장점이 있으나 조절조작이 복잡하다.

나. 자동 조절식

연결도교의 중량을 조절탑에 매달아 대부분의 연결도교 중량을 조절탑이 받고 폰툰에서 일부를 받는다. 조절탑에 카운터웨이트(counter weight)를 달아 교체의 가동하중을 가볍게 하고, 조위에 따라 자동적으로 상하로 움직이게 한다. 파도가 높은 곳에서는 적합하지 않다.

② 조절탑을 쓰지 않고 연결도교의 한끝을 실은 형식

동요가 적은 곳 또는 내해로서 파도가 거의 작용하지 않는 곳에 사용된다. 가동단의 마찰이 격심하기 때문에 유지관리에 주의를 요한다.

(2) 연결도교의 경사는 “제10편 2-3-1 폭, 연장, 경사 및 곡률반경”과 “2-4-1 폭, 연장, 경사 및 부대설비”에 의하는 것이 바람직하다.

(3) 연결도교의 치수에 대해서는 안전성이 충분히 있는 구조로 하는 것이 바람직하다.

9-5-2 설 계

연결도교는 도로교 설계기준(2012)에 의하여 설계한다. 그러나 여객전용의 것에 대하여는 군중하중만을 고려한다.

[참 고]

(1) 육안(陸岸)과의 연결도교는 거의 강교로서 포니트러스 또는 플레이트 거더(girder)로 하는 수가 많다. 폰툰간의 연결도교는 강재의의 플레이트 거더, I 빔, 포니트러스 또는 슬래브로 하는 경우가 많다.

(2) 자동차하중은 2등교(DB-18)로 설계하는 수가 많으나 이용 상태를 고려하여 결정한다.

(3) 육안과의 연결도교의 받침부는 푼툰(pontoon)의 동요가 적은 경우는 육안쪽을 힌지(hinge)로 하고, 푼툰(pontoon)쪽을 로울러 지지로 하거나 조절탑으로 매어단다. 동요가 많은 폰툰에서는 연결도교는 보호강판위에 단순히 올려놓아 육안에 연결시킨다. 이때 탈락을 방지하기 위해 체인으로 폰툰을 육안에 앵커 한다.

또 연결도교에서 폰툰까지의 통행을 원활히 하기 위해 연결도교의 폰툰 쪽 끝에 에이프런 판을 설치한다.

롤러 지지부에 접하는 폰툰슬래브에는 보호를 위해 강판을 댄다. 폰툰간의 연결도교의 받침은 한쪽은 힌지로 하고, 다른 쪽은 로울러로 한다. 기타는 연결도교에 준한다.

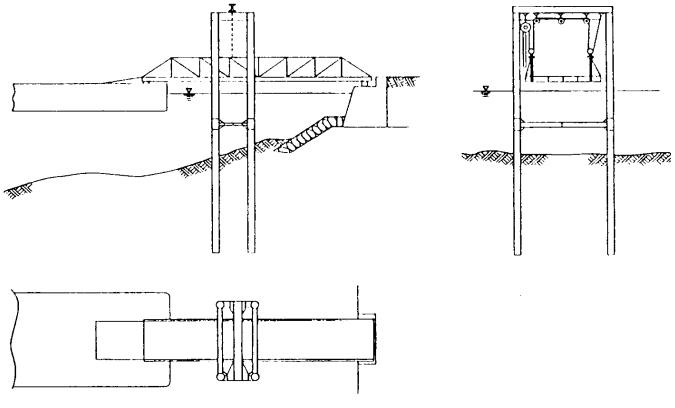
(4) 폰툰의 동요에 의해 연결도교에 수평면내로 힘이 가해지고 힌지 부분이 파괴된 적이 있으므로 주의를 요한다.
(5) 안전시설로서 난간을 설치하고 필요에 대해서 차막이를 설치하는 것이 좋으며, 노약자 및 신체장애자가 이용 시 휠체어 등으로 안전하게 이동할 수 있도록 배려하는 것이 바람직하다.

9-5-3 조절탑

조절탑은 연결도교의 반력, 지진력에 대해 충분히 안전하도록 설계하여야 한다.

[참 고]

(1) 육안과의 연결도교는 폰툰에 작용하는 지점반력을 경감하기 위하여 악천후 시에 연결도교를 감아올리기 위해 연결도교의 폰툰 쪽에 조절탑을 설치하는 경우가 있다.
(2) 조절탑에는 조위의 고저에 따라 사람이 항상 조절하는 것과 연결도교의 중량의 대부분을 조절탑의 카운터웨이트로 매달아 일부를 폰툰위에 올려놓아 조위의 고저에 따라 자동적으로 오르내리도록 한 것이 있다.
(3) 조절탑은 철근콘크리트 또는 강재 등으로 만드는 경우가 많고, 여기에 도르래, 카운터웨이트 및 행거가 연결되어 있다. 참고 그림 (9-8)은 조절탑의 한 예를 표시한 것이다.
조절을 사람이 할 경우는 체인블록을 감아서 조절한다.



참고 그림 (9-8) 조절탑의 예

9-5-4 연결도교의 교대

연결도교의 교대는 본편 “제3장 중력식 안벽”에 준하여 설계한다.

[참 고]

외력으로서는 연결도교의 지점반력과 연결도교에 작용하는 진동 등도 고려한다.

제 10 장 돌 핀

10-1 설계의 기본방침

본 장은 말뚝식, 강제셀식, 케이슨식 등의 돌핀구조의 안벽 설계에 적용한다.

[참 고]

돌핀을 설계할 때는 다음 사항에 주의해야 한다.

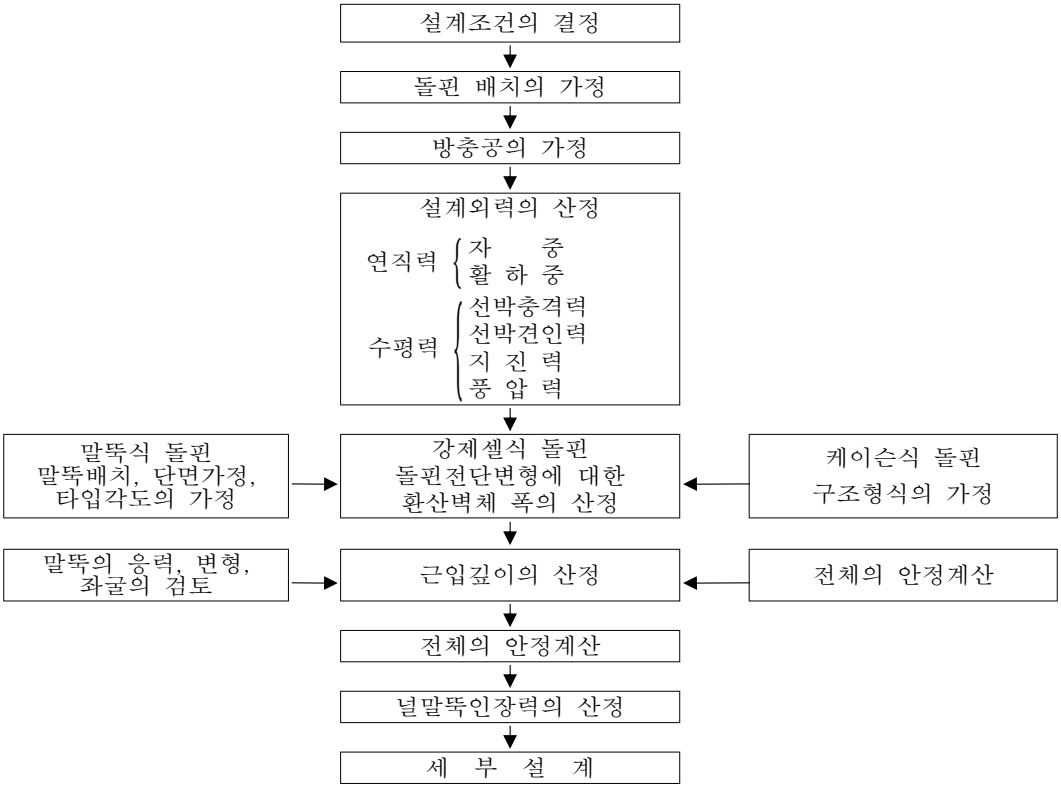
(1) 돌핀에 작용하는 하중의 방향은 항상 일정하지 않으므로 돌핀의 구조가 특정한 방향성을 갖는 것은 좋지 않다.

(2) 말뚝식 구조인 경우 비틀림이나, 케이슨식 구조인 경우의 회전에 대해서는 종래에는 거의 검토하지 않았으나, 경우에 따라서는 비틀림이나 회전으로 위험하게 되므로 주의해야 한다.

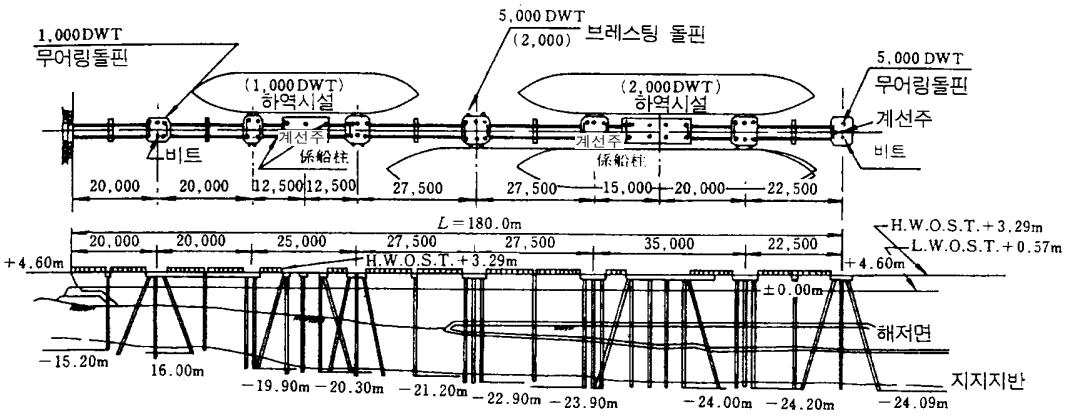
(3) 돌핀의 마루높이는 파랑의 영향을 피할 수 있도록 하며, 브레스팅 돌핀(breasting dolphin)에 있어서는 방충재의 설치위치, 무어링 돌핀(mooring dolphin)에 대해서는 선박의 갑판높이, 하역용 돌핀에 있어서는 로딩 암(loading arm)등의 작동범위를 고려하여 결정한다.
또, 연락교의 마루높이도 파력을 받지 않도록 충분한 높이로 하는 것이 좋다.

(4) 돌핀의 설계는 일반으로 참고 그림 (10-1)에 나타나는 순서로 하는 것이 바람직하다.

(5) 안전사고를 예방할 수 있도록 돌핀시설에 '선박 접안속도계'를 설치하고, 충돌 등 외부 충격 시 즉시 작동할 수 있는 자동경보 시스템 등을 검토 반영하여야 한다.



참고 그림 (10-1) 돌핀의 설계순서



참고 그림 (10-2) 말뚝식 돌핀 설계(예)

10-2 배 치

돌핀의 설치는 대상선박의 제원, 수심, 풍향, 파향 및 조류를 고려하여 다른 선박의 정박과 항행에 지장이 없도록 적절하게 배치하여야 한다.

[참 고]

(1) 브레스팅 돌핀(breasting dolphin)의 배치결정시는 다음 사항을 고려할 필요가 있다.

① 대상선박의 제원

가. 돌핀의 대상선박이 되는 대형 선박의 현측은 보통 선수 및 선미부에서 배의 길이(L)의 1/8정도의 범위가 곡선으로 되어 있는데 중앙구간의 3/4L은 직선으로 되어 있다. 돌핀을 이 직선부내에 접현할 수 있도록 배치하는 것이 좋다.

나. 브레스팅 돌핀의 간격은 일반적으로 1/3L 길이만큼 이격하는 것이 보통이며, 선박의 배관분기관(piping manifold)을 중심으로 대칭으로 설치되도록 하는 것이 바람직하다. 브레스팅 돌핀간격은 멀리 이격 시킬수록 구조적으로 유리하나 선박측현의 직선구간 내에 들어와야 하므로 대상선박의 제원이 명확하지 않는 경우는 0.25L~0.4L 범위 내에 있도록 배치하는 것이 좋다.

다. 브레스팅 돌핀에 계류점(mooring Point)을 설치하는 경우 spring line으로 사용하게 되므로 계류라인이 허용앙각(25°) 이내에 들어오도록 충분한 길이를 확보할 수 있는 위치에 설치하여야 한다.

라. 브레스팅 돌핀의 수는 일반적으로 전후부에 각각 1개씩으로 하는데, 대형선과 소형선이 겸용하는 경우는 2개씩 설치할 수 있으며, 그 위치는 일직선상에 있어야 한다.

마. 유류돌핀과 같이 특별한 하역기계를 필요로 하는 돌핀에서는 중앙부에 하역기계용의 돌핀을 1기 더 설치하는데 브레스팅 돌핀 보다 조금 육지 쪽에 배치하도록 하여서 선박의 충격력이 직접 작용하지 않도록 계획하는 것이 좋다.

② 수심, 풍향, 파향, 조류

돌핀의 배치는 될 수 있는 대로 풍향, 파향, 조류와 평행으로 하는 것이 좋다. 이것은 접안할 때와 이안할 때의 조선을 쉽게 하고, 또 계류 중에 돌핀에 작용하는 외력을 작게 하기 위함이다. 바람 등의 방향과 해안선의 방향이 다르고, 또 해안에 가깝게 돌핀을 건설할 경우에는 돌핀의 배치방향이 수역의 이용상으로 보아 해안선에 평행하게 하는 수가 많다. 일반적으로 해안에 가까운 중형 이하의 선박을 대상으로 하는 돌핀은 풍하중이 그다지 크지 않으므로 해안에 평행하게 하여도 무방하다. 또 현지반의 수심으로 계획수심을 확보할 수 있는 위치가 유리하다.

③ 돌핀의 간격

브레스팅돌핀의 간격은 대상선박의 전장과 밀접한 관계가 있다. 참고 그림 (10-3)은 브레스팅돌핀 간격과 수심의 관계를 과거의 시공예로부터 조사한 것이다.

④ 기타

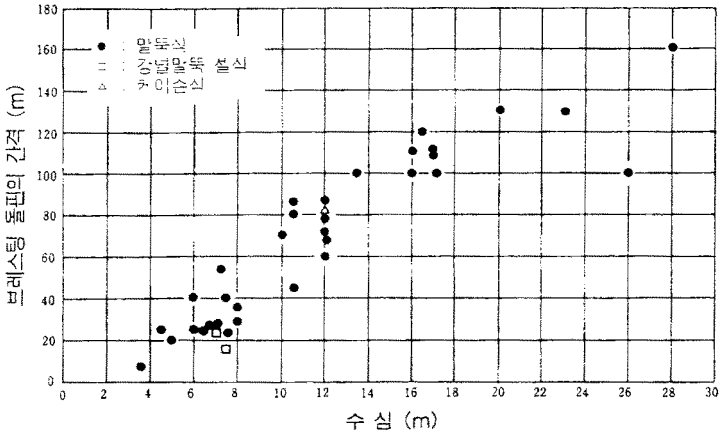
정박지에서는 다른 선박의 정박과, 항로에서는 다른 선박의 항행에 지장이 없도록 수역시설 기준에 맞도록 배치할 필요가 있다.

(2) 무어링 돌핀(mooring dolphin)의 배치 및 계류 시스템(system)계획 시 다음 사항을 주의해야 한다.

① 돌핀의 배치

가. 접안할 때와 계류할 때, 배를 로우프로 매는 계선주는 해안에 가까운 경우는, 육상에 설치하는 수도 있으나, 일반적으로 무어링 돌핀(mooring dolphin)을 축조하여 이것에 계선주를 설치한다.

나. 무어링 돌핀의 수는 대상선박의 크기에 따라 좌우되지만 일반적으로 선수 및 선미부측에 각각 2개씩에서 3개씩 설치하는 것이 좋다.(참고 그림 (10-4) 참조)



참고 그림 (10-3) 브레스팅 돌핀의 간격

② 계류 시스템(system)

가. 이상적인 계류 시스템(system)은 선수(bow) 및 선미라인(stern line)과 2개의 브레스트라인(breast line) 및 4개의 무어링라인(mooring line)으로 계획하는 것이나 추천되는 계류 시스템(system)은 브레스트(breast) 및 스프링라인(spring line)만 가지고도 선박을 안전하게 계류할 수 있도록 하는 것이 바람직하다. 그 이유는 선수(bow) 및 선미라인(stern line)은 계류라인이타 계류라인보다 길이가 길어 선박을 계류하는데 비효율적이 되기 때문이다.(선박의 구속능력은 계류라인 길이에 비례한다).

나. 브레스트라인(breast line)은 선박의 종축과 직각방향으로 계획하되 15° 이상 벗어나지 않도록 하여야 한다.

다. 선수(bow) 및 선미라인(stern line)은 접안선과 30°～45°이내로 하는 것이 바람직하다.

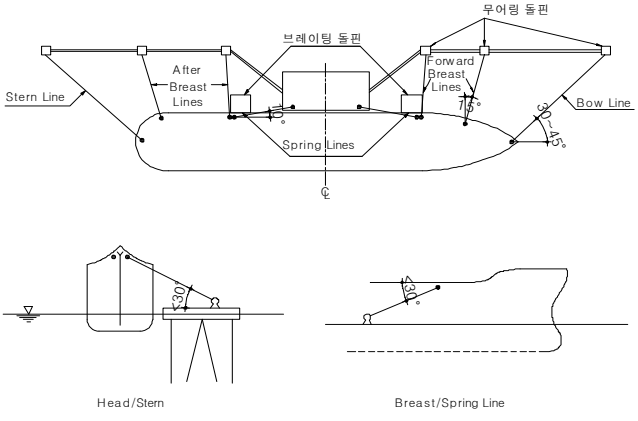
라. 스프링라인(spring line)은 선박의 종축과 평행한 방향으로 계획하되 10° 이내로 하여야 한다.

마. 계류 라인(line)의 앙각은 25° 이내로 계획하는 것이 바람직하며, 어떠한 경우에도 30°를 초과해서는 안 된다.

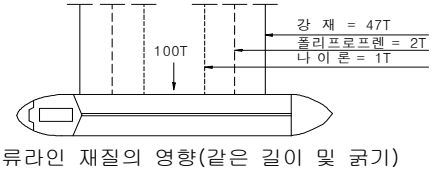
바. 계류점은 접안선에서 35～50m 범위 내에 위치하는 것이 바람직하며 계류점의 높이는 항시 수상에 노출 될 수 있도록 조석 및 파랑의 영향이 고려된 최고 운영수위보다 1.5m 이상 위에 있어야 한다.

사. VLCC(very large crude carriers)의 계류점에는 quick release hook(QRH)을 사용하여야 하며, 계류력이 가장 크게 작용되는 곳은 3개 후크(hook)의 QRH가 바람직하다. 브레스트(breast) 및 스프링라인(spring line)으로만 계류하도록 계획한 이상적인 무어링 시스템(mooring system)에는 4개 후크(hook)의 QRH를 사용 하여야 한다.

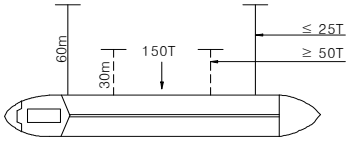
아. 계류라인의 길이가 같은 경우 계류라인의 재질에 따라 선박에 의해 분배되는 계류력은 강재, 폴리프로플렌, 나이론 순으로 커지며 같은 재질인 경우의 계류력은 계류라인 길이에 비례하여 작아지고, 단면적에 비례하여 커진다.(참고 그림 (10-5) 참조)



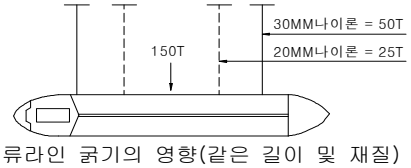
참고 그림 (10-4) 돌핀의 표준계류 시스템(system)



A) 계류라인 재질의 영향(같은 길이 및 굵기)



B) 계류라인 길이의 영향(같은 재질 및 굵기)



C) 계류라인 굵기의 영향(같은 길이 및 재질)

참고 그림 (10-5) 계류라인 재질, 길이 및 굵기에 따른 계류력 분배 예

10-3 돌핀에 작용하는 외력과 하중

돌핀에 작용하는 외력과 하중은, 아래의 내용을 고려하여야 한다.
(1) 선박의 충격력(방충공 반력)
(2) 선박의 견인력
(3) 자중, 활하중 등에 의한 연직력
(4) 파력 및 조류력
(5) 하역기계에 작용하는 풍압력
(6) 구조물 및 하역기계에 작용하는 지진력
(7) 지진 시 동수압

[참 고]

(1) 돌핀에 작용하는 외력과 하중은 본문과 같으나, 설계에 불필요하다고 인정되는 것은 제외해도 좋다. 또 이 외에도 특히 필요하다고 인정되는 하중에 대해서는 별도로 고려해야 한다.
(2) 각각의 외력과 하중의 산정은 다음 장을 참조한다.
① 선박의 충격력
제2편 2-2 선박에 의하여 발생하는 외력 및 본편 15-1 방충설비
② 선박의 견인력
제2편 2-2 선박에 의하여 발생하는 외력
③ 자중, 활하중 등에 의한 연직력
제2편 제13장 상재하중 및 제8편 4-1-3 설계외력과 하중
④ 파력 및 조류력
제5편 5-5 수중부재에 작용하는 파력
조류력은 파력 중 항력에 준함
⑤ 하역기계에 작용하는 풍압력
제2편 3-3 풍압력
⑥ 구조물 및 하역기계에 작용하는 지진력
제2편 제10장 지진 및 지진력 및 제8편 4-1-3 설계외력과 하중
⑦ 지진시의 동수압
제2편 9-6 토압과 수압

10-4 말뚝식 돌핀

말뚝식 돌핀의 기본설계에서는 다음 사항을 검토한다.
(1) 말뚝의 응력(수평력, 연직력, 비틀림에 의한 응력)
(2) 말뚝의 근입깊이
(3) 돌핀의 횡방향 처짐
(4) 기초지반의 구성 및 지지력

[참 고]

(1) 위의 각 항은 제8편 제4장 잔교식 안벽에 준한다.

(2) 일반적으로 말뚝식 돌핀의 경우에는 선박의 접안에너지를 방충재의 변형과 돌핀 본체의 변형에 의하여 흡수하는 것으로 설계하여도 좋다.

(3) 통상, 대형 탱커(tanker)는 경사접안을 하나 접안각도에 의해서 방충재의 특성곡선이 변함으로 접안각도에 대한 특성곡선을 사용하는 것이 바람직하다. 또, 경사접안을 하기 위해 1기의 브레스팅 돌핀에 설치된 방충재가 유효접안에너지를 전부 흡수한다고는 생각지 않는다. 따라서 접안각도에 대하여 어느 방충재가 선측에 접촉하나 신중히 검토하는 것이 바람직하다.

(4) 말뚝식 돌핀의 세부설계에는 말뚝두부결합부, 계선주, 방충공, 사다리 또는 도교 등이 있다.

(5) 말뚝두부 결합부의 구조는 제4편 4-4-4 말뚝과 상부기초의 결합부 설계 또는 제8편 제4장 4-1-5 말뚝의 설계에 준한다. 더욱 강관말뚝을 사용하는 경우는 상부공과의 결합을 강결하게 할뿐 아니라 흘러 내려오는 부유체나 소형선의 충돌에 의한 말뚝의 변형을 피하기 위해 A.L.L.W 부근 이상을 콘크리트로 속채움하는 것이 바람직하다.

(6) 계선주, 방충공, 사다리 등의 부대설비에 대해서는 본편 제15장 부속설비에 준한다. 연결잔교에 대해서는 제8편 제4장 4-1 연직 말뚝식(자항식) 및 본편 제13장 기타형식의 계류시설에 준한다.

(7) 트레슬(trestle), 연결교(cat walk) 등의 시설에 대해서는 돌핀간격, 토층구성상태, 지지력 등을 감안하여 사용재료 및 구조 형식을 결정하고, 본편 각 장의 재료, 기초, 구조 기준에 준한다.

10-5 강재셀식 돌핀

강재셀식 돌핀의 기본설계에서는 다음 사항을 검토한다.

(1) 전단변형에 대한 환산벽체 폭

(2) 셀의 근입깊이

(3) 벽체 전체의 안정(활동, 지지력, 전도)

(4) 셀의 인장력

(5) 하역기계, 계선주 등의 기초

[참 고]

(1) 본문의 항목(1), (2), (3), (4)에 대해서는 본편 제7장 셀식 널말뚝 안벽, 또는 제8장 강판 셀식 안벽, (5)에 대해서는 제4편 제4장 말뚝기초, 본편 제17장 하역기계의 기초를 참조한다.

(2) 원통형 셀식 경우의 환산벽체 폭은 식 참고 (10-1)에 의하여 산정해도 좋다.

$$B = \sqrt{3}\,R \qquad \text{참고 (10-1)}$$

여기서,

B : 환산벽체 폭(m)

R : 원통형 셀의 반경(m)

(3) 일반적으로 강재셀식 돌핀의 경우는 두부 전면적에 철근콘크리트 상부공을 시공하고, 강널말뚝 또는 강판의 두부를 이 속에 묻어 넣는 것이 보통이다. 그래서 이 위에 하역기계 등의 중량물을 올려놓으면 강널말뚝 등에 몹시 큰 압축력이 작용하게 된다. 따라서 속채움 속에 말뚝을 박아 이 중량을 지지케 하여 경감시키지 않으면 널말뚝의 두부가 좌굴을 일으키게 되므로 주의해야 한다.

10-6 케이슨식 돌핀

케이슨식 돌핀의 기본설계에서는 다음 사항을 검토한다.
(1) 케이슨의 활동
(2) 케이슨의 전도
(3) 지반의 지지력
(4) 케이슨의 회전
(5) 각 부재의 강도

[해 설]

케이슨의 회전은 외력이 돌핀에 대하여 편심해서 작용하는 경우 일어나는 현상이며, 본문의 (1), (2), (3)의 조건이 만족되어도 위험한 때가 있으므로 검토해야 한다. 이 경우 저항력은 제5편 1-4-6 완성후의 외력에 의한 저면반력에 비례하는 케이슨 저면마찰력을 생각한다. 또 안전율은 본편 3-3-2 벽체의 활동 검토에 준한다.

[참 고]

(1) 본문의 항목(1), (2), (3) 에 대해서는 본편 제3장 중력식 안벽을 참조한다.
(2) 케이슨의 설계에 대해서는 제5편 제1장 케이슨을 참조한다.

제 11 장 선양장(船揚場)

11-1 일 반

선양장은 구조물의 용도에 따라 이용상, 구조상 지장이 없는 시설이어야 한다.

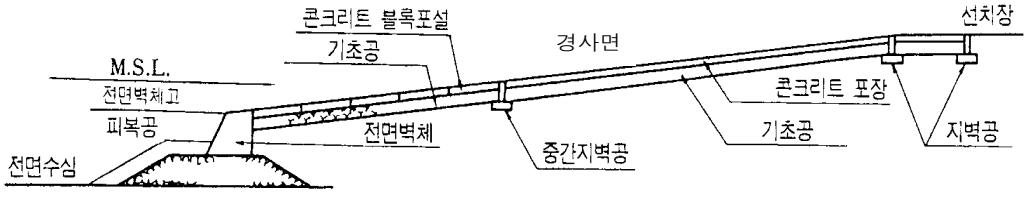
[해 설]

(1) 선양장은 선박을 육상과 해상 사이에 올리고 내리는 시설이다. 선박을 올리는 이유로는 선박수리, 파랑이나 고조로부터 선박보호, 월동 등이 있다.

(2) 총톤수 30톤 이상의 선박을 올리고 내리는 데는 궤도나 활대(launching platform) 등을 사용하는 경우가 많다. 여기서는 선양장의 사로위로 선박을 직접 올리거나 내리는 총톤수 30톤 미만인 소형선박의 시설을 대상으로 하였다.

[참 고]

(1) 선양장 각 부의 명칭은 참고 그림 (11-1)과 같다.



참고 그림 (11-1) 선양장 각부의 명칭

(2) 30톤 이상의 선박을 올리고 내리는 사로에는 궤도에 의한 것이 많으나 그 경우의 사로경사(斜路傾斜)는 2면 및 3면 경사가 많고, 후사면의 경사는 1:12보다도 더 완만한 것이 있다.

(3) 어선의 에너지절감화 경향이 소형선박에도 두드러짐에 따라 총톤수 30톤 미만의 선박에서도 레일식 경사로를 필요로 하는 경우가 있다. 또한, 상하가(上下架) 시에 시간의 신속화와 안전을 위해 리프트식 상하가 시설도 증가하고 있다.

(4) 지벽공

① 일반적으로 중간지벽(中間止壁) 및 단지벽(端止壁)의 폭은 20㎝ 또는 30㎝, 높이는 50㎝ 또는 70㎝로 하는 경우가 많다.

② 기초사석의 기초지반의 특성에 따라 상부공의 침하 및 활동이 발생하지 않도록 하고 두께는 30㎝이상으로 한다.

③ 중간지벽은 일반적으로 연장, 세로 다같이 10m 간격으로 설치한다. 콘크리트 블록 포설과 콘크리트 포장과의 경계에는 중간지벽을 설치해야 한다.

11-2 설치위치의 선정

설치위치의 선정에 있어서는 다음 사항을 주의하여야 한다.
(1) 전면수역이 정온할 것
(2) 전면수역이 매몰되거나 또 세굴되지 않을 것
(3) 다른 선박의 항행 및 정박에 지장이 없을 것
(4) 사로의 배후에 배를 인양해 둘만한 적당한 용지가 있을 것

[해 설]

(1) 선양장은 구조가 사면이기 때문에 파가 처오름으로 이용상 장애가 되고, 상당히 재해발생의 위험이 있으므로 그 배치에 대해서는 정온한 장소를 선정하여야 한다.
(2) 전면수역이 표사 또는 하천유출 토사 등에 의해 매몰되기 쉬운 장소나 조류, 파랑 등에 의해 세굴되기 쉬운 장소는 유지보수 공사가 필요함으로 되도록 피하는 것이 좋다.
(3) 선박의 올리고 내리는 작업, 궤도 및 활대 등의 설치에 의해 다른 선박의 항행 및 정박에 지장을 초래하지 않도록 전면수역을 충분히 확보하여야 한다.
(4) 일반적으로 선양장의 배후에는 권상기, 궤도, 수리시설 등을 설치하거나 어항시설의 임시거치장소로 이용할 뿐 아니라 차량 등의 진출입 등이 있으므로 충분한 용지를 확보하는 것이 바람직하다. 또한, 악천후 시에 처오른 파랑이 배후지에 유입할 위험이 있는 곳은 사로배후에 세굴방지공을 설치할 필요가 있다.

11-3 제원의 결정

선양장의 각부의 높이, 선양장 연장 또는 배후면적, 전면수심, 사로의 경사, 전면정박지의 면적은 대상선박규모 및 이용상의 편리성 등을 고려해서 계획한다.

11-3-1 각 시설의 마루높이

선양장의 각부의 마루높이는 본편 “2-2 계류시설의 마루높이”에 준하여 결정한다.

[참 고]

(1) 선박을 올려놓은 장소(船置場)의 마루높이는 본편 “2-2 계류시설의 마루높이”에 준하여야 한다. 단, 안벽 등과 인접해 있는 경우는 이용상의 편리 등을 고려하여 안벽 등의 마루높이와 같게 하는 수가 있다. 전면수역의 파랑이 큰 경우는 처오름 높이를 고려하여야 한다.
(2) 양육부 시설의 벽체의 마루높이는 약최저저조위(A.L.L.W)보다 대상선박의 흘수만큼 아래에 있는 것이 바람직하다. 이것은 대조기, 저조시에도 배를 인양하는 것을 전제로 하고 있기 때문이다. 이 경우의 대상선박의 흘수는 수리, 월동, 피난 등의 이용형태의 경우에는 경하흘수로 하고 소형어선이 어획물을 적재한대로 인양하는 경우에는 만재흘수로 한다. 또한, 조차가 적은 해역이나 소조기 저조시, 파랑이 큰 곳에서의 선박을 인양하는 곳에는 필히 깊게 하는 것이 필요하다.
(3) 배를 끌어올릴 때, 경사가 변하는 점에서는 배의 앞부분이 비탈면을 떠나 전방으로 돌출한다. 배를 끌어올리기 위해서는 앞쪽을 내려오게 해야 하는데, 이때 상당히 큰 힘이 필요하다. 따라서 사면경사에는 경사의 변화점을 설치하지 않는 것이 바람직하다.

(4) 수심이 깊은 경우, 용지가 협소한 경우, 사면경사의 변화점의 높이는 다음의 값을 참고로 결정한다.
① 경사면이 2면 구성일 때(변화점 1개소)
M.S.L 부근~A.H.H.W
② 경사면이 3면 구성일 때(변화점 2개소)
최초의 점 A.L.L.W 부근
두 번째의 점 A.H.H.W 부근

(5) 전면수역의 파랑이 클 때에는 파랑의 처오름 높이를 고려하여 선치장의 마루높이를 결정한다. 이상조위, 지반의 침하가 예상되는 곳은 이를 감안하여야 한다.

(6) 사로 중 물에 잠기는 부분의 구조는 보통 콘크리트 블록을 쓰는 경우가 많다. 이 경우 현장타설 콘크리트와 콘크리트 블록의 경계는 M.S.L 부근으로 하여도 좋다.

11-3-2 선양장 연장 및 배후면적

선양장 사로의 연장 및 배후의 면적은 이용선박에 지장이 없는 적절한 길이와 면적으로 결정하여야 한다.

[해 설]

선양장의 사로의 연장은 선양장의 이용면에서 산정하는 것 외에 항 전체의 시설배치계획을 고려하여 결정해야 한다.

[참 고]

(1) 배후의 면적은 인양한 선박을 거치하는 장소의 면적으로 벽체 배후의 평평한 면적이 이에 해당되나 선치장 마루높이가 높은 경우에는 사면상부의 일부를 포함하는 것도 있다. 이 경우의 사로 길이는 최대이용선박의 전장에 5m 정도의 여유를 취하는 것이 바람직하다.

(2) 인양한 선박의 간격은 선박길이 방향으로 2m정도, 폭 방향으로 1m정도가 필요하다.

11-3-3 전면수심

전면수심은 설계대상선박의 만재흘수에 적절한 여유를 더한 값으로 결정하여야 한다.

[참 고]

전면수심은 설계대상선박의 만재흘수에 0.5m를 더한 값을 고려하여도 좋다.
전면의 필요수심은 양육부 벽체의 마루높이, 선박의 승강방법에 따라 다르다. 일반적으로 와이어로프 등에 의해 조심스럽게 내리는 경우는 선박의 흘수보다 깊이 침수되지 않으나 사면 상에 자유낙하시켜서 선박을 내리는 경우는 선박의 흘수보다 깊이 침수하는 일이 있으므로 주의를 요한다.

11-3-4 사로 경사(斜路 傾斜)

선양장의 사로의 경사는 이용선박의 형상, 지반의 특성, 조위차 등을 감안하여 선박의 인양이 원활하게 되는 적절한 경사로 되어야 한다.

[참 고]

(1) 사로경사는 배의 형상, 지형조건, 조위차 및 전면수심 등을 고려하고 배를 올리고 내리는 작업이 원활하도록 결정되어야 한다.

(2) 소형선박을 대상으로 하는 사로는 단일경사로 하는 것이 바람직하다. 단일사면은 인력으로 인양하는 경우나 수심의 얕은 곳에 많이 사용되고 있다. 사로경사는 1:6~1:12로 계획하여도 좋다.

(3) 수심이 깊고, 용지가 좁은 곳에서는 2면 이상의 사면을 구성하는 곳도 있다. 이 경우, 전면벽체 마루높이가 (-)2.0m정도의 경우는 2면구성의 사면, (-)2.0m보다 깊은 경우는 3면구성의 사면으로 해도 좋다. 이 경우의 사로경사는 다음의 값을 참고로 하여도 좋다.

① 사면이 2면구성인 경우
전사면 1 : 6 ~ 1 : 8
후사면 1 : 8 ~ 1 : 12

② 사면이 3면구성인 경우
전사면 1 : 6보다 급한 경사로 한다.
중앙사면 1 : 6 ~ 1 : 8
후사면 1 : 8 ~ 1 : 12

(4) 수중부는 급한 경사로도 좋으나 감조부(減潮部)는 해초류 등이 부착되어 인양작업 시에 발밑이 미끄러지기 쉬우므로 완경사로 하는 것이 바람직하다. 부득이 급한 경사가 되는 경우는 사로의 옆에 미끄럼방지 시설물 추가 설치(요철부 설치, 마찰증대용 매트 부착 등) 하는 것이 좋다.

(5) 경사가 변하는 지점에서는 배를 인양할 때에 큰 힘을 필요로 하기 때문에 경사에 큰 차이를 두지 않는 것이 바람직하다. 부득이 경사에 큰 차이를 둘 경우는 큰 곡률반경의 곡선을 양사면에 설치하여야 한다.

(6) 30톤 이상의 선박을 진수 또는 인양 시에 레일을 이용하는 경우가 많은데, 그 경우의 사로경사는 2면 또는 3면으로 구성되고 후사면의 사로경사는 1:12보다 완만하게 하는 경우도 있다.

11-3-5 전면 정박지 면적

> 전면정박지는 선박의 인양작업 중 선박에 손상을 주거나, 다른 선박의 항행 등에 지장이 없도록 충분한 넓이를 확보하여야 한다.

[참 고]

(1) 사면 상에 자유낙하시켜서 배를 내리는 경우는 배에 속도가 커지면서 수면에 떨어진다. 이 경우의 이동거리는 사면경사, 사면의 마찰, 낙하거리에 의해서 달라지나 대체로 선박길이의 5배 이상이 된다. 또한, 선박길이의 4~6배이면 조선이 가능하므로 사로 수제선(水際線, waterline)으로부터 선박길이의 5배정도 거리의 전면정박지를 확보하여 두면 바람직하다. 단, 조류가 강한 경우는 더 많은 여유를 주는 것이 바람직하다.

(2) 와이어로프 등으로 조심스럽게 배를 내리는 경우는 사로 수제선에서 선박길이의 3배 정도의 거리를 정박지로서 확보해 두는 것이 바람직하다.

11-4 양육부 벽체 및 포장

11-4-1 양육부 벽체

(1) 선양장의 양육부의 벽체의 구조는 이용선박의 주요치수, 양육부의 벽체의 마루높이, 대상선박의 인양방법 등에 대해서 적절히 설정하여야 한다.
(2) 선양장의 양육부의 벽체는 벽체의 구조에 대해 본편 “제3장 중력식 안벽”에서 본편 “제4장 잔교식 안벽”, 또는 본편 “제13장 기타형식의 계류시설”의 규정에 준해서 적절히 안정을 확보하여야 한다.

[참 고]

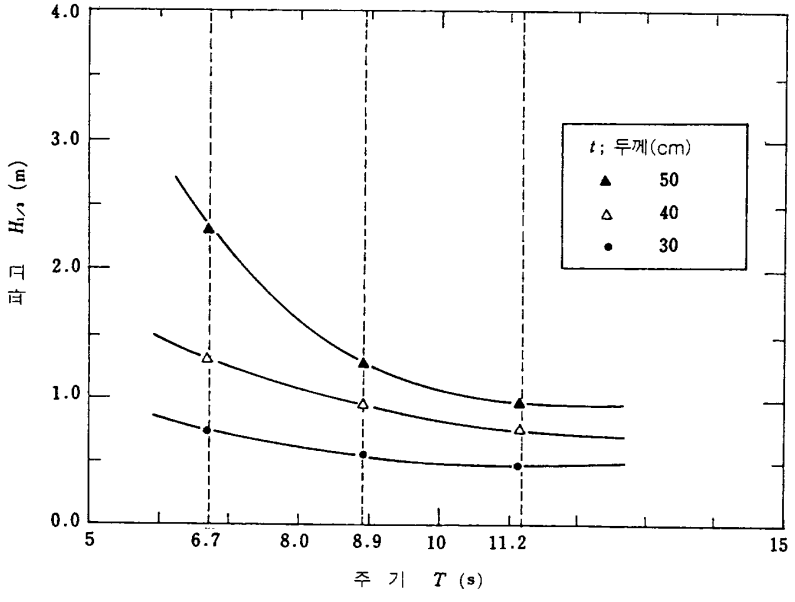
(1) 양육부 벽체의 구조형식에는 블록(block), 현장타설 콘크리트, 널말뚝 등이 있다.
(2) 양육부 벽체 마루높이가 높은 경우는 선박의 중량이 집중적으로 양육부 벽체에 부가되는 위험이 있으므로 기초의 지지력에 특히 주의하여야 한다.
(3) 양육부에서의 내습파 또는 사면을 쳐오르는 파의 흐름에 의해서 기초가 세굴되면 양육부 벽체뿐 아니라 사면도 파괴되는 경우가 있으므로 파랑이 있는 장소는 양육부 벽체에 충분한 근고공 및 피복공을 설치하는 것이 필요하다.

11-4-2 포장공

포장공 설계에 있어서는 다음 사항에 유의하여야 한다.
(1) 선박 등의 하중에 대하여 안전할 것
(2) 파랑 등에 의하여 파괴되지 않을 것
(3) 기초의 부등침하에 의하여 파괴되지 않을 것

[참 고]

포장형식 및 설계는 본편 “16-2-3 포장형식 선정(選定)”에 준한다.
(1) 포장은 시멘트 콘크리트(cement concrete) 포장이 거의 대부분이며, 콘크리트의 두께는 현장타설의 경우 20~35cm정도, 조인트간격은 5~10m정도이다. PC 콘크리트 블록의 경우는 크기가 2×2m, 두께는 30cm정도로 하는 것이 많다. 단, 파고가 고려되는 곳이나 재해복구의 경우에는 참고 그림 (11-2)에 의해서 블록두께를 정할 수가 있다. 노반은 부등침하가 발생하지 않도록 충분히 다짐을 하고 두께는 30cm정도로 하는 것이 보통이다.
(2) 특히 파의 쳐오르는 부분의 사면은 흡출이 일어나기 쉬우므로 되도록 현장타설 포장을 시공하는 것이 바람직하다.
(3) 경사변화점에는 선박의 중량이 집중하는 등 파괴되기 쉬우므로 중간지벽공 및 말뚝 등으로 보강한 예도 있다.
(4) 연약지반에서 사면이 침하하는 위험이 있는 경우는 기초의 전압, 지반개량 등에 의해 부등침하를 일으키지 않도록 주의하여야 한다.



참고 그림 (11-2) 주기-파고에 대한 필요 포장두께(t)

11-5 측 벽

측벽의 설계는 각각의 구조양식에 준한다.

[참 고]

(1) 측벽의 선단부 높이는 전면 근고벽의 근입고와 동등하게 하고, 육측 방향으로는 현지지반에 연하여 1~3단의 계단형으로 경사를 붙인다.
또한, 선양장의 선단부가 안벽 기준선보다 돌출하는 경우는 이용성 또는 안전상 측면에서 측벽을 수면 위까지 올리는 편이 좋다.

(2) 측벽의 육측 종단부가 호안, 계선안 등의 구조물과 접속하는 경우는 이들의 구조물과 구조적으로 안전하게 연결시켜야 한다.

(3) 측벽의 단면은 본편 “제3장 중력식 안벽”에 준한다.

(4) 선양장과 호안 혹은 계선안 등의 구조물과의 접속하는 부분은 단차가 있을 때에는 방호책, 차막이 등의 안전대책을 강구할 필요가 있다.

제 12 장 계선부표

12-1 설계의 기본방침

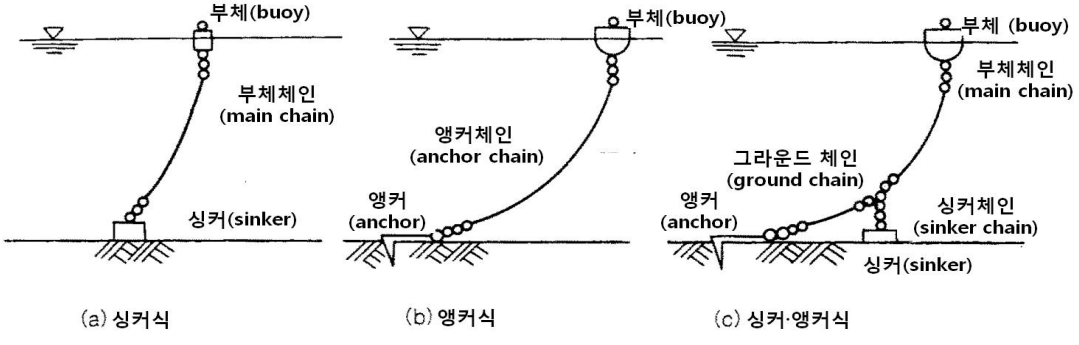
계선부표는 계류방식, 자연 상황 및 대상선박의 주요치수 등에 대하여 안정한 구조이어야 한다.

[참 고]

(1) 계선부표(繫船浮標)는 선박(船舶)이 바람, 조류(潮流), 파랑(波浪)등으로 인하여 정박지로부터 밀려나가는 것을 막고, 이를 안전하게 정박지 안에 계류(繫留)시킬 목적으로 만들어지는 시설이다. 앵커형태에 따라 싱커식(sinker type), 앵커식(anchor type), 싱커·앵커식(sinker-anchor type)의 3종으로 나누어진다.

싱커식은 참고 그림 (12-1)(a)에 나타낸 바와 같이 부체(buoy), 부체체인(main chain), 싱커(sinker)로 이루어지고 앵커(anchor)는 쓰이지 않는다.

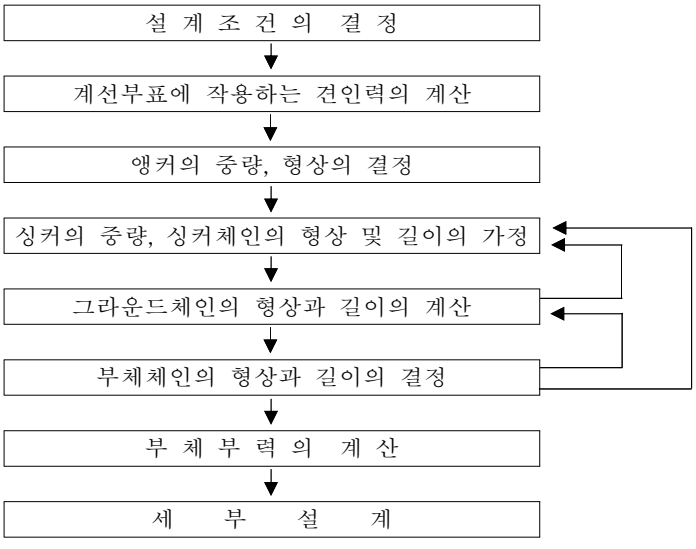
앵커식은 참고 그림 (12-1)(b)에 나타낸 바와 같이 부체(buoy), 앵커체인(anchor chain), 앵커(anchor)로 이루어지고, 싱커(sinker)는 쓰이지 않는다. 다른 형식에 비하여 공사비가 저렴하지만 선박의 유동반경이 커지므로 정박지면적에 제한이 있는 곳에는 적합하지 않다.



참고 그림 (12-1) 계선부표의 형식

싱커·앵커식은 참고 그림 (12-1)(c)에 나타낸 바와 같이 부체(buoy), 부체체인(main chain), 그라운드체인(ground chain), 앵커(anchor), 싱커(sinker)로 이루어지며 가장 많이 사용된다. 싱커(sinker)를 무겁게 하면 선박의 유동반경이 짧아지므로 좁은 정박지에서도 이용된다.

(2) 계선부표의 설계는 일반적으로 다음 순서로 하는 것이 좋다.



참고 그림 (12-2) 계선부표의 설계순서

(3) 계선부표의 부체체인와 그라운드체인의 인장력 등의 각 요소간에 작용하는 내력은 구성요소의 형상과 무게에 따라 정해지는 것으로 이들의 구성요소 가운데 어느 하나의 형상을 바꿔도 모든 내력이 변한다. 따라서 경제적인 부표의 설계는 각 요소의 형상을 미리 가정하여 내력을 계산한 다음에 각 요소의 형상을 점차적으로 수정해 나가면서 가장 알맞은 형상을 결정하는 시산해법을 적용하여야 한다.

12-2 설계조건

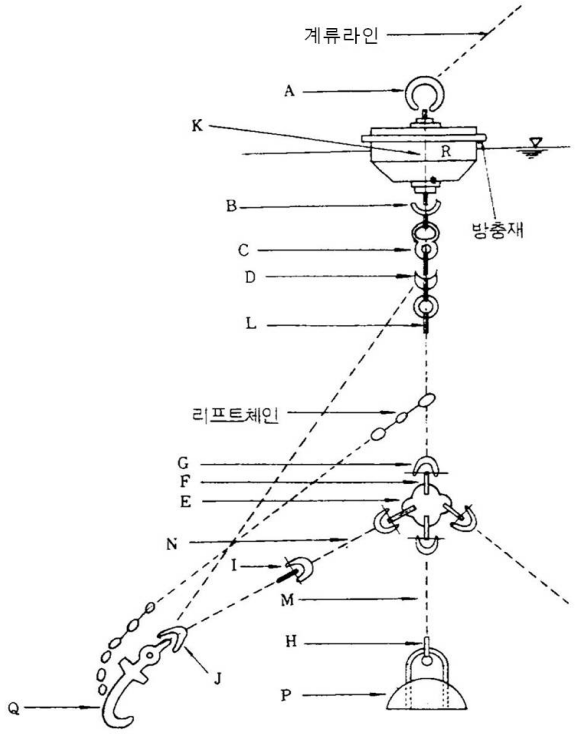
계선부표를 설계할 때에는 계류조건, 자연조건 및 대상선박의 제원을 고려하여야 한다.

[참 고]

계선부표의 설계는 다음의 사항을 참고하는 것이 바람직하다.

(1) 계류조건
① 계류방법(단부표박, 쌍부표박)
② 선박의 허용이동범위

(2) 자연조건
① 바 람
② 조 류
③ 파 랑
④ 정박지의 토질
⑤ 수 심
⑥ 조 위



구분	명칭	수량
A	하프셔클(계류환)	1개
B	앵커셔클	1개
C	스이벨피이스	1개
D	죠이닝셔클	1개
E	무어링피스	1개
F	롤링	2개
G	죠이닝셔클	2개
H	앵커셔클	1개
I	죠이닝셔클	2개
J	앵커셔클	2개
K	체인	1개
L	부체체인(메인체인)	1개
M	싱커체인	1개
N	그라운드체인	4개
P	싱커	1개
Q	닻(앵커)	1개
R	부체	1개

참고 그림 (12-3) 계선부표 일반도

(3) 대상선박의 제원
① 선박의 길이
② 흘 수
③ 선박의 폭
④ 수면에서 호스파이프(hose pipe)까지의 높이
⑤ 흘수위의 정면 및 측면 투영면적
⑥ 흘수아래의 정면 및 측면 투영면적

(4) 계선부표를 사용한 선박의 계류는 단부표박과 쌍부표박으로 나누어진다. 쌍부표박은 2개 이상의 부표를 사용하여 선박을 계류하므로 선박의 방향이 대략 일정하고 1척당의 정박지면적은 적으나 부표에는 큰 견인력이 작용한다. 반대로 단부표박의 경우는 부표에 활동하는 견인력은 적으나 소요정박지면적은 넓게 된다.

(5) 계선부표는 폭풍해일 및 지진해일 등과 같은 이상시 파랑에 대한 계류앵커의 안정성이 확보되어야 하며, 부체 구조물이 표류하여 주변에 중대한 영향을 미치지 않도록 배치할 필요가 있다.

12-3 계선부표에 작용하는 견인력

계선부표에 작용하는 선박의 견인력은 계선부표의 구조의 특성에 대해 “제2편 설계조건”의 규정에 준해서 설정되는 외력 또는 기왕의 계선부표의 견인력의 실태를 바탕으로 산정한다.

[참 고]

(1) 계선부표에 작용하는 견인력은 계류된 선박에 작용하는 바람, 조류, 파랑 등의 외력에 지배된다. 풍력, 파력 등은 동역학적 하중이어서 이들과 견인력 사이의 관계에는 불분명한 점도 많으며 너울(swell) 등으로 인하여 견인력이 작용하는 일도 있으므로 견인력은 기존의 같은 종류의 부표에 작용하는 견인력도 참고하면서 신중하게 결정해야 한다.

(2) 계류부체에 대해서 동적계류해석을 하는 경우에는 파의 주기에 의해서 그 응답특성이 크게 다르므로 일반적으로 단일주기파에 의한 검토에서는 과대 또는 과소한 결과가 되기 때문에 스펙트럼을 갖는 불규칙파로서 검토할 필요가 있다.

(3) 최근에 설계된 계선부표의 설계조건과 설계하중은 참고 표 (12-1)과 같다.

참고 표 (12-1) 계선부표의 예

대상선박 (DWT)	계선방법	풍 속 (m/s)	조 류 (m/s)	파 고 (m)	견인력 (kN)
1,000	단부표박	50	0.5	2.0	185
3,000	〃	50	0.5	4.0	409
15,000	〃	15	0.51	0.7	245
20,000	〃	20	1.0	-	589
130,000	〃	60	0.67	10.0	1,370
260,000	〃	25	0.51	3.0	1,840
30,000	쌍부표박	15	-	-	1,490
100,000	6점 계류	20	-	1.5	1,470

(4) 단부표박(單浮標泊)인 경우에는 선박이 회진운동(이리저리 왔다 갔다 하는 움직임)을 한다. 이에 관한 어느 모형실험에 의하면, 풍향과 선축(船軸)사이의 교각인 회진각(回振角)은 최대 30° 정도이고, 이것은 앵커체인(anchor chain)의 길이와 풍속에 따라 변한다.

(5) 쌍부표박(双浮標泊)의 경우에는 선박의 회진운동이 작으므로 견인력을 감소시키기 위하여 풍향과 조류의 방향에 평행이 되도록 부표(浮標)를 배치하는 것이 좋다.

(6) 이상시의 파고가 큰 경우에는 계선부표에 충격적인 인장력이 작용한다. 충격적인 인장력을 저감하기 위해서는 탄성을 갖는 체인을 계류라인의 일부에 사용하는 것이 바람직하다.

12-4 계선부표 각부의 설계

12-4-1 앵 커(anchor)

계류앵커, 싱커(sinker) 및 싱커체인(sinker chain), 그라운드체인(ground chain), 부체체인(main chain), 부체(buoy) 등의 각 부의 규모 또는 소요강도 등은 본편 제9장 부잔교(浮棧橋)의 규정에 준하는 선박(船舶)의 견인력(牽引力), 계선부표(繫船浮標)의 구조, 계선방법(繫船方法) 등에 대해서 적절히 설정하여야 한다.

[참 고]

(1) 계선부표(繫船浮標) 1기에 보통 3개의 앵커를 배치한다. 그러나 설계에서는 그 중 1개의 앵커만이 수평력에 저항하는 것으로 본다.

(2) 계선부표에 작용하는 수평력에 대해서는 앵커만이 저항하는 것으로 본다. 앵커의 앵커력에 관해서는 본편 "9-4-4 앵커의 설계"에 의해서 구한다.
그라운드체인(ground chain) 가운데 해저(海底)에 접하고 있는 부분(본편 12-4-3 그라운드체인 참조)의 앵커력을 기대할 수도 있으나, 앵커와 그라운드체인의 공동작용의 힘 분배에 관해서는 불분명한 점이 있고, 또 그라운드체인의 저항력은 앵커에 비하여 상당히 작으므로 앵커만으로 수평력에 저항한다고 보아 설계하는 것이 타당하다. 항만용에 일반적으로 사용되고 있는 계류(繫留)앵커의 종류는 단일 닻형 고정 앵커(single fluke stock anchor)이다.(본편 9-4-3 계류체인의 설계 참조)

(3) 단일 닻형 고정 앵커(single fluke stock anchor) 대신에 매설앵커를 사용하는 경우도 있다.

(4) 계류앵커의 파주력(把駐力)은 해저(海底)의 토질, 지형, 계류앵커 형상(形狀) 등에 의해 불규칙성이 크므로 그 안정(安定)에 대해서는 실제로 확인하는 것이 바람직하다.

12-4-2 싱커와 싱커체인(sinker chain)

[참 고]

(1) 싱커체인의 길이는 보통 3~4m이다. 싱커체인의 길이가 너무 길면 그라운드체인의 떠오르는 양이 커져서 그라운드체인이 엉키기 쉬워지며, 이것은 마모나 절단의 원인이 되므로 너무 길게 하지 않는 것이 좋다.
싱커체인은 부체체인과 같은 직경의 것을 사용한다.

(2) 싱커에 작용하는 연직력 또는 수평력은 본편 "12-4-4 부체체인"에 의해서 계산되는 부체체인 장력 또는 부체의 수평이동 거리에 의해서 계산할 수 있으나, 조류 속 또는 파고가 클 경우는 싱커체인에 작용하는 조류력과 파력의 수평, 수직성분을 추가로 합산한다. 이때 파력은 "제2편 4-10-5 수중부재에 작용하는 파력 및 4-10-6 부체에 작용하는 파력"을 참조하며, 조류력은 파력 중 항력에 준하여 산정한다.

$$P_V = T_A \cdot \sin\theta_1 = (T_C - w\ell)\sin\theta_1 \qquad \text{참고 (12-1)}$$

$$P_H = T_A \cdot \cos\theta_1 = (T_C - w\ell)\cos\theta_1$$

여기서,

P_V, P_H: 싱커 등에 작용하는 연직력·수평력 (kN)
θ_1 : 싱커의 연결점으로 부체체인의 수평이 되는 각(°)
T_A : 싱커의 연결점에 있어서 부체체인의 장력(kN)
T_C : 부체에 연결점에 있어서 부체체인의 장력(kN)
w : 부체체인의 단위길이당의 수중중량(kN/m)
ℓ : 부체체인의 길이(m)

θ_1는 다음 식을 풀어 구한다.

$$\ell = \frac{T_A \cdot \cos\theta_1}{w} (\tan\theta_2 - \tan\theta_1) \qquad \text{참고 (12-2)}$$

$$\Delta K = \frac{T_A \cdot \cos\theta_1}{w} \left\{ \sinh^{-1}(\tan\theta_2) - \sinh^{-1}(\tan\theta_1) \right\}$$

여기에서,
ΔK : 부체의 수평이동거리(m)
θ_2 : 부체와의 연결점에서 부체체인이 수평이 되는 각(°)

설계조건(條件)에 대하여 견인력(牽引力)이 걸리는 경우, 부체체인은 근사적으로 직선이 되므로.

$$\theta_2 = \theta_1 = \cos^{-1}\frac{\Delta K}{\ell} \qquad \text{참고 (12-3)}$$

으로 하여도 좋다.

(3) 싱커의 무게
싱커의 무게는 대형선박 5,000 GT에 대하여 약 50kN정도, 10,000 GT에 대하여 약 80kN 정도가 보통이므로 이 값을 참고로 하여 결정한다. 위의 싱커의 무게는 수중중량이다. 싱커는 필요한 무게만 있으면 그 형상이나 재질은 관계없으나, 보통은 원반모양의 주강이 사용되며, 저면을 약간 오목한 형상(凹)으로 해두면 해저면이 연약한 경우에는 지반과의 부착효과를 상당히 기대할 수 있다. 콘크리트를 사용할 수 있으나 해수에 의한 염화 및 충격에 의하여 파손되는 경우가 있다.

(4) 싱커의 목적은 체인에 작용하는 충격력(衝擊力)을 흡수하는 동시에 부체체인의 길이를 짧게 하는 데 있다. 따라서 선박(船舶)의 이동거리를 짧게 하기 위하여 부체체인을 짧게 하려면 그만큼 싱커의 무게를 증가시켜야 한다.

(5) 싱커 대신 매설앵커를 사용하는 경우도 있다.

12-4-3 그라운드체인(ground chain)

[참 고]

(1) 그라운드체인의 길이는 보통 50m 정도로 하며, 앵커와의 연결점에서 해저면과 이루는 각도가 3° 이상이 되면 앵커의 앵커력이 급감하므로 이 각도를 3° 이하로 할 필요가 있다. 부표에 견인력(牽引力)이 작용했을 때에 그라운드체인이 위의 조건(條件)을 만족(滿足)시키도록 그라운드체인의 수중무게를 결정하는 일이 많다. 또한, 견인력이 큰 경우에는 그라운드체인의 길이를 위의 값보다 길게 하여 앵커와 그라운드체인의 연결각도를 작게 하는 수도 있다.
앵커 연결점에서 그라운드체인의 경각(傾角)($\theta 1$)은 본편 "9-4-3 계류체인의 설계"의 식 참고 (9-12)를 사용하여 산출할 수 있다. 이 경우 기호의 일부는 다음과 같다. (참고 그림 (12-4) 참조)

l	: 그라운드체인의 길이 (참고 그림 (12-4)의 ℓ_g) (m)
h	: 그라운드체인의 상단과 해저면 사이의 거리 곧, 싱커체인의 길이와 싱커의 높이의 합에 여유를 더한 것(참고 그림 (12-4)의 h_g) (m)
P	: 부체에 작용하는 견인력의 수평분력(kN)
w	: 그라운드체인의 단위길이당의 수중중량(kN/m)
θ_2	: 그라운드체인 상단의 경각(°)

단, 계산할 때에는 ℓ_g , w 및 h_g를 가정하여 θ_1을 구하고, 이것이 3°이하로 되도록 한다.

(2) 그라운드체인의 최대인장력(T_g)은 본편 9-4-3 계류체인의 설계의 식 참고 (9-9)로 부터 구한다. 여기서, P는 부표에 작용하는 선박의 견인력의 수평분력이고, θ_2는 그라운드체인 상단에서의 그라운드체인의 경사각이다. 그라운드체인의 형상은 이 인장력에 견딜 수 있는 것이라야 한다.

(3) 체인의 허용인장력은 본편 "9-4-3 [2] 체인의 직경［참고］(1)"에 따라 결정한다.
그러나 계선부표의 경우에는 체인을 무겁게 하여 충격적으로 가해지는 에너지를 흡수하거나 본편 "9-4-3 계류체인의 설계"의 식 참고 (9-12)에서 체인의 길이를 짧게 함으로서 선박의 유동범위를 작게 하는 등 단순한 강도의 관점에서만 체인의 굵기를 결정하는 것이 아니라 내력시험하중의 1/5-1/8 정도가 작용하는 최대인장력과 같이 되는 굵기의 체인이 사용되고 있다.

12-4-4 부체체인(main chain)

[참 고]

(1) 부체체인의 길이(ℓ_f)는 수심의 1.4배 정도가 보통이다. 부체체인이 너무 길면, 엉켜서 마모나 절단의 원인이 되는 일이 있으므로 조심할 필요가 있다.

(2) 부체체인의 단위길이당의 수중중량(W_f) (t/㎥)은 본편 "9-4-3 계류체인의 설계"의 식 참고 (9-12)로부터 산출할 수 있다.
여기서 ℓ은 부체체인의 길이 [참고 그림 (12-4)의 ℓ_f] (m)이고, h는 부체체인 상하단의 연직거리[참고 그림 (12-4)의 h_f] (m)이다. 다시 말하면 h는 부체와의 연결점과 싱커저면이 완전히 해저면으로부터 떨어지도록 잡아 올렸을 때의 싱커체인 상단사이의 연직거리이다.
여기서 P는 부표에 대한 견인력의 수평분력(t), θ_2, θ_1은 각각 부체체인 상하단의 경각(θ_2, θ_1)이다. θ_1은 부체체인 하단의 인장력(T_{fu}), 그라운드체인 상단의 인장력(T_g) 및 싱커체인 상단의 인장력(T_{su}) 사이의 평행조건으로부터 참고 그림 (12-5)에서 산출할 수 있다.
T_{su}는 싱커와 싱커체인의 수중중량에 지나지 않고, T_g와 그 작용방향은 본편 12-4-3 그라운드체인에서 이미 산출되어 있다.

(3) 부체체인 상단에서 인장력은 "본편 9-4-3 계류체인의 설계"의 식 참고 (9-9)에 따라 계산된다.
이때 수평외력은 견인력의 수평분력을 취하면 된다. 또 부체와의 연결점에서 부체체인이 수평면과 이루는 각(θ'_2)은 이미 산출된 부체체인의 단위길이당의 수중중량을 사용하여 식 참고 (9-12)로부터 구해진다.
이 인장력에 대하여 부체체인의 강도를 검토해야 한다.

(4) 부체의 수평이동량(K)은 본편 9-4-3 계류체인의 설계의 식 참고 (9-13)으로부터 계산한다.
이때 기호의 일부는 다음과 같다.

θ_1 : 부체체인 하단이 수평면과 이루는 각(참고 그림 (12-4)의 θ_1)(°)

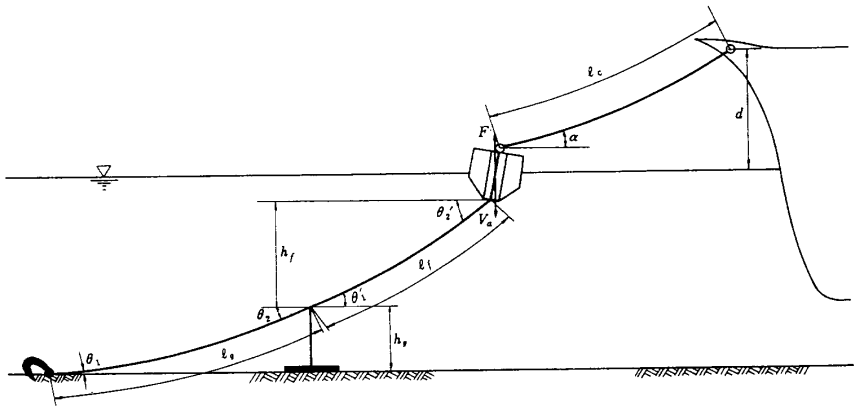
θ_2 : 부체체인 상단이 수평면과 이루는 각(참고 그림 (12-4)의 θ_2)(°)

이 K_h의 값이 정박지의 면적에 대하여 적당한 값인가를 검토하고, 과대한 경우에는 부체체인을 짧게 하는 동시에 싱커의 무게 또는 부체체인의 단위길이 당의 무게를 증가시킨다.

12-4-5 부체(buoy)의 설계

[참 고]

계선부표에 설계견인력이 작용하여도 부체가 물속으로 끌려들어가지 않도록 해야 한다. 선박이 계류되어 있지 않는 경우에 부체체인를 때에 따라서는 싱커체인 및 그라운드체인의 일부를 현수하고도 부체는 수면상으로 1/2-1/3정도 떠올라 있어야 한다. 이 2가지 조건을 만족시키도록 부력을 결정한다. 전자의 조건을 만족시키는 데 필요한 부체부력은 식 참고 (12-4)로부터 구한다.



참고 그림 (12-4) 싱커·앵커식 계선부표의 형식

$$F = V_a - \frac{P}{\sqrt{\left(\frac{lc}{d}\right)^2 - 1}}$$ 참고 (12-4)

여기서,

F : 부체의 소요부력(kN)

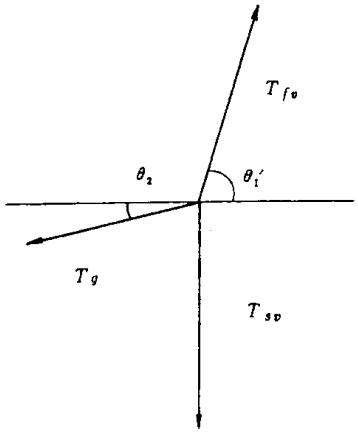
V_a : 부체에 작용하는 연직력(kN) (본편 9-4-3 계류체인의 설계의 식 참고 (9-11)로부터 구해진다)

P : 설계견인력(kN)

l_c : 계류라인의 길이(m)

d : 선박의 파이프 매니홀드에서 수면까지 높이(m)

그러나 실제 필요한 전체의 부력은 견인력에 저항하는데 필요한 부력과 부체의 자중과의 합이다.



참고 그림 (12-5) 그라운드체인의 인장력(引張力)

12-5 세부설계

[참 고]

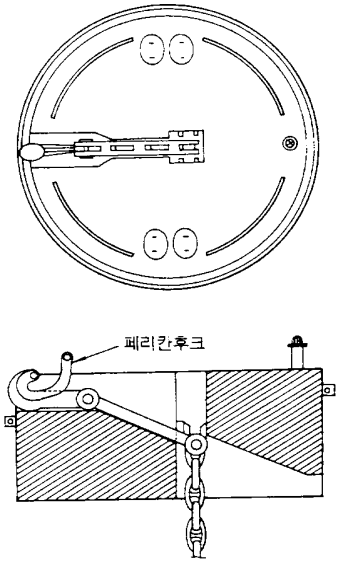
(1) 부체에는 배(梨)형, 통(桶)형, 원통형, 구형, 원추형, 팽이형 등이 있다. 현재 주로 많이 사용되고 있는 것이 팽이형이다. 부체의 각 부분은 임의의 방향으로 전도하면서 물속으로 끌려 들어간 상태에서 받은 수압에 견딜 수 있도록 설계되어야 한다. 부체내부에 격벽을 설치할 필요가 있는 경우도 있다. 또한, 부체에는 목재, 고무제 등의 완충재를 설치하여 선박의 충격에 의한 손상으로부터 보호할 필요가 있다.

(2) 샤클(shackle), 스위벨(swivel), 링(ring), 무어링피스(mooring piece) 등의 부속품은 체인의 강도에 대응하는 강도를 가진 것을 사용한다.

(3) 부체와 부체체인의 연결부 및 싱커체인와 부체체인의 연결부에 있는 각종의 샤클(shackle), 스위블(swivel) 등은 부체의 유동에 의한 마모가 크므로 설계와 관리에 있어서는 이 점에 유의해야 한다.

(4) 부체체인, 그라운드체인 및 싱커체인는 매년 1~2회 조사하고 당초의 직경의 10%이상의 마모, 부식이 있으면 교환하는 것이 바람직하다. 일반적인 사용 상태로는 4년에 1회 비율로 교환하고 있는 경우가 많다.

(5) 하프 샤클(half shackle)의 표준치수는 참고 표 (12-2)와 같으며 하프 샤클을 설치하고 해체하는데 간단한 기구를 사용할 수도 있다.



참고 그림 (12-6) 부체의 상세도

참고 표 (12-2) 하프 샤클(half shackle)의 표준치수

계류선박 (GT)	내 경 (㎜)	환의 직경 (㎜)
500	200	80
1,000	240	80
2,000	280	100
3,000	320	100
4,000	360	110
5,000	400	110
6,000	440	110
8,000	480	120
10,000	520	130
15,000	520	130
20,000	520	130
25,000	560	140
30,000	600	150

제 13 장 기타형식의 계류시설

13-1 디태치드 피어(detached pier)

13-1-1 적용범위

본장은 디태치드 피어 또는 배후의 흙막이부에서 구성되는 디태치드 피어식 안벽의 설계에 적용한다.

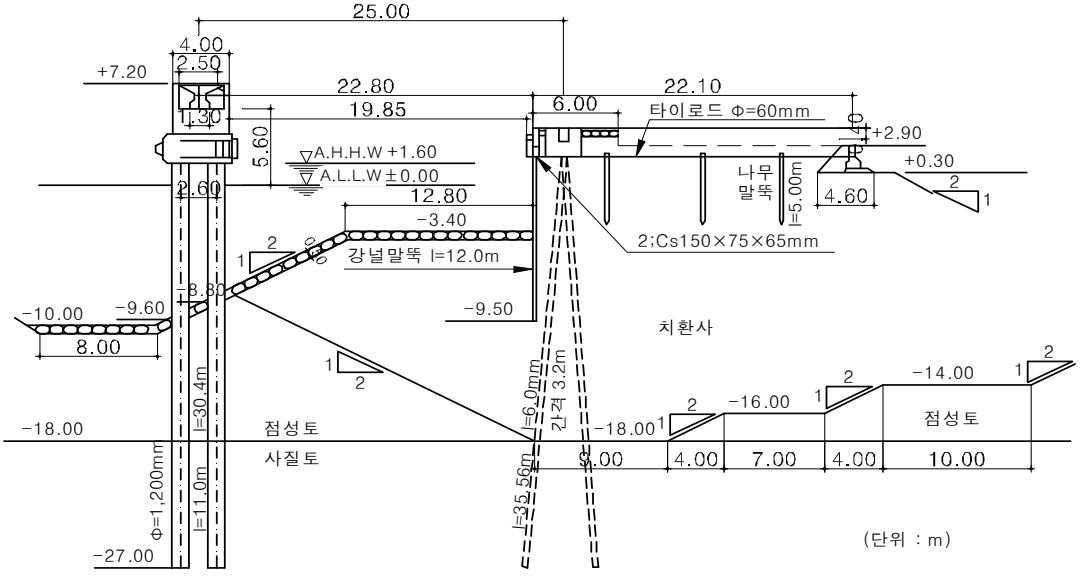
[해 설]

디태치드 피어는 궤도주행식의 교형기중기 등의 기초를 적당한 수심의 지점에서 설치하고 이들을 안벽으로서 이용하는 것이며, 일반적으로 바닥구조를 필요로 하지 않고 각주부와 그 사이를 연결하는 girder로 구성된다. 디태치드 안벽은 디태치드 피어 및 배후 흙막이부까지 구성되고 있다.

[참 고]

(1) 각 기둥부분은 직항식, 사조항식, 중력식, 셀식 널말뚝 등이 있으나, 그들의 구조상의 분류 및 그 특징은 본편 제2장 안벽시설의 제원 및 구조양식, 제4장 잔교식 안벽 등을 참조하여 적용한다.

(2) 디태치드 피어 안벽의 설계 예를 참고 그림 (13-1)에서 보여준다.



참고 그림 (13-1) 디태치드 피어의 설계 예

13-1-2 설계의 기본

디태치드 피어식 안벽의 설계는 기둥부 및 girder에 작용하는 하중에 대하여 안정한 구조로 하는 동시에 다리형 크레인의 형상, 치수, 주행성, 설치 후의 침하 등을 충분히 고려한 구조로 한다.

[해 설]

디태치드 피어식 안벽에는 궤도주행식 크레인이 설치되기 때문에 변위가 적은 구조로 한다.

[참 고]

디태치드 피어식 안벽에는 하역기계의 양쪽 궤도를 디태치드 피어 위에 설치하는 경우와 한쪽만을 디태치드 피어 위에 설치하고 다른 쪽은 흙막이부의 후면에 설치하는 경우가 있다. 후자의 경우 하역기계의 고정기둥 기초는 육지부에 설계하는 것이 바람직하다.

13-1-3 디태치드피어의 설계

[1] 설계순서

[참 고]

설계순서는 본편 제4장 잔교식 안벽에 준한다. 단 교각식구조로 하는 경우 본편 제3장 중력식 안벽 또는 제7장 셀식 널말뚝 안벽에 준하여 수행하는 것이 좋다.

[2] 배치와 제원

디태치드 피어의 육안과의 거리, 궤도간격 및 기준선방향의 지간길이는 위에 놓을 기중기의 제원, 해저지반 등을 고려하여 경제성 및 시공상의 난이도를 종합적으로 판단하여 결정하여야 한다. 일반적으로 보는 각주의 부등침하를 고려하여 단순보로 하는 경우가 많다.

[3] 설계외력과 하중

디태치드 피어의 설계에 고려할 외력과 하중으로서는 다음의 것을 고려한다.

(1) 연직력
- ① 하역기계의 윤하중
- ② 선박의 견인력
- ③ 상부구조의 자중
- ④ 각 기둥부의 자중

(2) 수평력
- ① 선박의 견인력
- ② 선박의 충격력(防衝工 反力)
- ③ 하역기계에 작용하는 풍하중
- ④ 하역기계에 작용하는 지진력
- ⑤ 상부공에 작용하는 지진력
- ⑥ 각 기둥부에 작용하는 지진력
- ⑦ 파력 또는 양압력, 조류력

[해 설]

(1) 디태치드 피어의 설계에 있어서는 기타 필요에 따라서, 파력이나 양압력, 상부공에 작용하는 풍하중을 고려한다.

(2) 거더의 설계에 있어서는 수평력으로서 하역기계의 제동력을 고려해야 하나, 각 기둥부의 경우는 필요에 따라서 고려하면 좋다.

[참 고]

(1) 각각의 외력 및 하중의 산정에는 아래 각 장을 참조할 것

① 상부공 자중, 각 기둥부의 자중 : 제2편 12-2 자중 및 재하하중

② 하역기계 윤하중 : 제2편 12-4 활하중

③ 선박의 견인력 : 제2편 2-2-7 계선주에 작용하는 힘

④ 선박의 충격력 : 제2편 2-2-2 선박의 접안 시 발생하는 외력, 제2편 2-2-3 계류 중 선박의 동요에 의하여 발생하는 외력

⑤ 하역기계, 상부공에 작용하는 풍하중 : 제2편 3-3 풍압력

⑥ 하역기계, 상부공, 각 기둥부에 작용하는 지진력 : 제2편 제10장 지진 및 지진력

⑦ 각 기둥부에 작용하는 파력, 조류력 : 제2편 4-10 파력 (단, 조류력은 항력성분만을 산정)

[4] 각 기둥부의 설계

각 기둥부는 구조형식을 고려하여 구조적으로 안전하게 설계하여야 한다.

[해 설]

각 기둥부의 설계는 본편 제4장 잔교식 안벽에 준한다. 교각식 구조로 할 경우의 설계는 본편 제3장 중력식 안벽 및 제7장 셀식 널말뚝 안벽에 준한다.

[5] 거더의 설계

거더의 설계에 있어서는 연직방향과 수평방향의 외력 및 하중에 대해서 안전한 구조로 하여야 한다.

[해 설]

디태치드 피어는 거더 상부에 직접궤도를 부설하므로 연직력 또는 수평력을 충분히 받아들일 수 있는 부재를 사용하여야 한다. 연직하중은 하역기계에 작용하는 풍하중 및 지진력에 의한 윤하중의 증가를 고려하여야 한다.

[참 고]

(1) 거더의 설계는 각 기둥의 부등침하를 고려하여 단순보로 생각하는 경우가 많다.

(2) 수평하중은 하역기계의 양측기둥이 고정기둥으로만 되어 있을 경우는 하역기계 윤하중의 비율로 배분한 값으로 하고, 힌지(hinge)기둥과 고정기둥으로 되었을 경우는 안전을 위해 전하중을 고정기둥측에 부담시킨다. 이때 힌지(hinge)기둥에도 양측기둥이 고정기둥인 경우에 작용한다고 예상되는 수평력의 1/2을 작용시킨다.

[6] 흙막이부의 설계

흙막이부의 구조형식에 따라 각각 해당하는 장에 따라 설계한다.

[참 고]

흙막이부의 배후에 하역기계의 한쪽의 궤도를 설치할 경우에는 본편 제17장 하역기계의 기초에 따라 설계한다.

[7] 원호활동에 대한 검토

원호활동에 대한 검토는 본편 4-1-7 사면 안정에 대한 검토에 준한다.

[8] 부속설비

디태치드 피어의 부속설비로서는 방충공(防衝工), 계선주, 도교 등을 설치한다.

[참 고]

방충공, 계선주에 대해서는 본편 제15장 부속설비를 참조한다. 도교는 1선석에 1~2개소의 비율로 설치할 필요가 있다. 이외에 선박의 접안 및 이안할 때, 밧줄잡기 작업에 충분한 공간이 없는 경우에는 안전 확보를 위한 슬래브를 설치할 필요가 있다. 도교, 슬래브의 활하중은 5 kN/㎡로 한다.

[9] 세부설계

(1) 상부공

상부공은 본편 4-1-8 〔1〕 상부공 설계에 쓰이는 하중의 조합에 의하여 단면을 결정하여야 한다.

(2) 도교

도교는 도로교 표준시방서(국토해양부) 등에 의하여 검토하여야 한다.

13-2 자립식 널말뚝 안벽

13-2-1 설계의 기본방침

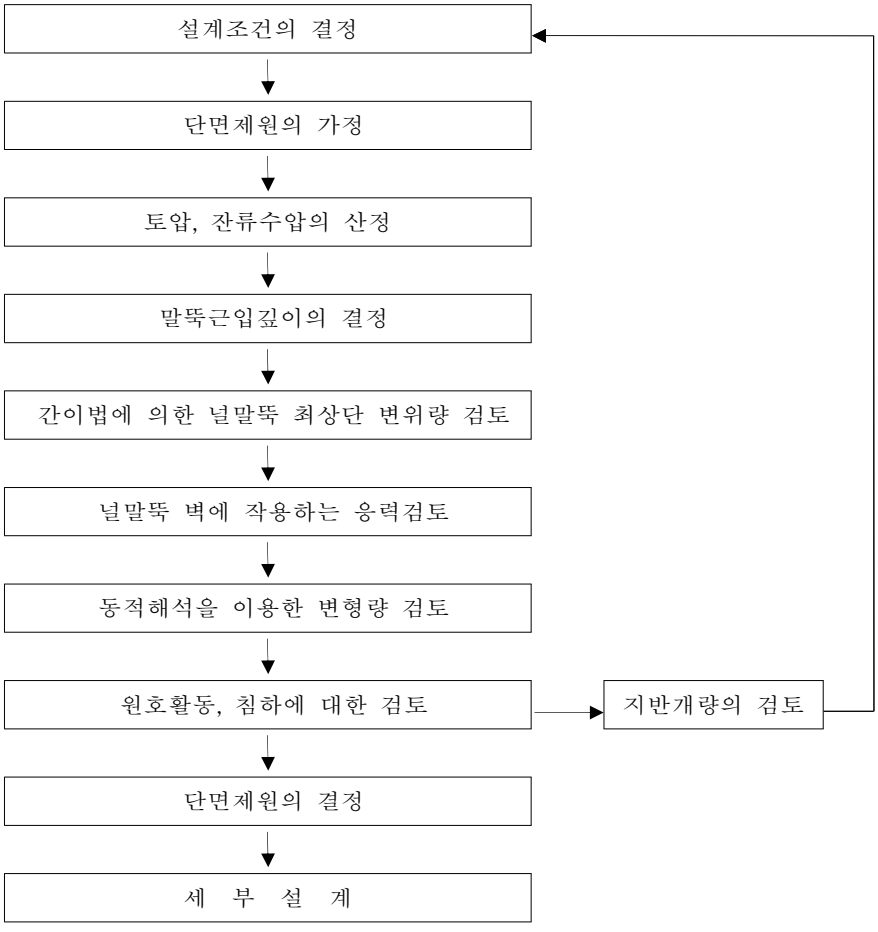
(1) 본 절은 자립식 널말뚝에 의하여 배후토압을 지탱하는 안벽 설계에 적용한다.
(2) 본 절의 설계법은 사질토지반에 박힌 자립식 널말뚝을 대상으로 한다.

[해 설]

본 절의 설계법은 사질토 지반의 경우를 전제로 하고 있어 점성토 지반의 경우에는 적용되지 않는다. 점성토 지반의 경우의 자립식널말뚝안벽의 설계법에 대해서는 현재 명확하지 않은 점이 많고, 또 공학적 의미에서도 크리프 등의 영향을 고려해야 하므로 점성토지반의 경우는 되도록 피하는 것이 좋다.

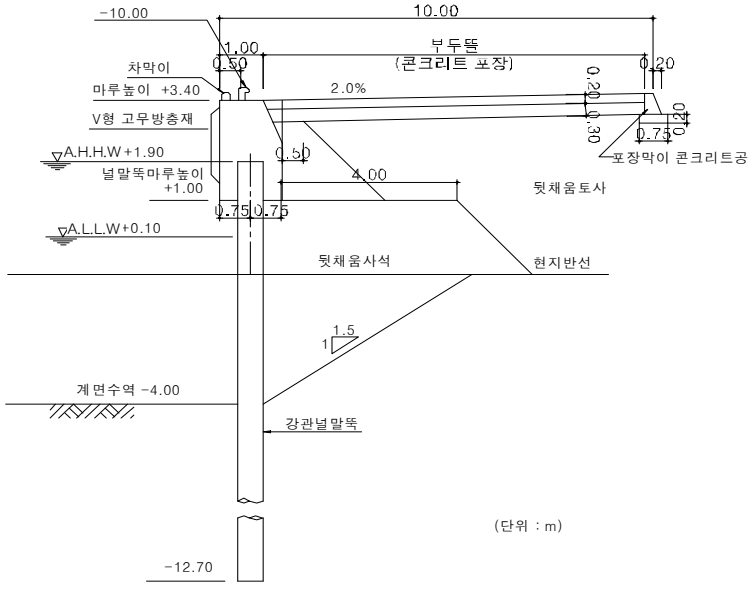
[참 고]

(1) 자립식 널말뚝 안벽의 설계는 일반적으로 참고 그림 (13-2)에 나타나는 순서로 하는 것이 바람직하다. 참고 그림 (13-2)는 자립식 널말뚝 안벽설계의 표준적인 검토사항 및 순서를 나타낸 것이다. 실제설계에 있어서는 순서를 변경하는 경우도 있다. 예를 들면 널말뚝의 근입깊이는 말뚝의 횡저항과 동일한 계산으로 구하는데 널말뚝의 강도가 관계된다. 따라서 널말뚝벽에 발생하는 휨모멘트에 저항하는 단면을 먼저 결정하는 것이 편리하다.
(2) 자립식 널말뚝은 널말뚝 배면에 작용하는 토압 및 수압에 대하여 근입부의 수평방향의 지반반력으로 저항하는 구조이며, 널말뚝벽에 발생하는 휨모멘트의 산정은 제4편 4-2-2 해석적 방법에 의한 추정에 준한다.



(*주1)필요에 따라서 지진에 대해 동적해석을 이용하여 변형량을 검토할 수 있다.

참고 그림 (13-2) 자립식널말뚝 안벽의 설계순서



참고 그림 (13-3) 자립식 널말뚝안벽의 설계 예

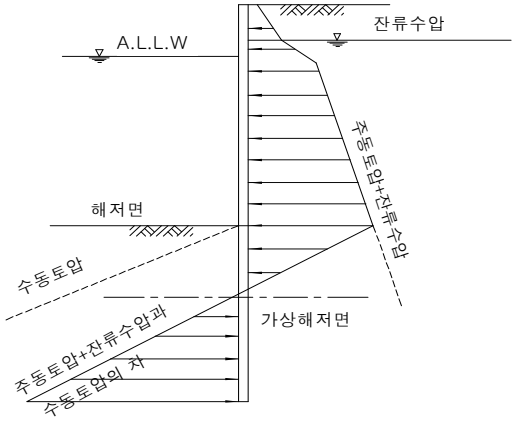
13-2-2 널말뚝벽에 작용하는 외력

자립널말뚝벽에 작용하는 외력은 본편 5-2 널말뚝벽에 작용하는 외력에 의한 것으로 한다.

[참 고]

(1) 해저지반이 사질토인 경우는 자립널말뚝벽에 작용하는 토압과 잔류수압은 참고 그림 (13-4)에 표시된 것과 같이 가상해저면보다 위에 작용하며, 가상해저면보다 아래에는 이 영향이 미치지 않는 것으로 본다.

(2) 토압과 잔류수압의 계산은 본편 5-2-1 고려해야 할 외력에 준한다.



참고 그림 (13-4) 가상해저면

(3) 해저면의 바로 아래에서는 전면의 수동토압보다 배후의 주동토압과 잔류수압의 합계가 크므로 해저면 부근의 전면의 흙은 소성변형의 가능성이 있기 때문에 수동 상태에 있고 탄성적인 토압으로서의 탄력적 반력은 생기지 않는다.
그러므로 벽의 전후면에 작용하는 주동토압과 잔류수압과의 합계와 수동토압이 같아지는 점, 즉, 가상해저면보다 위에서는 주동토압과 잔류수압과의 합계와 수동토압의 차가 벽체에 작용하며 가상해저면 보다 아래에서는 벽체에 작용하는 힘은 지반의 탄력적 반력뿐이라고 보고 배후의 주동토압 등은 무시한다. 또한 지진작용 검토 시에는 해저면 이상에서 작용하는 동수압을 고려할 필요가 있다.

13-2-3 널말뚝 단면의 결정

널말뚝에 발생하는 최대 휨모멘트는 널말뚝벽의 역학적 거동특성에 대한 해석방법에 의해 적절히 산정하여야 한다.

[참 고]

(1) 널말뚝에 발생하는 최대휨모멘트는 제4편 4-2-2 해석적 방법에 의한 추정에 준한다.

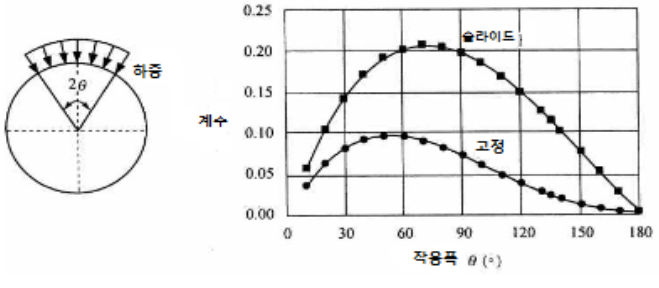
(2) 자립식 널말뚝에 작용하는 하중은 말뚝과 달라서 분포하중이므로 최대 휨모멘트는 간단한 식으로 표시할 수 없다. 그러므로 최대 휨모멘트의 산정에 있어서는 널말뚝 벽에 작용하는 분포하중을 작용력의 중심위치에 작용하는 집중하중으로 바꾸어 계산하여도 좋다.

(3) 강관널말뚝을 사용하는 경우 토압 및 잔류수압으로 인한 강관단면의 변형(원형이 장방형으로 된다)에 의한 2차 응력이 발생한다. 자립식 널말뚝은 변위가 큰 구조이며 최대 휨모멘트가 발생하는 위치 가까이에서 2차 응력이 비교적 크게 되는 염려가 있다. 또 대구경의 강관을 쓰는 경우 2차 응력은 크게 된다. 이러한 경우는 2차 응력에 대하여 검토할 필요가 있다.
더욱, 강관의 2차 응력에 대해서는 식 참고 (13-1)에 의해 산정한다.

$$\sigma = ap\left(\frac{D}{t}\right)^2 \times 10^{-3} \qquad \text{참고 (13-1)}$$

여기서,

σ : 2차 응력(N/㎟)
p : 널말뚝벽에 작용하는 토압 또는 잔류수압(kN/㎡)
D : 말뚝의 직경(㎜)
t : 말뚝의 두께(㎜)
a : 계수



13-2-4 널말뚝 근입 깊이의 결정

널말뚝의 근입 깊이는 말뚝의 축직각방향 허용지지력에 의한 말뚝의 유효길이 이상으로 한다.

[참 고]

자립 널말뚝벽은 말뚝과 같은 구조로 배후의 토사에 지탱하고 있으므로 널말뚝의 근입깊이는 말뚝의 근입깊이와 같은 방법으로 계산해도 좋다. 말뚝의 횡저항에 관한 일본의 항만기술연구소 방식을 쓴 경우, 필요 근입깊이는 1.5ℓ㎖로 해도 좋다. 여기서 ℓ㎖은 말뚝머리가 자유단인 말뚝의 휨모멘트 제1영점의 깊이이며, 말뚝근입깊이는 해저면에서가 아니라 가상해저면으로부터 계산하여야 한다.

13-2-5 널말뚝벽 마루의 변위량 검토

자립식 널말뚝 안벽의 경우 널말뚝벽 마루의 변위량이 이용상 지장을 주지 않도록 고려하여야 한다.

[참 고]

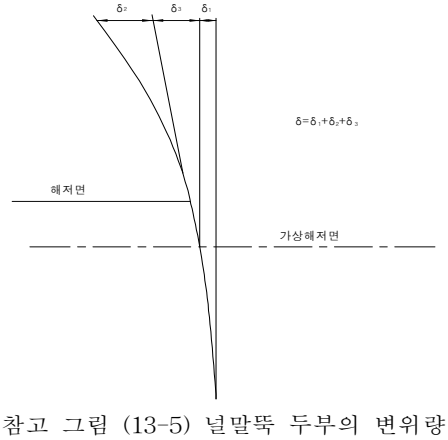
(1) 자립식 널말뚝식 안벽의 널말뚝벽 마루의 허용변위량을 정한 것이 없으므로 이용상 지장이 없는 정도로 한다. 따라서 시설이용조건 등에 의해 적절히 판단할 필요가 있다. 변위량은 평상시 5cm, 지진 시 10cm 정도로 하고 있는 경우가 많다.

(2) 널말뚝벽 두부의 변위량(δ)은 다음 3가지 양의 합으로 한다.(참고 그림 (13-4) 참조) 즉, 가상해저면에서의 널말뚝의 변위량(δ_1), 가상해저면보다 위의 널말뚝의 변위량(δ_2) 및 가상해저면에서의 널말뚝의 처짐각에 의한 가상해저면 위의 널말뚝 회전으로 인하여 생기는 널말뚝마루의 변위량 δ_3의 합계이다.

δ_1, δ_3은 제4편 4-2-2 해석적 방법에 의한 추정에서 설명한 일본의 항만기술연구소 방식에 의하여 산정한다. 단, δ_2는 배후의 토압 등에 의하여 캔틸레버로 산정한다.

(3) 널말뚝두부의 변위량은 하중이 없는 상태로부터 변위량이다. 따라서 안벽 완성후의 상재하중, 지진 시 토압 등으로 인한 말뚝두부의 변위량 계산에는 이러한 것들은 포함한 하중으로 산정해야 한다.

(4) 널말뚝의 컨틸레버보로서의 변위량 δ_2를 산정할 때, 편의상 토압분포를 참고 그림 (13-5)와 같이 토압합력이 같은 3각형 하중으로 가정하고 산정하여도 좋다.



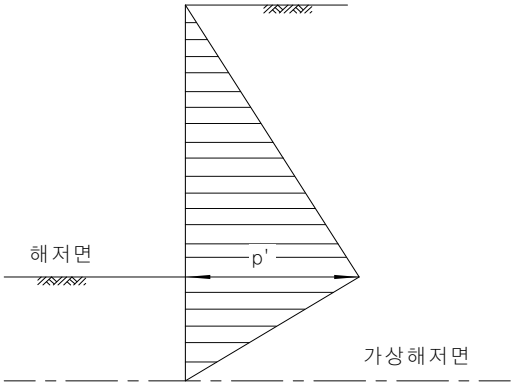
참고 그림 (13-5) 널말뚝 두부의 변위량

13-2-6 시공 중 외력에 대한 검토

자립식 널말뚝 안벽의 설계 시에는 시공 중의 외력에 대해서도 검토하고, 이들 외력에 대해서도 안전하여야 한다.

[해 설]

배후에 뒷채움 흙이 없는 자립식 널말뚝 안벽은 외력에 약하다. 바다 속에 널말뚝을 타입하여 안벽을 건설할 경우는 시공 중 일시적으로 이러한 불안정한 상태가 생기므로 이때 예상되는 파랑 등의 외력에 대하여 충분히 저항할 수 있는 구조로 설계하여야 한다.



참고 그림 (13-6) 토압분포의 가정

13-2-7 세부설계

자립식 널말뚝 안벽의 세부설계는 본편 5-7 세부설계에 준하여 설계한다.

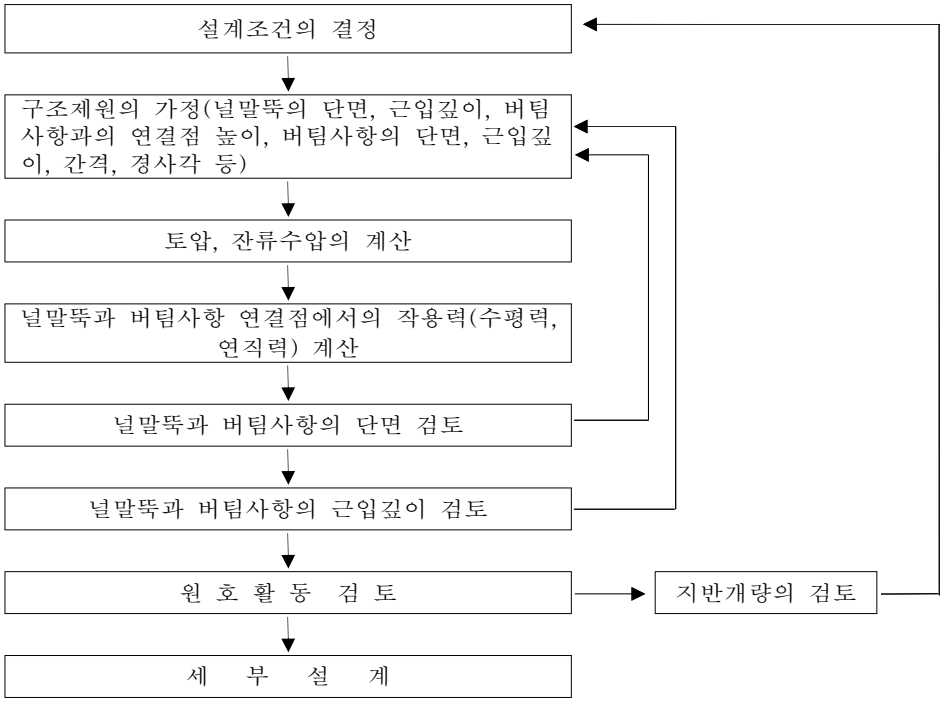
13-3 버팀사항식 널말뚝 안벽

13-3-1 설계의 기본방침

본장 13-3은 널말뚝벽의 배후에 버팀사항을 타입하여 버팀사항 두부와 널말뚝벽 두부를 결합하여 배후토압을 지탱하는 형식의 안벽설계에 적용한다.

[참 고]

(1) 버팀사항식 널말뚝 안벽설계는 일반으로 다음과 같은 순서로 하는 것이 좋다.

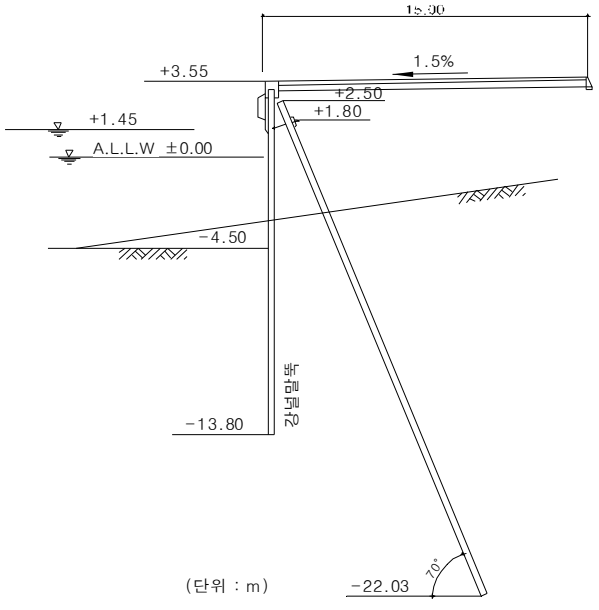


참고 그림 (13-7) 버팀사항식 널말뚝 안벽의 설계순서

(2) 버팀사항식 널말뚝벽의 설계법은 현재 이시구로(石黑)식과 오지마(大島)식의 2가지가 제안되고 있다. 이시구로(石黑)식은 널말뚝벽과 버팀사항의 간격이 불변하는 것으로 가정하고 널말뚝벽, 버팀사항의 근입부를 탄성지승상 빔으로서 이론적인 휨모멘트, 축력 등을 산정한다. 따라서 이 설계법은 복잡하다. 한편 오지마(大島)식은 최초부터 널말뚝벽과 버팀사항과의 토압 분단율을 50%로 가정하고 널말뚝벽, 버팀사항을 지중부의 제1부동점을 고정점으로 한 빔으로서 각각의 최대 휨모멘트, 축력을 산정한다. 이 방법은 이시구로(石黑)식에 비해서 간단하다.

또 기설안벽에 있어서 완성 시의 널말뚝벽, 버팀사항의 응력 및 각각 움직이는 토압의 측정을 실시하고 그 성과가 발표되고 있다. 널말뚝벽, 버팀사항 모두 응력으로는 실측값과 설계값과는 비교적 비슷하나 널말뚝에 움직이는 토압은 버팀사항에 움직이는 토압에 비해서 상당히 적게 되어 있어 토압의 분배에 대하여 문제가 남아있는 것이 지적되고 있다.

(3) 버팀사항 널말뚝식 안벽의 예는 참고 그림 (13-8)과 같다.



참고 그림 (13-8) 버팀사항식 널말뚝 안벽 설계 예

13-3-2 버팀사항 널말뚝에 작용하는 외력

버팀사항 널말뚝에 작용하는 외력은 본편 5-2 널말뚝벽에 작용하는 외력에 준한다.

13-3-3 널말뚝과 버팀사항과의 연결부에 작용하는 외력산정

널말뚝과 버팀사항의 연결점에 작용하는 힘은 연결점의 구조특성을 고려해서 적절히 산정하여야 한다.

[참 고]

널말뚝과 버팀사항과의 연결부의 구조는 힌지(hinge)로 가정하고 연결점에 작용하는 수평력과 연직력을 산정하여도 좋다.

13-3-4 널말뚝과 버팀사항의 단면결정

널말뚝과 버팀사항에 발생하는 최대 휨모멘트는 각각 연결부에 작용하는 수평력, 연직력 등 집중하중 외에 토압 및 잔류수압 등의 분포하중을 받는 보로서 산정하여야 한다. 널말뚝과 버팀사항의 단면은 이 최대 휨모멘트에 의하여 계산된 응력이 허용응력도를 넘지 않도록 결정하여야 한다.

13-3-5 널말뚝과 버팀사항의 근입깊이 결정

널말뚝과 버팀사항의 축방향, 축직각방향에 대한 근입길이의 산정은 제4편 제4장 말뚝기초에 준한다. 단, 널말뚝과 버팀사항의 축방향지지력에 대하여서는 재하시험, 인발시험을 하여 검토한다.

13-3-6 세부설계

버팀사항식 널말뚝 안벽 세부설계는 본편 5-7 세부설계, 제4편 4-4-4 말뚝과 상부기초의 결합부 설계에 준한다.

13-4 전면 버팀사항식 널말뚝 안벽

13-4-1 설계의 기본방침

본 절은 널말뚝 전면에 사항을 박아서 널말뚝과 사항을 연결하고, 배후의 토사를 지탱하는 안벽의 설계에 적용한다.

[해 설]

(1) 전면에 버팀사항을 두는 널말뚝 안벽은 일반적으로 널말뚝벽 전면에 횡잔교가 있게 된다. 이 경우 횡잔교를 널말뚝과 일체로 할 경우와 분리하는 경우가 있으나, 본 절에서는 일체로 하는 경우에 적용한다. 분리하는 경우는 본편 제5장 타이로드식 널말뚝 안벽, 제4장 잔교식 안벽 등의 내용을 참조하여 설계한다.

(2) 본 절의 설계법은 가상보법에 의한 널말뚝의 설계를 기본으로 하고 있다. 따라서 대상토질이 사질지반이거나 단단한 점성토 중에 박힌 강널말뚝벽에 한정한다.

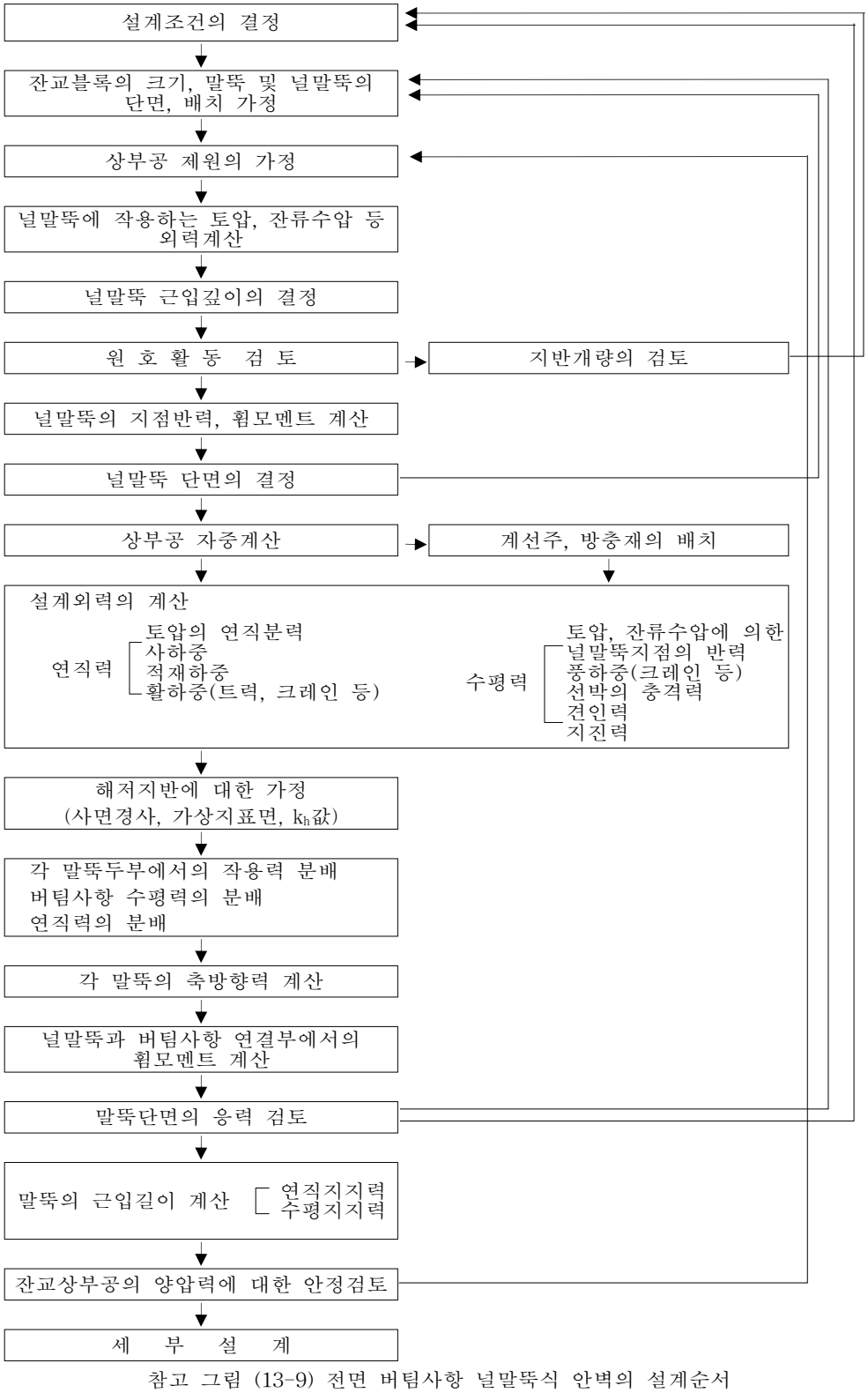
[참 고]

(1) 전면 버팀사항 널말뚝벽을 가지는 안벽의 설계는 일반으로 참고 그림 (13-9)에 의하는 것이 좋다.

(2) 설계외력 계산 시 잔교블록의 회전에 대한 검토가 필요하다고 판단되는 경우는 이를 고려한다.

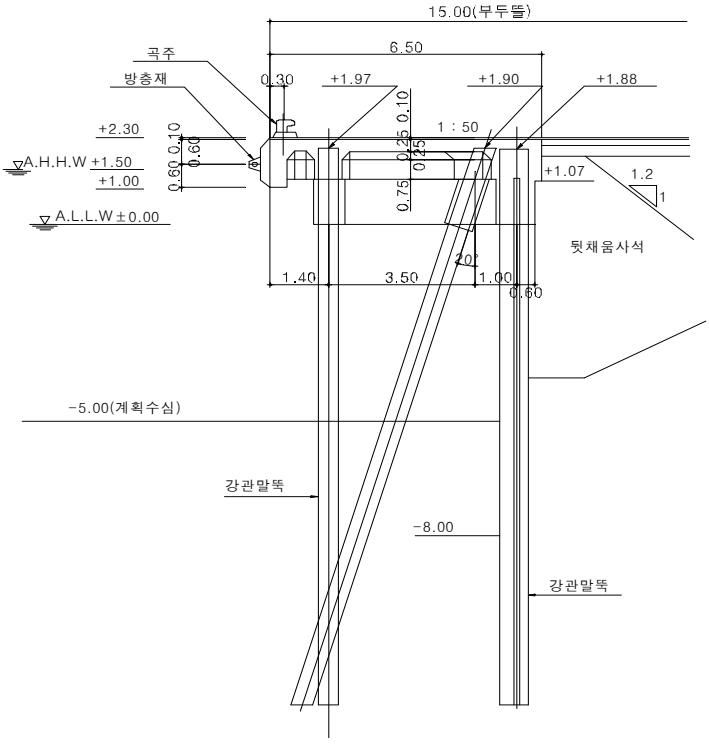
(3) 본 절의 설계법으로서는 몇 개의 방법이 있지만 여기서는 널말뚝의 설계와 기타의 말뚝의 설계를 3단계로 나눠서 행하는 방법을 소개한다. 널말뚝의 설계는 버팀사항과 널말뚝의 결합점을 지점으로 생각하고 통상의 널말뚝의 설계법에 준해서 시행한다. 다음에 버팀사항과 널말뚝의 결합점에 있어서 반력을 잔교상부공에 작용하는 수평력으로 생각하고 사조항식 횡잔교의 설계법에 준해서 널말뚝 및 말뚝에 작용하는 축력을 산정한다. 다시 널말뚝과 버팀사항을 가상고정점으로 고정된 라멘으로 생각하고 토압과 기타 수평력에 의해서 발생하는 두부결합점에서의 모멘트를 산정한다.

(4) 구조물을 몇 개의 기본적인 구조형식으로 분리하여 설계하는 본 절의 방법은 간편하고 안전측이다. 한편 구조물을 일체로 하여 해석하는 방법으로서는 널말뚝과 기타 말뚝을 가상고정점으로 고정되어 있다고 가정하고 구조물 전체를 골조구조로서 취급하는 방법이 있다. 이 경우의 해석방법은 FEM계산에 의하나, 복잡한 계산이 필요하다. 또 가상고정점에 있어서 널말뚝에 발생하는 휨모멘트의 취급 등의 문제점이 있으나 널말뚝 및 직항의 수평변위에 의한 휨모멘트가 계산되는 등의 이점이 있으므로 본 절에 나타난 방법과 공용하는 것은 가능하다.



참고 그림 (13-9) 전면 버팀사항 널말뚝식 안벽의 설계순서

(5) 전면 버팀사항식 널말뚝 안벽의 일반도는 참고 그림 (13-10)과 같다.



참고 그림 (13-10) 전면 버팀사항식 널말뚝 안벽 설계 예

13-4-2 배치와 제원

(1) 잔교블록의 크기와 말뚝의 배치는 본편 4-1-2 [1] 잔교블록의 크기와 말뚝의 배치에 준하여야 한다.
(2) 상부공의 제원은 본편 4-1-2 [2] 상부공의 제원 및 배치에 준하여야 한다.

[참 고]

버팀사항의 배치와 경사는 다른 말뚝과의 위치적인 관계나 항타 등 시공상의 제약을 고려하여 정해야 한다. 버팀사항의 경사는 보통 20°정도로 하는 것이 많다.

13-4-3 널말뚝의 설계

널말뚝의 설계는 본편 제5장 타이로드식 널말뚝 안벽에 준하여야 한다.

[참 고]

널말뚝의 근입깊이는 버팀사항과 널말뚝의 연결부를 지점으로 하여 free earth support법에 의하여 계산하고 널말뚝의 지점반력이나 최대 휨모멘트는 가상보법에 의하여 결정할 수 있다.

13-4-4 잔교부의 설계

잔교부의 설계는 본편 제4장 잔교식 안벽에 준하여야 한다.

[참 고]

(1) 잔교에 작용하는 외력은 본편 4-1-3 설계외력과 하중에 준한다. 널말뚝에 작용하는 토압, 잔류수압은 버팀말뚝과 널말뚝의 연결부에서의 지점반력으로 취급한다.
(2) 해저지반에 대한 가정은 본편 4-1-4 해저지반에 관한 가정에 준한다.
(3) 잔교에 작용하는 수평력은 모두 버팀사항이 받는 것으로 한다. 각 말뚝에 분배되는 연직하중은 잔교 상부공을 말뚝위치에서 단순 지지된 보로 가정하고 산출한 지점반력으로 한다. 버팀사항이나 널말뚝에 작용하는 축방향력은 잔교에 작용하는 수평력과 말뚝머리에 분배되는 연직하중을 사용하여 제4편 4-2-5 경사말뚝의 수평지지력에 의하여 계산해도 좋다.
(4) 버팀사항과 널말뚝 연결부의 휨모멘트는 버팀사항과 널말뚝을 가상고정점에서 고정된 라멘으로 생각하고 토압, 잔류수압 및 기타의 수평력에 대하여 계산한 휨모멘트를 사용할 수 있다.
(5) 말뚝의 단면응력은 축방향력을 받는 말뚝이거나 축방향력과 휨모멘트를 받는 말뚝으로서 본편 4-1-5 [5] 말뚝단면의 응력의 식(4-15)을 사용하여 산정한다.

13-4-5 말뚝의 근입깊이

널말뚝과 말뚝의 근입길이는 말뚝기초의 지지력과 횡저항에 대한 검토를 하여 결정한다.

[참 고]

지지력에 대한 근입길이의 검토는 본편 4-1-5 [6] 지지력에 대한 근입길이의 검토에 준하고, 횡저항에 대한 근입길이 검토는 본편 4-1-5 [7]말뚝의 횡저항에 대한 근입길이의 검토에 준한다.

13-4-6 세부설계

(1) 전면 버팀사항 널말뚝식 안벽의 세부설계는 본편 5-7 세부설계나 4-1-8 세부설계에 준하여야 한다.
(2) 널말뚝과 버팀사항의 연결부는 하중전달이 충분히 되도록 설계하여야 한다.
(3) 잔교상부공은 널말뚝에서 전달되는 휨모멘트에 충분히 견딜 수 있도록 설계하여야 한다.

[해 설]

널말뚝과 버팀사항의 연결부가 파손되면 안벽전체의 파괴에 연결되므로 설계 시 충분히 보강할 필요가 있다.

널말뚝 두부에 발생하는 휨모멘트는 잔교 상부공에 전달되므로 잔교상부공은 이 휨모멘트를 고려해서 설계하는 것이 바람직하다.

13-5 이중널말뚝식 안벽

13-5-1 일 반

본 절은 이중널말뚝식 구조를 가진 안벽의 설계에 적용한다.

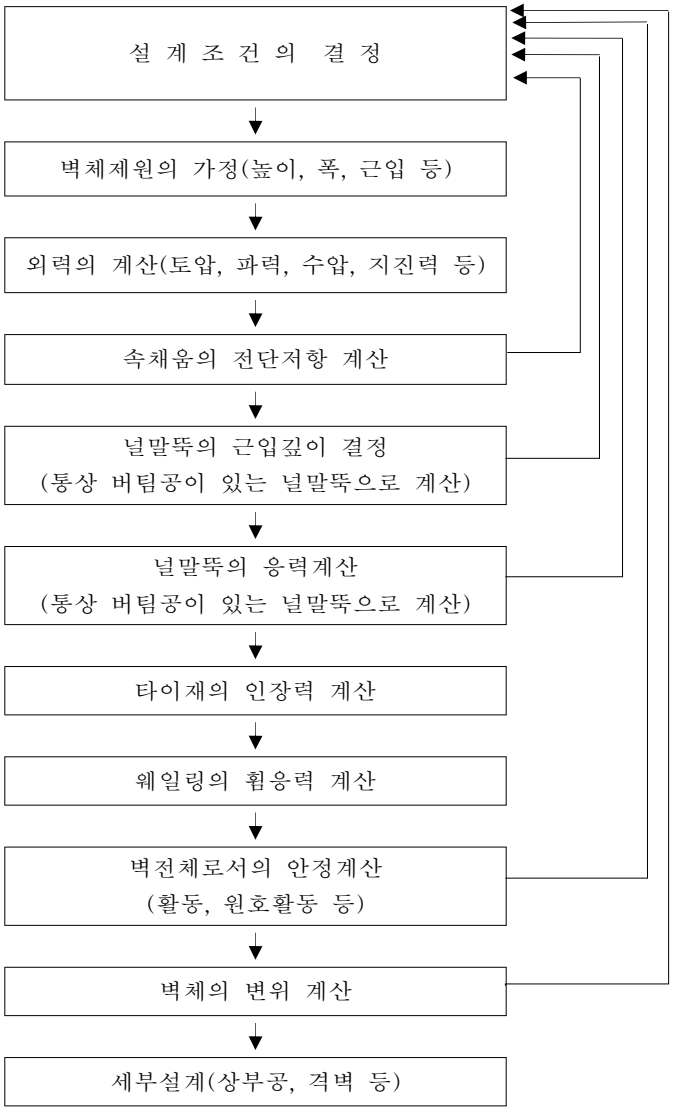
[해 설]

이중널말뚝식 안벽이란 2열의 널말뚝을 박고 타이재 등으로 결합한 후, 그 사이를 토사로 속채움한 구조를 흙막이벽으로 축조한 안벽을 말한다.

[참 고]

(1) 이중널말뚝식 안벽의 설계에 대해서는 셀식널말뚝 안벽이나 버팀공이 있는 널말뚝식 안벽의 설계법을 준용하는 것이 이제까지 관용적으로 행하여지고 있다.

(2) 관용법으로 설계할 경우의 기본적인 순서는 다음과 같다.



참고 그림 (13-11) 이중널말뚝식 안벽의 설계순서

(3) 과거의 관용법으로 변위검토를 하지 않고 있으나, 최근과 같이 대형의 영구구조물에 이중 널말뚝식 구조를 적용할 경우에는 변위에 대한 검토도 중요하다. 이중 널말뚝식 구조의 변위를 계산하는 방법이 일본의 다구찌(澤口)에 의하여 제안되었으며, 그 후 다구찌(澤口)의 방법을 기본으로 하여 이중 널말뚝식 벽체의 거동을 종합적으로 검토하는 방법이 일본의 오오호리(大堀)에 의하여 제안되고 있다.

(4) 이중널말뚝식 구조는 셀과 같이 속채움 완료 후에는 구조적인 안정성이 확보되지만 속채움이 없고 널말뚝벽만 있을 때에는 약간의 파랑 등에도 전도할 위험성이 있으므로 널말뚝을 박은 후 가능한 빠르게 속채움을 하는 것이 바람직하다.
그 때문에 2열 널말뚝사이에 현장조건에 맞도록 격벽용 널말뚝을 설치하거나 혹은 타이재와 강성인 보를 조합하여 널말뚝을 지지하는 방법 등이 이용되고 있다.
통상 버팀공이 있는 널말뚝식 안벽도 버팀공으로 사용하는 경우는 완성후의 상태를 비교하면 이중널말뚝식 안벽과 큰 차이가 없는 경우가 있다. 이중널말뚝식 안벽은 속채움을 하기 전에 벽체를 축조하는 것이 보통이므로 일반적으로 2열의 널말뚝은 같은 모양, 같은 치수가 사용되는 것이 많다.

(5) 이중널말뚝식 벽체를 안벽이 아닌 목적 즉, 체절제 방파제, 호안 등에 사용하는 경우는 각각 관련되는 장에 설계상의 주의사항을 설명하였으므로 설계목적에 따라 참조해야 한다. 예로서, 가설용으로 체절제나 흙막이 벽으로 이용하는 경우에는 근입깊이의 검토 후 차수효과를 검토하거나 히빙(heaving), 파이핑(piping) 등의 검토가 필요하다.

(6) 지진 시에 있어서는 진도법을 써서 설계하면 좋다고 생각되나, 아직 해명되지 않은 점이 많으므로 그 자세한 거동에 대해서는 실험 예 등을 참고로 하는 것이 바람직하다.

13-5-2 이중널말뚝 벽체에 작용하는 외력

이중널말뚝 벽체에 작용하는 외력은 본편 7-2 널말뚝 셀에 작용하는 외력과 하중에 준하여야 한다.

13-5-3 이중널말뚝 벽체의 설계

이중널말뚝 벽체는 설계조건, 벽체의 중요도 등을 고려하여 적절한 방법에 의하여 설계하여야 한다.

[참 고]

(1) 지금까지 실적이 많은 설계조건의 이중널말뚝식 벽체를 설계할 경우에는 다음의 관용법(慣用法)으로 설계할 수 있다.

① 전단변형에 대한 널말뚝 간격의 계산은 본편 7-3-2 환산벽체 폭을 참조하여 적용한다.

② 변형모멘트는 본편 7-3-3 변형모멘트의 계산을 참조하여 적용한다.

③ 저항모멘트의 계산은 본편 7-3-4 저항모멘트의 계산을 참조하여 적용한다. 단, 격벽용 널말뚝의 이음부의 인장력에 의한 저항모멘트는 고려하지 않는 것이 좋다.

④ 널말뚝 근입깊이는 보통 버팀공이 있는 널말뚝의 계산법(본편 5-3-2 널말뚝의 근입길이 참조)에 따라서 계산한 깊이와 셀의 근입깊이계산법(본편 7-3 벽체의 전단변형 검토)에 따라 계산한 깊이중 긴쪽을 사용한다. 단 중요한 구조물의 벽체로 변형을 고려하는 경우에는 통상의 버팀공이 있는 널말뚝의 근입깊이 계산법 중에 처짐곡선법에 의해서 검토하거나 오오호리(大堀)등의 방법에 의하여 거동해석을 행한 다음에 결정하는 것이 바람직하다.

⑤ 이중널말뚝식 안벽의 널말뚝의 휨응력은 시공 중 속채움전의 파랑 및 조류에 의한 영향, 속채움 후에 받는 토압에 의한 영향, 배면매립후의 토압 및 잔류수압 등에 의한 영향 등을 종합적으로 검토하여 가장 큰 휨모멘트에 대하여 검토하여야 한다.

⑥ 타이재의 인장력 계산은 본편 5-4-1 타이재의 인장력을 참조하여 적용한다.

⑦ 웨일링의 계산은 본편 5-5 웨일링의 설계를 참조하여 적용한다.

⑧ 이중널말뚝식 벽체도 일종의 중력식 벽체로 생각할 수 있다. 그러므로 셀식과 마찬가지로 활동이나 벽체를 포함한 전체의 사면안정에 대하여 검토할 필요가 있다(본편 3-3 안정계산 참조). 활동계산시의 가상해저면은 해저지반면의 위치와 널말뚝의 선단을 지나는 면 중에 불리한 결과를 주는 편으로 설계하여야 한다. 이 경우 가상해저면 이하에 있는 널말뚝의 저항은 무시한다. 벽체를 포함한 전체의 사면안정의 검토 시, 널말뚝의 근입깊이가 버팀공을 갖는 널말뚝으로서 구한 필요 근입깊이 이상이면 필요 근입부분 이하를 지나는 원호활동에 대해서는 널말뚝의 저항을 무시하고 검토하여야 한다.

⑨ 상부공의 슬래브나 직립부는 본편 6-6-2 [2] 저판부에 준하여 설계한다. 상부공을 지탱하기 위하여 필요한 경우 말뚝을 박기도 하나, 속채움사석 중에 박힌 말뚝은 상부공에서 전달되는 연직력과 수평력에 안전하도록 설계하여야 한다. 이 경우에는 상부공에서 전달되는 연직력은 모두 말뚝이 지지하는 것으로 하고, 말뚝의 연직지지력 계산 시 속채움토사와 접하는 부분의 주변마찰력은 무시한다. 수평력에 대해서는 일부분은 말뚝에 의해서 또 일부분은 이중널말뚝 벽체에 전달되므로 양자의 수평력 분담을 결정하여야 된다.

(2) 중요한 구조물에 이중널말뚝벽체를 이용하는 경우는 관용법에 구애받지 않고 다구찌(澤口)의 방법 또는 오오호리(大堀) 등의 방법을 써서 역학적 거동을 검토하는 것이 바람직하다.

다구찌(澤口)의 방법은 속채움 토사를 비압축성 탄성체로 가정하고, 널말뚝과 속채움 토사와의 복합구조물로 풀어 근사적인 변위량을 계산하는 것이다. 오오호리(大堀) 등의 방법은 다구찌(澤口)의 생각을 기초로 속채움 토사를 층분(層分)해서 전단변형해석을 하고, 널말뚝 근입부분의 해석에 창(Chang)의 방법을 적용하는 계산법이다.

이 방법은 전자계산기에 의한 수치계산법이고, 속채움 토사의 전단탄성계수 및 널말뚝근입부의 지반반력계수를 변형계수로 하여 지반의 탄소성이 표현되도록 되어있다.

13-6 직립소파식 안벽

13-6-1 일 반

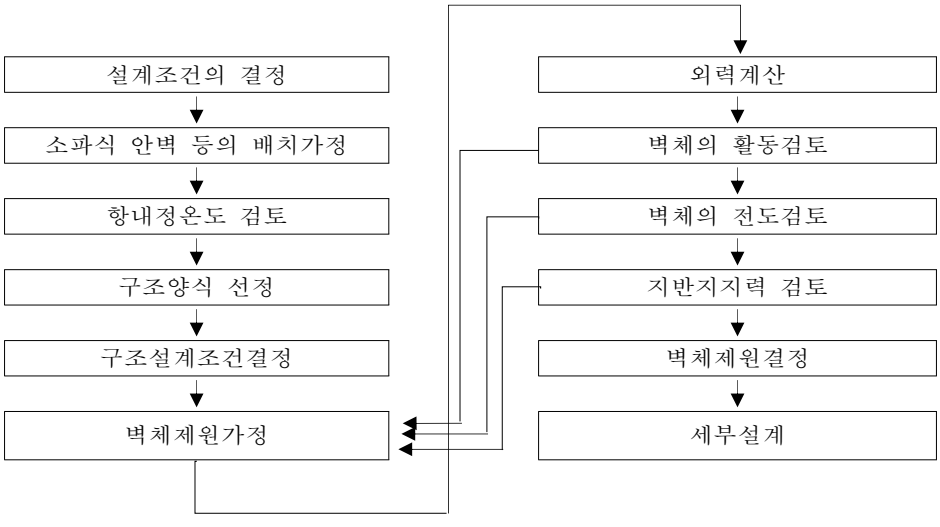
직립소파식 안벽은 항내정온도를 고려하여 효과적인 위치에 배치하고, 소요 소파특성을 갖도록 설계하여야 한다.

[해 설]

항내의 파랑은 항 입구로부터 진입파, 월파에 의한 전달파, 항내발생파 및 그들의 파 반사파가 합성된 것이다. 또, 벽체에서의 반사율은 직립벽의 0.7~1.0에 대해, 소파벽으로는 0.3~0.6정도로 저감시킬 수가 있다. 따라서 항내 정온도를 향상시키는 데는 방파제 등 시설의 기준선계획의 검토가 중요하나 항내시설을 소파구조로서 반사파를 저감하는 것도 효과가 있다.

[참 고]

(1) 직립소파식 안벽의 설계는 일반으로 다음 순서에 의하는 것이 좋다.



참고 그림 (13-12) 직립 소파식 안벽의 설계순서

(2) 일반적으로 항 입구로부터 진입파랑을 직접 받는 반사면이나 여러 방향에서 파랑이 집중하는 반사면을 소파구조로 하는 것이 효과가 있고, 안벽뿐만 아니라 호안이나 방파제의 내측도 소파의 대상이 된다.

(3) 소형선 이용시설 등 특히 정온도를 필요로 하는 경우에는 대상안벽이나 수역에 반사파를 생성되는 시설을 반사율이 적은 소파구조로 하면 효과가 있다.

(4) 소파효과에 대해서는 수리모형실험에 의하여 검토하는 것이 바람직하다. 이 경우 입사파의 특성(주기, 파고, 입사방향)뿐만 아니라 조위에 따라서도 소파효과가 다른 점에 주의하여야 한다.
직립 소파식 안벽에 대해서는 최근에 많은 연구가 되어 있으므로 관계 자료를 적절히 참고하는 것이 좋다.

13-6-2 구조양식의 선정

직립소파식 안벽에는 직립소파 block식과 직립소파 케이슨식이 있으므로 안벽의 규모나 설계파의 조건에 적합한 구조형식을 선정할 필요가 있다.

[해 설]

직립소파식 안벽은 파의 특성에 따라서 소파효과가 다르므로 설계파의 조건에 적합한 구조양식을 선정하여야 한다.

[참 고]

(1) 직립소파식 안벽은 일반적으로 전면벽 투과벽, 유수실, 후면벽(불투과벽)으로 되어 있고, 전면벽 통과시의 수평분류, 구조물내부에서의 조도저항 및 위상차의 발생 등에 의하여 반사율을 저감시켜 항내정온을 도모하게 된다. 설계파랑으로서는 구조계산 시는 이상 시 파랑에 대해서 검토하고, 소파효과를 검토할 경우는 필요에 따라 평상시 혹은 이상시 파랑을 사용한다.

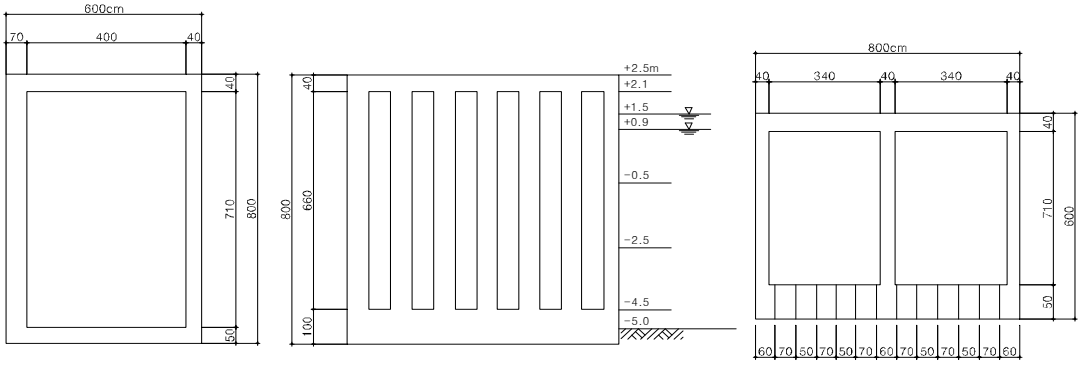
(2) 직립소파식 안벽의 종류로서는 직립소파블록을 다단조적하는 방법과 전면에 투과벽이 있고 내부에 유수실이 있는 직립케이슨식이 있다. 전자에는 이글루(igloo)블록 등 각종 블록이 있고, 후자에는 슬리트(slit) 케이슨과 다공케이슨식 등이 있다. 구조양식의 선정 시는 다음 사항을 검토한다.

① 소요반사율 : 소요 정온도를 확보하기 위한 반사율을 결정한다. 반사율 결정은 제7편 2-10-2 직립소파블록제, 2-10-3 소파케이슨제 등을 참고한다. 더욱 슬리트 케이슨 또는 원형다공 케이슨의 모형실험결과의 일예를 참고 그림 (13-13)~참고 그림 (13-14)에 수록했다.

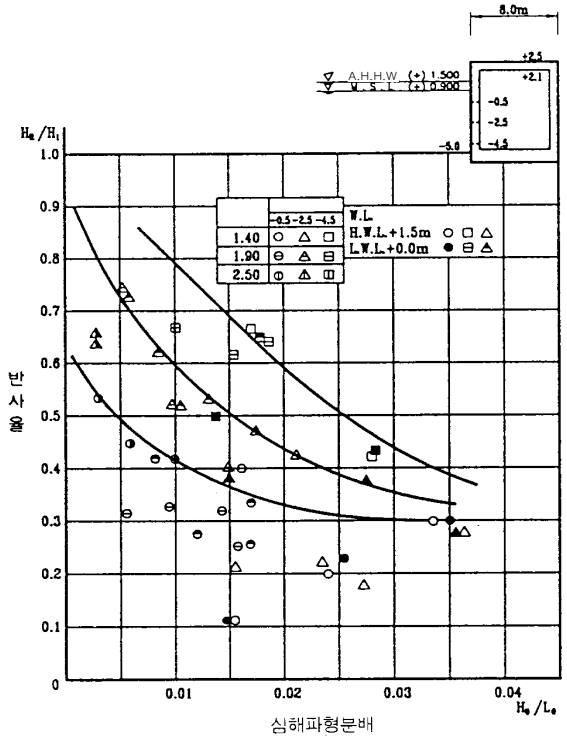
② 소파에 대한 특성 : 소요반사율을 얻을 수 있는 구조를 선정한다. 입사파의 특성, 전면투과벽의 형상, 유수실의 용량 등에 따라 반사율이 변화하며, 구조에 의해서도 반사율은 변화한다. 경우에 따라서는 소파구조 내에 침입한 파랑이 되돌이 흐름이 되어 전면의 수면을 교란하는 경우도 있다.

③ 시공 시 비교적 큰 파랑을 받는 곳에서는 일체로 된 직립소파케이슨식 안벽이 일반적으로 안정성이 양호하다.

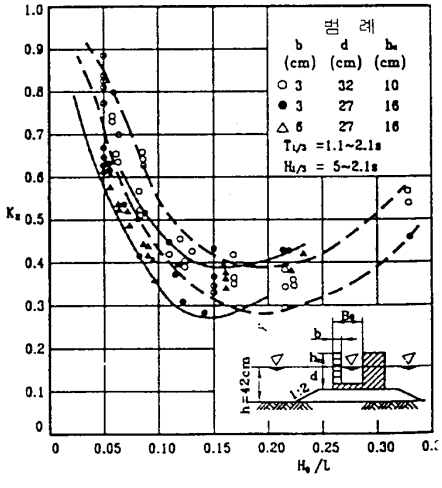
(3) 직립소파 block식 안벽의 소파공의 마루높이는 약최고고조위상 유의파고의 0.5배 이상, 소파공의 하단높이는 약최저저조위 아래로 유의파고의 2배 이상으로 하는 것이 바람직하다.



참고 그림 (13-13)(a) 슬리트형 케이슨식 소파 안벽(모형단면도)



참고 그림 (13-13)(b) 슬리트 케이슨식 소파안벽 (반사율과 슬리트장의 관계 (속채움 block 없는 경우))



참고 그림 (13-14) 불규칙파에 대한 원형다공 케이슨의 반사율

13-7 에어쿠션보트(air cushion boat)의 발착시설(發着施設)

13-7-1 설계의 기본방침

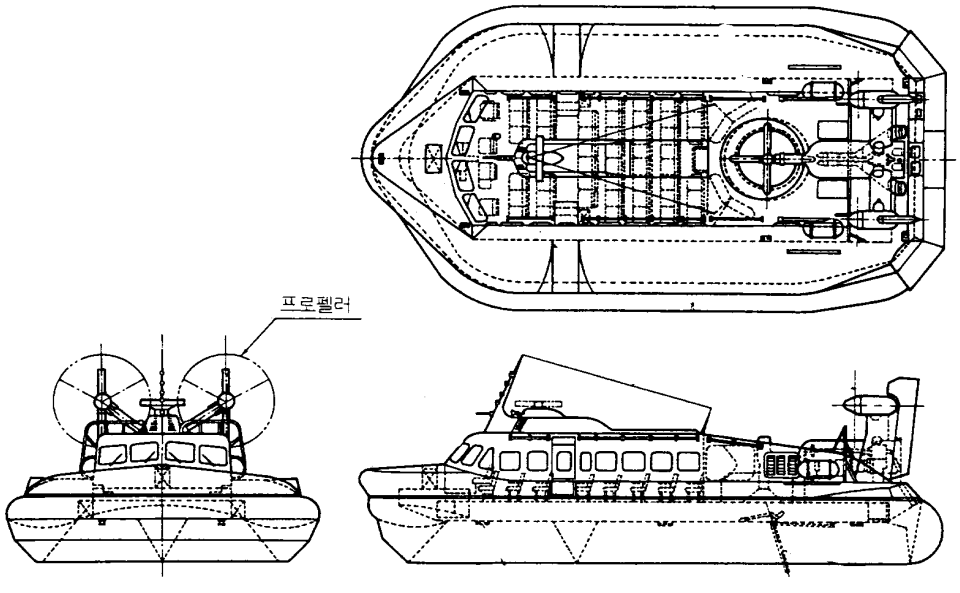
에어쿠션보트(air cushion boat)의 발착시설은 승객이 안전하게 승선하고, 또 보트(boat)가 안전하고 원활하게 발착 할 수 있도록 적절히 위치 및 구조를 설계해야 한다.

[해 설]

에어쿠션보트란 보트의 하면에서 직하에 공기를 방출하고 공중에 있는 추진용 프로펠라로 진행하는 형식의 선박이며, 물의 저항을 받지 않기 때문에 고속항행(최고속도 65kt, 평균운항속도 50kt 등)이 가능하고, 수륙양용이며, 다소의 장해물도 타고 넘어갈 수 있는 장점을 갖고 있다. 단점으로는 소음이 비교적 크고, 승차 기분이 나쁘며(파랑 위를 주행하면 파형에 순응하여 흔들리는 등), 바람에 약하고 떠내려감 등이다.

[참 고]

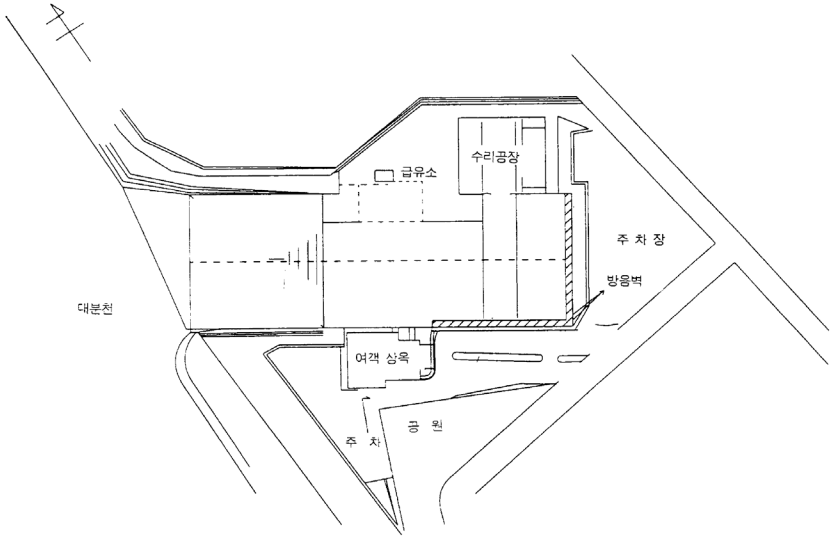
(1) 에어쿠션보트의 발착시설은 통상, 육상에 설치하고 본편 제11장 선양장과 같은 사면을 이용해서 이발착하고 있다.
(2) 에어쿠션보트의 예를 참고 그림 (13-15)에 나타난다.
(3) 에어쿠션보트의 주요제원의 예를 참고 표 (13-1)에 나타난다.
(4) 에어쿠션보트 발착시설의 배치 또는 구조 예를 참고 그림 (13-16)에 나타난다.



참고 그림 (13-15) 에어쿠션보트의 예(MV-PP5)

참고 표 (13-1) 에어쿠션보트의 제원 예

형식	제조사	전장 (m)	전폭 (m)	높이 (m)	skirt깊이 (m)	탑재능력	전체질량 (t)	최고속도 (kt)
MV-PP 5	상정조선	18.2	8.6	4.4	1.2	75명	14	45
MV-PP15	〃	24.7	12.7	7.9	1.6	115명	50	65
MV-PP10	〃	23.1	11.0	6.5	1.2	105명	51	50
SPN6	BHC(英)	14.8	7.0	4.6	1.2	38명	9.1	60



참고 그림 (13-16) 에어쿠션보트 접안시설 배치 또는 구조 예(일본)

13-7-2 위치의 선정

위치의 선정에 대해서는 다음의 사항을 고려한다.
(1) 전면수역이 정온할 것.
(2) 강풍, 횡풍의 영향이 되도록 적을 것.
(3) 다른 선박의 항행 또는 정박에 지장이 없을 것.
(4) 에어쿠션보트에서 발생하는 소음, 물보라에 의한 항로 및 시설주변에 영향이 적을 것.

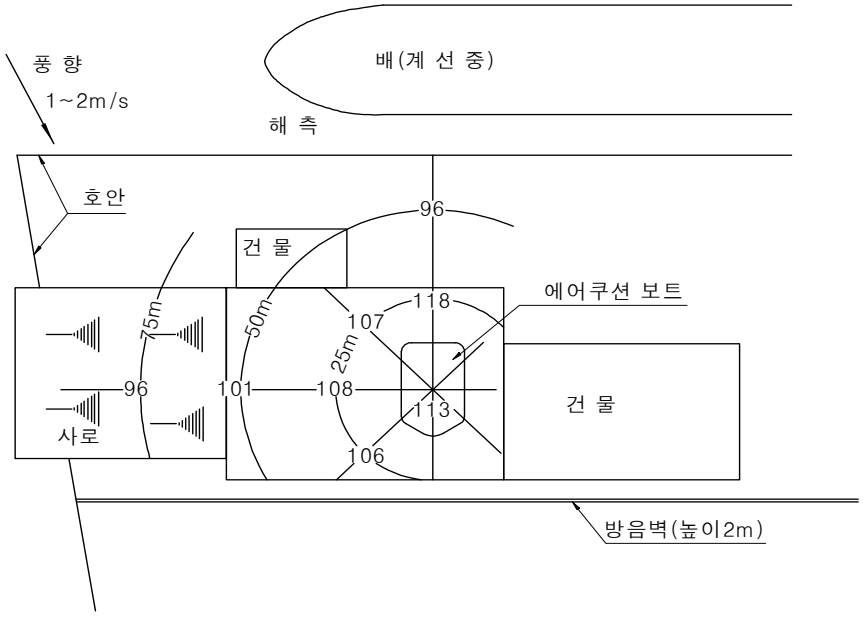
[해 설]

(1) 에어쿠션보트는 고속운전시의 안전성은 좋으나 계류시설에서의 출발 및 도착 시와 같은 저속 시에는 바람의 영향을 크게 받으므로 시설의 위치선정시에는 전면수역의 정온도 및 탁월풍향 등에 대해서 고려할 필요가 있다.

(2) 에어쿠션보트에서 발생하는 소음레벨은 100dB정도(거리 50m)에 달하기 때문에 주변지역에 대한 영향이 커서 병원, 학교, 주택지역 등지에서 되도록 떨어지거나, 시설주변을 방음벽으로 둘러싸서 소음을 차단하도록 할 필요가 있다.

[참 고]

에어쿠션보트의 소음레벨 분포도의 실 예를 참고 그림 (13-17)에 수록했다.



참고 그림 (13-17) 소음레벨의 분포(MV-PP15)

13-7-3 에어쿠션보트 발착시설

에어쿠션보트의 발착시설에는 경사로, 부두뜰, 여객승강시설을 설치해야 하며, 필요에 따라서 조명설비, 격납고, 방음벽, 급유시설 및 기타시설 등을 설치해야 한다.

[참 고]

에어쿠션보트의 발착시설의 배치 예를 참고 그림 (13-16)에 수록했다.

13-7-4 각 시설의 제원

[참 고]

(1) 경사로

① 경사로의 구조는 본편 제11장 선양장에 준한다.

② 경사로의 폭은 보트가 경사로를 오르거나 내려오는 중에 횡풍을 받고 횡이동할 것을 고려하여 결정하여야 하며, 일반적으로 보트 폭의 3배 정도가 많다.

③ 경사로의 경사는 여객의 평안감, 보트의 성능 또는 용지의 이용 등을 고려해서 결정한다. 일반적으로 1:10 이하가 많다.

(2) 부두뜰

① 부두뜰의 폭은 경사로와 같은 폭, 길이는 보트의 길이의 2배 정도가 많다. 단, 동시에 2선 이상 이용하는 경우에는 대피 스페이스(space)를 부두뜰 측방에 설치한다.

② 부두뜰에 급유설비를 설치하는 경우에는 주위에 측구(側溝)를 설치하는 등, 제9편 제3장 보관시설의 항을 준용한다.

③ 부두뜰은 콘크리트 포장형식이 많다.

④ 보트의 부두뜰에서 운전 시에는 승객의 안전 때문에 부두뜰의 적당한 개소에 계류용 앵커를 설치하는 것이 바람직하다.

(3) 격납고

격납고를 설치하는 경우에는 보트의 정비, 악천후 시의 대피를 고려하여 부두뜰에 접속하여 설치한다. 격납고의 폭은 일반적으로 선폭의 1.5배, 길이는 선장의 1.2배, 격납고 높이는 보트의 부상 시 높이에 0.5m정도의 여유가 필요하다.

제 14 장 연 결 부

14-1 일 반

연결부의 설계에서는 다음 사항을 고려하여야 한다.
(1) 연결부 근처의 자연조건
(2) 연결부 근처의 구조물의 상황
(3) 시공순서 및 시공기계

[해 설]

(1) 연결부의 설계에 있어서는 연결부 근처의 상황을 충분히 파악하고, 각 경우에 따라 가장 적합한 공법을 구상하도록 할 것이며, 획일적인 표준을 제시하기는 어렵다. 연결부는 다음과 같이 분류할 수 있다.

① 전면수심이 변화하는 부분
② 서로 다른 구조물이 접속하는 부분
③ 오목부
④ 방파제 등에 접속하는 부분

(2) 연결부의 설계 시에는 다음 사항에 유의해야 한다.

① 자연조건
연결부 부근에서는 지반이 복잡하게 변화하는 일이 많으므로, 특히 토질상태를 잘 파악해야 한다. 또 오목부에서는 파랑이 집중하는 일이 많으므로 조심해야 한다.

② 부등침하
일반으로 연결부 부근에서는 구조양식이 변하는 일이 많고, 특히 연안지반에서의 기존구조물과의 연결부에서는 부등침하를 일으켜 파괴의 원인이 되는 수가 있다.

③ 뒷채움 토사의 유출
구조양식이 변하는 경우 간혹 뒷채움 토사의 유출이 발생하는 수가 있으므로 주의할 필요가 있다.

④ 강성의 변화
연결부에서는 구조양식이 변하면 구조물 강성의 급격한 변화에 따라 그 변형이 불연속 적으로 되어 파괴의 원인이 되는 일이 많다.

⑤ 인접구조물과의 관계
기존구조물과의 연결부에서는 기존구조물의 설계를 면밀히 조사하여 기존구조물에 나쁜 영향을 주지 않도록 배려해야 한다. 그리고 장차 연장할 것이 예상되는 구조물에 대해서는 그 연장을 쉽게 할 수 있도록 미리 배려할 필요가 있다.

⑥ 시공방법
연결부도 본체부와 똑같은 시공기계를 사용할 수 있도록 하는 것이 좋으며, 전혀 다른 종류의 시공기계를 필요로 하는 공법은 피하는 것이 좋다.

14-2 전면수심이 변하는 부분

전면수심이 변하는 부분에서의 구조물의 설계조건은 접속되는 수심이 깊은 쪽의 구조물과 같게 하고, 설계방법이나 안전율은 각각의 구조양식에 준한다.

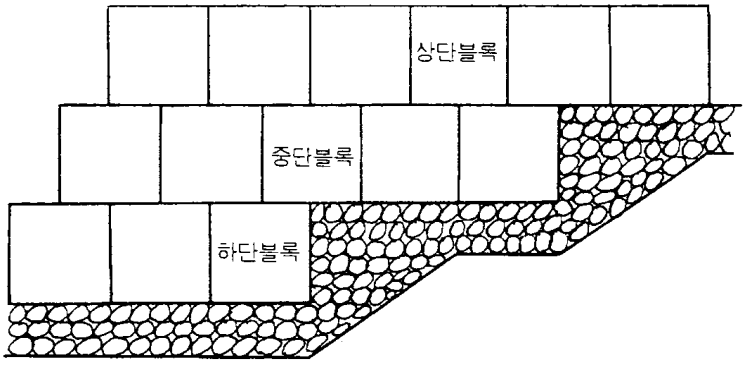
[해 설]

(1) 전면수심이 변하는 부분에서는 설계조건을 정하는 방법과 사면의 안정이 문제로 된다. 특히 연결구간의 해저경사는 이용 면에서나 공사비 면에서도 급경사가 좋지만 토질에 따른 안정경사, 파랑의 영향, 사면의 보호, 준설후의 경사 등을 고려해야 한다. 사질토인 경우는 1:3정도가 보통이다.

(2) 설계수심에 관해서는 구조물의 강도, 공사비 등을 고려하여 점차로 변화시키는 것이 좋다.

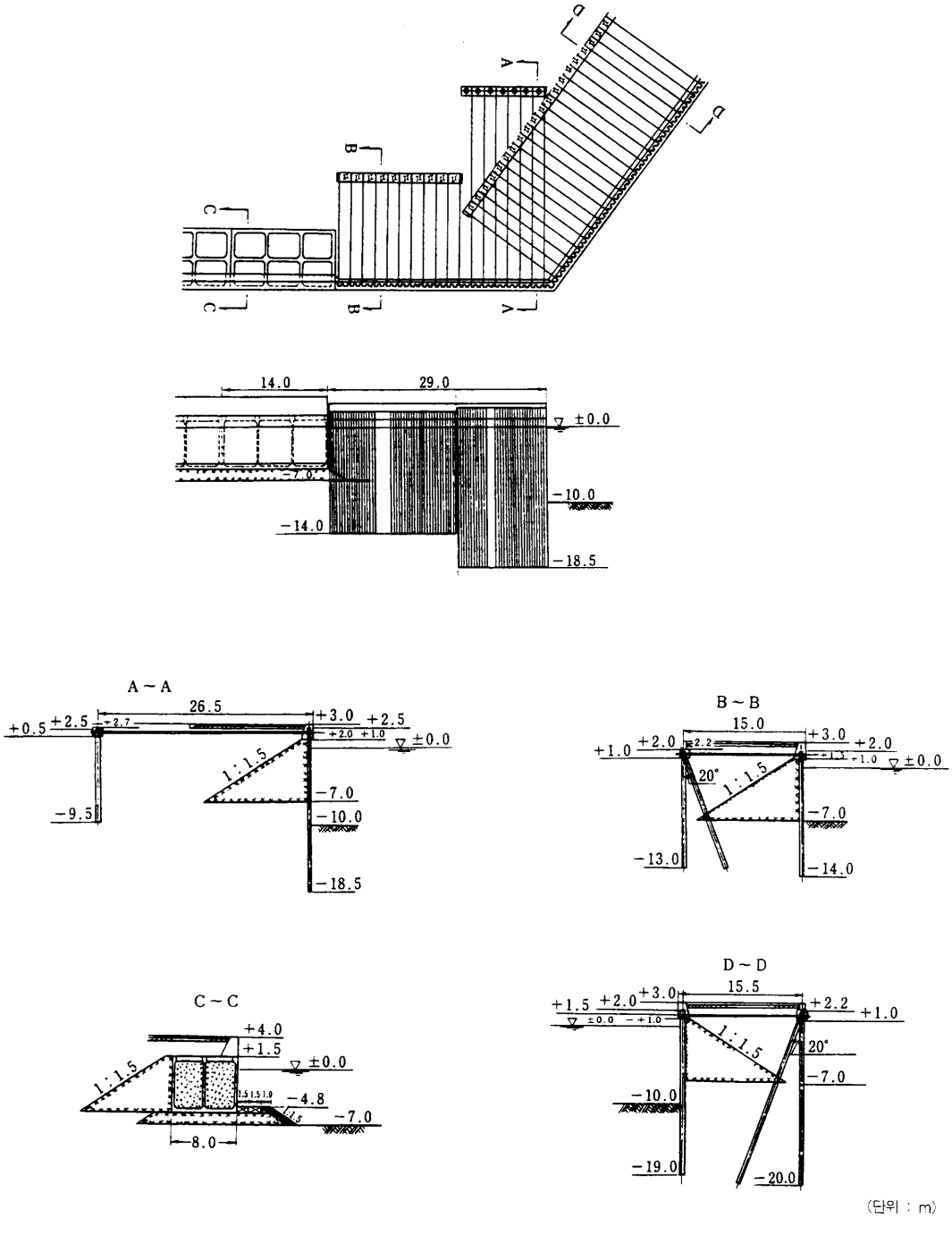
① 블록구조인 경우, 하단블록의 높이를 단위로 하여 단계적으로 변화시키는 것이 좋다.(참고 그림 (14-1) 참조)

② 널말뚝구조인 경우, 설계수심은 2~3m정도씩 단계적으로 변화시키는 일이 많다.(참고 그림 (14-2) 참조)



정면도

참고 그림 (14-1) 블록 쌓기에서 전면수심이 변화하는 경우의 연결 예



참고 그림 (14-2) 널말뚝식 구조로 전면수심이 변화하는 경우의 연결 예

14-3 서로 다른 구조물이 접속하는 부분

서로 다른 구조물이 접속하는 부분은 2개의 다른 구조물이 직접 접속하는 경우와 그들 사이에 연결을 위한 구조물을 삽입하는 경우가 있다. 연결문제로 인하여 구조물을 삽입하는 경우 해당부분의 설계조건은 양측구조물의 설계조건 중에서 불리한 측을 따라 설계하는 것을 원칙으로 한다.

14-4 오목부

오목부의 설계조건은 양측 구조물의 설계조건 가운데 중요도가 높은 구조물의 것에 준한다.
오목부의 각도가 예각이 되는 것은 피하는 것이 좋다.

[해 설]

여기서 기술하는 오목부라 함은 바다로 향하여 볼록한 것(凸)을 가르키며, 오목한 것(凹)은 문제가 되지 않는다. 오목부가 예각인 경우에는 설계상으로나 시공상으로나 곤란한 점이 많으므로 될 수 있는 대로 예각이 되지 않도록 한다.

[참 고]

(1) 널말뚝구조와 널말뚝구조를 연결하는 경우, 각종의 설계 예를 볼 수 있지만 그때에는 언제나 버팀공을 어떻게 하느냐가 문제가 된다. 버팀판 형식인 경우에는 버팀판이 주동토압의 영역에 들어가거나 또는 수동토압이 서로 겹치는 영역이 생기기도 하여 저항토압의 산정에 문제가 있다. 따라서 이 형식은 피하는 것이 좋다.

다음에 구조상 문제가 없다고 생각되는 버팀구조의 예를 든다.

① 직항의 버팀공을 두는 경우

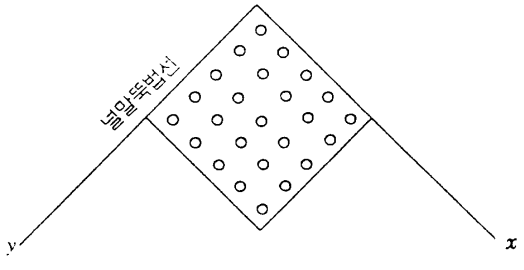
타이재의 인장력을 직항의 횡저항으로 받게 하는 것이다. 이 경우 타이재와 널말뚝벽이 이루는 각도는 직각으로 하는 것이 좋다(참고 그림 (14-5) 참조). 설계방법은 본편 5-6-3 버팀공의 설계를 참조하여 결정한다.

② 선반구조를 오목부에 설치하는 경우

선반구조는 복잡한 버팀공을 필요로 하지 않아 비교적 잘 사용된다. 설계에 대해서는 다음 사항에 주의해야 한다.

가. 휨모멘트 및 축방향력의 검토는 x방향, y방향(참고 그림 (14-3) 참조) 및 합력의 방향에 관해서도 해야 한다. 합력방향의 계산은 x방향, y방향에서 구한 값의 백터의 합으로 구한다.

나. 말뚝의 근입은 가장 위험하게 되는 말뚝의 근입깊이에 맞춘다.



참고 그림 (14-3) 오목부에 선반구조를 둔 경우

다. 선반의 계산방법은 본편 제6장 선반식널말뚝 안벽에 준한다. (참고 그림 (14-6) 참조)

③ 2중널말뚝식 구조를 설치하는 경우

널말뚝식 구조의 경우, 특히 수심이 얕은 경우에 쓰이는 일이 많다. 이중 널말뚝의 구조설계에 대해서는 본편 13-5 이중널말뚝식 안벽에 준한다.

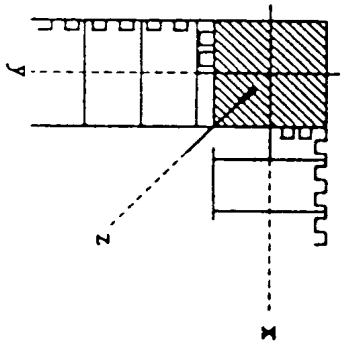
(2) 강널말뚝식 구조와 자립널말뚝식 구조를 연결하는 경우

자립널말뚝식 구조를 연결부에 채용하면 버팀공이 필요치 않으므로 지반이 양호한 경우나 물양장 정도의 수심이 얕은 안벽에 쓰이는 일이 있다.

이 두 가지 구조를 조합할 경우, 일반으로 자립널말뚝식 구조의 변위가 널말뚝벽보다 크기 때문에 연결부의 타이재에 큰 힘이 작용하는 수가 있다. 따라서 연결점 부근의 자립널말뚝의 편성을 크게 하거나 타이재의 단면을 여유 있게 하는 배려가 필요하다. 설계법에 관해서는 본편 13-2 자립널말뚝식 안벽을 참조한다.(참고 그림 (14-8) 참조)

(3) 오목부에 케이슨을 설치하는 경우

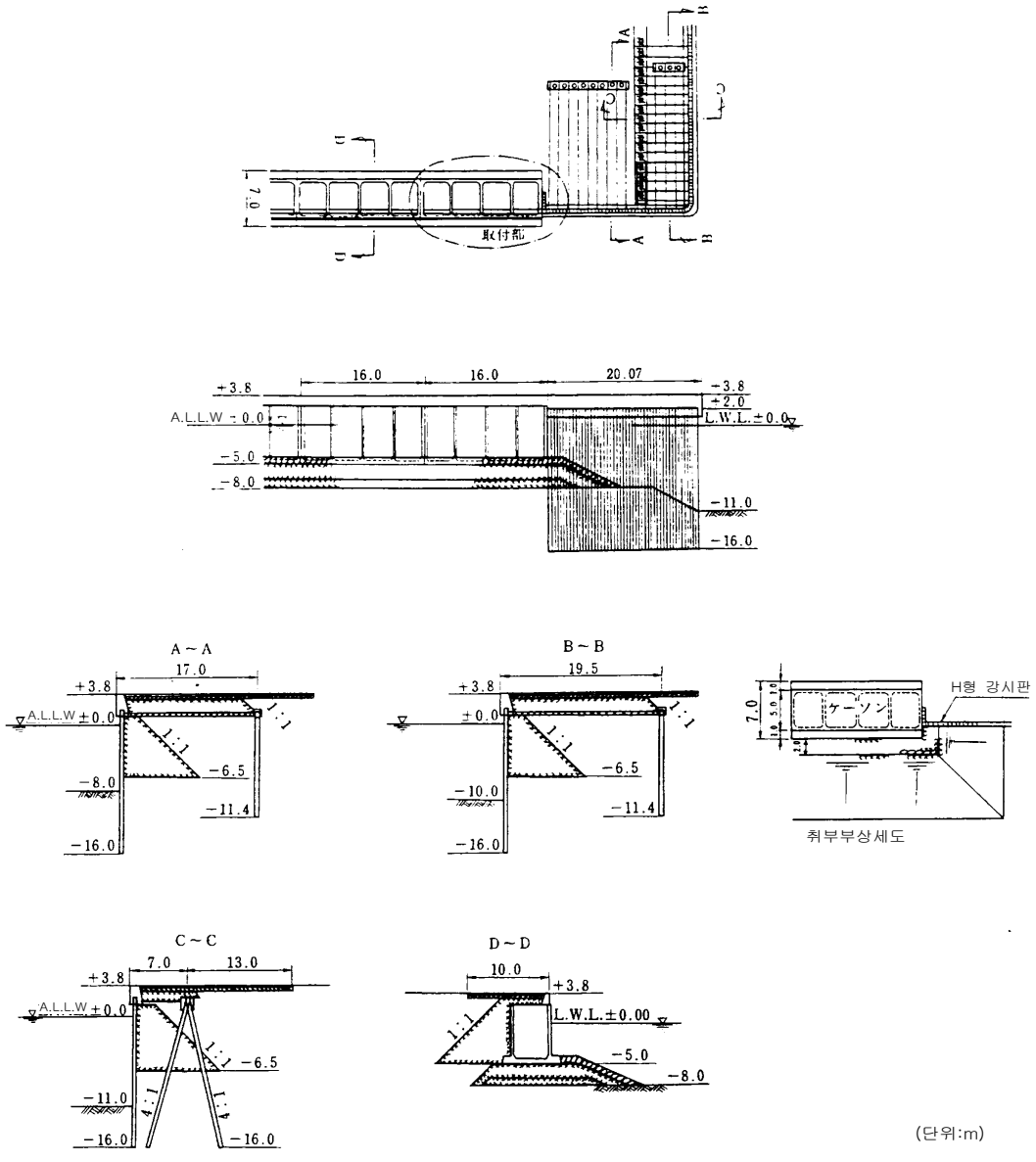
x방향, y방향에 관한 안정계산 및 합력방향(z방향)에 관한 안정계산을 해야 한다.(참고 그림 (14-4) 참조)



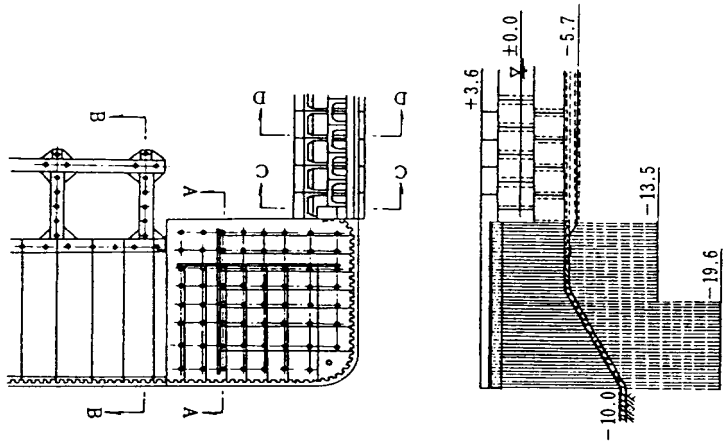
참고 그림 (14-4) 오목부에 케이슨 구조를 두는 경우

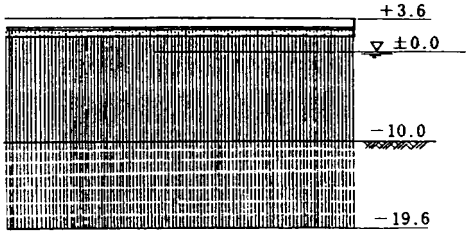
(4) 오목부에 셀식 구조를 설치하는 경우

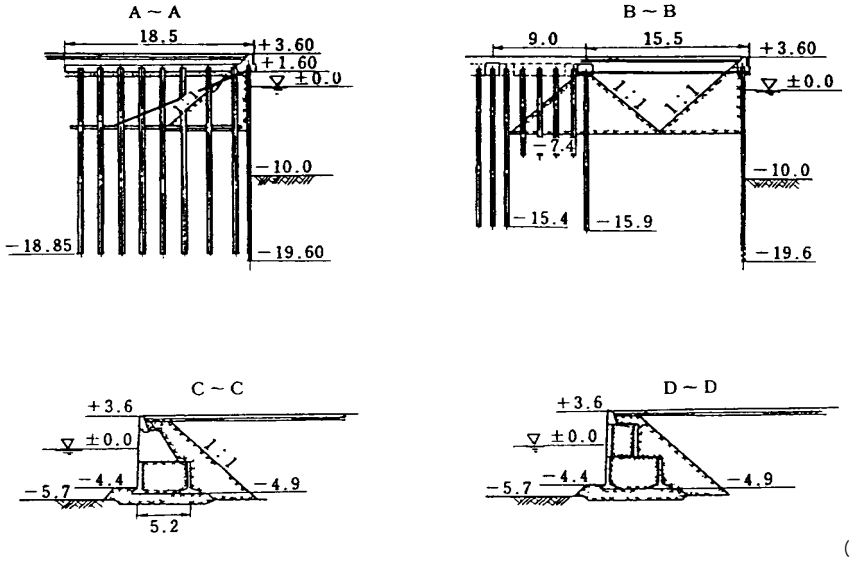
오목부에 셀식 구조나 웰(우물통) 등을 두는 방법도 생각할 수 있지만 일반으로 공사비가 커지는 경향이 있다.(참고 그림 (14-7) 참조)



참고 그림 (14-5) 직항식의 버팀공을 오목부에 설치하는 경우의 설계 예

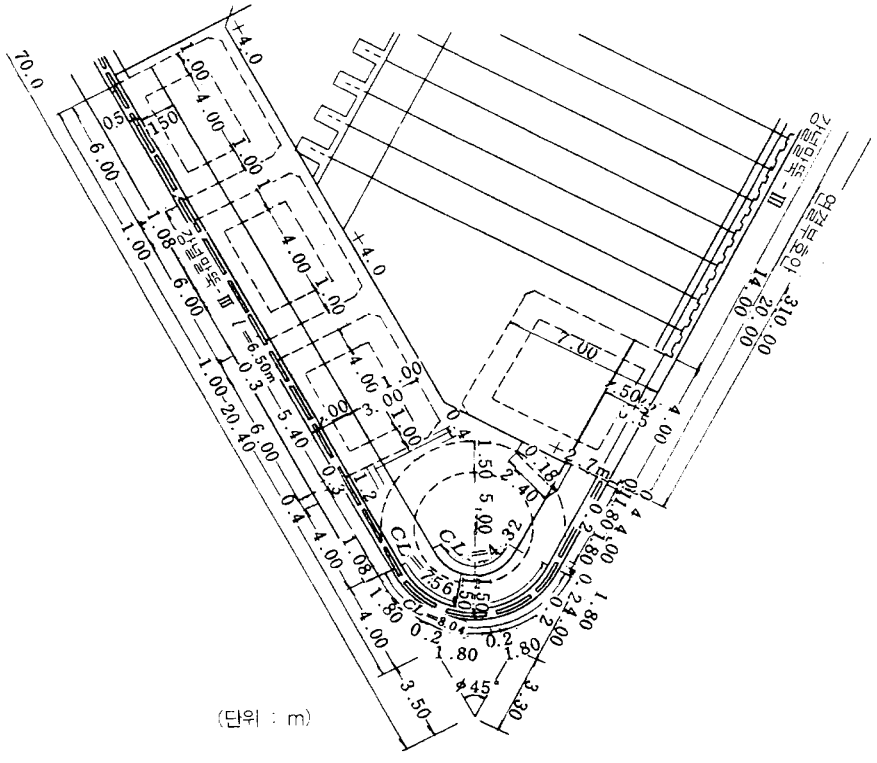




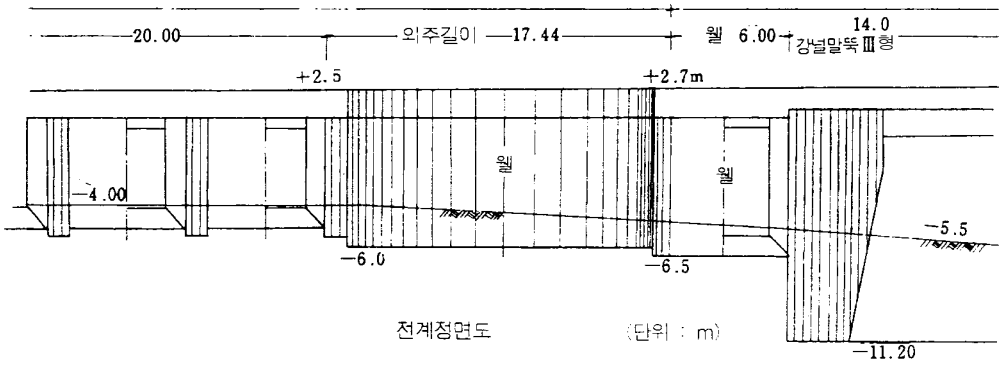


(단위:m)

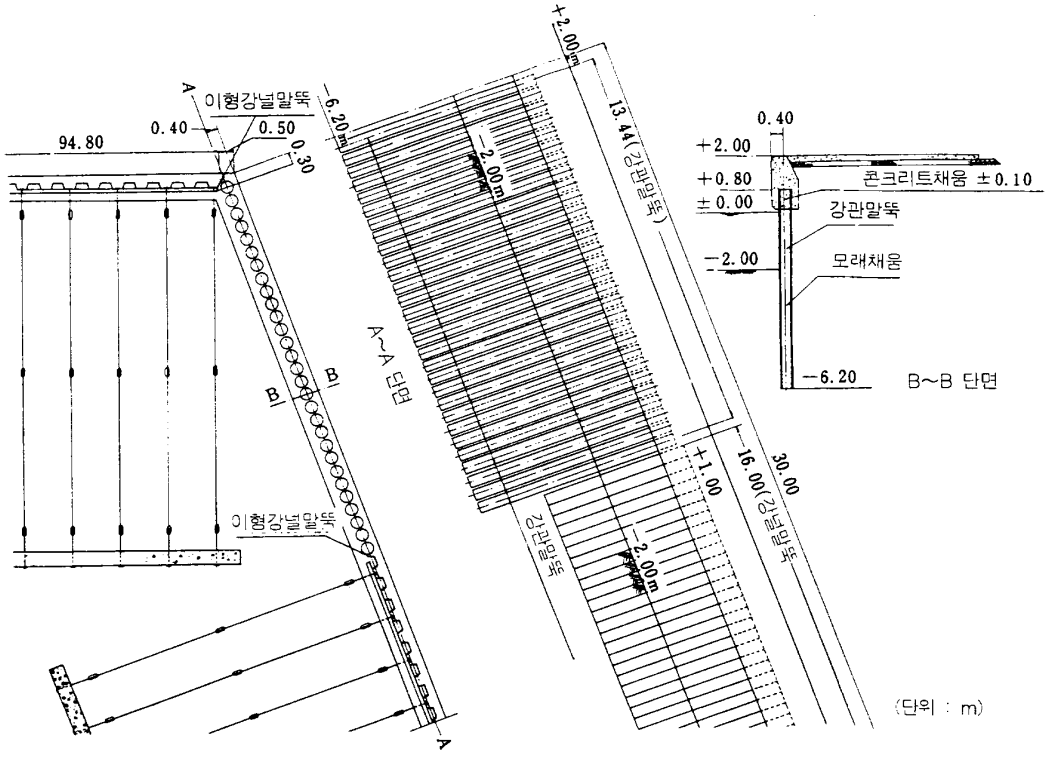
참고 그림 (14-6) 선반구조를 오목부에 설치하는 경우의 설계 예



평 면 도



참고 그림 (14-7) 오목부에 웰(우물통)을 놓는 경우 설계 예



참고 그림 (14-8) 강널말뚝 구조와 자립널말뚝 구조의 설계 예

제 15 장 부속설비

15-1 방충설비

15-1-1 일 반

안벽에는 선박의 안전하고 원활한 접안 및 계류가 이루어질 수 있도록 자연조건, 이용선박 및 계류시설의 구조에 따라서 소요제원의 방충설비를 적절히 배치하여야 한다.

[해 설]

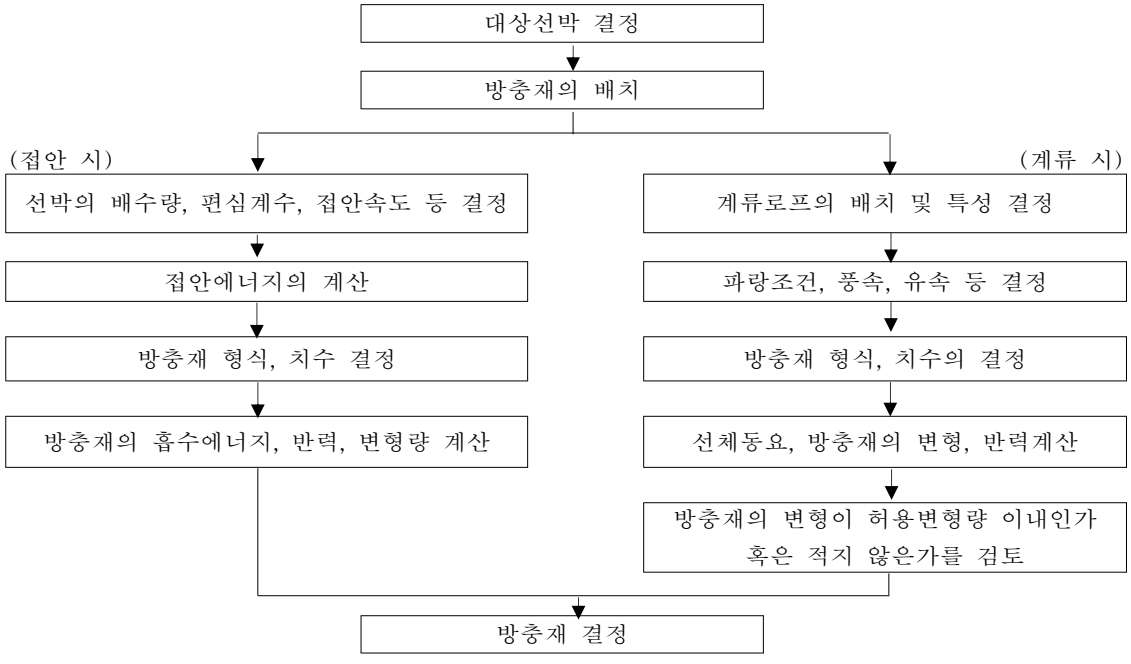
선체와 안벽사이에는 선박의 접안 시와 계류 중에 파랑이나 바람에 의한 동요 시 접안력 및 마찰력이 작용한다. 이때 선체 및 구조물의 손상을 방지하기 위하여 안벽에 방충설비를 한다. 그러나 소형 선박이나 일부 페리선박일 경우는 선박자체에 타이어 등의 방충설비를 갖추고 있고, 매우 주의하여 조선하는 경우는 충격력 자체도 비교적 작으므로 반드시 방충설비를 필요로 하지 않는다.

[참 고]

(1) 방충설비로서는 고무방충재가 일반적이나, 이외에 공기방충재, 거품(foam)식 방충재, 수압식 방충재, 유압식 방충재, 중력식 방충재, 말뚝식 방충재, 목재방충재 등이 있다.

(2) 방충설비에는 접안력 등의 반력이 선박에 집중되지 않도록 필요한 경우 방충재에 단위면적당 하중(면압)을 감소시키도록 수충판을 설치하는 경우도 있다. 이때 방충재에 작용하는 전단력을 적게 하기 위하여 수충판 전면에 전단력 감소를 위한 재료(에폭시 수지판 등)를 붙이는 것이 좋다.

(3) 고무방충재, 공기식 방충재, 말뚝식 방충재의 설계는 일반적으로 다음 순서로 하는 것이 좋다.



참고 그림 (15-1) 방충재의 설계순서

15-1-2 방충재의 배치

방충재의 배치는 방충재가 소정의 선박의 접안에너지를 흡수하기 이전에 선박이 직접 안벽에 접촉하는 일이 없도록 정하여야 한다.

[참 고]

(1) 고무방충재는 일반적으로 5~20m 간격으로 설치된다. 선박이 접안할 때에는 선수부근이나 선미부근이 안벽에 먼저 접촉한다. 접안한 현측은 곡면으로 되어 있어 방충재의 간격이 지나치게 커지면 방충재가 접안에너지를 충분히 흡수하기 전에 선체의 일부는 방충재가 설치되어 있지 않은 구간에 직접 접촉하게 되므로 주의해야 한다. 보통의 경우 간격이 5m 정도이면 문제는 없으나, 10m이상인 경우에 선체의 일부가 안벽의 방충재가 설치되지 않은 구간에 직접 접촉하게 할 위험이 있으면 방충재 설치부의 상부콘크리트를 다른 부분보다 0.2~0.5m 돌출시킬 필요가 있다. 이외에 고무방충재 앞에 나무 일부를 달아서 다른 면보다 돌출시켜 놓는 것도 한 방법이다.

(2) 소형선을 접안시키는 대형 안벽에서 방충재 간격을 넓게 하고, 그 중간에 소형선용 방충재를 배치하는 경우에는 소형선용 방충재의 전면을 대형의 방충재보다 어느 정도 뒤에 설치해야 한다. 이 경우 충분히 뒤로 물리지 않으면 대형선 접안시의 유효에너지를 방충재가 충분히 흡수하기 전에 소형선용 방충재에 접촉하게 되며, 이 경우 소형선용 방충재의 반력이 비정상적으로 커져 소형선용 방충재가 파손될 수 있다.

(3) 잔교식 안벽 등과 같이 선박의 접안력이 설계하중이 되는 경우에는 특히 배치에 주의해야 한다.

(4) 시멘트 운반선 등과 같이 현(舷)이 매우 낮은 배가 있고, 카페리선과 같이 현(舷)이 대단히 높은 선박이 있으므로 대상선박에 따라 방충재의 설치높이에 주의해야 한다.

(5) 소형선박이 접안하는 안벽으로 조위차가 큰 곳이나 파랑이 있는 곳에서는 선박의 현(舷)이 방충재를 부딪히지 않고 직접 안벽에 부딪히거나 방충재 밑으로 들어가 방충재를 밀어 올리는 등의 위험이 있으므로 방충재 설치높이를 주의하여 결정하여야 한다. 이런 현상을 피하기 위하여서는 방충재를 횡(橫)으로 2단 설치하거나 종(縱)으로 붙이는 등의 방법이 있다.

(6) 컨테이너선, 자동차전용선(PCC선) 등 가운데 특히 플레어(flare)가 큰 선박이 빈번히 이용하는 안벽은 선박의 현(舷)이 계선주와 접촉하지 않도록 배려하는 것이 바람직하다.

(7) 목재방충재는 안벽 전면에 연속해서 설치하는 일이 많다. 그러나 8~13m 간격으로 방충재를 설치하는 집중방식을 취하는 수도 있다.

15-1-3 선박의 접안에너지

선박의 접안에너지 등은 "제2편 2-2 선박에 의하여 발생하는 외력"에 의하여 산정하여야 한다.

15-1-4 방충재의 선정

방충재의 종류는 다음사항을 고려하여 적절히 선정한다.

(1) 안벽구조의 특성 및 이용선박

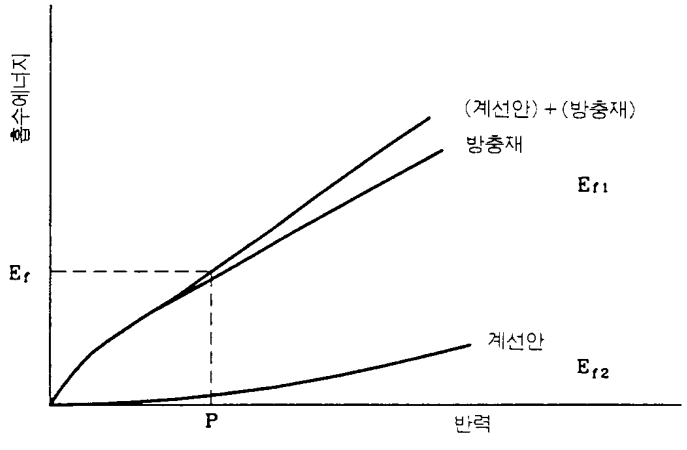
(2) 파랑의 영향을 받는 안벽에서는 계류 중인 선박의 동요 및 접안각도 등 선박의 접안상황

(3) 선박의 접안 시 발생하는 방충재 반력이 안벽의 구조에 주는 영향

(4) 제조상 오차, 동적인 특성, 온도특성 등에 의한 방충재의 물리적인 특성치의 변동 폭

[참 고]

(1) 접안력은 안벽의 하중-흡수에너지 곡선을 구하고, 다음에 방충재 1개소의 방충재 전체의 하중-흡수에너지 곡선을 구한다. 이들로부터 참고 그림 (15-2)에 나타낸 바와 같이 양자의 합을 나타내는 하중-흡수에너지 곡선을 구해 주어진 유효접안에너지(E′)에 대한 접안력(P)을 구하면 된다.



참고 그림 (15-2) 접안력의 산정

(2) 중력식, 널말뚝식, 선반식 안벽 등은 보통의 접안력에 대해서는 충분한 저항력을 갖고 있다. 그러나 횡잔교, 이안제(디태치드 피어 : detached pier), 돌핀 등 가요성 구조물, 특히 직항구조인 안벽에서는 수평저항력이 비교적 적으므로, 접안력을 허용수평하중보다 작게 해야 한다. 디태치드 피어, 돌핀, 횡잔교의 허용수평하중에 대해서는 본편 "제4장 잔교식 안벽, 13-1 디태치드 피어, 제10장 돌핀"을 참조하여 적용한다.

(3) 방충재는 선박의 경사접안에 의해 일어나는 기준선방향의 마찰력에 의한 전단력에 대해서도 안전해야 한다. 보통의 경우, 이 힘에 대해서는 바스코·코스타(Vasco·Coasta)의 제안에 의해 계산한다. 즉, 선박이 안벽 기준선에 대해 6°~14°의 각도로 접안하면 이 힘은 접안력의 10~25%가 된다.

(4) 파랑의 영향을 받는 안벽에서는 파랑에 의해 선박이 수평방향과 연직방향으로 움직이므로 방충재는 단순히 압축될 뿐만 아니라 상하방향으로 과도한 전단변형을 일으켜 방충재가 파손되는 예도 있다. 또 대형선외에 소형선도 접안하는 대형 계선안에서 소형선의 난폭한 접안에 의해 방충재가 파손된 예도 있다. 이러한 안벽에서는 전단력을 마찰력으로 간주하면 전단력은 방충재 반력의 0.3~0.4배 정도가 작용한다고 생각한다.

너울(swell)이 큰 항만에서 가동식방충재를 사용하여 성공한 예도 있다. 또 반력형 방충재의 일부는 전단력이 작용하면 압축반력이 저하되는 것이 있으므로 주의해야 한다.

(5) 방충설비에는 접안력 등이 선박에 대하여 집중하중으로 작용하는 일이 없도록, 필요에 따라서 충격흡수판 등을 설치하여 단위면적당 하중을 줄인다. 이때 방충설비에 작용하는 전단력을 줄이기 위하여 충격흡수판 전면(前面)에 합성수지판 등을 설치하는 경우도 있다.

(6) 방충재의 설계에 영향을 미치는 요인은 많으므로 방충재만의 공사비를 비교하여 선정하는 것은 무의미하다. 방충재 자체의 성능이 안벽의 공사비나 건설후의 유지보수비, 접안효율 등에 큰 영향을 끼치므로 이들을 종합적으로 검토하여 결정해야 한다. 보통 잔교나 돌핀의 경우, 수평충격력의 영향이 크기 때문에 비록 비싸더라도 성능이 좋은 방충재를 쓰는 편이 도리어 안벽 전체의 공사비는 적어지는 경우가 많다. 선박에 의한 수평충격력이 구조상 영향이 없는 중력식 안벽이나 널말뚝식 안벽에서는 방충재의 성능은 안벽의 공사비에 영향을 미치지 않지만 준공후의 방충재의 유지관리를 고려하면 초기의 설비비는 많이 들더라도 설치 후 유지보수가 간단한 형식의 방충재를 사용함이 장기적으로는 유리하게 되는 수도 있다. 또한 성능이 좋은 방충재를 사용해서 해상, 기상조건에 의한 접안의 지연을 적게 해서 하역능률을 높이는 편이 좋은 경우도 있다.

(7) 유효접안에너지는 선체의 변형 및 계선안의 변형에 의해 흡수된다.
그러나 보통의 경우는 선체의 변형에 의한 에너지의 흡수는 작으므로 고려하지 않는다.

(8) 계류시설의 변형에 의한 에너지의 흡수는 다음과 같다.

① 중력식 안벽, 널말뚝식 안벽, 선반식 안벽 및 셀식 안벽 등 강성이 큰 구조물은 안벽 본체의 변형에 의한 에너지 흡수는 없다고 본다.

② 디태치드 피어, 돌핀, 잔교, 횡잔교 등에 있어서도 강성구조형식과 연성구조형식으로 구분된다. 전자에 대하여는 그 변형에 의한 에너지 흡수는 없다고 보나 후자에 대하여는 처짐성이 있어 변형에 의한 에너지흡수가 생각되어 일반적으로 식 참고 (15-1)으로 표시된다.

$$E_1 = \int_0^{\Upsilon_1} g(y_1)dy_1 \qquad \text{참고 (15-1)}$$

여기서,

E_1 : 안벽본체의 변형에 의한 흡수에너지(N·m)

Υ_1 : 안벽본체의 최대 변화량(m)

$g(y_1)$: 안벽의 본체의 변형에 의한 반력특성(N)

가요성 구조물(flexible structure)은 보통 강재로 제작되고, 허용하중은 탄성한계 내에 있으므로 이 경우 안벽의 처짐과 반력과의 관계는 선형이 된다. 따라서 접안에너지를 안벽과 방충재으로 완전히 흡수했을 때의 계류시설의 흡수에너지는 안벽의 스프링 정수를 C라 하면 식 참고 (15-2)로 표시된다.

$$E_1 = \frac{1}{2} \cdot C \cdot \Upsilon_1^{\,2} \qquad \text{참고 (15-2)}$$

말뚝식 방충재의 흡수에너지에 있어서도 같다.

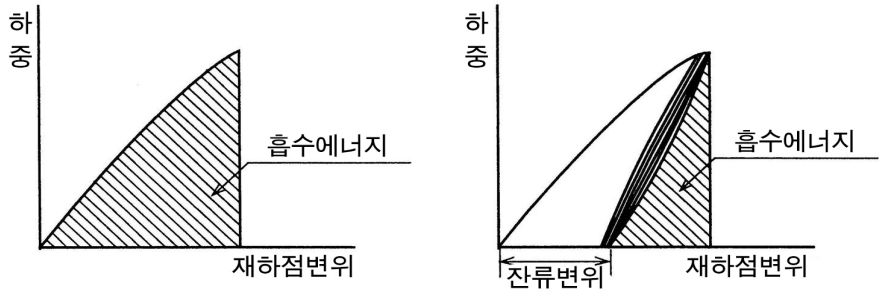
③ 단말뚝 구조(SPS : single pile structure)는 고장력강을 이용하여 말뚝의 변형자체에 의한 접안에너지 흡수를 기대한 구조이다. SPS를 이용한 접안돌핀의 안정성 검토에 있어서는 반복접안에 의한 말뚝의 잔류변형을 고려하여 흡수에너지를 계산하는 것이 바람직하다. 접안 시에 말뚝으로 흡수할 수 있는 에너지는 재하점 변위에서 잔류변위를 뺀 변위량을 이용하여 산정할 수 있다. 잔류변위를 고려한 재하점 변위는 식 참고 (15-3)으로 구할 수 있다.

$$y_{\top} = A_1 Y_0 + A_2 i_0 h + \frac{Ph^3}{3EI} \qquad \text{참고 (15-3)}$$

여기서,

y_{top} : 재하점 변위(m)
y_o : 초기재하 시의 해저면 변위(m)
i_o : 초기재하 시의 해저면의 변위각(rad)
P : 수평방향의 작용하중(N)
h : 재하점 높이(m)
EI : 말뚝의 강성(N㎡)
A_1, A_2 : 반복재하에 따른 영향계수

한편, 초기재하란 과거에 그 하중 레벨에 대한 하중재하 이력이 없는 상태를 가리킨다.



(a) 초기재하 시 흡수에너지 (b) 접안 시 흡수에너지

참고 그림 (15-3) 말뚝 변형에 따른 흡수에너지

반복재하에 따른 영향계수로는 현지 실제 크기 재하실험 결과 및 모형실험결과에 의해 참고 표 (15-1)이 제안되어 있다.

참고 표 (15-1) 반복재하에 따른 영향계수

구분	최대변위를 구할 때	말뚝변형에 의한 흡수에너지를 구할 때	잔류변위를 구할 때
A_1	1.4	0.4	0.8
A_2	1.2	0.6	0.5

(9) 방충재에 의한 에너지 흡수

고무방충재는 중공원형, 중공각형, V형 등의 종류가 있고, 각각 반력과 변형과의 관계, 에너지 흡수율이 다르다. 각 방충재 모두 흡수에너지와 변형, 반력과 변형곡선이 카탈로그에 표시되어 있으므로, 이것을 이용하면 편리하다.

V형 방충재 등의 정반력형 방충재는 저반력(低反力), 고에너지 흡수의 방충재이지만, 설계에너지 흡수량의 1/3의 에너지를 흡수했을 때에 이미 최대반력에 가까운 반력을 나타내는 성질이 있으므로, 선박이 2~3개의 방충재에 동시에 접안했을 때에는 반력의 합계가 커질 수도 있으므로 주의해야 한다.

(10) 방충재는 선박이 접안할 때 그 접안력에 의해 선박 외판에 영구변형을 일으킬 우려가 있기 때문에 방충재 선정 시에는 주의를 기울여야만 한다. 선박 쪽 하중을 경감시키기 위해 필요에 따라 충격흡수판을 방충재 전면에 부착하는 것이 좋다.

15-2 계선주와 계선환

15-2-1 일 반

안벽에는 선박의 안전하고 원활한 계류 및 하역이 이루어질 수 있도록 이용선박의 계선로프 위치를 감안하여 적절히 계선주 또는 계선환 등을 설치하여야 한다.

15-2-2 배 치

직주는 폭풍 시에 선박을 계류하기 위하여 선석 양단에 수제선에서 되도록 멀리 설치하고, 곡주는 평상시의 선박의 계류나 이·접안에 사용할 수 있도록 선석의 수제선 부근에 배치한다.

[참 고]

(1) 곡주의 간격과 1선석당 최소설치 개수는 참고 표 (15-2)의 값을 표준으로 한다.

(2) 연속된 선석의 접속부에는 2개의 곡주를 수m 거리에 설치하는 것이 바람직하다.

참고 표 (15-2) 곡주(曲柱)의 배치

대상선박 총톤수	곡주의 최대간격(m)	1선석당 최저설치개수(개)
2,000 미만	10～15	4
2,000 이상 5,000 미만	15	5
5,000 이상 20,000 미만	20	11
20,000 이상 50,000 미만	20	16
50,000 이상 100,000 미만	20	20
100,000 이상 150,000 미만	22	21
150,000 이상 200,000 미만	22	22
200,000 이상 250,000 미만	22	23

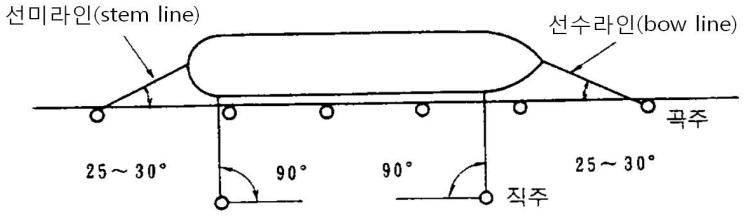
(3) 소형안벽에 있어서 계류라인이 위로 당겨지는 위험이 없는 경우는 직주를 10～20m 간격으로 배치하고 곡주를 설치하지 않아도 좋다. 또한, 소형안벽에 있어서는 곡주대신에 곡주와 동등한 강도를 갖는 계선환 등을 5～10m 간격으로 배치하여도 좋다.

(4) 접안시의 선박의 계류라인의 배치와 명칭 등은 본편 “2-1 선석의 치수”를 참조한다.

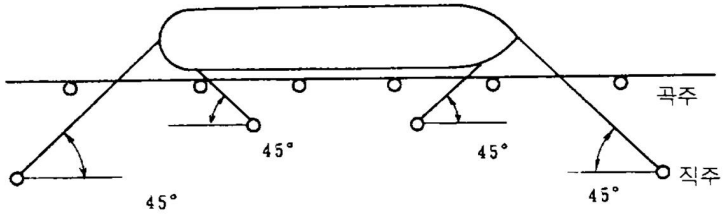
(5) 평상시의 계류용이나 이·접안시의 조선용으로 사용되는 계선주는 계류라인이 부두뜰에 걸쳐지면 하역작업에 장애가 되므로 수제선 가까이에 배치한다.
이 경우 계류라인이 위로 끌리는 수가 있으므로 곡주를 쓴다. 그러나 소형선박이 이용하는 안벽에서는 안벽의 마루높이와 선박의 갑판이 거의 같은 높이가 되기 때문에 계류라인은 극단으로 위로 끌리지 않으므로 직주를 쓰는 수가 있다.

(6) 태풍 시에도 선박을 계류하는 안벽에서는 선박의 횡방향 힘에 대해서 수제선 가까이에 배치된 계선주만으로는 대처할 수 없으므로 선축과 계류라인이 가능한 직각이 되고 하역작업에 지장이 되지 않는 수제선에서 떨어진 위치에 큰 힘에도 안전한 계선주를 배치한다.
이 경우 계류라인은 위로 끌리지 않으므로 직주를 쓴다.

(7) 직주는 선박의 이용형태에 따라 배치하는데, 선체의 횡방향 힘에 대해서 충분히 저항할 수 있도록 선축과 계류라인이 이루는 각이 가능한 직각이 되도록 배치하고, 1선석에 2기를 설치하는 것이 보통이다.
선수라인과 선미라인이 선축방향의 선박동요를 방지하기 위하여 선축과 이루는 각을 작게 하는데 이 각이 25~45°가 되도록 곡주를 배치할 필요가 있다.
대표적인 직주의 배치에는 참고 그림 (15-4)에 나타나 있다.



(a) 직각의 경우



(b) 45° 의 경우

참고 그림 (15-4) 직주와 계류라인이 이루는 각도

(8) 연속된 선석의 접속부에 설치하는 계선주에는 양측선박의 계류라인이 1개의 계선주에 동시에 걸리는 경우가 있다. 그러나 계류라인은 방향이 다르고 그 합력이 1선박에서의 견인력보다 그다지 크게 되지 않으므로 선석의 접속부에 설치하는 계선주를 특별히 크게 할 필요는 없다. 그러나 이안 시에 라인을 푸는 시간이 걸려 사고를 일으킬 위험이 있으므로 이러한 점을 감안하여 수 m의 거리에 2개의 곡주를 설치하는 것이 바람직하다.

(9) 소형안벽 등에는 작은 선박을 고정하기 위하여 계선환을 설치하는 경우도 있다. 계선환 등은 조위를 감안하여 적당한 높이에 설치해야 한다. 소형선은 선수나 선미에서 계선환 등에 계류라인을 거는 수가 많으므로 계선환 등의 간격은 5~10m 정도로 한다.

(10) 강풍의 방향이 일정하고 안벽방향에서 강한 바람이 불 염려가 없는 항만에나 강풍 시에 계류선박이 없는 항만에서는 직주를 생략하는 경우도 있다.

15-2-3 대상선박의 견인력

대상선박의 견인력은 “제2편 2-2-7 계선주에 작용하는 힘”에 의하여 선정하여야 한다.

15-2-4 구 조

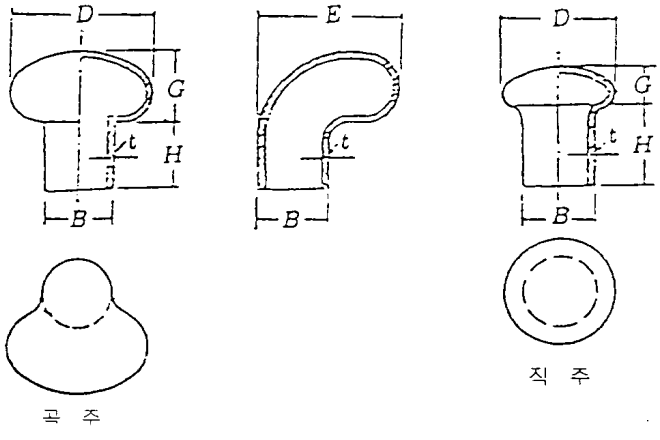
계선주는 대형의 것은 주강이어야 하며, 소형의 것은 주철, 강판, 철근콘크리트 등을 사용할 수 있다.

[참 고]

(1) 선박의 견인력과 주강제 계선주의 직경과의 관계는 참고 표 (15-3)의 값을 사용할 수 있다.

참고 표 (15-3) 견인력과 계선주의 직경과의 관계

기둥직경(m)	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
견인내력(kN)	50	100	200	350	500	700	1,000	1,200	1,500	2,000	2,500



참고 그림 (15-5) 계선주 각 부의 형상

(2) 참고 그림 (15-4)에 나타낸 계선주의 각 부분 치수관계는 다음 값을 사용해도 좋다.

곡주 D = 2.0B, E=2.0B, H=1.0B, G=1.0B, t=0.1B

직주 D = 1.5B, H=1.2B, G=0.5B, t=0.1B

(3) 안벽 전면의 계선주는 견인력에 대하여 안전하도록 깊게 묻거나 앵커볼트로 정착시켜야 한다.

(4) 계선환은 내경 10~20㎝, 굵기 20㎜ 정도이다. 계선환에는 해수가 묻는 일이 많으므로 부식에 대해서 안전하도록 굵게 만드는 것이 좋다.

또 부식되어 가늘어졌을 때, 바꿔 낄 수 있도록 설계 시에 고려해 두어야 한다. 계선환은 안벽의 상부콘크리트의 외면으로부터 밖으로 튀어나가지 않도록 오목한 곳에 설치하는 것이 좋다.

15-3 차막이

안벽전면에는 차막이를 설치한다.

[참 고]

(1) 차막이의 설치위치는 설치장소의 조건에 따라 안전성과 하역작업의 영향을 고려하여 정한다.

(2) 차막이의 구조, 형상, 배치, 재질 및 색상에 관하여는 현장조건에 따라 안전성, 내구성, 내식성, 내후성, 하역작업에의 영향 등을 고려하여 선정한다.

(3) 차막이의 크기는 150×150mm로 하는 것이 좋다. 단 부두뜰에서의 하역작업 등에 있어서 하역기계, 기타 차량의 통행의 안전 확보 등을 위하여 필요한 경우 하역작업에 지장을 주지 않도록 고려하여 크게 설치한다.

(4) 계류라인을 설치함으로써 차량의 통행을 금지하는 경우 등 차량의 통행이 예상되지 않는 경우에는 차막이를 설치하지 않아도 된다.

(5) 차막이 구조의 일례를 참고 그림 (15-6)에 나타내었다.

(6) 차막이의 설치위치는 접안선박 등과의 접촉에 의한 파손방지를 위하여 안벽선으로부터 30㎝정도 내측에 설치하는 것이 좋다.

(7) 차막이 설치간격은 에이프런을 이용하는 하역기계나 차량의 차륜간격보다 적게 할 필요가 있으나 에이프런 상의 우수 배제를 위해 표준적으로 30~50㎝의 간격을 두도록 하였다.
차막이 1조의 길이는 300~500㎝로 하되 계선주를 가운데 두는 차막이의 계선주와의 간격은 150~250㎝로 하는 것이 바람직하다.

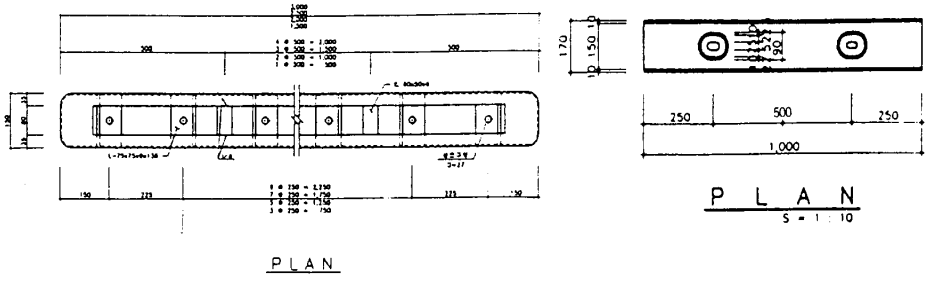
(8) 차막이의 높이는 하역작업에 지장을 적게 하기 위해서는 15~20㎝정도로 하는 것이 일반적이다. 그러나 안벽의 코너(corner) 등 차량전락의 위험성이 높은 구획은 위험지역으로 구분하여 차막이 높이를 20~30㎝정도로 높여 계획하는 것이 필요하다.

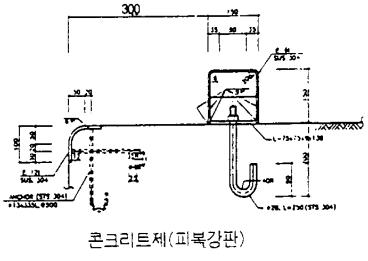
(9) 차막이의 재질은 설치장소의 환경조건에 따라서 내구성이나 내식성, 내후성, 시공성 및 경제성 등을 종합적으로 비교 검토하여 선택하는 것이 바람직하다.

(10) 차막이는 차량 등의 충격하중에 대하여 충분한 강도를 갖는 것이어야 한다.

(11) 차막이의 색채는 안전성을 확보하기 위하여 시인성(視認性)을 배려하여 결정하는데 노란색과 검정색의 띠 모양(띠 폭 20㎝, 경사각 60°)을 표준으로 한다. 여객선 부두 등에서는 안정성 이외에 달리 경관성도 배려하여 현지에 알맞은 색, 모양을 채용해도 좋다.

(12) 야간의 안전성을 높일 필요가 있는 장소에서는 반사광, 발광 다이오드(diode) 등을 설치하거나 줄무늬 도장을 한다.





참고 그림 (15-6) 차막이 표준단면의 예

15-4 급배수설비

15-4-1 급수설비

대형안벽 또는 대형잔교에는 급수설비를 하여야 한다. 단, 급수선에 의하여 급수가 원활히 행해지는 경우는 하지 않아도 좋다. 급수설비는 “제9편 4-2 급수시설”에 의하여야 한다.

15-4-2 배수설비

[해 설]

우수나 하수를 배제하기 위해 안벽에는 배수설비를 필요로 하는 수가 있다. 배수구는 될 수 있는 대로 선박의 접안위치를 피한다. 관의 접합개소는 구조물의 침하나 진동으로 파괴되지 않도록 주의한다. 잔교에서는 특히 집중배수를 하지 않아도 포장면의 경사를 이용하여 전면 또는 슬래브 아래로 빼버리는 경우가 많다. 차막이의 배후에는 빗물 등이 오래 고이기 쉬우므로 물빼기에 주의해야 한다.

한편, 고조(高潮)시 배수관 침수가 예상되는 곳에 대해서는 배수관 등에 역류방지 밸브를 설치하는 것이 바람직하다.

15-5 조명설비

15-5-1 적용범위

(1) 이 기준은 야간하역작업, 선박의 이접안 및 여객 등이 이용하는 부두의 조명설비로서 본편 15-5-2 기준조도에서 제시하는 시설의 조명설비의 설치, 개량 또는 유지관리에 적용한다.
(2) 전항에서 제시하는 시설 이외의 시설은 다른 적용기준이나 이 기준에 준해서 적절한 조명을 하여야 한다.

[참 조]

(1) 조명시설은 사람들에게 정취와 친밀감, 평온함을 줄 수 있는 광색(光色)과 연색성(演色性)이 요구되며, 빛이 주변에 악영향을 끼치는 빛 공해 문제나 에너지절약 관점에서 조명시설을 검토 할 필요도 있다.
(2) 친수성 호안, 마리나, 공원, 산책로 등과 같이 항만시설과 연계되어 시민들의 여가활동이 이루어지는 경우에는 그 시설에 맞춰 시의 적절하게 조명의 기능을 검토하여 적절한 조명설비를 설치하도록 한다.

15-5-2 기준조도(照度)

[1] 일 반

기준조도란 평균수평면 조도로서 당해시설 이용 시 안전하고 효율적인 작업이 가능한 최저조도를 말한다.

[해 설]

조명설비에서 가장 중요한 것은 조도이다.
여기에서 수평면조도란 슬래브면 또는 지상면의 조도이며, 평균수평면 조도는 그 평균치를 말한다.
조도기준은 다음의 법률, 기준 및 국내외의 부두조명설비의 실태, 기타 참고문헌 등을 감안해서 정하도록 한다.
또한, 이 기준고도는 최저치를 나타낸 것이므로 필요에 따라 이보다 높게 할 수 있다.
(1) 산업안전보건법
(2) 주차장법
(3) KS A 3011 조도기준
(4) KS A 3701 도로조명기준
(5) 전기설비기술기준 및 전기공작물(전력설비) 설계 시공표준
(6) 여객자동차터미널 구조 및 설비에 관한 규칙

[2] 옥외조명

조명설비의 조도는 작업의 종류 및 형태에 따라 한국산업표준「조도기준」의 규정 또는 이에 유사한 기타규정에 준하여 시설을 안전하게 이용이 원활하도록 적절히 정하여야 한다.

[해 설]

(1) 옥외의 시설 기준조도는 시설에 따라 해설 표 (15-1)의 값으로 한다.
또 보안 조도는 모든 시설에 있어서 3~6lx 정도로 한다.

해설 표 (15-1) 옥외조명의 기준조도

구 분	시 설		기준조도(lx)
부두	부 두 뜰 (apron)	여객, 차량, 플레이져 보트의 계류시설 및 일반화물, 컨테이너 선석	60-100-150
		플레이져 보트의 경사로, 파이프라인으로 위험물을 취급하는 부두뜰	60-100-150
		파이프라인, 벨트컨베이어에 의한 단순한 작업의 부두뜰	30-40-60
	야 적 장	컨테이너, 일반화물의 적치장 및 하물적하, 이동야적장	15-20-30
	통 로	여객 및 차량의 승강구	150-200-300
		여객 및 차량의 통로	30-40-60
		기타 통로	15-20-30
	보 안	모든 시설	3-4-6
도로 공원	도 로	주요도로	30-40-60
		기타도로	15-20-30
	주 차 장	페리용	15-20-30
		기타	6-10-15
	공원녹지	공원 산책로	3-4-6

비고 : 조도범위에서 왼쪽은 최저, 밑줄 친 중간은 표준, 오른쪽은 최고 조도이다.

(2) 부두뜰(apron), 야적장, 도로

① 부두뜰(apron)

가. 여객 또는 차량을 대상으로 한 부두뜰 및 플리져 보트용 계류시설

이 부두뜰에서 조명은 여객 등 이용자의 복장이나 표정 및 자동차나 화물의 종류, 형상, 색채 등에 대해 비교적 높은 시각정보가 요구될 뿐만 아니라 조명에 의한 쾌적성도 요구되므로 화물을 취급하는 부두뜰에 비해 질량도 수준이 높아야 한다.

따라서 기준조도는 KS A 3011 조도기준 및 기설 조명설비의 실측치 등을 참고로 100lx로 했다.

나. 기타 접안시설의 부두뜰

이 부두뜰에서 조명은 화물을 식별하고, 또 부두뜰면에서 장해물의 유무를 확인하는 등 하역 또는 화물처리소의 복잡한 작업을 완전, 확실하게 하여야 한다.

따라서 기준조도는 KS A 3011 기준조도 및 기설의 조명설비등을 참고로 해서 30~60lx로 했다. 또한 파이프 라인, 벨트콘베이어 등을 이용하는 하역 및 화물처리작업이 이루어지는 부두뜰에서는 작업내용이 단순하여 20lx로 했다.

그러나 파이프 라인으로 유류 등 위험물을 하역하는 부두뜰에서는 안전성 확보에 충분한 조명이 필요하므로 100lx로 한다.

② 야적장

컨테이너 야드는 스트래들 캐리어, 트랜스퍼 크레인 등에 의해 컨테이너를 이동, 배열 등의 작업이 이루어진다.

또 화물처리소에서 포크리프트 등에 의해 화물의 이동, 트럭에 적재, 적하 등의 작업이 행하여진다.

이들의 작업은 내륙부, 트럭 야드 등과 유사한 작업형태이다.

따라서 기준조도는 KS A 3011 조도기준, 여객자동차터미널 구조 및 설비기준에 관한 규칙 및 기존의 조명설비의 실측치 등을 참고해서 20lx로 했다.

③ 통 로

가. 여객 또는 차량 승강용 시설의 통로

여객 또는 카페리는 여객 및 차량이 가동교를 이용해서 승강하므로 이 부분 조명이 필요하다.

자동차의 경우는 전조등에 의한 조명이 있으나, 전조등은 유도작업원이 눈이 부시게 되어 잘못 유도하는 경우 해상으로 추락 등 사고를 초래할 우려가 있다.

따라서 기준조도는 KS A 3011조도기준, 부두뜰의 조도기준 및 기존의 조명실측치 등을 참고해서 통로를 30~60lx로 하고 승강구를 200lx로 했다.

나. 기타의 통로

기타의 통로로서는 작업원의 보행용 통로 등이 있다.

이들은 여객 또는 차량 승강용 시설의 통로만큼은 위험성이 없으므로 기준조도를 20lx로 했다.

④ 보안을 위한 조명

야간이용을 하지 않는 시설에 있어서도 방범 및 보안을 위한 조명이 필요하고, 이 경우의 조도는 3~6lx로 했다.

(3) 도로, 주차장, 공원녹지

① 도 로

부두내 및 그 주변도로의 조명은 다음 사항에 유의하여 결정하지 않으면 안 된다.

가. 부두에서의 작업 상황(야간작업의 유무, 빈도)

나. 교통의 상황(교통량, 주행속도, 차종)

다. 도로상황(선형, 구조, 포장의 종류)

라. 지리적 조건

마. 경제효과

따라서 이들의 요소를 충족하도록 배려하고 KS A 3011 조도기준, KS A 3701 도로조명기준, 기존의 조명설비 실측치 등을 참고로 하여, 기준조도는 주요 도로를 40lx로 하고, 기타의 도로를 20lx로 했다.

② 주차장

주차장에서 주차통행은 저속이지만 세심한 운전을 필요로 한다. 특히 주차하고 있는 다른 차의 위치를 정확히 알기 위하여 필요한 조명이 요구된다.

또, 방범 상에도 차종, 사람의 차림이 판별되는 정도의 조도가 요구된다.

따라서 기준조도는 주차장법, KS A 3011, 조도기준 및 기존의 조명설비 실측치를 참고로 해서 카페리 부두의 주차장은 20lx로 하고 기타 주차장은 10lx로 했다.

③ 공원녹지

쉬는 장소인 공원의 조명에 요구되는 밝기는

가. 이용자의 보행에 안전성이 확보되는 밝기

나. 이용자가 심리적으로 안심되는 분위기의 밝기

다. 공원 내의 수목, 조형물 등의 아름다움을 강조할 수 있는 국부적인 밝기

라. 방범을 위하여 필요한 밝기 등이다.

따라서 이들의 요건을 고려하여 기준조도로서의 공원로에서만 규정하는 것으로서 KSA 3011 조도기준 및 기존의 조명설비의 실측치를 참고로 해서 3~6lx로 했다.

(4) 기타

야간에 선박이 접·이안(接.離岸)하는 접안시설에 있어서는 필요에 따라 안벽의 기준선이나 오목부의 위치를 용이하게 식별할 수 있도록 조명등을 안벽에 설치하는 것이 바람직하다.

[3] 옥내조명

조명설비의 조도는 작업의 종류 및 형태에 따라 한국산업표준「조도기준」의 규정 또는 이에 유사한 기타규정에 준하여 시설을 안전하게 이용이 원활하도록 적절히 정하여야 한다.

[해 설]

(1) 옥내시설의 기준조도는 시설에 따라 해설 표 (15-2)의 값으로 한다.

해설 표 (15-2) 여객터미날, 헛간, 창고의 기준조도

시 설		기준조도(lx)
여객터미날	대합실	200-300-400
	여객승강용 통로 및 승강구	60-100-150
헛간, 창고	어선용 선석의 화물처리소	150-200-300
	컨테이너 화물 조작장(C.F.S), 자동차 전용헛간	60-100-150
	거치른 작업이 따르는 헛간 및 창고	60-100-150
	기타의 헛간 및 창고	30-40-60

비고 1. 조도범위에서 왼쪽은 최저, 밑줄 친 중간은 표준, 오른 쪽은 최고 조도이다.

(2) 대합실

대합실은 편히 쉬는 장소이므로 많은 사람에게 편히 쉬도록 쾌적한 환경이 되어야 한다.

따라서 기준조도는 KS A 3011 조도기준. 전력설비설계시공표준 및 기존의 조명설비의 실측치 등을 참고로 해서 300lx로 했다.

(3) 여객승강용시설의 통로 및 승강구

승강을 위한 통로는 특히 여객의 안전을 도모하여야 한다.

따라서 기준조도는 KS A 3011 조도기준 및 기설의 조명설비의 실측값 등을 참고로 해서 100lx로 했다.

(4) 헛간, 창고

화물처리가 이루어지는 헛간, 창고에서는 화물전표의 문자를 읽을 수 있고, 작업의 안전성이 요구된다. 따라서 기준조도는 KS A 3011 조도기준 및 조명설비의 실측치를 참고해서 50lx로 했다. 또 컨테이너 화물 조작장(C.F.S)과 같이 복잡한 화물처리가 행해지는 곳 및 자동차용 헛간과 같이 안전상 특히 중요한 곳에서는 100lx로 했다.

어선 선석(船席)의 화물처리소는 생선의 신선도를 식별하지 않으면 안 되므로 200lx로 했다.

여객터미널, 헛간, 창고에는 관리사무소등이 부속되는데, 이들의 조명에 있어서는 KS A 3011 조도기준을 참고로 해서 적정하게 결정할 필요가 있다.

15-5-3 광원의 선정

(1) 부두조명에 사용하는 광원은 LED등, 형광등, 수은등(조명형, 형광형), 메탈할로겐 등 고압 나트륨 등, 저압나트륨등 중에서 다음의 사항을 고려해서 선택하여야 한다.

① 효율이 높고 수명이 길 것

② 주위온도의 변화에 대해 안정되어 있는 것

③ 광색과 연색성이 양호한 것

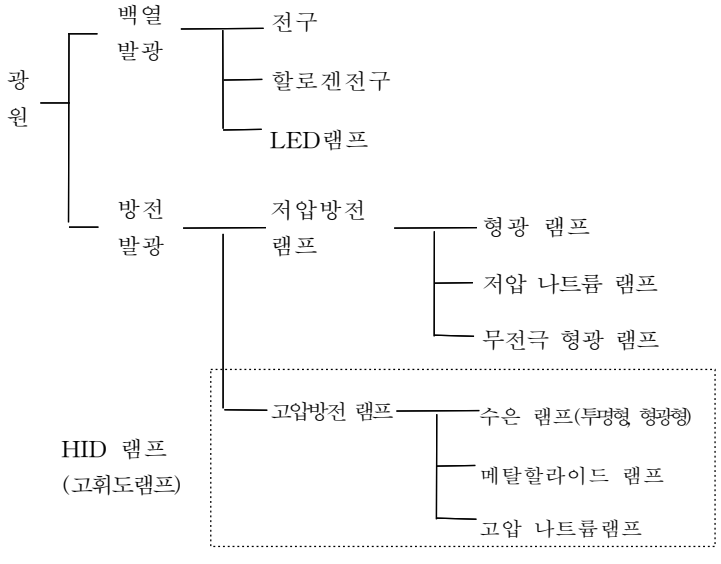
④ 점등한 후 밝기가 안정될 때까지의 시간이 짧을 것

(2) 자연전구 이외의 광원을 사용할 때에는 적당한 안정기를 조합하여 사용한다.

[해 설]

(1) 광원의 종류

광원의 종류를 분류하면 해설 그림 (15-1)과 같다.



해설 그림 (15-1) 광원의 종류

(2) 효 율

효율은 광원효율만 아니라 안정기, 조명기구까지 포함한 종합효율이 높게 되도록 고려할 필요가 있다.

(3) 주변 온도

① 효율에 미치는 영향

형광등 이외의 광원은 거의 주위 온도의 영향을 받지 않으나, 형광등은 주위 온도가 높아지거나 낮아져도 광원의 효율이 저하된다. 이런 경우 조명기구의 구조 등에 의해 다르므로 충분한 검토가 필요하다.

② 시동·재시동 시간에 미치는 영향

자연전구, 고압나트륨 램프, 저압나트륨 램프 등은 주위 온도의 영향을 거의 받지 않으나 형광램프, 수은램프, 메탈할라이트 램프는 주위 온도가 저하하면 점등이 어렵게 된다. 따라서 이와 같은 경우의 등은 안정기에 특별한 고려가 필요하다.

(4) 광색(光色)과 연색성(演色性)

광원의 색특성은 광색과 연색성으로 표시할 수 있다. 광색에는 적색과 청색을 띠는 것이 있고 이것을 수치로 표시한 것을 색온도라고 한다.

색온도(K)가 7,000이상이 되면 청색을 띠고, 2,300이하에서 적색을 띠기 시작한다.

야적장, 대규모 주차장등 조명하는 범위가 넓은 장소에서 조명방법으로 적합하다. 최근에는 승강식 등주(high pole)식이 많다.

이 조명방법의 예 및 그 기초의 예는 참고 그림 (15-6)과 같다.

① 헛간에서의 조명방법

조명을 하고자 하는 장소 가까이에 헛간 등의 건축물이 있는 경우에는 이 건축물의 지붕 또는 측벽에 조명기구를 설치하여 조명하는 방법이 있다.

작업의 방해가 되는 등 주(pole), 타워(tower) 등이 불필요하며, 또 경제적이고 넓은 범위를 다수의 기구로 조명할 수 있으며, 또한 조명기구의 보수가 비교적 용이하므로 부두뜰의 조명방법으로서는 최적이다.

② 현수선 조명방법

넓은 간격(60~90m)으로 세워진 등 주(Pole) 또는 건축물간에 가선을 설치하고 이것에 조명기구를 달아 내려서(매달림) 조명하는 방법이다.

폴의 수는 폴 조명에 비하여 적어도 된다.

또 조명기구의 간격을 적절하게 좁힐 수 있으므로 조도분포는 좋게 된다.

(5) 승강식 등주(high pole) 조명방법의 예는 해설 그림 (15-2)와 같다.

(6) 옥외조명 등 주(pole)의 피뢰 및 접지설비

피뢰 및 접지설비는 건축, 전기관계 법령에 적합하게 설치하여야 한다.

[참 고]

(1) 램프(lamp)에는 제각기 특징이 있으며, 이것을 모은 것이 참고 표 (15-3)과 같다.

참고 표 (15-4) 램프의 특성

특징 / 램프의 종류	램프효과 (lm/w)	광색 (k)	연색성 (Ra)	수명 (시간)	주위온도 특성	시동·특성	재시동·특성	조광
백열전구	낮다 15~20	등백색 2,800	양호 100	짧다 1,000~2,000	안정	순시	순시	용역
할로겐 램프	낮다 17~22	등백색 3,000~3,200	양호 100	짧다 1,000~2,000	안정	순시	순시	용역
형광 램프(백)	보통 80~100	백색 3,000~4,000	조금 양호 50~95	길다 6,000~12,000	영향이 있다	2~3초	2~3초	가능
저압 나트륨 램프	아주 높다 100~180	등황색 1,700	나쁘다 –	보통 9,000	안정	20분	10초	곤난
수은램프	약간 낮다 40~60	백색(청) 3,500~4,000	보통 40~50	길다 9,000~12,000	안정	상온8분	10분 이하	50% 까지 가능
메탈할라이드 램프	보통 70~80	백색 4,000~6,500	양호 70~90	보통 6,000~9,000	조금 영향이 있다	상온5분	10분 이하	곤난
고압 나트륨 램프	보통 60~120	등백색 2,100	보통 25~80	길다 9,000~12,000	안정	5~10분	1~5분	50% 까지 가능

(2) 색온도와 온량감(溫凉感)

① 색온도(K)는 광색을 수치로 표시한 것이다.

② 색온도의 고저는 온량감에 영향을 준다.

③ 색온도가 낮을수록 적색을 띤 광색이 되고, 높게 될 수록 청백색이 된다.

④ 색온도와 온량감의 관계는 참고 표 (15-5)와 같다.

참고 표 (15-5) 색온도와 온량감

색온도(K)	온량감
3,300 이하	따뜻함(warm)
3,300~5,300	중간(newtral)
5,300 이상	차가움(cool)

(3) 연색성과 평균연색평가수(平均演色評價數)

연색성의 정도를 표시하는 대표적인 지수로써 평균연색평가수(Ra)를 사용한다.

Ra는 규정된 8개의 시험색에 대한 연색평가수의 평균치이고, CIE로는 옥외작업장에서 적용범위를 구분하고 있다. 연색분류(演色分類), 평균연색수 및 램프의 종류와 작업장에서의 적용은 참고 표 (15-6)과 같다.

참고 표 (15-6) 옥외조명을 위한 연색분류

연색분류 (class)	평균연색평가수 (Ra)	램프의 종류	적 용
1	80≦Ra 매우 양호	백열전구	색채선별이 필요한 경우
2	60≦Ra<80 양호	형광 램프 메탈할라이드 램프 연색개선형 고압 나트륨 램프	
3	40≦Ra<60 보통	수은 램프	일반작업
4	20≦Ra<40 허용	고압 나트륨 램프	
※	Ra<20	저압 나트륨 램프	색식별이 중요한 장소에서는 부적당

주 : 추천할 수 없음

15-5-4 기구의 선정

[1] 옥외조명

옥외조명에 사용하는 기구의 선정에 있어서는 다음 사항을 고려하여야 한다.

(1) 방수구조이고, 또 부근에서 대량의 인화성 위험물을 취급하는 경우에는 방폭형의 구조로 해야 한다.

(2) 본체, 반대면, 조명 커버(cover)의 재료는 양질의 제품을 사용하고 내구성(耐久性)이 뛰어나고, 열화나 부식이 적은 것이어야 한다.
특히, 염해에 의한 부식이 적은 것이어야 한다.

(3) 소켓(socket)는 각각의 광원에 적합한 것이어야 한다.

(4) 안정기의 내부배선 등은 기구의 온도상승에 견딜 수 있는 것이어야 한다.

(5) 효율이 높은 것을 사용해야 한다.

(6) 배광은 사용목적에 따라 적절히 제어되어야 한다.

[해 설]

(1) 기구의 종류

부두(埠頭)의 옥외시설은 부두뜰, 야적장, 도로, 주차장, 공원녹지 등 종류가 많으므로 각각의 목적에 따라 기구를 선정하여야 한다.

주된 기구의 종류로서는 다음의 것을 들 수 있다.

(2) 기구의 구조

기구의 구조는 램프(lamp)의 교환, 보수 및 점검이 용이하고, 개폐하는 부분의 체결방법이 간단, 확실함과 동시에 위험이 없어야 한다.

소케트는 진동에 의해 램프(lamp)가 빠져 나오거나 접촉불량을 발생하기 쉬운 구조는 사용해서는 안 된다.

또 방수용으로 사용된 패킹(packing), 내부배선 등은 기구의 온도상승에 견디는 것이어야 한다.

기구의 재질이나 제품은 염해에 대하여 부식이 적은 것이 필요하다. 이것은 기구의 설치에 필요한 등 주(pole), 철탑류에 있어서도 동일하다.

또 위험물부두 등과 같이 화기에 주의를 하지 않으면 안 되는 장소에서는 KS C 0906 일반용 전기기기의 방폭구조통칙에 의한 방폭구조 등의 배려가 필요하다.

여객 및 작업원이나 선박승무원, 파일럿(pilot)에 대해 눈이 부시게 되는 경우는 이것을 방지하기 위해 고무(rubber) 또는 후드(hood)등을 설치하는 것이 필요하다.

(3) 기구의 방수구조

옥외에서는 기구가 비, 바람에 젖으므로 KS C 0904 전기기계기구 및 배선재료의 방수시험통칙에 의한 방수구조로 하여야 한다.

[참 고]

(1) 옥외조명의 주된 기구는 다음과 같다.

① 투광기

축대칭배광(軸對稱 配光)을 갖고 비교적 좁은 각도에 빛을 집중시키는 기구로 철탑이나 폴(pole)상, 건물의 지붕이나 벽에 설치하여 넓은 장소를 조명하는데 적합하다.

특별히 비대칭배광을 가진 각형(角形)의 것도 있다.

② 도로조명기구

주로 8~12m 높이의 폴(pole)에 설치하여 조명하는 기구다.

③ 기타

헛간의 처마 밑 등에 직접 달거나, 또는 달아 내리어(매달림) 설치하는 것도 있다.

(2) 옥외조명방법으로는 다음과 같다.

① 도로용 등 주(pole) 조명방법

도로조명등에서 일반적으로 사용되고 있는 것과 같이 8~12m의 등 주(pole)에 조명기구를 설치하여 조명하는 방법이다.

야적장, 주차장과 같이 넓은 장소에서의 조명에는 다수의 등 주(pole)이 필요하며, 하역작업에 지장을 초래할 위험이 있다. 따라서 소규모의 주차장, 휀리 승강용 시설 등 하역작업이 따르지 않는 장소에서의 조명방법으로 적합하다.

② 높은 곳에서의 조명방법

등 주(pole) 조명보다도 큰 구조물로서 조명기구의 설치 높이는 15~40m로 하고, 적은 기수로 넓은 범위의 조명을 하는 조명방법이다.

야적장, 대규모 주차장 등 조명하는 범위가 넓은 장소에서 조명방법으로 적합하다. 최근에는 승강식 등 주(high pole)식이 많다.

이 조명방법의 예 및 그 기초의 예는 해설 그림 (15-2)와 같다.

③ 헛간에서의 조명방법

조명을 하고자 하는 장소 가까이에 헛간 등의 건축물이 있는 경우에는 이 건축물의 지붕 또는 측벽에 조명기구를 설치하여 조명하는 방법이 있다.

작업의 방해가 되는 등 주(pole), 타워(tower) 등이 불필요하며, 또 경제적이고 넓은 범위를 다수의 기구로 조명할 수 있으며, 또한 조명기구의 보수가 비교적 용이하므로 부두뜰의 조명방법으로서는 최적이다.

④ 현수선 조명방법

넓은 간격(60~90m)으로 세워진 등 주(pole) 또는 건축물간에 가선을 설치하고 이것에 조명기구를 달아 내려서(매달림) 조명하는 방법이다.

등 주(pole)의 수는 등 주(pole) 조명에 비하여 적어도 된다.

또 조명기구의 간격을 적절하게 좁힐 수 있으므로 조도분포는 좋게 된다.

(3) 승강식 등 주(high pole)식 조명방법의 예는 해설 그림 (15-2)와 같다.

[2] 옥내조명

옥내조명에 사용하는 기구의 선정에 있어서는 다음 사항을 고려하여야 한다.

(1) 배광은 사용목적에 따라서 적절이 제어될 수 있을 것

(2) 소케트는 각각의 광원에 적합하여야 할 것

(3) 안정기, 내부배선 등은 온도상승에 견딜 수 있을 것

(4) 효율이 높을 것

[해 설]

(1) 기구(器具)의 종류

기구의 종류는 일반적으로 전반조명(全般照明)으로서 천정에 직접 부치는 것, 천정에 매입하는 것, 천정에 달아 내리는 것(매달림)이 있다.

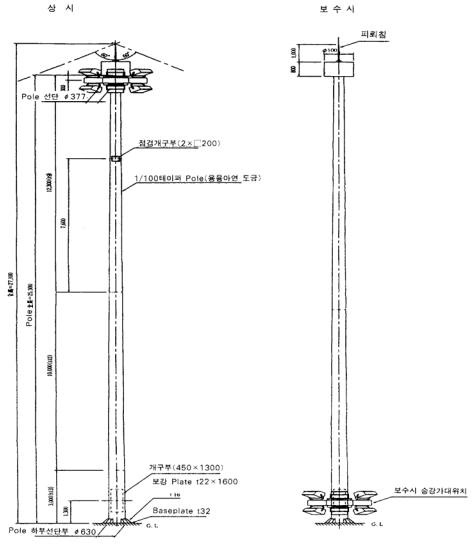
배광은 어느 것이나 축대칭에 가까운 특성을 갖고 있으므로 각각의 목적에 따라서 선정할 필요가 있다.

(2) 기구의 구조

기구의 구조는 램프의 교환, 보수, 점검이 용이하고 위험이 없는 것이어야 하며, 안정기, 내부배선 등은 온도상승에 견디는 것이어야 한다.

대합실 등과 같이 사람이 휴식을 하는 곳에서는 건물에 조화된 구조의 선택도 중요하다.

또 부식 가스발생에 의한 기구의 부식이 고려되는 헛간 등에 있어서는 부식을 고려하여야 한다.



(a) 평상시 (b) 정비 시

해설 그림 (15-2) 승강식 등 주(high pole) 조명 예

(3) 실내조명방법

① 천정에서 조명하는 방법

이 방법을 대별하면 다음 3가지가 있다.

가. 천정에 직접 부착하는 방법

나. 천정에 매입하는 방법

다. 천정에 달아 내리는(매달림) 방법

천정에 직접 부착하는 방법은 조명기구를 천정에 직접 부착하는 것으로 다른 방법에 비해 경제적이며, 또 시공이 용이하다.

천정에 매입하는 방법은 천정에 조명기구를 매입하는 방법으로 천정에 직접 부착하는 방법에 비해 경제적으로는 불리하지만 미관을 중시하는 대합실, 도로 등에 적합하다.

천정에 달아 내리는(매달림)방법은 다른 기구에 의해 천정에서 조명기구를 달아 내리는 것이므로 천정이 높은 헛간, 창고 등에 적합하다.

② 투광조명방법

일반적인 창고, 헛간에서는 적화물로 그늘이 생겨 작업에 영향을 주므로 적합하지 않다.

(4) 조명제어

에너지 절약과 편리성을 위해 시간, 그룹, 개별제어 및 감시, 기록 기능이 가능하도록 한다.

15-5-5 조명설계

조명설계에 있어서는 조명설비의 설치장소에 따라서 다음의 사항을 고려하고, 적절한 조명방법, 광원, 기구를 선정하고, 등기구의 배치를 정하여야 한다.
그리고 이들의 설비 중에 해상에 영향을 미치는 것은 부근의 선박항행에 지장을 주지 않도록 배려하여야 한다.

(1) 기준조도
(2) 조도분포
(3) 눈부심(glare)
(4) 광색(光色) 및 연색성(演色性)
(5) 등기구
(6) 조도계산방법

[해 설]

(1) 등구의 설치

조명설계에 있어서는 조명방법, 조명분포, 조명기구에서의 글레어, 광원의 연색성 등에 대해서 검토를 하고 본편 15-5-2의 기준조도를 충분히 만족할 수 있는 등기구의 배치가 필요하다.

(2) 조도분포

빛을 받는 면의 조도분포가 불량한 경우에는 여객이나 작업원에 불쾌한 인상을 줄 뿐만 아니라 어두워서 보기 어려운 부분이 있다.

이와 같은 경우 작업능률의 저하나 사고가 일어나기 쉽다.

이 때문에 다음사항에 유의해서 조도설계를 해야 한다.

① 조도기구의 설치간격과 높이의 비를 적절히 해서 양호한 조도분포가 되도록 배려한다.

② 조명기구가 생물이나 적화물로 그늘이 되는 경우에는 보조조명을 설치하도록 한다.

(3) 눈부심(glare)

과잉의 밝기나 과잉의 밝은 것들 때문에 불쾌감이나 시각의 저하를 일으키는 것과 같은 눈부심을 글레어라고 하며, 부두의 조명은 조명범위가 넓고, 휘도 대비가 크다는 특수성을 지니고 있으나 선박, 여객, 작업원의 글레어(눈부심)현상을 최소화하기 위해 설계 및 시공 시 조명시뮬레이션을 통하여 관원, 조명기구 루버, 조명 갓, 설치장소, 빛의 각도 등을 선정한다.

조명설비의 눈부심(glare)은「선박에 영향 주는 눈부심」「여객, 작업원에 영향 주는 눈부심」의 두 가지로 나누어진다.

① 선박에 영향 주는 눈부심

선박승무원이나 파일럿이 눈부심를 받으면 선로표식이나 정박하고 있는 선박을 식별하기 어렵게 되어 조작을 잘못하여 다른 선박, 안벽 등에 접촉, 충돌 등의 사고를 일으키는 수가 있다.

따라서 선박항행의 안전을 확보하기 위해 조명기구의 배광, 설치위치 등에 대하여 배려할 필요가 있다.

② 여객, 작업원에 영향 주는 눈부심

여객, 작업원등이 눈부심를 받으면 화물, 짐꼬리표, 장해물 등이 보기 어렵게 되어 작업효율의 저하, 피로 등의 원인이 된다.

따라서 여객, 작업원의 시선높이와 조명기구와의 상호관계를 충분히 고려해서 빛이 직접 눈에 들어오지 않도록 배려한다.

(4) 광색 및 연색성

물체의 색이 보임을 정하는 것이 연색성이므로, 광원 선정 시 설치장소와 업무특성을 고려하여야 하며, 특히 색을 중시하는 장소에는 주광에 근사한 광원을 선정한다.

(5) 등기구

등기구는 사용 장소와 목적에 따라 적합한 것으로 선정하며, 에이프런 및 야드 지역은 선박항해사와 작업자에게 광원이 직접 시야에 들어오지 않도록 등기구 선정과 배치를 고려한다.

(6) 조명계산방법

조도를 구하는 계산방법은 광속법(光束法)과 축점법(逐点法)이 있다.

광속법은 비교적 간단한 수식으로 표시하고 있기 때문에 필요한 조명기구 대수를 산출하는데 사용되고 있다.

축점법은 특정점의 조도를 정확히 계산할 수 있다. 따라서 축점법은 광속법으로 구한 조도가 개개의 점으로 어느 정도의 조도인가를 구할 수 있고, 조도의 균제도(均齊度) 등을 검토할 경우에 쓰여 지고 있다.

[참 고]

(1) 광속법에 의한 계산방법

광속법에 의한 조명계산은 식 참고 (15-4)에 의해 조명할 구역의 평균조도를 구할 수 있다.

$$\text{평균조도} \quad E = \frac{N \cdot F \cdot U \cdot M}{A} \qquad \text{참고 (15-4)}$$

여기서,

E : 평균조도(lx)
N : 조명기구의 개수(개)
F : 광원 개당 전광속(lm)
U : 조명률([참고] (3)을 참조)
M : 보수율([참고] (4)를 참조)
A : 피조면(被照面)의 면적(㎡)

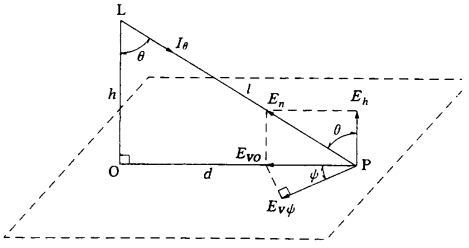
(2) 축점법에 의한 계산방법

조명설계에 있어서 조도의 균제도를 구하는 데는 축점법을 사용하여야 한다.

축점법은 우선 조명할 범위를 구형의 격자상으로 분할하고, 각분할범위의 중심에서 조도를 계산한다.

광원 L에 의한, 어느 면상의 점 p에 있어서 직사수평면조도 Eh는 식 참고 (15-5)로 표시한다.(참고 그림 (15-7) 참조)

$$E_h = \frac{I_\theta \cdot \cos\theta}{\ell^2} \qquad \text{참고 (15-5)}$$



참고 그림 (15-7) P점에 있어서 수평면도

여기서,

E_h : P점에 있어서 직사수평면조도(lx)

I_θ : θ 방향의 광도(cd)

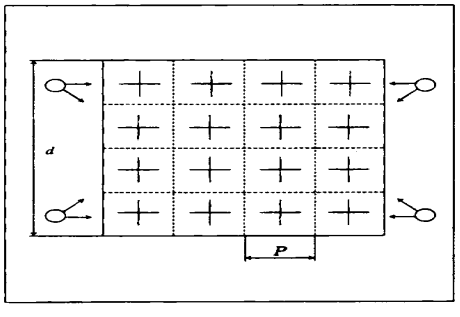
ℓ : 광원에서 그 점까지의 거리(m)

θ : 입사각(°)

분활형상은 정방형에 가까운 편이 바람직해서 그의 종횡비는 0.5~2.0으로 한다.

격자 한 변의 최댓값(p)는 식 참고 (15-6) 중에 적은 편으로 한다.

$$P \leqq 0.2 \times 5^{\log d}, \quad P = 10 \qquad \text{참고 (15-6)}$$



참고 그림 (15-8) 조명범위의 격자형분할

여기서,

d : 계산범위의 폭(m)

p : 분할의 최댓값(m)

또한, 균제도(E_{av})는 평균조도에 대한 최소조도이고 이 경우의 평균 조도(照度)는 식 참고 (15-7)로 구한다.

$$E_{av} = \frac{E_1 + E_2 + ... + E_n}{n}$$ 참고 (15-7)

여기서,

n : 계산개소의 수

E_n : n번째 분할범위의 중심조도

(3) 조명률(照明率)

조명률이란 조명기구 중 광원의 전광속 중에 피조면에 도달하는 광속의 율을 말한다.

옥내조명에 있어서 조명률은 조명기구의 효율, 피조면 면적, 헛간의 형상, 실내각부의 반사율에 의하여 틀리므로 조명계산을 하는 경우 이들을 고려할 필요가 있다.

옥외조명에 있어서 조명률은 조명기구의 효율과 피조면 면적에 의해 산출할 수가 있다.

실제상의 값은 0.2~0.5로 보통 0.4를 사용하면 좋다.

(4) 보수율(補修率)

보수율이란 일정시간을 경과한 조명설비의 조도를 초기조도로 나눈 값을 말한다.

조명기구 내 광원의 전광속은 초기의 단계가 가장 크고, 점등시간의 경과로 차차 적게 된다.

또한 조명기구가 더러워지면서도 적게 된다.

설계에 쓰이는 보수율은 기준조도를 확보하는 조도를 유지하는데 필요한 램프(Lamp)의 교환과 조명기구의 청소를 적절히 하는 것을 전제조건으로 하고 결정된다.

보수율(M)은 식 참고 (15-8)에 의하여 산정할 수 있다.

$$M = M_a \cdot M_f \cdot M_d \cdot M_w$$ 참고 (15-8)

여기서,

M_a: 광원의 광속유지율

M_f: 광원의 잔존율

M_d: 광원 또는 조명기구의 더러워짐에 의한 부분보수율

M_w: 실내면에 의한 부분보수율

이중에 광원의 광속유지율 M_a 및 광원의 잔존율 M_f는 광원자신의 특성에 의하여 결정되는 것이므로 이것을 하나로 모아서「광원의 설계광속 유지율 M_ℓ」이라고 부르기도 하고, 광원 및 조명기구의 더러워짐에 의한 부분보수율을「조명기구의 설계광속 유지율 M_d」라고 부르기도 한다.

옥내에서 실내면의 더러워짐, 퇴색 등에 의하여 실내면의 반사율이 저하되고 상호반사 성분의 조도가 저하된다.

그러나 이에 의한 조도저하의 비율은 광원 또는 조명기구에 기인하는 조도저하의 비율에 비하여 상당히 적으므로 고려하지 않는다.

따라서 보수율(M)은 식 참고 (15-9)에 의해 산정할 수가 있다.

$$M = M_\ell \cdot M_d$$ 참고 (15-9)

여기서,

M_ℓ : 광원의 설계광속 유지율

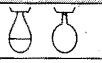
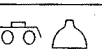
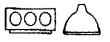
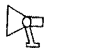
M_d : 조명기구의 설계광속 유지율

광원 및 조명기구의 종류별 청소간격을 1년으로 했을 때의 표준적인 보수율은 참고 표 (15-7)과 같다.

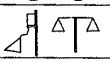
표참(15-7) 표준적보수율

청소기간 : 1년, 교환시간 { 고압 Natrium Lamp(NH) 10,000時間 형광 Lamp(FL) 8,000時間 / 형광수은 Lamp(HF)) 10,000時間 백열전구(LW) 1,000時間 / 메탈하라이드 Lamp(M) 7,000時間 / 메탈하라이드 Lamp(ML) 6,000時間

< 屋 內 >

照明器具의 種類 \ 光源의 種類			高壓 나트리움(NH)			螢光水銀 램프(HF)			메탈하라이드 램프(M)			메탈하라이드 램프(ML)			螢光 Lamp(FL)			白熱電球(LW)		
			양호	보통	불량	양호	보통	불량	양호	보통	불량	양호	보통	불량	양호	보통	불량	양호	보통	불량
I_1	노 출 형		0.86	0.83	0.79	0.81	0.78	0.74	0.72	0.69	0.66	0.56	0.54	0.51	–	–	–	0.91	0.88	0.84
			–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	0.74	0.70	0.62	–	–	–
I_2	下面開放形		0.79	0.75	0.66	0.74	0.70	0.62	0.66	0.62	0.55	0.51	0.48	0.43	0.74	0.70	0.62	0.84	0.79	0.70
I_3	簡易密閉形 (下面커버付)		0.75	0.70	0.66	0.70	0.66	0.625	0.62	0.58	0.55	0.48	0.45	0.43	0.70	0.66	0.62	0.79	0.74	0.70
I_4	安全密閉形 (백킹付)	 안전증 방폭형	0.83	0.79	0.75	0.78	0.74	0.70	0.69	0.66	0.62	0.54	0.51	0.48	0.78	0.74	0.70	0.88	0.84	0.79

< 屋 外 >

照明器具의 種類 \ 光源의 種類			高壓 나트리움(NH)			螢光水銀 Lamp(HF)			메탈하라이드 Lamp(M)			메탈하라이드 Lamp(ML)			螢光 Lamp(FL)			白熱電球(LW)		
			양호	보통	불량	양호	보통	불량	양호	보통	불량	양호	보통	불량	양호	보통	불량	양호	보통	불량
O_1	노 출 형		0.86	0.83	0.79	0.81	0.78	0.74	0.72	0.69	0.66	0.56	0.54	0.51	0.81	0.78	0.74	0.91	0.88	0.84
O_2	下面開放形		0.79	0.75	0.66	0.74	0.70	0.62	0.66	0.62	0.55	0.51	0.48	0.43	0.74	0.70	0.62	0.84	0.79	0.70
O_3	簡易密閉形 (下面커버付)		0.79	0.75	0.70	0.74	0.70	0.66	0.66	0.62	0.58	0.51	0.48	0.45	–	–	–	–	–	–
			–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	0.70	0.66	0.62	0.79	0.74	0.70
O_4	安全密閉形 (박킹付)		0.83	0.79	0.75	0.78	0.74	0.70	0.69	0.66	0.62	0.54	0.51	0.48	0.78	0.74	0.70	0.88	0.84	0.79

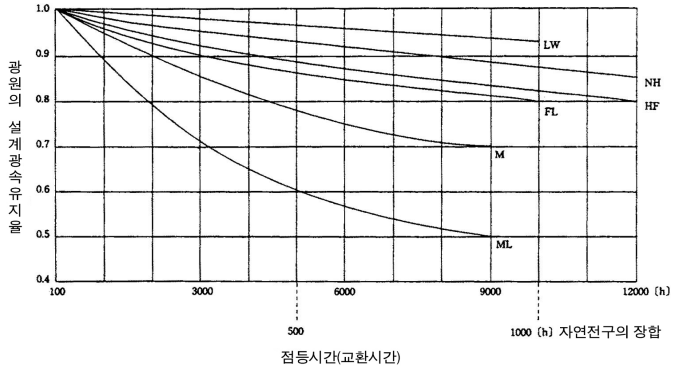
15-5-6 유지관리

[1] 점 검

(1) 조명설비는 다음 사항에 있어서 6개월에 1회 이상 정기점검을 하여야 한다.
① 점등상황
② 기기류의 손실, 파손상황
③ 도장의 벗겨짐 상황
(2) 조도측정은 각 시설의 대표적인 장소에 있어서 관측점을 수 개소 선정하고, 년 1회 이상 측정하여야 한다.

[참 고]

(1) 점검의 빈도
점검의 빈도는 조명기구는 종류, 설치장소, 기상 및 해상 등의 조건을 고려하여 설정하나, 점검항목에 의하여 다음과 같은 기간 내에 실시하는 것이 바람직하다.
① 점등상황 : 1개월
② 기타 점검항목 : 1년
(2) 조도측정의 관측점
기준조도는 평균조도의 최저치로 결정되어 있고, 이것을 확인하는 데는 번잡한 작업이 따르므로 조도측정의 관측점을 미리 수 개소 선정하여 두고 이 관측점의 조도를 측정하여 조도의 변화를 확인한다.
(3) 조도측정의 빈도
조도측정의 빈도는 시설의 중요성 및 점등 시간의 길이 등에 의하여 나타나는 기간 내에 실시하는 것이 바람직하다.
① 점등시간이 길고 중요한 시설 : 6개월
② 기타의 시설 : 1년
(4) 광속(光束)의 감퇴(減退)
광원(光源)은 점등시간이 경과되면서 광속이 감퇴하므로 광원이 설계광속 아래로 내려가는 경우에는 램프를 교환할 필요가 있다.
각 램프의 점등시간과 광속의 유지율(점등시간 경과 시의 광속값/초광속값, 100시간값)을 나타낸 것이 참고 그림 (15-9)이다.



NH : 고압 Natrium Lamp(외부 시동기형 및 시동기내장형)
HF : 형광수은 Lamp
M : 메탈할라이드 Lamp
ML : 메탈할라이드 Lamp(저시동 전압형)
LW : 일반조명용백열전구

참고 그림 (15-9) 광원의 설계광속 유지율

[2] 청소 및 보수

(1) 청 소
등구 내·외면의 오염은 노면의 조도를 떨어뜨리기 때문에 육안점검 또는 조도측정 결과에 따라 청소를 행한다.

(2) 보 수
점검에서 불량개소를 발견할 경우는 보수를 실시한다.

[참 고]

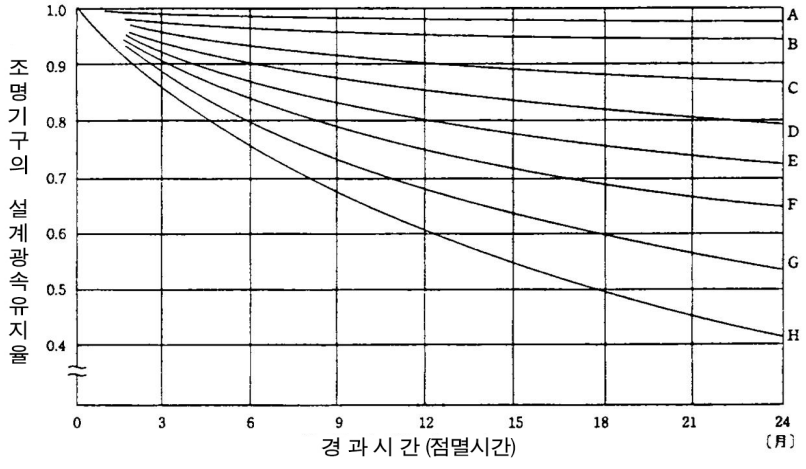
(1) 점검에 의해 조명시설의 손상, 불점등(不點燈), 등기구의 오염 등을 발견하였을 때는 보수 또는 청소를 실시하여 조명기능을 충분히 발휘할 수 있도록 할 필요가 있다.

(2) 염해에 의한 부식을 특히 유의하고 도장(鍍裝)이 벗겨져 나갔을 때에는 보수를 빨리할 필요가 있다.

(3) 배선의 절연불량 및 배선기기의 제어기능의 불량은 조명등이 켜지지 않기 때문에 그 원인을 규명하여 보수한다.

(4) 조명설비가 완성되었을 때는 기록대장을 작성하고 등기구, 지주(支柱), 배전기기 등의 구조, 또는 지주(支柱)의 관리번호 등을 기록하면 장래 유지관리를 하는 경우 중요한 자료가 된다. 청소 및 보수를 할 경우도 기록을 하면 좋다.

(5) 조명기구의 광속은 조명설비를 사용하면서부터 시간이 경과함에 따라 조명기구의 오염에 의해 저하한다.
오염에 의한 광속의 저하가 설계광속 이하로 되지 않도록 기구는 청소할 필요가 있다. 조명기구의 오염에 의한 설계광속의 저하율(설계광속유지율)을 참고 그림 (15-10)에 설계광속의 저하에 미치는 조명기구의 종류와 주위환경과의 조합은 참고 표 (15-8)과 같다.



참고 그림 (15-10) 조명기구의 설계광속유지율

참고 표 (15-8) 조명기구의 종류와 주위환경과의 조합

조명기구의 종류 / 주위환경	노출형			하부개방형		간이밀폐형(하부커버부착)			완전밀폐형	
	옥 내		옥 외	옥 내	옥 외	옥 내	옥 외		옥 내	옥 외
	(HD) (전구)						(형광램프)	(HID)		
좋음	A	C	A	C	C	D	D	C	B	B
보통	B	D	B	D	D	E	E	D	C	C
나쁨	C	F	C	F	F	F	F	E	D	D

주) (1) 터널등 현저히 오염이 예상되는 장소에는 F~H의 곡선을 사용하는 것이 바람직하다.
(2) 조명기구의 그림은 일례를 나타낸 것이다.

15-6 기타 부속설비

15-6-1 계단과 사다리

안벽에는 소형선에서 승강을 위해, 계단과 사다리를 적절히 설치하여야 한다.

[참 고]

(1) 부두뜰 위의 본선하역에 장해가 되지 않도록 계단은 될 수 있는 대로 안벽의 선단이나 연결부에 배치한다. 계단은 사다리와 달라서 항만하역과 관계가 적은 사람들의 승강이나 소화물을 싣고 부리는 데도 쓰이므로 안전하게 이용할 수 있는 구조로 해야 한다.

(2) 계단의 폭은 0.7m이상, 1단의 높이는 20㎝, 안길이는 30㎝를 표준으로 하며, 콘크리트 계단은 표면을 거칠게 하고 모서리는 쇠로 보강하며, 화강암으로 사용하는 경우도 있다.

(3) 계단의 층계소단은 A.H.H.W보다 30㎝정도 위에 설치하는 것이 좋다. 고저차가 큰 곳에서는 A.H.H.W보다 아래에도 층계소단이 필요하다. 층계소단의 길이는 보통 1.5m정도이면 된다.

(4) 사다리를 본선 안벽에 설치할 때에는 선박의 계류에 방해가 되지 않도록 선석과 선석 접속부 근처에 배치하는 것이 좋다. 사다리 설치위치의 안벽 상부공은 폭 75㎝, 안길이 30㎝정도 안쪽으로 들어가게 하고, 사다리는 상치콘크리트 면에서 20㎝정도 거리를 두고 설치한다. 또한, 미끄러지지 않도록 사다리의 안쪽으로 경사를 주고 배수를 위해 편경사를 두어 물이 신속하게 빠지도록 하는 것이 바람직하다.

(5) 사다리의 단은 폭 45㎝, 단 간격 30㎝를 표준으로 하고, 그 하단은 A.L.L.W보다 아래에 둔다. 난간은 안벽 마루 위 30㎝, 기준선 내측에 45㎝까지 연장하는 것이 좋다.

(6) 사다리의 설계하중으로는 사다리 길이 1m당 연직과 수평방향으로 1kN을 고려한다. 연결쇠붙이는 특히 튼튼하게 만들어 사다리의 파손, 부식 등의 경우에는 간단히 수리할 수 있도록 해야 한다.

(7) 계단과 사다리의 내려가는 통로의 부두뜰, 차막이 등에 의해 하역기계 등으로부터 보호되어야 한다. 또 소형선 계류용의 계선주, 계선환을 설치해야 한다.

(8) 트랩(trap)으로는 금속제, 고무제 등의 종류가 있지만 부식이나 소형선박 접촉에 의한 파손 우려가 있기 때문에 내구성 및 충격방지기능을 고려해서 선정하는 것이 바람직하다.

15-6-2 구명설비

항만시설 이용자의 안전과 추락 시 신속한 구조가 가능하도록 필요에 따라 외곽시설, 계류시설 등에는 적절한 구명설비(사다리, 구명환, 구명로프 등)가 설치되어야 한다.

[참 고]

(1) 구명설비의 종류, 형상, 배치, 재질 등은 외곽 및 계류시설의 이용 상황과 구조 특성에 따라 이용자의 안전이 확보되도록 적절히 설정한다.

(2) 외곽시설의 연장이 매우 길어서 이상 파랑 내습 시 신속히 육지로 피난이 어려울 경우에는 일시적으로 긴급히 피난할 수 있는 피난시설을 설치할 수 있다.

15-6-3 승강설비

(1) 차량승강용 설비
차량승강용 설비는 차량의 제원 및 특성에 맞게 소요 제원을 갖추고 있어야 한다.
(2) 이용자를 위한 승강설비
이용자를 위한 승강설비는 “제9편 5-1 여객승강용 시설”에 준한다.

[참 고]

(1) 차량승강 설비의 폭, 기울기, 수평부의 연장, 곡선부의 차선중심선 곡선반경, 가동부 선단의 연직방향 이동 폭 등의 성능조사를 할 때는, 당해 설비를 이용하는 차량의 제원 및 특성에 맞게 적절히 제원을 설정할 필요가 있다.

(2) 차량승강 설비의 폭은 일반적으로 참고 표 (15-9)의 수치 이상의 적절한 폭으로 할 수 있다. 단, 가동교인 경우에는 그 구조 특성을 적절히 감안하는 것이 바람직하다. 한편, 소형설비란 소형 및 경차 전용차량 승강설비를 말한다.

(3) 차량승강 설비의 기울기는 일반적으로 참고 표 (15-9)의 수치 이하의 적절한 기울기로 할 수 있다. 수평부의 연장은 보통 7m, 소형설비인 경우에는 4m로 할 수 있다, 한편, 대형 컨테이너차량의 승강용으로 빈번하게 이용되는 설비의 기울기는 대형 컨테이너차량의 승강 안전, 이용 상황 등에 맞게 적절히 설정하는 것이 바람직하다.

(4) 차량승강용 설비의 종단기울기 변화가 급격한 경우에는, 차량 승강 시에 차량의 바닥면 등이 접촉할 우려가 있기 때문에 종단기울기를 결정할 때는 기울기 변화가 급격하지 않도록 고려해야만 한다.

(5) 곡선부의 차량중심선 곡선반경은 일반적으로 곡선반경은 15m이상의 적절한 반경으로 할 수 있다.

(6) 소형설비 및 일반설비의 가동부 선단 연직방향 이동 폭은 조위차에 1m를 더한 예가 많다.

(7) 표식 및 표시는 당해 설비구조의 특성 및 이용 상황에 맞게 적절히 설치하는 것이 바람직하다.

참고 표 (15-9) 차량승강용 설비의 폭 및 기울기

설비의 종류	차선 수	폭(m)	기울기(%)	
			고정부	가동부
전적으로 폭 1.7m이하인 차량의 승강용으로 이용되는 설비(소형설비)	1	3.00	12	17
	2	5.00		
전적으로 폭 2.5m이하인 차량의 승강용으로 이용되는 설비	1	3.75	10	12
	2	6.50		
대형 컨테이너차량의 승강용으로 빈번하게 이용되는 설비	1	4.00	-	-
	2	7.00		

(8) 이용자를 위한 승강설비는 “제9편 5-1 여객승강용 시설”을 참조할 수 있다.

15-6-4 감시설비

(1) 여객의 안전 확보, 보완 확보, 차량 진입방지 등에 도움이 되도록 필요에 따라 적절히 배치하고 소요 제원을 갖추고 있어야 한다.
(2) 감시 기록을 보관할 수 있는 소요의 기능을 겸비하여야 한다.

[참 고]

(1) 국제 항만시설(국제 항해선박이 이용하는 안벽이나 정박지 등)인 경우에는 국제 항해선박 및 국제 항만시설의 보안 확보 등에 관한 법률에 근거하여, 보안 확보에 필요한 설비를 설치하고 유지해야만 한다.
(2) 감시설비는 계류시설의 이용 상황 및 자연 상황에 따라 제한구역 내의 감시가 가능하도록 적절히 설치해야 한다.
(3) 감시설비란, 감시 카메라 등을 말한다.

15-6-5 소방 및 경보설비

소방기본법(2013년 법률 제11690호), 소방기본법 시행령(2013년 대통령령 제24417호), 소방기본법 시행규칙(2013년 안전행정부령 제3호) 등에 근거하여 설치한다.

[참 고]

보통 경보설비로는 이상 발생 시에 주변 및 관계기간에 경보를 통지하기 위해 필요한 설비를 갖춘다.

15-6-6 표지 등

이용자의 안전과 편리, 사고 및 재해 방지를 도모하기 위한 것으로 시설 등의 위치안내, 이용자 유도, 위험 경고에 도움이 되도록 필요에 따라 적절히 배치되고 또한 소요 제원을 갖춰야 한다.

[참 고]

(1) 표지 및 표시의 위치
① 항만 이용자의 안전과 편리를 도모하기 위해 다음과 같은 경우에는 표지 및 표시(이하, 표지 등이라 함)를 설치하는 것이 바람직하다.
가. 항만 이용자가 목적하는 장소로 신속하고 안전하게 도착할 수 있도록 하며 또한 각 시설의 위치 등을 안내할 필요가 있는 경우
나. 항만 이용자를 대상으로 시설 이용 및 하역작업, 기타에 의해 야기될 위험을 방지하기 위해 경계시킬 필요가 있는 경우
다. 항만 이용자의 각 시설 이용에 대해서 지시하여 안전하고 원활한 이용 및 유도를 할 필요가 있는 경우
라. 항만 이용자의 안전과 원활한 활동 확보, 화재, 추락사고 등의 재해를 미연에 방지하고 또한 쓰레기 투기에 의한 환경오염 방지 등의 규제를 할 필요가 있는 경우
② 표지 등은 그 목적에 따라 안내표지, 경계표지, 지시표지 및 규제표지로 분류된다.

(2) 표지 등의 양식 및 설치장소

① 표지 등의 양식은 일반 도로에 이용되고 있는 표지 등에 준하는 것으로 하고, 설치목적 등 실정에 따라 항만 이용자가 확인하기 쉽도록 표지판의 크기, 색채, 글자 크기 등을 시의 적절하게 결정해야 한다. 도로표지는 도로법 제52조의 규정에 따라 도로표지규칙(2013년 국토교통부령 제1호)에 규정되어 있다.

가. 표지의 형상

참고 표 (15-10) 표지의 형상

표 식	형 상	색 채
안내표지	장방형	바탕은 청색, 글자 등은 백색
경계표지	정방형을 한 점에 세운 형태	바탕은 황색, 상징 도표는 흑색
지시표지	정방형	바탕은 청색, 상진 도표는 백색
규제표지	장방형	바탕은 백색, 상진 도표는 청색 테두리, 사선은 적색
보조표지	장방형	바탕은 백색, 글자는 흑색 또는 청색

나. 글자 크기

- 보행자를 대상으로 하는 경우 : 10cm
- 차량 운전자를 대상으로 하는 경우 : 20cm
- 로마자 : 대문자는 한자(漢字) 크기의 1/2, 소문자는 대문자의 3/4정도

다. 글자 확대

글자는 표지의 설치목적 및 설치장소 등 필요에 따라 아래에 나타낸 값까지 확대할 수 있다.

- 돌제를 제외한 일반 표지 : 2배까지
- 돌제의 위치를 나타내는 표지 및 표시 : 5배까지

라. 표지판의 크기

표지판의 크기는 글자 크기와 글자 수, 상징 그림의 크기 등으로 결정되어야 한다.

② 표지 설치장소는 항만 이용자가 표지 등을 명료하게 시각적으로 인지할 수 있고 교통이나 하역작업에 지장을 주지 않는 장소에 다음의 사항에 유의하여 선정하는 것이 바람직하다.

가. 전신주, 가로수, 전화박스, 야적화물 등에 의해 가려질 우려가 없는 장소

나. 항만 하역작업에 현저하게 지장을 주지 않는 장소

다. 교통 방해 또는 위험하지 않은 장소 및 표지 등의 유지관리에 지장이 없는 장소

라. 이용자가 명료하게 시각적으로 인지할 수 있고 또한 내용을 판단하고 나서 필요한 행동을 취하기까지 충분히 여유가 있는 위치

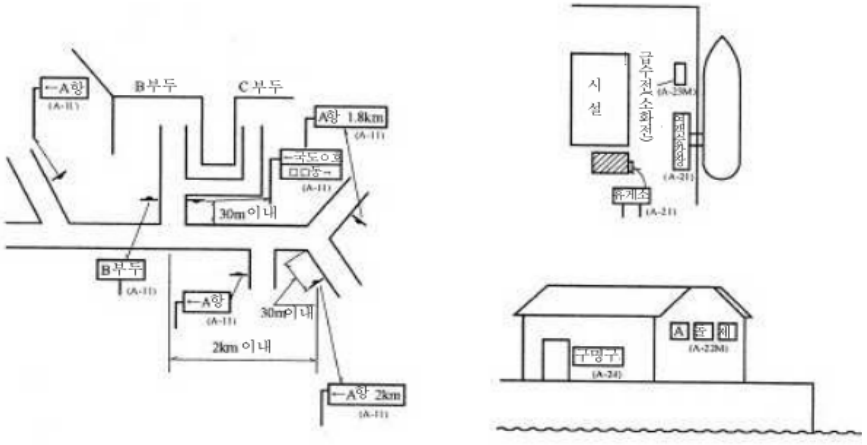
③ 표지 등의 표시 예 및 설치 예

가. 안내를 나타내는 표지 등

- 항만관리사무소 등 항만관리시설 안내표시 예

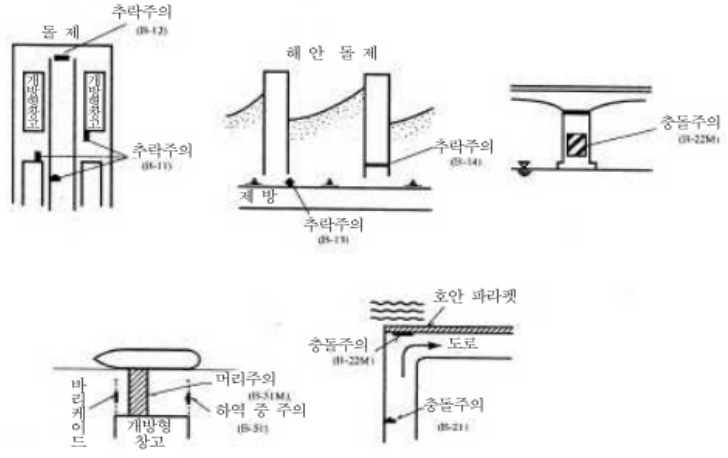
항만관리시설 안내표시로서 표지판을 시설의 실루엣으로 만들어 시설의 이미지화를 도모하고 있는 예와 표지판에 항만 독자의 심벌마크 등을 삽입하여 항만의 이미지 업을 목표로 하고 있는 예도 있다. 심벌마크로는 그 외에도 IMO(국제 해사(海事)기구)의 여객터미널 각 시설의 마크가 있다. 또한, 외국 선박이 입출항하는 항만에는 로마자나 영어를 병기한 표지를 사용할 수 있다.

- 안내를 나타내는 표지 등의 설치 예



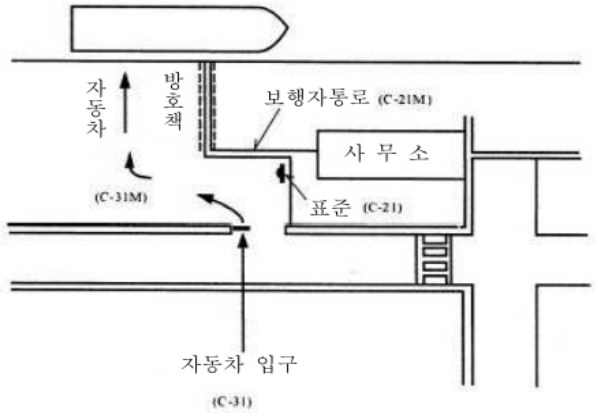
참고 그림 (15-11) 안내표지 등의 설치 예

나. 경계를 나타내는 표지 등의 설치 예



참고 그림 (15-12) 경계를 나타내는 표지 등의 설치 예

다. 지시를 나타내는 표지 등의 설치 예

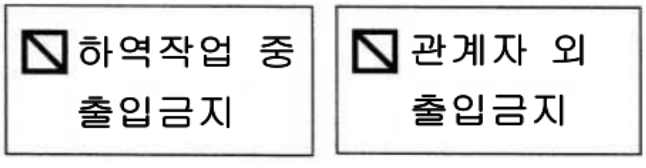


참고 그림 (15-13) 지시를 나타내는 표지 등의 설치 예

라. 규제를 나타내는 표지 등

- 출입금지 표시 예

이 표지는 항만활동의 원활화, 재해 사전방지를 위해 출입을 규제할 경우 설치한다. 출입을 규제하기 위해서는 방호책 또는 바리케이드를 설치하는 것이 바람직하지만, 항만 기능에 지장을 초래하기 때문에 이것을 설치할 수 없는 장소에는 이 표지를 이용한다. 설치할 때는 표지로 이용하거나 참고 그림 (15-14)와 같이 그 이유를 밝히며 게시판의 형태로 이용할 수도 있다.



참고 그림 (15-14) 출입금지 표시 예

제 16 장 부두뜰

16-1 설계의 기본방침

(1) 계류시설의 기준선과 그 배후의 헛간 및 야적장 등과의 사이에는 화물을 싣고 내리기 위한 가치, 화물의 반출입, 하역을 위한 차량의 주행 등이 안전하고 원활히 행하여지도록 부두뜰을 설치한다.
(2) 부두뜰은 하역이 안전하고 원활히 행하여지도록 적절한 면적을 유지하여야 한다.

[해 설]

안벽, 잔교 또는 물양장의 상면을 부두뜰이라 한다. 또한, 부두뜰은 재하중 및 계류시설의 이용 상황(하역 및 차량의 주행 등)에 따라 적절한 형식의 포장을 한다.

16-2 부두뜰의 형상

16-2-1 폭

부두뜰의 폭은 계류시설의 규모, 이용형태, 배후의 헛간 또는 창고의 구조, 이용형태 등에 따라서 안전하고 원활한 하역이 이루어지도록 적절한 폭으로 설계되어야 한다.

[참 고]

(1) 현재 일반적인 안벽에는 표준적으로 참고 표 (16-1)의 수치가 쓰여 지고 있다.

참고 표 (16-1) 부두뜰의 폭 표준치

선석 수심(m)	부두뜰 폭(m)
~4.5 미만	10~20
4.5 이상 7.5 미만	15~25
7.5 이상~	20~30

(2) 잡화부두에 있어서는 일반적으로 크레인을 위한 공간, 화물가적재공간, 화물적재공간, 교통로 등을 고려한다. 배후에 창고가 있고, 포크리프트를 사용하는 경우는 15~20m 이상, 배후가 도로, 야적장에 접하고 부두뜰에 트럭을 타고 들어가 선박과 직접 화물을 싣고 내리는 경우는 10~15m 이상으로 하는 것이 바람직하다.

16-2-2 경 사

부두뜰의 횡단경사는 배수계획 및 배수시설 또는 배후의 이용 상황 등을 감안하여 하역에 지장이 없는 적절한 경사로 하여야 한다.

[해 설]

부두뜰은 하역이 행하여지는 곳이고, 배후지의 이용 상황 등과도 관계가 깊으므로 횡단경사는 이 점들을 고려해서 결정할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 일반적인 예로는 해측에 향해서 1~2%로 내리경사를 붙이나, 물양장에서나 적설이 있는 곳에서는 제설이 용이하도록 비교적 급경사로 하고 있는 경우가 많으며, 특히 부두뜰의 이용상태, 환경측면 등에 의해 역경사로 한 예도 있다.

(2) 배면 매립지가 침하해서 역경사로 되는 경우도 있으므로 시공 시는 세심한 주의를 할 필요가 있다.

16-2-3 포장형식 선정

포장형식은 노상(路床) 이하의 토질의 상태, 주변의 포장상황, 하역형식, 경제성, 시공성, 유지관리 등을 고려하여 종합적으로 판단·결정한다.

[해 설]

포장구조의 형식은 크게 나누어서 콘크리트 포장, 아스팔트 포장 등이 있으며, 아스팔트 포장에는 일반 밀입도(密粒度) 아스팔트 포장, SMA 포장, 개질 아스팔트 포장 등이 있고, 콘크리트 포장에는 무근 콘크리트 포장, 철근 콘크리트 포장, 연속철근(連續鐵筋) 콘크리트 포장 등이 있다. 포장형식은 환경 및 교통량과 토질특성 그리고 기상조건 및 시공성 등을 종합적으로 고려하여 선정하여야 한다. 중차량 통행이 많은 구간은 소성변형 등의 파손이 발생될 수 있으므로 콘크리트 포장이 유리하다. 지반이 연약지반이거나 제설제에 의해 염해가 우려되는 구간에는 아스팔트 포장이 유리하다.

[참 고]

(1) 아스팔트포장

① 아스팔트포장의 장점

가. 시공을 단계적으로 진행할 수 있다.

나. 노상 하부의 부등침하에 대해서 어느 정도 순응할 수 있다.

다. 시공 후 양생기간이 매우 짧기 때문에 곧바로 사용할 수 있다.

라. 보수가 용이하다.

② 아스팔트포장의 단점

가. 아스팔트콘크리트는 수명이 비교적 짧다.

나. 접지압이 큰 정지하중이나 동일 지점에 반복적으로 가해지는 하중에 약해서 요철이나 바퀴자국이 나기 쉽다.

다. 기름이나 열이 스며들기 때문에 기름이 넘쳐흐를 우려가 있는 장소에서는 내유성이 있는 표면처리를 하지 않으면 사용할 수 없다.

라. 시공관리가 상당히 복잡하다.

(2) 콘크리트포장

① 콘크리트포장의 장점

가. 노상의 지지력 및 그 불균일성에 그다지 좌우되지 않기 때문에 충분한 포장구조를 얻을 수 있다. 따라서 노반의 두께를 얇게 하는 것이 가능하다.

나. 접지압이 큰 집중하중에 대해 강하다. 따라서 트럭크레인의 아우트리거(outrigger)에 대해 유리하다.

다. 콘크리트 슬래브의 내구성이 좋아서 포장의 내용연수가 길다.

라. 표면의 내마모성이 커서 하역기계에 의한 긁힘에 강하다.

② 콘크리트포장의 단점

가. 시공 후 사용하기까지 상당한 일수의 양생기간을 요한다.

나. 콘크리트 슬래브가 파괴되기 시작하면 보수가 곤란하며, 그 해체에도 많은 인력과 시간이 소요된다.

다. 노상 하부에서 부등침하가 발생한 경우 파괴 위험성이 높다.

(3) 블록포장

① 블록포장의 장점

가. 노상 하부의 부등침하에 대해서 어느 정도 순응할 수 있다.

나. 침하로 인한 파괴에 대해서 저렴한 비용으로 용이하게 보수할 수 있다.

다. 시공 직후 곧바로 공용할 수 있다.

② 블록포장의 단점

가. 줄눈부분이 약하며, 주행성이 떨어진다.

나. 시공이 다소 복잡하다.

(4) 철근콘크리트 포장은 콘크리트 슬래브에 철근을 배근하여 균열(crack) 및 파손을 예방하고 기초지반이 균등한 하중전달을 하도록 하는 것이다. 철근콘크리트 포장은 무근콘크리트 포장보다도 더 큰 강도를 기대할 수는 있으나, 일반적으로 슬래브두께는 감소되지 않는다.

(5) 연속철근콘크리트 포장은 연속하는 종방향 철근을 사용하여 콘크리트판의 모든 횡방향 균열을 전 구간에 걸쳐 균등하게 분산시켜서 개개의 균열 폭을 미세하게 발생토록 한 것으로서 슬래브 두께는 무근콘크리트 포장의 80~90%로 하는 것이 많다.

(6) 프리스트레스트 콘크리트 포장은 콘크리트 슬래브에 미리 프리스트레스를 주어 슬래브에 생기는 인장응력을 경감하고 구조적으로 보강하는 것이다.

(7) ILB(inter-locking block) 포장은 블록 포장의 일종으로 단형 블록 대신에 고강도콘크리트 제품의 포장용 이형블록을 사용하여 서로 연결 및 결합되어 작용토록 한 것으로서 이 공법은 블록끼리 맞물리게 하여 포장면의 변형을 적게 한다는 특징을 갖고 있고 외국에서는 항만의 부두뜰에도 많이 사용되고 있다.

(8) 잔교슬래브에는 보통 교통하중에 대한 평탄한 주행면을 확보함과 동시에 하중에 의한 마모에 저항하는 포장을 설계한다. 포장의 구성은 잔교슬래브에 직접 콘크리트 판을 설치하거나 아스팔트 포장의 경우는 기층 및 표층을 설치한다.

(9) 콘크리트 포장의 경우 포장부분을 잔교슬래브의 콘크리트와 일체로 타설하고 상면을 마무리하는 1층식과 잔교 슬래브의 콘크리트가 경화한 후에 포장부분의 콘크리트를 시공하는 2층식이 있다. 1층식의 경우는 표면의 마감에 주의하여 시공하고 2층식의 경우는 포장부에 균열의 발생에 주의하여야 한다.

16-3 부두뜰의 침하대책

부두뜰은 하부 매립토의 흡출 또는 압밀 등에 의한 침하의 발생에 대하여 하역 또는 차량의 주행 등에 지장이 없도록 적절한 대책을 강구하여야 한다.

[해 설]

(1) 부두뜰 포장은 일반적인 경우, 노상(路床)이하 심도에 있어서 압밀침하의 위험이 있고, 노상이하의 심도일부를 구성하는 매립토사가 안벽이음에서 흡출되거나 뒷채움 재료가 압축되어 침하를 일으키는 예도 많이 있으며, 포장파괴의 주원인이 이러한 침하라고 생각되는 예도 많이 나타난다. 따라서 이 노상이하 심도의 침하에 대한 흡출방지공이나 뒷채움재의 다짐 등을 고려 할 필요가 있다. 경우에 따라 일시적인 포장을 하고, 침하가 끝나는 것을 기다려 본격적인 포장을 실시하거나 단계건설 또는 덧씌우기 보수 등을 고려할 수 있다.

(2) 부두뜰에 침하가 발생하여 하역 또는 차량의 주행에 지장이 발생한 경우는 솟아오른 포장 등을 보수하여야 한다.

(3) 노상체가 되는 성토부분이 조위의 영향을 받아 침수하는 위험이 있는 경우는 설계 및 시공상의 철저한 주의를 기하여야 한다.

16-4 하중조건

포장설계 시 설계하중은 취급화물의 종류, 하역의 형태 등에 따라서 트럭, 트럭크레인, 포크리프트, 스트래들 캐리어 등의 재하중이며, 일반적으로 재하중이 작용하는 접지면적을 고려하여 포장두께가 최대가 되도록 설정하여야 한다.

[참 고]

(1) 부두뜰 포장에 작용하는 하중의 종류는 참고 표 (16-2)에 나타나는 것을 참고로 해도 좋다.

(2) 부두뜰포장에 작용하는 하중은 안벽 또는 물양장의 취급화물 종류나 하역형식에 따라 달라지며, 일반적으로 자동차, 하역기계 등의 주행하중 외 이동식크레인의 아웃트리거(outrigger) 하중과 같은 큰 정하중이 작용하므로 시멘트 콘크리트포장을 적용하는 경우가 많다.

(3) 참고 표 (16-2)는 대표적인 하중조건을 표시하였고 설계하중 결정에는 이 표를 이용한다. 또한 아웃트리거는 트럭크레인일 때 적용되며, 차륜 1개당 단차륜 또는 복차륜(타이어가 횡방향으로 2개 연결된 것)을 의미한다.
최대하중이 참고 표 (16-2)와 맞는 수치가 아닐 때는 가장 가까운 수치로서 최대하중보다 큰 것을 설계하중으로 한다.

(4) 접지면적은 참고 그림 (16-1), 참고 그림 (16-2) 및 참고 그림 (16-3)에서 구한다. 트럭의 경우 일반적인 값은 차륜접지길이 20㎝ 후륜륜대폭 50㎝이고, 트렉타 트레일러는 트럭과 같이 보며 트랜스퍼 크레인의 접지면적은 차륜 1개의 최대하중과 접지면적의 관계를 나타내는 참고 그림 (16-3)을 사용하고 스트래들 캐리어의 접지면적은 실측치에 기준한다.

참고 표 (16-2) 하중조건

하중의 종류		아웃트리거 1개 또는 차륜 1개의 최대하중 (kN)	아웃트리거 1개 또는 차륜 1개의 접지면적(㎠)	접 지 압 (N/㎠)
트럭크레인	20t 급	220	1,250	176
	25t 급	260	1,300	200
	30t 급	310	1,400	221
	40t 급	390	1,650	236
	50t 급	470	1,900	247
	80t 급	690	2,550	271
	100t 급	830	3,000	277
	120t 급	970	3,350	290
	150t 급	1,170	3,900	300
트 럭	25t	100	1,000	100
트랙터 트레일러	20ft용	50	1,000	50
	40ft용	50	1,000	50
포크리프트	2t	25	350	71
	3.5t	45	600	75
	6t	75	1,000	75
	10t	125	1,550	81
	15t	185	2,250	82
	20t	245	2,950	83
	25t	305	3,600	85
	35t	425	4,950	86
스트래들 캐리어		125	1,550	81

16-5 부두뜰 콘크리트 포장의 설계

16-5-1 설계조건

포장의 설계조건은 다음사항을 고려하여야 한다.
(1) 설계하중
(2) 교통량
(3) 노상의 지지력
(4) 사용재료
(5) 기 타

[해 설]

(1) 설계하중은 대상이 되는 하중 중에서 콘크리트 슬래브 두께가 최대로 되는 하중으로 한다.
(2) 설계의 대상이 되는 포장구역의 노상에 대해서는 설계지지력계수 K_{30}을 구한다.

16-5-2 노상의 조사 및 설계

노상은 포장층의 기초가 되는 흙의 부분으로 노상면 아래의 약 1m 두께의 층을 말하며, 노상의 지지력은 평판재하시험에 의하여 판정한다.

[참 고]

노상의 지지력

콘크리트 포장의 설계에서 노상의 지지력은 설계지지력계수 K_{30}으로 설정할 수 있다. 설계지지력계수 K_{30}은 평판재하시험으로부터 구하며 안벽의 기준선방향 50m에 1~2개소 실시하는 것이 바람직하다. 동일 재료로 노상이 구성되어 있는 범위의 설계지지력계수 K_{30}을 설정할 때는 극단의 값을 제외한 3개소 이상의 실측치를 이용해서 참고 (16-1)과 같이 구하는 것이 바람직하다. 부득이하게 평판재하시험을 못하는 경우에는 CBR시험을 실시하여 CBR값으로부터 K_{30}을 추정한다.

$$\text{노상의 지지력계수} = \text{각 지점의 } K_{30} \text{ 평균치} - \left(\frac{K_{30}\text{최대치} - K_{30}\text{최소치}}{d_2}\right) \qquad \text{참고 (16-1)}$$

참고 표 (16-3) 보정계수 d_2

개수(n)	2	3	4	5	6	7	8	9	10 이상
d_2	1.41	1.91	2.24	2.48	2.67	2.83	2.96	3.08	3.18

16-5-3 보조기층 두께 설계

보조기층은 표층을 지지하거나 표층에 작용하는 교통하중을 하부로 분산시키는 역할을 수행하며, 충분한 강도와 두께를 가져야 한다. 이러한 보조기층의 두께 산정은 노상면에서의 설계 지지력을 나타내는 노상 설계 지지력계수를 기준으로 하여 산정한다.

[참 고]

(1) (예 1) 노상의 지지력계수를 6개소에서 측정하였는데 6.8, 6.5, 5.6, 5.2, 4.5 및 4.3이었다.

$$\text{노상의 지지력계수} = 5.5 - \frac{6.8-4.3}{2.67} = 4.5$$

$$\frac{\text{보조기층의 지지력계수}}{\text{노상의 지지력계수}} = \frac{20}{4.5} = 4.4 \text{ 이므로,}$$

보조기층 재료로 입상재료를 이용하는 것으로 한다면 ㅂ참고 그림 (16-1)(a)에서 A의 화살표를 따라가면 55cm의 보조기층 두께가 필요하다.

(2) (예 2) (예 1)의 경우에 상부 보조기층에 두께 15cm의 시멘트 안정처리를 채택한다고 하면 시멘트 안정처리 층의 밑면에 필요한 지지력계수는 참고 그림 (16-1)(a)에서 세로축의 15cm에서 B의 화살표를 따라가면 K_1/K_2=2.5를 얻는다.

따라서 시멘트 안정처리층의 밑면에서 필요한 지지력은 $\frac{20}{2.5} = 8\text{kg/cm}^3$로 된다.

여기서 하부 보조기층에서의 지지력을,

$\frac{\text{보조기층의 지지력계수}}{\text{노상의 지지력계수}} = \frac{8}{4.5} = 1.8$배 하면 된다.

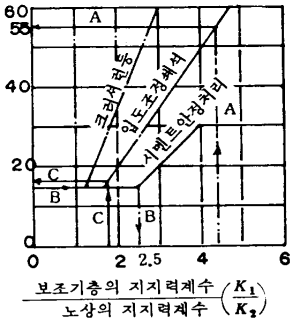
참고 그림 (16-1)(a)의 가로축의 1.8배에서 C의 화살표를 따라가면 시멘트 안정처리층의 밑에 사용할 입상 재료의 두께는 약 20cm가 된다. 따라서 입상 재료 20cm, 시멘트 안정처리재료 15cm, 합계 35cm의 보조기층 두께로 설계하면 된다.

(3) (예 3) 노상의 설계지지력 계수가 5.0이고, 크러셔런(crusher run), 입도조정 쇄석, 시멘트 안정처리 보조기층 재료를 사용하여 3층으로 하고, 크러셔런 보조기층의 두께가 15cm 입도조정쇄석 보조기층의 두께를 20cm로 하면 시멘트 안정처리 보조기층은 어느 만큼의 두께가 필요한가?

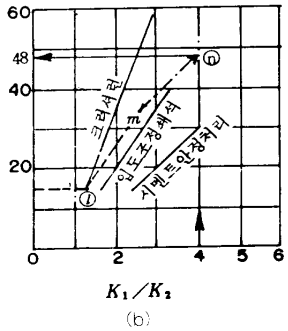
참고 그림 (16-1)(b)로 부터,

$\frac{K_1}{K_2} = \frac{20}{5} = 4$ 로 계산되고,

우선, 참고 그림 (16-1)(b)의 세로축의 15cm에서 수평선을 그어서 크러셔런 선과의 교점 ℓ로 한다. ℓ에서부터 입도조정 쇄석선은 평행선을 그어서 20cm의 두께에 상당하는 점을 m으로 한다.



(a)



(b)

참고 그림(16-1) 보조기층 두께의 설계 곡선

다음에, m에서부터 시멘트 안정처리 선에 평행선을 그어서 $K_1/K_2 = 4$로부터 수직선과의 교점을 n으로 한다.
n에서 수평선을 그어서 세로축과 교차하는 48cm가 구하는 보조기층 두께이다.
그런데 시멘트 안정처리 보조기층의 두께는 48-20-15=13cm로 계산되나 최소두께인 15cm를 사용한다.

참고 표 (16-4) 콘크리트 포장의 보조기층 표준 두께

설계조건	보조기층 두께(㎝)				보조기층 두께 합 (cm)
노상의 설계 지지력 계수 K_{30}	상부층 두께		하부층 두께		
	시멘트 안정처리	입도조정재료	입도조정재료	크러셔런 등	
5이상 7미만	-	40	-	20	60
	20	-	20	-	40
	25	-	-	30	55
7이상 10미만	-	20	15	-	35
	-	20	-	20	40
	15	-	15	-	30
	15	-	-	15	30
10이상	-	20	-	-	20
	15	-	-	-	15

16-5-4 동결지수(凍結指數) 및 동결심도(凍結深度)

노상토의 동결과 융해는 동결 시에 나타나는 동상작용과 해빙기에 나타나는 융해작용으로 포장의 강도를 약화시켜 포장의 서비스 능력을 감소시키므로 노상토의 동상효과를 고려하고 포장층 내로 침투되는 최대 동결관입깊이를 평가하여 포장두께의 결정에 반영한다.

[참 고]

(1) 간편식

테라다(Terada)의 제안식으로 개략적인 동결깊이를 산정할 경우 편리하다. 참고 표 (16-5)의 보정계수를 이용하여 아래 식에 의해 동결깊이를 구한다.

$$Z = C\sqrt{F} \qquad \text{참고 (16-2)}$$

여기서,

Z : 동결깊이(cm)
C : 정수(참고 표 (16-5)의 값)
F : 동결지수(℃ · 일)

참고 표 (16-5) C 값

F	100	200	300	400	500	600	700
C	3.7	4.1	4.4	4.6	4.7	4.8	4.9

포장의 설계에서 치환깊이는 위 식으로 구한 동결깊이의 70% 또는 경험값으로 한다.

(2) 노상 동결관입 허용법

측후소별 지반고와 설계하려고 하는 도로지반고의 표고차에 따라 동결지수를 보정한 후, 이 동결지수로 참고 그림 (16-3)에서 동결깊이(a)를 구한다.

표고차에 의한 동결지수의 보정방법은 다음과 같다.

구하고자하는 지역의 동결지수(°F · 일)=조사 측후소의 동결지수(°F · 일)

$$\pm 0.9°F \times 동결기간(일) \times \frac{표고차(m)}{100} \qquad 참고\ (16\text{-}3)$$

다음 비동상재료 기층과 노상의 함수비 비율(r)에 따라 표층을 제외한 비동상재료층의 두께(c)를 구하고, 여기에서 치환두께를 결정한다.

[예 제]

① 동결지수 보정

서울 측후소 표고 : 85.5m

계획지점의 가장 높은 지점의 표고 : 293.1m

동결지수 : 736°F · 일

동결기간 : 61일

$$보정동결지수 = 동결지수 \pm 0.9 \times 동결기간 \times \frac{표고차}{100}$$

$$= 736 + 0.9 \times 61 \times \frac{293.1 - 85.5}{100}$$

$$= 850°F \cdot 일$$

② 동결깊이 산정

구조설계에 의한 포장단면 : 표층 10cm, 기층 15cm, 보조기층 30cm

노상토의 함수비(Ws) : 15%

보조기층의 함수비(Wb) : 7%

보조기층재료의 건조단위중량(γ_d) : 2.16t/㎥

보정 동결지수 : 850°F · 일(800°F · 일 이상이므로 참고 그림 (16-3)(b) 적용)

설계동결지수에 의한 전체 동결깊이(a)는 γ_d=2.16t/㎥, ω=7%에 해당하는 도표에서 동결지수 850의 연직선과 해당곡선이 만나는 점을 지나는 수평선상의 좌측 세로축과 만나는 점으로 125cm를 얻는다.

다음에 참고 그림 (16-4)에서 r=Ws/Wb=15/7=2.1

(중차량 교통량이 많은 곳에서 r값은 2.0보다 큰 경우 2.0을 사용)

노상톤 속에 동결관입을 허용하지 않을 경우 필요한 최대 비동결성 입상 재료층 두께 c를 계산한다.

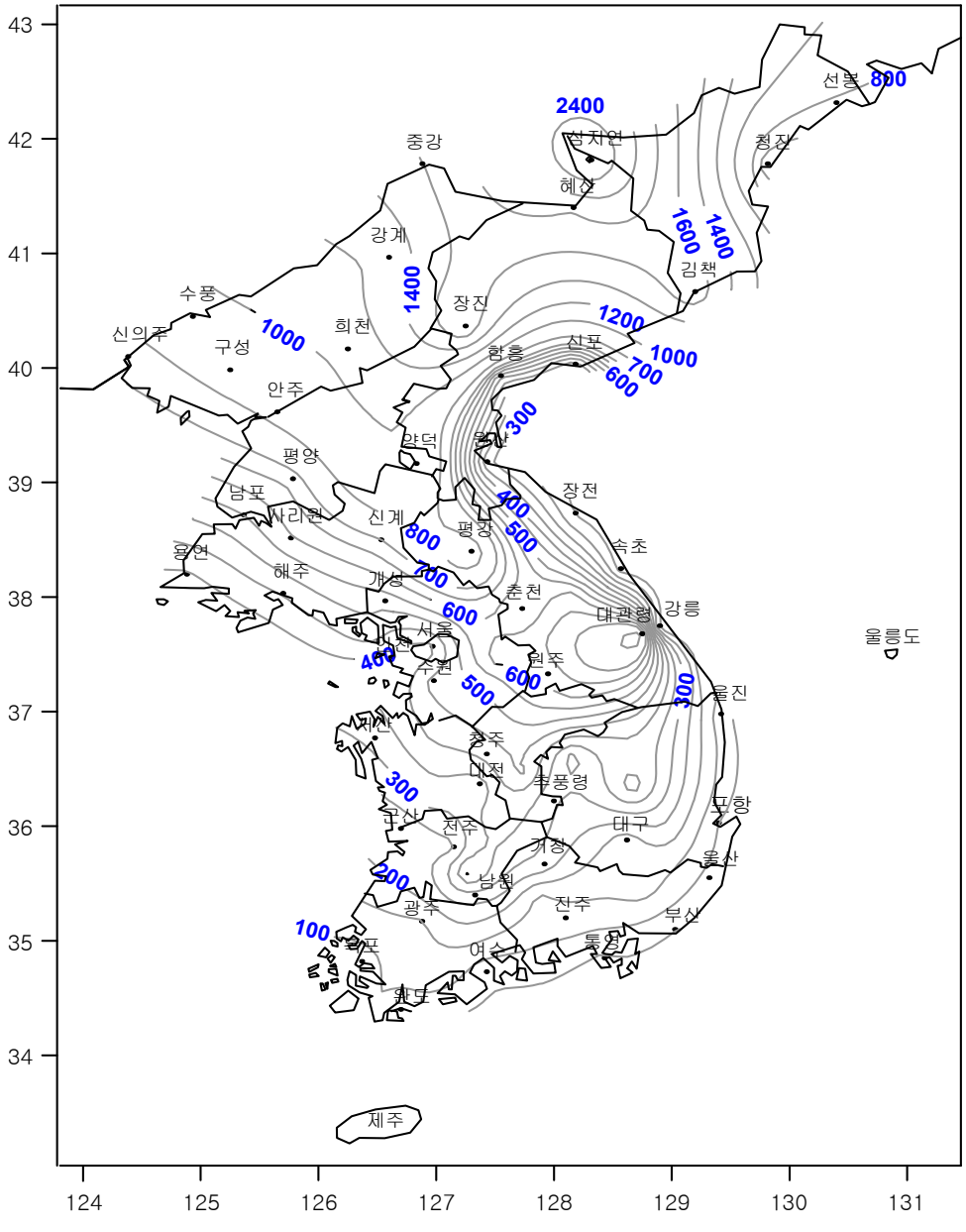
c=a-p

=125-25(표층 10cm, 아스팔트 안정처리 기층 15cm)

=100cm

c=100cm의 연직선과 r=2.0선의 만나는 점의 좌측 값 b=66cm를 얻는다.

동상방지층 두께는 비동결재료층의 두께 66cm에서 보조기층의 두께 30cm를 뺀 36cm이다. 따라서 동결깊이는 91cm(P+b=25+66)이다.

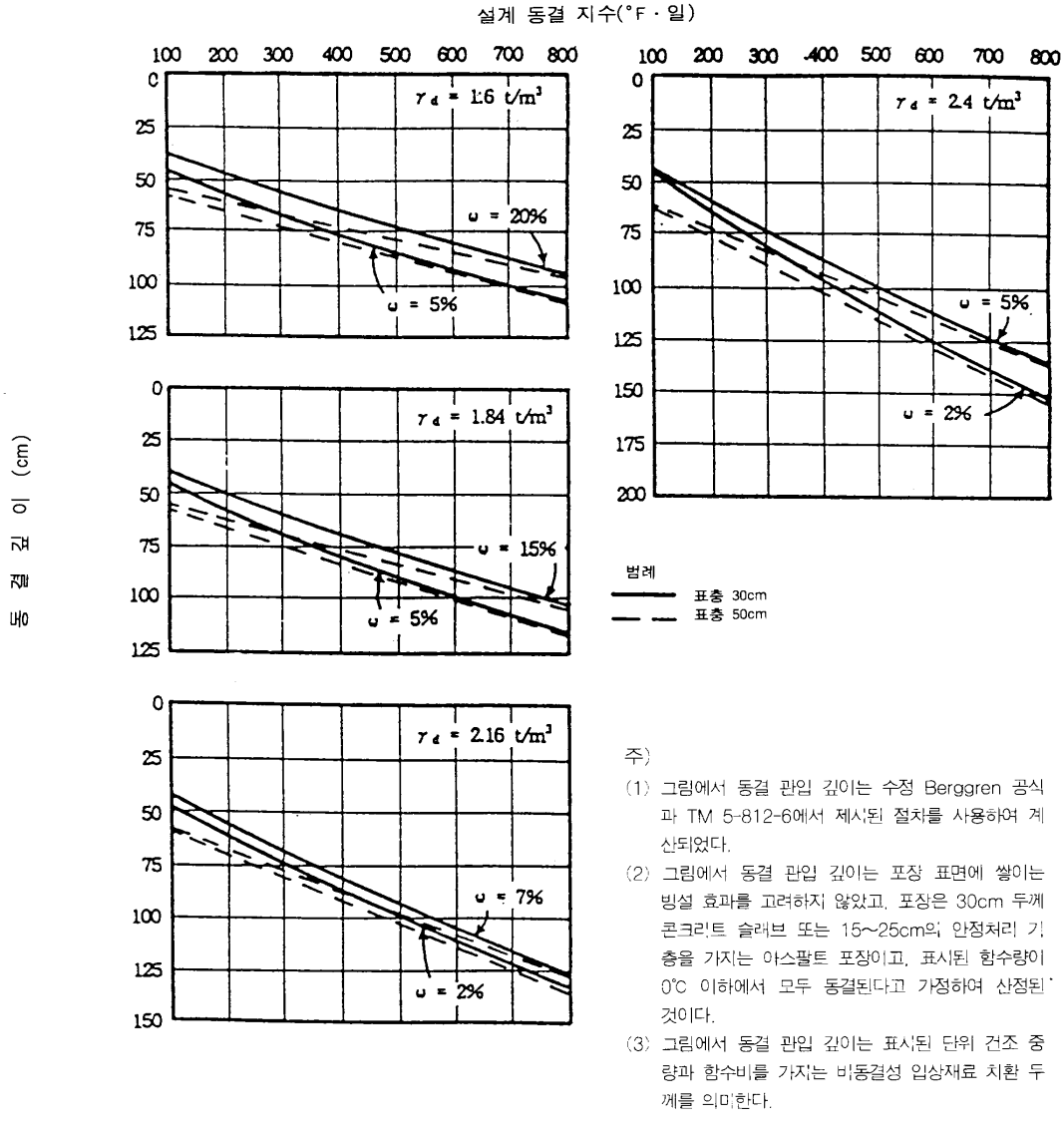


참고 그림 (16-2) 전국 동결지수 선도

참고 표 (16-6) 측후소별 동결지수 및 동결시간

지 역	측후소 지반고(m)	동결지수 (℃・일)	동결기간 (일)	지 역	측후소 지반고(m)	동결지수 (℃・일)	동결기간 (일)
속초	17.6	181.6	66	합천	32.1	193.0	62
대관령	842.0	873.8	127	거창	224.9	278.2	74
춘천	74.0	539.0	92	영천	91.3	237.8	64
강릉	26.0	167.2	57	구미	45.5	278.1	76
서울	85.5	380.9	80	의성	73.0	425.2	78
인천	68.9	354.7	78	영덕	40.5	138.8	57
원주	149.8	613.0	94	문경	172.1	279.4	55
울릉도	221.1	129.3	32	영주	208.0	417.8	77
수원	36.9	468.4	79	성산포	17.5	-	-
충주	69.4	528.4	89	고흥	60.0	83.5	49
서산	26.4	313.2	76	해남	22.1	102.6	49
울진	49.5	121.6	57	장흥	43.0	130.1	52
청주	59.0	411.6	78	순천	74.0	179.9	64
대전	67.2	317.7	68	남원	89.6	272.4	67
추풍령	245.9	303.9	78	정읍	40.5	223.9	61
포항	2.5	98.5	52	임실	244.0	420.3	86
군산	26.3	194.9	61	부안	7.0	244.7	61
대구	57.8	160.9	54	금산	170.7	372.5	77
전주	51.2	233.5	61	부여	16.0	330.0	74
울산	31.5	83.6	46	보령	15.1	254.8	76
광주	73.9	141.4	55	천안	24.5	405.4	78
부산	69.2	49.6	27	보은	170.0	461.7	76
통영	25.0	37.4	27	제천	264.4	610.2	91
목포	36.5	75.6	33	홍천	141.0	635.4	98
여수	67.0	62.2	31	인제	199.7	614.5	91
완도	37.5	38.1	26	이천	68.5	511.0	89
제주	22.0	4.1	3	양평	49.0	619.7	91
남해	49.8	148.9	38	강화	46.4	486.2	89
거제	41.5	52.1	39	진주	21.5	132.8	51
산청	141.8	141.8	49	서귀포	51.9	-	-
밀양	12.5	180.2	62	철원	154.9	685.0	109

설 계 동 결 지 수(°F · 일)



주)

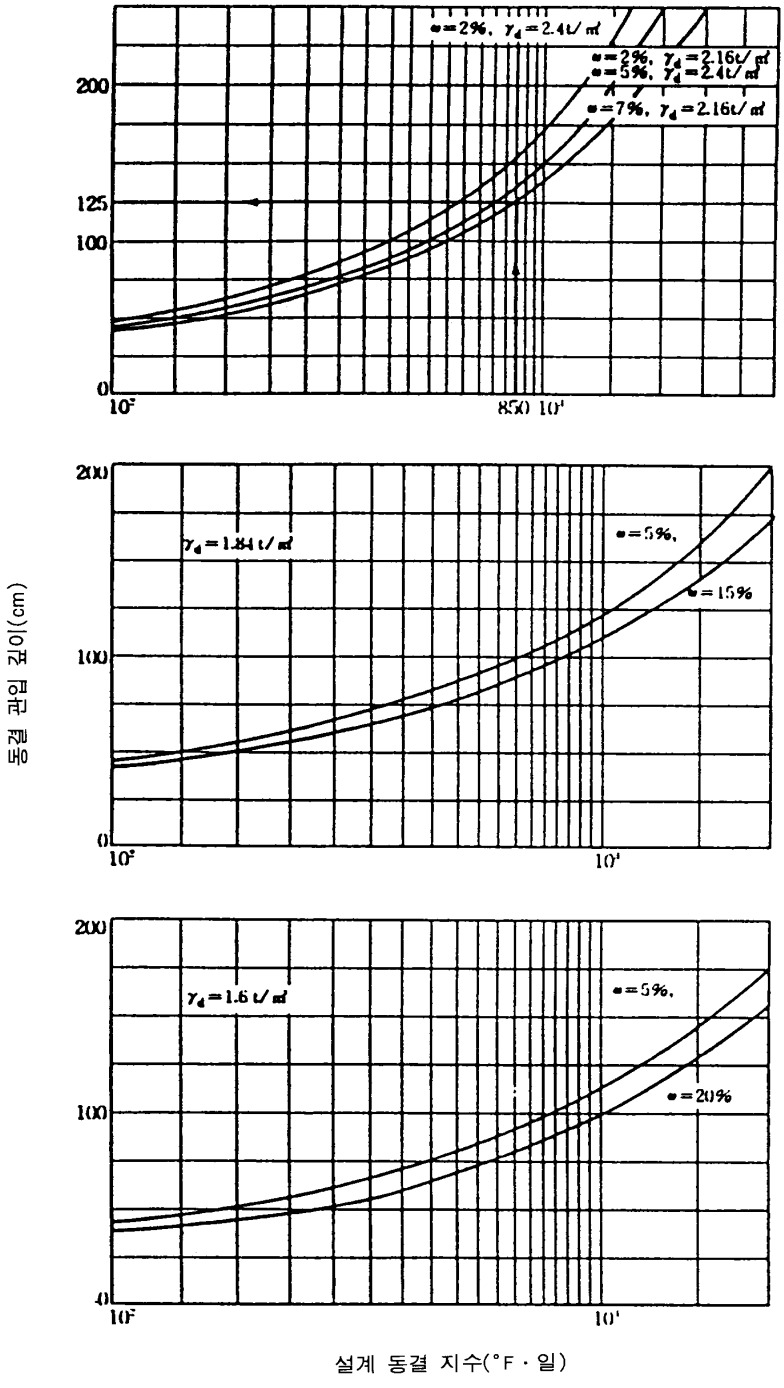
(1) 그림에서 동결 관입 깊이는 수정 Berggren 공식과 TM 5-812-6에서 제시된 절차를 사용하여 계산되었다.

(2) 그림에서 동결 관입 깊이는 포장 표면에 쌓이는 빙설 효과를 고려하지 않았고, 포장은 30cm 두께 콘크리트 슬래브 또는 15~25cm의 안정처리 기층을 가지는 아스팔트 포장이고, 표시된 함수량이 0°C 이하에서 모두 동결된다고 가정하여 산정된 것이다.

(3) 그림에서 동결 관입 깊이는 표시된 단위 건조 중량과 함수비를 가지는 비동결성 입상재료 치환 두께를 의미한다.

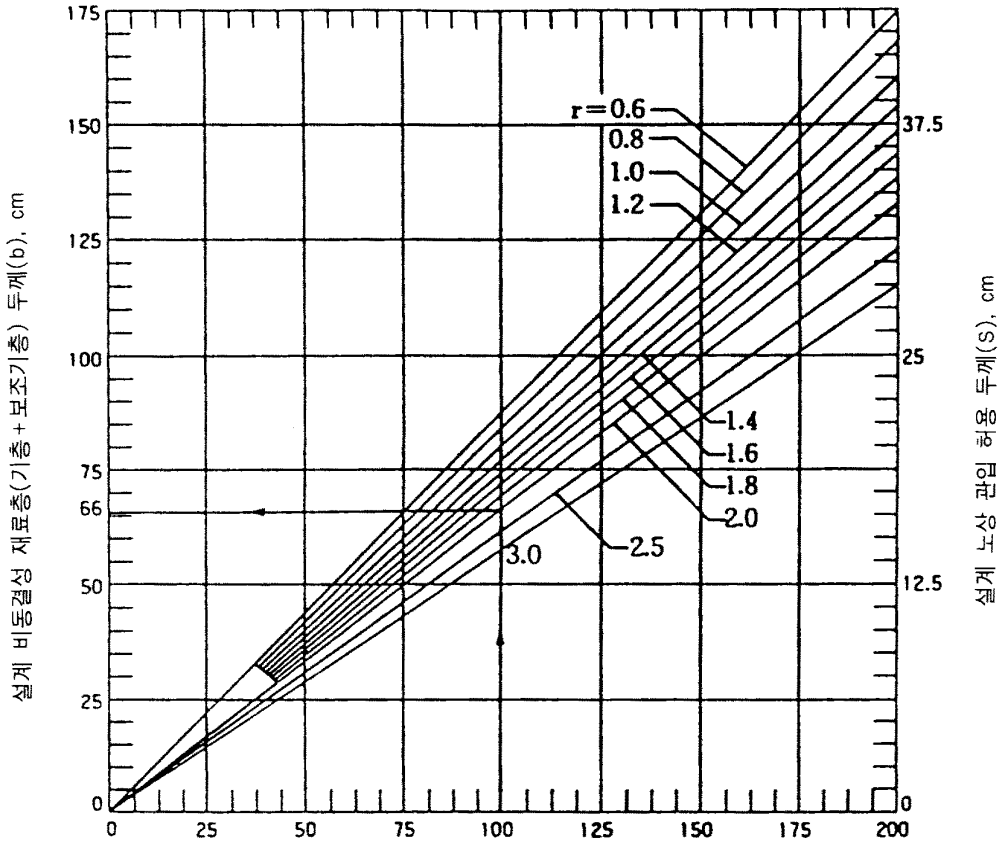
(a) 설계 동결 지수 800°F · 일 이하의 경우

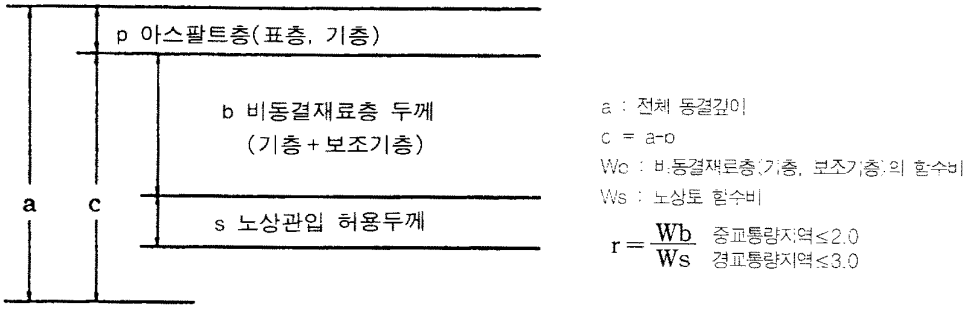
참고 그림 (16-3) 동결관입 깊이와 설계동결지수 상관도표(1)



(b) 설계동결지수 800°F · 일 이상의 경우

참고 그림 (16-3) 동결관입 깊이와 설계동결지수 상관도표(2)





참고 그림 (16-4) 설계 비동상 재료층(쇄석기층, 보조기층) 두께 결정 도표

16-5-5 콘크리트 슬래브 설계

부두뜰 콘크리트 슬래브의 두께설계는 슬래브에 작용하는 설계하중에 의해 발생하는 슬래브의 응력을 산정하고 안전율을 고려하여 결정한다.

[참 고]

(1) 부두뜰에 작용하는 설계하중으로부터 포장체의 응력산정을 위한 Westergaard식인 식 참고 (16-4)에 의해 작용응력을 산정하여 콘크리트 슬래브의 두께를 결정한다. 안전율은 콘크리트의 허용응력을 산정하는데 사용하며, 하중의 작용이동일한 궤적을 따라 작용하는 경우에는 안전율을 높여 허용응력을 계산한다.

$$\sigma = \frac{3(1+\nu)P}{\pi(3+\nu)h^2}\left[\ln\left(\frac{Eh^3}{100Ka^4}\right)+1.84 - \frac{4\nu}{3}+\frac{1-\nu}{2}+\frac{1.18(1+2\nu)a}{l}\right] \qquad \text{참고 (16-4)}$$

여기서,

σ : 콘크리트 슬래브의 연단부의 최대응력도(N/cm^2)

P : 하중(kN) (참고 표 (16-6)의 표준설계하중적용)

h : 슬래브의 두께(cm)

a : 하중의 접지반경(cm)

l : 포장의 강비반경(cm)

$$l = 4\sqrt{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)K_{75}}}$$

E : 콘크리트의 탄성계수 (N/cm^2)

E=3,500,000N/cm^2

ν : 콘크리트의 포아송비

ν=0.15

K_{75} : 노반의 설계支持力 계수 (N/cm^2)

(2) 콘크리트 슬래브의 허용응력은 참고 표 (16-7)과 같이 안전율 1.4를 통해 산정하며, 특히 중차량 설계하중의 궤적이 일정한 경우에는 1.7로 안전율을 상향하여 계산한다. 단 잔교슬래브상의 경우는 10cm 두께의 콘크리트 슬래브로 설계한다.

참고 표 (16-7) 콘크리트 강도의 안전율

구 분	안전율
Wandering 존재	1.4
Wandering 거의 없음	1.7

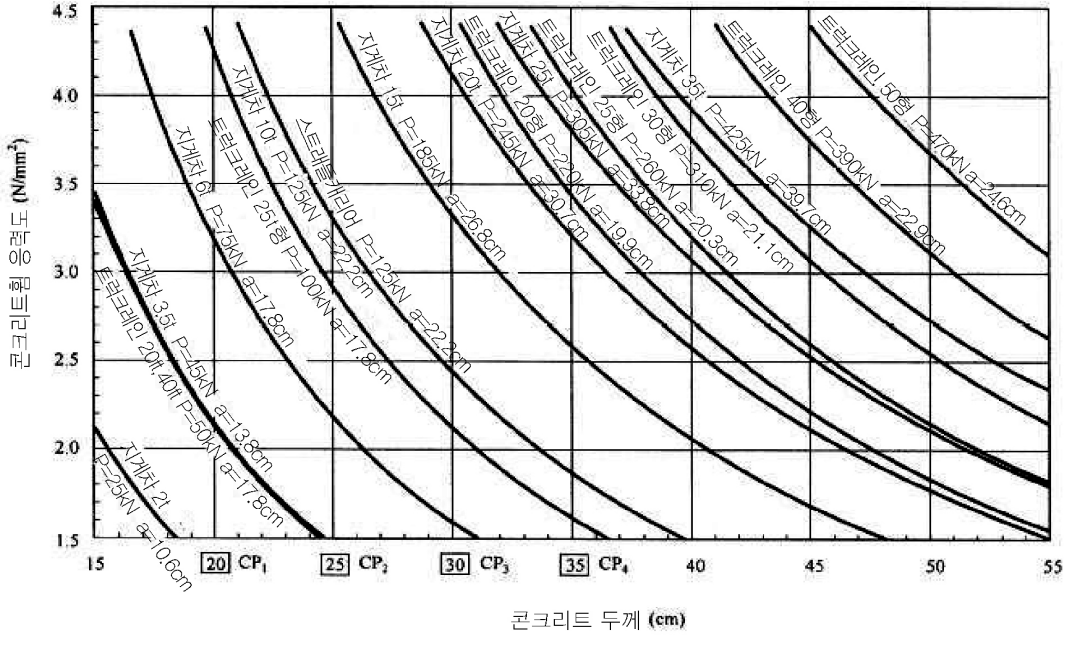
(3) 동결융해를 받는 한랭지에 있어서 포장두께는 동결깊이보다 크게 하여야 한다.

(4) 콘크리트 슬래브는 철망 또는 철근을 설치한다.

(5) 동결깊이의 결정은 최근에 만들어진「전국 동결지수도 및 동결지수표」를 이용하여 동결지수를 산정 후 동결깊이를 구한다.

참고 표 (16-8) 부두뜰 포장 설계하중 분류

설계하중의 분 류	하중의 종류	하중(ton)	설치반경(㎝)
CP_1	포크리프트 2 ton	2.5	10.6
	트랙터 트레일러 20ft, 40ft 용	5.0	17.8
	포크리프트 3.5 ton	4.5	13.8
CP_2	포크리프트 6 ton	7.5	17.8
CP_3	트럭 25t	10	17.8
	포크리프트 10 ton	12.5	22.2
	스트래들 캐리어	12.5	22.2
	포크리프트 15 ton	18.5	26.8
CP_4	이동식 크레인 20 형	22	19.9
	포크리프트	24.5	30.7
	이동식 크레인 25 형	26	20.3



참고 그림 (16-5) 콘크리트 슬래브 두께와 휨응력도와의 관계도표

(6) 콘크리트 포장과 인접하여 쇄석포장을 시공할 경우에는 보조기층을 포함한 콘크리트포장의 전 두께를 쇄석포장의 두께로 적용한다.

16-5-6 보강철근

(1) 콘크리트 슬래브는 온도, 습도 등 환경적 변화, 슬래브 저면 마찰, 그리고 시공 시 수화작용에 의하여 응력이 발생하고 균열을 수반한다.
이와 같은 발생응력과 균열을 완화시키고 조절하기 위하여 가로·세로 방향의 줄눈부를 설치하여 인위적으로 유도하고, 줄눈부에서 연속성과 하중 전달을 유지하기 위하여 하중 전달장치(다우웰바), 타이바 그리고 줄눈재를 설치하거나(JCP, JRCP), 콘크리트 슬래브 단면 내에 가로·세로 방향으로 보강철망 또는 철근을 설치하여 균열 간격, 균열 폭을 조절하는 기능을 가지도록(CRCP, JRCP) 할 수 있다.

(2) 보강 철근
콘크리트 슬래브 내에 사용되는 보강 철근은 충분한 부착력을 발휘할 수 있는 이형표면을 가진 이형 봉강 철근을 사용해야 한다.

[해 설]

무근 콘크리트 슬래브에는 철망을 사용하나 슬립폼 페이버로 포설할 경우 철망을 생략할 수도 있다. 철망의 폭은 콘크리트 슬래브의 폭보다 10cm정도 좁게 한다.

철망의 길이는 겹이음을 20cm정도로 하여 수축 줄눈 간격의 사이에 꼭 들어맞도록, 또 운반이 편리하도록 정한다.

철망의 철근량은 1㎥당 30N을 표준으로 하며, 보통 6㎜의 원형철근 또는 이형철근을 사용한다. 콘크리트 슬래브의 세로방향 가장자리를 보강하기 위하여 세로방향 가장자리에 직경 13㎜의 이형철근을 3본 결속하는 것이 좋다.

또한, 콘크리트 슬래브에 사용할 철근량은 종횡 양방향의 철근 종단면적을 대개 같게 되도록 결정하는 것이 좋다. 철망은 가능한 한 용접에 의하여 조립하는 것으로 한다. 철망의 매설깊이는 시공법을 고려하여 정한다. 콘크리트를 2층으로 나누어 깔아 나갈 경우에는 표면에서 콘크리트 슬래브 두께의 1/3의 위치로 하면 좋다. 철망 삽입기(mesh installer)를 사용할 경우에는 콘크리트 슬래브의 표면에서 5~7cm로 하는 것이 좋다.

※ 슬래브 두께가 15cm의 경우에는 슬래브 두께의 약 1/2위치에 철망을 놓는다.

16-5-7 줄눈설계

[1] 줄눈의 종류

(1) 콘크리트포장의 줄눈은 포장의 팽창과 수축을 수용함으로써 온도 및 습도 등 환경변화, 마찰 그리고 시공에 의하여 발생하는 응력을 가능한 한 완화시키거나, 또는 온도변화 등의 피할 수 없는 균열을 규칙적으로 일정한 장소로 유도시키는 목적으로 설치한다.

(2) 줄눈에는 수축·팽창 및 시공줄눈 등 세 가지 종류가 있다.

[해 설]

(1) 수축줄눈
수축줄눈 또는 맹줄눈(dummy joint)은 수분, 온도 그리고 마찰에 의해 발생하는 긴장력을 완화시켜 균열을 억제하기 위하여 설치한다. 이러한 수축줄눈을 설치하지 않는다면 포장의 표층에는 불규칙한 균열이 발생할 것이다.

(2) 팽창줄눈

팽창줄눈의 주요기능은 포장이 팽창할 수 있는 공간을 설치함으로써 포장좌굴의 원인이 될 수 있는 압축응력의 발생을 방지하는 것이다.

(3) 시공줄눈

시공줄눈은 시공성을 고려하여 설치하며, 세로줄눈 사이의 간격은 포장장비의 폭과 포장두께에 따라 결정된다.

[2] 줄눈의 구조

줄눈은 가능한 한 적게 설치하고, 또 적정구조로 설치하여 포장공용성과 주행성을 향상시키도록 한다. 일반적 설계측면에서 줄눈의 구조는 줄눈간격, 줄눈의 배치, 줄눈의 규격 등을 고려하여야 하며, 가능한 한 적게 되도록 또 될수록 강한 구조의 것으로 설계한다. 또한 줄눈은 한 횡단선상에서 동일줄눈이 배열되도록 설계한다.

[참 고]

(1) 줄눈간격

① 세로줄눈 간격

세로줄눈은 보통 차선을 구분하는 위치에 설치하지만 시공법도 고려하여 결정하는 것이 좋다.

보통 차선을 구분하는 위치(lane marking)에 설치하지만 시공법도 고려하여 결정하며, 4.5m 이하로 설치한다.

② 가로팽창줄눈 간격

참고 표 (16-9) 가로팽창줄눈 간격의 표준치

시공시기 / 슬래브두께(㎝)	10～5월	6～9월
15, 20	60m～120m	120m～240m
25 이상	120m～240m	240m～480m

③ 가로수축줄눈 간격

가로수축줄눈의 간격은 여러 가지 요소에 따라 다르나, 그 중 가장 중요한 요소는 슬래브의 두께이며, 슬래브의 보강여부, 콘크리트의 온도팽창계수, 콘크리트가 경화 시 온도의 슬래브 활동을 구속하는 보조기층면의 마찰저항 등과 관련된다.

가. 철망을 사용하지 않은 무근 콘크리트 포장에서 가로수축줄눈 간격은 6m 이하로 한다.

나. 철근 또는 철망을 사용하는 콘크리트 포장에서 가로수축줄눈의 간격은 슬래브 두께가 25㎝ 미만의 경우 8m, 25㎝ 이상의 경우 10m를 표준으로 한다.

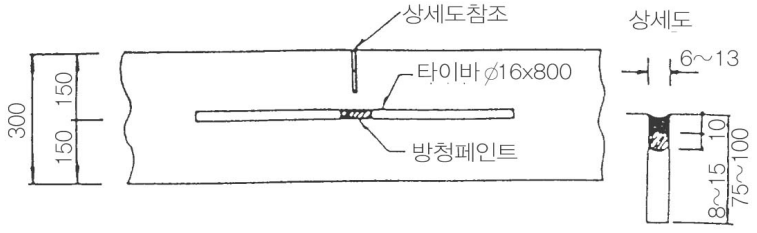
(2) 줄눈의 구조

줄눈의 구조는 외부하중이나 기후변화 등에 의해 발생되는 응력을 감소시키고, 유도된 균열 또는 이음으로 감소된 하중전달 능력의 보강과 단차방지, 경제적이고 시공이 용이하며 주행성을 저하시키지 않는 내구적인 구조이어야 한다.

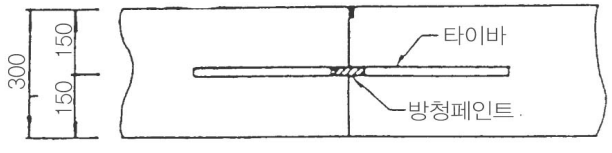
① 세로줄눈 구조

동일횡단경사의 콘크리트 슬래브의 가능한 한 2차로 폭으로 시공하는 것으로 하며, 참고 그림 (16-6)(a)에 표시한 바와 같이 그 중앙에 설치하는 줄눈은 타이바를 사용한 맹줄눈 구조로 한다. 또한 부득이 1차로씩 시공할 경우의 세로줄눈은 참고 그림 (16-6)(b)에 표시한 바와 같이 타이바를 사용한 맞댄줄눈 구조로 한다.

세로줄눈의 폭은 6~13㎜깊이는 단면의 1/3이어야 하며, 채움재의 깊이는 채움 폭, 채움재의 재질에 따라 다소 차이가 있으나 채움부의 최소깊이는 10㎜ 이상으로 한다. 세로줄눈의 저면에 약 50㎜의 삼각형 목재 또는 L형 플라스틱제 등을 놓아 콘크리트 슬래브의 단면을 감소시켜 줄눈의 위치에 균열이 생기도록 유도할 수도 있다. 타이바는 이형봉강으로 하며 규격과 배치간격은 포장조건에 따라 다르나, 일반적으로 직경 16㎜, 길이 800㎜의 것을 750㎜간격으로 사용한다.



(a) 2차선폭으로 시공하는 경우의 횡단면도(단위 : mm)



(b) 1차선 시고 횡단의 경우 횡단면도(예)

참고 그림 (16-6) 세로줄눈의 설계 (예)

② 가로팽창줄눈의 구조

팽창줄눈의 변위량은 경험에 의하여 결정되는 것으로 채움부의 규격은 변위량과 재료의 성능에 따라 결정해야 한다. 일반적으로 팽창줄눈의 규격은 수축줄눈보다 더 크다.

가로팽창줄눈의 구조는 참고 그림 (16-7)에 예시한 것을 표준으로 한다.

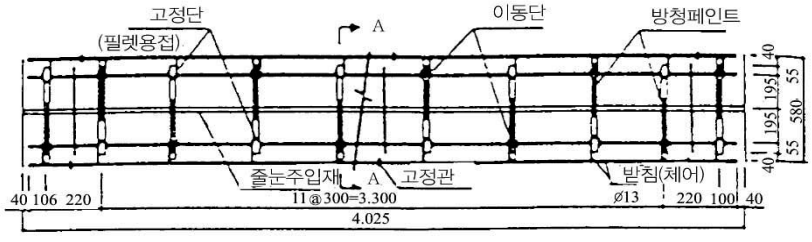
팽창줄눈은 주입줄눈재와 줄눈판을 상하에 병용하는 구조로 한다.

주입줄눈재는 줄눈의 수밀성을 보존하기 위하여 사용하는 것으로 주입깊이는 20~40㎜정도로 한다.

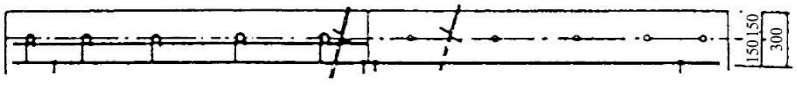
팽창줄눈은 다웰바(dowel bar)로 보강하여야 한다. 팽창줄눈의 다웰바는 슬래브 두께에 따라 직경 25~32㎜, 길이 500㎜의 것을 참고 표 (16-10)의 간격으로 배치한다. 팽창줄눈의 다웰바는 콘크리트 슬래브의 팽창을 허용하도록 고무판을 씌운 다웰바 끝에 철재 캡(cap)을 씌운다. 도로중심선에 평행한 위치에 바르게 매설할 수 있도록 체어로 지지하여야 한다. 체어는 가로줄눈 연단부의 보강을 겸하여 직경 13㎜정도의 철근을 용접하여 만드는 것으로 시공 중에 변형되지 않는 구조로 한다.

참고 표 (16-10) 다웰바 간격의 설계 (예)

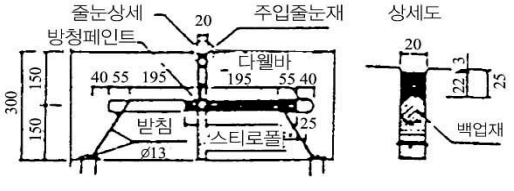
콘크리트 슬래브의 폭(m)	다웰바의 간격(㎝)
2.75	(10) + 17.5 + 20 + 5ⓐ30 + 20 + 17.5 + (10)
3.00	(10) + 15 + 20 + 7ⓐ30 + 20 + 15 + (10)
3.25	(10) + 22.5 + 25 + 7ⓐ30 + 25 + 22.5 + (10)
3.75	(10) + 20 + 25 + 8ⓐ30 + 25 + 20 + (10)
4.00 (측대포함)	(10) + 17.5 + 25 + 9ⓐ30 + 25 + 17.5 + (10)
4.25 (측대포함)	(15) + 15 + 25 + 10ⓐ30 + 25 + 17.5 + (15)
4.50 (측대포함)	(15) + 20 + 25 + 11ⓐ30 + 25 + 20 + (15)



(a) 평면도



(b) 횡단면도



(c) 단면도(A-A)

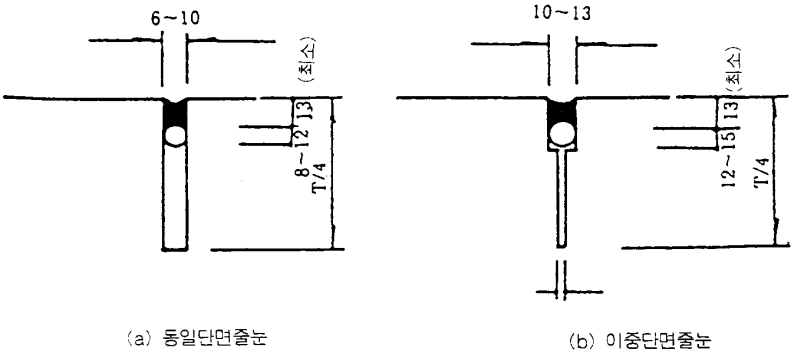
참고 그림 (16-7) 가로팽창줄눈의 설계 (예) (단위 : ㎜)

③ 가로수축줄눈의 구조

가로수축줄눈은 다웰바를 이용한 맹줄눈구조를 표준으로 하며, 시공 중의 강우 등으로 가로수축줄눈을 시공줄눈으로 할 필요가 생긴 경우에는 다웰바를 사용한 맞댄줄눈으로 한다.

맹줄눈은 콘크리트가 강화한 후에 절단기(cutter)로 홈을 만드는 카터줄눈과 콘크리트가 굳기 전에 상부에 홈을 만들어 판삽입물을 넣는 타설줄눈 등이 있다. 수축줄눈의 구조는 참고 그림 (16-8)과 같이 카터줄눈이 일반적이며, 그 종류에는 동일단면 줄눈과 이중단면 줄눈을 들 수 있다.

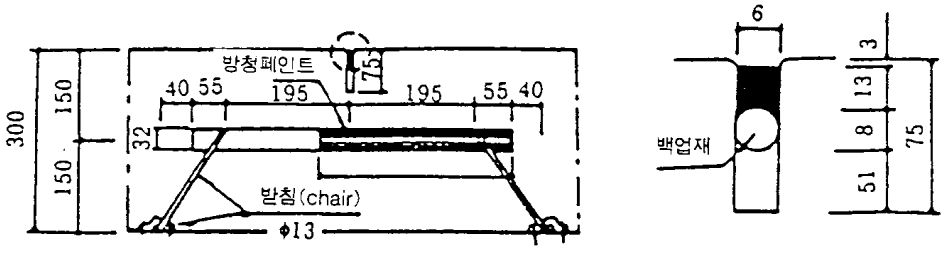
효과적인 현장 성형상태를 유지하려면 채움부(sealant reservior)가 반드시 적절한 형상계수(폭에 대한 깊이의 비)를 갖추어야 한다.



참고 그림 (16-8) 카터줄눈에 사용된 백업재

최소줄눈깊이의 실질적인 한계 내에서 채움부는 가능한 한 정방형이어야 하고 줄눈재 상부가 표면으로부터 최소 3㎜의 깊이로 오목하게 되도록 한다.

채움부의 최소 깊이는 13㎜이다.

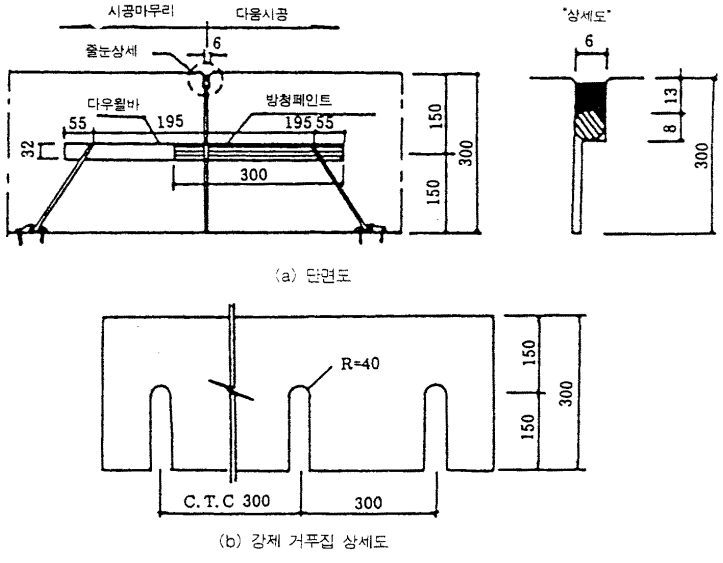


참고 그림 (16-9) 가로수축줄눈 구조 (예)

④ 시공줄눈의 구조

1일 포장 종료 시나 강우 등에 따라서 시공을 중지할 때 설치하는 줄눈이다.

시공줄눈의 위치는 수축줄눈의 예정위치에 설치하는 것이 좋다. 이 경우에는 맞댄형의 수축줄눈이 된다. 또 팽창줄눈으로 하는 경우도 있다. 강우와 기계고장 등에 따라 시공줄눈에 수축줄눈의 예정위치의 설치하는 것이 불가능할 때는 수축줄눈에서 3m이상 떨어진 위치에 맞댄형의 줄눈구조로 한다.



(a) 단면도

(b) 강제 거푸집 상세도

참고 그림 (16-10) 시공줄눈 설계 (예)

16-5-8 타이바, 다웰바

타이바 및 다웰바는 부두뜰 포장상에서의 주행하중이 종횡 구별 없이 작용하는 것을 고려하여 적절히 결정하여야 한다.

[참 고]

(1) 타이바, 다웰바의 제원 및 설치간격은 참고 표 (16-11)에 표시한 값에 준한다.

참고 표 (16-11) 타이바, 다웰바의 제원 및 설치간격

설계 하중 분류	슬래브의 두께 (cm)	타 이 바			다 웰 바		
		지름 (mm)	길이 (cm)	간격 (cm)	지름 (mm)	길이 (cm)	간격 (cm)
CP_1	20	25	130	45	25	50	45
CP_2	25	25	130	45	25	50	45
CP_3	30	32	160	40	32	60	40
CP_4	35	32	160	40	32	60	40

(2) 타이바는 KSD 3504 철근콘크리트용 봉강의 규정에 의한 SD30(이형봉강)으로 한다.

(3) 다웰바는 KSD 3504 철근콘크리트용 봉강의 규정에 의한 SR30(원형봉강)으로 한다.

16-5-9 슬래브 외측보호공

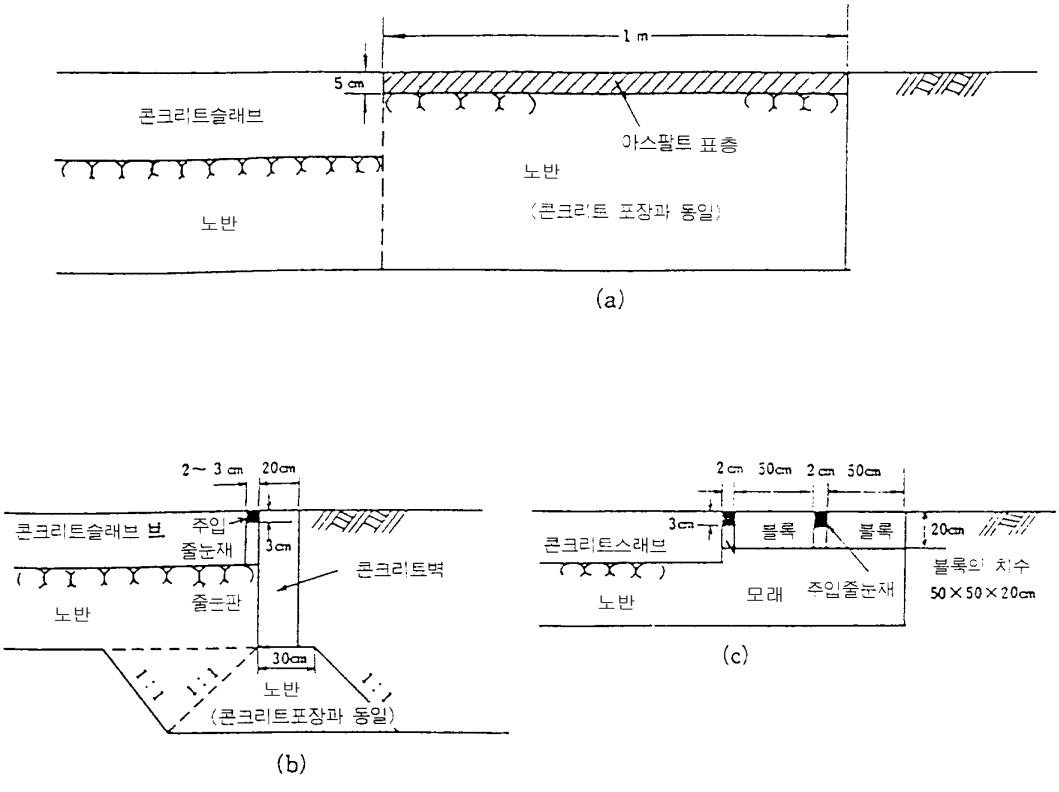
우수의 침투에 의한 노반의 파괴, 또는 하중에 의한 콘크리트 슬래브 및 노반의 파괴가 우려되는 개소에는 보호공을 하여야 한다.

[해 설]

마루뜰 배면이 비포장구역일 때나 가까운 장래에 포장계획이 있을 때는 우수의 침수에 의해 노반이 파괴될 우려가 있고, 특히 인접구역이 야적장일 때는 그 부분을 횡단하는 하중에 의해 노반 및 콘크리트 슬래브가 파괴될 염려가 있어 이를 방지하기 위하여 보호공을 하여야 한다.

[참 고]

보호공의 일예는 참고 그림 (16-11)과 같다.



참고 그림 (16-11) 슬래브 외측보호공의 (예)

16-6 부두뜰 아스팔트 포장의 설계

16-6-1 설계조건

설계하중은 대상이 되는 하중 가운데 포장두께가 최대가 되는 하중으로 한다.
설계대상이 되는 포장구역의 노반에 대해서는 그 설계 CBR를 구하여야 한다.

[참 고]

현장 CBR시험은 노상흙이 1년 중 가장 습윤한 시기에 현장 CBR 시험을 하여야 하나, 이와 같은 시기에 시험이 곤란한 경우에는 식 참고 (16-5)에 의해 현장 CBR값을 보정하여도 좋다. CBR은 흐트러지지 않은 흙의 공시체에 대한 것이다.

$$CBR(\text{보정}) = \text{현장}CBR \times \frac{CBR(4\text{일간침수})}{CBR(\text{자연함수량})} \qquad \text{참고 (16-5)}$$

이 CBR에서 극단으로 다른 값은 제하고 식 참고 (16-6)으로 설계 CBR를 구하며 시료채취는 안벽의 기준선방향 50m마다 1~2개소로 완성노상이나 노상토 토취장의 노출면보다 50㎝ 이상 깊은 곳에서 행하는 것을 표준으로 한다.

$$\text{설계}CBR = (\text{각지점}CBR\text{의평균}) - \frac{(CBR\text{최대치} - CBR\text{최소치})}{d_2} \qquad \text{참고 (16-6)}$$

단, d_2는 콘크리트 포장설계에 준한다.

16-6-2 아스팔트 포장의 구성

부두뜰의 아스팔트 포장의 구성은 적절히 설정된 노상의 지지력을 바탕으로 포장의 종류에 따라 노반 등의 구성 및 사용재료의 특성을 감안해서 설정하여야 한다.

[참 고]

(1) 부두뜰 아스팔트장의 설계하중은 참고 표 (16-12)에 의한다.

참고 표 (16-12) 부두뜰 아스팔트 포장의 설계하중의 분류

설계하중 분류	하역기계	
AP_1	트랙터트레일러	20 ft, 40 ft, 40 ft 야드
AP_2	포크리프트	2 ton, 3.5 ton, 6 ton
AP_3	포크리프트	10 ton, 15 ton
	트럭	25 ton
	스트래들캐리어	-
	이동식 크레인	20 ton 급
AP_4	이동식 크레인	25 ton 급

(2) T_A를 구하기 위한 등치환산계수는 참고 표 (16-13)의 값을 참고한다.

참고 표 (16-13) 등치환산계수

사용 개소	공법, 재료	조 건	등치환산계수	비 고
표층, 중간층	표층, 중간층용 가열아스팔트 혼합물	-	1.00	
기층	기층용 가열아스팔트 혼합물	마샬안정도 5.00kN 이상	0.80	
		마샬안정도 3.5kN 이상	0.55	
	입 도 조 정	수정CBR 80 이상	0.35	
보조 기층	쇄석	수정CBR 30 이상	0.25	
		수정CBR 20~30	0.20	

(3) 아스팔트 콘크리트 포장의 구성은 참고 표 (16-14)를 표준으로 한다.

참고 표 (16-14) 아스팔트 포장의 표준포장구성

설 계 조 건		포 장 구 성					
설계하중	노상의 설계 CBR (%)	표 층	중간층	기층	보조기층	합계 두께	
		h_1 (cm)	h_2 (cm)	h_3 (cm)	h_4 (cm)	H (cm)	T_A (cm)
AP_1 50kN 접지압 70N/㎠ 미만	3 이상 5 미만	5	5	25	35	70	25.8
		5	-	25	35	65	25.8
	5 이상 8 미만	5	5	20	25	55	22.0
		5	-	20	30	55	22.0
	8 이상 12 미만	5	5	15	20	45	19.3
		5	-	15	30	50	19.3
	12 이상 20 미만	5	5	15	15	40	18.3
		5	-	15	20	40	17.3
	20 이상	5	5	15	15	40	18.3
		5	-	15	15	35	16.3
	잔 교 슬래브상	5	4 이상	-	-	9 이상	-

참고 표 (16-14) 아스팔트 포장의 표준포장구성(계속)

설 계 조 건		포 장 구 성					
설계하중	노상의 설계 CBR (%)	표 층	중간층	기층	보조기층	합계 두께	
		h_1 (cm)	h_2 (cm)	h_3 (cm)	h_4 (cm)	H (cm)	T_A (cm)
AP_2 50kN 접지압 70N/㎠ 이상	3 이상 5 미만	5	5	25	35	70	25.8
		5	-	25	35	65	25.8
	5 이상 8 미만	5	5	20	25	55	22.0
		5	-	20	30	55	22.0
	8 이상 12 미만	5	5	15	20	45	19.3
		5	-	15	30	50	19.3
	12 이상 20 미만	5	5	15	15	40	18.3
		5	-	15	20	40	17.3
	20 이상	5	5	15	15	40	18.3
		5	-	15	15	35	16.3
	잔 교 슬래브상	5	4 이상	-	-	9 이상	-
AP_3 100kN 접지압 70N/㎠ 이상	3 이상 5 미만	5	15	30	45	95	40.0
		5	10	20	45	80	40.0
	5 이상 8 미만	5	15	25	30	75	34.8
		5	10	20	20	55	35.0
	8 이상 12 미만	5	15	15	20	55	29.3
		5	10	15	15	45	30.0
	12 이상 20 미만	5	15	15	15	50	28.3
		5	10	15	15	45	30.0
	20 이상	5	15	15	15	50	28.3
		5	10	15	15	45	30.0
	잔 교 슬래브상	5	4 이상	-	-	9 이상	-
AP_4 122kN 접지압 70N/㎠ 이상	3 이상 5 미만	5	15	40	60	120	46.0
		5	10	20	70	105	45.0
	5 이상 8 미만	5	15	30	45	95	39.5
		5	10	20	40	75	39.0
	8 이상 12 미만	5	15	25	30	75	34.8
		5	10	15	35	65	34.0
	12 이상 20 미만	5	15	15	25	60	30.3
		5	10	15	15	45	30.0
	20 이상	5	15	15	15	50	28.3
		5	10	15	15	45	30.0
	잔 교 슬래브상	5	4 이상	-	-	9 이상	-

(4) 잔교슬래브상의 기층의 정의는 아스팔트 콘크리트 뿐만 아니라 기층도 포함된다.
절토부 노상토의 설계 CBR이 2 미만인 경우는 다음의 각종방법을 비교・검토하여 설계한다. 그러나 여기서

① 치환공법에 의한 경우
노상부에 양질의 흙을 치환하여 설계 CBR이 3 이상이 되도록 설계한다.
이 경우 치환한 층 아래로부터 20㎝의 두께부분은 재래 조상토의 시료에 의한 CBR로 하여 설계한다.

② 안정처리공법의 경우
노상부를 석회 또는 시멘트로 안정 처리하여 설계 CBR이 3 이상이 되도록 한다. 이 경우 안정처리한 층이 하부로부터 20㎝의 두께부분은 안정 처리한 층의 CBR과 재래노상토의 시료에 의한 CBR의 평균치로 설계한다.

③ 교통량이 많아 치환공법으로는 굴착깊이가 크게 되어 비경제적이 될 경우 또는 지하수위가 높아 치환토를 충분히 다지기 곤란한 경우에는 15㎝정도의 모래층을 두고 그 위에 15~20㎝두께로 빈배합 콘크리트 또는 시멘트 안정처리에 의한 층을 설계하여 교통량의 구분에 따라서 두께 30~60㎝의 아스팔트 포장을 설계할 경우도 있다.
동결융해를 받는 한랭지에 있어서 포장두께는 동결깊이보다 크게 하여야 하며, 동결깊이보다 적을 때는 동상방지층을 설치하여야 한다.

(5) 아스팔트포장과 인접하여 쇄석포장을 시공할 경우에는 참고 표 (16-14)에서 구한 전 두께를 쇄석포장의 두께로 적용한다.

제 17 장 하역기계의 기초

17-1 일 반

(1) 하역기계 기초의 제원은 하역 및 하역기계의 주행이 안전하고 원활하게 이루어질 수 있도록 하역기계의 종류 및 기초의 구조형식에 따라서 적절히 설정할 필요가 있다.
(2) 하역기계의 기초는 기초에 작용하는 외력, 기초의 허용침하량, 보수의 난이, 안벽 본체에 미치는 영향, 경제성 등을 고려하여 결정한다.

[해 설]

(1) 본 장에서 하역기계의 기초라 함은 궤도주행식 하역기계의 기초를 말한다. 모빌 크레인, 포크리프트 등의 하중에 대해서는 "제2편 9-6 토압과 수압", "제4편 제5장 기초의 침하"를 참고로 안벽에 대한 영향을 검토해야 한다.

(2) 주행궤도의 기초형식의 종류

① 말뚝기초 위에 철근콘크리트보로 각 말뚝을 연결한 형식
연약한 지반으로 부등침하가 예상되는 장소나 대형의 하역기계인 경우는 양질의 모래지반에서도 사용된다.

② 안벽의 본체 등 다른 구조물을 이용하는 형식
잔교의 철근콘크리트보, 케이슨식 안벽의 상부공 등과 같은 안벽 본체나, 널말뚝식 안벽의 버팀공 등을 하역기계의 기초로 이용하는 방법으로서 사전에 하역기계의 하중을 구조물 설계에 반영하여야 한다.
이 경우 구조물 전체로서는 경제적으로 되는 경우가 많다.
잔교식 안벽의 경우 잔교상에 기중기의 한쪽 다리를 두고 흙막이공이나 호안 등에 다른 한쪽 다리를 두는 것은 부등침하 등의 악영향을 받기 쉬우므로 기초말뚝을 박는 등 충분한 기초공을 설치해야 한다. 돌출식 잔교의 경우 선단부는 선박의 접안력이나 견인력에 대해 안정성이 불리하므로 이에 대한 검토 및 보강대책을 수립 할 필요가 있다.

③ 깬돌기초 위의 콘크리트 보 형식
지반이 비교적 양호하고 침하의 위험이 적은 곳에 쓰인다.

④ 자갈도상 기초 위의 침목형식
이는 철도궤도와 똑같은 것으로 지반의 침하가 많은 장소의 윤하중이 작은 소형 기중기에 많이 사용된다. 콘크리트 기초와 비교하면 설비비는 훨씬 싸지만 때때로 자갈을 다져넣어 레일의 부등침하를 방지할 필요가 있다. 또 궤간도 변화하기 쉬워 보수에 비용이 들고, 부두뜰 위의 교통도 불편해지기 때문에 임시적인 공사용 하역기계의 기초에 쓰이는 정도이다.

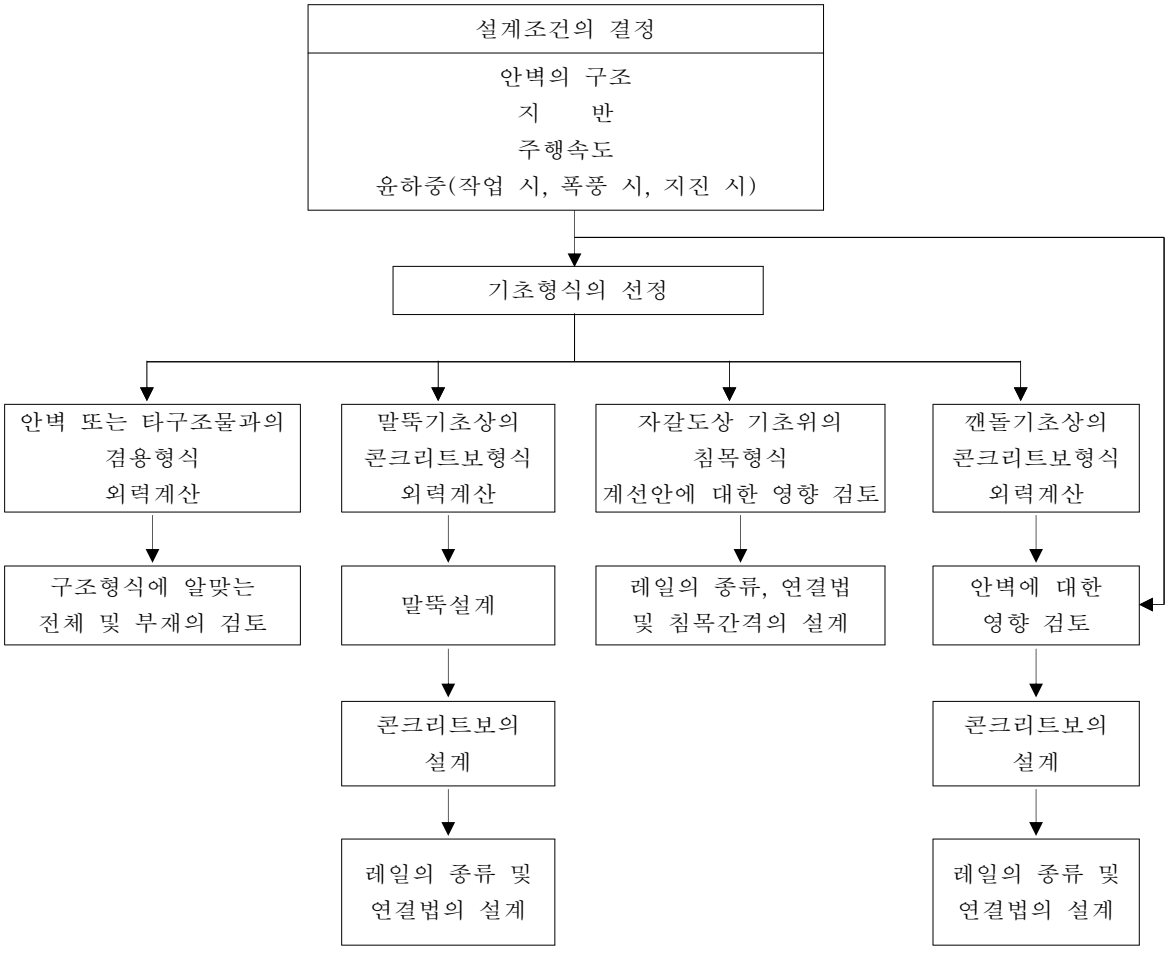
(3) 허용변위량

① 하역기계 기초 레일의 허용변위량에 대해서는 하역기계의 허용변위량과 제작비의 관계, 하역기계 기초의 시공정밀성이나 하역기계 운전시의 안전성·능률 등을 충분히 검토하여 결정하여야 한다.

② 종래 기계제작사의 기초에 대한 허용변위량은 상당히 엄격하여 그 정도로 시공하는 것이 곤란하였다. 최근에 허용변위량은 각 기계제작사나 구조 및 형식에 따라 차이가 많은데 기초의 시공정도와 거의 같은 정도의 변위량을 허용하고 있다. 그러나 기초의 설계·시공에 있어서는 기계제작사의 허용변위량을 조사하고 가능한 부등침하가 발생할 우려가 없는 구조를 선정하고 시공의 정밀성을 높이는 것이 바람직하다.

[참 고]

(1) 하역기계 기초의 설계는 일반적으로 다음 순서로 하는 것이 좋다.



참고 그림 (17-1) 하역기계 기초의 설계순서

더욱, 기초의 형식은 앞에서 기술한 것 외에 철도도상과 같은 형식의 것으로 지반의 침하가 많은 곳이나 소형의 크레인으로 윤하중이 적은 곳은 자갈기초 위의 침목을 놓은 형식이 있다.

(2) 레일(rail)의 변위량은 건설 시는 적으나 시간의 경과함에 따라 크게 된다. 따라서 건설시의 시공오차는 되도록 적게 하는 것이 일반적이다. 허용변위량은 각 기계 특성에 따라 차이가 있으나 평균적인 설치기준 및 관리기준을 참고 표 (17-1)에 나타낸다.

참고 표 (17-1) 주행레일(rail) 부설기준

항 목	설 치 기 준	관 리 기 준(사용한도)
스팬(span)	레일전장(全長)에 걸쳐서 : ±10㎜ 이하	레일전장에 걸쳐서 : ±15㎜ 이하
레일 좌우 또는 상 하 의 휨	레일10m에 대해 5㎜ 이하	레일10m에 대해 10㎜ 이하
양측레일 고저차	(스팬)×1/1000 이하	(스팬)×1/500 이하
주행방향 경사	1/500 이하	1/250 이하
진직도(眞直度)	레일전장에 걸쳐서 : ±50㎜ 이하	레일전장에 걸쳐서 : ±80㎜ 이하
레 일 이 음 부	어긋남(상하, 측면) : ±0.5㎜ 이하	어긋남(상하, 측면) : ±1㎜ 이하
	레일간격 : 5㎜ 이하	레일간격 : 5㎜ 이하
레일 두부의 마모	-	기존치수의 10% 이하

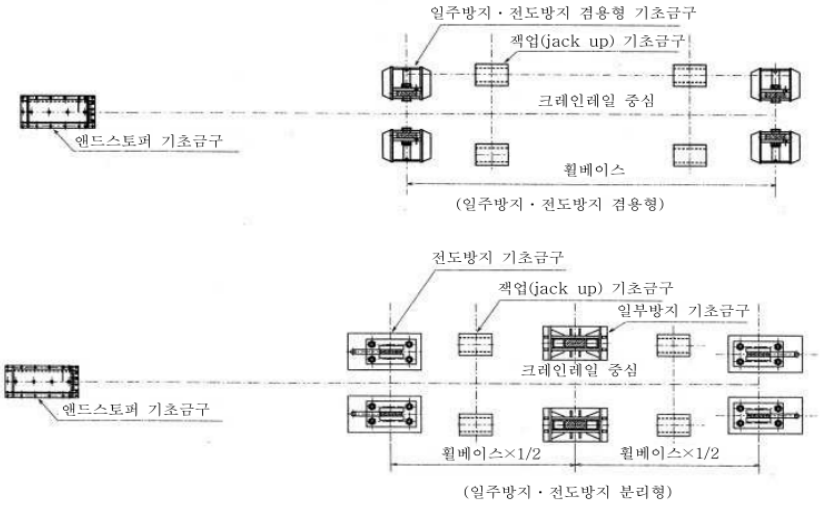
(3) 통상 잡화를 대상으로 하는 부두크레인, 기타, 소형의 크레인의 궤도구조로서는 37㎏ 레일 또는 50㎏ 레일을 또 콘테이너 또는 광석을 대상으로 하는 대형 하역기계 레일로는 73㎏ 크레인용 레일을 레일클립으로 기초구조물에 체결하는 방법으로 설치한다.
윤하중이 크고, 콘크리트와 레일, 또는 부판이 직접 접촉하고 있을 때는 크레인의 주행에 의한 충격으로 콘크리트에 균열이 생기기 쉬우므로 고무패드 등의 완충재를 넣은 것이 바람직하다.

(4) 크레인 고정장치는 폭풍 시 풍하중에 대해 주행을 방지하는 주행방지장치(end stopper, pin cup)와 전도를 방지하기 위한 전도방지장치(tie down) 및 작업 시 풍하중에 의해 크레인이 이동하는 것을 방지하기 위한 레일클렘프가 있다.

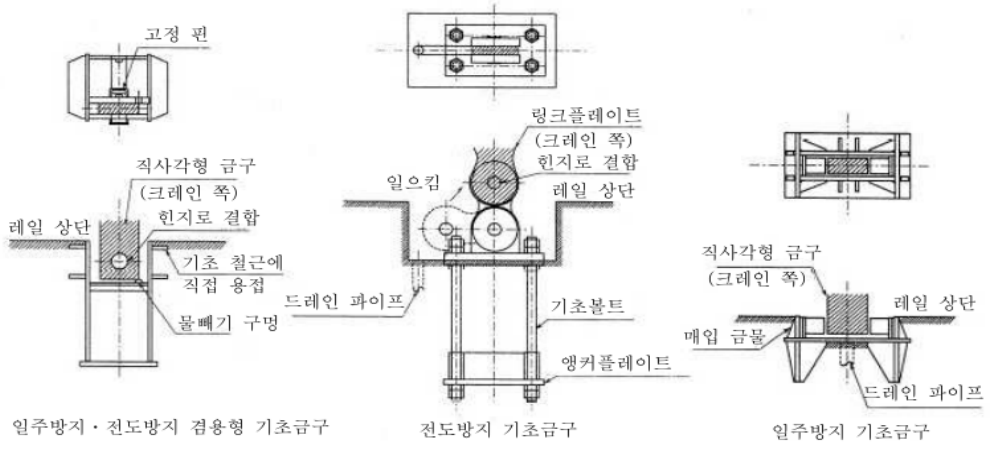
(5) 지진 진동이 클 경우에는 주행식 크레인에 노크(knock) 진동이 발생하고, 크레인각(脚)에 손상이 발생할 수 있으므로 내진성에 주의할 필요가 있다.

(6) 컨테이너 크레인용 고정 장치의 배치 예는 참고 그림 (17-2)에 나타냈으며, 컨테이너 크레인용 고정 장치로는 일주방지시설과 전도방지시설을 하나의 장치로 겸비한 겸용형과 각각 독립된 장치로 갖추고 있는 분리형이 있다. 분리형의 일주방지용 시설 및 전도방지용 시설의 예를 참고 그림 (17-3)에 나타냈다.

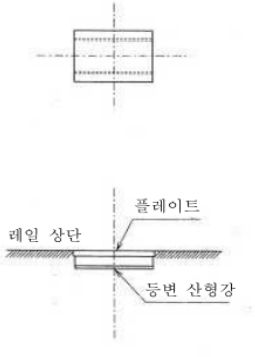
(7) 하역기계의 마모된 바퀴를 교체할 때는 잭업(jack up) 해야만 한다. 하지만 연약지반과 같이 작업이 불가능 할 경우에는 작업시의 침하 방지를 위하여 참고 그림 (17-4)와 같은 잭업 시설을 레일 양측에 설치한다.



참고 그림 (17-2) 컨테이너 크레인용 고정장치 등의 배치 예



참고 그림 (17-3) 컨테이너 크레인용 고정장치 등의 설치 예



참고 그림 (17-4) 잭업(jack up) 설치 예

17-2 기초에 작용하는 외력

하역기계의 기초에 작용하는 외력은 크레인의 형식, 사용상황 등을 고려하여 적절히 결정하여야 한다.

[참 고]

(1) 하역기계의 기초에 작용하는 외력과 하중은 다음과 같다.

① 연직하중

가. 작업 시 윤하중 : 최대하중을 달아 올릴 때

나. 폭풍 시 윤하중 : 무부하

작업 시 윤하중에는 기중기의 최대차륜압의 20%를 가산한 것을 이동하중으로 고려한다. 단, 주행속도가 60m/min 이하인 경우에는 10%를 가산한 것으로 한다.

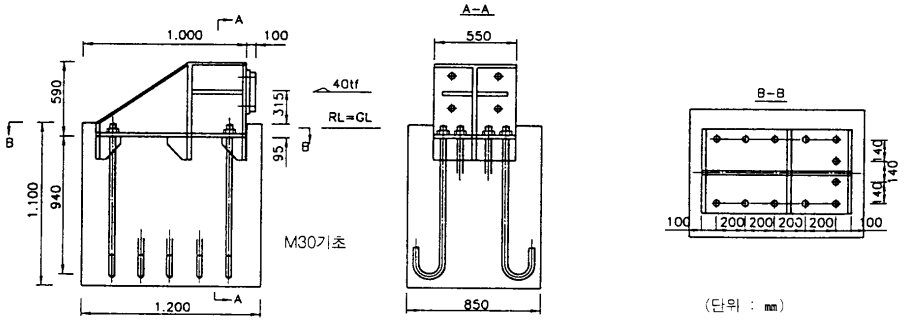
② 수평하중

가. 작업 시 : 최대하중을 달아 올릴 때

나. 폭풍 시 : 무부하

작업 시는 주행방향의 직각방향으로 기중기 차륜압의 10%의 수평력을 받는 것으로 한다. 고정 기둥 측 기초에는 전수평력을 힌지 기둥 측의 기초에는 전 수평력의 50%를 작용시키는 것으로 한다.

(2) 소형 기중기는 폭풍 시의 값이 가장 큰데 이에 대해서는 미리 기중기의 정지장소를 정하여 그 지점을 특별히 보강하고 앤드스토퍼(end stopper)를 둔다.(참고 그림 (17-5) 참조)



참고 그림 (17-5) 앤드 스토퍼(end stopper) 설계 예

(3) 옥외에서 운전되는 풍하중 작용 시 크레인을 앵커(anchor) 위치에 옮길 수 있도록 전동기를 비치해야 하며 임의 위치에서 돌풍에 대해 충분히 저항할 수 있는 레일 클램프(rail clamp)를 비치하여야 한다. 앵커나 레일클램프는 다음의 조건을 만족하여야 한다.

① 풍하중 앵커 : 정지 시 풍하중

레일 클램프 : 정지 시 풍하중의 40%

② 이탈에 대한 안전율 : 1.5 이상

③ 레일과 레일 클램프사이의 마찰계수 : μ = 0.25

④ 크레인의 주행저항을 고려할 수도 있다.

⑤ 앵커와 레일 클램프를 둘 다 비치할 경우에도 각각 독립적으로 상기조건을 만족해야 한다.

(4) 하역기계의 기초에 작용하는 최대 차륜하중은 참고 표 (17-2)를 참조할 수 있으며, 시설물의 안정성 검토를 할 때는 바다 쪽과 육지 쪽의 최대 차륜하중이 동시 발생하는 것으로 하여 검토할 수 있다. 한편, 작업 시 및 지진 시에 의한 작용은 레일 전체에 작용하는 것으로 보고, 폭풍시의 작용은 크레인 계류위치에서만 작용하는 것으로 고려하여야 한다.

참고 표 (17-2) 최대 차륜하중의 항목

(단위:kN/차륜)

크레인 상태 \ 다리			바다 쪽	육지 쪽	비 고
작업시	연 직		○○○	○○○	크레인 능력(t/h)
	수 평	레일에 직각	○○	○○	크레인 자중(KN)
		레일에 평행	○○	○○	휠베이스(m)
폭풍시	연 직		○○○	○○○	레일 스팬(m)
	수 평	레일에 직각	○○	○○	차륜 수 바다 쪽(차륜)
		레일에 평행	○○	○○	육지 쪽(차륜)
지진시	연 직		○○○	○○○	차륜간격(m)
	수 평	레일에 직각	○○	○○	크레인 주행속도(m/min)
		레일에 평행	○○	○○	강각, 요각

17-3 기초말뚝을 쓰는 경우의 설계

17-3-1 콘크리트 보

(1) 말뚝기초 위의 콘크리트 보는 말뚝머리를 지점으로 한 연속보로 간주하고 보가 지반에 접하고 있는 영향은 무시한다.
(2) 콘크리트보는 레일과 콘크리트간의 접촉면 응력과 레일의 응력 등에 대해서 안전하여야 한다.

[참 고]

(1) 말뚝이 축력작용으로 탄성침하가 발생할 경우에는 보의 지점하부가 인장측이 된다.
일반적으로 지점침하가 일어나지 않는 것으로 보를 해석하고, 배근의 면에서 탄성침하의 영향을 고려하는 것이나, 큰 윤하중을 받는 경우는 지점침하의 영향을 계산할 필요가 있다.
"제4편 4-1-12 말뚝의 침하량에 대한 검토"를 참조한다.

(2) 설계상 탄성침하를 피하고자 할 때, 또는 적게 하고자 할 때는 강말뚝에 콘크리트를 속채움 하거나 대구경 강말뚝을 쓰는 것이 좋다.

(3) 궤도응력의 산출방법으로는 탄성기초위의 무한보로써 해석하는 방법도 쓰고 있다.
특히 기초콘크리트의 손상을 방지하기 위하여 레일(rail)과 콘크리트의 사이에 고무패드(rubber pad)와 같은 완충재를 삽입하여 하중이 집중되는 것을 방지한다.

① 탄성지지상 무한연속보로서의 계산법
본편 "17-4-2의 콘크리트 보(참고)"와 동일하게 레일(rail) 응력 및 레일과 콘크리트 사이의 접촉응력을 구할 수 있다.
이 경우는 식 참고 (17-1)의 기호는 다음과 같다.
E_c는 레일의 탄성계수

② 레일과 기초와의 체결력에 대하여는 탄성기초상 보의 이론을 사용하여 구할 수 있으며, 충격의 영향도 있으므로 충분한 여유를 가질 필요가 있다.
이중탄성체결방법을 쓰는 경우의 계산에 대하여는 일본 봉촌(峰村)의 연구자료를 참고하고 보통 직경 22㎜ 정도의 볼트를 간격 50cm 간격 정도로 사용하는 경우가 많다

17-3-2 말뚝의 지지력(支持力)

(1) 말뚝에 작용하는 힘은 본편 "17-4-2 콘크리트 보"를 계산한 지점반력으로 한다.
(2) 말뚝의 지지력 계산은 "제4편 제4장 말뚝기초"에 의한다.
(3) 말뚝이 주동토압의 붕괴면의 영향을 받는 경우에는 본편 "6-6-3 선반말뚝의 설계"에 준한다.

[해 설]

말뚝이 주동토압의 붕괴면의 영향을 받는 경우는 바다 쪽의 말뚝길이와 육지 쪽의 말뚝길이가 다른 경우인데 지반이 지지층에 달한 경우를 제외하고는 기초의 부등침하를 피하기 위해 기초말뚝의 길이는 육지 쪽과 바다 쪽을 같은 길이로 하는 것이 보통이다.

17-4 기초말뚝을 사용하지 않는 경우

17-4-1 안벽에 대한 영향검토

하역기계 및 기초의 하중이 안벽 본체에 미치는 영향을 검토하여야 한다.

[해 설]

(1) 중력식 구조물의 배후에 하중이 실리면 토압이 증대하여 벽체의 활동이 발생할 위험이 있다. 집중하중의 토압에 대한 영향은 표면부근에서는 재하점(載荷点) 부근에 집중하고 밑으로 내려감에 따라 분산된다. 벽의 높이가 낮고 길이(기준선방향의 길이)가 짧은 경우에는 영향이 크므로 주의해야 한다.

또, 구조물 위에 하중을 직접 작용할 경우 지반반력은 증대한다. 특히 구조물의 전면에 작용 시 전면 전지의 지반반력은 상당히 커진다. 벽체의 폭이 좁고, 길이가 짧은 경우에는 이 경향이 크게 나타나므로 주의해야 한다.

(2) 보통 널말뚝에서는 널말뚝벽의 최대응력은 타이로드(tie rod) 연결점과 해저면과의 중간에 일어나지만 널말뚝벽 배후에 집중하중이 작용할 때에는 타이로드 연결점에 최대응력이 일어나는 수도 있으므로 주의해야 한다. 그러나 널말뚝의 밑 부분에 대해서는 나쁜 영향을 미치는 일이 적다. 타이로드에 나쁜 영향을 미치지 않게 하기 위해서는 토피 두께를 2m 이상 충분히 확보하는 것이 좋다.

17-4-2 콘크리트 보

원지반에 사석기초를 하고 그 위에 설치한 콘크리트 보는 휨모멘트, 전단력 및 처짐에 대하여 안전하고, 침하량이 허용 침하량보다 적어야 한다.

[참 고]

(1) 원지반에 사석기초를 하고, 그 위에 설치한 철근콘크리트 보의 휨모멘트, 전단력 및 처짐은 식 참고 (17-1)～식 참고 (17-6)에 의해 구하여야 한다.

① 하중이 보의 중앙부근에 작용하는 경우

$$M = \sqrt[4]{\frac{E_c I_c}{64K}} \sum W_i e^{-\beta \chi i} (\cos\beta_{\chi i} - \sin\beta_{\chi i}) \qquad \text{참고 (17-1)}$$

$$S = \frac{1}{2} \sum W_i e^{-\beta \chi i} \cos\beta_{\chi i} \qquad \text{참고 (17-2)}$$

$$M = \sqrt[4]{\frac{1}{64 E_c I_c K^3}} \sum W_i e^{-\beta_{\chi i}} (\cos\beta_{\chi i} - \sin\beta_{\chi i}) \qquad \text{참고 (17-3)}$$

② 하중이 보의 끝 또는 이음에 작용하는 경우

$$M=\sum\frac{W_i}{\beta}e^{-\beta\chi i}\sin\beta_{\chi i} \qquad \text{참고 (17-4)}$$

$$S=\sum W_i e^{-\beta\chi i}(\sin\beta_{\chi i}-\cos\beta_{\chi i}) \qquad \text{참고 (17-5)}$$

$$y=\sum\frac{2W_i\beta}{K}e^{-\beta\chi i}\cos\beta_{\chi i} \qquad \text{참고 (17-6)}$$

여기서,

M : 검토단면에서의 휨모멘트(N·mm)
S : 검토단면에서의 전단력(N)
y : 검토단면에서의 처짐(mm)

$$\beta=\sqrt[4]{\frac{K}{4E_c I_c}}$$

E_c : 콘크리트의 탄성계수(N/mm^2)
W_i : 차륜하중(N)
I_c : 콘크리트 기초의 단면2차모멘트(mm^4)
K : 지반의 탄성계수, K = C_b
C : 단위면적의 지반을 단위깊이만큼 침하시키는데 필요한 압력(N/mm^3)
b : 콘크리트 보의 저면 폭(mm)
χi : 윤하중 위치에서 검토단면까지의 거리(㎜)

(2) 사석 위에 놓인 철근콘크리트보는 일정한 단면으로 전장에 걸쳐서 연속의 탄성기초로 지지하고 있는 것으로 가정한다. 요컨대 재하된 보의 반력은 연속해서 분포하고, 반력의 강함은 각점의 처짐에 정비례한다고 가정한다.
주행차륜에서 χ가 떨어진 점에 생기는 휨모멘트를 M, 처짐을 y로 하면 M 및 y는 탄성이론에서 식 참고 (17-7), 식 참고 (17-8)로 표시한다.

$$M=W^4\sqrt{\frac{E_c I_c}{64K}}\,e^{-\beta\chi}(\cos\beta\chi-\sin\beta\chi)=W^4\sqrt{\frac{E_c I_c}{64K}}\,\phi_1 \qquad \text{참고 (17-7)}$$

$$y=\frac{W}{\sqrt[4]{64E_c I_c K^3}}e^{-\beta\chi}(\cos\beta\chi+\sin\beta\chi)=\frac{W}{\sqrt[4]{64E_c I_c K^3}}\phi_2 \qquad \text{참고 (17-8)}$$

식 참고 (17-1)~식 참고 (17-6)으로 계산하는 경우에는 참고 그림 (17-6)을 이용하면 편리하다. 2륜 또는 그 이상의 차륜이 접근하고 있을 때, 임의의 1륜의 바로 밑에서의 합성모멘트는 참고 그림 (17-6)에 의해 ϕ_1=1이 되며 참고 (17-9)로 구한다.

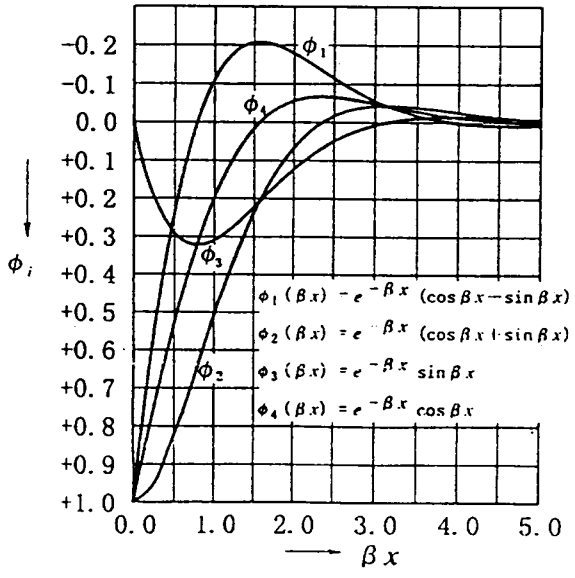
$$M_1=W_1\sqrt[4]{\frac{EI}{64K}} \qquad \text{참고 (17-9)}$$

또 하나의 차륜과의 거리를 x_2로 하고 참고 그림 (17-1)에서 βx_2에 대한 ϕ_1를 ϕ_2로 하면 휨모멘트는 식 참고 (17-10)으로 구한다.

$$M_2 = W_2^4 \sqrt{\frac{EI}{64K}} \phi_{12}$$ 참고 (17-10)

따라서 제1륜의 바로 밑에 있어서 합성모멘트는 $M = M_1 + M_2$로써 구하여진다.
여기에서 식 참고 (17-1)이 유도된다.
처짐도 같은 모양으로 구한다. 더욱 C의 값은 다음 값을 써도 좋다.

$$C = 5.0 \times 10^{-2} \sim 0.15\ \mathrm{N/mm^3}$$



참고 그림 (17-6) β_X 및 ø의 값

(3) 콘크리트 보의 수평력에 대한 활동은 식 참고 (17-11)로 계산한다. 활동에 대한 안전율은 1.2 이상이어야 한다.

$$F_s = \frac{L E_P + (L W_c + \Sigma W_i) f}{P + E_A L}$$ 참고 (17-11)

여기서,

F_s : 활동에 대한 안전율
P : 수평력 (지진력, 풍압력)(kN)
E_P : 수동토압(kN/m)
E_A : 주동토압(kN/m)
W_c : 콘크리트 보의 중량(kN/m)
ΣW_i : 계산구간에 실린 차륜하중의 합계(kN)
f : 사석과 콘크리트의 마찰계수, f = 0.6
L : 1블록의 길이 또는 10m중에 짧은 것(m)

(4) 콘크리트 보의 레일(rail)과 콘크리트 사이의 지압응력, 레일의 응력 등에 대한 검토는 본편 "17-3-1 콘크리트 보" 참고에 준한다.

(5) 지반반력에 관해서는 1블록의 길이 또는 10m중에 짧은 구간의 보에 관하여 하중이 등분포로 작용하는 것으로 하여, "제4편 2-1 사질토 지반"에 의해 검토하여야 한다.

제 18 장 어항계류시설

18-1 일 반

어촌·어항법에서 규정한 계류시설은 안벽, 물양장, 계선부표, 계선말뚝, 잔교, 부잔교, 선착장 및 선양장 등으로 어선이 접안하여 양육, 휴식, 보급 등 어업활동을 원활히 할 수 있도록 바다와 육지를 연결하는 시설을 말한다. 그 외에 어항구역 내에 시설되는 여객선, 관리선, 해양위락용 유람선 등을 위한 계류시설도 이에 속한다.

[해 설]

계류시설을 설계하는데 있어서 그 기능을 충분히 발휘할 수 있도록 다음 사항을 고려하여야 한다.

(1) 자연 상황, 어선의 항행 및 정박 등 주변 수역 및 육역의 이용 현황
(2) 자연조건, 이용조건, 경제여건 등을 감안한 적합한 구조 및 형식의 선정과 배치계획
(3) 자중, 잔류수압, 토압, 파력, 상재하중, 양압력, 어선에 의한 충격력 및 견인력 등에 대한 구조상의 안정성
(4) 어선의 계류, 어획물의 양육, 자재의 하역, 축양(畜養), 증·양식 등 작업의 원활화와 안정성
(5) 해양 위락 및 관광객의 안전 수송을 위한 보트, 유람선, 유어선(낚시배) 등 안전한 수송 설비 및 부대공
(6) 어업관련 작업 등으로 발생하는 오수, 폐수 등의 항내 유입 및 항내 수질 오염방지

18-2 안벽 및 물양장

어선의 접안시설 중에서 전면수심이 기준면(약최저저조위 (±)0.00m) 이하 4.5m 이상의 수심에 시설되는 접안시설은 안벽(quaywall)이라 하고, 4.5m 미만의 수심에 시설되는 접안시설은 물양장(lighter's wharf)이라고 한다. 어선이 이용하는 접안시설은 원양선 같은 대형어선이 아니면 거의가 기준면 이하 4.5m보다 얕게 축조되어 물양장이 주류를 이루므로 물양장 구조가 대부분이다. 물양장 계획수심은 (-)2.0m 물양장, (-)2.5m 물양장 등으로 호칭되어 일반적으로 0.5m 간격의 수심으로 구분되고 있다.

[해 설]

물양장을 기능(이용 목적)에 따라 분류하면 다음과 같다.

(1) 양육용 물양장

주로 어획물을 양육할 때 사용되는 물양장을 말한다.

(2) 준비용 물양장

출어준비를 위해 어선을 계류하는 물양장을 말한다.

(3) 휴식용 물양장

휴식할 경우 어선을 계류하는 물양장을 말한다.

(4) 보급용 물양장

얼음, 연료, 급수의 선적을 위해 사용되는 물양장을 말한다.

(5) 특정 목적용 물양장

여객선, 관공선 등의 특정목적용 선박이 계류하는 물양장을 말한다. 그러나 실제 어선의 이용형태를 보면 출어 준비를 위한 어구, 식량 등의 선적은 휴식용 물양장을 이용하는 경우가 많다.

[참 고]

(1) 선석(船席)길이 및 선석(船席)수심

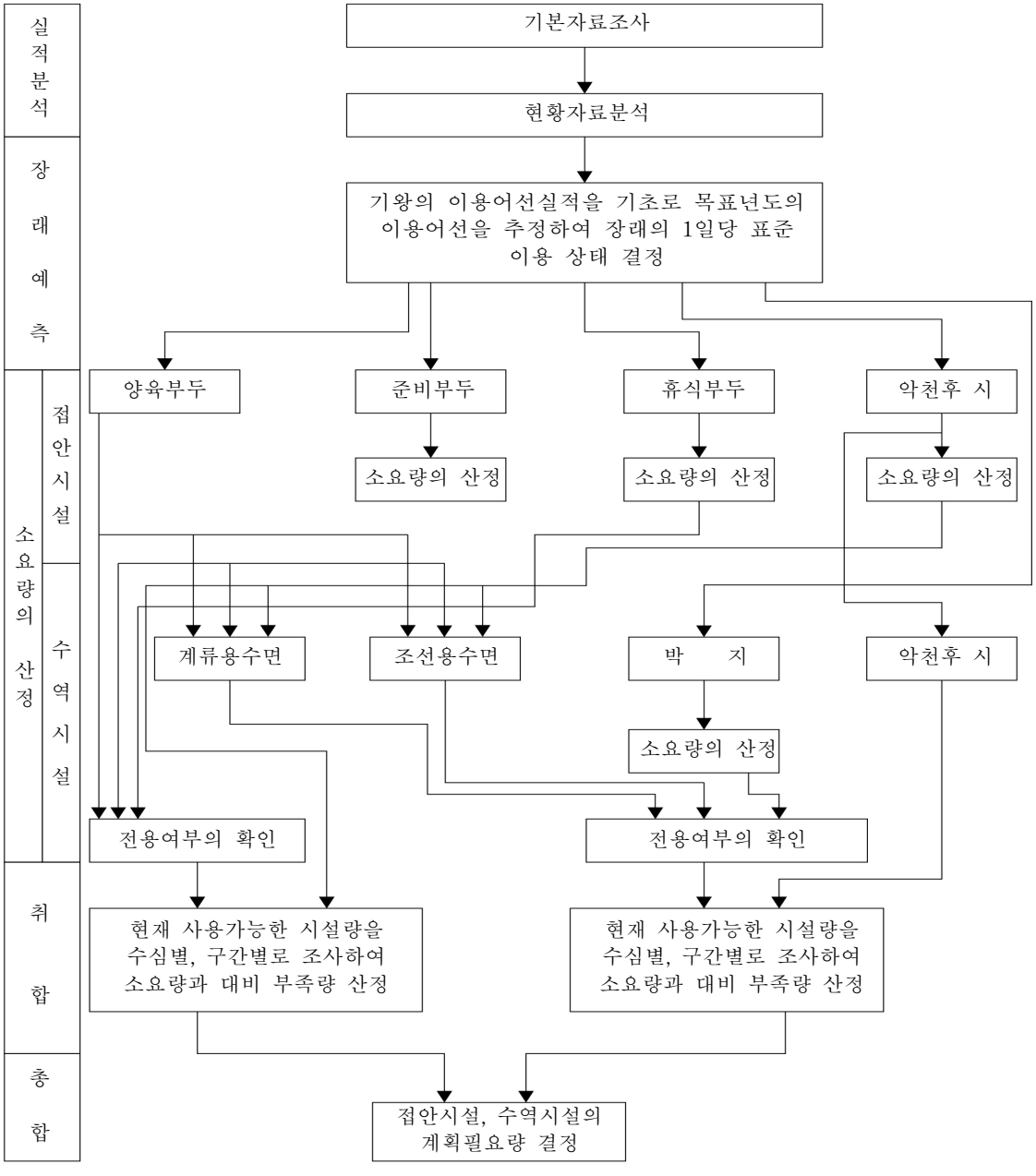
어선의 선석길이 및 선석수심은 이용어선현황을 조사하여 이용어선이 안전하고 원활하게 이용할 수 있도록 정하여야 하며, 특정의 대상어선이 없을 경우에는 제2편 2-1 대상선박의 주요치수 참고 표 (2-3) 어선의 표준선형을 참조해도 좋다.

(2) 계류시설의 소요량 산출

① 계류시설 소요량 산출 순서

계류시설의 소요량을 산출하려면 항내의 물양장을 이용하는 어선수, 톤급별 어선제원, 물양장 이용시간 등을 조사하여 계산에 고려한다. 물양장의 소요 연장은 물양장을 이용하는 어선의 어업형태, 어선의 계류방법에 따라 달라지며 특히 200톤 이상의 어선들은 항상 횡접안을 하므로 소요연장 산정 시 이를 감안하여야 한다. 또한 물양장 소요연장 계산 시 결정적인 영향을 미치는 이용 어선수는 실적치를 근거로 하여 장래 이용어선 척수를 예측하되 관리청의 수산정책을 충분히 감안하여야 한다.

어항시설의 소요량산정은 다음의 참고 그림 (18-1)을 참고로 한다.



참고 그림 (18-1) 어항시설의 소요량 산정 순서

② 계류시설 소요연장 산출

가. 양육용 물양장

양육용 물양장은 주로 어획물을 양육할 때 사용되는 물양장으로서 어선의 조업형태와 하역형태(하역 방법, 하역시간) 등을 고려하여 소요연장을 산정한다. 어선의 접안방법은 통상 횡접안이며, 소요연장의 산정은 수심별로 다음 식으로 산정한다.

○ 부두연장 산정

- 소요선석수 $= \dfrac{\text{양육척수}\times\text{척당하역시간}}{\text{1일하역가능시간}\times\text{1항차소요일수}\times\text{선단구성}}$

- 부두연장 = 소요선석수×선석연장(1.2L) 여기서 L : 대상어선 선장

○ 양육척수

양육부두를 이용하는 어선수는 어항세력권내 재적어선(성어기시 인근어장에서 조업하는 업종의 어선)과 외래어선(성어기시 일평균 외래어선)을 합하여 대상어선척수로 정한다.

○ 척당하역시간

척당 하역시간은 어선이 양육부두에 접안한 후 어획물을 하역하는데 소요되는 시간으로 각 어항의 이용실태를 충분히 조사하고 하역시간에 접·이안시간을 합하여 결정하여야 하며, 다음의 참고 표 (18-1) 업종별 권역별 톤급별 하역시간을 참고로 한다.

참고 표 (18-1) 업종별 권역별 톤급별 하역시간

업 종	권 역	1~5톤	5~10톤	10~20톤	20~30톤	30~50톤	50~100톤	100톤이상
연안복합	동 해 서남해 제 주	20분	30분	45분	1hr	1.5hr	2hr	-
양식	서남해	30분	1hr	1.5hr	2hr	-	-	-
유자망	동 해	40분	1hr	1.5hr	2hr	3hr	4hr	-
	서남해	20분	40분	1hr	2hr	3hr	4hr	-
	제 주	20분	40분	1hr	2hr	3hr	4hr	-
통발	동 해	20분	30분	1hr	1.5hr	2hr	3hr	-
	서남해	20분	30분	1hr	1.5hr	2hr	3hr	-
	제 주	20분	30분	1hr	1.5hr	2hr	3hr	-
안강망	서남해	20분	30분	1hr	1.5hr	2hr	3hr	4hr
정치망	동 해 서남해 제 주	30분	40분	40분	1hr	-	-	-
연승	동 해	20분	40분	1hr	1.5hr	2hr	2.5hr	3hr
	서남해	30분	40분	1hr	1.5hr	2hr	2.5hr	3hr
	제 주	30분	40분	1hr	1.5hr	2hr	3hr	4hr
낭장망	서남해	30분	40분	-	-	-	-	-
채낚기	동 해	20분	40분	1hr	1.5hr	2hr	3hr	4hr
	서남해	20분	30분	40분	40분	1hr	2hr	2hr
	제 주	20분	30분	40분	40분	1hr	2hr	2hr
기선권현망	서남해	-	-	1hr	1.5hr	2hr	2.5hr	3hr
잠수기	서남해	-	20분	30분	-	-	-	-
들망	서남해	30분	40분	1hr	-	-	-	-
대형선망	동 해 서남해 제 주	-	-	-	-	1hr	2hr	3hr
대형트롤	서남해	-	-	-	-	-	3hr	4hr
서남해구 쌍끌이저인망	서남해	-	-	-	-	3hr	4hr	5hr
소형선망	동 해 서남해 제 주	-	2hr	3hr	4hr	-	-	-
서남해구 외끌이저인망	서남해	-	-	-	-	2hr	2.5hr	3hr
동해구외끌이중형저인망	동 해	-	-	-	3hr	3.5hr	4hr	-
동해구 중형트롤	동 해	-	-	-	4hr	5hr	6hr	-

○ 접·이안시간

접·이안시간은 어선이 어획물을 하역한 후 양육부두에서 이안하고 다음 어선이 양육부두에 접안할 때까지 소요되는 시간으로서 각 어항의 이용실태를 충분히 조사하여 결정하여야 하며, 다음의 참고 표 (18-2) 톤급별 접·이안시간을 참고로 한다.

참고 표 (18-2) 톤급별 접·이안시간

구 분	1~5톤	5~10톤	10~20톤	20~30톤	30~50톤	50~100톤	100톤 이상
시 간	10분	10분	15분	15분	15분	15분	15분

○ 1일 하역가능시간

1일 하역가능시간은 업종형태, 위판형태, 하역노조 운영 등에 상당히 다르므로 각 어항의 이용실태를 충분히 조사하여 결정하여야 하며, 다음의 참고 표 (18-3) 권역별 1일 하역가능시간은 8시간을 표준으로 한다.

○ 1항차 소요일수

1항차 소요일수는 어선이 출항하여 조업 후 다시 입항하는데 소요되는 일수로서 각 어항의 이용실태를 충분히 조사하여 결정하여야 하며, 다음의 참고 표 (18-3) 업종별 권역별 톤급별 항차일수를 참고로 한다.

참고 표 (18-3) 업종별 권역별 톤급별 항차일수

업 종	권 역	1~5톤	5~10톤	10~20톤	20~30톤	30~50톤	50~100톤	100톤이상
연안복합	동 해 서남해 제 주	1일	1일	3일	3일	7일	7일	-
양식	서남해	1일	1일	1일	1일	-	-	-
유자망	동 해	1일	1일	1일	2일	2일	4일	-
	서남해	1일	1일	5일	5일	7일	10일	-
	제 주	1일	1일	2일	2일	2일	3일	-
통발	동 해	1일	1일	1일	2일	4일	4일	-
	서남해	1일	2일	3일	7일	10일	10일	-
	제 주	1일	1일	1일	2일	2일	7일	-
안강망	서남해	1일	1일	1일	4일	4일	10일	10일
정치망	동 해 서남해 제 주	1일	1일	1일	1일	-	-	-
연승	동 해	1일	1일	1일	1일	7일	7일	7일
	서남해	1일	2일	4일	4일	7일	7일	7일
	제 주	1일	1일	10일	15일	25일	25일	25일
낭장망	서남해	1일	1일	-	-	-	-	-
채낚기	동 해	1일	1일	2일	3일	15일	15일	15일
	서남해	1일	1일	3일	3일	3일	3일	3일
	제 주	1일	1일	1일	1일	4일	4일	4일
기선권현망	서남해	-	-	5일	5일	5일	5일	5일
잠수기	서남해	-	1일	1일	-	-	-	-
들망	서남해	1일	3일	3일	-	-	-	-
대형선망	동 해 서남해 제 주	-	-	-	-	25일	25일	25일
대형트롤	서남해	-	-	-	-	-	3일	3일
서남해구 쌍끌이저인망	서남해	-	-	-	-	7일	7일	7일
소형선망	동 해	-	2일	2일	2일	-	-	-
	서남해	-	3일	3일	3일	-	-	-
	제 주	-	1일	1일	1일	-	-	-
서남해구 외끌이저인망	서남해	-	-	-	-	7일	7일	7일
동해구외끌이 중형저인망	동 해	-	-	-	2일	2일	2일	-
동해구 중형트롤	동 해	-	-	-	4일	4일	4일	-

○ 선단구성

협업이 필요한 업종의 어선은 선단을 구성하여 조업을 하며, 운반선이 있는 경우는 양육부두 소요규모 산정 시 양육용 물양장을 이용하는 운반선만 고려한다. 선단을 구성하는 업종 및 선단구성은 현지실태를 충분히 조사하여 결정하여야 하며, 다음의 참고 표 (18-4) 선단구성 업종을 참고로 한다.

참고 표 (18-4) 선단구성 업종

업종	선단	선단구성
기선권현망	6~7척	본선 2척, 등선 1척, 어탐선 1척, 가공선 1척, 운반선 1~2척
대형선망	6척	본선 1척, 등선 2척, 운반선 3척
소형선망	2~3척	본선 1척, 부선 1척, (운반선 1척)
쌍끌이기선저인망	2척	본선 2척

나. 휴식용 물양장

휴식 시 어선의 계류를 위하여 사용되는 물양장으로서 어구, 식료품 등의 선적도 이루어진다. 어선의 계류방법은 어민의 노령화에 따른 승하선 안전성 확보, 선박파손방지를 통한 어민의 재산보호, 선박의 조선수역 확보, 선박입출항의 용이성 등 이용자의 편의성 등을 감안하여 종렬계류를 하고, 소요연장은 다음 식에 의하여 수심별로 산정한다.

○ 부두연장 산정

- 계류방법 : 종렬계류를 표준으로 한다. (단, 200톤 이상 대형어선은 횡접안 표준, 8톤 이상 근해어선은 횡접안 가능)
- 계류중첩수 : 1중을 표준으로 하고, 어항개발이 완료되어 항내수역 확장이 곤란한 경우 정박지폭 등 항내여건에 따라 계류중첩수를 결정한다. (단, 8톤 미만 연안어선은 2중 종접안, 8톤 이상 근해어선은 4중 횡접안 가능)

- 종렬계류 시 부두연장 $= \dfrac{\text{휴식척수}\times 1.15B}{\text{계류중첩수}}$

- 횡렬계류 시 부두연장 $= \dfrac{\text{휴식척수}\times 1.2L}{\text{계류중첩수}}$

여기서, B : 대상어선 선폭, L : 대상어선 선장

○ 휴식척수

휴식부두를 이용하는 어선수는 어항세력권내 재적어선과 외래어선(성어기시 일최대 외래어선)을 합하고, 양육부두 및 보급부두 이용어선을 제외하여 대상어선척수로 정한다.

다. 보급용 물양장(준비용 물양장)

보급용 물양장은 주로 전용시설을 이용하여 얼음, 연료, 급수의 선적을 위해 사용되는 물양장으로서 급유·급빙·급수부두를 구분하여 산정하며, 어선의 계류방법은 횡렬계류(橫列繫留)를 표준으로 한다.

○ 부두연장 산정

— 계류방법 : 횡렬계류

— 소요선석수 = $\frac{\text{보급척수} \times \text{월보급회수}}{\text{회전율} \times 30\text{일}}$

— 부두연장 = 소요선석수 × 선석연장(1.2L)

— 회 전 율 = $\frac{\text{계선안 사용가능시간}}{\text{척당 계선안 사용시간}}$

라. 특정목적용 물양장

특정목적용 물양장이란 관공선, 정기여객선과 같이 순수한 어업활동 이외의 목적으로 이용되는 계류시설로서 그 어항의 이용실태를 조사하여 소요연장을 산정한다. 일반적으로 선박이 어선보다는 대형일 경우가 많아 횡렬로 계류하는 경우가 대부분이나 낙도를 운항하는 카페리와 같이 이용상 종렬계류하는 경우가 있으므로 유의하여야 한다.

마. 대피용 물양장(악천후 시)

악천후 시에는 물양장의 계류방법이 평상시와 달라지므로 주변에 있는 항의 이용실태를 잘 파악할 필요가 있다. 계류방법은 악천후 시의 특수사정을 고려할 때 종렬계류이며, 양육용, 휴식용 등의 기능구분은 고려할 필요가 없다. 항내 정온이 완전하지 않은 어항에서는 어선 상호간의 충돌로 인한 어선의 파손 등이 발생하지 않도록 충분한 여유를 갖도록 고려하여 산정한다. 소요연장은 다음 식에 의해 산정한다.

○ 부두연장 산정

- 계류방법 : 종렬계류를 표준으로 한다. (단, 200톤 이상 대형어선은 횡접안 표준, 8톤 이상 근해어선은 횡접안 가능)
- 계류중첩수 : 1중을 표준으로 하고, 어항개발이 완료되어 항내수역 확장이 곤란한 경우 정박지폭 등 항내여건에 따라 계류중첩수를 결정한다. (단, 8톤 미만 연안어선은 2중 종접안, 8톤 이상 근해어선은 4중 횡접안 가능)

- 종렬계류 시 부두연장 = $\frac{\text{대피척수} \times 1.35B}{\text{계류중첩수}}$

- 횡렬계류 시 부두연장 = $\frac{\text{대피척수} \times 1.2L}{\text{계류중첩수}}$

여기서 B : 대상어선 선폭, L : 대상어선 선장

18-3 조선과 계류시설의 배치

계류안벽의 배치는 어선이 이안과 접안이 용이하도록 하여야 한다. 각종 기상, 해상현상이 어선의 조선과 계류에 크게 영향을 미치므로 이러한 영향을 충분히 고려하여 배치할 필요가 있다.

[해 설]

(1) 어항 내에서는 통상 종렬 계류가 많으므로 바람으로 인하여 어선끼리 충돌하여 파손되는 것을 방지하기 위하여 항풍(恒風)방향과 어선이 평행하게 계류할 수 있도록 계류시설 기준선과 항풍 방향은 직각이 되도록 배치하되 지역에 따라 계류 여건이 다를 수 있으므로 이를 감안하여 배치한다.

(2) 횡 방향의 바람이나 물의 흐름 등이 있을 경우 또는 직선으로 길게 계선안이 연속되는 경우는 중간에 돌제 등을 배치하되 돌제로 인한 물의 흐름 장애로 해저지형 변화가 발생하지 않도록 배치한다.

(3) 연속되는 계류시설의 중간에 선양장은 설치하지 않는다.(안벽선·배후지가 분단되어 이용효율이 저하됨)

(4) 계류시설의 배치는 항구부근에 수심이 깊은 계류시설을 배치하고, 항 내측으로 갈수록 수심이 얕은 계류시설을 배치한다.

(5) 돌제식 계류시설을 계획하는 경우 돌제의 길이, 폭에 대한 사항은 이용어선의 길이와의 관계를 충분히 고려한다.

(6) 돌제를 2개 이상 설치할 경우 전면의 기준선은 가급적 일치시키고, 간격은 어선의 조선방법을 충분히 고려하여 결정한다.

(7) 어선은 스크류(screw)의 회전관계로 우측회전은 용이하나 좌측회전은 곤란하며, 항로통행 방법도 우측통행임에 유의할 필요가 있다.

(8) 물양장의 배치는 양육용 물양장, 휴식용 물양장, 보급용 물양장 등 그 용도에 따라 시설이 유기적으로 활용될 수 있도록 배치한다.

① 양육용 물양장은 배후에 위판장, 창고가 위치할 수 있도록 배치되어야 하며, 배후의 진입도로와의 연결에도 유의하여 배치한다.

② 휴식용 물양장은 가능한 한 주거지와 가까워야 하며, 배후에 어구손질 등의 출어 준비를 할 수 있는 공간이 확보되어야 한다.

③ 급유용 물양장은 외측으로 배치하여 일반 물양장과 어느 정도 분리되도록 배치하는 것이 좋다.

④ 특히 여객선용 물양장일 경우는 배후의 주차장 및 여객청사 등 관련시설 부지 확보에 유의한다.

18-4 계류시설의 설계

(1) 어항의 접안시설(안벽, 물양장, 잔교, 부잔교 등)은 일반적으로 시기적 또는 시간적으로 이용이 집중되는 일이 많고, 또 크고 작은 어선이 폭주하는 경우가 많으므로 이러한 특성을 고려하여 어선이 안전할 뿐만 아니라 원활하게 이용할 수 있도록 계획하여야 한다.

(2) 계선안의 구조 및 형식의 선정에 있어서는 설치위치의 토질, 수심, 파랑 등의 자연조건, 해당시설을 이용하는 어선의 특성 등을 충분히 조사하고, 공사비, 공사기간, 시공의 난이 등에 대해서 비교·검토한 후에 목적에 적합한 특성을 갖는 구조형식으로 결정한다. 조위차가 심한 지역에 있어서 구조 및 형식의 선정은 이용상 지장이 없도록 특히 유의한다.

(3) 계선안의 구조는 다음 사항에 대한 적합성을 고려하여야 한다.

① 전면 벽체는 어선의 접·이안 시 적절한 방충구조로 시설한다.

② 전면 수심은 대상어선의 선석수심 이상이 유지되도록 하고, 전면의 지질이 어선의 프로펠라 등에 의한 토사의 부양, 조류 등에 의한 세굴이 되지 않도록 조치를 강구한다.

③ 마루높이 결정은 대상선박 및 기왕의 조위자료를 참고로 하여 설계조위를 결정하고 하구인 경우 홍수위 등도 고려하여야 하며, 서·남해안에서의 조위 상승 현황을 면밀히 검토하여 적절한 방법으로 마루높이를 정해야 한다.

④ 부두뜰(apron)은 어획물의 양육, 출어준비 등 어업활동에 지장이 없도록 충분한 폭을 유지하고 차량 등의 이용 시 안전하고 신속하게 소통이 되도록 포장을 하여야 한다.

⑤ 잔교 및 강널말뚝 구조는 지반조건, 외력에 안전하도록 적절하게 설계되어야 한다.

⑥ 부잔교의 경우 간만의 차에 의하여 적절히 가동이 되고 차량 등이 원활히 통행할 수 있도록 시설하며, 필요시 조절탑을 설치하는 등 적합한 방법을 고려한다.

(4) 부속설비인 방충재, 계선주, 계선환, 계선말뚝 등은 대상선박에 따라 배치, 치수, 수량 및 형식 등을 적절히 결정한다.

(5) 안전 관리상 필요로 하는 차막이, 조명, 계단 또는 사다리, 울타리 등의 부속설비도 적절히 고려한다.

[해 설]

(1) 계류시설 설계는 그 기능상 육상시설 설치와 관련하여 다음 사항을 고려하여야 한다.

① 물양장의 설계에 있어서는 해설 표 (18-1)의 부속설비를 고려하여 하중의 결정, 세부설계 등을 시행한다.

② 널말뚝식 계선안의 타이로드상에는 구조물의 설치를 피하여야 한다.

③ 마루뜰상에 급수·급유설비를 설치할 경우는 물양장 이용상 지장이 생기지 않도록 설계한다.

④ 안벽에 배수구를 설치할 경우는 되도록 어선의 계류장소를 피한다.

⑤ 마루뜰상에 조명설비의 전주 등을 설치할 경우는 계류시설을 공사할 때 기초를 동시에 시공하도록 고려한다.

(2) 어선의 계류시설에는 그 기능상 필요한 해설 표 (18-1)과 같은 지상 시설물들이 설치되어야 하므로 설계 시에 시설물의 위치, 하중 등 계류시설에 미치는 영향을 검토하여야 한다.

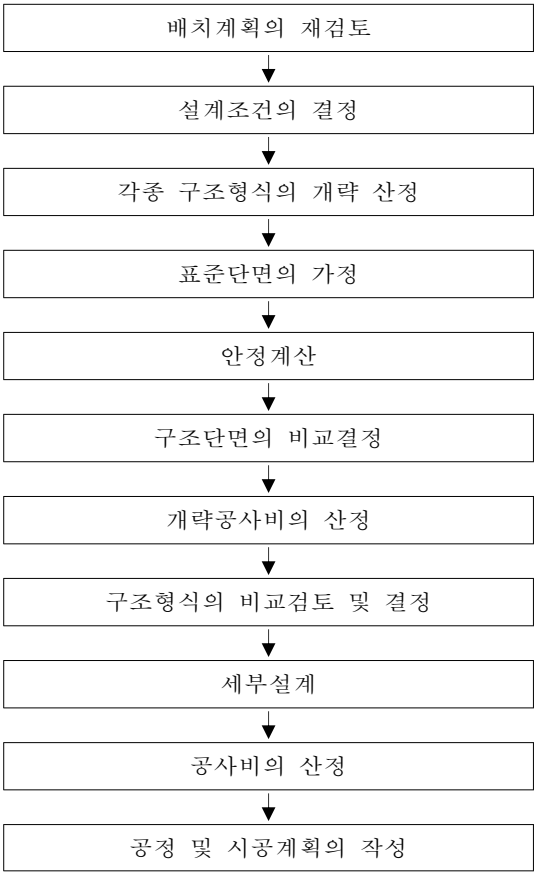
해설 표 (18-1) 부속설비

분 류	부 속 설 비
양육용 물양장	위판장 양육설비(크레인, 포크리프트, 벨트컨베이어) 급·배수설비(수도, 펌프, 에이프런 상의 오수처리) 조명설비 소화설비
보급용 물양장	급·배수설비 급빙설비 급유설비 급전설비 조명설비 소화설비
휴식용 물양장	조명설비

[참 고]

(1) 계류시설의 설계 순서

계류시설의 설계는 일반적으로 다음 순서에 의한다.



참고 그림 (18-2) 계류시설의 설계순서

18-5 계류시설의 제원

18-5-1 축조한계

계선 안벽의 벽면 및 토우(toe) 부분의 형상은 어선의 접·이안 시 어선과 접촉하지 않도록 적절히 결정하여야 한다.

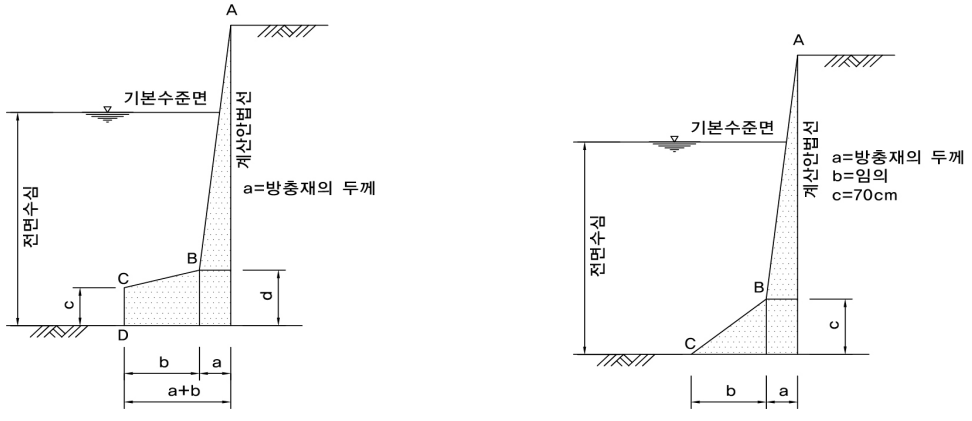
[해 설]

계선 안벽의 벽면 형상은 이용어선의 형상, 접안 방법 등을 감안하여 어선이 안벽에 접·이안 시 어선이 벽면에 접촉하여 손상되는 일이 없도록 결정하여야 한다.

[참 고]

계선 안벽의 기준선에서 부터의 축조한계는 다음과 같이 한다.

계획수심이 D.L(-) 5.0m 이하의 계선안은 참고 그림 (18-3)(a)의 절선 ABCD, 또 D.L(-) 6.0m 이상의 계선안은 참고 그림 (18-3)(b)의 절선 ABC를 계선안의 축조한계로 한다.



(a) D.L(-)5.0m 이하 접안시설 (b) D.L(-)6.0m 이상 접안시설

참고 그림 (18-3) 축조한계

참고 그림 (18-3)(a)의 bcd와 전면수심의 관계는 참고 표 (18-5)에 표시한 값을 표준으로 한다.

참고 표 (18-5) 축조한계 값

전면수심	(-)3.0	(-)3.5	(-)4.0	(-)4.5	(-)5.0
b(m)	1.3	1.5	1.8	2.0	2.4
c(cm)	30	30	35	40	45
d(cm)	50	50	55	60	65

18-5-2 설계수심

본편 제2장 2-4 설계수심의 해당사항에 준한다.

[참 고]

계획수심은 계류시설을 이용하는 어선 중 최대어선의 만재흘수에 다음의 여유 값을 더한 것으로 한다.

○ 해저의 지반이 경질지반일 경우 0.5m 이상

○ 해저지반이 연질지반일 경우 0.5m

휴식용 물양장은 공선흘수를 사용하여도 무방하며, 장래계획 대상선박의 형식, 치수 등이 명확하지 않을 때는 제2편 2-1 참고 표 (2-3)의 어선의 제원을 참조한다. 또한 항내 정온이 유지되지 않고 해저지반이 경질지반일 경우에는 상기의 여유수심보다 크게 하는 것이 바람직하다.

18-5-3 마루높이

본편 제2장 2-2 계류시설의 마루높이의 해당사항에 준한다.

[참 고]

장래계획 시 입항선의 형식, 치수 등을 명확히 정하기 곤란한 경우 계류시설의 마루높이는 약최고고조위(App.H.H.W) 상 참고 표 (18-6)을 더한 것을 참고로 하여 정한다. 또 휴식용 물양장에 대해서는 참고 표 (18-6)의 여유값 범위 내의 수치를 한 번 더 더한다.

○ 양육용 물양장, 준비용 물양장 마루높이 : App.H.H.W + (참고 표 (18-6)의 값)

○ 휴식용 물양장 마루높이 : App.H.H.W + (참고 표 (18-6)의 값) + (참고 표 (18-6)의 여유값)

참고 표 (18-6) 접안시설 마루높이

조위차 (App.H.H.W-App.L.L.W)	대상어선(G.T)			
	0～20톤	20～150톤	150～500톤	500톤 이상
0 ～ 1.0(m)	0.7(m)	1.0(m)	1.3(m)	1.5(m)
1.0 ～ 1.5	0.7	1.0	1.2	1.4
1.5 ～ 2.0	0.6	0.9	1.1	1.3
2.0 ～ 2.4	0.6	0.8	1.0	1.2
2.4 ～ 2.8	0.5	0.7	0.9	1.1
2.8 ～ 3.0	0.4	0.6	0.8	1.0
3.0 ～ 3.2	0.3	0.5	0.7	0.9
3.2 ～ 3.4	0.2	0.4	0.6	0.8
3.4 ～ 3.6	0.2	0.3	0.5	0.7
3.6 이 상	0.2	0.2	0.4	0.6
휴식용 물양장 여유값	0(m)	0～0.5(m)	0.5～1.0(m)	1.0(m)

18-5-4 부두뜰(apron)

(1) 부두뜰 폭
부두뜰의 폭은 물양장 이용방법이나 배후지의 상황 및 물양장 구조 등에 따라서 적절한 값을 정한다.
(2) 부두뜰의 경사
부두뜰의 횡단경사는 강우강도나 배후지의 이용상황을 고려하여 이용에 지장이 없도록 결정한다.

[참 고]

(1) 부두뜰 폭의 표준치로서 일본의「어항구조물 표준 설계법」에서는 참고 표 (18-7)의 값을 제시하고 있다. 그러나 근래 어항의 부두뜰의 기능이 증대하고 있으므로 10m 이상을 확보할 수 있도록 고려한다.

참고 표 (18-7) 부두뜰

분 류		에이프런 폭(m)
양육용 물양장	어획물을 전부 헛간에 반입	3.0
	에이프런 상에서 자동차에 의해 직송	10.0
보급용 물양장		10.0
휴식용 물양장		6.0

(2) 횡단경사는 1/30~1/50을 표준으로 하나 조위나 이용 상황에 따라 다르게 결정할 수 있다. 위판시설이 있는 어항의 경우는 오수(汚水)가 발생하므로 오수처리를 위하여 해측 높이는 역경사를 고려해야 한다.

18-5-5 세굴방지공

본편 제2장 2-5 세굴방지공의 해당사항에 준한다.

18-6 계류시설의 구조형식

본편 제2장 2-6 구조형식의 선정의 해당사항에 준한다.

[참 고]

어항에 많이 사용하고 있는 계류시설의 주요 구조형식과 형식별 특성은 다음과 같다.

참고 표 (18-8) 계류시설 구조형식별 특성

조 건	중력식 안벽	널말뚝식 안벽	잔교식 안벽	계단식 안벽	부잔교식 안벽
자연조건	○ 연약지반의 경우 및 내진구조로서 부적당한 것이 많다. ○ 수심이 깊으면 벽체의 자중이 증대함으로써 비경제적이다.	○ 경질지반 또는 전석층의 경우는 널말뚝의 타입이 곤란하다. ○ 지질이 극히 연약하여 널말뚝의 저항토압이 부족한 경우는 적용이 불가능하다.	○ 연약지반의 경우 또는 내진구조에 적합하다. ○ 경질지반 또는 전석층의 경우는 말뚝 타입이 곤란하다. ○ 파의 충격을 받는 곳에는 상판이 재해를 입는 일이 있다.	○ 구조 특성은 중력식과 동일하다. ○ 간만의 차가 큰 곳에서 통상의 형식으로는 어선의 접안, 어획물의 양육에 지장을 초래하는 경우에 사용한다.	○ 파랑이 3.0m 이상인 경우에는 부적당하다. ○ 파력에 대한 저항력이 약하다. ○ 조위차가 큰 곳, 수심이 깊은 곳에 사용한다.
시공조건	○ 시공이 간단하고 경험이 많다.	○ 시공장비가 비교적 간단해서 공사를 신속하게 할 수 있다.	○ 시공이 간단하고 경험이 많다.	○ 중력식 계선안과 동일하다.	○ 신설, 이설이 비교적 간단하다.
이용조건	○ 비교적 견고하기 때문에 어선의 충격에 강하다.	○ 유지관리가 필요하다.	○ 수평하중에 대해서 비교적 약하다.	○ 소형어선을 대상으로 하고, 대형어선의 이용 및 대량 양육을 필요로 하는 곳에서는 부적합하다.	○ 어선 등의 충격, 견인력에 대한 저항력이 작다. ○ 재하력이 적다. ○ 조위차가 큰 곳에는 소형선의 계류가 용이하다.

18-7 중력식 안벽

18-7-1 일 반

어항에 주로 사용되는 중력식 안벽의 구조형식은 콘크리트 블록식(concrete block type), 콘크리트 셀룰러 블록식(concrete cellular block type), 현장타설 콘크리트식, L형 블록식, 케이슨식(caisson type), 소파블록식 등이 있으며, 본 장에서 설명하는 설계법은 이들 모든 중력식 안벽에 적용된다.

[참 고]

중력식 안벽의 구조형식상의 특성은 참고 표 (18-9)와 같으며, 구조형식의 선정은 이러한 특성 및 경제성을 충분히 비교·검토하여 가장 합리적인 형식을 선정한다.

참고 표 (18-9) 중력식 안벽의 구조형식별 특성

구 조	자 연 조 건	재 료 조 건	시 공 조 건	구 조 조 건
콘크리트 블록식	○ 양질의 사력층에 적합하다.	○ 재료의 구득이 용이하다.	○ 시공이 용이하다 ○ 제작설비가 간단하다. ○ 블록제작장을 필요로 한다.	○ 배후의 강력한 토압에 견딜 수 있다.
셀룰러 블록식	○ 양질의 사력층에 적합하다.	○ 제체의 속채움 재료에 의해서 공사비가 절약되는 점이 유리하다.	○ 시공도 빠르고 시공설비도 간단하다. ○ 대용량에 비해 경량이다.	○ 대형 물양장인 경우 콘크리트 블록식보다 유리하다.
현장타설 콘크리트식	○ 지반이 암반같은 경우에 적합하다 ○ 정온한 장소가 아니면 시공이 곤란하다.	○ 재료의 구득이 용이하다.	○ 현장에서 직접 시공할 수 있기 때문에 제작장 및 복잡한 시공설비가 필요치 않다.	○ 암반의 경우는 저면의 마찰계수를 크게 하는 것이 가능하여 단면을 축소할 수 있다.
L-형 블록식	○ 다른 형식에 비해 지반이 불량한 곳에는 사용이 불가능 하다.	○ 재료의 구득이 용이하다.	○ 거치시 대형 기중기선을 필요로 한다.	○ 토압에 저항하는 중량으로 토사 또는 사석을 이용할 수 있다.
케이슨식	○ 설치수심이 깊은 경우에 사용된다.	○ 속채움 재료를 싼 값으로 구입할 수 있는 곳에는 공사비를 절약할 수 있는 점이 유리하다.	○ 해상작업일수를 단축할 수 있다. ○ 대규모의 제작설비가 필요하다.	○ 대형 단일구조로 축조할 수 있다.
소파블록식	○ 진입파, 반사파 등의 영향으로 보통의 직립제로는 항내 정온도를 기대할 수 없는 경우에 적합하다. ○ 부진동 등 주기가 긴 수면 변동에 대해서는 효과가 적다.	○ 재료의 구득이 용이하다.	○ 제작설비가 필요하다.	○ 마루높이가 고정되어 있는 경우에 A.H.H.W 보다 위의 소파부가 적으면 만조시에는 소파효과가 적다.

18-7-2 벽체에 작용하는 외력과 하중

본편 제3장 중력식 안벽의 해당사항에 준한다. 단 지진력이나 지진시의 동수압에 대해서는 제2편 제10장 지진 및 지진력의 해당규정에 따른다.

18-7-3 안정계산

본편 제3장 중력식 안벽의 해당사항에 준한다.

18-7-4 기초공

제4편 2-4 편심·경사하중에 대한 지지력 및 본편 3-3-4 기초의 지지력 검토의 규정에 준하여 계산한다. 또 기초말뚝을 사용할 경우 제4편 제4장 말뚝기초의 지지력의 규정에 준한다.

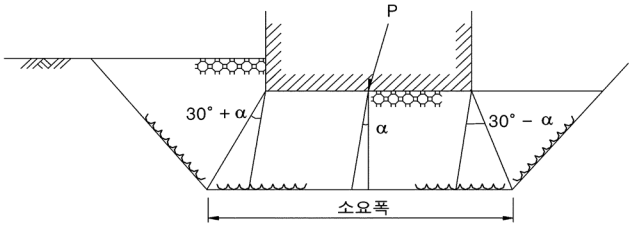
[참 고]

얕은 기초일 경우 벽체 저면에 작용하는 힘은 수직하중과 수평하중의 합력이 작용하게 되므로 제4편 2-4 편심·경사하중에 대한 지지력에 의해 검토해야 한다. 얕은 기초로 설계할 경우 다음 사항을 고려하는 것이 좋다.

(1) 기초가 사질지반일 경우

① 기초사석의 폭은 제체의 양단으로부터 합력의 작용선 방향에서 30°의 바깥쪽으로 그은 선이 기초지반과 교차한 점을 잇는 부분을 소요 폭으로 한다.

② 기존 지반 상에 사석으로 기초를 설치할 경우는 사석내부의 활동을 고려하여 단면을 결정한다.



참고 그림 (18-4) 기초사석의 소요 폭

(2) 기초 지반이 암반일 경우

① 벽체가 수중 또는 주입 콘크리트의 경우는 암반의 표면을 좌우로 잘 고르고 벽체 콘크리트를 타설한다.(이런 경우는 잔류수위가 빠질 수 있는 별도의 조치를 하거나 잔류수위를 A.H.H.W까지로 하여 제체의 안정을 검토한다.)

② 연암의 경우는 암반을 0.3m정도 파서 벽체 콘크리트를 타설하고, 필요한 경우는 전면에 밑다짐공을 시공한다.

③ 암반의 일부를 벽체로 이용하는 경우는 충분한 강도가 있는 양질의 암반만으로 한다. 이 경우 콘크리트의 두께는 0.5m 이상으로 하고, 암반에 충분히 밀착시키도록 시공한다.

18-7-5 뒷채움공

중력식 계선안은 양질의 재료로 뒷채움을 시공하여 벽체에 대한 토압을 감소시킬 수 있다. 토압 감소효과에 대해서는 본편 3-4 뒷채움의 효과에 준한다.

[참 고]

뒷채움공의 재료로는 주로 부순 골재, 막자갈, 호박돌 등이 사용된다. 뒤채움공의 설계에 있어서는 다음사항들을 고려한다.

(1) 사석은 부순 골재로 될 수 있는 한 면이 거칠은 것을 사용한다.

(2) 뒤채움의 배면에는 매립토의 유출방지를 위하여 필터층을 두거나 필터 매트를 부설한다.

(3) 제체 배후를 펌프 준설로 매립하는 경우는 필터 매트를 부설하고, 내외 수위 차에 의한 매트(mat)의 고정을 위하여 토사 또는 사석으로 성토를 하는 것이 좋다.

18-7-6 상부공

상부공의 구조는 부대설비를 설치해야 하므로 부대설비 설치에 적합한 형상으로 설계하여야 한다. 상부공은 본편 3-5 세부설계의 해당 규정을 적용한다.

[참 고]

상치콘크리트의 설계에는 다음 사항들을 고려한다.

(1) 상부콘크리트의 마루폭은 1.0m 이상, 배면의 경사는 1:0.5로 표준으로 하고 방충재, 계선주, 차막이, 계단 등의 부대설비 설치를 고려하여 단면을 결정한다.

(2) 상부콘크리트의 이음부는 균열조절을 위해 10～15m 간격으로 정하되 현장여건을 고려하여 간격을 조정한다.

(3) 벽체의 침하가 예상되면 침하검토를 시행하고, 벽체 안정 후 상치 콘크리트를 시공한다.

18-7-7 부두뜰 포장

부두뜰 포장은 본편 16-2-3 포장형식 선정에 해당 규정에 준한다.

[해 설]

부두뜰 포장은 본편 제16장 부두뜰의 규정을 적용한다. 다만, 구조물의 형식이나 규모 및 시공조건이 열악하여 동 규정을 적용하기 어렵다고 판단될 경우는 다음과 같은 사항을 고려하여 설계한다.

(1) 포장형식

부두뜰의 포장은 노상이하의 토질상태, 시공성, 유지관리 등을 종합적으로 검토하여 결정하나, 일반적으로 콘크리트 포장으로 한다.

(2) 포장의 구성

① 콘크리트 포장의 두께는 0.2m 이상을 표준으로 한다.

② 포장의 기초는 기층 및 보조기층을 합해 0.3m두께 이상으로 하고, 기층재는 1개 10kg정도 이하의 부순 골재 또는 막자갈을 사용하는 것이 좋다.

③ 포장은 매립 완료 후 1년 이상 경과하여 매립토의 침하가 안정된 후 시공하는 것이 좋다.

18-8 널말뚝식 안벽

18-8-1 일 반

(1) 어항에 주로 이용되는 널말뚝식 계선안의 주된 구조형식은 다음과 같다.
① 보통 널말뚝식 계선안
② 자립식 널말뚝(강관) 계선안
③ 경사말뚝식 널말뚝 계선안
④ 선반식 널말뚝 계선안
(2) 구조형식 및 설계방법은 본편 제5장 타이로드식 널말뚝안벽의 해당사항에 준한다.

[참 고]

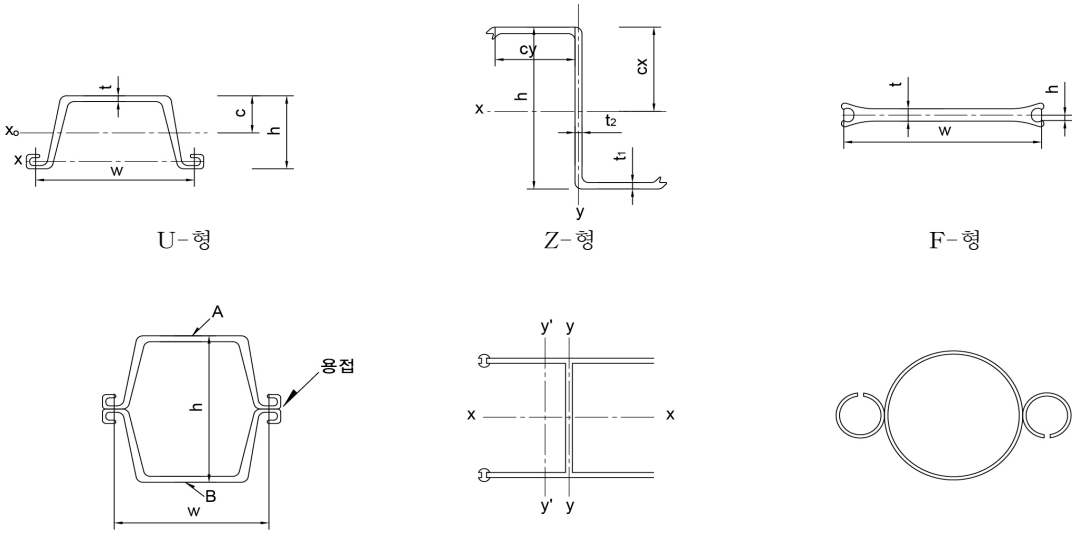
(1) 널말뚝의 종류

널말뚝은 콘크리트 널말뚝과 강재널말뚝이 있으나 어항에서 주로 사용되고 있는 강재널말뚝은 모양에 따라 U-형, Z-형, F-형이 일반적으로 사용되고, 단면계수를 높이기 위한 박스형, H-형, 강관널말뚝형 등이 다양하게 개발되어 있다.

① 강널말뚝의 종류와 특성

강널말뚝을 형상에 따라 분류하면 참고 그림 (18-5)와 같은 것들이 있다.

종류별 특성은 참고 표 (18-10)과 같다.



참고 그림 (18-5) 형상에 의한 강널말뚝의 종류

참고 표 (18-10) 강널말뚝 종류와 특성

종 류	특 성	비 고
U형 널말뚝	단면이 U형으로 현재 국산널말뚝의 단면계수(Z)는 874~3,150㎠/m의 범위이다.	국내생산
Z형 널말뚝	단면이 Z형으로 전단력 최대의 단면에 이음이 되고, Z/W가 U형에 비해 크다는 특색이 있으며, 단면계수는 2,510~4,550㎠/m의 범위이다.	
직선형 널말뚝	단면이 직선형으로 셀(cell)에 사용된다.	
경량 널말뚝	단면계수가 작고 소형계선 또는 가설공사에 사용된다. 단면계수는 27.2~5.8㎠/m의 범위이다.	
강관 널말뚝	강관에 이음쇠를 붙인 것으로 보통 강널말뚝보다 큰 단면계수(2,230~36,500㎠/m)의 것이 있다.	국내생산
조합한 강널말뚝 (박스형)	U형 강널말뚝을 2장씩 맞붙여 조합한 것으로 그 합친 이음쇠를 용접한 다음에 차례차례로 맞물려 타입함으로써 강도를 크게 한 것이다. 단면계수는 1,520~7,240㎠/m의 범위이다.	국내생산
H형 널말뚝	단면이 H형으로 단면계수가 상당히 크고, 단면계수는 498~7,420㎠/m의 범위이다.	

② 콘크리트 널말뚝

어항의 소형 물양장 설계에 이용되는 콘크리트 널말뚝의 종류와 특성은 다음 참고 표 (18-11)과 같다.

참고 표 (18-11) 콘크리트 널말뚝의 종류와 특성

종 류	내 용	비 고
T형 벽체말뚝	단면이 T형으로 내구성 및 수밀성이 양호하며 편심프리스트레스의 도입으로 저항모멘트가 크다. 단면계수는 3,785~18,996㎡/ea의 범위이다.	국내생산
π형 벽체말뚝	단면이 π형으로 T형과 특성이 같으며, 단면계수가 5,120~32,234㎡/ea의 범위이다.	국내생산

18-9 잔교식 안벽

잔교식 안벽의 설계는 본편 제4장 잔교식 안벽의 해당 규정에 준한다.
설계하중과 외력 중에 지진 및 지진력에 관한 사항은 제2편 제10장 지진 및 지진력의 해당 규정에 따른다.

18-10 계단식구조 안벽

18-10-1 일 반

계단식구조 안벽의 구조특성은 일반 중력식 안벽과 동일하나 조위차가 큰 어항에서 조위차로 인한 어선의 계류, 어획물 등의 양육을 조위의 영향을 받지 않도록 구조물 상부, 또는 일정구간을 계단구조로 시설하는 것을 말하며, 계류시설의 기준선 방향과 계단의 설치방향에 따라 횡계단, 종계단으로 구분한다.
구조물의 설계는 벽체부와 계단부의 설계로 구분하여 시행하며, 벽체부의 설계는 본편 제3장 중력식 안벽, 제5장 타이로드식 널말뚝안벽의 해당규정에 따른다.

[참 고]

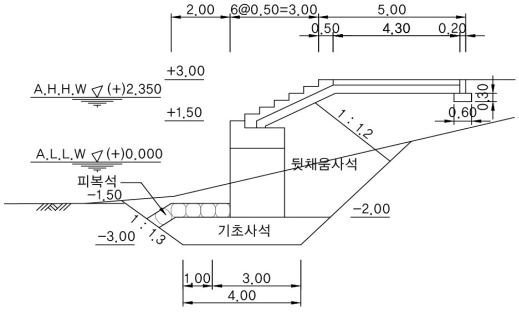
계단식구조 안벽은 우리나라의 경우 남해안 일부 어항과 서해안의 대부분의 어항에서 시설하고 있으며, 조위차가 3.5~4.0m 이상이 되면 계단식 구조의 적용을 검토해야 한다.

(1) 계단식 구조안벽의 종류

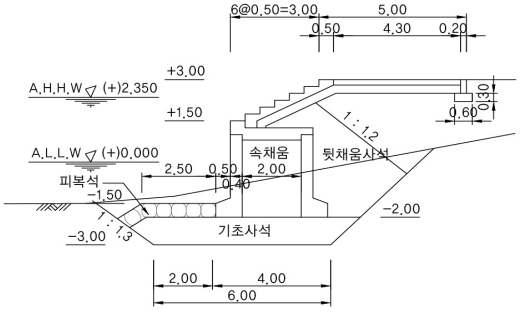
계단의 설치방법에 따라 다음 4가지로 대별되며, 각 어항의 자연조건 및 이용조건에 따라 적합한 구조를 선택하여야 한다.

① 물양장 전 구간에 횡계단을 설치하는 경우

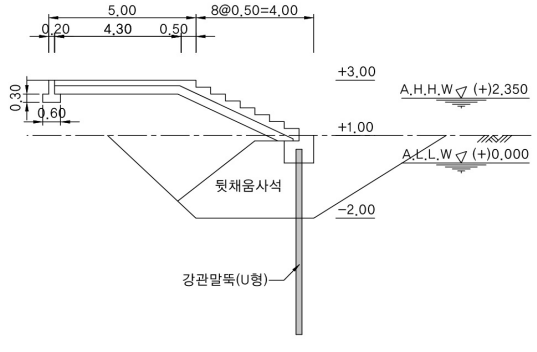
② 물양장 일부 구간에만 횡계단을 설치하는 경우



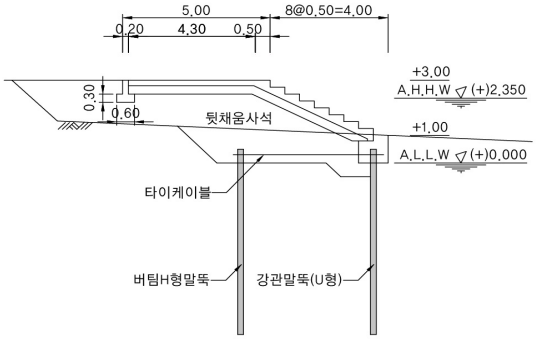
(a)블록식 물양장 횡계단



(b)셀블록식 물양장 횡계단



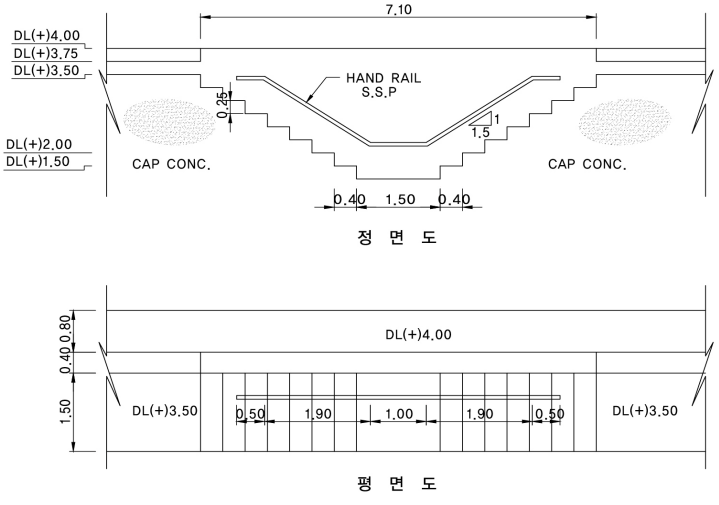
(c)자립식 강널말뚝 물양장



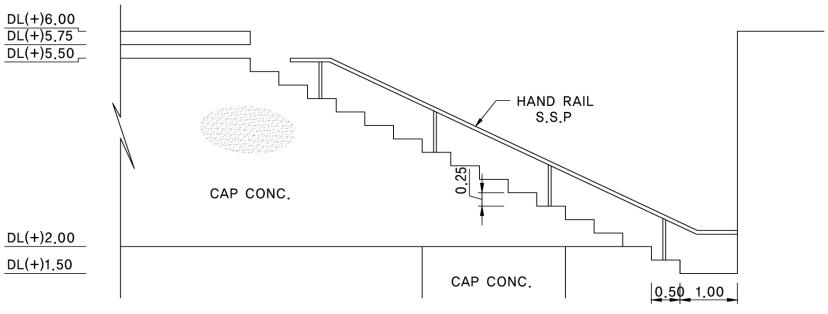
(d)타이식 강널말뚝 물양장

참고 그림 (18-6) 횡계단 설명도

③ 물양장 일부에 종계단을 설치하는 경우
④ 물양장 일부에 횡계단을 설치하고 그 중간 일정구간에 종계단을 설치하는 경우



(a)양쪽 종계단도



(b)한쪽 종계단도

참고 그림 (18-7) 종계단 설명도

참고 그림 (18-7)의 종계단 설명도는 종계단을 설치할 때 조위차가 큰 경우 양쪽 종계단을 두면 계단 폭이 넓어져 양육 등의 작업을 하는 어선이 종계단에 얹힐 염려가 있으므로 한쪽 종계단을 설치하는 것이다.

(2) 벽체의 마루높이

벽체의 마루높이는 설치장소의 평균해면 이하로 하되 조위, 이용어선의 크기, 어획물 양육 형태 등의 조건을 감안하여 결정한다.

(3) 안정계산

안정계산은 본편 제3장 중력식 안벽, 제5장 타이로드식 널말뚝안벽 등과 동일하나 설계 외력 중 토압 및 잔류수압에 대해서만 계단부의 설치를 고려하여 다음과 같이 적용한다.

① 토압

계단부가 짧아서 벽체의 일부로 간주될 경우에는 계단부를 벽체로 보고 계산한다(참고 그림 (18-8) 참조).

② 계단부가 충분히 길 경우에는 지표면 경사의 토압을 취한다(참고 그림 (18-9) 참조).

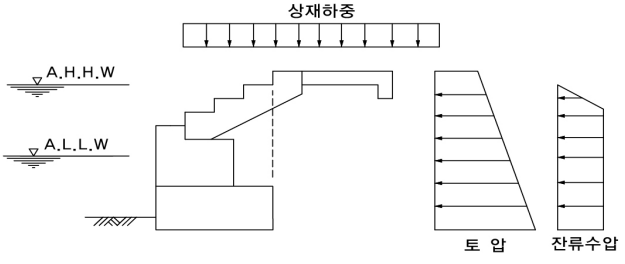
지표면 경사의 토압계수는 참고 표 (18-12)와 같다. 또한 토압 외에 계단부의 활동으로 인한 수평력, 수직력은 벽체 상부에 가산한다.

표면이 경사져 있을 경우의 주동토압은 다음 식으로 계산한다.

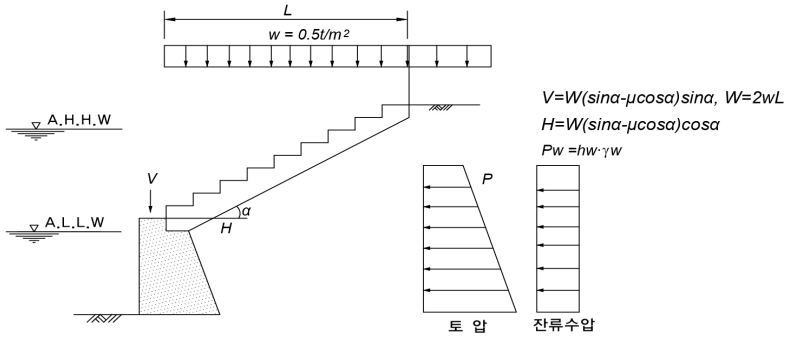
$$P_A = K_A\left(rh + \frac{200}{\cos\alpha}\right)$$

여기서, α : 계단의 경사각(°)

K_A : 주동토압계수



참고 그림 (18-8) 계단부가 낮은 경우의 토압



참고 그림 (18-9) 계단부가 높은 경우의 토압

참고 표 (18-12) 지표면이 경사되어 있을 때의 주동토압 계수

cot α \ Ψ	25°	30°	35°	40°
2.5	0.60	0.46	0.36	0.28
2.0		0.55	0.40	0.30
1.5			0.56	0.34

③ 잔류수압

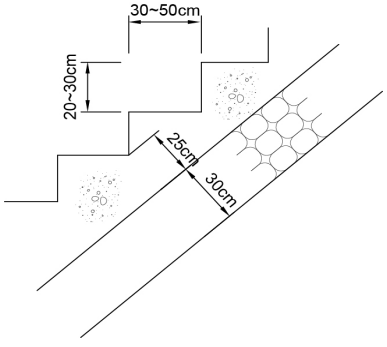
전항의 계단부가 짧은 경우의 잔류수압은 통상의 잔류수압으로 하고, 계단부가 긴 경우 참고 그림 (18-9)와 같은 조건을 적용한다.

④ 상재하중

계단 및 부두뜰(apron) 부분에 0.5t/㎡의 상재하중을 작용시키고, 계단부의 하중은 고려하지 않아도 좋다.

(4) 계단의 설계

계단의 표준치수는 참고 그림 (18-10)을 참조한다. 무근콘크리트의 경우에는 높이를 최소 25㎝로 하고 더 얇은 경우 철근으로 보강한다.



참고 그림 (18-10) 계단부의 표준치수

18-11 부잔교

18-11-1 부잔교의 형식

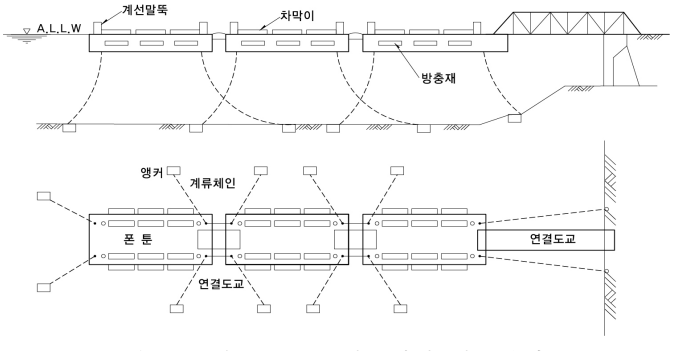
부잔교는 조위차가 큰 곳에 적합하며, 파도나 조류의 유속이 적은 곳에 적합한 구조이다. 부잔교는 폰툰(浮函/pontoon)의 계류방식에 따라 계류체인(繫留鎖/chain) 방식과 계류말뚝방식으로 대별할 수 있다. 구조형식은 분류 방법에 따라 여러 가지가 있으며, 구조형식의 선정은 설치조건, 이용의 편의성, 경제성 등을 종합적으로 검토하여 신중히 결정하여야 한다.

[참 고]

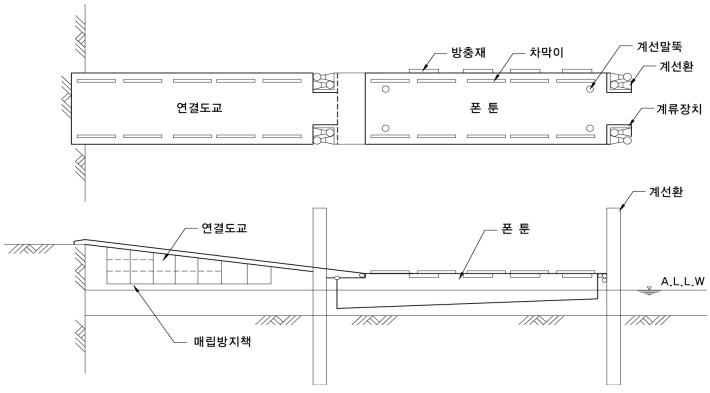
부잔교는 수면에 떠 있기 때문에 파도와 흐름을 고려하여야 하며, 보통 흐름은 0.5m/sec 이하, 파고는 1.0m 이하가 되는 곳에 설치하는 일이 많다. 그러나 어항 내에 비교적 주기가 긴 파랑이 발생한 경우에는 주의하여 설치를 검토하여야 한다. 부잔교는 계류방식, 안벽과의 배치나 연락방법 등에 의해 여러 가지로 분류된다.

(1) 계류방식에 의한 분류

계류체인에 의해 폰툰(pontoom)을 계류하는 계류체인방식과 계류말뚝에 계류하는 계류말뚝방식이 있다. 계류체인 대신 계류라인(繫留索/wire)을 사용하는 방법, 계류말뚝 대신 돌핀을 사용하는 방법도 있으나 여러 가지 사유로 어항에서는 사용 예가 없으므로 이에 대한 설명은 생략한다.



참고 그림 (18-11) 계류체인 계류방식



참고 그림 (18-12) 말뚝 계류방식

(2) 안벽과의 배치에 의한 분류

① 횡접안식
- 부안벽식
- 안벽보조식

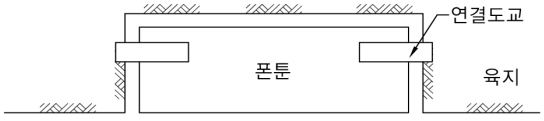
② 종접안식
- 돌제식 - 계선연결도교 부설 돌제식
- 부가가치형 돌제식 - 활어조 부설 돌제식

(3) 연결도교 형식에 의한 분류

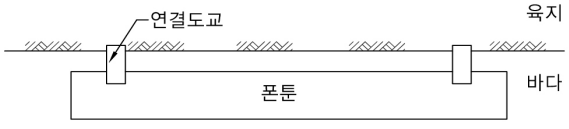
① 사로식
② 계단식
③ 가변각 계단식

(4) 기타

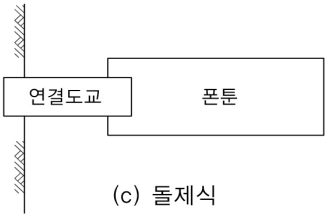
① 폰툰의 재질에 의한 분류
② 폰툰과 계선말뚝과의 연결방식에 의한 분류



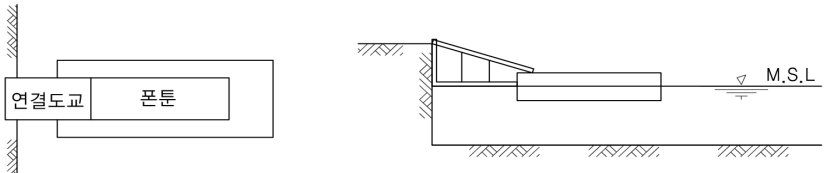
(a) 부안벽식



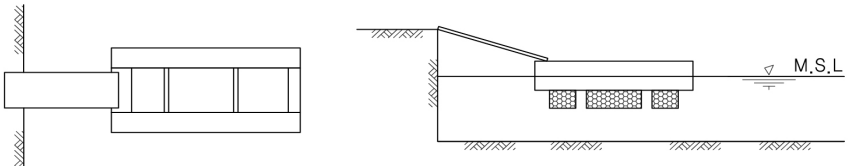
(b) 안벽 보조식



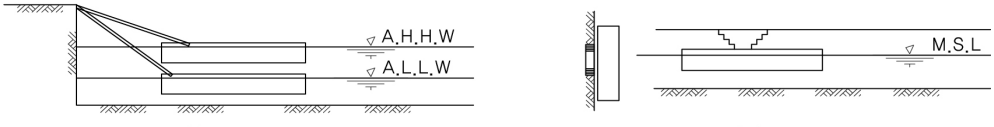
(c) 돌제식



(d) 계선연결도교 부설 돌제식



(e) 계선부설 돌제식



(f) 사로식

(g) 계단식



(h) 가변각 계단식

참고 그림 (18-13) 부잔교 형식의 (예)

18-11-2 연결도교

연결도교의 설계는 본편 제9장 9-5 연결도교의 설계의 해당사항에 준한다.

18-11-3 폰툰(pontoon)의 설계

폰툰(pontoon)의 설계는 본편 제9장 9-3 폰툰의 설계의 해당사항에 준한다.

[참 고]

어항에서 사용되고 있는 폰툰은 일반적으로 길이는 10~30m, 폭은 5~10m와 폰툰 높이는 2~4m인 것이 많다.

18-11-4 계류체인과 앵커의 설계

계류체인과 앵커의 설계는 본편 제9장 9-4 계류시스템의 설계에 준한다.

[참 고]

말뚝 계류 방식을 채택할 경우 다음 사항을 참고한다.

(1) 계류말뚝에 걸리는 하중은 계류장치의 구조에 따라 말뚝 개수로 분담한다.

(2) 폰툰(pontoon)과 말뚝을 연결하는 계류장치는 폰툰으로부터 말뚝에 전달되는 하중에 견디는 구조로 설계한다. 또 조위차나 폰툰과 말뚝의 고정부분이 조위차에 대응할 수 있도록 해야 한다. 계류장치의 설치위치는 이용상 지장이 없고 점검이 용이한 장소를 선정해야 한다.

18-12 선양장

18-12-1 일 반

선양장의 설계는 본편 제11장 선양장 및 제15장 부속설비의 해당사항에 준한다.

[참 고]

선양장은 인양방식에 따라 경사면으로 끌어올리는 방법과 기중기 또는 승강기시설을 이용하여 들어 올리는 방법이 있다.

18-12-2 선양장의 배치

선양장의 위치를 정하는 경우 본편 제11장 11-2 설치위치의 선정의 해당사항에 준한다.

[해 설]

선양장의 배치계획을 수립하는데 있어서는 본편 제11장 선양장의 해당사항을 검토한다. 또한 선양장은 형상적 특성상 계선안의 교통흐름을 차단하게 되는 경우가 생긴다. 따라서 선양장의 위치는 어항 전체의 수제선을 고려할 때 계선안의 기능을 저하시키지 않는 위치를 선정하여야 한다. 또한 파랑이 내습하는 경우 선양장의 경사면을 타고 처올라 옴으로 파랑이 직접 내습하는 위치는 피하는 것이 좋다.

18-12-3 소요연장 및 면적산정

선양장의 소요연장, 소요면적을 구할 때에는 평상시용, 기상악화시의 대피용과 월동용의 이용목적별로 각각의 소요 규모를 계산한다. 선저의 청소나 도장 등의 간단한 수리를 선양장에서 행하는 경우는 평상시용에 포함시킨다.

[참 고]

선양장 및 선치장의 소요 면적은 다음과 같은 방법으로 산정한다.

(1) 평상시용

① 선양장 연장

선양장 이용 어선 척수를 근거로 하여 어선을 세로로 1열 설치하는 조건으로 다음 식으로 계산한다.

$$L = \frac{SIGMA\ \ B + b(n+1)}{m}$$

여기서,

L	:	선양장 연장
B	:	선폭
b	:	어선사이의 여유 폭(어선선형에 따라 다르나 선박과 선박사이에 도구를 갖고 다닐 필요가 있어 0.5~1.0m정도로 한다)
n	:	평상시 선양장 이용어선 척수
m	:	어선을 세로로 늘어놓은 열 수

평상시 선양장 이용어선 척수는 각 어항의 외곽시설 완비정도, 이용습관 등에 따라 달라지므로 인근 어항의 조사를 통해 통상 재적어선의 몇%로 결정하는 수가 많다.

② 선치장(船置場) 소요면적

선치장의 소요면적은 최대 이용어선 선장에 여유를 더한 길이에 위의 연장을 곱한 것으로 한다. 다만, 이 면적은 App.H.H.W에 파도가 올라오는 높이보다 높은 곳에 확보되어야 한다.

(2) 악천후 시 대피용, 월동용

어선을 태풍이나 파랑으로부터 안전하게 대피시키거나 조업을 일시 중단하는 목적으로 선양장이 이용되므로 선치장의 확보가 요구된다.

$$\text{소요면적} = \text{이용어선척수} \times 1\text{척당 점유면적}$$

악천후 시는 어업활동이 중지되는 것이 상례이므로 평상시 야적장 용지나 어구 건조장 용지 등의 부지로 선치장 이용부지 활용이 가능하므로 이들을 선치장 소요면적에 포함시켜 배치계획을 수립하면 효율적인 배후지 이용계획이 가능하다.

18-12-4 선양장 제원의 결정 및 설계

선양장 각 부의 제원은 본편 제11장 11-3 제원의 결정, 11-4 양육부 벽체 및 포장, 11-5 측벽의 해당사항에 준한다.

18-13 기타 계류시설

18-13-1 선착장 및 경사식 물양장

선착장은 조위차가 크고, 수심이 얕은 곳에 해면 쪽으로 경사지게 만든 돌제형식의 계류시설이다. 경사식 물양장은 조위구간을 계단 대신 완만한 경사(보통 1:6 이상)로 처리한 계류시설이다. 경사식 물양장의 설계는 본편 18-10 계단식구조 안벽에 준한다.

[해 설]

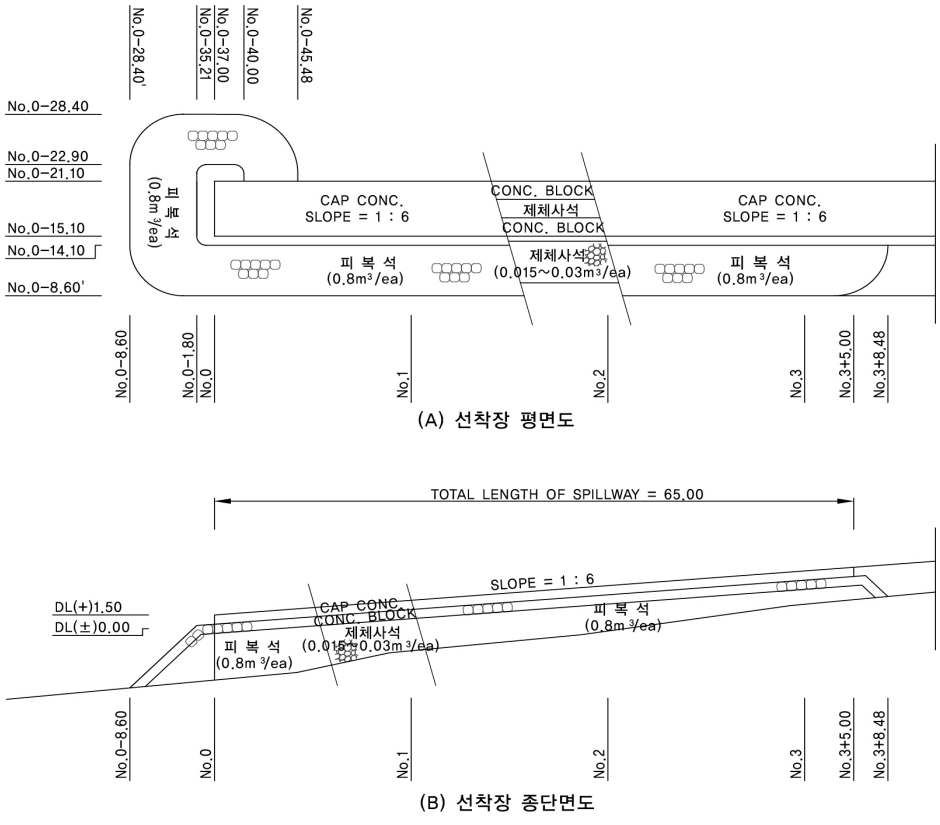
조위차가 큰 해역에 수심이 얕고(대부분의 경우 간사지) 외곽시설도 없는 곳에 육지 쪽에서 깊은 바다 쪽으로 경사지게 접안시설을 설치하여 조위차에 따라 승선·하선을 용이하게 할 수 있도록 시설한 것이 선착장이다. 제체 양측에 모두 계선하는 경우도 있고, 외측은 내파구조로 하여 어느 정도의 파랑에 견딜 수 있도록 하고 내측에만 계선하는 경우가 있다. 이러한 구조의 선정은 현지의 자연조건을 잘 검토하여 결정하여야 한다.

경사식 물양장은 계단식 물양장의 횡계단 대신 경사(비탈)로 처리한 구조이므로 설계의 순서나 적용규정은 계단식 물양장에 준한다.

[참 고]

(1) 서남해안의 수심이 얕은 해안이나 도서지방의 소규모 어항에 어선 및 여객선(카페리포함)의 입출항을 위하여 조위 차가 큰 곳에 수심에 따라 접안이 가능하도록 시설한 예가 많다. 선착장 측면(내측)이나 선단부는 접안을 할 수 있도록 직립부가 시설되어야 하므로 간이식으로 돌쌓기, 또는 직립 벽체(콘크리트블록)식으로 시공하고 있으며, 상부콘크리트, 계선주(계선고리 등)를 시설하고 외측은 사석제로 시공하는데 돌쌓기 및 피복석 쌓기로 시공하고 있다.

(2) 선착장의 설계와 시공은 중력식 접안시설에 준하여 설계하고 파도를 고려해야 할 외측은 방파제에 준하여 설계한다. 선착장은 간이구조물에 속하므로 설계는 설계자가 이용자의 편의성을 고려하여 현지 여건에 맞도록 설계한다.



참고 그림 (18-14) 선착장 설계 (예)

18-13-2 계선부표와 계선말뚝

계선부표의 설계는 본편 제12장 계선부표, 계선말뚝은 제4장 잔교식 안벽의 해당규정에 준한다.

[해 설]

계선부표와 계선말뚝은 주로 정박지나 수로(하천수로 포함)에서 어선이나 소형선이 바람, 조류, 파도 등에 대해 안전하게 계류할 목적으로 시설하는 시설물이다. 계선부표나 계선말뚝은 접안시설로서의 기능보다는 계류만을 목적으로 하기 때문에 육지와 가까운 수역이나 정박지에 주로 시설한다.

[참 고]

(1) 구 조

계선부표의 구조는 부체, 계류환(harp shakle), 체인(chain), 싱커(sinker), 앵커(닻 : anchor) 등으로 구성되어 있고, 계선말뚝은 계류 또는 정박시키고자 하는 위치에 말뚝(나무, 강재 등)을 한 본 또는 수본을 박아 하나로 묶고 그 위에 계선주 또는 계선환 등을 설치하는 구조로 되어 있다.

18-14 부속설비

18-14-1 일 반

계류시설에는 필요에 따라 부속설비를 설치한다.
부속설비는 계류시설의 효율적인 운영을 꾀하고 위험방지 등을 목적으로 설치하는 것이다. 어항에서의 부속설비는 방충재, 계선주, 계선고리, 차막이, 조명설비, 급수설비, 배수설비, 급유 및 급전설비, 사다리, 계단, 난간 등이다. 이외에 경우에 따라 울타리, 승강설비, 소방설비 등이 필요할 때도 있다. 부속설비의 설계는 본편 제15장 부속설비의 해당규정에 따른다.

18-14-2 방충재

어선이 접안할 때나 계류 중 파도나 바람 등의 영향으로 동요할 때 선체와 계선안 사이에 충격력이나 마찰력이 작용한다.
방충재는 이러한 충격력이나 마찰력을 감소시켜 계류시설의 파손을 방지하고 시설의 경제적인 설계를 가능토록 함과 동시에 어선의 파손을 방지하는 기능을 갖추어야 한다.
방충재의 배치, 형식 및 규모를 결정할 때에는 방충재의 공사비 뿐 아니라 계류시설 전체의 건설비, 방충재의 내용연수, 어선의 접안방법 등을 종합적으로 검토하여야 한다.
방충재 설계는 본편 제15장 15-1 방충설비의 해당사항에 준한다.

[참 고]

(1) 방충재의 선정

어항에 사용하는 방충재는 고무방충재가 일반적이나 목재나 폐타이어 등이 사용되기도 한다. 고무 방충재의 모양도 여러 가지가 있으므로 시설물 조건에 가장 적합한 형식을 선정하여야 한다. 부체식 접안시설과 같이 유연한 구조형식에서는 반력이 큰 방충재는 적합하지 않으므로 방충재 선정 시 주의가 필요하다.

(2) 방충재의 설치 및 설치위치

① 일 반

방충재의 배치는 방충재가 어선의 접안 에너지를 흡수하기 전에 선체가 직접 접안시설에 접촉하는 일이 없도록 해야 한다. 특히 대형어선, 소형어선을 겸용하는 물양장에는 소형어선 접안을 충분히 감안하여 설치간격과 높이를 결정한다. 어선이 종접안하는 일이 많을 때에는 어선의 용골(keel)부분이 안벽 모서리에 부딪쳐 손상되므로 안벽모서리에 방충재를 부착할 필요가 있다.

② 배 치

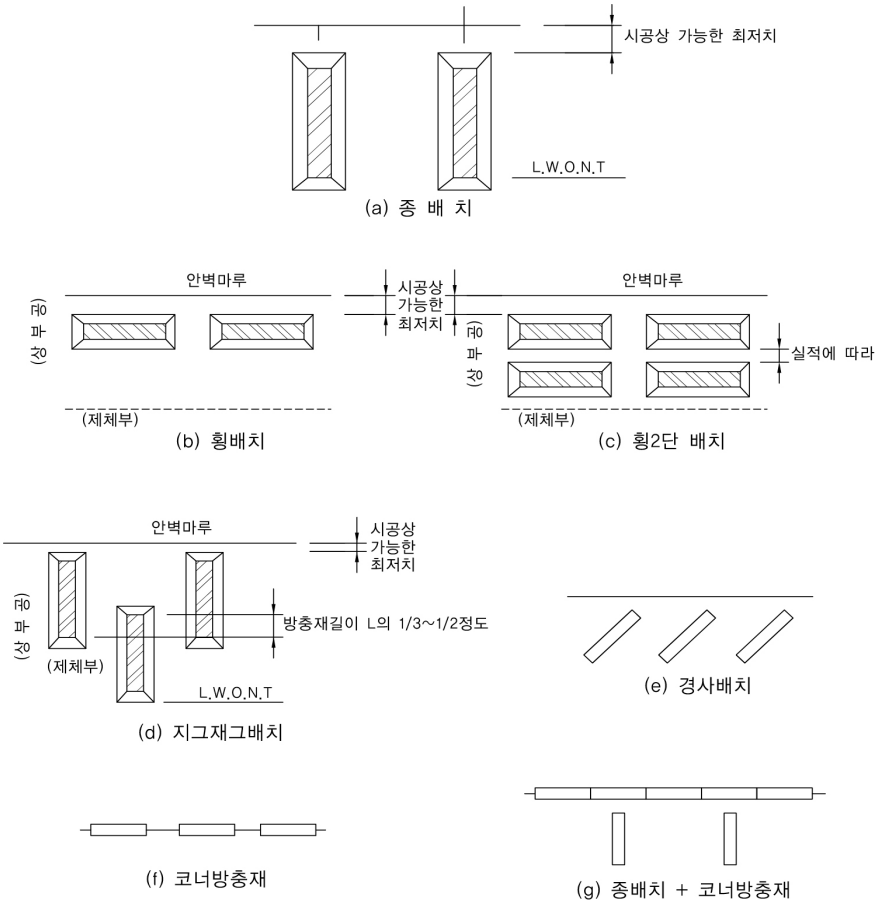
방충재의 배치는 이용어선의 선형, 조위차, 접안방법 등을 고려하여 적절한 배치위치를 선정하며, 일반적으로 종배치를 표준으로 한다. 단, 필요에 따라 경사방향배치, 횡배치(2단 횡배치 포함), 지그재그 배치, 모서리방충재 등과 이들의 상호 조합배열을 검토한다.

가. 조위차가 크기 때문에 종배치가 비경제적일 경우 지그재그배치를 검토할 필요가 있다.

나. 방충재 설치용 볼트는 방충재 및 접안시설 내용연수와 같은 재질을 선정해야 하며, 교체가 가능한 구조로 하는 것이 좋다.

③ 설치위치

방충재의 설치는 상단이 접안시설 마루높이, 하단은 소조평균저조위(L.W.O.N.T) 정도를 표준으로 한다. 단, 상부공과의 제약이 있는 경우나 횡배치 등의 경우에는 이 제한을 받지 않는다.



참고 그림 (18-15) 방충재의 배치 및 위치 (예)

18-14-3 계선주와 계선고리

계류시설에는 계선주 또는 계선고리를 설치한다. 계선주와 계선환의 설치는 어선의 계류 및 어획물 양육 등이 안전하고 원활하게 이루어질 수 있는 위치에 설치하여야 한다. 계선주 및 계선고리에 대해서는 본편 제15장 15-2 계선주와 계선환의 해당사항에 준한다.

[해 설]

(1) 계선주와 계선고리의 선정

계선주에는 곡주와 직주가 있고 이들의 선정은 다음에 의한다.

① 곡주 : 소형어선의 경우는 곡주를 주로 사용한다. 소형 직주는 곡주와 같이 사용하여도 좋다.

② 직주 : 대형어선을 대상으로 하여 특히 필요한 경우는 직주를 설치해야 한다.

직주는 폭풍 시에 어선 등을 계류하기 위하여 수제선보다 육지 쪽으로 떨어지게 설치한다.

소형어선을 대상으로 하는 경우 계선고리를 사용하는 경우도 있다.

계선고리의 표준값은 해설 표 (18-2)와 같다.

계선주와 계선고리의 종류, 재질, 규격 등의 선정은 어항의 계선 상황, 편리성, 내구성 및 경제성을 감안하여 결정한다.

해설 표 (18-2) 계선환의 표준 치수

굵　　기	ϕ = 25mm
고리지름	D = 200mm

(2) 계선주와 계선고리의 배치

① 배치 간격

계선주와 계선고리는 대형어선일 경우 1선석 당 2개 이상 배치한다.

소형어선에서의 계선주 간격은 해설 표 (18-3)의 값을 표준으로 한다.

해설 표 (18-3) 계선주의 배치 간격

계류시설 수심	계선주의 배치 간격
D.L(-)3m 이하	5.0m
D.L(-)3m～(-)5m 미만	7.5m
D.L(-)5m 이상	10.0m

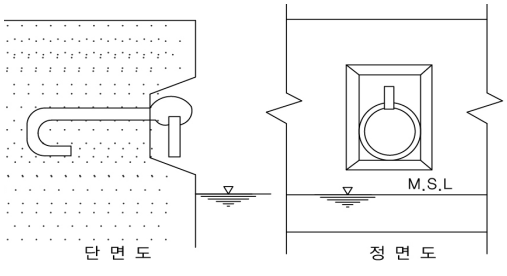
② 기준선에서의 거리

일반적으로 계선주는 계류시설의 기준선에 가까우면 어선의 계류시나 이안 시 조작이 편리하다.

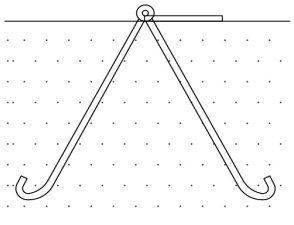
기준선에서 계선주 중심까지의 거리는 0.5～1.0m정도 범위로 한다.

가. 물양장의 이용형태 등에 따라 해설 표 (18-3)의 값을 적용할 수 없을 경우에는 별도로 검토하여 정한다.

나. 계선고리의 부착방법은 해설 그림 (18-1) 및 해설 그림 (18-2)와 같다.



해설 그림 (18-1) 계선고리 설치방법



해설 그림 (18-2) 상치콘크리트 위에 설치방법 (예)

18-14-4 차막이와 모서리 보호공

(1) 차막이
자동차 등이 직접 접안시설을 이용하는 장소에는 차막이 시설을 해야 하며, 차막이 설계는 본편 제15장 15-3 차막이의 해당사항에 준한다.

(2) 모서리 보호공
어항에서는 어선이 종접안하는 경우 충격으로 상치콘크리트의 모서리가 자주 파손된다. 모서리 보강용으로 모서리에 목재, 갓돌, 철재나 주강 등을 사용하여 모서리를 보호하는 것이 좋다.

18-14-5 조명설비

야간에 어선의 접·이안, 어획물의 양육, 여객의 출입 등이 행해지는 경우 부두의 용도나 특성에 따라 작업이 안전하고 원활하게 이루어지도록 조명설비를 하여야 한다. 조명설비의 설계는 본편 제15장 15-5 조명설비의 해당사항에 준한다.

[참 고]

부두뜰이나, 선양장, 임항도로에는 야간의 어획물의 양육, 어선의 이·접안, 교통 소통 등을 위한 조명설비를 시설하는 것이 좋다.
계류시설 등의 조도는 참고 표 (18-13)의 값을 기준으로 한다.

참고 표 (18-13) 계류시설 등의 표준 조도

장 소		조도(lx)
부두뜰 (apron)	어획물의 양육 등을 행하는 경우	30-40-60
	어선의 접·이안(接·離岸)만의 경우	15-20-30
	낙도항로 등의 여객 및 차량 승강구	150-200-300
선 양 장		15-20-30
도 로		15-20-30

비고 : 조도범위에서 왼쪽은 최저, 밑줄 친 중간은 표준, 오른쪽은 최고 조도이다.

18-14-6 계단과 사다리

계단 및 사다리 설계는 본편 제15장 15-6-1 계단과 사다리의 해당사항에 준한다.

18-14-7 난간, 울타리 등

계류시설에서 차량통행이나 사람의 통행을 금지나 제한할 필요가 있는 경우 울타리 등을 시설하고 위험한 장소에는 필요에 따라 난간을 설치해야 한다.

[참고문헌]

1) 국토해양부(2001), 항만 구조물의 내진성능 평가 지침서
2) 국토해양부(2009), 도로포장 설계시공지침
3) 국토해양부(2011), 도로포장 구조설계요령
4) 국토해양부(2011), 도로포장 통합지침
5) 국토해양부(2012), 도로교 설계기준
6) 농림수산식품부(2013.2), 어항설계기준 개정용역 보고서
7) 이상덕(1999), 기초공학, 새론, pp210～214
8) 이상덕(2011), 기초공학, 새론, pp233～236
9) 한국도로교통협회(1997), 아스팔트 포장 설계 · 시공요령
10) 한국지반공학회(2009), 구조물 기초 설계기준
11) 한국콘크리트학회(2007), 콘크리트 구조설계기준
12) 환경부(1995), 오수처리기준
13) 환경부(2004), 상수도 시설기준
14) 환경부(2005), 하수도 시설기준
15) Carl A. Thoresen(1988), "Port Design Guidelines and Recommendation", pp191～194
16) Ch.7 Piled Waterfront Structure(1997), "Handbook of Port and Harber Engineering"
17) Gregory P. Tsinker(1997), "Handbook of Port and Harbor Enginerring", pp845～846
18) 日本港灣協會(1999), 港灣の施設の技術上の基準・同解說
19) 日本港灣協會(2007), 港灣の施設の技術上の基準・同解說

제 9 편

기타항만시설

제1장 임항교통시설

제2장 하역시설

제3장 보관시설

제4장 선박역무용 시설

제5장 여객시설

제6장 케이슨 제작장

제7장 항만전력설비

MINISTRY OF OCEANS AND 해양수산부

제 9 편 기타항만시설

제 1 장 임항교통시설

1-1 일 반

1-1-1 적용범위

본 장은 임항교통시설의 설계에 적용한다.

1-1-2 임항교통시설의 유지관리

임항교통시설은 차량 등이 안전하고 원활하게 이용할 수 있도록 당해시설의 구조특성에 따른 적절한 기준에 따라 유지관리 한다.

1-2 도 로

1-2-1 일 반

(1) 도로의 구조는 교통의 발생상황, 계획교통량, 도로계획지역의 지형, 다른 도로와의 원활한 접속, 기타도로의 이용 상황을 감안해서 적절히 정한다.
(2) 보행자 및 자전거 전용도로는 이들 도로주변 항만시설의 이용 상황 등에 따라 적절한 구조로 한다.
(3) 내진 강화시설 또는 대규모 지진이 발생한 후 구호물자의 일시적 보관 장소 등으로 계획된 광장에 연결되는 도로는 소요의 기능을 발휘할 수 있도록 적절한 구조로 한다.
(4) 도로의 구조, 장소 및 설비에 관하여 본 절에 규정하지 않은 사항은 항만에서 발생하는 교통의 특성에 따라「도로의 구조·시설에 관한 규칙」의 관련 규정에 준해서 적절히 설정한다.

[해 설]

(1) 임항도로(임항교통시설인 도로를 말함. 이하 같음)는 본 설계기준에 특별히 기술된 것이 있는 경우를 제외하고는「도로의 구조·시설에 관한 규칙」을 준용한다. 이 경우 도로의 구분은 해당도로의 성격, 계획교통량(도로설계의 기초가 되기 때문에 당해 도로가 있는 지역의 발전 전망, 장래 자동차 교통의 상황을 참작해서 정하는 그 도로의 시간당 왕복자동차 교통량을 말한다. 이하 같음), 당해도로가 있는 지역의 지형, 당해도로와 다른 도로와의 원활한 접속 등을 고려해서 적절히 정한다. 임항 도로는 대형차의 이용이 많고, 차량의 집중률이 높다는 특성이 있으므로 이점을 고려해서 정할 필요가 있는 사항은「도로의 구조·시설에 관한 규칙」에 의하지 않고 이 기준에서 기술하는 것을 따르도록 하였다.
자동차의 구분에 관한 용어는「도로의 구조·시설에 관한 규칙」에 따른다.

(2) 보행자, 자전거 전용도로 및 전용하도록 구획한 도로의 부분은「도로시설 기준령」의 규정을 준용한다. 항만에 있어서는 수변에서의 휴게, 산책 등의 이용 목적이나 형태가 다양한 경우가 많으므로 폭 등 구조결정시 이런 점에 대하여 고려할 필요가 있다.

(3) 대규모 지진이 발생하는 경우 내진성을 강화한 계류시설, 긴급물자 등의 일시 보관장소 등으로 이용 가능한 광장 및 배후간선도로와 연결되는 도로의 기능 확보는 긴급물자 수송과 복구활동 등에 불가결한 사항이다. 따라서 시설의 내진성은 물론 지진에 의한 도괴건물 등에 의하여 차단되는 일이 없도록 노선을 선정하고 긴급 상황에서 장해가 되는 부속시설은 배제하는 등 대상시설과 주변상황에 따라 대규모 지진발생 후에도 도로의 기능이 확보될 수 있도록 하였다.

1-2-2 설계기준 자동차

> 도로의 구분에 따라 설계기준자동차는 「도로의 구조·시설에 관한 규칙」을 준용하고, 세미트레일러 연결차의 통행이 많은 등의 경우에는 도로의 구분에 관계없이 세미트레일러 연결차를 설계기준자동차로 할 수 있다.

[해 설]

(1)「도로의 구조·시설에 관한 규칙」에서는 세미트레일러 연결차를 설계기준 자동차로 하고 있는 도로의 구분은 고속도로·주간선도로, 보조간선도로·집산도로로 되어 있으나, 임항도로는 여기에 해당되지 않기 때문에 세미트레일러 연결차의 통행이 빈번할 것이 예상되는 경우에는 이 규정에 상관없이 세미트레일러 연결차를 설계기준 자동차로 할 수 있도록 하였다.

(2) 설계기준 자동차를 세미트레일러 연결차로 하는 경우에는「도로의 구조·시설에 관한 규칙」의 규정과는 다르게 도로구조의 제원을 정할 필요가 있다.
별도로 정할 필요가 있는 도로의 제원은 다음과 같다.

① 차도 및 차로　② 시설한계　③ 곡선부의 확폭　④ 종단경사

[참 고]

세미트레일러 연결차를 설계기준 자동차로 하는 도로의 예로는 컨테이너부두 등 세미트레일러 연결차의 통행이 많은 부두간 연결도로, 부두내 도로, 부두 주변도로 및 이들 부두와 배후의 간선도로(일반도로)를 연결하는 도로 등이 있다.

1-2-3 차도 및 차로

(1) 임항도로의 차로 등은 항만에서 발생하는 교통이 체증을 일으키지 않도록 적절히 선정한다.

(2) 계획교통량이 표 (1-1)의 도로종류별 설계기준교통량(설계의 기본이 되는 교통량으로서 도로의 시간당 최대허용 자동차교통량을 말한다. 이하 같음)란에 나타낸 값 이하인 도로의 차로수(車路數)(오르막차로, 회전차로, 변속차로, 양보차로를 제외한다. 이하 같음)는 2로 한다.

표 (1-1) 도로의 종류별 설계시간 교통량

도 로 의 종 류	설계기준교통량(대/시간)
항만과 국도 등을 연결하는 도로	650
기 타 도 로	500

(3) (2)에 규정한 도로 이외 도로의 차로수는 4이상(교통상황에 따라 필요한 경우를 제외하고는 2의 배수)으로 하고, 표 (1-2)의 도로종류별 1차로당 설계기준교통량에 대한 당해 도로의 계획교통량의 비율로 정한다.

표 (1-2) 도로의 종류와 1차로당 설계기준 교통량

도 로 의 종 류	1차로당 설계기준교통량(대/시간)
항만과 국도 등을 연결하는 도로	600
기 타 도 로	350

(4) 차로의 폭은 3.25m 또는 3.5m로 한다. 다만, 대형차의 통행량이 많은 경우에는 3.5m를 표준으로 하고, 지형 등의 영향에 의해 부득이한 경우에는 3m까지 축소할 수 있다.

(5) 차량의 안전이나 원활한 교통소통에 지장이 없도록 하기 위하여 필요한 경우에는 차도의 우측에 붙여 정차대(停車帶)를 설치할 수 있다.

[해 설]

(1) 차로의 수는「도로의 구조·시설에 관한 규칙」에 준하여 계획교통량과 설계기준교통량을 비교해서 결정하는 것으로 하였다. 그러나 여기서 규정한 설계기준교통량은 첨두특성을 생각하는 방법에「도로의 구조·시설에 관한 규칙」과 차이가 있기 때문에 교통량의 시간단위가 다르다.
본래 도로설계에 쓰이는 장래교통량은 첨두특성(尖頭特性)을 고려한 시간교통량으로 할 필요가 있어「도로의 구조·시설에 관한 규칙」에서는 계획목표년도의 교통량을 첨두시간 특성까지 포함해서 예측하는 것이 곤란하다는 점 등의 이유로 첨두특성은 도로의 구분별로 일정한 것으로 설계기준교통량은 이것을 고려하여 1일교통량단위로 하고 있다. 임항의 도로는 일반적으로 물류에 관련되는 교통 등 항만에서 발생하는 교통이 주된 대상이고, 과거의 실적 등을 기초로 장래의 첨두특성 예측이 가능하기 때문에 설계시간교통량은 도로의 시간당 최대허용 자동차교통량으로 규정한 것이다.
여기서 취급하는 계획교통량이란「본편 1-2-1 일반」에 기술된 바와 같이 도로설계의 기초로 하기 위해서 당해 도로가 있는 지역의 발전전망과 장래의 자동차 교통상황을 감안해서 정하는 당해도로의 시간당 왕복자동차 교통량이고, 앞에서와 같은 취지에서 감안해야 할 사항에는 항만에서 발생하는 교통상황 및 첨두특성이 포함된다.

(2) 도로의 폭은 임항도로인 경우 일반적으로 트레일러연결차, 트럭 등 대형자동차의 이용이 많고, 모빌크레인 등의 특수차량도 이용하고 있으므로 이들의 이용으로 도로교통의 원활성이 저해되지 않도록 고려해서 정하는 것으로 하였다.

(3) 모빌크레인 등의 특수한 차량의 폭은 관계규정에서 정하는 최고한도 2.5m를 초과하는 경우가 많으므로 당해 특수차량 통행이 많을 것으로 예상되는 경우에는 차로의 폭을 별도로 정하는 것이 좋다.

(4) 정차대의 폭은 2.5m로 한다. 임항도로에서 정차대의 설치는「도로의 구조·시설에 관한 규칙」에서 제시하고 있는 기준이외에「본편 1-2-1 일반」에서 정한 도로의 구분에 상관없이 항만의 출입 또는 하역대기(荷役待機)를 위한 자동차의 정차로 다른 자동차의 안전 및 원활한 교통소통에 방해되는 경우가 많기 때문에 대형자동차 교통량 점유율이 낮은 경우를 따로 상정(想定)할 필요가 없다.

(5) 계획교통량이 현저하게 적고 지형 등에 의하여 부득이한 경우에는 차로의 폭을「도로시설 기준령」에 준하여 축소할 수 있다.

[참 고]

(1) 계획교통량을 산정할 시에 고려할 사항은 계획목표년도에 부두에서 발생하는 화물량, 주변의 토지이용상황, 차량의 집중률, 다른 도로와의 접속 등이 있다. 계획교통량은 발생집중교통량, 분포교통량, 배분교통량(노선별 계획교통량)의 순으로 추정하는 방법이 일반적이다.
발생집중교통량의 산정방법은 참고 표 (1-1) 방법을 들 수 있다.

참고 표 (1-1) 발생집중교통량의 산정방법

교통의 종류	산정방법
물류에 관련한 교통	항만취급화물량을 기초로 자동차분담율, 트럭의 실차적재량, 실차율, 관련차율 등의 실적치를 산출하는 방법
항만에 입지한 산업체에서 발생한 교통	부지면적이나 종업원 수 등의 단위당 발생대수를 산출하는 방법
녹지·집객시설 등에서 발생한 교통	유사시설의 이용자수, 자동차 이용률 등을 써서 산정하는 방법

(2) 계획 교통량의 산정방법은 식 참고 (1-1)에 따라 계산할 수 있다.

(3) 계획교통량(대/시간)

$$=\text{연간 취급 화물량(RT/년=revenue ton/년)}\times\frac{\alpha}{W}\times\frac{\beta}{12\times}\frac{\gamma}{30}\times\frac{(1+\delta)}{\epsilon}\times\sigma \qquad \text{참고 (1-1)}$$

여기서,

α : 자동차 분담률 = 자동차 수송분/전 교통기관 수송분

β : 월 변동률 = 월 최대화물량/월 평균화물량

γ : 일 변동률 = 일 최대화물량/일 평균화물량

W : 트럭의 실 적재량(revenue ton/대)
화물을 실은 트럭 1대당 화물수송량(조사하거나 또는 다른 항만의 실적을 참고하여 정한다)

ϵ : 실차율 = 화물을 실은 트럭대수/전 트럭대수

δ : 관련차율 = 관련차대수/전 트럭대수

σ : 시간 변동률 = 시간당 최대발생교통량/일 평균발생교통량

다만, 다른 적절한 추정근거가 있을 경우에는 이 산정식에 의하지 않아도 되며, 카페리 또는 여객선을 대상으로 하는 계류시설 및 항만업무시설 등의 시설에 연결되는 도로에 있어서는 차량의 집중률을 충분히 고려하여 별도 산정한다.

(4) 도로의 폭 결정시 고려하는 사항인 대형자동차나 특수차량 등이 이용 상황으로는 창고 등 보관 및 저장시설 부근에서의 트레일러 연결차, 트럭 등의 일렬로 늘어섬, 하역대기, 부두 출입절차 이행에 소요되는 정차, 모빌크레인 등의 통행 등이 있고, 성능에 관한 것으로는 트레일러 연결차, 트럭 등의 회전반경등이 있다.

1-2-4 시설한계

시설한계는 컨테이너 적재 세미트레일러 연결차 및 모빌크레인 등 특수차량의 통행이 예상되는 경우에 당해 자동차의 안전한 통행을 확보할 수 있도록 적절히 정한다.

[해 설]

(1) 항만에서 발생하는 자동차 교통량을 정하는 도로망(道路網, Network) 구성은 임항도로 단독으로 완결되는 것이 아니고, 일반도로와 접속됨으로서 비로소 기능을 발휘하게 된다. 임항도로를 통행하는 자동차와 일반도로를 통행하는 자동차는 다르지 않기 때문에 임항도로의 시설한계는「도로의 구조·시설에 관한 규칙」을 준용하기로 한다. 그러나 국제외항 컨테이너부두 주변과 같이 컨테이너(높이가 9피트 6인치인 국제해상컨테이너)를 적재한 세미트레일러 연결차가 빈번한 통행하는 장소나 모빌크레인 등 특수한 차량의 통행이 빈번한 장소에 있는 임항도로는 시설한계를 일반도로와 같게 할 경우, 안전성이 훼손될 가능성이 있다. 따라서 필요한 경우에는 시설한계를「도로의 구조·시설에 관한 규칙」을 따르지 않고 적절히 정하는 것으로 하였다.

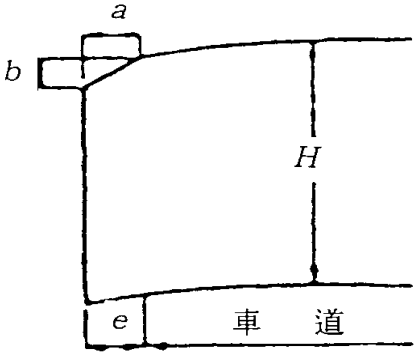
[참 고]

(1) 국제해상컨테이너를 적재한 세미트레일러 연결차의 높이는 참고 표 (1-2)와 같다. 컨테이너를 적재한 세미트레일러 연결차는 시설한계의 차도상 높이 H=4.5m의 아래로 통과할 수 있으나, 길어깨 상부의 시설한계 헌치(haunch) 절취부분에서 시설한계를 초과하게 된다. 따라서 헌치 절취부에서도 시설한계를 초과하지 않도록 최저한의 공간을 확보하려면 다음 값을 가져야 한다. 실제 설계 시에는 특히 침매터널 등 영구구조물에 있어서는 H를 높이는 것이 바람직하다.

참고 표 (1-2) 국제해상컨테이너의 형상 및 컨테이너 적재시의 semi-trailer 연결차의 높이

형상 / 컨테이너 종류	국제해상 컨테이너의 형상			컨테이너적재시의 세미트레일러 연결차의 높이(m)	비 고
	길이(㎜)	폭(㎜)	높이(㎜)		
ISO 1CC형 20′×8′×8′	6,058	2,438	2,438	3,748	평상식 chassis
ISO 1CC형 20′×8′×8′6″	6,058	2,438	2,591	3,796	저상식 chassis
ISO 1A형 40′×8′×8′	12,192	2,438	2,438	3,643	저상식 chassis
ISO 1AA형 40′×8′×8′6″	12,192	2,438	2,591	3,796	저상식 chassis
ISO 1AAA형 40′×8′×9′6″	12,192	2,438	2,896	4,101	저상식 chassis

주) 국제해상 컨테이너용 새시(chassis)의 적재면 지상고는 제조업체마다 약간씩 다르나 여기서는 저상식은 1,205㎜, 평상식은 1,310㎜로 하였다.



참고 그림 (1-1) 시설한계제원도(H와 b)

(2) 자동차는「자동차관리법」에 의해서 그 폭, 높이, 길이, 중량 등의 제원에 제한이 있고, 컨테이너를 적재한 세미트레일러 연결차의 높이는 그 제한규정을 초과하지만 컨테이너 적재자동차가 도로를 통행하는 경우 화물을 분할 할 수 없다거나 화물이 특수하여 부득이하다는 사유로 제한규정 외로 적재허가, 통행허가를 받아 통행하고 있다.

(3) 시설한계에 포함되는 여유고의 설정은 자동차의 리바운드량에 대한 여유, 운전자의 심리적 부담에 대한 여유, 포장의 덧씌우기에 대한 여유, 적설(積雪)두께에 의한 여유를 고려할 필요가 있다. 그러나 현재로서는 여유고에 관한 조사나 연구가 충분하지 않기 때문에 (1)의 시설한계(施設限界)의 예로 차도부의 H(=4.5m)를「도로의 구조·시설에 관한 규칙」과 같게 하고, 헌치 절취부만 최저한의 필요범위를 확보하는 경우에 대하여 나타내었다.

(4) 임항도로를 통행하는 경우가 있을 것으로 예상되는 이동식 하역기계 등 특수한 차량에는 모빌크레인(트럭크레인, 휠크레인, 크롤러크레인의 총칭, 자주식 크레인이라고도 함), 포크리프트 등이 있다. 이들 하역기계중 대형의 것은 그 높이, 폭이「자동차관리법」의 제한규정을 초과하는 것이 있다.

1-2-5 곡선부의 확폭

차도의 평면 곡선부는 설계기준자동차 및 당해 곡선부의 곡선반경에 따라 차로를 적절하게 확폭한다. 다만 주변 지장물 및 지형상황 등으로 인하여 부득이 하다고 인정되는 경우에는 이 제한을 적용하지 않을 수 있다.

[해 설]

차로의 폭은 설계기준 자동차의 최대 폭에 여유를 가한 폭으로 정하고 있으나, 곡선부에서는 자동차의 전륜과 후륜이 서로 다른 궤적을 그리기 때문에 직선부의 폭보다는 넓은 차로 폭이 필요하게 된다.
곡선부를 주행하는 경우 자동차의 후륜은 전륜의 안쪽을 통과하므로 차로의 확폭은 차로의 안쪽으로 하여야 하고, 인접 다른 차로를 침범하지 않게 하기 위하여 매(每)차로마다 확폭할 필요가 있다.

[참 고]

참고 표 (1-3)은 임항도로설계에 참고할 설계기준자동차별 평면곡선부에서의 곡선반경별 확폭량이다. 필요한 경우 확폭량의 산정식 등 상세한 내용은「도로의 구조·시설에 관한 규칙」을 참고할 수 있다.

참고 표 (1-3) 자동차별, 곡선반경별 곡선부 확폭량

설계기준 자동차	대형자동차	세미트레일러 연결차	한 차 로 당 최소 확폭량(m)
곡선반경 범위(m)	110 이상~200 미만	150 이상~280 미만	0.25
	65~100	90~150	0.50
	45~65	65~90	0.75
	35~45	50~65	1.00
	25~35	40~50	1.25
	20~25	35~40	1.50
	18~20	30~35	1.75
	15~18	20~30	2.00

1-2-6 종단경사

차도의 종단경사는 해당도로의 설계속도 및 설계기준자동차에 따라 적절히 정한다.

[해 설]

(1) 도로의 선형을 설계할 때는 같은 주행상태가 계속 유지될 수 있게 할 필요가 있다. 그러나 종단경사는 자동차별로 주행능력에 차이가 크고, 대형자동차의 경우 경사가 급하게 되면 주행속도가 현저히 떨어져 대형자동차의 속도저하가 교통용량을 저하시키는 원인이 되기도 한다. 따라서 대형자동차의 이용이 많은 임항도로에서는 이 점을 충분히 배려하여 설계기준자동차에 따라 종단경사를 설정할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 차도의 종단경사는 당해도로의 설계속도 및 설계기준자동차에 따라 참고 표 (1-4)에 나타낸 값 이하를 표준으로 한다. 다만 지형상황 기타 특별한 사유로 부득이한 경우에는 이 표가 제시하는 값에 1~2%를 더한 값 이하로 할 수 있다. 지형상황기타 특별한 사유로 부득이하게 종단경사 제한치를 초과하는 경우에는 그 경사를 갖는 구간에 제한장(制限長)을 고려할 필요가 있다.

참고 표 (1-4) 종단경사의 제한치

(단위 : %)

설계속도(㎞/h)	설계기준자동차	
	대형자동차	세미트레일러 연결차
120	2	1
100	3	1
80	4	2
60	5	3
50	6	4
40	7	5
30	8	6
20	9	7

(2) 종단경사의 제한치는 경사구간에서 대형자동차의 주행속도가 설계속도에 가깝게 되는 값을 갖는 것이 바람직하나, 실제 설계에서는 경제성 등의 면에서 타당하다고 생각되는 정도의 속도저하는 허용할 필요가 있다.
이와 같은 사정에서 종단경사의 제한치는 대형자동차와 세미트레일러 연결차 모두 대략 설계속도의 1/2속도로 오를 수 있는 종단경사로 정하였다.

(3) 종단경사의 특수값(特殊値)과 제한장(制限長)의 관계를 참고 표 (1-5)에 나타내었다. 여기에서 제한장은 오르막구간의 시점에서 설계속도로 주행하는 대형자동차(보통트럭)가 오르막차로의 종점에서 대략 설계속도의 1/2속도로 주행할 수 있도록 설정한 것이다. 참고 표 (1-5)는 대형자동차와 세미트레일러 연결차에 대한 설계속도별 종단경사별 제한장 값을 참고할 수 있게 하였다.
설계된 오르막구간의 길이가 구간 제한 길이를 넘을 경우에는 종단경사를 조정하거나, 고속으로 주행하는 다른 자동차와 분리될 수 있도록 오르막 차로를 설치하여야 한다.
종단경사 설정에 쓰는 자동차 종류별 오르막 주행가능경사, 종단경사의 특례값 산정방법 등은 「도로의 구조·시설에 관한 규칙」을 참고할 수 있다.

(4) 눈이 쌓이는 한랭지에서는 주행속도의 유지라는 관점과는 별도로 오르막 차로에서 출발하는 경우나 내리막 차로에서 제동하는 경우의 미끄러짐 방지 등에도 배려할 필요가 있다.

참고 표 (1-5) 종단경사의 특수치 및 제한장

설계속도 (㎞/h)	설계기준자동차			
	대형자동차		세미트레일러 연결차	
	종단경사(%)	제한길이(m)	종단경사(%)	제한길이(m)
120	3	800	2	1,000
	4	500	3	500
100	4	700	2	1,600
	5	500	3	800
80	5	600	3	1,300
	6	500	4	700
60	6	500	4	600
	7	400	5	400
50	7	200	5	250
	8	150	6	150
40	8	100	6	100
	9	100	7	100

1-2-7 평면교차

임항도로에서 평면교차로의 설계는「도로의 구조·시설에 관한 규칙」의 규정에 준하고, 당해 평면교차로의 교통량, 설계기준 자동차, 주변 도로망의 상황, 도로변의 토지이용상황 등을 고려한다.

[해 설]

평면교차로는 도로의 교통용량에 애로사항을 발생시키는 곳으로 특히 임항도로에서는 출발시의 가속성능 등 주행성능이 낮은 대형차동차의 통행이 빈번하여 교차로의 교통용량이 현저하게 떨어질 가능성이 있다. 이 때문에 평면교차로의 설계 시에는 대형자동차의 거동 등에 충분히 주의할 필요가 있다.

[참 고]

(1)「도로의 구조·시설에 관한 규칙」에는 교차로의 통행방법에 대한 일반적 표준이 기술되어 있고, 도로가 있는 지역, 도로변 토지의 이용 상황, 도로망의 배치 등에 따라 적절하게 변경할 수 있다고 되어 있다. 이 표준은 「도로의 구조·시설에 관한 규칙」의 설계기준자동차 규정에 의한 도로의 구분과 설계기준 자동차의 관계에 입각해서 나타낸 것으로 이것을 참고하는 경우는「본편 1-2-2 설계기준 자동차」에서 결정한 설계기준자동차에 따라 검토할 필요가 있다.

(2) 평면교차로에는 좌·우회전자동차가 직진자동차의 통행을 방해함으로서 발생하는 교통사고 및 교통정체가 없도록 회전차로(좌·우회전, U턴)를 설치하기 위한 차도의 확폭 구간이 필요하고, 특히 부두구역에 진입하는 차량의 정체가 예상되는 교차로구간에는 대기차로(주정차대)를 설치할 필요가 있다.

(3) 평면교차로에 회전차로, 변속차로 등 부가차로를 두는 경우의 차로 폭은「도로의 구조·시설에 관한 규칙」에 규정되어 있다. 이 규정은「본편 1-2-3 차도 및 차로」의 차로 폭에 따른 것이고 참고 표 (1-6)에 부가차로 폭 결정을 위한 참고자료로 제시하였다.

참고 표 (1-6) 평면교차로에서의 차로 폭

(단위 : m)

한개 차로의 폭	부가차로를 설치하는 경우의 직진 차로의 폭	부가차로의 폭
3.5	3.5 (3.25)	3.25(3.0)
3.25	3.25 (3.0)	3.0

주 : ( )내는 지형 등의 형편상 부득이한 경우의 축소 적용치 임

(4) 평면교차로에서 교차하는 도로의 교차각은 직각에 가깝게 하여야 하며, 교차로의 종단경사는 3% 이하이어야 한다. 다만 주변 지장물과 경제성을 고려하여 필요하다고 인정되는 경우에는 이를 6% 이하로 할 수 있다.

(5) 평면교차로에 차량과 보행자를 안전하고 질서 있게 이동시킬 목적으로 도류화(道流化, channelization)를 시행하는 경우의 도류로는 설계자동차 등을 고려하여 적절한 곡선반경과 폭을 갖도록 하고, 교통섬은 설계자동차의 운행경로를 편리하고 자연스럽게 만들 수 있도록 배치하여야 한다. 단, 세미트레일러 연결차를 대상으로 비교적 반경이 작은 도류로를 설치하면 도류로의 폭이 넓어져 소형자동차의 병진 등 교통의 혼란을 초래하거나 사고를 유발할 가능성이 있으므로 이 점을 충분히 유의하여 설계할 필요가 있다.

1-2-8 포 장

포장의 구조는 세미트레일러 연결차, 모빌크레인 등의 특수차량 교통량 등을 감안하고, 주행 자동차의 윤하중에 의한 방법으로 적절히 설계한다.

[해 설]

(1) 일반도로의 계획 및 설계에서「도로의 구조·시설에 관한 규칙」에 의한 포장에 관해서는「도로포장 설계·시공지침」및「아스팔트 포장 설계·시공요령」에 따라 설계하기 때문에 임항도로에서도 이에 따르기로 하였다.

(2) 한랭지의 포장은 노상토가 동결융해에 의하여 파손되는 수가 있으므로 그 대책이 필요하고 동결융해의 영향이 큰 경우 겨울철에 노상토가 동상에 의하여 노면에 균열이 발생하거나 평탄성의 악화를 초래하고, 봄철에 들어가면서 노상토가 융해되어 지지력이 저하됨으로서 포장의 파손으로 이어진다. 따라서 한랭지의 포장은 그 장소에서의 동결심도로부터 구한 소요 치환깊이와 하중의 지지 성능면에서 필요한 포장두께를 산출하고, 전자가 후자보다 큰 경우에는 그 두께의 차이에 상당하는 동상억제층(凍上抑制層)을 노반 밑에 설치한다.

(3) 임항도로가 임해부를 매립하여 조성한 연약지반상에 건설되는 경우에는 잔류침하량의 크기 또는 지반의 잔류침하가 포장에 미치는 영향을 고려할 필요가 있다.

[참 고]

임항도로는 시멘트 콘크리트 또는 아스팔트콘크리트로 포장하는 것으로 하고, 그 구조는「도로포장 설계・시공지침(건설교통부)」및「아스팔트 포장 설계・시공요령(한국도로교통협회)」에 따른다.

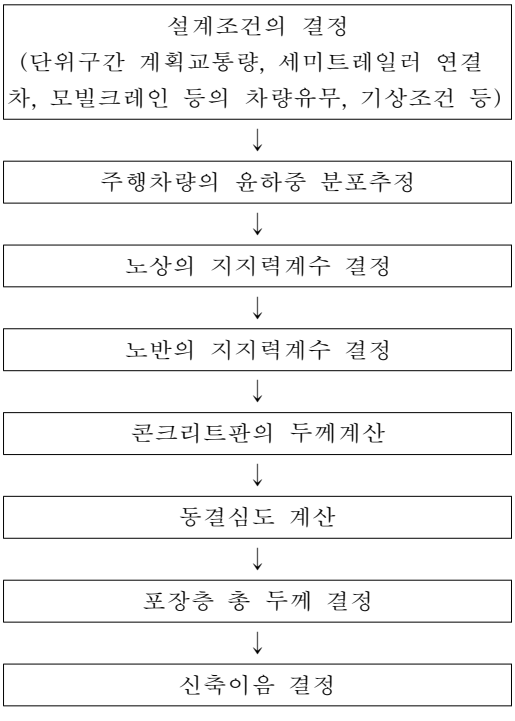
(1) 콘크리트 포장

「도로포장 설계・시공지침(건설교통부)」에 의한 콘크리트 포장구조의 설계방법은 1986년에 개정된 「AASHTO설계법」과 일본의「콘크리트 포장요강・설계법」을 적용한다. 콘크리트 포장요강 설계법에 의할 경우 노상지지력 평가는 지지력계수에 의하는 방법과 간이적으로 CBR에 의한 방법이 있으나, 콘크리트 슬래브에 발생하는 휨응력산정식이 지지력계수(K치)에 근거하고 있으므로 지지력계수에 의한 방법에 따른다.

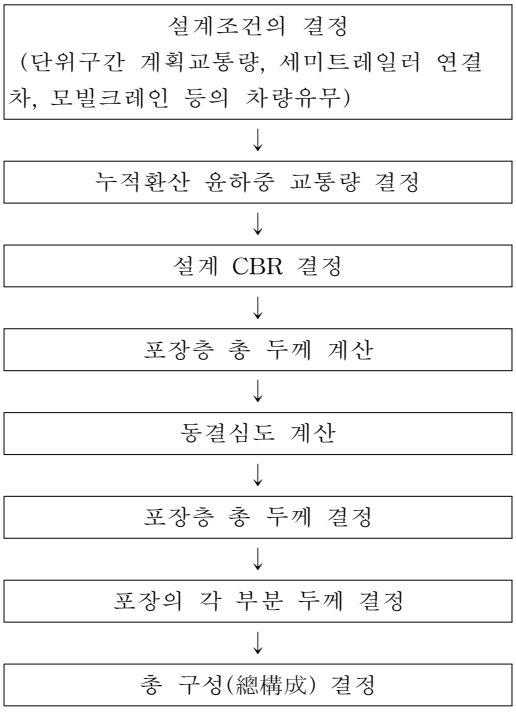
(2) 아스팔트 콘크리트 포장(아스팔트 포장)

「아스팔트 포장 설계・시공요령(1997. 한국도로교통협회)」에 의한 포장구조의 설계방법은 교통량 예측이 가능한 도로에서는「AASHTO설계방법(미국 주도로 교통공무원 협회 발행 1972년 "중간지침서"기준)」을 따라 모든 자동차의 축하중을 표준단축하중인 8.2톤 등가 단축하중으로 환산한 누가통과예상횟수를 구하여 설계에 적용하고, 단지 내 소로 등 교통량 예측이 어려운 곳에서는「T_A 설계방법(일본 도로협회발행 "아스팔트 포장요강"기준)」을 따라 누적 5톤 윤하중 환산교통량을 구하여 설계에 적용한다. 다만, 특수한 경우에는 다른 방법을 적용할 수 있다.

(3) 콘크리트 포장설계는 참고 그림 (1-2)에 나타낸 순서로, 아스팔트 포장설계는 참고 그림 (1-3)에 나타낸 순서로 수행한다.



참고 그림 (1-2) 콘크리트포장 설계순서



참고 그림 (1-3) 아스팔트포장 설계순서

(4)「도로포장 설계・시공지침」및「아스팔트포장 설계・시공요령」은 포장의 구조설계를 위한 교통량 결정방법으로 ① 대형자동차 교통량에 의한 방법 및 ② 주행차량의 윤하중에 의한 방법을 소개하고 있다.

① 대형자동차 교통량에 의한 방법이란 설계기간에 평균적인 대형차 교통량(대・일・방향)에 기초하는 방법으로 통상적인 도로포장에 일반적으로 쓰이고 있는 방법이다. 여기에는 대형자동차 교통량에 따라 설계교통량을 L교통(대형자동차 교통량 : 100대 미만), A교통(100대 이상 250대 미만), B교통(250대 이상 1,000대 미만), C교통(1,000대 이상 3,000대 미만), D교통(3,000대 이상)으로 구분하고 있다. 여기서 말하는 대형자동차란 보통화물자동차, 승합자동차, 특수자동차를 들 수 있다.

② 주행차량의 윤하중에 의한 방법이란 주행차량의 크기분포를 추정하고, 윤하중의 범위별 주행차량대수로부터 설계기간 중 누적 5톤 환산륜수(換算輪數)를 교통량의 변동률을 감안하여 구하는 방법이다. 어떤 윤하중 P_i의 교통량 N_i를 5톤 윤하중의 교통량 N_{i5}로 환산할 때는 식 참고 (1-2)로 표현할 수 있다. 소위「4승법칙」이 쓰여 진다.

$$N_{i5} = (P_i/5)^4 \times N_i \qquad \text{참고 (1-2)}$$

앞에 기술한 ①과 ②를 비교하면 ①의 편이 편리하기는 하나, 세미트레일러 연결차, 모빌크레인 등의 중차량 통행이 많을 것으로 예상되는 경우 등 필요한 경우에는 교통의 질도 고려할 수 있는 ②에 의한다.

1-2-9 표지 및 표시

(1) 임항교통시설에는 당해시설의 종류 및 이용 상태 등에 따라 적절한 표지 또는 표시를 설치한다.
(2) 표지 또는 표시의 양식은 항만이용자가 인식하기에 용이하게 하고, 또한 이용 상황을 감안하여 적절히 정한다.
(3) 표지 또는 표시는 항만이용자가 명확하게 인식하고, 교통 및 하역작업에 지장이 없는 장소에 설치한다.

[해 설]

(1) 배수시설, 교통안전시설 등 도로의 부속시설 설치는 다음에 따른다.

① 설치할 때는 항만 내에서 화물을 취급하는 작업에 지장이 없도록 한다.

② 도로에는 그 구조의 보전 또는 교통의 원활성을 확보하기 위하여 필요한 장소에 도로표지 및 구획선을 둘 필요가 있고, 본 설계기준에 규정하지 않은 사항은 도로표지에 관한 규정을 준용한다.

(2)「도로의 구조・시설에 관한 규칙」에서 도로의 부속시설 등은 안전하고 원활한 교통의 확보, 교통사고의 방지 등을 위하여 필요한 경우에 설치하는 것으로 되어 있고, 임항도로에 있어서도 시설의 필요성은 마찬가지이므로「도로의 구조・시설에 관한 규칙」에 따르는 것으로 한다. 그러나 화물을 취급하는 장소에 인접한 경우 등 제반 임항도로에서는 부속시설의 구조나 설치위치 등에 따라서 하역작업등 항만활동에 지장을 주는 경우도 있고, 또 야간작업을 시행하는 장소에는 조명시설의 밝기에 대하여 일반도로와는 다른 배려가 필요하기 때문에 이러한 경우에는 특별히 배려하도록 규정하였다.

(3) 표지 및 표시 등의 구체적인 시설사례는「도로안전시설 설치 및 관리지침. 건설교통부」를 참고할 것

1-3 주차장

1-3-1 일 반

항만의 주차장(임항교통시설로서의 주차장을 뜻한다. 이하 같음)은「주차장법」에 정해진 구조 및 설비의 기준에 따른다. 이외에 필요한 사항은 본 절에서 정하는 바에 따른다.

[해 설]

주차장의 정비나 구조 및 설비기준 등에 대해서는「주차장법」에 규정되어 있어 항만의 주차장도 이 기준에 따르기도 하고, 항만의 주차장에서 특별히 고려하여야 할 사항에 대해서는 별도로 정하기도 하였다. 주차장 법령에서 도로 외 주차장에 관한 구조 및 설비의 기준은 주차에 사용되는 부분의 면적이 500㎡ 이상이 주차장에 적용되나 이에 해당되지 않는 경우에도 가능한 한 이 규정에 준해서 주차장을 설치하는 것이 바람직하다.

1-3-2 규모 및 설치장소

(1) 주차장의 규모 및 설치장소는 항만에서의 교통발생상황, 주변도로의 정비 상황 등을 감안하고, 항만시설의 이용, 원활한 도로교통 등에 지장이 없도록 한다.
(2) 주차장은 도로밖에 설치한다. 다만, 지형상황 등 다른 사유에 의해서 부득이 노상을 이용할 경우의 주차장 규모 및 배치는 다음의 요건을 만족시켜야 한다.
① 항만과 내륙부의 간선도로 등을 연결하는 도로에는 설치하지 말 것
② 하역지역 및 헛간 등의 차량출입에 지장이 있는 장소에는 설치하지 말 것
③ 위험물을 취급하는 지구에 인접된 장소에는 설치하지 말 것. 다만, 지형상황 등 다른 사유로 부득이한 경우에는 그렇지 않아도 된다.
(3) 주차장내의 차도의 폭, 주차구획의 크기, 주차구획에 차량을 주차시키기 위한 후진, 방향 전환 등을 하여야 하는 차로의 폭 등은 당해 주차장 이용차량의 종류, 주차각도, 주차방식 등에 따라 적절히 설정한다.

[해 설]

(1) 자동차교통은 주행만이 아니고 주행 경로상에서의 정지, 목적지에서의 정지를 필요로 한다. 특히 항만에서의 교통은 발생집중교통이 중심이고, 목적지에서의 정지요소가 커서 주차장의 정비가 중요하다. 따라서 주차장 설치는 장래 도로의 이용 상황 등 필요한 사항을 고려하고, 항만활동에 수반하여 발생하는 주차요소에 적절히 대응하여야 하며, 주차장으로부터 발생, 집중하는 자동차교통이 항만의 원활한 교통소통을 방해하지 않도록 규모 및 설치장소를 검토하는 것이 중요하다.
(2) 노상주차장은 도로교통에 지장을 줄 위험이 큰 주차장이어서 주차장 법령에서는 노상주차장의 배치 및 규모의 기준에서 특별한 경우를 제외하고는 주요 간선가로에는 설치하지 않는 것으로 되어있다. 항만도로에 있어서는 출발시의 가속성능 등 주행성능이 떨어지는 대형자동차의 통행이 빈번하여 노상주차장의 설치가 도로교통에 미치는 영향정도가 현저하게 클 위험이 있다. 따라서 주차장은 도로밖에 설치하고, 항만과 배후의 간선도로를 연결하는 중요한 도로에 설치하는 것과 항만활동에 지장이 있을 위험이 있는 장소에 설치하는 것을 금하였다.

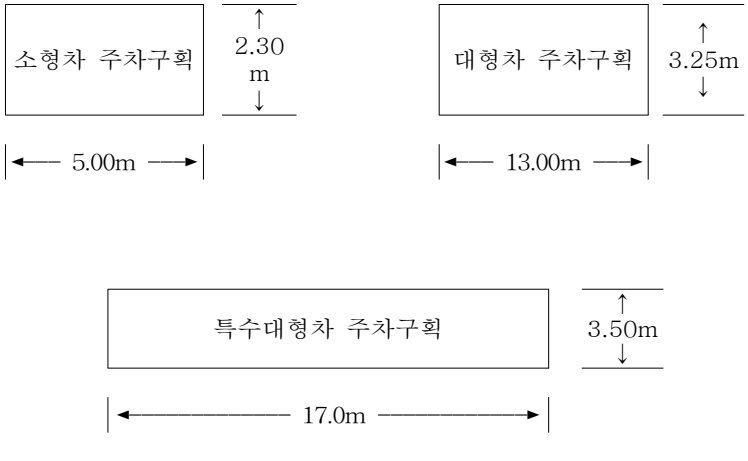
[참 고]

(1) 주차장의 설계 등 구체적인 방법은「주차장법 시행규칙」및「도로의 구조·시설에 관한 규칙」등을 참고할 수 있다.

(2) 주차방법별 특징과 대상자동차별 주차구획의 표준치는 각각 참고 표 (1-7)과 참고 그림 (1-4)를 참고할 수 있다.

참고 표 (1-7) 주차방식별 특징

각도와 방식	특 징
30° 전진주차	전진주차방법만 채용되고, 차도 폭은 작아도 되나, 차도연장방향으로 긴 주차 폭이 필요하며 1대당 주차소요면적은 최대이고, 출발할 때 후방시계가 다소 좁아진다.
45° 전진주차 후진주차 교차식주차	전진·후진주차방법에 같이 이용되나 전진주차방법이 주차가 용이하고, 교차식으로 하면 1대당 소요면적은 작으나, A형(참고 그림 (1-5)의 (c)참조)은 주차질서가 정연하지 않는 한 주차효율이 현저히 떨어질 우려가 있다.
60° 전진주차 후진주차	전진·후진주차방법에 같이 이용되며, 차량의 조종이 용이하고, 차도 폭은 크게 해야 하나 1대당 주차소요면적은 작다.
90° 전진주차 후진주차	전진·후진주차방법에 같이 이용되나 후진주차가 일반적이고, 1대당 주차소요면적은 작으나 승하차의 편리를 고려하면 주차구획의 폭을 0.25m 증가시키는 것이 바람직하다.



(주) "대형차"란 화물자동차, 버스, 특수자동차를, "특수대형차"란 semi-trailer 연결차를 말한다.

참고 그림 (1-4) 주차구획의 표준규격

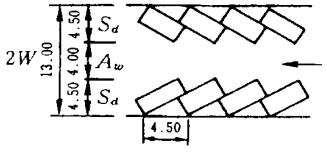
(3)「도로의 구조·시설에 관한 규칙」에 기술된 자동차 주차장제원의 표준치 및 주차구획의 배치방법은 세미트레일러 연결차를 대상으로 하는 특수대형차의 주차각도는 평행인 경우만이 표시되어 있다. 주차각도 30°, 45°, 60° 및 90°의 경우에 대해서도 같이 표시한 것이 각각 참고 표 (1-8), 참고 그림 (1-5), (a)~(b)이므로 이를 참고할 수 있다.

(4) 페리부두의 주차장은「제10편 2-5-3 주차장」에 기술되어 있다.

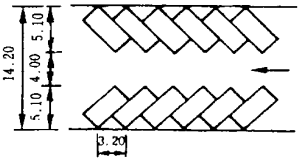
참고 표 (1-8) 자동차 주차장제원의 표준치

차 종	주차각도 (도)	주차방식	차로 폭 A_w(m) (상단A_{w1} 하단A_{w2})	도로에 직각방향의 주차 폭 S_d(m)	차로에 평행방향의 주차 폭 S_w(m)	단 위 주차 폭 W(m)	1대당 주차 소요면적 A(㎡)	참고 그림 (1.3.2)와의 대조기호
소형차	30	전진주차	4.00	4.50	4.50	6.50	29.3	(a)
	45	전진주차	4.00	5.10	3.20	7.10	22.8	(b)
	45교차	전진주차	4.00	4.30	3.20	6.30	20.2	① (c),(d)
	60	전진주차	5.00	5.45	2.60	7.95	20.7	(e)
	60	후진주차	4.50	5.45	2.60	7.70	20.0	(f)
	90	전진주차	9.50	5.00	2.25	9.75	21.9	(g)
	90	후진주차	6.00	5.00	2.25	8.00	18.0	(h)
대형차	30*	전진주차 전진출발	4.00 6.00	9.30	6.50	19.30	125.5	(i)
	45*	전진주차 전진출발	7.00 6.50	11.50	4.60	25.00	115.0	(j)
	60*	전진주차 전진출발	11.00 7.50	12.90	3.75	31.40	117.8	(k)
	90*	전진주차 전진출발	19.00 11.00	13.00	3.25	43.00	139.8	(l)
	평행	후진주차 전진출발	6.00	3.25	19.00	6.25	118.8	(m)
특수 대형차	30*	전진주차 전진출발	6.50 10.50	11.50	7.00	28.50	199.5	(n)
	45*	전진주차 전진출발	10.50 13.00	14.50	5.00	38.00	190.0	(o)
	60*	전진주차 전진출발	14.00 15.00	16.50	4.00	45.50	182.0	(p)
	90*	전진주차 전진출발	22.00 13.00	17.00	3.50	52.00	182.0	(q)
	평행	후진주차 전진출발	6.00	3.50	25.00	6.50	162.5	(r)

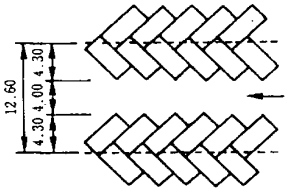
주) * 표는 주차구획이 주차방향에 1열만으로 설치된 경우의 값임



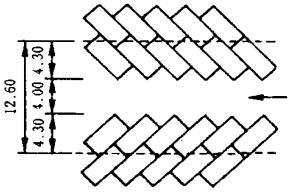
(a) 30° 전진주차(소형)



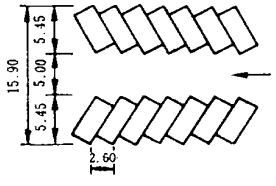
(b) 45° 전진주차(소형)



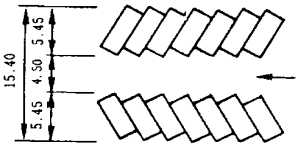
(c) 45° 교차전진주차A형(소형)



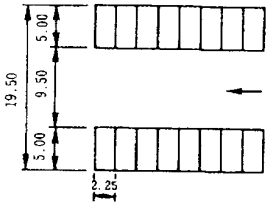
(d) 45° 교차전진주차B형(소형



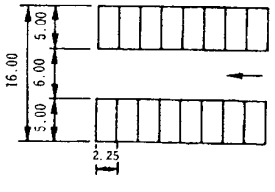
(e) 60° 전진주차(소형)



(f) 60° 후진주차(소형)

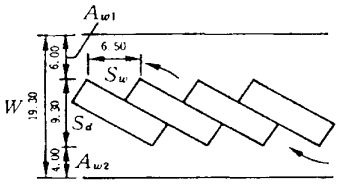


(g) 90° 전진주차(소형)

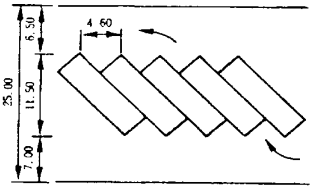


(h) 90° 후진주차(소형)

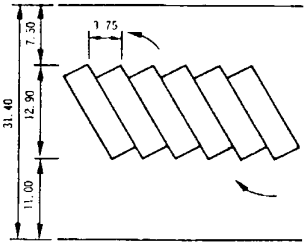
참고 그림 (1-5)(a) 주차구획의 배치



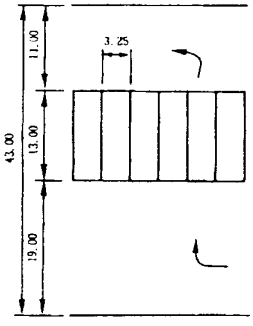
(i) 30° 주차(대형)



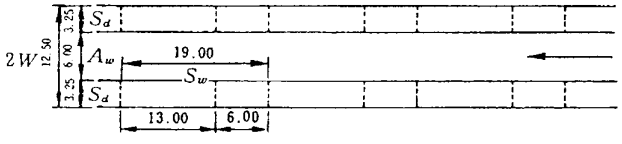
(j) 45° 주차(대형)



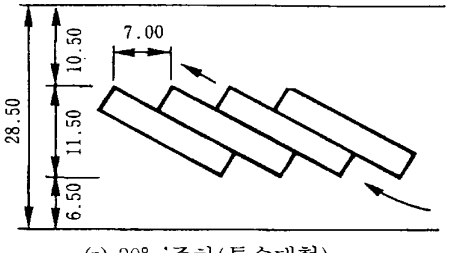
(k) 60° 주차(대형)



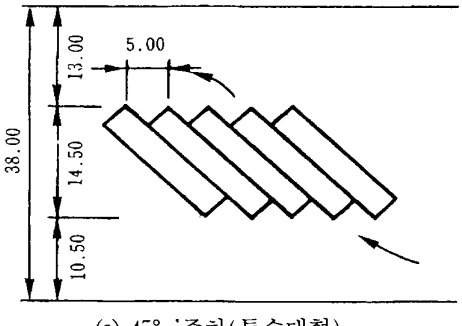
(l) 90° 주차(대형)



(m) 평행후진주차(대형)

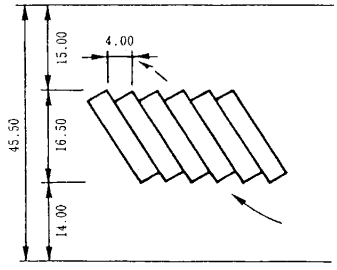


(n) 30° 주차(특수대형)

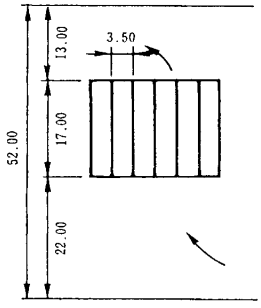


(o) 45° 주차(특수대형)

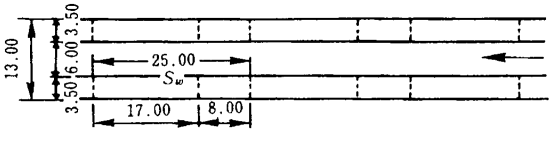
참고 그림 (1-5)(b) 주차구획의 배치



(p) 60° '주차(특수대형)



(q) 90° '주차(특수대형)



(r) 평행후진주차(특수대형)

참고 그림 (1-5)(c) 주차구획의 배치

1-4 철 도

항만의 철도는 그 구분에 따라「국유철도건설규칙」등 철도관련 법규에 의한다.

1-5 헬리포트

헬리포트는 항공관련 법규에 의한다.

1-6 터널

1-6-1 일반

임항교통시설로서의 터널구조세목은 다음에 의한다.

(1) 환기에 관하여 철도터널은 열차의 운행에 의하여 환기가 되기 때문에 환기설비를 별도로 설치하지 않을 수가 있다.

(2) 본 절은 임항도로용 침매터널에 적용한다. 다른 용도 또는 다른 형식의 터널에 대해서는 각각 관련 기준에 따라도 좋다.

[해 설]

(1) 임항교통시설인 터널은 용도에 따라 도로터널, 철도터널 등이 있다. 또 터널의 공법에 의한 분류에는 산악공법, 개착(開鑿)공법, 쉴드공법, 침매(沈埋)공법 등이 있고, 이중 본 절은 침매공법의 도로터널에 적용한다.

(2) 본 절에서 사용하는 용어는 다음과 같이 정의한다. 다만, 환기탑은 필요에 따라 설치하는 것으로 한다.

① 침매(沈埋)터널 : 침매터널부를 주요부분으로 하여 구성되는 터널 및 그 관련구조물을 총칭하는 것으로 침매터널부, 접속도로부 및 환기탑으로 구성된다.

② 터 널 부 : 침매터널부, 육상터널부 및 환기탑으로 구성된다.

③ 침매(沈埋)터널부 : 수저 또는 지하수면이하의 구조물로서 전체 또는 일부를 함체(函体)의 형태로 별도의 장소에서 제작한 후 물에 띄워 침설현장까지 예항(曳航)하고, 소정의 위치에 침하시켜 기설부분과 연결시킨 후 되메우기를 하여 완성시키는 터널부를 말한다.

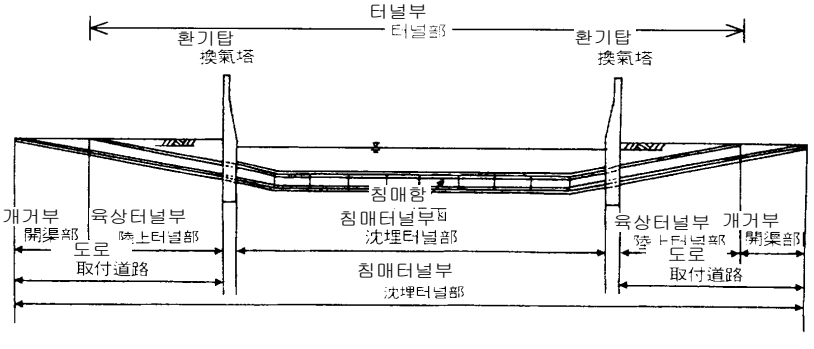
④ 접 속 도 로 : 육상터널부 및 개거(開渠)부로 구성된다.

⑤ 육상터널부 : 침매터널부에 접속하여 육상에서 시공하는 터널부를 말한다. 침매터널부와의 사이에 환기탑을 설치하는 일이 많다.

⑥ 개거부(開渠部) : 육상터널부에 접속하여 지상에 이를 때까지의 통상 반지하구조(구거형태)의 부분을 말한다.

⑦ 환기탑(換氣塔) : 침매터널부 및 육상터널부의 환기를 주목적으로 터널의 도중에 설치하는 수직항구조체를 말한다.

⑧ 침매함(沈埋函) : 침매터널부의 수저부분 및 굴착 시에 수면이하가 되는 부분으로서 예항, 침설작업에 지장이 없는 정도의 크기로 분할한 부분을 말하며, 그 element를 말하기도 한다.



해설 그림 (1-1) 침매터널의 각부 용어

[참 고]

(1) 본 절에서 규정하는 이외의 내용이나 세부사항에 대하여는 구조물이나 시설에 따라 다음의 국내·외 기준, 지침, 시방서 및 매뉴얼 등을 참고할 수 있다.
① 도로터널 기술기준
② 터널공사 표준시방서
③ 침매터널 기술매뉴얼(일본 연안개발기술연구센터, 2002)
④ 침매터널 요람(일본 토목학회 터널공학위원회 침매터널소위원회, 1971)
⑤ 최신터널공법 기재편람(최신터널공법 기재편람 편집위원회, 1988)
(2) 침매터널의 내진성 검토는「터널 내진설계의 방향과 기본과제(일본 토목학회 지진공학위원회·터널내진성 연구소위원회, 1998)」를 참고하는 것이 바람직하다.

1-6-2 계획·설계의 기본방침

침매구조의 터널(이하 "침매터널"이라함)의 위치, 선형 및 횡단면의 형상은 터널의 이용 상황, 터널을 시설하는 수역의 자연 상황 등에 따라 적절히 설정하여야 한다.

[해 설]

(1) 침매터널의 횡단면 결정시에는 자동차 교통량, 대형차의 혼입율, 보도의 필요성, 자전거도의 필요성, 공동구에 수용할 케이블 및 pipe류의 종류, 위험물 수송여부, 요금소의 유무, 장래 이용계획, 다른 도로와의 접속 등을 검토하고, 또 침매터널이 횡단하는 항로의 증심계획과 기타 시설계획에 대하여도 충분히 조사·검토하여야 한다. 침매터널은 완성 후 확폭 등의 기능 확장이 곤란하므로 장래의 이용계획에 대해서도 검토하여 두지 않으면 안 된다.
(2) 침매터널은 토목, 건축, 기계, 전기 등 제 분야의 기술이 종합되는 시설이므로 이의 설계에 있어서는 그 목적과 기능을 만족시키도록 전체적인 관점에서 신중히 검토하고, 단순히 각 분야에 대해서 뿐만 아니라 터널이 완성된 상태를 염두에 두고 종합적으로 유기적인 조화를 이루도록 설계하여야 한다.
(3) 보도, 자전거도로를 설치하는 경우에는 고령자, 신체장애자 등의 이용에도 충분히 배려하여 계획하지 않으면 안 된다.
(4) 사고나 재해시를 대비한 안전시설로는 필요에 따라 피난통로, 긴급전화 등을 설치하고, 화재시의 안전시설, 피난통로 등을 설치하며, 본체는 내화구조로 한다.
(5) 침매터널의 종단경사는 도로의 설계속도를 고려하되 그 소요경사보다 어느 정도 급하게 하는 것이 일반적으로는 공사비가 절감되나, 경사가 급해지면 자동차의 배기가스 중의 매연농도가 급증하여 환기설비비가 비싸지므로 이 점도 함께 검토하지 않으면 안 된다.

[참 고]

(1) 침매터널의 위치선정과 함께 평면 및 종단선형과 횡단면의 결정은 기왕의 시공사례를 참고로 하는 것이 좋다.
(2) 침매함의 구조에는 내화 피복재를 붙일 필요가 있다. 이 경우에는 내화 피복재의 두께를 터널단면의 내공치수 결정 시 고려하여야 한다.
(3) 항만관리자는 관련법에 의해서 휘발성 또는 가연성을 가지는 물건, 기타 위험물 적재차량의 침매터널 통행을 금지 또는 제한할 수 있다.

1-6-3 침설(沈設)깊이

(1) 침매함의 상부는 항행선박의 투·주묘(投·走錨)에 의한 앵커의 관입, 투·주묘의 발생빈도, 침매터널의 부력, 파랑 및 물의 흐름에 의한 세굴 등을 감안해서 침매함 구조의 안전이 확보될 수 있도록 침매함 상부를 적절한 재료로 필요한 두께만큼 피복한다.
(2) 침매함의 매설구역 및 그 주변에서 수심의 증심 등의 계획이 있는 경우에는 당해 계획을 감안해서 매설깊이를 적절히 설정하지 않으면 안 된다.

[참 고]

피복두께는 침매함 상부슬래브 보호 등의 목적으로 설치하는 콘크리트 피복층의 두께를 포함해서 1.5m 이상으로 하는 것이 바람직하다.

1-6-4 침매함의 구조 및 길이

침매함의 구조 및 길이는 발생 단면력, 시공성, 경제성, 제작장 등을 고려해서 결정한다.

[해 설]

(1) 침매함의 형식에는 강각식(綱殼式), 콘크리트식(철근 콘크리트식, 프리스트레스트 콘크리트식) 및 합성방식(hybrid)이 있고, 각각의 특징 등을 고려해서 가장 적절한 것을 선택하지 않으면 안 된다.
(2) 침매함의 길이는 내진계산 등에 의하여 산정되는 단면력, 이음부 구조, 제작장의 규모, 침설·이음 등의 시공, 이음을 포함한 경제성 등을 고려해서 정한다.

[참 고]

(1) 강각식은 먼저 강각을 만들고, 내부에 콘크리트를 타설하는 것으로 완성후의 외력에 대해서는 강각내부의 철근콘크리트가 감당하는 것으로 한다. 콘크리트식에서도 주변에 얇은 강판을 방호용, 방수용으로 사용하는 경우도 있는데 이런 면에서 양측의 구조형식에 본질적인 구분은 명료하지 않다. 합성방식은 강판과 콘크리트가 미끄러져 이탈하지 않도록 역학적으로 합성하고, 강판도 외력을 같이 감당한다고 보는 것이다.
(2) 강각식은 강재를 대량으로 필요로 하나 조선대에서 제작이 가능하고 별도의 드라이독을 필요로 하지 않는다. 한편, 콘크리트식은 강재는 적게 들지만 깊은 드라이독을 필요로 한다. 개별의 경우에 어느 쪽을 선택하느냐 하는 것은 제작 야드, 경제성 및 시공성 등을 고려하여 결정할 필요가 있다.
(3) 합성방식, 특히 강·콘크리트 샌드위치 구조방식의 침매함 설계 및 시공은「강·콘크리트 샌드위치구조 침매함의 설계와 고유동 콘크리트의 시공(일본연안개발기술연구센터, 1996.11)」을 참고할 수 있다.
(4) 침매함의 길이는 통상 100m전후로 하는 것이 많다.

1-6-5 환기탑

침매터널의 환기탑 구조검토는 설정된 외력 및 하중 등을 기초로 구조물 및 지반의 특성에 따라 적절한 방법으로 수행한다.

[해 설]

(1) 환기탑은 환기기계, 전기설비, 제어설비 등을 기능적으로 배치하고 효과적인 환기를 할 수 있도록 흡·배기구 및 침매터널 본체와의 연락닥트를 비치하는 구조로 하지 않으면 안 된다.

(2) 환기탑 내부는 수용하는 기기의 감시, 점검, 소수리 등을 지장 없이 수행할 수 있는 넓이로 하고, 특히 환기기계 등의 대형기계에 대해서는 반출·입이 용이하게 될 수 있는 구조로 할 필요가 있다

(3) 흡기구의 위치와 구조에 대하여는 배기구 또는 침매터널 갱구(坑口)로부터 배출되는 공기를 절대로 재 흡입하지 않도록 설계하여야 하고, 배기구의 위치는 배출된 공기의 착지농도가 허용범위 이하가 되도록 하여야 한다.

[참 고]

(1) 입갱(立坑)과 환기탑은 동일한 구조물로 하는 것이 일반적이나, 양자를 분리하는 사례도 있다.

(2) 환기탑은 환기기능을 가짐과 동시에 주변경관과의 조화도 고려하여 설계에 충분히 배려하는 것이 바람직하다.

1-6-6 접속도로

접속도로는 이용계획, 자연조건, 사회조건, 시공성, 경제성 등을 고려한 구조로 한다.

[해 설]

접속도로의 출입구 노면고는 다른 도로와의 접속, 부근 지반고와의 관계, 폭풍해일시의 해수 또는 하천수의 유입, 침매터널의 종단경사 등을 고려하여 정한다.

[참 고]

(1) 접속도로는 개거부와 육상터널부로 형성되며, 개거부의 구조형식에는 콘크리트 개거구조와 토공비탈면 마감 형식이 있으며 콘크리트 개거구조가 주로 채용된다. 또 육상터널부는 일반적으로 개착공법으로 건설된다.

(2) 개거부의 설계에 사용하는 하중은 자중, 활하중, 토압, 수압, 부력, 양압력, 지진력, 지반반력, 시공중 하중을 고려하되 현장여건에 따라 적절하게 선정하고, 특히 토압은 구조물과 흙의 상대적 거동에 따라 정지토압, 주동토압, 수동토압을 적절히 작용시킨다. 또한 침매함의 침설을 위한 터파기 굴착 시는 굴착지반의 rebound 등에 의한 흙의 부풀음(bulking) 변화에 유의할 필요가 있다.

(3) 개거부의 L형 옹벽 등 구조물의 설계는 제5편 제2장 “L형 블록” 및 제8편 제3장 “중력식 안벽” 조항에서 정하는 바에 따르고, U형구조의 경우에는 하중에 대한 응력계산과 구조물 전체의 부상(浮上)에 대한 검토를 하여야 한다. 부상에 대한 안전율은 이상시 고조위에 대하여 1.0~1.1 정도, 평균고조위에 대하여는 1.3 정도를 기준하여 예가 많다.

(4) 육상터널부의 설계는 다음 항목에 대하여 검토한다.
① 평상시 및 지진시의 응력에 대한 검토
② 부상에 대한 안전의 검토
③ 지지력, 침하의 검토
④ 방수에 대한 검토
⑤ 되메우기 재료에 대한 검토

1-6-7 침매터널부의 안정계산

침매터널부 구조의 안정검토는 침매터널의 축에 직각방향에 대해서 검토한다.

[해 설]

침매터널부는 축방향 길이가 상당히 길게 되므로 축직각 방향의 검토만이 아니라 축방향의 검토도 하지 않으면 안 된다. 이때 고려하여야 할 사항은 다음과 같다.
(1) 자 중
(2) 활하중
(3) 토압(정지토압)
(4) 수 압
(5) 부력 및 양압력(피압지하수가 있는 경우)
(6) 지반반력
(7) 지반침하의 영향
(8) 온도변화의 영향
(9) 시공 중의 하중
(10) 콘크리트의 creep 및 건조수축의 영향
(11) prestress에 의한 하중
(12) 지진의 영향(변위, 관성력, 토압, 동수압)
(13) 기타(지진해일, 투·주묘(投·走錨), 침몰선박 등)

[참 고]

(1) 침매터널 축직각방향의 계산에는 침매터널 본체를 라멘구조로 취급하여 산정해도 좋다.
(2) 침매터널 축방향에 대하여는 지반을 spring으로 한 탄성지상(彈性支床)위의 보로 보고, 지진동, 온도변화, 지반침하의 영향을 검토하고, 가소성 joint를 설치하는 경우에 대하여도 이들 영향을 검토하여야 한다.
(3) 침매터널의 기초는 침매터널 위의 흙 등의 중량도 포함한 총 중량에 대한 지지력을 갖는지 여부와 침하에 대하여도 검토하여야 한다. 이 경우 표층지반의 압밀침하나 부등침하 시에는 굴착 시 하중감소에 의한 흙의 rebound 영향을 고려할 필요가 있다.
(4) 지진동은 침매터널의 모든 방향으로부터 전달될 가능성이 있으나, 설계상 휨모멘트 및 전단력이 최대가 되는 침매터널 축직각방향 및 축력이 최대가 되는 침매터널 축방향의 2개 방향의 검토를 수행한다.
(5) 침매터널은 연약지반상에도 설치할 수는 있으나, 이 경우에는 주변지반이 지진 시에 sliding의 발생여부를 확인하여야 하고, 주변이 느슨하게 채워진 포화사질토인 경우에는 액상화에 대한 검토가 필요하다.

(6) 매립재는 침하나 떠오름(부상)에 대한 안전율, 지진시의 액상화, 항로수심 등의 확보를 위한 유지준설 등의 관점에서 적절한 재료와 재질을 선정할 필요가 있다.
(7) 침매터널은 수저구조물이며, 더구나 연약한 지반 중에 설치되는 일이 많기 때문에 균열 또는 접합부 등으로부터 누수에 의하여 그 기능을 잃는 일이 없도록 충분히 검토하지 않으면 안 된다.
(8) 침매터널에서 내진설계가 특히 유의된 예로서 제외국에서는 디-즈 아일랜드 터널, 미국의 BART(bay area rapid transit)터널이 있고, 일본에서의 오사카항 해저터널, 니이가타항 터널 등이 있다.

1-6-8 침매함의 설계

침매함은 필요에 따라 다음에 열거하는 사항을 감안하여 안전한 구조로 한다.
(1) 수밀성
(2) 콘크리트의 균열
(3) 예항시의 안정과 침설과정에서의 하중

[해 설]

침매함 구조의 안전성을 확보하기 위해서는 다음에 열거하는 항목에 대하여도 검토하여야 한다.
(1) 완성 시 및 시공 시에 작용하는 하중
(2) 시공성
(3) 침설후의 부력에 의한 함체의 부상
(4) 환기, 방재 등의 기능
(5) 병설되는 기능

[참 고]

(1) 콘크리트의 균열발생을 절대 없도록 하는 설계와 시공상의 배려는 당연히 필요하나, 더 확실한 수밀성을 확보하기 위하여 함체외주에 방수피막을 설치하는 것이 바람직하다.
(2) 방수피막의 재료로는 강판, 합성고무(butyl계), 아스팔트가 많이 사용되고 있으나 일본에서의 최근 사례를 보면 하부상판(하상판) 저면 및 측벽외면에는 강판을, 상부상판(상상판) 상면에는 합성고무 또는 강판을 사용하는 예가 많다. 또한 방수피막을 관통하는 앵커볼트 외주면의 방수처리는 특히 신중히 할 필요가 있다.
(3) 외주면의 강판에는 전단연결재(shear connector)를 배치하여 함체콘크리트와 일체화 시키고, 필요에 따라서는 보강재를 사용하여 가설시의 강도와 안전성을 확보할 필요가 있다. 강각에는 전기방식공을 시행한다.
(4) 상부상판 상면의 방수피막은 시공 중에 특히 손상을 받기 쉬우므로 방수피막위에 콘크리트 보호층을 두는 것이 바람직하다.
(5) 병설기능에는 상수도, 전력케이블 등이 있다.

1-6-9 접합부 이음

침매터널의 접합부 이음은「제2편 제10장 지진 및 지진력」에 규정하는 지진동 작용 시에 발생하는 응력에 대하여 안전한 구조로 하지 않으면 안 된다.

[해 설]

침매터널의 접합부 위치, 구조형식은 보통 시공 과정에서 함체제작장의 규모, dry work를 위한 수로의 변경, 작업기계의 규모 및 완성후의 기반이나 기초의 부등침하, 온도변화의 영향 등을 고려하여 결정한다. 그러나 접합부의 위치 및 구조는 침매터널의 내진성을 검토하는 데도 중요한 요소가 되므로 이들을 결정하는 데는 내진성에 대해서도 충분한 검토가 필요하다.

[참 고]

(1) 침매함과 환기탑간의 접합이음부도 침매함과 침매함 간의 접합이음과 마찬가지로 충분히 검토한다.

(2) 접합부의 구조형상을 대별하면 지진시의 변형과 비틂에 충분히 견디도록 함체의 단면과 동등이상의 강성(stiffness) 및 강도(strength)를 갖는 연속구조와 지진시의 변형 등을 흡수할 수 있는 가소성 구조가 있다. 지진이 크고 구조적으로 불연속인 개소 등에서는 가요성 구조를 사용하는 경우가 많으나, 이때 부등침하 등에 의한 영구변형이 큰 경우에는 부등침하를 미연에 방지하는 등 접합부에서의 온도변화나 동적인 변형을 흡수하는 능력 및 지수성을 확보할 수 있도록 하여야 한다.

(3) 침매함 상호간을 수중 접합시키고 1차 지수를 하기 위한 접합방식으로는 수압이용 접합방식과 수중콘크리트 방식이 일반적이나 최근에는 최종 접합부를 제외하고는 수압이용 접합방식을 많이 적용하고 있다.

(4) 최후에 침설하는 개소의 접합방법은 dry work 방식, 수중콘크리트 방식, 지수 panel 방식 terminal block 방식 및 V(쐐기)형 block 방식 등이 제안되어 있고, 위치, 구조, 시공방법, 작업성 및 안전성 등을 고려하여 적절히 결정한다.

1-6-10 관리시설

침매터널에는 필요에 따라 다음에 열거하는 설비를 갖추어야 한다.

(1) 환기성비
(2) 비상용설비
(3) 조명설비
(4) 전력설비
(5) 보안・계측설비
(6) 감시, 제어설비
(7) 배수설비

[해 설]

(1) 환기설비

침매터널에는 통행자동차의 배출가스가 터널 내 공기에 미치는 악영향을 허용범위 이내로 억제하기 위하여 환기가 필요 불가결하다. 연장이 짧은 침매터널에서는 자연환기만으로 충분한 경우도 있으나, 임항도로에 있는 침매터널에는 환기설비를 설치하여야 한다.

(2) 비상용 설비

도로터널 내에서 화재 기타 사고가 발생한 경우 사고발생 상황을 신속하게 터널관리소 등에 통보하고 응급처치를 하지 않으면 2차적인 재해를 발생시킬 위험이 있다. 특히 화재가 발생하는 경우 터널내부는 한정된 공간의 특수 환경이어서 뒤따라오는 자동차에 까지 화재가 확대되어 커다란 재해로 번질 수 있기 때문에 화재 등의 사고에 대비하여 터널 내에는 다음과 같은 각종 비상용 설비를 필요에 따라 설치한다.

① 통보장치 : push button식 통보장치, 비상전화, 자동통보장치
② 비상경보장치 : 경보표시판, 점멸등・경고등, 경보음 발생장치
③ 소화설비 : 소화기, 소화전, 터널 내 물 분무설비
④ 기타설비 : 연기배출설비, 피난설비(비상구, 피난용 통로), 유도설비, 감시용 TV, duct 냉각설비, radio 재방송 설비, 확송 방송설비, 무선직신보조설비, 비상용 전원설비

(3) 조명설비

임항도로중의 침매터널 조명설비에 대한 설계는 도로터널 조명설비에 준하여 '한국산업표준 KS A 3703 및 국토교통부의 '도로터널조명시설의 설계기준'에 정한 바에 만족하여야 하고, 터널연장, 선형, 야외밝기, 자동차의 설계속도, 교통량 등을 고려하여 터널전반에 걸친 기본조명과 터널출입구 및 접속도로부의 완화조명으로 구분하여 설계한다.

(4) 전력시설

터널관리용 시설에 필요한 전력공급을 위하여 수배전 설비를 설치하고 필요에 따라서는 비상용 전원으로서 자가발전설비, 직류전원 및 무정전 설비를 설치한다.

(5) 보안・계측설비

터널본체의 안전성 및 터널부대설비의 원활한 운용을 도모하기 위하여 필요에 따라 보안・계측설비를 설치한다. 보안설비는 지진, 침수, 누수 등 자연재해에 의한 안전확보를 위한 설비이고, 계측설비는 터널내의 교통, 환기상태의 점검 및 각종 부대설비의 원활한 운용을 위한 측정설비이다.

(6) 감시・제어 설비

침매터널 및 접속도로에 설치된 제반시설의 관리를 위하여 관제소에서 원격감시 및 제어할 수 있는 설비를 설치한다.

(7) 배수설비

일반적으로 침매터널은 산악부의 터널과는 달리 오목한 종단선형을 이루기 때문에 터널 내에 유입하는 우수, 비상용 설비의 방수, 터널내의 청소, 누수, 침수 등에 대비하여 강제배수시설을 설치한다.

1-7 해상 교량

1-7-1 일 반

도로교의 설계에는「도로교설계기준」, 철도교는「철도설계기준(노반편)」에 의하는 외에 본 절에서 규정하는 바에 따른다. 바다, 강, 하천 등 선박이 통항할 수 있는 가항수역(navigable water) 내에 건설되는 어떠한 해상교량의 경우에도 선박의 안전 통항(safety navigation)을 방해하거나 항만 운영에 지장을 초래하지 않도록 설계되어야 한다.

1-7-2 설계고려사항

(1) 해상 교량이 항로, 박지 등 수역시설의 상공을 횡단하는 경우에는 다음에 열거하는 요건을 만족시켜야 한다.
① 해상 교량의 보는 당해 수역시설을 이용하는 선박의 안전을 위하여 약최고고조면상 적절한 높이로 가설할 것
② 교각 및 보 등에 선박이 충돌하는 것을 방지하기 위하여 필요한 경우에는 표지 또는 표시등을 설치할 것
(2) 해상 교량이 계류시설, 하역시설 등의 상공을 횡단하는 경우에는 다음에 열거하는 요건을 만족시켜야 한다.
① 계류시설, 하역시설 등의 안전 또는 원활한 이용에 지장이 없도록 교각의 위치 및 보의 설치높이를 적절히 설정할 것
② 교각, 보 등에 하역기계, 차량 등이 접촉하는 것을 방지하기 위하여 필요한 경우에는 적절한 표지 또는 표시를 설치할 것

[해 설]

(1) 해상 교량의 수면상 높이를 표시하는 기준은 「약최고고조위(approximately highest high water)」을 채용하는 것으로 한다.
(2) 해상교량 하부의 항로 폭은 향후 선박의 대형화 및 전용화, 교행통항 가능성 확보, 교각과의 심리적 이격거리 등을 고려하여 선박 길이의 2.5L 이상이 되도록 설계한다. 단, 설계 대상선박의 교행 통항 가능성이 현저히 작은 경우에는, 이를 고려하여 적절한 폭으로 설계할 수 있다.
(3) 해상교량 하부의 소형 선박의 통항, 비상해역으로 활용될 수 있도록 항로 폭 끝단에서 교각 또는 충돌방지공까지의 적정한 가항수역을 확보하는 것이 바람직하다.
(4) 해상교량 전후에 부두시설이 있을 경우 교각이 접안시설로 접근하고자 하는 선박의 통항에 지장을 주지 않도록 부두로부터 교각까지는 부두 이용 대상선박 길이의 최소 2배 이상의 거리를 확보하여 배치하는 것이 바람직하다.
(5) 해상교량의 교각은 항로와 가능한 직각이 되도록 설치하고, 해상교량 전후 수역에서의 항로의 직선거리가 최대가 되도록 설계해야 하며, 가급적 선박길이의 8배 이상의 직선거리를 확보하는 것이 바람직하다.
(6) 해상교량으로 발생하는 레이더 영상의 왜곡으로 인한 영향을 최소화하는 구조 설비, 레이더 차폐구역에 대한 장비 설치, 해상교통관제 장비의 확충 등을 검토해야 한다.
(7) 해상교량의 표지는 항로표지법이 정하는 바에 따른다.

(8) 항만의 지리적인 특성, 선박 통항 실태, 기타 제한 사항 등으로 위의 조건이 만족하지 않을 경우에는 선박운항자, 도선사(導船士, pilot), 해상교통안전진단사 등의 의견을 충분히 청취하여, 필요시 선박조종시뮬레이션을 수행하여 반영한다.

[참 고]

(1) 해상 교량을 설계하는 지역에 장래 이용계획이 수립되어 있는 경우에는 당해 지역의 장래 이용상황을 고려할 필요가 있고, 해상교량의 경우 항만기본계획의 반영 및 향후 교량을 통과할 것으로 예측 가능한 선박에 대한 충분한 검토를 수행해야 한다.

(2) 선박이 항행하는 수로를 횡단하는 교량을 설계하는 경우의 클리어런스(clearance)를 결정하는 데는 다음 사항들을 고려하여야 한다.

① 통과선박의 최대 마스트(mast)높이

② 조석

③ 선박의 트림(trim) 및 선체 동요량

④ 파고

⑤ 교량의 처짐

⑥ 기압 및 폭풍해일고, 홍수위 등에 따른 해면상승

⑦ 조선자(操船者)의 심리적 영향

약최고고조면에서의 클리어런스는 통과선박의 최대 마스트높이(경하(輕荷)상태의 공선시(空船時) 수면에서부터 선박의 최상부까지의 높이)에 앞서와 같은 요소를 고려한 여유높이(일반적으로 2m 이상)를 더한 값으로 정한다. 하구부의 경우에는 계획고수위에 대해서도 충분히 유의하여야 한다. 선박의 마스트높이는 선박의 종류, 선형 등에 따라 크게 다르기 때문에 입항선박의 마스트높이 실태 및 금후 입항선박의 동향을 조사하여 적절한 마스트높이를 결정할 필요가 있다.

고압 송전선과의 클리어런스를 결정하는 경우는 방전을 방지하기 위하여 선박의 마스트높이보다 한층 더 충분한 여유를 확보할 필요가 있다.

공항근방에 교량을 계획하는 경우에는「항공법」에 의한 제한높이에 대해서도 충분히 검토하여야 한다.

(3) 교량설계에 경관을 고려하는 경우에는 당해 항만의 지형이나 주요한 구조물 등의 경관적인 특징을 충분히 고려한다.

(4) 케이블 교량과 같은 장대 교량은 그 규모가 크게 되면 바람조건에 따라 갤로핑(galloping)진동이나, 차량의 운행에 지장을 줄 정도의 휨처짐, 한정진동 등의 내풍(耐風) 안전상의 문제가 발생할 수 있으므로 충분히 검토하여야 한다.

1-7-3 내구성의 확보

(1) 교량이 가설되는 지역의 자연 상황에 따라 적절한 교량구조와 구조재료를 선정한다.

(2) 강교는 강재의 부식발생을 저지 또는 억제하기 위하여 필요에 따라 도장 등의 방식조치를 강구하여야 한다.

(3) 콘크리트교량은 상부공 및 하부공의 염해에 의한 열화를 방지하기 위하여 필요에 따라 다음에 열거하는 대책을 강구하여야 한다.

① 소정의 철근피복을 확보할 것

② 철근콘크리트표면의 균열 폭이 적게 되도록 할 것

③ 특히 열악한 환경에 노출되어 있거나 유지관리가 곤란한 경우에는 다음 대책을 강구한다.

가. 철근콘크리트에 표면처리를 시행할 것

나. 철근 및 PC강재의 방식공을 시행할 것

[해 설]

임해부의 교량은 일반적으로 사용기간 중에 해풍이나 해수의 비산에 의해 염분이 교량구조체의 표면에 부착하게 되어 내륙부의 교량에 비하여 강교에서는 강재가 부식되기 쉽고, 콘크리트교에서는 시간이 경과함에 따라 염분이 콘크리트 내부로 침입하여 내부의 강재가 부식하고, 그 녹(金靑)에 의한 강재의 체적팽창으로 콘크리트에 균열이 발생함으로서 박리현상을 유발시키는 경우가 있다. 박리현상이 발생되면 강재의 부식이 촉진되어 내하력이나 피로강도의 감소로 이어진다. PC강재는 항상 높은 인장응력을 받는 상태로 사용되고 있기 때문에 부식의 영향이 특히 크다. 또한 장기간 해수의 작용으로 콘크리트의 황산염반응 등에 의해서 콘크리트자신이 열화할 가능성은 내륙부의 교량보다 크다고 한다.
이와 같은 사유로 항만에 건설되는 교량은 강판이나 철근, PC강재 등을 부식으로부터 방호하기 위하여 콘크리트자신의 열화대책 등을 강구하여 내구성을 확보하는 것이 극히 중요한 일이다.

[참 고]

(1) 근년에 와서 새로운 도장시스템이 개발되어 있으나, 임해부에서는 강교를 녹으로부터 지키기 위하여 내륙부 교량을 훨씬 상회하는 신뢰성과 내구성 있는 도장을 시행할 필요가 있다. 항만에 가설되는 교량은 그 항만의 상징시설물이 되는 경우가 많으므로 미관성도 배려하여야 한다. 도장계의 선정 시에는 초기투자의 규모만이 아니고, 장래 재도장 등의 유지관리비도 고려해서 합리적인 도장계를 선정하지 않으면 안 된다.

일반적인 도장 대신 강재표면을 밀실한 산화피막으로 피복함으로써 강재의 유해한 부식을 방지한다는 내후성강을 사용하면 내륙부의 교량 등에서는 효과가 있다고 말한다. 그러나 날아오는 염분의 영향을 받는 해양환경 하에서도 산화피막의 형성에 십 수 년이 걸리는 내후성강이 반드시 충분한 효과를 기대할 수 있는가하는 의문이 있으므로 적용여부는 충분히 검토할 필요가 있다. 내후성강의 새로운 기술로는 안정화 촉진처리제에 의해서 단기간 내에 산화피막을 형성시키는 방법이 개발되어 일부 도로교에 실용화되고 있다. 기타 내후성을 갖는 강재로는 내해수성에 뛰어난 원소를 첨가한 내해수강이 있으나, 합금원소의 효과정도는 환경의 부식구분이나 합금원소의 조합방법 및 첨가량에 의해서 변하고, 변화하는 정도는 내륙지역의 대기환경조건에서 보다 크기 때문에 사용목적에 따라 적절한 합금강을 쓸 필요가 있다. 또한 강재의 표면에 내식성이 뛰어난 금속 또는 합금으로 도금하거나 금속용사 등으로 내식성 피복을 형성하는 방법이 있고, 용융아연도금, 아연·알미늄용사는 해양구조물에도 사용되고 있다. 한편 강재의 표면에 부식억제제(inhibitor)를 첨가하여 부동태 피막 또는 난용성 화합물의 피막을 형상하거나, 화학·물리적 흡착에 의해서 부식을 억제하는 방법이 있으나, 일반적으로 항만구조물의 방식에는 적용되지 않는다.
이제까지 항만과 함께 다른 분야에서 강교도장의 실태조사로부터 해풍이나 해수의 영향을 받는 가혹한 환경조건하에서 도장으로 중장기적인 내구성을 기대하기 위해서는 전처리를 한 후 초벌바르기에 zinc-rich primer, 재벌바르기에 epoxy수지나 염화고무계 도료, 정벌바르기에는 염화고무계나 poly-urethane 수지 또는 불소수지를 사용하는 것이 효과적이라고 한다. 다만, 불소수지계 도료는 열적, 화학적으로도 안정한 외에 내후성이 극히 우수하다고 말하고 있으나, 시공시의 온도, 습도, 도장간격 등의 조건에 의해서 도장의 품질이 크게 좌우되므로 신중히 시공할 필요가 있다.

(2) 콘크리트교를 염해로부터 보호하여 내후성을 확보하기 위해서는 다음 사항을 배려하는 것이 중요하다.

① 콘크리트교량의 염해에 의한 손상은 일반적으로 강상판교나 box거더에 비하여 T형보 또는 I형보 교량에 더 많이 발생하고, 또 구조의 각 부분 중 보의 아래 프렌지 오목부에 더 많은 손상이 발생한다. 이것은 오목부가 콘크리트의치기, 다짐 등 시공상의 약점이 되기 쉽다는 것과 오목부는 수평·연직의 2방향으로부터 염분이 침투하여 다른 부분보다 염분의 침투비율이 크게 되는 등의 이유 때문인 것으로 생각된다.

따라서 염해를 받기 어려운 구조로 하기 위해서는 콘크리트 치기 및 다짐이 용이한 구조로 함과 동시에 되도록 오목부를 적게 하여 염분의 부착면적을 적게 하거나, 교량부근에서의 해수의 비산이 가급적 적게 되도록 하는 등의 배려를 할 필요가 있다.

② 철근피복은 콘크리트표면으로부터 침입하는 염분, 산소, 수분 등을 차폐하는 기능을 가지고 있어 피복이 두꺼울수록 철근의 부식진행이 늦어진다. 강재의 피복은 참고 표 (1-9)에 나타내는 값 이상으로 한다.

참고 표 (1-9) 강재의 최소콘크리트 피복

(단위 : ㎝)

상 부 공			하 부 공
상판(床版)하면 지복(地覆) 난간	보		기 둥
	프리텐션방식에 의한 프리캐스트 PSC보	좌란 이외의 보	
5.0	5.0	7.0	7.0

참고 표 (1-9)는 이제까지의 조사결과를 종합적으로 평가하여 정한 것으로 콘크리트부재내의 배치된 주철근, 스터럽, 조립용철근, PC강재, 쉬스 및 정착구를 위시하여 시공용 보조강재를 대상으로 한 것이다.

프리텐션 방식의 프리캐스트 PSC보는 공장에서 제작되기 때문에 충분한 시공관리를 기대할 수 있고, 또 적은 물·시멘트비의 콘크리트가 사용되고 있으므로 다른 경우보다 철근 피복을 적게 하여도 좋다.

③ 일반적으로 콘크리트표면의 균열 폭이 적을수록 내부철근의 부식이 어렵고, 또 녹(金靑)이 발생하는 때까지의 시간이 길게 된다. 균열발생 원인으로는 다음 같은 요인을 들 수 있고 이들에 대한 대책도 강구되어야 한다.

가. 재료에 관한 것
나. 시공에 관한 것
다. 사용 환경조건에 관한 것
라. 구조·외력에 관한 것

가. 나. 의 재료 및 시공에 기인하는 균열은 시멘트의 수화열에 기인하는 온도 균열 등이 있어 신중한 재료선정과 시공이 필요하고, 발생 후의 보수도 필요하다.

외력에 의한 균열은「제3편 3-2 강도설계법에 의한 설계기준」에 기술된 방법으로 검토한다.

④ 특히 가혹한 환경조건하에 놓여있거나, 유지관리가 특히 곤란한 구조물은 앞에 기술한 방법이외에 콘크리트 표면처리, 철근자체의 방식대책을 추가로 시행함으로서 양호한 내구성을 얻을 수 있는 경우가 많다.

가. 콘크리트 표면처리

콘크리트의 표면을 보호하여 콘크리트 속으로 염화물이온 등이 침입하는 것을 방지하는 방법으로 표면도장, 함침도장, 모르타르 피복 및 영구거푸집(방식거푸집)을 쓰는 방법이 있다. 이들 중에서 표면도장이 가장 많은 실적을 가지고 있다.

표면도장에는 에폭시수지, 폴리우레탄 수지, 비닐에스터 수지 등의 여러 가지 수지가 쓰여 진다. 대부분의 표면도장계에는 전처리, 초벌바르기, 재벌바르기, 정벌바르기의 공정으로 이루어지고, 전처리는 콘크리트와의 부착성능, 재벌바르기는 차수성능 및 차염성능, 정벌바르기는 내후성 및 내구성이 요구되고 있다. 도장계의 선택은 기대되는 내구성, 경제성, 경관면에서의 요청 등을 종합적으로 감안하는 것이 필요하다.

나. 철근 자체의 방식

사용기간 중에 외부로부터 공급되는 염분 등이 콘크리트 속으로 침투하여 철근까지 도달하여 철근근방에 어느 정도 축적되면 철근의 부식이 시작된다. 이런 상태에서도 부식발생을 방지하거나 그 시기를 지연시키는 방법으로는 방식철근의 사용, 전기방식의 적용 등이 고려되는데 방식철근 중에서는 철근의 효과가 확인되어 있고 시공실적도 많으나 에폭시수지도장 철근과 콘크리트와의 부착력이 저하되는 점을 고려할 필요가 있다.

이외에 철근(PC강재를 포함)의 방식방법으로 전기방식의 적용성검토가 진행되고 있다. 콘크리트 중에 있는 강재의 전기방식은 콘크리트표면의 양극에서 콘크리트중의 강재(음극)를 향하여 직류전류를 흘리고, 강재를 방식에 필요한 만큼 분극시킴으로서 달성할 수 있다. 콘크리트의 전기방식은 북미지역에서는 융설제(融雪劑)에 의한 도로의 콘크리트포장 슬래브 등의 철근방식 방법으로 널리 인정되어 있고, 일본에서는 시험공사 등을 통해서 점차 기술이 축적되어가고 있는 단계에 있다.

PC강재의 염해대책으로는 플라스틱제, 폴리에티렌제 쉬스가 있고, 플라스틱제 쉬스는 구미지역에서는 이미 실용화되어 있고, 일본에서는 실용화가 검토되고 있는 단계에 있다.

1-7-4 방충공(防衝工)

교각은 필요에 따라 방충공을 설치하여 선박충돌시의 충격력을 완화시키고, 교각을 보호함과 동시에 충돌선박의 손상도 경감시킬 수 있도록 한다. 또한 방충공은 그 기능을 양호한 상태로 유지하기 위해서 구조양식 등에 따라 적절한 유지관리를 할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 교각의 방충공은 통항 선박의 충돌 시 충돌력을 완화하고 교각을 방호함과 아울러 충돌선박의 손상을 경감할 목적으로 설치한다. 과거의 예로 보면 선박이 무동력상태로 흘러 떠내려가다가 교량에 충돌하여 교각과 상부공까지 재해를 입힌 예가 있어 상부공에도 방충공을 설치하는 사례가 있다.

(2) 교각의 방충공 설계는 다음 설계조건에 기초하여 선박 충돌 시에도 충분한 가능을 유지함과 동시에 파랑, 조류 등의 자연력에 대하여도 충분한 기능을 갖도록 설계하여야 한다.

① 대상선박 : 교량이 건설되는 해역에서의 통항선박조사에 의하여 선종별로 최대 선형과 필요에 따라서는 충돌시의 손상을 경감시킬 소형선의 선형도 결정

② 충돌속도 : 선박의 통항상황이나 수로의 유황 등에 따라 선종, 선형별로 항행속도 또는 표류속도에 의한 충돌속도를 결정

③ 충돌형태 : 교각주변에서의 선박의 항행상황에 따라 선종, 선형별로 선수충돌 또는 선측충돌의 충돌형태를 결정

④ 선박 및 방충공의 허용변위량

(3) 선박의 충돌에너지는 선수충돌 및 선측충돌에 대하여 각각 다음과 같이 흡수되는 것으로 하여 방충공의 설계를 시행한다.

① 선수충돌의 경우는 방충공의 변위 및 선수부의 압괴변위에 의한 에너지의 합으로 흡수한다. 단, 소형선은 압괴변위를 고려하지 않는다.

② 선측충돌의 경우 방충공의 변위에 의한 에너지로 흡수한다.

가. 충돌선박의 운동에너지는「제2편 2-2-2〔1〕접안에너지」에 의해서 계산해도 좋다. 단, 선수충돌의 경우 편심계수 C_e는 1.0, 가상질량계수 C_m은 1.1, 선박의 유연성계수 C_s 및 교각의 형상계수 C_c는 1.0을 표준으로 한다.

나. 방충공의 변위에 의한 에너지 흡수는 아래의 방식을 기본으로 하여 구한다.

㉮ 고무 방충재의 흡수 에너지는 고무 방충재의 변위 복원력 특성을 근거로 구한다.

㉯ wire rope 식 방충공의 흡수에너지는 wire rope의 신장과 장력과의 관계에서 구한다.

㉰ 선수 충돌의 경우 선수부의 압괴변위에 의한 흡수에너지는 선수하중과 변위와의 관계로부터 구한다.

다. 충돌 시 소형선의 선체 파괴가 발생하지 않도록 배려하는 경우에는 선박 충돌 시 방충공의 반력이 선수충돌에서는 선수강도, 선측충돌에서는 선측강도보다 적어야만 한다. 또한 강선의 선측강도는 최대 충돌력에 달한 때의 하중이 선측외판상의 충분히 넓은 면적에 분포하여 늑골심거(肋骨心距)이상에 걸쳐 균일하게 가하여지며, 또 외판의 양단은 고정으로 하고 외판양단에 소성힌지가 발생한다고 하여 다음 식으로 구할 수 있다.

$$P_M = \frac{3\sigma_y}{\sqrt{1-\nu+\nu^2}} \cdot \left(\frac{t}{S}\right) \cdot A \qquad \text{참고 (1-3)}$$

여기서

P_M : 선측강도(N)

σ_y : 강재의 항복응력도(N/㎟)

t : 외판의 두께(m)

S : 늑골의 중심간 거리(m)

ν : Poisson 비

A : 접촉면적(㎡)

또 강제 방충공의 강도는 강제 방충공을 구성하는 부재의 강도로부터 구할 수 있다.

(4) 방충공의 기능을 양호하게 유지하기 위하여 다음 사항에 유념하여야 한다.

① 유지관리는 점검방법, 개소, 빈도 및 유지관리 기준 등을 정한 유지관리 매뉴얼에 따라 시행하는 것이 바람직하다.

② 고무 방충재의 압축특성은 반복피로, 경년변화에 따른 열화, creep 변형 등에 의하여 변하므로 이들 특성을 충분히 파악하고 유지관리를 시행하도록 한다.

고무 방충재의 점검은 외관검사에 의하여 고무의 균열, creep 변형 및 마모등과 아울러 취부철구 등의 탈락, 변형, 부식 등의 유무를 조사하여 이상이 있는 부분을 적절한 방법으로 교체한다.

또 방충재의 열화가 확인된 경우에는 떼어내어 압축검사를 시행하고 설계시의 특성과 비교하여 이상이 발견 시는 교체한다.

③ rope 등은 자외선, 마모, 소선의 절단, 부식 등에 의한 강도저하가 현저하므로 유지관리에 유의할 필요가 있다.

④ 방식법은 내구성, 시공성, 경제성, 경관, 오염방지 등을 고려하여 적절한 방법을 결정한다. 강제방충공의 방식법에는 중방식도장, lining, 전기방식, 저합금내해수강, 내식성금속재료, 금속용사, 부식대비 여유두께(腐蝕代) 등의 방법이 있다.

1-8 운 하

운하는 지형, 기상 기타 자연 상황, 선박의 항행 상황 등에 따라 선박이 안전하고, 원활하게 이용할 수 있는 구조로 한다.

[해 설]

(1) 운하란 관개, 배수, 용수, 교통 등을 목적으로 하여 인공적으로 개착된 수로이다. 항만의 운하는 이 중 오로지 수상교통을 목적으로 하는 임항교통 시설로서의 수로로 정의한다.
운하는 기능상 내륙에 있는 항만과 해양을 연결하는 것과 해양과 해양을 연결하는 것으로 크게 분류할 수 있고, 구조상으로는 수위차를 갑문시설 등을 이용해서 오르내리는 계단식 운하와 수평으로 이용하는 수평운하로 분류된다. 또한 하천수운의 일부로서 하천의 둑이나 급류부를 피하기 위하여 하천측방에 조성하는 래터럴(lateral)운하, 2개의 다른 수계(分水界)를 연결하기 위하여 설치하는 운하 등이 있다.

(2) 운하의 부대시설로는 호안, 수문, 터널, 예선도(曳船道), 제방, 신호소 외에 수위차를 극복하기 위한 갑문, 리프트(lift), 인클라인(incline), 워터슬로프(water slope) 등이 있다.

[참 고]

(1) 일반적으로 운하라고 하면 임항교통시설로서 관련되고 있는 것을 의미하지만 수역시설이나 호안 등으로서 구성되어 있는 항만시설로서의 운하 외에 항만시설은 아니지만 단순히 운하라고 불리는 것도 있다.

(2) 운하를 설계할 시에는 다음에 의하는 것이 바람직하다.

① 운하의 제원 및 선형 결정은 이용 선박의 제원과 조종성능, 교통량, 측벽현상(bank effect), 선박간 간섭 (ship-to-ship interaction) 등을 고려하여야 하고, 필요시 선박조종시뮬레이션을 실시하여 선박의 항행 안전성을 검토해야 한다. 특히 유속을 적게 할 것과 수심을 일정 수준 이상으로 유지하는 것이 필요하며, 비상시에 선박의 선회가 가능한 선회장을 확보하는 것이 필요하다.

② 운하의 호안이나 제방의 마루높이는 선박항행에 수반되는 항주파에 의한 월파 외에 하천과 접속되는 경우에는 홍수 등으로 유입수량이 증가되어 수위가 높아지거나, 해양과 접속되는 경우에는 조위 및 침입하는 파랑의 파고에 대해서도 검토하여야 한다.

③ 운하에서는 유속이 적고, 수로내의 물이 체류되기 쉬운 점, 주변의 하천 등으로부터 질소, 인 등의 오탁·오염 요인물질이 유입될 경우 등을 고려해서 환경보전에도 신중하게 검토하여야 한다.

[참고문헌]

1) 일본연안개발기술연구센터(2002), 침매터널기술매뉴얼 (개정판)
2) 일본토목학회 터널공학위원회 침매터널소위원회(1971), 침매터널 요람, 일본토목학회
3) 최신터널공법 기재편람 편집위원회(1988), 최신터널공법 기재편람, 일본건설산업조사회
4) 일본토목학회 지진공학위원회 터널내진성연구소위원회(1998), 터널내진설계의 방향과 기본과제, 일본토목학회

제 2 장 하역시설

2-1 일 반

본 장은 하역시설의 설계에 적용한다.

[참 고]

하역시설의 설계에는「항만시설장비 검사기준(해양수산부 고시 제2014-3호)」을 참고할 수 있다.

2-2 하역기계

2-2-1 일반

하역장 또는 계류시설에 설치되는 하역기계는 당해 시설의 이용형태에 가장 적합한 구조, 능력 및 위치와 구조상의 안전성, 분진이나 소음 등의 공해에 대한 방지기능을 갖추어야 하고, 하역작업을 원활하고 안전하게 수행할 수 있게 한다.

[해 설]

(1) 항만하역 시 하역기계의 도입은 하역작업의 생산성증대, 고속화, 안전성의 확보를 목적으로 한다. 하역기계의 종류, 구조, 능력의 선정은 대상선박, 화물의 종류 및 형태와 취급량으로부터 배후시설과의 관계, 2차 수송방식 등을 충분히 조사 검토할 필요가 있다.

(2) 본 항에서 하역기계란 하역작업에 이용하는 기계로 항만구역에 설치되는 컨테이너 크레인, 트랜스퍼 크레인(타이어식 또는 레일식), 스트래들 캐리어, 야드 트랙터(무인 트랜스포터 포함), 리치스택커, 쉽언로더, 쉽로더, 스택커 리클레이머, 벨트콘베이어, 다목적 크레인, 모빌하버 크레인, 로딩암 등 그 밖의 시설장비를(시설장비와 유사한 구조 및 기능을 가진 장비로서 항만하역작업을 위하여 항만법령에 의해서 신고된 시설장비) 말하고, 선박에 장치되어 있는 것이나 Ro-Ro선의 차량승강시설은 포함하지 않는다.

(3) 하역기계를 설치할 때에는 하역기계가 권상, 주행, 선회, 붐의 기복 등 작동 범위 내에 건물이나 전력선 등의 장애물이 없도록 하고, 선박의 접안 시나 계류 중에는 하역기계가 선박에 접촉하지 않도록 한다.

(4) 하역기계를 사용하지 않고 하역을 할 가능성이 있는 경우에는 당해 하역 작업이 원활하고, 안전성이 저해되지 않도록 하역기계의 위치와 구조를 고려한다.

(5) 산화물의 하역작업에는 소음분진이 발생하기 쉬우므로 대책이 필요하다. 특히 가연성의 분진에 대하여는 방폭대책이 필요하다.

(6) 기타 하역기계의 제작, 설치, 운영, 관리 등에 관련되는 항만법, 항만시설장비 관리규칙 및 항만시설장비 검사기준 등을 준수하여야 한다.

(7) 크레인 등 하역기계의 지진시의 거동은 그것이 설치된 지반 등의 영향을 받는 경우가 있다. 통상 컨테이너 크레인(container crane) 등은 항만시설장비 검사기준, BS, FEM, JIS 등을 기준으로 설계되고 크레인이 설치되는 구조물 등과의 동적상호작용은 고려되고 있지 않다. 그러나 잔교식의 경우에는 조건에 의해서 크레인과 잔교의 동적상호작용의 영향을 받을 위험이 있다. 컨테이너 크레인과 잔교의 동적상호작용의 영향은 컨테이너 크레인과 잔교의 질량화, 컨테이너 크레인(container crane) 고유주기, 잔교의 고유주기 및 입력지진파에 따라 다르기 때문에 컨테이너 크레인과 잔교의 동적상호작용을 충분히 고려하는 적적할 방법을 사용하여 그 영향을 검토할 필요가 있다.
크레인에 적용되는 지진 수평하중은 수직 정하중의 20%를 적용한다.

2-2-2 석유하역기계

(1) loading arm은 arm 내의 석유의 중량 및 압력, loading arm의 자중, 풍압력 및 지진력에 의해서 생기는 응력에 대해서 안전한 구조로 한다.
(2) loading arm의 설치위치와 계류시설 기준선으로부터의 이격거리는 arm의 길이, 방충재의 높이 등을 감안하여 하역에 지장이 없도록 적절히 설정한다.

[해 설]

loading arm에 대하여는「제14편 9-1 로딩암(loading arm)」을 참고할 수 있다.

2-2-3 하역기계 유지관리

하역기계는 그 성능을 유지함과 동시에 사고예방을 위하여 적절한 유지관리를 하여야 한다.

[참 고]

(1) 하역기계의 운전상황은 항만의 수송기능에 미치는 영향이 크고 부적절한 경우 항만능력에 중대한 지장을 주게 된다. 따라서 양호한 항만서비스의 제공을 위하여 하역기계를 적절하게 관리·운영함과 동시에 계획적인 보수·점검으로 기계의 성능유지에 노력하고 그 능력을 항상 최대로 발휘시킬 수 있도록 하는 것이 필요하다. 또 항만하역의 노동안전상의 관점에서도 사고발생을 미연에 방지하기 위하여 하역기계의 적절한 유지관리가 중요하다.
(2) 보수점검에는 일상적으로 행하는 점검과 정기적으로 행하는 검사가 있다. 그 외에 폭풍경보가 발령되거나 지진이 예측되는 경우에는 예방보전방책으로써 고정 장치의 확인 및 사후의 점검이 필요하다.
사업자는 이들 점검·검사를「항만시설장비 관리규칙 및 항만시설장비 검사기준 등」에 준하여 실시하여야 한다. 점검 및 검사의 종류에는
① 일상점검 : 작업 개시 전, 운전 중, 작업 종료 후
② 주간점검 : 매주1회 이상 시설 장비를 점검하여 정상적인 기능을 유지하고 있는지 확인하기 위한 점검
③ 분기점검 : 매분기 1회 이상 시설장비의 구조물·작동장치 및 안전장치에 대한 상태변화를 확인하여 정비·보수의 필요성을 판단하기 위한 점검
④ 특별점검 : 지진·태풍 또는 사고 등으로 인하여 시설장비의 안전성이 우려될 경우 사용하기 전에 실시하는 점검
(3) 시설장비 관리자는 그가 사용, 관리하는 시설장비에 대하여 각 호의 구분에 따라 관리청이 실시하는 검사를 받아야 한다.
① 제조검사 : 시설 장비를 신규로 제조하는 때에 실시하는 검사

② 설치검사 : 완제품 형태의 시설 장비를 설치하는 때에 실시하는 검사
③ 정기검사 : 사용 중인 시설장비의 안전 상태를 확인하기 위하여 제조검사일 또는 설치 검사일로부터 매2년 마다 정기적으로 실시하는 검사
④ 수시검사 : 고정식 시설 장비를 이설하거나 시설장비의 구조를 변경한 때에 실시하는 검사

2-2-4 하역기계의 설계기준

하역기계의 설계, 제작 및 검사 관련 기준은「항만시설장비 검사기준」에 따른다.

[참 고]

(1) 항만 구역에 설치되는 하역시설장비의 설계, 제작 및 검사 관련 기준은「항만시설장비 검사기준」에 만족하여야 하고 설계 풍하중은 제2편 설계조건의 제3장 3-3항을 고려하여야 한다.
(2) 하역기계의 안정도는 참고 표 (2-1)의 안정도 조합 기준을 적용하여 각각의 경우에 계산된 전도모멘트가 안정 모멘트 보다 작아야 한다.

참고 표 (2-1) 안정도 조합기준

구 분	작 업 시			휴지 시
안정도 하중명	경우1	경우2	경우3	경우4
사하중 (dead load)	1.0	1.0	1.0	1.0
트롤리 하중 (trolley load)	1.0	1.0	1.0	1.0
인양장치 (lifting system)	1.0	1.0	1.0	1.0
권상하중 (lifted load)	1.35	1.35	1.35	-
충격하중 (impact)	-	1.0	-	-
횡방향 트롤리하중 (trolley lateral load)	1.0	-	-	-
횡방향 주행하중 (gantry lateral load)	1.0	-	-	-
작업 풍하중 (operating wind load)	-	1.0	1.0	-
충돌하중 (collision load)	-	-	1.15	-
휴지풍하중 (stowed wind load)	-	-	-	1.5

주 : 가. 안정도 하중은 크레인별로 선정하여 적용할 것
나. 표에서 하중에 대한 숫자는 해당하중의 배수를 의미함.
다. 장비특성에 따라 필요한 경우 후방 안정도를 (backward stability) 고려할 것 (-0.3×권상하중(lifted load))
후방 안정도는 크레인의 가장 불리한 상태하에서 계산하는 것으로 할 것

(3) 하역기계의 차륜하중(wheel load)는 참고 표 (2-2)의 차륜하중 조합기준을 적용하여 각각의 경우에 계산된 차륜하중이 허용 차륜하중 보다 작아야 한다.

참고 표 (2-2) 차륜하중 조합기준

구분	작업 시		휴지 시	
하중명	경우1	경우2	경우3	경우4
사하중	1.0	1.0	1.0	1.0
트롤리 하중	1.0	1.0	1.0	1.0
인양장치	1.0	1.0	1.0	1.0
권상하중	1.0	1.0	-	-
충격하중	-	1.0	-	-
횡방향 주행하중	1.0	-	-	-
작업 풍하중	-	1.0	-	-
휴지풍하중	-	-	1.0	-
휴지 지진하중	-	-	-	1.0

주 : 가. 하중은 크레인별로 선정하여 적용할 것
나. 표에서 하중에 대한 숫자는 해당하중의 배수를 의미함
다. 지진 수평하중은 수직정하중의 20%를 적용할 것.

(4) 하역기계의 강도계산 하중조합 설계기준은 정상 가동, 과하중 및 휴지 시에 예상되는 각종 하중 조합에 의한 하역기계 구조물의 응력을 해석해야 하며, 가장 엄격한 하중 조합을 충족시킨다는 것을 입증해야 한다. 강도 하중조합기준에 명시한 하중 외에 하역기계의 강도에 영향을 미치는 다른 하중이 있다면 그 하중을 포함한 하중조합으로 강도 해석을 하고 설계에 반영해야 한다.

참고 표 (2-3) 강도 하중 조합기준

구분		작업 시			과하중 시			휴지 시	
하 중 명		경우1	경우2	경우3	경우4	경우5	경우6	경우7	경우8
사하중	DL	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
트롤리 하중	TL	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
권상장치 하중	LS	1.0	1.0			1.0	1.0	1.0	1.0
인양빔 시스템 하중	CBLS			1.0					
인양빔 정격 하중	CBRL			1.0					
권상하중	LL					1.0	1.0		
편심 권상하중	LLE	1.0	1.0						
충격하중	IMP		1.0	1.0					
횡 방향 트롤리하중	LATT		1.0						
횡 방향 주행하중	LATG	1.0							
트롤리 스큐 하중	SKT		1.0						
갠트리 스큐 하중	SKG	1.0							
작업 풍하중	WLO		1.0	1.0	1.0	1.0			
스톨(Stall) 토크 하중	STL				1.0				
충돌 하중	COLL					1.0			
휴지 풍하중	WLS							1.0	
작업지진하중	EQOL						1.0		
휴지지진하중	EQSL								1.0

주 : 표에서 하중에 대한 숫자는 해당하중의 배수

(5) 피로 설계 기준

① 크레인의 요구수명에 맞는 피로설계를 하여야 한다.

② 붕괴유발부재(FCM)는 피로 상세등급 '50(G)'이상이 사용되어서는 안 되며, '63(F2)' 또는 더 양호한 피로상세 등급으로 설계해야 한다.

③ 모든 붕괴유발부재(FCM)와 그의 피로 상세등급은 도면에 표기되어야 하며, 붕괴유발부재(FCM)에 대한 손상관리계획(fracture control plan)은 AASHTO/ AWS에 따라야 한다.

④ 크레인 구조물의 피로설계는 EN1993-1-9(BS5400, PART 10)등에 따르며 하중조합은 트롤리하중(TL)+권상시스템하중(LS)+피로권상하중(LLF)으로 한다.

(6) 좌굴 설계기준

① 빔의 좌굴계산은 전단, 압축 및 강성의 합성 효과를 고려하여 정의된 좌굴 설계 기준에 따라 계산한다. 또한 양축 응력이 포함되어야 한다.

② 판 좌굴(plate buckling)의 계산에는 양축응력과 합성응력의 효과를 고려한 강구조 설계기준(한국강구조학회, 2009) 또는 DIN, FEM, JIS code을 따라야 한다. 보강재의 크기, 위치, 개수에 따른 판의 임계 좌굴응력과 실제 작용 좌굴 조합응력과의 비를 계산한 후 허용된 규격에서 명시하고 있는 안전율을 만족해야 한다.

(7) 구조물의 처짐과 강성 기준

① 처짐기준은 항만시설장비 검사기준 제7조 4항 별표 4의 기준을 만족하여야 한다.

② 스판 구간의 구조물의 최대 처짐량은 스판의 1/800 이하로 설계하는 것을 기본으로 한다.

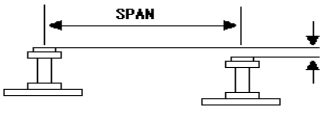
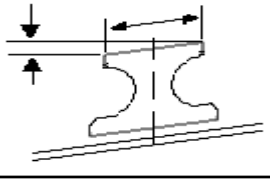
③ 트롤리 횡행방향으로의 크레인 구조물의 공진 주기가 1.5초 이하가 되도록 강성설계를 하는 것을 기본으로 하고, 동적 공진문제가 발생하지 않도록 설계해야 한다.

(8) 캠버 설계 기준

이동하중이 육측 최대 도달거리에서 해측 최대도달거리까지 횡행할 때 트롤리 횡행레일이 거의 수평을 이룰 수 있도록 캠버(camber)를 주어야 한다.

(9) 하역기계의 주행 레일 설치는 참고 표 (2-4)의 레일 설치 기준에 따라야 한다.

참고 표 (2-4) 레일 설치 기준

구 분	허 용 기 준	비 고
레일간격(span)의 편차	길이 5m 내지 10m 마다 ±3mm 이내	
좌우레일의 수평차	길이 5m 내지 10m 마다 동일지점에서 레일 중심간 거리의 0.15% 이내로 최대 10mm를 초과할 수 없음	
레일의 직진도	길이 10m 마다 10mm 이내	
레일의 답면 경사도	1/400 이내	

(10) 하역기계 설치를 위한 토목부문과 관련하여 필요한 치수, 규격, 위치 및 하중 등에 대한 다음의 정보를 하역 기계 제작사가 토목시공 전에 제공하여야 하고, 하역기계 토목공사에 반영되어야 한다.

① 주행 레일
② 동력 맨홀
③ 동력 케이블 및 케이블 트렌치 (cable trench)
④ 타이다운 장치 (tie-down)
⑤ 스토이지 핀 (stowage pin)
⑥ 잭업 베이스 (jack up base)
⑦ 엔드 스토퍼 (end stopper)
⑧ 최대차륜하중(maximum wheel load)
⑨ 기타

2-3 화물 하역장

(1) 화물 하역장은 취급 화물의 종류 및 수량과 함께 취급 상황에 따라 적절한 넓이를 갖추어야 한다.
(2) 화물 하역장은 이용 목적 및 이용 상황에 따라 적절히 포장한다. 이 경우에 있어서 포장의 구조 등은「제8편 16-5 부두뜰 콘크리트포장의 설계」,「제8편 16-6 부두뜰 아스팔트포장의 설계」의 규정에 준한다.
(3) 통로의 폭 및 굴곡부는 차량 또는 하역기계가 안전하고 원활하게 주행할 수 있는 적절한 폭 및 각도로 한다.
(4) 화물 하역장에는 배수구 등의 배수설비를 한다.
(5)「제8편 15-5 조명설비」의 규정은 야간 하역을 하는 화물 하역장의 조명설비에 대하여 준용한다.
(6) 위험한 하역장에는 적절한 표식, 게시판 또는 방책을 설치하여 사람출입을 금지하도록 한다.
(7) 바람에 의해 비산하는 화물을 취급하는 하역장에는 벽 등의 설치 등 적절한 대책을 강구하여야 한다.

2-4 창고

(1) 창고는 선박의 입출항을 전후한 화물의 하역을 원활히 하기 위하여 다음에 열거하는 요건을 만족시켜야 한다.
① 창고의 규모는 취급화물의 종류 및 수량과 함께하여 취급 상황에 따라 적절한 것일 것.
② 창고내의 통로의 폭 및 굴곡부는 하역기계가 안전하게 원활히 주행할 수 있도록 적절한 폭과 각도를 가질 것.
(2) 하역 시 분진 등이 발생하는 경우에는 필요에 따라 적절한 환기설비를 설치한다.
(3) 야간에 하역을 하는 창고에는「제8편 15-5 조명설비」의 규정에 따라 적절한 조명설비를 설치하여야 한다.
(4) 폭풍해일 등에 의한 침수가 예상되는 경우에는 방조문비, 기타 물의 침입을 방지하기 위한 설비를 한다.
(5) 창고에는 안전하고 원활한 이용을 위하여 필요에 따라 적절한 표식 또는 표시 등을 설치한다.

[해 설]

창고의 구조는 건축관련법령이 정하는 바에 따른다.

2-5 목재하역장

(1) 목재 정리를 위한 하역장은 안전하고 원활한 하역이 가능하도록 용지 또는 수면의 적절한 위치에 적절한 규모를 확보하도록 한다.
(2) 목재 하역장에는 필요에 따라 전용 나무껍질 소각설비의 설치 등 소각 처분할 수 있는 조치를 강구한다.

[해 설]

(1) 유출되는 목재나 가라앉는 목재에 대한 안전 대책과 나무껍질의 산란에 대한 환경보존대책을 강구할 필요가 있다.
(2) 수면 목재정리장은 정온한 수면이어야 한다.
(3) 수면 목재정리장은 목재의 유출을 방지하기 위한 설비를 시설할 필요가 있다.
(4) 목재 취급 수면의 배치는 목재 뗏목의 투하정박지의 정리장, 저목장과의 연결로가 중요한 항로나 정박지를 가로질러서 일반 선박의 항행을 방해하지 않도록 설정하여야 한다.
(5) 수면 목재 정리장의 방파제「제7편 2-12 목재 취급시설의 방파제」를 참고한다.

[참 고]

목재의 정리를 위한 하역시설의 배치에 대하여는「신체계토목공학81 항만계획(후지노신고 등, 기보당출판, 1981)」및「토목공학핸드북 제37편 항만(토목학회, 기보당출판, 1989)」를 참고한다.

2-6 수산물 하역시설

수산물 하역시설은 그 시설의 제반기능을 상호간에 충분히 살릴 수 있도록 하여야 한다.

[해 설]

수산물 하역시설은 하역장 및 관련 부대시설로 이루어져 있다. 하역장은 어획물의 세척에서 반출까지의 모든 작업이 이루어지는 장소이고, 선도유지, 오염방지, 노동환경의 보전을 위해 지붕을 덮은 장소를 말한다. 관련 부대시설에는 하역장의 기능을 증대시키기 위한 수산물 반입 반출장, 저빙고, 입찰실 등의 제반시설과 오수처리시설, 냉동저장시설 등이 있다.

[참 고]

하역장의 소요면적과 부대시설의 계획은「어항계획수인(일본전국어항협회, 1992)」,「어항시설용지의 이용계획(4) (佐滕捻夫, 어항 Vol 13 No.4, 1971)」,「어항시설용지의 이용계획(5) (佐滕捻夫, 어항 Vol 14 No.1, 1972)」및「어항시설용지의 이용계획(11) (佐滕捻夫, 어항 Vol 16 No.2, 1974)」를 참고한다.

2-7 위험물 하역시설

(1) 위험물을 취급하는 하역시설에 대하여는「소방법 및 고압가스 관련법령」또는 이들을 바탕으로 하는 각종 규칙 등을 적용한다.
(2) 취급화물 자체가 위험물은 아니지만 수입식물검역 관련규정에서 정하는 바에 따라 훈증(熏蒸)을 하게 되면 훈증을 하는 하역장 또는 창고 주변에는 일반인이 출입하지 않도록 하고, 위험한 것을 명확하게 하는 표식 또는 표시를 설치하는 것이 바람직하다.

[참 고]

(1) 항만에서의 위험물하역시설과 관계가 깊은 법령은 다음과 같다.

참고 표 (2-5) 위험물 취급에 관한 법령

개항질서법
개항질서법 시행규칙
소방기본법
위험물 안전관리법
위험물 안전관리법 시행규칙
위험물 선박운송 및 저장규칙
총포 도검 화약류 등 단속법
총포 도검 화약류 등 단속법 시행규칙
고압가스 안전관리법
고압가스 안전관리규칙
석유 및 석유대체연료 사업법
액화석유가스의 안전관리 및 사업법

(2) 위험물 부두의 배치에 대하여는「신체계토목공학81 항만계획(후지노신고 등, 기보당출판, 1981)」을 참고한다.

제 3 장 보관시설

3-1 일 반

본 장은 보관시설의 설계에 적용한다.

[해 설]

보관시설은 화물의 안전, 적절한 보관을 도모하는 시설로 기상 및 해상, 기타 자연상황, 화물의 취급상황 등을 고려하여 결정한다.

3-2 위험물 적치장 및 저유시설

(1) 위험물 적치장(積置場) 및 저유시설(貯油施設)은 집약(集約)하여 설치한다. 다만 지형상황, 기타의 사유로 부득이한 경우에는 그러지 않아도 된다.
(2) 위험물 적치장 또는 저유시설 주위에는 위험물의 종류, 시설의 구조 등에 따라 적절한 폭의 공터를 확보해 둔다.

[해 설]

(1) 위험물 적치장 및 저유시설은 물류시설관련 법령 등에서 정한 창고의 기준에 준하여 안전하고 원활한 입·출고와 보관이 되도록 하고, 소방 및 위험물취급관련 법령 등의 제반 규정을 적용한다. 또한 배출수의 방제(防除)를 위한 자재의 비치에 대해서는 해양오염방지관련 법령 등의 규정을 따르는 것으로 한다.
(2) 위험물을 다른 화물과 혼재(混在)한 상태로 취급하면 관리상 문할 위험이 있으므로 위험물 전용부두를 설치하고, 관리 및 보관에 만전을 기하여야 한다.
(3) 공터의 폭은 위험물취급관련 법령 및 제 규정 등을 참고하여 결정한다.
(4) 위험물 저장탱크의 기초 및 지반은 위험물취급관련 법령 및 제 규정 등을 참고하여 설계한다.

3-3 기타 보관시설

기타 보관시설은 각 시설의 소요기능을 확보할 수 있도록「본편 제2장 하역시설」및「본장 보관시설」의 규정을 기준으로 하며, 필요시 유사한 기타의 규정에 따라 시설의 구조 및 설치장소를 적절히 정한다.

[해 설]

기타 보관시설에는 창고, 야적장, 저목장 및 저탄장이 있다.

(1) 창 고
창고는 물류시설관련 법령 및 건축법 등에서 정하는 창고의 기준을 참고하여 안전하고 원활하게 보관할 수 있도록 한다.

(2) 야적장
야적장은「본편 2-3 화물하역장」에 준한다. 야적장의 면적 산정방법은「토목공학핸드북Ⅱ p1606 (토목학회, 기보당출판, 1989)」를 참고한다.

(3) 저목장
저목장은「본편 2-5 목재하역장」에 준한다.

(4) 저탄장
저탄장은「본편 2-3 화물하역장」에 준한다.

제 4 장 선박역무용 시설

4-1 일 반

본 장은 선박역무용 시설의 설계에 적용한다.

[해 설]

(1) 선박역무용 시설은 선박의 안전 및 원활한 역무의 제공을 도모하는 시설로, 기상 및 해상, 그 외의 자연상황, 선박의 입항상황 등을 고려하여 결정한다.

(2) 선박역무용 시설은 선박을 위한 급수시설, 급유(給油)시설(다만, 선박이나 차량 등의 이동식 시설은 제외), 선박수리시설과 함께 선박보관시설이 있다.

(3) 선박보관시설은 선박을 안전하게 반출·입할 수 있고, 적절하게 고정할 수 있도록 해야 한다,

4-2 급수시설

(1) 급수능력 및 급수전의 배치는 선박의 종류 및 이용상황에 따라 적절히 설정하여야 한다.

(2) 급수시설은 물의 오염을 방지할 수 있는 구조로 하며, 급수전(給水栓)이 항상 청결한 상태로 유지되도록 관리한다.

[해 설]

(1) 급수전 취수구의 위치는 취수호스의 착탈(着脫)이 용이하게 하고, 또 물의 오염을 방지할 수 있는 구조여야 한다. 특히 부두뜰(apron)의 상면(床面) 밑에 매설하는 경우는 배수공(排水孔)을 설치할 필요가 있다.

(2) 취수구에는 뚜껑을 설치해두어야 한다.

(3) 상수도관련 법령 등의 규정에 따라 정기 및 수시로 수질 검사를 실시하고, 급수전이 항상 청결한 상태로 유지되고 있는지 정기적으로 점검한다.

[참 고]

(1) 급수량

선박 급수량은 참고 표 (4-1)의 값을 참고하여도 좋다.

대형선은 자가조수장치(自家造水裝置)를 갖추고 있기 때문에 물탱크 용량은 800㎥정도인 것이 많다.

참고 표 (4-1) 급수전 및 급수량

선박의 톤수 (총톤수)	소요급수량 (㎥)	급수시간 (hr)	급수전간격 (m)	1선석당 전(栓)수(개소)	1전(栓)의 급수능력 (㎥/hr)
500	40	5	30	2	4
1,000	80	5	30～40	2	8
3,000	250～300	5	40～50	3～4	16
5,000	500	5	40～50	4	18
10,000	800	5	40～50	4	28

(2) 급수전 및 급수관

급수전은 되도록 계류시설의 수제선(水際線)에 가깝게 설치하는 것이 바람직하다. 일반적으로, 맨홀식으로 포장면 밑에 설치하고, 사용하지 않을 때에는 뚜껑을 덮어 교통이나 하역작업에 방해되지 않도록 한다.

급수관도 포장면 밑에 부설하고, 잔교의 경우는 상부공의 저면부에 매달아두는 일이 많다. 또한, 계류시설의 진동, 침하 등에 의해서 누수 되지 않도록 관의 접속에 주의를 기울여야 한다.

참고 표 (4-1)의 급수량은 탱크용적의 80%에 상당하고, 중간에 기항(寄港)하는 항만에서는 그 반정도밖에 급수하지 않는 경우가 많다.

4-3 기타 선박역무용 시설

급수시설이외의 선박역무용 시설은 각 시설의 소요기능을 확보하기 위하여「본편 제2장 하역시설」의 규정에 준하며, 필요에 따라서는 유사한 다른 규정 등에 따라 시설의 구조를 적절히 설정한다.

제 5 장 여객시설

5-1 여객승강용 시설

5-1-1 일 반

본 절은 여객승강용 고정시설 및 이동식 여객승강용 시설(이하「여객승강용 시설」이라함)의 설계에 적용한다.

[해 설]

(1) 여객승강용 시설은 여객이 선박에 승강할 때 안전하고, 원활하게 이용할 수 있는 기능을 가지고, 차량승강용 시설과는 별개의 시설로 한다.

(2) 여객승강용 시설에는 이용자에게 위험감을 주지 않도록 선박의 동요, 바람 등에 대해서도 안정한 구조로 한다.

5-1-2 구조형식

여객승강용 시설의 구조요건은 다음에 열거하는 사항을 고려하여 적절히 설계한다.

(1) 통로는 여객의 안전 및 원활한 승강이 이루어 질수 있도록 다음기준을 충족해야 한다.
 ① 적절한 폭 및 경사일 것
 ② 통로의 양측에는 측벽(側壁), 난간(hand rail) 등을 설치할 것
 ③ 미끄럼 방지 조치가 강구되어지거나 또는 미끄러지지 않는 재료를 사용할 것

(2) 가능한 계단이 설치되지 않도록 하며, 부득이하게 설치된 경우 계단의 한 단 높이는 이용자의 안전을 배려하여 설정하며, 계단의 총 높이가 높은 경우에는 필요에 따라 소단(小段))을 설치한다,

(3) 여객승강용 시설과 차량승강용 시설은 겸용하지 않는다. 다만, 여객과 차량의 통행을 분리할 수 있는 구조로 하는 경우에는 관계없다.

(4) 여객승강용 시설의 가동교(可動橋) 선단부의 연직방향 이동량은 조차, 선박홀수의 변화 및 선박의 동요에 따른 이동량을 감안해서 설정한다.

[참 고]

(1) 통로의 0.75m 정도면 될 것이나 고령자, 신체장애자 등이 이용할 경우를 고려하면 1.2m 이상 확보하는 것이 바람직하다.

(2) 승강용 통로의 경사는 이용자의 안전을 고려하여 12% 이하를 표준으로 하나 고령자, 신체장애자 등의 이용을 고려하는 경우에는 5~8% 이하로 하는 것이 바람직하다.

(3) 가동교 선단의 연직방향 이동량은 대조평균 고저조위차에 1.0m를 더한 것으로 할 수 있다.

(4) 계단의 한 단 높이는 16㎝, 폭은 30㎝ 이상을 표준으로 한다. 계단의 높이가 3.0m를 초과하는 경우에는 높이 3.0m 이내마다 폭 1.2m 이상의 소단(小段)을 두는 것이 바람직하다.

(5) 공공교통시설로 이용되는 여객승강용 시설은 기타 고령자 및 신체장애자의 이용을 고려하여 휠체어의 안전한 이동이 가능한 장치 등의 편의시설을 설치하는 것이 바람직하다.

5-1-3 여객승강용 시설의 설계

여객승강용 시설은「도로교 표준시방서」에 준하여 설계하고, 안전한 구조로 하여야 한다. 설계에 고려할 하중 및 외력은 자중, 활하중, 풍하중, 지진의 영향, 온도변화의 영향 등이 있다.

[참 고]

여객승강용 시설은 부식환경(腐蝕環境) 하에서 이용하게 되므로 내구성이 손상되지 않도록 방식대책을 강구한다.

5-1-4 부대설비

여객승강용 시설에는 여객의 안전을 고려해서 필요한 부대설비를 설치한다.

[참 고]

(1) 난간(hand rail)은 낙하방지대책으로서만이 아니라 여객이 느낄 수 있는 위험감에 대한 심리적 영향을 완화시키고, 통행을 원활하게 할 수 있는 기능을 갖추어야 한다. 난간의 높이는 1.1m 이상을 표준으로 하나, 이 기준은 표준적인 체형의 성인이 뛰어 넘지 못하도록 고려한 높이여서 유아, 어린이, 휠체어 이용자 등에게는 난간이 유효하게 기능하지 못할 가능성도 있으므로 낙하방지를 위한 지주(支柱), 횡부재(橫部材), 철망 등을 설치하여 위험감을 느끼지 않는 구조로 할 필요가 있다.

(2) 출입구에는 여객을 안전하게 여객승강용 시설로 유도하기 위하여 울타리, 로프, 체인 등을 설치해둔다. 울타리 등의 안전상 소요높이는 0.7m를 표준으로 하고, 로프나 체인의 경우는 견고하게 매고, 필요이상 느슨하게 처지지 않도록 한다.

(3) 지붕을 설치하는 경우의 높이는 2.1m 이상으로 하는 것을 표준으로 한다.

(4) 시설연장이 60m를 초과하는 경우에는 비상구를 설치한다. 출입구와 비상구 또는 비상구와 비상구의 간격은 60m 이내로 한다. 이 경우에는 통로에는 비상구를 나타내는 표지 또는 표시를 해두어야 한다.

5-2 여객터미널

5-2-1 일 반

여객터미널은 필요에 따라 여객선 전용 계류시설에 인접되게 설치한다.

[해 설]

(1) 여객터미널은 항만에서 여객이 출발·도착할 시 여러 가지의 수속을 하기 위한 기능과 여객에게 각종 편의를 제공하는 서비스 기능 및 여객의 취급, 선박의 운항 등에 관한 업무를 수행하는 장소로서의 기능을 가지고, 여객이 안전하고 쾌적한 여행을 즐길 수 있게 배려하여야 한다. 또한 필요에 따라서는 경관이나 상징성에 대하여도 배려하는 것이 바람직하다.

(2) 여객터미널에는 필요에 따라 다음에 열거하는 설비 등을 설치한다.

① 매표소

② 대합실

③ 세관, 출입국관리, 검역시설(CIQ시설)

④ 수하물 취급소, 화장실, 전화 등 여객의 편의에 필요한 설비
⑤ 적절한 조명설비
⑥ 경보장치 및 기타 비상연락 설비

(3) 국제여객용의 여객터미널의 경우는 CIQ시설 공간이나 여객의 동선(動線) 등에 대한 충분한 검토가 필요하다.

[참 고]

(1) 여객터미널 및 부대설비의 설계에는 고령자, 신체장애자의 이용에 대비한 휠체어 등의 안전한 이동이 가능하도록 충분히 배려하는 것이 바람직하다. 이 경우에는 「교통약자의 이동편의 증진법(국토교통부, 2013)」,「공공교통터미널에서의 고령자・장애자 등을 위한 시설정비 가이드라인(일본운수경제연구센터, 1994. 3)」을 참고할 것.

5-2-2 여객터미널 설계

여객터미널의 설계에는 입지조건, 터미널의 성격, 승강여객수 등을 고려하여야 한다.

[참 고]

(1) 여객터미널의 소요면적은 운항선박의 종류, 1일 운항횟수, 승강인원, 집중률, 수하물 취급량, 종업원 수 등을 고려하고, 매표소, 대합실, 수하물취급소, CIQ시설, 사무실, 종업원대기소, 화장실, 전화, 기타 여객의 편의에 필요한 설비에 대하여 적절한 면적을 산정한다.

(2) 여객터미널의 설계에는 입지조건 등에 따라 강재의 방식((防蝕)이나 해수의 침입방지를 위한 조치를 강구한다.

(3) 여객터미널에 대한 관계법령은 건축법, 소방법 및 「교통약자의 이동편의 증진법(국토교통부, 2013)」등이 있다.

5-2-3 부대설비

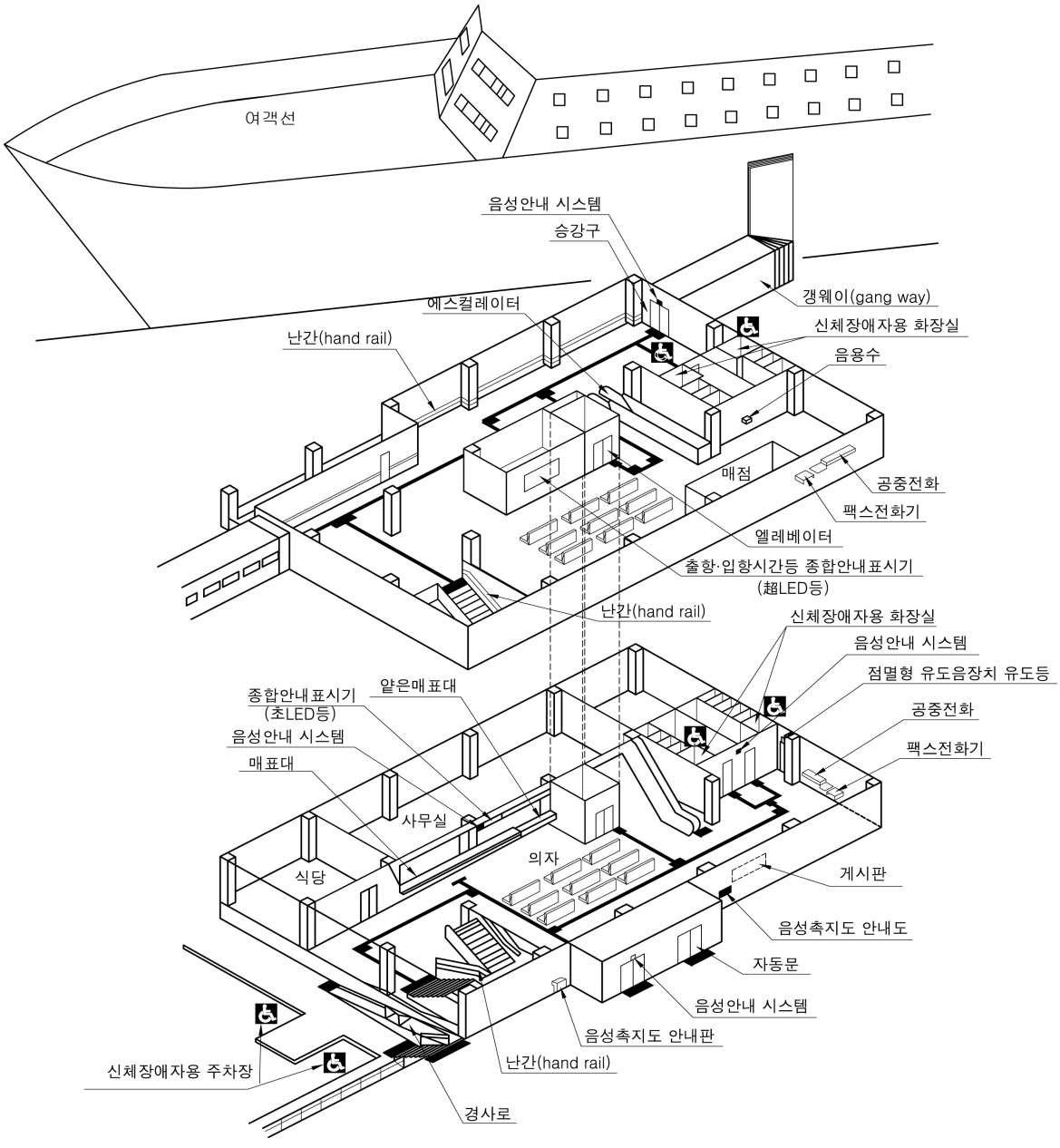
여객터미널에는 여객의 안전, 위생, 쾌적성 등을 고려해서 필요한 설비를 설치한다.

[참 고]

(1) 필요한 설비란 다음과 같다
① 피난설비
② 환기설비
③ 조명설비
④ 소화설비 및 경보설비
⑤ 울타리, 로프 또는 유사한 기능의 설비
⑥ 표지 및 표시
⑦ 화장실
⑧ 전화

(2) 여객터미널은 참고 그림 (5-1)을 참고할 수 있다.

(3) 부대설비는 건축법, 소방법 및 「교통약자의 이동편의 증진법(국토교통부, 2013)」등의 규정에 의한다.



참고 그림 (5-1) 여객터미널 모형도

[참고문헌]

1) 藤野愼吾, 川崎芳一(1981), “新体系土木工學81 港湾計畵”, pp.135～138, 技報堂出版
2) 藤野愼吾, 川崎芳一(1981), “新体系土木工學81 港湾計畵”, pp.184～189, 技報堂出版
3) 藤野愼吾, 川崎芳一(1981), “新体系土木工學81 港湾計畵”, pp.191～193, 技報堂出版
4) 中山茂雄(1989), “港湾工學”, 山海堂
5) 全國漁港協會(1992), 漁港計畵の手引き（平成4 年度版）pp.109～135
6) 佐籐稔夫(1971), ″漁港施設用地の利用計畵(4)″, 漁港 Vol.13 No.4, pp.51
7) 佐籐稔夫(1972), ″漁港施設用地の利用計畵(5)″, 漁港 Vol.14 No.1, pp.40, pp.42
8) 佐籐稔夫(1974), ″漁港施設用地の利用計畵(11)″, 漁港 Vol.16 No.2, pp.28～33
9) 運輸経濟研究センター(1994), 公共交通ターミナルにおける高齡者・障害者等のための施設整備ガイドライン
10) 日本道路協會(1996), 道路橋示方書・同解說
11) 日本道路協會(1979), 立体横斷施設技術基準・同解說
12) 日本土木學會(1989), 第四版 土木工學ハンドブックⅡ, pp.1620～1621, 技報堂出版
13) 日本土木學會(1989), 土木工學ハンドブック 第37編 港湾, pp.1605, 技報堂出版
14) 日本港湾協會(1999), 港湾の施設の技術上の基準・同解說 第9編 その他の港湾の施設
15) 日本港湾協會(2007), 港湾の施設の技術上の基準・同解說 第4編 施設編 第7章 荷さばき施設, 第8章 保管施設, 第9章 船泊役務用施設, 第10章 その他の港湾の施設
16) 土木學會(1989), 土木工學ハンドブックⅡ, 技報堂出版, pp.1606

제 6 장 케이슨 제작장

6-1 일 반

본 장은 케이슨 제작장의 설계에 적용한다.

[해 설]

케이슨 제작장은 항만법상의 시설물은 아니지만 안벽과 방파제 등 대형공사 시에 필요한 시설이므로 본 장을 두었다. 케이슨 제작장의 배치계획에는 자재보관설비, 제작설비, 진수설비외 기타설비로서 동력설비, 운반설비, 부속시험실 등이 있고, 이들 시설이 케이슨 제작장 내에서 유기적으로 활용되어 안전하고 능률적으로 케이슨의 제작과 진수가 이루어지도록 한다.

[참 고]

(1) 케이슨 제작장의 설비로 다음과 같은 것을 들 수 있다.

① 자재보관설비

시멘트 창고, 가루(bulk)시멘트 탱크, 굵은골재 저장장, 잔골재 저장장, 철근 저장장, 거푸집 저장장, 잡품창고 등(단 콘크리트 믹싱 플랜트를 설치하지 않고 레미콘을 사용하는 경우에는 콘크리트용 재료 저장장은 제외).

② 제작설비

콘크리트 운반설비, 콘크리트 배송설비(타워크레인 또는 크레인 콘크리트 펌프, 탑 및 슈트, 대차, 손수레), 다짐기구, 함대, 급수설비 등

③ 진수설비

기중기선에 의한 인양방법, 경사로(slip way), 건선거(dry dock), 부선거(floating dock), 육상제작 이동(jacking)진수공법 등과 이들의 부속설비

④ 운반설비

고정기중기, 이동식기중기, 대차, 벨트컨베이어, 불도저, 물양장, 덤프트럭 등

⑤ 동력설비

수전설비, 발전설비, 배전설비 등

⑥ 부속시험실

시멘트, 콘크리트, 골재, 기타 품질관리를 위한 제반 공사용 자재의 시험실

(2) 자재보관설비는 자재의 반입, 반출에 가장 편리한 위치를 선정해야 한다. 특히 시멘트창고, 가루(Bulk)시멘트 탱크, 굵은 골재 저장장, 잔골재 저장장 등은 콘크리트 혼합설비와 가장 가까운 곳에 배치할 필요가 있다. 콘크리트용 재료, 철근 등의 보관 및 저장은「콘크리트 표준시방서」에 따른다.

(3) 기타설비

콘크리트용 골재, 시멘트 등을 반입하기 위한 물양장, 도로 등은 반입방법에 따라 적절히 배치하고, 부대장비로서 불도저, 벨트컨베이어, 트럭 등의 보조적인 장비와 거푸집조립·해체용으로 들어올리기 능력 3톤 정도의 이동식 또는 고정식 기중기를 제작현장에 배치하여 원활한 작업이 되도록 한다. 이외에도 동력설비에 대한 수전, 배전, 또는 비상 발전시설을 준비한다.

6-2 진수방법의 선정

케이슨 제작장은 케이슨의 진수방법에 따라 그 부지의 크기, 소요설비, 작업공정, 규모 및 능력이 다르고, 공사비에도 큰 차이가 생긴다. 따라서 진수방법을 선정할 때에는 여러 가지 요소를 감안하여 충분히 검토한 후 결정한다. 케이슨 진수방법의 선정 시 고려할 사항은 다음과 같다.

(1) 케이슨의 크기
(2) 케이슨의 제작 및 진수 수량
(3) 공기 및 공사비
(4) 설비장소의 지형 및 자연조건
(5) 설치장소까지의 거리와 운반방법

[참 고]

케이슨의 진수방법에는 다음과 같은 방법이 있다.

(1) 기중기선에 의한 인양방법

물양장이나 전면에 적정 수심을 확보하고 있는 호안이 근접한 곳에서 케이슨을 제작한 후, 대형 기중기선으로 들어 올려 바다에 띄우거나 그대로 시공현장까지 들고 운반하는 방법이다. 최근에는 규모가 큰 기중기선의 출현으로 안벽이나 방파제용 케이슨은 주로 이러한 방법으로 제작, 진수하고 있다.

기중기선에 의한 방법은 케이슨 제작장에 인접하여 기중기선이 접안할 수 있는 호안이나 물양장 등의 접안계류시설이 있으면 가장 간단하고 안전한 진수방법으로 최근의 사례는 거의 대부분이 이 방법으로 진수되고 있다. 이 방법은 케이슨의 중량으로 인한 호안 및 물양장의 안정성 검토가 선행되어야하고 필요에 따라서는 이들 시설을 보강하거나, 케이슨의 전 높이 중 일부만 육상제작하고, 해상에 진수한 후 나머지를 해상 제작하는 경우도 있다. 이 방법은 기중기선의 인양능력에 따라 케이슨의 크기가 제약을 받는다는 약점이 있다.

(2) 경사로에 의한 방법

육상으로부터 해면으로 경사진 2줄 또는 4줄의 미끄럼길을 설치한 후, 그 위에 함대(函台)를 놓고 케이슨을 제작하여 제작이 끝나면 케이슨을 미끄럼길 위로 활강시켜 해면으로 진수시키는 설비이다. 강하시키는 방법에는 다음과 같은 것들이 있다.

① 목조 미끄럼길 위에 마찰을 적게 하기 위해 윤활유를 바르고 그 위에 함대를 얹어놓은 미끄럼台를 놓고, 진수 시에는 샌드 박스(sand box) 및 트리거(trigger)를 사용하여 자연 활강시키는 방법
② 목조 또는 콘크리트 고정태위에 레일을 깔고 그 위에 케이슨을 실은 차고를 로프로 속도를 조절하면서 진수시키는 방법이 있으나 대형 케이슨에는 이 방법을 별로 사용하지 않고 있다.

경사로에 의한 방법은 건선거에 비해 다음과 같은 장단점이 있다.

③ 경사로를 케이슨 제작용으로 사용할 경우 건설비가 싸다.
④ 공사도 용역하다.
⑤ 목조 미끄럼길 위를 자연 활강시키는 경우 일반적으로 케이슨은 경사로위에서 제작되기 때문에 바다 쪽에 있는 케이슨부터 차례로 진수시켜야 한다. 바다 쪽의 케이슨과 가장 안쪽의 케이슨 사이에는 높이의 차가 있어야 하므로 경사로 연장을 길게 하기는 어렵다. 사로연장을 길게 할 수 있다 하여도 가장 안쪽의 케이슨은 강하시 속도가 빨라져서 진수에 위험이 있다.
⑥ 이상의 이유로 동시 제작 개수가 적다.
⑦ 경사로에 의한 방법은 수중부에도 상당한 거리의 경사로를 필요로 한다. 이 때문에 전면수역이 정온하고 표사가 없고 적당한 넓이와 수심이 확보되어야 한다.
⑧ 진수대차를 사용하고 경사로와 케이슨 제작장을 따로 한 경우에는 케이슨 제작능력을 크게 할 수 있다.

(3) 건선거(dry dock)에 의한 방법

물을 배제한 선거 내에서 케이슨을 제작하고 물을 주입하여 케이슨을 부상시킨 후, 게이트를 열어서 케이슨을 건선거 밖으로 끌어내는 방법이다. 이 방법은 여러 개의 케이슨을 동시에 제작하거나 대형 케이슨 제작이 가능하다.

건선거에 의한 방법에는 다음과 같은 장단점이 있다.

① 진수작업이 물의 주입과 게이트 개방으로 이루어지므로 안전하다.

② 선거작업현장이 주변의 지반고보다 낮고 한곳에 집중되어 있으므로 다른 여러 가지 설비를 합리적으로 배치할 수 있어서 재료운반도 용이하다.

③ 갑실과 게이트의 크기에 따라 필요한 케이슨의 적정규모 및 함수를 제작할 수 있다.

④ 건선거는 케이슨제작이 완료된 후 선박건조 또는 수리용 시설로 전용할 수 있다.

⑤ 선거 자체의 건설은 경사로방법에 비해 긴 공기와 많은 공사비를 필요로 한다.

⑥ 반영구적 구조물로서 능력 확장을 위한 개조가 어렵기 때문에 경사로에 의한 방법에 비해서 대규모공사 또는 장기간에 걸쳐 시공되는 공사에 적합하다.

(4) 부선거(floating dock)에 의한 방법

일반적으로 선박의 수리용으로 활용되며, 케이슨 제작에도 이용되고 있다. 우리나라에서는 마산항의 20,000DWT급 안벽구조용 케이슨을 제작, 진수한 사례가 있다.

부선거에 의한 방법은 부선거가 접안할 수 있는 제작장 부근으로 부선거를 예인하여 파랑이나 조석, 조류에 의하여 동요되지 않도록 견고하게 계류시키고, 밸러스트 워터(ballast water)를 배수하여 선체를 부상시킨 다음, 선체의 갑판이 수면 위로 노출되면 갑판바닥을 청소하고 그 위에 10cm내외의 모래를 고르게 부설한 후 케이슨을 제작한다.

케이슨 제작이 완료되고 양생기간이 충분히 지나면 케이슨을 진수시킬 수 있는 수심까지 부선거를 예인시킨 다음, 밸러스트 워터(ballast water)를 주입하여 부선거를 케이슨이 부상할 수 있는 진수수심까지 침강시켜 케이슨을 부선거 갑판상으로부터 이격·부상시킨다.

부선거에 의한 진수방법은 부선거 내부공간의 제약으로 1회에 1~2함의 케이슨 제작이 가능하므로 소규모일 경우 인근 접안시설을 이용하여 제작할 수 있는 장점이 있으나, 대규모 제작 시에는 제작과 진수가 연속공정으로 이루어지므로 소요공기가 길어지고 부선거의 건조비가 많이 소요되며, 작업 여건상 진수에 필요한 수심 위치까지 예항하여야 하고, 제작장에 접안 설비가 갖추어진 넓은 작업장이 필요한 등의 단점도 있다.

(5) 가물막이(temporary dock)에 의한 방법

제작하려는 케이슨의 수가 적고 크기도 소형일 경우 간만의 차가 큰 장소에서 사용되는 경우가 있다. 수심이 얕은 해안이나 육상을 가물막이하여 건선거 형식의 제작장을 조성한 다음 케이슨을 제작한 후, 가물막이를 절개하면 해수가 유입되고, 내외수위가 같아져 일정 수위 이상이 되면 케이슨이 부상하게 된다.

가물막이에 의한 방법은 설비가 간단하지만 공기가 길고, 제작용량도 적으며, 정온하고 조위차가 큰 장소가 아니면 채용할 수 없다는 제약이 있다. 케이슨을 진수시키기 위해 가물막이를 절개하여 주수할 경우 수량조절이 되지 않아 사고의 위험도 있다. 따라서 이 방법은 특수한 경우가 아니면 채택하기 어렵다.

(6) 육상제작 이동(jacking)+진수에 의한 방법

최근 국내의 대형케이슨제작에 널리 사용되고 있으며, 육상제작장(유압Jack에 의한 부상 및 이동)과 해상진수로 구분된다. 케이슨은 선로상의 대차위에서 제작되며 제작이 완료되면 winch 등을 조작하여 대차위의 케이슨을 부선거(floating dock)나 쉽리프트 플랫폼(ship lift platform)으로 이동시킨 후, 플랫폼방식의 경우 hoist winch로 하강시켜 케이슨을 진수시킨다.

플랫폼이 있는 쉽리프트 시스템은 크게 케이슨 진수설비와 육상 운반설비로 구분할 수 있는데, 진수설비는 플랫폼, 체인잭(chain jack : hoist winch), 체인으로 구성되고, 운반설비는 종횡방향의 레일시설, 대차, 운반기기로 이루어진다. 육상의 레일대차 상에서 케이슨이 제작되면 레일을 따라 운반된 케이슨은 플랫폼에 실리게 되고 플랫폼은 호이스트 윈치에 의해 체인이 서서히 풀리면서 수면 밑으로 하강하여 일정 수심까지 내려가면 케이슨은 부력에 의해 진수가 가능하게 된다.

이 방법은 시설규모에 따라 대량제작이 가능하다는 장점이 있으나, 임시제작 설비로는 공기가 길고 공사비가 많이 소요되는 결점이 있다.

부선거에 직접 선적하는 진수공법은 케이슨의 크기, 해상조건 등을 고려하여 적정의 부선거형식(연직 또는 경사잠수)을 선정・적용하여야 한다.

(7) 사상제작(砂上製作) 진수방법

개발 계획상 준설이 요구되는 모래지반위에 케이슨 제작장을 조성하여 케이슨을 제작한 후, 모래바닥을 해면측에서부터 준설을 시행하여 진수 가능한 일정수심이 되었을 때 케이슨을 진수시킨다. 사상진수방식은 예정 준설계획지에 모래로 된 해안이 있어야 하므로 위치선정 조건상의 제약을 받으며 준설을 겸하는 조건이 아니면 채용할 수가 없다.

6-3 진수시설

6-3-1 일 반

본 절은 케이슨의 진수시설 설계에 적용한다.

[해 설]

진수시설은 앞 절에서 기술한 여러 방법이 있으며, 각기 다른 특징이 있는 시설을 필요로 하고 있다. 그 중에서 기중기선, 부선거, 육상제작 이동(jacking) 진수에 의한 방법은 장비의 의존도에 좌우되고, 경사로와 건선거에 의한 방법은 특수한 진수시설을 요한다. 따라서 본 절에서는 진수시설을 요하는 경사로와 건선거방법에 대한 사항만을 기술한다.

6-3-2 경사로

경사로는 제작된 케이슨을 안전하게 진수할 수 있도록 적절한 구조로 한다.

[참 고]

(1) 경사로의 제원

케이슨 제작장의 길이는 케이슨의 경사로 종방향 길이에 작업 여유를 더한 길이와 경사로 종방향의 케이슨 제작개수를 곱한 값으로 하고, 작업장 여유는 거푸집의 운반조립에 지장이 없도록 고려한다. 케이슨 진수부분의 길이는 진수부의 경사도 및 케이슨의 흘수로부터 결정한다. 각 부 제원은 다음과 같다.

① 케이슨 제작부분

케이슨 제작부분의 경사는 시공시의 안전성을 고려하여 진수시 선가대가 활강할 수 있을 정도의 최소 경사도로 유지하도록 하는 것이 바람직하다.

목조 미끄럼길 위를 케이슨 자중으로 활강시키는 경우에는 1:10～1:18의 범위에서 특히 1:15정도의 경사가 가장 많이 쓰인다.

대차를 사용하는 경우에는 이 보다 완만한 경사로 해도 좋다. 종래의 시공 예로는 1:18～1:20의 것이 많으나, 대차를 사용하는 경우 무게 500t의 케이슨을 진수시킬 때 1:40의 경사로도 좋은 결과를 얻을 수 있었다. 제작완료 직후 기초지반의 침하로 레일에 부등침하가 생겨 순조롭게 진수되지 않는 경우도 있음에 유념하여야 한다.

② 케이슨 진수부분

경사로가 단일경사이면 선가대 또는 대차는 항상 활주면에 접하여 진수시의 안전성을 신뢰할 수 있지만 수중부의 연장이 매우 길어진다. 따라서 경사로의 경사도를 점차 급하게 함으로서 가능한 경사로의 길이를 짧게 하여 소요수심에 이르도록 하는 것이 공비와 진수 시간을 절약하는 측면에서 바람직하다.

경사로의 변화는 원호 등의 곡선으로 하는 것이 시공상 어려우므로 보통 일정 구간마다 동일 경사로 하고 있다. 이 경우 인접 구간 간 경사도의 차가 크면 그 변곡점에 집중 하중이 작용하고, 충격하중도 작용할 염려가 있어서 위험하다. 따라서 같은 경사구간의 길이를 짧게 하고 원호면 등의 곡선에 연해서 점차 경사를 변화시킨다.

보통 일정경사구간의 길이는 케이슨의 경사로 방향 길이와 같은 정도로 잡는 수가 많다.

③ 최종경사

경사로의 최종경사는 상당히 급해지지만 이 경우 케이슨은 거의 물에 뜬 상태이므로 케이슨 전도 등의 사고는 적다. 그러나 활강하는 케이슨에는 가속도가 붙어 있고 케이슨이 기울어져 침수될 염려도 있으므로 수중부의 경사도는 케이슨의 안정을 검토해서 결정한다. 또 경사가 급하면 대차의 인양이 곤란해지는 수도 있다. 일반적으로 최종경사도는 1:3.5~1:7 정도로 하는 것이 좋다.

④ 경사선단부 마루높이

수중부 경사선단부의 마루높이를 얕게 하면 케이슨이 경사로를 빠져나갈 때에 급격히 침하하고, 반면에 깊게 하면 경사로 연장이 길어져서 공사비가 증대된다. 따라서 경사 선단부 마루높이는 최대 케이슨의 흘수에 선가대, 함대 혹은 대차 등의 높이를 더한 것에 약간의 여유를 고려한 정도로 하는 것이 좋다. 여유는 자중으로 활강시키는 경우와 로프로 서서히 활강시키는 경우를 달리하여야 한다.

자중으로 활강할 경우에는 불확실한 점이 많으므로 안전성을 고려하여 경사진 케이슨의 해측 선단이 수중에 잠기는 깊이를 생각하면 된다. 로프로 활강시키는 경우, 경사진 상태에서는 케이슨의 부력과 자중의 균형상태를 고려하여 30~50cm의 여유를 추가로 부여하면 충분하다.

그리고 경사가 급하고 케이슨의 흘수가 깊은 경우에는 케이슨이 수중에 잠기므로 임시로 뚜껑을 덮고 진수시키는 경우가 있다. 이러한 경우의 전면수심은 앞에 기술한 수심보다 깊게 잡아야 한다.

(2) 경사로 각부의 설계

① 경사로의 기초는 다음 사항을 고려하여 설계해야 한다.

가. 경사로의 기초는 사석을 깔아 소요경사로 고르고 미끄럼길 부분은 폭 4~7m, 두께 0.6m~0.8m의 콘크리트 또는 철근콘크리트 슬래브로 하는 것이 보통이다.

나. 기초의 부등침하는 케이슨의 진수를 곤란하게 하고, 전도 등 사고의 우려도 있으므로 충분히 주의하여 시공할 필요가 있다.

다. 연약지반에서 하중이 크게 걸리는 경사변곡점을 말뚝으로 보강하게 되면 중간부만이 심하하여 불연속면이 발생하여 진수에 지장을 초래하므로 주의해야 한다.

② 경사로의 선단부는 밑다짐을 충분히 하여 경사로의 활동이나 세굴 등 안전상 문제가 생기지 않도록 해야 한다.

③ 궤도로는 강제레일을 사용하는 경우와 목제 미끄럼길에 윤활유를 발라서 사용하는 경우가 있다. 윤활유를 사용하여 진수하는 경우는 평균하중이 20tf/㎡~30tf/㎡가 되도록 미끄럼길 폭을 정한다. 30tf/㎡ 이상이 되면 윤활유가 밀려 나오거나 시동시의 저항이 크게 되어 수평력을 가하지 않으면 미끄러지지 않을 염려도 있다.

윤활유를 바를 경우에는 계절이나 온도에 따라 양을 조절하지 않으면 경사로의 마찰계수가 달라질 염려가 있다.

마찰계수(f)의 값은 윤활유의 성질, 바르는 방법, 온도, 중량이 작용한 후의 경과시간, 중량의 대소, 정지시·운동시 등의 여러 조건에 따라 다르다. 선박진수인 경우에는 참고 표 (6-1)과 같은 접지압(p)과 마찰계수(f)의 관계가 있다. 레일과 차륜을 사용하는 경우에는 식 참고 (6-1)로 설계한다.

그리고 이 경우의 마찰계수(f)는 차륜경에 따라 다르지만 일반적으로 윤활유를 사용하면 보다 작아진다.

목재 미끄럼길에 사용하는 재질로는 졸참나무 등의 단단한 것을 사용할 필요가 있다.

참고 표 (6-1) 접지압과 마찰계수의 관계

접 지 압(p)	마 찰 계 수(f)
정 지 시	0.030~0.040
p-30tf/㎡로 운동 할 때	0.018~0.030
p-20tf/㎡로 운동 할 때	0.025~0.038
p-10tf/㎡로 운동 할 때	0.033~0.048

$$P_{max} = KD(b-2r)$$

$$L > (n-1)(D+t)+D+0.4 \qquad \text{참고 (6-1)}$$

여기서,

P_{max} : 차륜의 허용륜압력(kgf)
K : 허용응력계수(K=40kgf/㎠ ~ 50kgf/㎠)
b : 궤도저면폭(㎝)
r : 궤도의 두부각 반경(㎝)
D : 차륜경(㎝)
L : 대차장(m)
n : 차륜개수(개)
t : 차륜간 여유(㎝) (6㎝정도로 할 때가 많다.)

참고 표 (6-2) 레일의 제원

레일의 종류	궤도저면폭	궤도의 두부각 반경
50kgf 레일	6.8㎝	1.1㎝
74kgf 레일	10.0㎝	0.8㎝

④ 미끄럼길 또는 궤도간격은 제작된 최대 케이슨에서 최소의 것까지 활강시킬 수 있도록 결정해야 한다. 이 경우 궤도간격을 좁게 하면 대차 또는 선가대가 불안정하게 되고, 넓으면 이들의 단면을 크게 해야 하므로 여러 가지 경우를 검토하여 제작하는 케이슨에 맞도록 해야 한다. 너무 넓은 경우에는 미끄럼길을 3줄로 설치하는 수도 있으나 시공정도 및 부등침하에 충분히 주의할 필요가 있다.

(3) 부속시설

① 목조 미끄럼길에서의 진수시는 일반적으로 샌드박스 및 트리거를 사용한다. 샌드박스는 철제원통 내에 양질의 모래를 넣은 것이며, 밑에 있는 밸브를 열면 모래가 원통에서 하락하고 모래표면이 내려간만큼 위의 뚜껑이 서서히 내려가는 구조로 되어 있다. 샌드박스를 미끄럼대 밑에 넣어 모래를 빼내면 미끄럼대(滑台)가 내려가 미끄럼길위에 직접 놓여서 곧 미끄러지려는 상태가 된다. 이 사이에 선가대의 활강을 막고 있는 것이 트리거이다. 이것은 강제로 된 연속레버로 되어 있으며, 미끄럼대는 그 밑에 있는 경사로위의 고정대에 멈추고 있다. 트리거의 로프를 절단하면 각 레버가 연속으로 작동하여 고정대와 선가대와의 연결이 끊어지게 되어 있다. 샌드박스의 뚜껑은 3㎝내려가는 정도로써 충분하다. 하중은 뚜껑 1㎠당 4kgf~5kgf의 하중에 견디므로 직경 30㎝인 샌드박스로 약 350tf의 하중을 지지할 수 있다. 모래는 입경이 0.8㎜~2.0㎜의 건조한 모래를 사용한다.

② 선가대는 경사로의 경사도를 고려하여 상면이 수평이 되도록 각재로 제작하고 경사로로부터 탈선하지 않도록 턱을 붙인다. 대차는 메인빔(main beam)을 서로 연결하는 횡트러스로 이루어진다. 메인빔의 설계하중은 케이슨 및 함대중량의 충격력(충격계수는 30%로 하는 수가 많다)을 고려한 것이다. 횡트러스는 윈치의 인장력으로 설계한다.

③ 케이슨을 경사로위에서 옆으로 이동시키는 시설로는 롤러 또는 대차가 있다. 롤러를 사용할 때는 경사로상에 있는 대차위에 직접 롤러를 이동시켜 대차에 케이슨을 얹어서 진수시킨다. 따라서 케이슨 제작위치는 경사로상에 있는 대차의 높이보다 높게 한다.
대차를 사용할 경우에는 경사로위에 있는 대차로 이동시키기 위해 jack 등의 시설을 필요로 한다.

④ 윈치의 능력은 경사로 상에 케이슨을 정지시켜 놓을 권양력, (진수대차)의 권양력, 케이슨을 경사로위에 끌어내리는데 필요한 힘에 의해 결정된다. 제동력 및 권양력은 경사로의 케이슨 및 대차의 중량, 부력, 차륜의 회전저항에 의해 결정되고, 끌어내리는데 필요한 힘은 케이슨 및 트래버서(traverser)중량과 회전마찰계수로부터 결정된다.

⑤ 케이슨을 경사로에 끌어낼 경우 콘크리트제 원통형으로 된 옆으로 끄는 포스트를 이용하여 로프의 방향을 바꾸어 윈치에 힘을 전달한다.

6-3-3 건선거(乾船渠)

건선거는 전체 케이슨 제작함수, 공사기간, 지형여건 및 사후 건선거의 이용 상황 등을 고려하여 적정한 규모로 하고, 제반 외력에 대하여 안전하도록 설계한다.

[참 고]

(1) 건선거의 제원

① 건선거 각 부의 치수는 다음과 같이 결정한다.

가. 길 이

$$L = n(l+\alpha)+\beta \qquad \text{참고 (6-2)}$$

여기서,

L : 선거의 길이(m)

n : 종방향으로 늘어놓은 케이슨의 개수(함)

l : 케이슨의 길이(m)

α, β : 작업을 위한 여유(m)

나. 폭

$$B = n'(b+\alpha)+\beta \qquad \text{참고 (6-3)}$$

여기서,

B : 선거의 폭(m)

n' : 횡방향으로 늘어놓은 케이슨의 개수(함)

b : 케이슨의 폭(m)

α, β : 작업을 위한 여유(m)

다. 깊 이

$$H = D + h_1 + h_2 + \gamma \qquad \text{참고 (6-4)}$$

여기서,

H : 선거의 깊이(m)

D : 케이슨의 최대흘수(m)

h_1 : 케이슨 제작대의 높이(m)

h_2 : 지반고(m)

γ : 여유(m)

② 선거의 평면형상은 직사각형이며 작업을 위하여 거푸집 및 기타자재의 조립, 운반에 필요한 여유로 케이슨 1개당 3m 정도가 필요하다.

③ 일반적으로 선거내에는 횡방향으로 2열 또는 3열을 병렬로 제작한다. 그 이상 케이슨을 배열하면 진수 예인시 조작이 곤란하게 될 수 있다.
케이슨이 물에 뜰 때에는 좌우로 움직이므로 좌우로 각각 1m 정도의 여유가 필요하나, ②에서 언급한 3m의 여유를 고려하면 부유시의 여유는 특별히 따로 고려할 필요가 없다.

④ 건선거의 깊이는 물을 넣고 게이트를 열었을 때 케이슨바닥과 제작대와의 사이에 부착력이 작용한다는 점을 감안하여 케이슨이 부상할 수 있는 수심이 있어야 한다. 조위차가 큰 항인 경우 케이슨을 선거에서 끌어내는 작업 중 케이슨이 조위가 강하하더라도 선거바닥에 접촉하지 않도록 하여야 한다.
선거의 바닥면과 케이슨 바닥면간의 부착력에 저항하는 부력으로서는 여유수심으로 0.4m정도에서 케이슨이 떠오른 시공 예가 있다. 예선작업에 따른 여유로는 작업시간 내에 예상되는 최저수위를 기준으로 한다.
갑문 형식에 따라서는 게이트실(gate sill)부분이 선거 바닥보다 높게 되는 경우가 있으므로 유의하지 않으면 안 된다.

(2) 건선거에 작용하는 외력과 하중

① 건선거의 설계는「제7편 제4장 갑문」에 준한다. 일반적으로 선거내에 물이 없는 상태에 대하여 검토하면 되지만 만수상태일 때 슬래브 하부의 지내력을 검토할 필요가 있다.

② 건선거에 작용하는 외력과 하중은 다음과 같다.

가. 선거외측에서 작용하는 힘

㉮ 측벽에 작용하는 토압과 수압
㉯ 게이트 외해로 부터의 수압과 파력
㉰ 바닥 슬래브 밑면에 작용하는 양수압
㉱ 지반반력
㉲ 크레인 하중

나. 선거내부에서 작용하는 힘

㉮ 만수시의 수압과 물의 무게
㉯ 배수시의 케이슨 무게

다. 선거자중

③ 케이슨의 무게는 제작대에 등분포하중으로 작용하는 것으로 본다.

④ 게이트 외해로부터의 수압은 게이트를 통해서 측벽에 작용한다. 이 경우 수압을 게이트 양 측벽 부분만 받고 게이트바닥에서는 수압을 받지 않는 것으로 설계하는 경우와 양측벽 부분과 게이트 바닥에서 수압을 분담해서 받는 것으로 하여 설계하는 경우가 있다.
전자의 경우 한쪽 측벽에 작용한 하중은 식 참고 (6-5)로 표시된다.

$$P = \frac{B+2b}{6} H^2 \qquad \text{참고 (6-5)}$$

후자의 경우 한 쪽 측벽에 작용하는 외력과 게이트바닥에 작용하는 외력은 식 참고 (6-6)으로 표시한다.

$$P_W = \frac{1}{6} BH^2 \qquad \text{참고 (6-6)}$$

$$P_S = \frac{2}{3} bH^2$$

여기서,

P : 한쪽 측벽에 작용하는 수압(tf)
$2B$: 게이트 윗폭(m)
$2b$: 게이트 아래폭(m)
H : 게이트의 하단에서 수면까지의 높이(m)
P_W : 한쪽 측벽이 받는 수압(tf)
P_S : 게이트 바닥이 받는 수압(tf)

이상은 폭풍시에 수위가 게이트 윗면까지 올라왔을 경우에 외해로부터의 수압이 게이트를 통해서 게이트 양측벽에 전달하는 힘이다. 또한 선박용 건선거인 경우에는 선박의 충격력을 고려하여 한쪽 측벽에 작용하는 외력의 계산치의 2배를 설계 하중으로 하고 있다.

⑤ 슬래브에 큰 양수압이 작용하는 경우에는 이를 감소시키기 위해 시멘트를 주입하거나 차수벽, 기타 대책을 마련하여 직접 양수압이 작용하지 않게 한다.「제7편 제4장 갑문」을 참조한다.

(3) 갑문(gate)

① 케이슨 제작용 건선거의 갑문은 개폐의 빈도가 극히 적으므로 개폐에 요하는 시간이 길더라도 안전하고 확실한 방법을 채택하고 있다. 일반적으로 플로팅 게이트를 채택하는 경우가 많다. 구조는「제7편 제4장 갑문」에서 기술한 바와 같으나 이의 장단점은 다음과 같다.

가. 문비체(門扉體)는 격자구조이며, 선박모양을 하고 있어서 강성이 있고, 파랑에 대해서도 강하다.
나. 게이트 하부가 지진 혹은 부등침하 등으로 어긋나더라도 문비체(門扉體)에 핀 등이 사용되지 않았기 때문에 파손되는 일은 없다.
다. 먼지, 토사 등이 있어도 별로 문제가 되지 않는다.
라. 문짝 내외 도장 등의 보수는 사용 중에도 가능하다.
마. 조작시간이 길다
바. 개폐 조작 순서가 복잡하다.

② 마이터 게이트(miter gate)「제7편 제4장 갑문」참조), 플랩 게이트(flap gate) 등도 외국에서 채택되고 있다.

플랩 게이트는 메인빔 및 보조빔의 바다쪽에 스킨 플레이트(skin plate)를 붙인 문비체(門扉體)로서 하부에 힌지를 두어 게이트를 개폐하는 구조이다. 메인빔의 일부 또는 스킨 플레이트를 육지쪽에도 붙여 부력탱크를 구성하여 문비의 조작을 용이하게 하는 경우도 있다.

장점으로는
가. 플로팅 게이트에 비해 문비체(門扉體)가 가볍다.
나. 조작시간이 짧다.

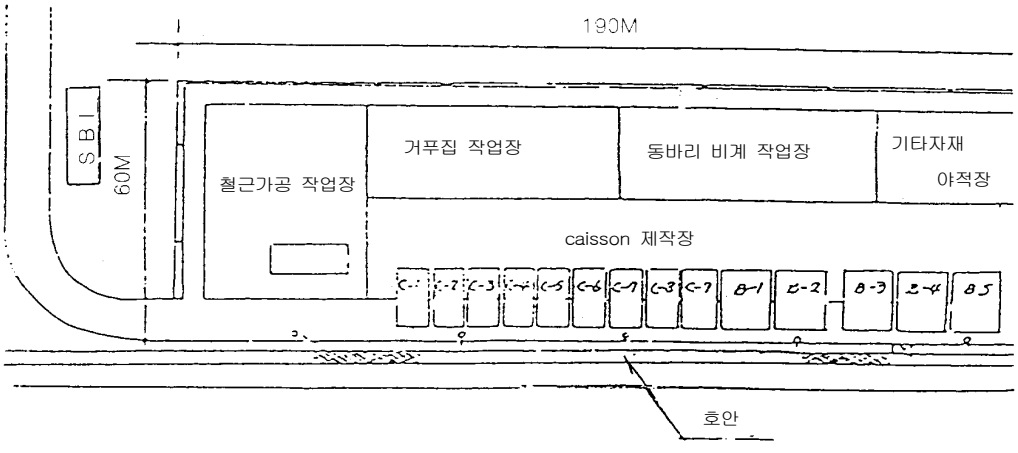
단점으로는
다. 먼지 토사 등이 많은 장소에서는 개폐되지 않을 염려가 있다.
라. 부등침하에 대해서 약하다.
마. 문비체에 강성이 없으므로 파랑에 대해 저항력이 작다.
바. 힌지가 수저에 있기 때문에 보수가 쉽지 않다.

6-4 케이슨 제작시설의 설치

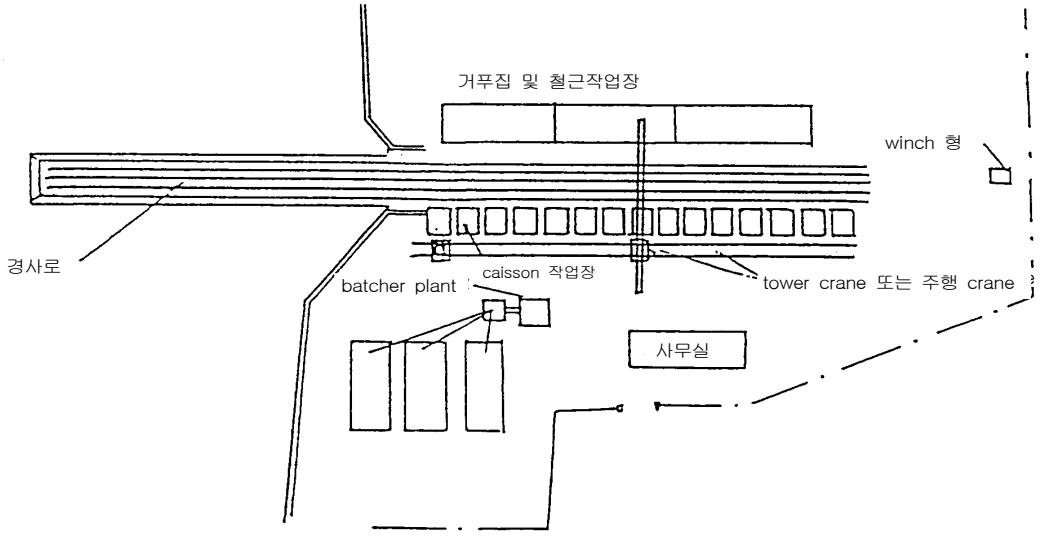
케이슨 제작시설은 케이슨의 진수방법 및 제작장의 상황에 따라 다르나, 합리적인 공정계획에 따라 생산성을 극대화하고 안전하게 작업을 할 수 있도록 배치하고 설계한다.

[참 고]

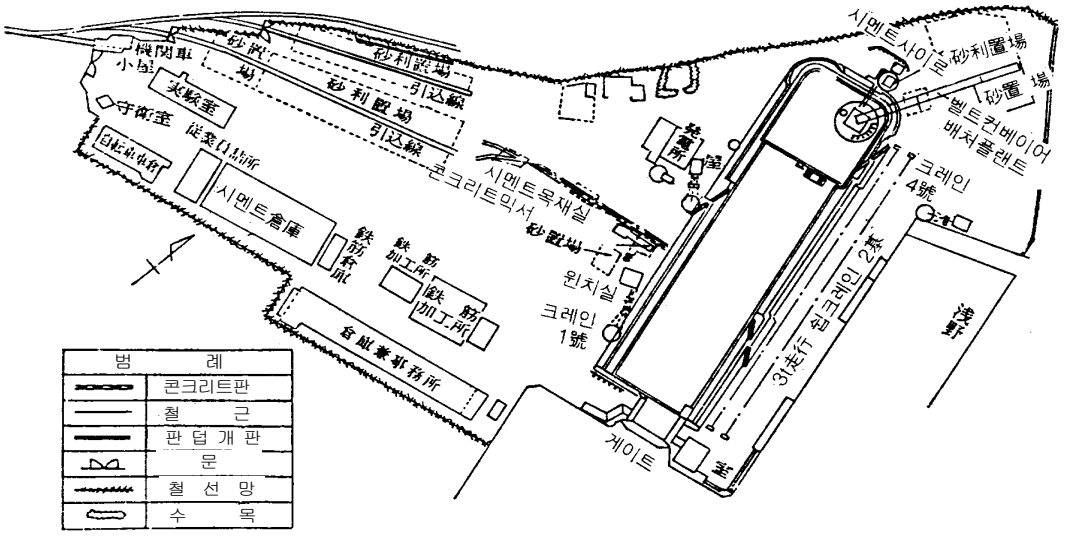
진수방법에 따른 케이슨 제작시설의 배치 예는 참고 그림 (6-1)~(6-6)과 같다.



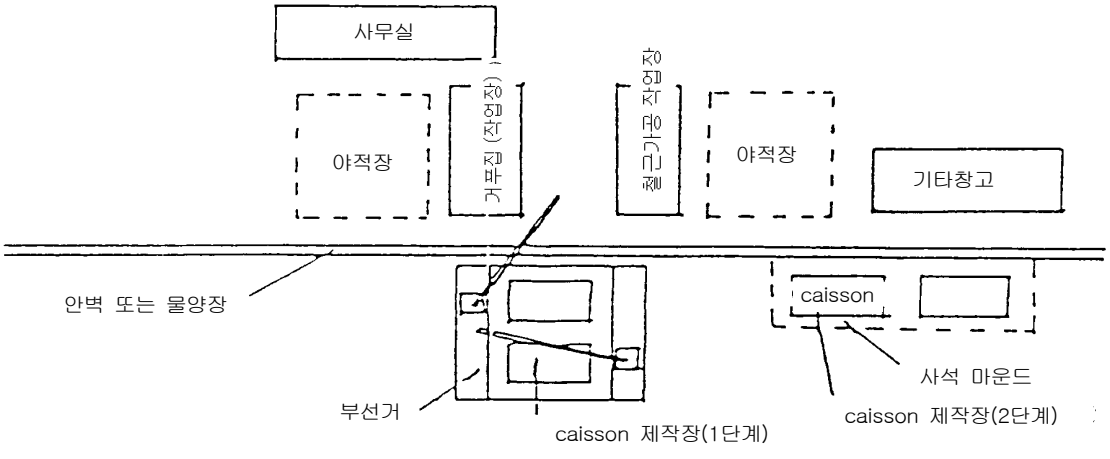
참고 그림 (6-1) 기중기선 사용식 케이슨 제작장 예



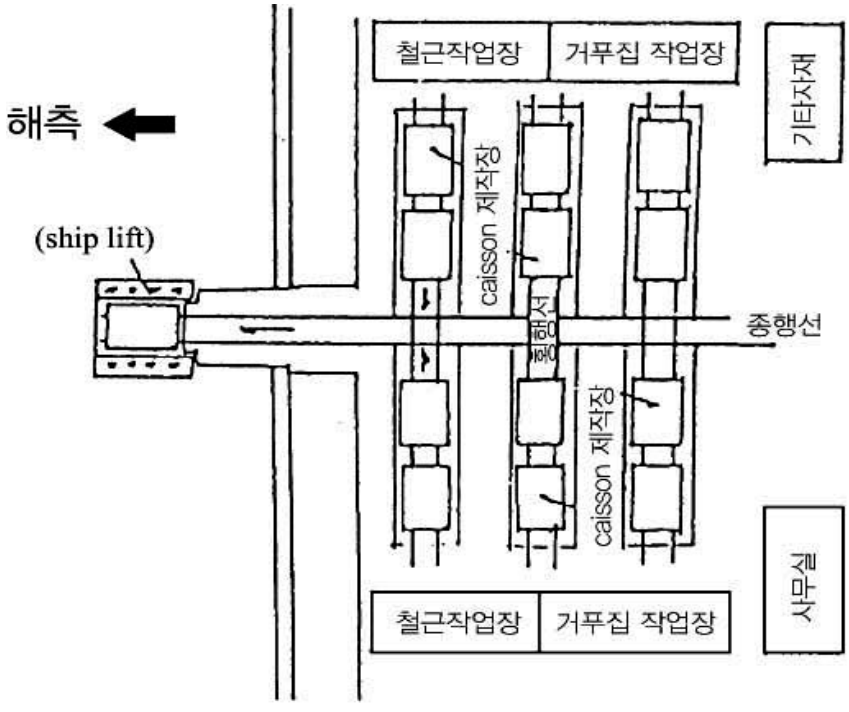
참고 그림 (6-2) 경사로식 케이슨 제작장 (예)



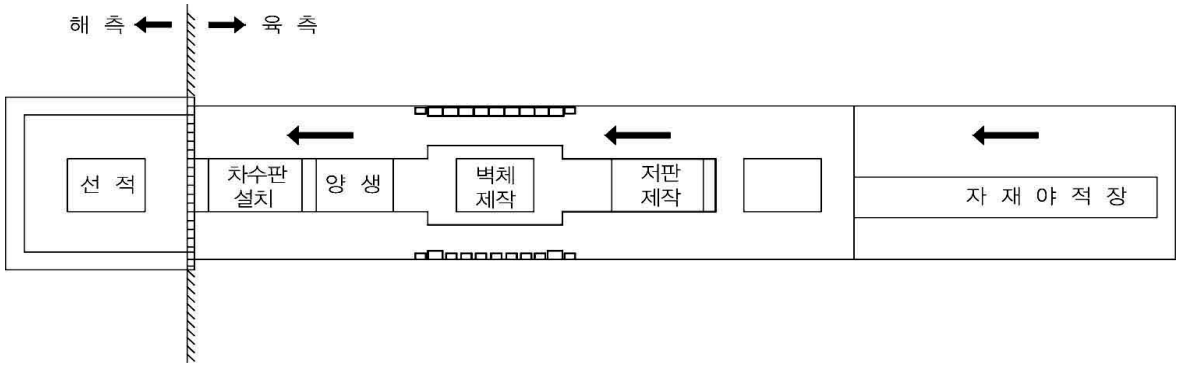
참고 그림 (6-3) 건선거식 케이슨 제작장 (예)



참고 그림 (6-4) 부선거식 케이슨 제작장 (예)



참고 그림 (6-5) 육상제작 이동(jacking) 방식의 케이슨 제작장 (예) (진수식 제작장)



참고 그림 (6-6) 육상제작 이동(jacking) 방식의 케이슨 제작장 (예) (부선거 진수)

제 7 장 항만전력설비

7-1 전력설비의 기본방향

항만운영에 필요한 전력설비는 타워크레인, 냉동컨테이너, 조명탑, 전산장비 등 대형화에 따른 전원 신뢰성과 전력품질 및 유지관리 용이성 확보를 위하여 신기술을 적용, 자동화시스템을 통하여 최적의 전력설비를 구성한다.

7-1-1 적용기준

(1) 전기사업법령 및 전기설비기술기준
전기사업법 제67조 및 같은 법 시행령 제43조에 따른 전기설비기술기준을 적용한다.
(2) 지식경제부 고시 제2010-1호 (2010년)
전기설비 기술기준의 판단기준적용
위 고시에 따른 전기설비기술기준 가운데 항만전력설비와 관련되는 아래 부분을 적용한다.
제1장 총칙
제2장 전기공급설비 및 전기사용설비 가운데 제1절 일반사항과 제3절 전기사용설비의 시설 적용한다.
제3장 발전용 화력설비 가운데 신재생에너지 설비를 도입할 경우에 제6절 연료전지 설비를 적용한다.
제6장 발전용 풍력설비
항만에 풍력발전 신재생에너지를 도입할 경우에 적용한다.
(3) 지식경제부 공고 제 2011-1호(2011년)
전기설비기술기준의 판단기준 가운데 항만전력설비와 관련되는 다음 항목을 적용한다.
제1장 총칙
제2장 발전소, 변전소, 개폐소, 또는 이에 준하는 곳의 시설
제3장 전선로
제5장 전기사용장소의 시설
제7장 국제표준도입
제8장 지능형 전력망
(4) 내선규정
대한전기협회 2013년 판 적용
제1부 총칙
제2부 전선로 및 배선설비의 시설
제3부 전기기기의 시설
제4부 특수설비 및 특수장소의 시설
제5부 저압전기설비의 시설(KS C IEC 60364)
(5) 국토해양부고시 제 2010-1031호 (2010년)
건축물 에너지절약설계기준 적용

(6) 국토해양부 공고 제 2011-1198호 (2011년)
건축전기설비 설계기준 제14장 신전기설비 해당조항 적용
(7) 지식경제부고시 제2012-91호 (2012년)
고효율기지재 선정기준 적용.
(8) 기타 필요시 대형선박 육상전력 공급방안을 고려하여 수변전 및 배전 선로를 계획 검토한다.
(9) 외곽시설 등 항만시설물 전력인입시설 건설시 입지여건, 경제성 등을 감안하여 태양광, 풍력 등의 신재생에너지 활용 방안 등을 검토 반영하여야 한다.

7-2 수변전설비

(1) 한국전력공사 공급약관과 현황을 조사하여 한국전력공사와 협의 후 항만의 전력사용량 계획에 따라 154KV 또는 22.9KV를 수전한다.
(2) 수변전실 위치는 전력부하공급의 중심으로서 유지관리 및 편의성을 고려하여 수해의 피해가 없고 환기시설이 가능하며 장비 반입이 용이한 장소로 계획하여야 한다.
(3) 변압기 bank 구성은 부하용도별, 장래 증설을 고려하여 변압기 고장 및 계통사고를 대비하여 back-up시스템 계획과 합리적이고 효율적인 운전이 가능하도록 한다.
(4) 배전방식은 부두의 부하특성과 시설규모에 따라 직강하, 2단 강하 또는 3권선 변압기 등을 검토하여 적용한다.
(5) 수변전계통의 전력기기 보호 및 안전성 향상을 위하여 고장전류 및 지락전류를 시뮬레이션 후 수변전설비의 기자재 선정하여 최적의 시스템을 구성한다.
(6) 수변전계통의 사고방지와 대응 및 조치를 위하여 고장전류 및 지락전류 시나리오에 의한 시뮬레이션을 한 후 수변전설비의 보호계전기 설정과 유지관리를 위한 보고서와 교육을 한다.
(7) 부하설비의 기자재(C/C, 인버터, 정류기, 컴퓨터 등)에서 발생하는 고조파 3,5,7,....로 인해 기기손상 및 오동작 요인을 제거하기 위한 고조파 시뮬레이션을 한 후 고조파 filter를 설계 설치하여 최적의 수변전 시스템이 되도록 한다.
(8) 수배전반 큐비클은 전자배전반(계전기, 계기)을 적용하여 유지보수 및 원격감시 제어가 용이하도록 한다.

7-3 예비전원 설비

(1) 예비전원 설비는 건축법, 소방법 등 관련법규와 유지관리, 효율성 등을 검토하여 목적에 부합되도록 시스템(발전기설비, 축전지설비, 무정전 전원설비 등)을 선정한다.
(2) 상용전원의 예고정전이나 불시의 정전에 대비 발전기를 시설하여 관련법규의 공급부하와 업무효율성을 감안하여 중요부하에 전원공급을 10시간 이상 지속할 수 있도록 한다.
(3) 상용전원 순간 정전이나 발전기 가동 후 전압이 확립되기까지 수변전 설비 조작 및 감시 등을 위해 D.C전원을 확보하기 위한 축전기설비를 하며, 공급부하 범위는 수변전 설비 제어회로 전원과 비상조명등에 공급한다.
(4) 정보통신, 방재, 방법, 제어 및 감시 등의 반도체 장비의 전원공급 신뢰도를 확보하기 위해 무정전 전원장치(UPS)를 설치하며, back up시간은 30분 이상으로 한다.

7-4 피뢰침 및 접지설비

(1) 피뢰설비는 관련법규에 적합하며, 인명 및 시설물을 보호하기 위해 뇌격전류를 신속하고, 안전하게 방류시켜 완전 보호될 수 있는 방식으로 한다.
(2) 접지설비는 관련법규에 적합하며, 감전사고 및 기기보호를 위해 접지간의 전위차가 발생하지 않도록 한다.
(3) 접지선 및 접지극은 토양에 대한 부식방지를 고려하고, 내식성이 우수하고 오랜 기간 동안 저항값 변화가 적은 방식을 적용한다.

7-5 조명탑설비

(1) 조명탑 및 등기구는 내식성에 강한 재질로 한다.
(2) 조명등의 광원 선정은 에너지 절감, 경제성 및 유지보수 등을 비교하여 적용한다.
(3) 방전등의 안정기는 한시접등 안정기와 순시점등 안정기의 경제성을 비교하여 적용한다.
(4) 이상전압 및 노이즈로가 유기되는 선로로 인해 통신기 등의 소손 방지를 위해 조명배전반에 충격전압 흡수기(surge absorber)를 설치한다.
(5) 필요조도의 확보 및 광공해 방지를 위해 시뮬레이션을 하여 최적의 조명설비가 되도록 한다.
(6) 안전과 유지관리를 위해 누전 및 고장진단 기능을 적용한다.
(7) 제어시스템의 에러 또는 고장에 따른 비상점등이 가능하도록 한다.

7-6 조명제어 및 전력 제어설비

(1) 수변전설비의 제어 및 감시와 조명제어 감시를 통한 시스템을 적용한다.
(2) 수변전설비 유지관리의 신속 대응과 에너지절약을 위해 원격제어 및 감시시스템을 적용하여 수변전설비의 운전상태 및 계측, 적산이 가능하도록 한다.
(3) 조명제어설비는 에너지 절약과 유지관리를 위해 개별제어 및 조도, 시간에 의한 제어가 가능하도록 한다.
(4) 제어, 계측 데이터를 디지털로 기록, 보관, 분석 등이 가능하도록 한다.

제 10 편

전문부두

제1장 컨테이너 부두

제2장 페리 부두

MINISTRY OF OCEANS AND
해 양 수 산 부

제 10 편 전문부두

제 1 장 컨테이너 부두

1-1 설계의 기본방침

컨테이너 부두는 해상 컨테이너 수송에 있어서 중추적 역할을 수행하는 시설이므로 컨테이너 수송의 동향, 배후권 및 육상수송 수단과의 관련, 확보할 수 있는 용지의 넓이 등을 고려하여야 한다. 또한, 부두는 컨테이너선과 접속할 수송기관과 일체로 하여 컨테이너 화물의 입·출입, 보관 등을 원활하고 효율적으로 운영하기 위한 제 시설을 갖춤과 동시에 이들 제 시설이 효율적으로 기능을 발휘할 수 있는 시설배치가 바람직하며, 동시에 충분한 넓이를 갖추어야 한다.

[해 설]

(1) 컨테이너 부두는 복합일관(複合一貫) 수송인 해상 컨테이너 수송 시스템에 대한 해상수송과 육상수송의 접점(接點)으로 우리나라 및 배후지역의 컨테이너 화물수요, 선사(船社)의 컨테이너 항로망의 운용, 배후의 교통 흐름, 인근 항만의 컨테이너 부두시설의 상황 등을 고려하고, 부두가 유효하게 이용될 수 있는 위치에 배치한다.

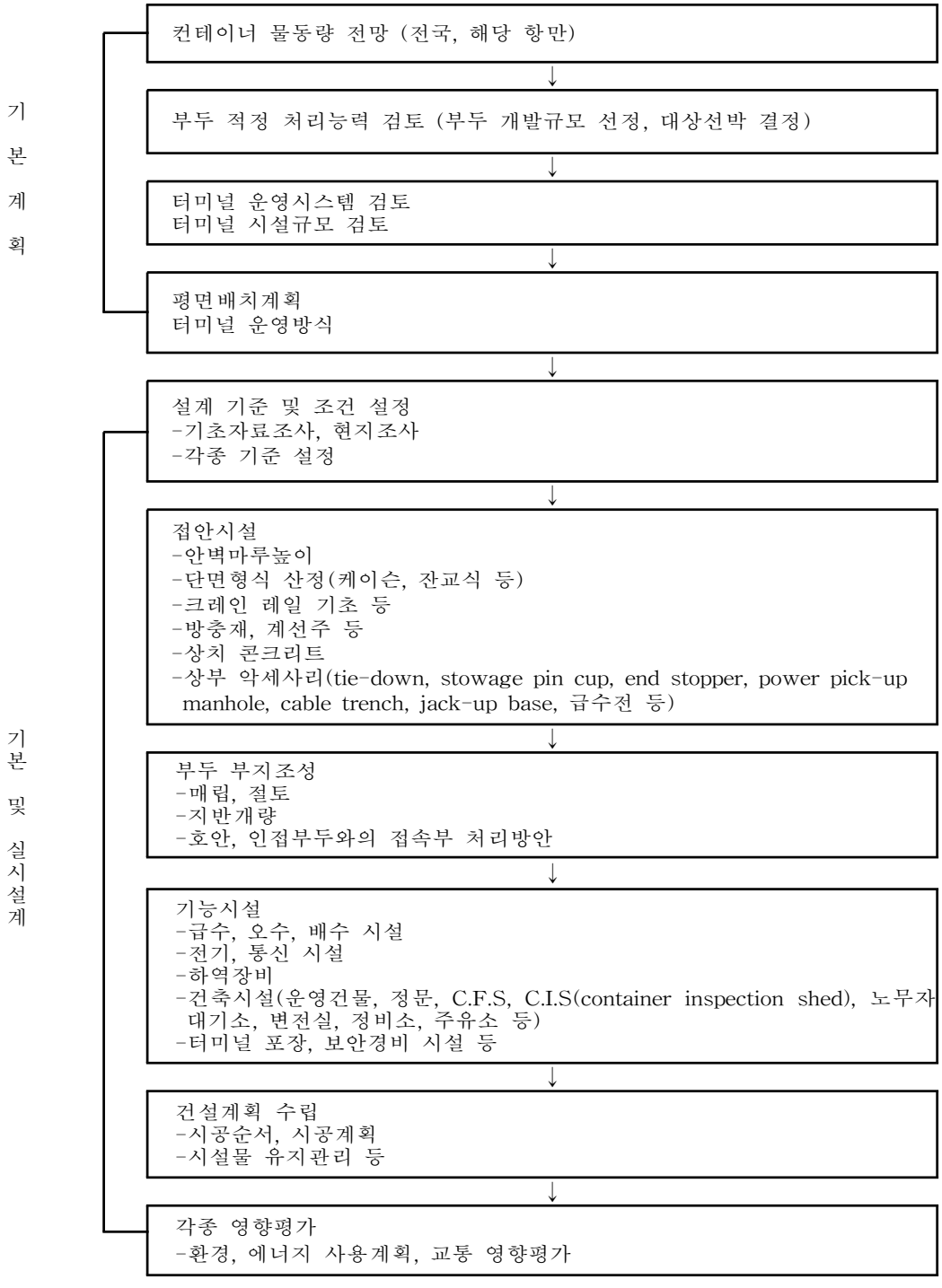
(2) 컨테이너 부두는 항만을 이용하는 선사, 항로, 입·출항하는 선박의 규모, 취급화물량과 품목, 운영방식, 배후의 수송시설의 종류 등에 따라 규모 및 형태가 다르다. 컨테이너를 취급하는 부두에는 전적으로 컨테이너 화물을 취급하는 전문부두(專門埠頭) 이외에 컨테이너 화물과 이외의 화물도 취급하는 다목적 부두(多目的 埠頭)가 있다. 본 장의 기술은 기본적으로는 전문부두를 대상으로 하는 것으로 한다. 다목적 부두의 경우에 컨테이너 화물을 취급하는 시설의 설계에 있어서는 필요에 따라 본장의 기술을 참고하는 것이 좋지만 별도로 화물의 취급상황 등에 따라 검토를 행하는 것이 필요하다.

(3) 일본의 대지진 재해 시 컨테이너 터미널(고오베항)의 피재(被災)가 경제활동, 시민생활에 큰 영향을 준 것을 고려하면 내진강화시설을 적절하게 배치하는 것이 좋다.

(4) 컨테이너 부두는 컨테이너선 및 접속할 수송기관과 일체로 되는 고도의 흐름 작업을 전개한다. 컨테이너 부두는 컨테이너 화물의 입·출입, 하역 및 보관을 원활하게 행하고, 그 기능에 대응하는 계류시설, 컨테이너 야드, 컨테이너 화물조작장(container freight station, C.F.S), 하역기계, 관리시설 등이 일체가 된 컨테이너 터미널과 진입도로, 그의 배후에 입지하는 창고, 종합물류센타, 공(空) 컨테이너/샤시 장치장 등의 물류관련시설 등에 의해 구성된다. 이들 시설이 효과적으로 운용됨으로서 컨테이너 부두의 기능이 충분히 발휘된다.

[참 고]

(1) 컨테이너 부두 설계흐름도



(2) 컨테이너 부두에서는 컨테이너 본선의 원활한 하역을 위한 장치(藏置), 화물 및 컨테이너의 보관, 화물 및 컨테이너의 인수·인도(受渡), 화물의 컨테이너 반입·반출, 컨테이너, 차량, 하역기기의 점검·수리 등이 이루어지고, 이들에 더하여 화물의 집하(集荷), 컨테이너선의 배선계획(配船計劃)의 책정, 컨테이너의 운용계획의 책정 등이 이루어지는 경우도 있다.

(3) 컨테이너 부두는 해상수송과 육상수송의 접점으로서 그 입지조건으로는

① 컨테이너 수송의 동향과 배후권의 넓이 및 그에 대한 산업·소비 활동과의 관련

② 도로, 연안수송, 철도 등의 배후권 화물수송망과의 관련

③ 항만 하역 등을 행하는 산업과의 관련

④ 충분한 부지 넓이, 수역의 넓이, 수심

⑤ 인근 항만 등에 있어서 컨테이너 부두의 정비 상황 등을 고려할 필요가 있다.

이중 특히 중요한 것은 컨테이너 수송의 동향과 배후권 등과의 관련이며, 컨테이너 부두를 계획할 때 충분한 컨테이너 화물량을 발생시키는 경제, 산업활동의 배후권에 대한 집적, 또는 장래 집적의 가능성 평가를 하고, 또한 컨테이너 수송 흐름으로부터 선사가 기항할 조건을 갖추고 있는지도 분석한다.

화물의 집적의 분석에 있어서는 무역·해운 등 국제화물유통에 대한 상관습 등도 고려하는 것이 바람직하다.

또한, 선박의 입·출항과 통관(通關), 동물·식물의 검역(檢疫) 등 수출입에 관한 허가기관의 소재를 고려할 필요가 있다.

(4) 컨테이너 부두의 규모와 시설배치를 결정할 때, 고려해야 할 주요한 사항은 다음과 같다.

① 취급화물을 효율적으로 처리할 수 있는 충분한 기능을 가질 것.

② 육해상(陸海上) 복합일관 수송으로서의 컨테이너 수송 시스템 전체의 경제효율화가 이루어 질 것, 특히 육상의 진입로와의 효율적인 연계(連繫)가 이루어질 것.

③ 장래의 확장, 수송 및 하역방식의 혁신에 탄력적으로 대처할 수 있을 것.

(5) 컨테이너 부두 시설의 기본계획에 있어서 검토할 주된 사항은 다음과 같은 것이 있다.

① 계획 취급화물량

② 화물특성(수출입율, 통과율 등)

③ 컨테이너선의 배선간격(配船間隔)과 선형(船型)

④ 터미널의 관리·운영방식

⑤ 안벽 및 야드(yard)에 대한 하역장비

⑥ 이용 가능한 토지면적과 형상

⑦ 직배후지구(直背後地區)의 보관시설의 상황

⑧ 배후권의 수송방식과 도로 등의 교통사정

⑨ 주변의 토지이용 상황, 선박항행 상황

⑩ 인근의 컨테이너 부두의 상황

⑪ 자동화 장비 및 시설의 도입여부, 범위 및 수준

(6) 또한, 효율적인 부두의 계획 및 설계를 위해서는 컨테이너선의 크기에 따른 양·적하 화물량, 컨테이너 화물의 구성비, 체류특성, 환적(T/S) 및 이선적 등의 컨테이너 터미널 시스템 특성, 그리고 배후권에의 반출·입 상황을 감안하여 정확한 분석을 행한다. 여기서 분석할 항목으로는 적정 장비 수량 및 조합, 장비 생산성, 선석 및 야드 규모, 동선체계, 야드 블록 규모 및 배치, 터미널 관련 시설 규모 및 배치, 그리고 하역기계 비용 및 터미널 운영비용, 컨테이너 터미널 비용이 분석되어야 한다. 이와 같은 상부시설의 효율적인 설계를 위해서는 시뮬레이션 분석을 수행하는 것이 바람직하다.

① 컨테이너 터미널의 시스템 특성

가. 터미널의 공용시간(Gate, 컨테이너 야드의 연간 및 1일 공용시간)

나. 컨테이너선의 도착특성(도착분포)
다. 컨테이너선의 적재율과 신고 내리는 수량의 분포
라. 취급 컨테이너의 종류(일반(dry), 냉동, 위험물, 특수 컨테이너의 비율, 40ft 컨테이너와 20ft 컨테이너의 비율 등) 및 화물의 상태 [FCL화물(full container load ; 컨테이너 1개분의 화물로서 컨테이너마다 트레일러에 의해 육상수송됨)과 LCL화물(less than container load ; 컨테이너 1개에 차지 않는 화물로서 통상 다른 화물과 컨테이너에 혼재되어 선박에 선적되어 컨테이너 화물조작장(C.F.S)에서 컨테이너에 넣거나 또는 컨테이너로부터 꺼내져 작은 화물로서 육상수송됨)의 비율 등]
마. 컨테이너의 집배(集配)특성(반출입 분포)
바. 컨테이너 터미널내의 컨테이너 체류(滯留) 특성
사. 공(空) 컨테이너의 유동(流動) 상황
아. 환적 컨테이너 및 이선적 컨테이너 상황

② 컨테이너 터미널 시스템 특성을 감안하고 야드 장치계획, 본선하역 계획 등 컨테이너 터미널 운영계획을 고려하여 적정 장비수량 및 조합, 선석 및 야드 규모, 동선체계, 야드 블록규모 및 배치를 산정하고, 컨테이너 터미널 생산성 및 처리량 규모를 제시

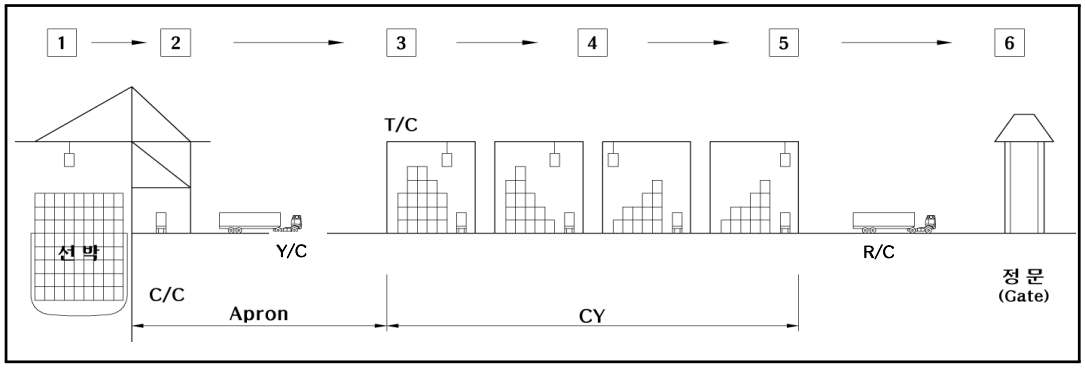
③ 안벽 및 컨테이너 터미널 내의 모든 시설 및 설비의 목록

④ 컨테이너 터미널, 하역기계 및 관련 제 시설의 정비비용, 컨테이너 터미널의 운영에 필요한 총 비용. 이들의 요소를 고려하여 터미널 이용의 효율성, 하역 등 비용의 저렴성 등의 평가 시점에 따라 하역방식의 특성 등을 고려하고, 컨테이너 터미널의 전체규모, 시설의 배치, 각 시설의 규모 및 하역 기계의 최적 대수를 검토한다. 이 경우 부두내의 컨테이너 이동 시뮬레이션 등의 기법을 사용하는 경우가 많다.

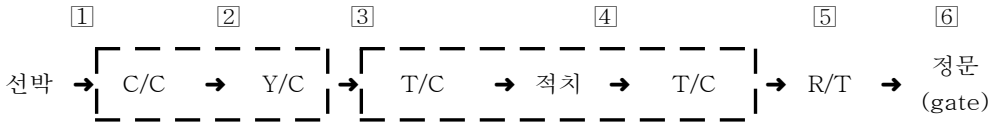
또한, 컨테이너 체류시간의 단축, 수송비용의 저감 등을 이루려면 컨테이너 부두의 이용효율의 향상을 위한 통합운영정보 시스템의 도입이 중요하므로 이를 포함하여 검토하는 것이 바람직하다.

복합일관 수송으로서의 컨테이너 수송은 컨테이너선, 컨테이너 부두, 트레일러·트럭·철도·내항 해운 등에 의한 시스템으로 구성되어 있으므로 각각의 수송기관, 수송시설의 규모는 서로 밀접한 관계를 갖고 있다. 그러므로 수송 시스템 전체로서의 효율성을 염두에 두고 각각의 시설규모, 배치 등을 고려하는 것이 중요하다.

(7) 컨테이너 부두는 운영방식에 따라 일반 컨테이너 부두, 반자동화 컨테이너 부두, 완전자동화 컨테이너 부두로 분류할 수 있고(참고 그림 (1-1) 참조), 이에 따라 야드의 배치계획, 야드 운영방식, 야드 운영장비, 컨테이너 크레인 등이 결정된다.



○ 물류흐름(수입)

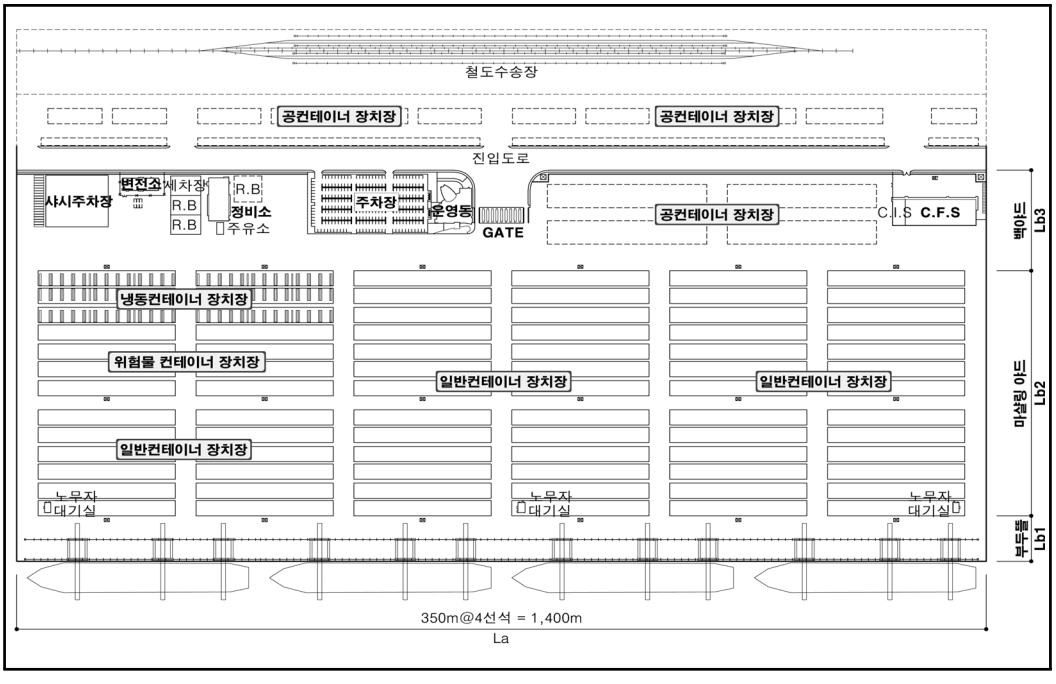


주) C/C : container crane, Y/C : yard chassis, T/C : transfer crane, R/T : road truck

○ 일반 터미널 : 2,3 유인 인력운전(수동), 4 유인 인력운전(수동)
○ 반자동화 터미널 : 2,3 유인 인력운전(수동), 4 무인 원격제어(자동)
○ 완전자동화 터미널 : 2,3 무인 원격제어(자동), 4 무인 원격제어(자동)

참고 그림 (1-1) 일반 컨테이너 부두, 반자동화 컨테이너 부두, 완전자동화 컨테이너 부두 해설

(8) 광양항 컨테이너 터미널의 시설배치 예를 참고 그림 (1-2)에 나타낸다.



참고 그림 (1-2) 컨테이너터미널의 시설배치 예(광양항3-1)

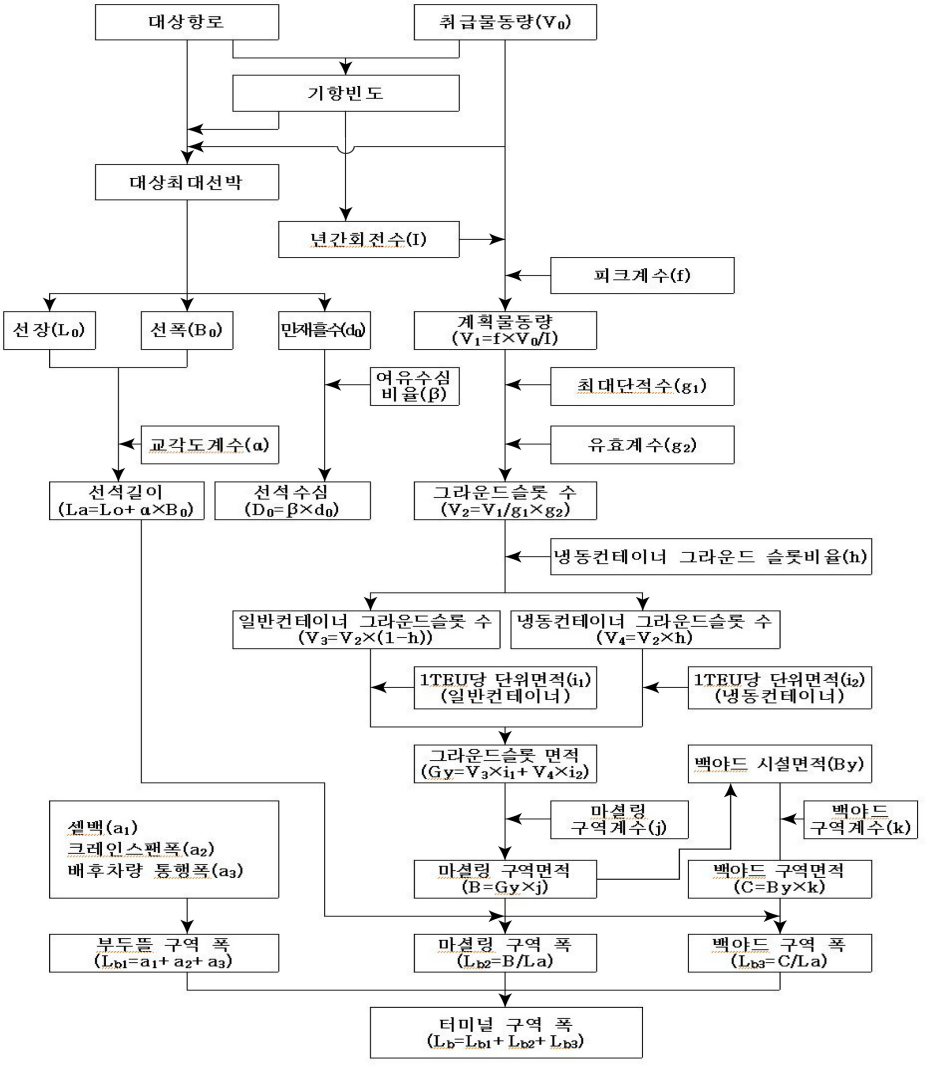
1-2 계류시설의 설계

1-2-1 선석의 길이 및 수심

컨테이너선을 계류(繫留)할 선석의 선석(berth)길이 및 수심은 대상으로 하는 컨테이너선이 안전하고 원활하게 이용할 수 있도록 정하여야 한다.

[참 고]

(1) 컨테이너부두의 규모산정은 참고 그림 (1-3)에 의하는 것이 좋다



참고 그림 (1-3) 컨테이너터미널 규모산정 흐름도

(2) 컨테이너를 운반하는 선박에는 Lo/Lo(lift on/lift off)선, Ro/Ro(roll on/roll off)선, 세미컨테이너선 등의 선종이 있으며, 여러 가지 선형이 있다. 또한 동일 선종에 있어서도 운반선사에 따른 선형에 특징이 있다. 그러므로 대상으로 하는 선형이 명확한 경우는 대상선박에 대응하는 선석의 길이 및 수심으로 한다. 그러나 시설의 설계단계에서 대상선박의 주요 치수를 설정하지 않는 경우는 참고 표 (1-1)의 값을 사용해도 좋다.

참고 표 (1-1) 컨테이너 부두의 선석길이 및 수심

선박 규모		선석의 길이 (m)	선석의 수심 (m)
재하중량 톤수(DWT)	TEU		
30,000	2,000	250	12.0
40,000	3,000	300	13.0
50,000	4,000	330	14.0
60,000	5,000	350	15.0
100,000	8,000	400	16.0
150,000	14,000	450	17.5
200,000	18,000	500	18.5
250,000	22,000	500 이상	20.0~21.0

(3) 참고 표 (1-1)의 선석의 표준적인 제원은 제8편 2-1 선석의 치수에 준하고 제2편 2-1 대상선박의 주요 치수를 기준하여 정한다. 여기서, 100,000DWT 이상의 컨테이너선에 따른 선석의 길이 및 수심은 국내 사례를 중심으로 정한 바 초대형 컨테이너선의 출현 추이 등을 고려하여 검토되어야 한다.

(4) 컨테이너선은 동일치수시 동일 중량톤을 갖는 선박도 있지만, 일반 화물선과 비교하여 운항선사, 건조 시기, 운항항로 등에 따라 선박의 주요 치수의 변화가 크다. 예를 들면 선석길이가 350m이고 수심이 15.0m의 선석에 있어서 선박에 따라서는 60,000DWT 이상의 배가 접안이 가능한 경우도 있다.

1-2-2 계선설비

계선설비(繫船設備)는 대상으로 하는 컨테이너선의 선형, 종류 등을 고려하여「제8편 15-2 계선주와 계선환」에 준하여 설치한다.

[해 설]

컨테이너선은 선석의 길이 또는 수심이 동일규모의 안벽에 접안하는 일반 화물선에 비하여 재화중량 톤수(DWT)에 대한 총 톤수(GT)가 크고, 또한 갑판상에 컨테이너를 적재하면 수면 상의 투영면적이 크다. 그러므로 계선설비의 구조는 컨테이너선의 풍압을 받는 면적이 크다는 것을 고려할 필요가 있다.

1-2-3 방충설비

방충설비(防衝設備)는 대상으로 하는 컨테이너선의 선형, 종류 등을 고려하여 「제8편 15-1 방충설비 또는 본편 2-2 계류시설의 설계」에 준하여 설치한다.

[해 설]

컨테이너선은 동일한 선석 길이 또는 수심에 대응하는 일반 화물선에 비하여 재하중량톤수에 대한 배수(排水) 톤수가 크다. 그러므로 방충설비의 제원은 이것을 고려하여 결정할 필요가 있다.

1-3 육상시설의 설계

1-3-1 일반

컨테이너터미널은 주로 안벽, 부두뜰(apron), 컨테이너 야드(C.Y), 배후부지로 구성되며, 각 구역별 운영 특성을 고려하여 적절한 규모를 설정한다,

1-3-2 부두뜰

부두뜰(apron)은 컨테이너의 가치(假置), 컨테이너선의 해치커버(hatch cover)의 가치(假置), 하역기계 및 하역을 위한 차량의 주행이 안전하고 원활하게 이루어지도록 적절한 규모로 설계한다.

[해 설]

(1) 컨테이너 하역 시 안벽 크레인의 종류와 기수, 컨테이너 야드 내에서의 하역방식, 자동화에 따른 무인이송장비 및 시스템 특성 등에 따라 필요로 하는 부두뜰의 규모(폭 등)가 다르다.

(2) 부두뜰의 폭은 컨테이너 크레인의 레일 폭, 차량통행 폭 등을 고려하여 적정하게 설정한다.

[참 고]

(1) 부두뜰의 폭은 안벽 기준선에서 해측레일까지 거리(set back), 컨테이너 크레인의 레일 폭, 차량통행 폭 등을 고려하여 다음 식에 의해 구할 수 있다.

$$L_{b1} = a_1 + a_2 + a_3$$

여기서,

L_{b1} : 부두뜰 폭

a_1 : 안벽 기준선에서 해측레일까지 거리(set back)

a_2 : 컨테이너 크레인의 레일 스팬(rail span) 폭

a_3 : 차량통행 폭

① 안벽 기준선에서 해측레일까지 거리(a_1)는 계선주, 컨테이너크레인 케이블트레이(cable tray), 대상 컨테이너터미널의 특성을 고려하여 결정하는 것이 바람직하다. 국내의 경우 3.5~6.5m로 이용하고 있으며, 외국터미널의 경우에는 하역작업에 직접 관련되지 않는 차량의 서비스도로로도 사용하여 보다 넓게 이용하고 있다.

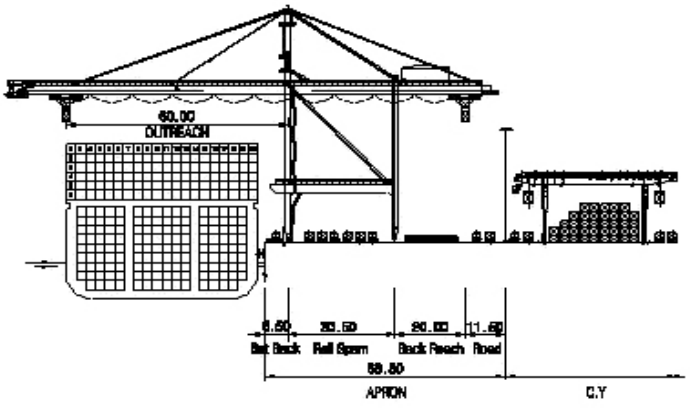
② 레일스팬 폭(a_2)은 하역 시 소요 차선(lane)에 예비로 1차선을 추가로 확보할 수 있는 폭이 바람직하다. 또한, 보행자 및 잡무차량의 통로로서 5~10m를 추가하는 것이 좋다. 여기에 크레인 아래 1차선당 소요 폭은 트랙터 5.0m/차선, 스트레들캐리어 5.5m/차선를 표준치로 사용할 수 있다. 예를 들어 선박당 3대의 크레인을 사용하고 스트레들캐리어를 이용할 경우 레일스팬 폭은 다음과 같다.

$$a_2 = (3+1)\text{차선} \times 5.5\text{m/차선} + 8\text{m(여유 폭)} = 30\text{m}$$

③ 크레인 배후의 차량통행대 폭(a_3)은 크레인의 제원(back reach) 및 여유폭 등을 고려하여 적절하게 설정한다. 예를 들어 트랙터트레일러의 경우 크레인 배후의 차량통행대 폭은 해치커버(4열 : 11m, 5열 : 13.5m)의 임시거치 및 최소 차선폭 3.5m에 여유 폭 3m를 더한 값(5열 해치커버의 경우 20m)으로 할 수 있다. 스트레들캐리어의 경우 캐리어의 선회 폭 22m에 여유 폭 15m를 더한 37m로 할 수 있다.

④ 부두뜰 폭의 국내외 실적치는 40~80m로 정하는 사례가 많다, 예를 들어 1선박당 크레인 3대를 사용하고 스트레들캐리어를 이용할 경우 부두뜰의 폭은 다음과 같다.

$$L_{b1} = a_1+a_2+a_3 = 3.5m+30.5m+37m = 71.0m$$



참고 그림 (1-3) 부두뜰 단면도(부산신항 사례)

(2) 부두뜰의 포장은 주행차량, 하역기계의 윤하중(輪荷重) 및 무인이송장비 운행 및 유도장치 매설 등을 고려하여 아스팔트 콘크리트, 시멘트 콘크리트, 콘크리트 블록 등으로 설계한다. 포장의 설계는「제8편 제16장 부두뜰」을 참조한다.

1-3-3 컨테이너 크레인

컨테이너 크레인(container crane, C/C) 은 대상으로 하는 컨테이너선의 선형, 컨테이너의 크기 및 종류, 컨테이너의 취급량, 안벽구조, 야드의 하역방식, 야드 하역시설과 기계의 종류 등을 고려하여 적절한 처리능력을 갖는 것으로 한다.

[해 설]

(1) 컨테이너 크레인은 선박에서 컨테이너를 하역하는 주요한 하역기계로서 그 능력이 부두의 처리능력을 정하는 주요한 요소이며, 접안할 선박, 취급 컨테이너, 야드의 하역 시스템 등을 고려하여 크레인의 능력이 야드의 처리능력과 조화가 되도록 하여 그 소요기수(所要基數) 및 능력을 정하여야 한다.

(2) 야드 운영방식에 따라 안벽의 하역능력을 증가시키기 위하여 신개념의 컨테이너 크레인(dual hoist single trolley, DHST type 등) 설치도 검토할 수 있다.

(3) 컨테이너 크레인의 설계에 대해서는「제9편 2-2 하역기계」에서 정한 규정을 제외하고는 본 항에 따른다.

[참 고]

(1) 컨테이너 크레인의 소요기수는 연간 물동량, 컨테이너선의 선형, 안벽에서의 소요 하역능력의 설정 등에 따라 다르지만 우리나라에서는 일반적으로 1 선석당 2~4기씩 설치하고 있다. 외국 항만에서는 그 이상(4~5기) 설치한 경우도 있다.

(2) 컨테이너 크레인의 설계에 있어서 조건으로 고려할 사항은 아래와 같다.

① 대상 컨테이너선의 선형(船型) 선정

컨테이너 크레인의 제원은 대상선박의 최대 선형에 의해 결정되기 때문에 안벽수심, 연장, 선박 대형화 추세 등을 고려하여 대상선박을 선정한다.

② 소요처리능력(所要處理能力)

컨테이너 크레인의 처리능력은 컨테이너선의 입항 빈도와 컨테이너선 1척 당의 양적(揚積) 컨테이너 개수에 충분히 대응하지 않으면 안 된다.

그 처리능력은 야드의 컨테이너 처리능력과 조화가 되도록 하여야 한다. 그리고 컨테이너 크레인의 처리능력은 주요동작인 권상·하 및 횡행속도(橫行速度)에 의해 좌우되므로 이들의 속도를 정확하게 결정해야 한다.

③ 크레인의 정격하중(定格荷重)

정격하중은 컨테이너, 컨테이너선의 해치커버(hatch cover), 스프레더시스템(spreader system, 20ft twin, 40ft double), 기타 컨테이너선으로 수송된 중량물 등 컨테이너 크레인에서 취급할 것이 예상되는 하중을 바탕으로 정확하게 결정한다.

④ 내진성(耐震性)

컨테이너 크레인의 내진성에 관해서는 「제9편 2-2 하역기계」를 참조한다.

(3) 컨테이너 크레인 제원의 결정

① 작업도달거리(Reach)

아웃리치(out reach)는 대상선박의 선폭, 셀백(set back)간 거리, 방충재(防衝材)의 높이, 하역중의 선박경사(보통 3°), 끝단 여유 등을 고려하고, 최대 대상선형에 충분히 대응할 수 있도록 결정한다. 셀벡(set back)간 거리의 설정은 계선주의 치수, 크레인 등의 전력공급 케이블 트랜치(cable trench), 안벽의 구조 등을 충분하게 고려한다.

백리치(back reach)는 컨테이너의 하역방식, 해치커버(hatch cover)의 크기 및 위치 등을 고려하고 조명탑과 간섭되지 않도록 정한다.

② 인양높이(揚程)

인양높이는 대상선박의 흘수(吃水), 갑판(deck)상의 컨테이너 적치단수(積置段數), 하역 중 선박경사, 조위 및 안벽의 높이 등을 고려하여 최대 대상선형에 충분히 대응하도록 정한다.

③ 레일 게이지(rail gauge)

부두뜰에서 컨테이너연결장치(twist lock) 탈·부착 작업, 선박 당 컨테이너 크레인 투입 기수, 컨테이너 양·적하(揚·積荷) 방식 및 위험물(방사능, 폭발물, 가스 등)을 취급할 수 있는 공간을 고려하여 레일간격을 결정한다. 컨테이너의 하역작업은 일반적으로 샤시(chassis)와 스트래들 캐리어(straddle carrier)가 사용된다. 레일간격은 이들 하역작업이 원활하게 되도록 그 폭을 결정한다. 차량 및 하역기계의 통과에 필요한 차선 수는 1선박당 투입되는 컨테이너 크레인의 기수를 고려한 동선(動線)에 따라 정한다. 그 이유는 필요 차선수와 차선을 주행하는 하역기계의 종류마다 필요 차선폭, 안벽구조, 크레인의 안전성, 경제성, 갑판에 쌓은 컨테이너를 고정한 기구의 장착작업을 고려하여 레일간격을 결정한다.

④ 다리(leg) 내측간격(內側間隔)

크레인 다리(leg) 내측간격은 안벽 기준선 직각방향으로부터 본 크레인 차축의 내측 간격으로 컨테이너 해치커버 등 컨테이너 크레인에서 취급이 예상되는 것이 크레인 다리(leg) 내를 안전하게 통과할 수 있도록 정한다.

⑤ 크레인과 크레인 간격

선박 당 다수의 컨테이너 크레인을 투입하여 인접작업을 할 경우가 있는 것을 고려하여 안벽의 구조에 무리가 없는 한 좁은 것이 바람직하다.

⑥ 문형보(portal beam)의 높이

레일 게이지(rail gauge) 내를 주행하는 샤시나 스트래들 캐리어 등의 하역기계가 안전하게 통과할 수 있는 높이로 한다.

⑦ 해측한계면(海側限界面)

컨테이너 크레인과 안벽에 계류되어 있는 컨테이너선의 접촉을 피하기 위해 컨테이너 크레인의 해측 한계면의 검토가 필요하다. 이 한계 치수는 안벽높이, 고조위(高潮位), 방충재(防衝材)의 높이, 대상선박의 각 치수, 특히 항행 브리지 윙(navigation bridge wing)의 높이와 폭, 대상선박의 흘수(吃水)에 의해 결정된다.

컨테이너 크레인은 휴지 시(休止時)의 상태(크레인 붐을 올린상태)로 주행하여도 선박과 접촉하지 않도록 해측한계면 내로 하는 것이 필요하다. 또한, 선박의 승강용 계단 폭을 고려한다.

⑧ 윤하중(wheel load)

크레인의 윤하중(wheel load)은 안벽 구조물의 윤하중 보다 작아야 한다.

(4) 모니터링 시스템(monitoring system)의 설치

크레인 및 터미널의 효율적인 운용을 위해 모니터링 시스템을 준비하는 것이 바람직하다. 모니터링 시스템에는 크게 나누어 크레인의 제어계통을 감시하는 상태감시기능, 고장부분을 손쉽게 추적하여 기술자가 짧은 시간 내에 고장을 수리할 수 있도록 하는 고장진단기능, 컨테이너 처리개수, 중량, 운전 및 휴지시간(休止時間) 등의 실적을 집계하는 운전관리기능이 있다. 이러한 모든 자료들은 사무실에서도 확인 가능하도록 원격제어 시스템의 구축이 필요하다.

(5) 부속장치(고정장치, 스토퍼, 잭업 플레이트)의 설치

크레인에는 휴지 시 및 폭풍, 지진 등 자연 재해가 발생할 시에 지정된 위치에 정지하여 미끄러지거나 전도되지 않도록 크레인 기초와 크레인을 고정할 수 있는 스토위지 핀(stowage pin) 및 핀컵(pin cup), 타이다운시스템(tie down system) 등을 설치하여야 한다.

크레인이 레일상의 임의의 위치에 있는 경우에 돌풍 등 예측하지 못한 사태로 인해 미끄러지지 않도록 레일 클램프(rail clamp) 및 철제쐐기를 설치한다. 또한, 재해예방의 조치로서 컨테이너크레인 제작 시 전도방지를 위한 스톱블록(stop block)과 횡방향 앵커 스토퍼(anchor stopper) 설치를 고려하며, 타이다운(tie down) 로드힌지 방향은 주 풍향방향을 고려하여 설치하고, 스토위지 핀(stowage pin)의 형상은 충분한 길이의 저항력이 큰 사각형 설치를 고려할 수 있다.

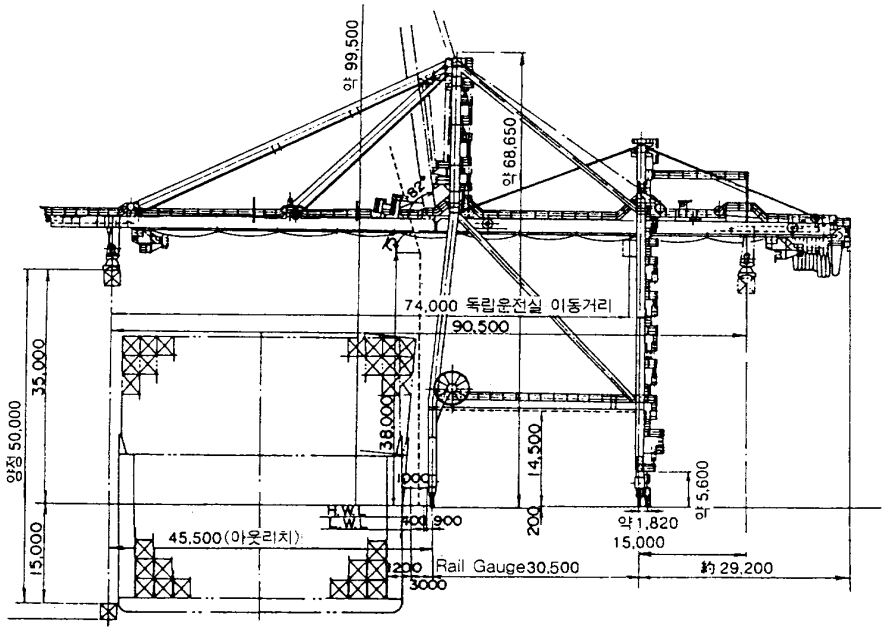
주행로 양끝에 크레인이 레일로부터 이탈할 수 없도록 스토퍼(end stopper)를 설치한다.

주행차륜(走行車輪) 교환 시에 크레인의 잭업(jack up)을 위해 크레인 기초의 소정위치에 잭업 플레이트(jack-up plate)를 설치한다. 소정위치는 선박의 출발 및 도착 시 접촉방지를 고려해야 한다.

(6) 풍향, 풍속계

크레인의 적정한 위치에 풍향과 풍속을 측정할 수 있는 풍향, 풍속계를 설치한다.

(7) 컨테이너 크레인의 일례를 참고 그림 (1-4)에 표시한다.



참고 그림 (1-4) 컨테이너 크레인의 일례

1-3-4 컨테이너 야드

컨테이너 야드(container yard, C.Y)는 컨테이너 또는 샤시(chassis)의 보관, 반출입이 원활하게 행해지도록 규모, 배치를 결정하여 야드 내 시설을 설계하여야 한다.

[해 설]

(1) 컨테이너 야드 포장은 일반포장 구조가 아닌 구조물을 기초로 하는 개념으로 정리하고 아래의 여건 등을 고려하여 설계하여야 한다.

① 터미널의 평면배치 및 운영방식
② 공사비 및 유지보수비 등을 고려한 경제성
③ 신뢰성 및 설계 예상 구조물 수명
④ 장비의 주행특성 및 하중조건
⑤ 노상의 강도 및 예상 침하량
⑥ 재료, 장비, 배수에 대한 표면경사
⑦ 장래 용도 및 개발 확장 여부 등

(2) 장비의 주행특성 및 하중조건에 대한 설계 방법

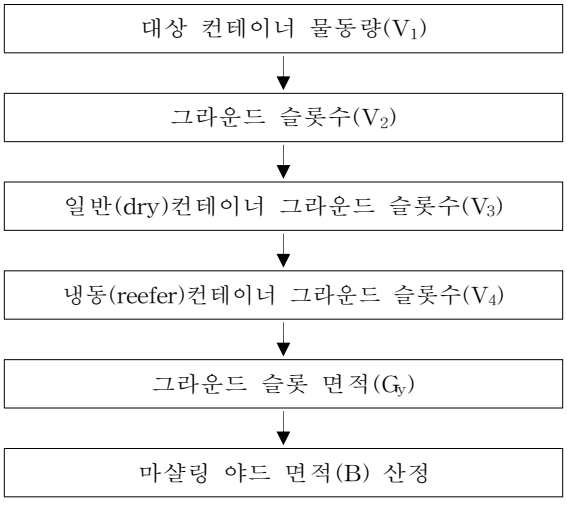
① 하역장비 이동로 설계는 도로포장의 설계와 달리 하역장비의 운행특성을 고려하여야 한다.
② 장치장은 최대 높이까지 적치된 컨테이너로부터 발생하는 정하중만을 고려하여 설계한다.
③ 트레일러(trailer) 이동로의 경우는 이동에 따른 윤하중만을 고려한다.
④ 전체 컨테이너 야드는 균일하게 설계하여야 하며, 적치된 컨테이너, 스트래들캐리어(straddle carrier), 포크리프트(fork lift) 등 야드 내에 있는 모든 장비에 대하여 윤하중 또는 정하중과 이동하중의 조합하중 등을 고려하여 설계한다.

[참 고]

(1) 컨테이너 야드는 기본적으로 부두뜰과 일체로 되어 컨테이너 선박에 싣고 내리는 컨테이너를 정렬하는 마샬링 야드(marshaling yard), 컨테이너의 반출입, 보관을 하는 컨테이너 야드(stacking yard라고 불리기도 한다), CFS, 정비소, 운영건물, 게이트 등이 설치되는 백야드(back yard)가 있다. 또한, 부두에 따라서는 선사가 공 컨테이너의 운용을 위해 장치하는 공(空) 컨테이너 야드(van pool)가 있다. 그러나 마샬링 야드와 스테킹 야드의 구분이 없는 경우가 많고, 그 경우 일반적으로 안벽에 가까운 야드부터 순서대로 수출용 마샬링, 수입용 마샬링으로 이용되는 것이 많다.

(2) 컨테이너 야드는 컨테이너선에 컨테이너의 양적하, 배후 수송능력을 고려하여 계획한다. 계획 시 주요항목은 컨테이너선의 도착간격, 양적하 컨테이너의 개수, 적·공 구분(積·空 區分) 및 일반(dry), 냉동(reefer), 특수, 위험물 컨테이너 구분 등 취급 컨테이너의 종류와 양, 안벽 및 야드 내 체류 특성, 적치단수(積置段數) 등을 고려하여야 한다.

(3) 마샬링 야드에는 컨테이너 규격에 맞춰 지반에 구획선이 그어져 있으며, 이 공간을 그라운드 슬롯(groung slot)이라고 부른다. 여기에는 번호가 매겨져 있어 화물의 양적하 계획에 따라 이 공간에 컨테이너가 정연하게 배치된다. 마샬링야드 면적은 소요 TGS(twenty ground slot)를 산출하는 다음 방법으로 구할 수 있으나, 상부시설의 효율적인 설계를 위해서는 시뮬레이션 분석을 수행하는 것이 바람직하다.



참고 그림 (1-5) 컨테이너야드 면적산정 흐름도

$$V_1 = f\,V_o / e$$
$$V_2 = V_1 / (g_1 g_2)$$
$$V_3 = V_1 (1 - h)$$
$$V_4 = V_2 h$$
$$G_y = V_3 i_1 + V_4 i_2$$
$$B = G_y j$$

여기서,

V_o : 계획 물동량(TEU)
V_1 : 마샬링야드 계획을 위한 대상 컨테이너 수(TEU)
e : 년간 회전수(=년간 작업일수/야드 내 평균장치일수)
f : 피크계수(=1.2～1.3)
V_2 : 그라운드 슬롯수 (TEU)
g_1 : 최대단적계수(트랜스퍼크레인 4～5단, 스트래들케이러 3～4단)
g_2 : 유효계수(=0.7～0.8)
V_3 : 일반(dry)컨테이너 그라운드 슬롯수(TEU)
V_4 : 냉동컨테이너 그라운드 슬롯수(TEU)
h : 냉동컨테이너 그라운드 슬롯 비율(=0.05～0.15)
G_y : 그라운드 슬롯 면적
i_1 : 일반(dry)컨테이너 1TEU당 바닥면적(=14.9㎡)
i_2 : 냉동컨테이너 1TEU당 바닥면적(=17.5㎡)
j : 마샬링야드 계수(수심 15m 미만 2～3, 수심 15m이상 2.5～3.5)
B : 마샬링야드 면적(㎡)

기존사례를 보면 마샬링야드의 면적은 안벽수심이 15m 미만일 경우 40,000～90,000㎡, 15m 이상일 경우 70,000～110,000㎡ 가 많고, 폭은 안벽수심이 13m 미만일 경우 150～250m, 13～155m 미만일 경우 200～300m, 15.5m 이상일 경우 250～330m가 많다.

(4) 컨테이너 야드 내의 하역방식에 따라 컨테이너의 장치 형태가 다르며 사용하는 차량, 하역기계가 다르다. 또한, 사용하는 차량에 따라 주행 방법이 다르므로 통로의 배치와 소요면적이 다르다. 그러므로 야드 내에서의 하역방식에 대응하는 시설계획을 할 필요가 있다.
야드에서의 하역방식은 주로 다음과 같은 방식이 있다.

① 트랜스퍼 크레인(transfer crane, T/C) 방식
컨테이너 야드 내의 컨테이너 운반은 트랙터/샤시에 의하며, 컨테이너를 싣고 내리는 것은 트랜스퍼 크레인(transfer crane)에 의해 행한다. 이 방식은 다열(多列), 고단적(高段積)이 가능하기 때문에 컨테이너 야드의 토지 이용 효율이 높고 자동화가 용이하다는 장점이 있으나, 초기 투자비가 타 방식에 비해 비싸고, 하단(下段)의 컨테이너를 빼내는 작업 시 컨테이너의 교체작업을 필요로 하는 단점이 있다.
사용되는 트랜스퍼 크레인의 종류에 따라 레일식과 타이어식으로 분류된다. 장비 종류의 선택은 처리량, 노동조건, 컨테이너야드(C.Y)의 면적 및 형태 등 터미널의 조건에 의해 결정된다.
레일식(rail mounted gantry crane, RMGC)은 다열(多列), 다단적(多段積)이 가능하므로 컨테이너의 적재량을 증대시킬 수 있고, 고속 주행과 인양으로 생산성이 높다. 또한, 정확한 주행과 정지로 야드 자동화가 용이하다. 동력을 전기를 사용하므로 환경친화적이고 정비가 용이하다. 반면, 장비가 레일 위에 설치되어 있어 컨테이너 적재 블록을 자유로이 바꿀 수 없기 때문에 작업의 유연성이 없고, 초기 투자비가 많이 소요된다. 장비가 고중량이기 때문에 레일 기초를 튼튼히 하여야 한다. 기초방식으로는 파일기초나, 확대기초 등이 있다. 동력공급용 픽업 맨홀(pick-up manhole), 케이블트랜치(cable trench)를 설치하여야 하고, 이에 대한 배수시설이 필요하다.
타이어식(rubber tired gantry crane, RTGC)은 주행 바퀴가 고무 타이어로 컨테이너의 적재 블록 간 이동이 용이하여 작업의 유연성이 좋고, 자동주행 운전도 가능하다. 주행로의 포장은 통상 PC 포장, 철근 콘크리트 포장 등으로 중포장을 할 필요가 있다. 이들 장비들은 태풍 등 기상이변에 대비한 계류시설이 필요하다.

② 스트래들 캐리어(straddle carrier, S/C) 방식

운반하는 것에 중점을 두는 스트래들 캐리어를 사용하는 방식으로 컨테이너 야드 내에서 자유롭게 컨테이너를 운반할 수 있다.

이 방식의 이점은 컨테이너의 운반에 기동력이 있고, 다단적이 가능하며 컨테이너 야드의 토지이용효율이 높다. 또한, 초기투자가 그다지 크지 않다.

단점으로는 다단적에서 하단의 컨테이너를 빼내는 경우, 그 작업이 열에 연한 종방향에 한정되므로 트랜스퍼 크레인 방식 이상으로 제약된다. 또한, 스트래들 캐리어의 자유로운 주행이 가능한 반면 야드 내의 작업자의 안전 확보가 큰 과제로 된다.

포장은 스트래들 캐리어가 종횡으로 주행하므로 전체를 중포장으로 할 필요가 있다. 또한, 컨테이너 장치장의 규정 주행로에 있어서는 바퀴자국(rutling) 방지를 위해 반(半)휨성(semi flexible) 포장으로 하는 경우도 있다.

스트래들 캐리어가 컨테이너 야드 내 작업에 사용될 경우 그 통로는 2열의 컨테이너 사이에 확보되어야 하고 폭은 도입장비의 제품 특성을 고려하여 결정하여야 한다.

③ 샤시(chassis)방식

컨테이너를 직접 지면에 두지 않고 항상 샤시에 두는 방식으로 통상 샤시와 이를 끄는 트렉터, 컨테이너 크레인 이외의 하역기계를 필요로 하지 않는다. 이 방식의 이점은 컨테이너의 반출입의 흐름이 신속하여 컨테이너 야드에서의 체류가 적다. 또한, 샤시를 제외하면 초기 투자비용이 작다.

트레일러 주행부는 중포장(重鋪裝)으로 하지만, 여러 단을 쌓지 않고 컨테이너 야드 상에 하역기계가 없어서 이외의 부분은 비교적 경포장(經鋪裝)으로 한다.

단점으로는 여러 단을 쌓지 않으므로 다수의 샤시를 필요로 하고 모든 샤시를 트렉터로 반출입하게 되므로 컨테이너 야드의 면적당 토지이용효율이 낮고 넓은 야드를 필요로 한다. 또한, 하역의 자동화에 적용하기 어렵다.

④ 포크리프트(forklift) 방식

①~③이외에 취급 화물량이 적지 않은 소규모 컨테이너 야드에서는 포크리프트 방식이 사용된다. 그 방식은 간편하지만 운전작업 공간이 크고 컨테이너 장치공간이 작은 등 대량의 컨테이너를 취급하는 경우에는 효율적이지 못하다.

또한, 여러 야드 내 하역방식의 이점을 고려하여 하나의 야드에 있어서도 몇 개의 하역방식이 구역을 구분하여 병용되는 예가 있다.

⑤ 천정크레인(over-head bridge crane, OHBC)방식

이 방식은 다리(leg)와 거더(girder)가 고정된 상태로 거더(girder) 위에 트롤리 레일(trolley rail)을 설치하여 트롤리(trolley)가 이동하면서 컨테이너를 장치하는 시스템으로, 외국의 경우 스팬(span)이 45m, 높이는 9단 까지 적재하고 있다. 트롤리(trolley)의 빠른 속도, 정확한 주행과 정지로 자동화가 용이하다. 유지보수가 쉬우나 초기 투자비가 많이 소요된다.

(4) 컨테이너 야드에서의 컨테이너 장치의 배치 방법은 하역방식 등에 따라 다르다. 그리고 야드의 포장에 구해지는 강도 등은 컨테이너 장치방법, 하역기계 그 통로 및 통행방법 등에 따라 변한다.

(5) 야드 포장은 컨테이너 장치, 차량, 하역기계의 주행, 배수 등을 위해 전면포장으로 하지만 지반의 부등침하(不等沈下), 경제성, 시공성, 유지보수 등을 고려하여 설계한다. 하중조건이 엄격한 것을 고려하고, 바퀴자국, 마모, 내유(耐油) 등을 고려하여 필요에 맞는 반(半)휨성(semi flexible) 포장, 철근 콘크리트 포장 또는 PC 포장 등으로 한다. 컨테이너 야드의 이용형태는 비교적 명확하므로 컨테이너의 장치상태, 주행차량, 하역기계의 특성, 주행빈도 등을 충분히 조사검토 하여 하중조건을 설정하고, 여기에 어긋나지 않는 합리적인 설계를 한다.

컨테이너를 다단적한 경우 컨테이너 각부(角部)에 걸리는 집중하중을 고려하여 야드 포장을 각부(角部) 부분에는 철근 콘크리트 포장을 하고 나머지 부분에는 아스팔트 콘크리트 포장을 한다. 전 야드를 아스팔트 콘크리트 포장을 할 경우에는 각부 부분에는 철판보강을 하여야 한다. 또는 전 야드를 철근콘크리트 포장, 또는 쇄석포장을 하는 방법 등이 있다. 그러므로 야드 포장을 할 경우에는 포장의 경제성, 시공성, 내구성, 유지보수, 지반조건, 하역방식 등을 고려하여 설계하여야 한다.
컨테이너 적재 단수별 최대하중 적용 시 상재하중 과다로 비효율적이므로 LCL 컨테이너 화물 및 적치패턴 등에 따라 감소율을 적용하는 것이 유리하며, 그 예는 다음과 같다.

적치단수	하중감소율(%)	하중(tf)	
		20′	40′
1단	0	24.00	30.48
2단	10	45.60	57.91
3단	20	64.80	82.30
4단	30	81.60	103.63
5단	40	96.00	121.92
6단	50	108.00	137.16
7단	60	117.60	149.35
8단	70	124.80	158.49

- 컨테이너 최대질량(ISO 기준)
  - 20′ : 24.00 tf
  - 40′ : 30.48 tf

- 계산예(20′ 기준)
  - 1단 : 24.0 tf
  - 2단 : 24.0 + (24.0×0.9) = 45.6 tf
  - 3단 : 45.6 + (24.0×0.8) = 64.8 tf
  - 4단 : 64.8 + (24.0×0.7) = 81.6 tf
  - 5단 : 81.6 + (24.0×0.6) = 96.0 tf
  - 6단 : 96.0 + (24.0×0.5) = 108.00
  - 7단 : 108.0 + (24.0×0.4) = 117.60
  - 8단 : 117.6 + (24.0×0.3) = 124.80

(6) 냉동 컨테이너를 위한 야드가 배치되어 있는 경우, 야드 내에는 화물이 적재된 컨테이너를 위한 면적이 할당되어야 하고, 전력 콘센트(concentric plug)와 검사 플랫폼이 2열의 컨테이너 사이마다 배치되어야 한다. 냉동 컨테이너 홈(slot)의 수량은 냉동 컨테이너의 화물 부피에 따라 결정되어야 하고, 냉동 컨테이너 적치 높이(stacking height)는 2~5층 사이가 되어야 한다.

(7) 위험화물 컨테이너를 위한 보관 장소와 형태는 위험 화물의 부피 및 종류, 그리고 소방과 연계된 위험화물 처리 운영 및 보관에 대한 국가 관계법령에 따라 결정되어야 하고, 안전 설비는 이에 관련된 관계규정에 따라 설비되어야 한다.

(8) 비규격(非規格) 컨테이너의 적치 형태는 부두에 도착하는 비규격 컨테이너 수량을 감안하되, 컨테이너 야적장의 양 측면에 적치하는 것이 운영에 효율적이며, 처리 수량이 특정 양 이상일 경우에는 비규격 컨테이너를 위한 특별 야적장을 배치하는 것도 좋다.

(9) 야적장 이동 장비 및 차량을 위한 도로는 기술적인 요소에 따라 설계되어야 하고, 컨테이너의 개폐는 한 방향으로 통일되어 적치, 운반되므로 일정한 방향의 순환 교통 흐름에 따라 배치하는 것이 운영 측면에서 유리하다.

(10) 컨테이너 터미널내의 보세(保稅)구역에 대해서는 필요에 따라 주위에 울타리를 설치한다. 울타리의 높이, 형태 등은 이에 관련된 관계규정에 따라 적절하게 설치한다.

1-3-5 컨테이너 화물조작장

(1) 컨테이너화물조작장(container freight station, C.F.S)에서는 주로 소량화물(less than container load, LCL)이 취급되며 화물의 집화, 혼재, 분류, 포장, 통관, 보관 및 화물의 인·수도, 검수작업 등이 이루어지고, 야드 내에 소화물 취급을 고려하여 필요한 정도의 면적을 산출한다.

(2) 설치위치는 야드 내의 교통동선(交通動線)을 고려하여 정하고 화물의 조작 및 일시보관이 안전하고 원활하게 행해지도록 시설의 규모, 사용할 하역기계를 결정하여 시설을 설계한다.

[해 설]

(1) C.F.S는 수출화물의 경우, 화주로 부터 1개의 컨테이너를 가득 채울 수 없는 소량의 화물을 인수하여 동일 목적지별로 선별하여 컨테이너에 혼재하는 곳이며, 수입화물의 경우, 혼재되어 있는 화물을 목적지별로 구분하여 수화인에게 인도하는 업무를 수행하는 장소로, 수출컨테이너의 합리적 운영 및 효율적인 화물관리 등의 기능을 보유하고 있다.

(2) 그러나 물류비용 절감과 서비스 향상을 위하여 변화되는 물류시스템으로 야드 내에 설치하는 필요성은 이용자의 소화물 취급방식을 고려하여 정하는 것으로 한다.

[참 고]

(1) C.F.S에서는 컨테이너 전용차량뿐만 아니라 일반트럭의 출입이 행해지므로 그 위치설정에 있어서는 부두에서의 원활한 하역활동, 관련차량의 교통동선을 고려하여 정한다.

(2) C.F.S는 컨테이너 터미널 내에 있으면 컨테이너의 횡적이동거리가 짧은 이점이 있지만 반드시 컨테이너 터미널 또는 부두 내에 설치할 필요는 없고 경우에 따라서는 배후지에 있는 경우도 있다. 그러므로 부두 이용자의 소화물 취급방식을 고려하여 계획하여야 한다.

(3) C.F.S는 교통량 분산을 위해 정문(gate complex)과 떨어진 곳에 배치하는 것이 좋으며, 주변공간을 충분히 확보하여 LCL화물처리가 편리하도록 배치하여야 한다. 또한 도로에서 곧바로 진입이 가능한 곳이어야 한다.

(4) C.F.S는 헛간에 준한 건물로 일반적으로 소화물의 출입측과 컨테이너 출입측은 조작장을 사이에 두고 마주보는 구조로 한다. 조작장의 바닥은 트럭의 하대높이 및 샤시에 적재된 컨테이너의 바닥면을 더해 1.2~1.3m 정도의 높이로 시멘트 콘크리트 포장 또는 아스팔트콘크리트 포장으로 한다.

(5) C.F.S의 면적(길이 및 폭)은 컨테이너선의 도착 간격과 싣고 내리는 컨테이너 개수, 컨테이너 종류, C.F.S를 경유하는 컨테이너 비율, 컨테이너에 넣고 꺼내는 화물의 양 및 종류, 화물 및 C.F.S 내에서의 체류특성, C.F.S의 공용시간, 컨테이너 1개당 작업시간을 고려하여 화물의 조작 및 일시 보관이 원활하게 행해지도록 정한다. 또한, C.F.S와 인접하여 화물의 수출입에 관한 세관검사장으로서도 사용될 수 있는 공간을 확보하여야 하고 필요에 따라 규모를 결정하여야 한다.

C.F.S 운영에 필요한 면적은 내부면적과 운영에 필요한 면적을 합하여 산출하는데 내부면적은 순장치면적과 장비이동 및 작업공간(순장치공간의 50~70%)으로 구분하고, 외부는 컨테이너 반출입하는 차량의 접안(berth) 소요공간으로 구분한다,

C.F.S 운영면적 = C.F.S내부면적 + 차량접안(berth) 면적

여기서, C.F.S내부면적 : 순장치면적+이동 및 작업공간

$$\text{순장치면적} = \frac{\text{연간취급물동량}(RT) \times \text{평균장치기간(일)} \times \text{피크계수}}{\text{연간작업일수} \times \text{단일파레트상의화물}(T/m^2)}$$

이동 및 작업공간 : 순장치면적의 50~70%
차량 접안면적 : 20m(샤시13m, 트렉터회전반경 6.5m) x 길이 x 2(터미널 내외부)

(6) C.F.S는 업무 효율성을 극대화하기 위해서는 6m×6m 기본 모듈을 적용하고, C.F.S 전면의 공간 폭은 차량이 출입하기 위해 컨테이너 샤시가 이용하는 측은 25m, 트럭이 이용하는 측은 15m 정도가 필요하다.

1-3-6 정비소

정비소(maintenance shop, MS)는 컨테이너 검사 및 수리, 차량 및 하역기계의 점검·관리 및 보수 등이 원활히 행해지도록 그 위치 및 규모를 정한다.

[해 설]

(1) 모든 장비는 가능하면 한 곳의 작업장에서 수리되어야 하고, 여기에서 터미널 장비의 복잡한 수리와 정밀검사를 실시한다. 이러한 작업장은 넓은 저장 수용력을 가져야 한다. 또한 주로 내부 장비의 작은 수리와 유지. 보수업무를 수행하는 다른 정비시설도 필요하다.

(2) 장비인력을 위하여 근무가 가능한 소규모 사무실을 설치하여도 무방하나, 기본적으로 모든 터미널 운영종사자들은 본관 건물에 근무하도록 하며, 필요한 경우에는 터미널 내에 있는 다른 서비스 건물로 분산시키도록 한다.

(3) 정비센터의 규모, 정비 대상 장비의 크기 및 천장(天障) 크레인의 규모를 고려하여 정비센터는 철골구조물처럼 견고한 구조물이어야 한다. 정비지원시설은 타이어 수리실 및 공구창고, 공구실, 엔진 부속실, 게이지실, 보일러실, 윤활유창고, 산소창고, 배터리 충전실, 제어실 등이 포함되어야 한다.

[참 고]

(1) 정비소(整備所)는 컨테이너의 검사, 사용 전후의 청소, 손상부분의 수리 및 컨테이너 터미널 또는 부두 내에서 사용하는 차량, 하역기계의 유지보수를 행하는 장소로서 건물을 설치하는 것이 일반적이다.

(2) 정비소의 면적은 터미널의 컨테이너 취급량, 컨테이너의 손상율, 터미널 및 부두 내에서 사용하는 차량, 하역기계의 종류와 규모 및 수리 수준 등에 따라 다르지만 컨테이너 터미널에서는 1선석당 800~1,000㎡ 정도를 필요로 하고 있다.

(3) 입구의 높이는 최소한 수용할 차량 및 하역기계의 높이만큼 필요하며, 부대설비로서 천장크레인이 필요하고, 냉동 컨테이너, 콤푸레셔, 용접기, 충전기 등을 위한 전원 콘센트 등을 설치한다. 바닥은 시멘트 콘크리트 포장으로 하는 것이 일반적이다.

(4) 정비소 전면의 공간 폭은, 트레일러가 출입하는 경우는 10m, 스트래들 캐리어(straddle carrier)가 출입하는 경우 15m 정도가 필요하다.

(5) 정비소는 컨테이너 터미널 반출게이트와 이동장비, 주행 테스트 영역사이에 이동장비 접근이 가능한 지역에 위치하여야 한다.

(6) 정비소 인접한 옥외공간에 충분한 스프레더(spreader)를 보관할 수 있는 공간을 마련하여야 한다.
(7) 정비소 위치로는 야드트랙터(yard tractor, Y/T), 리치스태커(reach stacker, R/S), 내부 순찰차량 등 엔진으로 구동하는 모든 장비들의 주유를 위한 주유시설과 연계하여 장비들의 진출·입이 용이한 장소에 두며, 공(空) 컨테이너 장치장의 리치스택커가 직접 접근할 수 있어야 한다. 그러므로 야드 샤시의 정비를 위한 소규모의 정비장은 정비소의 인접한 지역에 있는 공 컨테이너 장치장의 인접한 곳에 위치하여야 한다. 또한 정비소는 하역장비가 정비를 위한 이동시간이 많이 소요되지 않는 곳이어야 하고, 서류신청 및 제출을 위하여 관리동 근처에 위치하며, 그에 따른 장비 수리직원들의 안전한 도보 보행로가 확보되어야 한다. 그리고 컨테이너 야드 작업에 지장을 주지 않는 곳에 위치해야 하며, 기능상, 유지관리상, 미관상 및 효율성 극대화를 도모해야 한다.
(8) 정비소 내부는 원활한 정비작업을 위해 천장크레인, 포크리프트, 유압잭, 에어컴프레셔, 윈치 등 정비용 장비와 각종 검사장비 및 정비용 공구를 둘 수 있는 공간을 확보하여야 하며, 스프레더, 야드 샤시 등의 정비시설, 옥외적치장, 정비지원시설, 예비부품창고, 중량물 보관창고 등의 기능을 갖추어야 한다.
(9) 컨테이너 터미널의 정비소의 높이는 정비중인 리치스태커 위를 천장크레인으로 들어 올려져 이동장비 1대가 충분히 통과할 수 있도록 한다. 또한 정비대상 장비들을 이동시키기 위하여 설치되는 천장크레인의 레일 간격(rail span)은 정비에 지장이 없도록 배치하고, 공장 어느 곳으로든지 주행이 가능하도록 크레인 모두를 동일한 레일 간격으로 설계한다.
(10) 중량물창고는 컨테이너 크레인 예비바퀴, 감속기(gear reducer), 전동기, 와이어로프 등의 중량물을 보관하는 장소이다. 그러므로 중량물의 효율적인 상·하차와 이동을 위하여 천장크레인이 설치되어야 하며, 구조는 적절한 면적의 지붕이 있고 ,창고 높이는 충분한 여유를 확보하도록 계획한다. 창고 내 전기, 전자 및 정밀기계부품의 경우, 보관용 항온·항습실을 별도로 마련한다.
(11) 트랜스퍼크레인 및 리치스태커와 같은 대형장비의 정비 및 시운행 등은 실내 정비소 외에 옥외 정비소에서 이루어지므로 우천 시 기름, 윤활유 등이 하수구로 직접 방류되지 않도록 별도의 시설을 설치하여야 한다.

1-3-7 관리동

관리동은 컨테이너 터미널의 관리, 운용이 원활하게 행해지도록 그 위치·규모를 정한다.

[해 설]

(1) 컨테이너 터미널 관리동은 운영건물(본관, operation building)과 컨트롤 타워(control tower)로 구분되어진다. 운영건물은 외부 이용자들을 접견하는 기능, 컨테이너 터미널 운영, 재무, 상업적인 업무기능, 기타 지원기능, 운영직원 수용 및 편의시설 제공 기능을 갖추어야 하며, 장비의 하역업무 등 컨테이너 야드 작업과 컨테이너 크레인 운영상황 및 선박 운영상황 등을 감시, 제어, 통제하고 작업명령을 하달하는 기능과 정보시스템을 운영하는 기능을 담당한다. 컨트롤 타워는 컨테이너 터미널의 컨테이너크레인(C/C) 작업은 물론 모든 장비의 해측 및 육측작업을 감시하고 선측작업 종사원을 수용하는 역할을 한다.
(2) 컨테이너 터미널 관리동 기능을 원활하게 수행하기 위한 사항은 다음과 같다.
① 컨테이너 터미널에서 이루어지는 하역업무 등 컨테이너 야드 작업과 컨테이너 크레인 운영상황, 선박 운영작업의 계획 및 제어, 통제와 작업명령을 하달하고 각 작업들을 모니터링 한다.
② 컨테이너 터미널의 전반적인 사항에 보안, 감시 및 통제가 가능하여야 한다.
③ 이용자의 편리성을 극대화하고 접근동선의 용이성 부여해야 한다.
④ 관리동 및 터미널 관련기관들이 상호보완기능을 가질 수 있는 건물로 계획한다.

[참 고]

(1) 관리동은 터미널의 관리, 화물에 관한 정보의 처리·관리, 컨테이너선의 운반 등 컨테이너 부두의 관리업무를 행하는 장소로서 구체적으로 터미널 내의 컨테이너 장치계획, 컨테이너선의 하역계획, 야드에서의 하역작업 계획 및 하역기계의 운영계획, C.F.S에서의 작업계획, 화물 및 컨테이너 반출입업무, 하역기계의 관리, 공 컨테이너의 관리 등이 실시된다.

(2) 관리동의 업무담당자가 컨테이너 터미널 내의 하역기계 조작원에 대하여 무선 등에 의한 컨테이너선의 하역, 컨테이너 야드 내의 하역작업을 지시·감독하기 위해 컨테이너 야드 전체가 보이는 위치에 콘트롤 타워(control tower)를 설치한다.
관리동의 최상단에 이를 설치하는 것이 일반적이다.

(3) 관리동은 배후도로에서 명확하게 판별될 수 있어야 하며, 중앙입구는 배후도로에서 바로 진입할 수 있는 지점에 위치하여야 한다. 또한 부두뜰(apron)과 야드를 잘 볼 수 있고, 컨테이너 야드 작업과 해측 양·적하작업을 잘 관찰할 수 있어야 하며, 선박운영상황, 컨테이너 야드 작업, 해측의 양·적하작업에 대한 전체 모니터링과 작업제어 및 명령하달 작업이 가능한 중앙시스템이 설치되어야 한다.

1-3-8 정문

> 정문(正門, gate complex)은 컨테이너 터미널에 출입하는 컨테이너의 점검, 중량측정, 서류의 수수(授受)가 원활하게 행해지도록 그 위치·규모를 정한다.

[해 설]

(1) 정문은 컨테이너 터미널에 출입하는 컨테이너 및 화물의 확인, 컨테이너 씰(container seal)번호의 확인, 컨테이너의 이상유무의 점검, 컨테이너 중량측정, 필요서류의 수수, 컨테이너의 장치위치의 지시 등을 행하는 장소이며, 무역항 컨테이너 터미널에서는 게이트하우스(gate house), 점검용 고가통로(高架通路) 및 적정용량의 트럭 스케일(truck scale)을 터미널 규모를 고려하여 설치한다.

[참 고]

(1) 정문에서의 반출입구 수는 컨테이너 취급량, 반출입구의 공용시간, 컨테이너의 반출입 분포, 정문에서의 컨테이너의 처리시간 등을 고려하여 정할 필요가 있다.

(2) 정문은 컨테이너의 반출 및 반입구로 나뉘고, 또한 적(積) 컨테이너와 공(空) 컨테이너 및 일반 트럭과 구분하여 설치되는 것도 많다.

(3) 비규격 컨테이너 화물이 반출입 할 수 있는 적정 폭의 출입구를 별도 설치하는 것을 고려하여야 한다.

1-3-9 전력 설비

[참 고]

(1) 수변전설비(受變電設備)는 컨테이너 터미널 내에서 소비하는 전력을 공급하기 위한 설비이며, 모든 전기기기가 동시에 작동하는 확률은 적다. 따라서 부하설비 용량에 대해서는 사용할 전기기기의 특성, 수량, 사용빈도 등을 감안한 수요율 등을 고려하여 수변전 설비용량을 결정한다. 그리고 여름의 냉동전원은 동시에 연속사용 할 확률이 높으므로 충분한 고려가 필요하다.
또한, 정전사고 등에 따라 전력의 공급이 중단되면 컨테이너 터미널의 기능이 마비되므로 불의의

사태에 대한 예비회로 등을 설치하는 것이 바람직하다.

(2) 전력 수전(受電)은 주변실에 2회선(상시1, 예비1)을 수전 받을 수 있도록 변전실 설비를 구성하고, 정전에 대비하여 비상발전기를 설치하도록 한다.

(3) 변전소 위치는 부하의 중심에 배치하도록 하며, 일반인의 출입을 통제할 수 있는 곳에 울타리를 설치하고 염해에 대비하여 옥내형 변전소로 구성한다.

(4) 변전소 설비는 부두 내 전력현황을 한눈에 파악할 수 있고 원격제어감시가 가능하도록 중앙감시설비를 설치하도록 한다.

(5) 냉동컨테이너 전원 공급설비

① 냉동컨테이너 장치장 주변에 변전소를 설치하여야 한다.

② 냉동랙(rack)과 전원콘센트(리셉터클)를 설치하여야 한다.

③ 냉동컨테이너 상태를 변전소에서 컴퓨터에 의해 원격감시 및 제어 가능하도록 하여야 한다.

(6) 하역장비에 대한 전원 공급설비

① 하역장비에 필요한 전원을 변전소에서 공급하도록 하여야 한다.

② 하역장비의 대형화에 대비하여 충분한 전력 용량을 계산하여 공급할 수 있는 변전설비를 설치하도록 하여야 한다.

(7) 야간하역을 위하여 컨테이너 야드 면에 20lx 이상의 조도를 갖는 조명 설비를 터미널의 분류 및 특성에 따라 적절한 위치에 설치한다. 이 경우, 설비를 집중시키는 방식과 분산시키는 방식이 있다. 또한, 조명설비의 설치에 있어서는 야간 입출항시 항해사의 시야를 혼란시키지 않도록 주의하여야 한다.

(8) 기타 조명설비는 제8편 15-5 조명설비를 준하여 설계한다.

(9) 국토부공고 제 2011-1198호

건축전기설비 설계기준 제14장 신전기설비 해당조항 적용

(10) 국토부고시 제 2010-1031호

건축물 에너지절약설계기준 적용

(11) 지식경제부 고시 제 2012-91호

고효율 기자재 선정기준을 적용.

(12) 전기사업법 제67조 및 같은 법 시행령 제43조

전기설비기술기준을 적용한다.

지식경제부 고시 제2010-1호

전기설비기술기준 가운데 항만전력설비와 관련되는 아래 부분을 적용한다.

제1장 총칙

제2장 전기공급설비 및 전기사용설비 가운데 제1절 일반사항과 제3절 전기사용설비의 시설 적용한다.

제3장 발전용 화력설비 가운데 신재생에너지 설비를 도입할 경우에 제6절 연료전지 설비를 적용한다.

제6장 발전용 풍력설비

항만에 풍력발전 신재생에너지를 도입할 경우에 적용한다.

(13) 지식경제부 공고 제 2011-1호

전기설비기술기준의 판단기준 가운데 항만전력설비와 관련되는 다음 항목을 적용한다.

제1장 총칙

제2장 발전소, 변전소, 개폐소, 또는 이에 준하는 곳의 시설

제3장 전선로

제5장 전기사용장소의 시설

제7장 국제표준도입

제8장 지능형 전력망

(14) 대한전기협회 2013년 판
내선규정 가운데 다음 항목을 적용한다.
제1부 총칙
제2부 전선로 및 배선설비의 시설
제3부 전기기기의 시설
제4부 특수설비 및 특수장소의 시설
제5부 저압전기설비의 시설(KS C IEC 60364)
(15) 기타 필요시 대형선박 육상전력 공급방안을 고려하여 수변전 및 배전 선로를 계획 검토한다.

1-3-10 통신 설비

[참 고]

(1) 통신 인입(引入)에 필요한 통신 인입 배관은 예비배관을 포함하여 사용 전 검사기준에 적합하도록 하여야 한다.
(2) 통합배선설비
① 구내 통신망 이용에 필요한 통신배선은 통합배선방식으로 하여 전화 및 데이터 이용에 적합하도록 하여야 한다.
② 통합배선에 필요한 배관은 예비배관을 포함하여 사용 전 검사기준에 적합하도록 하여야 한다.
(3) TV 공시청 설비
① TV 공시청 설비는 건물의 옥상에 설치하되 공중파 공청용과 위성용 및 CATV용 등을 수용할 수 있도록 하고 예비배관을 설치하여야 한다.
② TV 공시청 설비용량은 건물의 크기 및 용도에 따라 적정하게 사용할 수 있도록 충분히 계산하여 정한다.
(4) 방송설비
① 방송설비는 안내방송 및 비상시 비상방송이 가능하도록 하여야 한다.
② 방송설비의 용량은 건물의 크기 및 용도에 따라 적정한 용량을 계산하여 설치하도록 한다.
(5) 외곽 울타리 방호설비
① 외곽 울타리 침입에 대비하여 침입자를 상시 모니터링 할 수 있는 CCTV 설비 및 상시 녹화가 가능한 설비를 설치하여 효율적인 전자 방호설비를 갖추도록 한다.
② 외곽 울타리 침입자에 대한 경고 방송 및 통제실에서 원격 제어 감시가 가능하도록 한다.

1-3-11 기타 부속설비

컨테이너 터미널 내에는 필요에 따라 세척장(洗滌場), 오수처리장, 주유소, 주차장, 샤시 장치장 및 컨테이너 수리공장 등을 설치한다.

[해 설]

본 항에서는 컨테이너 부두의 특징을 고려하여 서술하지만, 본 항에 기재되지 않은 부속설비에 있어서는 「제8편 제15장 부속설비」를 준용한다.

[참 고]

(1) 세척장은 컨테이너, 차량, 하역기계 등을 세척하는 장소로서 바닥은 콘크리트 포장으로 한다. 또한, 오수처리장은 세척장, 주유소 등에서 발생하는 오수를 유수분리(油水分離), 폐수처리 시설 등은 관계법규에 따라 엄격히 설계하여야 한다.

(2) 주유소는 컨테이너 터미널 내의 차량, 하역기계 등에 급유하는 장소로서 바닥은 불투수성 및 불연성 포장으로 한다.

(3) 컨테이너의 취급량이 많은 항만 등에 있어서는 정문 통과를 대기하는 트레일러가 타 터미널의 항만 화물의 원활한 유통에 대해 지장을 주는 것을 방지하기 위하여 정문의 외측에 충분한 대기공간(주차장 등)을 확보하는 것이 필요하다. 또한 컨테이너의 내륙수송의 효율화를 위해 부두에 샤시가 체류하는 것도 많으므로 샤시 장치장을 설치하는 것이 바람직하다. 주차장, 샤시 장치장은 컨테이너 터미널 내 또는 컨테이너 부두내의 적절한 위치에 설치하는 것이 좋다.

(4) 주차장 위치에 따른 토지이용, 이용자 보행안전 측면 및 터미널 내의 운영효율을 위해서 터미널 내·외부의 동선체계를 고려하여야 한다. 터미널 운영직원 및 방문객들을 위한 주차장은 본관건물 정면 부근에 사용자의 편의를 최대한 고려하여 원활한 동선체계가 이루어질 수 있는 곳에 위치하여야 한다. 또한 주차공간의 집중배치로 차량관리를 효율적으로 수행할 수 있어야 하고, 정문(gate complex)을 통과하지 않고 접근이 가능하도록 출입구를 배치하여야 한다. 또한 컨테이너 운송트럭과 교통 혼잡을 야기하지 않는 장소에 위치하여야 한다.

[참고문헌]

1) 국토해양부(2010), 선박대형화에 따른 항만간 경쟁구도 변화분석
2) 이철영(1998), 항만물류시스템, 효성출판사
3) 한국해양수산개발원(1998), 자동화 컨테이너터미널개발사업 타당성조사보고서
4) 한국해양수산개발원(1998), 전국 항만 적정하역능력 산정 보고서
5) 한국해양수산개발원(2000), 시뮬레이션모델을 이용한 컨테이너터미널 안벽능력분석
6) 한국해양수산개발원(2001), 광양항3단계 자동화컨테이너터미널개발 기본계획보고서
7) 한국해양수산개발원(2001), 컨테이너터미널 선석처리능력 추정방안에 관한 연구
8) 한국컨테이너부두공단(2003), 광양항3단계2차 컨테이너부두개발 기본 및 실시설계보고서
9) 해양수산부(2006), 컨테이너항만 적정하역능력산정 개선 보고서
10) Eric Rath(1984), “Container Systems”, John Wiley & Sons Ltd.
11) Hans Agerschou, Helge Lundgren and Torben Sorensen, Torben Ernst Jens Korsgaard Leif Runge Schmidt and Wee Keng Chi(1983), “Planning and Design of Ports and Marine Terminals”, John Wiley & Sons Ltd., pp.182-197
12) HPC(2005), Planning Review for Busan New Port 2-3 Phase Container Terminal
13) Paul Avery(1999), "The Future of Container Handling Technology", Cargo Systems
14) UNCTAD(1985), Port Development
15) 高橋宏直(2003), "港湾計畫段階におけるコンテナーターミナルエリア規模推計モデル", 國土技術政策總合研究所研究報告 No.10
16) 運輸省港湾局(1993), 國際臨海開發研究センター, コンテナーターミナル施設計畫報告書
17) 日本港湾協會(1999), 港湾の施設の技術上の基準・同解說 第10編 專門ふ頭
18) 日本港湾協會(2007), 港湾の施設の技術上の基準・同解說 第4編 施設編 第7章 荷さばき施設
19) 許杞(1978), 컨테이너 수송개론, 연문사

제 2 장 페리 부두

2-1 설계의 기본방침

페리(ferry) 부두는 여객, 차량의 승강이 주야에 걸쳐 동시, 또는 혼합하여 행해질 가능성이 있으므로 구조뿐만 아니라 이용상의 안전에 관해 특히 주의하여 설계하여야 한다.

[해 설]

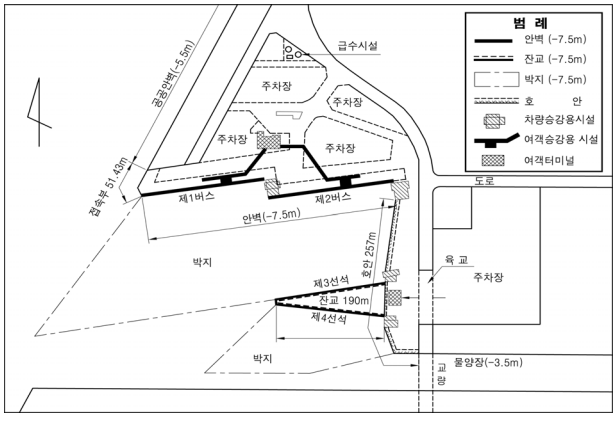
(1) 페리부두의 위치 선정에 대해서는 타 항만시설과의 관련, 페리(ferry) 항로의 성격, 터미널 규모와 그 이용 형태, 배후지의 도로 교통사정 등을 고려하여 정해야 한다.

(2) 페리부두의 시설의 형태, 배치 등은 선박의 운항, 자동차 및 여객의 승하선, 자동차의 대기, 또는 정리 등이 안전하고 원활하게 행해지도록 정하여야 한다.

[참 고]

(1) 페리부두에는 수역시설 및 계류시설 이외에 아래의 시설 등을 준비해야 한다(참고 그림 (2-1) 참조).

① 차량 승강용 시설
② 여객 승강용 시설
③ 도 로
④ 주차장
⑤ 여객 터미널
⑥ 안전설비



참고 그림 (2-1) 페리(ferry) 부두의 계획 (예)

(2) 페리부두에 있어서는 통상 계류시설 이외에 필요에 따라 쉬프트 버스(shift berth)를 설치하는 것으로 한다. 쉬프트 버스는 계류시설의 이용효율을 향상시키기 위하여 연료, 물 등의 보급 및 대기를 하는 페리를 위해서 설치하는 시설이다.

(3) 페리부두의 설계에 고려할 외력은 파력, 토압, 풍압, 지진력, 방충공 반력(防衝工 反力), 선박의 견인력, 자동차 하중 등이 있고, 안전 확보를 위해 적용할 외력의 형태에 관해서 특히 유의할 필요가 있다.

2-2 계류시설의 설계

2-2-1 선석의 길이 및 수심

페리를 계류할 선석(船席)의 길이 및 수심은 대상으로 하는 페리가 안전하고 원활하게 이용할 수 있도록 정해야 한다.

[해 설]

(1) 선석길이 및 수심의 설정에 관해서는 「제8편 2-1 선석의 치수」를 참고한다.
또한, 차량승강용 램프(ramp)의 위치, 선박의 횡방향 추진장치(side thruster) 등의 사용에 의한 조선형태(操船形態) 등에 관해서도 고려가 필요하다.

(2) 선수미 계선안(繫船岸)은 페리(ferry)의 선수 및 선미가 접안하는 안벽 등을 말한다.

[참 고]

대상선박이 사전에 특별히 정해지지 않은 경우에는 참고 표 (2-1)의 값을 참고로 정하는 것으로 한다.

참고 표 (2-1) 페리(ferry) 부두의 선석길이 및 수심

중·단거리 페리(항해거리 300㎞ 미만)

대상선박 총톤수(G·T)	선수미 안벽이 있는 경우		
	선수미 안벽 길이(m)	선석 길이(m)	선석 수심(m)
400	20	60	3.5
700	20	80	4.0
1,000	25	90	4.5
2,500	25	130	5.5
5,000	30	160	6.5
10,000	30	180	7.0

장거리 페리(항해거리 300㎞ 이상)

대상선박 총톤수(G·T)	선수미 안벽이 없는 경우	선수미 안벽이 있는 경우		
	선석 길이(m)	선수미 안벽 길이(m)	선석 길이(m)	선석 수심(m)
6,000	190	30	170	7.0
10,000	220	30	200	7.5
13,000	240	35	220	8.0
16,000	250	40	230	8.0
20,000	250	40	230	8.0
23,000	260	40	240	8.5
30,000	270	40	250	8.5

2-2-2 계선설비

계류시설은 계류를 위한 계선설비(繫船設備)를 설치하여야 하며, 그 구조 및 배치는 시설의 형상, 대상선박의 선형(船形) 이외에 풍압을 고려하여 정한다.

[해 설]

(1) 계선설비 설계 시 일반적으로 페리가 바람을 받는 면적이 큰 것을 고려할 필요가 있다. 풍압력의 산정은「제2편 2-2-4 선박에 작용하는 풍하중」, 또한 견인력의 산정은「제2편 2-2-7 계선주에 작용하는 힘」에 의한다.

(2) 직주(直柱)의 배치는 다음을 표준으로 한다.

① 선수미 계선부를 갖고 있는 계류시설에서는 선석 선단부 부근에 1본(本) 이상, 선석 기부 부근에 2본 이상

② 선수미 계선부를 갖지 않은 계류시설에서는 선석 양단부 부근에 각각 1본 이상

(3) 곡주(曲柱) 등 기타 계선시설에 대해서는「제8편 15-2 계선주와 계선환」을 참조한다. 또 곡주의 배치는 차량, 여객승강용 램프(ramp)에 대하여 고려해야 한다.

2-2-3 방충설비

계류시설은 선박의 재하, 접안상황 및 조위변화 등에 대하여 선체를 방호(防護)하도록 방충설비(防衝設備)를 설치해야 한다.

[해 설]

(1) 방충설비의 설계는「제2편 2-2-2 선박의 접안 시 발생하는 외력」에 의한다.

(2) 방충설비는 페리 본체의 상하이동범위를 고려하여 부착할 필요가 있다.

2-2-4 세굴 방지공

페리부두에서는 세굴 방지공(洗掘 防止工)에 대해 충분히 배려하여야 한다.

[해 설]

페리는 횡방향 추진장치(side thruster)가 설치되어 이접안(離接岸)시 사용하는 경우가 많다. 이 경우 선박의 횡방향 추진장치를 사용하지 않는 경우의 계류시설에 비하여 세굴발생 우려가 커지므로 설계에 있어서는 주의할 필요가 있다(「제8편 2-5 세굴 방지공」 참조).

2-3 차량 승강용 설비의 설계

차량 승강용 설비는 이용 선석에서의 고저조위차, 이용선박의 흘수차(吃水差), 이용선박의 승강용 설비의 부착위치 및 선박의 동요에 의한 이동량을 고려하고 차량이 안전하고 원활하게 승강할 수 있도록 설계하여야 한다.

[해 설]

(1) 차량 승강용 설비는 통상 가동부, 수평부 및 고정부의 각 시설을 갖춘 차량의 승강에 쓰이기 위한 고정적 시설이다.

(2) 차량 승강용 설비는 승객 승강용 시설과 분리하여 설치한다.

2-3-1 폭, 연장, 경사 및 곡률반경

차량 승강용 설비는 다음에 제시하는 조건에 준하여 설치하여야 한다.

(1) 수평부의 길이는 7m를 표준으로 하되 소형설비에 대해서는 4m를 표준으로 할 수 있다.

(2) 곡선부에 대한 차선중심선의 곡률반경은 15m 이상이어야 한다.

(3) 표지 및 표시는 당해설비 구조의 특성 및 이용 상황에 따라 적절하게 설치하여야 한다.

(4) 차량 승강용 설비의 폭 및 경사는 다음 표 (2-1)에 준한다.

표 (2-1) 차량 승강용 설비의 폭 및 경사

설비의 종류	차선수	폭(m)	경 사(%)	
			고정부	가동부
전폭 1.7m 이하의 차량승강용설비(소형설비)	1	3	12	17
	2	5		
전폭 2.5m 이하의 차량승강용설비	1	3.75	10	12
	2	6.5		
대형컨테이너 차량이 빈번하게 이용하는 설비	1	4	-	-
	2	7		

주 : 대형컨테이너 차량이 빈번하게 이용하는 설비의 경사는 대형컨테이너 차량의 승강에 대한 안전, 이용 상황에 따라 적절하게 설정하여야 한다.

[해 설]

(1) 소형설비란 소형 또는 경자동차 전용의 차량승강용 설비를 말한다.

(2) 차량승강용 설비의 종단경사의 변화가 급격한 경우는 차량의 승강 시에 차량이 바닥판 등에 접촉할 위험이 있으므로 종단경사를 결정할 때에는 조위에 따른 종단경사, 이용차량 특성 등을 검토하여 적절하게 계획하여야 한다.

(3) 페리의 차량승강용 설비의 이용형태는 항로 등의 성격에 따라 각각 다르므로 곡선반경의 설정에는 당해설비 이용의 형태를 충분히 고려하여 정해야 한다.

[참 고]

(1) 소형설비 및 일반설비의 가동부 선단의 연직방향 이동 폭은 대조평균 고저조위 차에 1m에 더한 예가 많다.
(2) 가동교의 유효 폭과 페리의 관계에 관한 조사에 의하면 유효 폭을 10m 이상 확보하면 총톤수 6,000톤 이상의 페리가 약 80% 이상 접안이 가능하다.

2-3-2 부대설비 및 표지 등

표지(標識) 및 표시(標示)는 당해설비의 구조특성 및 이용 상황에 따라 적절하게 설치하여야 한다.

[참 고]

(1) 차량승강용 설비는 반사성 도료(塗料)를 도포(塗布)한 난간 및 차단기를 설치하는 것으로 하고, 그 높이는 90㎝를 표준으로 한다.
(2) 차량승강용 설비의 노면(路面)은 미끄러짐 방지 시설을 하거나 또는 미끄러지지 않는 재료를 쓴다.
(3) 차량승강용 설비는 제한중량, 제한높이 및 제한폭을 알리는 표지를 설치하고, 그 출입구에는 높이 70㎝의 울타리, 체인(chain), 로프(rope) 등을 항상 구비해야 한다.

2-3-3 가동부의 설계

(1) 가동부(可動部)는 강도, 변형 및 안전 등을 검토하고, 조작 시 충분한 안전성을 확보할 수 있는 구조로 한다.
(2) 가동부의 교체에 작용하는 외력으로서는 다음 것을 고려한다.
① 주하중은 자중, 재하하중(자동차 하중 및 군집하중) 및 충격하중으로 한다.
② 부가하중은 풍하중, 온도변화 및 지진력으로 한다.
③ 기타 필요에 따라 적설하중, 제동하중(制動荷重) 및 파의 양압력(揚壓力) 등을 고려한다.
(3) 승강장치 및 부대장치는 동력의 차단, 진동 등에 대하여 안전하게 작동하도록 고려한다.

[해 설]

(1) 차량 승강용 설비의 가동부는 차량의 승강을 안전하고 원활하게 행하기 위한 가장 중요한 설비의 하나이므로 그 설계에서는 구조 및 기능뿐만 아니라 조작 시 안전하도록 유의할 필요가 있다.
(2) 가동부를 조작하는 운전실 및 조작대(操作台)는 설비 전체를 감시할 수 있는 시계가 양호한 위치에 설치해야 한다.
(3) 가동부를 지지하는 승강탑의 기초구조형식이 상이한 경우는 부등침하에 의해 기능이 손상될 위험이 있으므로 기초구조는 동일형식으로 한다.
(4) 교량형태의 승강장치는 강하제동장치(降下制動藏置)를 설치함과 동시에 동력이 차단될 경우도 자동적으로 제동장치가 작동하도록 해야 한다.
(5) 승강장치가 와이어로프인 경우 충격방지 및 너무 많이 감기는 것을 방지하는 장치를 설치해야 한다.
(6) 승강장치는 수동조작 장치 등 예비장치를 준비한다.
(7) 승강장치 및 조작대 등의 톱니바퀴, 축, 체인(chain) 등의 회전부분, 또는 유압 실린더 롯드(cylinder lot)부는 둘러싸거나 덮개를 설치하여 노출되지 않는 구조로 한다.
(8) 전기 기계기구는 보호장치를 설치한다.
(9) 가동교의 정상작동을 확보하기 위하여 유압, 전기관계 등 시설의 각부에 대하여 정기적인 점검을 실시하는 것이 필요하다.

[참 고]

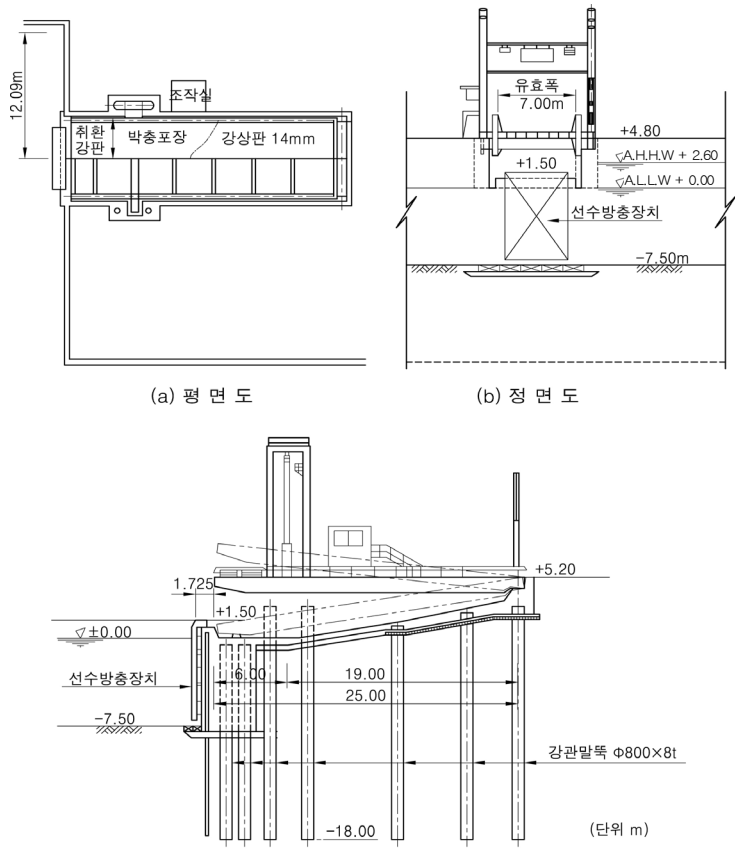
(1) 자동차 하중은 「제2편 12-4 활하중」을 참조한다.

(2) 충격하중은 자동차하중의 40%를 표준으로 한다.

(3) 가동부의 설계에 대해서는 필요에 따라 도로교 표준시방서에서 정하는 자동차하중(DB하중, DL하중) 중에서 불리한 응력을 주는 하중에 관해 검토한다.

(4) 그 밖에 가동부의 설계는 본 기준에 정해져 있지 않지만 도로교 표준시방서를 준용한다.

(5) 가동교의 구조도 예(例)는 참고 그림 (2-2)를 참조한다.



참고 그림 (2-2) 차량용 가동교의 (예)

2-4 여객승강용 시설의 설계

여객승강용 시설은 이용 선석의 고저조위차, 이용선박의 흘수차, 이용선박의 승강용시설의 설치위치 및 선박의 동요에 의한 이동량을 고려하고 여객이 안전하고 용이하게 승강할 수 있도록 설계한다.

[해 설]

(1) 여객승강용 시설은 차량승강용 설비와 분리하여 설치한다.
(2) 여객승강용 시설과 차량승강용 설비를 공용하는 경우는
① 울타리, 로프(rope) 등에 의해 분리한다.
② 정리원을 배치하여 여객과 차량의 이용시간을 분리하는 등 충분한 안전대책을 강구한다

2-4-1 폭, 연장, 경사 및 부대설비

여객승강용 시설의 폭 등은「제9편 5-1 여객승강용 시설」에 의한다.

2-4-2 가동부의 설계

가동부의 설계는 「본편 2-3-3 가동부의 설계」에 준한다.

2-5 기타 시설의 설계

2-5-1 도 로

도로의 설계는 「제9편 1-2 도로」에 의한다.

2-5-2 보 도

여객대합실부터 여객승강용 시설에 이르기까지 여객전용의 보도를 설치하는 것이 좋다.

[해 설]

보도가 차도와 교차하는 경우는 표지, 노면표시 등을 하고, 특히 교통이 폭주하는 장소에서는 입체교차를 하는 것이 바람직하다.

[참 고]

보도의 폭은 「도로의 구조시설기준에 관한 규정」에는 1.5m 이상으로 규정하고 있으나,「교통약자의 이동편의 증진법(국토교통부, 2013」및「공공교통 터미널에 대한 고령자, 장애자 등을 위한 시설정비 가이드 라인(일본운수경제연구센터, 1994. 3)」에 의하면 지형상 불가능하거나 증개축이 불가능할 경우 1.2m 이상으로 완화할 수 있다.

2-5-3 주차장

페리(ferry)용 계류시설에 관련된 주차장에 대해서는 이용하는 페리의 차량적재대수, 이용율 및 집중률을 고려하고 부근의 교통상태를 악화시키지 않도록 충분한 넓이를 확보할 수 있도록 설계한다.

[해 설]

주차장의 면적산정 시 고려 사항은 다음과 같다.

(1) 선석수
(2) 페리의 적재대수(승용차, 트럭별)
(3) 페리 발착(發着)간격, 하역시간
(4) 자동차의 도착 패턴(승용차, 트럭별)
(5) 주차장의 운영방식
(6) 교통량 예측

[참 고]

(1) 페리부두에서의 주차면적을 산정하는 방법으로서 8톤차 1대당 필요 주차면적(50㎡)에 그 선석을 이용하는 페리의 8톤차 환산최대 적재대수를 곱하여 구할 수 있다. 더욱이 무인차로 보내는 비율과 트레일러 비율도 고려할 필요가 있다.
표준적 페리 적재대수를 참고 표 (2-2)에 표시한다. 또 승용차는 8톤차 환산 0.5대, 대형 버스는 1.5대로 한다.

참고 표 (2-2) 표준 적재가능 대수

대상선박 (총톤수)	8톤적(積)트럭 적재가능대수	대상선박 (총톤수)	8톤적(積)트럭 적재가능대수	대상선박 (총톤수)	8톤적(積)트럭 적재가능대수
100	11	1,000	34	7,000	136
200	14	2,000	51	8,000	153
300	16	3,000	68	9,000	170
400	19	4,000	85	10,000	187
500	22	5,000	102	11,000	204
600	24	6,000	119	12,000	221

(2) 주차장 소요면적은 피크(peack)시 교통량의 2~3시간 동안의 대기시간을 가정하거나 1시간 대기시간동안 2~3회 페리 출항을 고려하여 산정한다. 교통량 예측은 화물수송용 차량(트럭, 트레일러, 버스 등)과 승객수송용 차량(자가용, 택시)을 대상으로 한다. 피크시 1일 최대교통량은 1일 평균교통량의 2배 이상으로 한다. 예측교통량은 PCU(passenger car unit)로 표시되며, 트럭 1대는 약 4~7PCU, 버스1대는 약 4PCU와 같으며, 1PCU에 소요되는 면적은 10㎡ 정도이다.

2-5-4 여객터미널

여객터미널은 여객이 안전하고 원활하게 이용할 수 있도록 이용이 되도록 설계한다.

[해 설]

(1) 여객 터미널의 설계는「제9편 5-2 여객 터미널」에 의한다.
(2) 여객 터미널은 고령자, 신체장애자 등이 원활하게 이용할 수 있도록 「교통약자의 이동편의 증진법(국토교통부, 2013」의 관계법령을 충분히 고려할 필요가 있다.
(3) 여객 터미널의 시설정비를 하는 경우에는 「공공교통 터미널에 대한 고령자, 장애자 등을 위한 시설정비 가이드 라인(일본운수경제연구센터, 1994. 3)」을 참조한다.

2-5-5 안전시설

페리부두는 필요에 따라 방호울타리, 울타리, 차단기(遮斷機), 소화설비, 안전표지, 안전표지등(安全標識燈), 구명설비 등의 안전설비를 설치한다.

[해 설]

(1) 여객 등의 추락이 예상되는 계류시설 또는 보도와 차도의 경계에는 백색의 방호 울타리를 설치한다.
(2) 이・접안(離・接岸) 작업을 위한 출입금지 구역의 경계에 설치하는 울타리의 설치높이는 0.7m가 바람직하다.
(3) 기타 안전설비의 설계는 안전관련법규에 따른다.

2-5-6 보조시설

페리부두에는 부두의 원활한 운영을 위하여 보조시설을 설치한다.

[해 설]

(1) 보조 건물은 부두사무소 및 관리실, 수위실, 장비보관소, 정비소 또는 정비공장, 변전소, 통신실, 보일러실, 환경검사실, 자재보관소, 주유소, 소방서, 경찰서 또는 파출소, 안내소 등을 항내에 갖추고 수요에 따라 설치한다.
(2) 항내 복지시설은 음식점, 샤워실, 매점, 이발소, 보건소, 식수대, 문화공간, 자전거보관소 등 필요에 따라 설치한다.

[참고문헌]

1) 국토해양부(2009), 도로의 구조・시설 기준에 관한 규칙 해설, 대한토목학회
2) 국토교통부(2013), 교통약자의 이동편의 증진법
3) Hans Agerschou, Helge Lundgren and Torben Sorensen, Torben Ernst Jens Korsgaard Leif Runge Schmidt and Wee Keng Chi(1983), "Planning and Design of Ports and Marine Terminals", John Wiley & Sons Ltd., pp197-202
4) 運輸経濟研究センター(1994), 公共交通ターミナルにおける高齢者・障害者等のための施設整備ガイドライン
5) 日本道路協會(1996), 道路橋示方書・同解說
6) 日本港湾協會(1999), 港湾の施設の技術上の基準・同解說 第10編 專門ふ頭

제 11 편

어항기능시설 및 기타시설

제1장 수송시설

제2장 어항시설용지

제3장 어항환경정비 및 다기능어항시설

제4장 기타시설

MINISTRY OF OCEANS AND FISHERIES 해양수산부

제 11 편 어항기능시설 및 기타시설

제 1 장 수송시설

어촌·어항법 제2조 제5호에 의한 어항시설 중 기능시설로서 철도, 도로, 교량, 주차장, 헬리포트 등 수송시설이 포함되어 있다. 수송시설의 설계세목(細目)은 제9편 제1장 임항교통시설의 해당규정에 준한다.

[참 고]

어항배후부지의 용도구역은 다음 참고 표 (1-1)과 같이 구분한다.

참고 표 (1-1) 어항 배후부지의 용도구역

시설구분		세 부 시 설
수송시설	도 로	도로, 철도, 교량 등
	주차장	주차장, 헬리포트 등
어선·어구 보전시설	어선건조·수리장	어선건조장, 어선수리장 등
	어구수리·야적장·어업용창고	어구수리장, 야적장, 기자재창고 등
수산기능 지원시설	급유·급수시설	급유시설, 급수시설, 전기수용설비 등
	제빙·냉동·처리 가공시설	제빙시설, 냉동냉장시설, 급빙시설 등
	위판장	수산물위판장 등
	수산물유통·판매·보관시설	수산물시장, 수산물집하장, 수산물직매장, 활어보관시설 등
	해양수산 공공시설	어항관리시설, 해양관측시설, 입출항신고소, 통신시설, 소방서 등
	어항정화시설	오폐수처리시설, 도수시설, 폐유, 폐선 처리시설 등
	수산자원 육성시설	종묘생산시설, 종묘배양장 등
이용자 편의시설	문화·복지시설	전시관, 도서관, 학습관, 공연장, 진료시설, 복지회관, 체육시설, 숙박시설, 목욕시설, 오락시설 등
	여객편의시설	유람선, 여객선, 낚시어선, 플레저보트, 요트 등
어항환경 정비시설	광장·조경시설	광장, 녹지 등
친수관광 시설	관광, 레져, 휴게시설	특산물판매장, 생선 횟집 등

제 2 장 어항시설용지

2-1 일반

(1) 어항시설용지는 어업활동에 제공되는 어항내의 용지로서 어촌·어항법 제2조 제5호 나항~라항에서 규정하고 있는 각종 어항시설을 위한 부지를 말한다.
(2) 어항은 지역주민의 생활기반이라는 실정에서 환경시설 등의 용지도 고려하여야 하며, 어항시설용지의 규모와 배치는 어항에서의 어업활동이 효율적으로 이루어지도록 계획한다.
(3) 시설용지의 배치계획 시에는 계획지역의 지형조건, 어업의 종류, 특성 등을 고려하여 실정에 적합하도록 배치계획을 수립한다.
(4) 어항시설용지는 크게 어선어구보전시설, 수산기능시설지원시설, 이용자편의시설, 어항환경정비시설, 친수관광시설로 구분하여 기능시설용지의 소요면적을 산출한다.

[해 설]

어항시설용지의 배치계획은 일반적으로 다음과 같은 방법으로 계획을 수립한다.
(1) 어항의 성격을 고려하여 소요시설의 종류를 결정하여야 하며, 어촌·어항법에서 정한 어항시설뿐만 아니라 관련시설을 포함하여 수협이나 지역관계자 등의 의견을 수렴하여 계획하도록 한다.
(2) 필요한 시설의 종류를 결정하면 자동차, 사람 등의 이동을 예측한다.
(4) 소요시설의 상호 관련성을 분석하고, 각종의 시설이 상호 밀접한 관련이 있으면 근접 배치 여부를 검토하도록 한다.
(5) 상기 검토내용을 근거로 배치계획의 시안(試案)을 작성, 평가를 실시한 후 배치계획을 결정하도록 한다.

2-2 어선·어구보전시설 용지

어선·어구보전시설에는 어선을 조선(造船), 유지보수하기 위한 어선건조·수리장과 어구건조장, 야적장, 어업용창고(수산창고, 어구창고) 등이 있다.

2-2-1 어선건조·수리장 용지

(1) 어선건조장은 어선을 신규로 건조하기 위한 장소로서 조선소를 말한다.
(2) 어선수리장은 어선의 성능을 일정수준으로 유지하기 위한 유지작업(維持作業), 정비점검, 보수개량 등 제반작업이 행하여지는 장소이다.
(3) 어선수리장에서 하는 작업에는 정기적으로 시행하는 것과 부정기적으로 시행하는 것이 있으며, 부정기적으로 시행하는 것은 어선의 파손, 고장 등에 의한 수리, 보수 등이고, 정기적으로 시행하는 작업은 크게 상가도장(上架塗裝), 정기검사, 개장(改裝)으로 구분된다.

[해 설]

(1) 상가도장(上架塗裝)

상가도장의 회수는 어선의 크기, 어선의 재질 등에 따라 다르지만 목선은 상가 건조하여 선저(船底)에 붙은 해조류, 패류 등을 제거하고 도료를 도포하여 충해(蟲害)나 부패를 방지해야 한다. 연간 도장 회수는 보통 목선이나 F.R.P선인 경우 1회 정도이다. 철선에 대해서는 방식재 도포가 필요하여 상가 도장이 불가피하지만 비교적 그 규모가 큰 것이 많고 목선이나 F.R.P선에 비해 상가작업이 어려워 연간 1회 정도 하거나, 정기점검 시 하는 경우가 많다.

(2) 정기검사

어선법의 규정에 의거 어선의 크기에 따라 일정기간에 1회씩 정기검사를 받아야 한다.

(3) 개장(改裝)

어떤 한 어업의 어기(漁基)가 종료하여 다른 어업으로 바꿀 경우에 어구 등의 장비를 개장할 필요성이 발생한다.

[참 고]

(1) 어선건조장의 규모와 용지의 소요면적은 관련기관 협의 및 현지실사를 통해 수요조사를 실시하고, 어선건조장(조선소) 계획이 있는 경우 실수요자의 의견을 반영하여 계획하여야 한다.

(2) 어선수리장의 규모와 용지의 소요면적

① 연간 수리장 사용일수를 톤수 계층 별로 계산한다.

$$D = V \times N \times d$$

여기서,

D : 수리장 사용 연일수
V : 수리장 사용척수
N : 연간 사용회수
d : 1회 당 사용일수

② 연간 수리장 사용 가능일수를 톤수 계층별로 계산한다.

$$P = (20 \sim 25) \times M$$

여기서,

P : 연간 수리장 사용 가능일수
M : 수리장을 사용하는 월수
$20 \sim 25$: 1개월 당 수리장 사용 가능일수

③ 톤수 계층별 소요면적을 계산한다.

$$A = \frac{D}{P} \times X \times \frac{1}{r}$$

여기서,

A : 톤수 계층 별 소요면적
D : 수리장 사용 연일수
P : 연간 수리장 사용 가능일수
X : 어선 점유면적
r : 면적 유효율(0.5 정도)

어선수리장의 계산 시 사용되는 여러 값은 어선의 재질, 규모, 수리기계의 성능 등 제반사항을 조사한 후 지역성 및 특성을 고려하여 결정한다.

④ 톤수 계층별의 소요면적을 각 월마다 누계하고, 최댓값이 되는 달(月)의 소요면적을 수리장의 소요면적으로 한다.

⑤ 수리장의 소요면적은 건폐율로 나누고, 동시에 수리용 자재 치장(置場)을 고려하여 수리장 용지의 면적을 결정한다.

(3) 어선수리장의 배치

어선수리장은 어선의 상가(上架)가 필요하므로 경사로나 크레인 등의 기계를 설치할 수 있는 접안시설이 필요하며, 수리장은 이들 경사로 또는 접안시설의 배후에 배치하는 것이 바람직하다.

또한, 선양장(船揚場)의 경사로를 항시 사용할 경우에는 선박장치장(船舶裝置場)의 배후에 배치하여야 하며, 선양장의 사용에 방해가 되지 않도록 고려한다.

2-2-2 어구수리장 용지

어구수리장용지는 어구를 창고에 보관하기 위하여 건조작업, 양식자재의 건조, 유지 작업 및 어구수리 등을 위한 장소이다. 또한 어구수리장은 어항구역 내에서 이용 가능한 공간으로서 야적장의 기능도 하며, 어업활동을 원활히 수행하는데 매우 중요한 장소이다.

[참 고]

(1) 어구수리장의 소요면적

어구수리장의 소요면적 산정은 다음 순서에 의한다.

① 각 어업 종류별 어구의 톤 수 추정

② 각 어업 종류 1개통 당 어구 건조 소요면적의 산정

사업자가 보유하는 어구의 량, 종류, 건조방법 등은 지역에 따라 서로 다르므로 인근지역의 실태를 조사하여 기준 한다.

③ 각 어업 종류의 어구수리장 소요면적의 계산

각 어업 종류별 소요면적을 V_i로 하면 A_i는 다음 식에 의하여 구한다.

$$A_i = N_i \times V_i / r$$

여기서,

N_i : 각 어업 종류별 어구 통수

V_i : 1개통 당 소요면적

r : 면적 유효율

면적 유효율은 어구수리장 중 통로 및 작업공간 등을 제외한 어구만이 점유하는 면적으로서 0.5 정도를 사용한다.

④ 각 어업종류별 어업종료 시기의 조사

어구의 건조작업은 어업종료 시기 및 어기에 집중하는 경향이 있기 때문에 각 어업의 종류별 어업종료 시기를 조사하여 어구수리장의 사용시기가 서로 중복되는지를 검토해야 한다.

⑤ 회전수(回轉數)의 계산

최근 어구가 화학 섬유로 제조되면서 건조기간이 짧아 3~4일간의 건조로 어구를 창고에 보관할 수 있다. 따라서 몇 가지 어업 종류별로 어기(漁期)가 다가와도 어구의 폭주에 따른 어구수리장의 사용에 지장을 주는 경우는 별로 없다. 만약 많은 어업종류별로 수리장 사용시기가 중복되지 않으면 어구의 건조는 교대로 할 수 있으며, 이 분할 회수를 회전수라 한다.

회전수는 지역에 따라 각각 다르므로 인근 어항의 실태를 조사하여 결정한다.

⑥ 어구수리장의 소요면적

어구수리장 소요면적은 ③에서 계산한 각 어업종류별 수리장 소요면적 중 최대 소요면적을 회전수로 나누어 결정한다.

(2) 어구수리장의 배치

어망을 어선에서 내리거나 싣는 작업을 신속하게 하기 위하여 휴식용 물양장 배후용지에 어구수리장을 배치하는 경우가 많다. 위판장 용지와 같이 물양장 배후에 배치하지 않으면 안 되는 것과는 달리 다른 시설 용지와의 밀접성을 고려하여 배치하여도 이용상에 문제는 없다.

2-2-3 야적장 용지

(1) 야적장은 제반 수산관련 자재를 쌓아두는 장소로서 타 기능시설과의 관계도 밀접하기 때문에 배치계획에 있어서 그 이용목적을 고려하는 것이 중요하다.

(2) 일반적으로 어구, 양식자재 등을 쌓아두는 장소로서의 기능에 중점을 두는 경우에는 휴게안벽의 배후에 배치하고, 위판장의 일시적 면적부족을 보충할 기능에 중점을 두는 경우에는 위판장에 근접한 위치에 배치하는 등 타 시설과 일체로 하여 기능향상을 도모하도록 한다.

(3) 야적장의 규모는 관계기관 협의 및 이용자의 의견수렴 등 현지조사를 통하여 수요를 파악하고, 현지여건 및 장래 변화여건을 고려하여 계획하여야 한다.

[해 설]

야적장은 어업활동을 원활하게 하기 위하여 다목적으로 사용되는 장소이며, 이용 목적이 한정되는 것은 아니다. 그 이용목적은 다음과 같다.

(1) 양육시의 위판이나 가공처리의 일시적인 장소 부족을 해결한다.
(2) 출어(出漁) 준비나 휴게(休憩) 중에 어구를 임시 보관한다.
(3) 위판용 자재를 쌓아 둔다.
(4) 양식자재의 조립 및 임시 보관한다.
(5) 어망, 양식자재, 드럼(drum)통 등 어업자재를 쌓아 둔다.
(6) 기타 지역의 조건에 따라 이용한다.

[참 고]

(1) 야적장의 소요면적

야적장의 소요면적은 그 역할에 따라 각각의 소요면적을 계산하여 결정한다.

① 어구의 임시 보관 장소로서 출어 준비 중이나 휴게 중에 임시로 야적 시 소요면적

$$A_1 = B \times N \times V_p$$

여기서,

B : 등록어선의 톤수
N : 어선 1톤당 사용어구 통수
V_p : 1개통당 어구 점유면적

② 위판용의 자재를 야적하는 곳으로서 목재, 강재의 어상자나 플라스틱제 어상자, 콘테이너 등의 위판자재 및 어구를 야적하는 경우

$$A_2 = \frac{a \times y}{n} \times D$$

여기서,

α : 어상자 1상자 단면적
y : 어상자의 필요 보유 수
n : 어상자를 쌓는 단수
D : 어상자의 준비일수
X : 최성수기(最盛魚期) 1일 당 어획량
K : 1 상자 당 중량

주 : 준비일수(D)는 발포스치로플제(製) 어상자인 경우 1일, 목제 어상자나 컨테이너인 경우 5~7일 정도를 많이 사용한다.

③ 양식용 자재의 조립, 임시 보관 장소로서 사용하는 경우

$$A_3 = K \times G \times \frac{E \times J}{F}$$

여기서,

K : 시설 고유 계수
G : 시설 1대 면적
E : 시설 1대 조립 일 수(0.5일 정도)
F : 연간 조립 일 수
J : 시설의 연간 조립 일 수=P÷X
P : 연간 생산 목표량
X : 시설 1대 당 연간 생산량

K는 양식시설의 종류에 따라 참고 표 (2-1)의 값으로 한다.

참고 표 (2-1) 양식시설 고유계수(K)

양 식 명	K
미 역 (뗏목식)	2.6
미 역 (수하식)	1.1
굴(연승식)	3.2
굴・김(부류식(浮流式))	2.5

④ 어구를 쌓아두는 공간으로서의 면적 계산(어구창고용지 참조)

$$A_4 = \frac{N \times V_P}{s \times a}$$

여기서,

N : 어구의 통수(統數)
V_P : 1개통 당 어구의 점유면적
s : 어구의 가능 적재 단수(積載 段數)
a : 점유율(0.5×0.7)

$A_1 \sim A_4$의 역할마다 사용시기, 배치장소를 조사하여 겸용 가능한 것은 겸용을 고려하여 계획한다.

2-2-4 수산창고 용지

(1) 어항 내에 시설되는 수산창고는 제품창고, 활어 창고로 구분하여 계획한다.
(2) 수산창고 용지의 규모는 관계기관 협의 및 이용자의 의견수렴 등 현지조사를 통하여 수요를 파악하고, 현지여건 및 장래 변화여건을 고려하여 계획하여야 한다.

[해 설]

(1) 제품창고

건(乾)다시마, 건(乾)미역, 김, 염건품(鹽乾品), 건(乾)해산물 등의 수산가공품을 임시 보관하는 창고이다.

(2) 활어 창고

최근 교통의 발달, 수산물 소비의 고급화, 생산·수송기술의 향상 등으로 인하여 활어를 취급하는 어항을 많이 볼 수 있게 되었다. 활어는 양육한 후 출하 때까지 임시로 수조에 축양(畜養)해 둘 필요가 있으며, 이를 위해 축양시설을 설치하는 것이 활어 창고이다.

수산창고 용지에 따르는 사무실, 제품의 반입·반출을 위한 운송 차량의 주차공간 용지도 고려해야 한다.

[참 고]

(1) 수산창고 규모와 용지의 소요면적

① 제품창고의 규모

제품창고의 규모계산은 다음 순서에 의한다.

가. 창고 수용량 계산

$$M = (m_1 + m_2) \times \alpha$$

여기서,

M : 창고 수용량
m_1 : 당해 어항의 가공용 원료 어류량 (톤/연)
m_2 : 당해 어항 이외에서의 가공용 원료 어류량 (톤/연)
α : 제품수율

주 : 제품수율은 제품 중량의 원료 어류 중량에 대한 비율

나. 단위면적당 보관 수량 산정

수산제품의 단위면적당 보관수량은 제품의 종류나 화물 모양에 따라 각각 다르므로 일률적으로 통일할 수는 없다. 따라서 이 값을 결정할 때는 인근 어항에 있는 수산제품의 창고 이용실태를 조사하여 결정한다.

단, 조사가 곤란한 경우는 다음 참고 표 (2-2) 기준을 사용하여 결정한다.

참고 표 (2-2) 단위면적당 보관수량

오 징 어	0.33톤/㎡
건 조 해 조(乾 燥 海 藻)	0.24톤/㎡
참 치 통 조 림	0.10톤/㎡

다. 창고의 회전수

창고의 회전수는 지역특성이나 보관제품 등에 따라 각각 다르나 일반적으로 2~3회를 기준 한다.

라. 수산창고의 소요면적

$$A = \frac{M}{a} \times \frac{1}{N} \times \frac{1}{r} \times \frac{1}{\mathrm{k}}$$

여기서,

A : 수산창고의 소요면적
M : 창고에 보관되는 제품의 수량
a : 단위면적당 보관 수량
N : 회전율(2~3회)
r : 면적 유효율(0.75정도)
k : 층 수

② 활어 창고의 규모

활어 창고의 규모는 다음의 계산순서에 의한다.

가. 성수기에 축양하는 활어의 수량을 결정한다.

나. 수조의 규모를 계산한다.

$$V = \frac{A}{P}$$

여기서,

V : 수조의 용량
A : 성수기 활어 축양 수량
P : 해수 1㎥당 활어 축양 가능 수량

수조내의 해수 1㎥당 축양 가능 수량은 어종, 수질, 축양 기간 등에 따라 다르나, 방어의 경우 7kg/㎥ 대하(大鰕), 왕새우의 경우 10~14kg/㎥을 표준으로 한다.

그러나 단위당 축양 가능량은 수조의 용량보다도 오히려 수조에 새로 가해지는 물의 유입량에 더 크게 좌우된다.

따라서 유입량을 충분히 취했을 경우에는 이 값보다 2~3배의 축양이 가능하고, 일차적으로 출하를 위한 단기간의 축양으로서 방어, 도미 등 각종 생선에 대하여 20~25kg/㎥, 대하에 대하여 20~30kg/㎥라는 실례가 있다. 축양 가능량은 여유를 고려하여 결정하여야 하며, 특히 유의할 점은 다음과 같다.

㉮ 수조는 물이 고이는 것을 피하기 위하여 물이 흐르는 방향으로 길게 하고, 보다 곡면에 가까운 것으로 하여야 한다.

㉯ 넙치, 가자미 등 바닥에서 자라는 어패류는 바닥에 한 층으로 늘어선 이상에서는 축양할 수 없다. 단, 유입수에 의한 산소의 보급이 충분할 경우에는 수조를 몇 층으로 나누어 연저(延底)면적을 늘려서 축양(畜養)하는 것이 가능하다.

㉰ 수온이 상승하면 현저하게 용존산소량(DO)이 떨어지므로 필요한 헛간(지붕)을 세울 필요가 있다.

㉱ 수온, 용존산소량을 적당히 유지하고 유해한 탄산가스, 배설물 등의 일부를 배제하기 위하여 새로운 물을 유입시키거나, 같은 물을 여과 순화시키는 장치가 필요하다.

㈐ 수조의 용량, 유입량 및 축양가능어수는 다음 식을 만족시키도록 산정한다.

$$kA \leqq v(c_1 - c) + V\frac{f}{d}(c_2 - c) - BV$$

여기서,

c_1 : 유입하는 물의 용존산소량(㎎/ℓ)
c_2 : 용존산소 포화량(㎎/ℓ)
c : 수조내의 물의 용존산소량(㎎/ℓ)
k : 축양어(畜養魚)의 산소 소비량(㎎/㎏·h)
A : 축양어 수량(㎏)
B : 유기물 등의 산소 소비량(㎎/ℓ) (0.3㎎/ℓ 정도)
v : 단위 시간에 流入하는 유량(ℓ/h)
V : 수조용량(ℓ)
f : 수직 방향 이동속도(m/h)
d : 수조 깊이(m)

다. 활어 창고의 소요면적을 산정한다.
활어 창고의 소요면적을 A로 하면 산정식은 다음과 같다.

$$A = \frac{V}{d} \times \frac{1}{r}$$

여기서,
V : 수조의 용량
d : 수조의 수심
r : 면적유효율(수조면적/활어창고면적), 대개 0.4~0.7 정도로 한다.

③ 창고용지 면적의 계산
창고용지 면적은 창고 자체의 면적, 사무소(보관화물의 출입고, 축양 활어의 관리 등에 필요), 제품의 반입·반출을 위한 자동차의 주차시설 등을 고려하여 창고 자체 면적의 3~4배로 한다.

$$A = (A_1 + A_2) \times (3 \sim 4)$$

여기서,

A : 창고용지 소요면적
A_1 : 제품 창고용지
A_2 : 활어 창고용지

④ 수산창고의 배치
수산창고 용지 중 제품창고 용지는 물양장 배후보다 오히려 어항 배후의 주요 도로에 가깝고, 수송에 편리한 용지에 배치하는 것이 좋다.
활어창고 용지는 다량의 취수, 배수를 필요로 한다는 점, 활어를 직접 물양장에서 양육하는 경우가 많다는 점 등을 특히 유의하여 배치하여야 한다.

2-2-5 어구창고 용지

어구창고는 어구의 양육(揚陸) 및 적하(積荷)의 편리성을 고려하여 휴식용 물양장과 근접, 또는 휴식용 물양장에서 교통편이 좋은 장소에 배치하도록 한다.

[해 설]

(1) 어구창고용지는 어한기(漁閑期)에 어구자재 등을 보관하는 용지이다.
어구는 어업자가 각각 자신이 수납장소(受納場所)를 확보하는 것이 바람직하나 어구가 대형화되어 관리가 곤란함은 물론 도난의 위험과 다른 작업에 지장을 주는 경우가 있으므로 어구창고에 어구를 보관함으로써 불편을 해소할 수 있다.

(2) 또한, 어구 격납(格納) 시에는 어구의 건조작업이나 수리작업도 행하여지므로 어구 건조장과 근접 배치한 예도 많다.

[참 고]

(1) 어구창고의 규모와 용지의 소요면적
어구창고의 규모와 그 용지의 소요면적은 다음 순서에 의하여 계산한다.

① 창고 이용 어구에 대한 실태조사
가. 각 어항에서 사용되는 어법(漁法)과 각각에 사용되는 어구
나. 각 어구마다 1통(統)당 어구의 점유면적
다. 각 어항에서 사용되는 어구의 통수(어업종류별)
라. 어구 수납 시 쌓는 단수(어업종류별)
마. 어구창구를 이용하는 기간(어업종류별)

② 각 어구 1통 당의 소요면적 계산

$$V = V_p / s$$

여기서,

V : 어구 1통 당 소요면적
V_p : 1통 당 어구의 점유면적
s : 수납 시 쌓는 단수(段數)

③ 각종 어업종류별 소요면적 계산

$$A = N \times V / r$$

여기서,

A : 어업종류별 소요면적
N : 각종 어업종류별 수납(受納)해야 할 어구의 통(統)수
V : 어구 1통 당 소요면적
r : 면적 유효율(0.75 정도)

④ 매월 어구수납 소요면적을 누계하고, 그 면적이 최대로 되는 달의 값을 창고의 소요면적으로 한다.
⑤ 창고의 소요면적을 건폐율로 나누어서 창고용지의 면적을 결정한다.

2-3 수산기능지원시설 용지

(1) 어항은 수산기능을 지원하는 보급시설, 위판장, 유통판매보관시설, 어항의 운영관리를 위한 공공시설 등 여러 시설이 입지하여 기능을 활성화시켜야 하므로 현지실사 및 수요조사를 통하여 현지여건에 부합되는 다양한 시설을 계획하여야 한다.
(2) 수산기능지원시설에는 급유시설·급수시설·전기수용시설, 제빙·냉동·처리가공시설, 수산물·유통·판매·보관시설, 해양수산공공시설, 어항정화시설, 수산자원육성시설 등이 있다.

2-3-1 급유시설 용지

급유시설은 어선에 유류를 공급하기 위하여 설치하는 급유 및 저유를 위한 시설로서 그 목적은 다음과 같다.
(1) 보급시간의 단축
(2) 대량구입에 의한 가격절감
(3) 안정적 공급(비축기능)
급유 및 저유시설은 소방법 및 위험물관리법의 규정을 적용하고, 배출유의 방제를 위한 자재의 비치에 대해서는 해양오염방지법 또는 이 법들에 의거한 규정에 따라야 한다.

[참 고]

(1) 급유시설의 규모와 소요면적

① 유류소요량

연료소요량을 산출하는데 있어서는 어선의 마력수, 어장까지의 거리, 조업형태를 파악하여야 한다. 어업종류에 따라 조업시의 마력수가 다르며, 또 같은 선형이라도 정격마력수는 상당한 차이가 있기 때문에 복잡한 계산을 실시하여야만 연료소요량을 계산할 수 있다. 이와 같은 복잡한 계산을 생략할 수 있도록 다음에 제시한 수협중앙회의 면세유 소요량 산정기준에 의거하여 산정하여도 좋다.

유류소요량 = 연간조업시간 × 엔진마력수 × 시간·마력당 소요량

가. 시간·마력당 유류소요량

참고 표 (2-3) 어선종류별 시간·마력당 유류소요량

구 분	시간·마력당 소요량
경유사용어선	0.166 l/ps·h
BA유(BB유) 사용어선	0.170 l/ps·h
휘발유 사용어선	0.33 l/ps·h
윤활유(선외기오일포함)	주연료유 소요한도량의 3%

나. 마력수

㉮ 왕복항로 : 정격 마력수의 80%
㉯ 어장항행 : 정격 마력수의 50~80% (조업상태에 따라 다름)

다. 연간조업시간

참고 표 (2-4) 어업종류별 연간조업시간

유종	업 종	연간조업시간
휘발유	연안개량 안강망	580시간/년
	연안들망	425시간/년
	연안유자망	650시간/년
	연안통발	650시간/년
	연안복합	650시간/년
	정치망	530시간/년
	근해연승	464시간/년
	소형선망	278시간/년
	기선형망	570시간/년
	양식장관리선	430시간/년
	내수면선박	620시간/년
	기타어업	540시간/년
경유 BA유 BB유	근해고정자망	4,010시간/년
	근해개량안강망	3,730시간/년
	근해안강망	4,080시간/년
	근해연승	4,630시간/년
	근해외줄낚시	4,550시간/년
	근해유자망	3,820시간/년
	근해채낚기	4,980시간/년
	근해통발	4,530시간/년
	기선권현망	4,970시간/년
	기타어업	3,100시간/년
	기타통발	4,330시간/년
	내수면선박	1,570시간/년
	대형선망	4,380시간/년
	대형정치망	2,041시간/년
	대형트롤	5,436시간/년
	동해구기선저인망	3,862시간/년
	소형정치망	1,590시간/년
	쌍끌이대형기선저인망	7,390시간/년
	쌍끌이서남해구기선저인망	5,290시간/년
	양식장관리선	1,610시간/년
	양조망	3,320시간/년
	연안개량안강망	2,207시간/년
	연안들망	2,652시간/년
	연안복합	3,090시간/년
	연안안강망	3,680시간/년
	연안자망	2,970시간/년
	연안통발	3,010시간/년
	연안형망	1,840시간/년
	외끌이기선저인망	5,320시간/년
	외끌이서남해구기선저인망	5,730시간/년
	이동성구획	1,310시간/년
	잠수기	1,590시간/년

② 시설규모

가. 이용어선의 어업종류와 선형이 결정되면 상기 유류소요량 산정식에 의거하여 연료유 소비량을 산정할 수 있다. 따라서 소요급유시설을 결정하는 데는 몇 일분의 양을 저장할 필요가 있는가를 정하면 이용어선을 근거로 시설능력을 결정할 수 있다.

참고 표 (2-5) 어업종류별·어선톤급별 연료유 소비량

(출어 1일당, 1개통 당 리터)

톤급 / 어업종류	3톤 미만	3~5톤	5~10톤	10~30톤	30~50톤	50~100톤	100~200톤	200~500톤
소형저인망	50	100	190					
부망			100					
연어, 송어 유망		350	1,100		3,300	3,300		
가자미자망	20	80	100					
새우자망	25							
기타자망	30	70	90					
오징어채낚기	55	140	240	670	1,300	2,400		3,100
기타채낚기	25	80	200					
연어,송어연승				470				
기타연승	25	100	300					
빠지망			220					
선인망		120	190					
소형정치망	20							
채패	20							
채초	25	30						
기타어업	30	70	100					
원양저인망								8,000
이서저인망						2,400	5,500	
1수근해저인망				1,000	1,000	2,300	5,000	
2수근해저인망						4,700		
1수인조망				1,450	2,500	6,000	12,700	
2수인조망				2,200				
꽁치봉수망				1,350	4,600	4,200		
간고등어 일본조				950	1,300	2,200		5,400
고등어 채낚기					1,300	1,900		
참치채낚기				650		2,500	3,500	4,400
연어, 송어 정치망				250				
방어, 참치 정치망				120				
기타정치망				100				

나. 종래의 계획에서는 성어기의 소요량을 1개월 이하로 한 것이 많으나, 용지의 여유가 있으면 그 이상을 저장해 두는 것이 유리하다. 또한, 수리보수 등의 사태를 감안하여 2기 이상의 탱크에 나누어 저장하는 것이 바람직하다. 이상의 요소를 고려하여 급유시설의 능력산정 방법을 명시하면 다음과 같다.

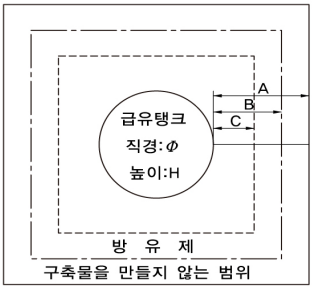
성어기 이용어선 추정 (업종, 톤급별)	⇒	업종, 톤급별 출어일수 추정 (과거, 현재의 상황, 유사어항의 상황을 고려)	⇒	성어기 연료유 소요량	⇒	급유시설 능력 결정

(2) 급유시설의 배치

급유시설은 보급부두의 배후 용지에 배치하도록 하며, 급유구까지 지하매설관으로 송유하는 것이 일반적이다. 급유 시설물은 위험물을 취급하는 것이므로 만일의 경우를 고려하여 위판장, 냉동·냉장·제방시설 등의 시설용지, 또는 배후 주거지 등과 가능하면 떨어진 곳에 계획한다.

또한 탱크트럭에 의해서 탱크로 보급되는 경우는 다른 차량과 혼잡을 피하기 위해 도로를 확보하는 것이 좋다.

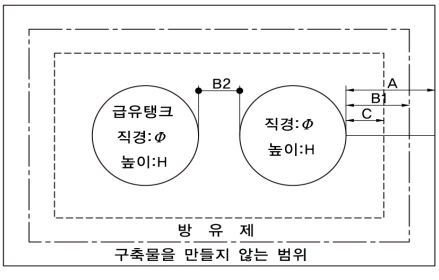
① 탱크 1기의 경우



타 시설 용지와 경계

항 목	경 유	중 유
A: 보안거리	1.6ø 또는 H의 큰 것의 수치 이상	ø 또는 H의 큰 것의 수치 이상
B: 보유공지(保有空地)	3m 이상	3m 이상
C: 방유제(防油堤)까지의 거리	ø가 15m 미만의 경우 H/3 이상 ø가 15m 이상의 경우 H/2 이상	ø가 15m 미만의 경우 H/3 이상 ø가 15m 이상의 경우 H/2 이상

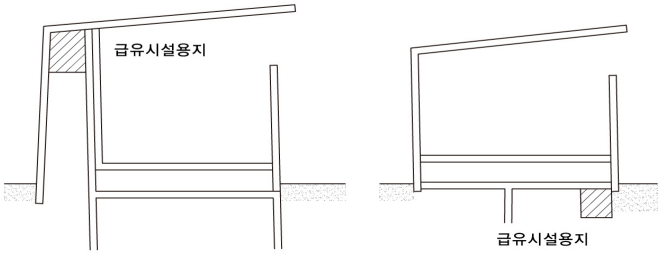
② 탱크 2기의 경우



타 시설 용지와의 경계

항 목	경 유	중 유
A: 보안거리	1.6ø 또는 H의 큰 것의 수치 이상	ø1.6 또는 H의 큰 것의 수치 이상
B: 보유공지(保有空地)	3m 이상	3m 이상
B_2: 탱크간격	3m 이상	3m 이상
C: 방유제(防油堤)까지의 거리	ø가 15m 미만의 경우 H/3 이상 ø가 15m 이상의 경우 H/2 이상	ø가 15m 미만의 경우 H/3 이상 ø가 15m 이상의 경우 H/2 이상

참고 그림 (2-1) 급유 시설의 소요면적



참고 그림 (2-2) 급유시설 용지의 배치 예

2-3-2 급수시설 및 전기수용시설 용지

(1) 급수시설은 선원들의 생활용수를 공급하는 시설로서 물양장에 설치된 급수전을 통해 공급받거나, 직접 선수품 선적 시 공급하는 경우가 많으므로 어항 내 상수인입방법 등 현지여건 및 장래 변화여건을 고려하여 계획하여야 한다.

(2) 전기수용시설은 어항구역 내 전력인입방법 등 현지여건 및 장래 변화여건을 고려하여 변전실 등 수전시설 계획을 수립하여야 한다.

2-3-3 제빙(製氷)·저빙(貯氷)시설 용지

(1) 어획물의 양과 필요한 얼음 양의 관계는 어종, 계절, 지역의 특성에 따라 다르다. 동일한 어획량이라도 계절에 따라 얼음의 사용량이 다르므로 계획지역의 특성을 면밀히 조사 분석하여 소요량을 산정하여야 하며, 지역 실정에 맞는 자료가 없는 경우에는 얼음 소요량으로서 표준적으로 단위 어획량 당 1.0톤을 사용한다.

(2) 제빙·저빙시설의 배치 계획은 제빙·저빙시설 건축 후에는 용지 이용의 변경이 곤란하며, 또한 물양장 이용과 밀접한 관계가 있으므로 충분히 검토한 후 결정하여야 한다.

[해 설]

(1) 어항에 있어서 제빙·저빙시설은 어획물의 선도유지를 위하여 어획물의 냉장용으로서 어선에 싣고 나가 사용하거나, 위판장 내에서 사용하거나, 출하 시에 어상자에 담는데 사용하는 얼음을 제조, 저장하기 위하여 설치하는 시설이다.

(2) 제빙·저빙시설의 배치

① 제빙·저빙시설의 위치는 얼음 사용을 고려하여 어선에 얼음을 공급하는 경우는 준비 물양장에 가까운 쪽이 좋고, 또한 위판장에 가까운 것이 바람직하다.

특히 저빙고에서 벨트컨베이어(belt conveyor)로 각빙(角氷)을 운반하여 물양장 가까이에 만들어진 쇄빙탑에서 얼음을 분쇄한 후 공급하는 방식으로는 저빙고에서 물양장까지의 거리가 100m에 이르는 사례도 있다.

또한 제빙·저빙시설은 수산용뿐만 아니라 일반용 얼음을 생산하는 경우도 있으므로 이와 같은 경우는 원활한 반출을 위해 주요 도로 가까이 설치하는 것이 바람직하다.

② 제빙시설은 모든 어항에 필요한 시설은 아니며, 소규모 어항에서는 저빙시설을 장치하여 놓고 타 지역에서 반입하는 쪽이 경제적인 경우도 있다. 어항에 있어서는 일반적으로 연간 어획물이 1,000톤 이상의 제빙시설이 만들어지는 경우가 많고, 수송수단을 고려하여 거점적(據點的)으로 배치하는 것이 적합하다.

(3) 제빙시설의 종류

어항에 설치되는 제빙시설은 블록아이스(block ice)방식, 플레이트아이스(plate ice) 방식의 2종류로 분류된다.

① 블록아이스방식은 종래 사용되어 온 일반적인 방법으로 각빙(角氷, block ice)을 만들고 저빙고에 보관하여 놓고 필요에 따라 쇄빙기로 분쇄하여 사용하는 것이다. 이 방법의 장점으로는 각빙 상태 그대로 타 지역으로의 수송이 가능하며, 저빙고가 있으면 장시간의 보관이 가능하다. 단점으로서는 얼음을 제조하는데 48시간 정도가 소요되며, 저빙고가 필요하고 전자동 플레이트아이스 방식에 비하여 많은 작업자를 필요로 한다.

② 플레이트아이스 방식은 판상(板狀)의 얼음(plate ice)을 제조하여 이것을 쇄빙기(crusher)로 부순 후 자동반출(rake)장치로 긁어내어 얼음을 공급하는 것이다.

이 방법의 장점으로서는 작업이 간단하고 30분 내외로 제빙할 수 있으며, 건물 한층 부분을 타용도에 사용이 가능하다. 단점으로는 원거리의 수송이 곤란하고 장시간의 보관이 어려우며(통상 5일정도), 레이크(rake) 장치하부의 얼음이 빙결하는 점을 들 수 있다.

[참 고]

제빙·저빙시설의 규모와 소요면적은 다음과 같은 방법으로 계산한다.

(1) 얼음 소요량의 계산

어획물의 양과 필요한 얼음량의 관계는 어종, 계절, 지역의 특성에 따라 다르다.

지역 실정에 맞는 조사 자료가 없는 경우에는 얼음 소요량을 어획량 1톤당 얼음 1.0톤으로 계산한다.

(2) 시설 규모와 용지면적의 계산

어획량에 따라 얼음 소요량을 계산하고, 다음에 소요 시설량을 계산한다.

① 각빙(角氷, block ice) 방식의 제빙시설

블록아이스방식은 저빙시설과 조합하여 계획하는 것이 보통이다.

제빙시설능력은 일반적으로 하절기를 기준하여 산정하는 것이 적당하다.

$$\text{제빙시설능력} \fallingdotseq \frac{\text{연간 얼음소요량}(\fallingdotseq \text{연간어획량})}{365 \times 0.7} \quad (\text{단, } 0.7\text{은 가동율})$$

저빙시설 능력은 어획량의 변동 상황에 따라 다르나 10~30일 정도의 예가 많다.

제빙·저빙시설의 능력은 상호관련이 있으며, 특정시기에 어획량이 집중되는 어항에서는 위의 식보다 능력이 큰 제빙시설을 설치하여 저빙능력을 낮게 하는 방법이 유리한 경우가 있으므로 종합적으로 판단하여야 한다.

블록아이스 방식의 경우 제빙·저빙시설의 능력과 표준적인 건물면적의 관계는 참고 표 (2-6)을 참조한다.

참고 표 (2-6) 블록아이스 방식 제빙시설의 능력과 건물면적

제빙능력 (톤/일)		1	3	5	10	20	30	50	100
저빙고 수용량		60	180	300	600	1,100	1,500	2,000	3,000
건물면적 (㎡)	제빙실	24.8	48.4	59.4	86.6	178.2	231.0	376.2	752.4
	저빙실	26.4	72.0	100.7	178.2	290.4	396.0	534.6	772.2
	준비실	3.3	11.6	12.4	19.8	33.0	33.0	39.6	99.0
	기계실	-	23.1	33.0	49.5	79.2	66.0	89.1	138.6
	배전실	-	-	-	-	-	-	19.8	33.0
	사무실	-	9.9	12.4	24.8	46.2	39.6	52.8	52.8
	숙직실	-	-	-	-	-	26.4	36.3	62.7
	기 타	-	-	-	-	-	-	-	-
	계	54.5	165.0	217.9	358.9	358.9	792.0	1,148.0	1,910.7

② 플레이트아이스 방식

플레이트아이스 방식은 블록아이스 방식과 달라 장시간의 저빙은 곤란하다. 따라서 제빙시설의 능력은 어획량이 많은 시기에 맞추어 정한다. 저빙은 5일 정도까지는 가능하므로 1일 최대 얼음 소요량에 대응하는 시설능력은 필요하지 않고, 그 2/3정도의 능력만 있으면 된다.

예를 들면 1일 최대 얼음 소요량이 15톤인 어항의 경우, 제빙 시설 능력은 15 × 2/3 = 10톤/일이 된다. 따라서 저빙 능력으로서 10 × 5 = 50톤의 시설을 만들어 놓으면 1일 최대 소요량 15톤/일의 부족분은 5톤/일이므로 (50톤/일) ÷ (5톤/일) = 10일로 산정된다. 그러므로 1일 최대소요량이 10일간 연속되어도 대응할 수 있게 되어 원활한 공급이 가능하게 산정된다. 이 방식에 의한 시설은 1층이 사무실, 2층이 저빙실, 3층이 제빙실인 구조가 일반적이다.

건물면적은 2층의 저빙실 면적에서 결정된다. 따라서 저빙능력을 크게 하는 것은 용지비, 건축비용 면에서 불리하게 되어, 제빙능력을 크게 계획하여 저빙을 제빙능력의 3일 정도로 하는 사례가 많다. 플레이트아이스 방식의 시설능력과 시설면적의 관계는 참고 표 (2-7)을 참조한다.

참고 표 (2-7) 플레이트아이스 방식 제빙시설의 건물면적

제빙능력(톤/일)	저빙능력(톤)	건물면적(㎡)
5	5	4.15×3.2 = 13.3
10	20	4.8 ×9.8 = 47.0
10	50	8.0 ×10.0 = 80.0
15	40	5.3 ×10.8 = 57.2
20	50	6.0 ×12.7 = 76.2
20	80	7.0 ×12.7 = 88.9
30	50	7.1 ×12.7 = 90.2
30	100	7.7 ×14.2 = 109.3

블록아이스 방식이나 플레이트아이스 방식은 사람, 차 등의 움직임은 활발하지 못하며, 겨우 위판장 혹은 타지구로 얼음을 운반하기 위한 차량이 출입하는 정도이다. 따라서 부지 면적은 이러한 출입에 불편이 생기지 않을 정도로 산정한다.

2-3-4 냉동·냉장시설 용지

냉동·냉장시설의 위치는 그 설치 목적에 따라 다르나 다음 내용을 고려하여 배치계획을 하여야 한다.

(1) 주위에 도로용지가 충분히 확보될 수 있고, 사방에서 트럭이 출입할 수 있는 위치이어야 한다.

(2) 하역장 용지에 가까이 있어야 한다.

(3) 어항지구로의 반출, 또는 지구 외에서의 반입 등에 편리한 위치에 있어야 한다.

(4) 월파(越波), 비말(飛沫) 등의 영향이 적은 곳이어야 한다.

(5) 저빙고를 설치하여 어선에 얼음 공급을 겸할 경우는 출어준비부두에서 너무 떨어지면 안 된다.

[해 설]

(1) 수산물과 관련하여 냉장고를 설치하는 목적에 따라 분류하면 다음과 같다.

- ㅇ 생산지 냉장고
- ㅇ 소비지 냉장고
- ㅇ 가공공장 등 병설 냉장고
- ㅇ 수송배분기지 냉장고

① 생산지 냉장고는 어항과 가장 관계가 깊으며, 주요 양육지는 물론 소규모 이상 각 단계의 생산지(漁港)에서도 필요에 따라 설치하는 것이다.

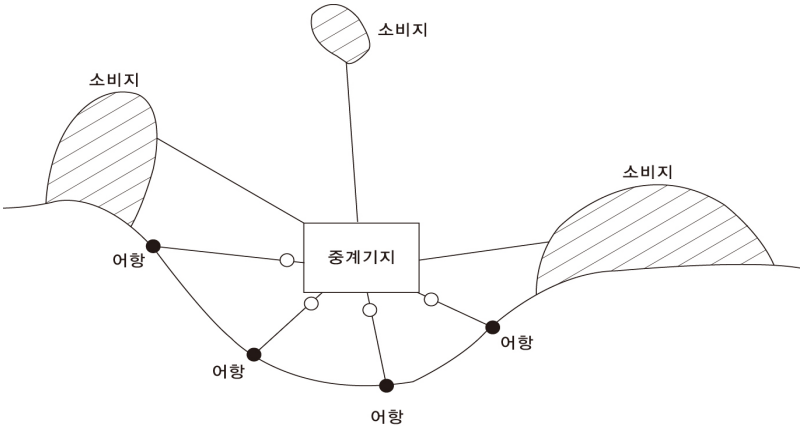
② 소비지 냉장고는 소비지인 도시 등에 있어 생선, 어패류 등을 안정적으로 공급하기 위하여 설치하는 것이다.

③ 가공공장 등 병설(倂設) 냉장고는 주요 양육지, 또는 주요 수산가공품 생산지 등의 가공공장에 병설하여 가공 어류의 안정적 확보, 제품의 보관 등을 위하여 설치하는 것이다.

④ 수송배분기지 냉장고는 해설 그림 (2-1)과 같이 생산지와 소비자 간에 중계기지(stock point)를 설치하여 수산물의 집화와 배분을 효율적으로 하기 위하여 설치하는 것이다. 또한 최근의 경향으로서 양식용 사료를 보관하기 위한 냉장고의 사례가 많아지고 있다.

(2) 냉장시설은 그 보관 온도범위에 의하여 구분된다. 냉동어를 보관하기 위해서는 최상급의 능력이 필요하다.

이 경우 선내에서 냉동한 어획물만을 보관하는 어항에서는 냉동시설을 계획할 필요는 없으나, 급속 냉동할 필요가 있는 어항에서는 냉장시설과 병행하여 계획되는 경우가 많다.



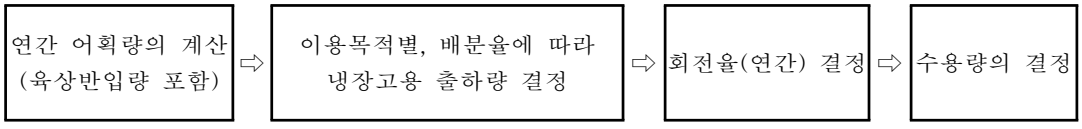
해설 그림 (2-1) 수송 배분기지 냉장고

[참 고]

(1) 냉동·냉장시설의 규모와 소요 면적

전술한 바와 같이 냉장고는 설치되는 목적, 수용하는 수산물의 형태, 보관온도 등에 따라 각기 다르게 되어 있으나, 여기서는 각종의 냉장고 중 어항시설 용지에 만들어지는 생산지 냉장고에 준한다. 특히 냉동시설에 대하여는 냉장시설 중의 한 시설로 취급한다.

① 냉장고의 규모는 다음 순서에 의하여 결정한다.



가. 어획량의 계산은 항별 계획 작성 순서에 의한 방법으로 산정한다.

나. 이용 목적별 배분율은 어선에서 양육된 어획량, 또는 육상 반입량이 이용 목적별로 어떻게 유통되는지를 수량으로 표시한 것이다. 이용 배분율은 어종의 구성, 가공형태, 사회 정세 등 요소에 따라 다르게 나타나므로 결정하기가 어렵다. 현황과 과거의 추이, 어항의 항세 조사 등에 의해서 이용 목적별 배분율, 항세와 유사한 자료 등을 참고하여 구할 수 있다.

다. 회전수는 어항의 입지조건, 성격, 어업종류 등에 따라 다르다. 일반적으로 계획 회전수를 2~3을 택하고 있으나, 일본의 조사 자료에 의하면 최저 1.1에서 최고 3.9로 조사된 바 있으며, 냉장고의 규모는 일반적으로 다음 식에 의하여 산정한다.

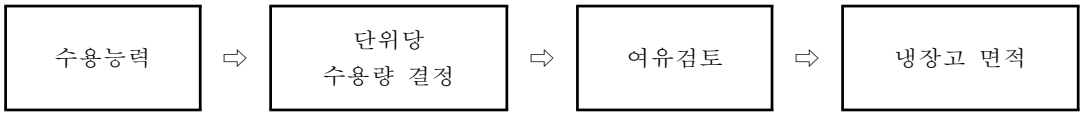
$$\text{냉장고 규모} = \frac{\text{냉장고용 출하량(톤/연)}}{\text{회전수(회/연)}}$$

그러나 양육이 일시에 대량으로 집중되는 어항에 있어서는 연간 출하량을 기준으로 한 규모는 부족할 우려가 있다. 최 성어기(1~2개월)의 양육량을 대상으로 이용 배분율을 검토하여 그 비율에 따라 냉장고 수용량을 결정할 필요가 있다.

대량의 양육이 집중하는 때는 어가(魚價)의 하락도 크기 때문에 이것을 방지하기 위해서는 가능한 용량이 큰 냉장고를 요구하는 경우가 많다. 다만 성어기(盛魚期) 이외의 시기에는 시설의 대부분이 유휴(遊休)상태로 되어 수익률이 저하되기 때문에 경제성을 고려하여 타당한 시설규모로 결정해야 한다.

② 시설 면적의 계산

냉장고의 수용능력이 결정되면 이를 근거로 소요면적을 계산한다.



가. 수용능력은 냉장고의 규모 결정에 의해서 구한 수치이다.

나. 단위당 수용량은 냉장고 단위 용적당의 수용량을 기준하며 보통 0.4톤/㎥(2.5㎥/t)을 사용한다.

다. 냉장고의 유효 높이는 어종, 형태, 하역방법, 건물의 층수, 냉장고의 규모에 따라 다르지만 보통 3~5m 정도가 많다.

라. 여유(餘裕)라는 것은 실제로 보관물을 수용할 수 있는 부분 이외의 면적을 말하며 냉장실내의 통로, 하역을 위한 공간이나 기계실, 전기실, 냉동실, 준비실, 사무실 등의 시설이 여기에 해당된다. 냉장실, 통로 등의 여유는 보통 20%정도, 기타시설에 있어서는 냉장실의 40~50%비율이 필요하다.

$$\text{냉장고 면적}(\text{㎡}) = \frac{\text{수용능력}(t)\times 2.5(\text{㎥}/t)\times 1.2\times 1.5}{\text{유효 수용량}} = 4.5\times\frac{\text{수용능력}}{\text{유효 수용량}}$$

여기서, 통로 등 냉장고내의 여유 : 1.2

기계실, 냉동실, 전기실 등의 여유 : 1.5

소규모 냉장시설에 있어서는 통상 인력에 의해서 하역되는 경우가 많으므로, 이 경우는 높이가 2m 정도 되므로 구하는 식은 다음과 같다.

$$\text{냉장고 면적}(\text{㎡}) = 2.25\times\text{수용능력}(\text{t})$$

③ 용지면적의 계산

냉장시설은 부지의 여유가 있으면 가능한 1층 건물로 계획하는 것이 바람직하다.

2층 이상으로 할 경우 하역작업이 복잡하여 비능률적이고, 단위 수용량당 건축비가 높아지기 때문이다. 부지면적의 계산은 다음 식에 의한다.

$$\text{부지면적}(\text{㎡}) = \frac{\text{건물연면적}(\text{㎡})}{\text{건물층수}}\times\frac{1}{\text{건폐율}}\times\text{여유율}$$

가. 여유율에 있어서는 냉장고의 출입을 위한 화물차의 주차 및 조차(操車)에 필요한 공간에 특히 주의해야 한다. 최근에는 대형 냉동차의 이용이 늘어나는 경향이 있으므로 용지면적의 산정에는 실제 차량의 주행선과 주차공간을 고려하여 검토하는 것이 바람직하다.

나. 평균적으로 건물면적과 부지면적의 비율은 2~2.5로 되어 있으나, 건물의 형태에 따라서는 좁은 경우도 있다. 부지면적은 3배 정도로 취하는 것이 바람직하다. 건폐율은 60%~70%의 경우가 많고, 이 경우 건물면적의 1.42~1.67배의 부지가 필요하게 된다.

여유율로서 건물면적의 3배 정도를 취하기 때문에 건폐율에 의한 규제는 이 여유율 중에 포함된다. 따라서 부지면적의 계산식은 다음과 같다.

$$\text{부지면적}(\text{㎡}) = 3\times\frac{\text{건물연면적}}{\text{건물층수}}$$

2-3-5 급빙시설 용지

> 급빙시설은 어선에 얼음을 공급하는 시설로서 관계기관, 이용자단체, 제빙·저빙공장 운영자 등의 의견을 수렴하여 현지 수요조사를 실시하고, 현지여건 및 장래 변화여건을 고려하여 적합하게 계획하여야 한다.

2-3-6 가공시설 용지

가공공장 용지의 배치는 그 가공의 형태에 의해서 각각 조건이 다르나 다음 조건을 고려하여 배치한다.

(1) 주위에 도로가 배치되어 원료어류, 제품의 반입·반출이 편리해야 한다.

(2) 오수, 악취 등으로 주택 밀집 지역에 피해가 미치지 않고 그 처리가 용이해야 한다.

[해 설]

가공시설용지는 수산물의 가공공장을 시설하기 위한 용지이다.

일반적으로 식용으로 쓰이는 어패류 가운데 일부만 신선한 어패류로 소비되고, 나머지 대부분은 가공되어서 소비된다. 그러나 앞으로 수산업의 전망은 현지 가공에 의한 부가가치의 증대를 도모하는 것이 필요하므로 어항계획 시 수산물 가공공장을 시설하기 위한 용지를 고려할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 가공공장의 규모와 용지의 소요면적

가공공장의 형태는 가공원료의 종류나 가공품의 종류에 따라 각각 다르다. 가공공정에 있어서도 원료에서부터 제품에 이르기까지 일관적으로 제조공정을 거치는 경우도 있으나, 그 일부의 공정만 행하는 경우도 있다. 그러므로 가공공장의 규모를 단 하나의 기준에 의하여 선정하는 것은 곤란하다.

따라서 본 기준에서 제시된 방법은 개략적인 산정방법이므로 이를 참고하여 지역 특성을 고려한 가공공장의 규모와 용지의 소요면적을 결정하는 것이 바람직하다.

가공공장의 규모와 용지의 소요면적 계산순서는 다음과 같다.

① 가공용 어류의 수량계산

가공용 어류는 가공공장이 건설되는 어항에서 뿐만 아니라 다른 어항에서 투입되는 경우도 고려해야 한다.

② 가공공장의 연간 가동일수를 산정한다.

③ 어류 1톤당 가공공장의 소요면적을 산정한다.

④ 가공공장의 소요면적 산정

$$A = \frac{M}{N} \times L$$

여기서,

M : 연간 원료 어류의 처리량

N : 가공공장의 가동일수

L : 원료 어류의 1톤 당 소요면적

2-3-7 위판장(委販場) 용지

(1) 위판장은 어획물의 선별, 계량, 경매, 전시, 포장, 발송 등의 작업을 원활히 할 수 있는 면적을 확보하여야 한다.
(2) 위판장의 위치를 결정하는데 있어서는 어획물의 반출·입을 위한 간선도로와의 연결 용이성, 또 주차장, 야적장, 도로용지 등을 위한 배후지를 충분히 확보할 수 있는지 여부를 검토하여야 한다.

[해 설]

(1) 위판장은 각종 어항 기능시설에서 가장 기본적인 시설이다. 어획물의 흐름을 볼 때 제1단계는 어선이 입항하여 물양장에 접안하여 어획물을 양육한다. 제2단계로서 양육된 어획물은 선별, 계량, 경매 등의 행위가 이루어지며, 경매된 어획물은 수송수단에 의하여 소비지, 가공공장, 보관시설 등으로 운반된다.
(2) 위판장의 배후에는 어획물을 어항에서 타 지구로 반출, 자재(어상자, 얼음 등)의 반입, 위판장 관계자의 이동 등 다종, 다양한 차량이 복잡한 이동을 하게 된다.
(3) 위판장으로서의 주된 기능은 다음과 같다.
① 양육된 어획물을 상품화하기 위한 선별, 계량 등의 작업장으로서의 기능
② 상품전시 및 거래장으로서의 기능
③ 상품인수에 따른 포장 및 발송 작업장 시설별로 규모와 소요 용지를 산정한다.
(4) 어항에 양육(揚陸)되는 어획물의 흐름상 기능을 고려하여야 한다.
(5) 위판장의 배치계획에서는 다음과 같은 사항에 유의한다.
① 햇빛이 위판장에 들어오지 않도록 위판장의 방향에 주의한다.
② 최다 강풍방향과 직각이 되지 않도록 위판장 방향에 주의한다.
③ 항구에서 가깝고 조선(操船)에 편리한 장소로 배치한다.
④ 위판장은 그 특성상 지역특성에 따른 취급어획물을 고려하여 계획하여야 하며, 선도에 크게 좌우되는 어획물은 신속하게 취급할 수 있도록 하여야 한다. 특히 일사(日射)에 대해서는 충분한 주의를 하고, 위생적인 면도 고려하여야 하며, 전시 및 경매장소의 조명에도 주의를 기울여야 한다.
⑤ 위판장은 양육된 어획물의 각종 작업을 원활하게 하기 위하여 일사, 강우, 강설 등의 자연현상으로부터 보호하고 어획물의 선도 유지, 보건 위생의 향상, 작업자의 노동환경 보전을 위하여 설치된 헛간과 그 헛간용지 외에 부수적으로 필요한 시설[적송장(積送場), 입찰사무실, 일시저장을 위한 냉장고, 하역기계의 장치, 배수정화시설]을 위하여 필요한 건폐율을 고려하여 결정한다.

[참 고]

(1) 위판장 규모 계산방법
① 위판장의 규모는 다음 식에 의하여 계산할 수 있다.

$$S = \frac{N}{R \cdot \alpha \cdot P}$$

여기서,

S : 위판장의 소요면적(㎡)
N : 1일당 계획 취급량(kg/일)
P : 단위면적당 취급량(kg/㎡)
R : 위판장의 회전수(회/일)
α : 점유율

참고 표 (2-8) $P \cdot \alpha$ 실례

어 종	적재상태	P(kg/㎡)	α
명 태	10단쌓기	600	0.394
오 징 어	10단쌓기	600～800	0.391～0.331
꽁 치	10단쌓기	600	0.278
게, 오징어	1단쌓기	80	0.420
참 치	흩어 놓음	55～80	0.665～0.745
오 징 어	나 무 통	45	0.620
꽁 치	흩어 놓음	80	0.735

② 위판장의 면적은 실제 어획물이 점유하는 면적, 어획물의 선별을 위한 면적, 소운반을 위한 통로, 빈 상자의 적치장 면적을 포함하고 있으며, 이 중 어획물이 실제로 점유하는 면적의 위판장 면적에 대한 비율을 점유율이라 한다.

③ 위판장 소요면적 산정 시 대입되는 N, P, R, α의 각 수치는 취급 어종과 지역 특성 및 어항의 실정에 따라 각기 다르므로 충분한 현지조사를 시행하여 지역 여건에 부합되도록 결정하여야 한다.

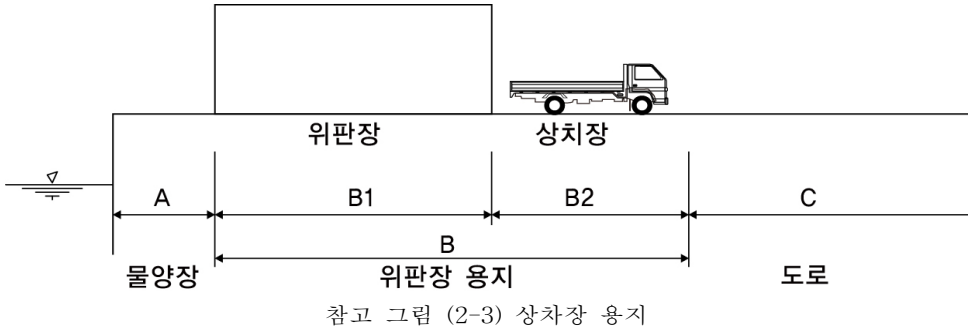
④ 위판장의 폭은 작업능률 향상에 매우 중요한 요소이다. 요인으로서 양육방법, 화물형태, 작업형태(인력, 기계), 반출방법 등이 관계된다.

종래 위판장의 넓이는 20m정도였으나 벨트 컨베이어(belt conveyor)나 포크 리프트(fork lift) 등의 기계가 이용되는 곳에서는 30m정도가 필요하다.

(2) 상차장(上車場) 용지

어획량을 위판장에서 반출하는 일반적인 방법은 트럭에 의한 반출이다.

반출작업을 원활히 수행하기 위해서는 전용공간이 필요하다. 이 공간을 고려하지 않으면 위판장 배후 통로 상에서 작업이 이루어지기도 하며, 위판장 내에 트럭이 들어가서 작업을 하게 되므로 위판장 내의 작업이나 도로교통을 혼란시키게 된다.



참고 그림 (2-3) 상차장 용지

위판장 용지계획에 있어서 참고 그림 (2-3)과 같이 헛간(위판장)에 평행으로 상차장을 설치, 트럭을 옆으로 붙여서 반출작업을 원활히 할 수 있도록 하여야 한다.

상차장의 폭은 트럭의 길이보다 넓게 하는 것이 좋다.

참고 표 (2-9) 냉동・냉장차의 제원

(단위 : m)

최대적재중량	4톤	6톤	8톤	10톤	(full trailer) 15톤
전장(全長)	8.0	8.5	9.0	10.5	17
전폭(全幅)	2.3	2.5	2.5	2.5	2.7
전고(全高)	3.2	3.5	3.5	3.5	3.5

(3) 위판장의 부대시설

위판장은 어획물에 얼음을 보급하기 위한 저빙고, 경매를 위한 입찰실, 기계실, 시장관계자의 대기실 등 어획물의 양육, 위판과 관련된 제반시설이 필요하다.

부대시설의 배치, 면적에 대해서 위판장의 본래기능을 방해하지 않는 범위 내에서 계획하여야 하며, 특히 1층에 설치하는 경우에는 일반적으로 총면적의 10~20%의 범위에서 계획하는 예가 많다. 대규모의 위판장(일일계획 양육량이 150톤 정도)인 경우 부대시설의 점유율이 낮으며, 소규모 위판장의 경우는 점유율이 높다.

(4) 용지면적의 계산

이상에서 기술한 바와 같이 헛간, 상차장, 부대시설의 규모를 계산하고, 여기에 건폐율을 고려하여 위판장 면적을 결정한다.

2-3-8 수산물 유통・판매・보관시설 용지

수산물 유통・판매・보관시설에는 수산물시장, 수산물집하장, 수산물직매장, 활어보관시설 등이 있으며, 관계기관, 이용자단체의 의견수렴 등 현지 수요조사를 실시하여 현지여건 및 장래 변화여건을 고려하여 적절하게 계획하여야 한다.

2-3-9 해양수산공공시설 용지

어항의 운영관리에 필요한 공공시설에는 해양관측시설, 입출항신고소, 파출소, 무선통신시설, 소방서 등이 있으며, 관계기관 및 이용자단체 등의 의견을 수렴하고 현지 수요조사를 실시하여 현지여건 및 장래 변화여건을 고려하여 적절하게 계획하여야 한다.

2-3-10 어항 정화시설 용지

어항 및 주변환경을 청정화하기 위한 어항정화시설에는 오폐수처리시설, 도수(導水)시설, 폐유・폐선처리시설 등이 있으며, 어항 내 오폐수처리계통 등 현지여건 및 장래 변화여건을 고려하여 적합하게 계획하여야 한다.

[해 설]

(1) 어항내의 선별장(選別場)이나 수산물 가공장 등의 시설에서 발생하는 오수에 의해 항내나 주변해역이 오염되고 있다.

(2) 어항에서 발생하는 오수의 대표적인 것은 가공장의 배수(排水)와 선별장의 배수이다. 가공공장에서는 배수량이 50t/일 이상이 되면 수질환경보전법에 의한 오수처리가 의무화 되었지만 양육, 선별시의 오수는 의무조항이 없다. 선별시의 오수 외에 양식어업에서는 어구의 세척, 어패류를 씻을 때, 또는 냉동사료를 녹일 때 오수가 발생하므로 그 특성에 맞는 처리방법을 검토할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 오수의 종류와 발생량

선별 시 발생하는 오수의 종류와 발생량은 다음과 같다.

① 선별장(委販場) 바닥 청소수(淸掃水)

어획물을 양육하기 전에 선별장의 바닥을 먼저 물로 청소하거나, 선별이 끝난 후 바닥을 물로 청소하면서 오수가 발생하며, 발생량은 바닥 면적에 비례하고 통상 바닥면적 1㎡당 0.02톤 정도이다.

② 어획물을 씻는 물

양육된 어획물을 씻을 때 발생하는 오수로 선상에서 선별하여 상자에 넣어 온 것은 보통 씻지를 않지만 선별작업을 하는 경우에는 많은 오수가 발생한다. 권망이나 저인망 어업과 같이 어획물을 양육할 때 에이프런 위에서 선별 작업하는 경우 작업능률을 올리려면 많은 물을 사용하게 되는데 이때에 발생하는 오수가 상당한 양으로 0.7㎥/톤, 0.8㎥/톤의 실적 예가 있다.

소규모 어항에서는 많은 물이 사용되지 않지만 어획물을 처리할 때에는 바닥면이 건조하지 않도록 계속 물을 흘려보낸다. 이 경우에 주변환경에 미치는 수질문제는 영향이 없다.

③ 어선에서의 오수

어선에서 발생하는 오수는 주로 어창(魚艙)에서 발생하는 생선 물로 이 물은 선별이나 바닥 면의 청소 물보다 훨씬 오염이 심하여 바다에 버리면 항내 오염이 가장 심하게 된다. 이를 방지하기 위하여 오수를 빨아올려 처리한 후 방류하지 않으면 안 된다. BOD 10,000ppm에 달할 정도의 오탁수로서 대량으로 발생하는 어항에서는 1차 처리로서는 정화되지 않아 2차 처리까리 고려하는 것이 바람직하다.

(2) 오수의 처리 방법

오수의 처리방법은 발생량과 오탁 정도에 따라 다르지만 일반적인 처리방법으로는 예비처리로서 굵은 부유물질이나 유지(油脂)를 스크린, 침전조 등에서 제거한 후 처리장에서 알루미늄, 철 등의 약품을 사용하는 응집가압부상처리 등의 1차 처리를 한 뒤 생물산화의 활성오니법 등으로 2차 처리를 하여 방류한다.

대표적인 처리방법으로는 표준활성오니법, 회분식활성오니법, 고부하폭기법, 디프 샤프트(deep shaft)법, 순환탈질소법 등이 있다. 이들 2차 처리시설이 모두 어항에 필요한 시설은 아니지만 부하량이 큰 오수가 대량 발생 시에는 2차 처리장을 계획하여야 한다.

또 스크린, 침전조(沈澱槽) 등의 간단한 예비 처리시설만으로도 BOD 제거율 20~30%의 효과가 있으므로 소규모 어항에서는 선별장 등에서 발생하는 오수를 방류하지 말고 모아서 스크린이나 침전조에서 처리할 수 있도록 조치한다.

(3) 도수(導水)시설

배수처리시설은 배수를 정화한 후 항내에 유하하여 항내정온을 도모하는 방법이지만 도수시설은 항내의 오탁수를 항외로 배출하거나 항외의 물을 항내로 도수하여 어항을 정화하려는 것이다. 그 일반적인 방법은 다음과 같다.

가. 펌프 등으로 항외의 물을 항내로 도수하는 방법
나. 펌프 등으로 항내의 오탁된 물을 항외로 배출하는 방법
다. 조위 차에 의해 해수교환을 촉진하는 방법
라. 순환류에 의한 해수교환을 촉진하는 방법

2-3-11 수산자원 육성시설 용지

수산자원 육성시설에는 종묘생산시설, 종묘배양장 등이 있으며, 관계기관 협의 및 이용자 단체의 의견수렴 등 현지 수요조사를 실시하여 현지여건 및 장래 변화여건을 고려하여 적합하게 계획하여야 한다.

2-4 이용자 편의시설 용지

어항계획 시 어항 이용자 및 방문객을 위한 편의시설을 배치하여야 하며, 그러한 시설로는 문화복지시설, 여객편의시설 등이 있으며, 관계기관과 수협, 어촌계 등 이용자단체의 의견수렴 등 현지실사를 통한 수요조사를 실시하여 현지여건 및 장래 변화추세를 고려한 다양한 시설을 계획하여야 한다.

2-4-1 문화・복지시설 용지

문화・복지시설은 어항 이용자, 지역주민, 방문객을 위한 편의시설로서 전시관, 도서관, 학습관, 공연장, 진료시설, 복지회관, 체육시설, 숙박시설, 목욕시설, 오락시설 등이 있으며, 관계기관과 수협, 어촌계 등 이용자단체의 의견수렴 등 현지실사를 통한 수요조사를 실시하여 현지여건 및 장래 변화추세를 고려한 다양한 시설을 계획하여야 한다.

2-4-2 여객편의시설 용지

여객편의시설은 유람선, 여객선, 낚시어선, 플레저보트, 요트 등 여객 운송시설과 해양관광 레저활동을 위한 편의시설이며, 유람선 및 여객선 운항 현황, 낚시어선 현황, 요트, 보트 등 해양레저스포츠 현황을 조사하고, 관계기관 및 수협, 어촌계 등 이용자단체의 의견수렴 등 현지실사를 통한 수요조사를 실시하여 현지여건 및 장래 변화추세를 고려한 다양한 시설을 계획하여야 한다.

제 3 장 어항환경정비 및 다기능어항시설

3-1 일반

앞으로의 어항계획은 관광 및 휴식, 또는 자연 학습장 등의 기능을 종합적으로 갖춘 다기능 어항·어촌개발계획을 검토하여야 한다.

[해 설]

종래의 어항은 경제성, 기능성에 중점을 두고 개발하였기 때문에 시설량 확보에 주력하였으나 사회여건변화에 따라 어항 이용에서의 안정성과 쾌적성이 요구되고 있다. 또한 어항계획에 녹지를 도입하므로서 어항의 노동환경을 쾌적하게 만들고, 어항주변을 보다 매력적이고 친근감 있게 만들려는 사회적 요구가 높아지고 있다.

3-2 어항 환경정비시설

환경정비시설이라 함은 어항에 있어서 경관의 보전, 정서 함양 또는 안전성의 향상 등에 필요한 시설을 말하며, 환경정비계획은 목적한 기능이 충분히 발휘되도록 신중히 검토하여 설계하여야 한다.
환경정비시설에는 녹지공간의 조성, 휴게소 및 광장, 운동시설 등이 포함된다.

3-2-1 녹지

녹지공간은 경관기능을 시작으로 하여 다양한 기능이 있다. 녹지계획에서는 이들의 기능을 종합적으로 검토한 배치계획을 기초로 하여 기상조건, 토양조건 등의 제반 환경조건이나 대상지역의 특성 및 이용형태를 고려하여 효율적으로 녹지를 배치하고, 자연조건을 고려한 수종(樹種)의 선정, 완성 후의 유지·관리의 용이성 등을 계획 시부터 검토할 필요가 있다. 녹지계획지역이 바닷가이므로 내조성(耐潮性), 내풍성(耐風性)에 특히 유의하여야 한다.

[참 고]

어항에 필요한 녹지기능을 분류하면 다음과 같다.

(1) 광장공원녹지 : 어항을 이용하는 사람의 휴식, 가벼운 운동 등에 이용하는 종합적인 녹지 기능을 보유한 녹지
(2) 방풍·방조녹지 : 방풍·방조(防潮)를 목적으로 하고 방호하고자 하는 지역의 바람이 불어오는 쪽이나, 바닷가를 정비하는 녹지
(3) 연도녹지(沿道綠地) : 소음, 배기가스의 완화 등을 목적으로 도로변을 따라 정비하는 녹지
(4) 경관용 녹지 : 급유시설, 야적장, 어구수리장 등의 주변에 경관을 목적으로 정비하는 녹지
(5) 완충녹지 : 어항과 배후지 주거지역 사이에 완충(緩衝)을 목적으로 정비하는 녹지
(6) 풍치녹지(風致綠地) : 자연공원내의 어항 등에 주변 환경과의 조화를 이루도록 정비하는 녹지

3-2-2 녹지의 배치계획

어항 녹지의 배치계획에 다음 사항을 고려하여 배치계획을 수립하여야 한다.
(1) 각종 목적의 녹지는 기능에 맞도록 배치되어야 한다.
(2) 여러 가지 기능을 효과적으로 발휘되어야 한다.
(3) 서로 연결이 되면서 높은 상승효과가 기대되어야 한다.
(4) 어항 활동을 저해하지 말아야 한다.

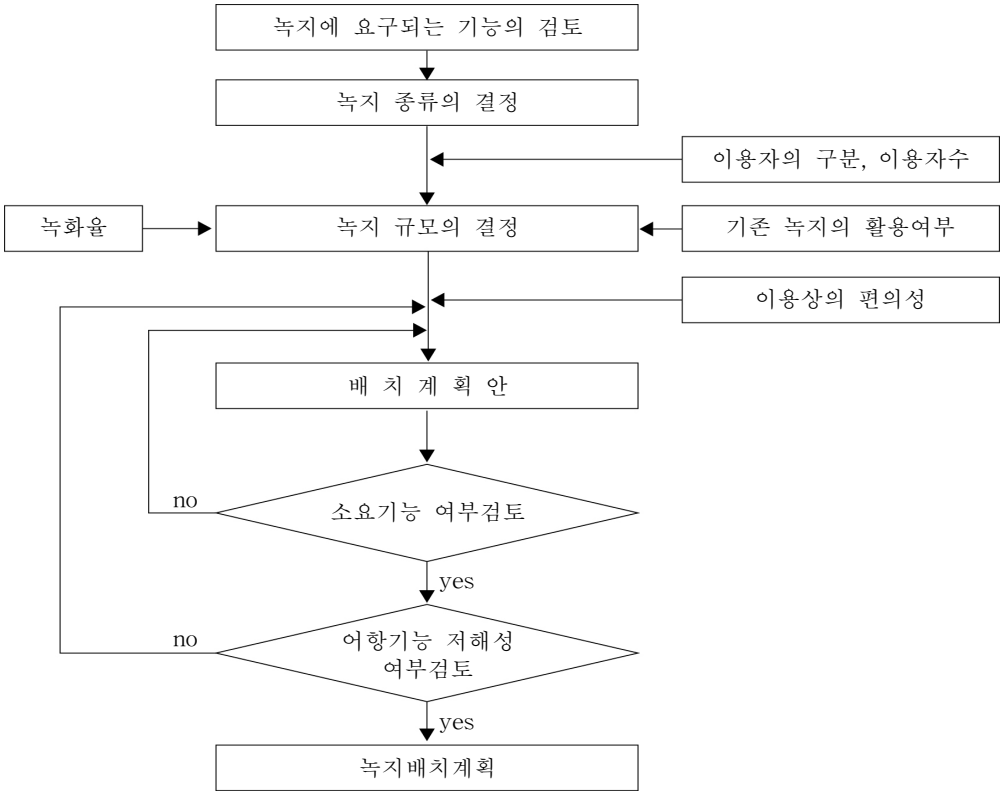
[해 설]

어항녹지의 계획은 어항에만 국한되지 않고 주변지역의 자연환경, 사회환경을 고려하고, 어항의 내부와 외부로부터 요청되는 기능을 종합적으로 고려할 필요가 있다.

어항의 녹지정비는 새로운 매립지 등에 녹지계획을 하는 경우와 기존의 용지에 녹지를 계획하는 경우와는 생각하는 방법을 바꾸어야 하며, 또 어항의 녹지계획에서 새로운 녹지를 조성하는 것보다는 기존의 녹지를 효과적으로 활용할 필요가 있다.

어항의 녹지비율은 어항부지 전체면적의 10% 이상으로 계획하여 어항구역 주변의 공공녹지, 차단녹지, 경관 등과 조화되도록 계획하여야 한다.

어항녹지계획의 일반적인 흐름도는 다음 해설 그림 (3-1)과 같다.



해설 그림 (3-1) 어항녹지계획의 흐름

3-2-3 휴게소, 화장실 등

어항내의 휴게소, 화장실 등은 대중이 이용하기 편리한 곳에 이용자의 수, 사용의 집중성, 여성의 비율 등을 고려하여 적정한 시설규모를 결정하여야 한다.

[해 설]

어항 내에는 어업에 종사하는 인원, 수산가공업에 종사하는 인원 등 많은 사람이 활동을 하고 있고, 근래에는 부인들의 취업이나 종사자들이 많아져 휴게소나 화장실을 어항 내에 녹지와 같이 계획하는 경향이 많아졌다. 많은 사람이 이용하기 때문에 휴게소나 화장실의 위치결정은 이용에 편리한 장소를 선정하여야 하고, 이용자의 수, 사용의 집중성, 여성의 비율 등을 고려한 적정한 시설 규모로 계획하여야 한다.

사용의 집중성은 학교나 영화관처럼 시간대가 정해지지 않아 백화점이나 사무실과 같이 각자가 언제나 이용할 수 있도록 어업 형태 등을 고려하여 어항의 실정에 맞도록 계획하여야 한다.

어항은 어획물 등을 취급하는 장소로써 항상 청결하여야 하므로 화장실 구조도 이에 맞게 유의하여 계획하여야 한다.

3-3 어항기능 및 이용 활성화 계획

어항이 점차 관광자원화를 위한 친수공간 확대, 자연체험공간시설, 어촌과 연계하여 어항기능 및 이용을 활성화하는 추세에 있으므로 어항기능의 증진 및 이용 활성화를 통한 어촌지역의 발전과 어민 소득 증대와 관련하여 시설계획 수립 시 고려하여 계획하여야 한다.

[참 고]

어항기능 활성화를 위하여 다음 사항을 고려하여 계획하여야 한다.

(1) 미래지향적이고 다양한 기능을 갖는 종합어항계획 및 개발
(2) 어항 배후지 시설 및 용도별 부지이용계획 수립
(3) 어항법에 의한 민자유치 방안 모색 및 민자유치를 통한 어항 개발의 극대화
(4) 어항 및 주변 볼거리, 먹거리, 놀거리 등의 홍보를 통한 어항 활성화 도모

3-4 경관을 고려한 어항개발

어항을 관광자원화와 자연체험 공간으로 개발하려면 경관을 고려한 어항개발을 할 수 있도록 고려하여 계획하여야 한다.

[참 고]

(1) 유휴부지 등을 활용하여 녹지공간, 호수, 꽃길 등을 조성하고 휴게시설 등을 설치한다.
(2) 환경 취약지역에 조경 및 조림을 실시한다.
(3) 노후 시설물을 교체하고 환경취약 시설물을 도색하며, 시각적 효과가 큰 시설물에 해당 어항의 특성을 담을 수 있는 다양한 이미지 작업을 실시한다.
(4) 해양수산 홍보관을 개설하고, 지역의 관광지와 어항이 연계된 관광코스를 개발한다.
(5) 어항별 안내 및 홍보자료를 제작·보급한다.

3-5 친수관광시설

(1) 최근 국민소득의 향상과 복지의 증진, 여가생활에 대한 욕구증대로 친수해양관광레져 수요가 급증하고 있으며, 어항구역이 다기능복합공간으로 활용되므로 친수관광시설 부지에 대한 수요가 증대되고 있다.

(2) 관광, 레져, 휴게시설 부지는 어민 소득증대를 위한 관광객 유치시설을 도입하고, 이용자의 편의성 및 장래수요를 고려하여 계획하여야 한다. 또한, 수협, 어촌계, 지자체, 관계기관 등 현지 수요조사를 실시하여 현지여건과 장래 수요를 고려하여 산정하여야 한다.

제 4 장 기타시설

4-1 해수교환시설

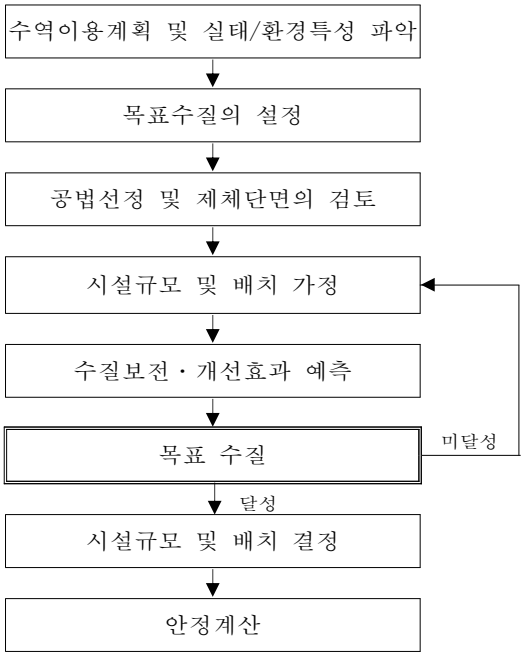
4-1-1 일반

수역환경의 보전 및 개선을 위한 해수교환시설은 자연조건, 수역의 이용형태, 유형 및 수질의 정화 등을 고려하여 설계하여야 한다.

[해 설]

수역이용에 있어서 이용수역의 환경을 양호하게 유지하는 것이 필요하고, 특히 축양, 중간육성 및 양식을 하는 경우에는 대상 생물의 생식환경을 충분히 배려해야 한다.

해수교환시설의 설계는 일반적으로 다음 해설 그림 (4-1)의 순서에 의한다.



해설 그림 (4-1) 해수교환시설의 설계순서

(1) 수역이용 계획, 실태 및 문제점 파악

대상수역의 이용계획 및 이용실태를 파악하고 발생 예측되는 문제점을 도출한다. 특히 축양, 양식 및 중간육성하는 경우에는 대상어종, 이용규모, 이용기간 및 이용방법 등을 충분히 파악하여 수질보전·개선을 도모하는 대상시기의 명확화를 도모하는 것이 중요하다.

(2) 대상수역의 환경특성 파악
대상수역의 파랑, 흐름, 수질, 저질, 생물 등 환경특성에 대하여 파악한다. 기존 조사결과로 불충분한 경우에는 필요에 따라서 현지조사를 실시한다.

(3) 목표수질 설정
수역 이용실태 및 환경특성을 고려하여 바람직한 목표수질을 설정한다. 특히 축양, 양식 및 중간육성을 실시할 때에는 수온, 염분, DO 등의 대상 생물에 적합한 생식조건을 근거로 환경기준이나 수산용수기준 등을 참고하여 적절한 수질항목과 목표치를 설정한다.

(4) 해수교환시설의 공법선정 및 제체단면 검토
해수교환시설의 주기능인 도수성능과 경제성 및 시공성 등을 고려하여 공법을 선정하고, 선정한 공법의 도수성능이 대상수역 및 대상기간에 충분히 발휘되도록 제체단면을 결정한다. 도수성능 검증을 위해 수리 모형실험을 실시하는 것이 바람직하다.

(5) 시설의 규모 및 배치의 결정
선정공법의 수질보전·개선효과를 예측하고, 적절한 규모 및 배치를 결정한다. 수질보전·개선효과의 예측에는 예측방법이 가지는 장단점과 대상수역의 특성을 고려하여 적합한 방법을 이용한다.

4-1-2 설계 기본방침

외곽시설로서 해수교환시설을 계획하는 경우 외곽시설 본래의 기능을 확보하면서 수역환경을 보전·개선하기 위한 적정공법을 선정하여야 한다.

[해설]

(1) 수질보전·개선의 필요성
어항내의 수역환경에 대해서는 축양이나 중간육성을 실시하는 대상생물에 적합한 생식환경의 확보, 양육부두나 시장에서 세정수를 이용하는 경우 안전성의 확보, 도시·어촌 교류에 의한 수변공간에 대한 국민의식의 향상 등의 관점에서 수질 등을 양호하게 유지하는 것이 바람직하다.

(2) 해수교환시설의 종류
해수교환시설은 어항 내에 체류하기 쉬운 항내수와 외해수의 교류를 도모하여 수질을 보전·개선하는 시설이다. 이 시설에는 조석을 이용하는 방법과 파랑을 이용하는 방법이 있다. 근래에는 후자의 방법에 의한 연구·개발이 진행되고 있으며, 이 방법은 쇄파에 의한 수위상승이나 월파를 이용하여 항내에 일방향류를 발생시켜 해수도입을 도모함으로써 해수교환을 촉진하는 것이며, 잠제식, 소파블록 피복식, 케이슨 일체형 연직판식 및 원공식 등의 방법이 있다. 또한 파랑의 영향이 적은 장소에서는 파제제나 돌제 등 시설제체의 수면부근에 해수교환시설로서 도수공을 설치한 적용사례가 많다.

4-2 해조장 조성형 방파제

4-2-1 일반

해조장 조성형 방파제시설에 대해서는 어항시설로서 기능을 확보하면서 주변의 조장을 배려하여 설계하여야 한다.

[해 설]

(1) 방파제, 호안 등의 외곽시설의 정비는 주변에 양호한 천연조장(인위적인 관리 없이 암초, 갯벌, 기설 방파제 등에 형성되고 있는 조장)이 형성되고 있는 경우에는 가능한 천연조장과 조화되는 구조로 설계한다.

(2) 해조장 조성형 방파제는 방파제 본체와 소파기능을 가지는 잠제를 조합한 잠제부 방파제, 혼성제의 사석마운드를 연장한 폭넓은 사석마운드식 혼성제 및 잠제(인공리프) 등으로 분류할 수 있으며, 어항시설로서 기능을 유지하면서 잠제본체나 혼성제의 사석마운드상, 잠제의 배후 등의 정온수역확보와 더불어 조장의 조성을 도모하는 것이다.

(3) 해조장 조성규모는 우선 제체설치에 의해 소실되는 천연 해조장에 상당하는 면적이 고려되지만, 건설장소 주변의 과거 소실된 해조장 면적을 고려하여야 한다.

(4) 방파제의 정비에 의해서 소실되는 천연 해조장이 없을 경우라도 해조장이 확실하게 조성될 전망이 있는 경우에는 해조장 조성형 방파제로 계획하는 것이 바람직하다.

4-2-2 설계 기본방침

해조장 조성형 방파제는 방파제 본래의 기능을 확보하면서 주변의 천연조장과 유사한 물리환경을 창출할 수 있도록 설계하여야 한다.

[해 설]

해조장 조성형 방파제 설계는 일반적으로 참고 그림 (4-1)에 나타내는 순서에 의한다.

또한 해조장 조성형 방파제의 시공은 해조의 성숙기에 석재, 블록 등의 착정기초를 설치하는 것이 바람직하고, 시공 후는 천연 해조장과 유사한 해조장의 형성이 확인될 때까지 계속하여 모니터링 조사를 실시하는 것이 바람직하다.

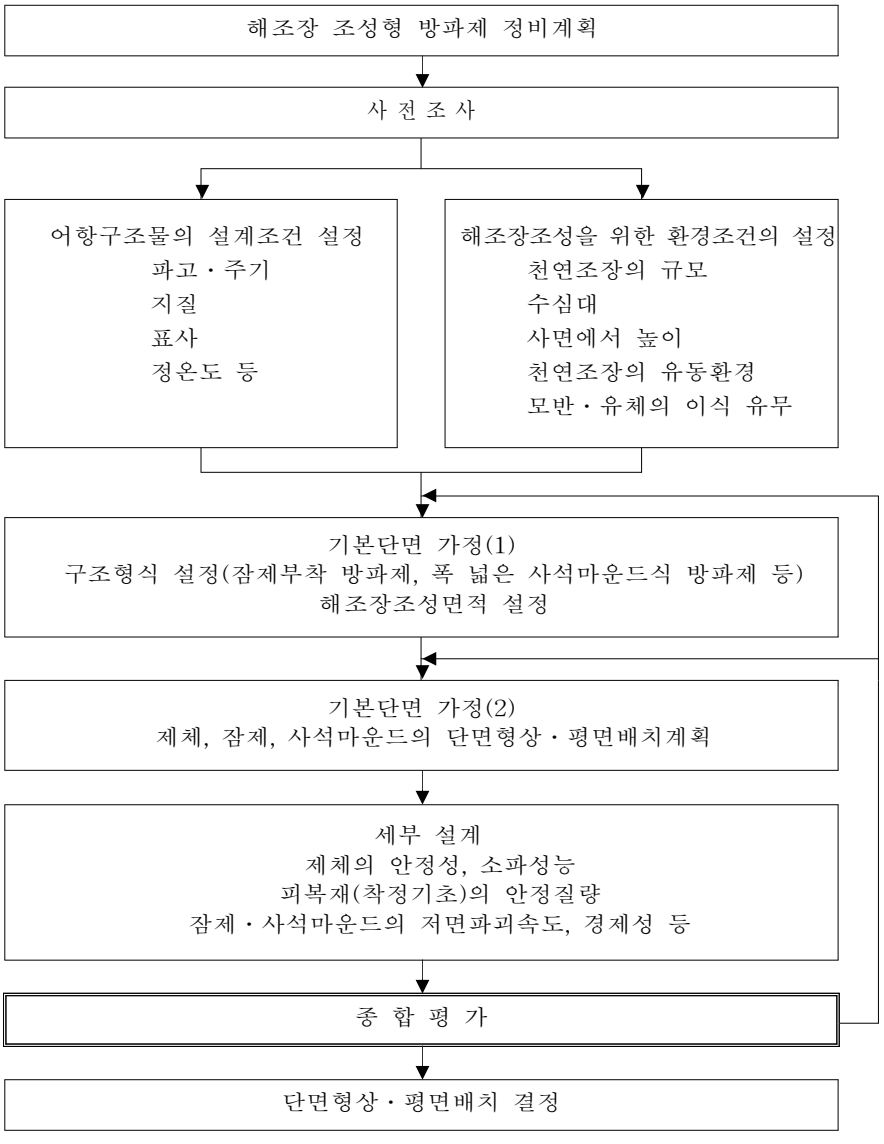
[참 고]

기본단면의 결정시는 다음사항을 고려한다.

① 천연조장의 손실을 최대한 줄이도록 한다.

② 자연의 지형 및 수심을 유효하게 이용하도록 한다.

③ 잠제나 사석마운드에 의한 얕은 여울의 창출이나 쇄파·반사파의 발생이 항로, 어장, 어업의 조업에 영향을 미치지 않도록 한다.



참고 그림 (4-1) 해조장 조성형 방파제 설계순서

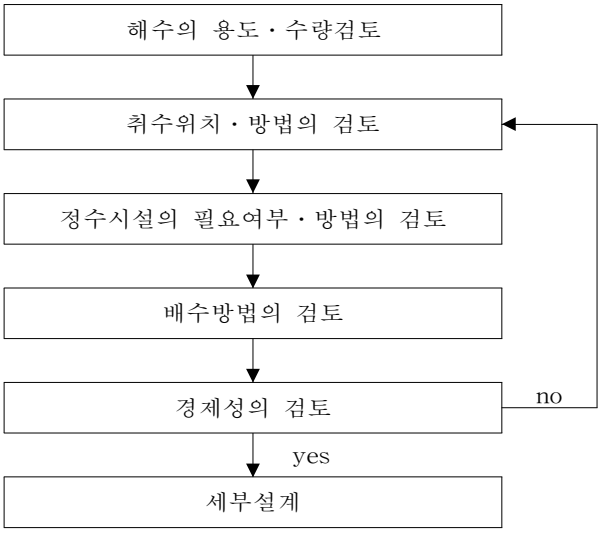
4-3 청정해수 도입시설

4-3-1 일반

청정해수 도입시설은 어항에서 사용하는 해수를 충분한 수량·수질을 확보할 수 있도록 공급하는 시설이다.

[해 설]

(1) 청정해수 도입시설이란 어항의 양륙에서 출하까지의 공정에서 사용되는 해수(양륙시의 용수, 청결을 보전 유지하기 위한 세정용수, 선도유지를 위한 제빙용수, 보냉용수, 활어수조용수 및 수산가공용수 등)을 공급하는 취수시설, 정수시설, 배수시설 등을 말한다.
청정해수 도입시설의 설계는 다음 해설 그림 (4-2)의 순서에 의한다.

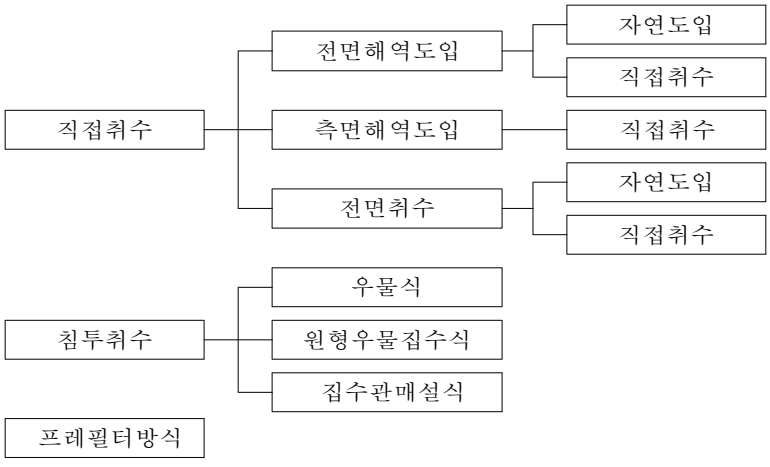


해설 그림 (4-2) 청정해수 도입시설의 설계순서

(2) 계획취수량
어업 종류별로 이용하는 해수를 추출하여 사용에 따른 필요 수량을 구한다.
어업종류나 계절변동 및 시간적 중복을 고려하여 계획취수량을 설정한다.
현단계에서는 용도별 해수의 원단위 기준이 없기 때문에 해당 어항의 용수 실태조사로 부터 필요한 원단위를 파악할 필요가 있다.

(3) 1일 최대취수량
사용수량이 가장 많은 달을 기준으로 하여 1일 최대취수량을 계획한다.
어항의 장래계획에 의해서 어획물의 증가가 예상되는 경우는 증가수량을 예측한다.

(4) 취수시설의 종류에는 해설 그림 (4-3)에 나타난 취수방식이 있다.
취수지점까지의 거리나 취수지점의 수심, 수질, 저질, 파랑, 조류, 조위조건, 부착생물의 영향, 해역이용 상황, 취수후의 이용개소, 이용방법 등에 대하여 조사·분석하고, 종합적으로 검토하여 해당 어항에 최적인 취수방식을 선정한다.



해설 그림 (4-3) 해수의 취수방식

(5) 정수시설은 여과시설과 살균시설로 구성되며, 해수의 수질, 수량 및 용도에 따라 적합한 정수시설을 적용하여야 한다.

(6) 배수시설은 배수조(탱크), 배수관, 펌프 등을 적절히 조합하여 필요한 해수를 공급할 수 있는 시설이다. 자연유하식은 도수로가 길어져서 건설비는 높아지나, 도수의 안정성, 조작의 용이성 등의 장점이 있고, 펌프압송식은 도수로가 짧아져서 건설비는 절감할 수 있으나, 자연류하식에 비해 조작이 복잡하고 고장 시 및 정전 시의 대책이 필요하다.

4-3-2 심층수 취수시설

심층수 취수시설은 이용조건, 자연조건, 시공조건, 경제성 등을 고려하여 요구되는 기능을 충분히 발휘할 수 있도록 설계하여야 한다.

[해 설]

(1) 심층수 취수시설은 해양심층수의 정의를 만족시키는 해수를 취수하는 시설로 계획한다.

(2) 취수구

취수구는 해저지반의 상황을 고려하여 해저토사 등이 흡입되지 않도록 고려해야 한다.

(3) 취수관

취수관은 자연조건, 이용조건 등에 따라 정량적인 해수가 취수될 수 있어야 하며, 외력에 대한 관의 안정성, 강도, 내부식성 등이 확보되어야 한다.

(4) 취수방식

취수방식에는 착수조 방식, 펌프다이렉트 방식 등이 있으며, 이러한 규모 등은 취수관의 지름과 관계되므로 초기투자비용과 유지관리비용을 충분히 고려하여 결정하는 것이 바람직하다.

(5) 배수시설

배수시설에 있어서는 배수목적을 충분히 파악하여 설치장소, 개수 등을 적절히 설정하여야 한다. 또한, 저온성이 요구되는 경우는 심층수의 온도상승에 주의하여야 하며, 필요에 따라서 대책을 강구하여야 한다.

4-4 어항 하역시설

어항 부두뜰(apron)에 설치되는 하역시설은 소형어선 인양 및 어획물 양육용 크레인, 해조류 수거용 집게크레인, 냉동어획물 양육용 켄베이어벨트 등이 있으며, 취급어획물, 양식수산물, 이용용도 등에 따라 현지여건을 고려하여 적합한 하역시설을 선정하여야 한다.

[해 설]

(1) 소형어선 인양기는 태풍 등 악천후 시 소형어선의 파손을 방지하기 위하여 어선을 육상으로 인양하는 장치이다.

(2) 소형어선 인양기는 어획물의 양육 등에도 이용되므로 어선의 제원, 취급 어획물 등과 현지여건을 고려하여 크레인 종류 및 인양능력을 결정하여야 한다.

(3) 냉동어획물 양육 시 이용되는 하역시설은 컨베이어벨트가 많이 이용되고 있다.

(4) 어항이용 효율성 및 하역효율 증대를 위해 어항시설 부두뜰에 적정한 하역시설을 설치하는 것이 바람직하며, 현지 시설현황, 이용현황 등 제반여건을 고려하여 하역시설의 종류, 설치위치, 규격 등을 검토하여 설계에 적용하여야 한다.

[참고문헌]

1) 농림수산식품부(2013.2), 어항설계기준 개정용역 보고서
2) 수산청(1996), 어항구조물 설계기준
3) 일본 행정시보(1994), 21세기를 향하는 어항, 어촌정비
4) 일본전국어항협회(소화55), 어항계획의 입문
5) 전국어항협회(소화61), 어항의 방파제 계선안 등의 설계지침과 계획 예
6) 전국어항협회(평성 6년), 어항공사 시공관리의 입문
7) 해양수산부(1999), 어항공사 시공관리요령
8) 한국어항협회(1996), 어항구조물 설계계산 예

제 12 편

마리나(marina)

제1장 총 설

제2장 대상 보트의 제원

제3장 수역시설

제4장 외곽시설

제5장 계류시설

제6장 지원시설

제7장 임항교통시설

제8장 환경오염 방지

MINISTRY OF OCEANS AND 해양수산부

제 12 편 마리나(marina)

제 1 장 총 설

마리나의 위치는 대상 보트 등을 고려한 계획규모와 자연조건, 사회조건, 경제성, 접근성 등을 고려하여 선정한다.
마리나 내 시설물의 배치는 각 시설의 계획규모들에 상응하여, 각 시설간의 동선 또는 상호 연관성을 충분히 검토하고 마리나 전체의 안전성, 편리성, 효율성이 확보되도록 결정한다. 또한 환경보전, 경관 등에 대해서도 충분히 고려한다.

[해 설]

(1) 마리나(marina or base of marine sports)란 해양스포츠와 해양휴양 활동을 할 수 있는 복합 시설 집적지로서 요트를 포함하는 각종 보트 등을 계류, 보관하기 위한 수역시설, 외곽시설, 계류시설을 비롯하여 보트 이용자에게 편의를 제공하기 위한 시설을 포함하는 항만으로서 클럽하우스(club house), 주차장, 주정장(boat yard) 등 육상보관시설, 급전·급수 등 각종 지원시설과 쇼핑, 식음료, 주거 및 연수·교육·문화시설, 녹지 등을 포함한다.

(2) 마리나의 위치는 자연조건, 사회조건, 경제성, 접근성 등을 고려한 다음에 마리나 입지의 적합성, 보트의 운항 적정성, 마리나 시설의 건설 적정성 등을 평가하고 결정할 필요가 있다.

(3) 시설의 배치는 보트 이용자의 동선 또는 안전성을 충분히 검토할 필요가 있다. 또한 장래의 발전 가능성에 대해서도 충분히 고려하고 여유 시설과 공간 등을 확보하는 것이 바람직하다.

(4) 마리나 시설의 계획 시에는 해역과 육지부의 환경보전에 유의한다.

(5) 마리나 시설은 주변의 경관과 조화되도록 한다.

(6) 마리나 시설은 고령자·신체장애자 등 행동이 불편한 자에 대한 배려를 하는 것이 바람직하다

(7) 마리나 시설에는 참고 표 (1-1)에 제시하는 시설 외에 관리·운영시설(정보제공시설, 통신시설, 구난시설, 관제시설 등)이 있다.

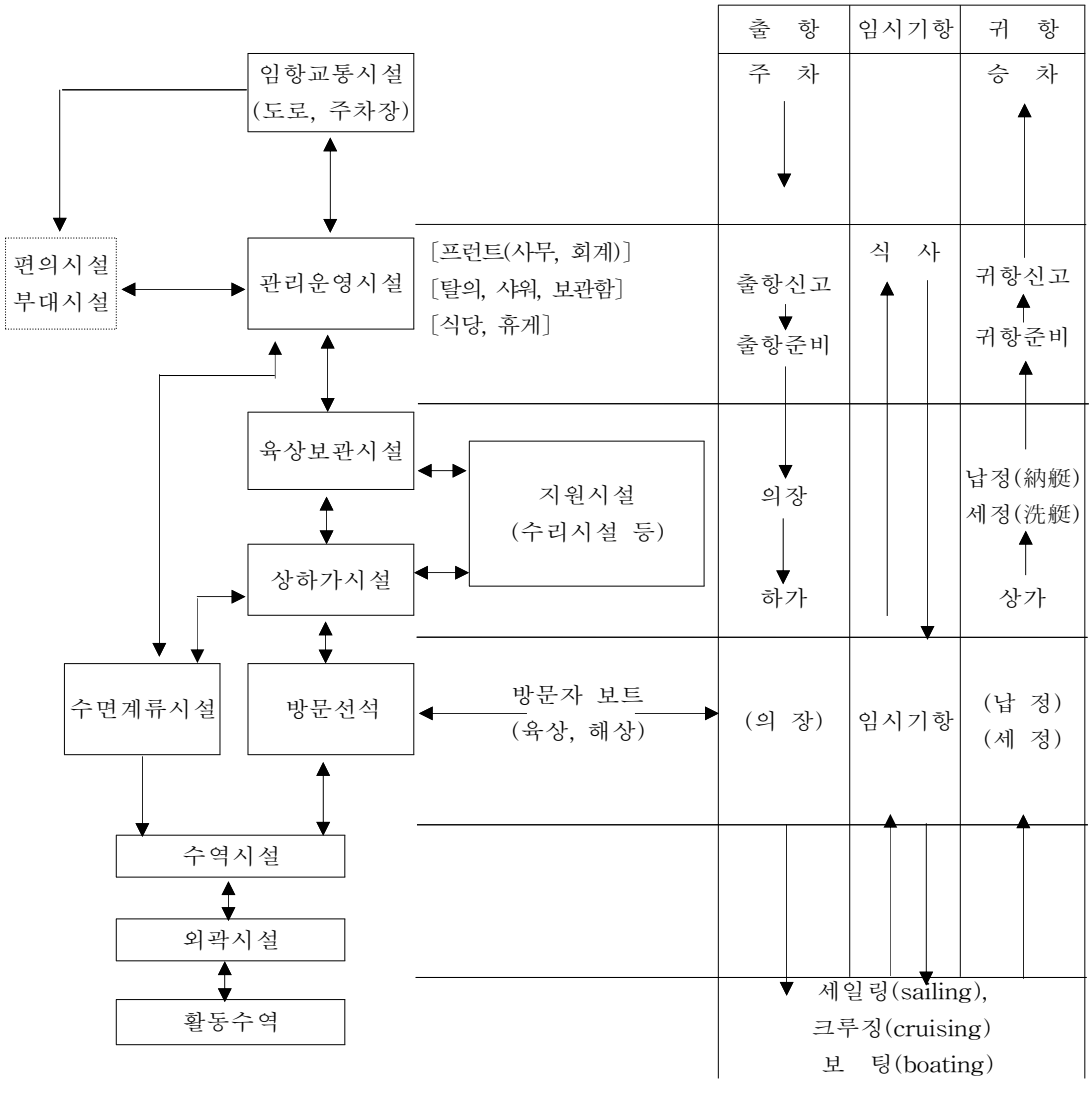
[참 고]

(1) 마리나에 관련되는 항만시설은 참고 표 (1-1)과 같다.

참고 표 (1-1) 마리나에 관련되는 항만시설

(1) 수역시설(항로, 정박지 및 선유장)
(2) 외곽시설(방파제, 호안)
(3) 계류시설(안벽, 잔교, 부잔교, 계선말뚝, 계선부표)
상하가시설(경사로, 레일 램프, 보트 승강기 등)
(4) 지원시설(급수시설, 급전시설, 수리시설 등)
육상 보관시설(주정장, 보트보관소, 클럽하우스)
(5) 임항교통시설(도로, 주차장)

(2) 보트 이용자의 동선형태는 참고 그림 (1-1)과 같다.



주) 방문자 보트라 함은 당해 마리나가 아닌 타 지역의 보트로서 관광, 수리, 휴식, 물자 보급 등을 위해 임시 방문한 보트를 말함

참고 그림 (1-1) 보트 이용자의 시설 사이 동선의 형태

(3) 강설, 얼음, 안개 등이 많은 지역에 위치한 마리나는 아래 사항을 검토하여야 한다.

① 계류장의 덮개 설치 여부

② 겨울철 얼음에 의한 마리나 시설 및 보트의 피해 방지

③ 안개가 잦은 지역에서는 보트 항행 보조용 수로 표지(부이, 돌핀 등) 설치

제 2 장 대상 보트의 제원

대상 보트의 제원은 마리나 주변지역의 보트 보유현황 또는 장래 보유동향 등을 고려해서 적절히 정한다.

[해 설]

보트의 종류로써 주된 것에는 세일 크루저 요트, 세일 딩기 요트, 모터 크루저 보트, 모터 보트 등이 있다. 종류에 따라 조종성이 다르고, 특히 엔진이 아니고 바람의 힘을 이용한 돛으로 항해하는 경우 바람, 파도, 조류 등의 자연조건에 크게 영향을 받는다.

따라서 마리나의 계획에서는 통상의 기상조건 뿐만 아니라 악천후에 의한 긴급피난 상황을 포함하여 마리나를 이용하는 모든 보트 등이 안전하고 원활하게 입출항, 정박 또는 계류가 되도록 대상 보트 고유의 조종성, 파랑에 의한 동요특성 등을 충분히 고려할 필요가 있다.

(1) 세일 크루저 요트

돛이 주된 추진기관이며 선실(cabin)을 갖고 있고 일반적으로 입출항시에만 사용하는 보조동력용 엔진을 가지고 있다.

(2) 세일 딩기 요트

돛이 주된 추진기관인 1~2인승으로 선실이 없고 보조동력 용 엔진을 가지고 있지 않다.

(3) 모터 크루저 보트

엔진을 주된 추진기관으로 하고 선실을 가지고 있다.

(4) 모터 보트

수면을 주파하는 보트로서 흘수가 얕고, 엔진을 주된 추진기관으로 하며, 조종석은 무개형이다.

[참 고]

(1) 대상 보트의 제원이 확실하지 않은 경우에는 참고 표 (2-1)을 참고하여 정한다.

참고 표 (2-1) 보트의 표준선형

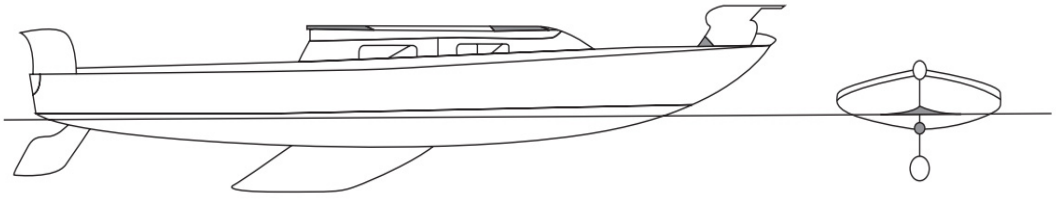
종 류	L, 전장(m)	B, 전폭(m)	d, 흘수(m)	W, 질량(톤)
세일 크루저 요트	7.0	2.8	1.5	2.3
	7.5	2.9	1.6	2.6
	8.0	3.0	1.6	2.9
	8.5	3.1	1.7	3.2
	9.0	3.2	1.8	3.6
	9.5	3.4	1.8	4.1
	10.0	3.5	1.9	6.7
	10.5	3.6	1.9	7.2
	11.0	3.7	2.0	7.8
	11.5	3.8	2.0	8.4
	12.0	3.9	2.1	9.1
	12.5	4.1	2.2	9.8
	13.0	4.2	2.3	10.7
	13.5	4.4	2.3	11.5
	14.0	4.5	2.4	12.5
	15.0	4.8	2.6	14.8
	16.0	5.1	2.8	17.5
세일 딩기 요트	3.5	1.6	0.9	0.06
	4.0	1.7	1.0	0.08
	4.5	1.8	1.1	0.11
	5.0	1.9	1.2	0.15
	5.5	2.0	1.3	0.25
	6.0	2.1	1.3	0.33
	6.5	2.2	1.4	0.44
	7.0	2.3	1.6	0.60
	7.5	2.5	1.7	0.82
모터 크루저 보트	6.0	2.6	0.6	1.8
	7.0	2.8	0.7	2.1
	8.0	3.0	0.7	2.8
	9.0	3.6	1.1	7.6
	10.0	3.8	1.1	8.7
	11.0	4.0	1.1	10.0
	12.0	4.1	1.1	11.6
	13.0	4.3	1.1	13.4
	14.0	4.7	1.1	15.6
	15.0	4.9	1.2	18.3
	16.0	4.9	1.2	21.5
	17.0	5.1	1.2	25.6
	18.0	5.4	1.2	29.8
	20.0	5.7	3.1	40.0
	22.0	6.3	3.8	58.0
	24.0	6.7	4.5	76.0
	26.0	7.0	4.7	85.0
	28.0	7.1	4.7	100.0
	30.0	7.3	5.0	136.0
	32.0	7.5	5.0	150.0
	35.0	8.1	5.0	280.0
	40.0	9.2	6.0	370.0
	50.0	10.7	7.0	500.0
모터 보트	4.0	2.0	다른 종류에 비하여 흘수가 얕음(0.8~1.0m 정도)	1.0
	5.0	2.2		1.1
	6.0	2.3		1.3
	7.0	2.5		1.6
	8.0	2.7		2.0
	9.0	2.9		2.6
	10.0	3.1		3.5
	11.0	3.4		4.9
	12.0	3.6		6.5

(1) 전장(L) : 보트의 전장을 말함. 선수돌출구조(bowsprit)와 선미 대빗(davit) 등을 포함하여 보트의 최전단부터 최후단까지의 길이를 말함

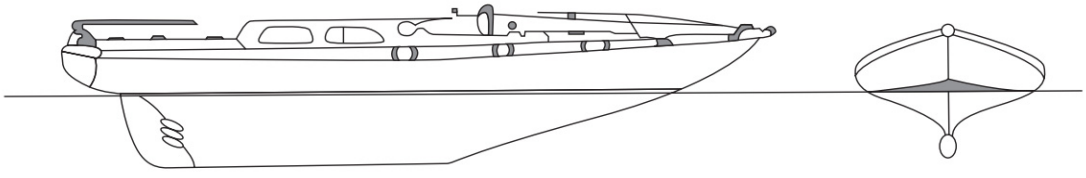
(2) 전폭(B) : 선체의 최대 폭

(3) 흘수(d) : 선체 최하단으로부터 질량(Wt)에 해당하는 선체의 수선까지의 길이. 선체 최하단은 킬(keel)의 하면 또는 프로펠러의 하단을 포함. 킬에는 돛을 단 보트의 경우 선체의 안정을 유지하기 위하여 참고 그림 (2-1)에 나타낸 바와 같이 여러 가지 형식이 있음.

(4) 질량(W) : 선체구조 자체만의 질량으로서 엔진, 고정 밸러스트(ballast)는 포함하나, 인원, 장비품 및 연료는 포함하지 않음. 단, 모터 보트의 질량에 한해서는 연료를 탱크에 만재하였을 경우의 질량을 가산.



핀 킬(fin keel)식



딥 킬(deep keel)식

참고 그림 (2-1) 세일 크루저 요트의 킬(keel) 형식(예)

제 3 장 수역시설

3-1 일 반

수역시설에 대하여는 제6편 수역시설 및 준설·매립에서 정하는 바에 따르는 이외는 본장에서 정하는 바에 따른다.

3-2 항 로

항로는 주풍향과의 관계를 고려하면서 보트의 안전한 항해를 위해 정온하고 충분한 폭과 수심을 갖는 수면을 확보하도록 한다.

[해 설]

(1) 항로의 폭은 마리나를 이용하는 모든 보트가 안전하고 원활히 항해할 수 있도록 적절한 폭으로 한다.

(2) 항로의 수심은 ① 대상으로 하는 보트의 흘수 ② 항해시의 탑재하중에 의한 흘수의 깊어짐 ③트림(trim) ④ 보트의 동요 ⑤ 보트의 최하단 밑의 여유 등을 고려하여 적절히 정한다.

[참 고]

(1) 항로의 폭은 30m, (L+2)m, (5B)m 중 가장 큰 값으로 하는 것이 좋다. 이 때 L은 마리나의 가장 긴 보트의 전장, B는 마리나의 가장 폭이 넓은 보트의 전폭을 말한다. 특히 경주 등의 대회 개최를 고려하는 마리나에 있어서는 다수의 보트의 동시항해에 대해서도 충분히 감안하는 것이 바람직하다.

(2) 항로의 수심설정에 대하여 대상 보트의 흘수이외의 요소가 명확하지 않는 경우에 흘수(d)에 여유로써 0.6~1.0m를 더한 예가 있다.

(3) 항로는 자연적인 조류 항로와 주풍향 방향으로 두는 것이 바람직하다. 곡선 항로는 되도록 피해야 하며, 어쩔 수 없는 경우 점진적인 곡선 형태가 되도록 한다.

(4) 대상으로 하는 보트가 모터보트에 한정되어있는 경우는 주풍향의 영향은 고려하지 않아도 좋다.

(5) 항로의 굴곡부와 기준선은 대상으로 하는 보트의 선회성능을 고려하여 적절히 정한다.

3-3 정박지 및 선유장

정박지 또는 선유장은 보트의 안전한 계류 또는 원활한 조선을 가능하게 하기 위하여 정온하고 충분한 수심과 면적을 갖는 수면을 확보하도록 한다.

[해 설]

(1) 정박지 또는 선유장의 수심은 본편 3-2 항로와 동일한 수심을 확보한다. 단 대상으로 하는 보트별로 계류장소를 한정하는 경우에는 그 제한을 받지 않는다.

(2) 정박지 또는 선유장의 정온도는 제6편 1-3-4 정박지 정온도에 준하는 것으로 하나 기상조건, 이용 상황 등을 고려하여 적절히 정한다.
그 경우 항내 입사파, 전달파, 반사파, 항내 발생파, 장주기파, 부진동 등에 대하여는 충분한 검토를 할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 정박지 또는 선유장내의 이용한계파고($H_{1/3}$)는 0.3m 이하로 하고 이상기상 시에 있어서 정박지 또는 선유장의 파고($H_{1/3}$)는 0.5m 이하를 확보하도록 계획되어 있는 것이 많다.
이상 기상시의 파고는 대상 보트, 이용 상황에 따라서 파고를 작게 설정하는 것이 바람직하다
더욱이 모든 보트가 육상보관이 가능한 경우에는 이 제한을 받지 않는다.

(2) 정온도를 확보함에 있어서 방파제의 배치, 연장 천단고 등을 적절히 계획함과 동시에 소파호안, 투과호안, 경사로 등의 설치 또는 배치와 자연해안의 소파기능을 유효하게 활용하는 것이 바람직하다.

(3) 부진동 현상은 마리나 내 계류라인의 파단이나 보트와 잔교의 충돌 현상 등을 일으킬 수 있다. 부진동을 피하기 위해 항내를 더 크게 하거나 불규칙한 형태로 만들 수 있으며, 항내 구조물을 파에너지 흡수 구조로 할 수도 있다.

제 4 장 외곽시설

외곽시설의 항 입구, 마루높이 또는 구조형식 등은 제7편 외곽시설에서 정하는 바에 따르며 다음 사항을 추가로 고려한다.

(1) 항입구

항입구의 방향, 위치, 수심 및 폭은 보트가 안전하게 입·출항할 수 있도록 풍향, 파랑, 조류, 주변을 항행하는 선박, 표사 등을 충분히 고려하여야 한다.

(2) 마루높이

방파제 또는 호안의 마루높이는 소요의 정온도를 확보할 수 있도록 적절한 높이로 한다.

(3) 구조형식

소요의 정온도를 확보하기 위하여 방파제 또는 호안의 구조형식을 갖도록 한다.

[참 고]

(1) 외곽시설은 강풍이나 태풍 등으로 기상이 악화할 때 집중되는 보트가 안전하게 귀항하고, 피난하기 용이한 형상이나 수역의 넓이를 확보한다.

(2) 방파제 배치 시 주요 고려사항은 다음과 같다.

① 파랑의 접근 방향

② 조류의 흐름

③ 보트 항행의 편의성

④ 해저 지형 및 퇴적/침식 현상

(3) 방파제 평면 배치 시 급격한 방파제의 굴곡은 유지관리면에서 불리하므로 되도록 피하는 것이 좋다.

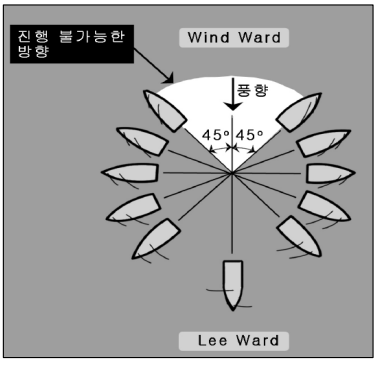
(4) 마리나 항내의 계류시설과 보트는 특히 정온도에 민감하므로 외곽시설의 적정한 배치를 통해 이상파, 너울, 항주파 등을 효과적으로 저감하여 시설이 파손되거나 보트의 안전한 계류에 문제가 없도록 주의하여야 한다.

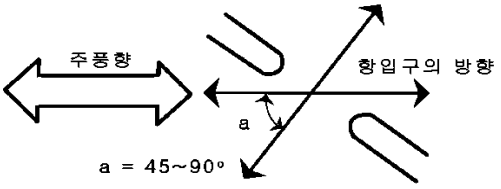
(5) 항입구의 방향은 항외로부터 파랑, 조류가 직접 들어오지 않도록 하는 것과 동시에 표사 등의 영향으로 항입구부가 폐쇄되지 않게 하여야 한다.

또한 보트가 안전하고 용이하게 입·출항할 수 있도록 보트가 횡파를 받지 않게 할 필요가 있다.

항입구의 방향과 풍향의 관계는 세일 요트 등이 참고 그림 (4-1)에 표시한 바와 같이 바람이 불어오는 쪽으로는 직진할 수 없는 점도 고려하고, 참고 그림 (4-2)에 표시한 바와 같이 주 풍향과 45~90°의 각도를 갖도록 하는 것이 바람직하다.

마리나는 여름에 가장 많이 사용하므로 계절별 또는 월별 바람장미도를 만들어 검토한다.





참고 그림 (4-1) 진행 불가능한 방향　참고 그림 (4-2) 항 입구의 방향과 주 풍향 방향

(6) 항 입구의 위치 설정 시는 주변 항해선박의 안전을 고려할 필요가 있는 동시에 보트가 파의 집중 또는 파, 조류 등의 영향을 받지 않도록 한다. 항 입구부에서는 수역시설의 항로처럼 충분한 수심과 폭을 확보하는 것이 필요하다.

(7) 방파제의 마루높이는 이상시 파랑에 대해서도 소요 정온도가 확보되도록 한다. 또한 보트가 안전하게 항해할 수 있도록 시계를 확보하면서 동시에 항내를 지나가는 세일 요트 등에 필요한 바람을 차단하지 않도록 고려한다.

(8) 마리나 외곽시설은 환경성을 고려하여 가급적 부유식 방파제와 같이 해수순환이 양호한 형식의 구조로 설계, 시공하는 것을 고려하여야 한다. 특히 항주파가 발생하는 곳에는 부유식 방파제를 적절하게 설치해 계류 보트 등을 보호하여야 한다.

(9) 호안의 구조형식은 항내의 정온도나 항내 수질 정화를 확보하기 위하여 필요에 따라 경사형, 소파형, 투과형 등을 고려하는 것이 바람직하다.

(10) 방파제와 호안의 구조형식 등은 도시미관이나 자연경관을 고려하는 등 주변 환경과의 조화에 유의하는 것이 바람직하다.

(11) 하구나 모래 해변 근처의 마리나는 항 내에 퇴적 문제가 발생할 수 있다. 또한 방파제 건설로 퇴적과 침식 양상에 새로운 변화가 있을 수 있다. 따라서 이에 대한 수치모델 분석을 통해 최적 방파제 배치를 결정하여야 하며, 필요시 항내와 항로의 퇴적율을 산정하여 유지준설량을 검토하여야 한다. 항로 퇴적이나 해빈 침식을 막기 위해 영구적인 우회양빈설비(sand bypassing system)나 도류제 등을 설치하거나, 하구 마리나에는 입구 차단용 임시 갑문을 계획하는 것이 바람직하다.

제 5 장 계류시설

5-1 일 반

계류시설의 형식 또는 규모는 제8편 계류시설에서 정하는 바에 따르는 외에 계류의 목적, 선형, 조위차 등을 고려하여 적절히 정한다.

[해 설]

계류시설의 형식 및 규모는 계류의 목적(보관계류, 임시계류), 선종, 선형, 척수, 조위차를 고려하고 다음의 검토과정을 거쳐 적절히 선정할 필요가 있다.

육상보관 보트의 출항준비, 귀항후의 상가대기, 보트의 기항, 수리·급수 등을 위한 임시계류시설을 설치하는 것이 바람직하다.

[참 고]

(1) 계류시설의 형식

계류시설의 형식은 다음과 같이 대별된다.(참고 그림 (5-1) 참조)

① 안 벽

② 잔 교

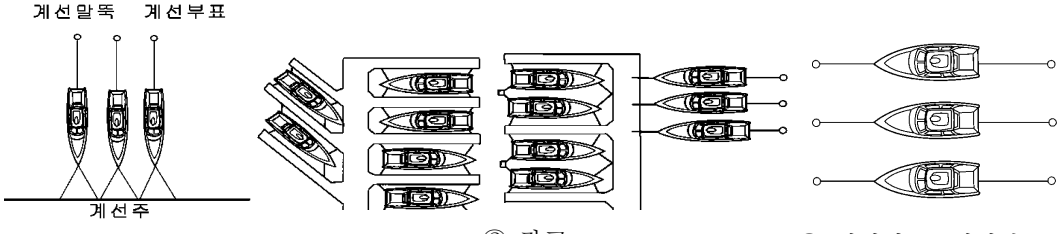
잔교는 구조, 기능, 형상에 따라 다음과 같이 분류된다.

가. 구 조 ┌ 고정식잔교(말뚝으로 고정한 잔교)
　　└ 부잔교(수위의 상·하 움직임에 연동될 수 있는 잔교)

나. 기 능 ┌ 주잔교(주로 이용자의 보행, 화물의 운반 등에 쓰이는 잔교)
　　└ 보조잔교(주로 보트의 계류에 쓰이는 잔교)

다. 형 상 ┌ 단잔교
　　└ 빗살형 잔교(주잔교에 보조잔교를 연결한 잔교)

③ 계선말뚝, 계선부표



① 안벽　② 잔교　③ 계선말뚝, 계선부표

참고 그림 (5-1) 계류시설의 형식

(2) 계류시설 배치와 특징

계류시설로써는 빗살형 부잔교가 일반적이다.

계류시설은 계류 시 보트의 길이방향과 주풍향이 일치하도록 배치하는 것이 바람직하다.

보트는 계류 시 입사파에 대해 되도록 같은 방향을 갖도록 함으로써 교차(cross pattern) 효과에 의한 반사파를 최소화하는 것이 좋다.

대형 보트 등은 되도록 주 접근 항로와 항 입구의 가까운 선석에 배치하는 것이 좋다.

같은 크기의 보트는 되도록 같은 페어웨이(fairway)를 사용하도록 하는 것이 좋으며, 잔교(pier)는 되도록 직선으로 하는 것이 바람직하다.

계류시설의 형식별 특징은 다음과 같다.

① 고정식잔교 : 보트의 계류에는 고저차가 비교적 적은 수역에서 사용되는 경우가 많다.

② 부잔교 : 보트의 계류에는 고저차가 비교적 큰 수역에서 사용되는 경우가 많다.

③ 계선말뚝 및 계선부표 : 고저차가 비교적 적은 수역에서 보트의 임시계류 목적으로 사용하는 경우가 많다. 안벽 및 잔교와 병용하는 경우는 경제적인 계류방법이 된다.

(3) 계류시설의 제원

① 계류시설의 제원에 대해서는 참고 그림 (5-2)를 참고할 수 있다.

가. 주잔교 폭 $b' = 1.5m \sim 3.0m$

나. 보조잔교 폭 $b = 1.0m \sim 1.5m$

다. 선석(berth) 길이 $B_1 = (0.7 \sim 1.2)\ L$, L : 보트의 전장

$B_2 = (1.5 \sim 2.0)\ L$

라. 페어웨이(fairway) 폭 $S = (1.5 \sim 2.0)\ L$

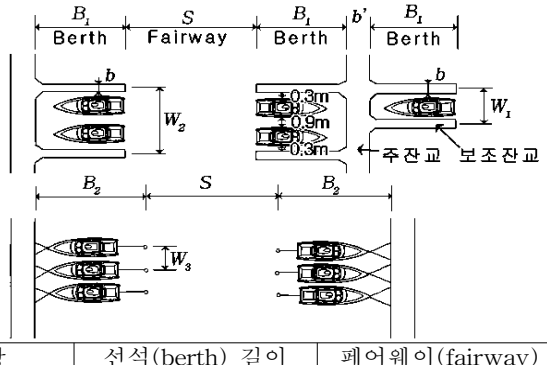
마. 잔교간 거리의 최솟값 $W_1 =$ (선폭) + b + (0.3m ~ 0.6m)

$W_2 =$ (2 × 선폭) + b + (1.5m ~ 2m)

$W_3 =$ (선폭) + (1m ~ 2m)

② 잔교간 거리는 보트와 보조잔교, 또는 보트가 서로 접촉하는 것을 피하기 위하여 잔교 간에 계류하는 보트의 척수에 따라 적절히 정한다. 또한 세일 크루저 요트를 계류하는 경우에는 바람에 의한 마스트끼리의 접촉에도 유의하여 정하는 것이 바람직하다.

③ 보트의 길이보다 보조잔교가 짧은 경우는 보트의 계류방법에 특별히 유의할 필요가 있다.



보트 전장	선석(berth) 길이	페어웨이(fairway)	잔교간 (최소)거리
L	B_1=(0.7~1.2) L	S=(1.5~2.0)L	W_1=(선폭)+b+(0.3~0.6m)
			W_2=(2×선폭)+b+(1.5~2.0m)
	B_2=(1.5~2.0) L		W_3=(선폭)+(1.0~2.0m)

주) 세일 크루저 요트(sail cruiser yacht)를 계류하는 경우에는 바람에 의한 마스트(mast)끼리의 충돌에 유의하여야 한다.

참고 그림 (5-2) 계류시설의 제원의 예

5-2 계류시설의 설계조건

계류시설의 설계조건은 제2편 설계조건에 따르는 외에 마리나로서의 이용 상황을 고려하여 적절히 정한다.

[해 설]

부잔교의 안정성 검토나 단면파괴에 대한 안전성의 검토 등을 하는 경우에 필요로 하는 설계조건은 마리나 시설의 지리적조건, 파랑조건, 이용 상황 등을 고려해서 적절히 정한다.

[참 고]

(1) 부잔교의 안정성 검토를 하는 경우에는 다음의 하중을 필요에 따라 고려한다.

① 부잔교 상에 연결도교가 있는 경우에는 그의 지점하중

② 폭설지방에서는 적설하중

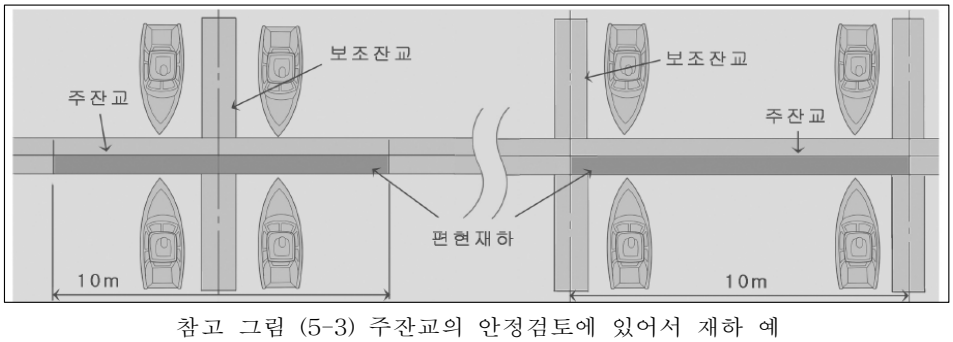
③ 군집하중

예를 들면 사람의 질량을 75kg/人으로 하고 다음과 같은 조건하에서 군집하중을 작용시킨다.

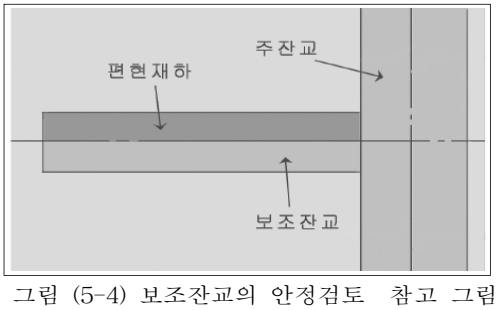
가. 주잔교 갑판의 경사, 건현의 검토에서 주잔교의 길이 10m에 보트가 4척 계류되는 경우 주잔교 편현에 75kg/人×20人×9.8 = 15kN의 군집하중이 작용한다.(참고 그림 (5-3) 참조)

나. 보조잔교 갑판의 경사, 건현의 검토에서 <삭제> 보조잔교 편현에 75kg/人×5人×9.8 = 3.7kN의 군집하중이 작용한다.(참고 그림 (5-4) 참조)

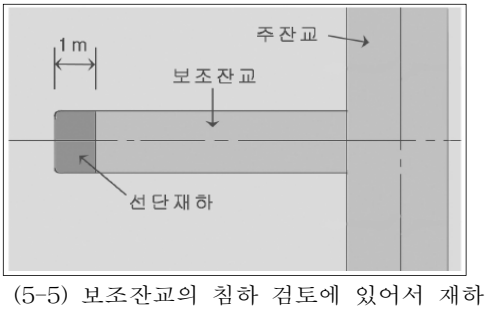
다. 보조잔교 끝부분의 침하검토에서 보조잔교 선단으로부터 1m구간에 75kg/人×5人×9.8 = 3.7kN의 군집하중이 작용한다.(참고 그림 (5-5) 참조)



참고 그림 (5-3) 주잔교의 안정검토에 있어서 재하 예



참고 그림 (5-4) 보조잔교의 안정검토



참고 그림 (5-5) 보조잔교의 침하 검토에 있어서 재하 예

(2) 부잔교의 단면파괴에 대한 안전성 검토를 하는 경우의 작용 외력은 제2편 4-10-6 부체에 작용하는 파력 및 제8편 제9장 9-3-2 폰툰에 작용하는 외력과 하중을 참고한다.
통상 부체에는 파력, 풍력, 조류력, 파랑표류력 등이 작용하고 부체의 동요를 고려하면 조파저항력 등이 외력으로써 작용한다.

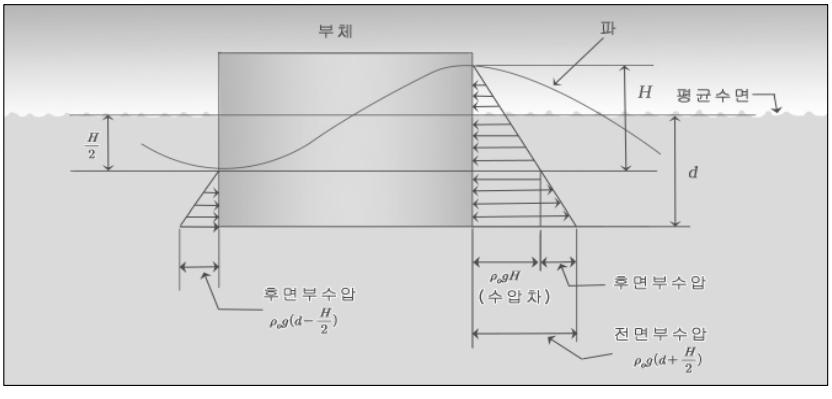
① 부잔교 본체 또는 계류 중의 보트에 작용하는 파력을 간이적으로 산정하는 방법은 다음과 같다.

가. 부체에 정수압이 작용한다고 상정되는 경우에는 참고 그림 (5-6)에 나타낸 바와 같이 전후의 수압차를 고려하여 식 참고 (5-1)로 산정한다.

$$P = \rho o \cdot g \cdot H \cdot L \cdot d \qquad \text{참고 (5-1)}$$

여기서,

P : 부체에 작용하는 파력(kN)
ρ_o : 해수의 밀도(t/m^3)
g : 중력가속도 (m/s^2)
H : 파고(H_{max}) (m)
L : 파고에 대한 부체(pontoon)의 길이(m)
d : 부체의 흘수(m)

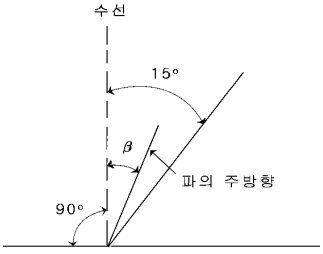


참고 그림 (5-6) 부체에 정수압이 작용하는 것으로 산정하는 경우

나. 부체의 관성력이 큰 경우나 쇄파압이 작용한다고 상정되는 경우에는 Goda(合田)식으로 구한 파압을 횡하중으로 하여 참고 그림 (5-8)과 같이 고려하고 식 참고 (5-2)로 산정한다. 또한 참고 그림 (5-8)은 파봉 작용 시에 대응한 것이므로 그 이외의 경우에는 참고 그림 (5-9)에 나타낸 바와 같이 파곡 작용 시에 대하여도 함께 검토하여야 한다.
양압력은 부체 전단에서 P_3, 후단에서 0이 되는 삼각형 분포로 한다.
단, 부체 폭 B가 L/4(L은 파장)보다 큰 경우에 양압력의 분포는 폭이 L/4인 삼각형분포로 한다.

$$\left.\begin{aligned}
\eta^* &= 0.75(1+\cos\beta)\lambda_1 H \\
p_1 &= 0.5(1+\cos\beta)\alpha_1 \lambda_1 \rho_o\, gH \\
p_3 &= \alpha_3 P_1 \\
\alpha_1 &= 0.6 + \frac{1}{2}\left\{\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)}\right\}^2 \\
\alpha_3 &= 1 - \frac{d}{h}\left\{1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)}\right\}
\end{aligned}\right\}$$

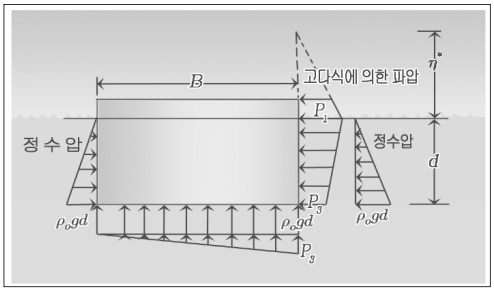
참고 (5-2)



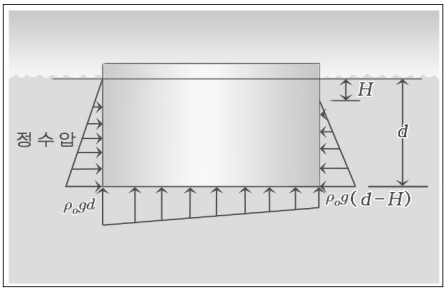
참고 그림 (5-7) 파의 입사각 β를 취하는 방법

여기서,

H : 파고(H_{max}) (m)
h : 수심 (m)
ρ_o : 해수의 밀도(t/㎥)
g : 중력가속도 (m/s^2)
β : 부체 기준선의 수선과 파의 주방향이 되는 각(15°의 범위에서 가장 위험한 방향이 되는 각도) 참고 그림 (5-7) 참조
λ_1 : 파압의 보정계수(통상은 1)



참고 그림 (5-8) 파봉 작용 시



참고 그림 (5-9) 파곡 작용 시

(3) 풍력의 계산에 있어서는 계류시설 뿐만 아니라 보트의 계류상태나 계류시설 또는 그 주변구조물의 배치 등을 고려하여 풍압을 받는 면적 등을 적절히 정한다.

(4) 부체에는 파랑, 바람, 조류 등에 의한 힘이 작용함과 아울러 계류된 보트나 연결된 인접 부잔교의 동요에 기인한 외력이 작용한다. 이들 외력은 적절한 해석방법 또는 모형실험에 의하여 산정하는 것이 바람직하다.

(5) 악천후에 있어서 파랑, 바람, 조류 등에 의한 계류된 보트의 견인력, 또는 이용 시에 있어서 보트의 접안에 의한 충돌력의 영향을 고려하는 것이 중요하다.

5-3 부잔교

5-3-1 일 반

마리나의 계류시설로서 부잔교에 대하여는 제8편 제9장 부잔교에 의하는 외에는 다음과 같다.

[해 설]

부잔교의 형상이나 배치에 대하여는 마리나 시설의 지리적 조건, 기상・해상조건, 보트의 활동형태・운동 성능 등을 고려하여 적절히 정한다.

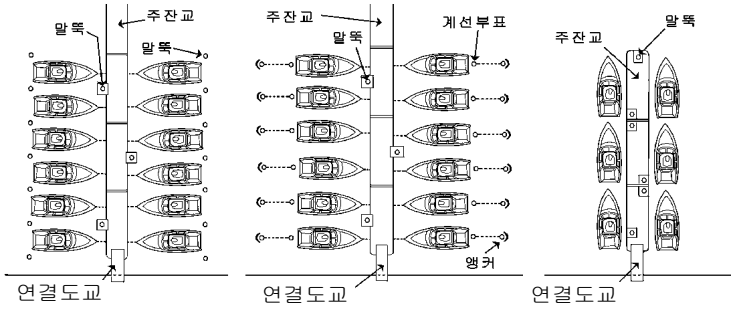
부잔교의 내구성을 확보하기 위해서는 방식대책, 유지관리에 대한 고려가 필요하다.

[참 고]

(1) 부잔교의 형상에는 단잔교와 주잔교에 보조잔교를 연결한 빗살형 잔교가 있다.

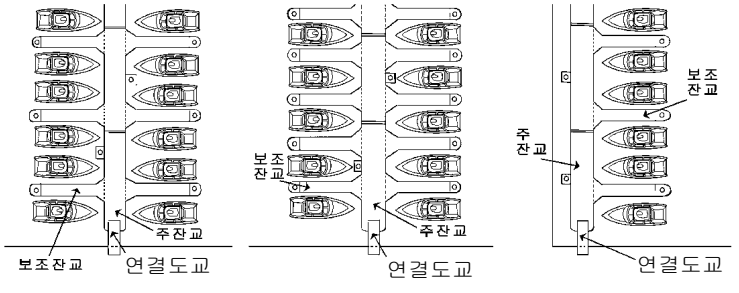
단잔교는 단일의 부체만으로 구성된 것으로 보트를 횡접안 시키는 것과 계선말뚝이나 계선부표를 이용하여 종접안시키는 것이 있다.

빗살형 잔교는 주잔교의 양측 또는 한쪽에 직각방향의 보조잔교를 연결한 것으로, 보조잔교의 양측에 보트를 계류하는 것이다. 보조잔교 간격에 따라 단선 계류(single berth)와 복선 계류(double berth)로 구분된다. 최근에는 보조잔교의 착탈이 가능하고, 보조잔교 간격을 자유롭게 조절할 수 있는 예도 있다. 부잔교의 형상은 참고 그림 (5-10) 또는 참고 그림 (5-11)과 같다.



계선말뚝식 종접안　　계선부표식 종접안　　횡접안

참고 그림 (5-10) 단잔교

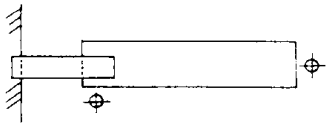
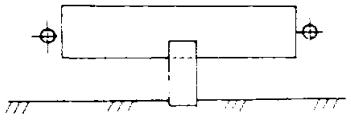
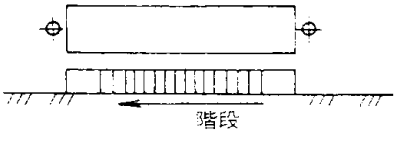
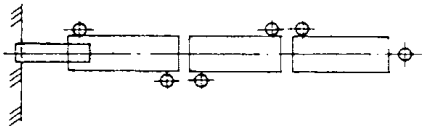
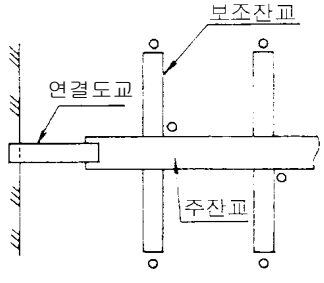
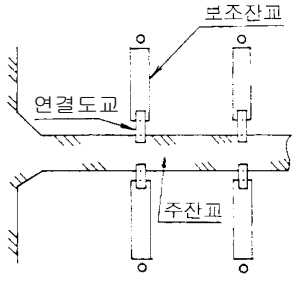


양측 복선 계류　　양측 단선 계류　　편측 복선 및 단선 계류

참고 그림 (5-11) 빗살형 잔교

(2) 부잔교의 배치와 특징은 참고 표 (5-1)과 같다.

참고 표 (5-1) 부잔교의 배치 예와 특징

부잔교 형상별 배치 방법		배 치 도	특 징
단잔교	종배치		○ 부잔교의 양측이 사용되고 효과적으로 이용할 수 있다.
	횡배치		○ 수위차가 적은 경우 적합하다.
	계단에 횡배치		○ 수위차의 대소에 관계없이 적합하다. ○ 계단측과 부잔교와의 사이에 완충재가 필요
	단잔교의 종열 연결		○ 방문자 보트, 수리, 급유 등 지원시설 부두(service berth)에 적합하다. ○ 보트를 종으로 배치하면 수면을 효과적으로 이용할 수 있다.
빗살형잔교	주잔교 : 부잔교 보조잔교 : 부잔교		○ 보트에 타고 내리기가 용이하고 안전하다 ○ 보트의 계류가 확실하게 된다. ○ 수위차의 대소에 관계없이 적합하다. ○ 주잔교와 보조잔교의 동요에 의한 상호연성작용이 있다.
	주잔교 : 고정잔교 보조잔교 : 부잔교		○ 보트에 타고 내리기가 용이하고 안전하다. ○ 보트의 계류가 확실하게 된다. ○ 수위차가 적은 경우에 적합하다.

5-3-2 구 조

부잔교의 본체구조 및 본체구조 상호간의 연결기구는 본편 5-2 계류시설의 설계조건에서 구한 외력에 견디며 내구성이 있도록 한다.

[해 설]

부잔교는 그 구조가 부체(float)부분과 갑판(deck frame 및 deck plate)부분으로 구성된다.
잔교의 구조는 상자형(monocoque type), 포스트텐션형(post-tension type), 분리형(separate type), 웨일러형(waler type) 등으로 대별된다.
통상 부잔교의 거치는 하나의 부체를 현지에서 연결하여 장대한 구조물을 형성한다.
부잔교의 연결부위는 주잔교 사이, 보조잔교 사이 또는 주잔교와 보조잔교 사이에 있고, 그의 연결방법에는 고정식(강결식), 힌지식, 연결식, 자유식이 있다.
연결구조는 악천후에서 작용외력을 충분히 고려해서 설계한다. 특히 구조상 파손되기 쉬운 주잔교와 보조잔교 사이 연결부의 설계는 주의할 필요가 있다.

[참 고]

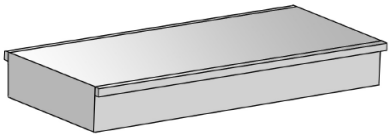
(1) 구조 형태별 특징을 다음에 기술한다.(참고 그림 (5-12)～(5-15) 참조)

① 상자형(monocoque type)
FRP, 콘크리트 등에 의해 부체·갑판부·프레임(frame)을 일체로 성형한 것으로 전체가 상자형으로 되어 있기 때문에 강성이 높은 구조가 된다.

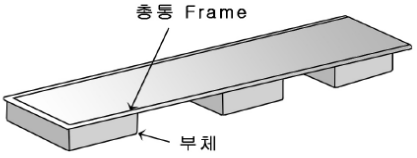
② 분리형(separate type)
독립된 복수의 부력체를 종통(從通) 프레임에 볼트 등으로 접합하여 일체화한 구조로 부체·갑판부·프레임마다 독립한 재료를 사용할 수 있다.
또 부체간에 사이가 있어 외력을 저감시킬 수 있는 구조이다.

③ 포스트텐션형(post-tension type)
복수의 부체에 PC 강선 등에 의해 포스트텐션을 주어 일체화한 것으로 강성이 높은 구조가 된다.

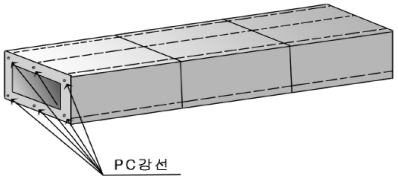
④ 웨일러형(waler type)
독립된 복수의 부체를 종통(從通)목재(웨일러라 칭함)에 접속재, 덧댐 프레임(gusset frame) 또는 관통볼트를 사용하여 순차로 접합시켜 일체화를 도모하고 결합부를 갖지 않는 무관절 접합구조로 하는 형식이다.
상기 이외에도 단위형(unit type)이나 갑판부에 유연한 목재를 사용한 힌지(hinge)부를 갖지 않는 무관절 접합유연형 등이 있다.



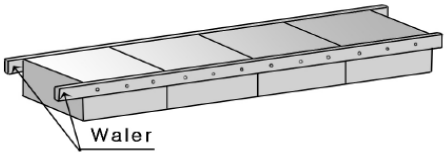
참고 그림 (5-12) 상자형(monocoque type)



참고 그림 (5-13) 분리형(separate type)



참고 그림 (5-14) 포스트텐션형(post-tension type)



참고 그림 (5-15) 웨일러형(waler type)

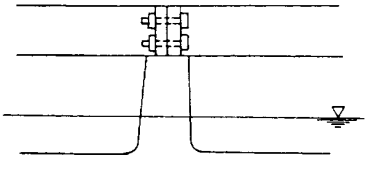
(2) 개별부체 연결방법의 특징은 다음과 같다.(참고 그림 (5-16)~(5-19) 참조)

① 고정식(강결식)
잔교사이를 볼트나 강재 프레임(frame) 등에 의해 완전히 고정하는 방법

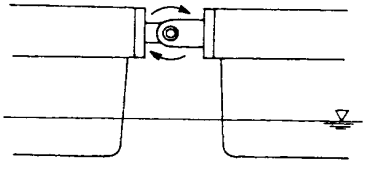
② 힌지식
핀(pin joint)이나 힌지(hinge) 등을 사용하여 상하방향은 자유도를 갖는 방법

③ 연결식
잔교사이에 탄성체를 끼워 볼트 등으로 연결하고 탄성체의 변형에 의해 상하좌우 어느 방향으로도 자유도를 갖는 방법

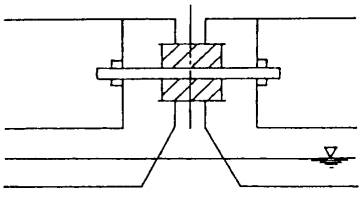
④ 자유식
잔교사이를 체인(chain) 등에 의해 연결하고 상하좌우 어느 방향으로도 자유도를 갖는 방법. 단 연결식에 비하여 자유도는 높으나, 안정성이 낮게 될 가능성이 있다.



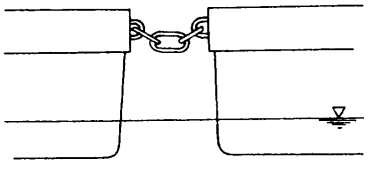
참고 그림 (5-16) 고정식(강결식)



참고 그림 (5-17) 힌지식



참고 그림 (5-18) 연결식



참고 그림 (5-19) 자유식

(3) 부잔교 본체의 재료로 발포스티로폼(styrofoam) 등을 사용하는 경우에는 내구성에 대하여 충분히 검토할 필요가 있다.
(4) 부잔교 본체의 내구성을 확보하기 위해서는 지수대책을 강구하고, 보트의 충돌에 의하여 손상을 입을 경우의 지수대책으로는 본체내부에 발포스티로폼을 채우는 등의 대책을 강구하는 것이 바람직하다.

5-3-3 안정성의 검토

부잔교의 안정성 검토는 제8편 9-3-3 폰툰의 안정에서 정하는 바에 따르는 외에 구성하는 부체상호간의 영향을 고려하고, 본편 5-2 계류시설의 설계조건에서 구한 상재하중 등이 작용할 때 부체의 안정조건을 만족하여야 하며, 갑판의 경사, 부체의 침하 또는 건현(free board)을 이용하는데 지장이 없도록 한다. 이 경우 부잔교의 건현은 대상으로 하는 보트의 제원 및 파랑조건을 고려하여 보트 이용자의 승강에 지장이 없도록 적절하게 정하여야 한다.

[해 설]

부잔교는 부잔교의 제원, 이용 상황, 자연조건 등을 고려해서 구한 상재하중에 대해서 부잔교에 등분포 하중이나 집중하중을 받는 경우와 편심하중을 받는 경우 갑판의 경사나 침하, 건현의 이용 상 지장이 없고 적절한 것으로 한다.

[참 고]

부잔교의 안정성 검토는 구체적으로 다음의 조건을 만족할 필요가 있다.
(1) 본편 5-2 계류시설의 설계조건의 [참고](1)에 나타나는 하중 ①~③을 갑판 상에 작용시켰을 때 부체의 안정조건을 만족하고 또 필요한 건현을 가질 것. 부잔교의 건현은 이용자가 물에 빠진 경우 용이하게 올라올 수 있도록 30 ~ 50cm 정도로 하는 경우가 많다.
(2) 본편 5-2 계류시설의 설계조건의 [참고](1)에 표시한 하중 ③ 가.목 조건의 군집하중과 필요에 따라 ①~②의 하중을 주잔교 편현에 적용시킬 경우 갑판의 경사가 1:10 이하가 되고, 적은 쪽의 건현이 0 이상이어야 한다.
(3) 본편 5-2 계류시설의 설계조건의 [참고](1)에 표시한 하중 ③ 나.목 조건의 군집하중과 필요에 따라 ①~②의 하중을 보조잔교 편현에 작용시켰을 때 갑판의 경사가 1:10 이하가 되고, 적은 쪽의 건현이 0 이상이어야 한다.
(4) 본편 5-2 계류시설의 설계조건의 [참고](1)에 표시한 하중 ③ 다.목 조건의 군집하중과 필요에 따라 ②의 하중을 보조잔교 선단에서 1m 범위까지 작용시켰을 때 갑판의 침하가 과대하지 않아야 한다.

5-3-4 구조설계

부잔교의 각 부재는 본편 5-2 계류시설의 설계조건을 바탕으로 악천후 시, 계류 시, 접안 시의 부잔교에 작용하는 외력에 대해서 안전하여야 한다.

[해 설]

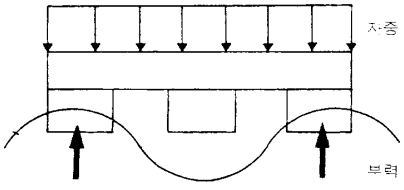
주잔교 또는 보조잔교의 각 부재는 악천후 시에 부잔교에 작용하는 파력·풍력 등의 외력에 대하여 안전하여야 한다. 더욱이 악천후 하에서도 보트가 부잔교에 계류되는 것이 일반적인 경우에는 부잔교 또는 보트에 작용하는 파력·풍력 등의 외력에 대해서도 적절한 방법으로 검토함과 동시에 부잔교의 형상 및 구조상의 연구를 하는 것이 바람직하다.
주잔교 또는 보조잔교의 각 부재는 평상시에 보트가 부잔교에 접안할 때 보조잔교에 작용하는 접안력에 대해서 안전하여야 한다.

[참 고]

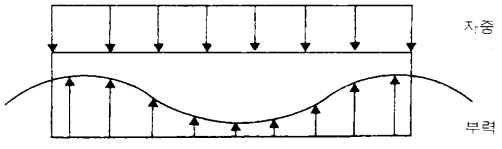
부잔교의 각 부재는 종축 또는 횡축의 휨·전단 등에 대해서 안전한가를 검토하여야 한다. 필요에 따라서 부체나 보트의 동요에 기인하는 단면력을 고려한다.

(1) 종축방향의 휨모멘트나 전단력은 참고 그림 (5-20) 또는 참고 그림 (5-21)에 나타내는 것과 같이 부체의 구조 형식에 따라서 단순보로 생각하는 방법이나 호깅(hogging)·새깅(sagging)방식 등에 의해 적절히 검토한다.

(2) 횡방향의 휨모멘트나 전단력은 단순보로 생각하는 방식으로 적절히 검토한다.



참고 그림 (5-20) 단순보(분리형)



참고 그림 (5-21) 호깅(hogging)·새깅(sagging)방식(상자형)

5-3-5 계류방식

부잔교의 계류방식은 부잔교를 수면 상에 안전히 고정하는 기능을 갖고, 파랑, 바람, 흐름 등의 작용외력에 대해서 저항하고 내구성을 가져야 한다.

[해 설]

계류방식에는 말뚝식과 계류체인식 그리고 탄성계류로프식이 있다. 말뚝식은 해저지반에 강관말뚝이나 PSC말뚝을 박아 말뚝을 가이드 롤러(guide roller) 등으로 부잔교에 지지하는 방식이고, 계류체인식은 체인(chain)을 해저에 설치한 계류앵커(anchor)에 고정하는 방식이다. 탄성계류로프식은 초기장력을 갖는 탄성계류로프를 해저에 설치한 계류앵커에 고정하는 방식이다.

[참 고]

(1) 말뚝식의 설계는 본편 5-2 계류시설의 설계조건에 의하여 산출한 외력을 참고로 하여 제4편 기초 또는 제8편 4-1-5 말뚝의 설계에 의해 검토를 한다.

말뚝은 주잔교 측부·선단부, 보조잔교 선단부·근본부에서 설치개소를 선택하고 조합하여 배치하는 것이 일반적이다.

태풍 등 높은 파랑 시에 있어서 말뚝식은 계류체인식 보다도 부잔교의 수평이동량이 적고 안정하나 지진에 의해 말뚝이 휘고 부잔교와의 연결부가 손상된 예가 있다.

말뚝의 높이는 고조시, 높은 파랑 시에 부잔교에서 떨어져 나가지 않게 하는 것이 필요하고 보트 등을 소정의 장소에 계류 보관할 때 지장이 없도록 고려한다.

(2) 계류체인식의 설계는 제8편 제9장 부잔교에 따른다.

계류체인식은 고저차가 큰 장소에서는 말뚝식에 비해서 부잔교의 수평 이동량이 커지므로 주의할 필요가 있다.

(3) 탄성계류로프식의 설계 시에는 해당 지역의 조위변화와 수심에 따른 앵커의 배치에 유의하여야 한다.

5-3-6 연결도교

연결도교의 제원은 이용자의 안전성에 지장이 없도록 적절히 정한다.

[해 설]

연결도교는 육지와 부잔교를 연결하는 다리이다.

그의 구조형식이나 폭, 연장, 경사 등은 부잔교의 조위변동이나 동요 등을 고려하여 적절히 정할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 구조형식에는 조위변동에 대응하기 위해서 상하로 이동할 수 있는 형식과 보트의 동요를 고려하여 상하좌우로 이동할 수 있는 형식이 있다.

(2) 연결도교의 폭은 75~90cm이상으로 하는 것이 필요하다. 특히 짐차(cart)의 이동이 필요하거나 장애인에 대한 배려가 필요한 경우에는 충분한 폭을 확보하여야 한다.

(3) 연결도교의 경사는 1:4보다 완경사로 하는 것이 바람직하다. 특별히 장애인의 연결도교 통행이 필요하다고 판단되는 경우는 연결도교의 경사를 1:12 이하로 하여야 한다.

(4) 연결도교는 미끄럼 방지 기구가 있는 구조로 하는 것이 바람직하다.

5-4 부대설비

부대설비는 위험방지, 환경의 정비, 마리나의 효율적 관리와 운용 등을 고려하여 필요에 따라 설치한다.

[해 설]

부대설비에는 방충시설, 계선주, 계선환, 안전시설, 구명시설, 조명시설, 표지시설 등을 들 수 있다. 이들의 설비는 필요에 따라 설치한다.

[참 고]

(1) 방충설비

잔교에 방충설비를 설치하는 경우에는 잔교의 구조특성 및 대상으로 하는 보트의 접안상황 등을 고려하여 강도, 재질, 색 등을 적절히 선정한다.

(2) 계선주 또는 계선환

계선주 또는 계선환 등은 평상시의 계류용, 이·접안시의 조선용, 또는 악천후시의 계류용등 잔교의 용도에 따라서 배치, 형상, 규격, 개수, 설치방법, 설치강도 등을 고려한다.

악천후 시에 보트를 계류시킬 경우에는 보트와 부체 본체와의 상대운동을 고려하여 계류력을 구하고, 이를 계선주 또는 계선환 등의 설계하중으로 하는 것이 바람직하다.

설치는 계선주 또는 계선환이 갑판 부재의 부식 등으로 인하여 떨어져 나가지 않도록 충분히 유의하여야 한다. 부잔교의 형식에는 계선주가 레일(rail)의 위를 이동할 수 있어 수시로 계선주의 위치 변경이 가능한 것이 있다.

(3) 안전설비

부잔교에는 이용자가 안전히 통행할 수 있도록 갑판부에는 미끄럼방지, 연결부에는 덮개(cover) 등의 안전대책을 설치하는 것이 바람직하다.

(4) 구명설비 등

마리나 이용자가 물에 빠지는 경우에 대비하여 구명부환(救命浮環), 탐조등, 안전사다리 및 기타의 구명설비를 적절하게 배치하여야 한다.

(5) 조명설비

잔교에는 야간에도 보트 등의 이·접안 및 이용자의 통행 등에 지장이 없고 부잔교의 동요에도 충분히 견딜 수 있는 조명설비를 설치하는 것이 바람직하다. 그러나 환경과 이접안시 안전을 고려하여 지나치게 밝은 조명이 되지 않도록 주의한다. 잔교상의 전선배선은 이용자의 통행을 비롯하여 보트 계류에 지장이 없어야 한다.

제 6 장 지원시설

6-1 일 반

지원시설의 형식 및 규모는 제9편 제4장 선박역무용 시설에 정하는 바에 따르는 외에 마리나에 있어서의 지원역무가 원활히 행하여지도록 적절히 정한다.

[해 설]

지원시설에는 상하가시설, 육상보관시설, 급수시설, 급유시설, 급전시설, 세정시설, 조명시설, 수리시설, 오수처리시설, 소방시설, 클럽하우스가 있다.

[참 고]

지원시설의 종류에 대해서는 다음의 내용을 고려한다.

시 설	고 려 할 사 항
상하가시설	상하가 시설은 되도록 육상 보관시설 가까운 곳에 위치하여야 하며, 충분한 진수 깊이를 확보하고 다른 장애물이 없어야 한다.
육상보관시설	육상보관시설의 형식은 해당 지역 기상, 경관, 보트 종류와 크기 등을 고려하여 결정한다. 육상보관시설은 보트의 수명을 늘려주고 유지관리비를 절감하며, 고밀도 보관이 가능하다.
급수시설	보트 이용자의 급수용으로 계류시설에 설치한다.
급유시설	정박지에 면한 육상부나 급유잔교에 화재 및 오염방지에 유의해서 설치한다.
급전시설	계류시설에 설치하며, 주정장(boat yard)에도 간단한 보수설비용, 부분조명용으로 설치한다.
세정시설	피크계절(season peak)시에는 보관 보트의 1/3정도가 동시에 세정하는 경우도 있으므로 충분한 수량을 확보하여 적절히 배치한다.
조명시설	야간경관, 야간이용, 보안을 위하여 주정장, 계류시설, 주차장 등에 적절히 배치한다.
수리시설	선체 또는 엔진의 수리를 위한 시설로서 마리나 내에 독자적으로 갖출 수 없는 경우에는 주변의 조선소 등을 이용한다.
오수처리시설	오수처리시설은 반드시 설치하여야 하며, 특히 세정시의 오수가 주변 해역을 오염시키지 않도록 하여야 한다.
소방시설	마리나는 보트, 계류시설, 지원시설 등에서 발생하는 화재를 진압할 수 있는 적절한 소방설비를 갖추어야 한다. 부잔교상의 소방용수는 급수와는 별도의 배관을 통해 공급하여야 한다.
클럽하우스	마리나 시설과 이용자의 관리기능(프론트, 관리사무소 등)과 보트 이용자에게 편의를 제공하는 기능(라커룸, 샤워실, 휴게실, 흡연실, 식당 등)을 확보하기 위한 시설을 말한다.

6-2 상하가시설

상하가시설의 형식 및 규모는 대상으로 하는 보트의 선종 및 선형, 계류 척수, 처리능력 등을 고려하여 적절히 정한다.

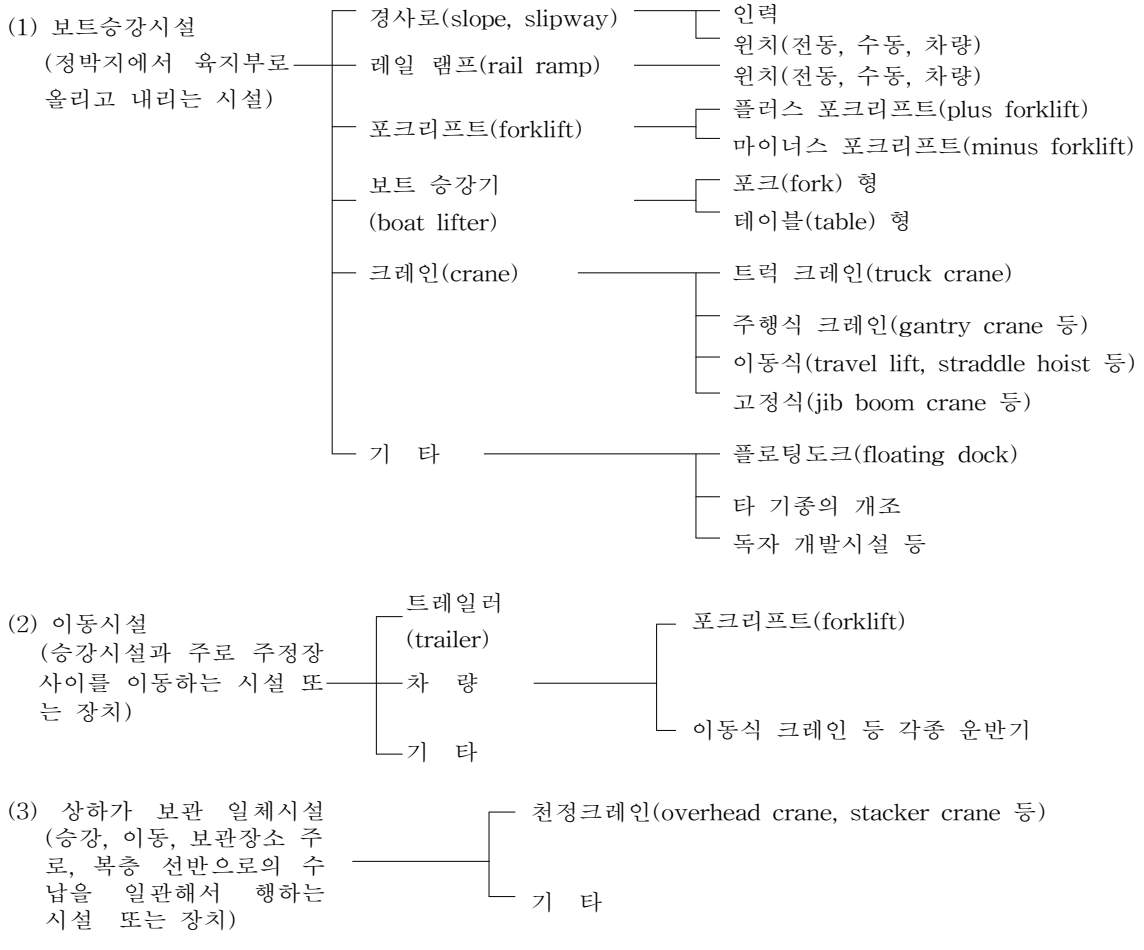
[해 설]

상하가시설은 육상에서 보관 또는 수리 등을 행하기 위하여 보트를 정박지 또는 선유장으로 부터 들어 올리거나 내리는 시설이다.

상하가시설은 육상보관시설, 보트수리시설과 임시계류를 위한 계류시설의 위치를 고려하여 보트를 올리고 내리거나 이동이 원활하도록 적절히 배치할 필요가 있다.

[참 고]

상하가시설은 기능적으로 참고 그림 (6-1)과 같이 분류할 수 있다.



참고 그림 (6-1) 상하가시설의 종류

6-3 육상보관시설

육상보관시설의 형식 및 규모는 대상으로 하는 보트의 종류 및 선형, 척수 등을 고려해서 적절히 정하여야 한다.

[해 설]

육상보관시설에는 주정장(boat yard), 옥내보관소, 옥외복층선반, 입체보관시설이 있고 그들의 형식과 규모는 보트의 종류 등을 고려하여 적절히 정한다.

육상보관시설의 제원은 대상 보트의 제원과 함께 이동용 장비의 작동에 필요한 행동범위 등을 고려하여 정한다.

[참 고]

(1) 지형적 이유나 항만시설 또는 보트의 유지관리상 필요에 의해 평소에 소형 보트를 해상 계류장(wet berthing)에 두지 않고, 육상에 보관하는 건식 보관 방식(dry berthing)을 채택할 수 있다.

(2) 육상보관시설의 형식 및 특징은 다음과 같다.

① 주정장(옥외평면보관)은 비교적 건설비가 싸고, 시설의 유지관리, 보트의 반출입, 이동이 용이하지만 많은 점유면적을 필요로 한다.

② 옥내보관소(옥내에 평면 또는 복층 보관)는 비교적 건설비가 높으나 보트의 보수·보관상태가 양호하다.

③ 옥외복층선반은 옥내보관소와 비교해서 건설비도 싸고 세일딩기요트 및 소형모터보트 등을 좁은 부지에 다수 보관하는데 적합하다.

④ 입체보관시설(반송시설이 조합된 단층 보관)은 단층선반 등의 보관시설에 상·하가, 반송 시스템이 조합되어있는 시설이다. 소형 모터보트를 좁은 부지에 많이 보관하는데 적합하다.

(3) 보트의 종류에 따라 적합한 보관형태는 일반적으로 다음과 같다.

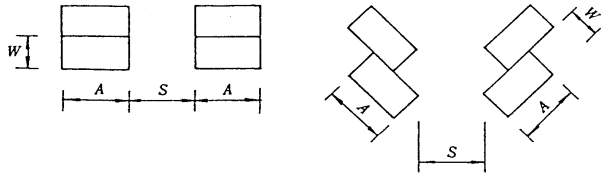
① 세일 크루저 요트 : 수면계류, 주정장

② 세일 딩기 요트 : 주정장, 옥내보관소, 옥외복층선반

③ 모터 크루저 보트 : 수면계류, 주정장, 옥내보관소

④ 모터 보트 : 주정장, 옥내보관소, 옥외복층선반, 입체보관시설

(4) 육상보관시설의 제원은 참고 그림 (6-2)를 참고로 해서 정할 수 있다.



구 분	표시(mark) 길이(A)	표시(mark) 폭(W)	통 로 폭(S)
L : 선장 B : 선폭	(1.0～1.2)L	(1.0～1.5)B	· S=(1.0～1.5)L · 이동용 차량(포크리프트, 트레일러, 이동식 크레인 등)을 사용하는 경우 ; 이동용 차량의 회전반경을 고려하여 결정

참고 그림 (6-2) 육상보관시설의 제원

(5) 복층 보관의 경우 선반(rack)과 선반 사이에는 차량이나 장비가 다닐 수 있도록 육상 보관되는 가장 큰 보트 길이의 1.5배에 해당하는 통로를 두는 것이 바람직하다.
(6) 태풍 등 이상기상의 빈도가 높은 지역, 휴지기간(season off)이 긴 지역 등에 있어서는 당해 지역의 특성을 충분히 고려해서 보관형태를 결정할 필요가 있다.

6-4 급유시설

> 급유시설의 형식 및 규모는 대상으로 하는 보트의 종류 및 선형, 척수와 소방법 등 관련 법규를 고려해서 적절히 정하여야 한다.

[해 설]

급유시설에는 주유기, 연료탱크, 급유부두 등이 있고 그들의 형식과 규모는 보트의 종류와 사용 빈도, 관련 법규 등을 고려하여 적절히 정한다.
급유시설을 설치할 때는 화재 및 폭발의 위험 등을 고려하여 마리나 계류시설이나 지원시설과 이격하여 설치하여야 하며 이를 이용하는 보트나 연료공급차량의 이동이 여타 마리나 활동에 지장을 주지 않도록 주의하여야 한다.

[참 고]

(1) 해상과 육상보관을 포함하여 보트 500척마다 급유시설을 설치하는 것이 바람직하다.
(2) 급유시설의 배치와 설계 시 화재 위험과 연료 유출로 인한 오염 가능성 등을 충분히 고려하여야 한다.
(3) 급유부두는 외부 파랑으로부터 보호되며 교통 흐름을 방해하지 않는 외항 또는 항 입구부의 적절한 곳에 배치하는 것이 바람직하다.
(4) 연료탱크가 위치하는 육상부는 안전성을 충분히 고려해야 하며, 연료공급차량이 접근하기에 양호해야 한다. 연료탱크를 지하에 두었을 때는 조위차에 의한 지하 수위변화를 검토하여야 한다.
(5) 연료 유출에 대한 감시 및 경보시스템과 법규에 따른 소방설비를 구축하여야 한다.
(6) 이용자의 편의를 위해 해상 부잔교에 주유기를 설치할 수 있으며, 이때는 30m 길이의 부잔교에 3기의 고속 주유기를 설치하는 것이 바람직하다.

6-5 보트 수리시설

보트 수리시설의 형식 및 규모는 대상으로 하는 보트의 종류 및 선형, 척수 등을 고려해서 적절히 정하여야 한다.

[해 설]

보트 수리시설을 설치할 때는 마리나 계류장으로부터 이격된 곳에 설치하는 것이 바람직하며 트레일러와 같은 대형 견인장비의 접근이 용이하여야 한다.

보트 수리시설에서 발생하는 오폐수와 오염물질을 관련 법규에 맞게 적절히 처리할 수 있는 환경오염 방지시설을 반드시 갖추어야 한다.

[참 고]

(1) 보트 수리시설에는 대형 보트의 접근이 가능하고 대기 보트의 정박 여유가 있도록 길이가 50~70m 정도 되는 전용 부두를 두는 사례가 있다.

(2) 보트 수리시설의 규모는 다음과 같은 사례가 있다.

명칭	면적(m^2)	비고
전체 면적	5,000~15,000	보트 크기에 따라 변화
사무실	100	
내부 작업실	200~400	
외부 작업장(지붕 필요)	800~1,200	최소 높이 8~10m (포크리프트 접근 가능)

(3) 우수와 유류, 페인트 등 오폐수 차집 및 처리 시설을 두어 오염을 방지하도록 한다.

(4) 보트가 육상 수리시설에 놓일 때는 선체나 내부 설비가 상하지 않도록 선가대(boat stand)로 보트를 지지해 주어야 한다. 선가대의 종류는 지지되는 보트의 종류, 보트 무게, 지반 조건, 보관 지속시간 등을 고려하여 적절히 정한다.

6-6 기타 지원시설

기타 지원시설의 형식 및 규모는 마리나 운영 및 유지관리 계획과 대상으로 하는 보트의 종류 및 선형, 척수 등을 고려해서 적절히 정하여야 한다.

[참 고]

(1) 마리나 입구와 방문선석(visiting berth) 가까운 마리나 중앙 위치에 지원, 경비, 유지관리, 창고, 항만 관리 등의 기능과 마리나 전체의 조망이 가능하고 통제를 효율적으로 할 수 있는 관제탑과 관리동을 두는 것이 바람직하다. 관제탑과 관리동은 별도로 두거나 기존시설에 통합 설치할 수 있다.

(2) 관제탑은 가능한 6~8m의 높이와 15~25m^2의 넓이를 가져야 하며, 관리동은 150~300m^2의 넓이를 갖는 게 좋다.

(3) 화장실, 샤워실, 세척실로 이루어진 위생 시설을 20척의 보트마다 1개소씩 200~300m의 거리를 두고 배치하는 것이 바람직하다.

(4) 쇼핑센터는 보트 사용자들과의 혼잡을 피하기 위하여 정박지에서 떨어진 곳에 두도록 한다.

(5) 마리나 사용자들이 모여야 할 경우를 대비해 주위에 광장을 확보하는 것이 좋다.

(6) 기타 마리나에 소요되는 부대시설은 다음과 같다.

① 전기(보트당 소요전력은 별도 자료가 없을 경우 1kW로 가정)
② 수도(청수 및 해수 배관)
③ 소방(소방용수 배관 및 화학식 이동 소방장비)
④ 조명(장비별 조명으로 최소화)
⑤ 하수(우수와 오수의 분리처리)
⑥ 통신(안내방송 시스템 등으로 최소화)
⑦ 저장(보관함 등 제공)
⑧ 폐기물(50m 마다 쓰레기 분리수거통 배치)
⑨ 기타 보안시설

제 7 장 임항교통시설

임항교통시설에 대해서는 제9편 제1장 임항교통시설이 정하는 바에 따르고 그 외에는 마리나의 이용실태 및 자동차의 집중도를 고려하여 적절히 정한다.

[해 설]

마리나 주차장은 계류장 근처에 위치하는 것이 바람직하다.

주차장에는 적절한 포장 마감 경사를 둠으로써 효과적인 배수와 저지대의 물 고임현상을 방지하여야 한다.

[참 고]

(1) 마리나에 관한 도로 또는 주차장의 구조, 규모는 참고 표 (7-1)을 참고로 한다.

참고 표 (7-1) 임항교통시설의 고려사항

시 설	고 려 할 점
도 로	보트를 적재한 트레일러를 견인할 자동차의 차폭, 회전반경에 대해서 검토할 필요가 있다.
주 차 장	이용척수 1척당 1.5대 정도의 면적이 필요하고, 트레일러를 끌고 있는 경우는 트레일러를 끌지 않는 자동차의 2배 정도의 면적이 필요하다. 주차장은 긴급 시 보트의 보관 장소로도 이용될 수 있도록 하는 것이 바람직하다.

(2) 장애인을 위한 주차장을 관련 법규에 따라 확보하여야 한다.

(3) 주차장은 적절한 경계를 갖는 여러 구역 즉 가장자리에 조경, 연석, 배수로, 간판, 화장실, 조명 등을 둔 구역 개념을 도입하여 설계하는 것이 바람직하다. 이는 마리나 주차장의 경관을 개선할 뿐 아니라 이용자에게 각종 편의를 제공할 수 있다. 또한 녹색환경 조성과 여름철 그늘을 제공하기 위한 활엽수 식재가 권장된다.

제 8 장 환경오염 방지

마리나의 환경오염 및 대책을 적절히 수립하여야 하며, 오폐수의 추정 및 대책, 기타 오염으로부터 마리나 시설물을 보호 및 관리해야 한다.

8-1 마리나의 환경오염 발생원

(1) 보트에서 발생하는 오수를 적절히 처리하지 않고 마리나에 방출시킨다면 국부적인 환경오염이 발생할 수 있다.

(2) 보트 오수 외에 마리나 환경오염의 다른 요인으로는 선상 오수처리용 화공약품, 보트 연료, 보트 배기가스, 선체 도료, 갑판 청소, 선체 표면 청소(scraping) 및 샌딩, 육상 우배수 및 오수 등이 있다.

8-2 선상 오수에 의한 환경오염 및 대책

8-2-1 개요

(1) 선상에서 발생하는 오수는 불규칙적이고 발생원을 추적하기 어려운 문제가 있다.

(2) 선상 오수에는 박테리아, 원생동물, 바이러스 등과 같은 미생물(병균)이 존재하여 인간에게 심각한 영향을 줄 수 있다.

(3) 선상 오수로 인해 해양스포츠 활동이나 조개, 물고기 등의 섭취 시 발생시킬 수 있는 질병에는 장티푸스, 이질, 전염성 간염, 일반 위장염 등이 있다.

(4) 해당 수역의 오수 오염 정도를 나타내는 데는 보통 단위 체적당 대장균 박테리아 수를 쓰고 있다.

(5) 보트로부터 나오는 오수는 육상으로부터 흘러드는 오수보다 경과시간이 짧기 때문에 일반 병균이 훨씬 많아 더 큰 환경 문제를 발생시킬 우려가 있다.

(6) 마리나 수질 보존을 위해서는 보트 위생 배관, 보트로부터 나오는 오수 수집 및 육상 처리장까지의 배송 시설 등을 반드시 설치하여야 한다.

8-2-2 오폐수량 추정

(1) 보트나 요트 등 소형선의 오폐수 발생량은 대체로 해변 주거지에서 나오는 일일 평균 배출량(1인당 170리터/일)을 기준하여 이의 약 1/4 또는 최소 1인당 38리터/일로 가정할 수 있다.

(2) 주거용 보트일 때는 해변 주거지의 일일 발생량과 같은 1인당 170리터/일로 가정한다.

8-2-3 오폐수 성분

(1) 요트를 포함하는 각종 보트로부터 나오는 오폐수 수질 특성은 일반적으로 아래와 같이 볼 수 있다.

오폐수 특성		단위	평균치
부유 물질	suspended solids(SS)	mg/L	1,940
휘발성 부유 물질	volatile suspended solids(VSS)	mg/L	1,520
전체 유기 탄소	total organic carbon(TOC)	mg/L	1,800
용해 유기 탄소	soluble organic carbon(SOC)	mg/L	1,270
생화학적 산소 요구량	biochemical oxygen demand(BOD)	mg/L	1,960
화학적 산소 요구량	chemical oxygen demand(COD)	mg/L	5,210
전체 질소	total-nitrogen(T-N)	mg/L	1,270
암모니아 질소	ammonia-nitrogen(NH_3-N)	mg/L	630
전체 인산	total phosphorus(T-PO4)	mg/L	250
아연	zinc	mg/L	150
전도도	conductivity	MHO	16,100
수소이온농도	pH		7.6
대장균	coliform	MPN/100mL	1.0×10^7

참조 : Marina Developments, W. R. Blain, 1993, p84

(2) 주거용 보트의 경우 오폐수 수질 특성은 일반적으로 아래와 같이 볼 수 있다.

오폐수 특성		단위	평균치
부유 물질	suspended solids	mg/L	3,030
휘발성 부유 물질	volatile suspended solids	mg/L	2,390
전체 유기 탄소	total organic carbon	mg/L	2,610
용해 유기 탄소	soluble organic carbon	mg/L	1,650
생화학적 산소 요구량	BOD	mg/L	3,290
화학적 산소 요구량	COD	mg/L	7,280
전체 질소	total-nitrogen	mg/L	1,810
암모니아 질소	ammonia-nitrogen	mg/L	1,190
전체 인산	total phosphorus	mg/L	580
아연	zinc	mg/L	145
전도도	conductivity	MHO	9,100
수소이온농도	pH		8.1
대장균	coliform	MPN/100mL	6.9×10^9

참조 : Marina Developments, W. R. Blain, 1993, p85

8-2-4 마리나의 오수처리시설

(1) 마리나 내의 오수처리시설에는 다음과 같은 형태를 많이 사용한다.

① 일반 오수설비 : 오수 펌핑 잔교를 보트의 접근이 용이하도록 계류장의 바다 쪽 끝에 위치시키고, 보트를 잔교에 계류시킨 다음 보트의 오수 배수관을 유연관(flexible hose)으로 연결하여 오수를 육상처리장으로 강제 이송시키는 시스템을 말한다.

② 이동식 오수설비 : 이동식 펌핑 시설로 각 보트 계류장마다 다니며 오수 처리가 필요한 보트의 오수를 수집하여 육상처리장으로 강제 이송시키는 시스템을 말한다.

③ 개별 오수설비 : 각 계류장에서 계속적으로 오수를 수집, 펌핑할 수 있도록 한 시설을 말한다. 즉 중앙에 위치한 진공 펌프실에서 각 계류장에 연결된 소형 PVC 배관을 통해 오수를 수집하여 육상처리장으로 강제 이송시키는 시스템이다.

8-3 기타 오염원 및 대책

8-3-1 연료 및 화공 약품

(1) 기타 오염원 중 화학첨가제 종류로는 보트 등의 위생 시설에 많이 사용되는 화학 방부제나 소독제인 포름알데히드, 아연염, 4차 암모늄염, 염소 등을 들 수 있으며 염색소, 방향제, 계면활성제 등도 포함된다.

(2) 선외기 엔진에서 유출되는 오염물에는 일반적으로 아래 3가지가 있다.

① 윤활유와 혼합 연료를 사용하는 선외기 엔진은 저속에서 크랭크 케이스 내의 일부 연소되지 않은 연료가 외부로 유출될 수 있다. 특히 마리나 내부와 같이 감속 운항하는 지역에서는 이 현상이 많이 발생한다.

② 연소되지 않은 연료증기가 실린더 내부를 지나 배기관을 통해 외부로 유출될 수 있다.

③ 급유 과정에서 유류의 직접적 외부 유출이 있을 수 있다.

(3) 급유시설이 있는 해상부와 육상부는 유류 유출로 인한 환경오염이 발생하지 않도록 적절한 방지대책을 수립하여야 한다.

(4) 선외기 엔진에서 발생되는 오염 물질에는 연소실 가스, 산화탄소, 탄화수소, 납 화합물 등이 있다.

(5) 선체나 마리나 내의 부유체에 해조류 등이 부착하지 않도록 바르는 페인트에는 바다 생물에 대한 독성을 지닌 물질이 포함될 수 있다.

8-3-2 보트 유지관리 시 발생하는 오염원

(1) 선체의 청소, 샌딩, 페인팅 작업 등 일상적인 보트 유지관리 시 오염물이 방출될 수 있다.

(2) 청소 시 쓰이는 합성세제는 인산염을 포함하고 있으며, 따라서 국부적 부영양화와 용존 산소의 결핍을 초래할 수 있다.

(3) 선체의 샌딩 시 선저 페인트에서 떨어진 독성 입자가 해양 환경에 영향을 줄 수 있으며, 선저에 대한 페인팅 작업 자체도 유독 물질을 방출할 수 있다.

(4) 보트수리시설 전체 면적에 대해 우수 및 오폐수(유류 및 페인트) 차집과 처리 시설을 반드시 설치하여 오염을 방지해야 한다.

(5) 보트 밑바닥에 고인 빌지(bilge) 오수는 엔진에서 유출된 유류나 기타 물질이 혼합되어 있어 정기적으로 육상처리장으로 펌핑하여 제거해야 한다.

(6) 겨울에 엔진이나 수도관, 화장실 등의 동파를 막기 위해 사용되는 동파 방지제는 오수처리시설 등을 통해 처리하여야 한다.

(7) 마리나 내 모터보트의 프로펠러는 진동을 일으켜 해저 퇴적물을 재 부유시킴으로써 수질 탁도가 증가하고 유기 탄소와 인의 밀도가 높아질 우려가 있다.

8-3-3 강우 시 배수

(1) 마리나 육상 구역의 개발로 건물, 포장, 조경 등이 밀집되고 불투수층이 늘어남에 따라 집중 강우 시 대량의 우수가 마리나로 직접 유입될 수 있다. 이 때 다량의 오염 물질도 같이 유입되며 주로 강우 초기 상태에 가장 많은 양의 오염 물질이 흘러 들어가는 경향이 있다. 여기에는 기름, 그리스(grease), 중금속, 퇴적물, 영양염, 살충제, 배설물 속의 대장균 등이 존재해 해수 오염을 발생시킬 수 있다.

(2) 우수가 직접 마리나 내부로 흘러들지 못하게 마리나 외부로 전환시키거나 해당 지역의 우수 배수 하수 시스템과 연계하여 처리토록 하는 것이 바람직하다.

(3) 필요시 유보지, 침사지, 침전지, 여과지 등을 따로 설치할 수도 있다.
① 유보지는 일정량의 우배수를 처리장으로 보낼 수 있도록 저장함으로써 해양 방류를 방지하는 시설을 말한다.
② 침사지나 침전지는 배수로의 중간에 위치하여 우수가 바다로 흘러들기 전에 부유물질이나 용존 오염원이 미리 침전될 수 있도록 하는 시설을 말한다.
③ 여과지는 우배수가 천연 토양이나 모래층을 거치도록 하여 부유 입자를 제거시키는 시설을 말한다.

8-4 마리나 수질의 유지관리

(1) 마리나 내의 해수 순환을 촉진시키고 수질 문제를 최소화하기 위해 설계 단계에서부터 수치 또는 수리모형실험을 통해 조류의 흐름 양상을 파악하고 그 결과에 따라 대책을 수립하는 것이 바람직하다.
(2) 마리나를 많이 사용하는 여름에는 바람이 약해 마리나 내부에 해수정체 현상이 생기기 쉽다.
(3) 마리나 수질 보존을 위해서는 아래의 3가지 방법이 많이 사용된다.
① 직접적인 오염원의 제거(하수처리, 오수/우수 처리, 쓰레기 투기 방지 등)
② 주기적인 청소 관리
③ 적절한 해수 교환
(4) 해수교환을 효과적으로 하기 위해서는 설계 시 다음 사항을 고려할 수 있다.
① 항 입구를 두 개로 한다.
② 항내의 예각 구석을 없앤다.
③ 연결 수로 뒤쪽에 인공 못(lagoon, flushing basin)을 둔다.
④ 항내 수심의 급격한 변화를 피한다.
⑤ 방파제 하부에 통로를 두어 해수 교환이 원활히 일어날 수 있도록 한다.
⑥ 강제 해수 순환을 발생시킬 수 있는 설비를 둔다.
(5) 필요시 강제 해수 순환 설비(water flushing & oxygenation facility)는 다음과 같이 설치한다.
① 해수 교환이 잘 안될 때 설치
② 방파제 아래쪽에 직경 0.6~1.0m 파이프 설치
③ 펌프에 의한 제트 노즐(jet nozzle) 시스템과 수중 산소 발생기(underwater oxygen generator)

[참고문헌]

1) 지삼업(2008), “마리나 관리론”, 대경북스
2) 지삼업(2011), “마리나 개발 및 운영론”, 대경북스
3) 지삼업(2011), “해양스포츠론”, 대경북스
6) Blain, UK(1993), “Marina Developments”,
4) Guidelines for Design of Marinas, Australian Standard(2001)
5) Layout & Design Guidelines for Marina Berthing Facilities, California Department of Boating and Waterways(2005)
8) Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, American Society of Civil Engineers, (1994)
7) Tobiasson & Kollmeyer(1991), “Marinas and Small Craft Harbors”, New York

제 13 편

항로표지시설

제1장 총 설
제2장 항로표지시스템 구성요건
제3장 주간표지의 인식
제4장 항로표지의 시스템 설계와 분석
제5장 등대 및 등주
제6장 등표 및 입표
제7장 등대 및 등표 구조물 설계
제8장 도선 및 도등
제9장 등부표 및 부표
제10장 교량표지
제11장 해상구조물 표지
제12장 음파표지
제13장 전파표지

MINISTRY OF OCEANS AND FISHERIES / 해 양 수 산 부

제 13 편 항로표지시설

제 1 장 총 설

1-1 항로표지의 일반 요건

(1) 항로표지는 해상교통안전을 도모하고, 선박운항의 능률증진을 목적으로 하는 항행보조시설이다.
(2) 항로표지법 제2조의 등광(燈光), 형상(形象), 색채(色彩), 음향(音響), 전파(電波) 등의 수단과 같은 법 시행규칙 제3조의 항로표지의 종류에서 정하는 항로표지를 항법(航法)과 적용해역에 이용될 지표(指標)로 사용자가 요구하는 적정한 항행정보를 제공할 수 있는 항로표지의 시설 및 시스템 설계에 적용한다.

[해 설]

(1) 항로표지의 종류

① 광파표지
유인등대·무인등대·등표·도등·조사등(照射燈)·지향등(指向燈)·등주(燈住)·교량등·통항신호등·등부표(燈浮標)·스파부이(spar buoy)·랜비(LANBY) 및 등선(燈船)

② 형상표지
입표·도표·교량표·통항신호표 및 부표

③ 음파표지
전기혼·에어사이렌·모터사이렌 및 다이아폰

④ 전파표지
레이더비콘·로란·위성항법보정시스템(DGNSS) 및 레이더국

⑤ 특수신호표지
조류신호표지·선박통항신호표지(VTM)·해양기상신호표지 및 자동 위치식별신호표지(AIS)

⑥ 특수항로표지
공사목적용표지·침몰·좌초선박표지·교량표지·계선표지·해저케이블표지·해저송유관표지·해양자료수집용표지·해양자원탐사용표지·해양자원시추용표지 및 해양자원채굴용표지

(2) 항법의 종류

① 지문항해(terrestrial navigation)
시각, 레이더 사용과(적절한 경우) 위치를 결정하기 위한 목적과 목표물을 확인하고 수심측정을 사용한 항법

② 천문항해(celestial or astronomical navigation)
위치결정을 위해 천체(태양, 달, 별 및 행성)의 관찰을 사용하는 항법

③ 추측항법
알고 있는 곳으로부터 속력, 경과 시간, 방향을 토대로 한 항법

④ 전파항법(radionavigation)
위치 혹은 위치선을 결정하기 위하여 로란, GNSS, DGNSS 등과 같은 전파 신호를 이용하는 항법

(3) 항해의 단계

① 대양항해(大洋航海)

수심 200m 이상의 대륙붕을 지나거나 육지로부터 50해리 이상 떨어 진 곳에서의 항해

② 연안항해(沿岸航海)

· 연안으로부터 50해리 이내 혹은 대륙붕(200m)의 한계 이내의 해역에서의 항해

· 대양 횡단 항로가 목적지로 집중하고 해안선과 평행한 형태로 항만사이에 통항이 있는 육지 혹은 군도에 인접한 해역에서의 항해

③ 항만접근항해

연안항해 단계의 비교적 제한이 없는 수역에서 만, 하천, 항만 부근혹은 항내의 보다 제한되고 선박의 통항량이 많은 수역으로의 항해

④ 제한수역항해

위험물 또는 항행 지장물의 근처와 자유로운 조종성의 제한을 받는 제한수역 부근에서의 항해

(4) 항로의 지정 목적

항로의 목적은 선박이 집결하는 해역, 교통의 밀도가 높은 해역, 선박 조정 제한 해역, 항행상 장애물 존재, 수심의 제한, 불리한 기상 조건에 의해 억제되는 해역에서 선박과의 충돌이나 좌초로 인한 해양환경의 위험을 방지하며, 다음과 같은 상황에서 위험 환경을 완화

① 정면으로 마주치는 사고를 줄이기 위하여 교통을 서로 반대의 흐름으로 분리

② 설정 통항로 내 최단 통행과의 충돌 위험을 감소

③ 집중하는 해역에서 교통 흐름의 패턴을 단순화

④ 집중된 근해 탐사 또는 개발해역에서 안전한 교통 흐름을 체계화

⑤ 모든 선박 혹은 특정 종류의 선박의 항해가 위험하거나 바람직하지 않은 수역 내 혹은 주위에서 교통의 흐름을 체계화

⑥ 환경에 민감한 해역 내 또는 주위 안전거리 내에서 안전한 교통흐름 조성

⑦ 수심이 불확실하거나 위험한 해역에서 선박에게 특별히 안내를 하여 좌초 위험을 감소

⑧ 어장에서 떨어져 항해하도록 교통 지도를 하거나 어장을 통하는 교통을 체계화

(5) 항로의 구분

① 접근항로(approach channel)

접근 항로는 항구 및 외해의 정박지를 연결하는 항로의 구간을 의미하며, 항로 또는 외부 항로 및 상대적으로 보호 해역에 위치한 주요 접근 항로 또는 내부 항로

② 심수심항로(deep-water route)

해도에 표시된 바와 같이 해저 및 수중 장애물을 충분히 지날 수 있도록 정확하게 측량된 깊은 수심 항로

③ 법정항로(法定航路)

해상교통안전법 또는 개항질서법상 규정한 항로로서 자연조건, 교통조건, 안전성, 경제성을 고려하여 설정된 항로로서 법적 강제력이 있는 항로

④ 권고항로(recommended route)

권한 있는 당국이 설정하며 선박 통항이 편리하게 통과 하도록 항로 폭을 정하지 않은 항로이나, 필요한 경우에는 항로중앙 부표를 설치할 수 있음

⑤ 추천항로(recommended track)

자연조건을 고려하여 관계당국이 해도 상에 도재하여 안전하게 이용할 수 있도록 한 항로

⑥ 왕복항로(two-way route)

항해가 곤란하거나 위험이 있는 해역을 통과하는 선박의 안전을 도모하기 위하여 중앙 분리대를 기준으로 왕복 통항을 하도록 하는 항로

1-2 항로표지의 시스템 구성

(1) 항로표지, 항로표지시스템 또는 항로표지 혼합시스템은 사용자(user)와 공급자간의 관점에서 설계되고 설치·운영되어야 한다.
(2) 레이더 및 시각표지는 위치측정, 위험경고, 위치확인 및 통항분리(traffic separation schemes, deep water routes) 기능으로 안전항해와 오염방지 및 환경보호를 고려하여 설계하여야 한다.

[해 설]

(1) 항로표지의 설계는 항로표지의 수단과 종류를 결정할 때 다음 표를 참고하여 서비스수준을 결정한다.

해설 표 (1-1) 항로표지시스템의 지시 정확도(IALA NAVGUIDE 기준)

연안에서 떨어진 거리	얻을 수 있는 정확도		
	500m 이상	100-500m	100m 미만
제한이 없음	천문 항법에 의한 위치		GPS glonass
150-800 해리	천문 항법에 의한 위치	loran-C	GPS glonass
30-150 해리	천문에 의한 위치 무선표지		GPS glonass loran-C 정밀시스템
6-30 해리	천문에 의한 위치 무선표지 시각방위 전파방위	레이더 방위	GPS glonass loran-C 정밀시스템
6해리 미만		무선방위 시각방위 전파방위	GPS glonass loran-C 정밀시스템

해설 표 (1-2) 항로표지의 종류별 이점과 단점 비교

시스템	이 용 자		공 급 자	
	장 점	단 점	장 점	단 점
광파표지	위치 결정에 이용될 수 있다. 즉각 적으로 정보를 전달한다. 만약 이용자가 그 지역을 잘 알고 있는 경우 해도가 없이 이용할 수 있다	위치, 높이, 색깔, 배경에 따라 거리가 달라짐. 시정에 의해 제한받음. 부표형 항로표지의 위치는 항상 정확하지 않음	위험경보, 해양교통법규, 지침 등에 따라 설치가 유동적임. 유지관리에 거의 훈련이 필요하지 않음.	보수유지비가 높고, 보수유지 계획은 날씨 상태에 따름. 물류체계가 필요함. 유지관리에 대한 직원 교육 필요
선박자동식별장치 AIS	실시간으로 정보를 보내는데 실패한 광파표지를 대체하기 위한 임시 표지로 사용할 수 있다.	VHF 무선통신 범위에 의해 제한된 멀리 떨어진 선박에 다른 육상 항해 시스템과 데이터 통합 부족(인근 선박에만 자신의 정보가 표시)	레이더에 비해 낮은 비용과 유지관리로 광파표지를 대신할 수 있으며 위험/재난 경고를 알리는데도 사용할 수 있음.	VHF 무선 통신 범위에 의해 제한된 범위.
레이다표지	제한 시계 내에서 가능한 레이콘으로 낮은 해안선을 식별. 단 하나의 표지만 필요. 빠른 설치.	선박 탑재장비가 필요 레이콘은 적절한 구조로 되어 있지 않으면 간섭을 받을 수 있고, 레이더 반사기를 식별하기 어려움	광파표지를 대체할 수 있음. 위험경보(예, 새로운 위험)	레이더 반사기가 필요함(어떤 선박에는 레이더가 없음) 레이콘 투자 비용 증가. 레이콘 유지관리에 대한 교육 필요
전파표지	넓은 스케일의 이용범위와 전천후로 사용. 자동 항해 정밀도가 가능	선박 탑재 장비가 필요	유지관리의 감축. 자동으로 감시 가능한 광파표지의 감축	등대 당국의 통제에 있지 않을 수 있음. 감시 요건 유지관리에 대한 직원교육에 많은 투자가 필요

(2) 서비스의 수준 결정은 자연적 특성과 교통 환경 및 위험요소를 분석하여 결정한다.

① 해당지역의 자연과 특성

가. 수심

나. 침적토 쌓임(siltation)

다. 위험

라. 조석과 조류

마. 시정, 기상유형, 해빙 상태

바. 목측 및 레이다 항해를 위해 뚜렷이 구별되는 해안선 특징

사. 배후광 / 배후 환경과 통항로에 대한 태양의 상대 위치

② 교통 분석

가. 이용자 그룹에 의한 선박의 종류와 선박의 특성

나. 항로 표지요건과 함께 통항로와 속력

다. 이용자 그룹에 의한 교통량

라. 특히 위험한 경우 화물 종류

③ 위험평가

가. 특히 교통 밀집 상황에서 기본적인 항행위험

나. 이용자 그룹 사이의 갈등으로 야기되는 선박 위험

다. 해난사고로 야기되는 환경 위험

④ 장비 이용성을 고도로 높이기 위한 핵심 요소
가. 처음부터 신뢰성 있는 장비를 선택
나. 설치 위치가 너무 멀거나 혹은 기상 및 해상 상태로 접근이 제한되어서, 목표로 하는 이용성 혹은 최대의 정지 시간을 달성할 수 없는 경우라도 능동적 혹은 수동적인 예비 시스템 포함
다. 목표로 하는 이용성 혹은 중지 시간을 달성할 수 없는 때라도 시설을 측정하는 성능 규정에 따라 실제로 고장이 발생하기 전에 잠재적 고장을 식별하여 고칠 수 있어야하며 감시하지 않은 자동항로표지의 경우 원격감시시스템을 강구하여야 한다.
라. 적절한 교육을 받은 직원의 운영과 적절한 예비품 공급

1-3 항로표지의 건설계획

항로표지 건설계획은 서비스의 수준과 성능요소 및 분석으로 당위성을 결정한 후 현장여건을 조사하여 구체적 수단과 종류 및 기능요소를 계획에 반영하여야 한다.

[해 설]

(1) 서비스의 수준(levels of service)
① 사용자의 확인 및 협의
② 관심 있는 집단의 확인 및 협의
③ 위험분석 : 수용 가능한 위험수준을 포함시키기 위함
④ 품질보증
⑤ 교통밀도 및 유형
⑥ 훈 련
⑦ 경비/이익 분석
⑧ 성능측정
(2) 서비스 수준의 성능 요소(LOS performance factor)
① 제공될 장소 : 어느 곳에 서비스가 이루어질 것인가?
② 제공될 수량 : 얼마나 많은 수량과 종류의 항로표지가 배치될 것인가?
③ 제공될 품질 : 항해시스템의 신뢰성은 어떠한가?
④ 제공될 서비스의 한계 : 어느 영역이 서비스가 불가한가?
(3) 서비스수준의 분석(LOS criteria)
① 사용(use)
② 사용자(user)
③ 유용성(value-to the user)
④ 제한적 조건(limitation)
⑤ 배치(disposition)
가. 각 사용자 집단을 위한 설계의 효용성
나. 각 사용자 집단의 위한 최소 이용도
다. 운영상의 신뢰성
⑥ 향후전망 및 평가
가. 항해상의 평가
나. 환경적인 평가
⑦ 소요예산

제 2 장 항로표지시스템 구성요건

2-1 시스템 구성의 일반적인 요건

항로표지시스템은 광파표지, 음파표지, 전파표지, 특수신호표지, VTS 및 도선뿐만 아니라, 모든 항로표지의 수단과 기능으로 항행선박의 안전을 도모하는 정보를 제공하여 항해의 안전과 효율을 증진하고 해양환경을 보호하는데 이바지하는 시설로서 시설의 설치 및 관리는 국제항로표지협회(IALA)의 권고와 지침(NAVGUIDE), 해양수산부의 항로표지의 기능 및 규격에 관한 기준에 따른다.

[해 설]

(1) 시각표지(視覺標識)의 유효거리 결정에 고려하여야 할 사항

① 기상학적 시정

② 명암대비 및 배후광(background lighting)

③ 레이더의 반사 특성

④ 사용 중인 역반사(retroreflector)의 특성

⑤ 광도(光度)

⑥ 수면상의 높이

⑦ 관측자의 눈 높이

(2) 광달거리(range)

① 지리학적 광달거리(geographical range)
지구의 곡률, 대기에 의한 빛의 굴절, 등고(燈高) 및 관측자의 눈높이에 의하여 결정된다.

② 가시거리(visual range)
배후에 대한 물체의 명암 대비가 대기에 의하여 감소되어 관측자의 눈에 대한 가시조도한계에 이르게 되는 최대거리를 말한다.

③ 광학적광달거리(luminous range)
등화의 광도, 대기의 투과율 및 관측자의 눈에 대한 가시조도에 의해서 결정되며 주간에 주표를 식별하는 거리에도 적용된다.

④ 명목적광달거리(nominal range)
광학적광달거리에서 대기의 투과율 0.74(기상학적 시정이 약 10해리에서의 투과율)로 할 때에 산출한 광달거리를 말한다.

(3) 항행보조 시설로서의 정확도

① 항로표지시스템의 정확도에 영향을 주는 요소

가. 선종(船種) 및 선박의 크기

나. 수심

다. 조류의 세기. 기상, 안개 등

라. 여울목, 암초, 바위와 같은 자연적인 위험물이나 해상구조물과 같이 인위적인 항해상의 위험물

마. 육지로부터의 거리

바. 항해의 목적

사. 화물의 성질

아. 통항관제 계획

② 선위측정을 위한 지표로서의 적용 사례 및 해도상 위치 정확도(해설 표 (2-1) 참조)
가. 고정된 표지물(등표)의 위치를 확인할 때
나. 항로 또는 강의 중심선상에 선박을 위치시킬 때
다. 알고 있는 위치로 복귀할 때

해설 표 (2-1) 해도의 축척, 적용 관련 정확도(IALA NAVGUIDE)

해도 축척[1]	해당 정확도 요건(m)	대략 연필 폭(0.5mm)과 같음(m)[2]	적 용
1 : 10,000,000	10,000	5,000	
1 : 2,500,000	2,500	1,250	대양 항해
1 : 750,000	750	375	
1 : 300,000	300	150	연안 항해
1 : 100,000	100	50	
1 : 50,000	50	25	항만 접근
1 : 15,000	15	7.5	
1 : 10,000	10	5	제한수역
1 : 5,000	5	2.5	항박도

1) 해도 축척은 일반적으로 특정 위도를 기준으로 한다. 예. 위도 남위 27° 15′ 에서 축척 1:300,000
2) 이 정보는 부표 계류시설을 설치할 때 실제의 정확도 요건을 평가할 때 도움이 될 수 있다.

[참 고]

(1) 항해자가 항로표지의 존재를 처음으로 탐지하는 거리를 “탐지거리"(detection range)라고 하며 항로표지를 확실하게 식별할 수 있는 거리를 ”식별 또는 인지거리"(identification or recognition range)라고 한다.

(2) 어떤 높이의 심벌이 식별될 수 있는 거리는 관측자의 시각적 예민함에 따라 좌우되지만 일반적으로 다음 식별거리 공식을 적용하면 쉽게 인지가 가능하며, 이는 항로표지설계시의 높이(표고) 결정에도 적용할 수 있다.

식별거리 = 심벌의 높이／tan 4분 = 높이(표고) × 860

2-2 광파표지의 설계

광파표지는 항로표지법시행규칙 제3조에 규정한 바와 같이 등대(燈臺)·등표(燈標)·도등(導燈)·조사등(照射燈)·지향등(指向燈)·등주(燈柱)·교량등·통항신호등·등부표(燈浮標)·스파부이(spar buoy)·랜비(LANBY) 및 등선(燈船)으로 주간에는 형상과 도색으로 야간에는 불빛으로 항행정보를 제공하는 지표로 시각표지의 요건에 충족하여야 한다.

[해 설]

(1) 광파표지의 기본요건

① 요구되는 범위 내에서 충분히 볼 수 있을 것.

② 항해자가 다른 등화와 식별할 수 있도록 등광에 개성을 주어 관측자가 명료하게 구분할 수 있을 것

③ 섬광과 암(暗) 간이 적당한 간격으로서 항해자가 쉽게 식별할 수 있는 속도로 정확히 반복될 것

④ 등명기(燈明器) 및 광원은 효율이 높고 신뢰성이 높은 것일 것

⑤ 지리적 입장에서 항로표지의 용도, 목적을 만족시킬 수 있고 충분한 안정성을 가진 것일 것

⑥ 유효광달거리는 설치해역의 배후광(背後光), 인근 항로표지의 현황, 이용선박의 실태, 주변해역의 특수성을 고려하여 유효하고 적절하게 설계하여야 한다.

⑦ 전원은 경제성, 안정성 그리고 보수성을 고려하여 최적의 것을 택할 것

⑧ 등탑은 설치해역 주변의 기상, 해황(海況) 등을 고려하여 충분한 내구성이 있도록 설계하여야 하며, 설치될 기기(機器) 등에 적합한 구조가 되어야 한다.

⑨ 등부표는 설치해역의 수심, 조류, 파고 등 해상조건, 선박의 항행실태 및 배후광 등을 고려하여 안정되고 시인효과가 양호하도록 설계하여야 한다.

(2) 광파표지의 설계에 필요한 성능기준

① 일반적으로 등대는 시계(視界)상태, 식별도, 광도 및 수면상 높이에 따라 10해리 또는 이상에서 탐지되어야 한다.

② 일반적으로 유효성은 99.8% 이상 되어야 한다.

③ 등대의 등질은 시야 내의 다른 등대와 달라야 한다.

해설 표 (2-2) 등롱(lantern houses)의 등급

구분 \ 등급	1	2	3		4	5	6
			대형	소형			
판유리 높이(㎜)	3,048	2,743	2,134	1,524	1,220	915	700
내경(㎜)	4,140	3,658	3,150	2,642	1,956	1,573	910

해설 표 (2-3) 등대의 등급(lens)

구분 \ 등급	1	2	3		4	5	6
			대형	소형			
렌즈내경(㎜)	1,840	1,400	1,000	750	500	375	300
렌즈외경(㎜)	2,590	2,117	1,576	1,250	722	541	433

해설 표 (2-4) 등대의 등급(국제기준-standardized by focal distance)

구 분 \ 등 급	1	2	3	4	5	6
초점거리(㎜)	920	700	500	250	187.5	150

해설 표 (2-5) 설계파를 기준으로 한 등고 결정

설 계 파 고	탑 고(기초 상)
3m 미만	7m
3～4m	8m
4～6m	9m
6m 이상	별도 설계

해설 표 (2-6) 관측자의 눈높이를 기준으로 한 지리학적 광달거리

관측자의 안고(m) \ 등고(m)	지리학적 광달거리(해리)										
	0	1	2	3	4	5	10	50	100	200	300
1	2.0	4.1	4.9	5.5	6.1	6.6	8.5	16.4	22.3	30.8	37.2
2	2.9	4.9	5.7	6.4	6.9	7.4	9.3	17.2	23.2	31.6	38.1
5	4.5	6.6	7.4	8.1	8.6	9.1	11.0	19.9	26.9	33.3	39.7
10	6.4	8.5	9.3	9.9	10.5	11.0	12.8	20.8	26.7	35.1	41.6
20	9.1	11.1	12.0	12.6	13.1	13.6	15.5	23.4	29.4	37.8	44.2
30	11.1	13.2	14.0	14.6	15.2	15.7	17.5	25.5	31.4	39.8	46.3

해설 표 (2-7) 광도와 광달거리를 기준으로 한 등고 결정

등 고 평균수면상(m)	광달거리 (NM-해리)	등화의 광도 (cd)
	5	38.7
7	10	349
25	15	1,767
55	20	7,080
96	25	24,910
149	30	80,910
213	35	248,200
288	40	730,620

* 등고의 경우 지리학적 광달거리 값이며, 등화 광도의 경우는 광학적 광달거리 값을 말한다.(항해자의 안고 5m와 대기투과율 0.85 적용)

해설 표 (2-8) 지리학적광달거리환산표

높이 (m)	광달거리 (M)	높이 (m)	광달거리 (M)	높이 (m)	광달거리 (M)	높이 (m)	광달거리 (M)	높이 (m)	광달거리 (M)	높이 (m)	광달거리 (M)	높이 (m)	광달거리 (M)	높이 (m)	광달거리 (M)	높이 (m)	광달거리 (M)
0.5	1.47	8.5	6.07	23	9.99	48	14.43	80	18.63	112	22.04	144	25.00	280	34.85	1,000	65.87
1.0	2.08	9.0	6.25	24	10.20	50	14.73	82	18.86	114	22.24	146	25.17	290	35.47	1,050	67.49
1.5	2.55	9.5	6.42	25	10.41	52	15.02	84	19.09	116	22.44	148	25.34	300	36.08	1,100	69.08
2.0	2.95	10	6.59	26	10.62	54	15.31	86	19.32	118	22.63	150	25.51	350	38.97	1,150	70.64
2.5	3.29	11	6.91	27	10.82	56	15.59	88	19.54	120	22.82	160	26.35	400	41.66	1,200	72.07
3.0	3.61	12	7.22	28	11.02	58	15.86	90	19.76	122	23.01	170	27.16	450	44.18	1,250	73.65
3.5	3.90	13	7.51	29	11.21	60	16.14	92	19.98	124	23.20	180	27.95	500	46.57	1,300	75.10
4.0	4.17	14	7.79	30	11.41	62	16.40	94	20.20	126	23.38	190	28.71	550	48.85	1,350	76.53
4.5	4.42	15	8.07	32	11.78	64	16.66	96	20.41	128	23.57	200	29.46	600	51.02	1,400	77.94
5.0	4.66	16	8.33	34	12.15	66	16.92	98	20.62	130	23.75	210	30.19	650	53.11	1,450	79.32
5.5	4.89	17	8.59	36	12.50	68	17.18	100	20.83	132	23.93	220	30.90	700	55.11	1,500	80.67
6.0	5.10	18	8.84	38	12.84	70	17.43	102	21.04	134	24.11	230	31.59	750	57.05		
6.5	5.31	19	9.08	40	13.17	72	17.67	104	21.24	136	24.29	240	32.27	800	58.92		
7.0	5.51	20	9.32	42	13.50	74	17.92	106	21.44	138	24.47	250	32.93	850	60.73		
7.5	5.70	21	9.55	44	13.81	76	18.16	108	21.65	140	24.65	260	33.59	900	62.49		
8.0	5.89	22	9.77	46	14.12	78	18.40	110	21.85	142	24.82	270	34.23	950	64.20		

(3) 지리학적 광달거리와 광학적광달거리

① 지리학적 광달거리를 구할 때

A(평균해면[MSL] 상에서 등화(燈火)까지의 높이)에서 해당되는 B(광달거리)를 구한다.

② 광학적 광달거리를 구할 때

C(광도)에서 해당되는 B(광달거리)를 구한다.

③ A나 C가 표에서 없을 때는 최근사치보다 작은 수치에서 구한다.

(예) A : 22m, C : 1000cd 인 등대의 B를 구할 때

- 지리학적 광달거리 : 14M(높이 22m의 근사치인 22.281이며, 이보다 작은 수치인 20.072의 광달거리는 14M임)
- 광학적 광달거리 : 13M(광도 1000cd의 근사치는 1.071이며, 이보다 작은 수치인 936.4의 광달거리는 13M임)

해설 표 (2-9) 지리학적 광달거리와 광학적 광달거리를 구하는 표

A	B	C	A	B	C	A	B	C
평균수면상에서 등화까지의 높이 (m)	광달거리 (M)	광 도 (cd)	평균수면상에서 등화까지의 높이 (m)	광달거리 (M)	광 도 (cd)	평균수면상에서 등화까지의 높이 (m)	광달거리 (M)	광 도 (cd)
	0.5	0.1819	20.072	14.0	1,278	120.166	27.5	4,428×10
	1.0	0.7882	22.281	14.5	1,488	125.487	28.0	4,973×10
	1.5	1.962	24.605	15.0	1,726	130.923	28.5	5,596×10
	2.0	3.709	27.045	15.5	2,001	136.473	29.0	6,276×10
	2.5	6.294	29.600	16.0	2,310	142,140	29.5	7,052×10
	3.0	9.818	32.270	16.5	2,668	147.021	30.0	7,902×10
	3.5	14.51	35.055	17.0	3,068	153.818	30.5	8,869×10
	4.0	20.54	37.956	17.5	3,530	159.830	31.0	9,926×10
	4.5	28.22	40.972	18.0	4,046	165.957	31.5	$1,113\times10^2$
0.012	5.0	37.75	44.103	18.5	4,641	172.199	32.0	$1,259\times10^2$
0.147	5.5	49.60	47.349	19.0	5,304	178.557	32.5	$1,394\times10^2$
0.397	6.0	63.95	50.710	19.5	6,066	185.027	33.0	$1,557\times10^2$
0.762	6.5	81.50	54.187	20.0	6,914	191.618	33.5	$1,742\times10^2$
1.243	7.0	102.4	57.779	20.5	7,888	198.321	34.0	$1,944\times10^2$
1.839	7.5	127.6	61.486	21.0	8,968	205.139	34.5	$2,174\times10^2$
2.250	8.0	157.4	65.307	21.5	1,021×10	212.073	35.0	$2,424\times10^2$
3.376	8.5	192.9	67.246	22.0	1,158×10	219.122	35.5	$2,708\times10^2$
4.318	9.0	234.3	73.299	22.5	1,315×10	226.286	36.0	$3,017\times10^2$
5.375	9.5	283.5	77.467	23.0	1,489×10	233.566	36.5	$3,368\times10^2$
6.547	10.0	340.3	81.751	23.5	1,688×10	240.960	37.0	$3,749\times10^2$
7.834	10.5	407.4	86.149	24.0	1,907×10	248.470	37.5	$4,182\times10^2$
9.237	11.0	484.4	90.663	24.5	2,158×10	256.096	38.0	$4,652\times10^2$
10.754	11.5	575.0	95.292	25.0	2,435×10	263.836	38.5	$5,186\times10^2$
12.387	12.0	678.3	100.037	25.5	2,751×10	271.692	39.0	$5,765\times10^2$
14.136	12.5	799.2	104.896	26.0	3,098×10	279.662	39.5	$6,422\times10^2$
15.999	13.0	936.4	109.871	26.5	3,495×10	287.749	40.0	$7,135\times10^2$
17.978	13.5	1.071	114.961	27.0	3,931×10	295.950	40.5	$7,943\times10^2$

해설 표 (2-10) 명목적 광학적 광달거리 환산표

광도(cd)	광달거리(M)		광도(cd)	광달거리(M)		광도(cd)	광달거리(M)		광도(cd)	광달거리(M)	
	명목적	광학적		명목적	광학적		명목적	광학적		명목적	광학적
1	1.0	1.1	55	4.6	5.7	400	7.7	10.4	3,500	12.0	17.5
2	1.4	1.5	60	4.7	5.8	450	7.9	10.6	4,000	12.2	17.9
3	1.6	1.8	65	4.8	6.0	500	8.1	11.0	5,000	12.7	18.8
4	1.8	2.1	70	4.9	6.1	550	8.2	11.3	6,000	13.1	19.5
5	2.0	2.3	75	5.0	6.2	600	8.4	11.6	7,000	13.5	20.0
6	2.2	2.4	80	5.1	6.4	650	8.6	11.8	8,000	13.8	20.5
7	2.3	2.6	85	5.2	6.5	700	8.7	12.0	9,000	14.1	21.0
8	2.4	2.7	90	5.3	6.7	800	8.9	12.4	10,000	14.3	21.4
9	2.5	2.9	95	5.4	6.8	900	9.2	12.8	15,000	15.2	23.0
10	2.6	3.0	100	5.4	6.9	1,000	9.4	13.2	20,000	15.9	24.1
11	2.6	3.1	110	5.5	7.1	1,100	9.6	13.5	30,000	16.8	258
12	2.7	3.2	120	5.6	7.2	1,200	9.8	13.8	40,000	17.5	27.0
13	2.8	3.3	130	5.8	7.4	1,300	9.9	14.1	50,000	18.1	28.0
14	2.9	3.4	140	5.9	7.6	1,400	10.1	14.3	70,000	18.9	29.4
15	3.0	3.5	150	6.0	7.8	1,500	10.2	14.5	100,000	19.8	31.0
16	3.1	3.6	160	6.1	8.0	1,600	10.3	14.7	150,000	20.8	32.8
17	3.2	3.7	170	6.2	8.1	1,700	10.5	15.0	200,000	21.5	34.1
18	3.2	3.8	180	6.3	8.3	1,800	10.6	15.2	300,000	22.6	35.9
19	3.3	3.9	190	6.4	8.4	1,900	10.7	15.3	400,000	23.3	37.2
20	3.3	4.0	200	6.5	8.5	2,000	10.8	15.5	500,000	23.9	38.3
25	3.6	4.3	220	6.7	8.8	2,200	11.0	15.8	700,000	24.8	39.9
30	3.8	4.6	240	6.8	9.0	2,400	11.2	16.1	1,000,000	25.7	41.5
35	4.0	4.8	270	7.0	9.3	2,700	11.4	16.5	1,500,000	26.8	43.5
40	4.1	5.1	300	7.5	9.6	3,000	11.7	16.9	2,000,000	27.6	44.9
45	4.3	5.3	330	7.3	9.8						
50	4.4	5.5	360	7.5	10.0						

해설 표 (2-11) 명목적 광달거리에 대한 광도환산표(야간)

명목적 광달거리 (M)	광 도 (cd)	명목적 광달거리 (M)	광 도 (10^3cd)	명목적 광달거리 (M)	광 도 (10^6cd)
1	0.9	10	1.4	26	1.1
1.5	2.4	11	2.2	27	1.6
2.	5	12	3.6	28	2.4
2.5	8	13	5.7	29	3.4
3.	15	14	8.9	30	4.9
3.5	24	15	14	31	7.1
4.	36	16	21	32	10
4.5	53	17	32	33	15
5	77	18	49	34	21
6	150	19	73	35	30
7	270	20	110	36	43
8	480	21	160	37	61
9	820	22	240	38	87
		23	360	39	120
		24	520	40	180
		25	770		

해설 표 (2-12) 명목적 광달거리에 대한 광도환산표(주간)

명목적 광달거리 (M)	광 도 (10^3cd)	명목적 광달거리 (M)	광 도 (10^6cd)	명목적 광달거리 (M)	광 도 (10^6cd)
1	4.6	7	1.4	14	45
2	25	8	2.4	15	69
3	75	9	4.1	16	105
4	182	10	6.9	17	161
5	388	11	11	18	244
6	745	12	18	19	367
		13	28	20	549
				21	816

[참 고]

(1) 색도범위

등색의 색도범위와 색도좌표에 대하여는 IALA 권고서(E-108), (E-200) 및 해양수산부의 항로표지시설 관리지침을 준용한다.

(2) 색 필터 및 등롱의 투과율

색 필터의 투과율은 필터의 색 및 재질과 사용하는 광원의 종류에 따라 다르다.

1977년 IALA에서는 색 필터 및 투명한 유리로 된 등롱의 투과율을 권고하였으며, 해양수산부에서는 이 권고한 내용을 기준으로 하고 있다.

참고 표 (2-1) 색 필터 및 등롱유리에 대한 투과율(%)

색온도 (K)	광 원	색 필 터				등 롱 (투명유리)
		적	녹	황	청	
		유리 및 플라스틱	유리 및 플라스틱	유리 및 플라스틱	유리 및 플라스틱	
≈2500	아세틸렌	25	35	75	-	85
≈2750	텅스텐 백 열	22	32	70	-	
≈3000	텅스텐 할로겐 백 열	20	35	65	-	
≈3000	수은 방전	13	35	65	-	
≈6000	제논 방전	13	18	-	3	
≈8300	백색 LED	6	13		6	

제 3 장 주간표지(晝間標識)의 인식(認識)

주간표지는 시각표지(visual aids)의 일종으로 형상과 도색에 숫자와 기호 등으로 기능을 식별하는 표지로 IALA 해상부표식(MBS-maritime buoyage system) 일반원칙에 의하여 엄격히 적용되어야 한다.

[해 설]

(1) 색상 및 모양

① 특징 : 색상, 형상, 두표(top mark)

② 표면색상의 목적 : 부표나 해상표지의 식별제고 및 항행메시지 또는 정보전달

③ 도색의 종류 : 흑색, 백색, 적색(red) 녹색 및 황색, 청색

④ 색채법(彩色法) : 물, 자외선의 복사에너지, 온도변화, 해양생물 등의 영향에 잘 견디는 고품질 페인트 또는 역반사재(retroreflector)를 사용한다.

(2) 문자, 숫자 및 기호

① 글자 및 기호의 크기 : 근거리에서 글자나 기호를 식별할 수 있도록 구조물의 이용 가능한 한 최대의 크기로 한다.

② 부표의 번호판의 규격

가. 등부표의 번호판은 격자탑(lattice tower)의 모양대로 제작하여 표체의 상단부위에 부착하되, 등부표의 숫자·기호를 표기할 경우 한자일 때는 400×400㎜으로 하고 두자 일 때는 가로 300×세로400㎜으로 하며, 부표의 숫자·기호 표기는 표체의 노출부분을 이용하여 부표의 형상(표체의 색채) 구별에 지장이 없는 범위 내에서 크게 한다.

나. 등부표의 문자·숫자·기호표기는 해양수산부의 “항로표지의 기능 및 규격에 관한 기준” 및 “항로표지명칭부여요령”에 의한다.

(3) 부표(buoy)의 형상

해설 표 (3-1) 부표의 형상 및 가시(可視)치수

부표의 형상	기 능	가 시 치 수
원추형	우현표지	저면 직경의 0.75~1.5배 높이의 원추
원통형	좌현표지	직경의 0.75~1.5배 높이의 원통
구 형	안전수역표지	수선 상에서 보이는 높이가 그 직경의 2/3 이상의 구(球)

① 측방표지와 안전수역표지의 인지

가. 형상물의 인지거리는 형상물의 규모, 관측자의 시력, 형상물과 그 배경 사이의 대비와 형상물의 기하학적 모양에 따라 달라진다.

나. 직경과 동일한 높이의 구형, 원추형 또는 원통형표지의 경우 육안(naked eye)에 의한 인지거리는 형상 높이의 500배 정도인 것으로 추정한다.

② 원주형(spar)과 망대형(pillar) 부표의 인지

가. 원주형과 망대형 부표를 사용할 때 가시표면적이 아주 작아서 인지거리가 크게 떨어지면 방위표지와 고립장애표지의 경우처럼 두표(top mark)를 부착하여 인지거리를 높일 수 있다.

나. 주표판(day board)을 사용할 경우에는 표체의 가시부분의 폭의 5배 이상 되어야 한다.

(4) 두표(top mark /day mark)

① IALA 해상부표식에서 두표의 사용은 주간에 표지를 인지하고 표지의 기능을 확인할 때 항해자에게 도움을 주기위한 시설로 항해자가 쉽게 확인 할 수 있도록 하기 위하여 다음 각 호의 기준을 적용·제작하여 부표의 본체보다 높은 위치에 설치하여야 한다.

가. 원추형

원추의 저면부터 정점까지의 수직고는 저면직경의 약 90%로 하고 부표의 경우 저면의 직경은 표체 홀수선 직경의 25~30%로 하며, 방위표지에 있어서 원추간의 분리거리는 저면직경의 35% 이상으로 한다.

나. 원통형

원통의 수직고는 저면직경의 1~1.5배로 하고 부표의 경우 원통의 직경은 표체 홀수선 직경의 최소 25~30%로 하며 표지 본체와 원통체저점과의 간격은 원통직경의 35% 이상으로 한다.

다. 구(球)형

고립장해표지에 있어서 구와 구의 간격은 그 직경의 50%로 하고 부표의 경우 구의 직경은 최소 표체 직경의 20% 이상으로 하며 표지본체와 구의 최저부와의 간격은 구의 직경의 35% 이상으로 한다.

라. X·+형

X, +형 한 변의 길이는 표체 직경의 약 33%로 하고 정사각형안의 대각선(X형)과 높이(+형)로 하여야 하며 X, +형 한 변의 폭은 변 길이의 15%로 한다.

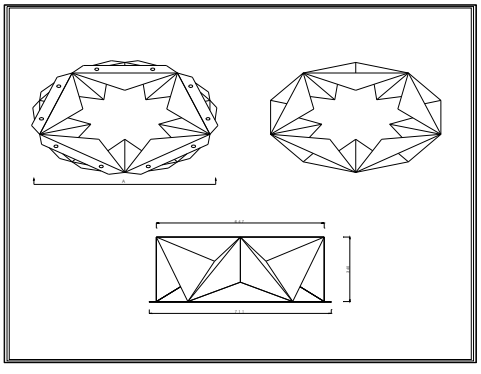
② 일반적으로 적용하는 두표의 규격

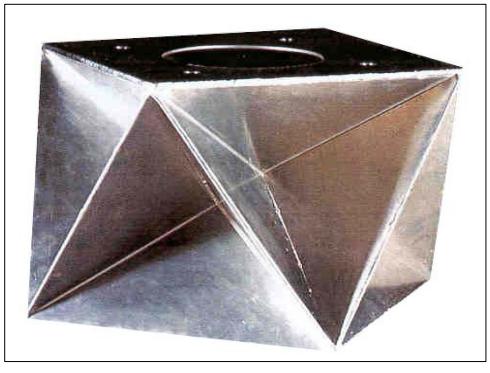
해설 표 (3-2) 두표 표준규격 및 재질(해양수산부 훈령)

품 명	규격 및 두께	재 질	지주	기타
우 현	360㎜×460×3t (원추형)	폴리에틸렌 또는 경량재질	스테인레스강관 Φ26mm, 1.2t	스테인레스프렌지 Φ200mm,
좌 현	500㎜×390×3t (원통형)	폴리에틸렌 또는 경량재질	스테인레스강관 Φ26mm, 1.2t	스테인레스프렌지 Φ200mm,
안전수역	360Φ×3t (구형)	폴리에틸렌 또는 경량재질	스테인레스강관 Φ26mm, 1.2t	스테인레스프렌지 Φ200mm,
고립장해	360Φ×2개×3t×2개 (구형)	폴리에틸렌 또는 경량재질	스테인레스강관 Φ26mm, 1.2t	스테인레스프렌지 Φ200mm,
특수표지	800×800×3t (×형)	폴리에틸렌 또는 경량재질	스테인레스강관 Φ26mm, 1.2t	스테인레스프렌지 Φ200mm,
침선표지	1050×1050×3t (+형)	폴리에틸렌 또는 경량재질	스테인레스강관 Φ26mm, 1.2t	스테인레스프렌지 Φ200mm,
신위험물표지 (비상 침몰, 좌초 선박표지)	460×50×3t (X형)	폴리에틸렌 또는 경량재질	스테인레스 강관 Φ26mm,1.2t	스테인레스프렌지 Φ200mm

③ 두표의 도장상태는 균일하여야 하며 다음 색상기준에 적합하여야 한다.
가. "원추형"은 빨강(KSA0062, 6R 4.5/14)
나. "원통형"은 초록(KSA0062, 2.5G 4/10)
다. "X · +자형"은 노랑(KSA0062, 1.7Y 8/11.7)
라. "구형"은 흑색(KSA0062, N 1.0) 또는 빨강(KSA0062, 6R 4.5/14)

(5) 레이더 반사기(radar reflector)
① 사용목적
가. 원거리 물표탐지의 개선
나. 해면 또는 비나 눈에 의한 반사 범위 내에서의 물표탐지의 개선
다. 충돌에 의한 항로표지의 손상으로부터의 보호 기능의 개선





해설 그림 (3-1) corner cluster 구성도

해설 표 (3-3) corner cluster의 규격

레이더의 탐지거리(㎚)	3	5.5	10
X-band의 등가단면적(RCS)	≥ 10㎡	≥ 100㎡	≥1000㎡
반사기의 필요한 직경	0.3 - 0.4m	0.5 - 0.7m	0.9 - 1.2m
반사기의 필요한 고도	1 - 2m	2 - 4m	4 - 8m

② 반사기의 재질(corner cluster)
가. 알루미늄판 3t로 제작 한다
나. 높은 전기전도율을 가진 다른 재료도 제작 가능하다.
다. 환경 친화적인 소재로 금속표면 또는 금속 나일론 망을 속에 넣고 GRP와 같은 플라스틱제로 유사한 효력을 나타낸다.

해설 표 (3-4) 반사기의 최대 각 허용오차

반 사 기 직 경	최대 각 허용오차
0.5m	±1 ~ 2°
1m	±0.5 ~ 1°

③ 반사기의 특성
가. 반사기의 형태
나. 반사기의 크기
다. 반사기의 높이(수면 상)
④ 반사기의 시수평 거리를 구하는 공식

$$Ropt = 2.1(\sqrt{Ht} + \sqrt{Ho})$$

Ht = 물표의 높이(m)
Ho = 관측자의 눈높이(m)

해설 표 (3-5) 반사제의 시인 효과

고광도 역반사재의 종류	역 반 사 계 수 (cd/lx ㎡)	650cd spotlight를 이용한 가시거리	200,000cd searchlight를 이용한 가시거리
공업규격 또는 적색, 녹색, 청색	025-100	350-470	1,100-1,400
황 색	100-200	470-540	1,400-1,550
은백색	200-300	540-590	1,550-1,650

주 : 기상학적 시정 4㎞일에서 역반사제의 크기가 0.3㎡이고 4° 이하의 입사각을 기준으로 한 측정치

제 4 장 항로표지의 시스템 설계와 분석

어떤 장소에 대한 항로표지의 필요성을 결정하기 위한 절차와 분석은 다음 요령에 따른다.

[해 설]

(1) 분석절차

① 해상이용자와 안전항해에 관련되어 있는 위험 요소를 확인하는 현장 분석

② 개별적인 항로표지와 시스템으로서의 항로표지의 기능을 기초로 한 필요성 분석

③ 개별적인 항로표지와 시스템으로서의 항로표지의 기능을 기초로 한 운영 분석

④ 시각표지의 선택을 지원하기 위한 비용의 효율성 분석

(2) 현장분석

① 일반적인 특성

② 선박의 특성

③ 야간항해

④ 기상 및 기타 조건

⑤ 선박의 항적(航跡)

⑥ 안전항해에 영향을 주는 위험요소

(3) 필요성 분석

① 외측으로 부터의 접근항로

가. 복합적인 위협은 1~5까지의 등급으로 구분된다.

나. 1등급(최우선적으로 중요함), 2등급(매우 중요) 또는 3등급(중요)은 항로표지의 설치가 필요함을 의미한다.

다. 4등급 및 5등급은 수용가능한 위험 지수를 나타내며 항로표지의 설치가 반드시 필요치는 않음

② 내측으로부터의 접근항로

가. 복합적인 위협은 시정감소, 위험물의 근접과 해상조건

나. 외측 항로와 연계하여 확인된 항해상의 필요성을 충족하여야 한다.

(4) 운영 분석

① 항로표지의 서비스 수준

가. 시각표지의 설계에 관한 최소의 기준은 0.5해리로 정하고 있다(시정 0.5해리).

나. 시각표지의 설계에 관한 표준 업무 수준은 95% 정도이다

② 외측으로부터의 접근항로

가. 육상에 설치된 초인 등화는 항해자의 시각 인지거리(P)를 만족시킬 수 있도록 설계한다.

나. 시각 인지거리는 등화로부터 위험물까지의 거리(d), 선박의 반지름 오차와 동일한 거리(r) 및 등화가 소등일 경우 항해자가 대처하기 위해 필요한 시간인 여유 안전거리(s)를 모두 합한 총 거리이다.

$$(P = r+d+s) \qquad s = \text{최대항진거리의}10\%$$

③ 내측으로부터의 접근항로

가. 조선(steering) 공간을 충분히 확보하고 바람 또는 횡 조류의 영향을 고려한다.

나. 등부표의 위치와 등질 및 기능을 확인한다.

다. 항로 내에서 선박의 통항 형태와 배후광의 영향 등 항로표지 식별에 지장요인을 확인 한다

라. 해도와 서지가 가장 최근에 발행되고 보정 및 개보가 된 것인지 확인하여야 한다.

(5) 효율성 분석

① 항해자가 필요로 하는 등화 이상의 강력한 등화를 설치하는 것은 비용적인 측면에서 비효과적이다.

제 5 장 등대(燈臺) 및 등주(燈柱)

5-1 등대(lighthouses)

(1) 시각표지(visual aids)는 등광, 형상, 색채로 이루어진 선박의 항행보조시설이다.
(2) 등대는 지정된 지리적 위치에 직립된 탑이나 견고한 건축물 또는 구조물로 설치하여 신호등 역할과 주간표지로서의 역할과 함께 야간에는 고유한 등광으로 먼 거리 또는 중장거리에서 이용할 수 있도록 하여야 한다.
(3) 등대에는 안전항행을 지원하기 위하여 등탑 상부에 위성항법보정시스템(DGPS), 레이콘, 항로표지용 선박자동식별장치(A to N AIS), 지향등 등을 병설할 수 있다.

[해 설]

(1) 광파표지의 기본요건
① 요구되는 범위 내에서 충분히 보여야 한다.
② 항해자가 다른 등화와 식별할 수 있도록 등광의 개성이 있어야한다
③ 명간(明間)과 암간(暗間)이 적당한 간격으로서 항해자가 쉽게 식별할 수 있는 속도로 정확히 반복되어야 한다.
④ 등명기 및 광원은 효율이 높고 신뢰성이 높은 것이라야 한다.
⑤ 지리학적 입장에서 항로표지의 용도 및 목적을 만족과 동시 충분한 안정성이 확보되어야한다.
(2) 목적 및 기능
① 위험한 여울목, 사주(shoals), 암초(rocks) 등을 표시
② 위치선(LOP)을 구할 수 있는 정보제공
③ 육지초인(landfall), 곶, 하구/ 항만 출입구 등을 표시
(3) 성능기준
① 일반적으로 등대는 시정상태, 식별도, 광도 및 수면상의 높이에 따라 10해리 또는 그 이상에서 탐지되어야 한다.
② 기능의 유효성은 99.8% / 99% 이상의 서비스 수준을 유지하여야 한다.
③ 모든 종류의 섬광등, 등명암광, 명암광 등은 해상부표식 규정에 적합하고 즉시 식별이 가능한 고유의 등질(characteristic)이어야 한다.
④ 도색 및 형상은 임의의 색상, 형태 또는 재질을 사용 할 수 있지만 주간표지로서의 구별이 분명하여야 한다.
⑤ 등색은 백색, 홍색, 녹색, 황색, 청색
(4) 설계기준
① 광파표지의 등화가 도달하는 최대의 거리를 광달거리라고 하며 빛의 발산이나 대기 중에서의 흡수, 산란에 의해서 감쇄하기 때문에 관측자의 눈에 느끼지 않게 되어 버리는 거리를 광학적 광달거리라고 하고, 진행하는 빛이 지구의 표면에 의해 가로막혀져 관측자의 눈에 들어가지 않게 되어 버리는 거리를 지리학적 광달거리라고 한다.
② 광파표지의 설계는 표지등화의 광도, 이용범위, 대기혼탁의 정도, 표지의 배경의 조건 및 관측자의 조건(눈의 순응상태, 심리적 생리적 상태, 시인시간, 배의 움직임 등)을 고려하여 광달거리와 가시거리를 결정하게 된다.

(5) 주요기능

① 등대기능 : 제1장 항로표지의 일반요건 (1) 항로표지의 종류 및 (3) 항해의 단계의 항로표지건설계획 참조하여 항로표지의 수단 및 종류와 서비스 수준 및 범위를 결정하여야 한다.

② 등명기 설치 : 광학적 광달거리 및 등질을 감안하여 기종을 결정한다.

③ 전원시설 : 등질과 시간당 소모 전력을 감안하여 태양전지, 축전지 및 충방전 조정기의 규격을 결정하며 AC/DC 의 전원을 구분하여 수전설비를 결정하여야 한다.

④ 등대 구조물 : 등대기능과 용도를 감안하여 단면을 결정하고 표면색을 결정하여야 한다.

⑤ 서비스수준 : 1-3의 항로표지건설계획과 운영효율에 따른 항로표지 시스템을 결정하여야한다.

5-2 등주(燈柱)

(1) 지형의 특성이나 표지기능상 탑 모양의 구조물의 건립이 곤란하거나 필요하지 아니할 때 간단한 기둥모양으로 시설하는 표지물로 식별상 문제가 될 경우에는 주표 기능을 부설하여야 한다.

(2) 광파표지 기능은 등대기능을 적용한다.

제 6 장 등표(燈標) 및 입표(立標)

6-1 등 표

(1) 등(입)표의 구조는 지역적 환경조건, 전통(tradition), 사용 가능한 재질 및 기술에 따라 매우 다양하다.
(2) 등(입)표는 운영상 및 기술상으로 고정표지의 설치가 바람직하고, 건설가능한 곳에 부표 대신 설치될 수 있다.
(3) 부표와 동일한 기능을 수행하는 등(입)표는 가능한 한 그와 동등한 해상부표식에 근거하여 표시되어야 한다.

[해 설]

(1) 목적 및 기능
① 육지초인표지
② 유도(거리)선의 일부 기능수행
③ 항로에 인접한 장해물 및 위험물 표지
④ 항로의 측방표지
⑤ 지역표시
⑥ 항로의 합류 또는 선회지점(旋回地點) 표시
(2) 기술적 고려사항
① 구조물의 색상이 실제적이 아닐 수 있어 오인(誤認)할 수 있다.
② 등표나 입표의 형태는 구조에 따라 결정 된다
③ 대형 등(입)표 구조물에 비하여 두표(top mark)가 너무 작을 수도 있다.
(3) 성능기준
① 격자구조 및 간단한 원주구조는 주간에 식별이 곤란하므로 주표판(day boards)을 이용하여 구조색상 두표의 기능이 나타나게 하여야 한다.
② 주표판의 색상과 크기로 주간 식별기능이 양호하게 되면 별도의 주표시설을 생략할 수 있다.
(4) 기본 요건
① 장애 또는 항만인지(認知)표지로서의 요건
가. 야표로서의 해상 및 기상조건과 선박교통량을 고려하고 안전한 거리를 감한하여 충분한 광달거리를 확보하여야 한다.
나. 광달거리는 부근의 항로표지가 있어 선위(船位)결정이 용이한 경우로서 내해는 2마일, 외해는 5마일 정도가 요구되며, 소형선박으로서 속력이 6~10kn 정도의 선박이 항해하는 항로라면 1~4마일 거리로 설치한다.
다. 등탑이 주표로서의 역할을 하기 위한 경우라면 등탑의 직경은 1.5~3 m 이상 되어야 한다.
② 항만표지(港灣標識)로서의 요건
항역(港域)의 적절한 위치를 표시하고 항상 정확히 운영되어야 한다.
(5) 등표건설시 고려사항
① 기상 및 해상 환경의 특징
가. 필요한 위치는 결정적이며 위치선택의 자유가 없으므로 항상 최악의 파랑을 받는다.
나. 육상에 비하여 해상의 풍력은 강하며 등탑에서 받는 풍압이 크다.

② 구조상의 특징

가. 강력한 최고파가 등표 전체에 충돌한다.

나. 부분적 재해일지라도 등표는 항로표지로서의 기능을 상실하는 경우가 많다.

(6) 주요기능

① 등표기능 : 제1장 항로표지의 일반요건(1-1) 및 항로표지건설계획(1-3)을 참조하여 항로표지의 수단 및 종류와 서비스 수준 및 범위를 결정하여야 한다.

② 등명기 설치 : 광학적 광달거리 및 등질을 감안하여 기종을 결정한다.

③ 전원시설 : 등질과 시간당 소모 전력을 감안하여 태양전지, 축전지 및 충방전 조정기의 규격을 결정하며 AC/DC 의 전원을 구분하여 수전설비를 결정하여야 한다.

④ 등표 구조물 : 등표 기능과 용도를 감안하여 단면을 결정하고, 표면색을 결정하여야 한다.

⑤ 서비스수준 : 1-3의 항로표지건설계획과 운영효율에 따른 항로표지시스템을 결정하여야한다.

6-2 입 표

(1) 등표의 제반요건을 적용한다.

(2) 주간(晝間) 항로표지의 인지

① 색상(colours)

가. 항로표지가 눈에 잘 띄어야 한다.

나. 간단한 항행메시지 또는 정보를 전달하여야 한다.

② 색상의 선택

가. 항로표지의 색상은 근거리에서 명확히 인식되어야 한다.

나. 항로표지의 사용기간 동안 지정된 색도계(色度系) 내에서의 색도를 유지하여야 한다.

다. 항로표지의 색도는 “항로표지로 사용되는 표면색도에 대한 IALA 권고”의 색도기준에 따른다.

제 7 장 등대 및 등표 구조물 설계

이 기준은 등대 및 등표의 표체(標体)를 설계하는데 있어서 일반적인 기준 및 순서를 정하여 설계의 합리화와 능률화를 도모하는데 그 목적이 있으며 설계의 대상이 되는 시설물의 목적 및 기능을 충분히 이해하고 설계에 영향을 미치는 제반조건을 고려하여 목적 및 기능에 가장 적합한 구조물을 경제적으로 설치될 수 있도록 하여야 한다.

[해 설]

(1) 하중(荷重) 및 외력(外力)

설계 당시 고려하여야할 하중 및 외력은 다음에 열거하는 요소의 조합에 의한 응력의 합계로 한다.

① 하중 및 외력의 종류

가. 자중(고정하중, 적재하중, 적설하중)

나. 지진력

다. 풍압력

라. 파의 타상력(올려치는 힘)

마. 부 력

바. 파압력

※ 위에서 열거한 것 외에 구조물의 실태에 따라 토압, 수압 기타 진동, 충격에 의한 외력을 설계 계산에서 고려하여야 한다.

② 하중 및 외력의 조합

가. 파도의 영향을 받지 않는 등대 및 등표

$$\left.\begin{matrix}(\text{자중})+(\text{풍압력}) \\ (\text{자중})+(\text{지진력})\end{matrix}\right\}\ \text{이 중 큰 힘을 채택한다.}$$

※ 통상 지진력이 풍압력 보다 크므로 지진력으로 검토한다. 그러나 특히 바람이 강한 곳에서는 풍압력을 검토한다.

나. 파도의 작용을 받는 등대 및 등표

$$\left.\begin{matrix}(\text{자중})+(\text{파압력})+(\text{풍압력})+\text{부력} \\ (\text{자중})+(\text{지진력})\end{matrix}\right\}\text{이 중 큰 힘을 채택한다.}$$

※ 기초 바닥면이 최고고조면(H.H.W.L) 보다 위에 있을 때는 부력은 고려하지 않는다.

③ 자 중

자중산출에 쓰이는 재료의 중량은 해설 표 (7-5)에 의하며 다만 실 중량이 명백한 것은 그 값을 적용한다.

④ 지진력

지진력은 등탑자중에 수평진도를 곱하여 계산한다.

$$E = K \cdot N \qquad \text{해설 (7-1)}$$

$$K = K_A \cdot K_B \cdot K_C$$

여기서,

E : 지진력(t)

K : 수평진도

N : 지반면에 있어서의 자중

K_A : 지반별 계수

K_B : 지역별 계수

K_C : 높이계수

※ 지반면 이하의 기초부분에는 지진력은 작용하지 않는 것으로 한다.
파의 작용을 받는 등대 및 등표에서 지진력에 대하여 검토할 때는 부력은 고려하지 않는다.

해설 표 (7-1) 지반별 계수 및 높이 계수

허용지내력도(t/㎡)		지반별계수(K_A)	구조물 높이(m)	높이계수(k)
단가	fe > 200	0.9	지반면~10m	1.0
	200 ≧ fe > 10	1.0	10~ 20m	1.1
	fe ≦ 10	1.2	20m 이상	1.2

※ 지역별계수(K_B)는 일반적으로 우리나라에서는 적용할 필요가 없으나, 특별히 정밀설계를 요하는 구조물에 대하여는 지진이 발생하는 지역에서 지역별 계수를 적용한다.

해설 표 (7-2) 지진구역의 구분

지진	해당구역		지역별계수(K_B)
I	시	부산광역시, 인천광역시, 광주광역시, 울산광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부(삼척시, 강릉시, 동해시), 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부(장흥군, 보성군, 광양시, 여수시, 순천시)	
II	도	강원도 북부(고성군, 양양군, 속초시), 전라남도 남서부(무안군, 신안군, 영광군, 진도군, 해남군, 영암군, 강진군, 고흥군, 목포시), 제주도	0.07

⑤ 풍압력

풍압력은 속도압에 풍압계수를 곱한 값으로서 압력을 받는 면에 균일 분포되어 작용하는 것으로 한다.

$$P_w = C_w \cdot q \qquad \text{해설 (7-2)}$$

여기서,

P_w : 풍압력(t/㎡)

C_w : 풍력계수(평면 : 1.0, 원형 : 0.7)

q : 속도압(t/㎡)

※ 속도압q 는 일반적으로 0.3t/㎡로 한다

⑥ 부력(浮力)

구조물의 최고고조면(H.H.W.L) 이하 부분이 배제되는 해수의 중량이 위쪽 방향으로 움직이는 것을 말한다.

$$F_b = w_o \cdot V \qquad \text{해설 (7-3)}$$

여기서,

F_b : 부력(t)

w_o : 해수의 단위체적당 중량(1.03t/㎥)

V : 최고고조면 이하 구조물부분의 체적(㎥)

※ 파도가 작용할 경우에만 수중에 매몰되고 수면이 정지하고 있을 때 최고고조면 보다 위에 있는 구조물부분에 대하여는 부력을 고려하지 않는다.

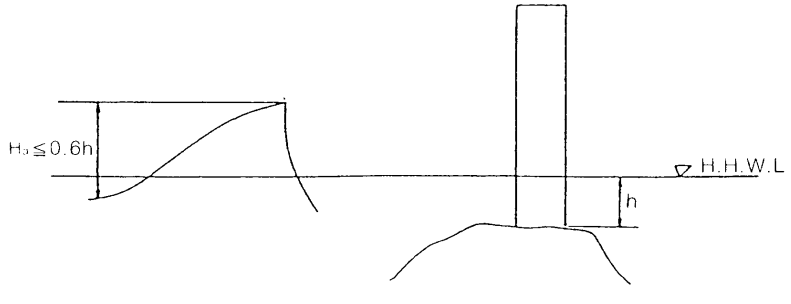
⑦ 파압력

가. 계산식1

구조물 설치지점이 다음의 경우에 있어서의 파압력은 해설 (7-1)을 적용하여 계산한다.

㉮ 암초상이 아닌 경우

㉯ 암초상이라도 암초의 상단 면이 최고고조면(H.H.W.L) 이하에 잠겨져 있고, 또한 설계파고 H_d가 구조물 설치지점의 수심(최고고조면 이하의 수심)의 0.6배 이하일 때 파도의 압력 분포는 식 해설 (7-4)에 의하여 설계한다.



해설 그림 (7-1) 파압력의 분포

$$P_S = Kw\ \gamma(Z/H_d) \cdot w_o \cdot H_d$$ 해설 (7-4)

여기서,

P_s : 파압력(t/㎡)

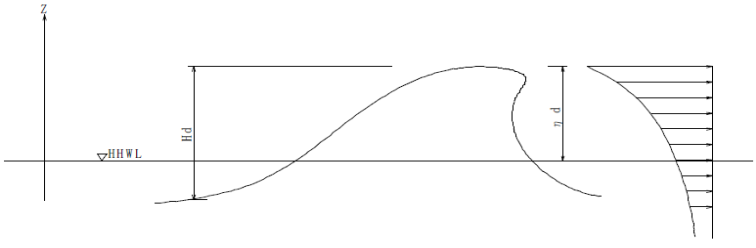
$\gamma(Z/H_d)$: 파압력 계수

Z : 정지수면을 원점으로 했을 때의 연직(鉛直)방향의 거리(m)

w_o : 해수의 단위체적당 중량(1.03t/㎥)

H_d : 설계파고(m)

K_w : 파압계수(원형:1.00, 평면:1.43)



해설 그림 (7-2) 해설 (7-1)의 파압력 분포도

※ $\Upsilon(Z/H_d)$는 Z지점에 있어서 파압력 계수이며, 파의 작용고 η_d 는 최고고조면상 $0.75H_d$의 높이로 한다.

나. 계산식 2

방파제등대 또는 암초 상으로서 (계산식 1)에 속하지 않는 경우에 있어서의 파압력은 (계산식 2)를 사용하여 계산한다. 파압력의 분포는 해설 (7-5)에 의해서 계산하고, 전체 수압투영면에 등분포(等分布)로 작용하는 것으로 한다.

$$P_s = Kw\ 0.5w_o \cdot H_d$$ 해설 (7-5)

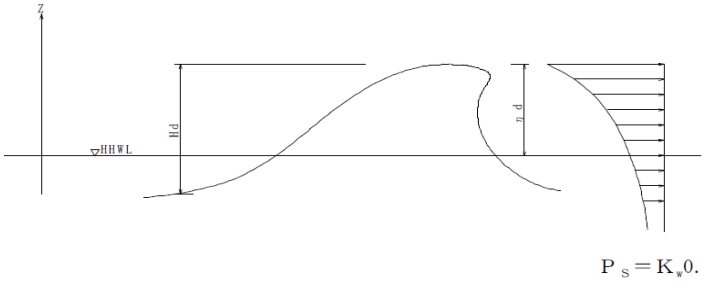
여기서,

P_S : 파압력(t/㎡)

w_o : 해수의 단위체적중량(1.03t/㎥)

H_d : 설계파고(m)

Kw : 파압계수(원형:1.00, 평면:1.43)



해설 그림 (7-3) 해설 (7-2)의 파압력 분포도

암초의 정상면이 최고고조면 이하에 있을 때는 파의 작용고 η_d는 최고고조면상 $0.75H_d$의 높이이다. 상기 이외일 때의 작용고는 “파의 작용고 및 파의 정상고”에 의한다.

⑧ 기타 외력

가. 파의 타상력(처올리는 힘)

파도가 등탑에 작용하면 등탑을 따라 물기둥이 상승한다.

이 때 물의 움직임을 멈추도록 상부발판, 계단참 등의 돌출부가 등탑 중간에 위치하게 되면 파가 위쪽으로 향했을 때의 타상력(처올리는 힘)이 작용한다. 이 작용의 한계는 파의 작용고 η_d의 위쪽 $0.5H_d$로 한다.

타상력은 식 해설 (7-6)에 의하여 계산하고 작용하는 범위는 등탑(燈塔)의 직경 D의 외측 0.1D 이내의 범위로 한다.

$$P_u = C_u \cdot w_o(0.5H_d + \eta_d - Z) \qquad \text{해설 (7-6)}$$

다만 $\eta_d < Z < (\eta_d + 0.5H_d)$

여기서,

P_u : 파의 타상력(t/㎡)

C_u : 타상력 계수

㉮ 상부발판 등의 타상력을 받는 면이 평판으로서 파의 진행을 방해할 때는 2.0

㉯ 상부발판 등의 타상력을 받는 면이 파의 진행방향과 직각이 아니고 진행방향을 용이하게 바꿀 수 있는 구조일 때 1.0

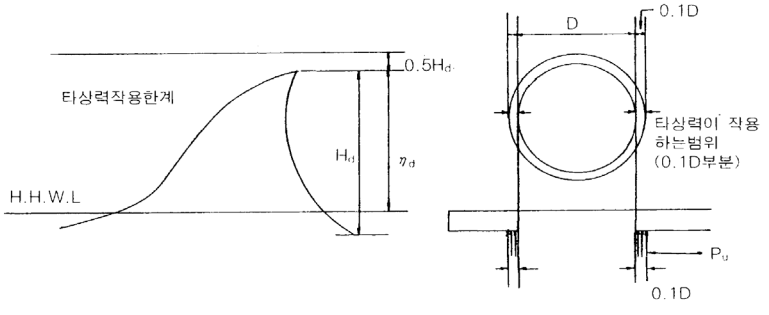
w_o : 해수의 단위체적중량(1.03t/㎥)

H_d : 설계파고(m)

Z : 최고고조면(H.H.W.L)상 높이(m)

η_h : 파의 작용고(m)

* 타상력은 상부발판 등 세부설계에 사용하고, 등탑전체 안정계산에는 고려하지 않는다.



해설 그림 (7-4) 파의 타상력

(2) 파의 작용고 및 파의 정상고

① 수상암상의 등표

파의 작용고 η_h는 약최고고조위(A.H.H.W)상 식 해설 (7-7)에 의해 구하는 파의 정상고 η_c로 하거나 해설 (7-8)식에서 구하는 파도가 쳐 올라가는 높이 η_h중 큰 값을 취한다.

$$\eta_c = 0.75\ H_d \qquad \text{해설 (7-7)}$$

$$\eta_h = 0.55\ H_d + 0.7\ Rh \qquad \text{해설 (7-8)}$$

$$\eta_d = max(\eta_C \cdot \eta_h) \qquad \text{해설 (7-9)}$$

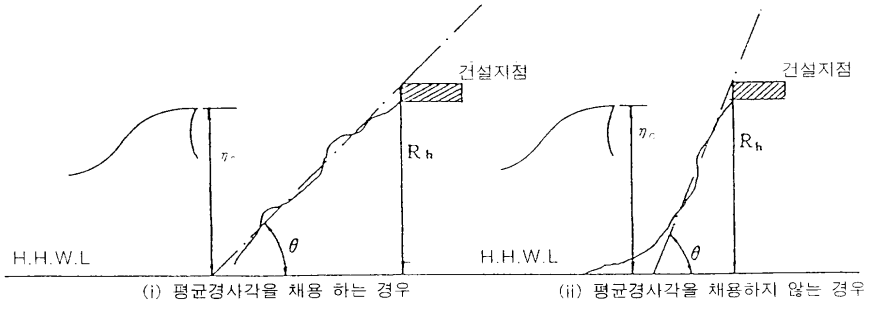
여기서,

η_c : 파의 정상고(m)
H_d : 설계파고(m)
η_h : 파도가 쳐 올라가는 높이(m)
R_h : 최고고조위상 암초의 정상고(m)
η_d : 파의 작용고(m)

단, 파도가 쳐 올라가는 높이 η_h는 암초전면의 경사각 θ에 의한 해설 표 (7-3)의 값 이하로 하되 경사각 θ 는 최고고조면상에서 암초상 구조물 설치지점까지 높이의 평균경사각으로 한다. (경사의 상태가 불규칙하여 평균경사각을 알기 어려울 때 설계자가 이를 정한다.)

해설 표 (7-3) 파도가 쳐 올라가는 높이

경사각(θ)	파도가 쳐 올라가는 높이 η_h(m)
90°	1.0 H_d
60°	1.23 H_d
45°	1.42 H_d
30°	1.74 H_d



해설 그림 (7-5) 암초 전면 경사각

② 수상암(水上岩) 이외의 암초상 등표
파의 작용고 η_d는 최고고조면(H.H.W.L)상 식 해설 (7-10)에서 구하는 파의 정상고 η_c의 높이까지로 한다.

$$\eta_c = 0.75\ H_d \qquad \text{해설 (7-10)}$$

③ 방파제 등대
파의 작용고 η_d는 최고고조면(H.H.W.L)상 식 해설 (7-11)에서 구하는 파의 정상고 η_c로 한다.

$$\eta_c = 0.8\ H_d \qquad \text{해설 (7-11)}$$

(3) 설계파

설계파를 결정할 때는 부근의 장기간 파랑관측자료를 바탕으로 결정하여야 하며 만약 자료가 없을 시는 구조물 설치지점 부근에서 생길 수 있는 파도를 추산하여 설계파를 결정한다.

① 현장심해유의파고(現場深海有意波高)

현장심해유의파고 $H'_{1/3}$은 심해유의파고 $H_{1/3}$ 및 파도의 방향과 부근의 지리적 조건을 감안해서 회절 굴절 등을 고려하여 결정한다.

② 파의 회절

부근의 지리적 영향에 의해 파도가 회절 한다고 생각되었을 때는 다음 각 항목을 검토한 다음 식 해설 (7-12)에 의해 현장심해유의파고 $H'_{1/3}$ 을 구할 것

가. 장해물의 수직면과 파의 진행방향이 이루는 각(입사각)이 ±45° 이내의 경우 외에는 해설 그림 (7-10)～해설 그림 (7-15)를 사용하면 오차가 커진다.

나. 반도(半島) 및 갑(岬)과 같이 육지가 바다 쪽으로 돌출한 경우에 있어서 파의 회절은 굴절현상도 동시에 일어나기 때문에 종합하여 검토할 필요가 있다.

다. 파도의 방향에 의해서 회절계수가 크게 변화하는 일이 생기므로 파의 진행방향 결정 검토가 충분히 되어야 한다.

라. 장해물인 안쪽 직립안벽 등 파도를 반사하는 구조물이 있을 때는 단순한 회절도를 적용할 수가 없다.

$$H'_{1/3} = K_d \cdot H_{1/3} \qquad \text{해설 (7-12)}$$

여기서,

$H'_{1/3}$: 현장심해유의파고(m)

K_d : 회절계수

$H_{1/3}$: 심해유의파고(m)

K_d를 구하는 법

마. 해설 그림 (7-10)～해설 그림 (7-15) 중 x/L_o 축 및 y/L_o 축은 장애물로부터의 상대 위치를 가리키는 좌표로 심해파 파장 $L_o(=1.56\,T_o^2)$ 의 배수로서 눈금이 그려져 있다.

바. 개구부의 폭 B와 그 지점에 대응하는 파장 L_o와의 비(B/L_o)를 계산한다.

사. 회절도 중에서 B/L_o와 거의 같은 도표를 찾아 그 도상에서 계산한 $x/L_o \cdot y/L_o$ 점의 회절계수를 읽는다.

③ 파의 굴절

등표의 경우 전면 해저의 등심선과 파향이 직각이 아닐 때에는 굴절에 의한 파향 및 파고 변화를 고려하여 현장 심해유의파고를 구한다. 또한 굴절에 따른 파향 및 파고 변화는 원칙적으로 항만구조물설계기준에 따라 굴절도를 작성하여 구한다. 다만 다음과 같은 장소에서는 굴절도의 정도는 기대할 수 없다.

가. 해저지형이 복잡다난(複雜多難)한 장소

나. 해저경사가 1/10 이상으로 매우 급경사일 때

다. 쇄파대 내의 장소

라. 큰 곡률로서 굴절하는 파도의 방향선에서 파고의 변화를 구하려고 할 때

④ 주 기

파랑관측자료 또는 파랑 추산자료를 바탕으로 결정한다.

자료가 없는 경우 다음에 의한다.

가. 외해로부터 파도의 영향을 받는 지점 To = 12.0sec

나. 내해 To = 8.0sec

⑤ 설계파고

설계파고 H_d는 구조물에 작용하는 최대파고(H_{max})를 취한다. 최대파고는 구조물 건설지점의 현장 심해유의파고 $H'_{1/3}$의 2배 또는 건설지점에서 10 $H'_{1/3}$ 외해 쪽으로 거리가 떨어진 지점에서의 쇄파한계파고 H_h 중 작은 값을 택한다.

$$H_d = H_{max} = min(2H_{1/3}' \cdot H_b) \qquad \text{해설 (7-13)}$$

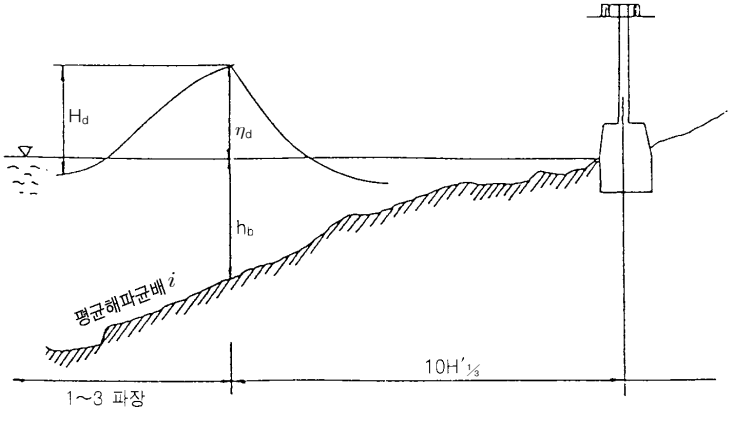
여기서,

H_d : 설계파고(m)
H_b : 쇄파한계파고(m)
$H_{1/3}'$: 현장심해유의파고(m)

가. 쇄파한계파고

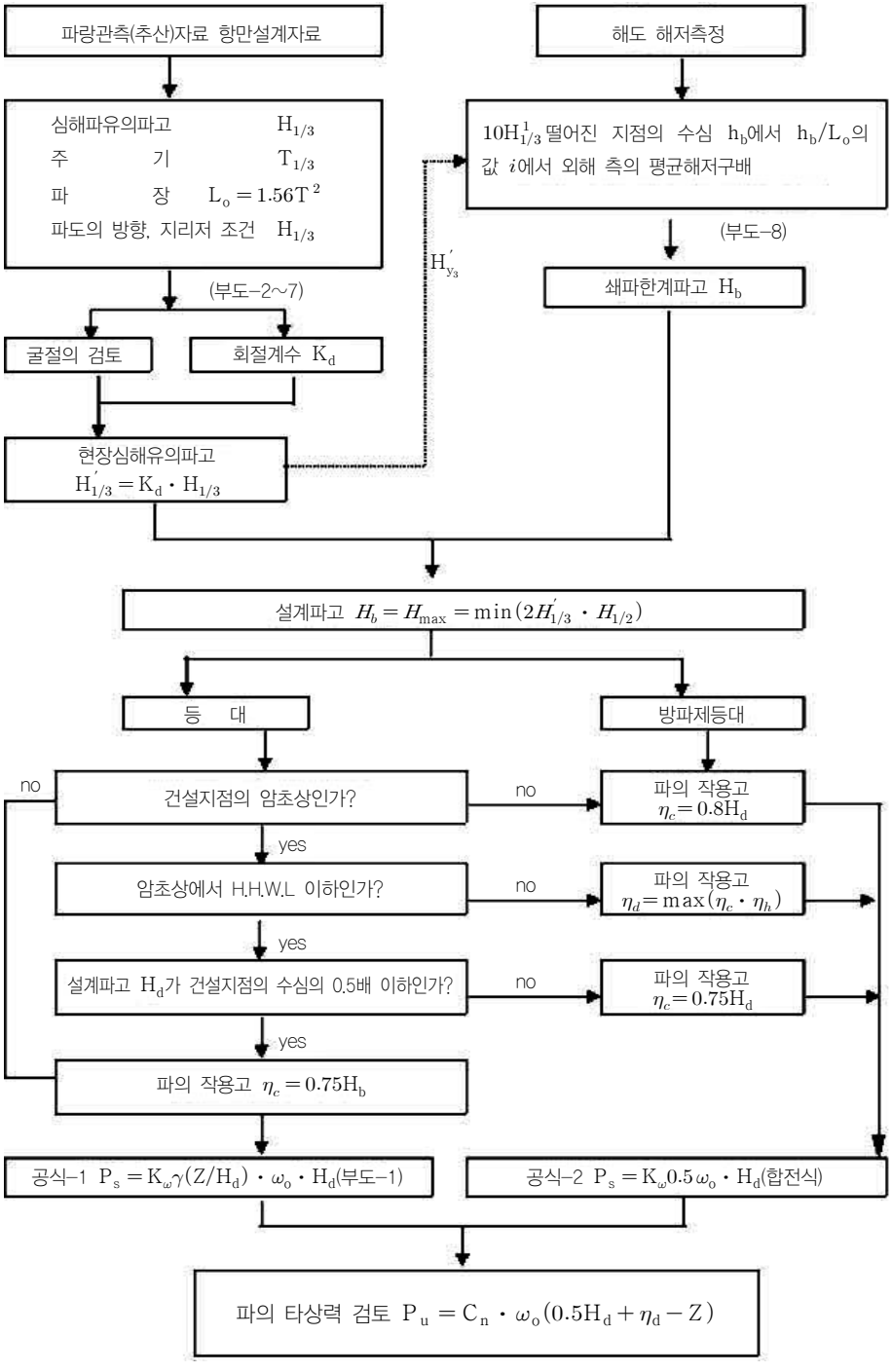
쇄파한계파고 H_b는 쇄파지점의 수심 h_b와 현장심해파파장 L_o (=1.56 T_o^2)와의 비 h_b/L_o와 쇄파지점에서 외해 측의 평균해저경사 i (통상 1~3 파장 범위)를 사용, 해설 그림 (7-16)에서 쇄파한계파고와 쇄파지점의 수심과의 비 H_b/h_b 를 구해서 계산한다.

또한, 쇄파지점의 외해 측의 분명한 천퇴(shoal)가 있고 이 지점에서 쇄파한다고 예상될 때에는 이 지점에서의 통과최대파고(쇄파현장파고와 동일)를 구하고, 이 파도에 대해서 위에서 설명한 방법을 적용한다.



해설 그림 (7-6) 설계파고를 고려하는 방법도

⑥ 설계의 순서



해설 그림 (7-7) 설계의 순서도

(4) 지반의 허용지내력도

지반의 허용 지내력도는 다음 표에 의한다.

해설 표 (7-4) 지반의 허용지내력도

지 반		허용지내력도 (장기)	허용지내력도 (단기)
경반암	화강암, 석록암, 편마암, 안산암, 화성암 및 굳은 역암 등의 암반	400	장기응력에 대한 1.5배로 한다.
연암반	판암, 편암 등의 수성암의 암반	200	장기응력에 대한 1.5배로 한다.
	혈암, 토단반 등의 암반	100	장기응력에 대한 1.5배로 한다.
자 갈		30	
자갈과 모래 섞인 혼합물		20	
모래 섞인 점토 또는 룸층		15	
모래 또는 점토		10	

주 : 암반의 압축강도 시험을 했을 때에는 이 압축강도의 20%를 기허용지내력도로 한다.

(5) 표준 방파제등대의 안전한 표고 한계

H_d : 설계파고

b : 최고고조면에서 방파제 상단까지의 높이

M : 방파제 면사에서의 모멘트

I : 1 ~ 3형

$$Mr = M = 0.26H_d(0.8H_d-b)^2 D_B$$

II : 4 ~ 9형

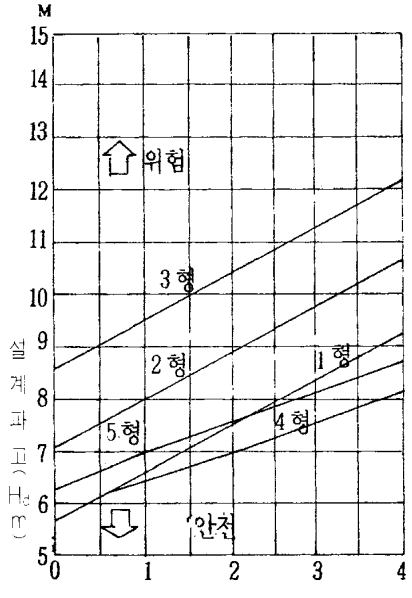
$$Mr = M = 0.2H_d\{(0.8H_d-b)^2+27\}$$

4 ~ 9형

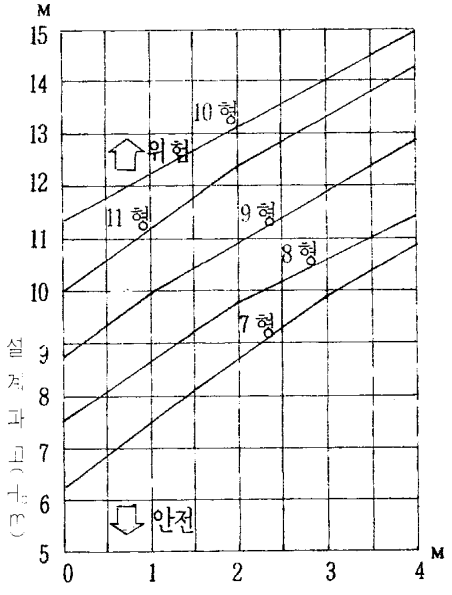
$$Mr = M = 0.45H_d(0.8H_d-b)^2$$

해설 표 (7-5) 표준 방파제등대의 안전한 파고한계

설계 파고 (H_d)	수면 상에서 방파제 상단까지의 거리 (11. 10형은 기초상단)	1형	2형	3형	4형 6형	5형	7형	8형	9형	11형	11형
저항모멘트에서 정하는 파고한계	b =0 m	5.7	7.1	8.6	5.8	6.3	7.3	8.0	9.2	10.7	11.4
	b = 0.5	6.2	7.6	9.1	6.2	6.8	7.8	8.3	9.6	11.1	11.8
	b = 1.0	6.6	8.0	9.5	6.4	7.0	8.2	8.9	10.0	11.5	12.3
	b = 2.0	7.5	8.9	10.4	7.0	7.5	9.1	9.8	10.9	12.4	13.1
	b = 3.0	8.4	9.8	11.3	7.5	8.1	10.0	10.6	11.8	13.4	14.0
	b = 4.0	9.3	10.7	12.2	8.2	8.8	10.9	11.5	12.8	14.3	15.0
파의 작용고에서 정하는 파고한계 (상파 상단면-2.0m)	b = 0	6.3	7.5	8.8	6.3	7.5	6.3	7.5	8.8	10.0	12.5
	b = 0.5	6.8	8.1	9.3	6.8	8.1	6.8	8.1	9.3	10.6	13.1
	b = 1.0	7.5	8.7	10.0	7.5	8.7	7.5	8.7	10.0	11.3	13.8
	b = 2.0	8.7	10.0	11.2	8.7	10.0	8.7	10.0	11.2	12.5	15.0
	b = 3.0	10.0	11.2	12.5	10.0	11.2	10.0	11.2	12.5	13.8	16.3
	b = 4.0	11.2	12.5	13.6	11.2	12.5	11.2	12.5	13.8	15.0	17.5



해설 그림 (7-8) HHW.L에서 방파제상단까지의 높이 b(m)

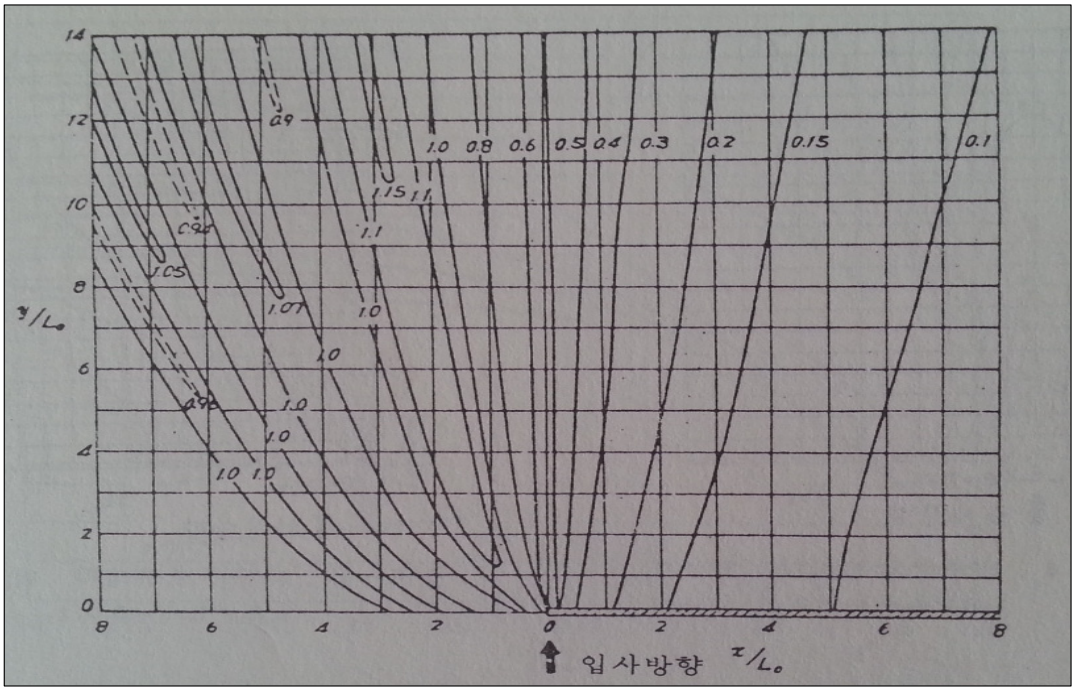


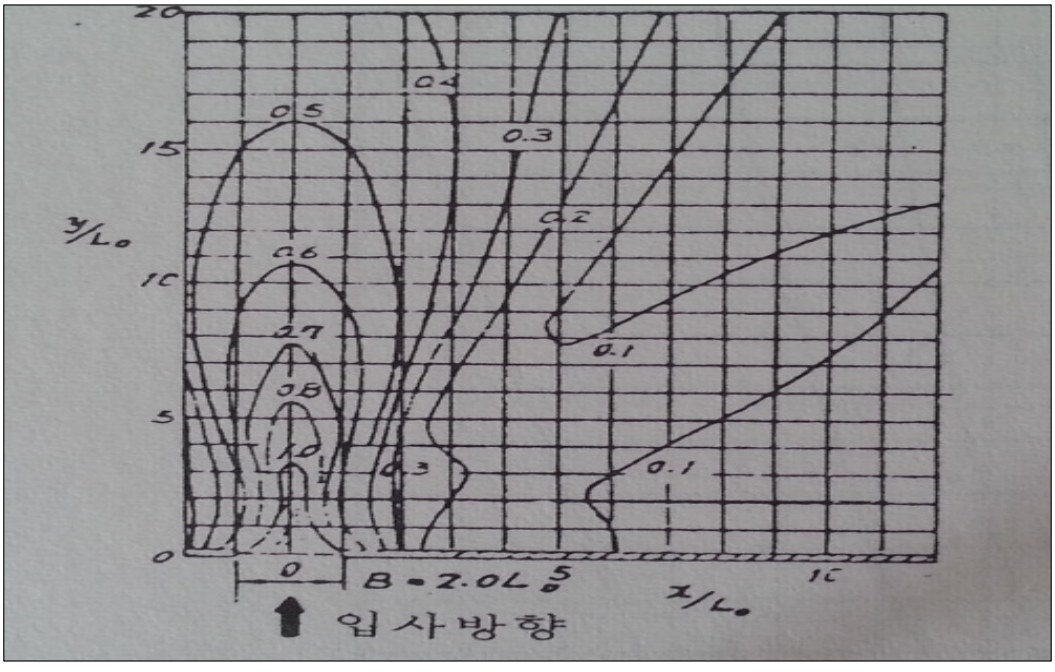
해설 그림 (7-9) HHW.L에서 방파제상단까지의 높이 b(m)

해설 표 (7-6) 재료의 단위 중량표

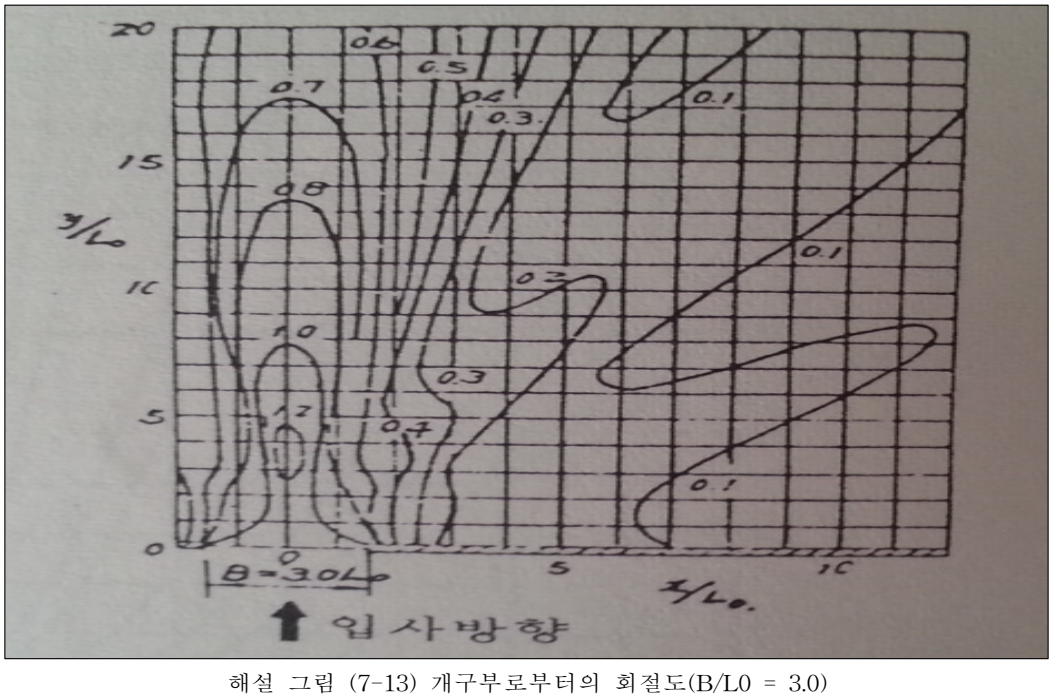
(kgf/m³)

종 류	명 칭	형 상	중 량	비 교
암 석	화 강 암	자연상태	2.600～2.700	
	안 산 암	자연상태	2.300～2.710	
	사 암	자연상태	2.400～2.790	
	현 무 암	자연상태	2.700～3.200	
	응 회 암	자연상태	1.500	
	대 리 석	자연상태	2.700	
	경 암	자연상태	900	
토사 및 자갈, 점토	자 갈	건 조	1,600～1,800	
		습 기	1,700～1,800	
		포 화	1,800～1,900	
	모 래	건 조	1,500～1,700	
		습 기	1,700～1,800	
		포 화	1,900～2,000	
	점 토	건 조	1,200～1,700	
		습 기	1,700～1,800	
		포 화	1,800～1,900	
	점 질 토	보 통	1,500～1,700	
		자갈이 섞임	1,600～1,800	
		자갈이 섞이고 습함	1,900～2,100	
	모래 진흙		1,700～1,900	
	자갈 섞인 토사		1,700～2,000	
	자갈 섞인 모래		1,900～2,100	
	호 박 돌		1,800～2,000	
	사 석		2,000	
	조 약 돌		1,700	
금 속	주 철		7,250	
	간, 주강, 단철		7,850	
	연 철		7,800	
	청동, 황동		8,400	
	구 리		8,900	
	아 연		6,900	
	연 (납)		11,400	
	알루미늄		2,700	
	스테인리스	SUS 304	7,930	
콘크리트	철근콘크리트		2,450	
	무근콘크리트		2,300	
목 재	목 재	생소나무	800	
목 재	소 나 무	건 조	580	
목 재	적 송	건 조	590	
	미 송	건 조	400～700	
기 타	시 멘 트	자연 상태	1,500	
	시 멘 트		3,150	
	시멘트몰탈		2,100	
	역청포장		2,200	
	역청재(방수용)		1,100	
	물		1,000	
	해 수		1,030	
	눈	분말상태	160	
	눈	동결상태	480	
	눈	수분포화	800	

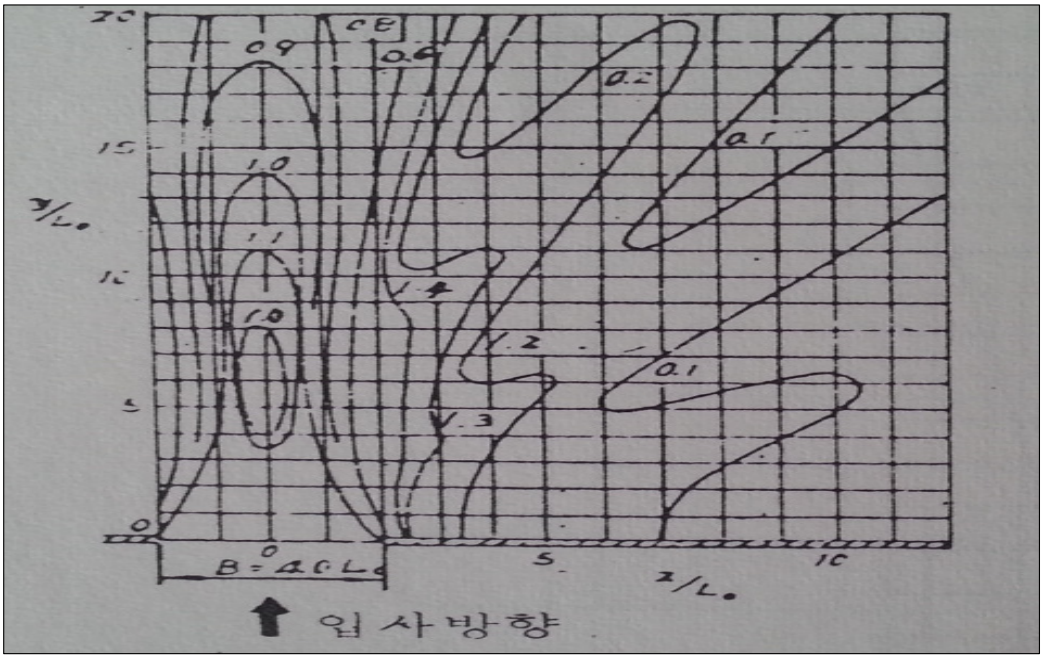

14
12
10
8
6
4
2
0
y/L₀
1.0 0.8 0.6 0.5 0.4 0.3 0.2 0.15 0.1
1.15 1.1
1.1
1.0
1.0
1.0



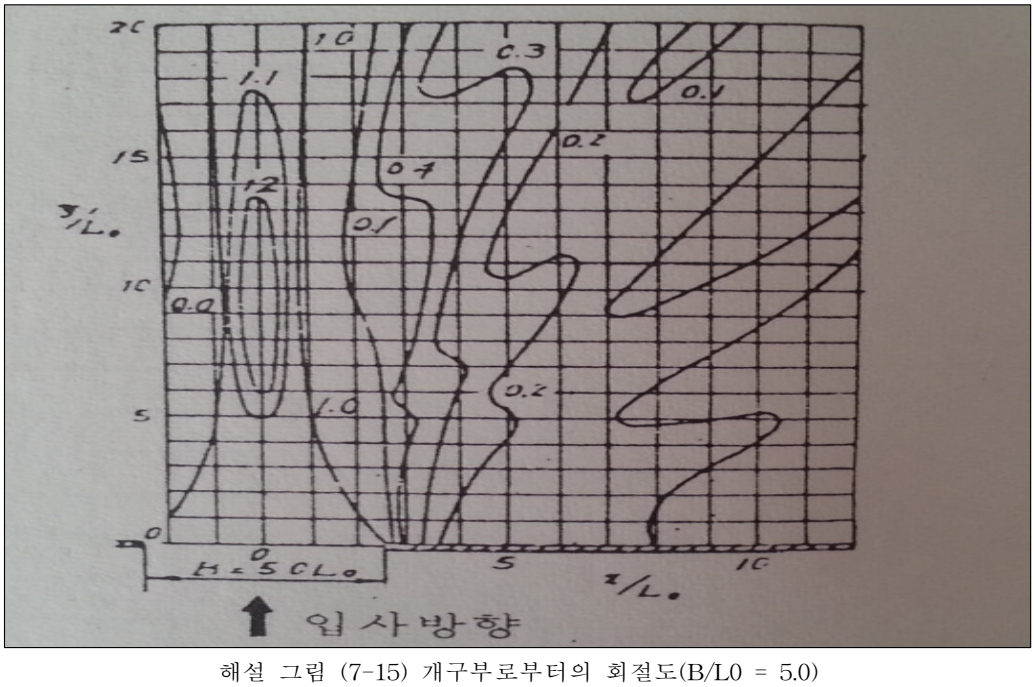
해설 그림 (7-12) 개구부로부터의 회절도(B/L0 = 2.0)



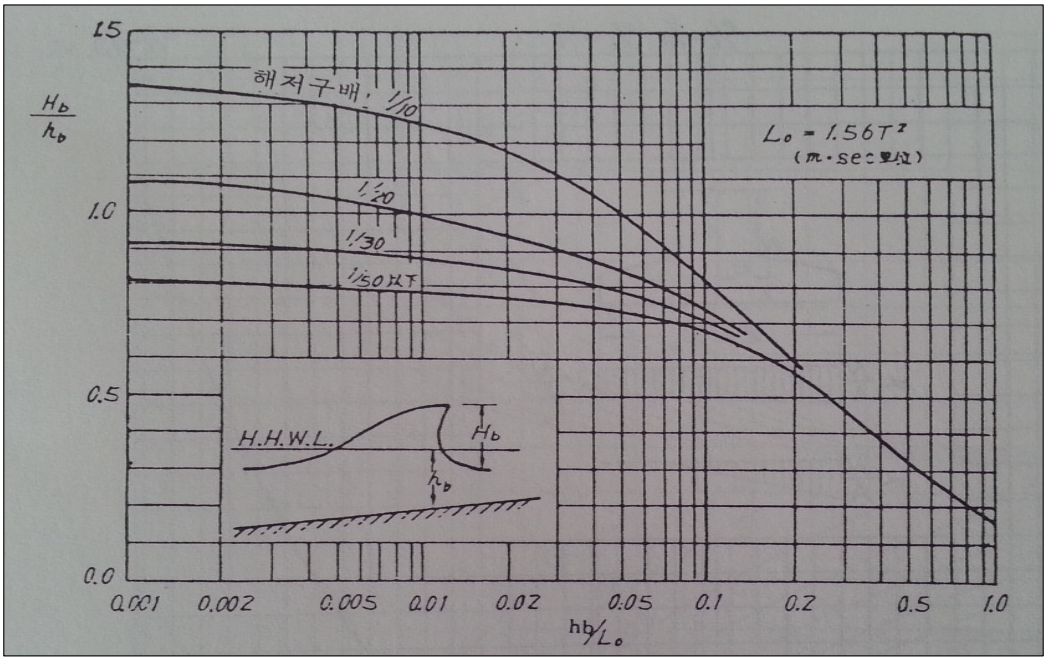
해설 그림 (7-13) 개구부로부터의 회절도(B/L0 = 3.0)



해설 그림 (7-14) 개구부로부터의 회절도(B/L0 = 4.0)



해설 그림 (7-15) 개구부로부터의 회절도(B/L0 = 5.0)



해설 그림 (7-16) 쇄파한계파고비

제 8 장 도선(導線) 및 도등(導燈)

8-1 도선(leading line)

(1) 도선은 선박이 일직선상으로 항해할 수 있도록 유도하는 선(line)이다. 이것은 각각의 광원을 가진 최소한의 2개 또는 3개의 구조물로 구성된 지표(指標)로 선박은 일정한 각도의 중시선(重視線)을 따라 안전하게 항해할 수 있도록 배치된 표지이다. (등화 없이 주간만 이용하는 시설을 도표(導標)라 하고 야간에 등화를 사용하는 시스템을 도등이라 한다.)
(2) 도등을 설치할 수 없는 여건에서는 지향등(direction light/sector light)을 설치한다.
(3) 도표의 주간표지의 크기는 IALA의 권고가 없기 때문에 유용성과 경제성을 고려하여 naveguide의 핀란드방식을 적용한다.

[해 설]

(1) 설정목적
① 가항(可航) 수로의 직선 부분의 중심선을 표시한다.
② 심흘수(深吃水) 선박에게 항로의 최대수심 부분을 가리켜 준다.
③ 등표 또는 등부표가 없거나 정확한 항해용으로 부적합한 경우에 가항 항로를 나타내 준다. (예를 들면 결빙현상으로 인하여 항로표지가 유실되거나 파괴된 항로)
④ 특히 횡 조류가 있는 항구 또는 하구(河口)진입로에서 안전하게 접근을 유도한다.
⑤ 양방향 통항의 분기점(分岐點)을 표시하여 준다.
⑥ 대규모 항만(재)개발 또는 해상교량 설치에 따라 해상교통환경이 급격히 악화될 경우 설치할 수 있다.
(2) 성능기준
① 항해자가 안전하게 입항지에 이를 수 있도록 축선을 이루어야 하며, 위험으로부터 충분히 먼 거리에서 볼 수 있어야 한다.
② 항해자는 중시선 축에서 편류(deviation)하는 경향 및 그러한 경향의 정도와 방향을 신속하게 탐지할 수 있도록 해야 한다.
(3) 기술적으로 고려하여야할 사항
① 도등의 주기는 항상 두 등화를 함께 관측할 수 있는 방법으로 동기화 되어야 한다.
② 소형선박이 전도등을 후도등으로 오인할 수 있으므로 전도등의 등고를 너무 높지 않도록 하여야 한다.
③ 도등을 밤낮으로 이용할 경우 도등의 광도는 야간에 눈부심을 방지하기 위하여 주간 및 야간에 적합한 광도를 채택하여야 한다.
(4) 기타 유도표지의 형태
① 지향등(direction light)은 도등(leading lights) 설치가 불가능할 때 적용할 수 있다.
② 지향등/분호등(sector light)의 특수한 형식으로 (5)항의 용도에 따라 선택적으로 적용한다.
③ 지향등(sector light)은 항로의 연장선상의 육지에 단독으로 설치된 구조물로서 항해자에게 하나의 등기구(燈器具)에서 3색광이 투사되며, 이 중 백광은 유도항를 표시하고 좌현 측의 녹색광과 우현 측의 홍색광(red)은 위험구역으로 선박이 편위(deviation)되고 있음을 알려준다.

(5) 지향등(sector light)의 용도
① 가항 항로의 경계
② 변침지점
③ 여울목, 사주 등
④ 구역 또는 위치(묘박지)
⑤ 항로의 최대수심 부분
⑥ 부표의 위치 확인

8-2 도등(leading lights)

(1) 일반적인 개요
① 도등(leading lights)은 선박이 "이용구간"(useful segment)이라고 하는 직선항로의 구역을 따라 정확하게 유도하기 위하여 설치하는 것으로 신뢰성이 있고 매우 민감하며 이용하기 쉬운 항로표지이다.
② 도등은 직선을 이루는 이용가능구간으로 된 자연 상태의 좁은 수로 또는 인공항로의 중앙선을 표시하기 위하여 항로의 연장선상의 육상 지점에 2기 이상을 1조로 설치하는 시스템이다.
③ 지향등(sector light)은 항로의 연장선상의 육상 지점에 단독으로 설치하는 구조물로서 하나의 등기구(燈器具)에서 3색광이 투사되며 중앙의 백색광은 유도항로를 표시하고 좌현 측의 녹색광과 우현 측의 홍색광은 위험구역으로 선박이 편위(deviation)되고 있음을 알려준다.
④ 이용구간에서 가장 먼 관측지점과 전도등까지의 거리를 "최대거리"라 하고 가항 항로에서 가장 가까운 관측지점과 전도표까지의 거리를 "최소거리"라고 하며, 가장 큰 잠재적인 위험물과 전도등까지의 거리를 "위험거리"라 하고 가장 큰 위험물과 가항 항로의 중앙과의 거리를 "측면거리"라 한다.
⑤ 도등은 인공항로 폭의 결정 또는 자연항로에 중심선을 설정할 축은 주변의 항로표지 현황과 해당항로를 이용하는 선박의 폭, 이들 선박의 선수의 움직임(yaw)의 크기, 선박사이의 교행을 위한 폭, 횡방향의 바람과 조류의 영향으로 항적과 선수방위 사이의 편각(drift angle) 및 수심의 변경요인 등 항해 여유값(nautical margins)을 고려하여야 한다.

(2) 목적 및 기능
① 가항항로(navigable channel)를 나타낸다.
② 심흘수(深吃水) 선박에게 항로의 최대 수심 부분을 가리켜 준다.
③ 등표 또는 등부표가 없거나 정확한 항해용으로 부적합한 경우에 가항 항로를 나타내 준다.
④ 특히 횡 조류(cross currents)가 있는 항구 또는 하구 진입로에서 안전한 접근을 가능케 한다.
⑤ 양방향 통항을 분리시키는 역할을 한다.
⑥ 대규모 항만(재)개발 또는 해상교량 설치에 따라 해상교통환경이 급격히 악화될 경우 설치할 수 있다.

(3) 성능기준
① 항해자가 위험물로부터 충분히 멀리 떨어진 지점에서 인지하여 중시선 축을 따라 항해할 수 있도록 하여야 한다.
② 항해자가 선박이 중시선 축에서 편류하는 경향 및 그러한 경향의 정도와 방향을 신속하게 인지할 수 있도록 하여야 한다.

(4) 기술적 고려사항
① 도등의 주기는 항상 두 등화를 동시에 관측될 수 있도록 동기(同期)화 한다.
② 소형선박이 전도등을 후도등으로 오인할 수 있으므로 전도등의 등고를 너무 높지 않도록 하여야 한다.
③ 도등을 밤낮으로 이용할 경우 도등의 광도는 야간에 눈부심을 방지하기 위하여 주간 및 야간에 적합한 광도를 채택하여야 한다.

(5) 도등의 등화(IALA 권고 E-112 1998년 5월)

① 이용구간 내에서의 각막조도

이용구간 내에서 각 등화에 대한 항해자의 각막조도는 최소 1×10^{-6}lx 이상이어야 한다.

② 조도의 동등성

이용구간 내에서 두 등화의 대한 각막조도는 가능한 한 동일하여야 한다.

③ 접근구역 내에서의 각막조도

접근구역 내에서 어느 곳에서든지 항해자의 각막조도는 0.2×10^{-6}lx가 되어야 한다.

④ 눈부심(glare)을 방지

이용가능구역에서의 각 등화에 대한 항해자의 각막조도는 0.1lx를 초과하여서는 안 된다. 도등의 배후지역이 너무 어두울 때는 0.01 lx까지 줄여야 한다.

⑤ 등화의 분리(separation)

이용가능구역의 어느 곳에서든지 항해자가보는 두 등화의 수직각은 적어도 계산식으로 구한 값 Υm (radian)값 이상이어야 한다.

$E_1 = E_2$ (*)1 일 때 $\Upsilon_m = (2.4+0.2 \log E^+)10^{-3}$ (8-1)

$|\log(E_1/E_2)| =1$(*) 일 때 $\Upsilon_m = (2.6+016 \log E^+)10^{-3}$ (8-2)

$|\log(E_1/E_2)| =2$(*) 일 때 $\Upsilon_m = (3.32+0.08 \log E^+)10^{-3}$ (8-3)

여기서 $E_1 = E_2$: 각 전후도등에 대한 항해자의 각막조도(lx)

E^+ : 이들 두 값 중 큰 값

※ (*)1 E1/E2의 비가 다른 값일 대에는 보간공식(11)울 이용할 것

최종광도를 채택하기 전에 적합한 도등 위치를 사전 조사하는 경우에는 $\Upsilon_m = 1.5\times10^{-3}$ radian(약 5분의 값) 값을 기초로 하여야 한다.

⑥ 감도(sensitivity)

가. 관측자가 두 등화가 일직선상에서 수직으로 있다고 인식할 때, 두 등화가 이루는 수평분리각의 표준편차는 다음 공식을 사용하여 계산한다.

Θ_Q = sup(괄호안의 두 숫자 중 큰 값)(Θ_1, Θ_2) (8-4)

$\Upsilon \le 5\times10^{-3}$ radian 일 때 $\Theta1 = 0.05\times10^{-3} + 0.038\Upsilon$ (8-5)

$5\times\le10^{-3}$ $\Upsilon \le 20\times10^{-3}$ radian 일 대 $\Theta_1 = 0.1\times10^{-3} +0.028\Upsilon$ (8-6)

Θ_2 =0.07 Υ_m (8-7)

나. 관측자가 도등의 도선 축으로부터 벗어나지 않고 방향을 찾을 수 있는 두 등화의 최소 수평분리각은 다음 공식으로 계산한다.

Θ_D = sup(괄호안의 두 숫자 중 큰 값)(Θ'_1, Θ'_2) (8-8)

$\Upsilon \le 5\times10^{-3}$ radian 일 때 $\Theta'_1 = 0.16\times10^{-3} + 0.12\Upsilon$ (8-9)

$5\times\le10^{-3} \le \Upsilon \le 20\times10^{-3}$ radian 일 대 $\Theta'_1 = 0.31\times10^{-3} +0.09\Upsilon$ (8-10)

Θ'_2 =0.224 Υm (8-11)

다. 선박의 형태나 항해조건을 고려하여 설치된 도등의 축선은 항해자가 관측하여 다른 각도로 이탈하여 보이는 지점(다음 식에 얻어지는 radian 값)까지 선박을 안전하게 유도하야 한다.

Θ_M = sup(괄호안의 두 숫자 중 큰 값)(Θ''_1, Θ''_2) (8-12)

$\Upsilon \le 5\times10^{-3}$ radian 일 때 $\Theta''1 = 0.25\times10^{-3} + 0.19\Upsilon$ (8-13)

$5\times\le10^{-3} \le \Upsilon \le 20\times10^{-3}$ radian 일 대 $\Theta_1'' = 0.5\times10^{-3} +0.14\Upsilon$ (8-14)

Θ''_2 =0.35Υm

Υ는 항해자가 관측한 등화의 수직분리 각(radian 값)이다.

라. 주간에 사용하는 도등은 야간에 비하여 광도를 2000~5000배로 증가시켜야 한다는 것을 제외하고는 야간 도등과 마찬가지로 설계하여야 한다.

⑦ 시스템의 정의

가. 도선, 도등축 : 지표상에서 도등을 통과하는 수직면상의 괘적(trace).

나. 이용구간 : 선박이 유도를 받을 수 있도록 계획된 구역 내에서 도등 축을 따라가는 부분

다. 후도등 : 도등축을 따라 항해자로부터 가장 멀리 있는 등화

라. 전도등 : 도등축을 따라 항해자로부터 가장 가까이 있는 등화

마. 도등접근구역 : 항해자에게 적어도 하나 혹은 그 이상의 등화를 볼 수 있어서 어려움 없이 이용구간으로 들어갈 수 있다고 생각되는 구역.

바. 앙각(elevation angle): 관측자가 있는 위치에서 수평면과 등화 사이의 각

⑧ 기호(symbols)

E_1 전도등에 의해 생긴 관측자의 각막조도(lx)

E_2 후도등에 의해 생긴 관측자의 각막조도(lx)

$E+$ E_1 과 E_2 중에서 큰 값

F_1 전도등

F_2 후도등

H_1 기준수면 상에서 전도등의 높이(m)

H_2 기준수면 상에서 후도등의 높이(m)

H'' 기준수면 상에서 장애물의 높이(m)

H'' 장애물에 의해 차폐되는 등화의 기준수면 상의 높이(m)

I 등화의 광도

I_1 전도등의 광도

I_2 후도등의 광도

M 관측자의 안고

M_o 기준수면에 투영한 M 의 위치

R 등화간의 수평거리(m)

S 등화가 차폐되는 장애물과 등화사이의 수평거리(m)

V 기상학적 시정(m)

V_a 도등접근구역에서의 최소 시정

V_u 이용구역에서의 최소 시정

a 전도등으로부터 이용구간간의 최근접점까지의 수평거리(m)

b 해면상의 관측자의 안고(m)

c 기본수준면 상에서 해수면까지의 높이(m)

d 등화까지의 수평거리(m)

l 전도등으로부터 이용구간간의 가장 먼 곳까지의 수평거리(m)

u 장애물과 관측자 사이의 수평거리(m)

x 전도등과 도등축 상의 어떤 점간의 수평거리(이용구간을 향할 때의 바른 값)(m)

y 수평면 축으로부터의 거리(m)

y_M 항해자가 축으로부터 벗어나 있는 것을 확신을 가지고 인식할 때의 거리(m)

z 수평면 안고차 : 관측자 위치에서 해면의 접평면과 임의 점의 해면간의 거리(M)

z_1 전도등의 수평면 안고차(m)

z_2 후도등의 수평면 안고차(m)

Υ 수직분리각(radian으로 측정한 두 등화의 앙각(elevation angle)차)

Υ_m 양 등화의 적합한 분리에 필요한 최소의 수직분리 각(radian)

Θ 수평분리각(두 등화의 방위의 차, radian)

Θ_Q 수평분리각의 표준편차

Θ_1 Θ_Q 의 계산에 이용되는 중간 값으로 Υ의 함수
Θ_2 Θ_Q 의 계산에 이용되는 중간 값으로 Υ_m의 함수
Θ_D 안전하다고 탐지하는 수평 분리각
Θ'_1 Θ_D의 계산에 이용되는 중간 값으로 Υ의 함수
Θ'_2 Θ_D의 계산에 이용되는 중간 값으로 Υ_m의 함수
Θ_M 수로 경계에서 추천되는 최소 수평분리각
Θ''_1 Θ_M의 계산에 이용되는 중간 값으로 Υ의 함수
Θ''_2 Θ_M의 계산에 이용되는 중간 값으로 Υ_m의 함수

(6) 도선 및 도등에 적용되는 공식(IALA 권고 E-112)

① 각막조도(allard)

기상학적 시정 V(m)에 있어서 광원으로부터의 거리 d(m) 떨어진 지점에서의 광도 I(cd)의 빛에 의해 생기는 각막조도 E(lx)는 다음의 식에 의해서 주어진다.

$$E = Id^{-2}(0.05)^{d/v} \tag{8-15}$$

조건A-1은 V가 Vu 와 같을 때 다음 두 개의 공식에 의한 등식의 조합에 의해 표시된다.

$$\left.\begin{aligned} &I_1 l^{-2}(0.05)^{l/v} \geq 1 \times 10^{-6} \\ &I_2(l+R)^{-2}(0.05)^{(l+R)v} \geq 1 \times 10^{-6} \end{aligned}\right\} \tag{8-16}$$

조건 A-2는 다음의 값의 비가 1과 거의 같을 때이다.

$$I_1 x^{-2}(0.05)^{x/v} \text{ 과 } I_2 (x+R)^{-2}(0.05)^{(x+r)/v} \tag{8-17}$$

여기서 x는 a와 l 사이의 값이고 V는 Vu 보다 큰 값이다.

$$I_2 / I_1 + \left(1+\frac{R_r}{a_r}\right)\left(1+\frac{R_r}{\quad}\right)(20)^{R/2l/v} \tag{8-18}$$

조건A-3은 도등포착구역이 경계의 어떤 위치에서도 관련 방향에 있다면 두 등화 중에 최소한 한 개가 다음 식을 만족하여야 한다.

$$Id^{-2}(0.050d/V \geq 0.2\times^{10-6} \tag{8-19}$$

여기서 V는 Va 와 같고 d는 광도 I 까지의 거리이다.
조건 A-4는 다음 두 공식이 동시에 만족되었을 경우이다.

$$I_1 a^{-2} \leq 0.1 \tag{8-20}$$

$$I_2 (a+R)^{-2} \leq 0.1 \tag{8-21}$$

② 등화의 분리

등화의 분리에 표시되어 있는 E_1/E_2 의 중간선에 관해서는 그래프에 의한 산출이나 다음 보간식에 의해 구할 수 있다.

$$\Upsilon_m = [2.4-0.06|\log(E_2/E_1)|+0.26|\log(E_2/E_1|^2 + \log E^{+}(0.2-0.02|\log(E_2/E_1|)-0.02|\log(E_2/E_1)|^2)]10^{-3} \quad (8\text{-}22)$$

③ 수직분리각

R 큼 떨어진 두 지점의 수직각 Υ은 기본수준면 상의 높이가 각각 H_1과 H_2이고 관측자로부터 x 만큼 떨어졌을 때 다음 식에 의해 얻어진다.

$$\Upsilon = \frac{H_2 - b - c - 6.75 \times 10^{-8}(x+R)^2}{x+R} - \frac{H_1 - b - c - 6.75 \times 10^{-8}x^2}{x} \quad (8\text{-}23)$$

이 식은 관측자로부터 d 만큼 떨어진 곳의 수평안고차(dip of the horizon) z를 등대표에 있는 것처럼 $6.75\times10^{-8}\ d^2$ 라고 가정한다.

이 공식은 다음과 같이 간단히 할 수가 있다.

$$\Upsilon = \frac{H_2 - b - c}{x+R} - \frac{H_1 - b - c}{x} - 6.75\times10^{-8}\ R \quad (8\text{-}24)$$

$-\ 6.75\times10^{-8}\ R$ 은 지구의 곡률에 의한 보정값이고, 관측지점간의 거리의 함수이며, 등화의 분리조건은 Υ ≥ Υm이다.

등화의 조건은 설명에 표시된 Data를 기초로 하여 $\Upsilon \geq \Upsilon_m$ 으로 쓸 수 있다.

(주) 이 식은 장애물에 의해 차폐의 영향을 받지 않는다는 조건을 포함하고 있다.

이 경우 u는 관측자의장애물 사이의 수평거리이고 H′는 장애물의 높이 H″는 장애물에 의해 차폐되는 등화의 기준수면 상의 높이, S는 등화가 차폐되는 장애물과 등화사이의 수평거리라면 다음 표현식이 얻어질 것이다.

$$\frac{H\ 3 - b - c}{u+S} - \frac{H\ ' - b - c}{u} - 6.75\times10^{-8}S \geq 0 \quad (8\text{-}25)$$

위의 식에서는 최저조위에서 만재하중인 선박과 장애물에서 가장 가까운 이용 구간의 지점을 기초 재원으로 하여야 한다.

④ 축에서 벗어난 거리

전도등에서 x (전도등과 도등축 상의 어떤 점간의 수평거리)만큼 떨어진 곳에서 도등축에서 벗어난 거리 y는 두 등화 사이의 거리 R, 두 등화의 수평분리각(bearing difference) Θ이면 다음과 같이 구해진다.

$$y = \Theta x(1+\frac{x}{R}) \quad (8\text{-}26)$$

확실하게 감지되는 축거리 y_D는 확실하게 감지되는 수령분리각이 Θ_D이면 다음과 같다.

$$y_D = \Theta_D(1+\frac{x_r}{R_r}) \quad (8\text{-}27)$$

최소로 권고되는 항로 폭의 반절 ym은 최소의 수평분리각이 Θm이면 다음과 같이 구해진다.

$$ym = \Theta m(1+\frac{x_r}{R_r}) \quad (8\text{-}28)$$

⑤ 지리학적광달거리

등화의 기본수준면상의 높이 H, 해면상의 관측자의 안고 b일 때 미터로 표시한 지리학적 광달거리는 아래와 같다.

$$3.849(\sqrt{H-c+}\sqrt{b}) \quad (8\text{-}29)$$

이 공식은 장거리용 도등의 경우에는 이용구간의 가장 먼 거리 끝단과 접근수역의 범위는 전·후도등의 지리학적 광달거리 내에서 검토되어야 한다.

8-3 도표(leading mark)

(1) 주간표지판의 크기

① 주간표지판은 다음 식을 이용하여 높이와 폭을 산출한다.

주간표지판의 높이= $2.01-e^{D/5780}$ (8-30)

주간표지판의 폭 = $1.34-e^{D/5780}$ (8-31)

여기서, D = 최대거리(m)

② 이 공식에 의해 판의 규격이 결정된 적색고정판(solid red panel)은 다음의 조건하에서도 감지될 수 있다.

표 (8-1) 주간표지판의 인지거리

배후광(cd/㎡)	최대거리(m)	기상학적 시정(㎞)
3 박명시(twilight)	10,000	20
300잔뜩 흐리고 어두운 날씨	7,500	10
3000청명한 날씨	5,000	7

③ 계산된 크기의 표지판을 설치할 수 없다면 가능한 한 최대크기의 표지판을 설치할 수 이도록 모든 조건을 재조사할 필요가 있다.

④ 주간표지판의 3가지 색상(적색-황색-적색 또는 백색-흑색-백색)의 수직 줄무늬로 도색한다.

(2) 도등 및 도표설치시 요구되는 사항

① 주간표지판의 크기

② 해면과 지면상의 마스트(mast) 높이

③ 해면과 지면상의 등화 높이

④ 해면과 지면상의 구조물의 높이

⑤ 역 반사 면적(retroreflective area)

⑥ 설치장소의 토질

⑦ 초기 좌표와 기준점의 작도

⑧ 도선방향

(3) 역반사기(retroreflector)

① 역반사기는 소형 레저보트의 항로와 일반적인 빛을 발할 수 없는 항로에서의 등화 대체용으로 사용되고 있다.

② 역반사기의 설계치는 소형 레저보트는 10,000cd이며 상선의 경우는 1,000,000cd이다.

③ 역반시기의 최소 반사범위는 다음과 같이 계산된다.

$$A = ED^4 / I.R.0.5^{2D/1850} \quad (8\text{-}32)$$

여기서, A = 반사범위(㎡)

E = 빛의 한계치(lx)

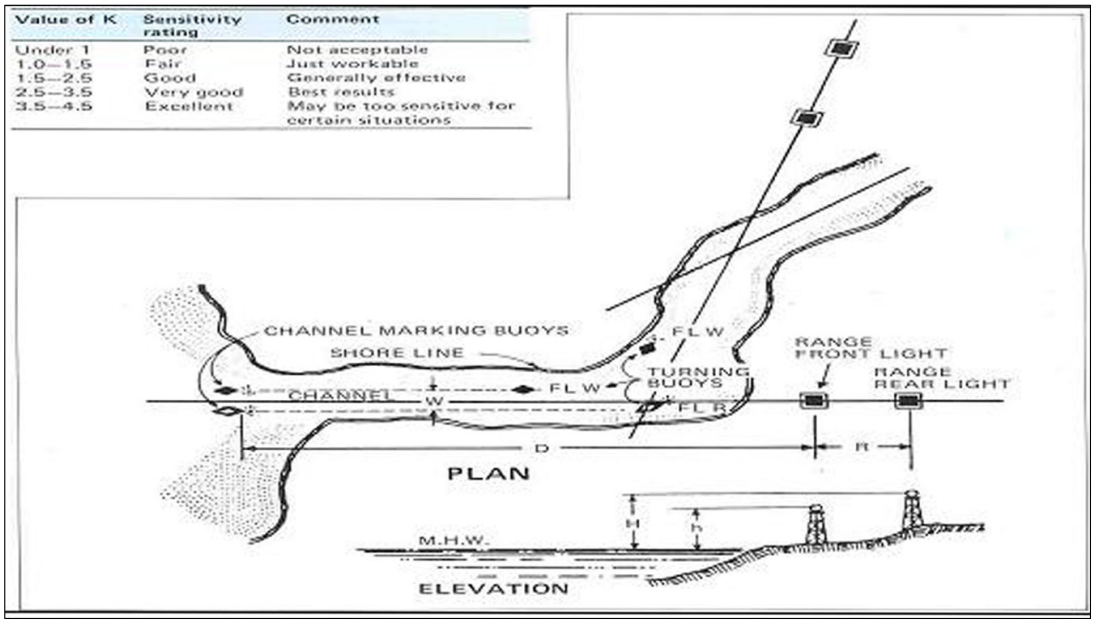
D = 관측거리(m)

I = 선박등 의 광도(cd)

R = 역반사기의 반사율(lx/㎡/cd)

④ 역반사기의 설계는 등화에 대한 설계기준과 유사하나 충분한 빛을 얻기 위한 것이므로 최대광도의 계산은 필요하지 않는다.

Value of K	Sensitivity rating	Comment
Under 1	Poor	Not acceptable
1.0—1.5	Fair	Just workable
1.5—2.5	Good	Generally effective
2.5—3.5	Very good	Best results
3.5—4.5	Excellent	May be too sensitive for certain situations



제 9 장 등부표(燈浮標) 및 부표(浮標)

9-1 표준형 (등)부표

(1) 항해하는 선박에게 암초나 천소 등 장해물의 존재를 알려주거나 항로를 표시하기 위하여 침추를 해저에 정치하여 해면상에 뜨게한 구조물로서 등광을 발하는 것을 등부표라 하고, 등광을 발하지 않고 주로 주간에만 이용하는 것을 부표라 한다.

(2) (등)부표의 제작 및 설치는 항로표지 기능 및 규격에 관한 기준(해양수산부고시 제2012-150호)과 표준형 부표 제작 및 품질관리 기준에 관한 규정(해양수산부훈령 제814호)에 따른다.

(3) (등)부표는 주변의 환경적 외력으로 인하여 고정표지 만큼 신뢰도가 떨어지며, 특히 유실, 위치이동 등의 사고에 대비하기 위하여 안정성검토와 식별기능 제고에 따른 MBS(maritime buoyage system) 규칙을 준수한다.

[해 설]

(1) 해상부표식의 종류(해설 그림 (9-1), (9-2) 참조)

① 측방표지

부표설치의 관습적 방향에 따라 설치되며 일반적으로 지정된 항로를 표시하는데 사용하며 통항항로의 좌현 측 및 우현 측을 표시한다. 다만, 항로가 분기되는 곳에서는 우선항로를 지시하기 위하여 변형된 측방표지를 사용할 수 있다.

② 방위표지

나침의(compass)를 사용하는 항해자가 가항수역을 확인할 수 있도록 하기 위하여 사용된다.

③ 고립장해표지

가항수역 내에 존재하는 일정 규모의 고립장해물을 표시한다.

④ 안전수역표지

설치 위치 주변의 모든 수역이 가항수역임을 표시하는데 사용한다(예 : 항로 중앙표지)

⑤ 특수표지

일반적으로 항로 또는 장해물을 표시하는 것이 아니고 수로도지에서 표시되는 구역이나 지물을 표시한다.

⑥ 기타표지

항행을 지원하기 위한 정보를 제공하기 위해 사용한다.

(2) (등)부표의 관습적 방향

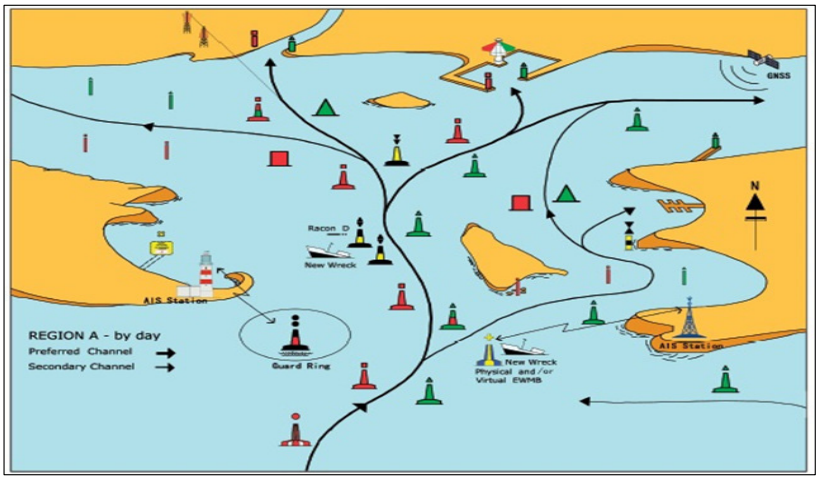
① 주 항로에서 항만에 접속한 항로는 항만 쪽을, 또는 항만 내에 있는 항로에 관해서는 통상 선박이 정지해서 하역하는 곳이 있는 쪽을 수원으로 한다.

② IALA 해상부표식에 의한 좌현표지, 우현표지, 좌항로우선표지, 우항로우선표지의 방향의 기준이 되는 수원은 다음의 기준에 의한다.

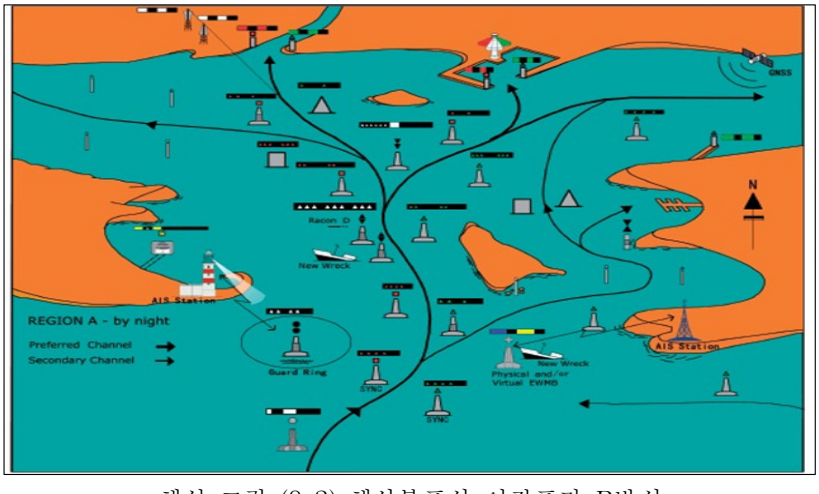
가. 항, 만, 하천 및 이곳에 접속하는 수역은 항이나 항의 곡부(曲部) 또는 하천의 상류

나. 여수해만, 진주만, 삼천포수도, 조도수도, 사량도부근, 견내량해역, 진해만, 가덕수도의 연속된 해면은 마산항이 수원이다.

다. 항해자가 부표의 방향에 관하여 혼돈 가능성이 있는 곳에는 수로당국에 의하여 해도에 표시된 국제적으로 등재된 부표방향 기호에 따른다.



해설 그림 (9-1) 해상부표식-주간표지-B방식



해설 그림 (9-2) 해상부표식-야간표지-B방식

(3) (등)부표의 설치위치 및 규격기준

① (등)부표를 설치하고자 할 때에는 이용자의 요구, 해안가의 특성, 수로의 물리·환경상태와 수로에서의 해상교통 형태 및 교통 밀집도 등을 고려하여 부표의 설치위치, 종류 및 규격을 결정하여야 한다.

② (등)부표의 설치위치를 결정할 때는 최신 대축척 해도상에서 검토 하여야 하며 최대이용선박의 안전을 기준으로 해저지형이나 하상지형과 수심, 저질, 장해물, 천소 등의 여건을 고려하여야 한다.

③ (등)부표의 위치는 침추를 해저나 하상에 투하하여 정치된 지점으로 한다.

④ (등)부표류는 해양수산부장관 (이하 "장관"이라 한다)이 별표2(표준형부표의 제원)와 별표3(표준형 부표의 일람표)으로 지정한 표준형부표를 가능한 사용하여야 한다.

⑤ 항로 여건 등으로 표준형부표를 사용하기 어려운 곳에서는 관할 청장이 판단하여 표준형부표 외의 규격으로 사용할 수 있다. 다만, 1년 이상 설치되는 비표준형 부표류는 관할 청장이 비표준형 부표류 사용 승인요청서를 장관에게 제출하여 승인을 받은 후 사용하여야 한다.

(4) (등)부표의 배치기준

① 일반적인 배치기준

가. 항로한계선 표시를 위한 부표 배치 방식 및 설치간격 결정은 항로를 이용하는 선박 중에서 최대 톤급에 해당하는 선박을 기준으로 하고 자력으로 처음 입항하는 항해자 입장에서 편리하게 이용할 수 있도록 하여야 한다.

나. 항로상의 부표는 항로 양측선상에 일정 간격으로 설치하는 측방표지 기능 이외에도 항로의 교차수로, 변침점, 만곡부에는 설치되어야 하며, 기능적으로는 항로 접근위치, 항로의 입출구 및 안전항로(자연 수로, 준설수로 및 운하를 포함한다) 경계부근의 옅은 수역, 암초, 위험물 등 항해선박에게 위험 및 경고를 알려 줄 필요가 있는 위치에도 설치하여야 한다.

다. 특별히 높은 항행 정밀도가 필요하거나 항로를 분명하고 뚜렷하게 나타내기 위해서는 연속적인 부표 설치가 요구된다.

라. 안전항로에서 연속적인 부표를 설치하기 위하여 다음 각 호의 사항을 고려하여야 한다.

(가) 안전항로의 시작점은 뚜렷하게 눈에 띄는 부표나 한쌍의 부표를 설치하여야 한다.

(나) 부표의 거리 간격은 선박에서 가장 가까운 부표의 접근 전 약 100m 이상에서 다음에 설치된 부표 또는 연속된 2개의 부표를 식별할 수 있어야 한다.

(다) 선박이 안전항로에서 운항을 할 때에는 선박 레이다를 3해리 범위 내에서 대부분 이용하고 있으므로 항로 내에서 연속적으로 설치되는 부표의 설치간격은 3해리를 초과하지 못한다.

(라) 안전항로에서 부표의 설치간격은 다음 각목의 범위 내로 한다.

㉮ 특별히 높은 항행 정밀도가 필요하거나 연속적인 부표 설치가 요구되는 항로 = D(부표의 거리 간격) < L(부표 식별 가능 거리)/ 2

㉯ 일반적인 안전수로 = D < L

㉰ 대양항로에서의 선박 통항로 = D < 2L

㉱ 안전항로상의 부표들은 항로의 기점에서부터 동일한 간격으로 짝을 지어 설치하여야 한다.

㉲ 안전수로에서 연속적으로 설치된 부표는 번호체계, 등질 등에 대한 연속성과 일관성이 유지되도록 하여야 한다.

㉳ 일반적으로 고밀집 안전항로에 설치된 부표들은 보다 쉽고 정밀한 항행을 할 수 있도록 지원하지만, 적정 이상의 많은 부표를 설치하게 되면 선박의 위치결정에 도움을 주지 못하며 오히려 혼란을 초래할 수 있다.

마. 항로 폭이 150m에서 600m 이내의 협수로에서의 등부표의 설치 간격은 시뮬레이션 결과 1~1.5해리가 항행에 가장 적정하나, 항로 내의 선박통항 흐름, 배후광 및 기타 해상환경 여건에 따라 적절히 설치간격을 증감 할 수 있으며, 등을 설치하지 않은 부표는 부표의 크기나 주간 시계를 감안하여 설치 간격을 결정한다.

바. 항로의 입구, 변침점 등 주요지점을 표시하는 부표에는 특수신호표지, 항로표지용 AIS 및 전파표지 등 각종 정보를 수집 제공할 수 있는 장비나 장치 등을 병설할 수 있다.

사. 중요한 항로의 부표 설치를 위하여 시뮬레이션과 위험평가를 거쳐 상세한 설계를 시행할 수 있다.

② 준설항로 및 협소한 자연항로

가. 준설항로는 준설법선 내측에 침추(sinker)를 바짝 붙여서 설치한다.

나. 자연적 항로는 가항수로의 한계선에 설치한다.

다. 항해의 위험을 초래하는 고립장해물에는 필요한 경우에 설치한다.

라. 계획수심을 유지관리하고 있는 준설항로 또는 하천(河川)항로에는 유지수심보다 얕아 위험이 있는 곳에 필요한 경우 설치한다.

마. 굴곡위치에는 거리에 관계없이 필요한 경우에 설치한다.

③ 법정항로 및 권고항로

가. 법선을 명확히 하기 위하여 항로의 양측에 설치한다.

나. 변침점(turning point)에 설치한다.

다. 위험한 장해물 위치에 설치한다.

라. 설치간격은 육안으로 볼 수 있는 정도로서 3해리 이내로 한다.

④ 항만표지 배치

가. 준설항로는 되도록이면 직선이 좋으나 굴곡이 있으면 거리에 관계없이 그 지점에 설치한다.

나. 항만 내에 지정된 묘박지에 투묘하는 선박으로 인하여 (등)부표 기능에 장해가 되지 않도록 설치한다.

⑤ (등)부표의 형상

측방표지 및 안전수역표지의 (등)부표형상을 분명하게 확인할 수 있게 하기 위하여 다음 각 호의 기준을 적용한다.

가. 원 추 형 : 저면직경의 0.75~1.5배 높이의 원추

나. 원통형(캔) : 직경의 0.75~1.5배 높이의 원통

다. 구 형 : 수선(水線)상에서 보이는 높이가 그 직경의 2/3 이상의 구(球)

⑥ 두표의 위치 및 규격

두표는 항해자가 쉽게 확인할 수 있도록 하기 위하여 다음 각 호의 기준을 적용·제작하여 부표의 본체보다 높은 위치에 설치하여야 하고 그 크기는 다음 각목과 같이 한다.

가. 원추형 : 원추의 저면부터 정점까지의 수직고(垂直高)는 저면직경의 약 90%로 하고 부표의 경우 저면의 직경은 표체 홀수선 직경의 25~30%로 하며, 방위표지에 있어서 원추간의 분리거리는 저면직경의 35% 이상으로 한다.

나. 원통형 : 원통의 수직고는 저면직경의 1~1.5배로 하고 부표의 경우 원통의 직경은 표체 홀수선 직경의 최소 25~30%로 하며, 표지본체와 원통체저점과의 간격은 원통직경의 35% 이상으로 한다.

다. 구 형 : 고립장해표지에 있어서 구와 구의 간격은 그 직경의 50%로 하고 부표의 경우 구의 직경은 최소 표체직경의 20% 이상으로 하며 표지본체와 구의 최저부와의 간격은 구의 직경의 35% 이상으로 한다.

라. X 형 : 부표의 경우 X형팔 1변의 길이는 표체직경의 약 33%로 하고 정사각형안의 대각선으로 하여야 하며, X형팔 1변의 폭은 1변 길이의 15%로 한다.

⑦ 부표의 문자, 숫자, 기호 표기

가. 항해자의 항로표지 이용 효율을 증진시키기 위하여 부표에는 문자, 숫자 또는 기호로 항로표지 명칭을 약칭으로 표기하야 한다.

나. 부표에 표기하는 문자, 숫자 또는 기호의 크기는 번호판 규격을 최대한 활용하여 이용자의 시인을 쉽게 하여야 하며 황색 및 백색바탕에는 흑색으로 표기하고 흑색, 홍색 및 녹색바탕에는 백색으로 하여야 한다.

(5) (등)부표의 기능 및 용도

① LANBY-large navigation buoys

가. 적용범위

㉮ 위험한 여울목, 사주, 암초 등을 표시

㉯ 육지초인위치 또는 통항분리대(TSS) 의 진입로 표시

㉰ 주의할 지역 내의 선회지점 표시

나. 성능기준

㉮ 부체의 안정성을 지녀야한다

㉯ 표지 등화는 충분한 가시거리를 가져야 한다.

㉰ racon을 설치할 경우에는 X 및 S-band 모두 사용되어야 한다.

㉱ 음향신호(무신호)는 보통 위험경고용으로 필요하다.

㉲ 부체는 뚜렷한 기능 색으로 식별이 용이하게 한다.

㉳ 고장 시에는 즉시 항해자에게 통보되는 체제를 갖추어야 한다.

㉴ 원격제어 및 감시체제가 운영되어야 한다.

다. 위치를 이탈하는 사고 발생 시의 보안대책

㉮ 운전부자유등 자동 점등(국제충돌 예방규칙 제 27조)

㉯ 운전부자유 음향신호 "D" (국제충돌 예방규칙 제 35조)

㉰ racon 설치 시 "D" 신호 발사

② 원주형 및 기타 (등)부표

가. 적용범위

㉮ 항로나 수역의 측방 한계표시

㉯ 항해 위험물 또는 방해물표시

㉰ 어떤 범주의 항해에 위험을 초래할 수 있는 장애물표시

㉱ 육지초인 위치표시

㉲ 항로중앙 위치표시

㉳ 특수지역 또는 형태표시

㉴ 해양자료수집구조물(ODAS)표시

㉵ 선회지점표시

㉶ 통항분리표시

㉷ 분기점 표시

나. 성능기준

㉮ 대양용 부표에는 등화가 설치되어야 하며, 레이더 반사기를 설치 할 수도 있다.

㉯ racon을 설치할 경우에는 X 및 S-band 모두 사용되어야 한다.

㉰ 음향신호(무신호)는 보통 위험경고용으로 필요하다.

㉱ 부체는 뚜렷한 기능 색으로 식별이 용이하게 한다.

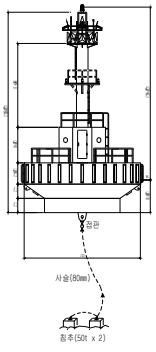
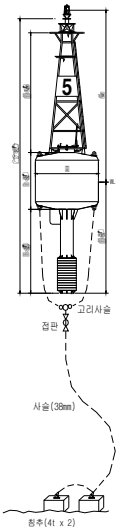
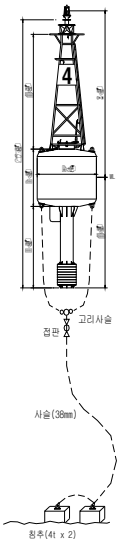
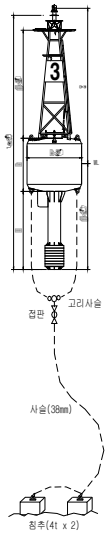
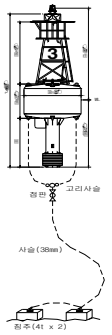
㉲ 등화를 설치할 때에는 적절한 수직 발산각을 확보하여야 한다.

해설 표 (9-1) 표준형 등부표의 현황표

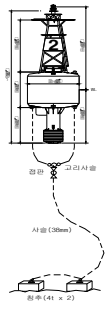
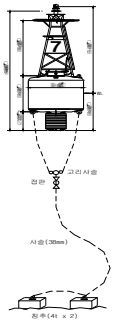
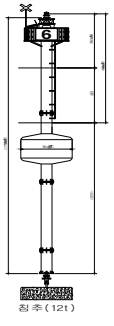
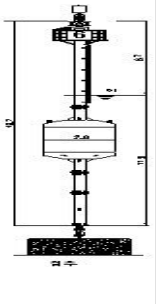
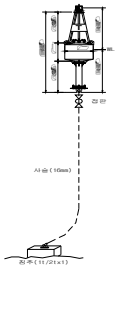
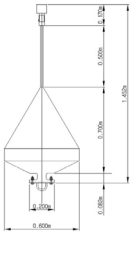
종 류		설 정 기 준			표체직경 (㎜)	등 고 (m)	제 원					비 고
		해 역	수심(m)	조류(kt)			중량(kg)	중심(m)	부심(m)	경심(m)	홀수심(m)	
등부표	LANBY-100	전 해역 주요 통항로	40m 이상	강 조류	10,000	11.9	109,324	1.58	1.31	4.33	2.22	
	LS-35	전 해역 주요 통항로	10~40	강 조류 (7 이하)	3,500	5.38	7,660	1.21	1.03	1.34	1.45	
	LL-30	전 해역 주요 통항로	10~50	강 조류 (7 이하)	3,000	6.97	7,536	2.98	3.86	4.10	4.50	
	LL-28	전 해역	10~40	강 조류 (7 이하)	2,800	6.52	7,039	2.96	3.63	3.85	4.33	
	LL-26	전 해역	10~30	5 이하	2,600	6.03	5,674	2.90	3.43	3.67	4.07	
	LL-26(M)	전 해역	10~30	3 이하	2,600	5.63	5,982	3.20	3.48	3.70	4.13	M=main
	LL-24	내 해역	10~20	3 이하	2,400	5.37	5,144	2.55	2.80	3.02	3.45	
	LS-24	천수 해역, 내 해역	2~20	3 이하	2,400	5.27	5,266	1.81	1.77	2.00	2.28	
	LSP-24	내 해역	13~17	1 이하	2,400	3.8 /7.8	7,099	-	-	-	11.3 / 15.3	
	LT-10	내 해역	10m 전후	3 이하	1,000	2.30	491	1.50	1.74	2.15	2.12	
	소형 어장용등부표	전 해역	30m 이내	5 이하	600	1.1	68.4	0.21	0.08	0.5	0.09	

해설 표 (9-2) 표준형 부표의 현황표

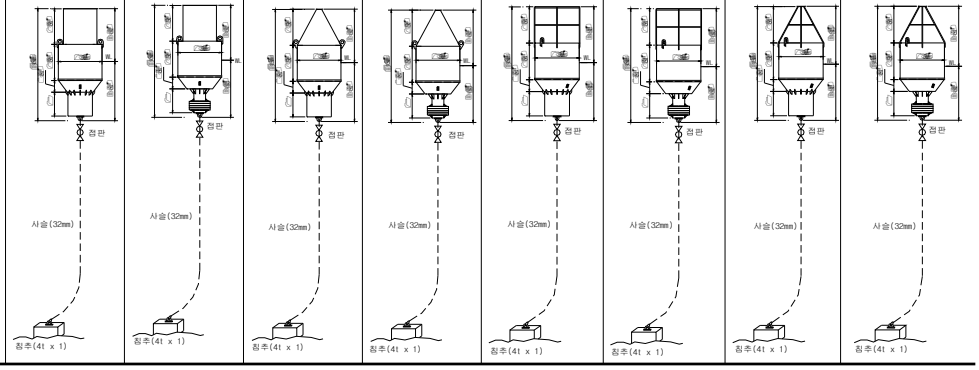
종 류		설 정 기 준			표체직경 (㎜)	등 고 (m)	제 원					비 고
		해 역	수심(m)	조류(kt)			중량(kg)	중심(m)	부심(m)	경심(m)	홀수심(m)	
부표	U-17C(P)	전 해역	5~25	강 조류 (5 이하)	1,700	-	3,303	1.41	1.45	1.63	2.29	
	U-17S(P)	전 해역	5~25	강 조류 (5 이하)	1,700	-	2,680	1.57	1.53	1.74	2.20	
	U-17C(S)	전 해역	5~25	강 조류 (5 이하)	1,700	-	3,272	1.36	1.44	1.62	2.27	
	U-17S(S)	전 해역	5~25	강 조류 (5 이하)	1,700	-	2,649	1.51	1.52	1.73	2.19	
	UR-17C(P)	전 해역	5~25	강 조류 (5 이하)	1,700	-	3,099	1.30	1.39	1.58	2.20	
	UR-17S(P)	전 해역	5~25	강 조류 (5 이하)	1,700	-	2,476	1.45	1.48	1.71	2.11	
	UR-17C(S)	전 해역	5~25	강 조류 (5 이하)	1,700	-	2,924	1.13	1.35	1.55	2.12	
	UR-17S(S)	전 해역	5~25	강 조류 (5 이하)	1,700	-	2,300	1.23	1.43	1.68	2.00	

형 식	등 부 표					
	LANBY-100	LS-35	LL-30	LL-28	LL-26	LL-26(M)
표준 설치 장소	전 해역, 주요 통항로 강 조류	전 해역, 주요 통항로 강 조류 (7kt 이하)	전 해역, 주요 통항로 강 조류(7kt 이하)	전 해역, 강 조류(7kt 이하)	전 해역, (5kt 이하)	전 해역 (3kt 이하)
수심	40m 이상	10~40 m	10~50 m	10~40 m	10~30 m	10~30 m
등명기	300㎜ 250mm LED-200 LED-200HI	LED-200 또는 LED-200HI	LED-200 또는 LED-200HI	LED-200 또는 LED-200HI	LED-200 또는 LED-200HI	LED-200 또는 LED-200HI
표준 설치도						

해설 그림 (9-3) 표준형 등부표

형 식	등 부 표					
	LL-24	LS-24	LSP-24	LSP-28	LT-10	소형 어장용
표준 설치 장소	내 해역 (3kt 이하)	천수해역, 내 해역 (3kt 이하)	내 해역 (1kt 이하)	내해역 (2kt 이하)	내 해역 (3kt 이하)	전 해역 (3kt 이하)
수심	10~30 m	2~20 m	13~17 m	13~17m	10m 전후	30m 전후
등명기	LED-200 또는 LED-200HI	LED-200 또는 LED-200HI	LED-200 또는 LED-200HI	LED-200 또는 LED-200HI	LED-200 또는 LED-200HI	일체형-LED
표준 설치도						

해설 그림 (9-4) 표준형 등부표

형 식	부 표							
	U-17 C(P)	U-17 S(P)	U-17 C(S)	U-17 S(S)	UR-17 C(P)	UR-17 S(P)	UR-17 C(S)	UR-17 S(S)
표준 설치 장소	전 해역, 강 조류 (5kt 이하)	전 해역, 강 조류 (5kt 이하)	전 해역, 강 조류 (5kt 이하)	전 해역, 강 조류 (5kt 이하)	전 해역, 강 조류 (5kt 이하)	전 해역, 강 조류 (5kt 이하)	전 해역, 강 조류 (5kt 이하)	전 해역, 강 조류 (5kt 이하)
수심	5~25 m	5~25 m	5~25 m	5~25m	5~25 m	5~25 m	5~25 m	5~25 m
표준 설치도								

해설 그림 (9-5) 표준형 부표

해설 표 (9-3) 용접비드 형상의 허용치

	항 목	허 용 한 계
1.	용접비드 표면의 요철	2㎜ 미만
2.	용접 각장의 공차	0㎜ 이상 2㎜ 미만 단 용접선에서 전용접장의 10%까지의 범위에서는 (-)1㎜ 이상 (+)4㎜ 미만의 허용치를 인정한다.
3.	용접단면에서 수직 및 수평 용접각장의 차	2㎜ 미만 단 용접선에서 전용접장의 10%까지의 범위에서는 ㎜ 미만의 허용치를 인정한다.
4.	용접단면에서 목두께의 차	0㎜ 이상 1.5㎜ 미만 단 용접선에서 전용접장의 10%까지의 범위에서는 0.7㎜ 이상 +3㎜ 미만의 허용치를 인정한다.
5.	언더컷의 깊이(주 부재)	0.3㎜ 미만 단 용접선에서 전용접장의 10%까지의 범위에서는 0.5㎜ 미만의 허용치를 인정한다.
6.	언더컷의 깊이(부 부재)	0.5㎜ 미만 단 용접선에서 전용접장의 20%까지의 범위에서는 0.7㎜ 미만의 허용치를 인정한다.

해설 표 (9-4) 표준형 등부표용 강재의 품질 규격

강재의 종류	규 격		부표용 부재 기호	부 재
구조용 강재	KSD3503	일반구조용 압연강재	SS41	철탑 수평, 수직보강재, 표체 외판, 내통, 미통 및 브라켓류
강 관	KSD3556	일반구조용 탄소강관	SPS41, SPS50	철탑 경사 보강재, 핸드레일류
주철조품	KSD4101	탄소강주강품	SC-37/42	중 추
용 접 봉	KSD7004	연강용피복 아크용접봉		SS41, SMA용

해설 표 (9-5) 표준형 등부표용 강재의 허용응력도

(단위: kg/cm^2)

강재의 종류 / 응력도의 종류	SS41, SMA41	SPS	SC46
축 방향 인장응력도	1,400	1,400	1,400
축 방향 압축응력도	1,400	1,400	1,400
휨 인장응력도	1,400	1,400	1,400
휨 압축응력도	1,400	1,400	1,400
전단 응력도	800	800	800
지압 응력도	2,100	-	6,000

해설 표 (9-6) 표준형 등부표용 Zn-anode의 종류 및 수량

등부표 형식	방식면적(m^2)	전류밀도(㎃/m^2)	규 격 (㎜)	수 량
U-17(P) & (S) C, S	12.46	120	70x150x20t, 1 kg	2
UR-17(P) & (S) C, S	12.46	120	70x150x20t, 1 kg	2
LT-10	4.03	120	70x150x20t, 1 kg	2
LS-24	29.0	120	100x200x20t, 2 kg	2
LL-24	30.76	120	100x200x20t, 2 kg	3
LL-26(M)	29.55	120	100x200x20t, 2 kg	3
LL-26	29.55	120	100x200x20t, 2 kg	3
LL-28	32.64	120	100x200x20t, 2 kg	3
LL-30	36.00	120	100x200x20t, 2 kg	3
LS-35	28.89	120	100x200x20t, 2 kg	3
LSP-24	52.39	120	100x200x20t, 2 kg	5
LANBY-100	159.41	120	150x300x25t, 7 kg	4
도장결함율 = 5%, 소모율 = 11.23 kg/A.Yr 유효사용율 = 85%				

(6) (등)부표의 도장

① 도장과정에 대한 일반적인 원칙

가. “표면처리”는 이물질과 녹을 완전 제거한 후 작업을 하여야 한다.

나. “전처리도장”은 금속전처리 도료 또는 동 품종이상으로 붓칠·로울러칠 또는 뿜칠로 도장하여야 한다.

② 도장된 표면의 상태

가. 도장된 표면은 매끄러워야 한다.

나. 표면에는 붓 자국, 흘러내린 자국, 울퉁불퉁함이 없어야 한다.

다. 표면에 들뜨기, 변색 또는 오손 등이 없어야 한다.

라. 표면에는 균열, 흠 등이 없어야 한다.

③ 다음과 같은 경우에는 도장작업을 하여서는 아니 된다.

가. 온도가 5℃ 이하일 때

나. 상대습도가 80%를 초과하는 경우

다. 바람에 모래와 먼지가 날릴 때

라. 일출 3시간 이내 일몰 3시간 전(단 옥내 작업의 경우 제외)

④ 도장 기준 및 색상

가. 일반적인 부표의 도장은 다음 기준에 따라야 한다.

(가) 표체 전체 : 무기질 ZINC도료(녹막이 방지용), 에폭시계 도료(방청 A/C용, 중도용) 각1회 도장

(나) 수선하부 : 염화고무계 도료(접착제 상부용), 선저도료(방오 A/F) 각1회 도장

(다) 수선상부 : 폴리우레탄계 도료(상도용 마감도료 2회) 도장

나. 세라믹 도료 등 특수 도료를 사용하는 경우에는 도장 특성에 따른 도료 제조회사의 별도의 기준에 따라야 한다.

해설 표 (9-7) 항로표지의 도색기준

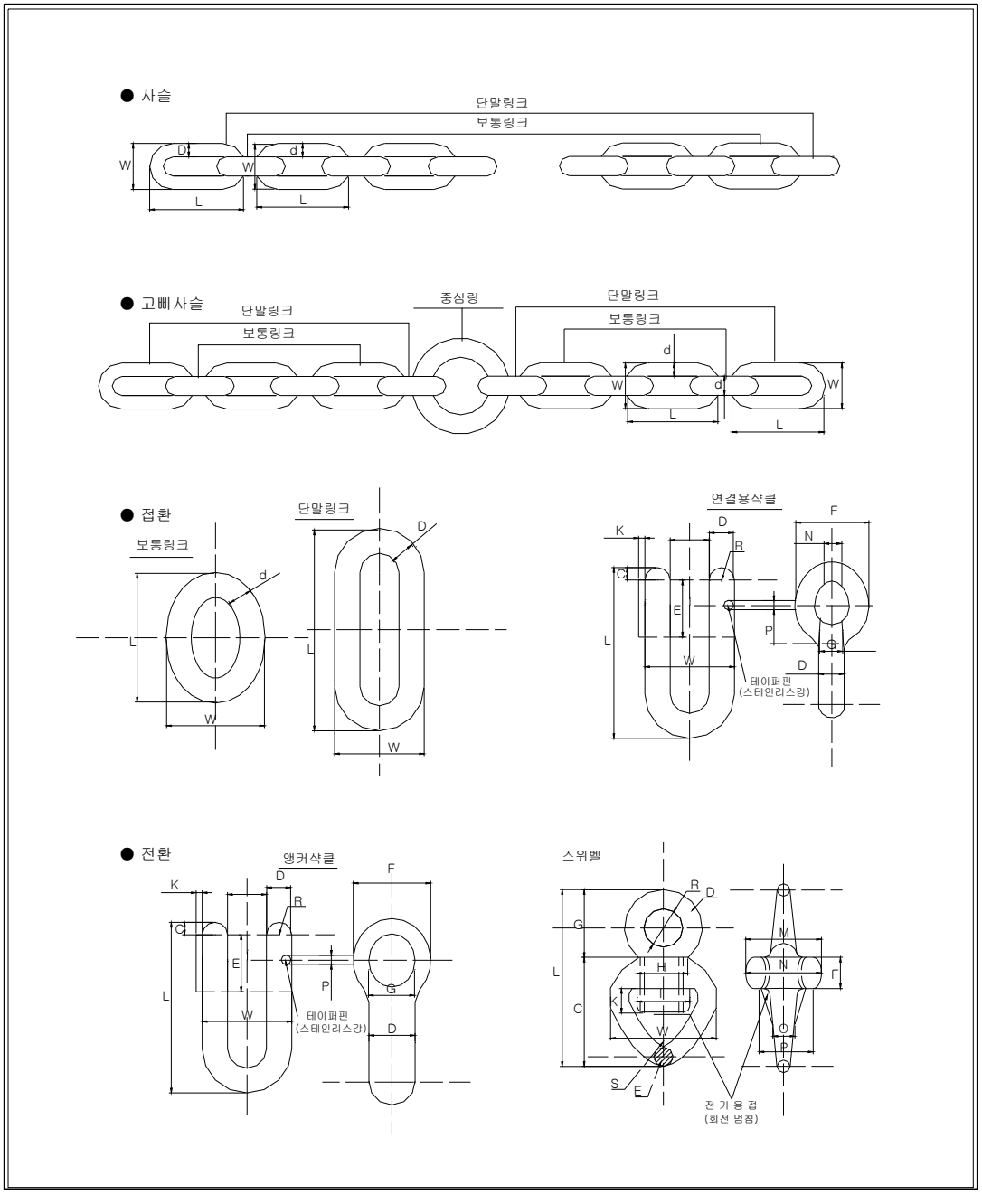
표준색이름(KSA0011)	KS기호(KSA0062)	비고
빨 강	6R 4.5/14	홍색
초 록	2.5G 4/10	녹색
노 랑	1.7Y 8/11.7	황색
파 랑	5PB 3/12	청색
주 황	2.5YR 6/14	오렌지
검 정	N 1.0	검정

해설 표 (9-8) 체인 및 계류장치의 마모율에 따른 사용용도

체인 규격	마모 한계율		
	0～10%	10～20%	20%초과
∮32	전해역	항내, 정온수역	부표에 사용
∮38	전해역	항내, 정온수역	하위규격에 사용
∮81	전해역	항내, 정온수역	하위규격에 사용
∮100	전해역	항내, 정온수역	하위규격에 사용

(7) 계류구(mooring equipment)

해설 그림 (9-6) 사슬 링크의 형상과 치수



해설 표 (9-9) 사슬의 규격과 시험하중

사슬의 호칭지름(d)	보통링크(㎜)			단말 링크(㎜)			시험하중(t)		1m의 무게(㎏)	1 연 의 표준길이(m)
	d	L	w	d	L	w	절단	내력		
26	26.0	127.4	91.0	28.6	156.0	98.8	29.6	14.8	14.72	25.0
28	28.0	137.2	98.0	30.8	168.0	106.4	29.6	14.8	17.08	25.0
32	32.0	190.0	118.0	38.0	228.0	136.0	38.60	19.3	22.28	25.0
38	38 .0	228.0	136.0	45.0	260.0	170.0	54.4	27.2	31.44	25.0
40	40.0	196.0	140.0	44.0	240.0	152.0	60.3	30.2	34.80	25.0
42	42.0	205.8	147.0	46.2	252.0	159.6	66.5	33.3	38.4	25.0

해설 표 (9-10) 고삐사슬의 규격과 시험하중

연결하는 사슬의 지름(d)	보통링크(㎜)			단말링크(㎜)			중심링(㎜)		시험하중(t)		1m의 무게(㎏)
	d	L	w	d	L	w	d	R	절단	내력	
26	26.0	127.4	91.0	28.6	156.0	98.8	39.0	143.0	29.6	14.8	14.72
28	28.0	137.2	98.0	30.8	168.0	106.4	42.0	154.0	29.6	14.8	17.08
32	32.0	190.0	118.0	38.0	228.0	136.0	48.0	176.0	38.6	19.3	22.28
38	38.0	228.0	136.0	45.0	260.0	170.0	57.0	209.0	54.4	27.2	31.44
40	40.0	196.0	140.0	44.0	240.0	152.0	60.0	220.0	60.3	30.2	34.80
42	42.0	205.8	147.0	46.2	252.0	159.6	63.0	231.0	66.5	33.3	38.4

해설 표 (9-11) 연결용 접환(shackle)의 규격과 시험하중(1개의 무게)

연결하는 사슬의 지름(d)	각 부 의 치 수(㎜)											시험하중	
	d	L	w	c	E	F	G	H	K	P	R	절단	내력
26	31.2	158.6	98.8	18.5	39.0	66.3	29.4	24.4	4.9	7.3	18.5		
28	33.6	170.8	106.4	19.9	42.0	71.4	31.6	26.3	5.3	7.8	19.9	29.6	14.8
32	38.4	195.2	121.6	22.7	48.0	81.6	36.2	30.1	6.1	9.0	22.7	38.6	19.3
38	45.6	231.8	144.4	27.0	57.0	69.9	42.9	35.7	7.2	10.6	27.0	54.4	27.2
40	48.0	244.0	152.0	28.4	60.0	102.0	45.2	37.6	7.6	11.2	28.4	60.3	30.2
42	50.4	256.2	159.6	29.8	63.0	107.1	47.5	39.5	8.0	11.8	29.8	66.5	33.3

해설 표 (9-12) 앵커새클의 규격과 시험하중(1개의 무게)

연결하는 사슬의 지름(d)	각 부 의 치 수(㎜)											시험하중	
	d	L	w	c	E	F	G		K	P	R	절단	내력
26	34.3	221.0	123.5	19.5	49.4	73.3	34.3	4.9	9.6	19.5			14.8
28	37.0	238.0	133.0	21.0	53.2	79.0	37.0		5.3	10.4	21.0	29.6	14.8
32	42.2	272.0	152.0	24.0	60.8	90.2	42.2		6.1	11.8	24.0	38.6	19.3
38	50.2	323.0	180.5	28.5	72.2	107.2	50.2		7.2	14.1	28.5	54.4	27.2
40	52.8	340.0	190.0	30.0	76.0	112.8	52.8		7.6	14.8	30.0	60.3	30.2
42	55.4	357.0	199.5	31.5	79.8	118.4	55.4	8.0	15.5	31.5	66.5	33.3	

해설 표 (9-13) 전환(swivel)의 규격과 시험하중(1개의 무게)

연결하는 사슬의 지름(d)	각 부 의 치 수(㎜)																시험하중	
	d	L	w	c	E	F	G	H	K	I	M	N	O	P	R	S	절단	내력
26	28.6	231.4	122.2	148.2	29.3	42.9	83.2	70.2	35.4	40.3	83.2	42.4	52.2	57.2	37.7	17.4		
28	30.8	249.2	131.6	159.6	31.5	46.2	89.6	75.6	38.1	43.6	89.6	45.6	56.0	61.6	40.6	18.8	29.6	14.8
32	35.2	284.8	150.4	182.4	36.0	52.8	102.4	86.4	43.5	49.6	102.4	52.2	64.0	70.4	46.4	21.4	38.6	19.3
38	41.8	338.2	178.6	216.6	42.8	62.7	121.6	102.6	51.7	58.9	12.6	61.9	76.0	83.6	55.1	25.5	54.4	27.2
40	44.0	356.0	188.0	228.0	45.0	66.0	128.0	108.0	54.4	62.0	128.0	65.2	80.0	88.0	58.0	26.8	60.3	30.2
42	46.2	373.8	197.4	239.4	47.3	69.3	134.4	134.4	57.1	65.1	134.4	68.5	84.0	92.4	60.9	28.1	66.5	33.3

해설 표 (9-14) 쇠사슬의 허용오차

호칭지름(d)	지름	바깥너비		바깥길이
		보통링크	단말링크・연결용새클・앵커새클・스위블	링크・새클・ 스위블
15 이하	+1.0 −0	±0.10d	+0.15d−0	+0.15d−0
15를 넘고 29 이하	+1.5 −0.5			
29를 넘고 50 이하	+2.0 −0.5			
50을 넘고 70 이하	+2.5 −1.0			
70을 넘고 88 이하	+3.0 −1.0			
88을 넘고 100 이하	+3.5 −1.0			
100을 넘고 120 이하	+4.0 −1.0			
120을 넘는 것	+5.0 −1.0			

해설 표 (9-15) 쇠사슬 마모한도

(단위 : ㎜)

원지름	평균지름	원지름	평균지름	원지름	평균지름
32	28.5 이하	38	34.0 이하	40	36.0이하

해설 표 (9-16) 각종 체인의 절단 시험 하중, 내력 시험 하중 및 표준 질량

호칭 지름 d (mm)	스터드 붙이 체인							스터드 없는 체인		
	제 1 종 체인		제 2 종 체인		제 3 종 체인		체인 1m의 질량	절단 시험 하중	내력 시험 하중	체인 1m의 질량
	절단 시험 하중 (kN)	내력 시험 하중 (kN)	절단 시험 하중 (kN)	내력 시험 하중 (kN)	절단 시험 하중 (kN)	내력 시험 하중 (kN)	(kg)	(kN)	(kN)	(kg)
16	107	76	150	107	216	150	5.606	95	47	5.56
17.5	127	89	179	127	256	179	6.707	113	57	6.66
19	150	105	211	150	301	211	7.906	133	67	7.84
20.5	175	123	244	175	349	244	9.203	155	78	9.14
22	200	140	280	200	401	280	10.60	178	89	10.52
24	237	167	332	237	476	332	12.61	213	107	12.52
26	278	194	389	278	556	389	14.80	250	125	14.72
28	321	225	449	321	642	449	17.17	290	145	17.08
30	368	257	514	368	735	514	19.71	332	174	19.60
32	417	291	583	417	833	583	22.43	379	189	22.28
34			655	468	937	655	25.32	428	214	25.16
36			732	523	1 050	732	28.38	480	239	28.20
38			812	581	1 160	812	31.62	533	267	31.44
40			896	640	1 280	896	35.04	591	296	34.80
42			981	703	1 400	981	38.63	652	327	38.40
44			1 080	769	1 540	1 080	42.40	716	358	42.00
46			1 170	837	1 680	1 170	46.34	783	391	46.00
48			1 270	908	1 810	1 270	50.46	852	426	50.00
50			1 370	981	1 960	1 370	54.75	925	462	54.40
52			1 480	1 060	2 110	1 480	59.22			
54			1 590	1 140	2 270	1 590	63.86			
56			1 710	1 220	2 430	1 710	68.68			
58			1 810	1 290	2 600	1 810	73.67			
60			1 940	1 380	2 770	1 940	78.84			
62			2 060	1 470	2 940	2 060	84.18			
64			2 190	1 560	3 130	2 190	89.70			
66			2 310	1 660	3 300	2 310	95.40			
68			2 450	1 750	3 500	2 450	101.3			
70			2 580	1 840	3 690	2 580	107.3			
73			2 790	1 990	3 990	2 790	116.7			
76			3 010	2 150	4 300	3 010	126.5			
78			3 160	2 260	4 500	3 160	133.2			
81			3 380	2 410	4 820	3 380	143.7			
84			3 610	2 580	5 160	3 610	154.5			
87			3 850	2 750	5 500	3 850	165.8			
90			4 090	2 920	5 840	4 090	177.4			
92			4 260	3 040	6 080	4 260	185.4			
95			4 510	3 230	6 440	4 510	197.6			
97			4 680	3 340	6 690	4 680	206.1			
98			4 770	3 400	6 820	4 770	210.3			
100			4 940	3 530	7 060	4 940	219.0			
102			5 120	3 660	7 320	5 120	227.8			
105			5 390	3 850	7 700	5 390	241.4			
107			5 570	3 980	7 960	5 570	250.7			
108			5 660	4 050	8 090	5 660	255.4			
111			5 940	4 250	8 480	5 940	269.8			
114			6 230	4 440	8 890	6 230	284.6			
117			6 510	4 650	9 300	6 510	299.8			
120			6 810	4 850	9 720	6 810	315.4			
122			7 000	5 000	9 990	7 000	326.0			
124			7 200	5 140	10 280	7 200	336.7			
127			7 490	5 350	10 710	7 490	353.2			
130			7 800	5 570	11 140	7 800	370.1			
132			8 000	5 720	11 420	8 000	381.6			
137			8 510	6 080	12 160	8 510	411.0			
142			9 030	6 450	12 910	9 030	441.6			
147			9 560	6 840	13 660	9 560	473.2			
152			10 100	7 220	14 430	10 100	506.0			
157			10 640	7 600	15 200	10 640	539.8			
162			11 170	7 990	15 970	11 170	574.7			

비 고 호칭 지름이 이 부표의 값에 미달인 것 또는 이 부표 지름 중간에 있는 것의 절단 시험 하중 및 내력 시험 하중과 단위 길이당 질량은 다음 표에 나타내는 식에 따라 산정한다. 이 경우 d 는 호칭 지름 (mm)으로 한다.

체인의 종류	절단 시험 하중(N)	내력 시험 하중(N)	체인 1m의 질량(kg)
스터드 없는 체인	$370\,d^2$	$184\,d^2$	$0.0217\,d^2$
제1종 체인	$9.81\,d^2(44-0.08d)$	$6.87\,d^2(44-0.08d)$	$0.0219\,d^2$
제2종 체인	$13.7\,d^2(44-0.08d)$	$9.81\,d^2(44-0.08d)$	$0.0219\,d^2$
제3종 체인	$19.6\,d^2(44-0.08d)$	$13.7\,d^2(44-0.08d)$	$0.0219\,d^2$

(8) 침추(sinker)

① 침추 제작기준

가. 침추고리는 환봉(50Φ)으로 제작하여야 하며, 규격은 해설 그림 (9-7)에 의한다.

나. 침추고리 및 절곡부분은 화구로 열을 가해 적당한 온도에서 작업하여 가공품이 미려하게 제작되도록 한다.

다. 거푸집은 콘크리트면과 접하는 부분은 반드시 박리제를 칠하여야 하며, 콘크리트 몰탈이 흐르지 않도록 한다.

라. 거푸집은 이완되거나 형태에 변형이 생기지 않도록 견고히 조립하도록 한다.

마. 침추고리는 침추의 중심상부 260㎜ 지점에 고정하여 중심을 들었을 때, 지나치게 기울지 않도록 설치하여야 한다.

바. 철근배근은 D 13㎜ 철근을 사용하여 도면과 같이 200 ㎜ 간격으로 배근하고, 접합부를 견고히 용접해야한다.

사. 콘크리트 타설은 다음과 같이 실시하고 시험성적서를 제출받아야 한다.

(가) 레미콘의 강도는 210㎏/㎠, 최대골재의 최대치수는 Φ25㎜로 해야 한다.

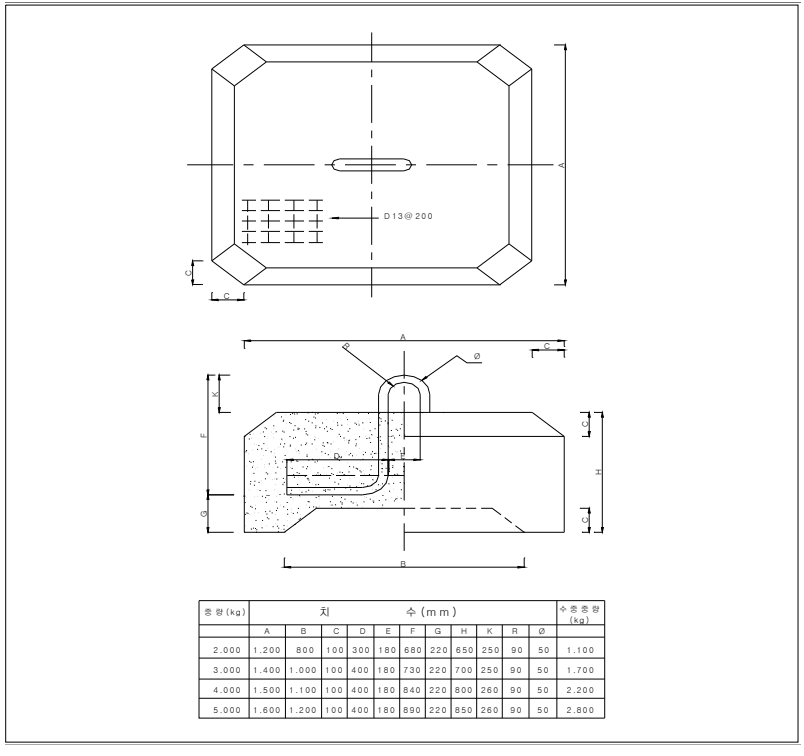
(나) 콘크리트 타설시 다짐질을 철저히 하여 거푸집을 제거하였을 때 표면에 심한 요철현상이 없도록 해야 한다.

(다) 콘크리트 타설 후에는 직사광선, 폭우 등을 피하고 수화작용을 돕기 위하여 노출면을 거적 또는 부직포로 덮고 매일 2회 이상 청수를 뿌려 5일 이상 양생을 하도록 해야 한다.

(라) 침추의 무게는 4톤/개당(기준)이 되도록 해야 한다.

(마) 콘크리트 압축강도 시험성적서(제조회사 발행)를 제출해야 한다.

해설 그림 (9-7) 침추(sinker) 및 침추고리도면



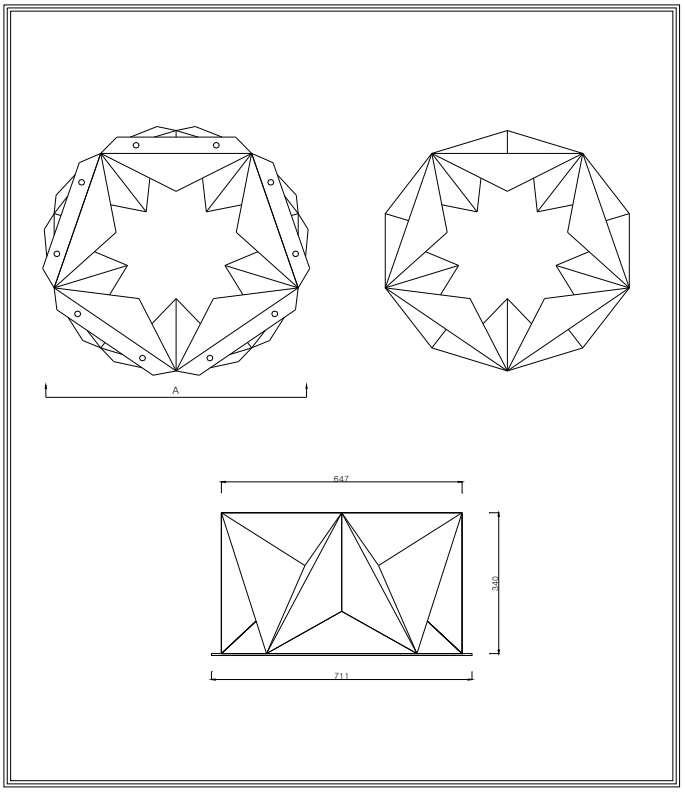
중량(kg)	치수(mm)											수중중량(kg)
	A	B	C	D	E	F	G	H	K	R	Ø	
2.000	1.200	800	100	300	180	680	220	650	250	90	50	1.100
3.000	1.400	1.000	100	400	180	730	220	700	250	90	50	1.700
4.000	1.500	1.100	100	400	180	840	220	800	260	90	50	2.200
5.000	1.600	1.200	100	400	180	890	220	850	260	90	50	2.800

해설 표 (9-17) 두표 표준규격 및 재질

품 명	규격 및 두께	재질	지주	기타
우 현	360㎜×460×3t (원추형)	폴리에틸렌 또는 경량재질	스테인레스강관 Φ26mm, 1.2t	스테인레스프렌지 Φ200mm,
좌 현	500㎜×390×3t (원통형)	폴리에틸렌 또는 경량재질	스테인레스강관 Φ26mm, 1.2t	스테인레스프렌지 Φ200mm,
안전수역	360Φ×3t (구형)	폴리에틸렌 또는 경량재질	스테인레스강관 Φ26mm, 1.2t	스테인레스프렌지 Φ200mm,
고립장해	360Φ×2개×3t×2개 (구형)	폴리에틸렌 또는 경량재질	스테인레스강관 Φ26mm, 1.2t	스테인레스프렌지 Φ200mm,
특수표지	800×800×3t (×형)	폴리에틸렌 또는 경량재질	스테인레스강관 Φ26mm, 1.2t	스테인레스프렌지 Φ200mm,
침선표지	1050×1050×3t (+형)	폴리에틸렌 또는 경량재질	스테인레스강관 Φ26mm, 1.2t	스테인레스프렌지 Φ200mm,
신위험물표지 (비상 침몰, 좌초 선박표지)	460×50×3t (X형)	폴리에틸렌 또는 경량재질	스테인레스 강관 Φ26mm, 1.2t	스테인레스프렌지 Φ200mm

※ 두표의 규격, 재질, 지주 등의 재료는 부표의 설치환경 등을 감안하여 변경할 수 있다.

해설 그림 (9-8) 10방향 레이다 반사판 형상



9-2 표준형 등부표의 안정성 [LL-26(M)기준]

(1) 구조 및 명칭

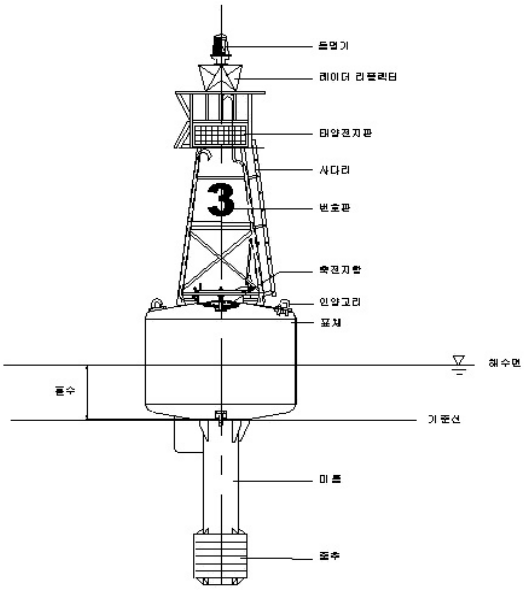


그림 (9-1) (등)부표 LL-26(M)의 구조와 명칭

(2) 중심(center of gravity)

부표의 중심위치는 표체, 미통, 중추, 철탑, 등명기, 축전지 등 모든 부재에 대하여 상세한 중량분포를 구하여 산정한다. 이 경우 전체 계산결과에 그다지 영향을 주지 않는 것은 생략할 수 있다. 중심의 위치는 부표를 구성하는 부재들의 (1차)모멘트를 총 중량으로 나눈 값이다. 이 계산에서 기준선은 편의상 미통과 연결되는 표체의 경사부 하단을 기준선으로 정하였다[그림 (9-1) 부표의 구조와 명칭 참조].

$$KG = M_c / W \tag{9-1}$$

여기서,

KG : 기준선에서 중심까지의 거리 (m)

M_c : 중량의 (1차)모멘트 (kgf-m)

W : 총 중량 (kgf)

※ 1kgf = 1kg×9.8 m/s^2

※ 부표의 총 중량을 계산할 때 작업원의 중량은 고려하지 않았다.

식 (9-1)부터 계산된 부표 LL-26(M)의 중심위치는 다음과 같다.

$$KG = 1613/5743 = 0.281\,m$$

(3) 배수체적(displacement)과 흘수(draft)

부표의 총 중량은 부표가 밀어낸 해수의 무게와 같은 크기의 부력에 의해 지탱된다. 따라서 부표가 밀어낸 해수의 체적 (즉 부표의 수면하부 배수체적)은 다음 식으로 계산된다.

$$V = W/\gamma_w \qquad (9\text{-}2)$$

여기서,

V : 배수체적 (㎥)

W : 부표의 전 중량 (kgf)

γ_w : 해수의 단위부피당 중량 (= 1025 kgf/㎥)

식(9-2)로부터 계산된 부표 LL-26(M)의 배수체적은 다음과 같다.

$$V = 5743/1025 = 5.603\,m^3$$

이상 계산된 배수체적으로부터 부표 가 물에 잠기는 위치인 흘수를 결정할 수 있다. 먼저 미통자체의 체적과 표체 경사부의 공간을 고려하여 표체 수직부의 공간을 구하고 이를 표체의 단면적으로 나누면 수직부에서의 흘수가 계산된다. 사용 상태에 있어서 실제의 흘수면은 부표에 연결된 체인의 중량을 고려할 필요가 있는데 표체의 1cm 침하중량이 계산되어 있다면 체인의 총 중량을 1cm 침하중량으로 나누어 표체가 추가로 가라앉은 깊이를 계산할 수 있다.

1cm 침하중량이란 부표를 1cm 침하시키는데 소요되는 중량을 말하는데 이는 표체의 수직부에서 계산된다.

즉 1cm 침하중량 = $\pi R^2 \times 0.01 \times 1025$ (kgf) 로 계산된다.

체인이 연결되지 않은 부표에서 수직부 표체의 수면 아래쪽 깊이 d_2 (m) 는 다음 식으로 계산된다.

$$d_2 = \frac{V'}{A'} \text{ (m)} \qquad (9\text{-}3)$$

여기서,

V': 수직부 표체의 공간 (=부표의 배수체적(V)-미통과 중추의 체적-표체의 경사부 공간, ㎥)

A': 수직부 표체의 단면적 (=πR^2, ㎡)

R : 수직부 표체의 반지름 (m)

따라서 체인이 연결되지 않은 상태에서 부표의 흘수는 다음과 같이 계산된다.

$$d = d_1 + d_2 \qquad (9\text{-}4)$$

= (표체 하부의 경사부 높이)+(수직부 표체의 수면 아래쪽 깊이)

표 (9-1)의 부표 LL-26(M)의 흘수는 다음과 같다.

$d_1 = 0.27m$

$d_2 = 4.329/5.309 = 0.815\,m$

$\therefore\ d = 0.27 + 0.815 = 1.085m$

이 부표의 1cm 침하중량은 54.41kgf 인데 부표에 체인을 연결할 경우 체인의 총 수중중량을 1069kgf 라면 (적정한 체인의 길이는 부표에 작용하는 외력의 크기에 따라 달라지는데 여기서는 편의상 수심 20m의 1.6배인 34m로 가정했다) 흘수는 다음과 같이 계산된다.

$$d = 0.27 + 0.815 + 1069/54.41/100 = 1.281\,m$$

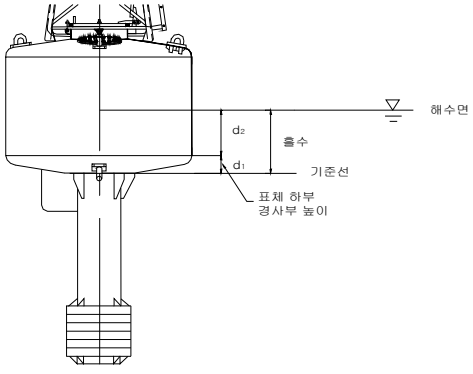


그림 (9-2) 흘수면의 결정



표 (9-1) (등)부표 LL-26(M) 의 부재 목록표

명 칭	재 질	규 격 (단위: ㎜)	수 량	중량(kgf)	기준선에서 각부중심까지 거리	중량의1차모멘트 (kgf-m)	각부 중심 까지 거리 제곱 (m^2)	질량의 관성 모멘트(kg-m^2)
등 명 기	SS400	250㎜	1	7.0	6.697	46.879	44.85	313.95
등명기 취부판	Al	400×400×9t	1	11.3	6.415	72.49	41.15	465.02
레이더 리플렉터	SS400	750×454	1	27.4	6.177	169.25	38.155	1045.456
상부 핸드레일	SS400	d42×4720	1	9.4	5.82	54.708	33.87	318.4
레일 경사보강재	SS400	50×50×520	4	9.2	5.57	51.244	31.02	285.43
등명기용수직보강재	SS400	50×50×1000	4	17.7	5.42	95.934	29.376	519.96
태양전지판		SM50	3	18.9	5.17	97.713	26.73	505.176
레일 수직보강재	SS400	50×50×1000	4	17.7	5.42	95.934	29.376	519.96
중간 바닥판	SS400	d1500, 9t	1	120.8	4.92	594.336	24.206	2924.133
태양전지판 지지대	SS400	도면10a -10e	3	63.9	5.12	327.168	26.214	1675.1
공기순환관-단	SPS290	d42, 4400	1	8.7	3.51	30.537	12.32	107.185
공기순환관-장	SPS290	d42, 4820	1	9.6	4.01	38.496	16.08	154.369
ladder 지지대	SS400	150×50×9t	6	3.2	3.4	10.88	11.56	36.992
ladder side plate	SS400	2487×50×9t	2	20.1	3.71	74.571	13.764	276.66
ladder step	SS400	d19×300	9	6.0	3.5	21.0	12.25	73.5
철탑 수평보강재-상	SS400	50×50×900	3	15.9	4.375	69.563	19.14	304.34
번호판	SS400	(928+1132)×820	3	119.3	3.95	471.235	15.6	1861.378
철탑 수직보강재	SS400	65×65×2900	4	68.6	3.51	240.786	12.32	845.16
철탑 고정재	SS400	200×148×9t	4	14.0	2.2	30.8	4.84	67.76
철탑 수평보강재-중	SS400	50×50×1100	4	19.5	3.475	67.763	12.1	235.47
철탑 경사보강재	SS400	50×50×1665	6	44.3	2.9	128.47	8.41	372.56
철탑 수평보강재-하	SS400	50×50×1400	3	18.6	2.275	42.315	5.176	96.267
축전지함 해치	SS400	830×830×9t	1	80.2	2.225	178.044	4.95	397.04
철탑상부수평보강재	SS400	50×50×1047	3	13.9	5.82	80.898	33.872	470.826
리플렉터 취부판	SS400	542×542×9t	1	20.8	5.82	121.056	33.872	704.546
등명기 수평보강재	SS400	50×50×542	4	9.6	5.92	56.832	35.05	336.446
해치 코밍	SS400	Id780×224	2	38.8	2.21	85.748	4.88	189.503
중간바닥판 보강재1	SS400	50×50×1300	2	11.5	4.92	56.58	24.2	278.374
중간바닥판 보강재2	SS400	50×50×1100	1	9.7	4.92	47.724	24.2	234.802
표체 상판	SS400	9t	1	393.6	1.965	773.424	3.86	1519.778
인양 고리		d50 RB	4	100.8	2.1	211.68	4.4	444.528
맨홀	SS400	510×610	1	18.0	1.965	35.37	3.86	69.502
표체 측판	SS400	Od2600×1560	1	899.8	1.05	944.79	1.1	992.03
축전지함 상판	SS400	d1000,220×220	1	43.1	1.82	78.442	3.3	142.764
축전지함 중판	SS400	d1000	1	23.3	1.57	36.581	2.465	57.432
축전지함 바닥판	SS400	d1000	1	37.0	1.47	54.39	2.16	79.953
표체 내부 튜브	SS400	Id1000×2100	1	465.9	1.05	489.195	1.1	513.655
스텝	SS400	d19×500	4	4.4	1.0	4.4	1	4.4
계류 고리		d70 RB	2	105.6	0.03	3.168	0.0009	0.095
표체 하판	SS400	9t	1	372.6	0.135	50.301	0.018	6.79
튜브 하판	SS400	d1018×9t	1	57.5	0	0	0	0
논슬립바	SS400	10×10×600	4	1.9	1.965	3.734	3.861	7.336
축전지함 보강재	SS400	50×50×1000	2	8.9	1.42	12.638	2.016	17.946
미통	SS400	Od600×3000	1	399.3	-1.5	-598.950	2.25	898.425
미통 연결보강재	SS400	400×200, 9t	8	29.8	-0.155	-4.619	0.024	0.716
중추 지지판 보강재	SS400	100×100, 9t	16	5.7	-2.48	-14.136	6.15	35.06
방향타판	SS400	655×500, 9t	1	21.6	-0.3	-6.48	0.09	1.944
중추	cast iron	Od900,Id606,100t	6	1637.3	-2.58	-4224.23	6.66	10898.52
중추지지판	SS400	Od860,Id606,9t	2	41.3	-2.58	-106.554	6.66	274.91
축전지		LDA400	6	240	1.713	411.12	2.93	704.2486
소 계				5743		1613.214		32285.8
작업원 2명				140	4.448	622.720	19.785	2769.859
작업원 포함 소계				5883		2235.934		35055.66

(4) 부심(center of buoyancy)과 경심(metacenter)

물속에 잠긴 체적의 중심을 부심이라 하는데 다음 식으로 계산한다.

$$KB = M_B / V \tag{9-5}$$

여기서,

KB : 기준선에서 부심까지의 거리 (m)

M_B : 각 부위 배수체적의 기준면에 대한 모멘트 (m^4)

V : 배수체적(m^3)

표 (9-2) 배수체적과 1차 모멘트

명 칭	배수체적 (m^3)	기준선에서 각 배수체적의 중심까지 거리 (m)	각 배수체적의 1차 모멘트 (m^4)
표체	5.349	0.406	2.172
미통	0.02	-1.5	-0.03
중추	0.22	-2.58	-0.568
계류고리	0.004	0.03	0.00012
방향타판	0.003	-0.3	-0.009
미통 연결보강재	0.007	-0.155	-0.0011
소 계	5.603		1.564

따라서 부표 LL-26(M) 의 부심은 다음과 같다.

$$KB = 1.564 \ / 5.603 = 0.28\,m$$

한편 부심에서 경심(메타센터, metacenter)까지의 높이를 BM 이라 하는데 이 값은 부체의 횡 동요 주기를 결정하고 복원력 특성을 좌우하는 중요한 인자이다(조선공학개론 참조/동명사, 1999). 경심은 안정 상태에서 수면에 떠 있는 물체의 부심을 통과하는 수직선과 기준면에 대하여 약간 경사진 상태로 떠 있는 물체의 부심을 통과하는 수직선과의 교점으로서 경심이 중심보다 위쪽에 있을 때는 경사진 물체에 복원모멘트가 작용하기 때문에 물체는 제자리로 돌아가려는 복원성을 가지게 된다. 복원모멘트의 크기는 중심과 경심 사이의 거리, 즉 GM 에 비례하여 증가한다.

$$BM = I_X \ / V \tag{9-6}$$

여기서,

BM : 부심으로부터 경심(메타센터)까지의 높이 (m)

I_X : 표체 흘수면의 단면2차모멘트 (원형단면이므로 $\frac{\pi R^2}{4}$; m^4)

R : 표체 흘수면의 반지름 (m)

V : 배수체적 (m^3)

부표 LL-26(M)에 대한 부심 계산은 다음과 같다.

$$I_X = \frac{\pi \times 1.3^4}{4} = 2.243\ m^4, \quad V = 5.603\ m^3$$

$$BM = 2.243/5.603 = 0.40\,m$$

중심에서 메타센터(metacenter)까지의 높이 GM은 다음과 같이 정의한다.

$$GM = BM + KB - KG \tag{9-7}$$

따라서 GM의 계산결과는 다음과 같다.

$$GM = 0.40 + 0.28 - 0.281 = 0.399\ m$$

경사각이 작은 경우 (보통 10도 이내) 부표의 경심의 위치는 거의 일정하며 복원모멘트는 다음 식으로 계산된다. GM이 클수록 부표의 안정성이 크다.

$$M_R = W \cdot GM \cdot \sin\theta \approx W \cdot GM \cdot \theta \tag{9-8}$$

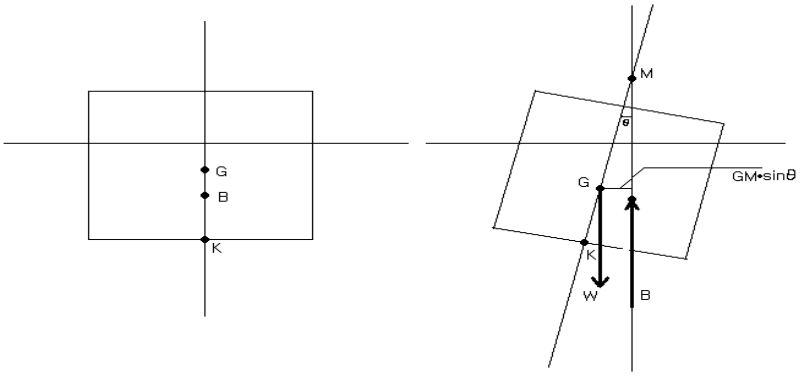


그림 (9-3) 중심과 부심, 경심 및 복원모멘트의 관계

(5) 부표의 진동주기

부표의 진동주기란 표체가 무게중심을 중심축으로 1주기 동요하는데 걸리는 시간이다. 부표의 경사각이 작은 경우 경심(metacenter)의 위치는 거의 일정하고 이때 부표의 복원모멘트는 $M_R = W \cdot GM \cdot \sin\theta$ 로 계산한다.

강제외력이 없는 경우 부표의 모멘트는 $I_v \ddot{\theta}$ 인데, 이것은 복원모멘트 M_R과 크기가 같고 방향이 반대이다. 즉 $-I_v\ddot{\theta} = W \cdot GM \cdot \sin\theta$ 이다. 따라서

$$I_v\ddot{\theta} + W \cdot GM \cdot \sin\theta = 0 \tag{9-9}$$

θ 가 작다고 가정하면 $\sin\theta \approx \theta$를 사용하여

$$I_v\ddot{\theta} + W \cdot GM \cdot \theta = 0$$

$$\ddot{\theta} + \frac{W \cdot GM}{I_v}\theta = 0 \qquad (9\text{-}10)$$

따라서 부표의 고유진동수와 고유진동주기는 다음 식으로 계산된다.

$$\omega_o = \sqrt{\frac{W \cdot GM}{I_v}} \qquad (9\text{-}11)$$

$$t_o = 2\pi\sqrt{\frac{I_v}{W \cdot GM}} = 2\pi\sqrt{\frac{\kappa^2}{GM \cdot g}} \qquad (9\text{-}12)$$

여기서,

ω_o : 부표의 고유진동수 (1/sec)

t_o : 부표의 고유진동주기 (sec)

I_v : 부표의 무게중심에 대하여 수중에서의 부가질량에 의한 관성모멘트

I_v' 가 포함된 질량관성모멘트 (kg-m^2)

κ : 관성반경(radius of gyration, m) = $\sqrt{I_v \cdot g / W}$

※ I_v 는 부표의 무게중심에 대한 값인데 표 (9-1)의 기준선에 대한 질량관성모멘트로부터 평행축 정리를 이용해 $I_v = I_o - W/g \cdot \overline{KG^2}$ 로 계산된다.

※ 고유진동주기 t_o (sec)를 구할 때 표 (9-1)의 중량 W(kgf)를 중력가속도로 나누어 질량(kg)으로 바꾸어 계산해야 한다. 수중에서의 운동이므로 부가질량관성모멘트를 고려해야 하는데 통상적으로 부가질량관성모멘트는 질량관성모멘트의 10%를 선택한다.

$$I_v = (I_o - W/g \cdot \overline{KG^2}) \times 1.1 = (32286 - 5743 \times 0.281^2) \times 1.1 = 35015.8 kg \cdot m^2$$

$$\kappa = \sqrt{\frac{35015.8}{5743}} = 2.469\, m$$

$$t_o = 2\pi\sqrt{\frac{2.469^2}{0.399 \times 9.81}} = 7.84 \text{ sec}$$

(6) 외력에 의한 경사각

바람의 속도는 위치와 시각에 따라 너무 빨리 변하기 때문에 통상 수면상 10m 위치에서 정해진 시간 동안 부는 바람의 속도를 평균하여 풍속을 결정한다. 기상관측에서 사용되는 풍속은 이 값으로서 해수면에서의 풍속 0에서 해수면 상부 10m까지 높이의 1/7승에 비례하는 속도구배를 가진다. 따라서 풍속이 45m/s에 이르는 강풍이라 하더라도 수면상부의 높이가 10m보다 작은 (등) 부표의 경우 직접 맞닥뜨리는 바람의 속도는 조금 작다고 할 수 있다.

바람에 의한 부표의 경사각을 결정하기 위해서는 먼저 부표의 수면상부 부재에 작용하는 풍속과 풍력, 이에 의한 풍력모멘트를 계산해야 한다. 각 부재에 작용하는 풍하중(wind force)은 정적하중으로 취급하여 다음 식으로 계산한다.

$$F_a = 1/2 \times \rho_a \, C_D \, A_a \, V_a^2 \qquad (9\text{-}13)$$

여기서,

ρ_a : 공기의 밀도 (=0.125 kgf-s^2/m^4)

V_a : 풍압을 받는 부재에 대한 풍속 (m/s)

C_D : 부재의 항력계수(부재 형상에 따라 0.5 - 2.0 사이, 대략 1.0 사용)

아래와 같이 바람을 받는 부재의 투영면적, 풍속, 풍력을 계산한다. 여기서 풍력면적계수란 동일한 투영면적을 가진 부재가 여러 개 있을 때 각기 놓여 있는 방향에 따라 전체 투영면적으로 환산되는 정도를 나타낸다.

풍압이 작용하는 중심은 풍압모멘트를 풍하중으로 나누어 결정할 수 있다.

$$C_a = M_a / F_a$$
$$= 772.147/247.526 = 3.119\,m \qquad (9\text{-}14)$$

여기서,

C_a : 풍압의 중심 (수면상 m)

M_a : 전체 풍압면적의 모멘트 (kgf-m)

F_a : 전체 풍력 (kgf)

바람에 의한 부표의 최대 경사각은 풍력모멘트가 부표의 복원모멘트와 같을 때 발생한다.

$$M_R = W \cdot G_M \cdot \sin\theta = 772.147\,kgf \cdot m$$

따라서 $5743 \times 0.399 \times \sin\Theta = 772.147$, 최대경사각은 $\theta_{\max} = 19.69°$이다.

표 (9-3) LL-26(M) 의 풍력과 풍력모멘트 계산(기준풍속 45m/s 로 가정)

부 재 명	풍력 면적계수	투영면적 (m^2)	중심으로부터의 거리(m)	높이에 따른 속도구배 (height factor)	풍속 (m/s)	풍력 (kgf)	풍력모멘트 (kgf-m)
등 명 기	1.0	0.104	6.416	0.92(5.612)	41.4	11.14	71.47
레이더 리플렉터	0.8	0.24	5.896	0.908(5.902)	40.86	20.034	118.12
레일 수직 보강재	0.5	0.1	5.139	0.887(4.335)	39.915	4.98	25.59
등명기용 수직보강재	0.25	0.05	5.139	0.887(4.335)	39.915	1.245	6.398
태양전지판	0.7	0.415	4.889	0.88(4.085)	39.6	28.472	139.2
번 호 판	0.7	0.837	3.669	0.836(2.865)	37.62	51.825	190.146
철탑 수직 보강재	0.6	0.39	3.229	0.817(2.425)	36.765	19.77	63.837
표 체	1.0	1.92	1.43	0.673(0.626)	30.285	110.06	157.386
소 계		4.051				247.526	772.147

(7) 조류력

조류에 의한 부표의 경사각을 결정하기 위해서 먼저 부표의 수면하부 부재에 작용하는 유속과 조류력에 의한 조류력모멘트를 계산한다. 각 부재에 작용하는 조류력(current force)은 다음 식으로 계산한다.

$$F_c = 1/2 \times \rho_w \, C_D \, A_c \, V_c^2 \qquad (9\text{-}15)$$

여기서,

ρ_w : 해수의 밀도 (= 105 kgf-s^2/m^4)

V_c : 조류력을 받는 부재에 대한 조류의 상대속도 (m/s)

A_c : 조류력을 받는 부재의 투영면적 (m^2)

C_D : 부재의 항력계수 (부재 형상에 따라 0.5 - 2.0 사이, 대략 1.0 사용)

조류력이 작용하는 중심은 조류력모멘트를 조류력으로 나누어 결정할 수 있다.

$$C_c = M_c / F_c = 763.47/908.83 = 0.84\,m$$

여기서,

C_c : 조류력의 중심 (수면하 m)

M_c : 전체 조류력모멘트 (kgf-m)

F_c : 전체 조류력 (kgf)

조류에 의한 부표의 최대 경사각은 조류력모멘트가 부표의 복원모멘트와 같을 때 발생한다.

$$M_R = W \cdot G_M \cdot \sin\theta = 763.47\ kgf \cdot m$$

따라서 $5743 \times 0.399 \times \sin\theta = 763.47$, $\theta_{\max} = 19.46°$이다.

표 (9-4) 수면하부 부재의 조류력과 조류력모멘트 계산(유속은 5kt)

부 재 명	투영면적 (m^2)	중심으로부터의 거리(m)	높이에 따른 속도구배 (height actor)	조류와 부표의 상대속도(m/s)	조류력 (kgf)	조류력모멘트 (kgf-m)
표 체	3.28	-0.125	1.0	1.8	557.928	-69.741
미 통	1.44	2.321	1.0	1.8	244.944	568.515
중 추	0.54	2.861	1.0	1.8	90.104	257.788
미통 연결보강재	0.095	0.436	1.0	1.8	15.85	6.91
소 계	7.355				908.83	763.47

(8) 파도에 의한 부표의 경사각

파도에 의한 부표의 경사각은 파도의 기울기에 좌우된다고 볼 수 있다. 참고문헌에 따르면 파도의 형상은 다음과 같이 간단한 조화함수로 표현 된다(buoy engineering/ H. Berteaux, 1976; offshore structural engineering/ T.H. Dawson, 1983).

$$y = \frac{H}{2} cos 2\pi (\frac{t}{T} - \frac{x}{\lambda}) = \frac{H}{2} cos(\omega t - kx) \tag{9-16}$$

여기서,

H : 파고 (wave height, m)

T : 파주기 (sec)

λ : 파장 (wave length, m)

k : 파수 (wave number = $\frac{2\pi}{\lambda}$)

ω : 주파수 (wave frequency = $\frac{2\pi}{T}$)

파의 기울기는

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \tan\phi = \frac{\pi H}{\lambda} sin 2\pi (\frac{t}{T} - \frac{x}{\lambda}) \tag{9-17}$$

기울기가 작다고 가정하고 $x = 0$ 에서 위 식을 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\phi \approx \tan\phi = \alpha \sin\frac{2\pi}{T} t = \alpha \sin\omega t \tag{9-18}$$

여기서 $\alpha = \phi_{max} = \frac{\pi H}{\lambda} = \frac{2\pi}{\lambda} A$ (A는 파도의 진폭 = $\frac{H}{2}$)

부표가 파도 속에서 동요할 때 부표의 복원모멘트는 파도의 위상과 차이를 고려하여 $M_R = W \cdot GM \cdot \sin(\theta - \phi)$ 로 계산한다. 따라서 부표의 운동방정식은 앞에서와 같이,

$$I_v \ddot{\theta} + W \cdot GM \cdot \sin(\theta - \phi) = 0 \tag{9-19}$$

여기서,

θ : 부표의 경사각

I_v : 부표의 질량관성모멘트

경사각이 작을 때는 $\sin(\theta - \phi) \approx \theta - \phi$ 이므로 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$I_v \ddot{\theta} + W \cdot GM \cdot (\theta - \phi) = 0$$

$$\ddot{\theta} + \frac{W}{I_v} GM\ \theta = \frac{W}{I_v} GM\ \alpha \sin\omega t \tag{9-20}$$

초기조건 $\theta_0 = \dot{\theta}_0 = 0$ 을 가지고 위 미분방정식의 해를 구하면

$$\theta = \frac{\alpha}{1 - t_o^2 / T^2} [\sin\omega t - \frac{t_o}{T} sin\omega_0 t] \tag{9-21}$$

여기서,

t_o : 부표의 고유진동주기

ω_o : 부표의 고유진동수

T : 파의 주기

위 식에서 최대 경사각은 [ ] 안이 1일 때이다. 즉,

$$\theta_{\max} = \frac{\alpha}{1 - t_o^2 / T^2} \tag{9-22}$$

이론상 t_o가 T가 가까워지면 공진 때문에 심한 동요가 일어난다.(하지만 실제로는 부표에 연결된 체인과 수면하부의 긴 미통 부분이 저항(감쇠)역할을 하여 공진현상은 상당히 감소된다.) 여기서 계수 $\alpha = \frac{\pi H}{\lambda}$ 를 결정하기 위하여 유한수심에서의 파장을 (여기서 λ는 주어진 유한수심에서의 파장이다.) 심해파의 파장과 수심과의 관계인 표 (9-5)로부터 얻는다. 여기서 파주기를 10초라하면,

$\lambda_o = \frac{g T^2}{2\pi} = \frac{9.8 \times 10^2}{2\pi} = 155.972\ m$ (여기서 λ_o : 심해파의 파장)

$d\ / \lambda_o = 20/155.972 = 0.128$ (여기서 d 는 수심)

표 (9-5)로부터 $d/\lambda =$ 0.1649 이므로

$\lambda = 121.29$ m

$\alpha = \frac{\pi H}{\lambda} = 3.14 \times 5/121.29 = 0.129$ (여기서 파고 H=5m 가정)

따라서 파도에 의한 부표의 최대 경사각은 다음과 같다.

$$\theta_{\max} = \frac{0.129 \times 10^2}{10^2 - 7.84^2} = 0.335\ rad = 19.18^\circ$$

한편 표를 이용하는 것이 번거로울 경우 기존의 지침서의 방법과 같이 근사적으로$\alpha = \phi_{\max} = \tan\phi \approx \frac{H/2}{\lambda}$ 을 사용할 수도 있으나 파장에 비해 파고가 높은 경우는 오차가 크다.

표 (9-5) 심해파의 수심과 파장과의 관계
(U.S. army coastal engineering research center)

d/λ_o	d/λ
0.1200	0.1581
0.1210	0.1590
0.1220	0.1598
0.1230	0.1607
0.1240	0.1615
0.1250	0.1624
0.1260	0.1632
0.1270	0.1640
0.1280	0.1649
0.1290	0.1657
0.1300	0.1665

(9) 체인과 침추

여기서는 부표를 일정한 위치에 설치하기 위한 체인(chain)과 침추(sinker)의 해석을 통하여 적절한 체인의 길이와 장력을 계산하고 또한 부표의 수평이동을 억제할 침추의 중량을 결정한다.

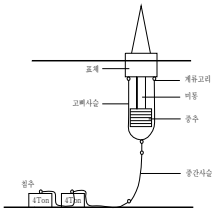


그림 (9-4) 부표와 침추의 묘식도

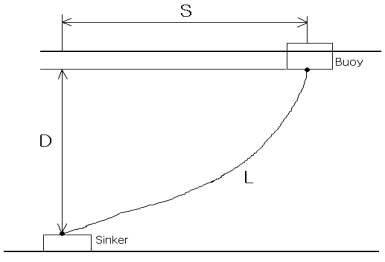


그림 (9-5) 현수곡선에 따른 계류라인의 형태

(10) 계류체인(chain)

수직방향으로 작용하는 힘은 계류체인 자체의 중량에서 부력을 뺀 것이다. 즉 계류체인의 수중중량 P(kgf/m) 에 해당한다.

각도 ϕ만큼 기울어져 있는 계류체인에 수평으로 유속 V_o의 유체가 흐르면 항력성분은 기준선방향과 접선방향으로 나누어서 고려해야 한다.

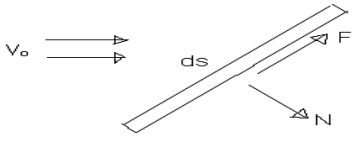


그림 (9-6) 임의의 각도 ϕ만큼 기울어진 계류체인에 작용하는 항력

기준선항력 성분은 다음과 같이 표현된다.

$$N\,ds = \frac{1}{2}\rho_w \cdot C_N \cdot d \cdot (V_N)^2 \cdot ds \qquad (9\text{-}23)$$

여기서,

N : 계류체인의 단위 길이 당 작용하는 법선항력 (kgf/m)

ds : 미소길이

C_N : 기준선항력계수

d : 계류체인의 직경

$V_N = V_o \cdot \sin\phi$: 계류체인에 작용하는 유체 흐름의 수직성분

계류체인에 수직으로만 작용하는 유체 흐름에 의한 항력 R 과의 관계는 다음과 같다.

$$N = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot C_N \cdot d \cdot V_o^2 \cdot \sin^2\phi \tag{9-24}$$

$$= R \cdot \sin^2\phi$$

한편 계류체인의 접선방향 항력성분은 다음과 같이 표현된다.

$$F ds = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot C_T \cdot \pi d \cdot V_T^2 \cdot ds \tag{9-25}$$

여기서,

C_T : 접선방향 항력계수

$V_T = V_o \cdot \cos\phi$

유체 흐름의 접선방향 속도성분 정리하면 다음과 같다.

$$F = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot C_T \cdot \pi d \cdot V_o^2 \cdot \cos^2\phi \tag{9-26}$$

계류체인에 대한 정적 평형방정식을 유도하기 위해서 그림과 같이 자유 물체도를 그려서 접선방향과 기준선방향으로 작용하는 힘의 합을 구한다.

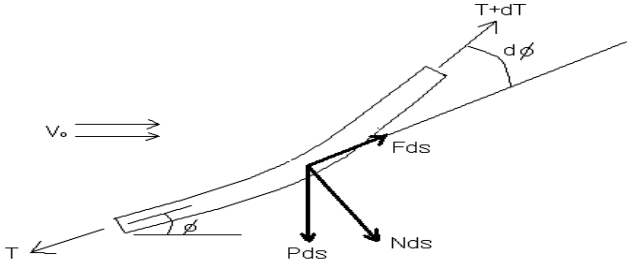


그림 (9-7) 계류체인의 자유물체도

기준선방향의 힘의 성분을 합치면 다음과 같다.

$$(T + dT)\sin d\phi - N ds - P\cos\phi\, ds = 0 \tag{9-27}$$

$d\phi$와 dT가 작다고 가정하면 $\sin d\phi \simeq d\phi$, $dT d\phi \simeq 0$이 되고 위의 방정식은 다음과 같이 정리된다.

$$T d\phi = (N + P\cos\phi) ds \tag{9-28}$$

접선방향 평형방정식은 다음과 같다.

$$-T + (T + dT)\cos d\phi - P\sin\phi ds + F ds = 0 \tag{9-29}$$

정리하면

$$dT = (P\sin\phi - F)ds \tag{9-30}$$

이상의 평형방정식은 일반적인 계류라인의 기준선과 접선 방향의 평행방정식을 나타낸다.
이 경우 평형방정식은 아주 간단하게 정리된다.

$$\text{기준선방향 방정식} : Td\phi = P\cos\phi ds \tag{9-31}$$
$$\text{접선방향 방정식} : dT = P\sin\phi ds \tag{9-32}$$

위 두 식을 합쳐 정리하면 다음과 같다.

$$\frac{dT}{T} = \tan\phi d\phi \tag{9-33}$$

이 식을 ϕ=0° 에서 임의의 각도까지 적분하면

$$\log\frac{T}{T_0} = \int_{\phi=0}^{\phi=\phi}\tan\phi d\phi = \log\sec\phi \tag{9-34}$$
$$T_H = T\cos\phi = T_0 \tag{9-35}$$

여기서,

T_0 : Φ=0° 인 지점에서 장력

위 결과에서 알 수 있듯이 현수곡선 해석에서는 계류체인의 모든 위치에서 수평장력성분 T_H 는 T_0 로 일정하다. 장력의 수직성분은 다음과 같다.

$$T_0\tan\phi = PL$$
$$T_V = T\sin\phi = PL \tag{9-36}$$

이것은 현수곡선 체인에서 임의 지점의 수직 장력 성분은 그 지점 아래쪽의 체인 중량과 같다는 것을 의미한다.
체인에 작용하는 전체 장력은 다음과 같이 계산된다.

$$T = (T_H^2 + T_V^2)^{(1/2)} \tag{9-37}$$
$$= (T_o^2 + (PL)^2)^{(1/2)}$$

다음은 임의의 위치에서 그 지점의 좌표 값을 계산하여 체인의 전체 길이와 수평이동 거리(즉 체인의 이출거리)를 찾을 수 있다.
체인의 길이를 따라서 임의 지점의 x 좌표는 다음과 같다.

$$x = \int dx = \int ds\cos\phi \tag{9-38}$$

식(9-31)을 이용하면 다음 관계를 얻을 수 있다.

$$dx = \frac{ds}{\sqrt{1+(P\,L/\,T_0)^2}} \tag{9-39}$$

양변을 적분하여 부표가 계류점에서 벗어난 거리 S 를 구할 수 있다.

$$S = \int dx = \frac{T_o}{P} sinh^{-1}\left(\frac{PL}{T_o}\right) \tag{9-40}$$

한편 체인의 길이는

$$L = \frac{T_o}{P} sinh\left(\frac{PS}{T_o}\right) \tag{9-41}$$

또한 $\frac{dy}{dx} = \tan\phi$ 이므로 앞서 구한 관계식을 이용하면 수직거리D 를 구할 수 있다.

$$D = \int dy = \frac{T_o}{P}\left[\cosh\left(\frac{PS}{T_o}\right) - 1\right] \tag{9-42}$$

이상과 같이 체인이 앵커로 고정된 지점의 체인의 각도가 $\phi = 0^\circ$ 인 경우에 대하여 체인의 길이 및 수평거리와 수직거리를 계산할 수 있다. 그러나 앵커지점의 체인 각도가 $\phi = 0^\circ$ 이 아니고 임의의 각도를 가질 경우에는 $\phi = 0^\circ$ 인 가상지점으로부터 앵커지점까지의 길이를 계산하여 전체 길이로부터 뺀 값이 실제 체인의 길이이다 (그림 (9-8) 참조).
체인이 원칙적으로 현수곡선(catenary curve)이 되도록 한다. 중요한 것은 체인의 길이와 체인에 걸리는 장력인데 수심에 비해 체인의 길이가 충분히 길지 않다면 조류 등 수평하중에 의해 부표가 이동하면서 체인에는 장력이 증가하고 부표는 하항력을 받아 가라앉게 된다. 반대로 체인의 길이를 필요 이상으로 하면 부표의 이동반경이 크게 되고 아울러 부표에 작용하는 체인의 무게가 증가하여 역시 장력이 커질 우려도 있다. 따라서 본 연구에서는 적절한 체인 길이로 부표의 이출거리와 체인의 장력을 고려하여 수심의 2배 정도의 길이로 결정할 것을 권장한다.

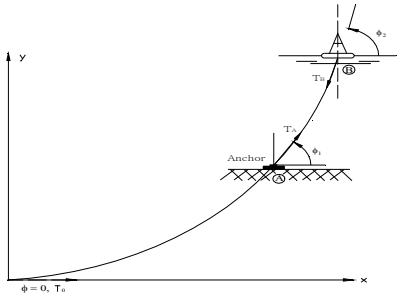


그림 (9-8) 현수곡선 계류체인의 모식도

(11) 체인의 장력계산과 침추

부표에 체인을 연결하는 지점(B)에서의 장력은 부표에 작용하는 수평력 F_H 과 수직력 F_V을 계산하여 다음 식으로 구한다.

$$T_B = \sqrt{F_H^2 + F_V^2} \tag{9-43}$$

수심 20m에 대하여 체인의 길이는 다음 식으로 구한다. 이때 계산기준 수심은 해도상의 수심에 최고조위(대조승)와 그 지점의 최대 파고를 더한 값에서 수면에서 체인이 부표에 연결된 수심을 뺀 값으로 한다.

$$L = \sqrt{D^2 + (2T_o/P)D} \tag{9-44}$$

여기서,

계산기준 수심 $D = (20 + 2.7 + 2.5 - 1.358) = 23.842m$

수평력 $T_o = F_H = (247.526 + 908.83) \times 1.2 = 1387.63\,kgf$ (풍속 45m/s 조류 5knots)

체인의 수중중량 $P = 27.42\ kgf/m$

따라서 체인의 길이 $L = 54.6\,m$ (이는 계산기준 수심 23.842m의 약 2.3배에 해당한다). 실제 체인의 길이는 여기에서 연결부의 고삐사슬 길이(5m)를 빼주어야 한다.

부표의 이출거리는 다음 식으로 계산한다.

$$S = \int dx = \frac{T_o}{P} sinh^{-1}\left(\frac{PL}{T_o}\right) = 47.37\ m$$

근사적으로 다음 식을 사용할 수도 있다.

$$S \approx \sqrt{L^2 - D^2} = 49.1\,m \tag{9-45}$$

부표에 작용하는 수직력은 체인의 전 중량과 같으므로 $F_V = PL$ 이다. 따라서 체인의 장력은,

$$T_B = \sqrt{F_H^2 + F_V^2}$$

$$= F_H + D\,P = 1387.63 + 23.842 \times 27.42 = 2041.38\ kgf$$

한편 LL-26(M)에서 체인은 ϕ38㎜ 짜리를 사용하는데, 이 체인은 수중에서 무게가 1m 당 27.42kgf 이고 절단 시험하중이 54.4ton 이고 내력이 27.2ton 이다. 체인의 장력은 이 시험하중을 넘지 않으므로 체인의 강도는 충분하다.

침추(sinker)의 파주력은 계류체인에 걸리는 수평력 T_o 보다 커야 한다. 침추의 파주력은 침추의 수중 중량에 지반과의 마찰계수(혹은 부착계수)를 곱하여 계산한다. 마찰계수는 해저지반의 종류에 따라 다르므로 정확한 값은 설치해역의 실측치를 바탕으로 해야 할 것이다. 통상 암반 상에서 마찰계수로 0.4를 사용한다.

지반이 평평할 경우 침추에 작용하는 수직방향 힘의 평형으로부터 침추의 중량이 계산된다.

$$W_{eff} = \ W_S - B = \ T_o \tan\phi_1 + \frac{T_o}{\mu} \qquad (9\text{-}46)$$

여기서,

W_{eff} : 침추의 수중중량

W_S : 침추의 중량

B : 침추에 작용하는 부력

T_o : 앵커 지점에서 체인의 수평방향 장력성분

따라서 침추의 중량은 수평방향 외력과 마찰계수 μ로부터 결정된다.

$$W_{eff} = \ \frac{2041.38}{0.4} = \ 5103.45\,kgf$$

침추의 수중중량은 5103.45kgf 보다 커야 한다. 공기 중에서 중량으로 환산하면 8795.06kgf 이상이어야 한다. 따라서 설계외력 조건인 풍속 45m/s 조류 5kt에 대하여 침추는 4톤짜리 3개를 설치해야 한다. 그러나 조류의 속도를 3kt라 생각하면 침추는 4톤짜리 2개로 충분하다.

(12) 계류구의 구조강도

부표에서 구조상으로 문제가 되는 부분은 체인과 연결되는 계류고리 및 인양고리 그리고 철탑과 표체와의 연결부이다. LL-26(M) 부표에서 계류고리는 직경 50㎜ 2개, 인양고리는 직경 70㎜ 4개인데 고리 하나에 걸리는 하중이 각각 2041.38kgf(체인의 장력)/2=1020.69kgf 그리고 5743kgf(부표의 중량)/4=1435kgf 이다. 따라서 인양고리에 최대 전단응력 55kgf/㎠가 작용하는데 이 수치는 주철재의 전단강도 1224kgf/㎠ (=120MN/㎡) 를 넘지 않으므로 계류고리와 인양고리의 절단에 따른 문제는 없다고 판단된다.

(13) 부표의 안정성 계산

표 (9-6) 배수체적과 1차 모멘트

명 칭	배수체적 (m^3)	기준선에서 각 배수체적의 중심까지 거리 (m)	각 배수체적의 1차 모멘트 (m^4)
표 체	5.349	0.406	2.172
미 통	0.02	-1.5	-0.03
중 추	0.22	-2.58	-0.568
계류 고리	0.004	0.03	0.00012
방향타판	0.003	-0.3	-0.009
미통 연결보강재	0.007	-0.155	-0.0011
소 계	5.603		1.564

① 중심위치

$$KG = M_c \ / W$$

$$KG = 1613/5743 = 0.281\,m$$

② 배수체적

$$V = \ W/\gamma_w$$

$$V = 5743/1025 = 5.603\,m^3$$

③ 흘 수

$d = d_1 + d_2$

= (표체 하부의 경사부 높이) + (수직부 표체의 수면아래쪽 깊이)

$d_1 = 0.27m$

$d_2 = \frac{V'}{A'} = 4.329/5.309 = 0.815\,m$

$d = 0.27 + 0.815 = 1.085m$

1cm 침하중량 = $\pi R^2 \times 0.01 \times 1025 = 54.41\ kgf$

④ 부 심

$KB = M_B / V$

$KB = 1.564\ /5.603 = 0.28\,m$

⑤ 경 심

$BM = I_X / V$

$I_X = \frac{\pi \times 1.3^4}{4} = 2.243\,m^4,\ \ V = 5.603\,m^3$

$BM = 2.243/5.603 = 0.40\,m$

⑥ GM(중심과 경시 사이의 거리)

$GM = BM + KB - KG$

$GM = 0.40 + 0.28 - 0.281 = 0.399\ m$

⑦ 부표의 진동주기

$$t_o = 2\pi \sqrt{\frac{I_v}{W \cdot GM}} = 2\pi \sqrt{\frac{\kappa^2}{GM \cdot g}}$$

I_v : 부표의 무게중심에 대한 질량관성모멘트 (kg-m^2)

κ : 관성반경 (m) = $\sqrt{I_v \cdot g / W}$

$I_v = (I_o - W/g \cdot \overline{KG^2}) \times 1.1 = (32286 - 5743 \times 0.281^2) \times 1.1 = 35015.8kg \cdot m^2$

$\kappa = \sqrt{\frac{35015.8}{5743}} = 2.469\,m$

$t_o = 2\pi \sqrt{\frac{2.469^2}{0.399 \times 9.81}} = 7.84\ \mathrm{sec}$

⑧ 바람에 의한 경사각

풍력 : $F_a = 1/2 \times \rho_a\, C_D\, A_a\, V_a^2$

복원모멘트 : $M_R = W \cdot G_M \cdot \sin\theta = 772.147\ kgf \cdot m$

$5743 \times 0.309 \times \sin\theta = 772.147$

최대경사각 $\theta_{\max} = 19.69°$

⑨ 조류에 의한 경사각

조 류 력 : $F_c = 1/2 \times \rho_w \, C_D \, A_c \, V_c^2$

복원모멘트 : $M_R = W \cdot G_M \cdot \sin\theta = 763.47 \, kgf \cdot m$

$5743 \times 0.399 \times \sin\theta = 763.47$

최대경사각 $\theta_{\max} = 19.46°$

표 (9-7) 풍력과 풍력모멘트(기준풍속 45m/s)

부 재 명	풍력면적 계수	투영면적 (m^2)	중심으로부터의 거리(m)	높이에 따른 속도구배 (height factor)	풍속 (m/s)	풍력 (kgf)	풍력모멘트 (kgf-m)
등 명 기	1.0	0.104	6.416	0.92(5.612)	41.4	11.14	71.47
레이더 리플렉터	0.8	0.24	5.896	0.908(5.902)	40.86	20.034	118.12
레일 수직 보강재	0.5	0.1	5.139	0.887(4.335)	39.915	4.98	25.59
등명기용 수직보강재	0.25	0.05	5.139	0.887(4.335)	39.915	1.245	6.398
태 양 전 지 판	0.7	0.415	4.889	0.88(4.085)	39.6	28.472	139.2
번 호 판	0.7	0.837	3.669	0.836(2.865)	37.62	51.825	190.146
철탑 수직 보강재	0.6	0.39	3.229	0.817(2.425)	36.765	19.77	63.837
표 체	1.0	1.92	1.43	0.673(0.626)	30.285	110.06	157.386
소 계		4.051				247.526	772.147

표 (9-8) 조류력과 조류력 모멘트(유속은 5kt)

부 재 명	투영면적 (m^2)	중심으로부터의 거리(m)	높이에 따른 속도구배 (height factor)	조류와 부표의 상대속도 (m/s)	조류력 (kgf)	조류력 모멘트 (kgf-m)
표체	3.28	-0.125	1.0	1.8	557.928	-69.741
미통	1.44	2.321	1.0	1.8	244.944	568.515
중추	0.54	2.861	1.0	1.8	90.104	257.788
미통 연결보강재	0.095	0.436	1.0	1.8	15.85	6.91
소 계	5.355				908.83	763.47

⑩ 파도에 의한 경사각

$$\theta_{\max} = \frac{\alpha}{1 - t_o^2 / T^2}$$

$$\lambda_o = \frac{g T^2}{2\pi} = \frac{9.8 \times 10^2}{2\pi} = 155.972 \, m$$ (여기서 λ_o : 심해파의 파장)

$d \, / \lambda_o = 20/155.972 = 0.128$ (여기서 d 는 수심)

$d/\lambda = 0.1649$

$\lambda = 121.29$ m

$$\alpha = \frac{\pi H}{\lambda} = 3.14 \times 5/121.29 = 0.129$$ (여기서 파고 H 는 5m)

$$\theta_{\max} = \frac{0.129 \times 10^2}{10^2 - 7.84^2} = 0.335 \, rad = 19.18^\circ$$

⑪ 체인의 길이

$$L=\sqrt{D^2+(2T_o/P)D}$$

$$D=(20+2.7+2.5-1.358)=23.842m$$

$$T_o=F_H=(247.526+908.83)\times 1.2=1387.63\,kgf$$

$$P=27.42\,kgf/m$$

$$L=54.6\,m$$

⑫ 부표의 이출거리

$$S=\int dx=\frac{T_o}{P}\sinh^{-1}\left(\frac{PL}{T_o}\right)=47.37\,m$$

⑬ 체인에 작용하는 장력

수평력 $T_o=F_H=(247.526+908.83)\times 1.2=1387.63\,kgf$

체인의 수중중량 $P=27.42\,kgf/m$

$$T_B=\sqrt{F_H^2+F_V^2}$$

$$=F_H+DP=1387.63+23.842\times 27.42=2041.38\,kgf$$

⑭ 침추의 중량

수중중량 $W_{eff}=\frac{2041.38}{0.4}=5103.45\,kgf$

여기서 콘크리트 침추의 비중이 2.4 이면,

공기 중의 중량 $W_S=5130.45\times\frac{2.4}{1.4}=8795.06\,kgf$ (4톤 x 3(침추 개수)

⑮ 고리의 강도

계류고리 : 2041.38kgf(체인의 장력)/2=1020.69kgf

인양고리 : 5743kgf(부표의 중량)/4=1435kgf

계류고리에 최대 55kgf/cm^2 의 전단응력 작용

(재료전단강도 1224kgf/cm^2)

⑯ 안정성 계산결과 요약

표 (9-9) 부표 LL-26(M)의 안정성 계산결과

검 토 사 항	부 호	값	비 고
중심위치		0.281m	
부심위치	KB	0.28m	
경심(metacenter)	GM	0.399m	
고유진동주기	t_o	7.84sec	
흘 수 심	d	1.085m	
외력에 의한 경사각	Θ_1	풍력 : 19.69 ° 조류력 : 19.46 °	45m/s 5knots
파도에 의한 경사각	Θ_2	19.18°	''
체인길이	L	54.6m	''
이출거리	S	47.37m	''
침추 무게	W_S	4ton × 3EA	''

주 : 극한 자연환경 조건: 수심 20m, 파주기 10sec, 파고 5m, 풍속 45m/s, 조류 5knots

(14) 각 표준형 부표의 안정성 계산 요약

표 (9-10) 표준형 부표의 안정성 특성표

특성 \ 모델	기호	LANBY-100	LL-30	LL-26(M)	LS-35	UR-17S
부 표 중 량 (kgf)	W	109,324	7,644	5,743	5,705	2669.17
표 체 직 경 (m)	D	10	3.0	2.6	3.5	1.7
부 표 길 이 (m)	H	17	11.8	9.98	6.9	4.9
중량1차모멘트 (kgf-m)	M_c	64201	-1,086	1,613	5,313	-1413.6
질량관성모멘트(kg-m^2)	I_o	513,448	51,993	32,286	15,350	20750.9
중심에 대한 질량관성모멘트(kg-m^2)	I_G	475,778	51,839	31,833	10,405	22164.66
중 심(m)	KG	0.587	-0.142	0.281	0.931	-0.53
수중에서 관성반경(m)	k	2.188	2.731	2.471	1.416	2.871
배 수 체 적 (m^3)	V	106.66	7.458	5.603	5.566	2.604
배수체적 1차 모멘트 m^4)	M_B	33.29	1.975	1.564	1.722	1.174
부 심 (m)	KB	0.312	0.265	0.28	0.309	0.451
수선 단면2차 모멘트(m^4)	I_x	490.87	3.976	2.243	7.366	0.41
BM (m)	BM	4.602	0.533	0.40	1.323	0.157
GM (m)	GM	4.327	0.94	0.399	0.701	1.138
1센티 침하중량(kgf)		805.032	72.45	54.42	98.62	23.265
고유진동주기 (sec)	t_0	2.11	5.65	7.84	3.393	5.4
흘 수 (m)	d	1.224	1.098	1.085	0.677	1.21
최대흘수(m)		1.24	1.125	1.405	0.84	1.21
최소건현(m)		1.26	1.275	0.695	0.56	0.79
바람에 의한 경사각		1.46°	11.35°	19.69°	6.14°	8.85°
조류에 의한 경사각		0.37°	4.553°	19.46°	5.61°	2.714°
파도에 의한 경사각		7.735°	10.83°	19.18°	8.4°	10.43°
계류 고리에 걸리는 최대인장력(kgf)	T_B	22,391.3	2,452.9	2,041.4	1,799	1,240.4
풍 압 면 적 (m^2)	A	32.04	5.943	4.051	5.155	3.815
체인 전체길이 (m)	L	129.59	61.1	54.6	51.17	48.73
고삐사슬 길이 (m)			5	5	5	5
이 출 거 리 (m)		115.1	54.54	47.4	42.9	41.41
계류사슬 직경 (㎜)		80	38	38	38	32
적 정 침 추 (ton)		100ton	4ton x 3	4ton x 3	4ton × 3	4ton × 2
비 고		*수심 50m				*체인중량 포함

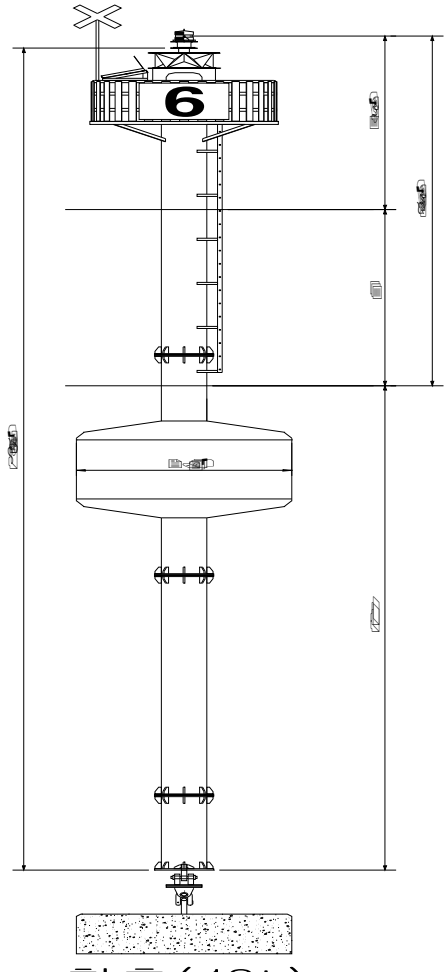
주 : 극한 자연환경 조건 : 수심 20m, 파주기 10sec, 파고 5m, 풍속 45m/s, 조류 5kt

표 (9-11) 표준형 부표의 안정성 특성표(계속)

특성 \ 모델	기 호	LL-24	LL-26	U17C(S)	U17S(S)	U17C(P)	U17S(P)	UR17C(S)	UR17S(S)
부 표 중 량 (kgf)	W	5359.87	5599.02	2711.26	2804.88	2716.2	2919.2	2499.81	2593.43
표 체 직 경 (m)	D	2.4	2.6	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7
부 표 길 이 (m)	H	9.016	10.3	4.897	4.897	4.69	4.69	4.897	4.897
중량1차 모멘트 (kgf-m)	M_c	2079	1297.55	-710.262	-781.25	-606.5	-770.97	-1068.43	-1302.66
질량관성모멘트 (kg-m^2)	I_o	23372	30074.4	18904.3	18960.44	19455.4	19555.7	17863.8	17875.1
중심에 대한질량관성 모멘트(kg-m^2)	I_G	23421.6	32750.3	20013.3	20616.3	21252.4	21287.5	19148.8	18943.7
중 심 (m)	KG	0.388	0.232	-0.262	-0.279	-0.223	-0.264	-0.427	-0.502
관성반경 (m)	k	2.152	2.419	2.576	2.711	2.797	2.7	2.768	2.703
배 수 체 적 (m^3)	V	5.229	5.462	2.645	2.736	2.65	2.848	2.439	2.53
배수체적 1차 모멘트 (m^4)	M_B	1.027	1.645	0.853	1.242	0.857	1.338	-0.021	0.2
부 심 (m)	KB	0.196	0.301	0.323	0.454	0.323	0.47	-0.008	0.079
수선 단면2차 모멘트 (m^4)	I_x	1.629	2.243	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41
BM (m)	BM	0.311	0.411	0.155	0.15	0.155	0.144	0.168	0.162
GM (m)	GM	0.12	0.48	0.74	0.882	0.701	0.878	0.587	0.743
1센티 침하중량 (kgf)		46.37	54.42	23.265	23.265	23.265	23.265	23.265	23.265
고유진동주기 (sec)	t_0	12.466	7.003	6.428	5.791	6.7	5.782	7.246	6.289
흘 수 (m)	d	1.226	1.06	1.097	1.269	1.099	0.878	1.006	1.178
최 대 흘 수 (m)		1.226	1.308	〃	〃	〃	〃	〃	〃
최 소 건 현 (m)		1.074	0.792	0.903	0.731	0.901	1.122	0.994	0.822
바람에 의한 경사각		80.6°	9.972°	12.2°	9.01°	23.57°	16.3°	19.48°	14.2°
조류에 의한 경사각		36.7°	11.08°	-5.637°	-8.43°	-5.4°	-6.02°	-11.95°	-9.65°
파도에 의한 경사각		-13.42°	14.6°	12.7°	5.79°	13.5°	11.17°	15.66°	12.3°
계류고리에 걸리는 최대 인장력 (kgf)	T_B	1846.55	1702.8	1178.1	1039.2	1260.5	1250.1	1211.8	1147.17
풍 압 면 적 (m^2)	A	4.124	4.845	3.011	2.719	3.522	3.15	2.841	2.873
체인 전체길이 (m)	L	51.5	49.13	47.5	46.89	49.47	49.1	48.3	46.7
고삐사슬 길이 (m)		5	5	5	5	5	5	5	5
이 출 거 리 (m)		43.7	40.8	39.73	39.1	42.1	41.7	40.68	38.8
계류사슬 직경(mm)		38	38	32	32	32	32	32	32
적 정 침 추 (ton)		4ton×2	4ton×2	4ton×2	4ton×2	4ton×2	4ton×2	4ton×2	4ton×2
비 고				* U17계열 모델의 경우 체인의 무게를 총중량에 포함.					

9-3 표준형 등부표의 안정성 [LSP-24기준]

(1) 표준입면도



LSP-24 입면도

(2) 안정계산

① 부재 목록표

번호	명칭	재질	규격	수량	중량(kg)
1	등명기		LED-200	1	7.0
2	등명기받침대		300x300x6t	1	3.7
3	리플렉터지지중심관		100A,o/d114x458	1	5.6
4	리플렉터고정판		dia800x6t	2	47.3
5	레이더리플렉터	aluminum	711x340	1	11.2
6	통풍관		40Ax148	1	0.6
7	축전지		MF-12V	2	40.0
8	축전지실측판		dia700x1204x6t	1	107.7
9	축전지실해치		900*400x6t	1	68.7
10	태양전지판		SM-50	1	6.3
11	태양전지판지지대		1000x510x50A	1	21.3
12	핸드레일	SGP	40Aod48.6x6280	1	24.4
13	상부수평바		FB65x6468x6t	2	39.6
14	핸드레일수직보강재	SGP	40A910	6	21.2
15	주간표지용패널		FB900x100x3t	32	67.8
16	바닥판		dia2100x6t	1	138.9
17	바닥수평보강재-1		A65x6594	1	39.0
18	상부지지대		A65x912	6	32.3
19	마스트-상	STPL	500ASC-40,5,300	1	975.2
20	사다리고정재		50x230x9t	12	9.8
21	사다리측판		50x5,635x9t	2	39.8
22	사다리스탭		dia.19x400	19	16.9
23	태양전지판지지대거치대		A50x626	2	5.6
24	축전지실스탭		RBdia.15x756	4	4.2
25	바닥수평보강재-2		A65x792	6	28.1
26	축전지실내부원판		dia.688x6t	2	32.6
27	번호판		1000x825x3t	3	58.3
28	마스트-중	STPL	500ASC-40,5,000	1	920.0
29	플렌지및브라켓-상		od.660,id.510,32t	2	87.9
30	표체		ø2,400,H2200,12t	1	2,562.7
31	마스트-하	STPL	500ASC-40,5,000	1	920.0
32	플렌지및브라켓-중		od.660,id.510,32t	2	87.9
33	플렌지및브라켓-하		od.660,id.510,32t	2	87.9
34	마스트-계류부	STPL	500ASC-40,1,700	1	312.8
35	플렌지및브라켓-계류단		dia.660x32t	1	88.1
36	계류고리		370x210x60	1	34.6
37	유니버셜조인트부		42a-42f	1	126.4
38	계류샤클		앵커샤클d.50	1	18.4
39	발라스트웨이트	concrete	2400x2400x900	1	12,441.6
계					19,541.3

② 바람, 조류에 의한 등표의 경사특성

전제조건으로서 바람, 조류는 동일류이며, 동일방향에서 작용하는 것으로 한다.

연직방향을 Z축으로 하면, 중심주위의 moment의 균형조건에서의 기본식은 아래와 같다. 이 식으로 종경사각을 구할 수 있다.

$$\tan(\theta b) = \frac{\int (df/dz) \cdot (Zr - Z)dz}{P \cdot GM + (1 - W/P) \cdot (Zr - Z_G)}$$

단,

Θb	:	종 경사각
df/dz	:	미소부분dz에 작용하는 수평력(바람, 조류에 의한 항력)
P	:	흘수하의 전부력
W	:	전비(全備)질량
GM	:	경사중심높이
Zr	:	계류점의 Z축 좌표
Z_G	:	중심의 Z축 좌표

③ 규칙파중의 운동특성

LSP-24의 파랑중의 운동방정식은 부체는 강체로 2차원운동을 한다고 가정하면, 핏치, 서지, 히브의 3자유도계가 되고, 일반적으로 다음식과 같이 비선형 2계 미분방정식으로 기술된다.

$$\Sigma\left\{(Mj_k + mj_k) \cdot \ddot{X}_k + Nj_k \cdot \dot{X}_k + \neq j_k \cdot (\dot{X}_k - Uk) \cdot |\dot{X}_k - Uk| + Cj(X_k) + Tj(X_k)\right\} = Fj$$

단,

Mj_K	: 광의 질량(관성Moment)
mj_k	: 광의 부가질량
Nj_K	: 조파감쇄 계수
Nej_K	: 점성감쇄 계수
Cj	: 정수압에 의한 복원력
Tj	: 계류계로부터의 반력
X_K	: 부체의 k모드 변위
Uk	: k모드에 대한 파입자속도의 평균치
Fj	: 파랑외력

④ 각 외력이 동시에 작용한 경우

바람, 조류 및 파도가 동시에 작용한 경우는, 각 조건이 동일방향에서 작용한다고 가정하여 각 결과의 선형화로 구할 수 있다. 한 예로 경사각의 경우는 아래와 같이 나타낸다.

$$\theta t = \theta a + \theta s + \theta w$$

단, θt : 바람, 조류, 파도가 동시에 작용한 경우의 스파부이의 경사각

θa : 바람에 의한 경사각

θs : 조류에 의한 경사각

θw : 파도에 의한 동요편진폭각

⑤ 중심위치(KG)

중심고 산정을 위한 기준선을 발라스트웨이트 하단으로 결정

명칭	중량[W] (kg)	중심고(m)	모멘트[Mc] (kg-m)
등명기부	291.8	20.326	5,931.4
난간부	390.9	19.355	7,565.5
마스트상부	,170.4	16.250	19,019.2
마스트중부	1,007.9	11.100	11,187.7
표체	2,562.7	11.000	28,189.5
마스트하부	1,007.9	6.100	6,148.2
마스트계류부	400.7	2.750	1,101.9
계류샤클부	267.4	1.400	374.4
발라스트웨이트	2,441.6	0.450	5,598.7
계 (Σ)	9,541.3	-	85,116.4

KG = Mc / W = 85,116.4 / 19,541.3 = 4.356 m

여기서, KG : 기준선에서 중심까지의 거리(m)

Mc : 중량의 (1차)모멘트(kgf-m)

W : 총중량(kgf)

⑥ 풍하중 계산

높이에 따른 속도구배 계수(height factor)

$$K_{ZR} = 0.71 \times Z^{\alpha}$$

높이에 따른 속도구배 계수는 다음과 같다.

명칭	폭(m)	높이(m)	투영면적(㎡)	바닥으로 부터거리(m)	해면으로 부터높이(m)	높이에 따른 속도구배
등명기부	0.300	0.379	0.114	20.65	5.652	0.921
등명기하단	0.800	0.652	0.522	20.14	5.136	0.908
난간부	2.100	0.910	1.911	19.36	4.355	0.885
마스트상부	0.508	3.900	1.981	16.95	1.950	0.785
계	-	-	4.53	-	-	-

풍력모멘트는 다음과 같다.

명칭	풍력계수	풍속(m/s)	풍력(kgf)	풍력모멘트(kgf-m)
등명기부	1.000	41.428	12.20	251.874
등명기하단	1.000	40.838	54.37	1,094.763
난간부	1.000	39.840	189.57	3,669.206
마스트상부	1.000	35.316	154.44	2,617.762
계	-	-	410.579	7,633.604

⑦ 풍력산출

$$Fa = 1/2 \times \rho a \times CD \times Va^2 \times Aa$$

여기서 , ρa : 공기밀도(0.125 kg·sec^2/m^4)

CD : 부재의 항력계수

(부재의 형상에 따라 0.5~2.0사이, 대략 1.0 사용)

Aa : 풍압을 받는 부재의 투영면적

Va : 풍압을 받는 부재에 대한 풍속

기준풍속 45m/s 가정 시

풍력 P = 533.753 kg

풍력모멘트 Mp = 9,923.685 kg-m

(3) 하중산정

① 조류에 의한 횡력(횡하중)

V = 5.0 m/s

w = 1.03 t/m^3

C_D = 0.70

표체의 직경 D = 2.4m

표체부의 투영면적 An= 5.28m^2

$ph = 0.5w/gV^2C_D$ = 0.92 t/m^2

횡력 F1= ph × An = 4.851 t

마스트상부 및 중부에 작용하는 횡력 F2 = 1.35 t

마스트하부 및 계류부에 작용하는 횡력 F3 = 3.83 t

계규샤클부에 작용하는 횡력 F4 = 0.19 t

발라스트웨이트에 작용하는 횡력 F5 = 1.98 t

바람에 의한 횡력

V = 45m/s

ρ = 0.125 kgs^2/m^4

C_D = 1.0

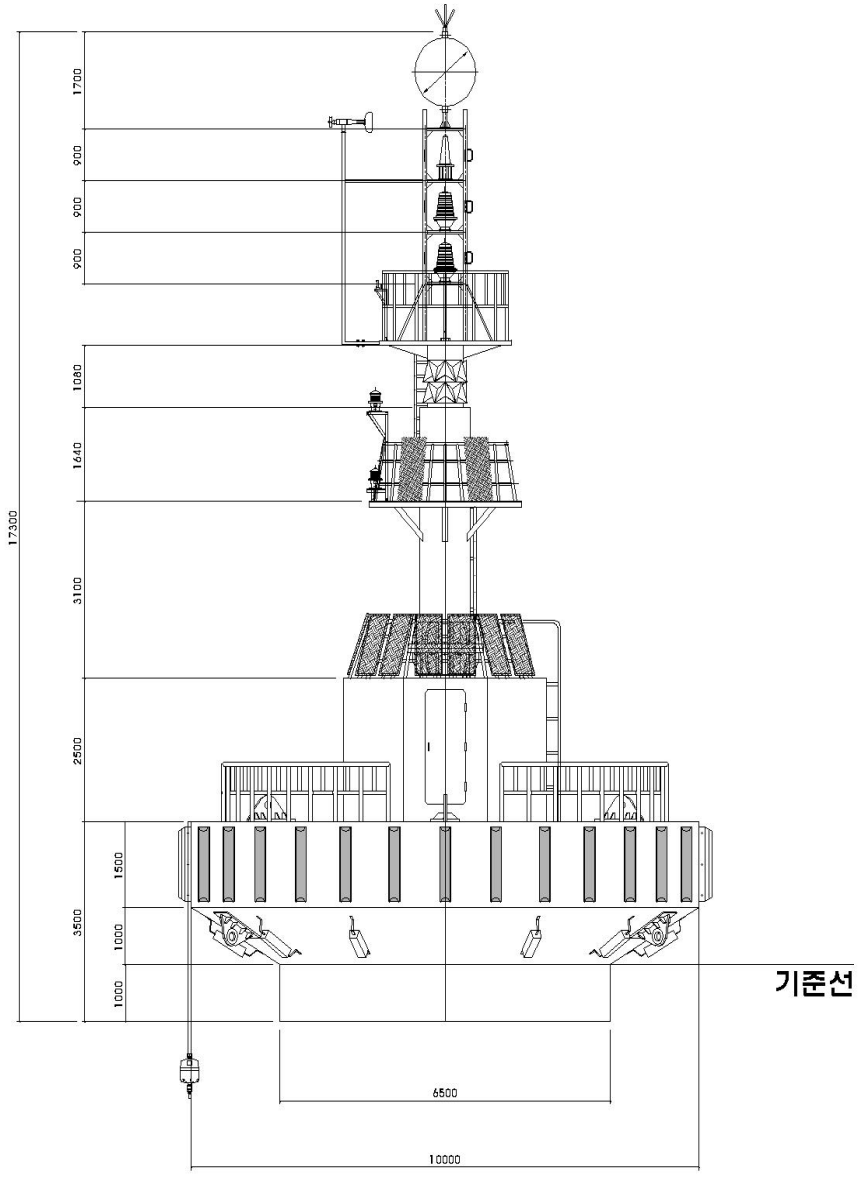
적용 풍압의 계산 F6= 0.53 t

LSP-24에 작용하는 전 수평력

H = F1+F2+F3+F4+F5+F6 = 12.74 t

9-4 표준형 등부표의 안정성 [LANBY-100기준]

(1) 표준입면도



LANBY -100 입면도

(2) 안정계산

① 기본제원

기 본 제 원

부표중량(kgf)	표체직경(m)	부표길이(m)	중량1차 모멘트(kgf-m)	관성모멘트(kg-m^2)
100,963.4	10	17.3	88,671.47	643,752.07

② 부재 목록표

부재 번호	명 칭	재질	규 격	수 량	중량 (kgf)	Y(m)	M (kgf·m)	거리제곱	관성 모멘트 (kgf-㎡)
	(마스트상부)								
1	두표		Φ1,200	1	10.000	15.60	156.00	243.36	2,433.60
2	레이콘			1	20.000	14.19	283.80	201.36	4,027.12
3	등명기		300	2	24.000	13.23	317.52	175.03	4,200.79
4	기상관측장비 설치대	Al.	Φ70×3t, L =4,150	1	7.072	14.55	102.90	211.70	1,497.16
5	기상관측장비 보강재		Φ70×3t, L =1,527	1	2.602	13.73	35.73	188.51	490.51
6	기상관측장비 설치대		Φ80×3t, L =500	1	0.979	10.82	10.59	117.07	114.61
7	기상관측장비 설치볼트			2	0.200	10.82	2.16	117.07	23.41
8	기상관측장비 설치대		A50×50×5t,L=4,172	1	8.100	11.36	92.02	129.05	1,045.30
9	기상관측장비 설치판		220×400×5t	1	3.454	11.67	40.31	136.19	470.40
10	기압계			1	0.110	11.81	1.30	139.48	15.34
11	기온습도계			1	0.025	11.81	0.30	139.48	3.49
12	풍향풍속계			1	3.300	14.55	48.02	211.70	698.62
13	두표설치판 손잡이		Φ48.6×3.25t, L = 858	2	6.229	14.79	92.13	218.74	1,362.56
14	두표설치판		858×858×6t	1	34.673	14.58	505.53	212.58	7,370.66
15	작업발판 손잡이		Φ19×500×250	12	8.730	14.00	122.22	196.00	1,711.08
16	장비판 보강재		A8O×8O×6t, L = 120	24	21.080	14.00	295.12	196.00	4,131.68
17	레이콘 설치판		858×858×6t	1	34.673	13.62	472.25	185.50	6,431.99
18	수평보강재-상		A8O×8O×6t, L = 858	4	25.121	13.62	342.15	185.50	4,660.06
18-1	수평보강재-상		A8O×8O×6t, L = 858	4	25.121	13.62	342.15	185.50	4,660.06
19	등명기 설치판		858×858×6t	1	34.673	12.78	443.12	163.33	5,663.09
19-1	등명기 설치판		858×858×6t	1	34.673	11.88	411.92	141.13	4,893.55
20	수평보강재-중		A8O×8O×6t, L = 858	4	25.121	12.78	321.05	163.33	4,102.97
20-1	수평보강재-하		A8O×8O×6t, L = 858	4	25.121	11.88	298.44	141.13	3,545.44
21	수직보강재		A8O×8O×6t, L = 4,130	4	120.920	12.00	1,451.04	144.00	17,412.48
22	경사보강재		A8O×8O×6t, L =800	4	23.424	11.40	267.03	129.96	3,044.18
23	핸드레일-상,중		Φ48.6×3.25t, L = 7,606	2	55.218	12.00	662.62	144.00	7,951.39
23-1	핸드레일수직보강재		Φ48.6×3.25t, L = 1,200	13	56.628	11.40	645.56	129.96	7,359.37
23-2	핸드레일수직보강재 (소)		Φ48.6×3.25t, L = 600	13	28.314	11.40	322.78	129.96	3,679.69
24	상부 수평원판		Φ2,600×9t	1	287.230	11.82	3,395.06	139.71	40,129.59
25	레이더 리플렉터		410×167	26	21.901	10.16	222.51	103.23	2,260.74
26	원판 수직보강재		964×300×9t	6	63.950	11.82	755.89	139.71	8,934.61
27	사다리-상부		400×2,500×6t	1	21.901	10.26	224.70	105.27	2,305.47
28	마스트		Φ1,000×9t L = 2,020	1	448.346	8.00	3,586.77	64.00	28,694.14
28-1	마스트		Φ660×9t L = 700	1	102.542	10.56	1,082.84	111.51	11,434.83
29	마스트 보강재		200×200×9t	4	56.520	9.74	550.50	94.87	5,361.92
30	마스트 보강재		100×100×9t	4	14.120	9.74	137.53	94.87	1,339.53
31	리플렉터 지지대-상		Φ48.6×3.25t, L = 2,387	2	25.994	10.16	264.10	103.23	2,683.25
31	리플렉터 지지대-하		Φ48.6×3.25t, L = 2,387	2	25.994	10.00	259.94	100.00	2,599.40
32	리플렉터 수직보강재		Φ48.6×3.25t, L = 655	8	19.021	10.00	190.21	100.00	1,902.10
33	원판 수평보강재-1		A8O×8O×6t L = 8,164	1	59.760	11.82	706.36	139.71	8,349.21
34	원판 수평보강재-2		A8O×8O×6t L = 1,028	5	37.624	11.82	444.72	139.71	5,256.54
35	상부 인양고리		220×175,r90,40t	2	38.200	11.82	451.52	139.71	5,337.01

부재 번호	명 칭	재질	규 격	수 량	중량 (kgf)	Y(m)	M (kgf·m)	거리제곱	관성 모멘트 (kgf-m²)
	(마스트 중부)								
1	마스트		Φ1,000×9t L = 3,100	1	688.056	8.10	5,573.25	65.61	45,143.35
2	핸드레일-상,중		Φ48.6×3.25t, L = 8,400	2	30.492	9.12	278.09	83.17	2,536.15
3	핸드레일 수직보강재		Φ48.6×3.25t, L = 1,016	18	22.780	8.62	196.36	74.30	1,692.65
3	핸드레일 수직보강재(소)		Φ48.6×3.25t, L = 508	12	11.390	8.62	98.18	74.30	846.33
4	핸드레일 수평보강재		평철 50×8,400×6t	1	19.782	8.62	170.52	74.30	1,469.89
5	중부 수평원관		Φ3,250×9t	1	444.314	8.10	3,598.94	65.61	29,151.44
6	원관 수평보강재-1		A100×100×8t L = 10,205	1	113.666	8.10	920.69	65.61	7,457.63
7	원관 수평보강재-2		A100×100×8t L = 1,025	6	65.269	8.10	528.68	65.61	4,282.30
8	원관 수평보강재-3		A100×100×8t L = 1,039	5	62.652	8.10	507.48	65.61	4,110.60
8-1	원관 수평보강재-4		A100×100×8t L = 1,905	1	22.974	8.10	186.09	65.61	1,507.32
9	원관 경사보강재		A100×100×8t L = 1,036	6	74.964	8.10	607.21	65.61	4,918.39
10	사다리-중부		400×6t, L = 2,750	1	30.327	7.11	215.62	50.55	1,533.09
11	태양전지판		80W	5	47.5	8.10	384.75	65.61	3,116.48
12	장해등		200mm	2	12.000	9.60	115.20	92.16	1,105.92
13	장해등 설치대			1	37.339	9.60	358.45	92.16	3,441.16

부재 번호	명 칭	재질	규 격	수 량	중량 (kgf)	Y(m)	M (kgf·m)	거리제곱	관성 모멘트 (kgf-m²)
	(축전지실)								
1	핸드레일-수평보강재(상)		Φ76.3×3.65t, L = 10,927	1	71.462	6.10	435.92	37.21	2,659.10
2	핸드레일 수직보강재		Φ76.3×3.65t, L = 1,016	38	252.492	5.53	1,396.28	30.58	7,721.43
3	핸드레일 수평보강재(하)		Φ48.6×3.25t, L = 10,420	1	68.145	5.53	376.84	30.58	2,083.94
4	사다리-수직관		Φ48.6×3.25t, L = 4,180	2	29.950	4.32	129.38	18.66	558.94
5	사다리 수평보강재		Φ48.6×3.25t, L = 226	8	7.030	4.32	30.37	18.66	131.20
6	사다리 스탭관		Φ27.2×2.65t, L = 400	8	12.450	4.32	53.784	18.66	232.35
7	축전지실 상관		4,000×4,000×9t	1	936.540	5.00	4,682.7	14.06	23,413.5
8	축전지실 측관		1,657×2,500×9t	8	2,230.920	3.75	8,365.95	14.06	31,372.31
9	상관 수평보강재-1		A90×90×10t, L = 1,574	8	167.470	5.00	837.35	25.00	4,186.75
10	상관 수평보강재-2		A90×90×10t, L = 983	8	104.591	5.00	522.96	25.00	2,614.78
11	상관 브라켓		200×200×9t	16	22.610	5.00	113.05	25.00	565.25
12	측관 수직보강재		A90×90×10t, L = 2,400	16	510.720	3.75	1,915.2	14.06	7182
13	측관 수평보강재-상1		A 90×90×10t L=1,657	7	154.266	4.00	617.06	16.00	2,468.26
14	측관 수평보강재-상2		A 90×90×10t L=365	2	9.709	4.00	38.836	16.00	155.34
15	측관 수평보강재-하1		A90×90×10t, L = 1,657	7	154.266	3.00	462.80	9.00	1,388.39
15-1	측관 수평보강재-하2		A90×90×10t, L = 365	2	9.709	3.00	29.127	9.00	87.381
16	출입구상단수평보강재		A90×90×10t, L = 880	1	11.704	4.80	56.179	23.04	269.66
17	출입구하단수평보강재		A90×90×10t, L = 880	1	11.704	2.80	32.77	7.84	91.76
18	출입구하단수직보강재		A90×90×10t, L = 250	1	3.325	3.75	12.47	14.06	46.76
19	출입구보강관		FL100×4,480×9t	1	31.650	2.80	88.62	7.84	248.14
20	출입문		1,700×770×6t	1	61.656	3.80	234.29	14.44	890.31
21	마스트브라켓		200×200×9t	8	11.304	5.00	56.52	25.00	282.60
22	태양전지판		80W	14	133.0	5.53	735.49	30.58	4,067.26
23	후렌지보강관		300×500×9t	8	52.988	5.15	272.89	26.52	1,405.37
24	축전지실튜브		Φ1,000×9t, L = 2,500	1	554.884	3.75	2,080.82	14.06	7,803.06
25	마스트연결부-상		Φ1,400/Φ800	1	334.752	5.53	1,851.18	30.58	10,237.02
26	마스트연결부-하		Φ1,400/Φ800	1	307.393	5.53	1,699.88	30.58	9,400.35

부재 번호	명 칭	재질	규 격	수 량	중량 (kgf)	Y(m)	M (kgf·m)	거리제곱	관성 모멘트 (kgf-m²)
	(표체부)								
1	핸드레일-표체		65ASGP×5,716	4	149.609	3.50	523.63	12.25	1,832.71
2	핸드레일수직보강재		65ASGP×1,000	48	156.960	3.00	470.88	9.00	1,412.64
2-1	핸드레일수직보강재(소)		65A SGP×500	32	78.480	3.00	235.44	9.00	706.32
3	핸드레일 수평보강재		40A SGP×5,965	4	83.040	3.00	249.12	9.00	747.36
4	휀더		220×250×1,300	32	1,600.000	1.75	2,800.00	3.06	4,900.00
5	표체상판		Φ10,000×12t	1	7,186.270	2.50	17,965.68	6.25	44,914.19
6	표체측판		1,500×31,400×12t	1	4,436.820	1.75	7,764.44	3.06	13,587.76
7	맨홀		Φ770	4	72.000	3.05	219.60	9.30	669.78
8	표체상부미끄럼방지		이형철근 10mm	32	16.128	3.00	48.38	9.00	145.15
9	인양고리		(262x770)+(500x254) 70t	4	1,001.720	3.00	3,005.16	9.00	9,015.48
9-1	인양고리수직보강재		250x265x2×16t	8	66.560	3.00	199.68	9.00	599.04
10	상판 수평보강재-1		A90×90×10t, L = 1,700	28	633.080	2.95	1,867.59	8.70	5,509.38
11	상판 수평보강재-2		A90×90×10t, L = 1,763	8	187.583	2.95	553.37	8.70	1,632.44
12	상판 수평보강재-3		A90×90×10t, L = 1,886	8	200.670	2.95	591.98	8.70	1,746.33
13	상판 수평보강재-4		A90×90×10t, L = 1,218	8	129.595	2.95	382.31	8.70	1,127.80
14	상판 수평보강재-5		A90×90×10t, L = 2,700	4	143.640	2.95	423.74	8.70	1,250.03
15	측판 수직보강재		PL 150×1,543×12t	28	610.470	1.83	1,117.16	3.35	2,044.40
16	측판 수평보강재		PL 150×930×12t	64	841.020	1.85	1,555.89	3.42	2,878.39
17	내부측판 수직보강재-1		A9O×90×10t, L = 2,360	28	878.864	1.75	1,538.01	3.06	2691.52
18	내부측판 수직보강재-2		A9O×90×10t, L = 1,760	28	655.420	1.75	1,146.99	3.06	2007.22
19	경사측판 보강재		PL 150×1,834×12t	28	726.000	0.53	384.78	0.28	203.93
20	표체 경사측판		Φ10,000/Φ6,500×1,000×12t	1	4,875.620	1.00	4,875.62	1.00	4,875.62
21	표체 중앙하판		Φ6,500×12t	1	3,050.310	1.00	3,050.31	1.00	3,050.31
22	표체 하부측판		1,000×20,410×12t	1	1,922.620	-0.50	-961.31	0.25	480.66
23	표체 하부하판		Φ6,500×12t	1	3,050.310	-1.00	-3,050.31	1.00	3,050.31
24	중앙하판 수평보강재		평철 100×2,720×9t	12	345.900	-0.50	-172.95	0.25	86.48
25	표체하부 수직보강재		평철 100×988×9t	12	83.760	-0.50	-41.88	0.25	20.94
26	하부하판 수평보강재		평철 150×2,720×9t	12	345.900	-0.95	-328.61	0.90	312.17
27	표체 중앙튜브		Φ1,000×16t, L = 3,600	1	1,419.780	0.75	1,064.84	0.56	798.63
28	튜브하판		Φ960×16t	1	92.390	0.50	46.20	0.25	23.10
29	계류고리수직보강재		250x265x2x16t	8	66.560	0.65	43.26	0.42	28.12
30	계류고리		(262x770)+(500x254) 70t	3	751.290	0.65	488.34	0.42	317.42
31	표체내부 격판(bulkhead)-1		2,738×2,476×12t	4	2,554.440	1.25	3,193.05	1.56	3,991.31
32	표체내부 격판(bulkhead)-2		1,000×2,476×12t	4	932.960	1.40	1,306.14	1.96	1,828.60
33	표체내부 격판(bulkhead)-3		750×1,907×12t	4	538.920	1.65	889.22	2.72	1,467.21
34	표체내부 격판(bulkhead)-4		2,738×988×12t	4	1,029.620	-0.50	-514.81	0.25	257.41
35	표체하부 수직보강재-1		PL 100×1000×9t	16	113.040	-0.50	-56.52	0.25	28.26
36	표체하부 바닥보강재		Φ 3000/ Φ5000x100x9t	1	177.570	-0.50	-88.79	0.25	44.39
37	표체경사부 수직보강재		Φ6500x2476/Φ8500x1907 12t	1	9,559.840	-0.95	-9,081.85	0.90	8,627.76
38	표체외각 보강재		90×90×930×10t	32	39.580	1.25	49.48	1.56	61.84
39	표체하부 상하 보강재		80x80x1270x6t	32	29.750	1.15	34.21	1.32	39.34
40	표체하부 중간 수평보강재		150x1270x12t	16	36.580	-0.95	-34.75	0.90	33.01
41	인양고리 보강재-2		1000x600 36t	4	678.240	3.00	2,034.72	9.00	6,104.16
42	계류고리 보강재-2		1000x600 36t	3	508.680	0.65	330.64	0.42	214.92
43	계류고리 보강재-3		Φ 180x90x20t	6	35.950	0.65	23.37	0.42	15.19
	콘크리트 발라스트		46%		35,767.000	-0.77	-27,540.59	0.59	21,206.25
	(부속장비 및 기타)								
	측전지				3,300.000	2.68	8,844.00	7.18	23,701.92
	총계				100,963.40	0.866	88,671.47		643,752.07

③ 중심위치의(KG)

$$KG = Mc / W = 88,671.47 / 100,963.4 = 0.8783 \text{ m}$$

여기서, KG : 기준선에서 중심까지의 거리(m)

Mc : 중량의 (1차)모멘트(kgf-m)

W : 총 중량(kgf)

기준선을 중심으로 중량의 1차 모멘트는 기준선에서 해당 재료 위치의 거리의 곱으로 계산되기 때문에 기준선은 어디에 두어도 값은 같게 나옴. 본 보고서에서는 편의상 미통과 연결되는 표체의 경사부 하단을 기준선으로 정하였다.

④ 등부표의 배수체적

$$V = W / \gamma\omega = 100{,}963.4 / 1{,}025 = 98.50\ m^3$$

여기서, V : 배수체적(m^3)
W : 총 중량(kgf)
$\gamma\omega$: 해수의 단위부피당 중량(=1,025 kgf/m^3)

⑤ 흘수(draft)심의 결정

$$d_3 = \frac{V'}{A'} = \frac{98.50 - 33.183 - 54.258}{\pi \times 5^2} = 0.141$$

여기서, V′ : 수직부 표체의 공간
(등부표의 배수체적-중추부체적(V1)-부력실 경사부체적(V2)
A′ : 수직부 표체의 단면적 ($A=\pi R^2$)
R : 수직부 표체의 반지름 (m)

중추부체적 $V_1 = \pi r^2 \times d_1{}^2 = \pi \times 3.25^2 \times 1.0^2 = 33.183 m^3$

경사부체적
$$V_2 = \frac{1}{3}\pi \times d_2 \times (R^2 + R \cdot r + r^2)$$
$$= \frac{1}{3}\pi \times 1.0 \times (5^2 + 5 \times 3.25 + 3.25^2)$$
$$= 54.258 m^3$$

따라서 체인이 연결되지 않은 상태에서 부표의 흘수는 다음과 같음.
$d = d_2 + d_3 = 1.0 + 0.141 = 1.141$ (저면에서 흘수심 : 2.141)
계류체인에 의한 침하량산정을 위해 1cm 침하중량 산정함.

1cm 침하중량
$$= \pi R^2 \times 0.01 \times 1025\ (kgf)$$
$$= \pi 5^2 \times 0.01 \times 1025 = 805.033 kgf$$

(1m 침하중량 = 80,503.30kgf)

그러므로 계류체인을 고려한 흘수는 다음과 같음

체인길이(L) : 50m로 가정 (=(13.7(수심) + 1.7(점토층))×2)
체 인 규 격 : 81mm(143.7 kg/m => 수중 : 125.39kg/m)
적 용 : 고삐사슬 10m×3EA = 30m
체 인 20m+20m+10m = 50m
흘수d = 1.141 + 125.39 × 80 / 80,503.30 = 1.265m

부표에 체인을 연결할 경우 체인의 길이는 부표에 작용하는 외력의 크기에 따라 달라지므로 여기서는 얕은 수심에 의해 수심과 점토층의 약 3배로 가정함.

⑥ 부심(center of buoyancy)의 결정(KB)

$$KB = MB / V = 28.892 / 98.50 = 0.293m$$

여기서, KB : 기준선에서 부심까지의 거리(m)
MB : 각 부위 배수체적의 기준면에 대한 모멘트(m^4)
V : 배수체적(m^3)

부심의 결정

명 칭	배수체적(m^3)	중심고(m)	moment(m^4)
중 추 부	33.183	-0.5	-16.592
부력실 경사부	54.258	0.5	27.129
부 력 실	11.06	1.75	19.355
계	98.50	1.75	28.892

⑦ 부심에서 경심(meter center)까지의 높이(BM)

$$BM = I_X / V = (\pi R\hat{}4 / 4) / 98.50 = 4.98\ m$$

여기서, I_X : 흘수면상의 단면 2차 모멘트 (= 원형단면이므로 πR4 / 4 : m^4)
V : 배수체적(m^3)
D : 표체의 흘수면상의 직경(m)

부체의 횡동요 주기를 결정하고 복원력 특성을 좌우하는 중요한 인자임. 경심은 안정 상태에서 수면에 떠 있는 물체의 부심을 통과하는 수직선과 기준면에 대하여 약간 경사진 상태로 떠 있는 물체의 부심을 통과하는 수직선과의 교점으로서 경심이 중심보다 위쪽에 있을 때는 경사진 물체에 복원 모멘트가 작용하기 때문에 물체는 제자리로 돌아가려는 복원성을 가지게 된다. 복원 모멘트의 크기는 중심과 경심 사이의 거리 즉, GM에 비례하여 증가한다.

⑧ 중심에서 경심까지의 높이(GM)

$$GM = BM + KB - KG\ (m) = 4.98 + 0.293 - 0.8783 = 4.3947\ m$$

KG : 기준선에서 중심까지의 거리(m)
KB : 기준선에서 부심까지의 거리(m)

⑨ 진동주기의 결정

부표의 진동주기란 표체가 무게중심을 중심축으로 1주기 동요하는데 걸리는 시간이다. 강제 외력이 없는 경우 부표의 모멘트는 $I_v\ddot{\theta}$인데 이것은 복원 모멘트 M_R과 크기가 같고 방향이 반대이다.

즉, $-I_v\ddot{\theta} = W \cdot GM \cdot \sin\theta$ 이다. 따라서

$$I_v\ddot{\theta} + W \cdot GM \cdot \sin\theta = 0$$

θ가 작다고 가정하면 $\sin\theta \approx \theta$를 사용하여

$$I_v\ddot{\theta} + W \cdot GM \cdot \sin\theta = 0$$
$$\ddot{\theta} + \frac{W \cdot GM}{I_v}\theta = 0$$

따라서 부표의 고유진동수와 고유진동주기는 다음 식으로 계산된다.

$$w_0 = \sqrt{\frac{W \cdot GM}{I_v}}$$
$$t_0 = 2\pi\sqrt{\frac{I_v}{W \cdot GM}} = 2\pi\sqrt{\frac{k^2}{GM \cdot g}}$$

여기서, w_0 : 부표의 고유진동수(1/sec)

t_0 : 부표의 고유진동주기(sec)

I_v : 부표의 무게중심에 대하여 수중에서의 부가질량에 의한 관성모멘트 I'_v가 포함된 질량 관성모멘트(kg-m^2)

k : 관성반경(radius of gyration, m)= $\sqrt{\frac{I_v \cdot g}{W}}$

$$t_o = 2\pi\sqrt{\frac{K^2}{GM \cdot g}} = 2\pi\sqrt{\frac{622,454.58/100,963.4}{4.3947 \times 9.81}} = 2.38\,\mathrm{sec}$$

여기서, K : 회전반경 $\sqrt{I_v / w}$

g : 중력가속도 (9.81m/sec^2)

GM : 중심에서 경심까지의 높이

W : buoy 중량

Iv : 관성모멘트

Iv = (Io − W · $\overline{KG}^2$) = (643,752.07 − 100,963.4 × 0.87832)

= 565,867.80 => 622,454.58 kgf m^2 적용

(수중에서의 운동이므로 부가관성모멘트를 고려해야하는데 통상적으로 부가관성모멘트는 관성모멘트의 10%적용)

⑩ 부체의 안정검토

GM = 4.3947 > 0 ……OK

> 흘수의 5%(0.06) ……OK

중심에서 경심까지의 높이인 GM의 값이 0보다 클 때에 안정성을 가지게 되며, 최소 높이를 설정하기 위하여 흘수의 5%로 계산함.

(3) 외력에 의한 경사각 결정

① 바람에 의한 경사각

바람에 의한 모멘트

명 칭	투영면적(m^2)	풍력(kgf)	거리(m)	풍력모멘트
두표	0.79	60.48	15.13	915.06
등명기부	0.14	10.72	13.40	143.65
레이콘	0.12	9.19	12.49	114.78
레이더 리플렉터	1.66	127.09	11.40	1,448.83
등명기 보강재	0.48	36.75	12.47	458.27
마스트	5.82	445.59	7.91	3,524.62
태양전지판	4.10	313.91	5.62	1,764.17
축전지실	10.00	765.63	3.75	2,871.11
표체	13.61	1,042.02	1.91	1,990.26
계	41.74	2,811.38		13,230.75

가. 풍 력

$Fa = 1/2 \times \rho a \times CD \times Va^2 \times Aa$

여기서 , ρa : 공기밀도(0.125 $kg \cdot sec^2/m^4$)

CD : 부재의 항력계수

(부재의 형상에 따라 0.5~2.0사이, 대략 1.0 사용)

Aa : 풍압을 받는 부재의 투영면적

Va : 풍압을 받는 부재에 대한 풍속

나. 풍속의 중심점

$Ca = Ma / Fa = 13,230.75 / 2,811.38 = 4.71$

여기서, Ma는 각 부재의 위치와 크기에 따른 전체 풍압 면적의 모멘트(kgf-m)

Fa는 각 부재에 작용하는 풍하중을 정적하중으로 치환한 식

다. 경심에서 풍력의 중심점까지의 거리 MCa

$MCa = GM + KG - Ca = 4.3947 + 0.8783 - 4.71 = 0.563$

라. 바람에 의한 경사각

바람에 의한 부표의 최대경사각은 풍력모멘트가 부표의 복원모멘트와 같을 때 발생

$$\text{복원모멘트 } MR = W \times GM \times \sin\Theta = 100,963.4 \times 4.3947 \times \sin\Theta$$
$$= 443,703.85 \times \sin\Theta$$
$$\text{풍력모멘트} = Fa \times MCa = 2,811.38 \times 0.563 = 1,582.81$$
$$\therefore \sin\Theta = 1,582.81 / 443,703.85 = 0.00357 = > \Theta = 0.20°$$

② 조류(해류)에 의한 경사각

조류에 의한 모멘트

명 칭	투영면적(m^2)	조류력(kgf)	거리(m)	조류력모멘트
중 추 부	6.50	1,026.05	-0.50	-513.03
부력실 경사부	8.25	1,302.30	0.5	651.15
부 력 실	3.14	495.66	1.75	867.41
계	17.89	2,824.01	1.75	1,005.53

가. 조 류 력

$$Fc = 1/2 \times \rho w \times CD \times Vc^2 \times Ac$$

여기서 , ρw : 해수밀도(105 $kg \cdot sec^2/m^4$)

CD : 부재의 항력계수

(부재의 형상에 따라 0.5~2.0사이, 대략 1.0 사용)

Ac : 조류력을 받는 부재의 투영면적

Vc : 조류력을 받는 부재에 대한 조류속

나. 조류속의 중심점

$$Cc = Mc / Fc = 1,005.53 / 2,824.01 = 0.356$$

여기서, Mc는 각부재의 위치와 크기에 따른 조류력 모멘트(kgf-m)

Fc는 각 부재에 작용하는 조류력 하중을 정적하중으로 치환한 식

다. 경심에서 조류력의 중심점까지의 거리 MCc

$$MCc = GM + KG - Cc = 4.3947 + 0.8783 - 0.356 = 4.917$$

라. 조류에 의한 경사각

조류에 의한 부표의 최대경사각은 풍력모멘트가 부표의 복원모멘트와 같을 때 발생

$$\text{복원모멘트 } MR = W \times GM \times \sin\Theta = 100,963.4 \times 4.3947 \times \sin\Theta$$
$$= 443,703.85 \times \sin\Theta$$
$$\text{풍력모멘트} = Fc \times MCc = 2,824.01 \times 4.917 = 13,885.66$$
$$\therefore \sin\Theta = 13,885.66 / 443,703.85 = 0.0313 \Rightarrow \Theta = 1.79°$$

③ 파에 의한 경사각

파도에 의한 부표의 경사각은 앞서 바람과 조류에 의한 경사각 계산과는 다른 방법이 사용됨. 파장과 파고가 큰 장주기 파도의 규모에 비하여 크기가 작아서 부표는 파도의 운동에 따라 함께 상하운동을 하기 때문에, 고정식 대형 구조물의 파력을 계산하는 모리슨공식을 적용하기 어려움. 물입자의 상대운동이 너무 작아서 부표는 물위에 떠서 파도의 움직임에 따라 상하운동을 함. 물론 부표에 연결된 체인의 영향으로 어느 정도 부표의 상하운동이 제한되겠지만 파력에 의해 직접적으로 부표가 경사지는 것보다는 파도의 경사면을 따라 부표가 기울어지는 효과가 더욱 큰 것이다. 따라서 파도의 의한 부표의 경사각은 파도의 기울기에 좌우됨.

$$y = \frac{H}{2} cos 2\pi (\frac{t}{T} - \frac{x}{\lambda}) = \frac{H}{2} cos(wt - kx)$$

여기서, H : 파고(wave height, m)

T : 파주기(sec)

λ : 파장(wave length, m)

k : 파수(wave number = $\frac{2\pi}{\lambda}$)

w : 주파수(wave frequency = $\frac{2\pi}{T}$)

파도의 기울기는

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \tan \varnothing = \frac{\pi H}{\lambda} sin 2\pi (\frac{t}{T} - \frac{x}{\lambda})$$

기울기가 작다고 가정하고 x=0에서 위식을 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\varnothing \approx \tan \varnothing = \alpha \sin \frac{2\pi}{T} t = \alpha \sin wt$$

여기서, $\alpha = \varnothing_{MAX} = \frac{\pi H}{\lambda} = \frac{2\pi}{\lambda} A$ (A는 파도의 진폭 = $\frac{H}{2}$) = 0.1053

부표가 파도 속에서 동요할 때 부표의 복원 모멘트는 파도의 위상과 차이를 고려하여 $M_R = W \cdot GM \cdot \sin(\theta - \varnothing)$으로 계산한다.

따라서 부표의 운동방정식은

$$I_v \ddot{\theta} + W \cdot GM \cdot \sin(\theta - \varnothing) = 0$$

여기서, θ : 부표의 경사각

I_v : 부표의 질량관성모멘트

경사각이 작을 때는 $\sin(\theta - \varnothing) \approx \theta - \varnothing$ 이므로 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$I_v \ddot{\theta} + W \cdot GM \cdot \sin(\theta - \varnothing) = 0$$

$$\ddot{\theta} + \frac{W}{I_v} GM \theta = \frac{W}{I_v} GM \alpha \sin wt$$

초기조건 $\theta_0 = \dot{\theta}_0 = 0$을 가지고 위 미분 방정식의 해를 구하면

$$\theta = \frac{\alpha}{1 - t_0^2 / T^2} (\sin wt - \frac{t_0}{T} sin w_0 t)$$

여기서, t_0 : 부표의 고유진동주기

w_0 : 부표의 고유진동수

T : 파의 주기

위 식에서 최대 경사각은 $\sin wt - \frac{t_0}{T} sinw_0 t = 1$ 일 때이다.

$$\theta_{MAX} = \frac{\alpha}{1 - t_0^2 / T^2}$$

따라서, $\theta_{MAX} = \frac{0.1053 \times 11^2}{11^2 - 2.38^2} = 0.1105\,\mathrm{rad} = 6.33\,^\circ$

(4) 계류구의 결정

① 체인의 결정

가. 체인의 길이결정

설치지점의 해저지반이 초연약 지반으로 점토층을 무시한 사질토층을 지지층으로 검토

체인의 길이(L) = $\sqrt{D^2 + (2T_O/P)D}$ (50m적용)

여기서 , D : 설계수심

T_o : 수평력(Fh)

P : 체인의 m당 수중중량

D = (수심+고조위+점토층+파고/2) - 흘수면에서 계류점까지의 거리

= (13.7+7.978+1.7+5.8/2)-1.139 = 25.139m

T_o = (풍력 + 조류력) × 1.2(안전율)

= (2,811.38 + 2,824.01) × 1.2 = 6,762.47kgf

P = 143.70 × 6.85 / 7.85 = 125.39kgf

나. 최대 이출거리

$$S = \frac{T_O}{P} \sinh - 1 \left(\frac{PL}{T_O}\right) = \frac{6,762.47}{125.39} \sinh^{-1} \left(\frac{125.39 \times 50}{6,762.47}\right) = 44.70\mathrm{m}$$

다. 체인의 직경(규격)의 검토

체인의 장력 : $T_B = \sqrt{F_H^2 + H_V{}^2} = F_H + DP$

= 6,762.47 + 65 × 125.39

= 14,912.77kgf (14.91tonf)

체인의 장력 검토는 길이가 긴 65m를 기준으로 계산반영 하였음.

F_H : 부표에 작용하는 수평력

F_V : 부표에 작용하는 수직력

라. 체인의 규격

체인의 규격

체인직경(mm) / 시험하중	70	81	90	100
절단시험하중(tonf)	376	492	596	721
내력시험하중(tonf)	263	344	417	504

LANBY-100의 표준계류사슬 직경으로 81mm를 적용 가정
체인의 장력(14.91 tonf) < 체인의 내력/안전율 = 344/3 = 114.7tonf … OK
외력의 하중조건 중 풍력과 조류력만을 고려한 장력 값임.

② 침추(sinker)의 결정

침추의 중량은 부유식 구조물에서 체인과 함께 부유체의 안전을 좌우하는 중요구조물로써 점토층에 적합한 블록 식 침추를 적용하며, 점토층에 매입된 경우와 침하로 인해 모래층을 지지층으로 한 경우에 대하여 각각 검토.

가. 점토층에 매입된 경우

앵커블록을 점성토 중에 매입한 경우 수평저항력

$$P = 11.4ch = 11.4 \times 0.298 \times h = 3.40h(tonf/m)$$

여기서 , P : 블록 단위 폭당의 저항력(tonf/m)
c : 점성토의 점착력(tonf/㎡)
h : 블록의 높이(m)

침추의 높이(h)를 2m로 가정 한다면 침추의 폭은 다음과 같이 산정됨

침추의 폭 = (수평력 × 안전율) / P
= (6.76 × 1.2) / (3.40 × 2.0) = 1.18m

나. 모래를 지지층으로 하는 경우

작용하중 : 침추의 파주력은 계류라인에 걸리는 수평력 T0 보다 커야 함.

$W_{eff} = W_s - B = T_0 \tan(\Phi) + T_0 / \mu$
$= 14{,}912.77 / 0.4 = 37{,}281.93$ kgf $= 37.28$tonf

여기서,

W_{eff} : 침추의 수중중량
W_s : 침추의 중량
B : 침추에 작용하는 부력
μ : 침추와 지반과의 마찰계수
T_0 : 앵커 지점에서 체인의 수평방향 장력성분

침추의 공기 중 중량 = 37.28 × 2.4 / 1.4 = 63.91tonf

다. 침추의 중량산정

모래 및 점성토에 대한 지반의 영향을 고려할 때 침추의 최소 중량은 약 63.91tonf로 침추의 공기 중 중량 보다 약1.5배의 안전율로 산정되었으며, 침추에 작용하중인 37.28tonf보다 약 2.5배의 안전성을 가진 무게 95.2tonf 침추 1개를 설치하는 것으로 설정

제 10 장 교량표지(marking of fixed bridge)

교량표지는 선박이 교량의 교각들과 충돌을 방지하고, 교량과 통항선박의 안전을 확보하기 위하여 교량아래의 가항수역이나 항로의 중앙, 교량양측과 교각의 존재 및 통과높이를 표시하는 시설로 “항로표지의 기능 및 규격에 관한 기준” 및 “교량표지에 관한 권고(IALA 권고서 O-113)”에 따른다.

[해 설]

(1) 교량표지는 야간표지(교량등)와 주간표지(교량표)로 구분하여 설치한다.

① 야간표지(교량등)는 좌측단등, 우측단등, 등앙등, 교각등, 경간등으로 세분한다.

② 주간표지(교량표)는 좌측단표, 우측단표, 중앙표로 세분한다.

③ 교량아래의 가항수역한계, 항로의 중앙, 교각(방충공시설 포함)의 존재표시는 해상부표식(MBS) 및 IALA교량표지 권고 기준에 따른다.

④ 교량표지의 좌현 및 우현표시는 [9-1(2)]의 (등)부표의 관습적 방향을 참고한다.

⑤ 교량등의 명칭은 해당 교량의 공칭명칭을 부여한다.

⑥ 교량등의 번호는 수원을 향하여 좌측 앞단의 P, L, C, R, P등(燈)은 1번부터 홀수로 하고 뒷단등은 2번부터 짝수로 하여 수원방향의 좌측에서 우측으로 차례로 번호를 부여한다.

⑦ 교량등이나 교량표는 최고고조면(홍수수위)를 고려하여 설치하여야 한다.

⑧ 교량등의 설치는 관리(임검・정비)가 편리하도록 시설하여야 한다.

⑨ 가항수로 결정시 항해가능한 선박의 마스트 높이와 교량 밑의 수심 및 일방통항 또는 왕복항로인지를 고려하여야 한다.

⑩ 야간이나 안개 시에 선박안전을 위하여 racon이나 음향표지 장치를 병설할 수 있다.

(2) 교량등의 특징

① 교량등의 광도는 30cd 이상으로 필요한 소요거리에서 시인할 수 있어야 하며, 항해자의 눈이 부시지 않도록 하여야한다.

② 등질은 부동광으로 하며 주변 배후광 상황에 따라 중앙등은 등명암광이나 급섬광을 사용할 수 있다.

(3) 통항 최적지점 결정요소

① 교량아래 통항선박의 최대높이

② 교량 아래의 수심, 특히 일정하지 않은 교량 아래의 수심

③ 교각 및 다른 장해물 보호

④ 한쪽방향 통항 또는 양방향 통항의 필요성

⑤ 조석 간만의 차 및 유속

(4) 교량표지의 종류

① 교량등(야표)

해설 표 (10-1) 교량등의 설치 기준

종 류	내 용	등 색
좌현등	교량아래의 가항수역이나 항로의 좌측 끝을 표시	녹
우현등	교량아래의 가항수역이나 항로의 우측 끝을 표시	홍
중앙등	교량아래의 가항수역이나 항로의 중앙을 표시	백
교각등	교각의 존재를 표시	황
경간등	교량 경간 중 항행이 금지된 구간임을 표시하는 등화	황

② 교량표(주표)

해설 표 (10-2) 교량표의 설치 기준

종 류	내 용	도 색	형 상
좌현표	교량아래의 가항수역이나 항로의 좌측 끝을 표시	백색바탕에 녹색	정사각형
우현표	교량아래의 가항수역이나 항로의 우측 끝을 표시	백색바탕에 홍색	정사각형
중앙표	교량아래의 가항수역이나 항로의 중앙을 표시	백색바탕에 홍백 2줄 종선	원형

(5) 설치기준

① 교량등(야간표지)

교량등은 다음 각 호의 기준에 따라 설치하여 항해자가 주간에 교량을 안전하게 통과할 수 있도록 유도하여야 한다.

가. 교량등은 국제항로표지협회의 해상부표식 B지역의 표시방법을 적용하며 수원 방향은『항로표지의 기능 및 규격에 따른 기준』제7조에서 규정한 부표의 설치방향을 적용한다.

나. 교량등은 교각으로 인한 시야 장해 등을 감안하여 가능한 통항을 분리 하여야 한다.

다. 교각등과 교량 경간등의 수가 여러 개로 설치되어 이용자에게 혼란을 주게 되는 경우에는 전체 등화를 동기점멸 방식으로 운영할 수 있다.

라. 모든 경간에서 항행이 가능할 경우에는 교각에만 등화를 설치 할 수 있다.

마. 오직 한 구역의 경간에서만 항행이 가능할 경우에는 경간 아래에 등화를 설치하거나 제한된 항로를 표시하기 위하여 부표나 등표를 설치하여 통항 최적지점으로 항행을 유도할 수 있다.

바. '통항 최적지점'은 백색 등화로 지시하거나 통항가능 구간의 경간 아래에 발광 안전수역 표지판을 설치하여야 한다.

사. 교량 아래에 한 개 이상의 항행 가능 수로가 있을 경우에는 각 수로별로 '통항 최적지점'과 같은 시스템으로 설치하여야 한다.

아. 홍색과 녹색등화는 배후광으로 고유한 기능 식별이 어려운 해역을 포함하여 주변 환경을 고려한 적절한 광달거리 범위를 확보하여야 한다.

자. 모든 등화는 교각 구조물에 의해 시계가 차단되지 않고 모든 구역에서 보이도록 설치하여야 한다.

차. 교량표지등의 대안으로 야간에 식별이 가능하도록 주간표지판을 LED패널로 만들어 설치할 수 있다.

카. 홍색 및 녹색의 측방표지로 표시된 교량의 경간 외에도 소형 선박은 국제해상부표식에서 특수표지용인 황색등을 설치한 경간에서도 항해 할 수 있다.

타. 교각 조사등을 설치하여 항행가능 구역을 만족하게 표시할 경우에는 교량등 설치를 생략할 수 있다. 이 경우에는 교각 조사등으로 교량표지 역할을 장기간 계속적으로 할 수 있는지를 충분히 고려하여야 한다.

② 교량표(주간표지)

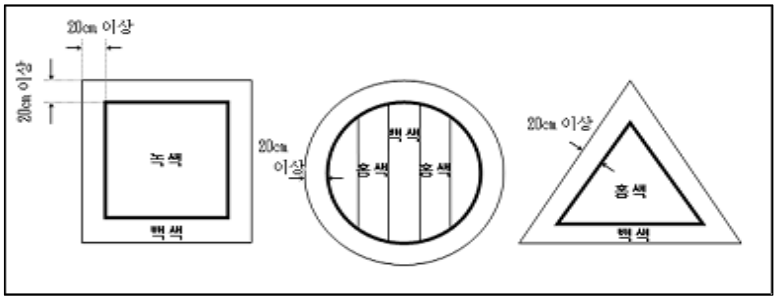
교량표는 다음 각 호의 기준에 따라 설치하여 항해자가 주간에 교량을 안전하게 통과할 수 있도록 유도하도록 하여야 한다.

가. 교량 구조물과 교량표가 대비되어 항해자가 명확하게 식별할 수 있도록 교량표의 바탕을 백색으로 하고 바탕과 교량표의 간격은 20cm 이상으로 한다.

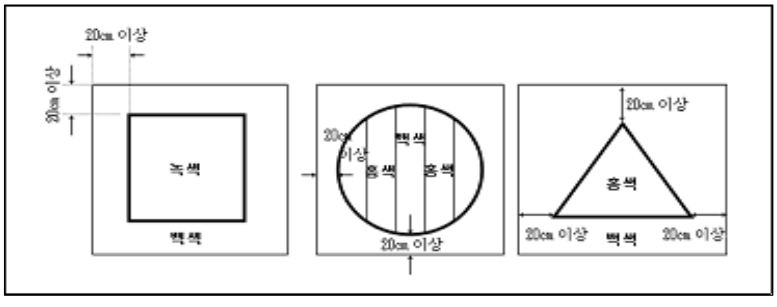
나. 우측단표에는 꼭지점이 위로 향한 홍색의 정삼각형을, 좌측단표에는 녹색 사각형의 판을 설치한다.

다. 중앙표는 원형판 백색바탕에 홍색 종선 2선 이상의 원형판을 설치한다.

라. 교량표의 크기는 교량의 구조를 고려하여 항해자가 쉽게 식별이 가능 하도록 가능한 큰 크기로 설치하여야 한다.



해설 그림 (10-1) 주간표지(교량표)의 형상



해설 그림 (10-2) 사각형 배경의 주간표지(교량표)의 형상

(6) 설치위치

① 측단표지는 좌측단표, 우측단표 및 측단등을 말하고, 교량 아래의 가항수역 측단선 상의 경간에 설치한다.

② 중앙표지는 중앙표 및 중앙등을 말하고, 교량 아래의 가항수역의 항로 중앙선 상의 경간에 설치한다.

③ 교각등은 교각 기초부를 포함한 수원측 및 반대 측의 방향에 설치한다.

④ 항행이 금지된 교각의 경간에는 경간의 중앙에 황색등을 설치하여야 한다. 다만, 항행이 금지된 황색등 설치 구간이라도 소형 선박은 수심을 고려하여 항행을 할 수 있다.

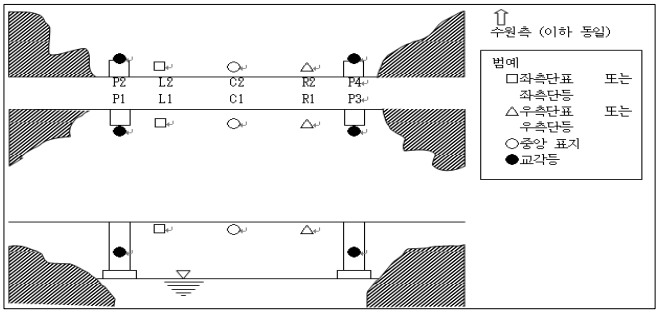
⑤ 교량표지의 설치위치는 교량 경간 및 교각에 설치하여야 한다.

⑥ 교량 아래 복수의 가항수역 또는 항로가 존재할 경우는 가항수역 또는 항로마다 교량표지를 설치하여야 한다.

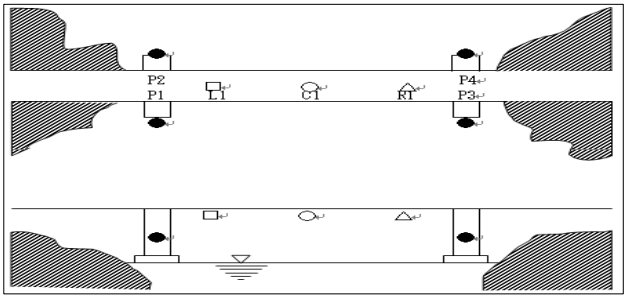
⑦ 교량 아래의 통항 방법이 일방통항일 경우에는 교량표지 일부를 설치하지 아니할 수 있다.

⑧ 가항수역 혹은 항로 중심선 및 측단선의 경계는 청장이 결정한다.

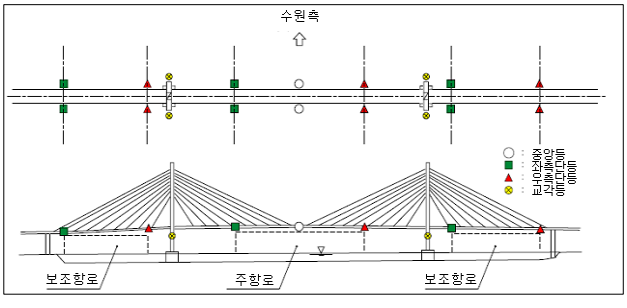
⑨ 교량표지는 해설 그림 (10-3)~해설 그림 (10-6)까지의 표준설치방법(그림에서 좌측단은 L, 우측단은 R, 중앙은 C, 교각은 P로 표시)을 참고하여 청장이 교량 주변 환경 및 여건을 감안하여 설치하여야 한다.



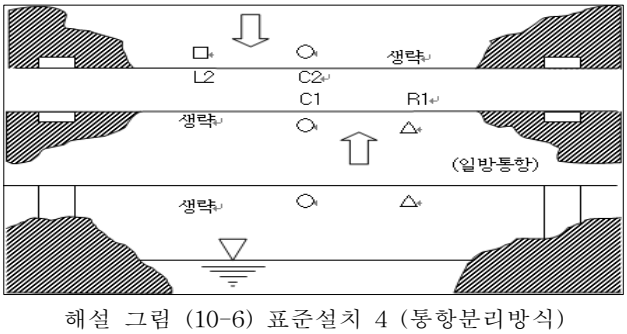
해설 그림 (10-3) 표준설치 1 (양방 통항방식)



해설 그림 (10-4) 표준설치 2 (단일 통항방식)



해설 그림 (10-5) 표준설치 3 (가항구간이 여러 개 있는 통항방식)



해설 그림 (10-6) 표준설치 4 (통항분리방식)

(7) 교량표지와 병설 가능한 표지

① 교량의 존재를 항해자에게 경고하기 위하여 1개 이상의 무신호기를 설치 할 수 있다. 다만, 여러 개의 무신호기를 교량 또는 교량 지지물 위의 서로 다른 장소에 설치한다면 설치된 무신호기의 특성은 각각 달라야 한다.

② 항로를 가로질러 설치된 교량시설 아래를 통항하는 선박의 안전 확보를 위하여 교각의 위치 및 항로의 경계를 표시하기 위하여 레이더 반사기를 다음 각 호의 기준에 따라 설치할 수 있다.

가. 레이다반사기는 교각을 분명하게 판별할 수 있도록 최적 효과를 발휘할 수 있는 위치에 설치되어야 한다.

나. 레이다반사기는 설치 전에 시험분석 한 후 설치하여야 한다.

③ 교량 아래 '통과 최적지점'을 표시하기 위하여 탐지범위가 짧은 범위의 레이콘을 다음 각 호의 기준에 따라 설치할 수 있다.

가. 레이콘을 설치할 경우 현재의 기술적 제한사항을 깊이 고려하여야 하며 한 개 이상의 경간에 한 개 이상의 레이콘을 설치하여 이용할 수 있다.

나. 교량의 한 경간에 두 개의 레이콘을 설치할 때의 식별부호는 다음 각 목과 같다.

(가) 우현 : 모르스부호 T(—)

(나) 좌현 : 모르스부호 B(— ···)

④ 교량 아래 '통과 최적지점' 정보와 통항 해역의 수심, 유속, 조류, 조위 등 항행에 필요한 기타 정보를 제공하기 위하여 항로표지용 AIS를 사용할 수 있다.

⑤ light pipe

항로 폭이 좁은 경우에 교각 조사등이 항해자의 눈부심을 유발할 수 있으므로 교각의 존재를 확인할 수 있도록 적절한 크기의 light pipe를 교각중앙에 수직으로 설치할 경우 효과를 발휘할 수 있다.

(8) 교량표지 설치 시 주의

① 청장은 선박간의 충돌과 좌초사고 등을 방지하기 위하여 교량에 진입표지판이 없는 경우에는 교량 경간 전체 또는 경간의 일정 부분에서 통항을 금지한다는 것을 항행통보 및 수로도지 등을 통하여 항해자에게 알려주어야 한다.

② 교각 충돌방지봉 등 기타 장애물의 표시는 청장이 항행 위험정도에 따라 설치 여부를 결정할 수 있다.

③ 교량 아래의 가항수로 또는 통항제한 구역을 명확히 나타내기 위하여 국제항로표지협회의 해상부표식(IALA MBS)에 따라 등부표 등을 배치할 수 있다.

제 11 장 해상구조물 표지(marking of offshore structures)

(1) 해면 위로 돌출하고 예를 들어 광물탐사와 시추, 굴착, 원유생산설비, 유정, 해양자료수집용 구조물, 해양자원탐사, 영구적인 고정구조물 표지, 해저터널, 하수배출시설, 담수화시설, 기상관측탑 및 연안부유 부두시설 등에 적용한다.
(2) 공사목적용 표지, 침선표지, 해저케이블 또는 송유관표지, 해양자료수집용 표지(ODAS) 등의 기능 및 규격에 관하여는 해상부표식의 종류 및 규격기준, IALA 권고서 O-113에 따른다,

[해 설]

(1) 기술적인 조건

① 야간에 구조물에 접근 시 어떤 방향에서도 적어도 하나의 등화를 볼 수 있는 백색등화를 점등하여 구조물을 표시하여야 한다.

② 구조물의 수직 및 수평 끝단에 주관당국이 정한 방식의 항공 비행규칙의 조건에 맞는 표지를 사용하여야 한다.

③ 각 구조물은 모든 방향에서 볼 수 있는 표지판을 설치하여야 한다.

④ 구조물에는 어떤 방향에서도 청취가 가능한 무신호기를 1개소이상 설치한다.

⑤ 해양구조물에 개별적인 등화나 음파표지를 설치하지 않고도 선박의 항행안전에 위험이 없는 지역에서는 주관당국의 승인을 받고 지역 환경을 고려하여 해양구조물 표지의 설치 기준을 완화할 수 있다.

⑥ 집단 해양구조물의 둘레를 표시하거나, 집단 해양구조물을 통과하는 항로를 표시하거나 또는 구조물을 설치하거나 해체하는 동안의 고정된 구조물을 표시하기 위하여 부표나 등표를 설치할 수 있으며 설치되는 표지는 국제 해상부표식에 따른다.

⑦ 수중 콘크리트 우물통, 파이프라인 및 해저터널 등과 같은 해저장애물이 있는 곳에서는 선박에게 수중의 위험물을 경고하기 위하여 국제 해상부표식에 따라 적절한 표시를 하여야 한다.

(2) 해양구조물 표지

① 주등(main light(s))

가. 광력 : 최소 1,400cd 이상의 광도가 되어야 한다.

나. 등질 : 최대 15초 주기로 백색광 모르스부호 U(··—) 같은 높이에서 동시에 섬광하도록 하여야 한다.

다. 등화의 설치 높이 : 해면의 평균 고저 면에서 최소 6미터 이상 최대 30m 이하의 높이에 설치되어야 하며, 어느 방향에서나 1개 이상의 백색광을 고정구조물에 설치하여야 한다.

마. 조사등 : 인접한 구조물에 최대광도로 수직으로 조사하여 구조물이 보일 수 있도록 하여야 한다.

바. 항공장해등 : 구조물의 최상부 수평과 수직 끝단은 항공장해등 설치 규정에 따라 적절하게 표시하여야 한다.

② 무신호(fog signals)

가. 음향신호 : 매 30초 주기로 모스부호 "U"를 나타내는 소리로서 단음의 최소주기는 0.75초 이상이어야 한다.

나. 음달거리 : 어느 방향에서도 최소 2해리의 범위에서 들을 수 있어야 한다.

다. 설치위치 : 해면의 평균 고조 면에서 최소 6미터 이상 최대 30미터 이하의 높이에 설치되어야 하며, 어느 방향에서도 청취가 가능하도록 1개 이상의 음파표지를 설치하여야 한다.

라. 무신호 발사 : 어느 방향에서든지 기상학적인 시계가 2해리 이하일 때는 운영되어져야 한다.

③ racon 설치

가. 레이콘 : 특수한 구조물로서의 고유한 식별이 요구되는 곳에서는 레이콘을 설치할 수 있으며, 설치되는 FP이콘의 탐지범위와 부호는 청장이 결정한다.

나. 해도에 표시되지 않은 일시적 해양구조물에 설치되는 레이콘은 모르스부호 D(— ··)를 사용하여야 한다.

④ 표지판

가. 표지판 : 1m 이상의 크기로 노란색 바탕에 검은색 숫자/문자로 구조물의 명칭을 표시하여야 하며 어느 방향에서든지 적어도 한면을 볼 수 있도록 배치하여야 한다.

나. 재질 : 표지판은 주·야간에 쉽게 식별할 수 있도록 전광판이나 역반사재를 사용하여야 한다.

(3) 기타 표지

공사목적용 표지, 침선표지, 해저케이블 또는 송유관표지, 해양자료수집용 표지 등의 기능 및 규격에 관하여는 해상부표식의 종류 및 규격기준에 의한다.

(4) 해양구조물의 건설과 철거작업 중 항로표지 설치

① 해양구조물을 건설하거나 철거할 때에는 국제 해상부표식에 따른 표지를 설치하여야 한다.

② 연안에서 파력발전이나 조력발전을 건설 하는 기간에는 '항행통보', '국제무선항행경보', 및 방송 등을 통해 항해자에게 공포하여야 한다.

③ 일반적으로 수상 면에 해양구조물을 건설하거나 철거 단계 기간 중에는 부가적인 임시표지 설치를 고려하여야 한다.

④ 해양구조물 설비를 철거하고자 할 때 해저의 원래 수심이나 지형을 원상회복 시켜야 하며, 모든 장애물을 제고하여야 한다.

⑤ 해양구조물의 철거에도 불구하고 잔재물 또는 장애물이 잔존하여 주관당국이 항행에 위험을 초래한다고 판단할 경우 운영자나 도급자는 주관당국이 요구하는 잔재물 또는 장애물 표시를 하는 항로표지를 설치하여야 한다.

(5) 부가적인 표지

항행 안전을 위하여 특별히 필요한 경우에는 다음과 같은 부가적인 표지 설치를 요구할 수도 있다.

① 특별한 특성을 지닌 고광력 등명기

② 특별한 범위, 주파수 및 특성을 가진 해양무선표지

③ 특별한 탐지범위와 특성을 가진 레이다비콘

④ 국제해상부표식에 따르는 부표들의 설치

제 12 장 음파표지(audible signals)

(1) 안개나 눈 기타에 의해서 시계(視界)가 좋지 않을 때 음향으로 신호소의 위치를 선박에 알리기 위하여 약정된 음향신호를 발하는 것을 말한다.
(2) 음향신호는 위치확인용 표지가 아니며 단지 위험물 경고용으로만 사용하는 것으로 국제항로표지협회 권고(IALA 권고 E-109)에 따른다.

[해 설]

(1) 설계기초

① 이용범위에 대하여 충분한 음향이 이르도록 공칭유효거리와 통상유효거리를 감안하여 기종을 선정한다.

② 음향학적으로 발생음파는 전파특성(傳播特性) 및 측정자의 가청능력에 대하여 우수하여야한다.

③ 기상, 해상의 영향에 의하여 음향이 감쇄되지 않고, 전파(傳播)방위의 변화가 적도록 설치위치를 선정한다.

④ 부근의 지형에 의하여 음향이 반사 및 굴절되지 않도록 설치위치를 선정하여야 한다.

⑤ 음파에 일정한 표지부호 및 음색을 갖고 정확한 주기로 반복되어 측정자가 다른 음향과 즉시 구별할 수 있어야 한다.

⑥ 장해물과 충돌방지를 위한 위험 경고용 저출력 무신호기는 꼭 필요한 장소에만 설치한다.

(2) 일반적인 설계기준(해상 구조물)

① 신호음 : 모스부호 "U"를 나타내는 소리여야 한다.

단음	0.75초	
침묵	1.00초	
단음	0.75초	6.00초
침묵	1.00초	
장음	2.50초	
침묵	24.00초	
총주기	30.00초	

② 음달거리 : 어느 방향에서도 최소 2해리의 범위에서 들을 수 있어야 한다.

③ 설치위치 : 해면의 평균고조면에서 12m 이상, 30m 이하의 높이에 설치되어야 하며, 어느 방향에서도 청취가 가능하여야 한다.

④ 무신호 발사 : 어느 방향에서든지 기상학적인 시계가 2해리 이하일 때는 운영되어야 한다.

⑤ 전 원 : 무신호기는 주전원과 독립되어 적어도 96시간 동안 각각 연속적으로 작동할 수 있어야한다.

제 13 장 전파표지(radio aids)

13-1 레이더비콘(radar beacon : racon)

(1) 선박의 레이더로부터 발사된 전파를 수신하여 자동으로 약정된 기호를 응답함으로써 선박레이더 영상위에 휘선기호로 나타나게 하여 방위 및 거리를 알 수 있도록 하는 표지시설이다.
(2) 레이더비콘 설치는 항로표지의 기능 및 규격에 관한 기준(해양수산부 고시)과 IALA권고 R-101 및 IALA NAVGUIDE에 따른다.

[해 설]

(1) 레이더비콘의 설치기준
① 레이더비콘은 다음 각 호의 목적으로 사용할 수 있어야 한다.
가. 눈에 잘 띄지 않고 레이더 화면에서도 식별이 어려운 해안선표시
나. 항로지정 방식 또는 위험회피지역의 표시
다. 탐지범위가 짧은 레이더 비콘으로 항만 입구 등 중요한 국부적 특징 표시
라. 만곡부 및 변침점 표시
마. 교량의 가항수로 표시(특별할 경우 교각 표시)
바. 탐지 범위가 긴 장거리에서 항행목표 표시
사. 육지초인표시
아. 2대의 레이콘을 전·후 도등에 설치하여 레이다 화면상의 도선(導線) 표시
자. 해양구조물 표시
차. 침선 등 신 위험물 표시
② (등)부표 등에 설치하는 레이더비콘은 안정적인 기능을 유지하기 위하여 방수기능을 갖춘 장비를 설치한다.
③ 레이더비콘은 이용자의 편의를 위하여 가능한 사용 주파수가 9GHz(X밴드)와 3GHz대(S밴드)를 겸용으로 설치한다. 다만, 내륙수로에 사용되는 레이더 비콘은 9GHz대(X밴드) 단일 주파수를 사용한다.
④ 레이더비콘을 설치하고자 할 때에는 국제해사기구(IMO) 의결서 A.615(15) “레이더 비콘의 운영표준”과 국제통신연합(ITU)의 ITU-R M.824-2의 성능표준에 따라 해설 표 (13-1)의 “해상용 레이더비콘 기술규격”에 적합하게 한다.
⑤ 레이더비콘 설치 시에는 낙뢰 등 이상전압으로부터 장비를 보호하기 위하여 다음 각 호의 기준에 따라야 한다.
가. 레이더비콘 장비는 피뢰접지와 별도로 규격에 맞게 접지한다.
나. 레이더비콘과 피뢰기간의 이격거리는 최소 1.5m 이상으로 하고 대지면 접지 이격거리를 7.6m 이상으로 한다.
⑥ 레이더비콘 설치 시에는 해설 표 (13-2)의 “레이더비콘 이용범위 예”를 참조하여 레이더비콘 높이를 결정하여야 한다.
(2) 레이더비콘의 식별부호
① 부호의 길이가 최대유효거리의 약20%이거나, 최대 5해리를 초과하지 않아야 한다.
② 장 부호로 시작하여 3개 이하의 단 부호 또는 장 부호로 구성되어야 한다.

③ 침몰·좌초선박과 같은 신 위험물이나 새로운 장해물 및 연안구조물 중 해도에 표시되지 않은 임시구조물을 표시할 때에는 모르스 부호 “D(－‥)”를 사용하고 레이다 화면상에서 부호의 길이는 1해리 이내로 하여야 한다.

④ 교량의 가항 경간을 표시하기 위하여 두 개의 레이더 비콘을 사용하는 경우, 적용하는 부호는 우현인 경우 모르스부호 “T(-)”사용, 좌현인 경우 모르스부호 “B(—・・・)”를 사용한다.

(3) 레이더비콘 이용 시 주의사항 검토

항해자가 레이더비콘을 물표로 이용 할 경우 다음 각항의 사항을 주의하여야 하므로 레이더비콘 설계 시 반영 및 검토되어야 한다.

① 해상 상태 및 레이더 안테나의 높이에 따라 해면 반사에 의한 차폐현상이 발생하여 레이콘의 응답 신호가 해면 파도에서 온 레이더 반사파에 의하여 덮어져 나타나지 않을 수 있다.

② 레이콘 가까이 육지 혹은 유빙 군이 있으면 레이콘 응답 신호를 차폐할 정도로 방해 잡음이 발생할 수 있으며 유빙군은 레이더 화면에 나타나는 해안선을 변형시킬 수 있다.

③ 폭주하는 수로에서 레이콘을 이용하는 경우에는 다음 각 호와 같은 환경적 요인을 고려하여야 한다.

가. 선교 또는 조정석에서 항해자(조정사)가 시각과 청각으로 인지가 가능하여야 한다.

나. 개방된 자연수로(항로)를 횡단하는 경우에는 초고속선을 위한 최소한의 특정 항로표지가 요구되며, 제한된 수로(항로)에 진입하였을 때에는 항해자가 시·공간적으로 참조할 수 있도록 전자적 방법으로 대체할 수 있다.

다. 해상교통 흐름, 선박밀집해역, 수심과 조류의 흐름 등을 감안하여야 한다.

라. 설치하는 항로표지는 지역의 지리적 또는 환경적 사항을 감안하여 식별이 용이하도록 하여야 한다.

해설 표 (13-1) 해상용 레이더비콘 기술규격

항 목		성능 특성
안테나	편파 (Polarization)	X-band : 수평 S-band : 수평, 수직
	이득	X-band(수평) 5dBi 이상 S-band(수평) 2dBi 이상 S-band(수직, 수평) 0dBi 이상
수신기	주파수 밴드	X-band 9,300 - 9,500MHz S-band 2,900 - 3,100MHz
	블로킹 (수신차단시간)	응답 종료 후 ≤100μs
	1차 레이더의 펄스길이	≥0.05μs
	수신감도	X-band -40dBm 이상 S-band -35dBm 이상
송신기	주파수 정확도	± 1.5 MHZ(>200ns)] ± 3.5 MHZ(<200ns)
	출력	최소한 1W(조정가능)
응답	응답지연	∠700ns 이하
	응답코드	장선으로 시작되는 모든 모르스코드, 13개 코드 프로그램 가능
	응답부호 길이	최대유효거리의 약 20%이거나, 최대 5마일을 초과하지 않아야 함
	대기 및 레이콘 ON/OFF 시간	원하는 시간으로 프로그래밍 가능하여야 함
기타	보호 장치	낙뢰방지기능
	입력 전압	9 - 36V
	동작 온도	-40°C to +70°C
	보호등급	IP67이상을 만족
	원격 감시 및 프로그램밍	통신 포트를 통해 레이콘 상태감시제어와 프로그래밍 가능
	통신포트	RS232 또는 RS485 통신포트, 가능한 프로토콜 공개
	측엽억제장치	SLS(측엽억제) 기능을 가져야 함

해설 표 (13-2) 레이콘 범위(해리 단위)의 예

레이콘 높이(m)	5m 스케너 높이 3kW 송신기 (요트)		13m 스케너 높이 7kW 송신기 (소형선박)		35m 스케너 높이 25kW 송신기 (대형선)	
	3㎝	10㎝	3㎝	10㎝	3㎝	10㎝
100	18		23	20	30	28
75	16		21	18	27	25
50	14		18	15	24	22
40	12		17	14	23	21
30	11		15	13	21	20
25	10		14	12	20	19
20	10		13	11	19	18
15	9		12	10	18	16
10	7		11	9	17	15
5	6		9	7	15	13

13-2 레이더물표 증폭기(radar target enhancers)

(1) 레이더물표 증폭기는 레이더 화면에 증강된 영상을 볼 수 있도록 선박 레이더에서 온 펄스를 증폭하여 반사하는 장비이다.
(2) 레이더물표 증폭기에서 발사된 신호는 레이더비콘과는 달리 코드화 되어 있지 않으며, 설치는 IALA NAVGUIDE에 따른다.

(1) 개 요

레이더 물표 증폭기(RTE)는 능동적인 레이더 반시기로 레이더가 소인(swept)할 때 수신된 레이더 신호를 증폭하여 전송하는 장비로서, 반사된 레이더 신호는 수동적인 물표와 동일한 형태로 레이더 화면상에 표시되지만 훨씬 지속적이며 보다 먼 거리에도 탐지될 수 있는 장비이다.

(2) 사용목적

RTE은 탐지거리의 증대 및 항로표지로부터의 반사파의 지속성을 향상

(3) 신호특성

RTE는 단지 9300 ~ 9500㎒ 주파수대(X-밴드)에서만 운영되고 있다.

[참고문헌]

1) 국립해양조사원(2003.1), 등대표
2) 해양수산부(2004.3.8), 항로표지의 기능 및 규격에 관한 기준(해양수산부고시 제2004 - 15호)
3) 해양수산부(2001.12.5), 표준형부표 제작 및 품질관리 기준에 관한 규정(해양수산부훈령 제251호)
4) 해양수산부(1997.12), 항로표지업무편람
5) 해운항만청(1998.2), 항로표지용어사전
6) 해운항만청(1997.12), 항로표지구조물 설계기준
7) 항로표지 (1997. 12)
8) IALA(1998.5), 주요부표의 “위치이동” 신호에 관한 권고(IALA 권고 O-104)
9) IALA(1998.5), 해상 부표식에서의 항로표지에 관한 역반사재 사용에 관한 권고(IALA 권고 E-106)
10) IALA(1998.5), 항로표지의 시각신호로 이용되는 표면색상에 관한 권고(IALA 권고 E109)
11) IALA(1998.5), 음파표지의 등달거리 계산에 대한 권고(IALA 권고 E-109)
12) IALA(1998.5), 항로표지의 등질에 관한 권고(IALA 권고 E-110)
13) IALA(1998.5), 도등에 관한 권고(IALA 권고 E-112)
14) IALA(1998.5), 교량표지에 관한 권고 (IALA 권고 O-113)
15) IALA(2010.12), 해상 레이콘에 관한 권고(IALA 권고 R-101)
16) IALA NAVEGUIDE, 항로표지지침서(1, 2, 3, 4판)

제 14 편

초대형석유탱커 시설

제1장 총 칙
제2장 위치선정과 시설계획
제3장 규모의 결정
제4장 구조형식
제5장 설계의 기본방침
제6장 설계외력 및 하중
제7장 고정식 계류시설의 설계
제8장 부표식 계류시설의 설계
제9장 화물처리시설의 설계
제10장 부대설비의 설계
제11장 시설의 유지관리

MINISTRY OF OCEANS AND FISHERIES 해양수산부

제 14 편 초대형석유탱커 시설

제 1 장 총 칙

1-1 적용범위

중량톤수 10만 톤급 이상의 석유탱커(이상「초대형석유탱커(超大型石油 tanker)」라 한다.)가 이용하는 항만시설(이하「초대형석유탱커용 시설」이라 한다)에 대해서는 본 기준에 적합하도록 건설하고 개량 또는 유지하는 것으로 한다. 단, 중량톤수 10만 톤 미만, 5만 톤 이상의 석유탱커가 이용하는 항만시설에 대해서도 기존의 취지에 따라 그 안전을 확보하여야 한다.

[해 설]

(1) 본 기준은 위험물을 취급하는 초대형석유탱커용 시설을 대상으로 하고 있으므로, 해당시설의 안전이 확보되도록 설계하여야 한다.

(2) 초대형석유탱커용 시설상의 설비 내 송유용 도관계(送油用 導管系)의 기립부(起立部) 및 해상도관에 있어서는「제15편 해저파이프라인」에 의한 규정으로 하고 있으므로 이를 참고로 해도 된다.

(3) 액화천연가스, 철광석 등을 취급하는 초대형선이 이용하는 고정식 계류시설의 설계에 있어서도 부두 본체의 설계에 대해서는 본 기준을 준용할 수 있다.

1-2 정 의

본 기준에 있어서 사용하는 용어는 항만법에서 사용하는 용어의 예에 따르지만 다음에 제시하는 용어는 이하에 정하는 대로 따른다.

(1)「초대형석유탱커용 시설」이란 초대형탱커(유조선)가 이용하는 수역시설, 계류시설, 하역시설(송유도관에 있어서는 석유탱커 또는 석유탱커에 송유하는 경우에 한한다) 등과 이들의 부대시설에 의해서 구성되는 항만시설 전체를 말한다.

(2)「고정식(固定式) 계류시설」이란 해저에 고정된 구조물을 사용하여 탱커를 계류하는 계류시설을 말한다.

(3)「부표식(浮標式) 계류시설」이란 부표를 사용하여 탱커를 계류하는 시설을 말한다.

(4)「일점계류 부표식(一點繫留浮標式) 계류시설」이란 한개 또는 수 개의 앵커체인 등으로 계류된 한 개의 부표에 계류라인(繫留索) 등으로 탱커를 계류하는 계류시설로서 탱커가 부표의 둘레를 자유롭게 회전할 수 있는 기구를 가진 것을 말한다.

(5)「다점계류 부표식(多點繫留浮漂式) 계류시설」이란 한개 또는 수 개의 앵커체인 등으로 계류된 부표를 수 개 배치하여 계류라인 등으로 탱커를 계류하는 계류시설을 말한다.

(6)「석유(石油)」란 원유, 휘발유, 등유, 경유 및 중유를 말한다.

제 2 장 위치선정과 시설계획

2-1 위치선정

초대형석유탱커용 시설의 위치는 자연조건, 항만시설, 해안보전시설(海岸保全施設) 및 기타 시설의 현황과 계획, 해면이용 및 해상교통의 현황과 장래동향 등을 고려하여 안전하고 적절한 위치로 선정한다. 계류시설에서는 초대형석유탱커가 안전하고 원활하게 이·접안하고 계류 및 하역을 할 수 있는 위치로 선정한다.

[해 설]

(1) 초대형석유탱커용 시설의 위치선정은 해당 항만의 고유한 지형 등 조건을 고려하고, 도선사(pilot), 선장 및 해상보안관계기관 등의 관계자 의견을 청취하여 종합적으로 검토하는 것이 중요하다.

(2) 위치선정 시는 만일의 기름누출(漏油)이나 화재 등의 사고가 발생하는 경우를 대비하여 소화작업(消火作業)이 용이하고, 오일펜스(oil fence)의 설치 등으로 2차 재해의 방지 조치가 쉬운 위치, 주위의 일반선박이 안전하게 대피할 수 있는 위치 등을 고려할 필요가 있다.

(3) 수역시설 및 계류시설의 위치 선정에서는 파랑, 흐름 및 바람의 영향을 고려하여 이용 상황에 맞게 필요한 정온도가 확보되도록 한다. 특히, 초대형석유탱커는 일반 화물선과 조선특성이 상이하고, 해상상황(조류 및 파랑 등) 악조건시 조선에 영향을 많이 받으므로 선박조종시뮬레이션을 통해 접·이안 안전성을 확인할 필요가 있다.

(4) 박지 및 계류시설의 위치는 되도록 일반선박과 떨어진 곳으로 선정할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 초대형석유탱커의 이·접안은 일반선박의 경우와는 현저한 차이가 있으므로, 수역시설 및 계류시설의 위치선정에 있어서는 다음의 초대형석유탱커 조선방법(操船方法)에 관한 사항을 충분히 검토할 필요가 있다.

① 고정식 계류시설 접안 시

가. 도선사(pilot)의 승선위치, 예선의 지원 개시위치 및 본선주기관의 정지위치 등

나. 본선의 항행조선 정지위치, 접안조선 개시위치, 본선의 접근속도 및 정지위치 등

다. 예선이 밀거나 끌 위치, 접안속도 및 각도의 조정 등 접안작업 상황

라. 계류라인 걸기 작업(mooring) 상황

② 고정식 계류시설 이안 시

가. 본선제어를 위한 예선 위치 및 계류라인의 해람(解纜) 상황

나. 예선에 의한 본선의 이안예인 및 회두(回頭) 상황

다. 출항 진로의 유지 및 예선의 지원 상황

③ 부표식 계류시설

가. 선석 진입 개시위치 및 선수 방향 등

나. 예선의 지원개시위치, 본선의 이안속도 및 정지위치 등

다. 작업선 및 계류라인 작업 상황

(2) 석유탱커로부터 기름이 누출되거나, 화재가 발생할 경우에는 육지측 선박 및 기타 계류시설에 대하여 그 영향이 최소가 되도록 탁월풍(卓越風) 또는 탁월류(卓越流)의 크기나 방향에 대하여 잘 파악해두어야 한다.

(3) 부표식 계류시설(SPM)을 해상에 설치하고자 할 경우 다음과 같은 사항을 고려하여 위치 설정을 할 필요가 있다.

① 장애물과의 이격거리 : 선박 및 시설물 안전을 위한 충분한 이격거리 유지(대상선박 길이의 3배 이상)

가. 장애물이란 선박과 충돌시 심각한 손상을 초래할 수 있는 방파제, 부두시설 등 수역시설을 의미한다.

나. 장애물과 이격거리 결정시에는 이용 가능한 예선 마력 및 척수 그리고 외력의 영향을 받는 정도를 함께 고려할 필요가 있다.

② 선박통항로 및 정박지와의 이격거리 : 선박통항로, 정박지 및 계류시설 이용 선박들의 안전을 위하여 부표식 계류시설 주변에 설정되는 제한수역의 한계선과 일정 이상의 이격 거리 유지

③ 여유수심 : 대상선박의 안전한 통항 및 계류시설의 설치, 점검 및 유지보수 측면을 고려한 한 적정한 수심 (h/d(수심/대상선박의 최대 흘수)비 1.2 이상). 단, 수심이 너무 깊을 경우에는 대상선박의 통항 안전을 확보할 수 있으나 계류시설의 설치, 점검 및 유지보수에는 어려움 발생할 수 있다.

④ 해저저질 : 비상 투묘 및 좌초에 따른 선체 손상 등의 감안하여 충분한 파주력 및 선체손상을 최소화할 수 있는 해저저질

⑤ 기상상태 : 바람, 조류 및 파랑의 영향을 가능한 적게 받는 수역

⑥ 접근성 : 도선사의 승하선 및 도선사 승선 후 선박이 계류시설로 접근하는데 용이한 수역

2-2 선석의 기준선

> 고정식 계류시설 및 다점계류부표(多点繫留浮漂) 계류시설에서 선석의 기준선은 파랑, 특히 너울(swell), 흐름 및 바람의 영향을 고려하여 적절한 방향으로 설정한다.

[참 고]

선석의 기준선 설정 시에는 파랑, 흐름 및 바람의 영향을 고려하여 선석을 이용하는 초대형석유탱커의 출항 및 이·접안이 안전하고, 원활하게 이루어지도록 하여야 한다.

(1) 파랑(특히 너울)의 영향은 본선의 조선, 도선사의 승선, 작업선의 작업, 계류 중인 본선의 안전 등에 큰 영향을 미친다. 본선의 조선은 일반적으로 선수·미방향(船首·尾方向)이외 방향으로부터의 파랑은 선수동요(船首動搖, yawing) 및 횡방향동요(rolling) 등 선박의 동요를 일으키고, 이·접안시의 조선(操船)에도 나쁜 영향을 미친다. 또 선석주변에서는 본선의 속도가 느려져서 해상이 정온한 경우에도 조타효과가 나쁠 뿐 아니라 너울의 영향을 받으면 더 나빠져서 조선이 더욱 어렵게 된다.

기쿠타니(鞠谷) 및 이와이(岩井)의 실험에 의하면 계류 중인 본선이 너울의 영향을 받을 경우 파장 λ은 본선길이 L의 1/3로서 파고가 3.0m일 때, 너울의 입사방향이 선수·미 방향으로부터 좌·우 30° 이상 벗어난 방향인 경우에는 선박의 동요가 커져서 현재의 계류방법으로는 안전 유지가 불가능하다. 또한, 다니모토(谷本)등의 실험에 의하면 계류돌핀(mooring dolphin)에 작용하는 계류 중인 선박의 접안력은 주기 8초 및 11초, 파고 1.0m인 파랑의 경우, 입사파향이 선미 방향으로부터 0° 및 30°일 때는 거의 변화가 없으나, 주기가 15초 및 21초로 비교적 긴 파랑에서는 파향이 30°인 경우가 0° 에 비하여 급격하게 증대한다. 계류라인(繫留索)의 장력은 계류라인의 특성에 따라 다르기는 하나 접안력과 거의 같은 경향을 나타낸다.

(2) 흐름 및 바람의 영향

① 조선 중 또는 계류 중인 초대형석유탱커가 흐름 또는 바람을 선수·미 방향과 경사지게 또는 횡방향에서 받으면, 선박에 횡방향 압력 및 회두모멘트가 작용하여 조선에 나쁜 영향을 미친다. 일반적으로는 흐름 또는 바람의 방향이 선수·미 방향일 때 그 영향이 가장 적다.

② 만재(滿載)한 초대형석유탱커의 수압면적(受壓面積) 크기를 비교해 보면 일반적으로 바람보다는 흐름에 의한 영향이 크고, 반적재(半積載)나 공선(空船)시는 반대로 바람에 의한 영향이 상대적으로 크다.

2-3 항로의 기준선, 폭 및 수심

(1) 기준선은 가능하면 굴곡부(屈曲部)가 없는 것이 바람직하다. 부득이한 경우「제6편 1-2-2 항로 기준선」에 준하고, 굴곡부가 연속될 경우에는 굴곡점간의 거리는 대상으로 하는 초대형석유탱커의 항행상황 등에 맞게 적절하게 정한다.

(2) 항로 폭은 「제6편 1-2-3 항로 폭」에 준하고, 초대형석유탱커의 특성과 바람, 흐름 및 파랑의 영향, 수심, 해저경사, 다른 선박의 운항 상황 등을 고려하여 적절하게 정한다.

(3) 항로수심은 「제6편 1-2-4 항로수심」에 준하고 초대형석유탱커의 특성과 바람, 파랑, 흐름 등의 자연조건, 선체의 동요 및 선체의 침하 등을 고려하여 적절히 정한다.

[참 고]

항로 기준선을 결정할 때에는 파랑, 흐름 및 바람의 영향을 고려하여, 초대형석유탱커의 입·출항, 접·이안 시 조선상 안전하고, 원활하도록 배려할 필요가 있다.

(1) 파랑, 바람 및 흐름의 영향은 초대형석유탱커의 운항속도가 느릴수록 커지므로 항로 기준선 결정 시 이러한 특성을 고려할 필요가 있다.

(2) 굴곡부가 연속되는 경우, 굴곡점간의 거리는 초대형석유탱커의 입·출항 조선 시 예선의 지원 상황, 굴곡부에서 변침(變針) 후 선박의 위치가 벗어나는 것을 탐지하고, 그것을 수정하기 위하여 필요한 거리 등을 고려하여 결정한다.

2-4 박지면적

(1) 정박 또는 계류 시 사용되는 박지(泊地)의 넓이는 「제6편 1-3 박지」의 정박 또는 계류 시 소요되는 박지면적에 필요한 여유를 고려한 넓이로 한다.
(2) 선회장(turnning basin)은 선석에 인접하여 설치하고, 넓이는 대상으로 하는 초대형석유탱커의 선장을 반지름으로 하는 원 이상을 표준으로 한다.

[해 설]

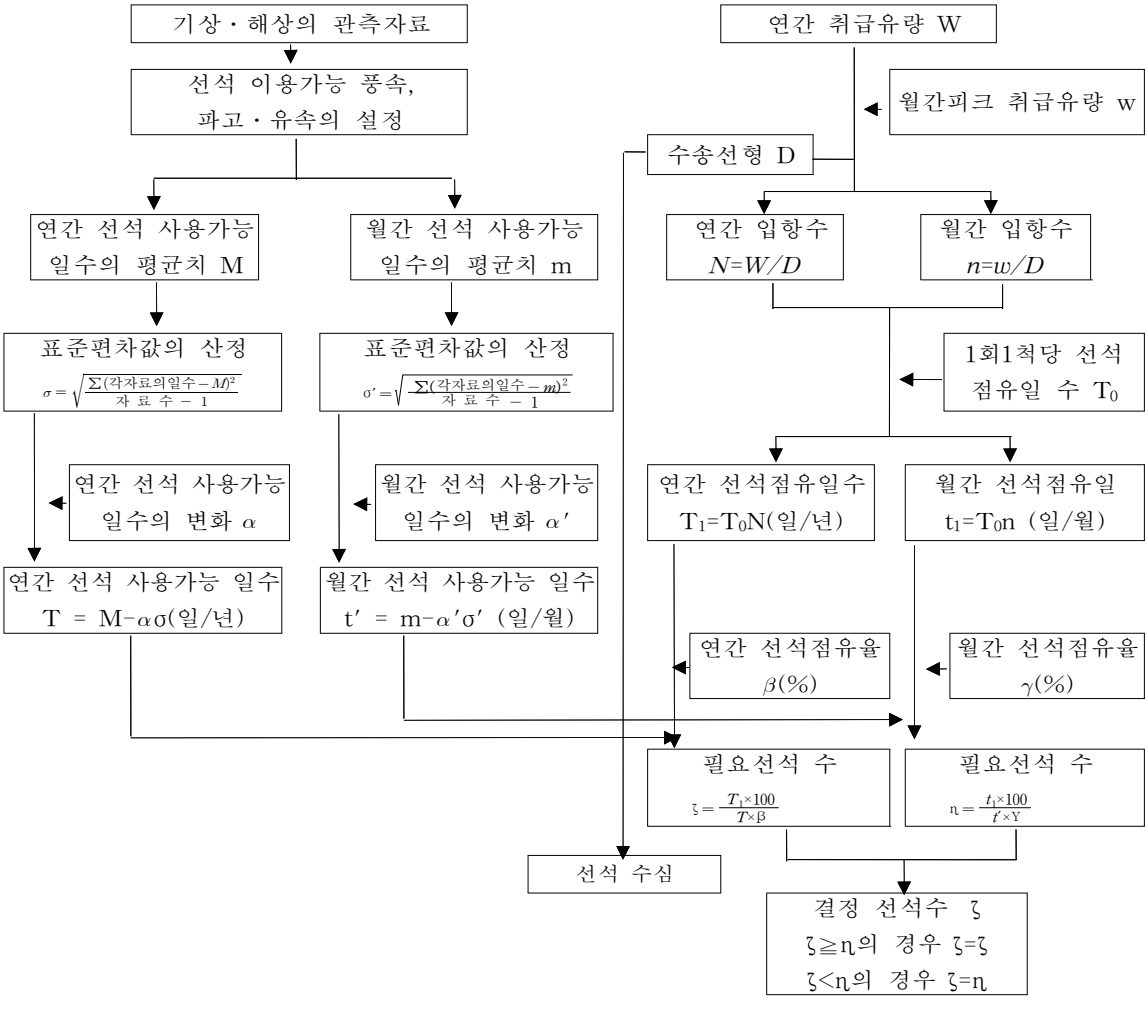
(1) 만재(滿載)한 초대형석유탱커가 풍속 20m/s를 받을 경우, 정적(靜的)으로 이 풍압에 견디는 앵커체인의 길이는 선박의 회전을 고려하여 200m(8체인) 정도가 되도록 하고, 이때의 묘박지 넓이는 「제6편 1-3 박지」에서 정해지는 박지면적 표준보다 크게 된다. 그러므로 초대형석유탱커의 정박 또는 계류에 필요한 박지면적은 계산된 박지면적에 필요로 하는 여유를 고려한 넓이로 하는 것이 바람직하다.
(2) 일점계류부표식(一點繫留浮漂式) 계류시설에서 제공되는 박지면적은 부표의 선회, 계류라인의 신장(伸張) 및 초대형석유탱커의 선장을 고려하여 결정한다.
(3) 초대형석유탱커의 회두는 예선을 이용한다. 다만 예선을 이용하지 않는 경우에는 예외이다.
(4) 선회장의 넓이는 파랑, 흐름 또는 바람의 영향 정도, 예선의 능력 및 회두시의 초대형석유탱커의 적재량 등에 따라 「제6편 1-3 박지」에서 정하는 넓이에 여유를 고려하는 것이 바람직하다.

제 3 장 규모의 결정

계류시설의 규모(선석수 및 수심)는 계획취급 유량(油量), 대상 초대형석유탱커의 크기, 선석(berth)의 가동률 및 자연조건뿐만 아니라, 장래계획도 충분히 고려하여 결정하여야 한다.

[참 고]

초대형석유 탱커용 시설의 규모를 결정하는 데는, 대기이론(待期理論, queueing theory)이나 시뮬레이션(simulation)에 의한 방법이 적합하지만 비교적 간단히 개략적인 선석(berth) 수를 정하는 데는 참고그림 (3-1)에 제시한 흐름도를 참고로 한다.



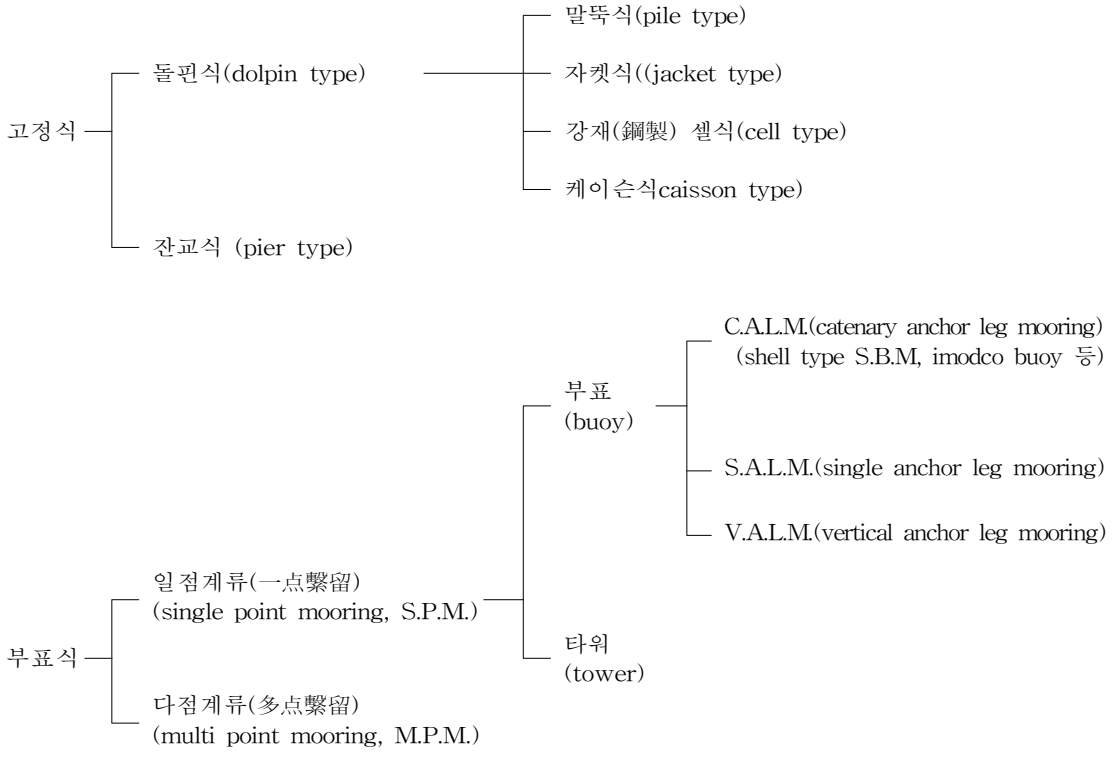
참고 그림 (3-1) 초대형석유탱커용 시설의 규모결정 흐름도

제 4 장 구조형식

계류시설의 구조형식의 선정에 있어서는 자연조건, 시공조건, 공기, 경제성, 시설의 이용효율 및 유지관리 등을 고려한다.

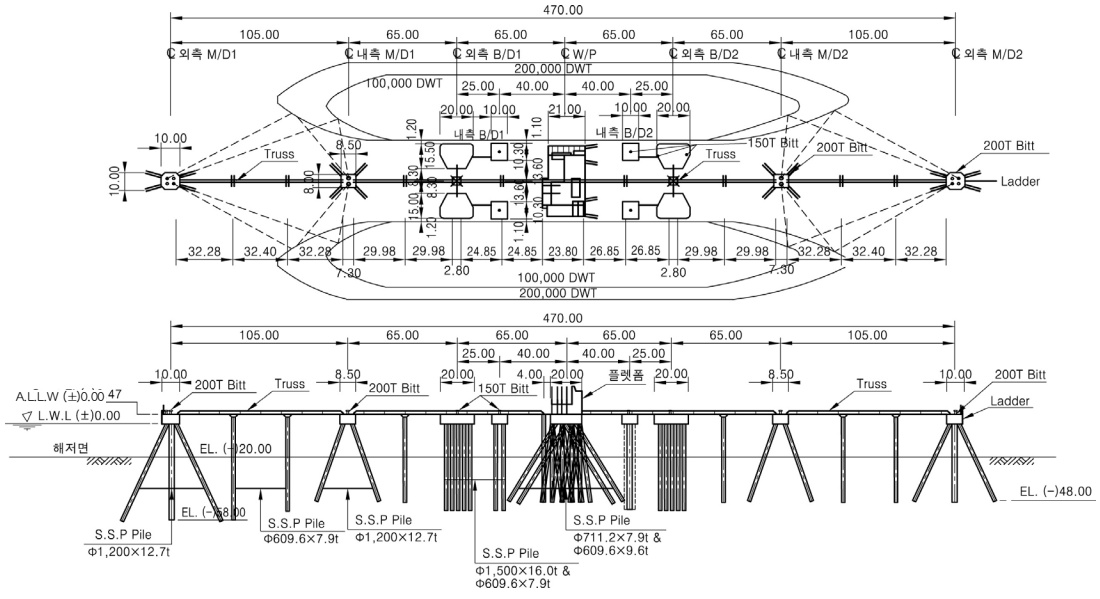
[참 고]

(1) 계류시설의 구조형식은 다음과 같다.

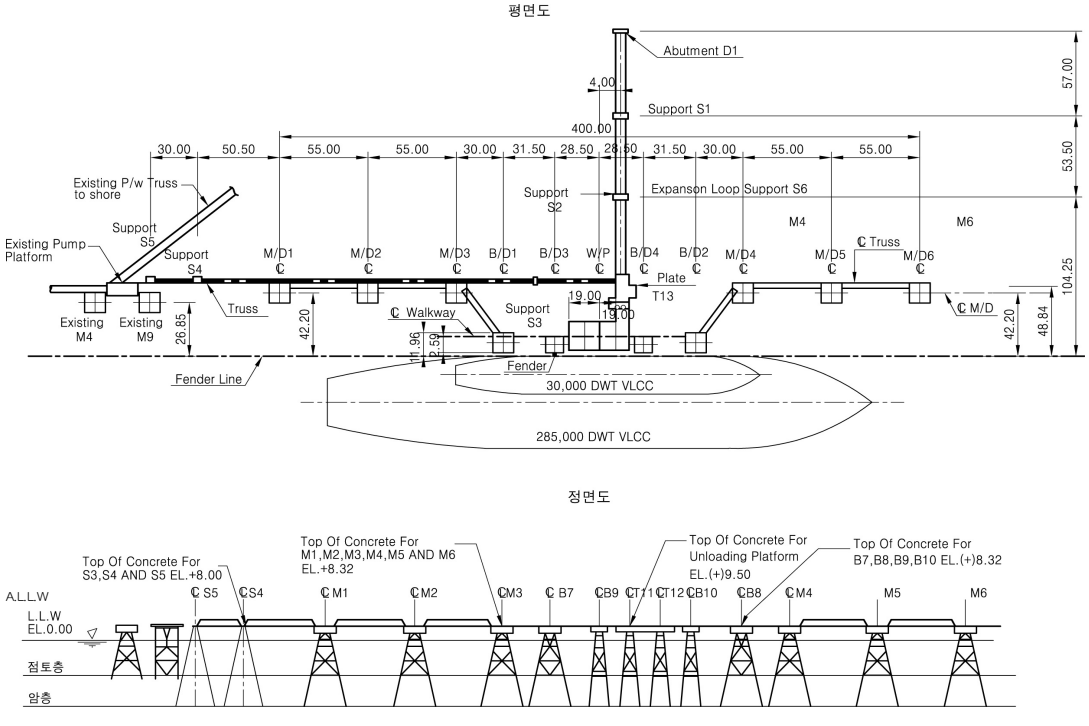


실제로 구조형식 중 고정식 계류시설은 대부분 돌핀식(dolphin type)이며, 잔교식(pier type)은 사례가 적다. 또 부표식으로는 일점계류식(S,P.M)이 다점계류식(M.P.M)에 비하여 많이 사용되고 있다.

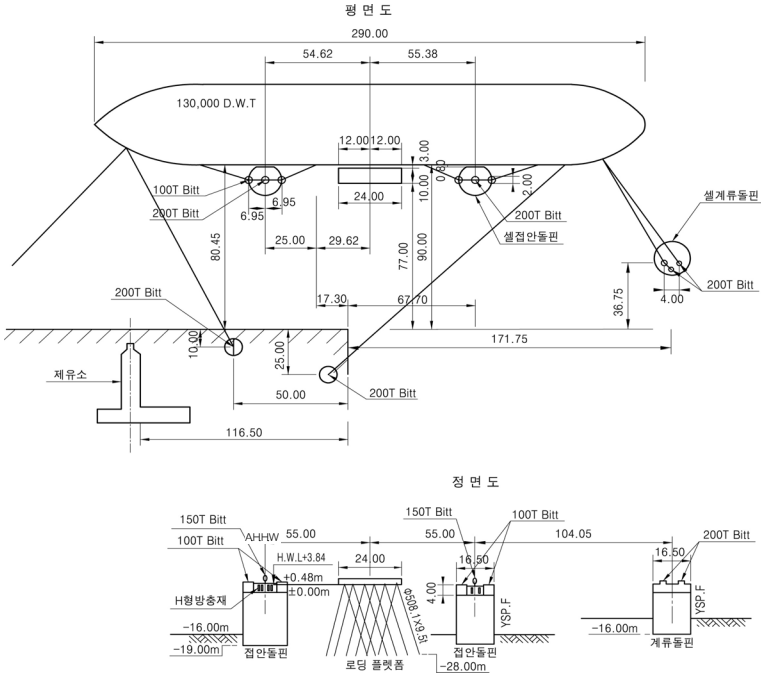
이상에 기술한 형식에 대하여, 평면도 및 단면도를 참고 그림 (4-1)~(4-8)에 나타나 있다.



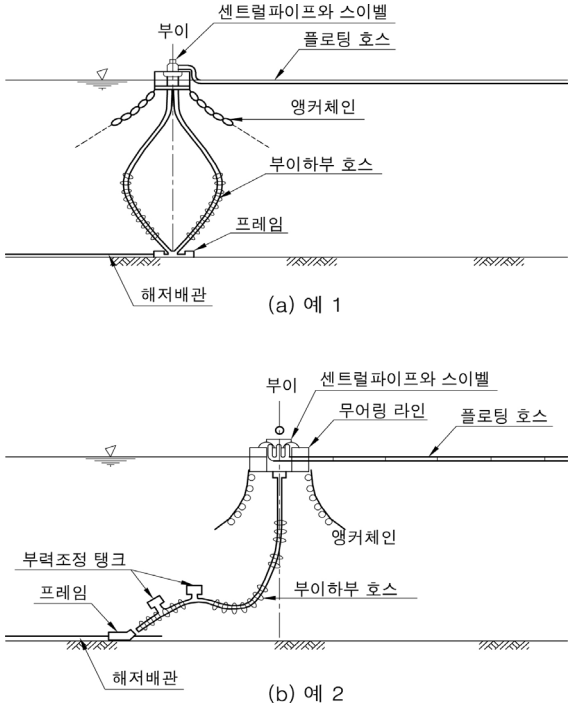
참고 그림 (4-1) 말뚝식 돌핀안벽(dolphin berth)



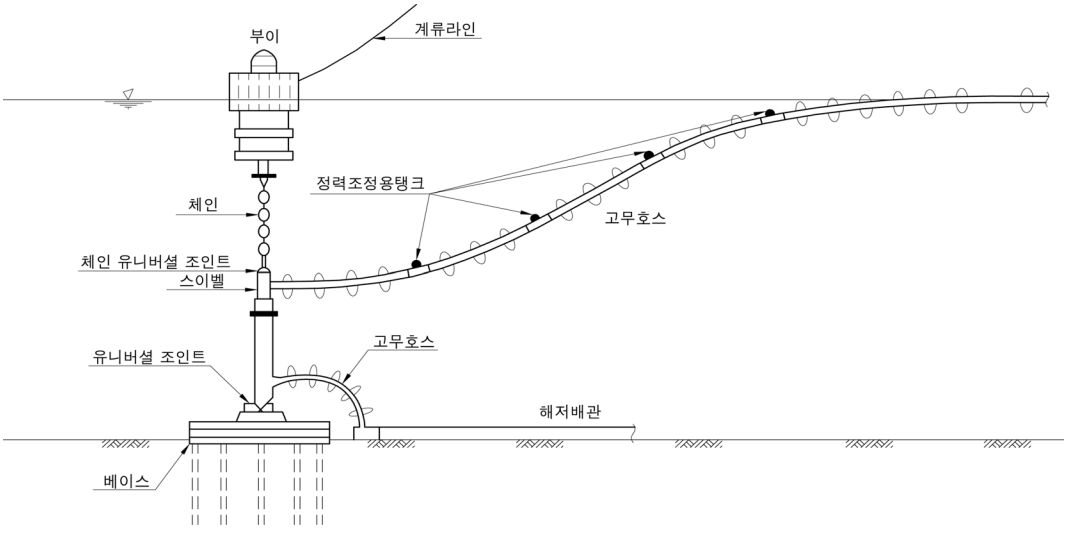
참고 그림 (4-2) 자켓(jacket)식 돌핀안벽(dolphin berth)



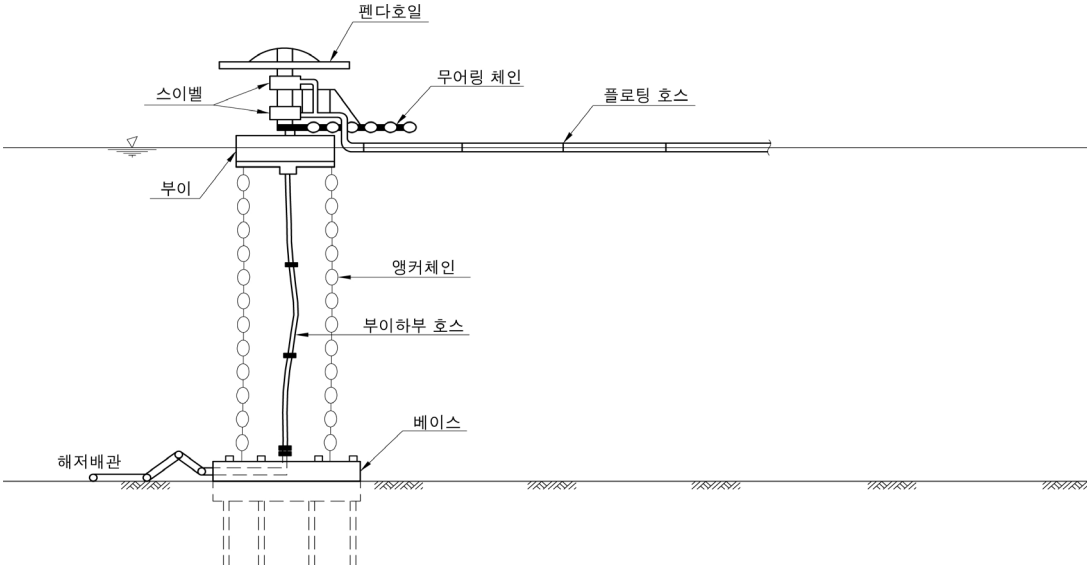
참고 그림 (4-3) 셀(cell)식 돌핀안벽(dolphin berth)



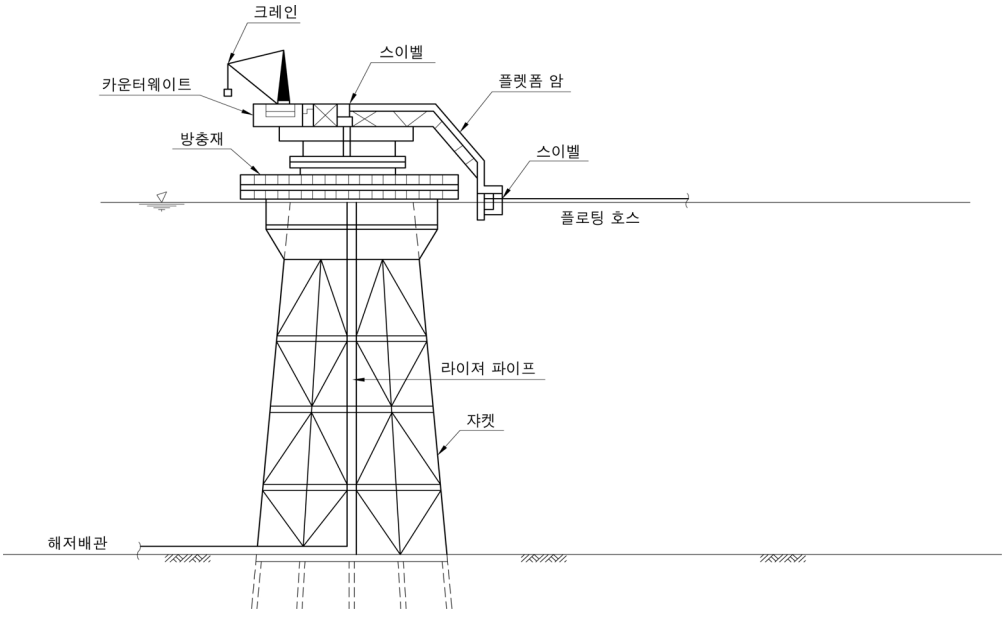
참고 그림 (4-4) 일점계류부표식(S.P.M, C.A.L.M. type)



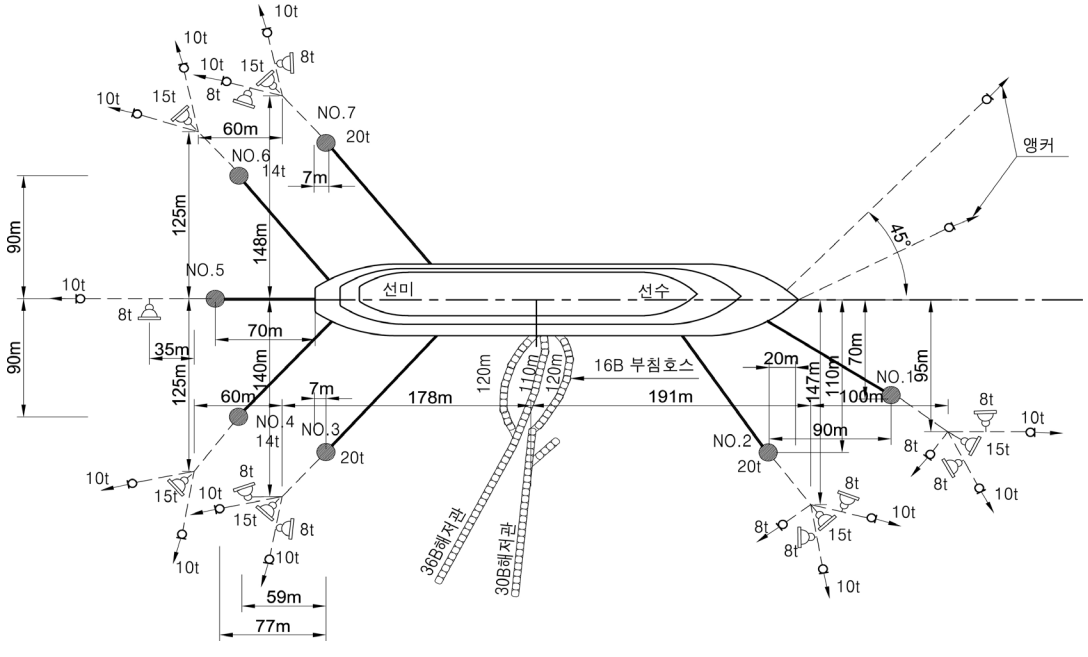
참고 그림 (4-5) 일점계류부표식(S.P.M, S.A.L.M. type)



참고 그림 (4-6) 일점계류부표식(S.P.M, V.A.L.M. type)



참고 그림 (4-7) 일점계류부표식(S.P.M, tower type)



참고 그림 (4-8) 다점계류부표식(M.P.M.)

(2) 구조형식의 선정에 있어서는 다음과 같은 조선(操船) 및 안전측면을 고려한 검토항목을 기본으로, 각 구조형식별 장단점을 비교하여 선정한다.

① 안벽 기준선 방향
② 안벽 점유수역
③ 안벽으로의 접근수역
④ 선회장(turning basin,)
⑤ 이접안 조선(離接岸 操船)의 난이
⑥ 이접안 소요시간
⑦ 예선의 소요량
⑧ 계류작업의 곤란성
⑨ 계류 중 선박의 고정도
⑩ 하역 중 선박의 고정도 허용율
⑪ 계류의 안전도
⑫ 선석 차폐의 요구도
⑬ 계류, 하역 중 승무원의 안심감, 휴양도
⑭ 육상과의 연락, 교통, 통신
⑮ 긴급 시에 대한 대피의 난이
⑯ 누유(漏油)대책
⑰ 선체손상의 위험
⑱ 송유관(送油管)의 부설
⑲ 송유관의 유지관리
⑳ 하역능률
㉑ 자연조건에 대한 적응성
㉒ 시공성 ㉓ 경제성

제 5 장 설계의 기본방침

초대형석유 탱커용 시설은 대량으로 석유를 취급하는 시설이므로, 해당시설 주변수역의 선박 통행과 기타 이용 상황, 주변지역의 자연조건 및 입지조건을 충분히 고려하여 안전한 설계를 하여야 한다,

[해 설]

(1) 일반적인 항만구조물 설계의 기본방침과 본질적으로 다른 것은 아니지만 초대형석유 탱커용 시설의 특수성을 고려하여 해당시설의 안전성에 대하여 유의하여야 한다. 또한, 가혹한 자연조건하에서 시공하는 일이 많으므로, 설계시 안전하고 확실한 시공이 되도록 고려하여야 한다.

(2) 자연조건으로서는 기상, 해상, 해저토질, 수심, 지진 등에 관한 조사를 기본적으로 하여야 하고, 필요에 따라서 수질, 저질, 기타의 환경에 관한 현황조사도 하여야 한다.

(3) 위험물을 대량으로 취급하는 시설이므로 사고가 발생하면 주변에 큰 영향을 미친다. 따라서 주변 육지 및 주변수역의 이용 상황과 장래계획에 대하여 잘 조사하고 이들과 조화가 잘 이루어지도록 한다.

(4) 초대형석유 탱커용 시설에 이르는 항로는 위험물을 적재한 초대형석유 탱커가 항행하게 되므로, 주변수역의 일반 선박의 해상 교통량, 선형, 정박 현황 등에 대하여 조사하여야 한다.

(5) 송유도관의 설치 방식에 대하여는 송유도관 파손으로 인한 유류 유출을 방지할 수 있도록 해저매설방식과 해상 노출식 등을 종합적으로 검토 반영 하여야 한다.

(6) 안전사고를 예방할 수 있도록 돌핀시설의 경우 선박 접안속도계를 설치하고, 자동경보시스템 등을 검토 반영하여야 한다.

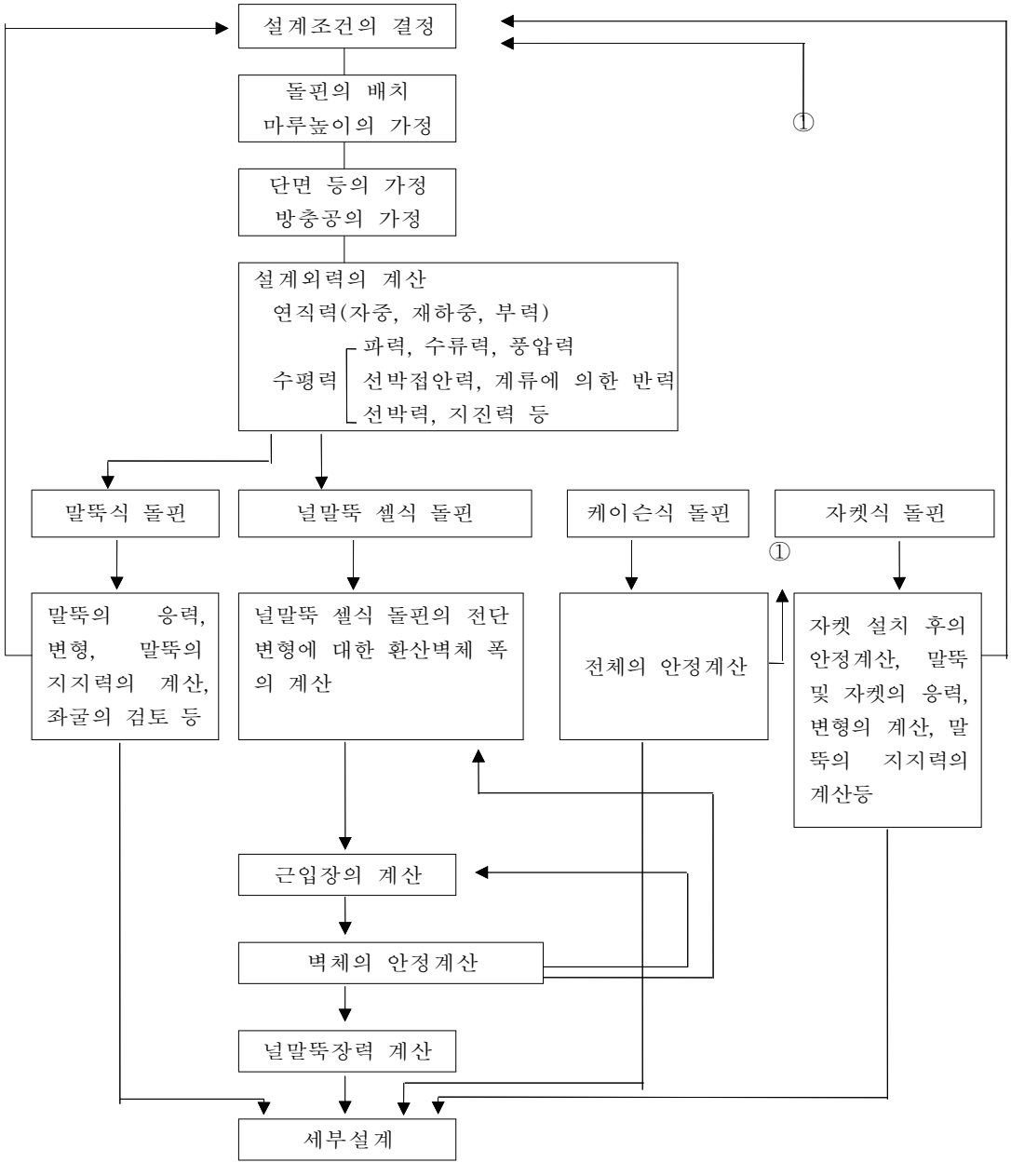
(7) 또한, 돌핀시설의 송유관 밸브에 외부충격으로 전기공급이 중단될 시 즉시 작동될 수 있도록 비상발전기 등 전원 확보방안을 강구하여야 한다.

[참 고]

계류시설의 일반적인 설계순서를 참고로 제시하면 다음과 같다.

(1) 고정식 계류시설의 설계순서

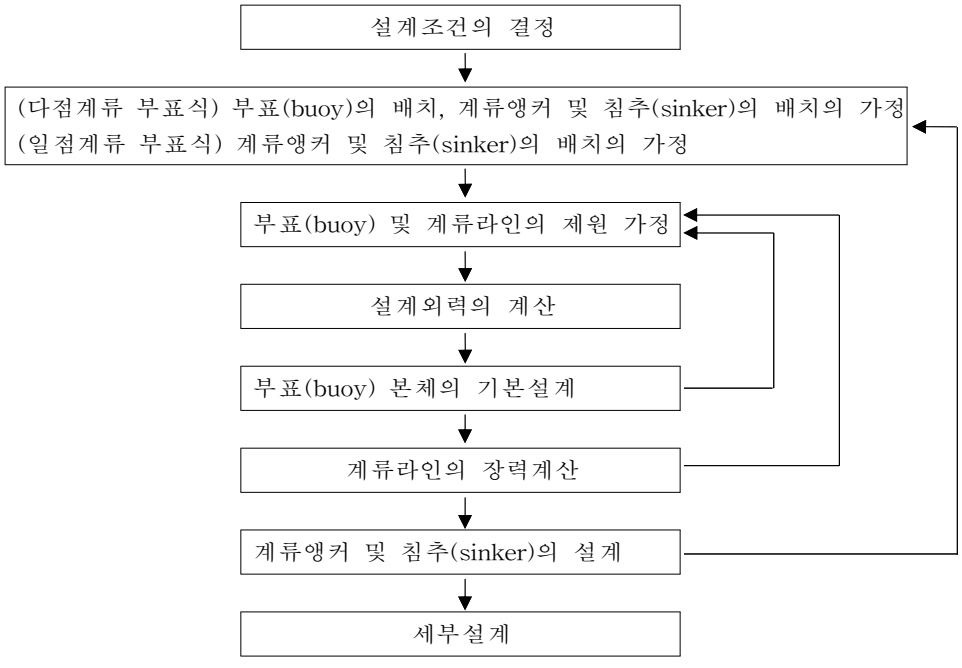
① 돌핀식(dolphin type)



참고 그림 (5-1) 고정식 계류시설의 설계순서(돌핀식)

② 잔교식의 설계순서는「제8편 4-1 연직말뚝식(직항식)」 및 「제8편 4-2 경사말뚝식 잔교」를 참조한다.

(2) 부표식(buoy type) 계류시설의 설계순서



참고 그림 (5-2) 부표식 계류시설의 설계순서

제 6 장 설계외력 및 하중

6-1 외력 및 하중의 종류

구조물(해저 파이프라인은 제외)의 설계에 있어서는 다음의 외력 및 하중을 고려한다.
(1) 선박의 접안력
(2) 계류 중의 선박에 의하여 생기는 외력
(3) 풍압력
(4) 파 력
(5) 흐름의 힘
(6) 지진력
(7) 토압 및 수압
(8) 자중 및 재하중
(9) 부 력
이외에 필요에 따라 적설하중, 온도변화의 영향 및 표류물 등에 의한 충격력 등을 고려한다.

6-2 선박의 접안력

선박이 접안하는 구조물에는 선박의 접안력을 고려한다.

[참 고]

(1) 고정식 계류시설의 접안돌핀(breasting dolphin)은 선박의 접안력에 의하여 구조제원이 결정되는 일이 많으므로 선박의 접안상태 및 방충공의 배치 등을 충분히 고려하여 선박의 접안력을 구하여야 한다. 선박 접안력의 산정에 가장 큰 영향을 주는 접안속도는 설계에 있어서 15㎝/s로 하고 10㎝/s로 관리하고 있는 곳이 많다. 또, 대형석유 탱커는 일반적으로 경사접안을 하며, 접안각도는 3~6°로 하는 것이 많다.

(2) 선박이 경사 접안하는 경우, 예를 들면 선수측이 최초로 접촉한다고 하면, 선수측은 반발되어 선박은 회전운동을 하여 다음에 선미측이 접촉한다. 첫 번째의 접촉점과 두 번째의 접촉점과의 거리와 선장의 비가 크고, 또 첫 번째 접촉점의 선박중심으로부터의 편심량이 큰 경우에는 이 두 번째의 접안시의 접안력은 첫 번째의 접안력 보다도 크게 되는 일이 있으므로 접안력 및 방충재의 배치의 결정에 있어서 주의할 필요가 있다.

(3) 선박의 접안력이 산정에 대하여는「제2편 2-2-2 선박의 접안 시 발생하는 외력」을 참조하여 적용한다.

6-3 계류 중의 선박에 의하여 생기는 외력

(1) 선박이 접안·계류하는 구조물에 있어서는 선박의 견인력 및 선박의 충격력을 고려한다.
(2) 선박의 견인력 및 선박의 충격력은 계류 중의 선박에 작용하는 풍압력, 파력 및 흐름의 힘 등으로부터 구하는 것으로 하고, 그 산정은 「제2편 2-2-3 계류 중 선박의 동요에 의하여 발생하는 외력」에 준한다. 또한, 선박의 견인력은 상기로부터 구한 견인력과 선박이 갖추고 있는 계류라인의 파단강도(破斷强度)중에서 적은 값을 취한다.

[참 고]

(1) 계류 중의 초대형석유 탱커에 작용하는 풍압력의 산정에 있어서 설계풍속은 돌풍율을 고려하여 10분간 평균풍속을 표준으로 1.2~1.5배 정도의 값 중에서 실제의 현상을 적절히 반영하고 있는 값을 채용한다.
(2) 계류 중의 선박이 특히 너울(swell)의 작용에 의하여 동요하는 경우에 고정식 계류시설에 있어서는 동요에 의한 충격력 및 견인력, 부표식 계류시설에 있어서는 선박의 견인력을 고려한다. 이와 같은 충격력 및 선박의 견인력에는 수심 및 파의 제원, 대상선박의 형상 및 동요특성, 방충시설 및 계류라인을 포함하는 계류계의 역학적 특성 등의 요인이 영향을 준다.
(3) 선박이 갖추고 있는 계류라인의 강도, 길이, 본수 등은 일본의 예를 보면, 강선규칙에 따라 의장수(艤裝數)로 부터 구하도록 되어 있으나 계류라인의 본수는 선주로부터의 요청으로 규칙에서 정한 값의 50% 증가시켜 적용한 사례가 많다.

6-4 풍압력

(1) 해면상의 계류시설, 적재구조물 및 계류 중의 선박에 대하여 이들에 작용하는 풍압력을 고려한다.
(2) 건축물 및 하역기계에 작용하는 풍압력의 산정은「제2편 3-3 풍압력」에 준한다.

[참 고]

(1) 계류 중의 선박에 작용하는 풍압력의 산정에 대하여는 「제2편 2-2-4 선박에 작용하는 풍하중」에 준한다.
(2) 구조물에 작용하는 풍압력 중에서 법령 등에 정하지 않은 것에 대하여는 식 참고 (6-1)에 의하여 산정할 수 있다.

$$p = cq \qquad \text{참고 (6-1)}$$

여기서,

p : 풍압력 (N/㎡)
q : 속도압 (N/㎡)
c : 풍압력계수

식 참고 (6-1)은 단위면적당 풍압력을 나타내며, 부재 또는 구조물에 작용하는 풍압력은 여기에 풍압력 작용방향에 직각인 면에 대한 투영면적을 곱한 것이 된다.

속도압 q는 식 참고 (6-2)로 정의된다.

$$q = \frac{1}{2}\rho_a U^2 \qquad \text{참고 (6-2)}$$

여기서,

q : 속도압(N/㎡)
ρ_a : 공기의 밀도 (= 1.23 kg/㎥)
U : 설계풍속 (m/s)

이 경우의 설계풍속이란 기준 풍속(높이 10m에서의 10분간 평균풍속)의 1.5배의 값으로 한다. 이것은 순간최대풍속이 10분간 평균풍속의 약 1.5배가 되는 것을 참고한 것이다.
풍압력계수는 부재(部材) 또는 구조물의 형상, 풍향 및 레이놀즈(Reynold's) 수 등에 따라서 변화하고, 풍동실험(風動實驗) 등에 의하여 정하는 경우 이외에는 「건축물 구조기준 등에 관한 규칙」등을 참고하여 설정하여도 된다. 풍향에 대하여는 매우 탁월한 풍향이 확인되어 있는 경우를 제외하고 일반적으로 구조물에 대하여 가장 불리한 방향을 고려한다.

6-5 파 력

파의 작용을 받는 부재 또는 구조물에 대하여는 이들에 작용하는 파력을 고려한다. 이 경우 파력의 산정은 다음을 따른다.

(1) 파력 산정을 위한 설계파는 파의 발생특성 및 불규칙성을 고려하여 구조물에 대하여 가장 불리한 작용을 미치는 것을 적용한다.
또한, 파의 발생특성 및 불규칙성에 대하여는「제2편 제4장 파랑」에 준한다.

(2) 부재 및 구조물에 작용하는 파력의 특성은 파의 제원, 해저지형 및 수심, 구조형식 등에 따라서 다르며, 각각에 따라서 「제2편 제4장 4-10 파력」에 준하여 산정한다.

[해 설]

(1) 계류시설에 작용하는 파력으로는 주로 다음 사항을 고려한다.
① 해수 중의 고정 부재에는 항력(抗力) 및 관성력(慣性力)을 고려한다. 또, 해저에 거의 평행하게 접근하여 설치된 부재에는 이들 이외에 양력(揚力)을 고려한다.
② 파의 작용을 받는 상부공에 대하여는 저면에 작용하는 양압력 및 주면(周面)에 작용하는 수평력을 고려한다. 또, 월파를 일으키는 경우에는 이에 의한 충격파력을 고려한다.
③ 근입(根込)된 벽상구조물(壁狀構造物)에 대하여는 수평력을 고려한다. 접지식(接地式) 벽상구조물에 대하여는 이외에 저면에 작용하는 양압력을 고려한다.
④ 부표 등에 있어서 파력의 작용에 의한 동요가 무시될 수 없는 경우에는 파력 또는 저항력의 산출 시에 동요에 의한 효과를 고려한다.

(2) 강성이 낮은 구조물이나 계류부체에 대하여 동적 해석을 행할 경우에는 파의 주기에 따라서 그 응답 특성이 크게 달라진다. 따라서 일반적으로 규칙파(規則波)에 의한 검토로는 과대 또는 과소한 결과가 되므로 스펙트럼을 갖는 불규칙파(不規則波)로서 검토할 필요가 있다.

6-6 흐름의 힘

(1) 해수중 부재 및 해수중 구조물에서는 흐름에 의한 힘을 고려한다.
(2) 해수중 부재 및 해수중 구조물에 작용하는 흐름의 힘 산정은 「제2편 6-2 수중부재 및 구조물에 작용하는 흐름의 힘」에 준한다.

[해 설]

(1) 여기서 말하는 흐름은 해류, 조류 및 바람에 의한 취송류이지만, 일반적으로 조류(潮流)가 대상이 된다. 조류는 유속 및 유향 등이 시간에 따라 완만히 변화한다. 조류력의 계산 시에는 최대유속시를 대상으로 하여야 한다.
(2) 흐름에 의한 압력은 유향 방향의 항력과 그에 직각 방향의 양력이 있다. 양력은 부재 또는 구조물의 형상이 흐름에 대하여 비대칭인 경우에 발생하는 것이다. 그러나 흐름에 대하여 대칭인 부재의 경우라도 그 배후에 발생하는 와류(渦流)가 주기적으로 변화함으로서 변동 하중으로서의 양력이 생기고, 이 때문에 부재가 주된 흐름과 직각 방향으로 진동하는 경우가 있다. 특히, 부재 길이가 길고 고유진동주기가 큰 부재에 대하여는 이런 점에 유의할 필요가 있다(「제15편 4-10 진동의 영향」 참조).
(3) 흐름은 깊이 방향에도 변화하므로, 특히 부표식 계류시설의 고무호스(rubber hose) 등에 대하여는 이에 유의할 필요가 있다.
(4) 파와 흐름이 공존하는 경우에는 파력의 계산에서의 수립자 운동속도와 흐름의 속도를 벡터 합성한 속도 성분을 사용한다.

6-7 지진력

(1) 고정식 계류시설, 송유도관 등을 지지하는 연락교 등이 적절한 내진성을 갖도록 설계 시 지진의 영향을 고려한다.
(2) 고정식 계류시설에 있어서 등가정적 해석법에 의한 내진설계를 행하는 경우에는 지진력은 자중 또는 자중과 재하하중의 합에 지진계수를 곱하여 구한다. 이 경우 지진계수는 「제2편 10-3 설계지진하중」에 준하여 정하지만 위험도 계수는 1.4를 사용한다. 또, 지진의 특성 및 구조물의 진동 특성 등을 충분히 고려하는 것이 필요한 경우에는 「제2편 10-5 해석 및 설계에 대한 일반규정」에 의하여 그 내진성을 검토한다.

[해 설]

(1) 고정식 계류시설이 지진에 의하여 큰 피해를 입으면 기름의 대량유출 및 화재를 일으킬 우려가 있으며, 계류시설 상에서는 비계선시에도 작업원이 있기 때문에 인명에 관계되는 점 등을 고려하여 위험도 계수는 1.4로 한다.
(2) 고정식 계류시설의 기초지반의 액상화에 대하여는 「제2편 제11장 지반의 액상화」, 「제4편 제7장 지반개량공법」을 참조한다.

6-8 토압과 수압

(1) 구조물의 구조형식에 따라 필요한 경우에는 토압과 수압을 고려한다.
(2) 토압과 수압의 산정은「제2편 9-6 토압과 수압」에 준한다.

6-9 자중 및 재하하중

(1) 자중의 산출에 사용하는 재료의 단위체적중량은「제2편 12-2 자중 및 재하하중」에 준한다.
(2) 재하하중으로는 구조·설비 및 이용 상황 등에 따라서 다음에 열거한 것을 고려한다. 이외에 필요에 따라서 군중하중 및 단기 적재하중을 고려한다.
① 하역설비
② 건물(사무소, 창고 등)
③ 계류설비
④ 방충설비
⑤ 전기·기계설비
⑥ 석유배관
⑦ 소화설비
⑧ 본선 승강 사다리(ladder)
⑨ 잔류 석유치환 및 잔류 석유회수장치
⑩ 기타 부대설비

[해 설]

군중하중 및 단기 적재하중으로서는 1,000~5,000N/㎡이 채용되는 경우가 많다. 또, 연락교에 대하여는 1,000~3,000N/㎡이 채용되고 있다.

제 7 장 고정식 계류시설의 설계

7-1 일 반

고정식 계류시설의 설계에 있어서는 시설의 형식마다 그 기능이 충분히 발휘되도록 하역기계 및 설비의 배치 등을 고려하고 안전한 구조로 한다.

[참 고]

(1) 고정식 계류시설은 크게 구분하면 접안, 하역 및 계류설비가 분리되어 있는 돌핀식(dolphin type)과 이들의 기능이 일체로 되어있는 잔교식이 있다.

(2) 잔교식은 언로더(unloader) 등의 하역기계를 사용하는 산화물이나 잡화물을 취급하는 계선안에 사용되는 경우가 많고, 초대형석유 탱커용 시설은 거의 채용되고 있지 않다. 이것은 석유하역의 경우 석유 탱커의 매니폴드(manifold)와 로딩암(loading arm)의 접속에 의하여 하역이 행해지고 하역위치가 정해지므로 오히려 비경제적인 구조형식이 되기 때문이다. 로딩암을 선측에 맞춰 이동할 수 있도록 하면, 접안시간이 적어진다는 이점이 있다고 생각되나, 그 경우라도 두 척 이상의 선박이 계류할 경우의 안전거리가 문제가 될 것이다.

(3) 돌핀식은 하역기능으로서의 하역용 돌핀(loading platform 또는 working platform, W.P), 접안기능으로서의 접안돌핀(breasting dolphin, B.D), 계선기능으로서의 계류돌핀(mooring dolphin, M.D) 및 이들 간 또는 작업용 돌핀과 육측을 연결하는 연락교로 되어있다. 통상의 돌핀식에는 작업용 돌핀(W.P) 1기, 접안돌핀(B.D) 2기, 계류돌핀(M.D) 4기가 있다. 돌핀식에는 하부공의 구조양식에 따라서 말뚝식, 자켓(jacket)식, 강제 셀(cell)식 및 케이슨(caisson)식이 있으나, 일반적으로 말뚝식 돌핀이 널리 사용되고 있다. 그 이유로는 대구경 강관이나 고강도강의 대량생산이 가능, 대형 항타기, 대형 해양작업대의 사용으로 대수심 해역에서도 시공성이 좋아졌기 때문이다. 또, 해저 석유자원 굴착용 발판으로서 고안된 자켓식도 채용되고 있다.

7-2 돌핀의 배치 및 마루높이

각 돌핀(dolphin)의 배치 및 마루높이는 다음의 정하는 바에 근거하여 결정한다.

(1) 각 구조물의 배치에 대하여는 하역용 돌핀(working platform)을 중심으로 양측에 각각 접안돌핀(breasting dolphin), 내측 계류돌핀 및 외측 계류돌핀(mooring dolphin)을 설치한다.
또한, 초대형 석유탱커뿐만 아니라 소형의 석유탱커도 접안하는 경우에는 필요에 따라서 보조돌핀(sub-dolphin)을 설치한다.

(2) 하역용 돌핀은 선박의 접안시의 접촉을 피하기 위하여 접안돌핀의 전면 기준선으로부터 후퇴하여 설치한다.

(3) 접안돌핀(breasting dolphin)은 선박의 접안에너지를 유효하게 받아들여 안전한 접안이 되도록 배치할 것.

(4) 내측 계류돌핀(mooring dolphin)은 선체의 횡방향의 움직임을 멈춤과 아울러 공선시의 견인력에 충분한 효과를 발휘하도록 배치한다.

(5) 외측 계류돌핀은 주로 선체의 전후방향의 움직임을 멈추도록 배치한다.

(6) 하역용 돌핀의 마루높이는 파랑의 영향뿐 아니라 로딩암의 작동범위를 고려하여 결정한다. 접안돌핀 및 계류돌핀의 마루높이는 파랑의 영향을 고려하여 결정하는 것이 바람직하다.
또한, 접안돌핀에 있어서는 방충설비의 설치위치, 계류돌핀에 있어서는 선박의 갑판고를 고려하여 결정한다.

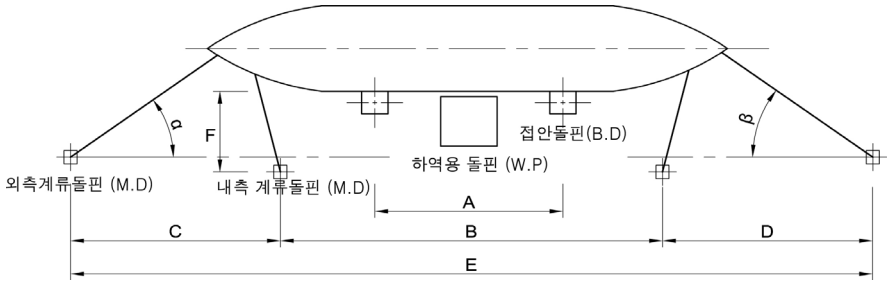
(7) 연락교(連絡橋)의 마루높이는 파력을 받지 않도록 충분한 높이로 하는 것이 바람직하다.

[참 고]

(1) 접안돌핀은 통상 2기이지만 이에 더하여 보조돌핀(sub-dolphin) 2기를 배치하는 경우도 있다. 이것은 소형탱커가 간격이 넓은 접안돌핀에 접안하면 선측의 만곡부가 접안돌핀의 방충공에 접하여 매니폴드(manifold)를 맞추기 위하여 선체를 전후로 움직일 때 방충공이나 선체를 손상시키기 때문이다. 계류돌핀은 통상 전후에 2기씩 이지만, 대상선박의 선형이 큰 경우나 계류 중 기상·해상조건이 좋지 않은 경우에는 각 3기씩 설치하는 경우도 있다.

(2) 접안돌핀의 간격은 클수록 접안력에 대하여 유리하지만, 반면에 접안 시 선체 직선부(parallel body)로 접안하는 것이 곤란해지며, 접안 후 매니폴드 위치 조정을 위한 쉬프트(shift)시 여유가 없게 된다. 역으로 간격이 좁으면 접안력에 대하여 불리하게 되는 등의 문제가 생긴다. 이와 같은 이유로 대상선박 전장의 1/3정도로 하면 균형을 이룰 수 있다.
또한, 최근 탱커의 선체 직선부 길이가 짧아지는 경향이 있으므로 실제에는 접안하는 탱커의 선형에 적합한 배치로 하는 것이 필요하다.

(3) 각 구조물의 선형별 표준적 배치는 참고 그림 (7-1)과 같다.



제원 / 선형	A (m)	C (m)	E (m)	F (m)	α (°)	β (°)
10만 DWT급	~90~	~110~	~450~	~30~	45° 이하	45° 이하
20만 DWT급	~105~	~120~	~480~	~40~	〃	〃
30만 DWT급	~120~	~130~	~530~	~50~	〃	〃
50만 DWT급	~130~	~140~	~580~	~60~	〃	〃

참고 그림 (7-1) 각 구조물의 표준배치

(4) 하역용 돌핀(loading platform)은 상부가 넓고 재하중이 크기 때문에 파력의 영향을 극히 작게 함과 동시에 상부기능이 지장을 받지 않도록 상면의 높이를 충분히 높게 하는 것이 바람직하다. 그러나 너무 높으면 로딩암의 작동범위를 넘어버릴 우려가 있다. 따라서 높이의 결정에 있어서는 과거의 최대파 파봉고(波峰高)를 고려하는 것은 물론, 로딩암의 작동범위에도 유의하여야 한다. 하업용 돌핀의 마루높이는 파의 영향이 큰 곳에서는 (약최고고조위+조위편차+최대파고시의 파봉고)로 하고 있지만 최대파고시의 파봉고를 (1/2×최대파고)로 하고 있는 경우도 있다.

(5) 접안돌핀(breasting dolphin)은 선박의 접안력을 유효하게 흡수하기 위하여 방충재의 연결위치를 너무 높게 할 수 없으므로 마루높이 결정에 있어서는 하역용 돌핀과 어느 정도 다른 관점에서 고려하여야 한다.

접안돌핀의 마루높이는 파랑조건 이외에 고저조위 및 만·공선시의 탱커 갑판(tanker deck)의 변동을 고려하여 방충재가 적절한 위치가 되도록 정할 필요가 있다.

(6) 계류돌핀(mooring dolphin)의 마루높이를 너무 높게 하면 만재시의 선박의 갑판고가 낮으므로 계류라인(繫留索)을 연결했을 때, 페어리더(fair leader)로부터 계류라인이 벗어날 수 있으므로 높이의 결정에 있어서는 파력의 영향 이외에 이러한 조사를 행할 필요가 있다. 계류돌핀의 마루높이는 파랑조건 이외에 이미 기술한 바와 같이 계선 라인(line)의 앙각(仰角)을 고려하여야 한다. 계류돌핀 에는 계선설비로서 동력권양장치(capstan), 계선 후크(hook), 유압 장치(unit)가 설치되므로 월파하는 것은 바람직하지 않다. 이런 의미로부터 높이는 높은 쪽이 좋으나 너무 높으면 최저 갑판고일 경우 앙각이 음(-)이 되어 페어리더(fair leader)로부터 라인(line)이 벗어나 버리는 결과가 된다. 앙각이 최고 갑판고에서 30° 정도, 최저 갑판고 0° 이상이 되도록 마루높이를 결정할 필요가 있다. 일반적으로 대부분의 안벽에서 접안돌핀과 같은 높이로 되어 있다.

7-3 돌핀에 작용하는 외력 및 하중

(1) 하역 중 돌핀(dolphin)에 작용하는 외력 및 하중은 일반적으로 다음과 같다.
① 풍압력
② 파 력
③ 흐름의 힘
④ 지진력
⑤ 자중 및 재하하중
안정계산은 상시, 폭풍 시 및 지진 시에 대하여 검토한다.
(2) 접안돌핀(breasting dolphin)에 작용하는 외력 및 하중은 일반적으로 다음과 같다.
① 선박의 접안력
② 계류 중의 선박의 견인력 및 선박의 충격력
③ 풍압력
④ 파 력
⑤ 흐름의 힘
⑥ 지진력
⑦ 자중 및 재하하중
안정계산은 상시, 접안 시, 계류 시, 폭풍 시 및 지진 시에 대하여 행한다.
(3) 계류돌핀(mooring dolphin)에 작용하는 외력 및 하중은 일반적으로 다음과 같이한다.
① 선박의 견인력
② 풍압력
③ 파 력
④ 흐름의 힘
⑤ 지진력
⑥ 자중 및 재하하중
안정계산은 상시, 계류 시, 폭풍 시 및 지진 시에 대하여 행한다.
(4) 연락교는 자중, 송유도관 등 기타 재하하중, 풍압력 및 지진력 등의 외력에 대하여 충분한 강도를 갖도록 한다. 또한, 필요에 따라서 파력에 의한 영향을 고려한다.

[해 설]

(1) 하역용 돌핀에 작용하는 상시, 폭풍 시 및 지진 시에 있어서 외력 및 하중의 조합은 다음과 같이 하되 필요에 따라 적정한 하중증가계수를 곱할 수도 있다.
상 시 (자중 및 재하하중) + (풍압력) + (파력) + (흐름의 힘)
폭풍 시 (자중 및 재하하중) + (풍압력) + (파력) + (흐름의 힘)
지진 시 (자중 및 재하하중) + (지진력)

(2) 접안돌핀에 작용하는 상시, 접안 시, 계류 시, 폭풍 시 및 지진 시에 있어서 외력 및 하중의 조합은 다음과 같이하되 필요에 따라 적정한 하중증가계수를 곱할 수도 있다.
상 시 (자중 및 재하하중) + (풍압력) + (파력) + (흐름의 힘)
접안 시 (자중 및 재하하중) + (풍압력) + (파력) + (흐름의 힘) + (접안력)
계류 시 (자중 및 재하하중) + (풍압력) + (파력) + (흐름의 힘) + (계류 중의 선박의 충격력 또는 선박의 견인력)
폭풍 시 (자중 및 재하하중) + (풍압력) + (파력) + (흐름의 힘)
지진 시 (자중 및 재하하중) + (지진력)

(3) 계류돌핀에 작용하는 상시, 계류 시, 폭풍 시 및 지진 시에 있어서 외력 및 하중의 조합은 다음과 같이하되 필요에 따라 적정한 하중증가계수를 곱할 수도 있다.
상　시 (자중 및 재하하중) + (풍압력) + (파력) + (흐름의 힘)
계류 시 (자중 및 재하하중) + (풍압력) + (파력) + (흐름의 힘) + (선박의 견인력)
폭풍 시 (자중 및 재하하중) + (풍압력) + (파력) + (흐름의 힘)
지진 시 (자중 및 재하하중) + (지진력)

(4) 계류 중인 선박의 견인력 및 선박의 충격력으로는 방충재 반력 이외에 방충재 패널(fender panel)의 마찰에 의한 쉬프트(shift)력을 필요에 따라 고려할 필요가 있다.

7-4 잔교식 계류시설에 작용하는 외력 및 하중

잔교식 계류시설에 작용하는 외력 및 하중은 일반적으로 다음과 같다.
(1) 선박의 접안력
(2) 계류중인 선박의 견인력 및 선박의 충격력
(3) 풍압력
(4) 파　력
(5) 흐름의 힘
(6) 지진력
(7) 자중 및 재하하중
안정계산은 상시, 접안 시, 계류 시, 폭풍 시 및 지진 시에 대하여 행한다.

[참 고]

상시, 접안 시, 계류 시, 폭풍 시 및 지진 시에 있어서 외력 및 하중의 조합은 다음과 같이하되 필요에 따라 적정한 하중증가계수를 곱할 수도 있다.
상　시 (자중 및 재하하중) + (풍압력) + (파력) + (흐름의 힘)
접안 시 (자중 및 재하하중) + (풍압력) + (파력) + (흐름의 힘) + (접안력)
계류 시 (자중 및 재하하중) + (풍압력) + (파력) + (흐름의 힘) + (계류 중인 선박의 충격력 또는 선박의 견인력)
폭풍 시 (자중 및 재하하중) + (풍압력) + (파력) + (흐름의 힘)
지진 시 (자중 및 재하하중) + (지진력)

7-5 재료 및 허용 응력

(1) 재료 및 허용 응력은「제3편 재료」에 준한다. 또한, 폭풍 시 및 지진 시에 있어서 외력 및 하중의 조합을 행하는 경우에는 허용 응력의 할증을 고려할 수가 있다.
(2) 강재는 부식작용을 받으므로, 구조물의 특성이나 환경에 걸 맞는 피복재 및 전기방식 등에 의한 방식 조치를 강구한다. 방식에 대하여는 「제3편 2-4 방식」에 준한다.

[해 설]

(1) 접안 시 및 계류 시에 생기는 외력에 대해서는 「제8편 4-1-3 설계외력과 하중」에 규정하고 있다. 드물게 발생하는 경우에는 이들 외력을 이상시 하중으로 취급하고, 허용 응력의 할증을 고려할 수가 있다.

(2) 한랭지에서의 강재의 선정에 있어서는 강재의 강도, 인성(靭性), 내구성 및 판 두께 등에 대하여 고려할 필요가 있다.
(3) 외해에 있는 계류시설에서는 파랑에 의한 재료의 피로(疲勞)에 대한 검토를 행하는 것이 필요하다.

7-6 말뚝의 설계

말뚝의 설계는 「제4편 제4장 말뚝기초」에 준한다. 또, 말뚝의 부재력의 산정은 「제8편 4-1 연직말뚝식(직항식)」 및 「제8편 4-2 경사말뚝식(사조항) 잔교」에 준한다.

7-7 널말뚝 셀 및 케이슨의 설계

널말뚝(cell)의 설계는 「제8편 제7장 셀식 널말뚝 안벽」, 케이슨(caisson)의 설계는 「제5편 제1장 케이슨(caisson)」에 준한다.

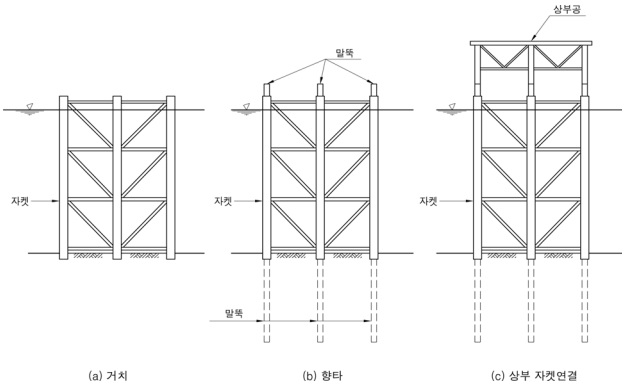
7-8 자켓의 설계

7-8-1 일 반

자켓(jacket)의 설계에 있어서는 다음에 정하는 바에 따른다.
(1) 자켓의 골조, 기본치수, 부재치수 등은 외력 및 하중조건, 말뚝의 치수 및 타입각도와 함께 시공법 및 시공능력을 충분히 고려하여 결정한다.
(2) 자켓 부재의 부재력이나 변형량은 지반조건을 충분히 고려하여 실재 현상에 적합한 구조 모델(model)에 의하여 산정한다.
(3) 거치 후, 말뚝에 의한 고정이 완료할 때까지 자켓은 시공시의 지반지지력, 활동 및 전도에 대하여 검토를 행해야 한다.

[참 고]

(1) 자켓은 각주(脚柱), 수평재, 연직재, 수평 버팀재(brace材) 및 연직 버팀재(brace材)로 구성되어 있다. 일반적으로 각각의 부재에는 관재(管材)가 사용된다.
(2) 자켓에는 각 부재의 연결점(격점)이 많이 형성하게 된다. 이 격점(格點)의 구조는 T형, K형을 기본형으로 하여 각종의 것이 있다.
(3) 자켓의 골조, 기본치수 및 부재치수의 결정시에는 특히 다음 사항에 유의한다.
① 공장제작에 있어서 용접 작업성이나 검사의 용이성을 고려하여 넣은 골조, 계수 및 부재치수로 한다.
② 말뚝과 자켓 각재의 치수와의 관계는 말뚝과 각재의 제작 허용차(외경, bending 등), 모르타르 주입방법 및 용접 비드(bead) 여성 두께 등을 고려하여 결정한다.
③ 힘의 전달에 대하여 합리적인 골조이어야 한다. 단, 부재의 교각이 30°이하가 되면 충분한 용접 작업이 불가능하게 되므로 가급적 피한다.
④ 인양, 수송, 거치, 해상용접 및 말뚝과 자켓 각재의 틈 사이에의 그라우트재 주입 등의 시공성을 고려한다.
(4) 구조해석은 일반적으로 입체 프레임(frame)으로 모델링하여 행하는 일이 많다. 구조와 하중이 대칭인 경우에는 계산의 간소화를 위하여 평면 프레임(frame)으로 행할 수도 있다. 구조 모델(model)에 대한 지반조건을 넣는 방법으로 지반을 탄성체로 가정하여 연직 스프링(spring)이나 수평 스프링(spring)으로 치환하는 방법(P-y curve 필요), 또는 적당한 깊이까지 지반을 무시하여 고정점으로 하는 방법(수평력에 대한 거동해석 시 적용) 등이 일반적으로 행하여지고 있다.
(5) 육상에서 제작한 자켓은 설치지점에 거치하고, 각주(脚柱)를 통하여 말뚝을 타입하여 말뚝과 각주를 용접함과 동시에 틈새에 모르타르(mortar)를 충전하여 고정시킨다(참고 그림 (7-2) 참조).



참고 그림 (7-2) 자켓의 시공

7-8-2 부재의 설계

부재(部材)의 설계에 있어서는 좌굴(座屈), 진동 및 격점(格點)의 강도에 대하여 검토한다.

[참 고]

(1) 좌굴 및 격점부의 강도

자켓의 각 부재에 작용하는 하중에 대하여 좌굴의 검토를 한다. 또, 자켓의 연직재와 버팀재(brace)의 격점부 등에 있어서는 펀칭전단(punching shear)을 검토한다.

7-9 방충설비

계류시설에는 접안 시, 계류 시 선박에 의하여 생기는 외력의 흡수 이외에 선박과 계류시설의 손상을 방지하기 위하여 면압, 반력 등을 고려한 방충설비(防衝設備)를 설치한다.

[해 설]

일반적으로 직항식 돌핀의 경우에 접안 에너지는 방충재의 변형과 돌핀 본체의 변형에 의하여 에너지를 흡수하는 것으로 설계한다.

사항구조의 경우, 본체의 변형에 의한 접안 에너지의 흡수를 고려하면 반력이 현저히 커져서 선측(船側) 외판이 위험하게 되므로 일반적으로 방충재만으로 접안 에너지를 흡수하는 것으로 한다.

[참 고]

(1) 일반적으로 대형석유 탱커는 경사접안을 하지만 접안각도에 의하여 방충재의 특성곡선이 변하므로 접안각도에 따른 특성곡선을 사용하여야 한다. 또, 경사접안을 하기 때문에 하나의 접안돌핀에 설치된 방충재가 전부 유효하게 접안 에너지를 흡수한다고 할 수는 없다. 따라서 접안각도에 따라 어느 방충재가 선측에 접촉하는지를 신중히 검토하여야 한다.

최근의 고정식 계류시설에서는 접안각도에 따라 접안돌핀의 상부공에 각도를 주는 경우가 많다.

(2) 방충설비의 면압(面壓)으로는 일반적으로 200~300kN/㎡을 취하는 일이 많다. 선박 늑골(肋骨)의 2개 프레임(frame)에 걸치도록 방충재나 프로텍터(protector)를 설계하는 것이 바람직하다.

7-10 계선설비

(1) 계선설비(繫船設備)로는 선박의 견인력에 대하여 안전한 강도를 갖는 계선주 또는 계선 후크(hook)를 설치한다. 또, 필요에 따라서 계류라인 연결용 동력권양장비(capston)를 설치한다.

(2) 계선설비에 있는 계선 후크(hook)의 구조는 퀵 릴리즈(quick release) 형의 계선 후크(hook)로 한다.

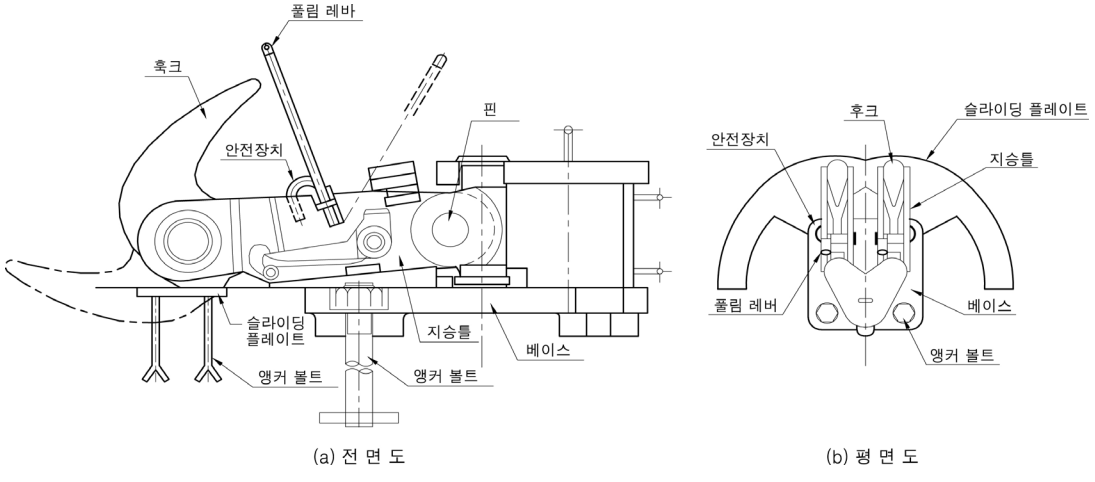
[해 설]

(1) 초대형석유탱커가 보유하는 계류라인은 직경이 크기 때문에 인력에 의한 조작은 곤란하다. 또, 특히 강재의 밧줄의 경우에는 중량이 크므로 동력권양장치(capston)의 도움 없이는 계선작업은 매우 곤란하다. 따라서 계선설비로서 계류라인의 조작에 충분한 능력을 갖는 동력감기장치를 설비할 필요가 있다.

(2) 초대형 석유 탱커의 대구경(大徑) 계류라인을 걸기 위해서는 줄 끝의 고리를 계선주에 거는 방법과 후크(hook)에 거는 방법이 일반적으로 채용되고 있다. 이안의 경우, 계선주방식은 줄 풀기에 많은 인력과 시간이 필요하지만 후크(hook)방식은 줄에 장력이 걸린 채로 순간적으로 풀려진다. 또, 계선 후크(hook)는 연결 시에 선박의 대소에 따라 견인력 방향을 바꿀 수 있도록 하는 것이 바람직하다.

(3) 퀵릴리즈 후크(quick release hook, Q.R.H)는 풀림 레버(lever)를 유압 등에 의하여 원격 조작할 수 있으므로 이것을 집중제어로 하면 더욱 신속한 긴급 이안이 가능하게 된다.

(4) 계선설비의 배치에 따라서는 계류라인이 연결교 또는 방충설비에 교차하는 수가 있으므로 이와 같은 일이 없도록 유의한다.



해설 그림 (7-1) 퀵릴리즈 후크(quick release hook) 구조도

제 8 장 부표식 계류시설의 설계

8-1 일 반

부표식 계류시설의 설계에 있어서는 설치예정 해역의 자연조건에 대하여 계류부체의 동요나 계류 앵커(anchor)의 장력 등의 해석을 행하고, 충분히 안전하도록 하여야 한다.

8-2 부표식 계류시설에 작용하는 외력 및 하중

(1) 부표식 계류시설에 작용하는 외력 및 하중은 일반적으로 다음과 같다.
① 선박의 견인력 ② 풍압력 ③ 파 력 ④ 흐름의 힘 ⑤ 자중 및 재하중
(2) 안정계산은 계류 시 및 폭풍 시에 대하여 행한다.

[참 고]

(1) 계류 시 및 폭풍 시에 있어서 하중의 조합은 다음과 같다.
계류 시 (자중 및 재하중) + (파력) + (풍압력) + (수류력) + (선박의 견인력)
폭풍 시 (자중 및 재하중) + (파력) + (풍압력) + (수류력)

(2) 부표식 계류시설의 설계는 계류 시에는 선박, 계류라인, 부체 및 앵커체인(anchor chain)을 하나의 계(系)로, 폭풍 시에는 부체와 앵커체인을 하나의 계(系)로 하여 운동역학적으로 취급하는 것이 필요하나, 이에 대하여는 이론적으로 아직 충분히 확립되지 않았다. 따라서 파랑의 영향이 큰 부표식 계류시설의 설계에 있어서는 설치예정 해역의 자연조건에 맞추어 모형실험을 행하는 것이 바람직하다.

(3) 파랑의 영향이 그렇게 크지 않은 부표식 계류시설에 있어서는 「제8편 제9장 부잔교」 및 「제12장 계선부표」 에 준하여 유사 정역학적으로 설계해도 좋다.

8-3 부표의 안정

부표의 안정 검토에 있어서는 다음사항을 고려한다.
(1) 계류 시에 최대하중이 작용하여도 부표가 수중에 끌려 들어가지 않도록 충분한 건현(乾舷)을 가져야 한다.
(2) 부체내의 각 구획벽(區劃壁)은 수장(水張) 및 기밀시험(氣密 試驗) 등에 의하여 수밀성을 충분히 확인함과 동시에 일부 침수에 대하여도 충분히 안전한 구조로 한다.

[해 설]

(1) 부표 자체에 석유 배관 등의 설비를 갖추고 있는 C.A.L.M.형과 같은 부표는 자유롭게 떠있는 경우 안정(경심, metacenter > 0) 한 것이 우선해야 하며, 초대형 석유 탱커의 계류 시에 작업원이 부표 위에 올라가 작업할 것이 예상되므로 충분한 건현을 갖고 안정되도록 하여야 한다.
또한, 부표자체에는 석유 탱커의 계류기구만을 갖고 있는 S.A.L.M.형 일점계류부표에 있어서는 계류라인 전체의 안전성, 다른 항행선박에의 영향 등에 대하여 모형실험 등 적당한 방법에 의하여 검토할 필요가 있다.

(2) 대규모의 부표는 격벽(bulkhead)으로 구획 분할되어 있으나, 만일 이들 중 하나가 손상되어 침수될 경우에도 설계외력이나 하중에 대하여 충분한 부력을 갖도록 해야 한다.

8-4 계류앵커 및 침추 등의 설계

계류앵커(anchor), 침추(沈錘, sinker) 및 고정말뚝의 설계에 있어서는 다음 사항을 고려한다.
(1) 계류앵커 또는 침추는 설계외력에 견디는 파주력(把駐力)을 갖도록 수량, 형상, 중량 및 배치를 결정하여야 하며, 필요한 파주력에 대하여 충분한 강도를 갖고, 또 내구성이 있는 구조 및 재질이어야 한다.
(2) 파주력은 해저토질과 함께 계류 앵커 또는 침추의 형상 및 중량을 고려하여 결정한다.
(3) 계류 앵커 또는 침추 대신에 고정말뚝을 사용하는 경우에는 고정말뚝에 작용하는 수평력, 인발력 등에 대하여 충분한 내력을 가짐과 동시에 부식에 대하여 고려하여야 한다.

[해 설]

(1) 계류앵커는 만일 앵커체인 중 1본이 파단(破斷)되는 경우에도 부표가 전복하는 일이 없도록 계류앵커의 배치를 고려할 필요가 있다.
(2) 파주력(把駐力)의 산정은 「제8편 9-4-4 앵커의 설계」를 참조하지만 대규모 앵커의 경우에는 현지실험에 의해 결정하는 것이 바람직하다.

8-5 앵커 체인의 설계

앵커 체인(anchor chain)의 설계에 있어서는 다음사항을 고려한다.
(1) 앵커 체인(chain, 鎖)은 「KS V 3312 주강(鑄鋼) 앵커 체인 및 KS V 3313 후랫쉬 맞대기 용접 앵커 체인」에서 정한 사항, 또는 그와 동등이상의 기계적 성질을 가져야 한다.
(2) 앵커 체인은 설계외력에 의하여 발생하는 장력에 대하여 충분히 견딤과 동시에 마모나 부식에 대한 배려가 되어 있어야 한다. 또한 앵커 체인의 허용장력은 파단강도의 1/3로 한다.

[해 설]

(1) 앵커 체인에 충격력이 발생하지 않도록 C.A.L.M.형과 같은 부표에서는 앵커 체인을 충분한 길이로 늘어뜨려 설정하고 또, S.A.L.M.형과 같은 부표에서는 앵커 체인에 충분한 초기장력을 주어야 한다.
(2) 앵커 체인의 허용장력에 대하여는 일반적인 규격에 제시된 파단시험하중의 1/3로 하며, 부잔교 등에서 함선(pontoon)의 계류체인(繫留鎖)의 허용장력도 같은 방법으로 고려하도록 규정한 사항을 근거로 한 것이다.

8-6 방충설비

부표에서의 방충설비는 아래에 정하는 바에 따른다.
(1) 일점계류 부표에는 적절한 방충설비를 설치하고 부표 및 선박을 보호하여야 한다.
(2) 다점계류 부표에는 필요에 따라 방충설비를 설치하여야 한다.

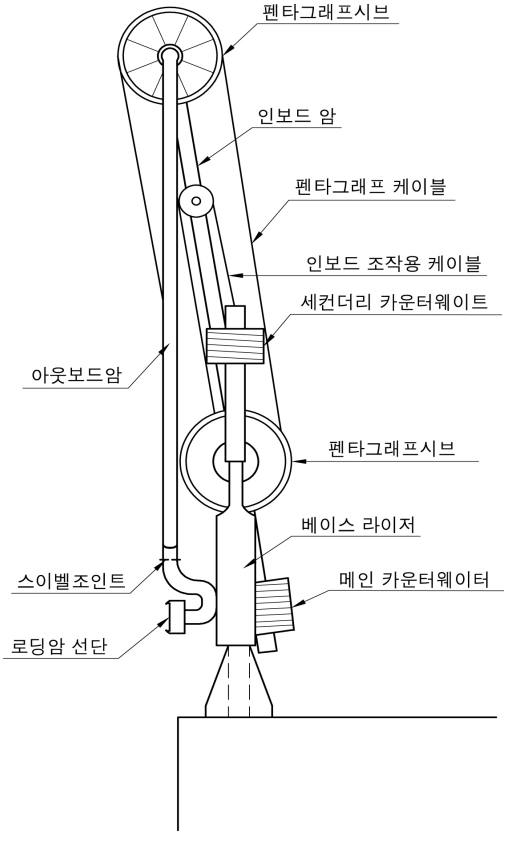
제 9 장 화물처리시설의 설계

9-1 로딩 암

(1) 로딩 암(loading arm)은 arm내의 유류(油類)의 중량, 내압, 로딩암의 자중, 풍압력 및 지진력에 의하여 발생하는 응력에 대하여 안전한 구조로 한다.
(2) 로딩 암에는 퀵 카플러(quick coupler)를 연결하는 것이 바람직하다.

[해 설]

(1) 초대형석유 탱커의 적재화물 하역은 본선의 하역펌프 및 스트리핑 펌프(stripping pump)로 행한다. 본선 하역유 관로와 안벽측 송유용 관로와의 연결방법은 크게 구별하면 메탈암(metal arm)과 고무호스(rubber hose)가 있다. 메탈 암(metal arm)은 통상 로딩 암(loading arm)이라 불리며, 고정식 계류시설에 사용된다. 로딩 암의 배관부는 해설 그림(9-1)에 보여준 바와 같이 베이스라이저((base riser), 인보드 암(inboard arm) 및 아웃보드 암(outboard arm)으로 구성되어 이것을 여러 개의 회전 조인트로 연결하고 있다. 암(arm)에는 균형추(counterweight)가 붙어있어 균형을 유지하고 있으므로 탱커 매니폴드(tanker manifold)에 로딩 암의 자중이 걸리지 않도록 되어 있다. 아웃보드 암(outboard arm)의 선단은 플랜지(flange) 또는 카플러(coupler)로 되어 있어 본선 매니폴드(manifold)에 연결된다. 로딩 암은 수평면에서의 회전, 선폭방향에서의 펴짐으로 인하여 상당한 작동범위를 갖고 있다. 로딩 암의 기수는 통상 복수이다. 현재, 사용되고 있는 로딩 암의 최대구경은 24 inch이다.



해설 그림 (9-1) 로딩 암(loading arm)의 구조

(2) 로딩 암은 아래에 정하는 바에 따라 설계하면 된다.
① 원유하역의 로딩 암의 설계압력은 1.5N/㎟로 한다.
② 풍압력은 「제2편 3-3 풍압력」에 준하여 산정한다.
③ 지진력은 「본편 6-7 지진력」에 의한다.
④ 폭풍 시의 풍압력과 지진력은 동시에 작용하지 않는 것으로 한다.

(3) 로딩 암에 퀵 카플러(quick coupler)를 설치하면 통상의 볼트(bolt)를 사용한 플랜지(flange) 탈착 작업에 비하여 신속화와 기계화가 가능하다. 특히 대구경 플랜지의 경우, 볼트 본수가 많기 때문

에 퀵 카플러 효과는 크다. 따라서 로딩 암에 퀵 카플러를 연결하는 것이 바람직하다.

(4) 퀵 카플러를 장착한 로딩 암을 탱커 매니폴드(tanker manifold)에 접속할 때, 운전원이 탱커 매니폴드 가까이에 서서 로딩 암의 선단을 보면서 안전하고 정확한 운전을 할 수 있도록 무선조작장치를 채용하는 것이 바람직하다.

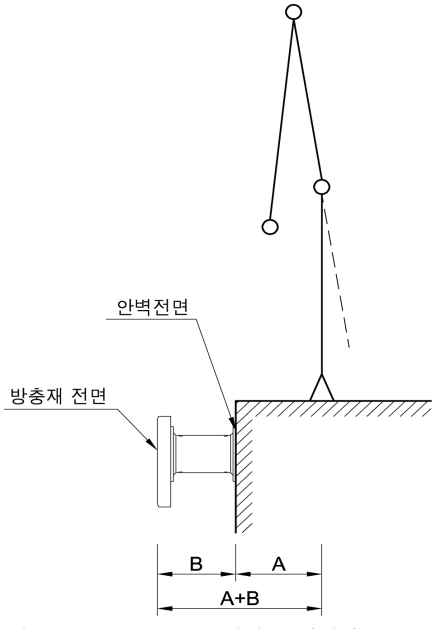
(5) 로딩 암은 적정한 설치위치와 탱커 매니폴드의 표준화에 의해 가장 효과적으로 작동할 수 있다. 안벽 기준선에서부터 로딩 암 설치거리는 암(arm)의 길이, 방충재의 높이를 감안하여 하역에 지장이 없도록 적절하게 설정한다. 특히, 로딩 암의 설치 위치가 부적절한 경우 로딩 암의 조작성이 나빠지고 작업이나 점검이 용이하지 않게 되는 등의 악영향이 나타나므로 설치 위치는 해설 표 (9-1)에 따른 것이 바람직하다(해설 그림 (9-2) 참조).

해설 표 (9-1) 로딩 암의 위치

(단위 : m)

로딩 암 길이	A(최소)	A(표준)	A+B
20m급	2.0	2.5	5.0~6.0
24m급	2.5	3.0	6.0~7.0
27m급	3.0	4.5	8.0~9.0

주) 로딩 암의 최적 설치위치 결정에 필요한 치수는 (A+B)이다.



해설 그림 (9-2) 로딩 암의 설치위치 설명도

(6) 로딩 암은 암(arm) 내부가 비어있을 때 균형을 맞추기 위해 하역작업 중에는 암(arm) 내 석유 중량의 약1/2이 탱커 매니폴드에 작용한다. 이 때문에 구경 16inch 이상, 암의 길이 24m 이상 정도의 대구경·긴 로딩 암의 선단부에는 보조잭(support jack)을 설치하여 탱커 매니폴드에 작용하는 하중을 경감하는 것이 안전을 확보하는 데 바람직하다.

(7) 하역작업 중 바람이나 조류의 영향으로 탱커가 크게 이동하여 로딩 암이 작동 가능범위의 한계를 넘으면 로딩 암이 끊어져 손상을 입기 때문에 로딩 암이 작동 가능범위의 한계에 가까워졌을 때 경보를 알리는 장치를 설치하는 것이 필요하다. 로딩 암의 작동 가능범위의 한계는 로딩 암의 좌우의 수평 선회각도, 인보드 암(inboard arm)과 아웃보드 암(outboard arm)의 교각으로부터 산정된다.
로딩 암의 최대수평선회 각도는 좌우로 각각 45°, 인보드 암(inboard arm)과 아웃보드 암(outboard arm)의 최대교각은 암(arm)의 형식에 따라 180° 또는 150°의 것이 있고, 로딩 암 설치장소의 풍향, 조류 등을 고려하여 상기 최대각도보다 10° 또는, 그 이상의 여유각도를 뺀 각도가 되었을 때, 경보를 알리는 것이 바람직하다.

9-2 고무호스의 설계

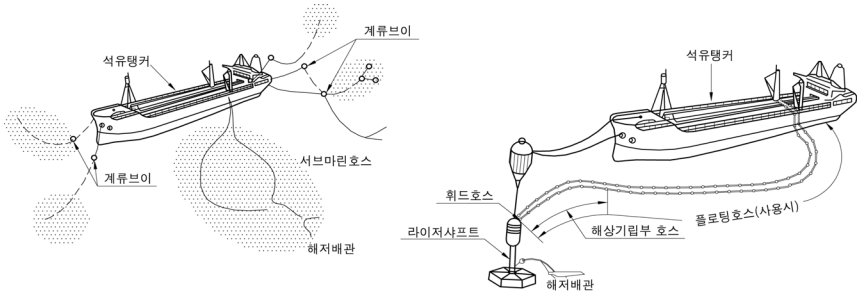
석유의 수송에 사용되는 고무호스(rubber hose)는 다음에 정하는 바에 따른다.
(1) 고무호스는 석유의 수송에 대하여 적절한 재질 및 구조로 한다.
(2) 플로팅 호스(floating hose)등 파랑의 영향을 받는 곳의 고무호스에 있어서는 특히 파의 반복 작용에 의한 피로에 대하여 충분한 내구성을 가져야 한다.
(3) 부표식 계류시설에 있어서 플로팅 호스는 선박의 항행에 방해가 되지 않도록 또, 파랑의 영향을 받지 않도록 사용하지 않을 때에는 해저에 침설(沈設)시키고, 사용 시에 부상시키는 부침(浮沈)방식으로 하여야 한다.
단, 충분히 넓은 수역에서 다른 선박의 항행에 방해가 되지 않거나, 또는 사용하지 않을 때 고무호스(floating hose)를 철거하는 경우에는 그렇지 아니하다.

[해 설]

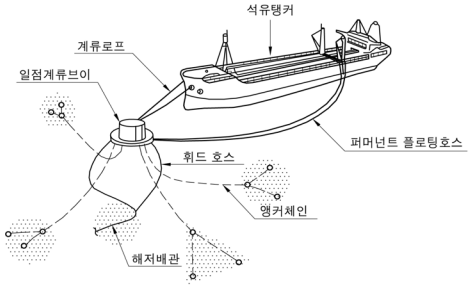
(1) 플로팅 호스(floating hose)를 철거하는 경우란, S.A.L.M.형 플로팅 호스의 해수 중에 떠오른 부분의 호스(hose)의 손상에 의한 영향을 최소화할 수 있도록 구조상의 조치가 강구되어 있는 경우를 말한다. 또한, C.A.L.M.형의 부표(buoy) 아래의 호스도 이에 준한다.

[참 고]

(1) 부표식 계류시설의 플로팅 호스에 부침방식을 사용하는 경우에는 특히 호스 부상 시에 큰 외압을 받아 호스가 변형 및 손상을 받는 일이 있으므로 모형실험 등 적절한 방법에 의하여 호스 강도 등을 결정한다.
(2) 부표식 계류시설의 고무호스는 부침방식을 사용하나, C.A.L.M.형의 경우 부표(buoy) 가까이의 호스가 부표와 함께 복잡한 운동을 하므로 호스의 손상에 주의할 필요가 있다.
또한, 대수심의 경우 호스 부상과 더불어 압력도 커져서 이에 의하여 호스에 변형 손상이 갈 가능성이 있으므로, 모형실험 등 적절한 방법에 의하여 검토하여야 한다. 만일의 호스 손상에 의한 영향을 최소한으로 억제할 구조로서 해수 중 밸브(valve)를 설치한 예가 많다. 또한, 석유를 받는 작업을 하지 않을 시에는 플로팅 호스를 제거하여 육상 또는 소정의 해면에 보관하는 것이 바람직하다.
(3) 고무호스의 설계압력은 1.5N/㎟를 표준으로 하고, 안전율은 5 이상으로 하는 것이 바람직하다.
(4) 부표식에 사용하는 고무호스에 대해서는「영국표준규격 BS-1435 및 buoy mooring forum hose standards」를 참고할 수 있다.
(5) 부표식 계류시설에는 잠수식(submarine), 부상식(permanent folat) 및 부침식이 있고(참고 그림 (9-1) 참조), 그 특징은 참고 표 (9-1)과 같다. 부침식(浮沈式)은 잠수식과 부상식의 단점을 보완하여 많은 이점을 갖고 있으므로 이 방식을 사용한다.



(a) 잠수방식 (b) 부상방식



(c) 부침방식

참고 그림 (9-1) 고무호스(rubber hose) 형식의 종류

참고 표 (9-1) 고무호스 형식의 특징

잠수식 (submarine)	부상식 (permanent float)	부침식
1. 다점계류방식의 계류시설 외에 이용할 수 없다.	1. 항상 해면에 부상되어 있으므로 파, 흐름 등에 의한 손상의 우려가 크다.	1. 부침기구를 필요로 하기 때문에 가격이 가장 고가이다.
2. 석유탱커가 하역중 동요하면 고무호스(rubber hose)가 해저를 끌어 교란할 우려가 있다.	2. 다른 항행선박에 지장이 된다.	2. 운영이 복잡하다.
3. 자연조건이 좋으면 설계가 간단하고 경제적이다.	3. 운영이 간단하다.	3. 사용하지 않을 시에는 해저에 침강해 있으므로 파, 흐름 등에 의한 손상이 적다.
4. 사용하지 않을 시는 침설 시키므로 파, 흐름 등에 의한 고무호스의 손상이 적다.	4. 플로트(float) 등에 의하여 부상되어 있으므로 가격이 다소 고가이다.	4. 타 항행선박의 지장이 되지 않는다.
5. 사용하지 않을 시에는 침설 시키므로 다른 선박 항행의 지장이 되지 않는다.		

9-3 송유도관 등

(1) 해면 밑 또는 해저면 밑에 설치되는 송유도관(送油導管) 등 및 기립(riser)부에 대하여는 「제15편 해저 파이프라인」에 따르는 것으로 하고, 해상에 설치되는 송유도관 등에 대하여도 아래에 정하는 바에 따르는 외에 「제15편 해저 파이프라인」을 준용한다.
(2) 도관 등은 풍압력, 파력, 조류력, 지진력 등의 외력 및 하중에 대하여 충분한 강도를 갖는 지지구조물에 의하여 지지되어야 한다.
(3) 선박의 항행이 예상되는 수역을 횡단하는 경우에는 선박의 항행에 지장을 일으키지 않도록 도관 등과 해면과의 사이에 필요한 공간을 확보하여야 한다.
(4) 선박의 충돌 등에 의하여 도관 등 또는 도관 등의 지지구조물이 손상을 받을 우려가 있는 경우에는 적절한 방충설비를 설치한다.
(5) 도관하부의 해저질이 와류(渦流)방출에 의해 세굴에 취약한 경우 관로(trench)를 설치하여 매설할 것을 권장한다.

[참 고]

(1) 송유도관의 설치 방식에 대하여는 선박충돌 등에 의한 송유도관 파손으로 인한 유류 유출을 방지할 수 있도록 해저매설방식과 해상 노출식 등을 종합적으로 검토 반영 하여야 한다. 특히, 외국 사례와 기술적 기준을 검토하고 해상 노출식의 경우 2중 충돌 방지공 등에 대하여도 면밀히 검토 하여야 한다.
(2) 해상에 설치되는 도관 등의 방호설비는 선박이나 표류물이 도관 및 지지구조물에 직접 충돌하지 않는 구조로 함과 동시에, 충돌에 의한 충격의 영향이 도관 등 또는 지지구조물에 직접 전달되지 않는 구조로 한다.
단, 도관 등의 지지구조물의 설계 시에 선박이나 표류물의 충돌에 대한 검토를 행한 경우에는 도관 등의 지지구조물이 도관 등의 지지와 방호설비를 겸해도 된다.
(3) 선박이나 대형 표류물의 충돌 우려가 큰 경우에는 방충공 등의 충돌에 예방조치를 강구하여야 한다.
(4) 방호설비는 풍압력, 파력, 조류력, 지지력 및 표류물 등에 의한 충격하중을 고려한 구조로 하고, 고정식 계류시설에 준하여 설계한다.

제 10 장 부대설비의 설계

10-1 소화설비 등

계류시설의 소화설비 등에 대하여는 아래에 정하는 바에 따른다.

(1) 고정식 계류시설에 있어서는 잔교에 접안중인 대상 초대형석유 탱커의 탱크 부분 및 하역설비를 유효하게 보호(cover)할 수 있는 포말소화설비(泡沫消火設備)를 설치한다. 단, 설치하는 것이 극히 곤란한 경우에는 소방선 등을 부근에 대기시킨다.

(2) 고정식 계류시설에 있어서는 하역설비 및 돌핀상의 건물 등 화재 시 화열(火熱)에 의하여 손상을 입을 우려가 있는 곳에 워터커튼(water curtain) 등을 설치한다.

(3) 부표식 계류시설에 있어서는 소방선, 작업선 등을 유효하게 배치한다.

(4) 초대형석유 탱커가 잔교에 접안 중에는 경계선을 배치한다. 단, 소방선을 배치하는 경우는 제외된다.

[참 고]

(1) 포말소화설비는 아래의 기준을 만족하여야 한다.

① 노즐(nozzle)의 높이는 공선 시(空船時)의 대상 초대형석유 탱커의 소화 작업에도 유효한 높이로 하여야 한다.

② 포말방수능력은 해당시설에 계류하는 대상 탱커 중에서 서로 인접하는 2개의 측면 탱크(side tank)의 합계 표면적의 최대면적을 A ㎡로 했을 때, 12A ℓ/min 이상이어야 한다.

③ 포말원액의 보유량은 3% 원액의 경우 9A ℓ 이상, 6% 원액의 경우 18A ℓ 이상이어야 한다.

(2) 워터커튼(water curtain) 등은 아래의 기준을 만족하여야 한다.

① 분무 해드(head)의 방수압력은 35N/㎠ 이상이어야 한다.

② 방수량은 방호물의 표면적 1㎡ 당 4 ℓ/min 이상이어야 한다.

③ 워터커튼 등에 관한 상기의 규정은 일본소방청 자료 및 미국의 「national fire code」에 의한 것이다.

(3) 수원(水源)으로 해수를 피하는 경우에는 충분한 수원이 확보되어야 한다.

(4) 기름의 해면 유출 등 예기치 못한 사태가 발생하여 소화불능인 경우에는 석유 탱커 등을 항외(港外)의 안전한 장소로 이동해야 한다. 이 경우 예선, 소방선 등을 준비하여야 한다.

10-2 누출유 처리설비

(1) 초대형 탱커의 하역 중에는 유류 회수능력을 갖고 있는 선박을 유효하게 배치함과 동시에, 해양오염 및 해양재해의 방지에 관한 법률의 규정에 의한 오일펜스(oil fence), 유처리제(油處理濟]) 및 유흡착제(油吸着劑) 등의 누출유(漏出油) 방제자재를 준비한다. 또, 회수기름을 처리 또는 수용하기 위한 시설을 확보해 둔다.

(2) 고정식 계류시설에 있어서는 누출유 방제자재 및 소화제 기타의 모든 기자재를 수용하는 격납고를 계류시설 상에 설치함과 동시에 접안중인 초대형 탱커의 모든 주위에 부침식 오일펜스를 설치하는 것이 바람직하다.

(3) 부표식 계류시설에 있어서는 누출유 방제자재, 소화제 기타의 모든 기자재를 경계선, 작업선 등에 탑재 보관하는 것이 바람직하다.

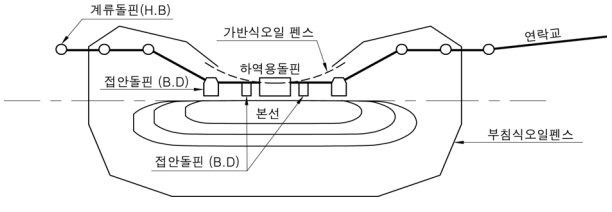
[참 고]

(1) 오일펜스(oil fence)는 풍속 15m/s, 파고 1.5m, 조류 1kt의 조건하에서 누출유(漏出油) 표면의 확산방지의 기능을 갖는 것이 바람직하다.
따라서 오일펜스는 계류시설의 지리적 조건에 따라서 다르나 수면 밑의 유효길이 400㎜ 이상, 수면상의 유효길이 300㎜ 이상의 것이 필요하고, 설치하는 경우에는 정부의 형식승인을 받은 오일펜스를 쓰는 것이 바람직하다.

(2) 오일펜스는 정치식(定置式)과 이동식(移動式)의 2종류로 대별되는데 어느 것이나 신속하고 확실하게 설치되는 것이라야 한다. 오일펜스의 보유에 대하여 적어도 다음 오일펜스의 설치가 가능한 수량을 확보되어야 한다.

(3) 특히 고정식 계류시설에 있어서 초대형 탱커의 계류 시, 그 주위에 오일펜스를 설치하는 경우에는 전연장이 1,000~1,500m가 되고 입선시마다 작업선으로 이동식 오일펜스를 설치하는 것은 많은 노력을 필요로 하며, 특히 풍파가 높은 경우, 그 작업은 극히 곤란하므로 안전면에서도 문제가 있다.
따라서 상시에는 해저에 침저시켜 두고, 초대형 석유탱커의 계류 시에 부상시켜서 초대형 석유탱커의 주위에 확실히 설치할 수 있고 더구나 누출유의 확산방지 효과가 높은 부침(浮沈) 기능을 가진 정치식(定置式) 오일펜스를 설치하는 것이 바람직하다.
그러나 초대형 탱커의 이접안시 긴급한 경우에 가동되는 본선의 프로펠러(propeller)에 의해 해저에 침하해 있는 오일펜스가 이동하여 조선에 지장을 초래하지 않도록 배려할 필요가 있다.

(4) 고정식 계류시설의 경우, 오일펜스의 설치방법은 보통 참고 그림 (10-1)과 같이 초대형 석유 탱커를 둘러싸서 설치하고 일부분에 가반식(可搬式) 오일펜스를 설치하여 작업선 등의 통항이 편리하게 하는 방법이 많이 사용되고 있다. 1점계류부표식 계류시설에서는 초대형 탱커 매니폴드 주변 또는 초대형 탱커 매니폴드 주변과 부표주변의 사이에 설치하는 것이 보통이다.



참고 그림 (10-1) 오일펜스 설치도

(5) 유처리제(油處理劑)는 2차 재해를 일으키는 성질이 있으므로 흡착제를 회수하여 기름을 처리할 수 있는 양의 처리제를 보유할 필요가 있다.

10-3 체유제거 및 치환장치

(1) 고정식 계류시설에 기립(rising) 송유도관 등을 갖는 경우에 있어서 하역을 하지 않을 때에는 해당 연결부의 석유를 물 또는 질소가스 등으로 안전하게 치환(置換)할 수 있는 구조로 한다. 또, 고정식 계류시설의 로딩 암 및 계류시설상의 도관 등내의 체유(滯油)를 제거하기 위하여 체유제거 펌프를 설치하는 등의 체유를 처리하는 조치를 강구한다.

(2) 부표식 계류시설에 있어서는 기립(riser)부의 호스 및 플로팅 호스의 체유(滯油)를 물 또는 질소가스 등으로 안전하게 치환할 수 있는 구조로 하고, 작업선 등에 치환장치((置換裝置)를 설치한다. 단, 이와 동등 이상의 안전상의 효과가 있는 조치를 강구한 경우에는 제외된다.

[해 설]

(1) 상기규정은 표류물 등이 계선시설에 충돌하여 석유가 대량으로 유출할 우려가 있는 경우에 해당되는 것이다.

(2) 선박의 충돌사고 등에서 하역용 돌핀 등이 무너진 경우, 해저도관의 기립(riser)부의 절손에 의하여 석유가 대량으로 유출하는 것을 방지하기 위해 기립(riser)부 도관의 하단을 구스 넥(goose neck)으로 하고 이 부분으로부터 상부의 석유를 물 또는 질소가스 등으로 치환하는 장치를 설치할 필요가 있다. 이 경우 치환 방법으로서 물로 치환하는 경우에는 해저도관내부의 부식을 고려하여 이 부분의 관 두께를 두껍게 하거나 또는 방식대책을 강구할 필요가 있다. 그리고 치환한 석유는 방화(防火)상 안전한 소형 유조선 등으로 수거하여 육상의 탱크 내에 저장해야 한다. 치환한 물은 석유를 받아야 할 때마다 육상의 탱크내로 들어가게 된다.
질소가스 등의 치환인 경우에는 가스의 도피를 아주 적게 하지 않으면 보급이 용이하지 않다. 이 경우에는 관의 부식의 염려는 없다.

(3) 체유제거 펌프의 능력은 긴급 시 로딩암의 분리 시간을 단축하기 위하여 1시간당 30㎘ 이상의 것이 바람직하다.

(4) 부표식 계류시설의 플로팅 호스(floating hose) 중의 석유는 통상, 하역종료 후 기름 회수 작업선 등의 펌프를 이용하여 해수로 치환되고 치환한 석유는 작업선의 슬롭탱크(slop tank) 또는 바지(barge)선 등에 넣어서 처리하고 있다. 또, 기립(riser)부의 호스에 대하여는 종래에는 체유의 치환을 하지 않는 경우가 많았으나, 표류물 등의 충돌에 의하여 석유가 대량으로 유출하여 해양오염을 야기할 우려가 있다고 생각되는 1점계류부표식 계류시설에 대하여는 이를 방지하기 위하여 호스내의 체유를 안전하게 치환할 필요가 있다. 이 경우 치환의 방법으로서는 물로 치환하는 경우는 해저도관의 선단을 구스 넥(goose neck)으로 하여 그 앞에 기립호스(riser hose)를 설치하여, 치환장치를 장치한 작업선으로 하역종료 후 치환작업을 하거나, 상기의 석유 탱커로부터의 송수(送水)에 의하여 기립부(起立部) 호스 내의 석유도 동시에 해저도관으로 보내는 등의 방법이 있다.
또한, 이와 같이 한 호스내의 체유가 대량으로 유출하는 것을 방지할 목적에 대하여 상기와 같은 방법에 대신하는 충분한 안전상의 효과를 갖는다고 생각되는 조치가 별도 강구된다면, 본 규정을 적용하지 않아도 된다.

10-4 보안계장(保安計裝) 설비

10-4-1 접안속도 측정 장치

(1) 고정식 계류시설에는 필요에 따라서 접안하는 초대형 탱커의 접안속도를 검지하기 위하여 접안속도 측정 장치를 설치한다.
(2) 접안속도 측정 장치는 필요에 따라 방폭형(防爆形)으로 한다.
(3) 접안속도 측정 장치는 접안속도의 측정과 동시에 접안돌핀(breasting dolphin)과 초대형 탱커의 거리를 측정하는 기능을 갖고 있도록 한다.
(4) 접안속도, 거리의 측정치를 즉시 정확히 조선자에 전달할 수 있는 설비를 설치한다.

[참 고]

(1) 초대형 탱커의 접안 조선에 있어서 그 선교(船橋)에서 수면을 내려다보며(예를 들어 20만 톤급 석유 탱커의 만재 시에 있어서 조선자의 눈의 높이는 수면상 약 27m 부근에 있게 된다.), 접안속도를 목측한다는 것은 매우 곤란하다. 이 때문에 조선자를 도와 선체와 돌핀의 충돌이나 파괴를 방지하기 위하여 접안속도를 측정하기 위한 장치를 설치하는 것은 매우 유효하다.
(2) 돌핀과 선체의 거리는 선폭을 기준으로 하여 목측하면 조선상 중대한 지장은 없으나 그 거리를 정확히 아는 것은 안전 조선상 상당한 의의가 있다. 측정거리는 100m 전후까지 가능한 것이 바람직하다.
(3) 계류시설 측에 있어서 선박의 접안속도를 측정한 경우, 이것을 즉시 선박위에 조선자에게 전달할 필요가 있다. 이 통신수단으로서는 시각이나 청각에 의한 방법이 있다. 전자는 등화(燈火) 등에 의한 표시이고, 후자는 스피커(speaker), 휴대무선전화(tranceiver) 등에 의한 전달이다. 등화(燈火)에 의한 표시는 디지털(digital)에 의하는 것 이외에 등화의 색채에 의하여 안전속도, 위험속도 등을 구별하거나 여러 개의 등화를 속도에 따라서 점등하는 등, 여러 가지 방식이 있다. 또, 휴대무선전화는 편리하기는 하나 혼신이 많다는 단점이 있다.

10-4-2 압력검지 장치 등

(1) 고정식 계류시설에는 아래에 정하는 바에 따라 압력검지(壓力檢知) 장치 등을 설치한다.
① 하역시의 도관내의 압력을 검지하기 위한 압력계를 설치한다.
② 계류시설상의 방안의 공기 도입구 부근에는 가연성 가스의 농도를 검지하기 위한 농도 검지 장치를 설치한다.
③ 계류시설상의 화기를 사용하는 방안에는 바깥공기와의 압력차를 검지하기 위한 압력차 측정장치를 설치한다.
(2) 부표식 계류시설에 있어서는 고무호스와 초대형 탱커와의 접속부에, (1) ① 에서 정하는 압력계가 설치되는 구조로 한다.

[참 고]

고정식 계류시설에는 지진을 검지하기 위한 지진계를 설치하는 것이 바람직하다. 지진계는 모든 고정식 계류시설에 설치할 필요는 없으나, 설치하는 경우에는 설치하는 곳에 대하여 선박의 충격력이나 파랑의 충격력을 받지 않도록 충분히 고려한다.
또, 지진계의 설치에 있어서는 구조물의 진동기록 뿐 아니라 지반의 진동기록을 취할 수 있는 것이 구조물의 진동특성을 파악하는데 있어서 극히 중요하므로 이 점에 대하여 충분히 고려하는 것이 바람직하다.

10-4-3 경보장치

(1) 고정식 계류시설에 있어서는 아래에 열거한 이상 시에 경보를 할 수 있는 경보장치(警報裝置)를 설치한다. 단, 송유도관 등에 관한 경보장치에 대하여는「제15편 제10장 보안설비」등에 따른다.
① 「본편 10-4-2 압력검지 장치 등」에 접하는 농도검지장치가 소정의 농도이상의 농도를 검지한 경우
② 「본편 10-4-2 압력검지 장치 등」에 접하는 압력차 측정장치가 소정 이하의 값을 검지한 경우
③ 로딩 암(loading arm)이 소정의 작동범위를 초과한 경우
(2) 경보장치의 수신부는 계류시설상의 방안에 설치하는 외에 필요에 따라 소요의 장소에 설치한다.

[해 설]

(1) 상기(1) ①에서 말하는 소정의 농도란 폭발 하한계의 1/3 이하로 하는데 건물에서의 화기의 이용유무 등 이용 상황에 따라서 더욱 엄격하게 한다.
(2) 로딩 암에 대하여는「본편 9-1 로딩 암」을 참조한다.

[참 고]

(1) 초대형 탱커의 유류하역펌프는 통상 벌류트 펌프(volute pump)를 사용하고 있으며 그 체절압은 1.5N/㎟ 정도이므로 석유배관, 로딩암 및 고무호스의 설계압은 일반적으로 1.5N/㎟로 하고 있다.
(2) 위험물을 취급하고 있는 하역용 돌핀의 상부 경보장치 등에 대하여는 그 위험도에 따라 방폭형의 것을 사용하고 화기사용은 건물 내부로 제한한다. 이 건물 내에는 건물 상부에 설치되는 높이 10m정도의 흡기탑으로부터 송풍기로 흡기하여 건물 내를 외부공기 이상의 일정한 압력으로 승압시키도록 한다. 이 압력차가 줄어들어 소정의 값 이하가 되면 경보를 알리는 시스템을 설치해 둘 필요가 있다.
이 소정의 값은 화기(火器)의 크기, 사용빈도 등 건물 내의 이용현황에 따라 적절히 정하면 되지만, 취사용으로 화기를 사용하거나 여러 사람이 출입하는 건물 내에서는 수은주 5.3kPa정도, 작업용 및 휴게용 건물 내에서는 1.3kPa정도로 하여 해두는 것이 보통이다.
(3) 지진계를 설치하는 경우에 있어서는 해당 지진계가 설정값 이상의 가속도의 지진동을 검지했을 때 경보를 알리는 장치를 설치하는 것이 바람직하다.

10-4-4 풍향·풍속계, 파고계 등

계류시설 또는 그 주변의 적절한 곳에 풍향 및 풍속을 관측하는 설비를 설치한다. 다시, 필요에 따라 파고, 유향 및 유속을 관측하는 설비를 설치한다.

[참 고]

(1) 통상, 0.5kt 이상의 조류가 있는 곳에서는 유향 및 유속을 파악할 수 있는 조치를 강구해 두는 것이 바람직하다.
(2) 외해에 있는 일점 또는 다점계류부표에서는 가급적 파고계를 설치하여야 한다.
(3) 계측기 등은 반드시 계류 시설 상에 설치할 필요는 없으나, 다른 수단에 의하여 측정치를 파악할 수 있는 조치를 강구하여야 한다.

10-5 계류시설의 위치를 나타내는 표지등 등

계류시설의 위치를 나타내는 표지등(標識燈) 등의 설치에 있어서는「제13편 항로표지시설」에 준한다.

10-6 조명설비

고정식 계류시설의 조명설비(照明設備)에 대하여는 아래에 정하는 바에 따른다.

(1) 조명설비는 하역작업, 이접안작업, 긴급시의 조치, 야간의 보행자를 고려하여 배치한다.

(2) 조명설비는 하역작업 중 및 이접안 작업 중에는 작업을 안전히 행할 수 있는 조도(照度)를 갖도록 하고, 상시에는 보행에 지장이 없는 조도를 갖도록 한다.

(3) 조명설비의 위치 및 투광각도(投光角度)는 선박의 항행에 장해가 되지 않도록 설치하고, 필요에 따라 후드(hood) 등을 설치한다.

(4) 폭발의 위험이 있는 곳에서의 조명설비는 모두 방폭형(防爆型)으로 한다.

[해 설]

(1) 하역용 돌핀의 조도는 하역작업을 행하기 위하여 직접 작업에 지장이 있는 로딩 암 부근, 사다리 부근, 차단밸브 부근 등을 특히 밝게 할 필요가 있다.

(2) 접안돌핀, 계류돌핀은 주로 초대형 석유 탱커의 계류작업을 행하므로 이 작업에 지장이 없는 밝기가 필요하다.

(3) 연락교는 보행에 지장이 없는 밝기가 필요하다.

(4) 조명설비에 대해서는 「제8편 15-5 조명설비」를 참조한다.

[참 고]

각 시설에 있어서 기준 조도는 다음 값을 참고하여 적절히 결정할 필요가 있다.

하역용 돌핀 전체 : 50～100 lx,

로딩 암 및 사다리, 차단밸브 부근 : 100 lx.

접안돌핀, 계류돌핀 : 20～50 lx.

연락교 : 20～30 lx.

10-7 동력설비 등

고정식 계류시설의 동력설비 등에 있어서는 아래에 정하는 바에 따른다.

(1) 동력설비(動力設備)는 충분한 성능과 안전성을 가져야 한다.

(2) 보안용(保安用)으로 쓰이는 부대설비의 예비 동력원은 상용 전력원이 고장난 경우, 안전하고 신속하게 상용 전력원에서 예비동력원으로 전환됨과 아울러 해당설비를 유효하게 작동할 수 있는 용량이 있어야 한다.

[해 설]

동력설비에는 수발전설비(受發電設備), 저압배전설비(低壓配電設備), 소화 펌프 구동용 및 비상용 발전설비, 직류발전설비(直流發電設備)가 있다.

10-8 통신설비

계류시설의 통신설비에 있어서는 아래에 정하는 바에 따른다.

(1) 계류시설에는 초대형 석유 탱커 측의 운전상황을 상시 파악하기 위하여 전화 또는, 휴대무선전화(tranceiver), 무선호출기(paging), 기타의 통신이 가능한 설비를 설치한다. 단, 부표식 계선설비에서는 작업선의 통신설비가 사용되는 경우는 제외된다.

(2) 통신설비의 수신부는 긴급한 통보를 받았을 때, 즉시 필요한 조치를 강구할 수 있는 장소에 설치한다.

(3) 통신설비의 수신부를 설치하는 장소에는 해상보안기관 등에 긴급 통보가 가능한 설비를 확보한다.

[참 고]

(1)통신설비의 발신부는 고정식 계류시설에서는 통상 계기실내에 설치되어 있고, 통신설비의 수신부는 석유 터미널의 조유(操油)계기실에 설치되어 있다.

(2) 전화는 해저통신 케이블에 의하여 석유 터미널의 전화 교환기를 통하여 접속된다.

(3) 휴대무선전화(tranceiver)는 본체(main)는 계류시설상의 계기실에 설치하고, 워키토키(walkie-talkie)를 육상의 석유 터미널 초대형 탱커 및 계류시설의 여러 곳에 설치하여 통신한다.

(4) 무선호출기(paging)는 주로 계류시설상의 각 장소 및 초대형 탱커와의 연락에 사용된다.

10-9 승강설비

계류시설에는 사람이 충분히 안전하게 승강할 수 있는 손잡이를 포함한 안전한 승강설비(昇降設備)를 설치한다. 단, 부표식 계류시설에서는 사람의 승강을 필요로 하지 않는 소형 부표의 경우에는 설치하지 않는다.

[해 설]

고정식 계류시설에서는 계류 중인 선박의 승무원 가족 등이 면회를 위하여 승선하는 등의 경우가 있으므로 이들 일반인들도 충분히 안전하게 승강할 수 있는 설비를 설치하여야 한다.

제 11 장 시설의 유지관리

11-1 일 반

초대형 탱커가 안전하고 원활하게 이용할 수 있도록 아래에 정하는 바에 따라 유지관리를 행한다.

11-2 점검기준

(1) 초대형 탱커용 시설의 설치자는 해당시설의 모든 설비의 유지관리를 위하여 관계법령에 근거한 검사를 받는 외에 다음에 열거하는 설비에 대하여 점검의 기준을 정하는 바에 따라서 점검 한다.
① 송유도관등
② 로딩암(loading arm)
③ 고무호스(rubber hose)
④ 앵커체인(anchor chain)
⑤ 방충설비
⑥ 1점계류부표식 계류시설에 설치되는 계류라인
⑦ 부표(浮漂)
⑧ 전기방식을 적용한 설비
⑨ 기타 각종 보안방재대책 관련설비
(2) 점검은 년 1회 이상의 총점검 이외에 해당시설에 강력한 외력이 작용하는 등 이상상황이 있는 경우에도 실시한다.

[해 설]

(1) 초대형 탱커용 시설의 설치자는 해당시설의 유지관리 책임자를 정하여 점검을 계획적으로 실시한다.
(2) 송유도관 등의 점검에 있어서는 상용압력을 적절히 할증한 압력에서의 내압시험을 정기적으로 할 필요가 있으며 또, 고무호스, 앵커체인, 일점계류부표식 계류시설에 설치되는 계류라인, 부표 등은 정기적으로 잠수하여 점검을 행함과 동시에 필요에 따라 육상으로 인양하여 점검을 할 필요가 있다.
(3) 점검은 점검표를 작성하여 계획적으로 실시한다. 또한, 이들 점검 또는 검사결과의 기록은 조치의 경위와 함께 보존하여 장래의 참고로 하여야 한다.

[참 고]

(1) 송유도관 등의 내압시험(耐壓試驗)에서 시험압력으로는 상용압력의 1.5배 이상으로 하는 것이 바람직하다.
(2) 고무호스는 1~2년마다 교체하는 것이 바람직하다.
(3) 앵커체인의 최초의 점검은 신규설치 후 반년 경과한 시점에서 착수하여 점검하는 것이 바람직하다.
(4) 1점계류부표식 계류시설에 설치하는 계류라인은 4~6개월마다 교체하는 것이 바람직하다. 또, 계류라인 단부의 계류 체인도 필요에 따라서 점검하여 교체하는 것이 바람직하다.
(5) 전기방식을 적용한 설비에 있어서는 방식전위의 측정을 년 2회 이상 하는 것이 바람직하다.

[참고문헌]

1) Hans Agerschou, Helge Lundgren and Torben Sorensen, Torben Ernst Jens Korsgaard Leif Runge Schmidt and Wee Keng Chi(1983), “Planning and Design of Ports and Marine Terminals”, John Wiley & Sons Ltd., pp.204-212
2) 鞠谷宏士, 岩井 聰(1972), ″日本航海學會論文集 47号 超大型ドルフィン係留模型實驗 (第2報)″, pp.53～61
3) 谷本勝利, 小船浩治, 北谷高雄, 高橋重雄, 山本庄一, 小松和彦, 轟 正彦(1973), ″昭和48年度 港湾技術研究所講演會講演集″, 杭式シーバースの波力の問題, pp.1～45
4) 鞠沿岸開發技術研究センター(1999), ジャケット工法設計施工マニュアル
5) 伊藤喜行, 千葉 繁(1972), ″浮防波堤の水理に關する近似理論と応用, 港湾技術研究所報告″ Vol.11 No.2
6) 日本建築學會(1995), 鋼管構造計算規準・同解說, 丸善
7) 日本港湾協會(1999), 港湾の施設の技術上の基準・同解說 第12編 超大型石油タンカー用施設
8) 日本港湾協會(2007), 港湾の施設の技術上の基準・同解說 第4編 施設編 第7章 荷さばき施設

제 15 편

해저 파이프라인

제1장 총 칙
제2장 노선의 선정
제3장 설계의 기본방침
제4장 설계외력 및 하중
제5장 재 료
제6장 도관의 설계
제7장 방식, 접합방법 및 가열 보온설비
제8장 도관 등의 부설
제9장 도관 등의 시험 검사
제10장 안전설비
제11장 보수 및 안전관리

MINISTRY OF OCEANS AND FISHERIES 해양수산부

제 15 편 해저 파이프라인

제 1 장 총 칙

1-1 적용범위

본편은 해저 파이프라인(pipeline)을 부설, 또는 이것을 개조하는 경우에 적용한다. 또한, 본편에서 대상으로 하는 해저 파이프라인은 다음에 제시하는 시설들이다.

(1) 해면 하, 또는 해저면 하에 부설하는 도관 등 및 기타의 공작물과 이들의 부대설비

(2) 해면 하로부터 해면상 또는 육상에 이르는 도관(導管) 등으로서 해당 도관의 최초에 설치되는 차단밸브까지의 부분 및 기타의 공작물과 이들의 부대설비

[해 설]

(1) 해면 하에 부설되는 파이프라인(pipeline) 전부를 해저 파이프라인이라 한다. 해면상에 올라온 파이프라인은 석유 탱커용 시설상의 파이프라인 또는, 육상의 파이프라인이지만 일반적으로 위로 올라온 부근의 도관에 차단밸브를 설치하고 있으므로 본편에서의 해저 파이프라인은 이들 차단밸브 상호간을 말한다. 또한, 수송하는 물질은 그 안전성이 요구되는 석유류를 주로 대상으로 한다.

1-2 정 의

본편에서 다음에 열거하는 용어는 아래에 정하는 바에 따른다.

(1)「석유(石油)」는 원유, 휘발유, 등유, 경유 및 중유를 말한다.

(2)「도관(導管)」이란 파이프라인(pipeline)에 속하는 강관(鋼管)을 말한다.

(3)「도관계(導管系)」는 도관 등 및 기타의 공작물과 이들의 부대설비에 의하여 구성되는 수송계통을 말한다.

(4)「해저 파이프라인」이란 석유의 수송을 행하는 다음에 열거하는 시설의 총체를 말한다.

① 해저면 또는 해저면 하에 부설하는 도관 등 및 기타의 공작물과 이들의 부대설비

② 해저면으로 부터 해면상 또는 육상에 이르는 도관 등에서 해당도관의 최초에 설치되는 밸브까지의 부분(이하「기립(riser)부」라 말한다.) 및 기타의 공작물과 이들의 부대설비

(5)「석유 터미널(oil terminal)」이란 펌프 또는 탱크를 설치하고, 석유 탱커(tanker)에 석유의 송출 또는 석유 탱커로부터 석유의 수입을 행하는 장소를 말한다.

(6)「상용압력(常用壓力)」이란 정상기에 있어서 도관내의 최고 운전압력을 말한다.

(7)「도관 등의 매설깊이」란 부유토(浮遊土)를 제거한 해저면으로부터 도관 정상부(頂上部)까지의 거리를 말한다.

제 2 장 노선의 선정

해저 파이프라인(pipeline)의 노선은 항만시설 등의 현황 및 장래계획, 해상교통량 및 해면이용의 상황과 지형, 지진 및 파랑·자연조건에 대하여 조사·검토하여 적절히 선정한다.

[해 설]

(1) 해저 파이프라인의 노선이 항만시설(항로, 박지 등 수역시설을 제외), 해안보전시설 및 이들의 계획기준선과 교차 또는 인접하는 것은 피하도록 한다. 단, 해당시설의 기능을 방해하지 않도록 조치를 강구하는 경우와 도관 등의 기립(riser)부에 대하여는 이 제한을 받지 않는다.

(2) 일반적으로, 해저 파이프라인의 노선은 부설거리가 가장 짧게 되도록 기종점(起終點)을 직선으로 연결하는 것이 경제적이다. 그러나 기존의 항만시설이나 해상교통을 고려하여 안전한 노선 선정의 필요성 때문에 평면적으로 직선노선이 되는 것은 거의 없다. 노선의 선정에 있어서는 다음사항을 고려한다.

① 항만시설 등의 현황과 장래계획

항만시설 또는 해안보전시설의 기준선과 교차하지 않도록 해저 파이프라인의 노선을 선정하여야 한다. 또, 이들 시설의 계획 기준선에 대하여도 같은 고려가 필요하나 부득이 수역시설을 횡단하지 않을 수 없는 경우에는 적절한 조치를 강구한 뒤, 최단거리로 횡단하도록 선정한다.

② 해상교통과 해면이용

선박으로부터의 투묘(投錨), 주묘(走錨)에 의한 위험을 피하기 위하여 해저 파이프라인을 부설할 예정 해역에서의 항행선박의 선형, 항로, 앵커(anchor)의 중량 등을 조사하고 아울러 긴급 시 또는 이상기상 시에 선박의 피박(避泊)방법을 파악하여 이들의 영향이 없는 노선의 선정한다. 또, 어업 및 레저 관계에 대하여도 그 이용 상황 조사한다.

③ 자연조건 등

자연조건 등은 해저 파이프라인의 부설 후의 안전성, 매설깊이의 결정 및 부설방식 결정에 있어서 중요하므로 항목별로는 다음과 같은 조사를 수행한다.

가. 해저의 지형(수심, 기복, 표사 등)의 조사

나. 해저의 지질(표층토질, 단층, 물리시험 등)의 조사

다. 파랑, 조류, 바람 등의 조사

라. 해저장해물, 부설물(敷設物), 매설물 및 위험물의 조사

④ 노선 선정에 있어서 유의사항

이상의 조사결과를 기본으로 도관 등을 안전하게 유지할 수 있는 평면 및 종단형상을 갖는 노선을 선정하여야 하나, 도관 등을 해저면 하에 매설하는 경우에는 암반, 암초 등의 단단한 지반 지역이나 지반의 지지력을 기대할 수 없는 연약지반 지역은 피하는 것이 좋다. 또, 지진 시에 해저지반이나 되메운 흙의 액상화(液狀化) 여부를 충분히 검토한다.

(3) 위에 열거한 사항에 대하여 조사 검토한 내용을 종합적으로 평가하여 노선을 선정하게 되는데, 해저 파이프라인의 부설 후의 유지, 보수 등이 곤란한 시설인 점을 고려하여 경제성보다는 파이프라인의 안전성 확보 측면에서 노선을 선정하고, 대안 2~3개 노선을 계획해 두어야 한다.

[참 고]

노선의 선정에 있어 조사해야 할 항목을 참고 표 (2-1)에 보여준다.

참고 표 (2-1) 조사항목 및 내용

항 목	내 용
항만시설 등의 현황과 장래계획	항만시설(외곽, 계류, 수역시설) 해안보전시설(호안, 제방 등) 위치 기타의 시설(검역묘지, 등표 등) — 기준선 등
해상교통과 해면이용	통항선박의 선형, 항로, 앵커(anchor)의 중량 긴급 투묘의 방법, 피박지 어선의 행동, 어업구역의 위치 레저 수역의 위치 기타
자연조건	해저지형(수심, 기복, 표사 등) 해저지반(토질, 단층, 물리시험 등) 파랑, 조류, 바람 등
기 타	장해물(침선, 콘크리트 등) 부설물(케이블, 파이프라인 등) 위험물(기뢰, 폭탄 등)

제 3 장 설계의 기본방침

해저 파이프라인(pipeline)의 설계는 부설 또는 사용 시 안전상 필요한 기능을 만족시키도록 행한다. 설계에 있어서는 수송하는 유체 등의 조건, 노선부근의 자연조건, 파이프라인의 기립(riser)부 부근의 지형조건 및 해상교통 상황 등에 관한 조사를 실시한 후 이들 조사결과를 고려한다.

[해 설]

(1) 설계에 있어서는 수송유체 등의 조건, 해저지형, 지질조건을 상세히 파악하기 위하여 필요한 조사를 한다.

(2) 수송유체 등의 조건은 계획 최대수송량, 유체 등의 특성(예를 들면 점도, 비중 등)이며, 이들로부터 필요로 한 도관의 본수, 도관의 내경 등이 구해지는 것이다. 이들 기본적인 개념에 대하여는 「본편 4-8 내압」을 참조한다.

(3) 해저지형 및 지질조건에 대하여는 노선의 선정에 관한 조사의 단계에서 기본적인 조사는 하고 있으나, 추정된 노선에 따라 상세한 조사가 필요하게 된다. 수심측량(水深測量)은 음향측심기 등에 의해 노선을 따라 기준선 직각방향으로 실시하고 지질의 전반적인 조사는 음파탐지 등에 의하여 실시하고, 샘플링(sampling), 사운딩(sounding) 및 코어 보링(core boring)을 행한다.

[참 고]

(1) 해저 파이프라인의 설계절차에 대하여는 세부설계에 이를 때까지 매우 넓은 범위의 지식이 필요

하고, 또 이들에 관한 기술개발도 활발히 행해지고 있으므로 이들 성과를 고려하여 합리적이고 안전한 설계를 행하는 것이 필요하다.

(2) 설계에 있어서 해저 파이프라인의 내용연수(耐用年數)를 어떻게 취하느냐는 중요한 사항이지만 다른 파이프라인에 관한 기준 등에 있어서도 사고방식이 명확하지는 않고, 파이프라인 그 자체에 요구되는 기능발휘연한(機能發揮年限)에 의하여 결정되는 것이다. 석유 탱커용 시설과 관련된 해저 파이프라인에서는 계류시설 자체의 내용연수를 고려하여 정할 필요가 있다.

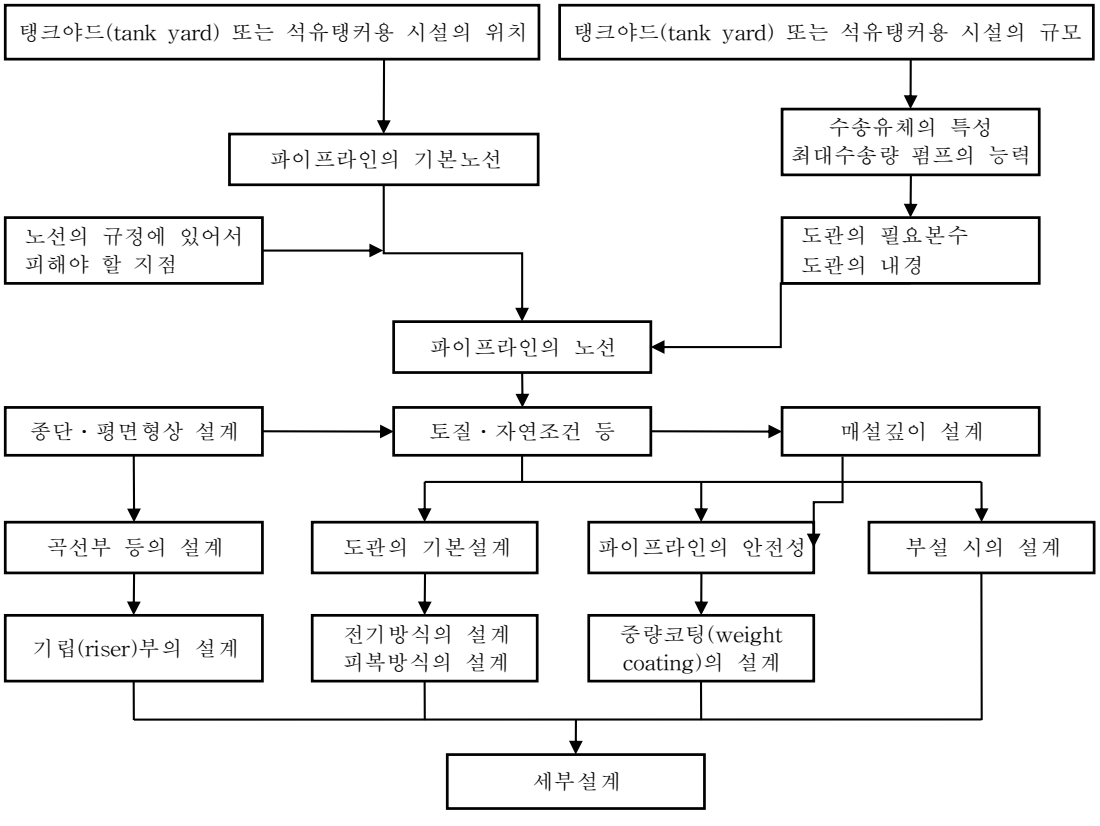
(3) 해저 파이프라인은 선박항행이 예상되는 수역을 횡단할 경우 선박의 항행에 지장이 없도록 도관과 선박 사이에 필요한 공간을 확보해야 한다,

(4) 선박의 충돌 등에 의해 도관 또는 도관 지지구조물이 손상을 받을 우려가 있는 경우 적절한 방호설비를 설치해야 한다. 이 경우 방호설비는 바람, 파랑, 지진동, 표류물에 의한 충격력 등을 고려한 구조로 한다,

(5) 해상에 설치된 도관의 방호설비는 선박과 표류물이 도관 및 지지 구조물에 직접 충돌하지 않는 구조로 하며, 충돌에 의한 충격력이 도관 및 지지구조물에 직접 전해지지 않는 구조로 하는 것이 바람직하다,

(6) 선박과 대형표류물이 충돌할 우려가 큰 장소에서는 방충공 등 충돌 예방조치를 강구할 필요가 있다.

(7) 해저 파이프라인의 설계절차는 참고 그림 (3-1)에 나타낸 순서에 따르는 것이 바람직하다.



참고 그림 (3-1) 해저 파이프라인의 설계 순서

제 4 장 설계외력 및 하중

4-1 외력 및 하중의 종류

도관 등의 구조는 다음 외력 및 하중 등에 대하여 안전한 것으로 한다.
(1) 풍압력
(2) 파 력
(3) 흐름의 힘
(4) 지진력
(5) 토 압
(6) 수 압
(7) 자중 및 재하하중
(8) 부 력
(9) 내 압
(10) 투묘(投錨)에 의한 충격하중
(11) 진동의 영향
(12) 온도변화의 영향
(13) 부설 시의 하중
(14) 타 공사에 의한 영향

[해 설]

(1) 도관 등에 작용하는 하중 중에서 토압, 수압, 자중 및 재하하중, 부력 및 내압을 주하중(主荷重)이라 하고 풍압력, 파력, 흐름의 힘, 지진력, 투묘에 의한 충격하중, 진동의 영향, 온도변화의 영향, 부설 시의 하중, 타 공사에 의한 영향은 종하중(從荷重)이라 한다.
(2) 도관 등에 작용하는 하중은 설계에 있어서 고려해야 할 것이며, 해저 파이프라인의 부설조건에 따라 적절히 선택할 필요가 있다.
(3) 종하중은 한 종류만이 주하중에 추가된다. 단, 풍압력, 파력 및 흐름의 힘에 대하여는 필요에 따라 동시에 작용시켜도 된다.

4-2 풍압력

기립(riser)부의 도관들에 대하여는 이에 작용하는 풍압력을 고려한다.

[해 설]

(1) 도관 등에 작용하는 풍압력은 수평방향으로 작용하는 것으로 하고 도관들의 유효수직투영면적에 대하여 1.5kN/㎡로 한다. 이 값은「도로공사표준시방서(건교부)」에 준한 값이며, 완전한 원통형 단면의 도관(導管, 單管)에 대한 것이다. 따라서 도관들의 주위에 각이 진 단면의 방호구조물 또는 보강재 등이 연결되어 있는 경우에는 그 형상에 따라서 상기의 값보다 큰 풍압력을 고려할 필요가 있다.
(2) 도관이 다발로 되어 있는 경우에는 단관인 경우와 바람의 영향이 다르므로 풍동(風洞)실험 등에 의하여 구한 풍압력의 값을 사용할 필요가 있다.

4-3 파력 및 흐름의 힘

기립(riser)부의 도관, 부설과정에 있는 도관 및 매설하지 않은 경우의 도관 등에 대하여는 이들에 작용하는 파력 및 흐름의 힘을 고려한다.

[해 설]

(1) 파력의 산정은 「제2편 4-10-5 수중부재에 작용하는 파력」, 흐름의 힘의 산정은 「제2편 6-2 수중부재 및 구조물에 작용하는 흐름의 힘」에 준한다.

(2) 해저 파이프라인은 해저면 하에 매설되므로 부설 후는 기립(riser)부의 도관부를 제외하면 파랑·조류의 영향을 받지 않는다고 보아도 된다. 따라서 파력 및 흐름의 힘을 고려하여야 하는 것은 기립부 및 해저에 설치된 도관 등으로 매설되지 않는 경우이다. 또한, 부설단계에서 파랑·조류의 영향을 받는 경우에도 고려할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 기립(riser)부의 도관 등에 작용하는 파력 등은 아래의 방법에 의하여 구할 수 있다.

① 해수 중에 있는 도관 등(원주부재)에 작용하는 파랑에 의한 항력 및 관성력은 「제2편 4-10-5 수중부재에 작용하는 파력」에 의하여 산정한다.

② 도관 등이 복수이거나 방호구조물의 부재가 도관 등에 인접하여 있는 경우에는 그 영향이 있고, 도관 등 또는 부재가 흐름의 방향에 직각으로 설치된 경우에는 항력계수가 증가한다. 이 경우 도관 등 상호간 또는 도관 등과 부재(원주의 경우)의 순간격이 직경의 2.5배 이상이면 영향은 없다고 봐도 좋다. 또한, 도관 및 부재가 흐름의 방향과 평행인 경우에는 항력계수는 상당한 범위에 걸쳐서 감소한다. 관성력계수에 대하여도 인접부재의 영향으로 증감된다.
이 때문에 인접부재가 있는 경우의 항력계수 및 관성력계수는 일률적으로 결정하는 것은 어렵고 모형실험 등에 의하여 결정하는 것이 바람직하다.

③ 쇄파의 영향을 받는 경우에는 그 영향도 고려할 필요가 있다.

④ 파와 조류가 동시에 작용하는 경우에는 한 방향 흐름의 속도와 파의 수립자속도를 벡터 합성으로 한다.

(2) 부설과정에 있는 도관 등 및 매설하지 않는 경우의 도관 등에 작용하는 흐름의 힘 등

① 부설과정에 있는 도관 등 및 매설하지 않는 경우의 도관 등이 해저면상에 있는 상태에서는 조류 또는 파랑 의한 영향을 받으므로 식 참고 (4-1)을 만족하도록 하여야 한다(참고 그림 (4-1) 참조).

$$(W - B - F_L)\mu \rangle\ F_D \qquad \text{참고 (4-1)}$$

여기서,

W : 도관 등의 단위 길이당의 중량 (kN/m)

B : 도관 등의 단위 길이당의 부력 (kN/m)

F_L : 조류 등에 의하여 생기는 단위 길이당의 양력 (kN/m)

F_D : 조류 등에 의하여 생기는 단위 길이당의 항력 (kN/m)

μ : 콘크리트 코팅(concrete coating)된 도관과 해저지반의 마찰계수 (=0.5~0.6)

② 양력 및 항력은 식 참고 (4-2) 및 식 참고 (4-3)에 의하여 구할 수가 있다.

$$F_L = \frac{1}{2} C_L \rho_o A_L v^2 \qquad \text{참고 (4-2)}$$

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_o A_D v^2 \qquad \text{참고 (4-3)}$$

여기서,

F_L : 물체에 작용하는 흐름과 직각방향의 양력(kN)

F_D : 물체에 작용하는 흐름 방향의 항력(kN)

C_L : 양력계수

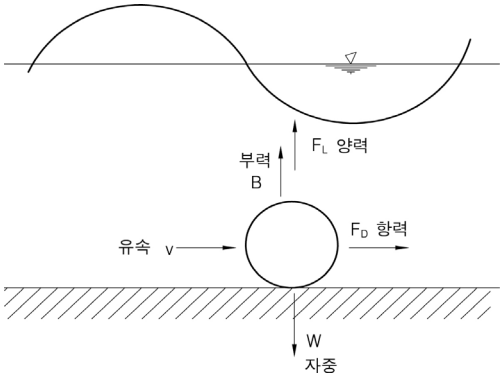
C_D : 항력계수

A_L : 흐름과 직각방향의 물체의 투영면적(㎡)

A_D : 흐름 방향 물체의 투영 면적(㎡)

ν : 유속(m/s)

ρ_o : 해수의 밀도(t/㎥)



참고 그림 (4-1) 도관 등에 작용하는 흐름에 의한 힘

식 참고 (4-2) 및 식 참고 (4-3)에서 양력계수 C_L은 1.0, 항력계수 C_D는 1.0을 표준으로 한다.

③ 조류의 속도에 대하여는 조류의 연직방향의 유속분포가 해저지형, 해저마찰, 수온, 염분 등에 따라 변화하고, 또 표층과 저층에서는 유향이 반대로 되는 경우가 있으므로 실측 등에 의한 조사를 하는 것이 바람직하다.

4-4 지진력

해수 중에 있는 도관 등에 대하여는 관성력 및 동수압, 해저면 하에 매설되는 도관 등에 대하여는 토압 및 지반의 변위에 의한 영향을 고려함과 동시에 필요에 따라 관성력 및 동수압을 고려한다. 또, 해저지반의 액상화에 대하여도 고려한다.

[해 설]

(1) 지진에 의한 관성력은 구조물, 석유 및 토괴(土塊) 등의 자중에 지진계수를 곱하여 구할 수가 있다. 또한, 관성력의 작용위치는 자중의 중심위치로 하고, 그 작용방향은 수평 2방향 및 연직방향으로 한다.

(2) 내진성의 검토에 사용하는 설계 수평지진계수, 설계 연직지진계수 또는 암반노두에 고려하는 수평 지진구역계수 등에 대하여는 해당지역의 지진의 활동도, 지진 등의 특성 및 지반에서의 지진동의 증폭도 등을 충분히 고려하여 적절히 정하여야 한다.

(3) 지반의 액상화에 대하여는 해저지반과 주변의 되메운 흙에 대하여 검토를 한다. 액상화에 의하여 해저 파이프라인이 부상(浮上)할 것이 우려되며, 부상한 경우에도 파이프가 좌굴 또는 파단(破斷)하지 않도록 검토하여야 한다.

[참 고]

(1) 일반적으로 수심에 비하여 도관의 지름이 적으므로 도관에 작용하는 동수압은 배제한 물이 갖는 관성력으로 생각하여 식 참고 (4-4)에 의하여 구하고, 작용방향은 관성력의 방향과 일치시킨다.

$$P_W = \frac{\pi}{4} k_i \gamma_w D^2 \qquad \text{참고 (4-4)}$$

여기서,

P_W : 지진동에 의한 동수압 (kN/m)
k_i : 설계 수평지진계수 k_h 또는 설계 연직지진계수 k_v
γ_w : 해수의 단위체적중량 (kN/㎥)
D : 피복방식 등을 포함한 도관의 외경 (m)

(2) 도관 정상부(頂上部)에 작용하는 지진 시 토압은 본편 4-5 토압에 의한다.

(3) 지반의 지표면에서의 수평변위는 식 참고 (4-5)에 의하여 산정할 수가 있다.

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} S_v T k_{oh} \qquad \text{참고 (4-5)}$$

여기서,

U_h : 지표면 수평변위의 최댓값 (m)
S_v : 단위지진구역계수당의 응답속도값 (m/s)
T : 표층지반의 고유주기 (s)
k_{oh} : 암반노두에서의 수평지진구역계수

4-5 토 압

매설된 도관 정상부(頂上部)에 작용하는 토압으로는 연직방향의 등분포 하중을 고려한다.

[참 고]

(1) 매설된 도관 정상부(頂上部)에 작용하는 토압은 연직방향의 등분포 하중으로 하고 지진의 영향을 고려한 경우를 제외하면 식 참고 (4-6)에 의하여 구할 수 있다. 단, 도관의 저부(底部)를 말뚝 등의 견고한 기초로 지지하는 경우는 식 참고 (4-7)에 의하여 구할 수 있다.

$$W_h = \gamma' h D \qquad \text{참고 (4-6)}$$

$$W_h = \frac{\exp(k\frac{h}{D}) - 1}{k} \gamma' D^2 \qquad \text{참고 (4-7)}$$

여기서,

W_h : 도관 정상부(頂上部)의 단위길이당의 연직방향 토압 (kN/m)
γ' : 흙의 수중단위체적중량 (kN/㎥)
h : 도관의 매설깊이 (m)
D : 피복방식을 포함한 도관의 외경 (m)
k : 흙의 내부마찰계수와 랜킨(Rankine) 토압계수와의 곱으로 표시된 계수 (도관 주위의 지반이 사질토인 경우는 0.4, 점성토의 경우는 0.8)

(2) 도관 정상부(頂上部)에 작용하는 지진 시의 토압은 식 참고 (4-6) 또는 식 참고 (4-7)로 구하는 토압에 $(1+kv')$를 곱하여 구할 수 있다.

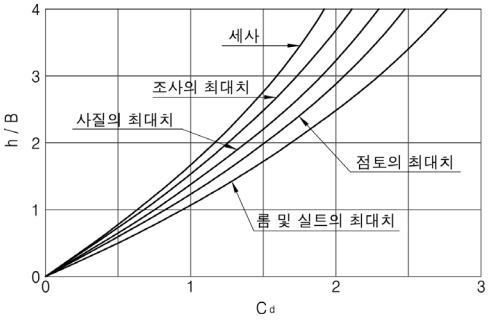
(3) 도관의 매설깊이가 깊은 경우에는 그 매설깊이와 도관 정상부에서의 트렌치(trench) 폭(B)과의 비를 감안하여 식 참고 (4-6) 대신에 식 참고 (4-8)에 의하여 토압을 구하여도 된다. 단, 식 참고 (4-8)을 사용하는 경우에는 식 참고 (4-6)에 의한 계산결과와 비교검토를 하여야 한다.

$$W_h = \gamma' B\ D\ C_d \qquad \text{참고 (4-8)}$$

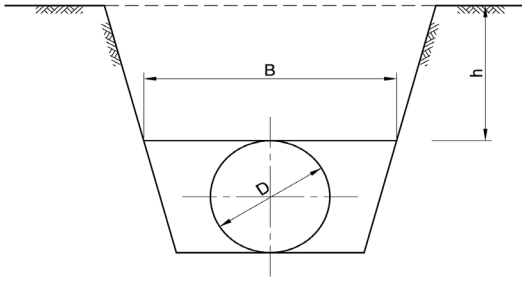
여기서,

B : 도관 정상부에서의 트렌치(trench)의 폭 (m)

C_d : 하중계수 (참고 그림 (4-2) 및 참고 그림 (4-3)에 의한다.)



참고 그림 (4-2) 하중계수 C_d



참고 그림 (4-3) 매설도관의 단면

4-6 수 압

작용하는 수압으로는 매설 깊이에서의 최대정수압을 고려한다.

[해 설]

정수압의 산정에 있어서는 기왕최고조위(Obs. H.H.W)에 그 지점에서의 설계파고의 1/2을 더한 것을 해면으로 본다.

[참 고]

수압은 매설 깊이에서의 최대정수압으로서 식 참고 (4-9)에 의하여 구할 수가 있다.

$$P_w = w_O\ H \qquad \text{참고 (4-9)}$$

여기서,

P_w : 정수압 (kN/㎡)

w_o : 해수의 단위체적중량 (kN/㎥)

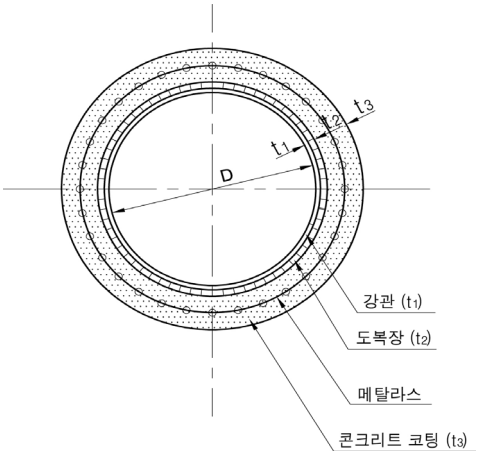
H : 해면으로부터 설치도관의 저면까지의 거리 (m)

4-7 자중 및 재하하중

(1) 수송하는 석유의 중량은 각기 종류에 따라서 적절히 산정한다.
(2) 도관 및 그 부속물의 중량은 필요에 따라서 고려한다. 또한, 피복방식과 중량코팅(weight coating)을 행한 경우에는 이들의 중량도 고려한다.

[해 설]

도관 부설 후의 안정성의 확보 및 부설시의 자중조절 또는 외력에 의한 손상으로부터 보호하기 위하여, 일반적으로 도관 외면에 콘크리트 코팅(concrete coating)을 한다. 코팅에는 메탈라스(metal lath, 鎔接金網)를 사용하는 경우도 있다. 자중산정에는 이들 코팅의 중량도 고려하여야 한다. 이 중량으로부터 부력을 뺀 값이 도관의 해수 중에서의 중량이 되고, 부설시의 응력계산의 기본이 된다. 또, 피복방식, 중량코팅(weight coating)의 단위체적중량은 습윤상태에서 산정한다.



해설 그림 (4-1) 코팅(coating)한 도관의 단면

[참 고]

도관 및 그 부속물의 중량은 필요에 따라 고려하고 피복방식 및 중량코팅(weight coating)을 한 경우의 도관의 중량은 식 참고 (4-10)에 의하여 구한다. 또, 도관에 작용하는 부력은 식 참고 (4-11)에 의하여 구할 수 있다.

$$W = \pi\{(D - t_1)t_1\gamma_1 + (D + t_2)t_2\gamma_2 + (D + 2t_2 + t_3)t_3\gamma_3\} \qquad \text{참고 (4-10)}$$

$$B = \frac{\pi}{4}\{D + 2(t_2 + t_3)\}^2\omega_o \qquad \text{참고 (4-11)}$$

여기서,

W : 단위길이당의 도관의 중량(kN/m)
B : 단위길이당의 부력(kN/m)
D : 강관의 외경(m)
t_1, t_2, t_3 : 각기 강관, 피복방식, 중량코팅(weight coating)의 두께(m)
γ_1, γ_2, γ_3 : 각기 강관, 피복방식, 중량코팅(weight coating)의 단위체적중량(kN/㎥)
ω_o : 해수의 단위체적중량(kN/㎥)

4-8 내 압

내압(耐壓)은 상용압력(常用壓力)을 사용한다.

[해 설]

(1) 상용압력이란 정상 운전 시의 최고압력으로서 고저차 등에 의한 정지압력수두, 도관마찰에 의한 손실수두의 합계치이다.

(2) 기름의 요동(油擊)작용 등에 의한 서지(surge, 波動) 압력의 상승이 상용압력의 10%를 초과하지 않도록 압력안전장치를 설치하는 것이 필요하다. 이와 같은 조치가 취해져 있을 경우에 한해, 내압으로 상용압력을 사용해도 된다.

4-9 투묘에 의한 충격하중

매설된 도관 등에 대하여는 주변의 상황에 따라 선박의 투묘(投錨)에 의한 충격하중을 고려한다.

[해 설]

해저 파이프라인의 부설 노선에 앵커(anchor)가 낙하한 경우, 앵커가 직접도관에 닿지 않을 매설깊이가 주어져 있으므로 일반적으로는 안전하다. 그러나 앵커 낙하에 의하여 도관에 충격하중이 작용되게 되므로 이에 대하여 검토할 필요가 있다.

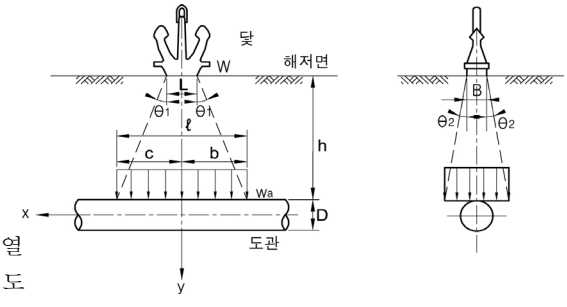
[참 고]

충격하중은 식 참고 (4-12)에 의하여 구할 수 있다(참고 그림 (4-4) 참조).

$$W_a = \frac{WD}{(L+2h\ \tan\theta_1)(B+2h\ \tan\theta_2)}(1+i) \qquad \text{참고 (4-12)}$$

여기서,

W_a : 충격에 의하여 생기는 단위길이당의 하중(kN/m)
W : 앵커의 수중중량(kN)
D : 도관의 외경(m)
L : 앵커의 저부 길이(m)
B : 앵커의 저부 폭(m)
h : 도관의 매설깊이(m)
θ_1, θ_2 : 분포각(°)
i : 충격에 의한 할증계수



참고 그림 (4-4) 투묘에 의한 충격하중

충격에 의한 할증계수 i의 값은 자동차 하중이나 열차하중에 의한 것과는 그 특성이 다르다는 보고도 있다 (해저파이프라인에 작용하는 충격하중의 실험적 연구, 일본항만기술연구소보고 Vol15. No3, 나까야마 시케오(中山 茂雄), 아오미야 오사무(淸宮 理), 우지사와 타카오(藤澤 孝夫), 1976 참조). 따라서 할증계수는 실험 등에 근거하여 적정한 값을 사용하는 것이 필요하다.

4-10 진동의 영향

기립(riser)부의 도관 등에 대하여는 조류, 바람 등에 의하여 생기는 진동의 영향을 고려한다.

[해 설]

해저 파이프라인의 기립(riser)부 도관 등에서 고정식 계류시설상에 솟아오르는(rise) 도관 등은 수심이 깊고, 중간 지점 등도 없으므로 조류, 바람 등에 의하여 도관 등이 진동하는 것에 대한 검토가 필요하다.

[참 고]

(1) 조류 등에 의한 진동의 영향에 대하여는 식 참고 (4-13)으로 검토해도 된다.

$$f_k > 2f_o \text{ 또는 } f_k < 0.5f_o \qquad \text{참고 (4-13)}$$

여기서,

f_k : 조류 등에 의하여 생기는 칼만와류(渦流)의 발생진동수

f_o : 도관의 고유진동수

식 참고 (4-13)이 만족되지 않는 경우에는 진동의 영향이 커진다고 생각되므로 진동특성을 검토하여 필요에 따라서 도관의 강성을 크게 하거나 중간지지를 설치하는 등의 진동대책을 강구하여야 한다.

(2) 조류 등에 의하여 생기는 칼만와류(Karman vortex)에 의하여 발생하는 진동수는 식 참고 (4-14)에 의하여 주어진다.

$$f_k = S\frac{U}{D} \qquad \text{참고 (4-14)}$$

여기서,

S : 스트로홀(Strouhal) 수

U : 조류 등의 유속 (m/s)

D : 도관의 외경(방식피복 등을 포함) (m)

(3) 바람에 의한 진동의 영향을 방지하기 위하여 도관 등의 외경과 도관 등의 지지간격의 관계는 식 참고 (4-15)를 만족하도록 한다. 단, 특별한 진동대책을 강구한 뒤 그 효과를 풍동(風洞)실험에 의하여 확인한 경우는 제외한다.

$$D \geqq \frac{\ell}{30}\sqrt{\frac{0.8}{t}} \text{ 또는 } D \geqq \frac{\ell}{40} \qquad \text{참고 (4-15)}$$

여기서,

D : 방식피복 등을 포함한 도관의 외경 (m)

ℓ : 도관의 지지간격 (m)

t : 도관의 두께 (m)

4-11 온도변화의 영향

설계에 사용하는 온도차는 예상되는 최고 또는 최저온도와 평균온도와의 차를 표준으로 한다.

[해 설]

(1) 평균온도란 연평균온도이다.

(2) 높은 점도(粘度)의 석유를 수송하기 위하여 가열하는 도관인 가열도관(加熱導管)의 경우에는 최고가열온도와 평균온도의 차로 설계한다.

(3) 온도차는 사용 중인 도관의 온도와 시공 시의 해저지반의 온도와의 차를 고려해야 되지만 적절한 온도 파악이 곤란하므로 상기와 같은 표현을 하고 있다.

[참 고]

일반적으로 수송하는 석유류 및 수압시험에 쓰이는 물 등의 온도를 도관온도로 하여 해수의 표면 및 해저부근의 온도를 지반 내 온도로 해도 된다. 통상은 온도차로서 20~30℃를 쓰고 있다. 단, 기립(riser)부의 도관 등은 온도변화가 심하므로 충분한 검토가 필요하다.

4-12 부설시의 하중

도관 등의 부설에 있어서는 부설방법, 사용기기, 작업조건 등에 비추어 부설의 각 단계에서 도관 등에 작용하는 하중을 적절히 고려한다.

[해 설]

도관 등의 부설작업의 각 단계에서 도관 등에 작용하는 하중은 부설방법, 사용기기, 능력, 조작방법, 작업의 환경조건에 따라 달라진다. 도관 등에 작용하는 하중은 정적하중 및 동적하중이 있는데, 이들 하중을 정확히 파악하여 도관이 안전하다는 것을 확인해 둘 필요가 있다.

[참 고]

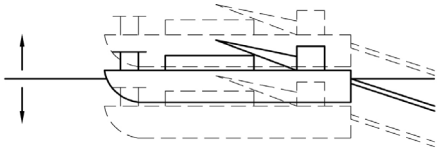
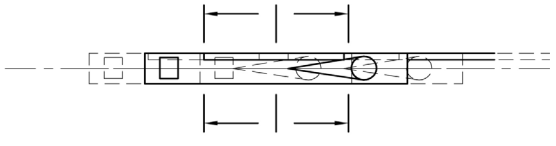
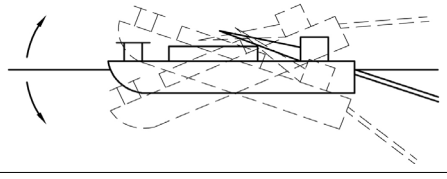
(1) 도관에 작용하는 하중은 대개 다음과 같이 분류된다.

① 정적하중 : 도관 등의 중량, 부력

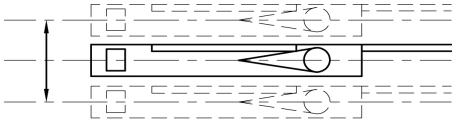
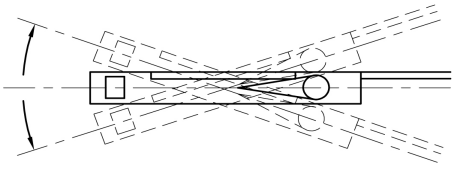
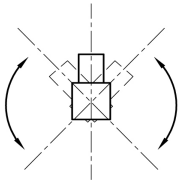
② 동적하중 : 파랑·조류에 의한 항력, 양력 및 부설선의 동요에 의한 하중

(2) 이들 하중 중에서 정적하중은 작용방향, 크기도 일정하여 파악하기 쉽다. 동적하중은 작용방향, 크기, 빈도가 시시각각 변화하지만, 해저 파이프라인의 규모에 따라서는 정적하중으로 보아 설계하여도 괜찮은 경우도 있다. 참고 표 (4-1)에 부설 시에 예상되는 하중을 나타낸다.

참고 표 (4-1) 부설시의 하중

분 류	방 향	하중원	하 중	계산방법
정 적	연 직	중 력	중량 ┌ 파이프 중량 피복방식 콘크리트 코팅 (concrete · coating) └ 삽입물	「본편 4-7 자중 및 재하하중」 참조. 식 참고 (4-10)에 따른다.
		부 력	부력 ┌ Pipe 본체 └ 보조 플로터(floater)	「본편 4-7 자중 및 재하하중」 참조. (1) 중공일 때 : 식 참고 (4-11)에 의한다. (2) 주수할 때 : ① $B=\pi(D-t_1+t_2+t_3)(t_1+t_2+t_3)w_o$ 기호 및 단위는 식 참고 (4-11)과 같다.
	수 평	조 류	양력(揚力) 항력(抗力)	「본편 4-3 파력 및 흐름의 힘」 참조. 식 참고 (4-2) 및 식 참고 (4-3)에 의한다.
동 적 (海象에 의한 것)		파 랑	파력	파의 특성을 고려하여 규칙파 또는 불규칙파에 대한 구조물의 동적응답을 구한다.
		조 류	와류(渦流)	「본편 4-10 진동의 영향」 참조. 와류의 발생 진동수는 스트로홀(Strouhal)수에 의하여 식 참고 (4-14)로 구한다.
동 적 (부설선의 동요에 의한 것)	연직면내		선박의 동요에는 면내(面內)의 움직임과 주위의 회전의 2가지가 있다. 히브 (heave)  서지 (surge)  피치 (pitch) 	

참고 표 (4-1) 부설 시의 하중 (계속)

분 류	방 향	하중원	하 중	계산방법
동 적 (부설선의 동요에 의한 것)	연직면외		스웨이 (sway)	
			요 (yaw)	
			롤 (roll)	
기 타			선상 또는 스팅거(stinger)상의 롤러(roller)와 같은 지점에서의 집중하중, 인양 와이어(lifting wire)에 의한 집중하중	

제 5 장 재 료

도관 등의 재료는 한국산업표준(KS)에 적합한 것 또는 이와 동등 이상의 기계적 성질을 갖는 강재(鋼材)를 사용한다. 단, 도관에 강관을 사용하는 것이 구조상 불가능한 경우에는 그러지 아니하다.

[해 설]

(1) 사용하는 재료는 수송하는 석유의 종류, 수송조건, 부설방법 등을 고려하여 설계 허용응력을 만족하는 성질을 갖는 것 중에서 강제(鋼製)의 것은 강도, 연성, 용접성, 파괴성 등의 특성을 고려하여 적절히 선정한다.

(2) 도관의 재료에는 강관을 사용하는 것이 가장 좋으나, 특별한 경우로서 일점 계류식 또는 다점 계류식의 부표에는 고무제(製)의 도관(이하 고무호스라 한다)을 사용한다.

[참 고]

(1) 도관 등의 재료에 관한 한국산업표준으로는 다음과 같은 것이 있다.

① 도 관(導管)

KS D 3562 압력배관용 탄소 강관
KS D 3564 고압배관용 탄소 강관
KS D 3570 고온배관용 탄소 강관
KS D 3583 배관용 아크(arc) 용접탄소강 강관
(장축 이음부의 전선(全線)에 대하여 비파괴검사를 행한 것에 한 한다.)

② 용접식 관이음

KS B 1541 배관용 강제 맞대기 용접식 관 이음쇠
KS B 1543 배관용 강판제 맞대기 용접식 관 이음쇠
(KS B 1541로 입수되지 않는 치수의 것으로 용접이음의 검사를 한 것에 한한다.)

③ 플랜지식 관이음

KS B 1503 강제 용접식관 플랜지(flange)
KS B 1511 철강제관 플랜지의 기본치수

④ 밸브

KS B 2361 주강 플랜지형 밸브

(2) 한국산업표준과 동등 이상의 기계적 성질을 갖는 갖는 것으로는 미국석유협회(API), 미국기계시험협회(ASTM), 미국국가규격협회(ANSI), 일본공업규격(JIS) 등에 있는 규격의 것이 있다.

제 6 장 도관의 설계

6-1 도관의 최소두께

도관의 두께는 「본편 6-2 도관의 허용응력」,「본편 6-3 도관에 생기는 응력의 산정」에 의하여 결정한다.

[해 설]

(1) 도관의 두께는 설계상 예측할 수 없는 하중에 대한 안전의 확보, 수송유체에 의한 내면부식, 스크레이퍼(scraper) 및 피그(pig) 등의 청소기기에 의한 마모 등을 고려하여 결정할 필요가 있다.

(2) 도관의 두께는 해설 표 (6-1)의 수치이상으로 한다.

해설 표 (6-1) 최소두께

외 경(㎜)	최소두께(공칭두께) (㎜)
114.3 미만	4.5
114.3 이상 139.8 미만	4.9
139.8 이상 165.2 미만	5.1
165.2 이상 216.3 미만	5.5
216.3 이상 355.6 미만	6.4
355.6 이상 508.0 미만	7.9
508.0 이상	9.5

[참 고]

내면부식에 대한 여유 두께를 보는 경우는 1.0~1.5㎜ 정도면 적당하다.

6-2 도관의 허용응력

(1) 도관의 허용인장응력 및 허용압축응력은 도관 재료의 규격최소 항복점강도에 다음과 같은 안전계수 및 장축이음의 효율을 곱한 값으로 한다.

① 안전계수는 0.5로 한다.

② 장축이음의 효율은 이음 없는 강관, 전기저항 용접강관 및 아크(arc) 용접강관에서는 1.0으로 한다.

단, 배관용 아크 용접탄소강 강관에서는 전수(全數) 비파괴 검사를 행하지 않는 것은 0.9로 한다.

(2) 허용전단응력 및 허용지압응력은 허용인장응력에 각각 0.6 및 1.4를 곱한 값으로 한다.

(3) 도관에 생기는 응력은 다음 기준에 적합하여야 한다.

① 하중에 의하여 생기는 도관의 원주방향 응력 및 축방향 응력은 해당도관의 허용응력을 넘지 않는다.

② 내압에 의하여 생기는 도관의 원주방향 응력은 해당도관의 규격 최소항복점강도의 40% 이하이다.

③ 하중에 의하여 생기는 도관의 원주방향 응력, 축방향 응력 및 관축에 수직인 방향의 전단응력을 합성한 응력은 해당도관의 규격최소 항복점강도의 90% 이하이다.

(3) 주하중에 대하여 다음의 종하중을 고려하는 경우에는 허용응력을 각기 다음에 제시하는 값에 따라서 할증할 수 있다.

① 주하중과 풍압력	1.25
② 주하중과 파력 및 흐름의 힘	1.25
③ 주하중과 지진력	1.70
④ 주하중과 투묘에 의한 충격하중	1.50
⑤ 주하중과 온도변화의 영향	1.25
⑥ 주하중과 부설 시의 하중	1.80
⑦ 주하중과 타 공사에 의한 영향	1.50

[해 설]

도관의 허용응력은 사용하는 재료의 규격 최소항복점, 하중의 조합, 응력의 방향에 따라 다르고, 해설표 (6-2)에 나타낸 바와 같이 된다. 허용인장응력은 식 해설(6-1)로 나타낸다.

$$\sigma_a = S\eta f \qquad \text{해설 (6-1)}$$

여기서,

σ_a : 허용인장응력(N/㎟)

S : 안전계수(=0.5)

η : 장축이음의 이음효율

f : 강관의 규격최소 항복점강도(N/㎟)

해설 표 (6-2) 도관의 허용응력의 종류

하중의 조합	응력의 방향	응력의 종류			비 고
		인장·압축	첨 단	지 압	
내압만 작용 시	원 주	0.4 f	인장×0.6	인장×1.4	(a) 주하중이란 내압, 토압, 수압, 부력 등 평상시 작용하고 있는 하중을 말한다. (b) 종하중은 ①온도변화의 영향, ② 파력 및 흐름의 힘, ③ 풍압력 중 어느 것 하나로 한다. f ; 강관의 규격최소 항복점 강도 (N/㎟)
주 하 중	원주·축	0.5 f			
주하중+종하중	관 축	0.625 f			
주하중+지진력	관 축	0.85 f			
주하중+타공사의 영향	관 축	0.75 f			
주하중+부설 시의 하중	관 축	0.9 f			
주하중+지진력	합 성	0.9 f			

(2) 도관에 생기는 응력은 원주방향응력이 지배적이지만 축방향응력도 큰 경우가 있으므로 합성응력의 검토를 행하여야 한다.

[참 고]

합성응력은 식 참고 (6-1)에 의하여 구할 수 있다.

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_{cs}^2 + \sigma_{ls}^2 - \sigma_{cs}\sigma_{ls} + 3\tau^2} \qquad \text{참고 (6-1)}$$

여기서,

σ_e : 합성 응력 (N/㎟)

σ_{cs} : 원주방향 응력 (N/㎟)

σ_{ls} : 축방향 응력 (N/㎟)

τ : 관축에 수직인 방향의 전단응력(N/㎟)

6-3 도관에 생기는 응력의 산정

내압, 토압 등의 하중에 의하여 도관에 생기는 원주방향 응력 및 축방향 응력은 적절한 산정 방법에 근거하여 구한다.

[참 고]

(1) 내압에 의하여 도관에 생기는 원주방향 응력은 식 참고 (6-2)에 의하여 구할 수가 있다. 또, 매설된 도관의 축방향 응력은 식 참고 (6-3)에 의하여 구할 수가 있다.

$$\sigma_{ci} = \frac{P_i(D-t)}{2t} \qquad \text{참고 (6-2)}$$

$$\sigma_{li} = \nu\sigma_{ci} \qquad \text{참고 (6-3)}$$

여기서,

σ_{ci} : 내압에 의하여 도관에 생기는 원주방향 응력 (N/㎟)
σ_{li} : 내압에 의하여 도관에 생기는 축방향 응력 (N/㎟)
P_i : 상용압력 (N/㎟)
D : 도관의 외경 (㎜)
t : 도관의 두께 (㎜)
ν : 도관의 포아송(poisson) 비

또한, 도관의 두께는 도관의 표준 두께로부터 표준 두께의 (-)허용오차 및 내면 부식대(腐蝕代)를 뺀 값으로 한다. 또, 방식피복 및 전기방식을 하는 경우에는 외면 부식량을 통상두께에서 고려하지 않아도 된다.

(2) 외부하중에 의한 원주방향 응력

① 토압, 충격하중 등에 의하여 생기는 도관의 원주방향 응력은 식 참고 (6-4)에 의하여 구할 수가 있다.

$$\sigma_{co} = \frac{D_\ell K_B W_T r E I_t}{E I_t + 0.061 k_h r^4 + 2 P_i D_\ell r^3 K_x} \times \frac{1}{Z_t} \qquad \text{참고 (6-4)}$$

여기서,

σ_{co} : 외부하중에 의하여 생기는 원주방향 응력(N/㎟)
W_T : 도관 축방향 단위길이당의 연직 외부하중(N/㎟)
r : 도관의 반경(㎜)
t : 도관의 두께(㎜)
P_i : 도관의 압력(N/㎟)
E : 도관의 탄성계수(N/㎟)
I_t : 도관의 단면2차 모멘트(㎟⁴/㎜) $I_t = t^3/12$
Z_t : 도관의 단면계수(㎟³/㎜) $Z_t = t^2/6$
D_ℓ : 처짐 시간계수
K_B : 도관의 저부에서의 휨 모멘트 계수
K_x : 도관의 연직방향의 변형에 대한 계수
k_h : 수평방향 지반 반력계수(N/㎣)

② 처짐 시간계수 D_ℓ은 충분히 다져진 모래 또는 사질토의 지반에 매설하는 경우 또는 도관의 측면이 도관의 반경이상의 폭에 걸쳐 모래 또는 사질토로 치환되어 충분히 다져진 경우에는 1.0, 기타의 경우에는 1.5로 한다.
휨 모멘트계수 K_B 및 변형에 대한 계수 K_x는 참고 표 (6-1)에 주어진 값을 사용한다.

참고 표 (6-1) K_B 및 K_x의 값

기초의 상태	② K_B	③ K_x
충분히 다져진 기초	0.125	0.083
보통의 기초	0.138	0.089

③ 식 참고 (6-4)은 스팽글러(spangler)의 연구에 의해 유도된 것으로 말뚝 등으로 지지된 매설관에는 적용할 수 없다. 식 참고 (6-4)의 분모의 제 1항은 도관의 탄성에 의한 저항, 제 2항은 측토압에 대한 보정항, 제 3항은 내압에 의한 보정항을 나타내며 엄밀하게는 식 참고 (6-5)으로 표현된다.

$$\sigma_{\omega} = \frac{D_\ell K_B W_T r E I_t + (0.061 D_\ell K_B - 0.082 K_x) W_T K_h r^5 + 2(D_\ell K_B - 0.125) D_\ell K_x W_T P_i r^4}{E I_t + 0.061 K_h r^4 + 2\ P_i D_\ell r^3 K_x} \times \frac{1}{Z_t} \qquad \text{참고 (6-5)}$$

식 참고 (6-5)에서 분자의 제2항 및 제3항을 생략한 근사식이 식 참고 (6-4)이다. 도관의 외경과 두께의 비가 75이상인 대구경의 박육관(薄肉管:얇은관)의 경우에는 오차를 무시할 수 없기 때문에 식 참고 (6-5)으로 계산하는 것이 바람직하다. 또, 처짐 시간계수 D_ℓ은 대구경의 박육관에 대하여는 1.0보다 크게 취할 필요가 있고, 일반적으로 외경과 두께의 비에 따라 D_ℓ을 1.25~1.50로 해야 한다고 한다.

(3) 투묘의 충격하중에 의하여 생기는 도관의 축방향응력은 식 참고 (6-6)에 의하여 산정해도 된다.

$$\sigma_{ta} = \frac{W_a}{2\beta^2 Z} e^{-\beta\ell/2} \sin\frac{\beta\ell}{2} \qquad \text{참고 (6-6)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_v D}{4EI}}$$

여기서,

σ_{ta} : 도관에 생기는 축방향응력(N/㎟)
D : 도관의 외경 (㎜)
K_v : 연직방향 지반반력계수(N/㎣)
EI : 도관의 휨 강성(N・㎟)
ℓ : 충격하중의 도관축 방향의 작용거리(㎜)
W_a : 충격하중(N/㎜)
Z : 도관의 단면계수(㎣)

또한, 충격하중 W_a는 「본편 4-9 투묘에 의한 충격하중」의 식 참고 (4-12)에 따른다.

(4) 온도변화에 의한 축방향 응력은 식 참고 (6-7)에 의하여 구한다.

$$\sigma_{lt} = E\alpha\triangle t \qquad \text{참고 (6-7)}$$

여기서,

σ_{lt} : 온도변화에 의한 축방향 응력 (N/㎟)
E : 도관의 탄성계수 (N/㎟)
α : 도관의 선팽창 계수 (1/℃)
Δt : 온도변화량 (℃)

(5) 지진의 영향에 의하여 도관에 생기는 축방향 응력은 다음 방법으로 구해도 된다.

① 해저면보다 위의 수중에 있는 도관에 대하여는 관성력 및 동수압 등을 고려하여 축방향 응력을 산정한다. 관성력 및 동수압 등에 대하여는 「본편 4-4 지진력」을 참조한다.

② 해저면하에 매설되는 도관에 대하여는 지진 시의 도관의 축변형률에 의한 축방향 응력 및 휨에 의한 축방향 응력과의 합성치로 한다. 지반의 변위에 의하여 생기는 표층 지반면보다 아래에 매설되어 있는 도관의 축방향의 응력은 다음 식에 의해 산정할 수 있다.

$$\sigma_L = \alpha_1 \frac{\pi U_h}{L} E \qquad \text{참고 (6-8)}$$

$$\sigma_B = \alpha_2 \frac{2\pi^2 D U_h}{L^2} E \qquad \text{참고 (6-9)}$$

여기서,

σ_L : 축 변형률에 의하여 도관에 생기는 축방향 응력(N/㎟)
σ_B : 휨에 의하여 도관에 생기는 축방향 응력(N/㎟)
U_h : 지표면에서의 지진동의 수평 변위진폭(㎜)
L : 표층 지반에서의 지진동의 파장(㎜)
D : 도관의 외경(㎜)
E : 도관의 탄성계수(N/㎟)
α_1 : 도관의 축방향 변위진폭에 대한 보정계수
α_2 : 도관의 축직각 방향 변위진폭에 대한 보정계수

보정계수 α_1 및 α_2는, 각기 식 참고 (6-10) 및 식 참고 (6-11)으로 구한다.

$$\alpha_1 = \frac{1}{1+(\frac{2\pi}{\lambda_1 \ell})^2} \qquad \text{참고 (6-10)}$$

여기서,

$\lambda_1 = \sqrt{\frac{k_1}{EA}}$
$\ell = \sqrt{2}L$: 겉보기 파장(㎜)
k_1 : 축방향의 변위에 관한 단위길이당의 지반반력계수(N/㎟)
A : 도관의 단면적(㎟)

$$\alpha_2 = \frac{1}{1+(\frac{2\pi}{\lambda_2 L})^4}$$ 참고 (6-11)

여기서,

$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{k_2}{EI}}$

k_2 : 관축 직각방향의 변위에 관한 단위길이당의 지반반력계수(N/㎟)

I : 도관의 단면2차모멘트(㎜^{4})

지진 시의 설계에 고려하는 지표면의 파동의 수평변위진폭은 본편 4-4 지진력의 식 참고 (4-5)에 의하여 구한다. 지진의 영향에 의하여 도관에 생기는 합성 축방향 응력은 상기 방법에 의하여 구한 σ_L , σ_B를 적절한 방법에 따라 합성하여 산정한다.

(6) 부설 시의 응력은 다음과 같이 고려하는 것이 일반적이다.

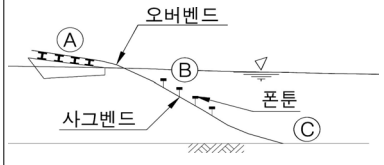
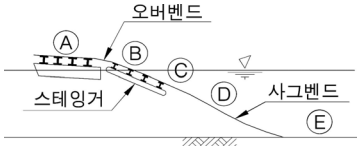
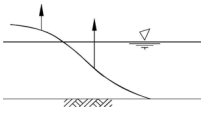
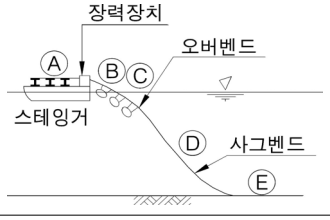
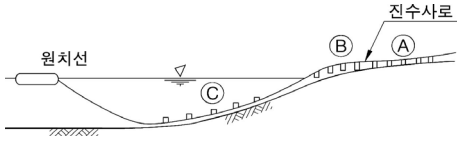
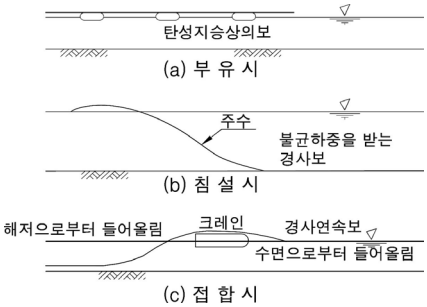
① 도관의 부설 시의 각 단계에서 생기는 하중에 의하여 발생하는 도관의 응력은 해저 파이프라인의 규모, 부설방법 및 자연조건을 고려하여 적절한 방법에 의하여 구한다.

② 대수심에 있어서 정적(靜的)인 해석과 도관 및 스팅어(stinger)를 포함한 동적해석은 아직 개발, 시험적 단계에 있다. 해저 파이프라인은 수심이 30m전후에 설치되고, 도관의 지름도 비교적 크고 강성도 큰 것이 사용되므로 종래의 구조 역학적 해석방법을 적용하여도 무방하다. 그러나 수심이 큰 경우나 파랑, 조류 등의 동적하중의 영향이 큰 경우에는 가급적 동하중에 대한 응답해석을 행하는 것이 바람직하다. 부설과정에 있는 도관의 구조역학상의 취급은 부설방법, 부설과정 그리고 상대적인 강성에 따라 다르다. 일반적으로 처짐과 양단의 경계조건이 주어진 연속보에 가깝다고 생각된다. 강성이 크면 보(휨 강성으로 외력에 저항), 강성이 저하하면 현수선 곡선(catenary curve)에 가까워진다고(축력으로 외력에 저항) 생각하면 된다.

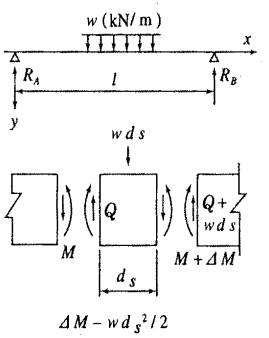
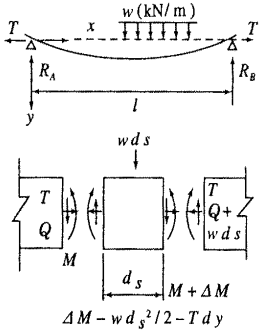
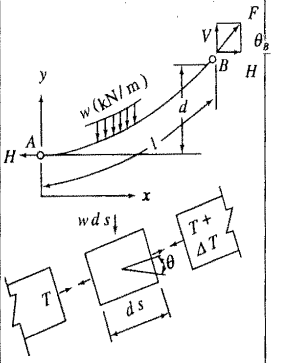
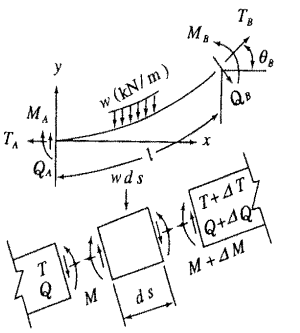
③ 부설선법(敷設船法), 해저예항법(海底曳航法) 또는 부유예항법(浮游曳航法)중 어느 것을 사용하는 경우에도 예항, 침설, 파랑, 조류 기타의 영향을 고려하여 설계 계산 등을 한다. 또한, 설치 시에 있어서의 하중의 영향에 대한 안전성을 확인하여야 한다.

④ 참고 표 (6-2)에 부설방법 별로 도관의 구조상의 형태를 나타내고, 참고 표 (6-3)에 응력해석의 이론을 나타낸다.

참고 표 (6-2) 부설 시에 있어서 파이프라인의 구조상의 형상과 기능

작업 / 부설방법	해저부 부설 작업 시	기립(riser)관 거치 시
부설선법	(1) 스팅거(stinger)를 사용하지 않고, 부력조정만으로 파이프 형상 유지  Ⓐ : 연속보 Ⓑ : 중간에 반력을 받는 변형의 큰보 Ⓒ : 탄성자승상의보	
	(2) 직선 스팅거(stinger)를 사용하여 파이프 형상 유지  Ⓐ : 연속보 Ⓑ : 부등지점상의 보 Ⓒ : 경사진 연속보 Ⓓ : 경사진보 Ⓔ : 탄성지승상의 보	 해저에서 달아올린 경사된 연속보
	(3) 장력과 힌지스팅거(stinger)로 파이프 형상 유지  Ⓐ : 연속보 Ⓑ : 부등지점상의 보 Ⓒ : 커브지점상의 경사보 Ⓓ : 말린부분(변형이 큰 보) Ⓔ : 탄성지승상의 보	
해저예항법	 Ⓐ : 연속보 Ⓑ : 부등지점상의 보 Ⓒ : 떠있는 받침대 상의 축력을 받는보	
부유예항법	 	

참고 표 (6-3) 해저 파이프라인의 응력해석이론 일람표

이 론	보통의 교량이론	축력에 의한 Bending 변형을 고려한 보이론(주-보이론)	보통의 Gatwenary 이론	Bending저항을 고려한 Catenary 이론
좌표의 취하는 법과 미소길이의 양단에 생각하는 단면력	 $\Delta M - w d s^2/2$	 $\Delta M - w d s^2/2 - T d y$		
평형 조건식	$R_A = R_B = \frac{1}{2} wl$ $M_x = R_A x - \frac{1}{2} wx^2$	$R_A = R_B = \frac{1}{2} wl$ $M_x = R_A x - \frac{1}{2} wx^2 - Ty$	$V = F \sin\theta_B = wl$ $H = F \cos\theta_B$	$T_A = T_B \cos\theta_B - Q_B \sin\theta_B$ $Q_A = wl - T_B \sin\theta_B - Q_B \cos\theta_B$ $M_x = M_A + Q_A x - \frac{1}{2} x \int_o^x w ds - T_A y$
힘과 변형의 관계식	$\frac{M_x}{EI} = \frac{1}{p} = 1\frac{d^2y}{dx^2}$	$\frac{M_x}{EI} = \frac{1}{p} = \frac{d^2y}{dx^2}$	$S = \frac{H}{q} \tan\theta$	$\frac{M_x}{EI} = \frac{1}{P} = \frac{-\frac{d^2y}{dx^2}}{\left[1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}}$
Deflection곡선의 방정식	$y = \frac{wl^4}{24EI}\left(\frac{x}{l} - \frac{2x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4}\right)$	$y = \frac{w}{TP^2}\left[\frac{\cosh\left(\frac{Pl}{2} - Px\right)}{\cosh\frac{Pl}{2}} - 1\right] + \frac{w}{2T}(l-x)$	$y = \frac{C}{2}(e^{x/l} + e^{x/l})$	$d^2\frac{y}{dx^2} = 9Z^2\frac{dy}{dx}\frac{d^2y}{dx^2}\frac{d^3y}{dx^3} - 15Z^4\left(\frac{dy}{dx}\right)^2\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)^3 + 3Z^2\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right) + \frac{1}{EIZ^3}\left[H\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{w}{z}\right]$ 여기서, $Z = \left[1+\left(\frac{dy}{dy}\right)^2\right]^{-1/2}$

6-4 좌 굴

토압 및 수압 등에 의하여 생기는 외부압력에 대하여 도관의 좌굴강도를 검토하여야 한다.

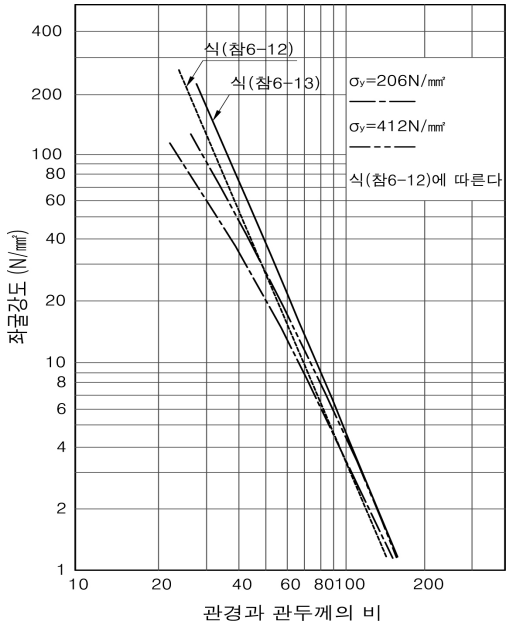
[해 설]

해저 파이프라인은 항상 토압, 수압 등의 외압이 작용함과 동시에 하역을 행하지 않는 상태, 즉 내압이 zero(대기압)가 되는 경우도 있고, 때로는 도관 내가 부분적으로부터 부압(負壓) 상태가 되는 것도 예상된다. 이와 같은 상황을 가정하여 외압에 대한 도관의 좌굴 검토를 하여 안전성을 확인해 두어야 한다.

[참 고]

(1) 좌굴강도의 산정에 대하여는 식 참고 (6-12)에 나타낸 티모센코(Timoshenko)에 의한 박육관의 이론 좌굴식, 식 참고 (6-13)의 타원관의 좌굴식 및 식 참고 (6-14)의 API BUL 5C3에 의한 산정식 등이 있다.

(2) 좌굴 강도는 도관의 외경과 둘레두께의 비에 따라 다르며 각각의 산정식은 참고 그림 (6-1)에 보여준 바와 같은 차이가 있다. 해저 파이프라인의 경우는 비교적 대구경의 도관으로 도관의 외경과 둘레두께의 비(D/t)는 80～100인 경우가 많다.



참고 그림 (6-1) 좌굴 강도의 산정

이 경우에는 어느 산정식에 따르더라도 좌굴 강도의 값의 차이는 거의 없다. 단, 엄밀히는 이들 산정식은 등분포하중, 비구속을 조건으로 하고 있으며 해저 파이프라인에 적용함에 있어서는 그 조건, 도관의 재질에 맞게 적절히 검토하여야 한다. 또한, 휨 좌굴에 대하여는 필요에 따라 검토를 수행할 필요가 있다.

$$q_{cr} = \frac{2E}{1-\nu^2}\left(\frac{t}{D}\right)^3 \qquad \text{참고 (6-12)}$$

$$P_{cr} = \frac{1}{2}\left\{\frac{\sigma_y}{m} + (1+6mn)q_{cr}\right\} \pm \sqrt{\left\{\frac{\sigma_y}{m} + (1+6mn)q_{cr}\right\}^2 - \frac{4\sigma_y q_{cr}}{m}} \qquad \text{참고 (6-13)}$$

$$P_e = \frac{3.30\times10^{-6}}{\left(\frac{D}{t}\right)\left(\frac{D}{t}-1\right)^2} \qquad (D/t \geqq 47) \qquad \text{참고 (6-14)}$$

여기서,

q_{cr} : 이론 좌굴하중(N/㎟)
P_{cr} : 타원관 좌굴하중(N/㎟)
P_e : 좌굴하중(N/㎟)
E : 도관의 탄성계수(N/㎟)
ν : 도관의 Poisson 비
D : 도관의 외경(㎜)
t : 도관의 둘레두께(㎜)
σ_y : 도관의 항복점 응력(N/㎟)
m = D/2t
n = 2e
e : 타원율

6-5 관이음의 설계

(1) 도관에 사용하는 관이음의 설계는 도관의 설계에 준하여 행하는 이외에 관이음의 유연성 및 응력집중을 고려한다.
(2) 도관을 분기하는 경우에는 미리 제작된 분기용 관이음 또는 분기 구조물을 사용한다. 이 경우 분기 구조물에는 보강판을 설치하여야 한다.
(3) 분기용 관이음, 분기 구조물 및 리듀서(reducer)는 석유 터미널(terminal), 계류시설 또는 이와 유사한 구조물에 설치한다. 단, 기립(riser)부의 강제(鋼製)의 도관과 접속할 목적으로 설치되는 경우 등에 필요한 경우에는 해저에 설치할 수도 있다.

[해 설]

(1) 관이음의 유연성 및 응력 집중에 대하여는 「본편 6-6 곡부의 설계」에 따른다.
(2) 해저 파이프라인에 있어서는 분기부를 설치하는 일은 적으며, 그 시공예도 거의 없으나 도관의 분기부외에 도관의 온도변화에 의한 신축, 조류, 바람 등에 의한 진동 및 지진동 등에 의하여 과대한 응력이 생기지 않도록 고려하여야 한다.

6-6 곡부의 설계

(1) 도관 곡부(曲部)의 설계는 도관의 설계에 준하며, 이외에 굽힘(bend) 유연성 및 응력집중을 고려한다.
(2) 도관의 곡부에는 다음의 경우를 제외하고 미리 제작된 곡관(bend pipe)을 사용한다. 단, 마이타 곡관을 사용하는 경우는 내압에 의하여 생기는 원주방향 응력이 도관의 규격 최소 항복점 강도의 20% 이하의 경우에 한한다.
① 현장에서 적절한 최소 곡률반경에 따라서 냉각 구부림(bending)을 하는 경우
② 현장에서의 시공조건 기타 특별한 이유에 의하여 부득이한 경우로서 3°를 넘지 않는 각도로 도관의 접합을 행하는 경우
③ 기립(riser)부 등에서 주위조건 등의 이유에 의하여 도관을 현장에서 굽힘(bending)을 하면서 설치하는 경우
④ 육상에서 도관 코일(coil)을 제작하여 해상에서 감아올려 설치하는 경우

[해 설]

(1) 관이음 및 곡부의 유연성 및 응력 집중은 변위가 구속되지 않는 도관계(導管系, piping system)에 대하여 아래와 같이 고려한다.
① 유연성
직관부의 휨강성(EI)에 대한 관이음부 및 곡부의 휨강성의 감소율을 유연계수(flexibility factor)라 하며, 관이음 또는 곡부를 포함한 도관계에 있어서 온도 및 압력변화에 의한 응력해석에 쓰인다. 이 유연계수는 관이음 또는 곡관 등의 형상 및 구조에 따라 적절히 정한다.
② 응력집중
관이음부 및 곡부에 온도변화, 압력변화, 지진 등에 의한 변형이 생긴 경우에는 응력 집중이 일어난다. 따라서 도관계의 설계에 있어서는 응력 집중을 고려하여 어느 부분에 있어서는 규정의 허용 응력을 넘지 않도록 설계하여야 한다.
③ 합성 응력
휨 및 내압에 의하여 생기는 축방향 응력 및 원주방향 응력과 비틀림에 의하여 생기는 전단응력을 합성한 응력이 규격 최소 항복점 강도의 90% 이하가 되는 것을 확인하여야 한다.
(2) 현장에서 냉각 굽힘(bending)을 하는 경우의 최소 곡률반경은 해설 표 (6-3)에 제시한 값으로 한다. 이때 도관의 지름은 도관의 외경 2.5% 이상 감소해서는 안 된다.

해설 표 (6-3) 최소 곡률반경

도관의 외경(㎜)	최소 곡률반경(㎜)
D≦318.5	18D
318.5<D≦355.6	21D
355.6<D≦406.4	24D
406.4<D<508.0	27D
508.0≦D	30D

(3) 곡부에 대하여는 현장의 냉각 굽힘(bending)에 대하여 일반적으로 상기(2)의 규제(제한)가 이루어지고 있으나, 해저 파이프라인에서는 수심 및 주위조건에 따라서는 제작된 곡관의 설치가 곤란하고 위험하기 때문에 현장 냉각 굽힘방식(bending shoe, J-tube)이나 심해설치를 위하여 릴 바지법(reel barge or reeled coil method)이 개발되어 외국에서는 이미 실용화되고 있다.
이와 같은 경우에는 굽힘(bending)에 의한 형상의 변화 (관경, 直圓度, 두께) 및 재질의 변화(강도, 연신율(elongation), 연성(ductility) 등)을 고려하여 현장 굽힘(bending) 후의 곡관의 성능을 확인해 두는 것이 필요하므로 실험 또는 경험 등에 의한 확인이 필요하다.

[참 고]

(1) 유연성 및 응력집중에 대하여는 구조물의 형상의 만곡 또는 불연속성, 형상의 일관성을 잃은 것이 원인이 되어 일어난다. 한편, 단순한 단면감소에 의한 응력 집중도 있어 해석은 특정의 것을 제외 곤란하다. 특정의 것에 대하여는 실험결과도 보고되어 있으나 필요에 따라 실험에 의한 검토를 할 필요가 있다.

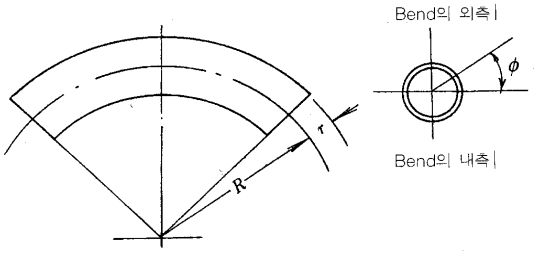
(2) [해설] (1) 3)에 제시한 합성 응력의 계산은 「본편 6-2 도관의 허용 응력」에 제시한 식 참고 (6-1)에 의해 산정해도 된다.

(3) 곡관이 내압을 받을 경우의 원주방향 응력은 식 참고 (6-15)에 의하여 구한다.

$$\sigma_{ci} = \frac{2R + r\sin\phi}{2(R + r\sin\phi)} \frac{P_i(D-t)}{2t}$$ 참고 (6-15)

여기서,

σ_{ci} : 내압에 의하여 곡관에 생기는 원주방향 응력(N/㎟)
R : 곡관의 곡률 반경(㎜)
r : 관의 외반경(㎜)
D : 관의 외경(㎜)
t : 관의 두께(㎜)
P_i : 상용압력(N/㎟)
ø : 참고 그림 (6-2) 참조



참고 그림 (6-2) 곡부(曲部)

σ_{ci}는 ø = π/2에서 최대가 되나, 외압에 의한 응력의 최댓값을 일으키는 위치와는 반드시 일치하지 않으므로 주의를 요한다.

6-7 밸브의 설계

(1) 밸브(valve)는 도관과 동등 이상의 강도를 갖는 것을 사용한다.
(2) 밸브(석유 터미널 또는 계류시설내의 도관에 설치하는 것 및 체크밸브 제외)는 피그(pig)의 통과에 지장이 없는 구조로 한다. 이 경우 밸브와 도관과의 접속은 맞대기 용접으로 한다.
(3) 밸브를 용접에 의하여 도관에 접속하는 경우에는 접속부의 두께가 급변하지 않도록 시공한다.
(4) 밸브는 해당 밸브의 자중 등에 의하여 도관에 비정상적인 응력을 발생시키지 않도록 설치한다.
(5) 밸브는 도관의 팽창 및 수축, 지진력 등에 의한 비정상적인 힘이 직접 작용하지 않도록 고려하여 설치한다.
(6) 밸브의 개폐 속도는 기름의 충격(油擊) 작용을 고려한다.
(7) 밸브를 해저에 설치하는 경우에는 밸브의 구조, 조작의 방법, 점검 및 보수의 방법에 대하여, 도관의 안전상 지장이 없음을 확인한 후 설치한다.

[해 설]

(1) 해저에 설치되는 밸브는 다른 장소에 설치되는 밸브와 다음과 같은 점이 다르므로 그 강도, 신뢰성, 보전성에 대하여는 특별한 고려가 필요하다.
① 차단을 필요로 하는 기회가 비교적 적다.
② 고장 난 경우 수리가 용이하지 않고 교체가 매우 곤란하다(특히 용접의 경우).
③ 비교적 손질이나 보수가 곤란하다.
④ 도관의 응력이 밸브에 직접 전달되는 가능성이 높다.
⑤ 피그(pig)의 통과를 가능하게 할 필요가 있다.
⑥ 해수와의 접촉이 밸브의 내외에서 각각 발생한다.
⑦ 비상시의 경우 인력조작에 비교적 시간이 걸린다.
⑧ 파이프라인의 방식에서 수소(水素)에 민감한 재료의 사용은 문제가 있다.
⑨ 지진 후의 성능 확인이 용이하지 않다.
⑩ 밸브의 추가설치가 곤란하다.
(2) 해저에 밸브를 설치할 때에는 다음과 같은 것을 고려하여야 한다.
① 밸브의 강도는 도관과 완전히 동등 이상으로 할 필요가 있고, 설치 후에 해당밸브의 필요가 없어진 경우에도 도관의 일부로서 남아있어도 문제가 없도록 할 필요가 있다.
② 제어, 원격조작, 직접조작에 대하여 밸브의 기능이 발휘되도록 충분히 배려하여야 한다.
③ 도관계의 방식을 고려하여 접합법, 밸브의 방식피복, 밸브의 재질을 적절히 선정할 필요가 있다.

6-8 기립부의 설계

(1) 도관 등의 기립(riser)부는 「본편 제4장 설계외력 및 하중」의 규정 이외에 호안·지지 구조물 및 도관의 부등침하 등을 고려하여 설계한다.
(2) 도관 등의 기립(riser)부의 굽힘(bend)부분은 엘보(elbow) 또는 이에 준하는 굴절부가 없는 것을 사용한다. 직관을 굽혀서 설치하는 경우 그 구조와 품질은 「본편 제5장 재료」의 규정에 따른다.
(3) 도관 등의 기립(riser)부에는 적절한 방식대책을 강구한다.
(4) 도관 등의 기립부에는 다음에 정하는 바에 따라 방호공을 설치한다. 또, 부표식 계류시설에 이르는 도관 등의 기립부에 강제 이외의 것을 사용하는 경우에는 제외한다.
① 파랑 및 선박과 나무 등의 표류물에 의한 외력에 대하여 도관 등의 안전이 확보되도록 견고하게 내구성을 갖으며 또, 도관 등의 구조에 대하여 지장을 주지 않는 구조로 한다.
② 선박 및 나무 등의 표류물에 의한 방호공에 대한 충격을 완화하기 위하여 필요한 곳에 충격완충 조치를 강구해 둔다.

[해 설]

(1) 기립(riser)부는 구조상 가장 큰 약점이 되는 부분으로 해면상 직립부가 되어 파랑작용이나, 선박, 나무 등 표류물의 충돌가능성이 높다. 따라서 기립부 도관 주위를 둘러싼 방호공을 설치하는 것이 바람직하다. 기립부에 작용하는 외력 및 하중의 종류에는 다음과 같은 것이 있으므로 이들 중 필요한 것에 대하여 충분한 강도를 갖는 효과적인 구조로 하여야 한다.
① 내 압
② 자 중
③ 파 력
④ 흐름의 힘
⑤ 온도변화의 영향
⑥ 지진력
⑦ 선박 및 표류물 등에 의한 충격력
⑧ 지지 구조물 및 기립부에서의 진동현상
⑨ 풍압력
(2) 기립(riser)부의 도관에 대한 방호공의 설계는 「제8편 계류시설」에 준하여 행하고 특히 충격력 및 지진력에 대하여는 충분한 검토를 하여야 한다.
(3) 기립(riser)부의 도관 및 방호공의 설계에 있어서 유의할 사항은 파랑작용에 의한 안전성, 기립부 부근의 해저지반의 침하량, 허용변위량, 지진 시 응력, 육상호안 등의 원호활동 등이며, 구조해석을 행함과 동시에 이들 모든 사항에 대한 충분히 검토해야 한다. 또, 해저 파이프라인과 육상 파이프라인을 포함하여 기립부 부근의 도관에 대하여 전체의 배관계로서의 응력 계산을 하여야 한다.
(4) 기립(riser)부에서는 다음의 방식대책을 강구한다.
① 기립부는 소위 스플래시 존(splash zone)을 포함하여 해수, 비말, 공기, 햇빛 등의 영향을 받으므로 외면은 적절히 피복하여야 한다. 또, 보수 관리에도 특히 주의할 필요가 있다.
② 기립부에서 해수 중에 잠긴 부분에는 해저 파이프라인의 일부로서 전기방식을 적용하게 되는데 지지구조물, 고정식 계류시설 및 호안등과의 관계를 충분히 고려하여 계획 및 보수 관리를 하는 것이 필요하다.

③ 기립부의 관 내부를 해수로 치환하는 경우에는 부식대(腐蝕代), 내면방식의 적용 등 이외에 관의 두께의 계측관리를 정기적으로 하여야 한다.

④ 전기방식을 위해 기립부와 고정식 계류시설과의 연결 시에는 필요한 곳을 절연할 필요가 있다.

(5) 해저 파이프라인에서 구조상의 가장 취약한 부분이 기립(riser)부이며 또, 해면상에 솟아(rise up) 있어 선박, 유목(流木) 등의 표류물이 충돌할 가능성이 있다. 따라서 기립부의 도관의 주위를 둘러싸는 형상의 방호공을 설치하는 것이 필요하다. 방호공은 기립부의 도관이 연직에서 수평으로 구부러지는 곡부의 가대(架臺)를 겸하게 된다.

(6) 방호공의 구조 및 충격 완충조치는 다음에 따른다.

① 도관의 기립부에 설치되는 방호공은 선박, 나무 등의 표류물이 도관에 직접 충돌하지 않는 구조로 함과 동시에 충돌에 의한 충격의 영향이 도관에 직접 전달되지 않는 구조로 한다.

② 방호공이 설계에 있어서는 도관의 규모, 기립부 부근의 수심, 기초지반, 지진, 바람, 파랑, 조류, 표류물의 크기 및 접근속도 등을 고려한다.

[참 고]

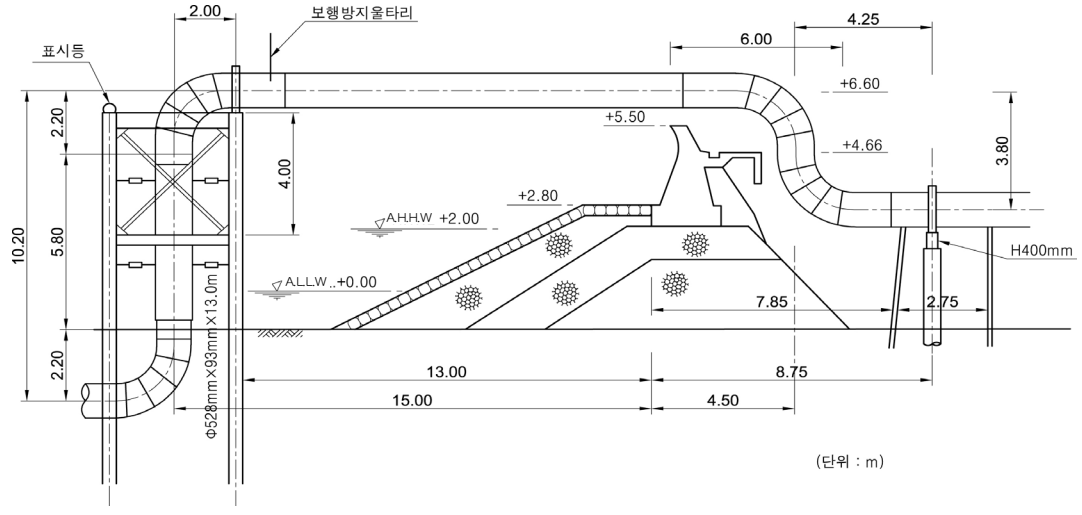
(1) 기립(riser)부의 도관을 하역용 돌핀(platform) 또는 안벽(sea berth)에 지지 고정하는 방법이 많이 있다. 일반적으로 천해역에서의 기립부 도관의 지지방법은 도관의 변위(deflection), 구조물의 변위를 기립부 도관에 작용시키지 않도록 기립부 도관과 구조물과의 접촉에 있어서는 가동받침, 고무(rubber)판 또는 테플론(teflon)판 등을 설치한다.

심해에 있어서는 기립부의 도관 자체중량도 크고, 도관의 연직부의 길이가 길기 때문에 구조물의 변위 및 기립부의 도관의 변위는 충분히 도관이 갖는 유연성에 의하여 흡수되므로 지지방법에 용접 등에 의한 고정방식을 채용하는 경우가 많다.

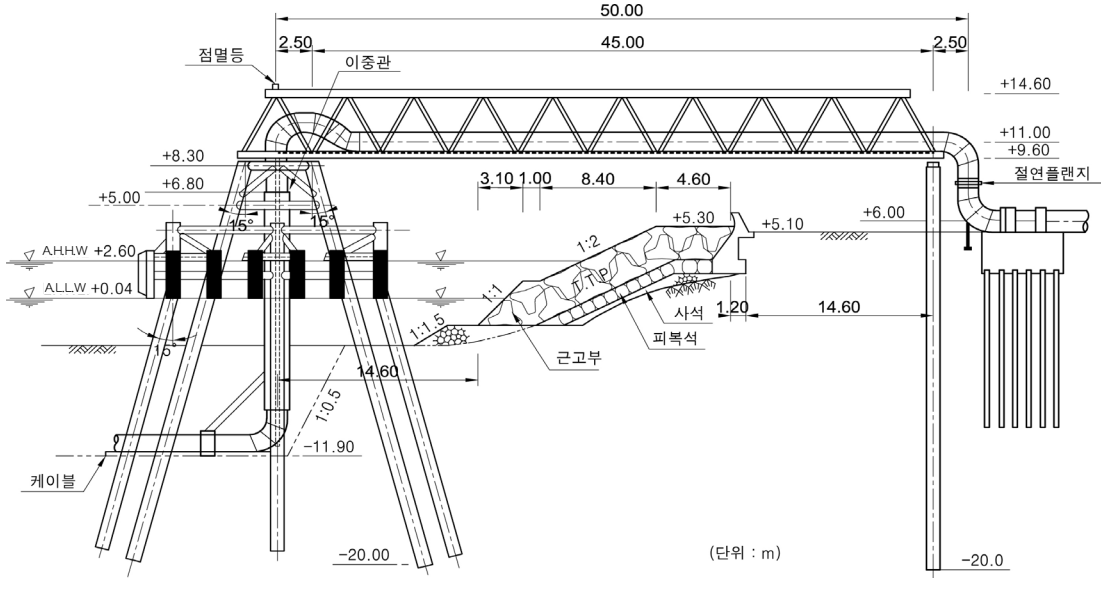
(2) 기립(riser)부의 도관을 해저에서 지지하는 것은 거의가 도관의 자중을 지지하는 것이다. 해저가 연약지반인 경우, 도관의 자중에 의해 침하, 압밀침하에 의한 도관에 응력이 생긴다. 이들 침하대책으로서 기립부의 도관하단에 콘크리트 블록, 골재 등의 기초공을 설치하는 등의 방법이 시행되고 있으나 압밀침하에 대하여는 지반개량을 하는 것이 가장 효과적이다.

(3) 도관을 호안 등의 하부에 부설하고 기립(riser)부를 육상부에 설치한 사례도 보인다.

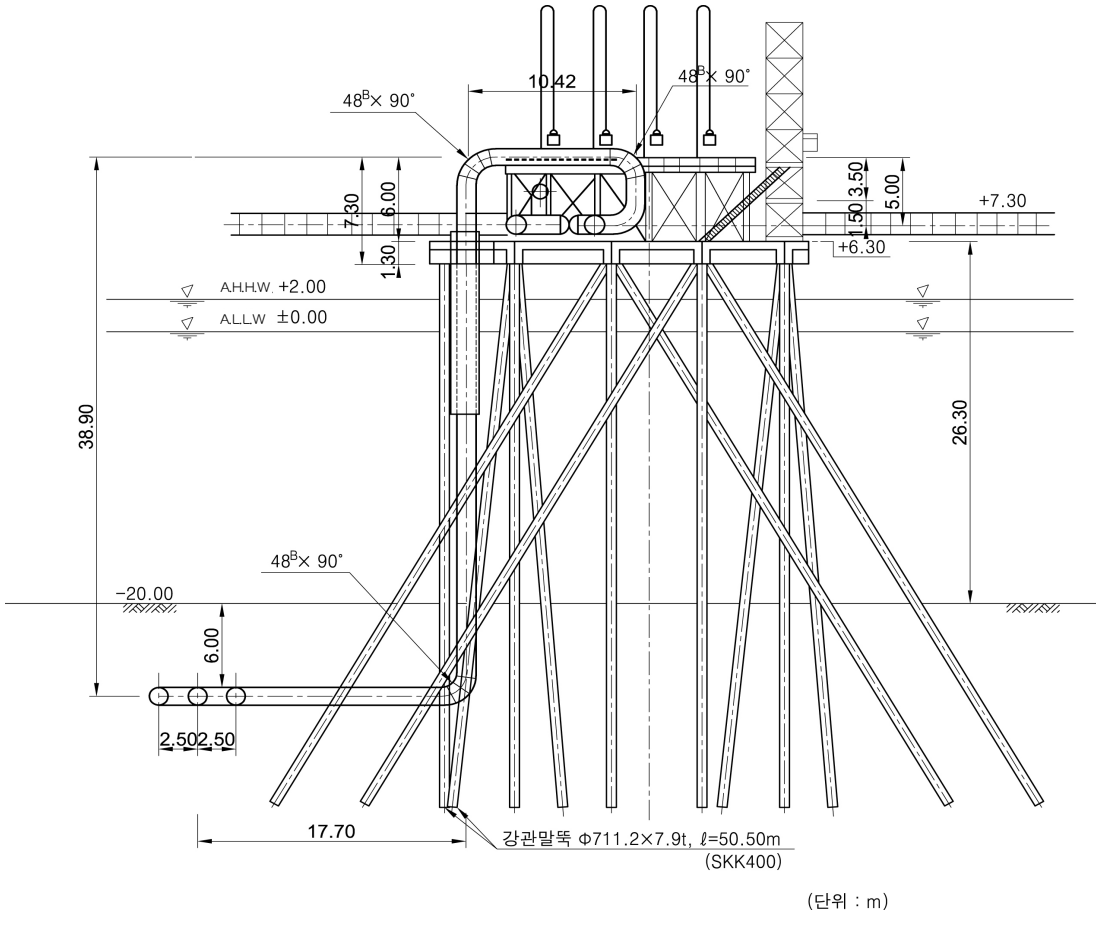
(4) 방호공의 구조형식은 다양하나 일반적으로 강관을 사용한 구조가 많고, 육상 기립(riser)부에서는 참고 그림 (6-3) (a), (b)에 제시한 구조예가 있다. 고정식 계류시설 측의 구조예로는 참고 그림 (6-4)가 있고 고정식 계류시설의 구조상, 육상 기립부와 같은 구조로 하는 것이 곤란한 경우가 많으며, 그 대안으로서 기립부의 도관을 이중관으로 하는 경우가 많다.



참고 그림 (6-3)(a) 육상 기립(riser)부의 구조 (예)



참고 그림 (6-3)(b) 육상 기립(riser)부의 구조 (예)



참고 그림 (6-4) 고정식 계류시설측 기립(riser)부의 구조 (예)

제 7 장 방식, 접합방법 및 가열 보온설비

7-1 방식피복

(1) 해저 파이프라인에는 내구성이 있고 또 전기절연저항이 큰 피복방식재로 외면부식을 방지하기 위한 조치를 강구하여야 한다.
(2) 도관 등의 용접 이음부는 내구성과 전기절연저항을 갖는 적절한 피복을 한다.

[해 설]

방식피복의 목적은 도관 전체의 금속표면이 전해질과 전기적으로 절연되는 것이다. 이를 위하여 도장재는 전해질 중에서 장기간동안 안정된 고 전기절연저항을 갖는 것으로 부설공사중이나 부설 후의 외력에 의한 손상에 강한 저항성이 있어야 한다. 일반적으로 피복방식에서 도장재는 전기절연저항을 높이고 복장재는 도장재의 기계적 강도를 보강하는 것이 목적이다.

[참 고]

(1) 파이프라인의 부식 문제는 외면부식과 내면부식으로 나누어진다. 외면부식은 모든 해저 파이프라인의 공통 문제로서 오늘날에도 중요한 파이프라인은 방식피복과 전기방식법을 병용함으로써 외면부식을 방지하고 있다. 내면부식은 도관을 통하여 이송하는 석유의 부식성분이나 보안을 위하여 치환되는 해수에 의하여 일어난다. 가솔린, 등유, 경유 등의 석유제품에서는 내면부식을 고려할 필요가 없다. 그러나 해수 또는 유정(油井)에서 나온 수분, 가스성분, 이산화탄소(CO_2), 이산화유황(SO_2) 등을 포함하는 미처리 원유에서는 내면부식이 문제가 될 수 있다. 내면부식 대책으로는 부식대(腐蝕代), 내면도복(內面塗覆), 전기방식법 등을 들 수 있으나 부식대를 적용하고, 또 부식의 정도를 검사하는 방법이 가장 많이 쓰이고 있다.

(2) 피복방식재에는 다음에 열거한 것 또는 이와 동등이상의 방식효과를 갖는 것을 사용한다.

① 도장재(塗裝材)

KS D 3589 폴리에틸렌(polyethylene) 피복 강관

KS D 8306 수도용 강관 아스팔트(asphalt) 도복장 방법에 정하는 아스팔트 에나멜(asphalt enamel) 또는 블론 아스팔트(blown asphalt)

KS D 8307 수도용 강관 콜타르 에나멜(coaltar enamel) 도복장 방법에 정하는 콜타르 에나멜(coaltar enamel)

② 복장재(覆裝材)

KS D 8306 수도용 강관 아스팔트(asphalt) 도복장 방법에 정하는 비닐론 클로스(vinylon cloth), 글래스 클로스(glass cloth) 또는 글래스 매트(glass mat)

(3) 전항에서 규정하는 동등 이상의 방식효과를 갖는 재료로는 다음과 같은 것이 있다.

① 타르 에폭시(tar epoxy) 피복
② 플라스틱(plastic) 피복 (유 under coat 또는 무 under coat)
③ 플라스틱(plastic) 방식 테이프(tape)
④ 열수축형 플라스틱 쉬트(plastic sheet) 또는 열수축형 플라스틱 튜브(plastic tube)

또한, 동등 이상의 성능을 갖는지 여부를 판단함에 있어서 다음과 같은 특성을 검토하여야 한다.

① 피복의 절연성, 내구성, 내수성 등

② 피복의 밀착성, 강도, 연성(延性) 등

③ 공장 및 현장에서의 작업성

종래에 아스팔트(asphalt)계 또는 콜타르 에나멜(coaltar enamel)계의 두꺼운 피복이 사용되어 왔으나 최근에는 플라스틱(plastic)계 외면피복을 사용하게 되었다.

(4) 피복방식에는 PVC계열 테이프처럼 50~55%만 감아도 되는 것과 PE계열 테이프처럼 안쪽층(inner layer), 바깥층(outer layer)으로 구성되는 것이 있으나 그 형식을 불문하고 KS D 8500 수도용 강관 외면테이프 피복방식 방법에 규정하는 방식 피복방법에 적합한 것, 또는 이와 동등 이상의 방식효과를 갖는 피복을 한다.

(5) 도관 등의 외면 보호로는 이상과 같은 피복대책 이외에 필요에 따라서 중량조절 또는, 외력에 의한 손상으로부터 보호하기 위하여 피복방식 위에 콘크리트 코팅을 하는 경우가 많다.

(6) 장기적인 사용을 전제로 하는 해저 파이프라인은 석유제품 또는 수입원유를 취급하므로 특별한 경우를 제외하면 해수교환을 하지 않는 한 도관의 내면 부식은 별로 문제가 되지 않는다. 내면 부식량은 원유수송 관로에서 해수교환을 하는 경우에 연간 0.2~0.3㎜정도이다.

7-2 전기방식

(1) 해면 하 또는 해저면 하에 설치되는 도관 등에는 전기방식을 실시한다.

(2) 전기방식을 시행하는 경우에는 근접한 매설물 및 기타 구조물에 대하여 간섭이 미치지 않도록 필요한 조치를 강구한다.

[해 설]

(1) 파이프라인에서는 부식성이 극히 클 뿐 아니라 부설공사 시에 피복방식에 손상을 주는 일이 적지 않으므로 피복방식만으로 완전히 방식한다는 것은 불가능하다. 특히, 해저에서는 토양 중 해수의 비저항이 낮기 때문에 피복방식에 핀 홀(pin hole) 등의 결함이 있으면 여기에 부식이 집중하여 급격히 공식(孔蝕)이 진행되며, 수년 사이에 관벽을 관통하는 경우도 드물지 않게 일어난다. 따라서 피복방식과 전기방식을 병용하는 것이 필요하다.

(2) 전기방식에는 ① 희생양극방식(犧牲陽極方式), ② 외부전원방식(外部電源方式)이 있으며, 기본적으로는 일반 항만구조물의 방식법과 같다.

(3) 희생양극방식을 사용하는 경우에는 양극의 종류, 형상치수, 부착방법을 방식효과, 내용연수 및 보수를 고려하여 결정한다.

(4) 외부전원방식을 사용하는 경우에는 전극의 설치위치 및 설치방법은 방식효과 및 간섭방지를 충분히 고려함과 동시에 파랑, 조류 등의 영향으로 전극 및 부속설비가 손상되지 않도록 고려한다.

(5) 방식전류 값은 해저 파이프라인이 설치되는 환경의 부식성, 피복방식 정도, 관의 길이 및 관두께 등에 의하여 달라진다. 이들 중 가장 영향이 큰 것은 부설 후의 피복방식 상태이며 해저 파이프라인의 부설방식 시공상태를 충분히 고려하고 피복방식 자체의 절연저항 저하도 고려하여 방식전류 값을 정한다.

[참 고]

(1) 육측으로부터 전기를 공급하는 경우에는 근접 구조물에 간섭이 미치지 않도록 전기방식을 설치할 필요가 있다. 이를 위해서는 희생양극방식이 바람직하나, 도관 등의 설치 환경에 따라서는 외부전원방식을 필요로 하는 경우도 있다. 이 경우 외부전원방식에 있어서는 출력조정 등의 전류경감을 위한 조치를 취하거나, 또는 다른 구조물 및 도관 등과의 사이를 리드 선(lead wire)으로 연결하는 등의 조치를 취할 필요가 있다.

(2) 해저 파이프라인에서는 경로상에서의 관대지전위(管對地電位)의 측정이 곤란하다. 외부전원방식에서 한쪽으로부터 전류를 공급하는 경우에는 다른 쪽의 관대지전위가 방식전위보다 낮다.

7-3 도관의 접합방법

(1) 도관의 접합은 용접에 의하여 실시한다. 단, 용접이 적절하지 않은 경우에는 안전상 필요한 강도를 갖는 플랜지(flange) 접합을 할 수 있다.

(2) 플랜지 접합을 하는 경우에는 접합부를 점검할 수 있도록 하며, 석유의 누출확산을 방지하기 위한 조치를 강구한다.

[참 고]

(1) 용접이 적절하지 않는 경우의 예를 들면 다음의 경우를 말한다.

① 고무호스(flexible hose)와 접속하는 경우

② 고정식 계류시설에서 밸브, 절연용 이음속(継手) 등을 설치하는 경우

③ 해저 도관에서 분기를 내거나 다른 도관과 연결하는 경우

(2) 플랜지(flange) 접합부분은 점검이 가능하게 하고 또 위치가 확인되도록 하지만 그 내용은 도관의 사용목적, 설치깊이 등에 따라 다르다. 매설시 사례별(case by case) 검토가 필요하다.

7-4 용접 시공법

(1) 도관의 용접은 아크(arc) 용접 또는 이와 동등 이상의 용접효과를 갖는 방법에 따른다.

(2) 도관의 용접은 수중에서 해서는 안 된다. 단 용접부를 물로부터 차단하여 행하는 경우에는 이 제한을 받지 않는다. 물로부터 차단하여 행하는 경우에는 이 제한을 받지 않는다.

[해 설]

(1) 용접 방법은 아크(arc)용접 또는 이와 동등 이상의 용접효과를 갖는 방법으로 하고 용접결과를 용접시공법 확인시험을 실시한다. 단 용접작업자는 용접법 및 도관에 따른 자격 또는 능력을 가진 자이어야 하며, 또 용접시공 및 관리는 능력 있는 용접기술자의 계획에 따라야 하며, 동시에 그 지도하에 수행한다.

(2) 용접기기 또는 용접 장치 및 그 부속품은 현장의 작업에 적합한 성능과 용량을 갖추고, 용접재료는 용접법 및 도관 재료의 종별, 화학적 성질, 기계적 성질에 따라서 모든 규격에 적합한 것을 사용한다.

[참 고]

(1) 도관 등의 용접은 아크(arc) 용접 또는 이와 동등 이상의 용접효과를 갖는 방법에 따른다. 여기서 말하는 이와 동등 이상의 용접효과를 갖는 방법에는 다음과 같은 것이 있다.

① 피복 아크용접 (즉, 수용접)에 쓰이는 용접기에는 변압기식, 발전기식 (전동 또는 엔진 구동) 정류기식 등의 직류 또는 교류 아크용접기로 도관의 종류 및 치수와 사용하는 용접봉의 종류 및 치수에 적합한 특성과 충분한 용량을 갖춘 것.

② 자동 및 반자동 아크용접에는 도관의 종류 및 치수와 사용하는 용접법 및 용재(熔材) 공급장치를 갖춘 것.

③ 아크용접 이외의 용접법에 사용하는 용접기에는 도관의 종류 및 치수와 용접법에 적합한 특성과 충분한 용량을 갖는 용접기로서 적절한 제어장치 및 필요한 부속장치를 갖춘 것.

(2) 용접 시공법 확인시험에 대하여는 「본편 9-1 용접부의 비파괴 시험」에 준한다.

(3) 관련 규격에는 아래의 것이 있다.

① 용접기기

KS C 9602 교류 아크(arc) 용접기
KS C 9605 정류기식 직류 아크(arc) 용접기
KS C 9607 용접봉 홀더(holder)
KS C 9623 교류 아크(arc)용접용 전격방지 장치(電擊防止裝置)
KS C 3317 600V 고무절연 캡타이어 케이블(cable)
KS C 3332 고무절연 클로로프렌 시스케이블
KS C 3602 600V 비닐절연 캡타이어 케이블(cable)
KS C 3321 용접용 케이블(cable)
KS P 8141 차광(遮光) 보호구
KS P 8142 용접용 보호면
KS M 6673 방진(防塵) 마스크(mask)

② 용접재료

KS D 7004 연강용 피복 아크(arc)용접봉
KS D 7006 고장력강용(鋼用) 피복 아크(arc)용접봉

7-5 가열 및 보온을 위한 설비

도관에 가열 또는 보온을 위한 설비를 설치하는 경우에는 화재 예방상 안전하고 또 다른 악영향을 주지 않는 구조로 한다.

[해 설]

가열배관(加熱配管)은 저유황유인 미나스(minas) 원유라든가 벙커씨(bunker C)유와 같이 상온에서 점성(粘性)이 높고 왁스(wax)분이 다량 함유되어 쉽게 응고하는 유체에 있어서 수송 중에 유체의 유동점보다 높은 온도를 유지할 필요가 있을 때 가열, 보온의 대책으로 사용되고 있다.

[참 고]

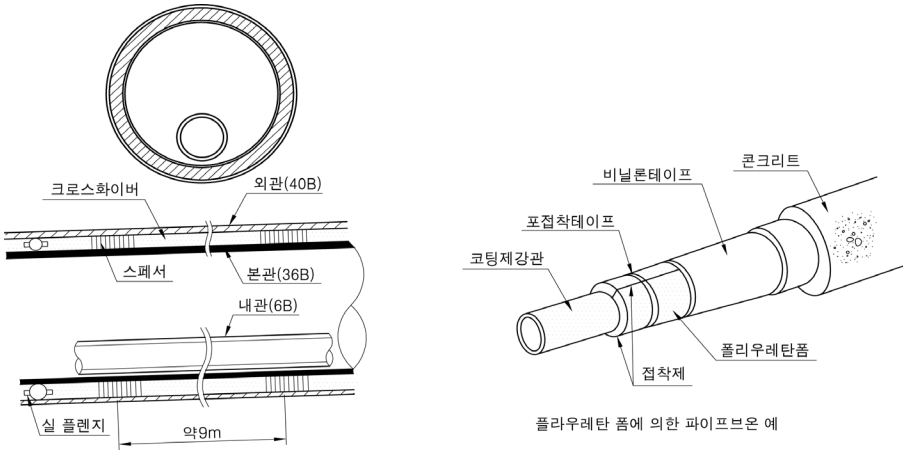
(1) 해저 파이프라인의 가열보온 시스템은 참고 그림 (7-1)에 제시한 바와 같이 분류되며, 시스템의 열손실 해석을 통해 경제성, 유지·관리의 용이성 등을 비교하여 적절한 방법을 채용하게 된다.

(2) 보온구조의 예를 참고 그림 (7-2)에 나타낸다. 또, 가열구조의 예로는 참고 그림 (7-1)에 보여주는 바와 같이 3중관 구조인 것이 있다.

가열보온 시스템

- 파이프라인 가열방식
  - 전기가열
    - SECT법
    - 직접 전기법
  - 스팀(steam) dress
  - 오일(oil) 또는 온수 dress
- 파이프라인 비가열방식
  - 치환방식
    - 탱커 바지(tanker barge)에 의한 치환
    - 탱크(tank)에 의한 치환
    - 파이프라인에 의한 순환
      - 2계열 방식
      - 중관방식
  - 비치환 방식 → 파이프라인 비가열(보온만) ; 일정 시간간격이내에 송유한다.

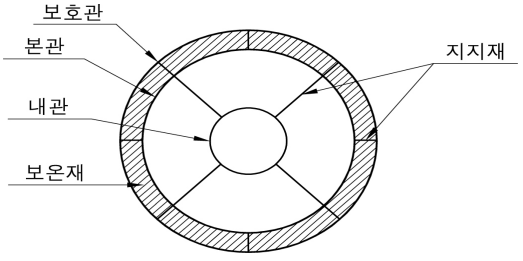
참고 그림 (7-1) 가열보온 시스템의 분류



참고 그림 (7-2) 보온구조의 예

참고 표 (7-1) 3중관의 구조와 설계제원

(a) 구 조 도



(b) 설 계 제 원

안벽 형식	일점계류부표식 안벽(sea berth)	
해저배관 길이	3,000m	
해저 최심부	해면하 27m	
해저 온도	8℃	
취급 문제	미나스 원유(응고점 35℃) 및 중동원유	
양유 조건	미나스 원유	중동원유
양유량	5,000kℓ/h	7,500kℓ/h
허용압력손실	0.3N/㎟{3.2kgf/㎠}	0.6N/㎟{6kgf/㎠}
입구온도	50℃	20℃
출구온도	40℃ 이상	—
순환유 조건		
순환유 종류	중동원유 (치환유)	
순환량	450kℓ/h	
순환유 온도	50℃ (입구에서)	
설계 압력	1.6N/㎟ {16kgf/㎠}	
배관 치수		
내 관	12B SCH 40 STPG 370	
본 관	38B 10㎜ 두께 SM400A	
보호관	42B 12㎜ 두께 SS400	
보 온	Rockwoal 25㎜ 두께 (열전도률 0.035 ㎉/m/h/℃)	
부설 조정	외주에 60㎜의 콘크리트라이닝(concrete lining)을 실시한다.	
부설 공법	해저예항법	
방 식	외부전원법	

주) 비상시 기타에 따라 미나스 원유를 관내에 남겨둔 채 방치한 경우의 응고는 계산에 의하면 본관 벽으로부터 6~7㎝두께의 응고 두께가 형성되는 정도이다.

제 8 장 도관 등의 부설

8-1 일 반

(1) 도관(導管) 등을 해저에 부설(敷設)하는 경우에는 매설(埋設)을 한다. 단, 다음의 경우에는 매설하지 않고 해저에 부설할 수 있다.
① 선박의 투묘(投錨)에 의한 손상이나 선박항행 시 지장 등의 우려가 없고, 저인어업(底引漁業) 등에서 어구(漁具), 어업시설(漁業施設) 등에 손상을 주지 않는 경우
② 해저가 암반 등 단단한 지반이고, 도관을 콘크리트 등으로 보호하는 경우
(2) 해저 파이프라인 부설 시에는 파이프라인의 규모, 작업조건 등을 고려하여 적절한 부설방법을 선정한다.

[해 설]

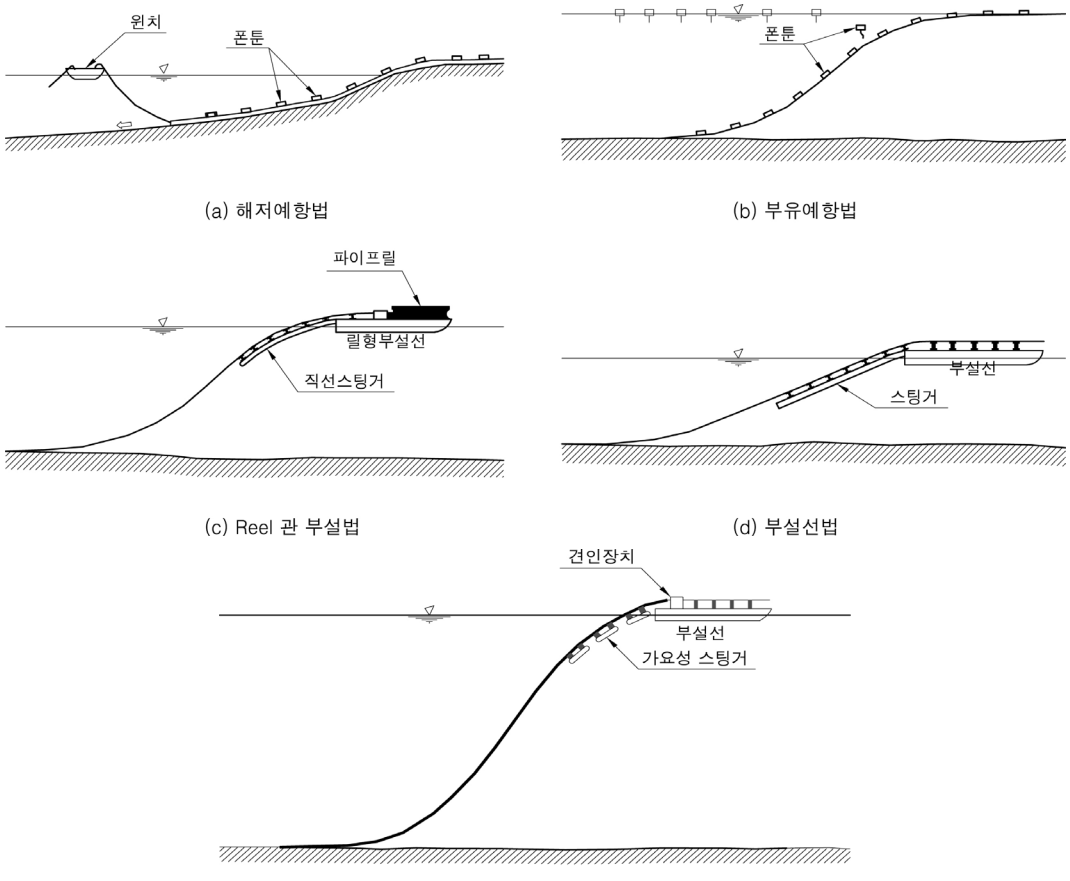
(1) 해저파이프라인은 부설공정(敷設工程)이 가장 중요하므로 적절한 부설공법 및 기기(機器)를 선정하여 면밀한 계획과 관리로 부설 시의 안전을 도모할 필요가 있다.

(2) 부설공법에는 해저예항법(海底曳航法), 부유예항법(浮遊曳航法), 부설선법(敷設船法) 등이 있고, 이를 위해서는 부설선, 윈치(winch) 또는 예항기기(曳航機器), 각종 선박 등이 필요하다. 파이프라인의 직경, 길이, 주위조건에 따라 적절한 공법과 기기를 선택하여야 한다.

(3) 도관의 부설 시 응력은 관의 공기 중 및 수중중량, 부함(浮函 : pontoon) 등의 배치, 수심, 파랑, 조류, 조석, 선박의 동요 등의 복잡한 영향을 받는다. 따라서 계획 및 설계단계에서 여러 가지 조건을 충분히 검토하고, 시공 시에는 계획, 설계시의 검토내용을 바탕으로 적절한 작업 시방과 이상시의 조치방법 등 기술된 시공지침서(manual) 등을 마련할 필요가 있다.

[참 고]

해저파이프라인 부설방식을 예시하면 참고 그림 (8-1)과 같고 각 방식별 특성은 참고 표 (8-1)과 같다.



참고 그림 (8-1) 해저배관 부설방식(예)

참고 표 (8-1) 부설방식별 특성

구 분	해저예항법	부유예항법	부설선법
1. 작업방법	◦육상제작장에서 조립한 긴 관을 바다쪽에서 해상관고정용 대선(台船 : Barge)을 끌거나, 또는 건너편 대안에서 윈치로 끌어가면서 해저에 부설하는 방법	◦육상 또는 해상에 조립한 긴 관을 물에 띄운 상태에서 부설위치까지 예항하고, 관접합용 대선상에서 해저관을 부상(浮上)시켜 해상 용접하여 침설(沈設)하는 방법	◦작업선상에서 해저관의 단관(單管)을 용접하여 연장하고 그때마다 작업선을 이동시키면서 침설해가는 방법
2. 제작장 (pipe yard)	◦관로의 연장선상에서 길이가 긴 관의 제작 및 예항용공간과 기재(器材) 및 진수설비가 필요	◦관로의 연장선상이 아니라도 길이가 긴 관의 제작 및 예항, 진수를 위한 공간과 기재가 필요	◦강관저장장 외에 육상제작장은 필요하지 않다.
3. 주변조건	◦해저조건이외의 영향은 별로 받지 않는다. 기상변화에 대한 적응성이 좋아 작업 중단 후 계속작업도 가능	◦비교적 정온한 기상·해상조건이 요구된다. 기상의 급변(急變)에 대한 적응성이 나빠, 작업 중단 후 계속작업에 있으나 어려움이 있다.	◦주변조건의 영향은 거의 받지 않는다. 기상변화에 대한 적응성이 좋아 작업 중단 후 계속잡업도 가능
4. 사용기재 (使用器材)	◦대형예항시설 필요	◦용접용 대선 이외의 특수설비는 필요하지 않다. 여러 척의 선박이 필요	◦특별 장비(裝備)를 장착한 부설선을 필요로 한다. 다른 선박은 별로 필요치 않다.
5. 관중량 조절	◦해저와의 마찰력을 적게 하여 예항력을 줄이기 위해 관의 수중중량이 가볍도록 한다.	◦해면에서 해저로 강관이 유연하게 굽어지도록 관의 수중중량이 가볍도록 조절한다.	◦부설선에서 해저로 강관이 유연하게 굽어지도록 조절한다.
6. 적용범위	◦제작장, 해저조건이 좋은 곳에서는 어느 정도의 대형 공사까지도 가능 ◦관로가 복잡하거나 대규모 공사시에는 부적절 ◦해상조건이 나쁜 곳에서도 적용가능(풍파, 조류 등)	◦소규모 작업 시 경제성이 있다. ◦복잡한 관로도 가능 ◦해상조건이 정온한 곳에 적합 ◦악천후 발생빈도가 많은 경우 작업이 연속되지 않고, 매번 단절되므로 작업일수만 충분하면 비교적 안전	◦비교적 장대(長大)한 해저관 작업에 적합 ◦복잡한 관로에는 부적합

8-2 도관 등의 교차

신설도관 등은 기 부설된 도관 등과 교차(交差) 시키지 않으나 부득이한 경우에는 다음에 정하는 바에 따른다.

(1) 기 부설된 도관 등에 유해한 영향을 주지 않도록 설치한다.

(2) 매설이 필요한 경우에는 충분한 깊이로 매설한다. 이 경우 선박의 항행 등에 지장이 없으면 아주 완만한 경사로 성토할 수 있다.

(3) 기 부설된 도관 등의 저부(底部)를 굴착할 수 있을 경우에는 기 부설된 도관 등과 약 1m 이상의 거리를 두고 필요한 경우에는 방호조치(防護措置)를 하고 설치한다.

8-3 기 부설된 도관 등과의 수평거리

신설 도관 등은 기 부설된 도관 등으로부터 30m 이상 떨어지게 부설한다. 단, 하역용 돌핀(platform)위에 부설하는 경우나 동일경로(同一經路)에 도관 등을 증설(增設)하는 경우 등 부득이한 경우에는 이격거리를 짧게 할 수 있다.

[해 설]

기 부설된 도관 등과의 거리를 30m 이상을 한 것은 기 부설된 도관 등의 되메우기 시공 예로부터 도관 중심에서 되메우기 단면의 비탈어깨까지의 거리가 15m정도이면 충분하다고 판단하여 결정한 것이다.

8-4 도관 등 상호접촉방지

2열(列)이상 도관 등을 동시에 부설하는 경우에는 해당 도관 등이 서로 접촉(接觸)하는 일이 없도록 필요한 조치를 강구한다.

[해 설]

2열 이상의 도관을 동시에 부설하는 경우 다음 중 어느 방법이나 동등 이상의 효과가 있는 방법으로 해당 도관 등이 서로 접촉하지 않도록 한다.

이 경우 표지의 설치, 잠수부에 의한 조사, 음향탐사 등에 의한 도관 등의 위치를 검사함과 동시에, 되메우기 전 또는 필요하다고 판단되면 되메우기 후에 음향탐사 등에 의한 방법으로 도관 등의 상대위치를 확인한다.

(1) 도관 등 서로를 형강(形鋼) 등으로 연결하거나 또는 구조물로 지지, 고정하여 부설하는 방법
(2) 충분한 이격거리를 두고 부설하는 방법
(3) 부설 후 적절한 이격거리가 되도록 도관 등을 이동시키는 방법
(4) 도관 등의 부설위치를 정밀하게 제어(制御)하는 방법

8-5 매설깊이

(1) 도관 등의 매설깊이는 선박의 투묘(投錨), 주묘(走錨), 어구·어업시설(漁具·漁業施設), 해저지형, 도관 및 지지지반의 안정, 해저 토질, 수심 등을 고려하여 결정한다. 이를 위하여 노선선정(路線選定) 이외에 필요에 따라 투묘시험(投錨試驗), 토질시험 등을 시행한다.
(2) 매설 장소에 준설계획이 있는 경우에는 준설 시 커터(cutter) 등이 파고드는 깊이 등을 고려하여 매설깊이를 적절하게 결정한다.

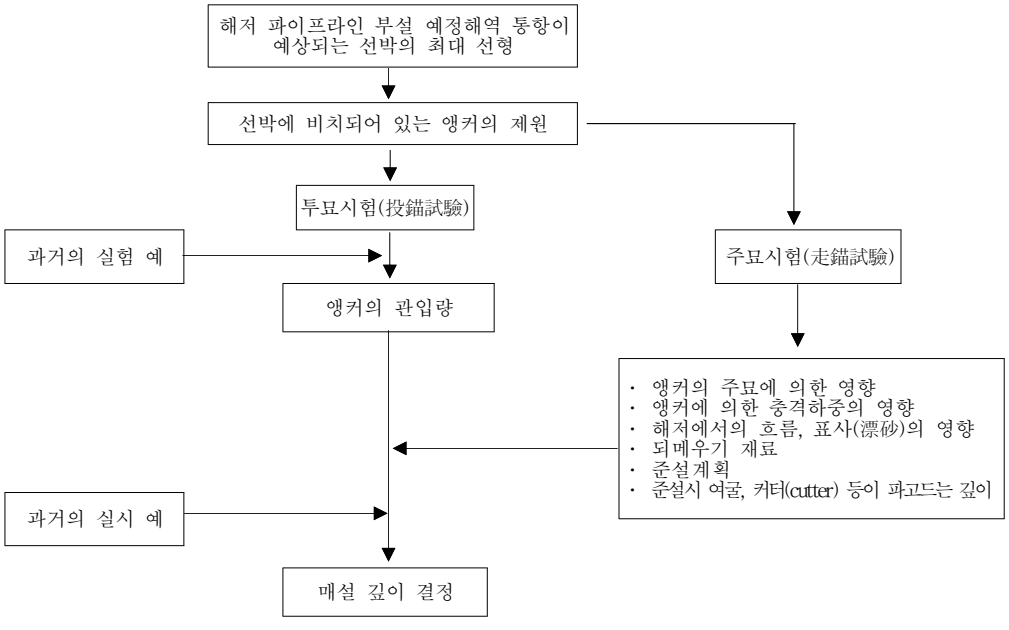
[해 설]

(1) 도관 등은 해역을 항행하는 선박이 해저파이프라인위에 앵커를 낙하시켜도 도관 등에 직접 손상을 주지 않을 정도의 깊이, 주묘(走錨), 투묘(投錨)시의 충격하중 또는 세굴에 대해서도 안전한 깊이로 매설하여야 한다.

(2) 부득이 준설계획이 있는 항로 등을 횡단하여 도관을 설치하는 경우는 적어도 준설계획선 아래 60cm 깊은 면을 가상 해저면으로 하여 매설깊이를 결정하여야 한다. 또한 준설시의 커터 등이 파고드는 깊이나, 여굴량이 60cm를 넘을 우려가 있을 경우에는 예상되는 준설방법에 따라 준설계획선 아래로 적절한 치수만큼 깊은 면을 가상해저면으로 볼 필요가 있다.

[참 고]

(1) 도관 등을 해저지반에 매설하는 경우의 매설깊이 결정은 해저파이프라인의 가장 중요한 사항중 하나이다. 이미 해저파이프라인 부설 시마다 수많은 매설깊이 결정관련 실험이 이루어지고 있지만 통일된 방법은 아직 확립되어 있지 않다. 매설깊이의 기준값을 결정하는 것은 현재로서는 어려우므로, 다음 참고 그림 (8-2)에 나타낸 절차에 따라 필요한 조사를 하고, 매설깊이를 결정하는 것이 바람직하다.



참고 그림 (8-2) 매설깊이 결정

(2) 여러 가지 요인을 고려한 뒤 매설깊이를 결정하게 되나, 매설깊이를 결정하는 지배적인 요인은 투묘에 의한 앵커의 관입량이다. 앵커 관입량 파악은 투묘시험을 하는 것이 가장 정도(精度)가 높고 현재로서는 다음과 같은 투묘시험 방법 등이 있다.

① 해상에서 실선(實船)에 의한 실물 투묘시험
② 해상에서 비실선(非實船, 크레인船 等)에 의한 실물 투묘시험
③ 육상에서의 크레인에 의한 모형 투묘시험

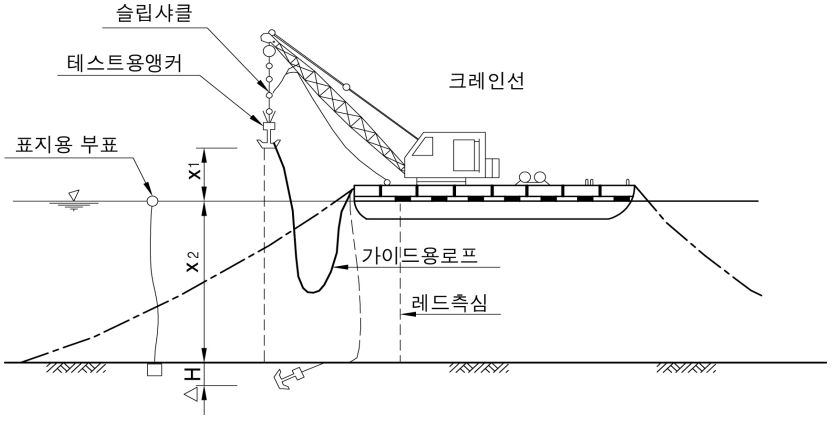
①의 방법은 해저파이프라인 부설예정 해역에서 운항되는 최대선박을 이용하여 시험을 행하고 투묘깊이를 측정하는 것으로 실선(實船)으로 시험하게 되므로 선형이 크지 않을 때 행해지고, ②의 방법은 실선의 시험이 곤란한 경우, 실선을 대체하여 크레인선 등을 이용하고 대형선형에 적재하는 실물앵커를 투묘하는 방법이고, ③의 방법은 육상에 해저지형을 형성하고 모형(模型)앵커를 투묘하는 방법이다.

(3) 투묘시험방법은 해저파이프라인 규모 등에 따라서 적절히 선택하여야 하나 어떤 방법을 선정하더라도 앵커의 중량·형상·치수, 공중낙하높이, 수심, 해저지질 등이 관련되므로 면밀한 조사와 계획이 필요하다.

(4) 투묘시험방법은 다음의 참고 표 (8-2)와 같고 비실선(非實船)에 의한 투묘시험의 관계내용은 참고 그림 (8-3)을 참고로 한다.

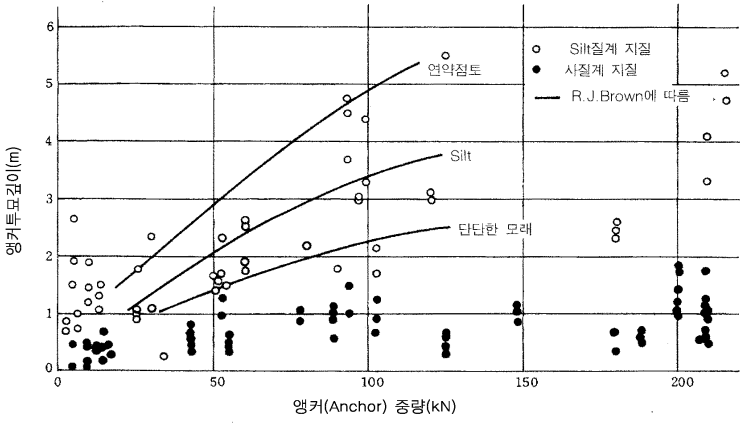
참고 표 (8-2) 투묘시험 방법

시험방법	시험장소	사용기기	사용앵커
실선(實船) 시험	해상	실선	실물
비실선(非實船) 시험	해상	크레인선	실물
육상시험	육상	크레인	모형



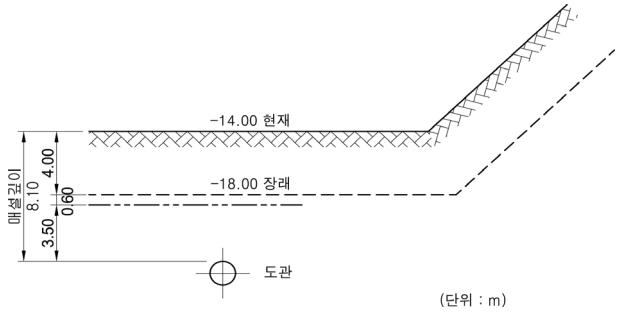
참고 그림 (8-3) 비실선(非實船)에 의한 투묘시험

(5) 과거의 투묘시험 자료에 의한 앵커의 투묘깊이와 앵커중량 관계도는 참고 그림 (8-4)와 같다.



참고 그림 (8-4) 앵커관입량과 앵커중량

(6) 준설계획이 있는 경우, 예를 들어 현재수심 (-)14.0m의 항로에서 장래 (-)18.0m까지 준설할 계획이 있고, 투묘시험 등 기타상황에서 매설깊이를 3.5m로 결정한 경우, 참고 그림 (8-5)와 같이 매설깊이는 현재 수심((-)14.0m)보다 8.1m 아래 (-)22.1m에 매설하여야 한다. 그림에서 표시된 깊이 0.6m는 매설깊이를 결정하기에 앞서 기준해저면을 정하기 위한 값이나 장래 실제 준설 시에는 사용하는 준설기기에 따라 준설선의 커터 등이 예정 준설심도보다 2~3m 깊은 지반까지도 박히는 예가 있기 때문에 이점을 고려하여 정하여야 한다.



참고 그림 (8-5) 준설계획이 있는 경우의 매설깊이

8-6 세굴방지를 위한 조치

도관 등의 매설위치는 가능하면 세굴우려가 있는 장소는 피하도록 한다. 부득이 세굴 우려가 있는 장소에 매설할 경우에는 다음 제시내용 중 한 가지 조치는 강구함으로서 세굴의 영향을 받지 않도록 한다.

(1) 세굴방지를 목적으로 하는 구조물 등의 설치나 기 설치된 구조물의 개조·철거 등을 한다.

(2) 조류, 폭풍, 하천의 영향 등에 의한 세굴우려가 있는 경우에는 세굴이 예상되는 깊이를 해저면으로 보고, 도관 등을 매설한다.

(3) 조류가 매우 빠르고 또 해저지반이 단단한 경우에는 되메우기 재료나 성토재를 세굴되지 않을 재료로 선정하고 필요한 경우 콘크리트, 샌드 매스틱(sand mastic), 점토모르타르 등을 사용하여 되메우기 재료나 성토재료를 보강한다.

[참 고]

세굴 우려가 있는 장소는 다음과 같은 경우이다.

(1) 해류·조류의 영향으로 해저가 파여지거나, 표사현상이 일어날 우려가 있는 곳

(2) 해안선의 앞바다에 있는 쇄파대의 영향으로 해저가 파여질 우려가 있는 곳

(3) 해안부근에서 해안이나 구조물 등의 영향으로 해저가 파여질 우려가 있는 곳

(4) 기타 자연현상 등의 영향으로 해저가 파여질 우려가 있는 곳

8-7 굴착 및 되메우기

(1) 굴착 및 되메우기는 관의 지름, 매설깊이, 해저토질, 수심 및 기타의 주위조건에 적합한 방법으로 시공한다.
(2) 도관 등을 부설하기 전에 굴착이 필요한 경우에는 부설방식, 수심, 해저토질 등을 고려하여 충분한 여유가 있게 굴착한다.
(3) 도관 등을 부설한 후에 굴착이 필요한 경우에는 도관 등에 손상이나 과대한 응력이 발생하지 않도록 굴착한다.
(4) 되메우기 시에는 도관 및 도관의 피복방식에 손상을 주지 않도록 시공한다.

[해 설]

(1) 굴착폭은 다음과 같이 정한다.
① 굴착저면의 최소폭은 도관외경(導管外徑)에 되메우기 및 시공오차를 고려하여 여유를 둔다.
② 굴착단면의 상면폭은 굴착시의 사면의 안정, 되메우기 작업방법 등의 조건을 고려하여 결정한다.
③ 도관을 부설하기 전에 굴착을 할 경우, 굴착단면에 토사가 유입될 것을 예상하여 여유 있게 굴착 단면을 정하고 굴착단면 마무리처리 대책을 강구한다.
(2) 굴착저면은 도관이 연속하여 저면에 지지되도록 평탄하게 시공한다.
(3) 도관을 부설하기 전에 굴착할 때에는 필요에 따라 굴착단면 마무리처리, 전석 등의 제거, 돌출물이 있는 경우 이들을 제거하고, 굴착저면의 상태에 따라서는 굴착깊이를 더 파고, 모래 등으로 되메워 고르기를 하는 수도 있다.
(4) 굴착저면의 상태는 계획된 단면 형상대로 굴착되었는지를 음향측심기 또는 잠수부를 동원하여 확인할 필요가 있다.
(5) 도관 부설 후 굴착단면의 되메우기는 다음 요령으로 한다.
① 되메우기는 도관 등 및 그 피복(途服裝)에 손상을 주지 않는 방법으로 한다.
② 되메우기 재료는 지진 시 액상화(液狀化)가 발생하지 않는 재료를 선정한다. 액상화가 예상되면 도관의 부상(浮上), 이동을 방지하는 조치를 강구하여야 한다.
③ 되메우기 전에 도관이 바르게 위치하였는지를 음향측심기, 잠수부 등을 동원하여 조사·확인하고, 되메우기 후에는 표면의 상태와 도관의 위치를 음향측심기, 해저지층 탐사기 등을 사용하여 조사·확인하여야 한다.
(6) 암반 등에서의 도관매설은 다음의 요령으로 한다.
① 해저가 암반 등의 단단한 지반일 때는 적절한 방법으로 단면을 굴착하고, 바닥면은 모래 등으로 평탄하게 고르기 한 뒤 도관을 부설하고 되메우기를 한다.
② 되메우기에는 토사, 자갈, 사석(捨石), 콘크리트 등을 사용하며, 사석을 사용하는 경우 사석에 의한 도관 및 피복에 손상을 주지 않도록 주의하여야 한다.
③ 조류가 심한 장소에서는 토사가 유실될 우려가 있으므로 자갈이나 사석 등을 사용하고 표면에는 포대콘크리트 등으로 고정시켜야 한다.
④ 굴착이 잘 되지 않는 곳에서는 지반면상에 도관 등을 부설하고 콘크리트 등으로 피복·방호 한다.

[참 고]

(1) 해저파이프라인 매설공법은 도관 등의 부설에 앞서 매설장소를 굴착하고, 굴착단면 안에 도관 등을 부설한 후 되메우는 선행굴착법(先行掘鑿法)과 도관 등을 해저면에 부설한 후 도관 등의 하부를 특수한 굴착기로 굴착하여 도관 등을 침설시키는 수중굴착법(水中掘鑿法)이 있다.

① 선행굴착법

일반적으로 항만공사시의 준설과 같은 형식의 기초터파기로서 일반 준설공사 시 준설을 "면(面)"으로 한다면 해저파이프라인은 "선(線)"으로 말할 수 있다. 해저파이프라인의 경우 그래브 준설선이 일반적으로 많이 사용되지만 해저토질, 준설깊이, 굴착 폭에 따라서는 펌프 준설선, 버킷 준설선, 디퍼・백호 준설선, 수중 불도저(bulldozer) 등도 사용된다.

② 수중굴착법

도관 등을 해저면에 부설한 후 도관하부의 토사를 고압의 워터 제트(water jet) 등으로 절삭하여 붕괴시켜 니수화(泥水化)한 토사를 수중펌프로 도관의 양측으로 배출하고, 도관을 침설(沈設)시키는 방법으로, 1회당 굴착깊이는 1.5m정도가 된다. 수중굴착기는 도관을 기준틀(guide)로 하여 롤러(roller)로 이동시키는 기구(機構)를 가지고 있다.

수중굴착기를 크게 나누면 다음의 3종류가 있다.

가. 도관하부의 토사를 고압 제트를 이용한 물로 저지반을 붕괴시켜 샌드 펌프(sand pump) 또는 에어리프트 펌프(airlift pump) 등으로 도관의 양측에 배토하는 방법

나. 도관하부의 토사를 위의 가.와 같이 펌프로 배출하지만 이 배출토를 후방의 이미 시설된 도관의 되메우기에 사용하는 방법

다. 도관하부의 토사를 고압 제트를 이용한 물로 유동상태로 만들어 교란된 토사가 침강, 압밀하기 전에 도관의 자중으로 침하시키는 방법

(2) 매설공법은 부설작업의 용이, 공사기간, 비용 등의 관점에서 수중굴착법이 효율성이 좋으나 특수한 수중굴착기가 필요하고, 또한 시공조건에도 제약이 있으므로 선행굴착법으로 시행하는 경우가 많다.

8-8 부양 방지

매설된 도관 등이 부양(浮揚) 또는 이동할 우려가 있는 경우에는 다음 내용 중 어느 한가지의 조치를 강구한다.

(1) 사용 시 도관 등의 단위체적중량(單位體積重量)은 주위의 토사가 사질토일 때는 흙의 포화단위체적중량(飽和單位體積重量) 이상, 점성토(粘性土)일 때는 액성한계에서의 흙의 단위체적중량이상으로 한다.

(2) 토사의 교란 또는 크리프(creep)에 의하여 부상(浮上)할 우려가 없는 깊이로 도관 등을 부설한다.

[참 고]

해저에 매설된 해저파이프라인은 주위의 지반과 함께 이동하며, 또한 지반이 불안정하면 압밀에 의하여 침하하거나, 부력과 크리프에 의하여 부상하며, 특히 지반이 액상화 되면 이런 현상이 심해질 수 있다. 정도가 가벼우면 해저 파이프라인이 받는 영향이 적고 안전상 무시할 수 있으나 지반의 부등침하, 액상화에 의한 부상, 침하, 이동 등이 현저하면 안전면에서 당연히 문제가 된다. 따라서 현재까지 해저파이프라인은 많은 경우 다음과 같은 내용을 검토하고, 부양방지(浮揚防止) 조치를 하고 있다.

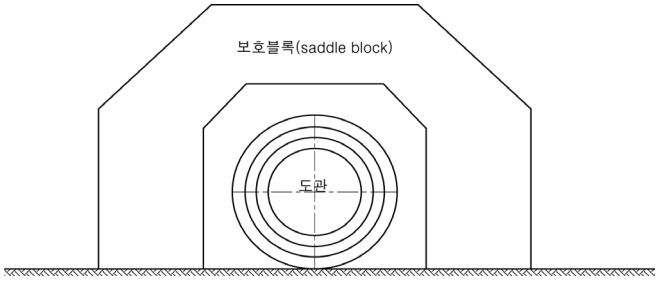
(1) 예상 압밀침하량이 적은 안정된 지반 위에 부설한다.
(2) 관 주위의 토사가 액상화하여도 부상하지 않도록 충분한 중량을 부가한다(weight counting 등).
(3) 관의 강도·연성(延性)과 용접이음의 품질이 충분히 우수한 것으로 하여 해저 파이프라인의 손상에 대한 안전도를 높게 한다.
(4) 매설깊이를 충분히 하여 해저면으로부터의 교란의 영향을 받지 않도록 한다.
(5) 계류앵커나 말뚝에 도관을 고정시킨다.

8-9 비매설 도관 등

도관 등을 매설하지 않고 부설하는 경우 다음의 대책을 강구한다.
(1) 도관 등이 연속하여 해저면에 지지되도록 한다. 또한 해저면에 전석, 노출암 등의 장애물이 있을 경우 이들을 제거하거나 도관 등의 선로를 변경한다.
(2) 필요하면 보호용 구조물의 보강시공 또는 이동방지를 위한 보호블록(saddle block) 등을 설치한다.

[해 설]

(1) 도관 등을 매설(埋設)하지 않을 때에는 부설저면을 고르기하고, 고정정착(固定定着) 등이 잘되도록 충분히 유의하여야 한다. 파이프라인 저면의 고르기는 도관 등이 연속적으로 지지될 수 있도록 평탄하게 시공한다. 매설하지 않는 도관 등의 부설저면 고르기는 해저면에 배관이 접지(接地)되도록 종단형상으로 검토하여야 한다.
(2) 도관 등이 조류 또는 부설 저면의 경사 등에 의해 부양, 이동 및 활동 등의 우려가 있을 경우, 해설 그림 (8-1)과 같이 보호블록(saddle block) 등의 고정정착(固定定着) 시설을 한다. 매설하지 않는 도관 등은 조류에 의한 영향 외에 파압에 의하여 큰 압력을 받을 수 있으므로 이들의 설계외력 평가 시 전례가 없는 것은 실험 등에 의한 충분한 검토가 필요하다. 매설하지 않은 도관의 설계외력은 관 자체에 외력이 작용할 뿐 아니라 관 바닥이 세굴되어 그 부분의 관에 공진(共振)이 발생할 수도 있는 등 기타 정착장치의 구조배치에도 관련되므로 충분한 조사와 검토가 필요하다.



해설 그림 (8-1) 보호블록 단면(예)

8-10 기립부의 설치 방법

(1) 도관 등의 기립(riser)부는 적절한 지지구조물(支持構造物)로 지지한다.
(2) 도관 등의 기립부에 근접하여 설치한 밸브(valve), 절연용(絶緣用) 이음 등은 과대한 축력(軸力)이나 휨모멘트(bending moment)를 받지 않도록 설치한다.
(3) 지지구조물의 설치, 도관 등의 기립부 설치 및 해저수평부와의 접합은 수심, 주위조건 및 도관 등의 시방(示方)에 따라 적절한 시공법으로 시공한다.

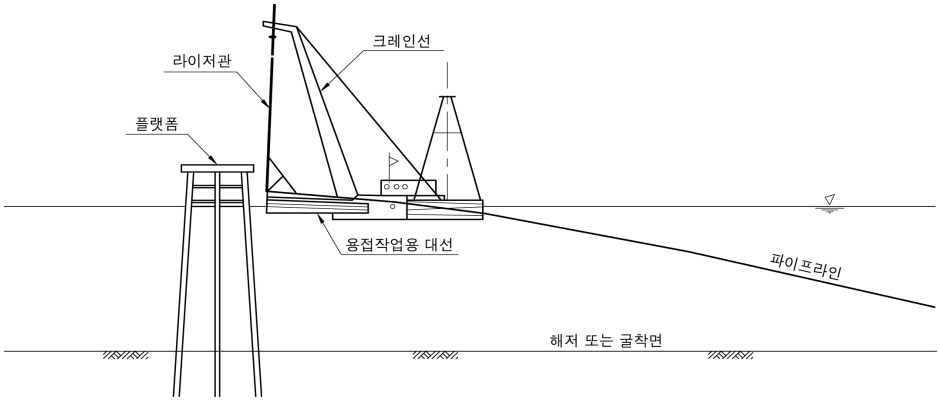
[해 설]

(1) 기립부는 그 특수성으로 인하여 기립부가 설치되는 구조물(고정식 계류시설 등) 및 보호구조물과 함께 총체적으로 균형(均衡)을 이루도록 설치하고, 보수·관리할 필요가 있다.
(2) 기립부는 육상부, 호안, 지지구조물, 해저부와 같이 지지조건이 변화하고, 또 침하정도가 서로 다른 장소에 설치되므로 시공 및 보수관리에 특히 주의를 요한다.
(3) 기립부를 고정식 계류시설에 설치할 때에는 기립부에 생길 수 있는 온도에 의한 신축(伸縮)과 부등침하 등으로 발생하는 휨응력을 기립부 배관계의 굴곡변형(屈曲變形)에 의하여 흡수할 수 있는 구조로 하고, 구조물에 설치하는 방법도 이에 부합하도록 한다. 그 외에도 기립부의 수직방향 하중(배관의 자중, 내용물 등)은 고정식 계류시설(하역용 돌핀의 슬래브 등)에 지지시키고, 수평방향에는 필요로 하는 변위(變位)를 허용할 수 있는 구조로 할 필요가 있다.
(4) 기립부의 만곡부는 미리 제작된 곡관(曲管)을 사용하나 수심 등의 관계로 시공상 부득이한 경우에는 직관(直管)을 구부려서 설치한다. 이런 경우, 구부림 후의 관의 성능은 사전에 확인해 두어야 한다.
(5) 기립부 설치방법은 해저상황, 호안 또는 고정식 계류시설 등 구조물의 상태, 조류, 파랑, 관의 치수, 수심 등에 적합한 방법으로 시공한다.

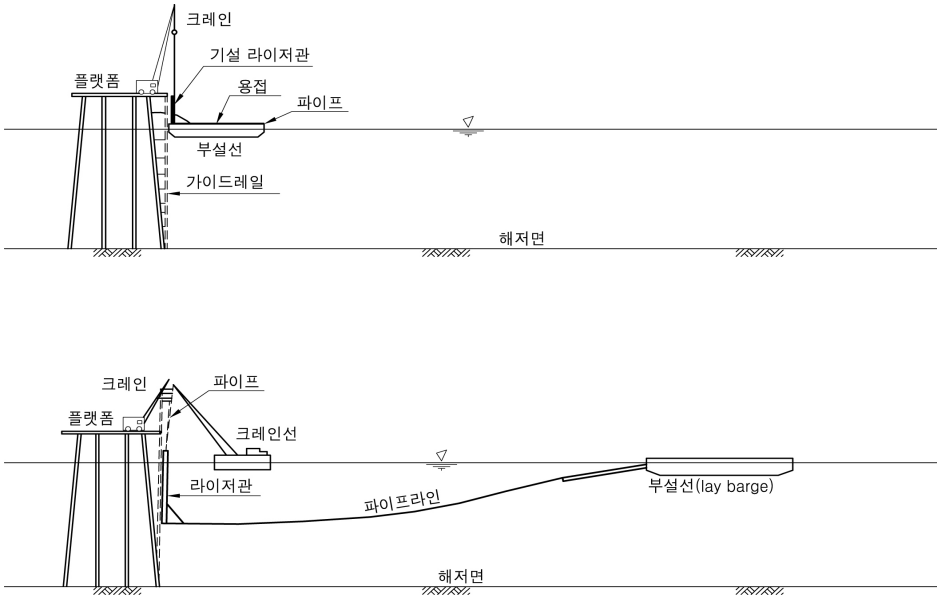
[참 고]

(1) 기립부의 지지구조에는 설치후의 지반·구조물의 부등침하를 고려하고 강도 및 굴곡변형을 검토하여 구조형식과 함께 적절한 설치방법을 채택할 필요가 있다. 이 때문에 해저지반의 치환개량, 중량물 등에 의한 인공침하 촉진 등에 의하여 설치후의 침하를 방지하고, 지상·해상부의 접속 및 지지구조와의 정착(定着)은 해당 부분의 해저지반이 안정된 후에 시행하는 것이 바람직하다.
(2) 도관 등의 기립부 하단(下端) 및 인근 해저는 과대한 침하를 방지하기 위하여 필요에 따라 지반개량을 하는 것이 바람직하다.
(3) 기립부를 고정식 계류시설에 고정시키는 방법은 여러 가지가 있으며 이들은 구조물 슬래브의 구조, 높이, 하역용 돌핀상의 배관형상에 따라 각각 다르다. 일반적으로 천해부(淺海部)에서는 해저파이프라인 굴곡변형부의 움직임이 직접 기립부에 작용하지 않도록 기립부와 구조물과의 접속부에는 가동식(可動式) 받침(shoe)으로 고무판 또는 테프론(teflon)판 등을 설치하여 구조물과 기립부 사이의 완충재(緩衝材)로 사용하는 등의 지지방법을 채용하고 있다.
(4) 기립부와 육상부와의 현장접합은 직관부에서 시공하고, 곡관은 지상에서 직관과 용접하는 것이 바람직하다.

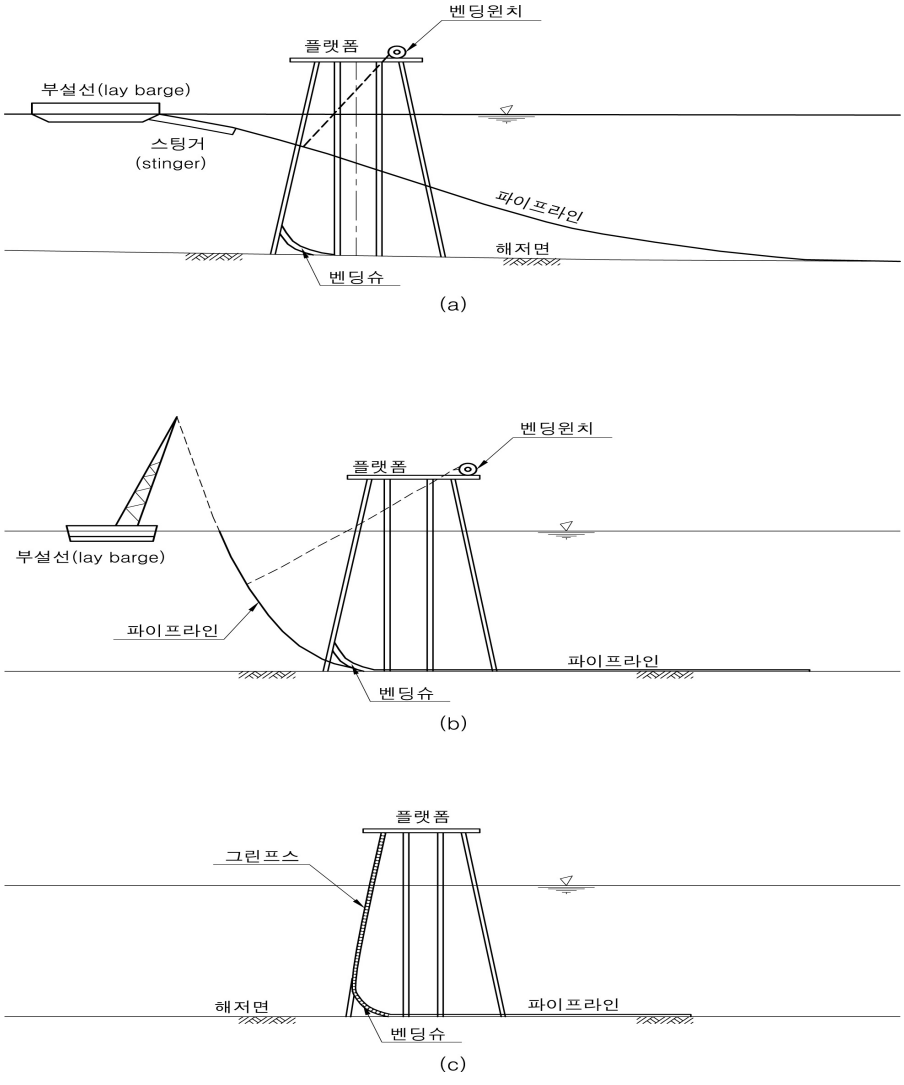
(5) 참고 그림 (8-6) ~ 참고 그림 (8-9)는 고정식 계류시설 및 석유생산 시스템의 플랫폼에서의 기립부 설치방법의 대표적인 네 가지 공법을 소개한다.



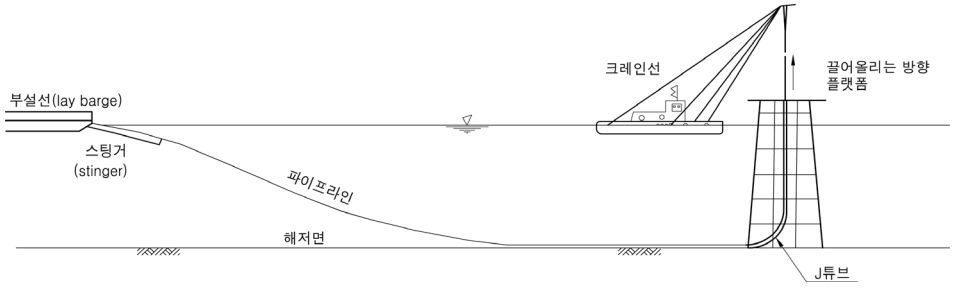
참고 그림 (8-6) 기 제작 곡관 설치방법



참고 그림 (8-7) 가이드 레일(guide rail) 공법



참고 그림 (8-8) 벤딩 슈(bending shoe) 공법



참고 그림 (8-9) 제이튜브(J-tube) 공법

제 9 장 도관 등의 시험 검사

9-1 용접부의 비파괴 시험

(1) 도관 등의 용접부는 방사선투과시험(放射線透過試驗)이나 초음파탐상시험(超音波探傷試驗)과 자분탐상시험(磁粉探傷試驗) 또는 침투탐상시험(浸透探傷試驗)을 시행하여 이에 합격하여야 한다.

(2) 도관 등의 용접부중 진동, 충격, 온도변화 등에 의하여 손상될 우려가 있는 부위는 방사선 투과시험 및 초음파 탐상시험과 함께 자분 탐상시험 또는 침투 탐상시험을 시행하여 합격하여야 한다.

(3) 비파괴 시험의 합격기준은, 아크(arc) 용접의 경우 해저파이프라인 용접부의 비파괴 검사방법의 기준에 따른다. 아크용접이외의 경우에는 미리 적절히 정하여진 시험실시 요령 및 판정 기준을 사용한다.

[해 설]

(1) 도관 등의 파손 및 누설의 원인이 되는 결함이 없음을 확인하기 위하여 용접 위치 전체를 방사선 투과시험으로 검사한다.

(2) 도관 등의 용접부중 진동, 충격, 온도변화 등에 의하여 손상이 생길 우려가 있는 부위란 기립부의 도관 등을 지칭한다.

9-2 내압시험

(1) 도관 등을 새로 부설하거나 개량한 경우에는 내압시험(內壓試驗)을 실시한다.

(2) 내압시험은 다음의 정하는바에 따른다.

① 시험압력은 상용압력의 1.5배 이상으로 한다.

② 물을 사용하여 시험한다.

③ 도관 등의 안에 주입한 물의 온도와 도관 등의 외부 온도가 대략 평형상태 일 때부터 시험을 개시하고, 시험시간은 24시간 이상으로 한다.

[해 설]

내압시험은 해저파이프라인의 완성검사의 일환으로 시행되는 중요한 시험이다. 따라서 24시간 이상동안 시험압력을 유지하면서 상태를 관찰하여 기록하고, 누수가 되지 않음을 확인할 필요가 있다.

제 10 장 안전설비

10-1 일 반

도관계(導管系)의 안전을 위한 설비(이하, 안전설비라 한다)는 아래에 정하는 바에 따른다. 단, 「본편 10-2 운전상태의 감시장치」, 「본편 10-3 경보장치」,「본편 10-4 안전제어장치」및「본편 10-8 감진장치」의 규정은 도관 등의 연장(도관 등의 기점 또는 종점이 두개이상 있는 경우에는 임의의 기점으로부터 임의의 종점까지의 도관 등의 연장 중 최대의 것, 이하 같다)이 15㎞를 넘는 경우 또는 도관 등의 상용압력이 93N/㎠ 이상이고, 또 도관 등의 연장이 7㎞ 이상인 경우에 한하여 적용한다.

[참 고]

상기의 규정은 위험물의 규제에 관한 규정에 근거하고, 이송취급소(배관 및 펌프와 이에 부속되는 설비에 의하여 위험물의 이송의 취급을 행하는 취급소)의 설비 등에 관한 기술 기준의 적용범위를 참조하여 정한 것이다.

10-2 운전상태의 감시장치

도관계(導管系)에는 펌프 및 밸브의 작동상황이나 운송상태 등 해당 도관계의 운전상태를 감시하는 장치를 설치한다.

[해 설]

감시장치는 해저 파이프라인에 의하여 석유류 등을 수송 중, 본 장에서 정하는 각종 안전설비의 상황을 한꺼번에 감시할 수 있고, 또 이상이 생긴 경우에 적절한 조치를 강구할 수가 있으며, 또 이상의 발생을 소방기관 등에 통지할 수 있는 시스템(system)이어야 한다.

10-3 경보장치

도관계(導管系)에는 다음에 정하는 바에 따라 압력의 비정상적인 상승 등 사고가 발생한 경우에 그 내용을 경보하는 경보장치를 설치한다.

(1) 경보장치의 수신부는 해당 경보장치가 경보를 알리는 경우에 즉시 필요한 조치를 강구하는 것이 가능한 장소에 설치한다. 이 장소는 초대형 석유 탱커(tanker)등에 대하여 지시 및 연락을 행하는 장소로 한다.

(2) 경보장치는 다음의 기능을 갖는다.

① 도관 등의 압력이 상용압력의 1.05배를 넘었을 때 경보를 알린다.

② 원격조작에 의하여 폐쇄하는 차단 밸브의 폐쇄를 위한 제어가 불가능해졌을 때 경보를 알린다.

③ 감진장치 또는 강진계가 설정치 이상의 가속도의 지진동을 검지한 경우 경보를 알린다.

(3) 경보장치의 수신부는 다음의 기능을 갖는다.

① 이상사태가 발생할 경우에 램프(lamp) 또는 버저(buzzer)에 의하여 각 사태별로 표시할 수 있고, 또 해당사태를 검지한 곳을 지적할 수 있다.

② 경보장치의 기능이 정상인 것을 확인할 수 있다.

[해 설]

탱커(tanker)로부터 송유(送油)를 개시할 때, 기지의 탱크쪽의 밸브를 폐쇄한 상태인 경우나 오조작에 의하여 소정의 밸브가 열리지 않은 경우에는 상용압력을 넘는 압력상승이 생기므로 신속히 탱커에 연락하여 송유 펌프를 정지함과 동시에 기지의 운전 감시실에 연락하여 계로의 밸브를 열도록 지시하여야 한다.

10-4 안전제어장치

(1) 초대형 석유 탱커에 송유하는 경우의 도관계(導管系)에는 다음의 제어기능을 갖는 안전제어장치를 설치한다.

① 압력안전장치, 차단밸브 감진장치, 기타의 안전을 위한 주요설비 등의 제어회로가 정상인 것이 확인되지 않으면 펌프가 작동하지 않는 제어기능

② 안전상 이상 사태가 발생한 경우에 재해의 발생을 방지하기 위하여 차단밸브 등을 자동 또는 수동에 의하여 안전하고 신속하게 폐쇄하는 제어기능

(2) 초대형 석유 탱커로부터 송유하는 경우의 도관계에는 안전상 이상 사태가 발생한 경우에 재해의 발생을 방지하기 위하여 차단밸브 등을 자동 또는 수동에 의하여 안전하고 신속하게 폐쇄하고 제어기능을 갖는 안전제어 장치를 설치한다.

[해 설]

(1) 초대형 석유 탱커에서 또는 초대형 석유 탱커에 송유하는 도관계에는 시스템(system)의 한편이 불특정의 초대형 석유 탱커가 되므로 석유터미널(oil terminal)측의 자동제어기능을 전 시스템에 적용할 수가 없다. 특히, 석유탱커 펌프를 송유에 사용하는 경우에는 터미널측과 초대형 석유 탱커측과의 연락에 의하여 쌍방의 준비와 시스템이 정상인 것을 확인하고 송유를 할 필요가 있다.

(2) 안전상 이상 사태의 정보는 석유 터미널, 초대형 석유 탱커 송유시의 작업선, 해상 순시선(patrol boat) 등으로부터 경보수신부에 모여져 여기에서 필요한 부서로 연락된다. 이 경우에도 자동 연동은 전 시스템에 미칠 수가 없으므로 신속히 압송기 및 차단밸브를 정지 또는 폐쇄하는 순서를 정해두고 실시하여야 한다.

10-5 압력안전장치

(1) 도관계(導管系)에는 도관의 압력이 상용압력을 넘지 않고 또, 기름의 부딪치는 작용(油擊作用) 등에 의하여 생기는 압력이 상용압력의 1.1배를 넘지 않도록 제어하는 장치(압력 안전장치)를 설치한다. 단, 이와 동등이상의 보안상의 효과를 갖는 조치를 강구한 경우에는 예외로 한다.

(2) 압력 안전장치의 재질 및 강도 등은 도관 등의 예에 따른다.

(3) 압력 안전장치는 도관계의 압력변동을 충분히 흡수할 수 있는 용량을 갖추어야 한다.

[해 설]

(1) 도관내의 압력이 상용압력을 넘지 않게 하는 장치는, 석유 터미널(oil terminal)측에 압송기를 장치하는 때는 육상 파이프라인에 준하여 생각하면 된다. 초대형 석유탱커의 압송기를 사용하는 경우에는 그 압송기의 성능 및 제어에 의존하지만 이용하는 대상 석유탱커(tanker)를 충분히 고려하여 상용압력을 설치하면 문제가 일어나지 않는다. 또한, 상기의「동등이상의 보안상의 효과를 갖는 조치를 강구한 경우」란 송유용 압송기(초대형 석유 탱커의 압송기를 포함)가 낼 수 있는 최고 압력 및 기름이 부딪치는 압력(油擊壓) 등에 충분히 견딜 수 있도록 도관계를 설계하는 경우 등을 고려할 수 있다.

(2) 유격작용 등에 의하여 생기는 압력을 제어하는 장치는 석유 터미널 측에 설치하는 것이 좋다. 따라서 석유 터미널 측에는 충분한 용량의 압력안전장치와 기름을 보내기 위한 배관 및 유조(油槽)를 비치하는 것이 필요하다. 초대형 석유 탱커로부터 송유하는 경우에는 압력안전장치보다 상류측(초대형 석유 탱커측)의 밸브의 오조작에 의한 유격압력은 흡수할 수 없으므로 압력안전장치를 설치한 경우라도 압력안전장치의 상류측 도관계(로딩 암을 포함)의 강도에 대하여 내압을 충분히 고려함과 동시에 초대형 석유 탱커의 압송기로부터 해당 장치까지의 밸브가 송유 중에 닫히는 일이 없도록 설비 및 운전에 충분히 배려하는 것이 필요하다.

10-6 누설 검지장치

도관계(導管系)에는 도관 내를 일정압력으로 정지시켜 해당압력을 측정함으로서 석유의 누설을 검지할 수 있는 장치, 또는 이와 동등이상의 성능을 갖는 장치를 설치한다. 또한, 압력계측 위치는 차단밸브(체크밸브 제외)를 설치하는 장소 인근으로 한다.

[해 설]

(1) 도관계내의 압력을 측정함으로서 자동적으로 석유의 누설을 검지하는 장치는 상시압력의 변동을 측정하는 것이다.

(2) 도관계내의 압력을 일정하게 정지시키고, 또 해당압력을 측정함으로서 석유의 누설을 검지하는 장치는 육상에서는 긴급 차단 밸브의 전후의 압력차를 측정할 수 있도록 되어있다.

[참 고]

초대형 석유 탱커에서 또는 초대형 석유 탱커로 송유하는 도관 등에서는 수송 정지시기가 상당기간 있으므로 이 시기를 이용하여 내압(누설)시험을 하는 것이 정기검사로서 유효하다고 한다. 이 경우 해저 설치구간에 석유를 채운 상태에서 도관계 내에 상용의 압력 또는 이에 가까운 압력을 더하여 압력의 측정 및 점검(patrol)에 의하여 누설 유무를 확인하는 것이 좋다. 의문이 생겼을 경우에는 점검(patrol)의 강화 등에 의하여 실제의 누설의 유무를 조사하게 된다. 상용 압력에 의한 내압(누설)시험을 행하기 위해서는 소형의 시험용 펌프를 설치하는 등의 조치가 필요하다.

10-7 차단밸브 · 체크밸브

(1) 도관계(導管系)에는 계류시설에 관한 부분 및 육상부로서 수역과의 경계선 부근에 차단밸브를 설치한다. 단, 부표식 계류시설인 경우 및 초대형 석유 탱커로 직접 기립(rising)하는 경우에는 차단(遮斷)밸브 대신에 이와 동등 이상의 차단밸브 기능을 갖는 체크밸브(역지벨브)를 설치할 수 있다.

(2) 육상부로서 수역과의 경계선 부근이 부근에 설치되는 차단밸브는 원격조작 및 현지조작에 의하여 폐쇄하는 기능을 갖는다.

(3) 차단밸브의 설치는 다음에 따른다.

① 차단밸브의 개폐상태가 그 설치장소에서 쉽게 확인된다.

② 차단밸브를 육상부에 설치하는 경우에는 점검함(點檢箱, valve pit) 내에 설치하는 등, 차단밸브의 보수·점검·조작에 편리하고, 또 차단밸브에 과대한 하중이 걸리지 않도록 설치한다.

③ 차단밸브를 해상에 설치하는 경우에는 안정된 장소를 택하여 과대한 하중이 걸리지 않도록 하고, 또 보수·점검·조작에 편리하게 설치한다.

④ 차단밸브는 해당 차단밸브의 관리자 및 관리자가 지정한 자 이외에는 수동으로 개폐할 수 없도록 한다.

⑤ 체크밸브를 해저에 설치하는 경우에는 보수·점검의 편리를 고려하고 또, 체크밸브에 과대한 외력이 걸리지 않을 설치장소 및 설치방법을 택한다.

[해 설]

(1) 차단밸브의 설치목적은 해저 파이프라인에 누설 등의 이상사태가 발생한 경우, 즉시 양측의 밸브를 폐쇄함으로서 사고의 확대를 방지하고 피해를 최소한으로 억제하는 것이다.

(2) 차단밸브의 기능은 필요시에 즉시 작동하여야 하고, 따라서 그 조작은 현장에서 조작 가능할 뿐 아니라 운전감시장치에서도 원격조작이 가능한 것으로 해두는 것이 좋다.

(3) 차단밸브의 동력원은 신뢰성이 높고, 필요한 때에 확실히 차단밸브를 폐쇄할 수 있는 것이라야 하며, 예비 동력원을 확보해 두는 것이 필요하다.
동력원으로는 공기압 또는 유압을 사용하는 경우에는 유격작용 등을 일으키지 않도록 차단밸브의 순서와 밸브의 폐쇄시간을 정하여 폐쇄하도록 하여야 한다.

10-8 감진장치

도관계의 경로에는 감진장치(感震裝置)를 설치한다.

(1) 도관계 경로의 25㎞ 이내 거리마다의 개소 및 안전상 필요한 곳, 이 경우, 석유 터미널(oil terminal) 등은 도관계의 경로에 포함한다. 또한, 감진계도 함께 설치하는 것이 바람직하다.

(2) 감진장치는 일정한 가속도 이상의 지진 등을 검지하였을 때 작동하는 기능을 가져야 하고, 또한 계류시설 등에 설치하는 경우에는 진동의 증폭을 고려하여 해당 감진장치의 검지가속도를 정하여 둔다.

(3) 감진계는 10～1,000gal의 가속도 지진동을 검지할 수 있는 성능을 가져야 한다.

[해 설]

(1) 해저 파이프라인 경로에 일정 규모 이상의 지진동을 일으킨 경우에는 해당 지진동을 즉시 검지하고 운전감시 장치에서 경보발령, 펌프정지, 차단밸브의 폐쇄 등 안전상 필요한 조치를 취하기 위하여 감진장치를 설치할 필요가 있다.

(2) 감진장치를 계류시설 등에 설치하는 경우에는 지반(지진동)의 가속도와는 다르기 때문에 지진동의 가속도에 따라 구조물(감진장치 설치위치)의 가속도를 추정하여 경보를 받도록 한다.

[참 고]

해저 파이프라인의 일정규모 이상의 지진동을 받은 경우에 해당 導管系에 어떤 외력이 작용했는지를 파악하여 안전상 지장이 있느냐를 검토하기 위하여 강진계도 함께 설치하는 것이 바람직하다.

10-9 예비동력원

안전설비에는 예비동력원을 설치한다.

(1) 상용 동력원이 고장 난 경우 자동적으로 또한, 안전하게 예비동력원으로 전환될 수 있도록 설치한다.

(2) 예비 동력원의 용량은 안전설비를 유효하게 작동시킬 수 있는 정도라야 한다.

[참 고]

해저 파이프라인에서는 특별한 경우를 제외하고 동력을 필요로 하는 설비는 육측의 석유 터미널 부근 및 고정식 계류시설에 집중되어 있다. 육상설비는 육상 파이프라인과 동일하게 취급하나, 그 이외의 설비에 대하여도 육상 터미널의 설비에 가깝고, 해저 파이프라인에 대한 안전조건을 만족하면 터미널 설비에 대한 예비동력원과 같은 것으로 해도 된다.

10-10 안전용 접지 · 절연

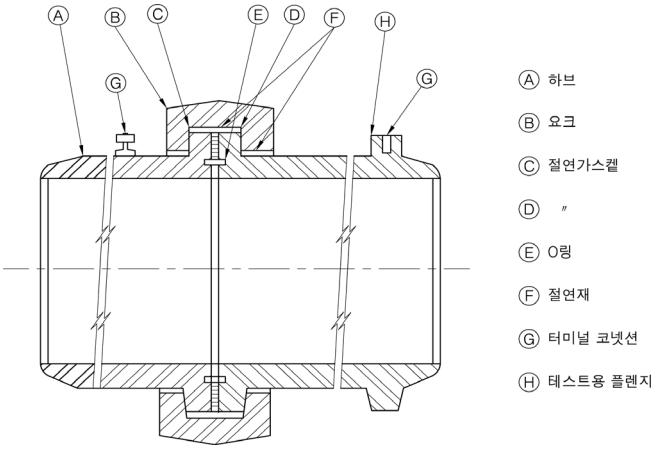
안전용 접지 및 절연용 이음 등은 해면 아래 또는 해저면 아래에 설치되는 도관 등에는 설치하지 않는다. 또한, 절연용 이음 등은 도관 등의 기립(riser)부에 설치한다.

[해 설]

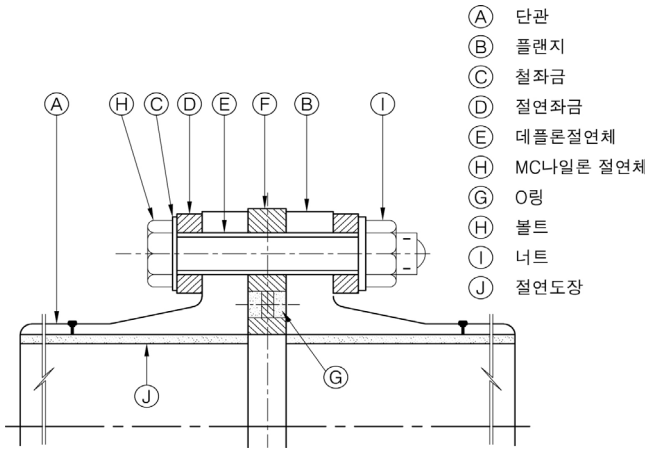
해저 도관부는 해수 또는 해수로 포화한 흙 속에 설치되므로 안전용 접지 및 절연용 이음 등은 설치하지 않는다. 그러나 환경의 차이에 의하여 해저부의 도관과 육상부의 도관과의 사이에는 큰(macro) 부식전류가 발생하기 쉽다. 따라서 해저 도관과 육상 도관과의 접속부 특히 기립(riser)부에는 절연용 이음을 설치하는 것이 필요하다.

[참 고]

절연용 이음에는 플랜지(flange)형 또는 용접형 등이 있으며, 수송하는 유체나 설치부의 구조 등을 고려하여 선정한다. 참고 그림 (10-1)에 용접형 절연용 이음, 참고 그림 (10-2)에 플랜지(flange)형 절연용 이음의 구조를 나타낸다.



참고 그림 (10-1) 용접형 절연용 이음



참고 그림 (10-2) flange형 이음의 구조

10-11 표 지

도관 등의 기립(riser)부에는 해당부분을 밝히는 등화(燈火)를 설치한다. 또한, 해당 등화의 설치개소, 양식 등에 대하여는 해당 도관 등의 안전상 유효한 것 이외에 선박의 항행을 방해할 우려가 없는 것으로 한다.

10-12 안전설비의 작동시험

도관계의 안전설비는 사용개시 전 소정의 검사에 의하여 정상적이고 유효하게 작동하는지 확인하여야 한다.

[해 설]

작동시험은 안전설비가 소정의 기능을 발휘하는 것을 확인하기 위하여 행하는 것이다. 각각의 안전설비의 기능은 제작공장의 품질관리나 시험에서 확인된 것이지만, 전체의 안전체제 중에서 개개의 설비가 유효하게 작동하는지를 확인하는 것이 필요하다.

[참 고]

작동시험을 행하는 안전설비로서는 경보장치, 안전제어장치, 압력안전장치, 소화설비 및 예비동력원 등이 있다.

10-13 기타 설비

10-13-1 확산방지 기자재

해저 파이프라인의 노선부근에는 누설된 석유류의 확산을 방지하기 위하여 필요한 기자재를 확보한다.

[해 설]

해저 파이프라인으로부터 석유류가 누설된 경우, 누설된 석유류가 해면에 확산하여 이차적인 재해를 유발시킬 가능성이 있으므로 누설된 석유류가 확산하는 것을 방지하는 기자재를 필요한 곳에 확보해 두어야 한다. 이경우의 확산방지 기자재로는 일반적으로 오일펜스(oil fence)가 최적이라고 생각되나 기름 회수선등을 신속히 활용할 수 있는 조치도 강구해두는 것이 필요하다.

10-13-2 소화설비

해저 파이프라인의 노선부근에는 일정량 이상의 포말소화약제 기타 소방 활동에 필요한 기자재를 확보한다.

[해 설]

누설된 석유류에 화재가 발생한 경우에 즉시 소화활동이 실시될 수 있도록 해저 파이프라인의 노선부근 적절한 곳에 일정량 이상의 포말소화약제 기타 소방 활동에 필요한 기재를 수납해 둘 기자재 창고, 기자재 보관 장소 등을 확보해 둘 필요가 있다.

10-13-3 통신 설비

(1) 해저 파이프라인(pipeline)의 노선부근 적절한 곳에 긴급사태를 통보할 수 있는 설비(이하, 통신설비라 한다)를 설치한다.
(2) 통신설비의 수신부는 긴급 통신을 받은 경우에 즉시 필요한 처리를 강구할 수 있는 장소에 설치한다.
(3) 통신설비의 수신부를 설치하는 장소에는 해상보안기관, 소방기관등에 긴급 통신이 되는 전용 설비를 설치한다.

[해 설]

해저 파이프라인에 관계되는 사고를 발견한 자가 즉시 필요한 조치를 강구할 수 있는 자에게 연락할 수 있게 하기 위하여 해저 파이프라인 노선부근의 적절한 곳에 통신설비를 설치해 둘 필요가 있다. 또, 통신설비의 수신부를 설치하는 장소에는 사고의 통보가 있는 경우에 해저 파이프라인 노선에 관계하는 해상보안기관, 소방기관 등에 즉시 해당사고를 통보하기 위한 전용 설비를 설치해 둘 필요가 있다.

10-13-4 침하 등 측정장치

기립(riser)부의 도관 및 기립부의 방호공에는 필요에 따라 지반의 침하에 의하여 생기는 도관의 변위를 정기적으로 점검 또는 측정할 수 있는 장치를 설치한다.

[참 고]

측정장치에는 다음과 같은 것이 있으며, 그 중 어느 것이라도 설치하면 된다.

(1) 지지구조물과 호안·육안 또는 해저 수평부와의 침하량 차를 측정하기 위한 표점 또는 스케일(scale) 등

(2) 기립부(riser)의 도관 변형(strain)을 측정하는 변형게이지(strain gauge)

(3) 기립부의 도관에의 부하를 측정하기 위하여 지지물에 포함되는 로드셀(load cell) 및 계측장치

10-13-5 유류치환장치

도관내의 석유류를 완전히 물 또는 불연성(不燃性) 가스로 치환할 수 있는 장치를 설치한다.

[해 설]

(1) 선박의 충돌사고 등에서 작업용 돌핀 등이 넘어져 무너진 경우, 해저 pipe의 절손에 의하여 석유류가 대량으로 유출하는 것을 방지하기 위하여 기립(riser)부 파이프의 하단을 구스 넥(goose neck)으로 하고 그 부분으로부터 상부의 석유류를 물 또는 질소가스 등으로 치환하는 장치를 설치할 필요가 있다. 이 경우 치환의 방법은 물로 치환하는 경우에는 해저파이프 내부의 부식을 고려하여 이 부분의 관의 둘레두께를 두껍게 하거나 또는 방식 대책을 강구할 필요가 있다.

(2) 치환한 석유류는 소형 유조선 등에 받아서 육상의 탱크에 넣어야 한다. 치환한 물은 석유류를 받을 때마다 육상의 탱크에 압입하게 된다. 질소 가스 등으로 치환의 경우에는 가스의 누출을 극히 적게 하지 않으면 보급이 용이하지 않다. 이 경우에는 관의 부식 염려는 없다.

제 11 장 보수 및 안전관리

해저 파이프라인의 운영 관계자는 해저 파이프라인(pipeline)의 보수를 위하여 다음의 규정을 관리한다.

(1) 해저 파이프라인의 전기방식의 효과를 확인하기 위하여 해저 파이프라인의 말단부 부근에 측정점을 설치하고 전위의 측정을 행한다.

(2) 기립(riser)부의 도관 두께를 정기적으로 점검하고 설계 시에 설정된 두께 이상으로 내면부식 또는 마모가 진행되고 있음을 인지한 경우에는 내부방식, 도관 등의 교체, 내압제한 등 필요한 조치를 강구한다.

(3) 도관의 매설깊이를 조사하여 설계시의 매설깊이가 주묘 또는 세굴 등에 의하여 변경되었다고 인정된 경우에는 신속히 설계시의 매설깊이로 복구하는 등의 조치를 강구한다.

(4) 도관의 기립부는 필요에 따라 정기적으로 침하의 측정과 동시에 지진 등의 강력한 외력을 받는 경우에는 그 때마다 침하상태를 조사하고 필요한 측정을 행한다. 또, 도관 및 방호공에 유해한 응력이 발생할 우려가 있다고 인정되는 경우에는 즉시 설치 변경 등의 조치를 강구한다.

[해 설]

(1) 해저 파이프라인에는 외면의 부식을 방지하기 위하여 피복방식과 함께 외부전원방식 또는 희생양극방식의 전기방식을 실시한다. 그 경우 전기방식의 측정은 전극으로부터 가장 멀리 떨어진 지점의 효과가 확인 되도록 정기적으로 실시한다.

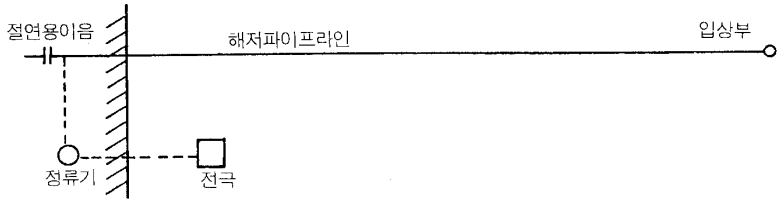
(2) 해저 파이프라인의 석유를 해수로 치환하는 경우 부설 후 정기적으로 관 두께를 측정하고, 부식의 진행상황을 확인할 필요가 있다.

(3) 매설한 도관이 표사현상에 의하여 세굴될 우려가 있는 곳에서는 정기적으로 또는 필요하다고 인정되는 때에 매설깊이를 측정한다.

(4) 부등침하의 우려가 있는 연약지반에 도관을 설치하는 것은 해저 파이프라인의 노선선정의 단계에서 피하도록 해야 하나, 해저 파이프라인의 경우에는 육상과 해저 또는 고정식 계류시설과 해저와 같이 지지조건이 급변하는 곳이 존재한다. 이에 대하여는 설계 단계에서 침하량을 측정하여 침하의 영향을 고려하더라도 허용 침하량이 따로 정해지기 때문에 침하량 측정을 할 필요가 있다.

[참 고]

(1) 예를 들어 외부전원방식을 채택한 고정식 계류시설에서는 참고 그림 (11-1)과 같이 기립(riser)부 측정점에서 전위를 측정하여 효과를 확인한다. 또 절연용 이음을 사용하는 경우에는 그 절연효과도 아울러 측정하는 것이 바람직하다.



참고 그림 (11-1) 전위 측정

(2) 부식의 진행이 확인되는 경우에는 피그(pig) 통과법 또는 부식억제제를 첨가하는 등의 내부방식법을 적용한다.

(3) 파이프의 둘레두께나 변형을 내부에서 조사하는 방법으로서 피그(pig)에 의한 방법이 있다. 피그(pig)에 의한 도관의 조사에는 자화와류(磁化渦流), 초음파, 카메라 등에 의한 방법이 있는데 조사목적에 따라 정한다.

[참고문헌]

1) American Petroleum Institute(1994), Bulletin on Formulas and Calculations for Casing, Tubing. Drill Pipe, and Line Pipe Properties, API BULLETIN 5C3 6th edition
2) NACE Sandard(1975), Control of Internal Corrosion in Steel Pipelines and Piping Systems, Materials Performance Report 01-75, Vol.14 No.2, p.605～610
3) Ralston D.O. and Herbich J.B(1968), “The Effects of Waves and Currents on Submerged Pipelines”, Report No.101-CDE, Texas A & M Univ.
4) Sam W.Small(1970), “The Submarine Pipeline as a structure”, Offshore Technology Conference, Paper No.OTC1223
5) Samir A.Taher(1971), “Analysis of Ocean Engineering Problems in Offshore Pipelining”, Offshore Technology Conference, Paper No.OTC1356
6) Spangler M.G(1948), “Underground Condition – An Appraisal of Modern Research”, Transactions of ASCE, Vol.113
7) 島田英雄(1973), “海底パイプライン配管設計”, 配管技術, p.78～83
8) 島田英雄(1973), “海底パイプラインの埋設工法”, 土と基礎 Vol.21 No.9, p.41～46
9) 島田英雄(1975), “海底パイプラインのヒーティング施工”, Ocean AGE Vol.7 No.2, p.41～47
10) 新日本製鐵(1974), スチールウェイズ
11) 日本道路協會(1974), 石油パイプライン 技術基準(案), p.46～47
12) 日本土木學會編(1973), 海洋鋼土構造物設計指針(案) 解說, p.28～53
13) 日本港湾協會(1999), 港湾の施設の技術上の基準・同解說 第13編 海底パイプライン
14) 日本港湾協會(2007), 港湾の施設の技術上の基準・同解說 第4編 施設編 第7章 荷さばき施設
15) 中山茂雄(1973), “海底パイプライン敷設の基準”, 配管 Vol.8 No.7, p.18～23
16) 中山茂雄, 清宮 理(1975), “投錨試驗における錨スの貫入量”, 港湾技術資料 No.215
17) 中山茂雄, 清宮 理, 藤澤孝夫(1976), “海底パイプラインに作用する衝撃荷重の實驗的研究”, 港湾技術研究所報告 Vol.15 No.3, p.99～145

제 16 편

해상저유시설

제1장 총 칙
제2장 설치장소의 선정 및 시설배치
제3장 설계의 기본방침
제4장 설계외력 및 하중
제5장 재 료
제6장 수역시설 설계
제7장 외곽시설의 설계
제8장 계류시설의 설계
제9장 보관시설
제10장 부대설비
제11장 시설의 유지관리

MINISTRY OF OCEANS AND FISHERIES 해양수산부

제 16 편 해상저유시설

제 1 장 총 칙

1-1 적용범위

본 편은 해상저유시설(海上貯油施設)을 건설하고 개량하며 또는 유지하는 경우에 적용한다.

[해 설]

우리나라는 에너지 공급 등 여러 가지 분야에서 석유에 의존하고 있어 석유의 안정 공급을 확보하는 것은 중요한 과제이다. 1967년 제3차 중동전쟁을 계기로 하여 석유비축의 필요성이 높아짐에 따라 건설하기 시작한 석유비축시설로는 지상이나 지하에 탱크(tank)를 설치하는 방법 이외에 본 편의 해상저유시설에 의한 것들이 있는데 이러한 시설은 다음의 특징이 있다.

(1) 육상부의 면적이 적어도 되며, 해양공간을 유효하게 이용할 수 있다.
(2) 지진의 영향이 적다.
(3) 주거공간으로부터 비교적 떨어진 위치에 입지할 수 있다.

1-2 정 의

본 편에서 사용하는 용어는 다음과 같다.

(1)「석유(石油)」란 원유, 휘발유, 등유, 경유 및 중유를 말한다.

(2)「저장선(貯藏船)」이란 대량의 석유를 저장할 목적으로 건조된 것으로 다음의 요건을 만족하는 부유식 구조물을 말한다.

① 항상, 건현(乾舷)과 여유수심(bottom clearance)을 갖고 계류하는 것.

② 정온도의 확보가 가능한 수역에 계류하는 것.

(3)「해상저유시설(海上貯油施設)」이란 저장선 및 부대설비가 일체로 된 석유를 저장하는 형태의 보관시설을 말한다.

(4)「해상저유기지(海上貯油基地)」란 해상저유시설, 기타의 항만의 시설 및 육상에 설치된 관리상의 모든 시설과 아울러 그것을 연결하는 배관 등으로 구성되는 석유의 저장을 행하는 시설 등이 계획적으로 배치된 지역전체를 총칭한다.

(5)「저장선 정박지(碇泊地)」는 저장선의 계류에만 사용되는 정박지를 말한다.

제 2 장 설치장소의 선정 및 시설배치

2-1 설치장소의 선정

해상저유기지의 설치장소는 다음에 정하는 바에 따른다.

(1) 지형, 기상, 해상 기타의 자연조건이 안전확보, 환경보전 등의 관점에서 적합하고, 특히 지진해일 상습지역에 설치하는 것은 피한다.

(2) 자연공원, 문화재 등 귀중한 자원, 생태계(해중·해저동식물 및 육상 동식물), 주위의 경관 등에 주는 영향에 대하여 조사한 뒤에 이들의 보전, 보호 요건을 만족시켜야 한다.

(3) 항만시설, 해안보전시설 등의 현황과 계획, 어업 등의 해면이용 및 해상교통의 현황 등 주변의 모든 활동과의 조화와 안전확보를 도모하여야 한다.

(4) 만일 재해가 발생한 경우에도 누출유(漏出油)의 확산 등 2차 재해를 방지하기 위한 조치를 취할 수 있는 장소이어야 한다.

2-2 시설배치

해상저유기지의 시설배치에 대하여는 다음 사항을 충분히 유의하여야 한다.

(1) 저장선 정박지(碇泊地)는 저장선에서 화재, 폭발 등의 사고가 발생한 경우에도 주변의 주거공간의 안전이 확보되도록 충분한 거리를 확보하여야 한다.

(2) 저장선 정박지는 저장선에서 화재, 폭발 등의 사고가 발생한 경우에도 일반선박의 안전이 확보되도록 항로, 정박지 및 계류시설 등과 충분한 거리를 확보하여야 한다.

(3) 관리 야드 및 기지 내 배치 선박 등의 계류시설은 저장선에서 화재, 폭발 등의 사고가 발생한 경우에도 안전이 확보되도록 저장선 정박지로부터 분리하고, 사고에 대하여 용이하게 대처할 수 있는 위치이어야 한다.

(4) 저장선 정박지, 입출하역 안벽(berth) 및 기타 위험물 보관시설의 배치는 다음 사항을 감안하여 상호간격을 정한다.

① 저장선, 계류 중의 출입하역용 석유 탱커(tanker) 또는 기타 위험물 보관시설에서 화재, 폭발 등의 사고가 발생한 경우, 서로 불이 옮겨 붙는 일이 없도록 충분한 안전을 확보하여야 한다.

② 입출하역용 탱커가 표류할 경우에도 저장선과의 충돌이 생기지 않도록 격리하거나 또는 인공적으로 적절히 방호될 수 있는 조치를 강구해야 한다.

(5) 각 저장선간 거리는 저장선에서 화재, 폭발 등의 사고가 발생한 경우에도 인접한 저장선에 불이 옮겨 붙는 일이 없도록 충분한 안전거리가 확보되도록 정하여야 한다.

[해 설]

해상저유기지의 시설배치는 저장선, 석유 탱커(tanker) 등에서 화재 등의 사고가 발생한 경우의 안전확보를 충분히 고려해야 하므로 다음 사항 등을 감안하여 정한다.

(1) 저장선 정박지로부터 타 시설까지의 안전거리는 다음의 검토사항에 따라 적절히 정한다. 단, 불연재료로 만든 울타리, 또는 수분무(水噴霧)설비 등에 의한 방화, 방열의 효과를 고려할 수가 있다.

① 저장선의 하역유(荷油) 탱커 한 구획의 최대유량이 1차 방유제(防油堤)내 해면에 유출된 경우를 예상하여 검토한다.

② 유출된 기름으로부터의 가스에 의한 인화 등의 위험성에 대하여 검토한다.

③ 누출유 해면에 화재가 발생한 경우, 그 복사열에 의한 인화(引火) 등의 위험성에 대하여 검토한다.

(2) 각 저장선간 거리는 다음에 열거한 저장선 등의 조치를 감안하여 적절히 정한다.

① 저장선은 이중벽구조의 채용, 이중격벽에 의한 구획 분할을 하고, 이들의 빈 공간(ballast tank 또는 水封탱크라 한다)을 상시 충수상태로 한다.

② 저장선의 하역유(荷油) 탱크(Tank) 구역에 화재가 발생한 경우 및 하역유 탱크 한구역의 최대유량이 유출하여 1차 방유제 내 해면화재가 발생한 경우에 인접 저장선에 인화를 방지하는데 충분한 냉각수를 상기 충수부 및 갑판상에 보급할 수 있는 방·소화설비를 설치한다.

(3) 입출하역 안벽은 해당 석유 탱커가 안전하게 이접안, 계류 및 하역할 수 있는 위치로 하고 초대형 석유탱커용 시설의 규정에 따른다.

제 3 장 설계의 기본방침

해상저유기지시설의 설계 시에는 해상이라는 어려운 환경에서 장기에 걸친 석유의 저장의 기능을 수행하기 위한 안전뿐만 아니라, 시공 시의 각 단계에 있어서도 외력 및 하중조건에 대한 안전을 확보하도록 한다.

[해 설]

(1) 해상저유기지시설의 설계에 있어서는 지형, 지질, 기상, 해상 등의 자연 상황, 선박의 통항, 토지 이용 등의 이용 상황을 충분히 조사하고, 이들 자연 조건 및 이용 상황에 적합하도록 고려한다. 이 경우 각 시설은 해당기지를 구성하는 요소의 하나라는 사실을 인식하고, 타 시설과의 연계성을 도모함과 동시에 이용자의 안전, 환경의 보전 등에 관하여 고려한다.

(2) 해상저유기지시설의 설계에 있어서는 다음의 요소를 고려한다.

① 시설의 기능
② 시설의 중요성
③ 내용연수
④ 자연상황
⑤ 하 중
⑥ 재 료
⑦ 안전율
⑧ 시공방법
⑨ 시공정도
⑩ 공 기
⑪ 경제성
⑫ 보상비
⑬ 유지비

제 4 장 설계외력과 하중

4-1 일 반

해상저유기지시설의 설계에 있어서는 해당시설의 기능 및 설치지점에 따라서 적절한 설계조건을 선정한다. 또한 저장선 및 저장선에 직접 관계하는 항만의 시설에 관한 설계외력 및 하중의 산정 시에는 안전확보에 특히 유의하고, 자연조건의 재현기간을 100년으로 한다.

[해 설]

(1) 설계의 대상이 되는 자연조건의 재현기간은 일반적으로 시설의 공용예정기간, 그 기간 내에 설계값을 상회하는 조우확률, 시설의 안정성에 대한 요구 정도, 시설의 설계·시공기술의 신뢰도 등을 감안하여 정해진다. 항만의 외곽시설 등에서 설계의 대상이 되는 자연조건을 각 해역마다 경험적으로 정하는 일이 많으며, 재현기간도 50년 정도를 고려하는 것이 일반적인 예이다. 그러나 해상저유기지시설의 설계에 있어서는 대량의 석유를 안전하게 저장·보관하여야 하므로 안전성 확보를 특히 중시하여 재현기간을 100년으로 한 것이다. 바람, 파랑 등의 자연조건에 대하여도 재현기간 100년에 대한 풍속, 파고 등을 추정하면 동일 자료에 근거하여 추정한 50년에 대한 값보다도 10% 정도 커지는 것이 보통이다.

(2) 재현기간을 100년으로 하는 규정은, 이것을 상회하는 자연조건을 설계의 대상에서 제외하는 것은 아니다. 예를 들면 폭풍해일 대상시설의 설계에 있어서 가상의 대형 태풍이 대상 지구에 가장 위험한 경로를 통과하는 경우를 가상하여 폭풍해일 및 파랑조건을 설정하는 일이 종종 있다. 이와 같이 가상 기상조건을 대상으로 하여 설계에 사용하는 자연조건을 설정하는 것이 매우 비현실적인 것은 아니다. 또 그렇게 정한 자연조건의 재현기간이 100년 이상으로 추정되는 것이라면 해상저유기지의 안전성을 더욱 확보한다는 의미에서 바람직한 일이라고 할 수 있다.

(3) 조위에 관하여는 폭풍해일, 지진해일 등에 의한 이상고조위와 지진해일 등에 의한 이상저조위의 양자에 대하여 검토할 필요가 있다. 이와 같은 이상고·저조위의 설정은 일반적인 항만시설에 있어서는 조위의 재현기간에 근거하기보다도 기왕최고조위에 조위편차 또는 가상태풍 및 지진해일 등에 대한 추정조위 등을 참조하여 정하는 경우가 많다. 따라서 해상저유기지시설의 설계조위도 이와 같은 일반적인 항만시설에 대한 조위의 선정법에 준하여 행하는 것이 적당하다. 또한 가상태풍에 의한 이상고조위에 관하여는 약최고고조위(A.H.H.W)에 추정 최대 조위편차를 더한 높이를 표준으로 한다.

(4) 자연조건의 재현기간을 100년으로 하는 것은 해상저유기지시설이 보통의 공용조건에 있는 경우에 있어서 적용하는 것이며, 특수한 공용조건을 고려하는 경우에 사용하는 재현기간으로는 보통의 경우와 동등의 조우확률에 대응하는 재현기간을 채용할 수가 있다.

4-2 바 람

4-2-1 바람의 관측자료의 취급

(1) 설계풍속의 설정에 있어서는 장기간에 걸친 실측에 근거하여 관측자료에 적절한 통계처리를 하고, 풍속의 출현확률분포를 추정한 후에 소요 재현주기에 대응하는 풍속을 채용한다.
(2) 설치지점과 인접한 기상관측소 등의 관측자료를 이용하는 경우에는 해당지점과의 지형조건의 차이에 대한 비교검토를 행하고 서로의 상관성을 파악해 둔다.

[참 고]

(1) 일반적인 항만시설의 설계풍속 설정은 장기간(표준적으로 30년 이상을 말한다.)에 걸친 실측치에 근거한 관측자료를 사용하도록 하고 있으나, 해상저유기지의 계획지점에서 장기간에 걸친 관측자료를 얻는 것은 쉽지 않은 일이므로, 인접한 기상관측소 등의 관측자료를 이용하는 경우가 많다. 그러나 기상요소 중에도 바람은 국지성이 강하고 관측기기의 설치고도, 주변의 지형 등에 따라 풍향, 풍속이 현저히 다른 경우가 있다. 고도의 영향에 관하여는 대수법칙 또는 지수법칙에 따라 고도의 상승과 함께 풍속이 증대한다고 보고 필요한 보정을 하는 것이 일반적이다. 한편, 지형의 영향은 관측지점마다 다르고 이것을 일반적으로 논하는 것은 곤란하므로 인접한 기상관서 등의 관측자료를 이용하는 경우에는 다음에 제시하는 사항을 고려한다.

① 가능한 한 설치예정지점에서 최저 1년간의 바람의 관측을 실시하여 동일기간 중의 인접한 기상관측소 등에서의 관측자료와 비교하여 풍향 및 풍속의 상관해석을 시행하고, 지형조건 등의 차이에 대한 보정방법을 확정하고, 이것을 이용하여 장기간에 걸친 기상관측소의 관측자료를 보정하는 것이 필요하다.

② 해당 기상관측소 등의 주변지형 등을 실지로 검사하고 설치예정지점과의 지형조건 등의 차이를 명확히 하는 것이 필요하다.

③ 기상관측소 한 지점뿐만 아니라 설치예정지점을 사이에 두고 복수의 지점에 대하여 조사하고 비교검토를 행하는 것이 바람직하다.

(2) 풍속의 출현확률분포의 추정에 있어서는 풍향에 관계없이 각 연도의 최대풍속을 대상으로 하고, 이중지수분포법칙을 적용하는 것을 표준으로 한다.

4-2-2 풍속의 표시 및 바람의 변동성

(1) 풍속의 표시에 있어서는 평균풍속(10분간 평균)을 사용한다.
(2) 해면상의 돌풍률(최대순간풍속과 평균풍속과의 비)은 1.2~1.5 정도를 표준으로 한다. 단, 해당지역에 대한 충분한 자료가 있는 경우는 예외로 한다.

[해 설]

바람은 시간적, 공간적으로 변동하고 있으며 순간풍속의 최댓값은 평균풍속보다도 크다. 어느 지점에서의 최대순간풍속과 평균풍속과의 비를 돌풍률(突風率)이라고 부르며, 그 값은 풍속의 평가시간, 즉 계기의 응답속도, 지형, 고도, 대기의 안정도 등에 관계된다. 해면상 돌풍률에 대하여는 아직 충분한 자료가 얻어졌다고 말할 수는 없으나, 여기서는 표준으로서 1.2~1.5 정도의 값 중에서 상기의 요소를 적절히 반영하고 있는 값을 적용하는 것으로 한다.

[참 고]

(1) 바람의 시간적 변동을 조사하기 위해서는 대상지점에서의 강풍시의 변동풍(變動風)의 스펙트럼을 실측자료로부터 구하는 것이 바람직하다. 단, 실측자료가 얻어지지 않을 경우에는 「제2편 2-2-4 선박에 작용하는 풍하중[참고](5)」에서 더번포트(Davenport) 및 히노(日野)가 제시하는 식에 의하여 변동풍속의 주파수 스펙트럼을 결정할 수 있다.

(2) 바람의 공간적 변동의 영향을 조사하기 위해서는 대기류의 교란 축척(scale)에 관하여 검토하고, 해상저유기지시설에 가장 큰 영향을 미치는 대기류의 교란 축척을 고려한다.

4-3 파 랑

설계파의 설정에 있어서는 실측 또는 추산에 근거한 파랑자료에 적절한 통계 처리를 하고, 소요의 재현기간에 대응하는 파의 제원을 채용하는데 이 경우 지형적 영향에 의한 파의 변형을 고려하여 해당구조물에 대하여 가장 불리한 작용을 미치는 파고, 파향, 주기의 조합을 적용해야 한다.

[해 설]

파랑의 취급에 대하여는 「제2편 제4장 파랑」에 준한다.

4-4 조 위

(1) 대표적인 설계조위로는 다음의 고조위 및 저조위를 고려한다.
① 고조위는 약최고고조위(A.H.H.W)에 조위편차를 더한 것으로 한다.
② 저조위는 약최저저조위(A.H.H.W) 로 한다.

(2) 지진해일, 폭풍해일에 대하여는 과거의 기록을 조사하는 외에 지진해일에 대한 만의 형상, 진동특성 등을 고려하여야 한다.
또한, 부진동을 일으키기 쉬운 만, 항에서는 설계조위의 결정이나 정박지에서의 정온도의 검토에 있어서 부진동을 고려한다.

4-5 흐 름

설치수역에 조류, 연안류에 대하여 유향, 유속을 파악함과 동시에 구조물의 설치에 의하여 생기는 조류, 연안류의 변화에 대한 예측을 수행해야 한다.

[해 설]

흐름에 대하여는「제2편 제6장 흐름 및 흐름의 힘」에 준한다.

4-6 표 사

표사현상이 예상되는 수역에서는 매몰 및 세굴에 대하여 대책을 강구하기 위하여 필요에 따라 설치수역의 표사특성과 구조물의 설치에 의한 영향을 파악해야 한다.

[해 설]

표사에 대하여는「제2편 제8장 표사」에 준한다.

4-7 지 진

4-7-1 일 반

해상저유기지시설이 적절한 내진성을 갖도록 지진의 영향을 고려한다. 또한 설계지진계수에 대하여는 「제2편 10-3 설계지진하중」에 준하는 방법으로 한다.

[참 고]

(1) 해상저유기지를 구성하는 하나의 시설이 지진에 의한 피해를 받는 경우에 어떠한 영향이 있는가는 각각의 그 시설마다 검토가 필요하다. 이 때문에 설계지진계수를 산정하는 때의 위험도계수는 일률적이지 않고, 지진 시에 예상되는 피해의 형태 및 피해의 정도, 피해에 의한 영향, 복구의 난이를 하나의 시설마다 고려한 후에 적절히 설정한다.

(2) 「본편 4-1 일반」에서는 저장선 및 저장선에 직접 관련된 항만시설의 설계외력 등의 산정에 있어서 자연조건의 재현주기는 100년을 표준으로 하였다. 한편, 설계지진계수를 구하는 경우의 지진구역 계수는 500년 기대치에 근거하여 설정된 것이다. 이 때문에 이들 시설의 설계지진계수의 산정에 있어서는 다음의 방법 등에 따라 다른 자연조건의 설정의 연계성을 확보할 필요가 있다.

① 해당지점의 지진구역 계수를 재현기간 100년으로 하여 산정하고, 설계지진계수를 구한다.

② 내진강화시설에 준하는 방법에 따라 설계지진계수를 구한다.

4-7-2 내진설계

시설의 내진설계는「제2편 제10장 지진 및 지진력」에 따르는 것을 표준으로 한다. 단, 유연성이 크고 또 지금까지 지진에 의하여 등가정적해석법에 의한 내진설계의 타당성이 경험적으로 분명하지 않은 구조물에 대하여는 지진응답해석 등에 의한 검토를 수행한다.

4-7-3 액상화 대책

지반의 액상화(液狀化) 현상은「제2편 제11장 지반의 액상화」에 따라 예측하고, 필요한 경우에는 적절한 대책을 강구한다.

4-8 표류물 등에 의한 충격하중

(1) 설계의 대상이 되는 충돌물로는 다음의 것을 고려한다.
① 입출하역 안벽에 이접안하는 석유 탱커(tanker)
② 예선, 기름회수선 등 기지에 배치되는 작업 선박
③ 기지 부근을 항행하는 선박
④ 부표, 부유하는 나무, 기타의 표류물(漂流物)

(2) 설계의 대상이 되는 선박의 종류 및 규모는 다음 사항을 고려하여 선정한다.
① 선박 이외의 표류물에 대하여는 해당시설 설치지점의 자연조건, 입지조건 등
② 시설완성 후 해당시설에 접근하는 선박에 대한 경고방법·경고체제(system) 등

(3) 충돌형태(충돌각도 등)는 해당 표류물 등의 종류 및 규모에 따라서 다음 사항을 고려하여 정한다.
① 바람, 파랑 및 흐름의 방향과 속도
② 지형 및 방충재 등의 주변구조물의 배치와 형상
③ 선박에 있어서는 조선상황 등

(4) 선박의 충돌속도는 해당선박의 규모 및 기상, 해상상황을 고려하여 다음에 정하는 바에 따른다.
① 평상시의 기상, 해상상황 아래서의 선박의 충돌속도는 해당수역에서의 항행속도 및 다음의 사항을 고려하여 정한다.
가. 출입하역용 석유 탱커에 대해서는 예선에 의한 조선시의 속도를 채용한다.
나. 해당시설에 접근하는 선박에 대한 감시 및 경고체제가 정비되어 있는 경우에는 해당 정비수준에 따라서 충돌속도를 감할 수 있다.
다. 바람 및 파랑에 의하여 충돌속도가 항행속도보다 클 것으로 예상되는 경우에는 그 영향을 고려한다.
② 폭풍 시에 있어서는 조타불능이 된 선박 등이 바람, 파랑 및 흐름에 의하여 표류하여 구조물에 충돌할 것을 감안하고, 충돌속도는 모형실험에 의하여 검토하거나 혹은, 파랑 및 흐름에 의한 표류속도를 고려하여 정한다.

(5) 선박 이외의 표류물의 충돌속도는 폭풍 시에 선박의 충돌속도에 준한다.

(6) 표류물 등에 의한 충돌하중은 충돌을 받는 구조물의 구조형식, 충돌면의 강도에 따라 변화하므로 조건에 따라 적절한 방법에 의하여 선정한다.

제 5 장 재 료

5-1 일 반

(1) 해상저유기지시설에 사용하는 재료는 구조물의 외적조건, 사용목적, 내용연수, 중요도 등을 충분히 고려하여, 이들 조건에 적합한 성질의 것을 선정하여야 한다.
(2) 해수 등에 의하여 부식할 우려가 있는 재료를 사용하는 경우에는 부식에 대하여 필요한 조치를 강구한다.
(3) 재료의 품질 및 허용응력 등에 대하여는「제3편 재료」에 준한다.

5-2 강재의 방식

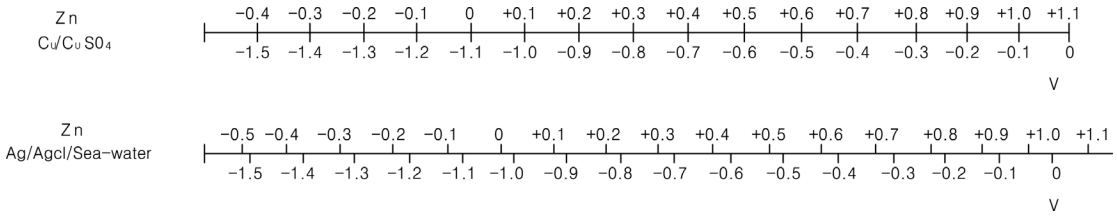
강재의 방식에 대하여는 다음 사항 이외에 「제3편 2-4 방식」에 준한다.
(1) 강재의 부식에서 마모와 부식이 공존하는 경우에는 특히 부식이 조장되기 때문에 충분한 부식대책을 강구한다.
(2) 저장선의 외판은 해상대기 중 비말대, 해수 중의 각 부식환경에 접하므로 각각의 환경에 적합한 방식(防蝕)을 한다. 특히 비말대 방식법에는 내구성을 충분히 고려한다.
(3) 저장선의 외판에서 방충재가 접촉하는 곳의 방식법에는 내구성 및 내마모성을 충분히 고려한다. 특히 해당되는 곳에 조패류의 해양생물이 부착한 경우에는 피복재에 의한 방식법으로는 피복면의 손상이 조장될 우려가 있으므로 부식에 의한 방법, 부식대와 피복재를 병용하는 방법 등의 조치를 강구하도록 하고 유지 관리에 충분히 주의할 필요가 있다.
(4) 저장선의 외판에 대하여는 전기방식과 도장을 병용한다.

[해 설]

강재의 방식에 있어서 마모와 부식이 공존하는 경우에는 강재면에 형성된 부식층이 마모에 의하여 제거되거나 강재면이 노출되므로 해당되는 곳의 부식이 심하게 되는 경우가 있다. 이와 같은 마모와 부식이 공존하는 곳으로는 선박의 외판이나 계류체인(繫留鎖) 등이 있다.

[참 고]

(1) 전기방식법의 적용에 있어서 밸러스트 탱크(ballast tank)에 붙이는 기준전극으로는 해수염화은전극(海水鹽化銀電極) 또는 아연전극(亞鉛電極)을 사용한다. 아연전극 기준인 경우 방식전위는 -250mV보다 낮다.
(2) 아연전극의 전위는 다른 기준 전극에 의해 정기적으로 검정한다. 아연전극의 전위차가 커지면(약 10mV이상) 측정전위를 보정한다. 참고 그림 (5-1)은 아연전극과 포화유산동전극(飽和硫酸銅電極), 해수염화은전극과의 측정전위 비교치이다.



참고 그림 (5-1) 아연, 포화유산동, 해수염화은 기준전극에 의한 전위의 비교

(3) 선박의 방식법에 대하여는 참고 표 (5-1)을 참고해서 정하는 것이 바람직하다.

참고 표 (5-1) 선박의 방식법

방식대상	시 방	적 요
① 외 판 (수면상)	평균 도막두께 ① 무기 zinc도료(primer) 40～75㎛/회×1회 타르에폭시(tar epoxy)도료 125㎛/회×2～3회 또는 200㎛/회×2～3회	①의 도장계(primer 1회 도장, 에폭시 도료 1회 도장, 총 약500μm) 또는 ②의 도장계(primer 1회 도장, 에폭시 도료 2회 도장, 약300㎛)를 비말대에 사용한 경우, 6년간 방식되었다는 예(NBS보고, 1977년 6월)를 참조하면 약 10년간의 내구수명을 위해서는 적어도 그 이상의 막 두께가 필요하다. 단, 여기서 마감 도료는 최저 2회 이상 칠하는 것을 전제로 한다. 도장은 막 두께 외에 시공성도 중요하므로 비말대 방식에 사용하는 도장으로는 300～500㎛ 정도의 막 두께로 가급적 보수를 적게 하는 방법을 선정한다. 내구성이 좋은 것은 에폭시 도료이나 도막의 색채는 설계에 따른다. 흑색 도료의 사용에 지장이 있는 경우에는 다른 색으로 가급적 내구성이 좋은 도료를 사용한다. ②는 백색의 도료계 예이다. 막 두께의 육안관찰을 정기적으로 수행하고, 열화, 손상에 따라서 보수한다.
	② 무기 zinc도료(primer) 40～75㎛/회×1회 에폭시(epoxy) 도료 125㎛/회×2～3회 또는 200㎛/회×2～3회	
② 외 판 (접현부)	평균 도막두께 부식대 도 장 유리가루 폴리에스테르 (glass flake polyester) 수지 2회 계 1,000㎛	비말대의 공식속도 0.5mm/년로 계산하면 10년간의 부식대는 5mm이다. 방식재 접촉부에는 내마모성이 우수한 도장계를 사용한다. 내마모성이 우수한 도장계로는 폴리우레탄(무용제형)도료, 유리가루 폴리에스테르 (glass flake polyester) 수지, 에폭시 도료 등이 있다. 수면부 강판에 대하여는 도막의 열화, 손상된 곳을 보수하고, 보수가 곤란한 부분에 대하여는 정기적으로 판 두께를 측정, 관리한다.

참고 표 (5-1) 선박의 방식법 (계속)

방식대상	시 방	적 요
③ 외 판 (해수중)	중간평균 도막두께 무기 zinc도료 (primer) 40～75㎛/회×1회 타르 에폭시(tar epoxy)도료 300～400㎛ 방식전류밀도 전기방식 (알루미늄합금양극 10년형) 10㎃/㎡	선박은 생물부착에 의한 흘수변화, 주행시의 마찰저항증가는 문제가 되지 않으며, 또 방오도료(防汚塗料)의 유효기간은 2年 이내이다. 따라서 방오도료는 반드시 선박에는 사용하지 않아도 된다. 방오도료를 사용할 때는 2회 칠하고, 막두께를 80㎛이상으로 한다. 방식전위를 정기적으로 측정하고, 도막의 열화에 따른 양극 부족분을 추가하여 소정의 방식전류밀도를 확보한다.
④ 저유탱크 (tank)	평균 도막두께 저부 및 기립(riser)부 1m 천정 및 천정 밑 2m 무기 zinc도료 (primer) 20～40㎛/회×1회 타르에폭시(tar epoxy)도료 250～300㎛	저유중에 탱크 저부에 남아있는 수분 및 침전물의 양은 원유의 종류나 저유상황 등에 따라 다르다. 또 천정밑 공유 부분도 저유조건에 따라 다르다. 여기서는 여유를 보아 기립(riser)부 도장범위를 1m정도, 천정밑 도장/범위를 2m정도로 한다. 빌지(bilge)나 슬러지(sludge)를 제거할 때 도막을 손상하지 않도록 주의해야 한다. 빌지(bilge)가 완전히 제거되지 않았을 때는 저부에 아연합금양극을 붙이는 방법도 있다.
⑤ 발라스트 탱크 (ballast tank)	평균 도막두께 천정 및 천정밑 1m까지의 전강재면 무기 zinc도료 (primer) 20～40㎛/회×1회 타르에폭시(tar epoxy)도료 250～300㎛ 방식전류밀도 기타 전기방식 (알루미늄 합금양극 10년의 것) 30㎃/㎡* * 탱크내 강재면에 무기 zinc primer를 도장한 경우 전류밀도를 감할 수가 있다.	탱크내의 양극은 아연합금이 기본이다. 알미늄 용해물의 제거가 어려운 것이 있을 때 정기검사원이나 보수작업원이 그것에 의하여 미끄러질 위험이 있으므로 주의를 요한다. 방식관리상, 기준전극을 대표하는 곳에 설치해두고 이것을 이용하여 전위를 정기 관측하는 것은 유효한 방법이다. 전기방식법을 적용할 때 수소 가스의 발생을 피할 수 없으므로 안전상 수소 가스의 배출구를 발라스트 탱크(ballast tank) 상부 및 수평부재에 설치해 두는 것이 필요하다. 방식전위를 정기적으로 측정하고, 소정의 방식전류를 확보하도록 부족 양극분을 추가 설치하는 것이 필요하다. 발라스트 탱크(ballast tank)는 전류분포를 좋게 하고, 또 점검, 보수를 원활히 하므로 가급적 간단한 구조로 하는 것이 필요하다

제 6 장 수역시설 설계

6-1 저장선 정박지 정온도

(1) 저장선(貯藏船) 정박지는 저장선 계류에 안전하도록 충분한 정온도를 확보해야 한다.
(2) 정박지내 정온도 검토에서는 방파제 선단부를 돌아 들어오는 회절파(回折波), 제체 또는 그 저부를 통과하는 투과파(透過波), 방파제를 넘어오는 월파로 인한 소란파(騷亂波), 정박지내의 반사 등을 고려하고, 수리모형실험 등으로 확인한다.

[해 설]

(1) 저장선용 정박지는 이용 시는 물론 폭풍 시에도 충분한 정온도가 확보되어야 한다. 이 경우 충분한 정온도는 단순히 파고가 작은 것만이 아니고 계류 중인 저장선 뿐 아니라 계류시설도 저장선의 동요에 의한 손상을 입지 않도록 충분한 안전성이 확보되는 해면 상태를 말한다.
저장선의 동요 및 상호작용력의 산정은 저유선의 동요량 산정법을 참고하되 계류장치, 바람 및 파랑의 특성을 고려한 동적해석(動的解析)을 수행할 필요가 있다. 이 경우 계류장치의 고유운동주기(固有運動周期)와 바람 및 파랑의 탁월주기(卓越周期)가 일치하지 않도록 배려할 필요가 있다.

(2) 대형저장선의 계류가 가능한 정온조건은 대략 주기 10초 이상의 파랑에 대해 유의파고(有義波高 : H1/3) 1.0m 이하로 정한 것은 대략 예시한 것이다. 다만 저장선의 규모가 작은 경우는 주기가 짧은 파랑에 대하여도 고려할 필요가 있다. 상기의 정온도 기준 값은 대형선에 대한 것으로서 석유류의 수급시설(收給施設), 저장기지 내의 작업선 등에 대한 파랑의 허용조건에 대하여는 별도로 고려할 필요가 있다.

(3) 정박지 정온도는 방파제 선단부를 돌아 들어오는 회절파, 제체를 통과하는 투과파, 방파제를 월파하면서 쳐내리는 소란파, 정박지내의 반사 등 제 요인의 지배를 받는다. 이들 중 회절, 투과, 반사에 의한 정박지내의 파랑은 비교적 잔잔한 수면변동으로 상술한 기준값에 따라 그 허용도가 정해진다. 그러나 월파로 인한 소란파는 수면의 동요가 심하고, 월파로 인하여 정박지내로 날아들어오는 물덩어리(水塊)는 정박지 모든 시설에 직접적인 외력으로 작용할 수도 있으므로 월파에 의한 소란파는 일반적인 파랑요인과는 별도로 검토할 필요가 있다. 또한 월파현상은 파랑의 절대치에 지배되므로 이 검토는 최고파를 대상으로 하여 월파로 인한 소란파가 정박지내의 저장선 및 기타시설의 안전성을 손상시키지 않도록 확인할 필요가 있다.

(4) 정온도에 관한 수리모형실험의 모형축척은 축척효과가 일어나지 않도록 선정한다. 정박지 내 정온도에 영향을 미치는 파랑이 쇄파변형(碎波變形)을 일으킨 후의 파랑인 경우에는 모형축척을 1/100～1/200로 한다. 단, 월파로 인한 소란파가 대상인 경우에는 2차원 수조를 사용하는 외곽시설 단면모형실험에서 모형 입사파고가 대략 100mm 이상이 되는 축척으로 별도의 수리모형실험을 병행하는 것이 바람직하다.

6-2 저장선 정박지 수심

(1) 저장선 정박지수심은 저장선의 만재흘수 이상의 적절한 수심으로 한다. 이 경우 적절한 수심이란 저장선의 이용상황, 바람, 파랑 및 흐름 등의 자연조건과 선체동요 등을 고려하여 구한 여유수심(bottom clearance)을 저장선의 만재흘수에 더한 값 또는 만재흘수의 1.1배 중에서 큰쪽 값을 택한다.

(2) 여유수심의 산정 시에는 다음 사항을 고려한다.

① 저장선의 최대경사도(最大傾斜度 : heel trim)

② 저장선의 상하동요(上下動搖 : heave)

③ 저장선의 횡방향동요(橫方向動搖 : roll)

④ 저장선의 종방향동요(縱方向動搖 : pitch)

⑤ 표사 등 저질 이동에 의한 매몰

⑥ 화재 시 상갑판(上甲板)상에 넘치는 물에 의한 저장선의 침하

여기서, 저장선의 최대경사도란 저장선 이용상의 잘못된 조작(mis-operation), 또는 저장선의 손상으로 생길 수 있는 각 하역유(荷油)탱크의 유량차에 의한 최대 기울기이다. 또한 저장선의 상하동요, 횡방향동요, 종방향동요는 이용시 및 폭풍시 각각의 최악상태인 조건으로 수치모형실험 등에 의하여 산정하고, 수리모형실험으로 확인하는 것이 바람직하다.

[해 설]

표사 등에 의한 정박지의 매몰이 예상되지 않는 장소에서도 지속적인 조사를 함으로써 저장선 정박지가 그 이용 기간내 필요한 수심이 확보되도록 한다.

제 7 장 외곽시설의 설계

7-1 외곽시설의 기능 및 배치

(1) 해상저유기지에 관계된 외곽시설 중에서 저장선 정박지를 방호하는 외곽시설은 방파제, 방충재(防衝材) 및 방유제(防油堤)로 하고, 그 기능은 다음과 같이 한다.

① 방파제란 정박지수면의 충분한 정온도를 확보하는 기능을 갖는 시설을 말한다.

② 방충재는 방파제의 기능을 가짐과 동시에 표류물 등의 충돌에 대한 방위(防衛)의 기능을 겸한 시설을 말한다.

③ 방유제란 방파제의 기능을 가짐과 동시에 저장선으로 부터 누출유의 확산방지의 기능을 겸한 시설을 말한다.

(2) 저장선 정박지를 방호하는 외곽시설은 다음에 정하는 바에 따라 배치한다.

① 정박지의 외주(外周) 또는 외부수역의 적절한 위치에 파를 효과적으로 차폐하도록 방파제를 배치한다.

② 일반선박의 통항수역 및 입출하역용 석유 탱커(tanker)의 조선수면에 맞닿은 정박지의 외주부에 있어서는 해당선박을 대상으로 한 방충재를 배치한다.

③ 정박지 외주를 육지 및 방유제(防油堤)로 적절히 포위한다.

7-2 설계의 기본방침 및 구조형식의 선정

7-2-1 일 반

(1) 외곽시설의 설계에 있어서는 다음의 설계조건을 목적에 따라서 고려하고, 특히 폭풍시에 있어서도 그 기능을 충분히 발휘할 수 있는 구조로 한다.

① 파랑조건 및 환경조건

② 정온도

③ 지반조건

④ 선박 및 유목 등 표류물에 대한 방충기능

⑤ 누출유 확산방지 기능

⑥ 기타 필요한 설계조건

(2) 외곽시설의 구조형식의 선정에 있어서는 배치조건, 자연조건, 이용조건, 시공조건 등을 고려하고, 각 구조형식의 특성을 각각 비교·검토하여 결정한다. 또, 특수한 구조형식의 채용에 있어서는 충분한 조사 또는 실험에 따라서 안전성 및 성능을 확인하여야 한다.

7-2-2 방파제

(1) 방파제의 설계에 있어서는 기지내 수역(저장선 정박지를 포함)의 충분한 정온도를 확보하기 위하여 다음사항을 고려한다.
① 월파, 투과파(透過波) 및 이들에 의한 전달파를 충분히 제어할 수 있는 구조형식을 선정, 설계한다.
② 반사파(反射波)에 의하여 정박지내 정온도가 저하되는 경우에는 반사파를 제어할 수 있는 구조형식을 선정, 설계한다.
③ 경사제에 있어서는 제체의 투과파 방지를 위하여 파지공(波止工) 등의 대책을 강구한다.
④ 월파, 투과파 및 이들에 의한 전달파는 방파제 구조에 따라 다르므로 여러 개의 조건에 충분히 적응하는 수리모형실험에 의하여 검토한다.
(2) 방파제가 설계파에 대하여 충분히 안정된 구조가 되도록 다음 사항을 고려한다.
① 혼성제 직립부등에 작용하는 파력이 충격쇄파에 속하는 경우에는 전면 소파구조 등의 구조를 채용한다.
② 주요 구조물에 작용하는 파력 및 그에 대한 안정성은 적절한 수리모형실험 및 소정의 산정식과의 양자에 의하여 검토한다.
(3) 주요 구조물에 있어서 피복용 이형블록의 파력에 대한 안전성은 불규칙파에 의한 수리모형실험, 또는 이에 상당하는 수리모형실험에서 피해율이 1% 정도 이하일 것을 표준으로 한다. 또한 피복용 이형블록은 설계파력에 견디는 구조강도를 갖춘 것으로 한다.

[해 설]

(1) 구조형식의 선정, 설계에 있어서는 최근까지의 연구, 실험성과를 잘 비교·고찰함과 동시에 설계, 시공에 관한 기왕의 실적, 경험을 반영하여야 한다,
(2) 방파제, 호안에 근접하여 저장선 정박지, 관리시설, 방재시설 등이 설치되거나 존재하는 경우에는 월파나 투과파가 저장선이나 상기 시설에 직접적인 작용을 미치지 않도록 고려할 필요가 있다.
(3) 직립벽 구조의 경우 큰 파랑의 월파에 의한 전달파를 소요의 정온도 이내로 제어하기 위해서는 상당한 마루높이가 필요하고, 「제7편 2-5-1 직립제」에 규정하는 $0.6H_{1/3}$으로는 적정하지 않다. (항내전달파고의 개략치는「제2편 4-6 처오름 높이, 월파 및 전달파 [해설]」을 참조한다.)
(4) 피복용 이형블록의 피해율이란 충분한 작용 시간 내에 파에 의하여 이동한 블록의 수의 전체에 대한 백분율인데 어느 정도의 피해율은 허용하는 것으로 하느냐에 대하여는 대상이 되는 구조물의 중요도 등에 따라 달라진다. 일반적으로 현지 불규칙파에 대하여 피해율 5% 이하 정도를 허용하는 경우가 많으나 해상저유기지에 관계되는 외곽시설의 주요 구조물에서의 피복용 이형블록의 안정성에 관하여는 그 시설의 중요성을 고려하여 피해율 1% 이하를 표준으로 한다.

7-2-3 방충재(防衝材)

방충재는 표류물 등에 의한 충격하중에 대하여 방충공으로서의 안정성 및 강도를 유지하는 구조형식으로 하고, 폭풍 시에도 충분히 안전한 구조로 한다. 또, 필요에 따라서 누출유 확산방지기능을 보유하는 구조로 한다.

7-2-4 방유제(防油堤)

방유제(防油堤)는 폭풍 시에 있어서도 기름이 투과하지 않는 불투과구조물로 한다. 또한 설계고조위 및 최저조시 설계파에 의한 소란이 발생한 경우에도 기름이 누출하지 않는다는 사실을 적정한 수리모형실험 등에 의하여 확인해야 한다. 또한, 필요에 따라서 표류물 등에 대한 방충기능을 갖는 구조로 한다.

7-3 방충재의 설계

7-3-1 일 반

(1) 방충재(防衝材)의 설계에 있어서는 다음의 외력 및 하중을 고려한다.
① 표류물 등에 의한 충격하중
② 풍압력
③ 파 력
④ 흐름의 힘
⑤ 지진력
⑥ 자 중
⑦ 부 력
이들 이외에 필요에 따라서 온도변화에 의한 영향 등을 고려한다.

(2) 표류물 등에 의한 충격하중에 대하여는 「본편 4-8 표류물」 등에 의한 충격하중에 따라 산정되는 값의 1.5배를 설계하중으로 한다. 단, 충격하중을 산정하는 전제조건의 전부 또는 일부가 한계상태를 가정하여 정해져 있는 경우에는 그 할증계수는 적정한 범위까지 저감해도 된다.

[해 설]

(1) 방충재 구조형식의 선정에 있어서는 자연조건, 시공조건, 공기, 경제성, 유지관리방법 및 표류물 등이 충돌한 경우의 방충재의 거동특성을 고려한다.

(2) 방충재의 구조형식은 고정식구조와 부유식구조로 대별된다. 고정식구조로서는 말뚝, 자켓(jacket), 셀(cell), 케이슨 등이 있다. 또, 부유식구조물의 부체 계류방식으로는 돌핀(dolphin), 계류 앵커(anchor) 등이 있다. 이와 같은 구조형식의 차이에 의하여 충돌시의 표류물과 방충재의 거동은 변화하며, 충격력도 다르다. 바람, 파랑, 흐름등 기타 외력에 관하여도 하중의 크기 등 그 특성이 다르므로 설계에 있어서는 방충재의 구조형식에 따라 설계법을 사용하여야 한다.

(3) 표류물 등의 충격하중에 대하여는 이 분야에 있어서의 기술적 경험이 충분하지 않은 상황을 감안하여 「본편 4-8 표류물」등에 의한 충격하중에 따라 산정되는 값의 1.5배를 설계하중으로 하였다.

7-3-2 고정식 방충재

(1) 고정식 방충재에 대한 표류물 등에 의한 충격하중은 다음에 정하는 바에 따라 산정한다.

① 고정식 방충재에 표류물이 충돌할 때, 해당 표류물 등이 갖고 있던 충돌에너지는 식 (7-1)에 나타낸 각종 에너지로 변환된다고 보고 검토한다.

$$E = E_1 + E_2 + E_3 \tag{7-1}$$

여기서,

E : 표류물 등의 충돌에너지(J)

E_1 : 방충재의 변형 등에 의한 흡수에너지(J)

E_2 : 충돌물의 변형 등에 의한 흡수에너지(J)

E_3 : 충돌후의 표류물 등의 갖는 운동에너지(J)

② 충돌후의 표류물 등이 갖는 운동에너지 E_3는 표류물 등 및 방충재의 강성, 구조조건 및 충돌상황에 따라 변화하므로 충돌후의 표류물 등의 거동이 충분히 명확히 해석되지 않는 경우에는 표류물 등의 운동에너지가 전부 없어진 상태에 대하여 검토를 한다.

(2) 고정식 방충재의 설계는 제각기 구조형식에 따라서 「제7편 외곽시설」 및 「제8편 계류시설」에 정해진 방법에 준한다.

7-3-3 부유식 방충재

(1) 부유식 방충재의 연결장치 및 계류장치에 생기는 힘의 산정에 있어서는 표류물 등의 충돌에 의하여 생기는 진동계 전체의 거동을 해석한다. 이 경우 적절한 모형실험 또는 수치 시뮬레이션(simulation)에 의하여 검토를 해야 한다. 또, 수치 시뮬레이션을 하는 경우에는 부체의 동요특성 및 연결장치, 계류장치의 특성과 바람, 파, 조류에 의한 자연외력과 표류물 등에 의한 충격하중이 중복되어 있는 상황이 적절히 표현되었는지를 수리모형실험, 부재의 특성시험 등에 의하여 확인하는 것이 바람직하다.

(2) 부유식 방충재는 표류물 등에 의한 충격하중과 상기 자연외력과의 조합하중에 대하여 충분한 강도를 갖는 구조로 한다.

(3) 부유식 방충재는 고정식 방충재에 비교하여 충돌에 의하여 생기는 변위량이 크기 때문에 배후의 구조물까지의 거리에 충분히 여유가 있도록 평면배치 등을 한다.

(4) 부유식 방충재의 연결장치 및 계류장치는 만일 파손된 경우에도 부체가 표류하여 배후의 구조물에 충돌하는 일이 없도록 요소에 2차적인 계류장치를 갖춘다.

(5) 부유식 방충재의 설계에 있어서는 부체, 연결장치 및 계류장치의 부식, 마모와 파랑 등에 의한 피로 등에 대하여는 충분히 고려한다.

[해 설]

(1) 부유식 방충재는 부체 부분과 그것을 계류시키는 계류장치와 연결장치로 구성되어 표류물의 충돌에너지를 계류장치나 연결장치의 변위나 변형에 의하여 흡수함과 동시에 부체의 운동에 따르는 관성력 및 저항력에 의하여 에너지를 흡수하는 방충구조이다. 이와 같은 구조특성에서는 부체, 연결장치 및 계류장치가 일체로 된 운동계를 구성하고 있어, 설계에 있어서 중요하게 되는 계류장치나 연결장치에 생기는 힘을 구하려면 충돌에 의해 생기는 진동계 전체의 거동을 해석하여야 한다.

(2) 부유식 방충재는 바람, 파랑 및 흐름 등의 자연외력의 영향을 받기 쉬운 구조물이므로 이상기상 및 해상상황에서 연결 및 계류장치에 상당량의 장력이 발생한다. 따라서 이상기상 및 해상상황하에서 일어날 수 있는 충돌에 관해서는 충돌력과 자연외력과의 조합하중에 대하여도 안전하도록 설계할 필요가 있다.

(3) 연결장치 및 계류장치는 부유식 방충재의 구조적 약점이 되기 쉬운 부분이고, 또, 이들의 파손에 의하여 모든 기능이 상실되게 되므로 이 장치에 걸리는 설계하중은 신중히 결정할 필요가 있다.

제 8 장 계류시설의 설계

8-1 설계의 기본방침 및 구조형식의 선정

(1) 저장선 계류시설의 구조형식 선정에 있어서는 자연조건, 이용조건, 시공조건 등을 고려하여 각 구조형식의 특성을 각기 비교 검토하여 결정한다.
(2) 저장선 계류시설은 폭풍 시 및 지진 시의 지진해일에 있어서도 안전하게 저장선을 계류할 수 있는 배치 및 구조로 하고, 특히 다음 사항을 고려한다.
① 바람, 파 등에 의하여 일어나는 저장선의 동요에 의하여 발생하는 외력 산정에 있어서는 바람, 파 등의 외력의 불규칙 변동성을 고려한다.
② 저장선의 거동 해석에 있어서는 계류계의 특성을 적절히 표현할 수 있는 모델을 사용한다. 이 경우에는 저장선의 회전운동에 대하여도 충분한 고려를 하도록 한다.

[해 설]

(1) 저장선에 관계되는 계류시설의 구조형식 선정에 있어서는 바람, 파랑, 흐름 등에 의한 외력에 따라서 복잡한 운동을 하는 저장선을 안전히 저장선 정박지 내에 계류하기 위하여 다음의 사항을 고려한다.

① 계류시설에 의하여 계류된 저장선의 운동은 외력 및 계류계의 스프링 특성(계류시설 그 자체의 스프링 강도와 저장선과의 사이에 위치하는 방충재 등의 스프링 특성)에 따라서 변화하는 것이므로 설계 시 계류시설의 스프링 특성이 시공 후에도 충분히 재현될 수 있어야 한다.

② 계류시설에 작용하는 외력에 의한 계류시설의 이동, 변형에 대하여는 설계 시 충분히 예측하고 있어야 하며, 특히 변형에 의하여 외력에 저항하는 구조물에 대하여는 설계·시공 시 충분한 배려가 필요하다.

③ 여러 척의 저장선을 좁은 범위에 계류하는 시스템에서는 정반력 고무방충재를 사용하는 돌핀형식이 바람직하다. 또한 선축(船軸) 방향의 계류 등 특별한 경우에는 계류체인 등 장력계의 방식을 사용해도 된다.

④ 저장선의 계류 시에 있어서는 불규칙 선수동요(yawing)에 대하여 고려하여야 한다.
선수동요(yawing)을 일으키는 원인은 다음과 같다

가. 바람에 의한 공간적 변동
나. 입사파 파고의 불균일성
다. 경사진 입사파의 영향
라. 저장선간의 수면에 진입하는 회절파가 계선 돌핀(dolphin)에 반사되어 생기는 중복파의 영향
마. 계선 돌핀의 방충재가 압축 후 복원 시에 저장선을 반사측에 밀어붙여 이에 의하여 저장선의 선수동요(yawing)가 증폭될 가능성 등이 생각할 수 있다. 불규칙 선수동요(yawing)에 의한 방충재의 변화 예측은 계류라인의 특성을 가급적 충실히 재현할 수 있는 모델을 사용함과 동시에, 필요에 따라 수리모형실험 결과와의 비교를 하는 등 가능한 한 적절한 예측을 해야 한다.

(2) 저장선에 관계있는 계류시설은 지진시의 저장선과 계류시설의 상대변위에 대처할 수 있는 것으로 하고, 상대변위의 산정에 있어서는 지진동 변위, 계류시설의 지진응답변위 및 저장선의 변위를 고려한다. 이 경우 지진동변위는 해당지점에서 재현기간 100년에 대한 최대변위를 사용한다. 단, 해당지역에서 기왕최대변위를 구하여 이를 사용해도 된다.

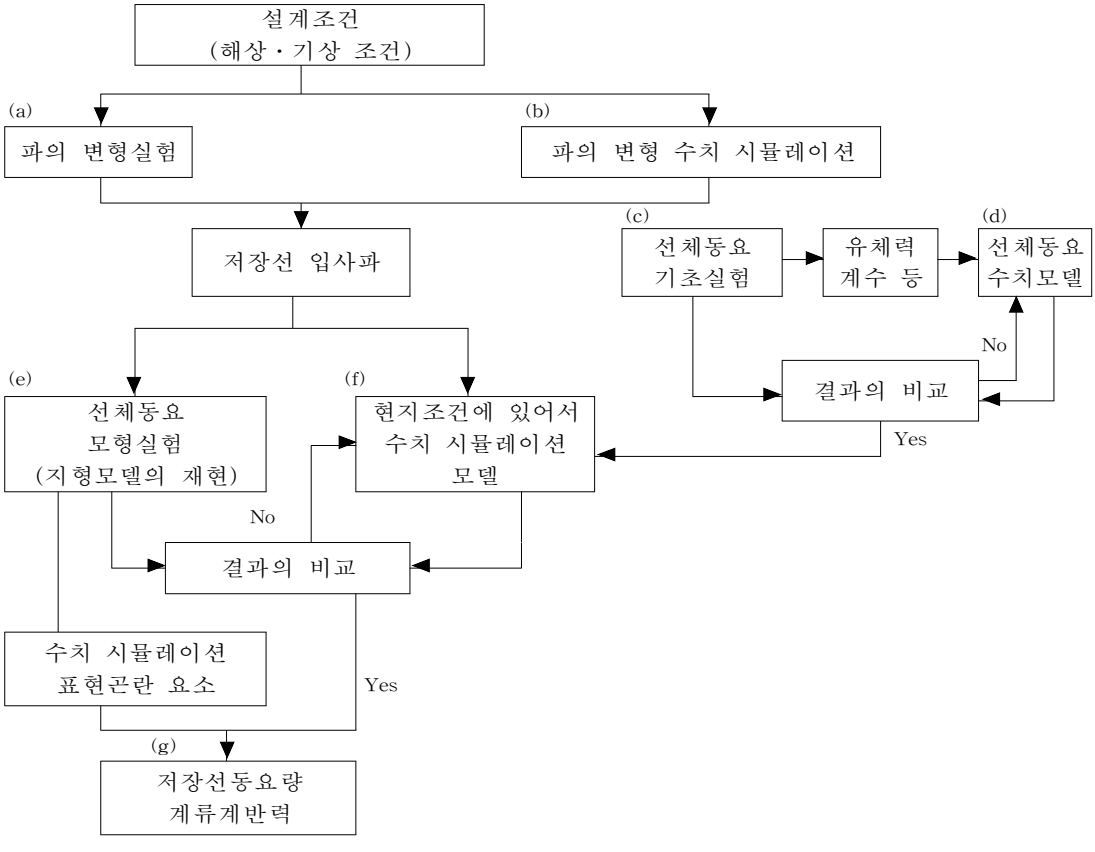
8-2 저장선의 동요량의 산정법

8-2-1 일 반

저장선의 동요량의 산정에 있어서는 모형실험과 수치시뮬레이션(simulation)을 적절히 조합하여 실제에 일어나는 현상을 적절히 추정한다.

[해 설]

해상저유기지에서 저장선의 유출이나 파괴, 누유 등의 사고가 발생한 경우 , 주변지역에 주는 영향은 매우 크다. 이와 같은 사고를 미연에 방지하기 위해서는 가정되는 나쁜 기상·해상조건에서도 저장선을 안전하게 계류할 수가 있는 시설을 건설하는 것이 필요하다. 저장선 계류시의 현상을 추정하는 방법으로는 모형실험과 수치시뮬레이션이 있으며, 모형실험과 수치시뮬레이션과(numerical simulation)를 적절히 조합시켜서 실제에 일어나는 현상을 정확히 추정하기 위해서는 해설 그림 (8-1)에 제시하는 순서로 규명하는 것이 바람직하다.



해설 그림 (8-1) 저장선 동요의 산정 흐름도

8-2-2 모형실험에 의한 산정

저장선의 동요량 산정에 있어서는 다음의 모형실험을 행한다.
(1) 저장선에 작용하는 파의 비선형 변형효과를 파악하기 위하여 행하는 파의 변형실험
(2) 저장선 동요의 감쇠효과, 저장선의 바람 항력계수, 방충재의 비선형 효과 등의 모든 값이 저장선의 동요 및 계류력에 미치는 영향에 대하여 파악하기 위하여 행하는 저장선 동요에 관한 기초실험
(3) 기초실험에서는 얻어지지 않았던 파의 변형효과, 저장선 배치효과 등을 파악하기 위하여 행하는 파의 변형을 고려한 지형모형을 사용한 실험

[참 고]

(1) 모형실험의 종류

① 파(波)의 변형실험

저장선에 파가 도달하기 이전에 방파제등에 의하여 쇄파나 월파 등의 비선형성 강한 변형을 받는 경우, 소축척모형에서는 이와 같은 파의 비선형변형을 재현하는 것이 곤란하기 때문에 이에 대하여는 대축척(1/50 이상)의 모형을 사용하여 검토하는 것이 바람직하다(해설 그림 (8-1)중의 (a)).

② 선체동요실험

저장선 동요에 대하여는 두개의 모형실험으로 나누어 수행할 필요성이 있다. 하나는 저장선 동요에 관한 기초실험으로서 부체동요의 감쇠효과, 부체의 항력계수, 방충재의 비선형효과 등의 모든 값이 선체의 동요 및 계류력에 어떠한 영향을 미치는가에 대하여 파악하기 위한 실험이다(해설 그림 (8-1)중의 (c)). 이 실험결과는 선체동요의 수치시뮬레이션의 개량에 사용된다.

다음에 파의 변형을 고려하고 지형모형을 사용하여 모형실험을 행한다. 이 경우에는 기초실험으로는 얻을 수 없었던 파의 변형효과나 저장선 배치효과 등에 대하여 검토한다(해설 그림 (8-1)중의 (e)). 이 실험결과는 현지조건에서의 수치모델의 검토와 저장선의 동요나 계류시스템 반력의 산정에 사용된다.

(2) 모형실험 조건의 선정

① 모형축척

선체동요의 기초실험에서는 가급적 정도가 높은 실험결과가 얻어지도록 모형축척은 1/50이상으로 하는 것이 바람직하다. 현지조건을 고려한 모형실험의 경우, 실험정도 및 실험수조의 제원 등을 감안하여 가급적 큰 모형축척(1/100 이상이 바람직하다)을 사용하는 것이 좋다.

② 파(波)

실제 바다의 파는 평면적으로나 시간적으로도 불규칙한 파이므로 실험에 사용하는 파는 가급적 실제의 파에 가까운 스펙트럼형을 갖는 불규칙파를 사용한다.

③ 바 람

바람에 대하여도 풍속은 일정하지 않고 변동하고 있으므로 실험에 사용하는 바람은 현지의 바람 특성에 가급적 가까운 바람을 사용하도록 한다. 특히 돌풍률은 현지와 모형을 일치시키는 것이 바람직하다.

④ 조 류

조류에 대하여는 필요에 따라 고려한다.

⑤ 방충재

방충재에 대하여는 가급적 실제의 것에 일치하는 비틀림 특성을 갖는 모형을 사용한다. 특히 비선형특성에 대하여는 충분히 배려한다. 또 계류체인에 대하여는 현수선(catenary)곡선을 일치시키기 위하여 단위길이당의 중량을 서로 같게 한다.

8-2-3 수치 시뮬레이션에 의한 산정

저장선의 동요량을 산정하기 위한 시뮬레이션(simulation) 모델은 바람, 파랑 등에 의한 외력의 불규칙 변동성, 계류 시스템의 비선형 등을 적절히 표현할 수 있는 모델을 사용한다.

[해 설]

수치 시뮬레이션에 의한 저장선의 동요량 산정에 있어서는 특히 다음의 사항에 유의한다.

(1) 저장선에 작용하는 바람 및 파 등에 의한 외력은 저장선의 형상에 따라 다르므로 모델화에 있어서는 그 형상을 적절히 표현하는 3차원 모델로 하여 취급하는 것이 바람직하다.

(2) 저장선의 계류에 제공되는 계선 돌핀 및 방충재 등에 의하여 구성되는 계류 시스템의 모델은 이를 각 요소 및 합성된 특성을 적절히 표현한다.

(3) 방충재의 특성을 모델화하는 경우에는 해당 하중변형특성을 충분히 표현할 수 있는 동시에, 다음 특성을 충분히 고려하여 구조물의 안정과 선체의 동요에 가장 악영향을 미치게 되는 경우에 대해서 계산한다. 또한, 방충재와 저장선과의 사이에 간격(clearance)이 있는 경우에는 이 특성도 고려한다.

① 제조상의 오차 ② 경과년수 변화 ③ 동적특성
④ 크리프(creep)특성 ⑤ 반복현상 ⑥ 경사압축특성 ⑦ 온도특성

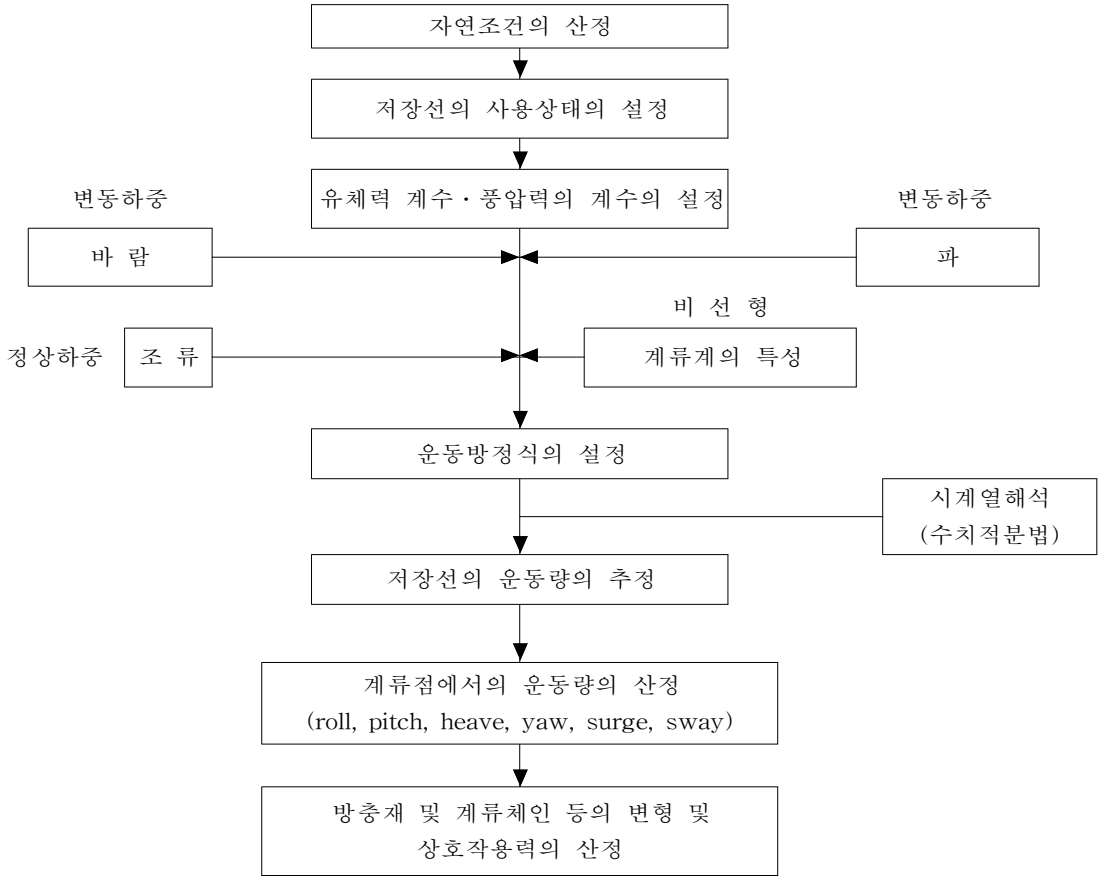
(4) 계류체인의 특성은 근사적으로는 현수선 곡선(catenary curve)으로 주어질 수 있다.

(5) 파는 현지의 파 특성을 재현할 수 있는 값을 입력파로서 사용한다.

(6) 바람은 시간적, 공간적 변동을 고려한 불규칙 변동외력으로서 취급한다.

[참 고]

저장선은 병진 및 회전의 6자유도의 운동성분을 가지나 이들의 운동성분은 상호연관성을 이룬다. 특히 좌우동요(sway) 및 평면회전(yaw) 등의 연관성은 크다. 동요량의 산정에는 계류계의 특성, 바람 및 파랑 등의 불규칙 변동성을 고려한 시뮬레이션 모델을 사용하나 시뮬레이션 모델은 복잡한 자연현상 등을 단순화하여 모델화하고 있으므로 실제 계산에 있어서는 모델의 적용한계를 충분히 파악하고 계산결과를 모형실험의 결과등과 대비하여 충분히 검토하는 것이 필요하다. 시뮬레이션은 참고 그림 (8-1)에 제시한 순서를 참고한다.



참고 그림 (8-1) 시뮬레이션(simulation) 흐름도

(1) 저장선(貯藏船)

저장선은 본래 3차원 모델로서 취급하는 것이 바람직하나 형상에 따라서는 2차원 모델을 사용하는 것이 계산을 간략화하는 의미에서 유효한 경우가 있다. 이 경우에는 단부(端部)에서 와류의 발생 등에 의한 3차원 효과를 충분히 고려하여 모델의 타당성을 검토한다.

(2) 계류 시스템

중력식 계선 돌핀은 계선 돌핀이 높고 또한, 변형하기 쉬운 지반이라 작용외력에 의한 계류위치에서의 변위량을 무시할 수 없을 때는 이를 적절히 고려한다. 또 말뚝식의 계선 돌핀의 경우에는 「제8편 4-1-5 말뚝의 설계」에 수록된 규정에 준한다.

방충재 특성의 변동 폭은 참고 표 (8-1)의 값을 참고하고, 상호작용력의 검토에는 변동폭의 상한, 변동량의 산정에는 하한에 대하여 검토한다. 단, 온도특성에 대하여는 저온부에서 고무특성이 현저하게 경화하므로 현지의 자연조건을 적절히 평가하여 적절한 수치를 정하면 된다.

참고 표 (8-1) 방충재의 특성의 변동폭

구 분	변 동 폭 (단, 공칭특성곡선에 대하여 동일 비틀림에 대한 하중의 변동폭)
구조상의 오차	0.9~1.10
경과연수 변화	1.0~1.05
동적특성	1.0~1.10
크리프(creep) 특성	방충재에 작용하는 정상외력 또는 평균하중이 해당 방충재의 10% 비틀림을 상회하는 경우, 특성이 현저히 불안정이 되므로 정상외력 또는 평균하중은 이 범위 내에 있는 것으로 하고, 크리프(creep)특성을 고려한 특성곡선을 사용한다.
반복성상	0.8~0.9(40% 변형, 파수 10파(波)에 상당하는 특성)
경사압축특성	축직각 방향력을 축방향력의 10% 이상으로 하는 특성
온도특성	0.95~1.25(0~50℃에 대응, 20℃를 표준으로 하나 저온부 변동 폭이 크다)

(3) 바 람

바람은 시간적, 공간적 변동을 고려한 불규칙 변동외력으로 취급한다. 종래 바람을 불규칙 변동외력으로 취급한 예는 적으며, 시간적, 공간적 불규칙 변동풍으로서의 실측 자료도 아주 적다. 그러나 바람의 공간 상관성이 극히 적은 것은 종래부터 지적되어 있고, 이것이 불규칙 선수동요(yawing)현상의 원인이 될 가능성은 크다. 또한, 바람이 숨을 쉰다는 것도 마찬가지로 지적되고 있으며, 그 주기가 60초 정도인 것도 있으므로 저장선의 동요에 미치는 영향은 크다.

시간적인 변동외력으로서 모델화하는 경우에는 본편 「본편 4-2-2 풍속의 표시 및 바람의 변동성」에 규정하는 변동풍속의 스펙트럼을 사용할 수 있다. 또, 공간적인 변동외력으로서 모델화하는 경우에 예상되는 와류의 크기 등에 따라 분포형을 결정하는 방법도 있으나, 공간적 분포에 관한 실측 자료가 적음을 고려하여 저장선의 각 동요에 가장 영향을 미치는 여러 종류의 분포형을 임의로 선정하여 검토한다.

(4) 조 류

조류는 시간적 변동은 거의 조석과 같으므로 정상력(定常力)으로 생각해도 된다. 또 흐름의 방향도 거의 일정하다고 생각해도 된다.

(5) 부진동(seiche)

폐쇄된 수역에서는 부진동에 대한 저장선의 동요를 검토한다.

(6) 지진해일

저장선 정박지로서는 지진해일의 상습지대를 피하지만, 지진해일에 대한 저장선의 동요를 검토하는 경우에는 장주기의 규칙파로서 취급해도 된다.

(7) 유체력 계수

단면분할법에 의하여 저장선의 동요를 산정하고자 할 경우의 유체력 계수는 천해 영향을 고려하여 구한다. 이 경우의 이론으로는 이지마(井島)의 영역분할법에 의한 구형단면 부체의 동요이론, 이토(伊藤)의 근사이론 등이 있다. 단, 시뮬레이션 계산치와 모형실험치가 다른 경우에는 강제동요실험 등을 행하여 유체력 계수를 수정한다.

(8) 표류력 및 스로우 드리프트(slow drift)

저장선에 작용하는 파의 표류력은 천해영향을 고려하여 구한다. 이 경우의 이론으로는 마루오(丸尾)의 이론 등을 적용해도 된다. 또, 대형의 부유구조물은 대단한 장주기의 동요현상을 일으키는 일이 있다. 이 현상은 스로우 드리프트 진동(slow drift oscillation)이라 부르며, 파의 비선형효과에 의한 현상이다. 스로우 드리프트 진동(slow drift oscillation)에 대하여는 여러 가지 해석법이 제안되어 있으나, 휴(Hsu)나 핑크스타(Pinkstar)의 해석법에 의하여 검토할 수가 있다.

(9) 기 타

불규칙파, 불규칙 변동풍의 외력에 대한 동요 시뮬레이션에서 룬게-쿠타법(Runge-Kutta-Method)법이나 윌슨세타법(Wilson-θ Method) 법등의 수치적분법을 사용해서 시계열분석을 하나, 계산시간이 긴 경우에는 적분오차가 누적되는 일이 있으므로 적당한 시간에서 타절(打切)하는 것이 필요하다. 불규칙파를 난수(亂數) 발생시키는 경우에는, 각 케이스(case)에 있어서 동일파형이 되지 않도록 여러 케이스의 시뮬레이션을 실시하여 그 계산결과를 통계적으로 처리하는 등의 조치가 필요하다.

8-2-4 저장선의 동요에 의하여 생기는 외력

저장선에 동요에 의하여 생기는 외력은 다음의 방충재 반력 또는 계류체인 장력을 표준으로 한다.

(1) 방충재 반력은 수치 시뮬레이션에 의하여 산정된 방충재 최대반력의 1.5배로 하도록 한다. 단, 사용되는 방충재는 정반력형 고무방충재로 하고, 또 다음의 조건을 만족시키도록 한다.

① 수치 시뮬레이션에 의하여 산정된 정상외력(주기 10초 이상의 장주기 변동을 포함. 이하 같음)에 의한 방충재 변형(비틀림량)이 10% 이하이어야 한다.

② 수치 시뮬레이션에 의하여 산정된 변동외력도 포함한 전하중에 의한 최대방충재 비틀림량이 소정의 변형비틀림 이하이어야 한다.

(2) 계류체인 장력은 수치 시뮬레이션에 의하여 산정된 정상외력에 의한 저장선 동요량의 변동외력에 의한 저장선 동요량의 1.5배를 더한 거리에 상당하는 값으로 한다.

[해 설]

(1) 방충재 반력은 계류체인 장력의 표준치로서 수치 시뮬레이션에 의하여 산정된 값을 할증하여 설정하도록 하고 있다. 이것은 시뮬레이션 모델이 복잡한 자연현상 등을 단순화하여 모델화하고 있는 사실 등을 감안한 조치이다.

(2) 방충재의 최대허용변형은 정반력형 고무방충재의 성능에 따라서 안전성을 고려하여 적절히 정하는 것이 좋다.

8-3 계선 돌핀의 설계

8-3-1 일 반

계선 돌핀(dolphin)은 저장선의 동요에 의하여 생기는 외력 등에 대하여 충분히 안전한 구조로 한다. 또한 중력식구조의 경우에는 특히 지반지지력 및 회전에 안전하여야 한다.

8-3-2 중력식 계선 돌핀에서 직립부의 안정

(1) 중력식 계선 돌핀에는 저장선에 의한 반복 하중, 편심하중 등이 작용하므로 외력조건을 충분히 고려함과 동시에 직립부의 안정계산으로서 활동, 전도 및 회전에 대한 검토를 하여야 한다.

(2) 중력식 계선 돌핀에서는 계류 시스템에 큰 영향을 주는 변형이 생기지 않는 구조로 한다. 단, 지진 시 등 이상 시에 있어서 변형을 완전히 억제하는 것이 곤란한 경우에는 계류시설, 저장선의 상호의 간격 등 시설의 배치에 여유를 주는 등의 조치를 강구한다.

[참 고]

(1) 직립부의 활동에 대한 안전계산은 「제8편 3-3-2 벽체의 활동 검토」에 따른다.
(2) 직립부의 전도에 대한 안전계산은 「제8편 3-3-3 벽체의 전도 검토」에 따른다.
(3) 직립부의 회전에 대하여는 식 참고 (8-1)을 만족시킨다.

$$F \leq \frac{M_R}{M_T} \qquad \text{참고 (8-1)}$$

여기서,

M_R : 회전저항모멘트(kN · m)

M_T : 외력에 의한 회전모멘트(kN · m)

F : 안전율(3 이상으로 한다)

M_R, M_T는 다음의 방법으로 구할 수 있다.

① 회전저항 모멘트 M_R의 구하는 방법(참고 그림 (8-2) 참조)

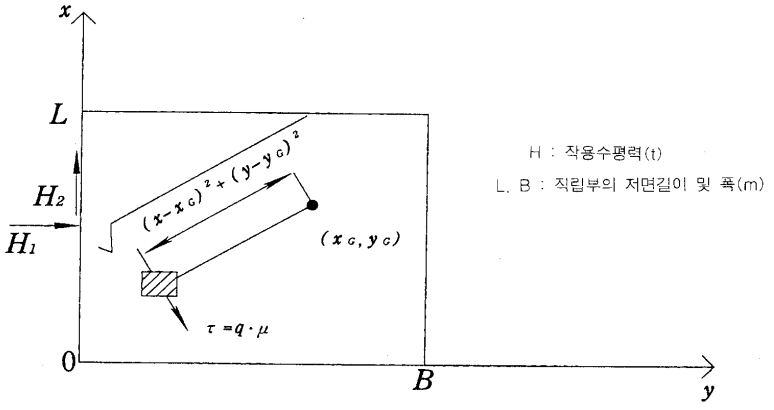
가. 지반반력 q는 직선적으로 변화한다고 생각한다.

나. 회전저항력은 정지 시 마찰저항을 생각한다. 마찰저항력(τ)은 지반반력 q와 마찰계수 μ의 곱으로 한다.

$$\tau = q \cdot \mu \qquad \text{참고 (8-2)}$$

다. 회전저항 모멘트 M_R 은 저면 각점에 작용하는 마찰저항력 τ와 지반반력의 작용중심 x_G , y_G 까지의 거리의 곱으로서 식 참고 (8-3)에 의하여 구한다.

$$M_R = \int_0^B \int_0^L q \cdot \mu \sqrt{(x-x_G)^2 + (y-y_G)^2}\, dx \cdot dy \qquad \text{참고 (8-3)}$$



참고 그림 (8-2) 회전저항 모멘트 M_R 의 구하는 방법

② 회전모멘트 M_T 의 구하는 방법

회전모멘트 M_T 는 수평력 H와 수평력 작용위치로부터 지반반력작용 중심 x_G , y_G 까지의 수평거리 ℓ 의 곱으로서 식 참고 (8-4)에 의하여 구한다.

$$M_T = \sum H\ell \qquad \text{참고 (8-4)}$$

여기서,

H : 수평력(kN)

ℓ : 수평력 작용위치와 지반반력 작용중심과의 수평거리(m)

8-3-3 중력식 계선 돌핀에서 지반지지력

(1) 중력식 계선 돌핀(dolphin)의 기초에는 자중이외에 저장선에 의한 반복하중, 편심하중이 작용하므로 지지력 및 침하 변형에 대하여 충분한 검토를 행한다.

(2) 지반의 지지력에 대한 검토에 있어서는 「제4편 제2장 얕은 기초」의 지지력에 따른다.

(3) 지진 및 반복하중에 의하여 기초지반이 액상화를 일으켜 지지력을 상실할 우려가 있는 경우에는 지반개량 등 대책을 강구한다.

(4) 지반의 침하변형에 대한 검토에 있어서는 직립부의 자중 및 편심경사 하중에 의한 침하변형을 단기적인 것과 장기적인 것으로 나누어 검토한다.
또한, 특히 침하변형이 크고 저장선의 계류 시스템에 큰 영향을 준다고 예상되는 경우에는 지반개량 등 적절한 대책을 강구한다.

[해 설]

(1) 단기적인 침하변형으로는 즉시침하와 시공오차에 의한 것이 생각된다. 이들은 지반을 탄성체로 가정하여 계산해도 된다.

(2) 장기적인 침하변형으로는 점토층의 압밀침하와 반복하중에 의한 변형의 진행이 생각되나, 압밀에 의한 침하변형은 압밀시험의 결과를 사용하여 계산해도 좋다. 또한 반복하중에 의한 침하변형에 대하여는 현재로서는 확립된 계산법은 없으나, 압밀침하나 즉시침하에 비하여 큰 것은 아니라고 생각된다.

(3) 침하변형의 계산은 지반조건이나 계산법에 의하여 상당한 오차가 생길 우려가 있으므로 특히 큰 침하변형이 예상되는 경우, 또는 복잡한 지반의 경우에는 현지에서 재하시험을 행하는 것도 하나의 방법이며, 계류 시스템에 악영향을 주는 변형이 생기지 않도록 사전대책을 강구한다.

8-4 방충설비 및 계류설비

8-4-1 일 반

(1) 고무방충재 등의 방충설비는 저장선의 동요에 의하여 생기는 외력의 흡수 및 선체와 계류시설의 손상의 방지 등을 고려하여 적절한 재질, 구조를 선정함과 동시에 그 배치에 대하여도 충분히 배려한다.

(2) 계류체인 등의 계선설비는 저장선의 동요에 의하여 생기는 외력에 대하여 충분한 강도를 갖고, 적절한 재료로 제조되고 즉, 소요의 내구성을 갖는 것을 선정한다.

[해 설]

장선의 이동 및 동요를 억제하는 방충재 및 계류체인의 선정에 있어서는 다음의 사항을 고려한다.

(1) 정상외력에 의한 이동은 적고, 그 반력은 크리프(creep) 하중 이하이어야 한다.

(2) 변동외력에 의한 동요는 허용범위내로 한정되어야 한다.

(3) 이동 또는 동요가 다소 증대하여도 반력 또는 장력이 급격히 증대하지 않아야 한다.

(4) 해당기기의 파괴가 계류시설의 파괴로 직결되지 않아야 한다.

(5) 해당기기의 파손상황을 점검하기 쉬워야 한다.

8-4-2 고무방충재

장선의 계류에 이용되는 고무방충재의 사용에 있어서는 다음 사항이 만족되어야 한다.
(1) 고무방충재에 쓰이는 고무는 균질하고, 이물의 혼입, 기포, 균열(crack), 기타사용상 유해한 결함이 없어야 한다.
(2) 고무방충재에 쓰이는 고무는 나쁜 기상, 해상조건 및 사용조건하에 노출되므로 다음의 성질이 우수하여야 한다.
① 내후성 ② 내마모성 ③ 내유성(耐油性) ④ 내피로성 ⑤ 크리프(creep) 저항
(3) 고무방충재에 쓰이는 고무는 재질시험에 의하여 그 재질성능을 확인하여야 한다.
(4) 사용되는 고무방충재는 전체수량에 대하여 정적 압축시험을 행하고, 그 성능을 확인하여야 한다.
(5) 사용되는 고무방충재는 모형실험 등에 의하여 다음의 특성을 확인하여야 한다.
① 동적특성 ② 반복특성 ③ 경사압축특성 ④ 온도특성

[해 설]

해상저유기지는 그 계류 시스템의 특성으로서 항상 바람, 파랑, 흐름 등의 외력에 의하여 동요하고 있는 저장선을 중심시설로 하여 갖는 특수한 시설이다. 따라서 구조물에 사용하는 재료에 대하여는 반복하중 등의 동적인 힘이 항상 작용한다는 것을 염두에 두고 내용연수도 고려하여 선정을 하여야 한다.
특히 저장선의 계류에 관계되는 시설의 재료, 예를 들어 고무방충재, 계류체인, 계류라인 등은 계류시스템의 핵심이므로 강도, 내구성에 대한 충분한 배려가 필요하다. 고무방충재는 접안하는 선박이 갖는 일정한 운동에너지를 고무의 변형으로 흡수하여 안벽본체 및 선체에 큰 힘이 작용하지 않도록 하는 것을 목적으로 개발되어 오늘에 이르기까지 주로 안벽의 보호에 사용되어 오고 있다.
따라서 외력의 작용빈도도 낮고, 또 방충재의 설계도 실제의 상태에 비교하여 안전측 이었다. 한편 저장선에 작용하는 힘은 바람, 파랑, 흐름 등에 의한 것으로 항상 외부로부터 에너지가 전달되고 있고, 또 반복하중이라는 점에서 일반 선박접안에 쓰이는 방충재와의 차이점이다. 따라서 고무방충재의 사용에 있어서는 상기의 점에 유의하여야 한다.

[참 고]

(1) 고무방충재에 쓰이는 고무의 재질시험은 참고 표 (8-2)에 제시한 시험항목마다 각기 같은 표의 KS M 6518 시험규격의 물리시험방법에 준하여 행하도록 하고, 각기의 기준치를 만족하여야 한다.

참고 표 (8-2) 방충재의 재질기준

시험항목			기준치
물리시험	노화전	인장강도 신 축 경 도 압축영구 비틀림	16MPa 이상 350% 이상 72도 이하 30% 이하
	노화후	인장강도 신 축 경 도	노화 전 값의 80% 이상 노화 전 값의 80% 이상 노화 전 값의 + 8 이내 76도 이하

(2) 고무방충재는 작용하중의 패턴(하중속도, 하중경사 등), 반복하중, 온도변화 등에 따라 그 압축특성이 변화하므로 다음의 항목에 대하여 그 특성을 충분히 파악할 필요가 있다.

① 동적하중시의 압축특성
② 반복하중(피로를 포함)시의 압축특성
③ 경사하중시의 압축특성
④ 온도변화시의 압축특성
⑤ 경과년수변화(열화) 후의 압축특성
⑥ 크리프(creep)후의 압축특성

8-4-3 계류체인(繫留鎖)

저장선의 계류용으로 제공되는 계류체인의 사용에 있어서는 다음 사항을 만족하는 것으로 한다.

(1) 계류체인은 강선규칙(한국선급)에 규정하는 스터드(stud)부 전기용접 앵커 체인에 적합한 것, 또는 이와 동등 이상의 기계적 성질을 갖는 것이어야 한다.
(2) 계류체인의 허용인장력은 마모가 가장 심한 곳에서 평균지름에 대하여 상기 규칙에 규정한 해당 절단시험하중의 1/3 이하이어야 한다.
(3) 계류체인이 피로파괴의 우려가 있는 경우에는 이를 고려하여 허용인장력을 정한다.

제 9 장 보관시설

저장선의 규모 및 구조형식에 대하여는 다음의 사항에 대하여 고려하고 그 안전의 확보를 도모한다.

(1) 저장선의 규모에 대하여는 지금까지 우리나라에서 강도해석이 되고, 또 건조실적도 있는 초대형의 석유 탱커(tanker) 치수와 대략 같은 정도 이하로 한다.

(2) 저장선은 이중각구조(二重殼構造)의 채용 및 이중격벽(二重隔壁)에 의한 적정한 구획분할(1구획 10만 kℓ정도를 한도로 한다.) 등의 조치를 한다.

(3) 저장선은 그 주위에 배치되는 각종 방호시설의 능력을 감안한 뒤 충돌에 대하여 보호가 필요하다고 생각되는 경우에는 적절한 충돌방호 조치를 강구한다.

또한, 저장선의 구조 등에 대하여는 선박안전법 또는 이를 근거로 한 규정의 적용을 받는다.

[해 설]

(1) 저장선의 규모

저장선의 크기에 대하여는「지금까지 우리나라에서 강도해석이 되어있고, 또 건조실적도 있는 초대형의 석유탱커 치수와 대략 같은 정도 이하」로 한 것은 저장선의 건조 시에 해상접합에 따르지 않고 선거(船渠) 내에서 일체로 건조할 수 있는 크기 이내로 제한되기 때문이다.

(2) 1구획의 저장량

석유 탱커(tanker)에 대하여는 1973년 해양오염방지조약상 충돌, 좌초에 의한 가정 유출유량에 근거하여 중앙부 탱크(center tank) 5만kℓ, 가장자리 탱크(side tank) 3만kℓ 이하라는 규정이 있으며, 저장선에 있어서는 충돌, 좌초에 대하여 만전의 보안방재 조치를 의무화하기 때문에 1구획의 용량을 제한하는 기준은 없으나, 육상탱크에서의 용적인 10만kℓ 정도를 한도로 한다.

(3) 재해를 1구획으로 한정할 수 있는 조치

화재, 폭발 등이 동시에 2구획에서 발생할 가능성은 거의 없도록 하는 전제하에, 다음의 조치를 취함으로서 저장선의 재해규모를 1구획으로 한정하여야 한다.

① 이중각구조의 채용, 이중격벽에 의한 구획분할을 행한다. 이들 빈 공간은 평상시 충수상태가 되어 있어야 하며, 화재발생시 타 구획으로의 인화를 방지하기에 충분한 냉각수를 상기 충수부(充水部) 및 갑판상에 보급할 수 있는 방·소화설비 등을 설치한다. 이들 설비 능력의 산정에 있어서는 저유량, 유면(油面)면적 등에 따라 적정한 화재 모델에 의한 열평형(熱平衡, heat balance) 계산을 하여야 한다.

② 폭발에 의한 선체의 파손을 방지할 수 있는 럽처해치(rupture hatch) 등의 압력해방장치(壓力解放裝置)를 각 구획마다에 설치한다. 본장치의 개구비율(開口比率) 및 해방기구(解放機構) 등에 대하여는 적정한 이론해석, 실험 등에 근거하여 산정된 것이어야 한다.

제 10 장 부대설비

10-1 일 반

저장선 또는 저장선에 관련된 계류시설에는 해상저유시설에 의한 석유의 안전하고 원활한 저장이 가능하도록 다음에 정하는 바에 따라 부대설비를 설치하여야 한다.

10-2 보안방재설비

(1) 적절한 방법에 의하여 예상되는 재해의 종류, 규모, 계속시간 등에 대처할 수 있도록 충분한 기능, 능력을 갖는 다음의 보안방재설비(기자재 등을 포함) 등을 설치한다.
① 포말소화설비(泡沫消火設備), 물분무설비 등의 소화설비
② 오일펜스(oil fence), 유처리제, 유흡착재 등의 누출유 방제자재
③ 필요에 따라 소방선, 기름회수선, 작업선 등의 보안방재용에 제공되는 선박 및 회수유 등의 수입시설의 설치
(2) 재해를 미연에 방지하기 위하여 저장선에는 불활성 가스 시스템(inert gas system)과 기타 폭발방지를 위한 설비를 설치한다.
(3) 기지내 및 그 부근을 항행하는 선박에 의한 접촉, 충돌 등의 사고를 피하기 위하여 다음의 항행 지원 및 감시를 위한 설비 등을 설치한다.
① 표식등, 부표, 음향신호기, 레이더(radar) 반사기 등의 저장선의 위치를 나타내는 설비
② 필요에 따라서 경계선 등의 배치

[해 설]

(1) 해상저유기지에서의 재해예상을 함에 있어서는 우선 재해 형태나 시설, 설비 등의 고장 발생경로에 관한 필요한 분석을 수행하고, 발생하는 재해의 종류, 가능성, 발생조건 등을 명확히 한다.
단, 해상저유기지를 구성하는 각 시설에 있어서 화재, 폭발 등이 발생한 경우, 저장선을 설치장소로부터 끌어냄으로서 재해의 확대를 방지하는 긴급인출방법(만재상태를 가정하여야 한다)은 인출 후의 처리방법 및 2차 발생 방지대책 등에 많은 문제점이 있다고 생각되므로 저장선을 인출하지 않고 재해의 확대를 방지할 수 있는 체계와 장비(soft and hard) 양면에서의 모든 방책을 취해 둘 필요가 있다.
(2) 상기의 사전검토에 근거하여 재해의 미연방지 및 만일 발생한 재해의 확대방지를 강구하도록 하는데 기본적으로 다음의 사항을 고려한다.
① 저장선에는 어떠한 상태에서도 화재, 폭발의 조건이 성립하지 않도록 한다.
② 저장선에 균열(crack)등이 발생하여도 이에 따른 유출유가 저장선 정박지 외로 퍼져나갈 염려가 없도록 한다.
③ 저장선 내에서 폭발조건이 성립하지 않도록 충분한 고려를 하지만 그래도 폭발이 발생한 경우에는 저장선이 파손하거나 구조부재가 주위에 비산하지 않도록 한다.
④ 저장선 및 타 시설로부터의 화재발생을 방지하기 위하여 충분한 고려를 함에도 불구하고 화재가 발생한 경우에는 화재가 다른 하유 탱크 방호 및 다른 저장선에 확대하지 않도록 한다.

⑤ 저장선으로부터의 누출유는 저장선 정박지 외로 확산되지 않도록 충분한 고려를 하지만 그래도 확산한 경우에도 재해를 최소한으로 제한시키도록 한다.

[참 고]

상기의 기본적인 사항을 바탕으로 한 대응책을 참고 표 (10-1)에 참고로 해서 정하도록 한다.

참고 표 (10-1) 보안방재를 위한 대응책

기본적 방법	예상되는 재해의 항로원인·상황	대 응 책
(a) 저장선에는 어떠한 상태에서도 화재, 폭발의 조건이 성립하지 않도록 한다.	① 하유(荷油) 탱크 정판(頂板)에 균열(crack) 등이 발생하여 이에 따른 누출가스의 인화에 의하여 화재가 발생한다.	(ⅰ) 적절한 방법에 의하여 가스누출을 검지한다. (ⅱ) 하유(荷油) 탱크 외의 화기관리를 행한다. (ⅲ) 방폭형(防爆型)의 기기를 사용하고 또 낙뢰 및 정전기에 의한 사고를 방지할 수 있는 설비를 설치한다.
	② 하유 탱크 측판에 균열(crack) 등이 발생하여 이에 따른 누출가스의 인화에 의하여 화재가 발생한다.	(ⅰ) 발라스트 탱크(ballast tank) 내에 평상시 장수(長水)하고 가스 체유(滯油)를 없앤다. (ⅱ) 발라스트 탱크(ballast tank) 내에 누유검지(漏油檢知) 장치를 설치한다.
	③ 하유 탱크 내에 발생하는 정전기 기타에 의하여 불꽃이 발생하여 발화, 폭발한다.	(ⅰ) 불활성 가스(inert gas) 공급장치를 설치하고 탱크 내 주위를 불연성화(不燃性化)한다. (ⅱ) 적절한 방법에 의하여 가스 누설을 검지한다.
	④ 하유 탱크 내에 유면(油面)이 급격 저하하여 진공에 의한 탱크 파괴 및 외부공기의 흡입, 발화, 폭발이 생긴다.	(ⅰ) 불활성 가스(inert gas) 발생장치의 용량을 충분한 크기로 한다.
	⑤ 저장선에 다른 선박이 충돌하여 기름 탱크에 의한 기름유출 및 발화가 생긴다.	(ⅰ) 저장선 정박지 중에 만일 석유 탱커 등이 표류 등에 의하여 저장선과 충돌할 우려가 있는 때에는 그 충돌에 의한 저장선의 파괴가 일어나지 않도록 분리하거나, 또는 인공적으로 완전히 방어할 수 있도록 조치를 강구한다. (ⅱ) 저장선에는 일반 선박의 충돌에 대하여 충분한 내충격 강도(耐衝突强度)를 갖춘다. 이 경우 주위에 배치되는 각종 방호시설의 내충돌 강도를 감안해서 차질이 없도록 한다. (ⅲ) 기지해면에 석유 탱커 이외의 선박이 저장선에 충돌할 염려가 없도록 경계선을 배치하여 경계 및 감시를 행한다. (ⅳ) 유출기름 사고 시에는 인화를 방지하기 위하여 엄중한 화기관리를 한다.
(b) 저장선에 균열(crack) 등이 발생하여도 이에 따른 유출기름이 저장선 정박지 외로 확산할 염려가 없도록 한다.	① 하유(荷油) 탱크 및 발라스트 탱크(ballast tank)에 부식 등에 의한 균열(crack) 등이 생겨 이에 따른 기름유출이 발생한다.	(ⅰ) 발라스트 탱크(ballast tank)내 및 1차 방유제 내에 누설검지장치를 설치한다. (ⅱ) 각 저장선의 주위에 1차 방유제를 설치하여 폐쇄한다. (ⅲ) 1차 방유제는 적어도 하유 탱크 구획분의 유출기름을 보류할 수 있는 것으로 한다. (ⅳ) 기름회수선을 배치하여 1차방유제로부터 누유(漏油)된 기름을 회수할 수 있는 동시에 오일펜스(oil fence), 유처리제, 유흡착재 등의 배출유 방제자재를 준비한다.

참고 표 (10-1) 보안방재를 위한 대응책 (계속)

기본적 방법	예상되는 재해의 항로원인·상황	대 응 책
	② 각 하유 탱크 내에 유면높이에 현저한 액면차가 생겨 선체구조의 파괴에 의한 기름유출이 생긴다.	(ⅰ) 하유 탱크 내에 액면차(液面差) 경보장치를 설치하여 자동적으로 액면차를 검지함과 동시에 필요한 조치를 강구한다.
(c) 저장선내에 폭발조건이 성립하지 않도록 충분한 배려를 하지만 그래도 폭발이 발생한 경우에는 저장선이 파손하거나 구조부재가 주위에 비산하지 않도록 한다.	① 하유(荷油) 탱크 내에서의 폭발 후, 하유 탱크측 저판의 파손 등에 의하여 다른 하유 탱크 및 발라스트 탱크(ballast tank)에 균열(crack)등이 발생하고 이에 따른 기름유출이 생긴다.	(ⅰ) 하유 탱크 정판(頂板)에 방폭구조 (rupture hatch 등)을 설치한다.
(d) 저장선 및 타시설로부터의 화재발생을 방지하기 위하여 충분한 배려를 하지만, 그래도 화재가 발생한 경우에는 화재가 타 하유 tank구획 및 다른 저장선에 확대하지 않도록 한다.	① 석유 탱커 등에 의한 선박의 충돌 등에 의하여 기름유출 사고가 발생, 해면화재로 확대하고, 저장선에 인화한다.	(ⅰ) 저장선의 갑판 및 선측부를 살수 등의 방법에 의하여 수막으로 덮고, 해면화재에 의한 복사열을 방지한다.
	② 저장선 하유 탱크로부터 화재가 발생하여 타 하유 탱크 또는 다른 저장선에 인화한다.	(ⅰ) 저장선, 발라스트 탱크(ballast tank)등이 냉각수를 보급함과 동시에, 갑판, 선측부를 살수 등의 방법에 의하여 수막을 덮어, 온도상승을 막는다. (ⅱ) 소화용 냉각수를 공급하기 위한 펌프는 소화에 필요한 충분한 능력을 갖도록 하고, 또 분산 배치하여 보완 시스템 (back-up system) 등에 의하여 충분히 소화기능을 유지한다.
(e) 저장선으로부터의 유출기름은 저장선 정박지 외로 퍼지지 않도록 충분한 배려를 하지만 그래도 확산한 경우에도 재해를 최소한으로 제한하도록 한다.	① 저장선으로부터의 유출기름이 1차 및 2차 방유제의 불량 등에 의하여 확산한다.	(ⅰ) 충분히 대응할 수 있는 기름회수선, 오일펜스 (oil fence), 유처리제, 유흡착제 등을 방제 기자재로 배치하여 둔다.

10-3 검지, 감시 및 경보장치

재해의 미연방지를 위하여 다음의 항목에 대하여 검지(檢知), 감시(監視) 또는 경보(警報)를 위한 설비를 설치해야 한다.
또한 검지 및 감시는 집중제어 방식을 하고, 특히 중요한 항목에 대하여는 복식의 검출장치를 사용한다.

(1) 저장선내의 하유(荷油) 탱크의 해면높이
(2) 저장선내 하유 탱크의 기름온도
(3) 저장선내의 하유 탱크의(석유증기공간)의 산소농도
(4) 저장선내의 하유 탱크의(석유증기공간)의 석유증기농도
(5) 송유도관의 관내압력
(6) 송유도관의 관내유속
(7) 누유의 상황
(8) 밸브의 개폐상황
(9) 지진동
(10) 풍속, 풍향, 파고, 조위 등
(11) 방충재의 변형

[참 고]

해상저유기지의 재해를 미연에 방지하기 위하여 상기에 규정한 검지항목을 포함하여 참고 표 (10-2)에 제시하는 검지항목에 대하여 감시, 경보장치를 설치하는 것이 바람직하다. 또한 검지장치(檢知裝置)의 설치개소 등을 참고 예로서 제시한다.

참고 표 (10-2) 재해의 미연방지를 위한 검지(檢知), 감시(監視) 및 경보장치(警報裝置)

검지항목	설치개소	비고(예)
(a) 저장선내 하유(荷由) 탱크 유면(油面)높이	저장선내 하유(荷由) 탱크	액면계(液面計), 상한경보(上限警報), 오버플로(over-flow) 경보
(b) 저장선내 하유(荷由) 탱크의 기름온도	저장선내 하유(荷由) 탱크	온도계
(c) 저장선내 밸러스트 탱크(ballast tank)의 액면(液面)높이	저장선내 밸러스트 탱크	수위감소경보(충수검지기)
(d) 저장선내 하유탱크(석유증기공간)의 산소농도	저장선내 하유 탱크 (석유증기공간)	고농도 경보(高濃度 警報)
(e) 저장선내 하유탱크(석유증기공간)의 석유증기농도	저장선내 하유 탱크 (석유증기공간)	
(f) 저장선내 하유 탱크(석유증기공간)	저장선내 하유 탱크 (석유증기공간)	저압력 경보(低壓力 警報)
(g) 불활성가스(inert gas) 공급관의 산소농도	불활성 가스(inert gas) 공급장치, 출구공급관	농도기록계, 고농도경보
(h) 불활성가스(inert gas) 공급관의 압력	불활성가스(inert gas) 공급장치, 출구공급관	저압력 경보
(i) 가연성 가스 농도	저장선상 갑판 저장선내 펌프실 및 기계실	고농도경보 고농도경보
(j) 송유용도관의 관내압력	송유용 도관	압력계, 고압력경보
(k) 송유용도관의 관내유속	송유용 도관	유량계
(l) 누유의 상황	저장선내 밸러스트 탱크 일차방유제내 해면 송유용 도관	밸러스트탱크 기름누설검지(油漏泄檢知), 기름유출경보 (부유식 누유검지기)

참고 표 (10-2) 재해의 미연방지를 위한 검지(檢知), 감시(監視) 및 경보장치(警報裝置) (계속)

검지항목	설치개소	비고(예)
(m) 밸브의 개폐상황	석유증기회수관(石油蒸氣回收管) 비활성가스(inert gas) 공급관 송유용 도관 등	
(n) 화재의 발생	저장선내 기계실 입출하역 안벽 감시실 등 기지전반의 소요	화재경보(화재검지기)
(o) 지진동(地震動)	육상관리 야드(관리동)	지진계(地震計)
(p) 풍향, 풍속, 파고, 조류, 조위	입출하역 선석 저장선 정박지	풍향·풍속계, 파고계, 조류계, 조위계
(q) 석유 탱커 접안속도	입출하역 선석	접안속도계(接岸速度計)
(r) 방충재의 변형	저장선 계선 돌핀	변형측정계(變形測定計)
(s) 저장선의 동요(動搖)	저장선 본체(貯藏船 本體)	흘수계(吃水計) 액면계(液面計) 자료를 계산기처리
(t) 계류체인(계류라인)의 장력	저장선 계류체인(계류라인)	장력계(張力計)

10-4 조명설비

(1) 하역작업, 긴급시의 조치, 야간의 보행 등의 편리를 위하여 조명설비를 설치한다. 또한 폭발의 위험이 있는 개소에서의 조명설비는 전부 방폭형(防爆型)으로 한다.
(2) 조명설비의 위치 및 역광각도는 선박의 항행에 장해가 되지 않도록 설정한다.

제 11 장 시설의 유지관리

11-1 주요 점검기준

(1) 해상저유기지의 설치자는 해당시설의 유지관리를 위하여 관계법령에 근거한 검사를 받는 외에 다음의 시설에 대하여 자주적으로 점검의 기준을 정하여 이에 근거한 점검을 한다.
(2) 점검은 년 1회 이상의 총 점검 이외에 해당시설에 강대한 외력이 작용하는 등의 이상 상황이 있는 경우에도 하여야 한다.
① 저장선
② 저장선의 의장품
가. 계류체인, 계류라인 등의 계선설비
나. 하유 펌프, 배관, 밸브 등의 모든 관 설비
다. 소화설비
라. 기 타
③ 하역잔교 및 배관교(配管橋)
④ 하역잔교 및 배관교 탑재설비(로딩암, 송유도관 등, 조명설비, 기타)
⑤ 저장선에 관련된 외곽시설(방파제, 기타)
⑥ 저장선에 관련된 계류시설(계선 돌핀, 방충재, 기타)
⑦ 기타 각종 보안방재 대책 관련설비
(3) 점검은 점검표를 작성하여 계획적으로 실시한다. 또한, 이들 점검 또는 검사결과의 기록을 처치 경위와 함께 보존하여 장래에 참고로 한다.

[참 고]

해상저유기지의 설치자는 해당시설의 유지관리를 위하여 다음의 시설에 대하여 점검을 행하도록 하지만 해당시설의 점검개소, 점검내용에 대하여 다음 표를 참고로 하여 정한다.

참고 표 (11-1) 주요점검 기준의 예

시 설	점검개소		점검내용
저장선 본체	선각부재		· 외관검사를 행한다. · 상갑판, 계류 돌핀(방충재) 접촉부의 판두께 계측을 행한다. · 필요시는 개방한 뒤, 발라스트 탱크(ballast tank), 하유 탱크 등의 목시판(目視板) 두께 검사를 행한다.
	도 장		· 외관검사를 행한다. 도장의 박리의 유무 및 녹 발생 상황을 점검한다.
	전기방식장치		· 전위측정에 의하여 방식효과를 확인함과 동시에 외관검사에 의하여 전극의 이상 유무를 확인한다.
저장선의 의장품	계류설비	① 계류체인, 계류 롯드(rod), 와이어로프(wire rope) 등	· 외관검사에 의하여 마모 및 부식의 상황을 점검한다. · 필요시는 내력검사를 행한다.
		② 계류체인 등 취부장치	· 외관검사에 의하여 취부위치의 상태를 점검한다. · 작동상황을 검사한다.
	교통설비	① 맨홀(manhole), 수밀비 등	· 외관검사를 하고 작동을 확인한다.
		② 손잡이, 사다리	· 외관검사를 행한다.
	제관설비	① 관 계	· 필요시는 제거한 후 외관검사를 행한다.
		② 펌프, 밸브 등	· 작동상황을 검사한다. · 필요시는 개방한 후 외관검사를 행한다.
	소방설비	① 물소화설비	· 관설비의 항에 따른다.
		② 포말소화설비	· 외관검사에 의하여 누설의 유무를 확인한다. · 거품원액의 양과 유효기한을 확인
		③ 소화기 등의 가반식(可搬式) 소화설비	· 정해진 설치위치 수량을 확인한다. · 유효기한을 확인한다.
		④ 소방원격제어장치	· 작동을 확인한다.
하역잔교·배관잔교 본체	구조부재		· 수중부분의 상황 및 해저상황을 잠수부에 의하여 점검한다.
	도장		· 외관검사를 행하고, 도장의 박리의 유무 및 녹 발생 상황을 점검한다.

참고 표 (11-1) 주요점검 기준의 예(계속)

시 설	점검개소		점검내용
하역잔교·배관 잔교의 탑재설비	로딩암(loading arm) 또는 고무호스(flexible hose)		· 외관검사에 의하여 파손, 누설(漏洩)의 유무를 검지(點檢)한다. · 작동상황(作動狀況)을 검사(檢査) 한다.
	안전설비	① 표식·조명등	· 정해진 장소에 설치하되, 또한 정상적으로 기능이 유지되고 있음을 확인한다.
		② 기지 내 조명	· 외관검사 및 점등확인을 하다.
		③ 피뢰설비	· 외관검사 및 기능시험(test)를 한다.
	송유용도관	① 펌프, 밸브, 신축이음 등	· 작동상황, 변형, 부식등을 점검하고 급유 등을 행한다. · 필요하면 개방한 후, 검사정비를 한다.
		② 유량계, 압력계 등	· 작동상황을 검사한다. · 지침검사를 행하고, 정도를 확인한다.
		③ 도관계	· 배관, 밸브 및 플랜지(flange) 이음 등의 밸브 검사에 의하여 누설의 유무를 점검한다. · 배관의 굽힘(bending), 변형의 유무에 대하여 점검을 행한다. · 상용압력의 1.5배 이상에서 내압시험을 행한다.
		④ 도장	· 외관검사를 행하며, 도장의 박리의 유무 및 녹 발생 상황을 점검한다.
저장선 계류시설	계선 돌핀 본체		· 외곽검사에 의하여 손상이 유무를 점검한다. · 이동, 침하의 측정을 행한다(계선 돌핀간의 측정을 행한다).
	방충재		· 외관검사에 의하여 손상 유무를 점검한다. · 필요시는 압축검사를 행한다. · 특히 취부철물·대좌의 상태를 점검한다.
저장선 외곽시설	방파제 본체		· 외관검사에 의하여 손상의 유무를 점검한다. · 이동, 침하의 측정을 행한다. · 필요하다고 인정하는 때, 수중부분의 상황을 잠수부에 의하여 점검한다. · 특히 방유기능을 갖는 것에 대하여는 눈금의 마모·손상의 유무를 점검한다.
	부방충(유)제		· 외관검사에 의하여, 본체, 계류장치, 연결장치 등의 손상·부식의 상황을 점검한다. · 도장 및 전기방식의 상태를 점검한다.
저장선 수역시설	저장선 정박지(碇泊地)		· 표사 등에 의한 정박지의 매몰의 유무 및 평탄도를 점검한다. · 필요시는 수심을 측정한다.

11-2 방식관리

부식에 대한 조치가 강구된 시설에 대하여는 다음의 방법에 의하여 효과를 확인한다.

(1) 전기방식을 한 시설에서는 강재의 전위를 정기적으로 측정하여 방식전위에 도달하고 있는지를 확인한다.

(2) 해상 대기 중 및 비말대의 방식효과는 육안관찰에 의하여 확인한다. 또한, 해면하의 관찰은 잠수부에 의하여 확인한다.

(3) 해상대기중의 도장은 정기적인 관찰결과에 근거하여 부분보수 또는 전면도장을 한다.

(4) 비말대의 피복재가 손상한 경우에는 현지시공이 가능한 방식법으로 보수한다.

(5) 저장선은 재해방지를 위한 방식의 유지관리에 대하여는 특별히 신중한 배려가 필요하다.

[참 고]

(1) 전기방식법을 적용한 시설에서는 다음의 사항을 고려하여 강재의 방식관리를 행한다.

① 전위측정은 정기적으로 실시하며 동시에 태풍 등 이상 사태 직후에는 반드시 전위를 측정하여 방식기능의 정상 여부를 점검한다.

② 정기적인 전위측정은 시설을 대표하는 장소에 대하여 실시한다. 일반 시설에서는 소정의 위치에서 상부로부터 기준전극을 일정 수심마다에 내려가면서 전위를 측정하지만, 조류가 있는 경우에는 전극의 위치가 부정확하게 될 때가 있다. 이와 같은 경우에는 시설에 설치된 가이드(guide)선에 따라서 전극을 내리거나 잠수부가 전극을 소정의 위치에 근접시킨다. 시설물의 구조상 전극을 상부로부터 내리는 것이 어려운 경우에는 필요한 곳에 기준전극을 설치해두면 좋다. 이 경우 전극의 위치가 명확하여 경시변화의 재현성은 좋으나 측정된 전위가 전극주변에 한정된다.

③ 강재의 전위가 방식전위에 달하지 못할 때에는 즉시 양극을 추가한다. 특히 도막이 경과연수와 더불어 열화하는 것은 피할 수 없으므로, 도장과 전기방식법을 병용하는 경우에는 도막의 열화상태에 따라서 양극을 증가시킨다.

④ 전기방식법의 관리에는 전위측정 이외에 시험편에 의한 조사, 잠수부에 의한 육안검사, 수중사진촬영, 수중 비디오 촬영, 두께 측정 등에 의한 방법이 있으며, 이들을 전위측정법을 보완하기 위하여 병용하는 것이 바람직하다.

(2) 저장선의 부식, 방식 특징에 대하여는 충분히 파악해 둘 필요가 있다. 그 특징을 예시하며, 선박의 저장탱크에서 저유 중 탱크 바닥에 남는 선저폐수(船底廢水, bilge)와 슬러지(sludge)에 의한 부식의 영향을 고려할 수가 있다. 또, 저장 탱크를 비울 경우 탱크를 물로 씻어내는 등에 의하여 해당 저장 탱크를 석유 탱커의 기름 탱크와 부식조건을 유사하게 간주하는 것은 가급적 피해야 한다. 또한, 밸러스트 탱크(ballast tank)의 부식에서 선박 밸러스트 탱크가 장기간 밀폐되어 있는 경우 용존산소의 결핍에 의하여 외판(해수 중)의 부식보다 적게 되므로 탱크 내 해수교환은 너무 빈번히 하지 않는 편이 방식관리상 바람직하다.

11-3 고무방충재의 유지관리

(1) 고무방충재의 압축특성은 반복 피로, 경과년수 변화에 의한 열화, 크리프(creep), 비틀림 등에 의하여 변화하므로 이들에 의한 특성을 충분히 파악한 후에 유지관리를 한다.
(2) 고무방충재의 점검은 적어도 다음 항목에 대하여 한다.
① 외관검사
② 압축검사
③ 변형량의 측정

[해 설]

(1) 외관검사

부착물을 충분히 제거한 후에 고무의 균열(crack), 변형 및 마모 등과 함께 취부철물 등의 탈락, 변형부식, 마모 등의 유무를 조사하고, 이상이 인정되는 경우에는 교체한다. 특히 태풍, 지진시의 이상사태 발생 후는 철저히 정비한다.

(2) 압축검사

고무방충재는 10기 및 그 단수(端數)마다 1 기씩을 떼어내어 압축시험을 행하고, 설계시의 특성과의 비교를 실시하는 것이 바람직하다.

이 검사에 합격한 경우에는 이 10기 또는 단수기의 고무방충재는 전부 합격한 것으로 본다. 불합격한 경우에는 다시 2기를 선택하여 압축시험을 행한다. 이 2기도 합격인 경우, 최초의 1기를 제외하고 나머지 전부를 합격으로 본다. 이 2기중에서 적어도 1기가 불합격인 경우는 나머지 전부에 대하여 압축시험을 행하고 합격여부를 결정한다.

(3) 변형량의 측정

고무방충재는 적당한 기수마다 필요에 따라 그 변형량의 측정을 행한다.

11-4 계류체인 등의 유지관리

계류체인 등의 점검은 다음 항목에 대하여 행한다. 또 계류체인 등에 이상 발생 시의 교체를 위하여 사용하는 계류체인 등의 종류마다 적어도 각 1조의 예비품을 항상 상비하여야 한다.

(1) 외관검사
(2) 마모, 부식량의 측정
(3) 내력검사(耐力檢査)

[참 고]

(1) 외관검사

계류체인 등의 파단, 변형, 마모, 부식 등의 외관검사를 행한다. 특히 태풍, 지진 등의 이상사태 발생 후에는 신중히 실시한다.

(2) 마모, 부식량의 측정

계류체인 등의 마모, 부식이 현저한 위치는 부착물, 녹 등을 충분히 제거한 후 그 감량의 측정을 실시하고 평균지름이 설계치 이하로 된 경우에는 이것을 사용치 않는다. 측정은 정기적으로 수행함과 동시에 태풍, 지진 등의 이상사태 발생 후에 그 때마다 실시하는 것이 바람직하다.

(3) 내력검사(耐力檢査)

큰 반복하중이 작용하는 계류체인 등에 대하여는 4조마다 1조씩 내력시험을 수행하는 것이 바람직하다. 시험하중은 허용하중의 2.1배 이상으로 하고, 이 하중을 가했을 때에 파열, 손상, 파단 기타 이상이 있어서는 안 된다.

이 검사에 합격한 경우에는 이 4조의 계류체인 모두를 합격으로 본다. 불합격의 경우에는 나머지 3조의 계류체인에 대하여 내력검사를 수행하고, 그 합격여부를 결정한다.

[참고문헌]

1) F.H.Hsu & K.A.Blenkarn(1970), “Analysis of Peak Mooring Force Caused by Slow Vessel Drift oscillation in Random Seas”, O.T.C 1159
2) Hajime Maruo(1960), “The Drift of a Body Floating on Waves”, Journal of Ship Research
3) J. A.Pinkstar(1974), “Low Frequency Phenomena Associated with Vessels Moored at Sea”, Soc. 1974 of Petroleum Engineers of AIME, SPE Paper No.4837
4) 高石敬史, 黑井昌明(1977), “波浪中船体運動實用計算法”, 第2回耐航性に關するシンポジュウム
5) 伊藤喜行, 千葉 繁(1972), “浮防波堤の水理に關する近似理論と応用”, 港湾技術研究所報告 Vol.11 No.2
6) 日本港湾協會(1999), 港湾の施設の技術上の基準・同解說 第14編 海上貯油施設
7) 日本港灣協會(2007), 港灣の施設の技術上の基準・同解說
8) 日本港湾協會(2007), 港湾の施設の技術上の基準・同解說 第4編 施設編 第7章 荷さばき施設, 第8章 保管施設
9) 井島武士, 田淵幹修, 湯村やす(1972), “有限振幅の波海による短形斷面浮体物体の運動と波の変形”, 土木學會論文集, 第202号
10) 戸川隼人, 有限要素法による振動解析, サイエンス

발 간 등 록 번 호
11-1192000-000184-14

항만 및 어항 설계기준·해설

(부 록)

2014

해양수산부
MINISTRY OF OCEANS AND FISHERIES

부 록 1 편

해외 항만설계기준 및 설계사례

제1장 총 론

제2장 설계외력

제3장 방파제

제4장 중력식 안벽

제5장 잔교식 안벽

제6장 해상 자켓구조물

제7장 설계 사례

MINISTRY OF OCEANS AND 해 양 수 산 부

부록 1편 해외 항만설계기준 및 설계사례

제 1 장 총 론

1-1 국내·외 항만설계기준의 차이

항만설계의 대표적인 기준서로는 미국의 'shore protection manual(1984, U.S. army corps of engineer, CERC)'과 'coastal engineering manual(2001, U.S. army corps of engineer, CERC)', 영국의 'BS 6349: maritime structures(1984)'와 영국과 네덜란드의 공동 프로젝트로 탄생한 'manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering(CIRIA/CUR SP 83, 1991)', 일본의 '항만의 시설의 기술상의 기준·동해설(1999)'을 들 수 있다. 또한 EAU, indian standard, DNV, API, ANSI code들이 항만 및 해양 구조물 설계에 이용되며, 우리나라는 일본의 설계기준을 인용한 '항만 및 어항 설계기준(1999)'을 사용하다가 국내 연구자들의 연구 성과를 반영한 '항만 및 어항 설계기준(2005)'을 개정하여 사용하고 있다.

'shore protection manual'은 미 육군 공병단 해안공학연구센터에서 수십 년 간의 수리모형 실험 자료와 현장 관측 및 연구 자료들을 기초로 만든 설계기준서이며, 파랑의 추산법과 선형파이론, 경사식방파제와 잔교식구조물의 설계법, 해안지형변동, 계획수립 및 분석에 대한 기준이다. 가장 오래된 항만설계기준서 중 하나이며 항만설계 분야에서는 교과서로 평가 받고 있다. 'coastal engineering manual'은 'shore protection manual'의 개정판으로서 새로이 연구된 많은 실험 결과와 부분 안전 계수법을 근간으로 하는 신뢰성설계법을 추가하여 내용을 대폭 보강하였다.

'BS 6349: maritime structure'는 유럽 및 중동, 동남아시아에서 대부분의 발주처가 'shore protection manual'과 더불어 항만설계기준서로 채택하며, 근래에는 경사식방파제나 호안의 설계에는 'manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering'이 더 선호되고 있는 실정이다. 'manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering'은 영국(CIRIA, construction industry research and information association)과 네덜란드(CUR, centre for civil engineering research and codes)의 공동연구로 탄생된 설계기준서로서 Delft 수리연구소와 HR wallingford에서 수행한 수리모형실험 결과를 바탕으로 각 분야의 전문가들이 'shore protection manual'에서 제시한 설계기준을 개선한 것이다. 'manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering'은 경사식방파제와 호안구조물의 분야에서 현재까지 발표된 설계기준서 중에서 가장 개선된 것으로 평가받고 있으며, van der Meer의 사석중량 결정식이 제시되어 있다. 'manual on the use of rock in hydraulic engineering(CIRIA C683, 2007)'은 CUR, CIRIA, CETMET의 공동 저술로 1995년 초판에 이어 2007년에 두 번째 판이 발간되었으며, 'manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering'과 'coastal engineering manual'의 해안 분야 뿐만 아니라 하천 분야의 최신의 연구결과들이 반영되었다.

‘항만의 시설의 기술상의 기준·동해설(1999)’은 일본 운수성 산하 항만연구소의 실험결과와 많은 연구에 힘입어 만들어진 기준서로 ‘shore protection manual’과 ‘manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering’의 많은 부분을 채용했으며, 산·학·연 연구의 많은 결과를 수용하여 다른 설계기준에서는 찾아볼 수 없는 부분에서 많은 발전이 있었으며, 2002년에 영문판인 ‘technical standards and commentaries for port and harbour facilities in japan (the overseas coastal area development institute of japan, 2002)’을 발간하여 해외 항만공사에 적용하도록 권장하였다.

현재 우리나라의 ‘항만 및 어항 설계기준(1999)’은 ‘shore protection manual’과 일본의 ‘항만의 시설의 기술상의 기준·동해설(1999)’을 채택하고, 국내 실정에 맞추어 개정하여 사용하고 있다. 하지만 내용면에서 일본의 ‘항만의 시설의 기술상의 기준·동해설’과 다른 점이나 개선된 점이 거의 없다는 점은 항만기술자로서 매우 애석하고 반성해야 할 부분이다. 미국, 영국, 네덜란드 및 일본 등과 비교해 볼 때 설계기준을 만들고 개선시킬 수 있는 기초 연구 활동이 너무 미비한데서 원인을 찾을 수 있으며, 2005년에 국내 연구자들의 연구 성과가 반영되어 일부 개정된 점은 그나마 위안거리이다. 한 나라의 설계기준이 개정되기까지는 수십 년 동안의 연구 결과들이 집대성되어 요약되어야 하며, 이는 그런 기초 연구들을 뒷받침하는 제도적 장치와 끊임없는 기술자들의 노력이 합쳐졌을 때만이 결실을 맺을 수 있다.

각 나라의 설계기준에서 제시하고 있는 설계기법들이 완벽한 것은 아니며 각기 장단점을 가지고 있기 때문에 각 나라에서 채택하고 있는 설계기준의 차이를 이해하는 것은 매우 중요하며, 기초 수리모형실험 연구결과가 거의 없는 우리나라에서는 기존 연구결과와 수많은 기초 연구를 통하여 장점은 취하고 단점은 보완하는 방법으로 개선된 설계기법을 개발해야 한다. 항만설계법이 신뢰성 설계로 진화하고 있는 실정에서 신뢰성설계가 국지적 상황 (예; 해양 환경, 재료, 공사방법 및 공사비 등)에 크게 영향을 받는 점은 우리나라 현실에 최적화된 항만 신뢰성설계법의 개발이 시급하며, 해양수산부에서 추진하고 있는 항만구조물 신뢰성설계법의 개발 연구의 중요성이 강조되고 있다. 미국, 영국, 네덜란드 및 일본이 해양강국으로 성장한 배경에는 지속적이고 부단한 기초연구를 바탕으로 한 기술 개발이 있었기 때문이므로, 항만구조물 설계 및 시공 기술개발을 위한 기초 및 응용기술 연구에 정부의 대폭적인 투자가 필요한 시점이다.

이 보고서는 ‘항만 및 어항 설계기준(2005)’의 목차대로 각 설계기준의 차이를 기술하여 개선방향을 고민해 보고자 한다. 물론 ‘항만 및 어항 설계기준’에 제시된 내용이 없는 해외의 기준서도 있으며, 그 반대로 해외 기준서에 제시된 내용이 우리나라 설계기준에 빠져 있는 경우도 있으므로 최대한 공통적인 부분을 설계 실무에 필요한 내용들 위주로 비교하고자 한다. 각 설계기준서의 차이를 이해하고 각 기준서의 장단점을 파악하는 것은 우리나라 항만설계기준을 발전적으로 개선하기 위한 가장 중요한 단초를 제공할 것이다.

제 2 장 설계외력

2-1 설계 조건

'항만 및 어항 설계기준(2005)'과 일본의 '항만의 시설의 기술상의 기준·동해설(1999)'은 항만 구조물의 설계조건으로 시설의 성격 및 시설에 주어진 상황에 따라 다음의 설계여건 중에서 적절하게 선정하고 이들의 자연조건, 이용 상황, 시공조건, 부재의 특성, 이 시설에 대한 사회적 요청, 자연환경에의 영향 등을 고려하고 시설들이 안전하게 될 수 있도록 정하도록 하였다.

(1) 대상선박의 제원
(2) 선박에 의하여 발생하는 외력
(3) 바람과 풍압 등
(4) 파고와 파력
(5) 조석과 이상조위
(6) 흐름과 흐름의 힘
(7) 부체에 작용하는 외력과 그의 동요
(8) 하구수리 및 표사
(9) 지반
(10) 지진과 지진력
(11) 지반의 액상화
(12) 토압 및 수압
(13) 자중 및 재하하중
(14) 마찰계수
(15) 기타 필요한 설계조건

'BS 6349: maritime structure(이후 BS 6349)'는 part 1 부분이 2000년에 개정되었으며, '항만 및 어항 설계기준'과는 달리 재료부분을 포함한 다음 7개의 절로 구성되어 있다.

- section 1 : general
- section 2 : environmental considerations
- section 3 : operational considerations
- section 4 : sea state
- section 5 : loads, movements and vibrations
- section 6 : geotechnical considerations
- section 7 : Materials

'manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering(이후 CIRIA)'은 사석을 이용한 경사식방파제 및 호안 설계를 위하여 BS 6349의 section 3, 4, 5의 부분이 설계조건으로 section 4, 5에 다음과 같이 제시되어 있다.

4. physical site conditions and data collection
  4.1 bathymetry and morphology
  4.2 hydraulic boundary conditions and data collection
    4.2.1 water levels
    4.2.2 deep-water wave conditions
    4.2.3 transformation of waves in shallow water
    4.2.4 sea bottom orbital velocities
    4.2.5 currents
    4.2.6 ship-induced water movements
    4.2.7 joint Probabilities
    4.2.8 modelling
  4.3 geotechnical boundary conditions and data collection
    4.3.1 general aspects of planning a soil-investigation programme
    4.3.2 desk studies
    4.3.3 preliminary soil investigations
    4.3.4 detailed soil investigations
5. physical process and design tools
  5.1 hydraulic interactions
    5.1.1 governing parameters
    5.1.2 hydraulic responses
    5.1.3 structural responses
    5.1.4 physical and numerical modelling
  5.2 geotechnical response
    5.2.1 approach
    5.2.2 parameters
    5.2.3 scope of geotechnical aspects
    5.2.4 physical background
    5.2.5 modelling and simulation
    5.2.6 computer model types
    5.2.7 computer model applications
    5.2.8 practical formulae and engineering experience
    5.2.9 application of probabilistic analysis

'coastal engineering manual(이후 CEM)'은 part 2, 3, 4, 5, 6에 파랑 이론과 유사 이송 및 연안 지형변동에 대한 자세한 내용이 수록되어 있으며, 설계 조건에 관련된 내용은 주로 part 2 chapter 8 및 part 6 chapter 5에 다음과 같이 제시되어 있다.

part 2 chapter 8 hydrodynamic analysis and design conditions
  II-8-1 overview of chapter

II-8-2 identifying meteorological and hydrodynamic processes
II-8-3 acquiring information
II-8-4 statistical methods - short-term
II-8-5 statistical methods - long-term
II-8-6 analysis of key meteorological and hydrodynamic process in design
II-8-7 interdependence of processes during severe events

part 6 chapter 5 fundamentals of design

VI-5-1 introduction
VI-5-2 structure hydraulic response
VI-5-3 rubble mound structure loading and response
VI-5-4 vertical-front structure loading and response
VI-5-5 foundation loads
VI-5-6 scour and scour protection
VI-5-7 wave forces on slender cylindrical piles
VI-5-8 other forces and the interactions

각 기준서 마다 구성이 다르고, 설계기준의 항목도 기준서 마다 다르게 나열되어 있으므로 '항만 및 어항 설계기준'을 바탕으로 최대한 공통적인 사항을 비교하고 '항만 및 어항 설계기준'에 누락되어 있는 항목들을 추가적으로 설명하고자 한다. 물론, 설계에 필요하기는 하나 결정적이지 않은 재료나 시공방법 등의 내용은 이 보고서에는 기술하지 않고 수리학적 응답(hydraulic response)이나 설계하중 및 구조적 응답(structural response)을 중점적으로 비교하고자 한다.

2-2 선박의 접안에너지

2-2-1 선박에 의하여 발생하는 외력의 차이

선박에 의하여 발생하는 외력 산정에 대한 항만 및 어항 설계기준(2005)과 BS 6349의 방법의 주요한 차이는 방충재 설계를 위한 선박의 접안에너지 산정방법에서 가상질량계수(C_M)과 편심계수(C_E)의 산정방법에 차이가 있다. 또한 곡주나 직주에 작용하는 견인력의 산정은 항만 및 어항 설계기준에서는 선박의 총톤수에 따라 단순히 표에 견인력을 제시하고 있으나, BS 6349에서는 계류 시스템의 배치에 따라 각 계류라인에 걸리는 견인력을 따로 산정하도록 규정하고 있다.

선박의 접안에너지와 방충재의 반력은 방충재의 설계와 중력식 구조물의 상치콘크리트부나 잔교식 구조물의 종방향보(longitudinal beam), 횡방향보(transverse beam) 및 말뚝(pile)의 설계에 중요한 수평하중으로 작용하므로 선박의 접안 각도 및 조위에 따른 방충재의 변형과 그에 따른 반력의 영향을 고려하도록 설계기준을 개선할 필요가 있다. 또한, 계류라인 및 곡주에 작용하는 계류라인의 방향 및 고저차에 따른 효과를 고려하여 견인력을 세분화하여 적용할 필요가 있다.

2-2-2 BS 6349: maritime structure (2000)의 방법

BS 6349에서는 대상선박의 주요 치수는 예상되는 운영기간 동안의 선박에 대해 관계 기관, 선주(owner) 및 운영사(operators)에서 제공하는 실제 선박의 치수를 사용할 것을 권고하고 있다. 대형 화물선과 컨테이너선 제원의 근사치가 제시되어 있으며, 이 제원은 사전 계획단계에서 사용할 것을 규정하고 있다. 선박의 접안 시 발생하는 외력은 다음과 같은 방법으로 구한다.

(1) 선박의 접안에너지

움직이는 선박의 전체 에너지와 수리동력학적 질량은 방충재에 의해 흡수되는 에너지를 계산하기 위해 C_E, C_S, C_C계수를 추가하여 다음과 같이 주어진다.

$$E = 0.5 C_M M_D (V_B)^2 C_E C_S C_C \tag{2-1}$$

여기서,

C_M : 가상질량계수 (the hydrodynamic mass coefficient)

M_D : 선박의 질량 (the displacement of the ship, t)

V_B : 선박의 접안속도 (the velocity of the vessel normal to the berth, m/s)

C_E : 편심계수 (the eccentricity coefficient)

C_S : 유연성계수 (the softness coefficient)

C_C : 선석의 형상계수 (the berth configuration coefficient)

가상질량계수(C_M)는 다음 식으로 계산하는 것을 표준으로 한다.

$$C_M = 1 + \frac{2D}{B} \tag{2-2}$$

여기서,

D : 선박의 흘수 (the draught of the ship, m)

B : 형폭 (the beam of the ship, m)

위 식을 사용하면 가상질량계수(C_M)는 1.3~1.8의 범위를 가진다.

편심계수(C_E)는 접촉점이 선박 질량중심에 정확히 일치하지 않은 경우에 방충재로 전달되는 에너지의 감소를 나타내며, 다음 식으로 계산할 수 있다.

$$C_E = \frac{K^2 + R^2\cos^2\gamma}{K^2 + R^2} \qquad (2\text{-}3)$$

여기서,

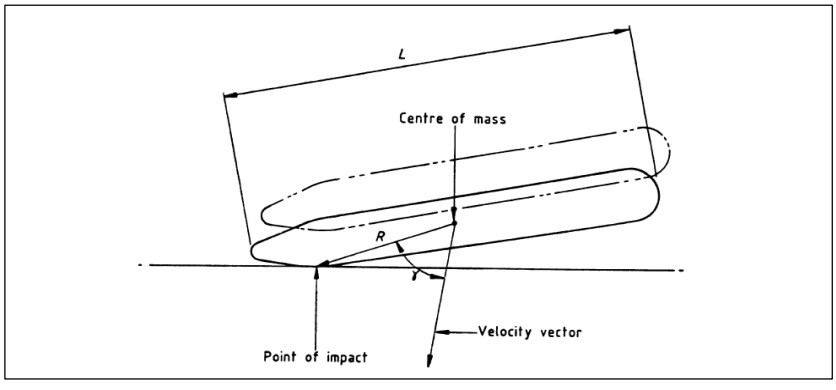
K : 선박의 회전 반경으로 다음 식으로 계산된다.

K = (0.19C_b + 0.11) L

R : 선박의 중심에서 접촉점까지의 거리

γ : 선박중심과 접촉점을 잇는 선과 속도벡터 사이의 각도

C_b : 블록계수(=배수톤수(M_D)/(수선간 길이(L)×형폭(B)×흘수(D)×물의 단위중량)



그림(2-1) 회전 반경의 정의

블록계수(C_b)는 다음 표(2-1)에 선박의 종류에 따른 대표치가 주어져 있다.

표(2-1) 선박의 종류에 따른 블록 계수

typical ranges of C_b	
vessel type	
tanker / bulk	0.72 to 0.85
container	0.65 to 0.70
Ro-Ro	0.65 to 0.70
passenger	0.65 to 0.70
dry cargo / combi	0.60 to 0.75
ferry	0.50 to 0.65

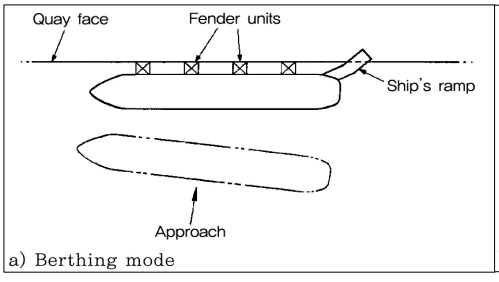
유연성계수(C_S)는 선체에 의해 흡수되는 충격 에너지의 부분을 나타내며, 그 값은 주로 0.9~1.0의 값을 가지며, 고무 방충재를 연속적으로 장착한 선박은 0.9를 쓰고, 나머지 선박은 1.0을 사용하도록 규정하고 있다. 선석의 형상계수(C_C)는 선체와 안벽사이의 갇힌 물의 쿠션효과에 의해 흡수되는 선박의 에너지를 나타내며, 안벽 구조물의 형식에 따라 다음과 같이 구분하여 적용된다.

- open piled jetty structures = 1.0
- solid quay wall = 0.8 ~ 1.0

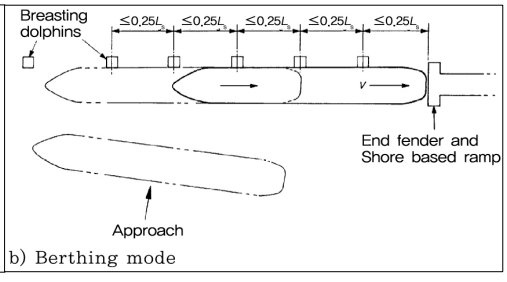
(2) 페리선 및 자동차전용선의 접안에너지

BS 6349에서는 페리선(ferry)과 자동차전용선(Ro-Ro)의 경우에는 접안 방법에 따라 다음 3가지 모드로 구분하여 접안에너지를 산정하고 있다.

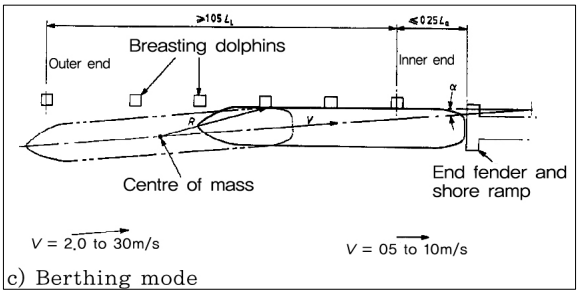
- mode a : 안벽을 따른 선석에 횡접안하고 자동차의 접근용 선박 자체의 램프 사용 시
- mode b : 여러 개의 접안돌핀(breasting dolphin)에 횡접안 후 끝단 램프 구조에 종방향으로 천천히 이동하는 경우
- mode c : 측면 접안돌핀들은 가이드로서 역할하고 끝단 램프에 직접 종접안하는 경우



그림(2-2) mode a



그림(2-3) mode b



그림(2-4) mode c

가. mode a

mode a인 경우 측면 방충재 (side fender)의 접안에너지는 식 (2-1)에 제시된 방법으로 구하면 된다.

나. mode b

mode b인 경우 측면 방충재 (side fender)의 접안에너지는 식 (2-1)에 제시된 방법으로 구하고, 끝단 방충재 (end fender)의 접안에너지는 다음 식으로 구한다.

$$E = 0.5MV^2 \tag{2-4}$$

여기서,

M : 선박의 질량 (the displacement of the ship, t)

V : 접근 방향으로의 선박의 속도 (m/s) - 실제 속도 값이 없으면 0.15m/s 적용

다. mode c

mode c인 경우 측면 방충재 (side fender)의 접안에너지는 다음 식으로 구한다.

$$E = 0.5M_D C_M C_E C_S C_C (V\sin\alpha)^2 \tag{2-5}$$

여기서,

C_M : 가상질량 계수 (the hydrodynamic mass coefficient)

M_D : 선박의 질량 (the displacement of the ship, t)

V : 접근 방향으로의 선박의 속도 (m/s)
- outer end dolphin V= 2.0~3.0 m/s 사용
- inner end dolphin V= 0.5~1.0 m/s 사용

C_E : 편심계수 (the eccentricity coefficient)

C_S : 유연성계수 (the softness coefficient)

C_C : 선석의 형상계수 (the berth configuration coefficient)

α : 접근 각도 (angle of approach) - 최소 15° 적용이 권장됨

mode c인 경우 끝단 방충재 (end fender)의 접안에너지는 다음 식으로 구한다.

$$E = 0.5M(V\sin\alpha)^2 \quad (2\text{-}6)$$

여기서, M : 선박의 질량 (the displacement of the ship, t)

V : 접근 방향으로의 선박의 속도 (m/s)
- 실제 속도 값이 없으면 0.5~1.0m/s 적용

α : 접근 각도 (angle of approach)

(3) 계선주에 작용하는 선박의 견인력

계선주에 작용하는 선박의 견인력은 실제 견인력의 데이터가 없는 경우에 BS 6349 part 1에 20,000톤까지가 제시되어 있고, 그 이상의 선박은 BS6349 Part 4에 표 7에 제시되어 있으므로 다음 표에 함께 정리하였다.

표(2-2) 선박의 종류에 따른 견인력

vessel loaded displacement	bollard loading(kN, {t})
up to 2,000 t	100 {10}
up to 10,000 t	300 {30}
up to 20,000 t	600 {50}
20,000 t ~ 50,000 t	800 {80}
100,000 t ~ 200,000 t	1,000 {100}
above 200,000 t	1,500 {150}

20,000톤 이상의 선박은 각 계류라인에 걸리는 최대 견인력을 다음 4가지의 방법으로 계산하도록 권장하고 있다.

- method 1 : 선박에 걸리는 풍하중과 조류력은 식 (2-8) 및 (2-9)로 계산하고, 각 계류 라인에 걸리는 하중은 계류라인을 탄성체로 가정하여 수계산 및 컴퓨터로 계산한다. 수계산 시 종방향력은 스프링 라인이 저항하고, 횡방향력은 선수(bow)와 선미(stern)의 breasting line이 저항하는 것으로 단순화하여 계산한다.

주) 20,000톤 이상의 선박의 계류 하중은 화물선(general cargo vessel and bulk carrier)의 경우임

- method 2 : 선석이 6개의 계류라인을 가지고 있는 경우, 하나의 계류라인이 횡방향력의 1/3을 담당하고, 계류라인 및 곡주는 이 힘의 수직응력 (normal stress)에 저항하도록 설계한다. 4개의 계류라인을 가지는 경우는 횡방향력의 1/2을 담당하도록 설계한다.
- method 3 : 선석이 규정된 계류라인과 시스템으로 특수선박의 계류를 위해 설계된다면, 계류로프의 최대 절단 하중과 같은 수직응력에 저항하도록 설계해야 된다.
- method 4 : 위의 세 가지 방법으로 설계하기 위한 자료가 충분치 않은 경우는 위의 표의 견인력을 가지고 설계하도록 권장하고 있다.

2-3 선박에 의하여 발생하는 외력

2-3-1 선박에 의하여 발생하는 외력의 차이

항만구조물의 설계하중에서 선박에 의하여 발생하는 외력의 차이는 선박에 작용하는 설계풍속의 선정에서 차이를 보인다. 또한 유체압력의 산정방법에서도 차이를 보이며, 파랑에 의한 하중은 구체적인 산정방법을 제시하고 있지 않으나 실무에서는 주로 수치모의(numerical simulation)을 사용하여 계류 해석을 수행하는 실정이다.

선박에 의하여 발생하는 풍하중 및 유체압력은 계류라인의 배치 및 설계에 따라 중력식구조물의 상치콘크리트부나 잔교식구조물의 종방향보(longitudinal beam), 횡방향보(transverse beam) 및 말뚝(pile)의 설계에 중요한 수평 하중으로 작용하므로 계류라인 및 곡주에 작용하는 계류 라인의 방향 및 고저차에 따른 효과를 고려하여 견인력을 세분화하여 적용할 필요가 있다. 또한 항만의 작업 효율에 큰 영향을 미치는 파랑에 의한 선박의 요동 및 파랑에 의해 발생하는 선체의 견인력에 대한 구체적인 설계 공식이나 설계 지침의 제시도 필요하다.

2-3-2 BS 6349: maritime structure (2000)

BS 6349에서는 계류선박의 동요를 일으키는 외력은 선박에 작용하는 풍압력과 조류속에 의한 힘으로 정의하고 있으며, 항만구조물의 경우 바람은 3초의 돌풍속도(3s gust speed)를 각 부재의 설계에 적용하도록 규정하고 있다. 그러나 선박 계류의 경우는 1분 평균 풍속 (1 min mean wind speed)을 적용하도록 하고 있으며, 이것은 선박의 관성력을 고려한 계류삭에 충분한 하중이 전달될 시간이 필요하기 때문이다. 1분 평균 풍속과 3초 돌풍 풍속과의 관계는 다음 식으로 구한다.

$$1\ \mathrm{min}\, mean\ \ speed = 0.85 \times 3s\, gust \tag{2-7}$$

선박에 작용하는 풍하중은 다음 식으로 구한다.

$$F_{TW} = C_{TW} \rho_A A_L V_W^2 \times 10^{-4} \tag{2-8}$$

$$F_{LW} = C_{LW} \rho_A A_L V_W^2 \times 10^{-4}$$

여기서,

F_{TW} : 횡방향 풍력, 이물(forward) 또는 고물(aft) (kN)

F_{LW} : 종방향 풍력 (kN)

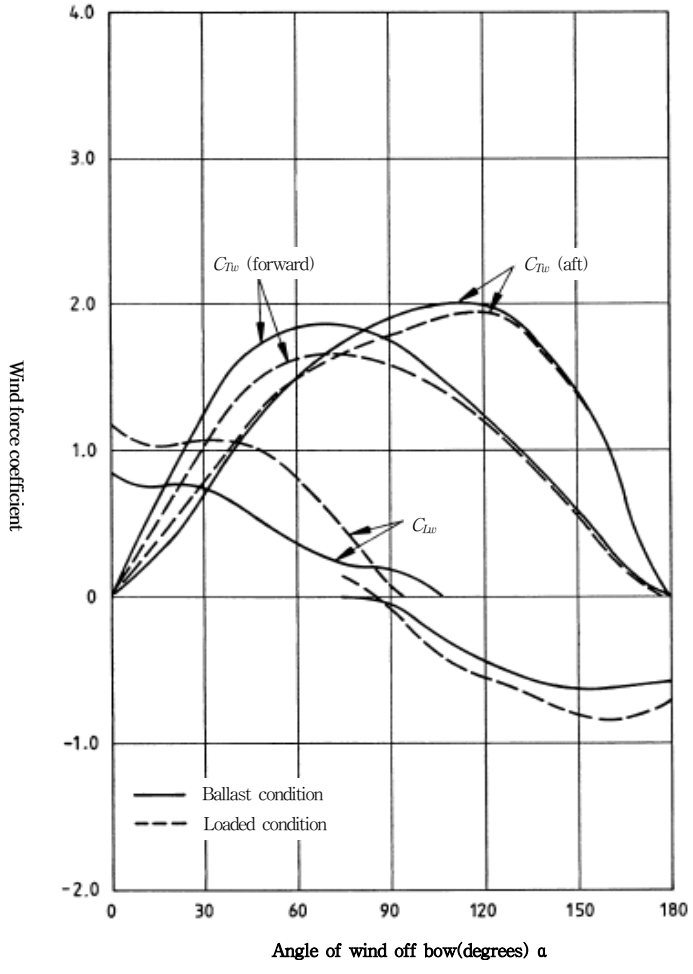
C_{TW} : 횡방향 풍력계수, 이물 또는 고물

C_{LW} : 종방향 풍력계수

ρ_A : 공기의 밀도, ρ_a = 1.3096 (kg/㎥) at 0℃ ~ 1.1703 (kg/㎥) at 30℃

A_L : 수면위로 선박의 종방향 투영 면적 (m^2)

V_W : 수면 위 10m 높이에서의 설계 풍속 (m/s)



그림(2-5) 풍력계수(화물선, 소형 유조선)

선박에 작용하는 조류력은 다음 식으로 구한다.

$$F_{TC} = C_{TC} C_{CT} \rho L_{BP} d_m V_c^{'2} \times 10^{-4} \quad (2\text{-}9)$$

$$F_{LC} = C_{LC} C_{CL} \rho L_{BP} d_m V_c^{'2} \times 10^{-4}$$

여기서,

F_{TC} : 횡방향 조류력, 이물(forward) 또는 고물(aft) (kN)

F_{LC} : 종방향 조류력 (kN)

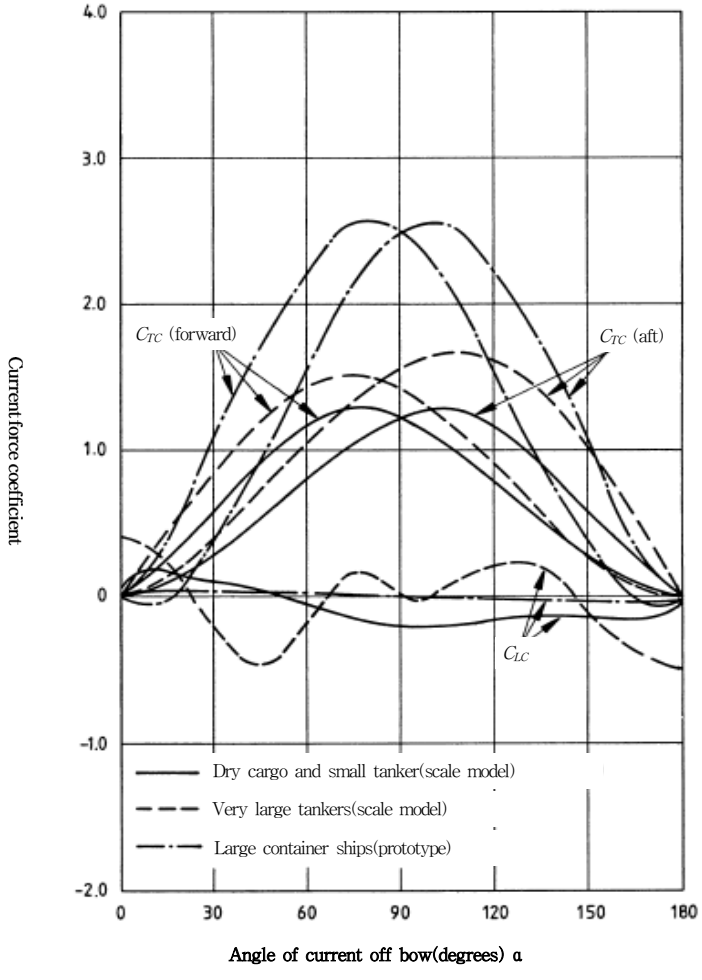
C_{TC} : 횡방향 조류항력계수, 이물 또는 고물

C_{LC} : 종방향 조류항력계수

C_{CT} : 횡방향 조류항력계수의 수심조정계수

C_{CL} : 종방향 조류항력계수의 수심조정계수

ρ : 유체의 밀도, ρ = 1,000 (kg/㎥) - 담수, ρ = 1,025 (kg/㎥) - 해수
L_{BP} : 선박의 길이 (m)
d_m : 평균 흘수 (m)
V_c' : 평균 조류속 (m/s)



그림(2-6) 조류항력계수(모든 선박, 심해의 경우)

2-4 바람

2-4-1 바람의 차이

항만구조물의 설계하중에서 바람 적용의 주요한 차이는 항만 및 어항 설계기준은 10분간 풍속을 이용하나 BS 6349에서는 3초 돌풍속도 (gust speed)를 사용하도록 규정하고 있다. CEM은 항만구조물 상부시설의 설계에 관한 내용은 거의 없고, 바람에 의한 파고의 추정을 위해 사용하기 위한 고도보정 등의 내용만이 제시되어 있다.

2-4-2 BS 6349: maritime structure (2000)

BS 6349에서는 항만구조물의 경우 바람은 3초의 돌풍속도 (3s gust speed)를 각 부재의 설계에 적용하도록 규정하고 있으며, 선박계류의 경우는 1분 평균 풍속 (1 min mean wind speed)을 적용하게 하였다.

(1) 기압분포

BS 6349에서는 기압변동에 따른 수위 변동은 0.3m를 좀처럼 넘지 않으나 강한 바람과 지리적 수축으로 수위상승이 복합될 때는 기압변동의 효과가 중요해 질 수 있다고 규정하고 있다.

(2) 바람

강한 바람이 해안쪽으로 불면 수위를 상승시키는 경향이 있으며, 예측된 조위보다 높게 된다. 해안을 따라 부는 바람은 장주기파를 발생시키는 경향이 있으며, 파봉에서는 수위를 상승시키고 파곡에서는 수위를 강하시킨다. 먼 바다의 폭풍 때문에 발생한 군파는 평균해면의 변동을 일으킬 수 있고, 군파속도와 같은 장주기 저진폭파는 해안에 다가갈수록 높은 수위 상승을 일으키고 파가 쇄파되기 전에 파가 해안에 더 전진할 수 있게 한다. 기압과 바람의 영향이 복합되면 "폭풍해일(storm surge)"이 일어날 수 있다고 밝히고 있다.

BS 6349에서는 경도풍의 산정 방법이나 바람의 고도보정에 대한 지침이 제시되어 있지 않으나, prediction of wind and current load on VLCC (2nd edition, OCIMF, 1994)에 바람의 고도보정에 대한 내용이 다음과 같이 제시되어 있다.

$$V_w = v_w\left(\frac{10}{h}\right)^{1/7} \tag{2-10}$$

여기서,

V_w : 높이 10m에서의 풍속(m/s)

v_w : 높이 h에서의 풍속(m/s)

OCIMF에서는 해상에서의 바람의 연직분포를 나타내는 지수 1/7을 규정하고 있다.

2-4-3 coastal engineering manual (2001)

coastal engineering manual에서는 해양 및 해안에서의 수면 근처 바람의 추정에 다음의 방법을 규정하고 있다. 근처의 측정치에서 추정하는 방법으로 매우 간단하고 풍속에 대한 고도보정에 대한 내용이 다음과 같이 제시되어 있다.

$$U_{10} = U_z\left(\frac{10}{z}\right)^{1/7} \tag{2-11}$$

여기서,

U_{10} : 높이 10m에서의 풍속(m/s)

U_z : 높이 z에서의 풍속(m/s)

CEM에서는 해상에서의 바람의 연직분포를 나타내는 지수가 공기-해수 온도차에 따라 변화함을 보이고, 1/7승 법칙이 항상 일치하는 것은 아니며, ACES software에는 경계층 이론에 기초한 알고리즘을 포함하고 있으므로 사용을 권장하고 있다. 공기-해수 온도차는 다음과 같이 정의 된다.

$$\Delta T = T_a - T_s \tag{2-12}$$

여기서,

ΔT: 공기-해수 온도차 (℃)

T_a : 공기 온도 (℃)

T_s : 해수 온도 (℃)

또 다른 방법은 기압도와 기상도로부터 추정하는 방법이다. 경계층위에서 바람을 일으키는 주요 힘은 수평압력경사이므로 이를 이용하여 추정하는 방법이며, 흐름이 거의 정상상태이고, 마찰, 이송 및 수평수직혼합 효과가 없다면 다음 식으로 표시될 수 있다.

$$U_g = \frac{1}{\rho_a f}\frac{dp}{dn} \tag{2-13}$$

여기서,

U_g : 자전에 의한 풍속 (대기 경계층의 최상층 위치에서)

dp/dn: 등압선에 수직인 대기 압력 경사

2-5 풍압력

2-5-1 풍압력의 차이

항만구조물의 설계하중에서 풍압력 적용의 주요한 차이는 거스트(gust)계수와 속도압을 구하는 방법의 차이에 있으며, 풍속도 항만 및 어항 설계기준은 10분간 풍속을 이용하나 BS에서는 3초 돌풍속도(gust speed)를 사용하도록 규정하고 있다. 항만구조물의 상부 시설 또는 선박의 수면위 부분에 작용하는 풍압력을 제대로 구하기 위하기 위해서는 항력계수(C_D)의 산정이 매우 중요하지만 항력계수는 구조물의 형상, 풍속 및 풍향에 크게 영향을 받으므로 풍동실험(wind tunnel test)등을 통해서 얻을 수밖에 없다. 상부구조의 설계를 위해서는 다양한 형태의 항력계수에 대한 연구를 통해 설계 지침이 제시되어야 한다.

2-5-2 BS 6349: maritime structure (2000)

BS 5400에서 교량의 풍압력을 규정하고 있으며, BS 6349는 이 규정을 참조하도록 하고 있다. 풍압력은 지리적 위치, 국지적 지형, 구조물의 높이 및 수평 제원과 단면에 크게 영향을 받고, 최대 풍압력은 평균풍압에 변동을 일으키는 돌풍(gust)에 좌우된다. BS 5400의 도해에서 제시된 영국의 평균풍속은 해발 10m의 재현기간 120년의 값이고, 활하중이 없는 경우의 교량에서의 최대돌풍속도(maximum wind gust speed, v_c)는 다음 식으로 구한다.

$$v_c = vK_1S_1S_2 \tag{2-14}$$

여기서,

v : 1시간 평균 풍속 (mean hourly wind speed)

K_1 : 재현기간과 관계있는 풍속계수

S_1 : 깔때기 효과계수(funnelling factor)

S_2 : 거스트계수(gust factor)

계수 K_1은 재현기간 120년에 고속도로, 철도 및 도보교에서는 1.0이며, 재현기간 50년의 도보교는 0.94, 재현기간 10년에 일치하는 설치기간동안은 0.85, 설치가 이틀 안에 끝나고 신뢰할만한 예측 풍속이 있을 때는 예측 풍속이 1시간 평균 풍속으로 v로 쓰여서 1.0을 쓸 수 있다.

높이에 따른 거스트계수(S_2)및 시간 풍속계수(K_1)는 다음 표(2-3)의 값을 이용할 수 있다.

표(2-3) 높이에 따른 거스트 계수(S_2)및 시간 풍속 계수(K_1)

height above ground level (m)	horizontal wind loaded length m									hourly speed factor K_2
	20 or less	40	60	100	200	400	600	1000	2000	
5	1.47	1.43	1.40	1.35	1.27	1.19	1.15	1.10	1.06	0.89
10	1.56	1.53	1.49	1.45	1.37	1.29	1.25	1.21	1.16	1.00
15	1.62	1.59	1.56	1.51	1.43	1.35	1.31	1.27	1.23	1.07
20	1.66	1.63	1.60	1.56	1.48	1.40	1.36	1.32	1.28	1.13
30	1.73	1.70	1.67	1.63	1.56	1.48	1.44	1.40	1.35	1.21
40	1.77	1.74	1.72	1.68	1.61	1.54	1.50	1.46	1.41	1.27
50	1.81	1.78	1.76	1.72	1.66	1.59	1.55	1.51	1.46	1.32
60	1.84	1.81	1.79	1.76	1.69	1.62	1.58	1.54	1.50	1.36
80	1.88	1.86	1.84	1.81	1.74	1.68	1.64	1.60	1.56	1.42
100	1.92	1.90	1.88	1.84	1.78	1.72	1.68	1.65	1.60	1.48
150	1.99	1.97	1.95	1.92	1.86	1.80	1.77	1.74	1.70	1.59
200	2.04	2.02	2.01	1.98	1.92	1.87	1.84	1.80	1.77	1.66

방풍벽이 있는 도보교 및 자전거 교량에서는 위 표에 제시된 거스트계수 S_2와 풍속계수 K_1에 다음 표(2-4)에 제시된 감소계수를 곱하여 사용하도록 규정하고 있다.

표(2-4) 방풍벽이 있는 도보교 및 자전거 교량에서의 감소계수

height above ground level (m)	reduction factor
5	0.75
10	0.80
15	0.85
20	0.90

활하중이 없는 경우의 교량 경감 지역에서의 최대돌풍속도(maximum wind gust speed, v_c')는 다음 식으로 구한다.

$$v_c' = vK_1K_2 \tag{2-15}$$

여기서,

v : 1시간 평균 풍속 (mean hourly wind speed)

K_1 : 재현기간과 관계있는 풍속계수

K_2 : 시간풍속계수 (hourly speed factor)

공칭 횡방향 풍하중 (nominal transverse wind load) P_t(in N)는 적절한 면적의 질량중심에 작용하고 바람의 방향이 바뀌지 않는 조건에서 다음과 같이 구한다.

$$P_t = qA_1C_D \tag{2-16}$$

여기서,

q : 동력학적 압력수두 (dynamic pressure head, $=0.613v_c^2$ in N/m^2, with v_c in m/s)

A_1 : 바람을 받는 면적(㎡)

C_D : 항력계수

2-6 파랑 이론과 설계파 산정 방법

2-6-1 파랑 이론과 설계파 조건 선정의 차이

항만 및 어항 설계기준(2005)과 BS 6349에서 파랑 이론과 설계파 조건의 주요한 차이는 BS 6349에서는 파랑 조건의 재현 기간과 설계 수명 및 초과확률을 이용하고 설계 파랑 조건을 정하도록 제안하고 있다. 설계 조건의 재현 기간이 비용을 최적화 시키는데 필요한 기간을 초과할 수 있다고 밝히고 있으므로 공사비의 최적화를 위한 설계 조건 규정은 파랑 조건이 설계 조건을 초과하여 발생하는 구조물의 손상 정도를 확신할 수 있을 때만 사용하도록 하고 있다. 불규칙 파의 스펙트럼은 대부분의 경우에 Pierson-Moskowitz 스펙트럼을 사용하도록 하고 있으며, JONSWAP 스펙트럼은 Pierson-Moskowitz 스펙트럼보다 낮은 스펙트럼 피크 주파수를 가진 해역, 즉, $gL_f/U_w^2 > 2.92\times10^4$인 해역에 적용하도록 권장하고 있다.

2-6-2 BS 6349: maritime structure (2000)

BS 6349에서는 해상구조물 설계 시 관심지역의 발생 가능한 최대 해상 상태를 추정하는 것이 필수적이며, 발생 가능한 파랑 추정을 위하여 다음의 두 가지 방법을 제시하고 있다.

첫 번째 방법은 바람을 관측하고 최대 풍속 (high speed wind)을 계산한 후 파랑 사전 예측 기법 (wave forecasting technique)을 이용하는 것이다. 그런 다음 예측된 파고를 외삽 (extrapolation)하면 최대 파랑 조건 (extreme wave condition)을 추정할 수 있으며 항상 관측 데이터와 비교 검토하여야 한다. 이 방법은 심해파 특성을 예측할 수 있게 하며, 그런 다음 천해의 바닥 지형에 의한 굴절과 파랑의 감쇠 등을 고려하여 해안 근처의 파랑 특성을 결정할 수 있게 만든다.

두 번째 방법은 현장에서 관측한 파랑 자료를 외삽 (extrapolation)하면 최대 파랑 조건 (extreme wave condition)을 추정할 수 있으며, 이 방법은 최소 1년간의 관측 자료를 필요로 한다. 바람에 의한 파랑 추정이 가능하고 굴절들의 현상을 파랑 수치모형으로 모의한 추정은 현장 파랑 관측 값으로 보완되어야 하며, 바닥 지형이 복잡한 지형에서는 해안 관측이 필수적이다. 상대적으로 노출된 지역에 큰 배나 구조물이 있는 경우는 현장에서 분단위로 장주기의 관측이 필요하며, 파군과 관련된 장주기파의 운동은 자주 선박이나 구조물의 계류 라인을 파손시키는 원인이 되기 때문이다. 특히, 장주기파가 비선형 효과를 가지면 수치모형의 결과는 부정확해지므로 현장 관측을 통한 예측이 필수적이다. 불규칙파를 이용한 수리모형 실험을 수행 시에는 많은 주의를 필요로 한다.

(1) 파랑의 형태

파랑은 먼 거리까지 에너지를 전파시킬 수 있으나, 물입자 자체는 멀리까지 이송시킬 수 없다. 심해에서 수면에서의 물입자의 이동궤적은 거의 파고와 직경이 비슷한 원운동의 형태를 보이며, 수심에 따라 급격히 감소한다. 천해에서 파랑의 운동은 수심에 의해 감쇄되어 물입자의 궤적은 수면에서는 타원형을 바닥에는 거의 수평운동의 형태를 보인다. 심해에서의 파랑의 형태는 거의 정현파(sinusoidal wave)의 형태를 보이며, 정수면에 대해서 파봉과 파곡이 대칭과 폐합된 물입자 이동궤적의 형태를 보인다. 천해에서는 파봉은 점점 뾰족해지고 파곡은 평평해지는 형태를 보이며, 크노이달파(cnoidal wave)나 고립파(solitary wave)가 정현파(sinusoidal wave)보다 더 잘 맞게 된다. BS 6349에서는 파랑의 특성에 관한 내용은 선형파인 정현파(sinusoidal wave)의 내용만을 언급하고 있으며, 비선형파는 참고 문헌을 참조하도록 규정하고 있다.

(2) 미소진폭파 이론

BS 6349에서도 파랑의 선형적인 특성은 미소진폭파 이론으로 나타내고 있으며, 파랑의 기본적인 특성은 단순파(monochromatic wave)로 설명하고 있다.

가. 파고

파고는 파봉(crest)에서 파곡(trough)까지의 수직거리를 말하며 H로 표시하고, 심해파고인 경우는 H_o로 표시한다.

나. 파주기

파주기는 한 점에서 두 개의 연속적인 파봉이 통과할 때까지의 시간이며, T로 표시한다. 선형파이론에서 주기는 수심에 독립적인 것으로 가정된다.

다. 파주파수

파주파수는 파주기의 역수이며, f로 표시한다.

라. 파장

파장은 두 개의 연속적인 파봉사이의 거리이며, L로 표시한다. 심해 파장인 경우 L_o로 표시하며, 파장은 파주기와 전파속도(phase velocity, wave celerity)에 따라 변하게 된다.

마. 전파속도

전파속도는 파랑이 전파되는 속도를 말하며 v_c로 표시하고, 심해인 경우 v_{co}로 표시한다. 전파속도는 파장과 파주기와 다음의 관계가 있다.

$$v_c = L/T \tag{2-17}$$

선형파이론에서 전파속도는 다음과 같다.

$$v_c = \frac{gT}{2\pi} tanh(\frac{2\pi d}{L}) \tag{2-18}$$

여기서, d는 정수면에서 측정한 수심
g는 중력가속도 ($9.81 m/s^2$)

전파속도의 관계로부터 파장은 다음과 같다.

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \tag{2-19}$$

$d/L > 0.5$인 심해에서의 전파속도와 파장은 다음과 같다.

$$v_{co} = \frac{gT}{2\pi},\ L_o = \frac{gT^2}{2\pi} \tag{2-20}$$

바. 물입자 궤적속도

한 파주기 T 동안의 물입자 궤적의 둘레는 πH_o이므로 심해 수면에서의 물입자 궤적속도는 $\pi H_o/T$가 된다. 물입자 속도 및 가속도는 수면 아래에서 깊이에 따라 감소하고, 수중구조물의 파압 산출 시에 필요하게 된다. 선형파이론에 따른 수면 변위, 물입자 속도 및 가속도는 다음 식으로 표현된다.

$$\eta_{(x,t)} = \frac{H}{2}cos\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\}$$

$$u = \frac{\pi H}{T}\frac{\cosh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)}cos\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\}$$

$$v = \frac{\pi H}{T}\frac{\sinh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)}sin\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\}$$

$$\dot{u} = \frac{2\pi^2 H}{T^2}\frac{\cosh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)}sin\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\}$$

$$\dot{v} = \frac{2\pi^2 H}{T^2}\frac{\sinh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)}cos\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\} \tag{2-21}$$

사. 파형 경사

파형 경사는 파고를 파장으로 나눈 값이며, 심해에서의 한계 파고의 존재를 나타낸다. 단일 주기의 최대 전진파의 비선형 수면 조건을 풀어보면 심해에서의 최대 파형경사는 1/7이 된다.

아. 군파 속도

단일주기의 여러 파가 전파 시 이동 속도는 개별파의 전파속도보다 느리며, 이런 파군의 이동 속도를 군파속도라 하고 에너지의 이동 속도로 알려져 있다. 선형파이론에 의한 군파속도는 다음 식으로 표현된다.

$$v_{cg} = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)}\right)v_c \tag{2-22}$$

심해에서는 다음 관계를 가진다.

$$v_{cgo} = \frac{1}{2}v_{co} = \frac{gT}{4\pi} \tag{2-23}$$

(3) 불규칙파의 특성

실제 파랑은 수많은 단일 파랑 성분으로 구성되어 있으며, 각 성분들이 서로 복합될 때 군파속도로 움직이는 고파랑을 형성하게 된다. 그런 성분들의 상호작용 때문에 실제 수면은 매우 불규칙해지고, 실제 불규칙파의 특성은 다음의 매개변수들로 표현된다.

가. 유의 파고

유의 파고 (significant wave height)는 H_s로 표시되고, 파고가 큰 것으로부터 전체 파랑 갯수의 1/3까지의 파고를 평균한 파고를 말한다. 에너지 스펙트럼을 적분한 0차 모멘트 m_0와 다음의 관계가 있다.

$$H_s \approx H_{m0} = 4\sqrt{m_0} \tag{2-24}$$

나. 유의 파주기

평균 파주기 T_m 이나 최대 파주기 T_p이 더 자주 쓰이지만, 유의 파주기 (significant wave period) T_s는 예전 미국의 방식에서 파고 추정 시에 자주 쓰인다.

다. 영점 교차(zero crossing) 파주기

영점 교차 파주기는 정수면 아래의 파곡과 정수면 위의 파봉을 가진 모든 파들의 평균 주기이며, T_z로 표시된다.

라. 스펙트럼 밀도

해양에서의 에너지는 수많은 개별파에 의해 이송되고, 다른 주파수들을 가지며 여러 방향으로 전파된다. 스펙트럼 밀도는 주어진 주파수와 방향에서 각 파 성분의 파고를 자승 값을 할당하여 얻어진다. 스펙트럼 밀도는 파주파수와 방향의 함수로 $I(f,\phi)$로 표시된다.

마. 1차원 스펙트럼 밀도

제한된 데이터는 전체 방향 스펙트럼 밀도 $I(f,\phi)$ 계산에 필요한 에너지의 방향 분산을 정확히 추정하지 못하게 하고, 한 주파수에서의 에너지가 모든 방향에 관해 더해질 때 $S(f)$로 표시되는 1차원 스펙트럼 밀도가 얻어진다.

바. 재현기간과 설계파 조건

파랑 조건이 재현되는 빈도는 종종 재현기간 T_R로 표시되고, 설계수명 (n)과 재현기간 및 공칭평균을 초과할 파고의 확률 (P) 사이의 관계는 다음과 같다.

$$T_R = \frac{1}{1-\sqrt[n]{\left(1-\frac{P}{100}\right)}} \tag{2-25}$$

BS 6349에서는 설계 조건의 재현 기간이 비용을 최적화 시키는데 필요한 기간을 초과할 수 있다고 밝히고 있으며, 공사비의 최적화를 위한 설계 조건 규정은 파랑 조건이 설계 조건을 초과하여 발생하는 구조물의 손상 정도를 확신할 수 있을 때만 사용하도록 하고 있다. 사석 경사제의 경우 파랑이 설계 조건을 초과해도 손상이 점진적으로 일어나지만, 직립 호안이나 방파제의 경우는 설계조건을 초과 시 완전 파괴가 발생하기 때문이다. 손상의 결과가 너무 거대해서 매우 낮은 발생확률에도 받아들일 수 없는 구조물의 경우에는 1000년 또는 그 이상의 재현기간을 사용하도록 하고 있다.

사. 불규칙파의 스펙트럼

BS 6349에서는 취송거리(fetch)가 제한된 경우의 파랑 추정에 JONSWAP (joint north sea wave project)을 제안하고 있으며, 스펙트럼 밀도는 다음 식으로 주어진다.

$$S(f) = \frac{k_j g^2}{(2\pi)^4 f^5}\left[-\frac{5}{4}\left(\frac{f_m}{f}\right)^4 \gamma^a\right] \tag{2-26}$$

여기서,

$$k_j = 0.0662/x^{0.2} = 0.033\left(\frac{(f_m U_w)}{g}\right)^{2/3}$$

$$\gamma = 3.3$$

$$a = \exp\left[-\frac{(f-f_m)^2}{2\omega^2 f_m^2}\right]$$

$$\omega = 0.07 \text{ for } f \le f_m$$

$$\omega = 0.09 \text{ for } f > f_m$$

$$x = \frac{gL_F}{U_w^2} = \left(\frac{2.84g}{U_w f_m}\right)^{10/3}$$

L_f = the fetch length

U_w = the wind speed 10m above the sea surface

f = the wave frequency

f_m = the frequency at which the peak occurs in the spectrum and equals $2.84g^{0.7}L_F^{-0.3}U_w^{-0.4}$

북대서양에서 측정된 자료가 대양에서의 fully developed one-dimensional spectrum을 정의하기 위해 자주 쓰이며, Pierson-Moskowitz 스펙트럼이라고 알려져 있다.

$$S(f) = \frac{k_p g^2}{(2\pi)^4 f^5}\left[-\frac{5}{4}\left(\frac{f_m}{f}\right)^4\right] \tag{2-27}$$

여기서,

$$k_p = 0.0081$$

$$f_m = \frac{0.8772g}{2\pi U_{19.5}}$$

$U_{19.5}$= the wind speed at 19.5m above the sea surface

BS 6349에서는 더 좋은 정보가 없으면 대부분의 경우에 Pierson-Moskowitz 스펙트럼을 사용하도록 하고 있으며, JONSWAP 스펙트럼은 Pierson-Moskowitz 스펙트럼보다 낮은 스펙트럼 피크 주파수를 가진 해역, 즉, $gL_f/U_w^2 > 2.92\times10^4$인 해역에 적용하도록 권장하고 있다.

2-7 파랑의 수리학적 특성

2-7-1 파랑의 수리학적 특성의 차이

BS 6349에서는 항만 및 어항 설계기준(2005)과 비슷하게 쇄파, 처오름, 파의 전달, 월파 등을 간략히 규정하고 있으나, manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering (CIRIA/CUR SP 83, 1991)에서는 경사식 방파제 및 호안에 중점을 두고 전혀 다른 형태의 설계 공식을 제시하고 있다. CIRIA/CUR에서는 사면의 쇄파형태를 규정하고, 처오름과 월파량도 간단한 경험식으로 계산하도록 하였지만, 항만 및 어항 설계기준(2005)에서는 쇄파대의 위치에 따라 쇄파를 판별하게 하였고, 처오름이나 월파량도 도표에서 찾도록 하여 도표에 제시된 조건과 다른 경우 제체고 결정 및 월파량 산정이 매우 어려운 단점이 있다. 경사식 방파제나 호안의 수리학적 특성은 최신 연구를 반영한 CIRIA/CUR의 공식들을 적용 시 설계가 매우 간단해지는 장점이 있으며, 이러한 공식들은 다양한 조건에서의 수리모형실험을 통해 검증할 필요가 있다.

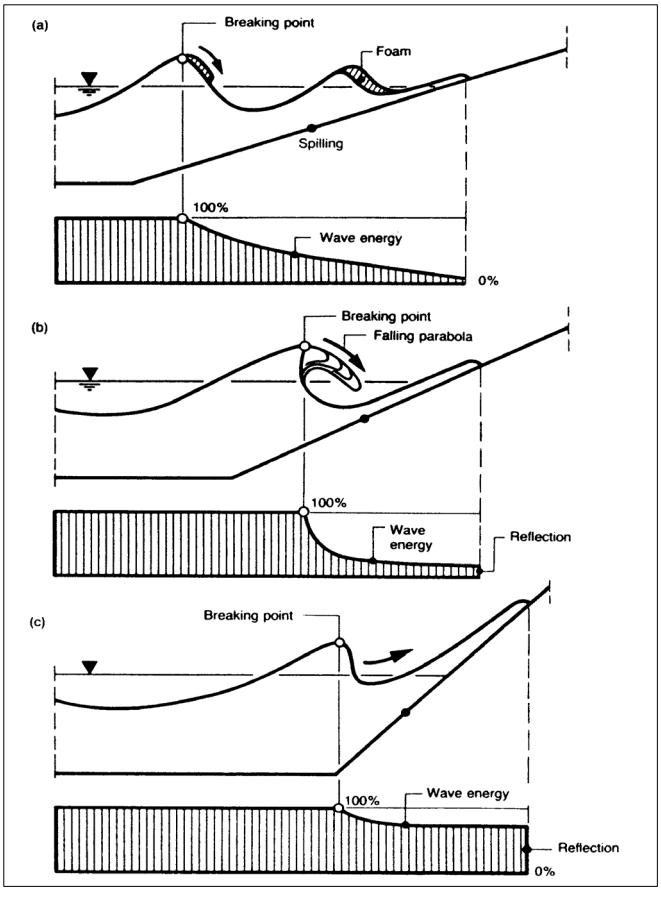
2-7-2 BS 6349 및 CIRIA/CUR

BS 6349에서는 항만 및 어항 설계기준(2005)과 비슷하게 쇄파, 처오름, 파의 전달, 월파 등을 간략히 규정하고 있으며, 수리모형 실험에 의해 산정하기를 권장하고 있다. 그러나 manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering(CIRIA/CUR SP 83, 1991)에서는 경사식 방파제 및 호안에 중점을 두고 수십 년 동안의 연구결과를 바탕으로 전혀 다른 형태의 설계 공식을 제시하고 있다. 본 보고서에서는 내용이 비슷한 BS 6349의 내용 보다는 manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering(이후 CIRIA/CUR)의 설계 방법들을 중심으로 항만 및 어항 설계기준과의 차이를 비교하고자 한다.

(1) 쇄파

CIRIA/CUR에서는 자연 해변에서 발생하는 쇄파 보다는 사면에서 발생하는 쇄파의 형태에 더 주목하여 구조물 설계 시 쇄파의 형태에 따라 필요한 사석 중량 산정식을 사용하도록 권장하고 있다. 파랑에 의해 사면에 작용하는 힘은 사면에 수직하게 충격력으로 작용하는 파압(wave pressure)과 파의 처오름(run-up) 및 처내림(run-down)의 유속으로 인한 전단력(shear force)으로 구분될 수 있다. 경사제의 사면에서는 이러한 충격력과 전단력의 연속적인 작용으로 인해 사석이나 콘크리트 블록의 유실이 발생되며, 이와 같은 사면 보호공의 유실은 특히 정수면 주위에서 가장 잘 일어난다. 경사제는 사석이나 콘크리트 블록이 유실되기 시작하면 파압이 유실된 부분에 집중되므로 피해가 급속히 확산되는 경향이 있으며, 이것은 사면위에서 발생하는 쇄파(wave breaking)의 형태 및 크기와 밀접한 관련이 있다.

쇄파는 파봉(wave crest)부근의 물입자 속도(particle velocity)가 파속(wave celerity)보다 크게 되어 물입자가 파면보다 앞으로 튀어나가기 때문에 발생하는 현상이다. 쇄파는 파형경사(wave steepness), 해저경사(bottom slope), 수심(water depth), 사면의 형태 및 피복공의 종류에 따라 다르게 결정되며, 사면에서 발생하는 쇄파의 형태는 경사제의 안정문제에 있어서 매우 중요하다. 쇄파는 그림(2-7)에서 보는 바와 같이 붕괴파(spilling breaker), 권파(plunging breaker) 및 쇄기파(surging breaker)의 세 가지 형태로 구분될 수 있는데, 이는 Iribarren수(Iribarren Number)라는 무차원 쇄파계수(surf similarity, ξ_m)로 특성화될 수 있다.

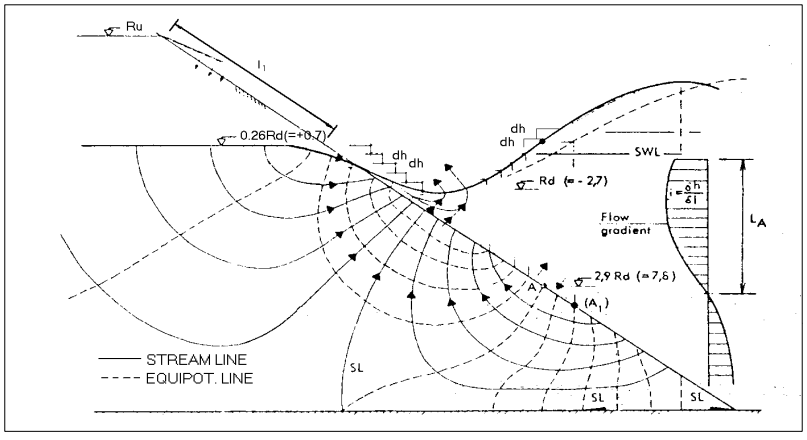


그림(2-7) 경사면에서의 쇄파의 형태;
(a) 붕괴파, (b) 권파, (c) 쇄기파

$$\xi_m = \tan\alpha / \sqrt{s} = \tan\alpha / \sqrt{2\pi H_s / (g T_m^2)} \qquad (2\text{-}28)$$

여기서, α는 구조물의 경사각, s는 파형경사, H_s는 유의파고, T_m은 평균파 주기이다.

경사제의 안정에 가장 악영향을 미치는 쇄파의 형태는 권파와 collapsing wave가 동시에 발생하는 경우이며, 그림(2-8)의 유선망에서 알 수 있듯이 제체의 투수성으로 인해 유출은 강한 수직력을 일으키는 처내림의 가장 낮은 높이에 집중하게 되므로 사면에 평행한 전단력은 최소가 되지만, 사면에 수직인 유출력은 최대가 된다. 이때 하강류(downward flow)의 주기가 다시 입사하는 입사파의 주기와 일치하게 되면 매우 위험한 증폭현상이 발생하는데, 이것을 공진(resonance)이라 한다.



그림(2-8) 하강류 시 제체의 유선망과 유출의 형태

collapsing breaker와 권파가 함께 존재하는 쇄파는 ξ값이 2.5 정도에서 발생하며(Brunn, 1976), 파랑의 내습에 의한 최대압력(maximum pressure)과 제체내로의 물의 흡입에 의한 최소양력(minimum uplift by suction)은 같은 ξ값에서 발생하므로 공진현상을 피하는 설계가 반드시 필요하다.
각각의 구조물에서 발생하는 쇄파의 형태가 권파인지 쇄기파인지를 구분하기 위한 한계쇄파계수(critical surf similarity)는 다음과 같이 정의된다.

$$\xi_{mc} = [6.2\,P^{0.31}\sqrt{\tan\alpha}\,]^{1/(P+0.5)} \tag{2-29}$$

여기서, P는 Van der Meer에 의해 정의된 공칭투수계수(nominal permeability factor)이며, α는 구조물의 경사각이다. 평균 파주기를 이용한 쇄파계수 ξ_m이 한계쇄파계수 ξ_{mc}보다 작으면 쇄파의 형태는 권파가 되고, 쇄파계수ξ_m이 한계쇄파계수 ξ_{mc}보다 크면 쇄파의 형태는 물이 오르락내리락 하는 쇄기파가 된다.

(2) 파의 처오름
파의 처오름 높이(R_u)의 예측은 모형실험에 의한 단순 경험식에 기초하여 산정되며, 매끄러운 사면(smooth slope), 거친 비다공성 사면(rough non-porous slope), 거친 다공성 사면(rough porous slope)에 따라 나누어서 적용한다. 처오름의 확률적 분포는 Rayleigh 분포를 사용하여 파고 $H_{2\%}$에 대한 처오름($R_{u2\%}$)과 유의파 H_s의 처오름(R_{us}) 사이의 관계는 다음과 같다.

$$R_{u2\%} = 1.4\,R_{us} \tag{2-30}$$

대부분의 경우에 사석경사면(rubble mound slope)은 등가의 매끄러운 경사면이나 비다공성 경사면보다 상당히 많은 파 에너지를 분산시키기 때문에 처오름 높이는 낮아진다. 이러한 처오름의 감소는 보호층, 필터, 하부층의 침투에 영향을 받고, 파형경사와 주기에도 영향을 받는다.
불투수성 코어를 가진 사석경사면의 경우는 투수계수 P는 0.1이 사용되고, 투수성이 매우 좋은 사석경사면의 경우는 투수계수 P=0.4~0.6가 권장되며, 다음 식에 의해 계산된다(Van der Meer, 1988).

$$R_{ux}/H_s = a\xi_m \qquad \text{for} \quad \xi_m < 1.5 \tag{2-31}$$

$$R_{ux}/H_s = b\xi_m^c \qquad \text{for} \quad \xi_m > 1.5 \tag{2-32}$$

투수성이 매우 좋은 구조물 ($P > 4$)에 대한 처오름은 최대치로 제한된다.

$$R_{ux} / H_s = d \tag{2-33}$$

계수 a, b, c, d는 처오름 높이 $R_{u0.1\%}$, $R_{u1\%}$, $R_{u2\%}$, $R_{u10\%}$, 유의파의 처오름 높이 R_{us}, 평균 처오름 높이 $R_{u\mathrm{mean}}$에 대하여 구해지며 각 계수는 표(2-5)에 나타나 있다.

표(2-5) 적용파고에 따른 계수 값

run-up level	a	b	c	d
0.1%	1.12	1.34	0.55	2.58
1%	1.01	1.24	0.48	2.15
2%	0.96	1.17	0.46	1.97
5%	0.86	1.05	0.44	1.68
10%	0.77	0.94	0.42	1.45
유의파	0.72	0.88	0.41	1.35
mean	0.47	0.60	0.34	0.82

(3) 월파량

Owen(1980)은 불규칙파 실험결과에 기초한 무차원 월파량(dimensionless overtopping rates) Q_m^* 을 이용하여 $\mathrm{m^3/sec \cdot m}$로 표시되는 단위폭당 평균월파량 $\overline{Q}$를 구하는 방법을 제시하였고, 평균월파량 $\overline{Q}$가 허용치를 넘지 않게 설계하도록 제안하였다. 예측공식은 여유고와 설계파고의 비인 상대여유고(relative freeboard) R_c / H_s을 이용하여 무차원 월파량 Q_m^* 을 구하도록 하였으며, 평탄하거나 소단(berm)을 가진 매끄러운 경사면에서의 월파량공식은 다음과 같다.

$$R_m^* = R_c / H_s \times \sqrt{s_m / 2\pi} \tag{2-34}$$

$$Q_m^* = a \exp(-b R_m^* / r) \tag{2-35}$$

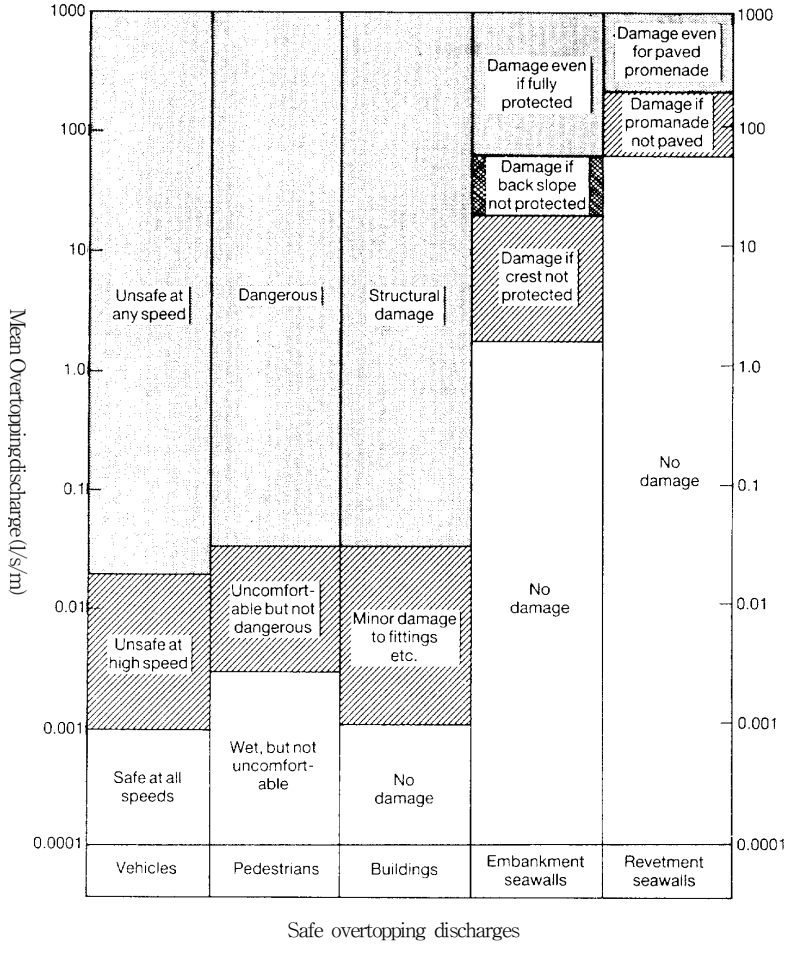
$$\overline{Q} = \frac{Q_m^*}{\sqrt{s / 2\pi}} \sqrt{g H_s^3} \tag{2-36}$$

여기서, R_c는 여유고, H_s는 유의파고(significant wave height), r은 처오름 감소 계수(run-up reduction factor) 또는 조도조정계수, s_m은 파형경사이며, 사면의 경사에 따른 계수 a, b는 실험결과에 의해 표(2-6)에 제시되어 있다.

표(2-6) 사면의 경사에 따른 계수 a, b

사면경사	a	b
1 : 1.0	0.00794	20.12
1 : 1.5	0.01020	20.12
1 : 2.0	0.01250	22.06
1 : 3.0	0.01630	31.90
1 : 4.0	0.01920	46.96
1 : 5.0	0.02500	65.20

Owen(1980)은 식(2-34)~식(2-36)에 SPM에 제시된 조도감소계수(roughness reduction factor)를 도입하여 거친 비다공성 경사면의 월파량 계산에 사용하도록 권장하였으며, 이것은 사석보호사면의 월파량 추정에 보편적인 결과를 준다. 각 구조물에 따른 허용 월파량은 그림(2-9)에 잘 나타나 있다. 단위폭당 평균 월파량의 단위는 liter/s/m 이다.



그림(2-9) 월파량의 허용한계(CIRIA/CUR)

(4) 전달 파고

Van der Meer는 Seelig(1980)의 연구를 재고찰하여 상대여유고 R_c / H_s에 관련된 전달계수 C_t를 도입하여 전달파고를 구하였다. 상대여유고의 범위에 따른 전달계수 C_t는 다음 식과 같다.

$$-2.00 < R_c / H_s < -1.13 \qquad \text{for} \quad C_t = 0.80 \tag{2-37}$$

$$-1.13 < R_c / H_s < 1.2 \qquad \text{for} \quad C_t = 0.46 - 0.3 R_c / H_s \tag{2-38}$$

$$1.2 < R_c / H_s < 2.0 \qquad \text{for} \quad C_t = 0.10 \tag{2-39}$$

여기서, R_c는 여유고이다.

2-8 경사면의 피복석 또는 블록의 안정질량 산정식

2-8-1 경사면의 피복석 또는 블록의 안정질량 산정식의 차이

항만 및 어항 설계기준 (2005)에서는 경사면의 피복석 또는 블록의 안정질량 산정식으로 Hudson 식과 수정 Van der Meer식을 제공하고 있으며, BS 6349, manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering, shore protection manual과 coastal engineering manual과는 달리 Hudson식에서 방파제 제두부에서는 무조건 제간부의 안정질량의 1.5배를 쓰도록 규정하고 있다. 피복석이나 콘크리트 블록의 종류, 거치 방법, 공극률, 상호 결속 효과 (interlocking effect), 사면 경사, 시공 방법 등의 고려 없이 무조건 질량을 1.5배 증가시키는 것은 공사비의 증가와 시공의 어려움을 초래할 수 있으므로 제두부에 대한 수많은 수리모형실험 연구를 통해 적절한 안정계수의 제시나 질량 증가율을 제시할 필요가 있다. 또한, 항만 및 어항 설계기준에 제시된 수정 Van der Meer식은 Van der Meer 원식과 달리 H_s나 $H_{2\%}$가 아닌 $H_{1/20}$을 사용하도록 규정하고 있다. 항만 및 어항 설계기준에 제시된 수정 Van der Meer 식은 Van Gent 식(2005)과 설계파고가 H_s인 점과 계수 값의 차이를 빼면 거의 흡사하며, 이 식에 대한 철저한 검증 없이 일본의 항만의 시설의 기술상의 기준·동해설의 기준(1999)의 내용을 그대로 차용하는 것은 큰 문제가 될 수 있으므로 수많은 수리모형실험 연구를 통해 Van der Meer 원식, 수정 Van der Meer식 및 Van Gent식의 특성과 차이를 분석하고 장점만을 취해서 설계의 기준으로 삼을 필요가 있다고 판단된다.

manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA/CUR, 2007)에서는 잠제 및 낮은 천단 구조물의 소요 질량 산정식을 제시하고 있으며, 전면 사면을 지지하는 소단(toe apron)의 소요 질량 산정식도 제시하고 있다.

2-8-2 CIRIA/CUR (1991)

manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering(CIRIA/CUR SP 83, 1991)에서는 사석 안정 중량 산정식으로 Hudson(SPM, 1984) 공식과 Van der Meer(1988) 식이 제시되었다.

(1) Hudson 공식

Hudson 공식의 원식은 다음과 같다.

$$W = \frac{\rho_r g H^3}{K_D \Delta^3 \cot\alpha} \tag{2-40}$$

여기서,

ρ_r : 피복재의 단위밀도 (density of armor unit)

H : 설계파고 (design wave height)

$\Delta = (\rho_{ssd}/\rho_w) - 1$: 상대 부력 밀도(relative buoyant density)

α : 사면의 경사각 (angle of slope)

K_D : 안정계수 (stability coefficient)

K_D는 다른 모든 변수들을 고려한 안정계수이며, K_D값은 피복재가 거치되어 5%의 이탈이 일어날 수 있는 무손상 (no damage) 조건에 일치하는 값이다. shore protection manual 1973년 판은

방파제 제간부에서 거칠고 각이 진 사석의 2층 피복 시 K_D 값을 다음과 같이 제시하고 있다.

K_D = 3.5 for breaking waves
K_D = 4.0 for non-breaking waves

쇄파 및 비쇄파의 정의는 사면상에서의 권파 (plunging wave)와 쇄기파 (surging wave)의 정의와는 다르며, 식 (2-40)에서의 쇄파는 구조물 전면의 전빈 (foreshore) 때문에 파가 부서지는 것을 의미하며, 구조물 자체의 사면경사 때문에 발생하는 쇄파를 의미하는 것은 아니다. 원래 Hudson식은 불규칙파로 실험한 것이 아니므로, 식 (2-40)에는 설계파고로 H_s가 제안되었으나, shore protection manual 1984년 판에서는 $H_{1/10}$을 권장하고 있다. 또한, 위의 사석 2층 피복한 쇄파시의 K_D 값도 3.5에서 2.0으로 감소하였다. 이 두 가지 변화의 영향은 필요 사석 중량이 약 3.5배로 증가한 것과 동등하며, 매우 안전하게 설계하도록 변경한 것이다.
$K_D\cot\alpha$의 사용이 항상 사면 경사각의 효과를 잘 표현하는 것은 아니며, $K_D\cot\alpha$없이 공칭 직경과 같은 사석 크기의 항으로 된 단순 안정수로 정의하는 것은 더 편리하다. 안정수와 허드슨식의 K_D계수 사이의 관계는 다음과 같다.

$$H_s/\Delta D_{n50} = N_s = (K_D\cot\alpha)^{1/3} \tag{2-41}$$

(2) Van der Meer식

Thomson과 Shuttler(1975)의 연구를 바탕으로 Delft 수리연구소에서는 다양한 파랑조건(wave condition)과 코어 및 하부층(underlayer)의 투수성을 고려한 수리모형실험이 Van der Meer(1988)에 의해 수행되었다. Van der Meer는 기존의 연구결과와 실험결과를 이용하여 권파와 쇄기파에 대해 구분해서 적용하고 투수성을 종합적으로 고려하는 안정공식을 발표하였다.

① 심해 조건

심해조건(deepwater condition)에서 사면에 발생하는 쇄파의 형태가 권파(plunging wave)일 경우에 안정공식은 다음과 같다.

$$H_s/\Delta D_{n50} = 6.2P^{0.18}(S_d/\sqrt{N})^{0.2}\xi_m^{-0.5} \tag{2-42}$$

여기서,

P : 공칭투수계수(permeability)
S_d : 피해 정도(damage level)
N : 파의 수(the number of waves)
ξ_m : 쇄파계수(surf similarity)

쇄기파(surging wave)의 경우는 다음의 안정공식을 사용하여 보호재의 공칭직경(nominal diameter)을 구한다.

$$H_s/\Delta D_{n50} = 1.0P^{-0.13}(S_d/\sqrt{N})^{0.2}\sqrt{\cot\alpha}\,\xi_m^P \tag{2-43}$$

여기서, α는 구조물의 경사각이다.

권파(plunging)에서 쇄기파(surging)로의 천이 시 사용하는 쇄파계수의 한계치는 다음과 같이 구한다.

$$\xi_{mc} = [6.2P^{0.31}\sqrt{\tan\alpha}\,]^{1/(P+0.5)} \quad (2\text{-}44)$$

식 (2-42)과 식 (2-43)에서 계수 1.0과 6.2는 사면에서의 쇄파의 형태에 따른 계수이다. 사면의 경사가 $\cot\alpha \geq 4.0$ 이면, 권파에서 쇄기파로의 천이(transition)는 발생하지 않으므로 식 (2-42)을 적용할 수 있으며, 투수계수 P 의 범위는 0.1~0.6이다.

② 천해 조건

Van der Meer는 1:30 경사의 천해(shallow water)에서 폭 넓은 조건에 대한 수리모형실험으로 유의파(H_s)보다는 $H_{2\%}$가 설계조건에 더 부합됨을 보였고, 파고분포는 Rayleigh 분포를 이용하여 식 (2-42)와 식 (2-43)을 재정리하였다.

권파와 쇄기파에 대한 안정공식은 각각 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$H_{2\%}/\Delta D_{n50} = 8.7P^{0.18}(S_d/\sqrt{N}\,)^{0.2}\xi_m^{-0.5} \text{ 권파시} \quad (2\text{-}45)$$

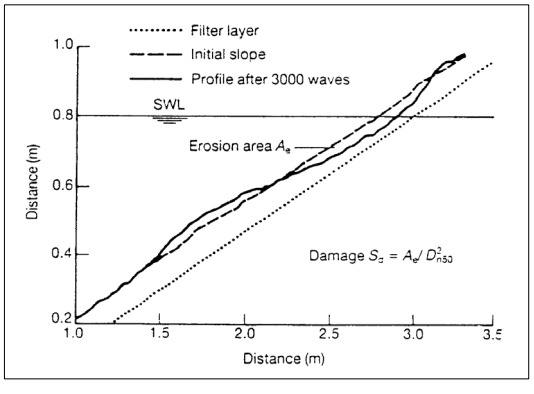
$$H_{2\%}/\Delta D_{n50} = 1.4P^{-0.13}(S_d/\sqrt{N}\,)^{0.2}\sqrt{\tan\alpha}\;\xi_m^{P} \text{ 쇄기파시} \quad (2\text{-}46)$$

식 (2-45)과 식 (2-46)은 수심이 제한된 상태(depth limited situation)의 효과를 고려할 수 있지만, CIRIA/CUR에서는 설계를 위한 안전한 접근법(safe approach)으로 식 (2-42)과 식 (2-43)의 적용을 추천하고 있다. 그 경우 쇄파로 인한 파고 초과 곡선의 절삭분은 고려되지 않으므로, 더 안전하다고 할 수 있다. 실제 파고분포가 $H_{2\%}/H_s$ =1.4로 표현되는 Rayleigh 분포일 경우에 식 (2-42)과 식 (2-43)은 식 (2-45) 및 식 (2-46)과 같다. 수심이 제한된 상태에서 $H_{2\%}/H_s$ 는 작아질 것이고, 정확한 설계를 위해서는 설계 해역의 정확한 파고분포를 알아야 한다.

무차원 손상레벨 S_d는 식 (2-47)과 같이 정의되며, 그림(2-10)에서와 같이 정수면 위로는 퇴적(deposition)이 일어나고 정수면 부근에서는 침식(erosion)이 발생한다.

$$S_d = A_e/D_{n50}^2 \quad (2\text{-}47)$$

여기서, A_e 는 수면 주위의 침식된 면적(m^2)이다.



그림(2-10) 정수면 주위에서의 손상의 정의

S_d의 물리적 표현은 침식된 면적을 $1D_{n50}$의 길이와 $1D_{n50}$의 폭을 가진 면적으로 나눈 숫자이며, 또 다른 표현은 종방향으로 D_{n50}의 넓은 띠에서 D_{n50}의 길이를 가진 입면체가 침식된 숫자이다. S_d의 허용한계는 주로 경사각에 좌우되고 사면에 따른 허용한계는 표(2-7)에 제시되어 있다. 초기피해는 Hudson 공식에서 0~5%의 손상을 받는 경우와 같으며, 붕괴(failure)는 필터층(filter layer)의 노출로 정의된다.

표(2-7) 사석방파제의 경사에 따른 손상의 정의

slope	initial damage	intermediate damage	failure
1 : 1.5	2	3 - 5	8
1 : 2.0	2	4 - 6	8
1 : 3.0	2	6 - 9	12
1 : 4.0	3	8 - 12	17
1 : 6.0	3	8 - 12	17

(3) 콘크리트 블록에 관한 Van der Meer식

전통적인 2층적 피복 블록은 수 년 동안 인기리에 사용되어 왔으며, 블록의 형상에 따라 크거나 작은 interlocking 효과를 가진다. 콘크리트 블록 피복층의 안정성은 개별 블록의 안정성에 좌우되며, 손상이 시작되면 파고가 증가함에 따라 손상이 급격히 증가한다. 대형 블록의 문제점은 블록 의 높은 국부 응력 때문에 거치나 흔들림에 의해 블록의 파단이 발생하고 구조물의 피해를 일으킨다. dolosse나 tetrapod같은 블록은 크기가 매우 클 때 상대적으로 가는 다리로 인해 파괴에 매우 민감해진다. 2층적 피복 블록의 경우 한계 파괴는 두 피복층이 이탈되고 하부층이 침식될 때 발생한다. accropode, core-loc 및 xbloc같은 1층적 피복 블록들은 주어진 거치 격자나 밀도에 의해 쌓여지며, 어떤 줄의 좌표는 정해지지만 어떤 줄은 난적으로 쌓게 된다. 파랑 입사 시 1층적 블록들의 거동은 전통적인 2층적 블록과는 다르며, 시공 후 초기 파랑 입사 시에 블록층은 침하가 일어나서 인접 블록간의 접촉이 증가하게 되며, 증가된 interlocking은 후에 더 큰 파랑이 입사 시에도 안정성을 확보하게 된다. 1층적 피복 블록은 2층적 피복 블록과는 달리, 손상이 시작된 후 하부층이 파랑 하중에 더 잘 노출되게 되고 블록이 갑작스럽게 부서지거나 쪼개지는 파괴 양상을 보인다.

1층적 피복 블록은 거의 손상이 없도록 설계되어야 하며, 심지어 5% 정도의 작은 손상도 허용되지 않는다. 설계 기간 발생하는 고파랑에 대해 기능 유지를 보증하기 위해서 1층적 피복 블록은 상대적으로 더 큰 설계 안정 계수, 예를 들어 K_D나 $H_s/\Delta D_{n50}$을 가져야 한다. 설계 기간 동안 손상이 발생하지 않거나 미소한 흔들림만이 허용되므로, 설계파고를 약 20% 증가시킨 하중에도 충분히 견뎌야 한다. 이것은 2층적 블록이 설계 파고 이상의 파랑이 입사 시 쉽게 파괴되는 것에 비해 안전율에 여유가 있어 장점이 된다.

콘크리트 보호층의 피해는 피해수 N_d와 N_{od}로 정의되는데, N_d는 블록의 공칭직경 D_n의 사면 폭의 띠에서 이탈한 블록의 개수를 말하며, N_{od}는 설계 조위 $\pm 1.5H_d$ 범위의 전체 블록 갯수에서 이탈한 블록의 백분율로 나타낸다. 예를 들어 폭 D_n의 사면의 길이가 $20D_n$인 경우의 N_d가 0.5이면 $N_{od} = 0.5/20*100\% = 2.5\%$가 되며, 10개의 블록이 쌓인 더 짧은 사면인 경우에는 5%의

손상이 된다.
콘크리트 블록에서의 공칭직경 D_n은 표(2-8)과 같이 정의되며, 피해수 N_d와 N_{od}의 전형적인 값은 표(2-9)에 제시되어 있다.

표(2-8) 콘크리트 블록에서 공칭직경의 정의

cube	$D_n =$ 입면체의 측변
tetrapod	$D_n = 0.65D$ (D는 T.T.P.의 높이)
accropode	$D_n = 0.7D$

표(2-9) 콘크리트 블록의 피해수 N_d와 N_{od}

Armour type	Damage number	Damage level		
		Start of damage	Intermediate damage	Failure
Cube Tetrapod Accropode	N_{od}	0.2 - 0.5 0.2 - 0.5 0	1 1 -	2 1 - 5 > 0.5
Cube Dolos Accropode	N_d	- 0 - 2 % 0 %	4 % - 1 - 5 %	- ≥ 15 % ≥ 10 %

경사식 방파제의 콘크리트 블록의 소요 질량 산정식은 Van der Meer(1988)가 사석보호공의 안정성에 관해 발견된 지배 매개변수들에 기초하여 콘크리트 보호재에 대한 실험을 수행하였으나, 각 보호재에 대해서 한 가지 단면에 대해서만 수행하였기 때문에 경사각과 쇄파계수는 안정공식에는 언급되지 않았고, 투수계수 P는 0.4를 사용하였다. 일반적으로 입방체(cubes)와 T.T.P.는 1:1.5의 경사로 시공되며, accropode는 1:1.33의 경사로 거치된다.

Van der Meer(1988a)에 의해 유도된 surf similarity가 $3 < \xi_m < 6$인 범위의 사면 경사 1:1.5의 2층적 cube의 안정 공식은 피해의 정도 N_{od}, 파의 수 N, 파의 경사 s_m의 매개변수로 표현되며 다음과 같다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (6.7\frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1.0)s_{om}^{-0.1} \quad \text{for cube} \tag{2-48}$$

여기서,

s_{om} : 가상 파경사(fictitious wave steepness) $s_{om} = 2\pi H_s/(g T_m^2)$

T_m : 평균 파주기

Van der Meer(1988a)가 제시한 surf similarity가 $3.5 < \xi_m < 6$인 범위의 사면 경사 1:1.5의 2층적 tetrapods의 안정 공식은 비쇄파 심해 조건($h > 3H_{s\text{toe}}$)에서 다음과 같다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(3.75\left(\frac{N_{od}}{\sqrt{N}}\right)^{0.5} + 0.85\right)s_{om}^{-0.2} \quad \text{for surging wave} \tag{2-49}$$

De Jong(1996)은 tetrapods의 많은 데이터를 분석하여 사석 보호층에서 사면에서의 쇄파의 형태가 쇄기파(surging wave)에서 권파(plunging wave)로의 천이(transition)를 발견하고 권파(plunging wave)에 관한 안정 공식을 제시하였다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(8.6\left(\frac{N_{od}}{\sqrt{N}}\right)^{0.5} + 3.94\right)s_{om}^{0.2} \quad \text{for plunging wave} \tag{2-50}$$

위 식은 비월파 구조물의 안정공식이며, De Jong(1996)은 tetrapods의 안정성에 천단고와 충전밀도 ϕ(packing density)의 영향을 조사하여 식 (9-14)에 천단고가 낮은 경우에 안정성이 증가하는 항을 추가한 식을 제안하였다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(8.6\left(\frac{N_{od}}{\sqrt{N}}\right)^{0.5} + 3.94\right)s_{om}^{0.2}\left(1 + 0.17\exp\left(-0.61\frac{R_c}{D_n}\right)\right) \tag{2-51}$$

Burcharth and Liu(1993)은 사면 경사 1:1.5의 비월파 조건에서 Dolosse에 대한 안정 공식을 제시하였다.(with: $0.32 < r < 0.42$; $0.61 < \phi < 1$)

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (17 - 26r)\phi^{2/3}N_{od}^{1/3}N^{-0.1} \tag{2-52}$$

여기서,

r : waist ratio ($r = 0.34\left(\frac{M}{20}\right)^{1/6}$, M은 블록 질량(t))

N : 파의 개수(the number of waves)이며 $N \geq 3000$이면 $N = 3000$이다.

Holtzhausen(1996)은 충전 밀도 ϕ(packing density)가 $0.83 < \phi < 1.15$의 범위에서 Dolosse의 피해수 N_{od}에 관한 식을 제시하였다.

$$N_{od} = 6.95 \times 10^{-5}\left(\frac{H_s}{\Delta^{0.75}D_n}\right)^7\phi^{1.51} \tag{2-53}$$

accropode에서는 공극이 매우 커서 내습파의 에너지를 많이 분산시키므로 파의 갯수와 파의 주기는 안정성에 크게 영향을 미치지 못하고, 1개 층만을 거치하므로 손상이 없을 때와 파괴가 일어날 때의 기준은 거의 비슷하여 안정성은 다음 두 개의 단순한 공식으로 표현된다.

$$H_s/\Delta D_n = 3.7 \quad (\text{초기손상} \quad N_{od} = 0) \tag{2-54}$$

$$H_s/\Delta D_n = 4.1 \quad (\text{파괴} \quad N_{od} > 0.5) \tag{2-55}$$

최근에 개발된 core-loc과 xbloc은 accropodes와 매우 비슷한 거동을 보이며, 수리모형 실험에서 core-loc은 accropodes 보다 좋은 수리학적 안정성을 보이나 core-loc과 xbloc의 권장 안정계수는 accropodes와 비슷하다. 표(2-10)에 콘크리트 블록의 안정계수 값이 제시되어 있으며, accropodes, core-loc 및 xbloc의 괄호안의 값은 Hudson공식의 K_D 값이다.

Delft 수리연구소에서는 Van der Meer의 연구를 근간으로 방파제 설계 프로그램인 BREAKWAT(1992)을 개발하였으며, 이 프로그램은 파랑의 처오름, 사석중량, 주어진 입사파 조건에서 사면의 피해정도 및 피해형상(profile figure), 소단의 안정성, 파의 전달, 암초 방파제(reef breakwater), 정적 안정 저천단 방파제(statically stable low-crest breakwater), 수중 방파제(잠제, submerged breakwater) 및 동적 안정 소단 방파제(dynamically stable berm breakwater)의 안정성 및 입사파 조건에서 사면의 변화형상 등을 해석할 수 있다.

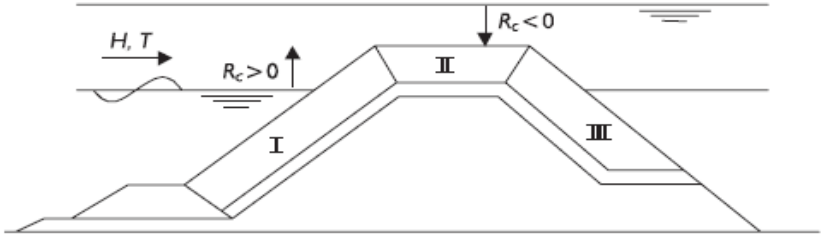
표(2-10) 콘크리트 블록의 수리학적 안정성($H_s/\Delta D_n$)

Amour Type	Damage Level	Stability number $H_s/\Delta D_n$				Reference / remarks	
		Trunk		Head			
		Non-breaking waves	Breaking waves	Non-breaking waves	Breaking waves		
Cube (2 layers)	0%	1.8-2.0		-		Brorsen et al(1975) slope: 1:1.5 and 1:2	
	4%	2.3-2.6		-			
	0%(N_{od} - 0)	1.5-1.7		-		Van der Meer (1988a)[1] slope: 1:1.5	
	5%(N_{od} - 0.5)	2.0-2.4		-			
	< 5%	2.2	2.1	1.95	-	SPM(CERC, 1984)	slope: 1:1.5
		2.45	2.35	2.15	-		slope: 1:2
		2.8	2.7	2.5	-		slope: 1:3
Cube[2,3] (1 layers)	0%(N_{od} - 0)	2.2-2.3		-		Van Gent et al(2000)	
Tetrapod	0%(N_{od} - 0)	1.7-2.0		-		Van der Meer (1988a)[1] slope: 1:1.5	
	5%(N_{od} - 0.5)	2.3-2.9		-			
	< 5%	2.3	2.2	2.1	1.95	SPM(CERC, 1984)	slope: 1:1.5
		2.5	2.4	2.2	2.1		slope: 1:2
		2.9	2.75	2.3	2.2		slope: 1:3
Dolos	2%(N_{od} - 0.3)	2.7(r-0.32)[4]		-		Burcharth and Liu(1993)[5] slope: 1:1.5	
		2.5(r-0.34)[4]		-			
		2.4(r-0.36)[4]		-			
	< 5%(N_{od} - 0.4)	3.2(r-0.32)[4]		-		Holtzhausen(1996)[6]	
Accropode	0%(N_{od} - 0)	2.75(15)	2.5(12)	2.5(11.5)	2.3(9.5)	Sogreah(2000)[7,8]	
Core-loc	0%(N_{od} - 0)	2.8(16.0)		2.6(13.0)		Melby and Turk(1997)[7,8]	
Xbloc	0%(N_{od} - 0)	2.8(16.0)		2.6(13.0)		DMC(2003)[7,8]	

2-8-3 잠제 및 낮은 천단 경사제사석의 소요 질량산정식(CIRIA/CUR)

낮은 천단 구조물은 정수면으로부터의 구조물의 천단고(여유고, free board)에 의해 다음과 같이 구분되며, 천단고에 대한 정의와 전면 사면(Ⅰ), 천단(Ⅱ) 및 후면 사면(Ⅲ)이 구분되어 있다.

- 정수면 위로 천단고를 가진 돌출 구조물(낮은 천단 구조물, emergent structures): $R_c > 0$
- 정수면 아래로 천단고를 가진 수중 구조물(잠제, submerged structures): $R_c < 0$



그림(2-11) 천단고의 정의와 사면의 구분 개념도

설계조위의 변화에 따라 위의 구분은 때로는 낮은 천단구조물이 될 수도 잠제가 될 수도 있다. 이런 변이 구간($R_c \cong 0$)에 대한 소요 사석 질량 산정이 가능하지만, 모든 공식이 같은 사석 크기를 도출하지는 않으므로 좀 더 보수적인 결과를 채택하도록 권장하고 있다.

낮은 천단 구조물은 방파제 너머로 파의 에너지를 일부 통과시키기 때문에 전면 사면의 소요 사석 질량은 비월파 구조물의 경우보다 작아질 수 있다. 잠제는 천단이 수중에 있지만 천단의 수심에 따라 쇄파 발생에 의해 사석의 안정성이 영향 받을 수 있다. 잠제는 거의 모든 파를 월파시키고, 잠제의 천단 수심이 증가함에 따라 사석의 안정성은 크게 증가한다. 비월파 구조물의 경우 파랑은 주로 전면 사면의 안정성에 영향을 미치지만 월파 구조물의 경우는 전면 사면뿐만 아니라 천단과 후면 사면의 안정성에 영향을 미친다. 그러므로 천단 및 후면 사면의 사석은 월파 구조물의 경우가 더 위험한 경우가 된다.

Powell과 Allsop(1985)은 낮은 천단 구조물에 대한 Allsop의 데이터를 분석하여 사석의 안정수 $N_s = H_s/(\Delta D_{n50})$, 구조역학적 및 수리학적 매개변수와 N_{od}/N_a로 표현되는 손상 정도사이의 관계식을 다음 식으로 제안하였다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{s_{op}^{1/3}}{b} ln\left(\frac{1}{a}\frac{N_{od}}{N_a}\right) \tag{2-56}$$

여기서, a와 b는 경험 계수이며, N_{od}와 N_a는 사면에서 폭 D_{n50}당 이탈된 사석의 수와 같은 면적에서 전체 사석수를 말한다. 구조물 전면 수심 h에 대한 상대 여유고 R_c/h에 따른 경험 계수 a와 b는 다음 표(2-11)에 제시되어 있다.

표(2-11) 상대 여유고에 따른 경험 계수 a와 b

R_c/h	a	b	$s_{op} = H_s/L_{op}$*)
0.29	0.07×10^{-4}	1.66	< 0.03
0.39	0.18×10^{-4}	1.58	< 0.03
0.57	0.09×10^{-4}	1.92	< 0.03
0.38	0.57×10^{-4}	1.07	< 0.03

여기서, s_{op}는 T_p에 기초한 가상 파경사(fictitious wave steepness)이다. $s_{op} = 2\pi H_s/(g T_p^2)$

낮은 천단 구조물의 전면 사면의 사석 소요 질량식은 비월파 구조물의 안정식에 공칭직경의 감소 계수를 곱해서 구할 수도 있으나, 이 경우에 낮은 천단 구조물의 사석 크기에 대한 특별한 주의가 요구된다. Van der Meer(1990a)는 비월파 구조물의 사석 안정식으로 구한 공칭직경 D_{n50}을 다음 식으로 구한 감소계수 r_D를 곱한 $r_D D_{n50}$으로 바꾸도록 제안하였다.

$$r_D = \left(1.25 - 4.8\frac{R_c}{H_s}\sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}}\right)^{-1} \tag{2-57}$$

이 공식은 다음의 범위에서 적용이 가능하다.

$$0 < \frac{R_c}{H_s}\sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}} < 0.052 \tag{2-58}$$

개념 설계 단계에서 수심 제한된 파랑 조건, 즉, 전빈에 쇄파 발생 시의 낮은 천단 구조물의 사석 직경 추정식은 다음과 같다.

$$D_{n50} \geq 0.3h \text{ for } \frac{H_s}{h} = 0.6,\ \cot\alpha \geq 100 \text{ and } \Delta \cong 1.6 \tag{2-59}$$

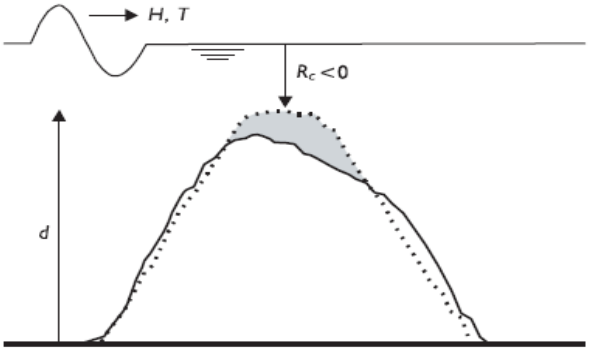
Vidal et al(1995)은 낮은 천단 구조물과 잠제에 적용 가능한 안정 공식을 개발하여 초기 손상(ID), Iribarren's 손상(IR), 파괴 시작(SD) 및 파괴(D)로 구분하여 전면사면, 천단 및 후면 사면에서의 손상의 정도를 표(2-12)와 같이 정의하였다.

표(2-12) 방파제 사면 위치별 손상 정도의 정의

Damage level	Front slope	Crest	Rear-side slope	Total section
Initiation of damage	1.0	1.0	0.5	1.5
Iribarren's damage	2.5	2.5	2.0	2.5
start of destruction	4.0	5.0	3.5	6.5
Destruction	9.0	10.0	-	12.0

그림(2-12)은 파랑의 입사 후 잠제의 손상된 예를 보여주며, 상대 천단고의 비 R_c/D_{n50}의 함수로 된 전면 사석의 안정공식은 다음과 같다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = A + B\frac{R_c}{D_{n50}} + C\left(\frac{R_c}{D_{n50}}\right)^2 \tag{2-60}$$



그림(2-12) 잠제의 단면 예(점선-초기 형상, 실선-손상 후 형상)

Vidal et al.(1995)가 제안한 방파제 사면의 위치별 초기 손상에 대한 계수는 다음 표(2-13)에 제시되어 있으며, 계수의 적용범위는 표(2-14)에 제시되어 있다.

표(2-13) 방파제 사면의 위치별 초기 손상에 대한 계수

Segment	*A*	*B*	*C*
Front slope	1.831	-0.2450	0.0119
Crest	1.652	0.0182	0.1590
Back slope	2.575	-0.5400	0.1150
Total section	1.544	-0.230	0.053

표(2-14) Vidal et al.(1995)의 실험 조건

Parameter	Symbol	Range
Front and rear slope angle	tanα	1:1.5
Relative buoyant density	Δ	1.65
Number of waves	N	2600 - 3000
Fictitious wave steepness	s_{op}	0.010 - 0.049
Non-dimensional freeboard	R_c/D_{n50}	-2.01 - 2.41
Non-dimensional crest width	B/D_{n50}	6.0
Non-dimensional structure height	d/D_{n50}	16 - 24
Stability number	$H_s/(\Delta D_{n50})$	1.1 - 3.7

바닥 근처의 구조물은 쇄파가 발생하지 않을 정도로 천단이 매우 낮은 수중 구조물로 정의되며, 파랑과 조류를 받는 바닥 근처의 구조물의 사석의 손상 정도를 예측하기 위해서는 다음 정보가 필요하다.

- 유의 파고 H_s, 평균 파주기 T_m
- 파의 개수, N

- 수심 평균 조류속, $U(m/s)$
- 구조물 천단에서의 수심, h_c
- 사석 직경 D_{n50}, 상대부력밀도 Δ

손상의 정도를 예측하기 위한 이동성 매개변수 θ는 다음 식으로 정의된다.

$$\theta = \frac{u^2}{g\Delta D_{n50}} \tag{2-61}$$

최대 바닥 유속, u_0(m/s)는 바닥 근처 구조물의 천단에서의 유속으로 계산되며 특성 국부 유속 u로 쓰인다. 최대 바닥 유속은 선형파 이론을 이용한 최대 파랑 입자 유속으로 다음 식으로 구한다.

$$u = u_0 = \frac{\pi H_s}{T_m}\frac{1}{\sinh kh_c} \tag{2-62}$$

여기서, k는 파수이며 $k = 2\pi/L_m$, h_c는 바닥 근처 구조물의 천단에서의 수심이다.

이동성 매개변수 θ, 손상 정도 매개변수 S_d 및 파의 개수 N사이의 관계는 다음 식으로 주어진다.

$$\frac{S_d}{\sqrt{N}} = 0.2\theta^3 = 0.2\left(\frac{u^2}{g\Delta D_{n50}}\right)^3 \tag{2-63}$$

또는,

$$\frac{u^2}{g\Delta D_{n50}} = \left(5\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{1/3} \tag{2-64}$$

위 식에는 조류속의 영향은 고려되고 있지 않으나, 손상의 정도에 조류속의 영향이 있다 해도 이동성 매개변수 θ가 $0.15 < u_0^2/(g\Delta D_{n50}) < 3.5$인 범위에서 $U/u_0 < 2.2$의 범위에서는 조류속의 영향을 무시할 수 있다.

전면 사면을 지지하는 소단(toe apron)의 사석 안정 공식은 상대 소단 수심 비 h_t/D_{n50} 또는 h_t/h의 함수로 주어진다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(1.6 + 0.24\left(\frac{h_t}{D_{n50}}\right)\right)N_{od}^{0.15} \tag{2-65}$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(2 + 6.2\left(\frac{h_t}{h}\right)\right)N_{od}^{0.15} \tag{2-66}$$

상대적으로 높은 소단, 즉, $h_t/h < 0.4$인 경우에는 소단이나 전면 사면의 사석 안정 공식에 가까워진다.

2-9 직립벽에 작용하는 파력

2-9-1 직립벽에 작용하는 파력의 차이

직립벽에 작용하는 파력 산정식으로 항만 및 어항 설계기준(2005)은 Goda(1973) 공식을 제시하고 있으며, 벽면에 파곡이 있을 때의 파력 산정식, 충격 쇄파력, 소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파력(Tanimoto, Morihira) 및 직립 소파케이슨에 작용하는 파력(Tanimoto) 산정식 등이 제시되어 있다.

BS 6349에서도 직립벽에 작용하는 파력 산정식으로 항만 및 어항 설계기준(2005)과 같이 Goda 파압을 제시하고 있다. coastal engineering manual에서는 Sainflou 공식(1928), Goda 파압식(1974), 수정 Goda식(Takahashi, 1994), 경사벽에 작용하는 파력식(Tanimoto, 1985), 소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파력(Tanimoto) 및 직립 소파케이슨에 작용하는 파력(Tanimoto) 산정식 등이 제시되어 있다. 직립벽에 작용하는 파압으로 모든 설계기준이 Goda(1967) 공식을 제시하고 있으며, 직립 소파 케이슨에 작용하는 파력공식은 항만 및 어항 설계기준과 coastal engineering manual에서 차이를 보이는데 슬릿 케이슨의 파압의 문제는 유공율, 유수실의 형상, 입사 파랑 조건 등에 따라 유수실 내의 유체의 흐름이 크게 달라지므로 다양한 수리모형실험 및 수치실험 연구를 통해 다양한 구조물 형상에 따라 파력 공식이 필요하다.

2-9-2 BS 6349 & Coastal Engineering Manual

BS 6349에서 제시된 Goda 파압은 항만 및 어항 설계기준(2005)과 coastal engineering manual에 모두 제시되어 있으므로 coastal engineering manual의 내용을 정리하였다.

(1) 직립벽에 작용하는 파력

coastal engineering manual에서는 Sainflou식과 Goda식 및 수정 Goda식의 5가지를 직립벽 및 소파블록 피복제, 경사벽, 슬릿케이슨 방파제의 파압 산정식을 제시하고 있다.

가. Sainflou 공식

Sainflou식은 완전 반사가 일어나는 규칙파의 정상파(standing wave)의 경우에 적용하도록 제시하고 있으며 다음 그림(2-13)과 식 (2-67)에서 (2-70)까지 제시된 식으로 구하도록 하고 있으며, 쇄파나 월파가 발생하는 조건에서는 적용이 불가하다.

$$p_1 = (p_2 + \rho_w g h_s)\frac{H+\delta_0}{h_s+H+\delta_0} \tag{2-67}$$

$$p_2 = \frac{\rho_w g H}{\cosh(2\pi h_s/L)} \tag{2-68}$$

$$p_3 = \rho_w g (H-\delta_0) \tag{2-69}$$

$$\delta_0 = \frac{\pi H^2}{L}\coth\frac{2\pi h_s}{L} \tag{2-70}$$

여기서,

H : 파고, 불규칙파의 경우 일본에서는 $H_{1/3}$을 적용하지만 다른 나라에서는 $H_{1/10}$을 적용

p_1 : 파봉 시 정수면에서의 파압

p_2 : 전면벽 저면에서의 파압

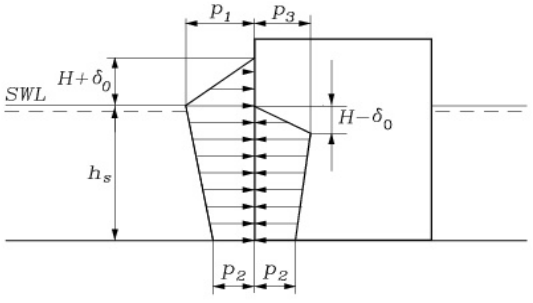
p_3 : 파곡 시 전면벽 저면에서의 파압

δ_0 : 벽면의 파봉과 파곡사이의 연직 위상차

ρ_w : 물의 밀도

h_s : 구조물 전면 수심

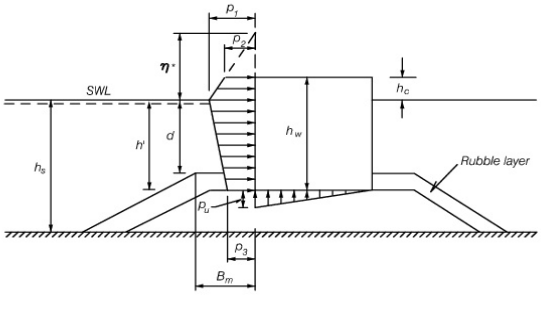
L : 구조물 전면 수심에서의 파장



그림(2-13) Sainfou식의 파압 분포

나. 불규칙파에 대한 Goda 공식

coastal engineering manual에서도 직립벽에 작용하는 파력 산정식으로 항만 및 어항 설계기준(2005)과 같이 불규칙파에 대한 Goda 파압을 제시하고 있다. 파력계산에 사용되는 파고는 쇄파대 외해측에서는 유의파고($H_{1/3}$)의 약 1.8배로 하고, 이것은 Rayleigh 분포의 0.15% 초과 확률에 해당하는 $H_{1/250}$에 해당한다. 쇄파대 내에서는 구조물에서 외해측으로 $5H_s$ 떨어진 거리에서의 최대 쇄파파고를 사용하도록 규정하고 있다. Goda 파압은 다음 식 (2-71)에서 (2-75)로부터 구하고, 파압 분포 및 관련 제원은 그림(2-14)와 같다.



그림(2-14) Goda식의 파압 분포

$$\eta^* = 0.75(1+\cos\beta)\lambda_1 H_{design} \tag{2-71}$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1+\cos\beta)(\alpha_1\lambda_1 + \alpha_*\lambda_2\cos^2\beta)\rho_o\, gH_D \tag{2-72}$$

$$p_2 = \begin{cases} \left(1-\dfrac{h_c}{\eta^*}\right)p_1 & \text{for } \eta^* > h_c \\ 0 & \text{for } \eta^* \le h_c \end{cases} \tag{2-73}$$

$$p_u = 0.5(1+\cos\beta)\lambda_3\alpha_1\alpha_3\rho_w g H_{design} \tag{2-74}$$

여기서,

β : 구조물 기준선과 주파향 ±15° 범위에서 가장 위험한 방향과의 사잇각(°)

H_{design} : 설계계산에 쓰이는 파고(m)

$$\alpha^* = \alpha_2$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2}\left[\frac{4\pi h_s/L}{\sinh(4\pi h_s/L)}\right]^2$$

$$\alpha_2 = \min\left[\frac{h_b-d}{3h_b}\left(\frac{H_{design}}{d}\right)^2, \frac{2d}{H_{design}}\right]$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w-h_c}{h_s}\left[1-\frac{1}{\cosh(2\pi h_s/L)}\right]$$

L : 수심 h_b에서 유의파 주기 $T_s \simeq 1.1T_m$를 이용한 파장(m)

h_b : 직립벽 전면에서 외해로 유의파고의 5배 만큼 떨어진 지점의 수심(m)

λ_1, λ_2 and λ_3: 구조물 종류에 따른 파압의 보정계수 (연직벽의 경우 $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 1$)

다. 쇄파로 인한 충격력을 포함한 수정Goda 공식

쇄파로 인한 충격력을 고려하기 위한 정수면에서의 파압 p_1 의 수정 계수는 다음과 같다.

$$\alpha_* = largest \quad of\ \alpha_2 \text{ and } \alpha_I \tag{2-75}$$

$$\alpha_2 = \min\left[\frac{h_b-d}{3h_b}\left(\frac{H_{design}}{d}\right)^2, \frac{2d}{H_{design}}\right] \tag{2-76}$$

$$\alpha_I = \alpha_{I_o}\alpha_I \tag{2-77}$$

$$\alpha_{Io} = \begin{cases} H_{design}/d & (H/d \le 2) \\ 2 & (H/d > 2) \end{cases} \tag{2-78}$$

$$\alpha_{\Pi} = \begin{cases} \dfrac{\cos\delta_2}{\cosh\delta_1} & \delta_2 \le 0 \\ \dfrac{1}{\cosh\delta_1 \bullet (\cosh\delta_2)^{1/2}} & \delta_2 > 0 \end{cases} \tag{2-79}$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20\delta_{11} & \delta_{11} \le 0 \\ 15\delta_{11} & \delta_{11} > 0 \end{cases} \tag{2-80}$$

$$\delta_{11} = 0.93\left(\frac{B_m}{L} - 0.12\right) + 0.36\left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6\right) \tag{2-81}$$

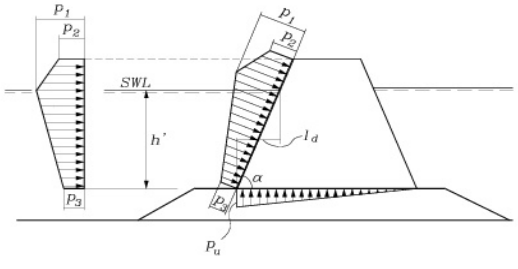
$$\delta_2 = \begin{cases} 4.9\delta_{22} & \delta_{22} \le 0 \\ 3\delta_{22} & \delta_{22} > 0 \end{cases} \tag{2-82}$$

$$\delta_{22} = -0.36\left(\frac{B_m}{L} - 0.12\right) + 0.93\left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6\right) \tag{2-83}$$

(2) 경사벽에 작용하는 파력

가. 불투수성 경사벽에 작용하는 파력

Tanimoto와 Kumura(1985)는 수리모형실험을 수행하여 Goda 파압이 그림(2-15)와 같은 연직벽과 같은 높이의 경사벽에 적용할 수 있음을 보였다.



그림(2-15) 경사벽에 작용하는 파압 분포

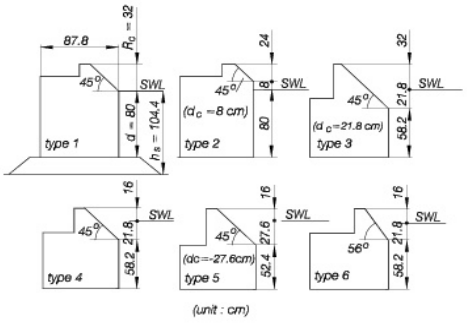
파랑으로 인해 발생하는 양압력은 연직벽에 비해 줄어들게 되고, Goda 파압 공식으로 양압력 계산 시 λ_3는 다음과 같이 수정된다.

$$\lambda_3 = \exp(-2.26(7.2l_d/L)^3) \tag{2-84}$$

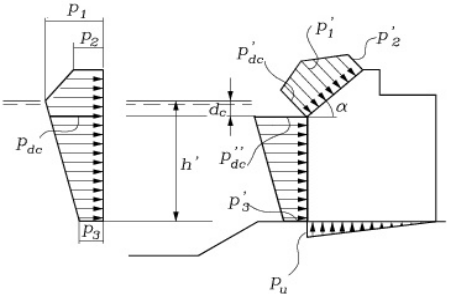
여기서, $l_d = h'\cot\alpha$이고, L은 파장이다.

식 (2-84)는 α가 70도 보다 크고, l_d가 0.1L보다 작은 경우에만 적용이 가능하다.

Takahashi와 Hosoyamada(1994)는 그림(2-16)의 단면에 대한 수리 모형실험을 실시하여, Goda 파압 공식을 식 (2-85)와 같이 수정하였다.



그림(2-16) 실험 단면



그림(2-17) 파압 분포

$$p_1^{'} = \lambda_{SL} p_1 \sin\alpha,\ p_2^{'} = \lambda_{SL} p_2 \sin\alpha,\ p_{dc}^{'} = \lambda_{SL} p_{dc} \sin\alpha, \qquad (2\text{-}85)$$
$$p_{dc}^{''} = \lambda_V p_{dc},\ p_3^{'} = \lambda_V p_3$$

여기서, $\lambda_{SL} = \dfrac{1}{\sin^2\alpha} min[1.0, \max(\sin^2\alpha, 1 + 0.46\cos^2\alpha - 23\cos^2\alpha H/L)]$

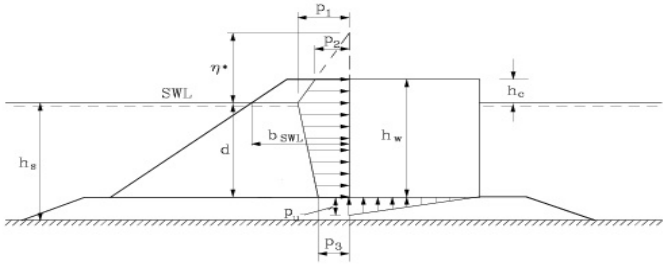
$\lambda_V = \min[1.0, \max(1.1, 1.1 d_c/L) - 5.0 H/L]$

(3) 소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파력

그림(2-18)과 같이 소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파력은 Goda 파압 공식의 λ_1, λ_2, λ_3 를 다음과 같이 수정하여 산정할 수 있다(Takahashi, Tanimoto, and Shimosako, 1990).

$$\lambda_1 = \lambda_3 = \begin{Bmatrix} 1.0 & (H_{design}/h_s < 0.3) \\ 1.2 - 0.67(H_{design}/h_s)/3 & (0.3 \le H_{design}/h_s \le 0.6) \\ 0.8 & (H_{design}/h_s > 0.6) \end{Bmatrix} \qquad (2\text{-}86)$$

$$\lambda_2 = 0 \qquad (2\text{-}87)$$

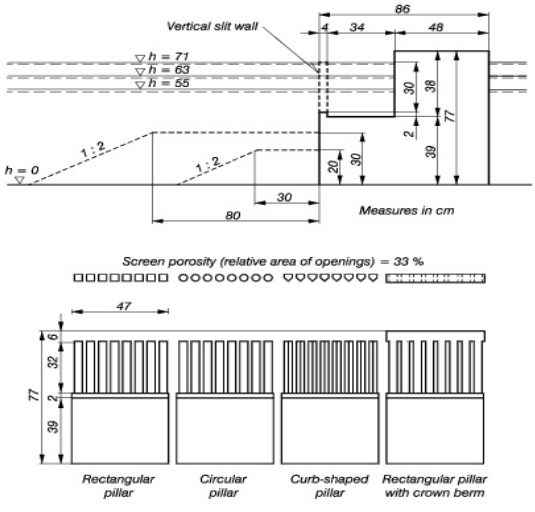


그림(2-18) 소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파압 분포

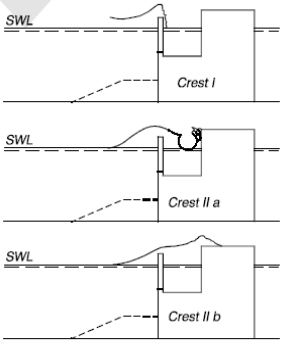
식 (2-86)과 식 (2-87)은 tetrapod나 dolosse 같은 소파블록 사면으로 직립벽 전면이 피복된 경우에 적용되며, 전면 천단에서의 블록의 폭은 최소 블록 높이의 두 배 이상이 되어야 한다.

(4) 직립 소파케이슨에 작용하는 파력

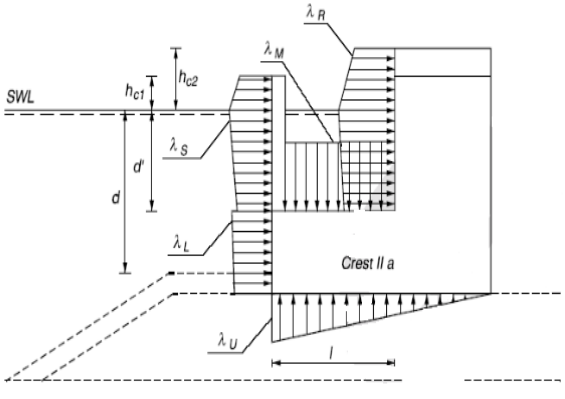
유수실 상부가 개방된 직립 소파케이슨에 규칙파가 작용하는 경우의 파압 분포에 관한 수리모형 실험이 그림(2-19)에 보이는 단면에 대하여 그림(2-20)의 파봉이 벽면에 작용하는 형태에 따라 그림(2-21)의 파압 분포를 Goda 파압 공식의 λ_1, λ_2, λ_3 를 다음 표(2-15)와 같이 수정하여 산정할 수 있다(Takahashi, Shimosako and Sakaki, 1991).



그림(2-19) 슬릿케이슨의 실험 단면



그림(2-20) 파봉면의 형태



그림(2-21) 슬릿케이슨의 압력 분포

표(2-15) 연직 슬릿케이슨의 파압 보정 계수

		crest - I	crest - II a	crest - II b
slit wall	λ_{s1}	0.85	0.7	0.3
	λ_{s2}	$0.4\ (\alpha^* \le 0.75)$ $0.3/\alpha^*\ (\alpha^* > 0.75)$	0	0
impermeable part of front wall	λ_{L1}	1	0.75	0.65
	λ_{L2}	$0.4\ (\alpha^* \le 0.5)$ $0.2/\alpha^*\ (\alpha^* > 0.5)$	0	0
wave chamber rear wall	λ_{R1}	0	$20l/3L'\ \ (l/L' \le 0.15)]$ $1.0\ \ (l/L' > 0.15)$	$1.4\ \ (H/h \le 0.1)$ $1.6-2H/h\ \ (0.1 < H/h < 0.3)$ $1.0\ \ (H/h \ge 0.3)$
	λ_{R2}	0	$0.56\ \ (\alpha^* \le 25/28)$ $0.5/\alpha^*\ \ (\alpha^* > 25/28)$	0
wave chamber bottom slab	λ_{M1}	0	$20l/3L'\ \ (l/L' \le 0.15)$ $1.0\ \ (l/L' > 0.15)$	$1.4\ \ (H/h \le 0.1)$ $1.6-2H/h\ \ (0.1 < H/h < 0.3)$ $1.0\ \ (H/h \ge 0.3)$
	λ_{M2}	0	0	0
uplift force	λ_{U3}	1	0.75	0.65

2-10 수중부재 및 구조물에 작용하는 흐름의 힘

2-10-1 수중부재 및 구조물에 작용하는 흐름의 힘의 차이

항만 및 어항 설계기준(2005)은 파일이나 파이프라인에 작용하는 흐름의 힘을 Morison 방정식으로 구하도록 정하고 있고, 흐름에 대한 피복재의 안정 공식은 Isbash 공식을 제시하고 있다. BS 6349 및 CIRIA/CUR manual on the use of rock in hydraulic engineering에서는 구조물의 직경과 파장의 비에 따라 각각 Morison 방정식, 회절 파압 이론 및 Goda식을 사용하도록 구분하고 있으며, 흐름에 대한 피복재의 안정 공식은 Isbash식과 shields식을 합성한 general design 식, Pilarczyk 식, Escarameia and May 식, Maynord 식, 항주파 유속으로 인한 안정 공식 및 바닥 근처 구조물의 흐름에 의한 안정 공식을 흐름의 종류 및 난류의 발달 정도, 구조물 및 보호공의 종류에 따라 적용하도록 다양하게 제시하고 있다.

2-10-2 BS 6349 및 CIRIA/CUR

(1) 말뚝 및 파이프라인에 작용하는 흐름에 의한 힘

BS 6349에서는 말뚝 및 파이프라인에 작용하는 힘을 조류에 의한 정상 항력(steady drag force)과 파랑에 의한 힘을 파장에 비해 파일 직경이 매우 작은 경우(Ws/L<0.2 이하)인 경우에 Morison equation으로 구하도록 규정하고 있으며, 파장과 수중 부재의 직경이나 폭의 비에 따라 파력의 적용 공식을 다르게 적용하도록 규정하고 있다.

① Ws/L >1, reflection applies (Goda's formula)
② 0.2 < Ws/L <1, diffraction theory applies
③ Ws/L <0.2, Morison's equation applies

또한, 정수면에 가까운 수평부재에 대해서는 부재의 갑작스런 침수에 의해 발생하는 wave slamming force를 고려하도록 규정하고 있다. 흐름에 의한 진동은 원형 단면인 경우에 대해 진동 임계 유속(critical flow velocity)을 계산 한 후 조류속이 임계유속의 1.2배보다 작게 설계하도록 규정하고 있다.

가. 조류에 의한 정상 항력

조류속은 구조물의 설계 수명동안 현장에서 발생할 수 있는 최대 유속으로 구조물의 목적과 발생 빈도 확률에 맞게 정하도록 하고 있으며, 영구 구조물의 경우에는 재현 기간을 50년 이상으로 해야 한다. 조류속이나 흐름에 의해 발생할 수 있는 힘은 흐름 방향과 평행한 항력(drag force)과 흐름 방향에 수직인 cross-flow force로 구분되며, 조류속에 의한 항력은 주로 정상류에 의한 것이며 진동 성분은 흐름의 진동수가 구조물의 고유 진동수에 가까워 질 때만 중요해진다. cross-flow force는 전적으로 흐름에 의해 대칭적으로 발생하는 구조물에 의한 진동에 의해 발생한다.

일정한 조류속에 의해 발생하는 균일한 수중 부재에 작용하는 정상 항력(steady drag force)는 다음 식으로 계산된다.

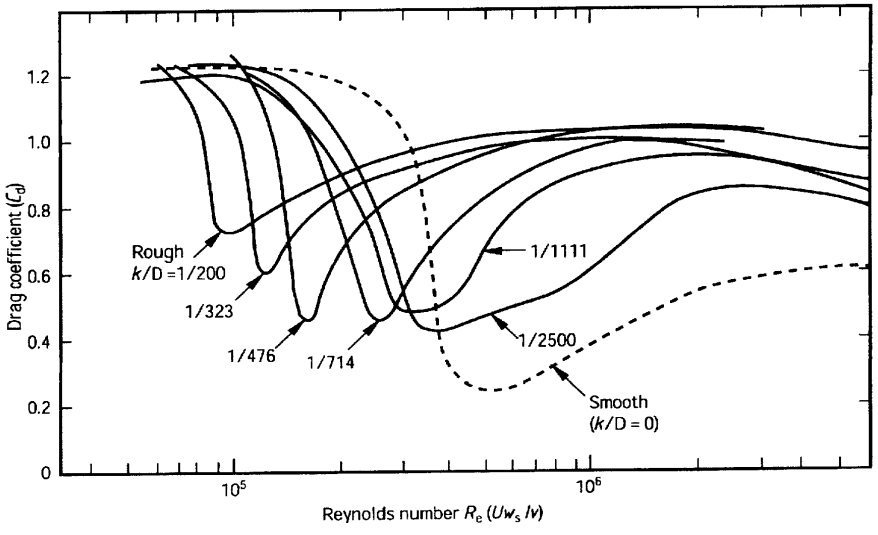
$$F_D = 1/2(C_D \rho V^2 A_n) \tag{2-88}$$

여기서,

F_D : 정상 항력(steady drag force in kN)
C_D : 무차원 시간 평균 항력 계수

ρ : 물의 밀도(t/m^3)
V : 입사 조류속(m/s)
A_n : 흐름에 수직인 단면적(m^2)

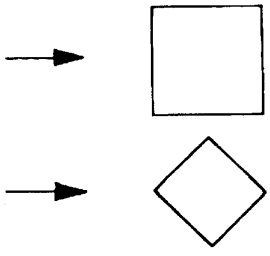
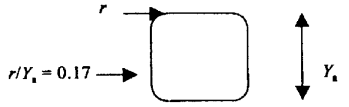
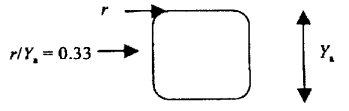
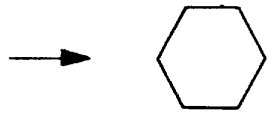
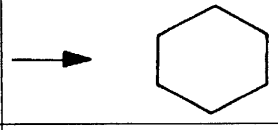
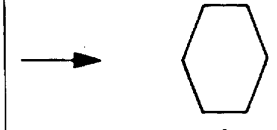
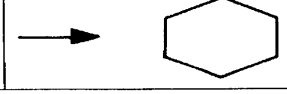
원형관의 C_D 값은 다음 그림(2-22)에 보이는 것처럼 Reynolds수와 표면 조도의 함수이며, C_D 와 A_n 은 단면적에서 부착생물(marine growth)의 영향을 고려하여 정해야 하며, 입사 조류속 연직 분포가 일정하지 않거나 구조물의 직경이 일정하지 않으면 전체 힘은 적분에 의해 구해야 한다.



그림(2-22) 원형 말뚝(관)에서의 항력계수

파랑과 조류속이 함께 작용하면 구조물에 작용하는 항력이 증가하게 되므로, 입자 유속으로 벡터적으로 합하여 식 (2-88)로 항력을 구하고, 관성력도 고려해야 한다. 원형단면이 아닌 경우의 C_D 값은 Reynolds수와는 무관하고 흐름의 입사각에 따라 변하므로 표(2-16)의 값을 사용하도록 정하고 있다. 그 외 단면의 C_D 값은 신뢰성 있는 데이터가 없는 경우 수리모형실험에 의해 얻도록 권장하고 있다.

표(2-16) 구조물 형상에 따른 항력 관성력 계수

Cross-section type	Attitude to flow or wave direction	Drag coefficient C_D	Inertia coefficient C_I
Circle	Any	See Figure 19	2.0
Square		2.0	2.5
		1.6	2.2
Square with rounded corners		0.6	2.5
		0.5	2.5
Hexagon		a	a
		a	a
Octagon	Any	1.4	*
Dodecagon	Any	1.1	*
Rendhex pile		1.3	a
		0.8	a

[a] The value for the appropriate square shape should be used unless more reliable values can be obtained.

* a 값은 더 신뢰성 있는 값이 얻어지지 않는 한 표 두 번째에 제시된 사각형(square)의 값을 사용하여야 한다.

나. Morison equation에 의한 파력

구조물이나 부재가 파장에 비해 매우 작은 경우 Morison equation으로 항력(drag force)과 관성력(inertia force)의 합으로 두 성분 사이의 위상차를 고려하여 전체 힘을 계산해야 한다. 보수적인 근사법으로 파력은 주요소 힘의 1.4배를 취하도록 하고 있다. $W_s/w_p > 0.2$ 인 경우에는 관성력이 주하중이 되고, $W_s/w_p < 0.2$ 인 경우에는 항력이 주하중이 된다. W_s는 구조물이 수중에 잠긴 부분의 폭이나 직경이고, w_p는 수립자의 수표면에서의 궤적 폭(orbital width)으로 다음 식으로 구한다.

$$w_p = \frac{H}{\tanh\frac{2\pi d}{L}} \tag{2-89}$$

여기서,

H : 파고(wave height)
d : 구조물에서의 수심
L : 파장(wave length)

Morison equation은 다음 식으로 표현된다.

$$F_W = F_D + F_I \tag{2-90}$$

여기서,

F_W : 부재축에 수직인 총 파력(kN)
F_D : 항력 요소(kN)

$$F_D = \int_0^{L_s} (1/2 C_D \rho W_S |U| U) dL_s$$

F_I : 관성력 요소(kN)

$$F_I = \int_0^{L_s} (C_I \rho A \dot{U}) dL_s$$

L_s : 부재의 수중에 잠긴 부분의 길이, dL_s는 단위 미터당 길이 요소(m)
C_D : 항력 계수
C_I : 관성력 계수
U : 순간 수립자 속도(m/s)
$\dot{U}$: 순간 수립자 가속도(m/s^2)
ρ : 물의 밀도(t/m^3)
A : 흐름에 수직인 단면적(m^2)

선형파 이론으로 유도된 순간 수립자 속도 및 가속도는 식 (2-91)과 같다.

$$\eta_{(x,t)} = \frac{H}{2} cos\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\}$$

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)} cos\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\}$$

$$v = \frac{\pi H}{T}\frac{\sinh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)} sin\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\}$$

$$\dot{u} = \frac{2\pi^2 H}{T^2}\frac{\cosh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)} sin\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\}$$

$$\dot{v} = \frac{2\pi^2 H}{T^2}\frac{\sinh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)} cos\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\} \quad (2\text{-}91)$$

다. wave slam

정수면에 가까운 수평부재의 경우 갑작스런 침수로 인해 wave-slamming 하중(load)이 발생하게 되며, 하중의 충격력적 특성 때문에 부재의 동력학적 응답(dynamic response)가 특히 중요해진다. 원통형 부재(cylindrical member)의 연직 slam force는 다음 식으로부터 구한다.

$$F_S = 1/2\, C_S \rho\, V_\eta^2\, l\, W_S \quad (2\text{-}92)$$

여기서,

F_S : 연직 slam force(in kN)
C_S : slamming 계수
ρ : 물의 밀도(t/m^3)
V_n : 수면의 연직 속도, 시간에 따른 η의 변화(m/s)
l : 원통형 부재의 길이(m)
W_S: 원통형 부재의 직경(m)

C_S 값은 프루드 수(Froude number)가 0.6보다 큰 slamming load가 주요한 경우 3.6±1.0으로 경험적으로 구해지며, 프루드 수는 $F_r = V_\eta / \sqrt{(g\, W_S)}$ 로 구한다.

라. 흐름에 의한 진동

조류속을 받는 파일과 같은 원통형 부재의 경우 하단부의 와열(vortex shedding) 때문에 흐름 방향 및 수직 방향 흐름에 의한 요동 하중을 경험하게 된다. 요동 하중의 진동수는 와열(vortex shedding)의 진동수에 직접적으로 연관되고, 요동 하중의 진동수가 파일 같은 원통형 부재의 고유 진동수에 가까워지면 공진에 의해 요동 하중의 진폭이 커지게 된다. 파일 부재는 시공하는 도중에 이런 진동에 취약하고, 캔틸레버 모드에서의 공진 발생을 막기 위해서는 파일 두부의 구속이 필요하다. 공진을 일으키기 위한 한계 조류속(critical flow velocity)은 다음 식으로 구한다.

$$V_{crit} = K f_N W_S \quad (2\text{-}93)$$

여기서,

f_N : 원통형 부재의 고유 진동수
W_S: 원통형 부재의 직경(m)
K : 다음 조건에 일치하는 상수
1.2 : 흐름 방향 운동의 시작(the onset of in-line motion)
2.0 : 흐름 방향 운동의 최대진폭(maximum amplitude of in-line motion)
3.5 : 흐름 수직방향 운동의 시작(the onset of cross-flow motion)
5.5 : 흐름 수직방향 운동의 최대진폭(maximum amplitude of cross-flow)

반복 하중이 작용하는 경우의 힘은 스프링의 변위에 비례하고, 주어진 초기 충격력에 대해 부재의 고유 진동수는 다음 식으로 구한다.

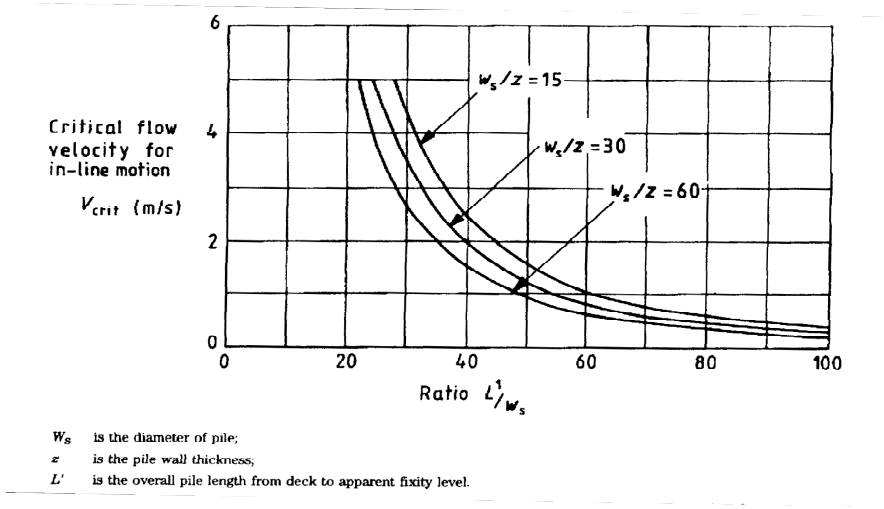
$$f_N = \sqrt{\frac{1}{2\pi}\left(\frac{K}{m_e}\right)} \tag{2-94}$$

여기서,

K : 스프링의 강성

m_e : 구조물의 등가 질량

대부분의 구조물은 바닥에 고정되거나 상부가 핀 연결된 두께가 얇은 강관 파일이며, 진동은 대부분 시공 중에 발생하므로 marine growth의 영향은 무시가 가능하다. 파일 구조물의 흐름과 평행한 요동이 시작되는 한계 속도(critical flow velocity)는 그림(2-23)에 주어져 있다.



그림(2-23) 원통형 파일의 흐름방향 진동에 대한 한계 유속

파일의 구속 조건이 다르거나 요동의 조건이 다르면, 한계 유속은 표(2-17)에 주어진 수정 계수(modification factor)를 그림(2-23)에서 구한 한계유속에 곱해서 구해야 한다.

표(2-17) 구조물 형상에 따른 항력 관성력 계수

Motion	Pinned to fixed bottom	Cantilever	Pinned top and bottom	Fixed top and bottom
Onset of in-line motion	1	0.23	0.64	1.46
Maximum in-line motion	1.67	0.38	1.07	2.43
Onset of cross-flow motion	2.92	0.67	1.87	4.25
Maximum cross-flow motion	4.58	1.05	2.94	6.68

파일 구조물이 영구 구조물이면 진동을 방지하기 위해서 한계 유속이 설계 조류속보다 빠르거나 파일의 질량 감쇄가 큰 요동이 발생하지 못하게 충분히 크게 해주어야 한다. 조류속이 1.2 $f_N W_S$ 보다 작게 하거나 질량 감쇄 계수가 평행 흐름인 경우 2보다 크거나 수직 흐름의 경우 25보다 크면 된다. 질량감쇄계수는 다음 식으로 구한다.

$$\frac{2\overline{m}\Delta}{\rho W_s^2} \tag{2-95}$$

여기서,

Δ : 구조적 감쇄의 로그함수적 감소량, 대부분의 해양구조물은 0.07

ρ : 물의 밀도(t/m^3)

W_S: 원통형 부재의 직경(m)

$\overline{m}$: 단위길이 당 발현되는 등가 유효 질량

$$\overline{m} = \frac{\int_0^{L'} m_L (y(x))^2 dx}{\int_0^{l'} (y(x))^2 dx}$$

여기서,

m_L : 수리동력학적 부가 질량을 포함한 단위길이 당 질량

$y(x)$: 고정점에서부터 측정한 x좌표의 함수인 휨 모드 형상(bending mode shape)

L' : 고정점에서 데크 높이까지의 원통형 부재의 전체길이

l' : 고정점에서 수면까지의 부재 길이

(2) 흐름에 대한 피복재의 안정 질량

BS 6349에는 흐름에 의한 피복재의 안정 질량을 구하는 식은 제시되어 있지 않지만 manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA C683, 2007)에서는 Isbash parameter와 Shields parameter를 이용한 general design formula와 Pilarczyk, Escarameia and May, Maynord식을 제시하고 흐름의 상황에 따라 달리 적용하도록 규정하고 있다. stability concept에 따른 안정계수를 구분하고 적용 가능한 구조물의 타입을 표(2-18)과 같이 구분하였다.

표(2-18) 안정 계수와 적용 구조물 타입

Stability concept	Stability parameter	Section	Structure type	Section
Shear stress	Shields parameter, Ψ_{cr}	5.2.1.2 and 5.2.1.3	Bed and bank protection Spillways and outlets, rockfill closure dams	5.2.3.1 5.2.3.5
Velocity	Izbash number, $U^2/(2g\Delta D)$	5.2.1.4	Bed and bank protection Near-bed structures Toe and scour protection	5.2.3.1 5.2.3.2 5.2.3.3
Discharge	$q/\sqrt{[g(\Delta D)^3]}$	5.2.1.7	Rockfill closure dams, sills, weirs	5.2.3.5
Wave height	Stability number, $H/(\Delta D)$	5.2.1.7	Rock armour layers Concrete armour layers Toe and scour protection	5.2.2.2 5.2.2.3 5.2.2.9
Hydraulic head	$H/(\Delta D)$	5.2.1.7	Dams, sills, weirs	5.2.3.5

가. general design 식(Isbash/Shield formula)

manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA C683, 2007)에서는 한계 전단 유속의 개념으로 Isbash parameter를 Shield parameter에 적용하여 손상 계수로서 속도 기준인 Ψ_{cr}을 이용한 general design formula를 제시하고 있으며, 이 식은 바닥이 평평한 정상 난류를 가진 등류에 적용 가능하다. 한계 수심평균 유속 U에 대해서 여러 조정 계수를 이용하여 다음과 같은 일반적인 식을 제시하고 있다.

$$\frac{U^2/2g}{\Delta D} = k_{sl} k_t^{-2} k_w^{-1} \Lambda_h \Psi_{cr} \tag{2-96}$$

여기서,

D : 사석의 특성 치수, 체분석 직경 D 또는 공칭 직경 D_n

k_{sl} : 경사 감소 계수, $k_{sl} \leq 1$

Λ_h : 수심 및 유속 연직 분포 계수

수평에 대해 사면 경사각이 β이고, 상류 방향에 대한 흐름의 각도가 ψ, 사석의 내부 마찰각이 ϕ인 경우의 경사 감소 계수는 다음 식으로 구해지며, 각도의 정의는 그림(2-23)에 표현되어 있다.

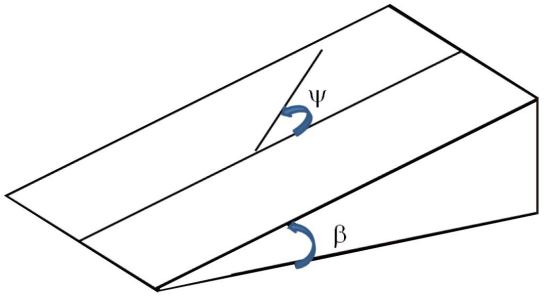
$$k_{sl} = \frac{\cos\psi\sin\beta + \sqrt{\cos^2\beta\tan^2\phi - \sin^2\psi\sin^2\beta}}{\tan\phi}$$

흐름이 사면에 수직으로 흐를 때($\psi = 180^\circ$)인 경우의 경사 감소 계수는 다음과 같다.

$$k_{sl} = k_l = \frac{\sin(\phi - \beta)}{\sin(\phi)}$$

흐름이 측면 사면에 평행하게 흐를 때($\psi = \pm 90^\circ$) 경사 감소 계수는 다음과 같다.

$$k_{sl} = k_d = \cos\beta\sqrt{1 - \left(\frac{\tan\beta}{\tan\phi}\right)^2}$$



그림(2-23) 사면의 각도 및 흐름 방향각의 정의

계수 $U^2/2g$는 상대 수심 h/D_{50}에 dudgiod을 주고, 유속분포계수와 바닥 조도(bed roughness) k_s와 수심 h사이의 관계는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\Lambda_h = \frac{1}{f_c} = \frac{18^2}{2g} log^2\left(\frac{12h}{k_s}\right)$$

사석이 아닌 유사(sediment)나 자갈(gravel)의 경우 $k_s = 2D_{90}$ or $\approx 4D_{50}$ 이므로 수심계수 Λ_h는 다음과 같이 된다.

$$\Lambda_h = \frac{18^2}{2g} log^2\left(\frac{3h}{D_{50}}\right)$$

k_t : 난류 증폭 계수(turbulence amplification factor), $k_t \geq 1$

$$k_t = \frac{1+3r}{1.3} \quad \text{(r은 초과 난류 수준)}$$

k_w : 파랑 증폭 계수(wave amplification factor), $k_w \geq 1$ limited to $\tau_w < 2.5\tau_c$

$$k_w = 1 + \frac{1}{2} f_w \frac{U^2}{2g}\left(\frac{u_o}{U}\right)^2$$

$$u_o = \frac{H}{2}\omega \frac{1}{\sinh(kh)}$$

$$f_w = 1.39\left(\frac{a_0}{z_0}\right)^{-0.52} \quad \text{for} \quad a_0 > 19.1 z_0$$

$a_0 = u_o T/2\pi$ (amplitude of horizontal orbital wave motion at the bed)

$$f_w = 0.237\left(\frac{a_0}{k_s}\right)^{-0.52} \quad (z_0 = k_s/30) \quad \text{for} \quad a_0 > 0.636 k_s$$

나. Pilarczyk 식

Pilarczyk는 조류속의 흐름에 저항하기 위한 사석과 돌망태와 같은 보호공의 설계를 위해 식 (2-96)의 Isbash/Shields formula에 수리학적 및 구조역학적 파라미터를 추가하여 고려한 식을 제안하였다.

$$D = \frac{\phi_{sc}}{\Delta} \frac{0.035}{\Psi_{cr}} k_h k_{sl}^{-1} k_t^2 \frac{U^2}{2g} \tag{2-97}$$

여기서,

D : 사석의 공칭 직경 D_n

ϕ_{sc} : 안정성 조정 계수(stability correction factor)

Δ : 보호공의 상대 부력 밀도

Ψ_{cr} : 보호공의 한계 이동 매개변수(critical mobility parameter)

k_t : 난류 증폭 계수(turbulence amplification factor), $k_t \geq 1$

$$k_t = \frac{1+3r}{1.3} \quad \text{(r은 초과 난류 수준)}$$

k_h : 속도 분포 계수(velocity profile factor)

$k_h = 33/\Lambda_h$ (Λ_h는 속도 계수)

k_{sl} : 경사 감소 계수, $k_{sl} \leq 1$

U : 수심 평균 유속(m/s)

표(2-19)에 Pilarczyk 식의 파라미터에 대한 설계 지침이 제시되어 있다.

표(2-19) Pilarczyk 식의 설계 지침

Characteristic size, D	· armourstone and rip-rap: $D = D_{n50} \cong 0.84 D_{50}$(m) · box gabions and gabion mattresses: D = thickness of element(m) Note: The armourstone size is also determined by the need to have at least two layers of armourstone inside the gabion.
Relative buoyant density, Δ	· rip-rap and armourstone: $\Delta = \rho_r/\rho_w - 1$ · box gabions and gabion mattresses: $\Delta = (1-n_v)(\rho_r/\rho_w - 1)$ where n_v= layers porosity ≅ 0.4 (-), ρ_r= apparent mass density of rock (kg/m³) and ρ_w= mass density of water(kg/m³)
Mobility parameter, Ψ_{cr}	· rip-rap and armourston: Ψ_{cr} = 0.035 · box gabions and gabion mattresses: Ψ_{cr} = 0.070 · rock fill in gabions: Ψ_{cr} = 0.100
Stability factor, ϕ_{sc}	· exposed edges of gabions/stone mattresses: ϕ_{sc} = 1.0 · exposed edges of rip-rap and armourstone: ϕ_{sc} = 1.5 · continuos rock protection: ϕ_{sc} = 0.75 · interlocked blocks and cabled blockmats: ϕ_{sc} = 0.5
Turbulence factor, k_t	· normal turbulence level: k_t^2= 1.0 · normal uniform flow, Increased turbulence in outer bends: k_t^2= 1.5 · normal uniform flow, sharp outer bends: k_t^2= 2.0 · normal uniform flow, special case: $k_t^2 > 2$ (see Equation 5.226)
Velocity profile factor, k_h	· fully developed logarithmic velocity profile: $k_h = 2/(\log^2(1+12h/k_s))$ (5.221) where h = water depth (m) and k_s= roughness height(m); k_s= 1 to 3D_n for rip-rap and armourstone; for shallow rough flow $(h/D_n < 5)$, $k_h \cong 1$ can be applied · not fully developed velocity profiles: $k_h = (1+h/D_n)^{-0.2}$ (5.222)
Side slope factor, k_{sl}	The side slope factor is defined as the product of two terms: a side slope term, k_d and a longitudinal slope term, k_j : $k_{sl} = k_d k_j$ where $k_d = (1-(\sin^2\alpha/\sin^2\phi))^{0.5}$ and $k_j = (\sin(\phi-\beta)/(\sin\phi)$; α is the side slope angle(°), ϕ is the angle repose of the armourstone(°) and β is the slope angle in the longitudinal direction (°), see also Section 5.2.1.3

다. Escarameia and May 식

Escarameia and May는 Isbash식의 형태로 난류가 충분히 발달한 하천에서 바닥이 급격히 변하거나 흐름 방향이 급하게 변하는 경우에 도류제(river training structure), 교각(bridge pier), 가물막이(coffer dam), 케이슨(caisson) 및 배수 구조물(downstream structure)에 적용 가능한 사석 안정 질량식을 제안하였다.

$$D_{n50} = c_T \frac{u_b^2}{2g\Delta} \tag{2-98}$$

여기서,

c_T : 난류 계수

u_b : 바닥 근처의 유속, 바닥 위 수심의 1/10 위치에서의 유속

식 (2-98)의 적용을 위한 지침은 표(2-20)에 제시되어 있으며, 난류강도 계수의 값은 표(2-21)에 제시되어 있다.

표(2-20) Escarameia and May 식의 설계 지침

Median nominal diameter, D_{n50}	· armour stone: $D_{n50} = (M_{50}/\rho_r)^{1/3}(m)$ · gabion mattresses: D_{n50} = stone size within gabion Note: Equation 5.223 was developed from results of tests on gabion mattresses with a thickness of 300mm.
Turbulence coefficient, c_T	· armour stone (valid for $r \geq 0.05$): $c_T = 12.3r - 0.20$ · gabion mattresses (valid for $r \geq 0.15$): $c_T = 12.3r - 1.65$ where r= turbulence intensity defined at 10% of the water depth above the bed(*), $r = u'_{nms}/u$, see also Section 4.3.2.5 and Table 5.55.
Near bed velocity, u_b	If data are not available an estimation can be made based on the depth-averaged velocity, U(m/s), as: u_b = 0.74 to 0.90 U.

표(2-21) 난류 강도 계수

Situation	Turbulence level	
	Qualitative	Turbulence intensity, r
straight river or channel reaches	normal (low)	0.12
Edges of revetments in straight reaches	normal (high)	0.20
Bridges piers, caissons and spur-dikes; transitions	Medium to high	0.35 - 0.50
Downstream of hydraulic structures	very high	0.60

라. Maynord 식

Maynord는 미육군 공병단의 설계 방법을 개선하고 rip-rap이나 사석 보호공을 위한 안정공식을 제안하였으며, Pilarczyk식이나 Escarameia and May식과 다르게 사석의 초기 이동 한계 개념보다는 하부층의 재료가 노출되지 않도록 사석층의 두께를 고려하였다.

$$D_{n50} = (f_g)^{0.32} S_f C_{st} C_v C_T h \left(\frac{1}{\sqrt{\Delta}} \frac{U}{\sqrt{k_{sl} g h}} \right)^{2.5} \quad (2\text{-}99)$$

여기서,

f_g : 입도 계수 (gradation factor) = D_{85}/D_{15}

S_f : 안전율 (safety factor)

C_{st} : 안정성 계수 (stability coefficient)

C_v : 속도 분포 계수 (velocity distribution coefficient)

C_T : 사석층 두께 계수(blanket thickness coefficient)

h : 수심 (m)

Δ : 보호공의 상대 부력 밀도

U : 수심 평균 유속(m/s)

k_{sl} : 경사 감소 계수

식 (2-99)의 적용을 위한 지침은 표(2-22)에 제시되어 있다.

표(2-22) Maynord 식의 설계 지침

Safety factor, S_f	· minimum value: S_f = 1.1
stability coefficient, C_{st}	· angular armourstone: C_{st} = 0.3 · rounded armourstone: C_{st} = 0.375
Velocity distribution coefficient, C_v	· straight channels, inner bends: C_v = 1.0 · outer bends: $C_v = 1.283 - 0.2\log(r_D/B)$ where r_D= centre radius of bend(m) and B = water surface width just upstream of the bend(m) · downstream of concrete structures or at the end of dikes: C_v = 1.25
Banket thickness coefficient, C_T	· standard design: C_T = 1.0 · otherwise: see Maynord(1993)
Side slope factor, k_{sl}	· $k_{sl} = -0.67 + 1.49\cot\alpha - 0.45\cot^2\alpha + 0.045\cot^3\alpha$ (5.225) where α= slope angle of the bank to the horizontal(°)

마. 항주파 유속으로 인한 안정 공식

선박 항행으로 인해 발생하는 조류속에 대한 rip-rap protection의 안정성은 수심 평균 유속 U'(m/s)으로 Isbash식에 기초한 다음 식으로 검토한다.

$$\frac{U'^2/2g}{\Delta D_{50}} = 2\frac{k_{sl}}{k_t^2} \quad (2\text{-}100)$$

여기서,

D_{50} : 사석 보호공의 평균 입경

k_{sl} : 경사감소계수

k_t : 난류증폭계수(turbulence amplification factor)

U : 수심평균유속(m/s)

수심 평균 유속은 회류 조류속(return current) U_r이나 프로펠러 제트의 유속(propeller jet) u_p로 대체가 가능하며, 회류 조류속(return current)의 경우 난류계수 k_t는 1.4에서 1.6, 완전 재하되지 않은 선박이 계류시의 프로펠러 제트의 난류계수는 $k_t^2 = 5.2$ 및 프로펠러 제트의 최대 충격 시는 $k_t^2 = 6$이 권장된다.

바. 바닥 근처 구조물의 흐름에 의한 안정 공식

바닥 근처에서 조류속만을 받는 구조물의 안정성은 수심 평균 유속 U를 이용하여 검토하며, 상대적으로 낮은 구조물의 상대 높이(d/h < 0.33)에 적용 가능하다.

$$U = q/h_c = \mu \frac{h_b}{h_c} \sqrt{2g(H-h)} \tag{2-101}$$

여기서,

q : 비유량(specific discharge, $m^3/s/m$)

h_c : 구조물 천단 위로의 수심

μ : 유량 계수(0.9 ~ 1.1)

h : 바닥에 대한 하류 수심, $h = h_b + d$, d = 바닥에 대한 구조물 높이

h_b : 수중 구조물 천단에서의 하류 수심

H : 상류 에너지 수두(m) $H = h_1 + U_{up}^2/2g$,

U_{up}: 상류 수심 평균 유속, $U_{up} = q/h_1$

조류속을 받는 바닥 근처 구조물의 사석 보호공(armourstone)의 안정성은 관련된 수리학적 및 구조역학적 매개변수를 고려하여 수심 평균 유속 U를 이용하여 소요 사석 직경을 다음 식으로 구하도록 규정하고 있다.

$$D_{n50} = 0.7 \frac{(r_0 U)^2}{g \Delta \Psi_{cr}} \tag{2-102}$$

여기서,

r_0 : 난류 강도($= \sigma/u$), σ는 시간평균 유속 u의 표준 편차

$$r_0 = \sqrt{c_s + 1.45 \frac{g}{C^2}}$$

C : Chezy coefficient

c_s : 구조물 계수

$$c_s = c_k \left(1 - \frac{d}{h}\right)^{-2}$$

c_k : 구조물과 관련된 난류 계수($c_k = 0.025$, 권장값)

2-11 부체에 작용하는 외력과 동요

2-11-1 부체에 작용하는 외력과 동요의 차이

부체에 작용하는 외력으로 항만 및 어항 설계기준에서는 풍항력, 유향력, 파랑 표류력 등을 제시하고 있으나 폰툰이나 바지 같은 부유식 구조물의 계수들에 대해서는 자세하게 제시되어 있지 않다. BS 6349에서는 각 하중 산정식과 구조물에 따른 계수 및 안정 기준을 제시하고 있으며, 기본적으로 한계상태 설계법을 사용하므로 부유식 구조물의 설계를 위해 하중 조건 및 하중 조합에 대해 자세히 규정되어 있다. 부유식 구조물의 요동은 두 기준 모두 수치해석 및 수리모형실험의 병행을 권장하고 있다.

2-11-2 BS 6349: maritime Structure (2000)

BS 6349에서는 pontoon, floating dock 및 floating breakwater의 설계 방법을 제시하고 있으며, 부유식 구조물의 극한 환경 조건의 재현 기간이 50년보다 작아서는 안 된다고 규정하고 있다. 계류 시스템은 재현기간 50년보다 작게 설계가 가능하지만 계류 시스템의 설계 한계가 발생하기 전에 안전하게 제거할 수 있는 대책이 있는 경우에 가능하다.

환경 조건은 동시에 일어나는 것으로 가정하며 다음 조건보다 덜 가혹하게 설정되면 안 된다.

- 정수면 위로 연간 최대 창조와 positive and negative 폭풍해일
- 고려된 재현기간의 1분 평균 풍속
- 고려된 재현기간동안의 10분 평균 조류속
- 고려된 재현기간에 일치하는 파랑 조건

(1)부체에 작용하는 외력

BS 6349에서는 부체에 작용하는 외력을 파랑, 바람, 조류에 의한 세 가지로 구분하고 바람, 조류속 및 파랑의 하중 조합은 모든 방향에 대해 고려하도록 규정하고 있다.

가. 파력

파랑에 의한 부유체의 응답은 파랑의 주기와 파장에 크게 의존하며, 파주기가 구조물 요동의 고유 진동수와 일치하거나 파장의 길이가 구조물의 길이와 일치할 때 최대 응답이 발생하게 된다. 파랑에 의해 부유식 구조물에 작용하는 주요 하중은 진동 하중이며, 파랑과 같은 주파수 특성을 가지게 된다. 이런 힘은 주로 first order force(선형, 1계) 힘으로 정의되며, 파랑의 진폭에 비례한다. 진동 하중에 추가해서 구조물에 작용하는 천천히 변하는 표류력(drift force)과 압력장에서 파랑과 연관된 비선형 2계 항이 발생한다. 표류력은 파랑의 진폭의 자승에 비례하고, 선형(1계) 힘에 비해 훨씬 작은 주파수를 가진고 그 힘도 훨씬 작다. 평균 표류력은 파랑이 고정 벽이나 해안에 반사될 때 발생하는 wave setup과 비슷하다.

대부분의 부유식 구조물은 구조물에 입사하는 파랑의 요동을 일으키기에 충분한 크기이며, 수리모형실험이나 회절 이론에 기초한 수치 모델이 파랑 요동의 변형이나 힘 및 구조물의 요동을 재현하기 위해 쓰인다. 파랑 하중의 단순 평가는 다음 두 가지의 제한된 경우에 의해 수행된다.

- 파랑으로 인한 요동이 없는 경우
- 파랑의 완전 반사하는 경우

(가) 1계 힘과 결과 요동(first order forces와 resultant motion)

연직 요동 (pitch, roll and heave)은 계류 시스템이나 구속 시스템으로 억누를 수 없으나, 수평 요동 (surge, sway and yaw)은 돌핀 같은 강성 구속 시스템으로 제어가 가능하다. 파고 2m 정도의 큰 파랑 작용은 상당히 큰 first order force를 유발하게 되고, 이런 힘은 강성 구속조건보다 구조물의 변위를 허용하는 체인이나 와이어 계류처럼 연성 시스템을 적용하면 반력을 피할 수 있다. 돌핀 (dolphin) 같은 강성 구속시스템의 경우 강성은 파랑에 대한 구조물의 응답으로 예측이 가능하므로 강성 구속시스템은 구조물 강성을 지지하기 위한 힘에 충격력을 고려하여 설계되어야 한다. 차폐된 지역의 힘과 요동은 단순 추정기법으로 파악이 가능하지만 노출된 해역에서는 수리모형실험이나 수치모형실험이 필요하다.

구조물이 매우 작거나 가는 경우에는 파랑 형태의 영향은 거의 없으므로 Morison equation을 이용하여 구해도 되지만, 구조물이 파랑에 충돌하여 반사가 될 정도로 크면 정상파(standing wave)의 개념을 이용하여 정수면에 대한 구조물의 높이 y에 대해 최대 압력은 다음 식으로 구한다.

$$P_y = \rho g y + \rho g H_{ic} \frac{\cosh(2\pi(y+d)/L)}{\cosh(2\pi d/L)} \tag{2-103}$$

여기서,

ρ : 물의 밀도(t/㎥)
g : 질량 가속도(9.81m/s^2)
y : 정수면에 대한 높이(m)
H_{ic} : 입사 파고(m)
d : 정수면에서의 수심(m)
L : 파장(m)

구조물이 바닥까지 연장된 경우 구조물의 단위 길이 당 최대 파력은 다음 식으로 구한다.

$$F_{\max} = \rho g H_{ic} L \frac{\tanh(2\pi d/L)}{2\pi} \tag{2-104}$$

심해와 천해에서 위 식은 다음과 같이 줄어든다.

$$\text{심해:} \quad F_{\max} = \rho g H_{ic} \frac{L}{2\pi} \tag{2-105}$$

$$\text{천해:} \quad F_{\max} = \rho g H_{ic} d \tag{2-106}$$

규칙파에 대한 부유식 구조물의 응답은 정의된 파의 주파수나 주기에 대해서 response amplitude operators(RAOs)로 표현된다.

$$RAO = \frac{amplitude\ of\ motion\ of\ vessel\ \text{or}\ structure}{amplitude\ of\ wave\ motion} \tag{2-107}$$

(나) 평균 표류력(mean drift force)

불규칙 해(irregular sea)에서의 평균 표류력은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$F_{WD} = 2gL\rho \int_0^\infty S_\eta(f) R^2(f)\, df \tag{2-108}$$

여기서,

ρ : 물의 밀도(t/㎥)

g : 질량 가속도(9.81m/s^2)

L : 파장(m)

$S_\eta(f)$: 수면 변위의 주파수 f에 대한 1차원 스펙트럼 밀도 함수

$R^2(f)$: 파 주파수 f에 대한 표류력 계수

규칙 해(regular sea)에서의 평균 표류력은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$F_{WD} = \rho g L R^2(f)(H/2)^2 \tag{2-109}$$

여기서, H : 규칙파의 파고(m)

모든 파가 완전 반사하는 경우에 $R^2(f)$는 최댓값인 0.5가 되고, 불규칙 해와 규칙 해에서의 평균 표류력은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$\text{irregular sea} \quad : F_{WD} = \frac{\rho g L H_s^2}{16} \tag{2-110}$$

$$\text{regular sea} \quad : F_{WD} = \frac{\rho g L H^2}{8} \tag{2-111}$$

(다) 수리모형 실험(physical model test)

수리모형 실험은 주로 Froude 상사를 사용하며, 좁은 2차원 조파수조(narrow wave tank)나 넓은 3차원 조파수조(wider wave basin)에서 수행된다. 2차원 단면 수조에서는 구조물이나 계류 시설의 비교적 정확한 모델링이 가능하지만, 수조가 2차원이므로 파랑의 특성은 단순화하여 수행되고 종종 수치모형의 검증용으로 수행되기도 한다. 3차원 수조에서는 지형에 의한 파랑의 변형 등이 재현 가능하지만 이로 인한 구조물이나 계류시설의 모델링이 축척에 의한 문제가 발생하지 않도록 하여야 한다.

실험의 정확도는 얼마나 상사 법칙을 만족시키고 선박이나 구조물의 속성을 잘 모델링 하는가 및 조파 방법과 파랑, 선박의 요동 및 계류력을 어떻게 측정되는가에 달려있다. 모형실험의 결과를 적용하는 경우에는 실제 'scale up"된 더 가혹한 해상 상태의 경우와 어떻게 다를지에 대한 특별한 주의가 필요하며, 모형실험의 결과에 의해 설계하중 계수나 안전율을 줄여서는 안 된다.

(라) 수치모형(computational models)

수치모형은 입사파(incident wave), 선박 및 구조물에 의한 파랑의 회절, 요동에 의한 파랑의 방사(radiation of waves) 등을 고려하기 위해 3차원 원천항 기법(3-dimensional source technique)을 이용하며, 기본적인 이론은 회절 이론(diffraction theory)로 알려져 있다. 선박이나 구조물을 모델링하기 위해서는 수많은 작은 요소로 분할하여야 하고, 파랑은 규칙파나 불규칙파로 조파된다. 불규칙파는 천천히 변하는 표류력을 계산하기 위해 모델링된다.

수치 모형은 매우 복잡하고 결과의 검증의 운용을 위해 경험 많은 전문가가 수행하여야 하며, 가능하다면 수리모형실험 결과와 비교하여 결과를 검토하여야 한다. 계류 안정성에 계수를 평가할 때는 가장 가혹한 하중 조건들을 고려하도록 특별한 주의가 필요하다.

나. 풍하중(wind loading)

기본적인 풍속은 평균적으로 50년에 한번 일어나는 3초 돌풍속도(3s gust speed)로 정의되며, 기본 풍속을 계산하기 위해 국지적 자료가 이용되는 경우에는 다른 기간과 해수면 위로의 높이를 고려하여 기본 풍속으로 변환하여야 한다. 해수면 위 10m 높이에서와 지면에서의 풍속 변환을 위한 지침은 다음과 같다.

- 심해에서 측정한 데이터의 경우

  3 s gust speed = 1.30 × 10 min mean speed

  3 s gust speed = 1.37 × hourly mean speed

- 해안이나 육상에서 측정한 데이터의 경우

  3 s gust speed = 1.50 × hourly mean speed

(가) 설계 풍속(design wind speeds)

설계 풍속은 구조물의 종류와 해수면 위의 높이 및 재현 기간을 고려하여 계산되어야 한다. 구조물의 종류와 해수면 위의 높이의 영향은 표(2-23)에 나타난 것처럼 3초 기본 풍속에 계수를 곱해서 고려하게 된다. category A, B와 C는 개별 부재와 하부구조물 설계에 적용되며, category D는 1분 평균 풍속을 이용하여 선박이나 부유식 구조물의 전체 하중을 유도할 때 쓰인다.

개방된 지역의 육상 데이터의 지상 10m 높이의 1분 평균 풍속(1 min mean speed)과 3초 돌풍속도(3s gust speed)와의 관계는 다음과 같다.

1 min mean speed = 0.85 × 3 s gust speed

풍속 계수는 선박의 종류에 따라 임의의 방향에서 종방향, 횡방향 및 회전력에 대해 BS 6349 part 1 42.2절의 figure 26 ~ 29에 제시되어 있다. 박스형 구조물의 풍속 계수는 표(2-24)에 제시되어 있으며, 바람이 구조물에 수직하게 작용할 때 적용된다.

(나) 단순 풍하중 평가법(simplified method of evaluating wind loading)

풍하중을 상세하게 평가하는 것이 항상 정당한 것은 아니며, 다음의 경우에는 단순 풍하중 평가법으로도 충분하다.

- 임시 계류 시설(temporary moorings)
- 계류된 선박, 계류 문제시 대책이 있는 경우
- 아주 큰 안전율이 적용된 계류 시설
- 제한된 풍속 자료가 있는 지역
- 기본 설계(feasibility study)

풍하중을 평가하는 단순 방법은 다음 가정이 필요하다.

- 해역은 개방 해역
- 선박이나 구조물의 높이는 작을 것 (<20m)
- 구조물은 주로 고체일 것

설계 풍속 V_W는 1분 평균 풍속을 취하고, 기본 풍속(3s gust)와의 관계는 다음과 같다.

$$V_W = 0.85\,V \tag{2-112}$$

풍압 q (in kN/m^2)은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$q = 0.613 \times 10^{-3} \times V_W^2 \tag{2-113}$$

구조물에 작용하는 풍력(wind force)은 다음과 같다.

$$F_x = qA_x(C_x \cos\alpha) \tag{2-114}$$

$$F_y = qA_y(C_y \sin\alpha) \tag{2-115}$$

$$F_{RW} = \sqrt{(F_x^2 + F_y^2)} \tag{2-116}$$

여기서, x, y는 구조물의 주축

F_x : x축을 따라 작용하는 풍력(in kN)

F_y : y축을 따라 작용하는 풍력(in kN)

q : 풍압(in kN/m^2)

A_x : x축에 수직한 유효 바람 면적(in m^2)

A_y : y축에 수직한 유효 바람 면적(in m^2)

C_x : x축에 관한 풍력 계수

C_y : y축에 관한 풍력 계수

α : x축에 대한 바람의 방향

F_{RW}: 풍력의 합력(in kN)

단순 하중 평가법은 선박에 작용하는 풍하중의 경우 BS 6349 part 1 42.2절에서 제시된 방법과 매우 잘 일치하며, 바지나 폰툰의 선체에 적용되는 풍력계수 1.0, 즉 $C_x = C_y = 1.0$이다.

표(2-23) open sea에 적용되는 풍속 계수

Height	Category*			
	A	B	C	D
	3s gust speeds	5s gust speeds	15s mean speeds	1min mean speeds
	Individual members, etc	Small structures	Large structures	For use with maximum wave
m				
5	0.95	0.93	0.88	0.78
10	1.00	0.98	0.93	0.85
20	1.05	1.03	0.99	0.93
30	1.09	1.07	1.02	0.97
40	1.11	1.09	1.05	1.00
50	1.13	1.11	1.08	1.03
60	1.14	1.13	1.09	1.05
80	1.17	1.16	1.12	1.09
100	1.19	1.18	1.14	1.12
120	1.21	1.20	1.16	1.15
150	1.23	1.22	1.19	1.17

* The four categories are as follows:

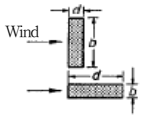
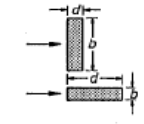
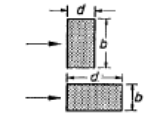
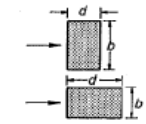
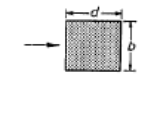
(1) Category A refers to individual members, and equipment secured to them an open docks for which the 3s gust speed applies with a factor fro increase of speed with height according to a power-law equation having an exponent of 0.075.

(b) Category B refers to parts or the whole of the superstructure above the lowest still water level whose greatest dimension horizontally or vertically, does not exceed 50m, for which a 5s gust applies using a power-law exponent of 0.08.

(c) Category C refers to parts or the whole of the superstructure above the lowest still water level whose greatest dimension horizontally or vertically exceed 50m, for which a 15s mean speed applies using a power-law exponent of 0.09.

(d) Category D refers to the exposed superstructure, regardless of dimension, to be used when determining the wind forces associated with maximum wave or current force which predominates, for which a 1min mean speed applies using a power-law exponent of 0.12.

표(2-24) 사각형 구조물에 적용되는 풍속 계수

Plan shape	*l*/*w* (see note)	*b*/*d* (see note)	Height/breadth ratio						
			Up to 1/2	1	2	4	6	10	20
			Wind force coefficient, C_i						
	>4	>4	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	—	—
		<1/4	0.7	0.7	0.75	0.75	0.75	—	—
	3	3	1.1	1.2	1.25	1.35	1.4	—	—
		1/3	0.7	0.75	0.75	0.75	0.8		
	2	2	1.0	1.05	1.1	1.15	1.2	—	—
		1/2	0.75	0.75	0.8	0.85	0.9	—	—
	1 1/2	1 1/2	0.95	1.0	1.05	1.1	1.15	—	—
		2/3	0.8	0.85	0.9	0.95	1.0	—	—
	1	1	0.9	0.95	1.0	1.05	1.1	1.2	1.4

Note :
b is the dimension normal to the wind;
d is the dimension measured in the direction of the wind;
l is the greater horizontal dimension;
w is the lesser horizontal dimension.

다. 조류속 하중(current loading)

설계 유속은 재현기간동안 발생 가능한 조위, 해일과 취송류(wind-induced current)의 가장 불리한 조합을 고려하여 정해야 하며, 최대 조류속의 추정은 가용한 조위 및 조류속 데이터의 정확성과 세부 사항을 반영하여야 한다. 취송류는 12시간 동안의 바람에 기초해서 계산하여야 하며, 수표면의 조류속은 대개 풍속의 2 ~ 3% 정도이다. 취송류는 수심에 따라 선형으로 감쇄되는 것으로 가정한다. 설계 조류속으로는 10분 평균 조류속이 권장된다.

(가) 항력 계수(force coefficients)

부유체에 작용하는 힘의 속성은 매우 복잡하고 완벽히 이해하기가 힘들다. 이론적으로 부유체에 작용하는 힘은 유속, 흐름에 수직한 면적, 전체 윤면적(total wetted area), 조도, 상세 형상, 해저와의 근접성 및 다른 경계조건 등의 요소들에 의존한다. 실제로는 선박에 작용하는 종방향 힘처럼 흐름에 수직한 면적은 흐름과 평행한 길이 방향에 비해 매우 작기 때문에 부유체에 작용하는 힘은 유속과 윤면적에 관계된 계수로 표현된다. 흐름에 수직한 폭이 길이와 비슷한 부체의 경우 지배적인 요소는 길이가 아니라 폭으로 가정된다. 원통형 부재나 파일 같은 구조 부재에 작용하는 힘은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$F_D = 1/2(C_D \rho V^2 A_n) \quad (2\text{-}117)$$

여기서,

F_D : 정상 항력(steady drag force in kN)

C_D : 항력 계수

ρ : 물의 질량 밀도(in t/m^3)

V : 입사 조류속(in m/s)

A_n : 흐름에 수직한 면적(in m^2)

바지나 폰툰 같은 부유식 구조물에 대한 힘과 계수에 대한 자료는 거의 없으며, 바지의 예인 실험(towing test)으로 구한 항력 계수 결과가 그림(2-24)에서 그림(2-27)에 제시되어 있으며, wall-sided boxes의 형상에 따른 항력 계수가 표(2-25)에 제시되어 있다.

표(2-25) wall-sided boxes에 대한 조류속 항력 계수

Shape of model	Breadth/draught ratio B/D	Drag force coefficient C_D
Square	8.1	0.72
	3.4	0.70
	1.6	0.86
Octagon (face leading)	8.1	0.57
	3.4	0.52
	1.6	0.60
Octagon (corner leading)	1.8	0.58
Cylinder	8.1	0.47
	3.4	0.39
	1.6	0.45
Note 1. A drag coefficient of 1.0 should be used unless more reliable values can be obtained. Note 2. The date source for this table is reference [4].		

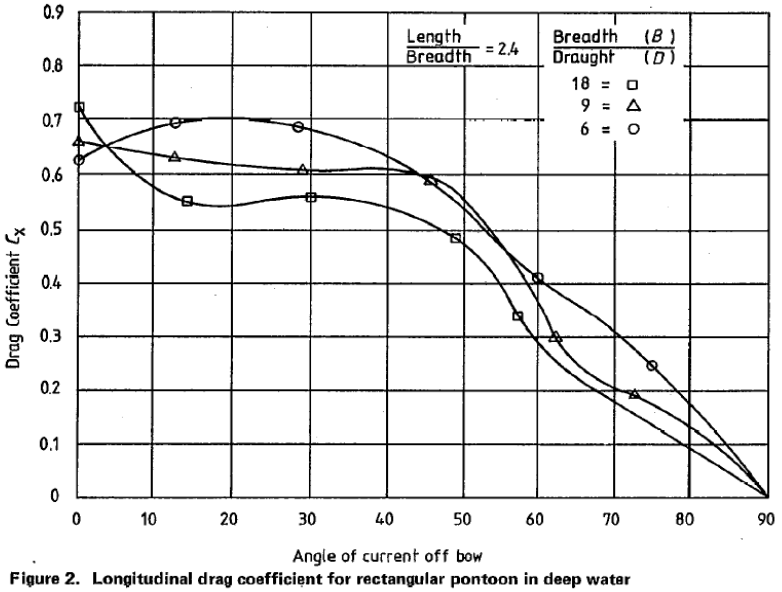


Figure 2. Longitudinal drag coefficient for rectangular pontoon in deep water

그림(2-24) 사각형 폰툰의 종방향 항력 계수

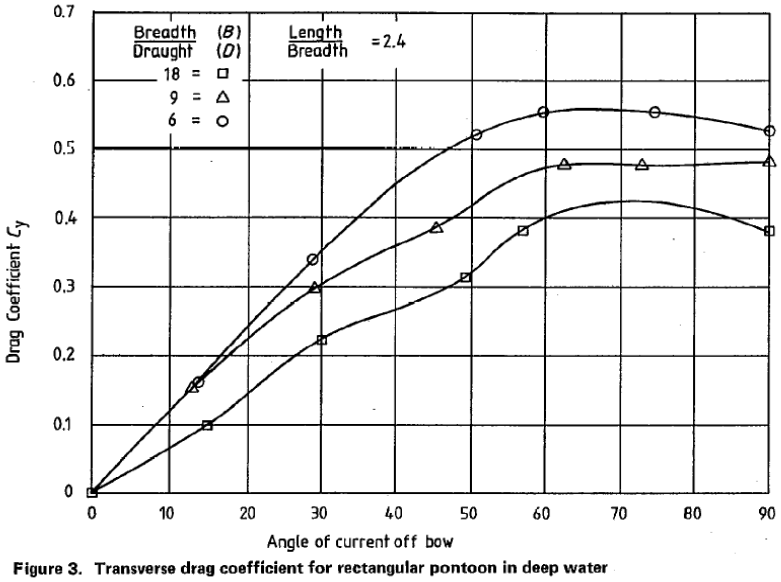


Figure 3. Transverse drag coefficient for rectangular pontoon in deep water

그림(2-25) 심해에서의 사각형 폰툰의 횡방향 항력 계수

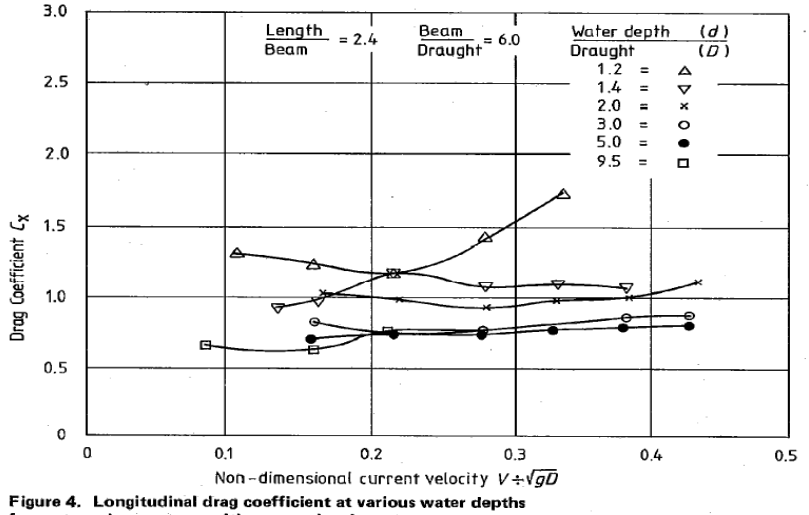


Figure 4. Longitudinal drag coefficient at various water depths for rectangular pontoon with current head on

그림(2-26) 정면으로 입사한 조류속에 대한 사각형 폰툰의 수심별 종방향 항력 계수

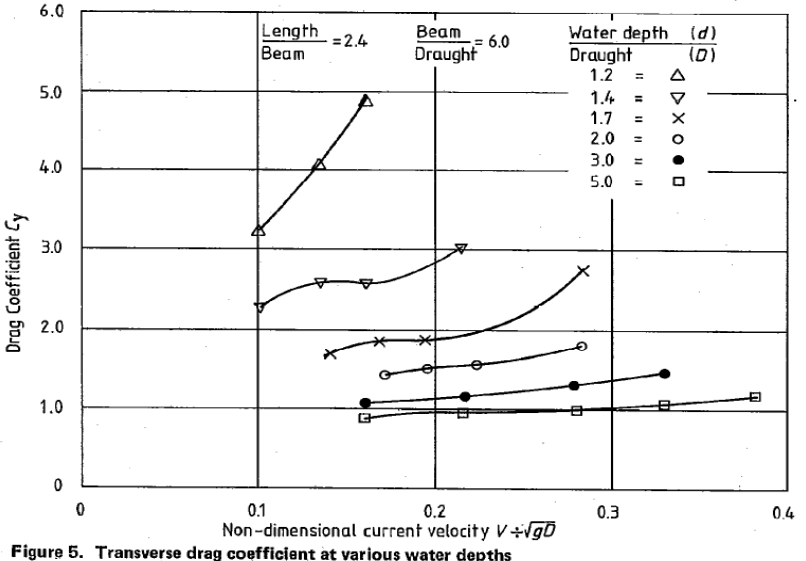


Figure 5. Transverse drag coefficient at various water depths for rectangular pontoon with current beam on

그림(2-27) 측면으로 입사한 조류속에 대한 사각형 폰툰의 수심별 횡방향 항력 계수

그림(2-24)에서 그림(2-25)의 계수를 적용하여 조류속에 의한 방향별 힘은 다음 식으로 구한다.

$$F_x = 1/2(C_x \rho V^2 A_x) \quad (2\text{-}118)$$

$$F_y = 1/2(C_y \rho V^2 A_y) \quad (2\text{-}119)$$

여기서,

F_x : 종방향(x축)을 따라 작용하는 조류력(in kN)

F_y : 횡방향(y축)을 따라 작용하는 조류력(in kN)

C_x : 종방향(x축) 조류 항력 계수

C_y : 횡방향(y축) 조류 항력 계수

ρ : 물의 질량 밀도(in t/m^3)

A_x : 종방향(x축)에 수직한 유효 흐름 면적(in m^2)

A_y : 횡방향(y축)에 수직한 유효 흐름 면적(in m^2)

V : 입사 조류속(in m/s)

(나) 모형실험과 이론식을 이용한 평가

모형실험과 이론식을 이용하여 흐름에 의한 힘을 평가 할 경우에는 힘이나 부체의 저항에 기여하는 다양한 요소들을 정의하고 축소시키기 어렵기 때문에 상당한 주의를 요한다. 항력 계수 C_D는 대개 전체 항력 계수를 나타내지만 이론적으로는 압력 항력, 표면 마찰 항력 및 조파 저항 등으로 구성된다. 전체 항력 계수는 모형실험의 수심이나 폭 제한 때문에 정확한 값이 아니므로 부유체 근처에 바닥이 존재하는 경우에는 계수값을 조정하여 사용하여야 한다.

라. 부유식 구조물의 설계

BS 6349에서 부유식 구조물의 설계는 한계상태 설계법(limit state design)을 근간으로 부유식 구조물에 작용하는 하중과 하중 조건을 규정하고 있다. 하중 조건은 평상시 하중 조건(normal loading condition), 극한 하중 조건(extreme loading condition), 시공 중 임시 하중(temporary loading during condition) 및 이송 중 발생하는 하중(loading during transportation)으로 구분하여 극한 한계 상태(ultimate limit state)와 사용 한계 상태(serviceability limit state)로 구분하여 하중 계수를 달리 적용하도록 규정하고 있다.

(가) 하중(loads)

부유식 구조물의 설계를 위한 하중의 종류는 사하중(dead load), 상재 하중(super-imposed load), 부가 하중(imposed load), 선박으로부터 발생하는 접안 및 계류 하중(berthing and mooring load), 환경 하중(environmental load) 및 정수압 하중(hydrostatic load) 등이 있다.

- 사하중(dead load): 사하중은 구조물 요소들의 유효 질량(effective mass)을 말하며, 설계시에 요소의 공기 중 질량과 정수압에 의한 양압력(부력)을 고려해야 한다.
- 상재 하중(super-imposed load): 상재 하중은 구조물 요소가 아니면서 구조물에 부가되는 하중을 형성하는 모든 항목의 질량을 말하며, 계류 윈치(mooring winch)나 화물 처리를 위한 고정 장비(fixed equipment for cargo handling) 등이 해당된다. 해석 시에 상재하중은 제거된 상태도 고려할 필요가 있는데 이것은 전체 안정성을 감소시키거나 구조물의 다른 부분의 제거 효과를 경감시킬 수 있기 때문이다.
- 부가 하중(imposed load) : 부가 하중을 평가 할 때 충격력에 대한 고려가 필요하며, 구조물 주변의 선박의 접안으로 인한 하중은 접안 하중으로 고려되어야 한다. Anchor leg mooring으로부터 발생하는 하중은 사용된 와이어(wire)나 체인(chain)의 최소 파단 하중과 같도록 한다. 파단 하중에는 하중 계수 1.2가 적용된다.

- 선박의 접안 계류로 인한 하중(berthing and mooring loads from vessels) : 부유식 구조물 주변에 계류된 선박으로 인한 접안 및 계류 하중은 고정식 구조물에 작용하는 접안 및 계류 하중 산정식을 이용하여 구한다. 비정상 접안(abnormal berthing)의 경우도 고려하여야하며, 비정상 접안은 선박의 엔진 고장, 계류나 예인 로프의 파단, 바람이나 조류속의 갑작스런 변화 및 인간의 조종 실수 등이 해당된다. 또한, 계류된 선박과 부유식 구조물의 상대적인 요동도 고려되어야 한다.
- 환경 하중(environmental loads) : 바람, 파랑, 조류속의 하중을 고려하여야 한다.
- 정수압 하중(hydrostatic loads) : 부력의 효과를 고려할 때에는 부력과 자중을 구분하여 적용하는 것이 바람직하다.

(나) 하중 조건(load conditions)

부유식 구조물의 설계를 위한 하중 조건은 두 가지나 그 이상의 큰 하중이 동시에 작용할 수 있으므로 동시에 고려되어야 하고, 평상시 하중 조건(normal loading condition), 극한 하중 조건(extreme loading condition), 시공 중 임시 하중(temporary loading during condition) 및 이송 중 발생하는 하중(loading during transportation)으로 구분하여 적용하고 있다.

- 평상시 하중 조건(normal loading conditions) : 구조물의 설계 수명동안 일어날 수 있는 평상시 운용 조건에 관계된 하중 조합이다.
- 극한 하중 조건(extreme loading conditions) : 구조물의 설계 수명동안 일어날 수 있는 가장 가혹한 하중에 관계된 하중 조합이며, 접안시의 조종 불능으로 인한 사고 하중 등은 제외된다.
- 시공 중 임시 하중(temporary loading during condition) : 시공 단계별로 발생할 수 있는 하중들을 고려해야 한다.
- 이송 중 발생하는 하중(loading during transportation) : 이송 중 발생하는 하중은 환경 조건 및 이송 기간을 고려하여 산정하여야 하며, 관련 대피 대책 등도 고려해야 한다.

(다) 하중 계수(load factors)

한계 상태 설계법에서 쓰이는 부분 하중 계수 γ_{fl}은 표(2-26)에 제시되어 있다.

표(2-26) 부유식 구조물에 관한 부분 하중 계수 γ_{fl}

Load	Limit state	Load case*		
		1	2	3
Dead: steel	ULS+ SLS+	1.05 1.0	1.05 1.0	1.0
Dead: concrete	ULS SLS	1.15 1.0	1.15 1.0	1.15
Dead: superimposed	ULS SLS	1.2 1.0	1.2 1.0	1.2
Imposed	ULS SLS	1.4 1.1	1.2§ 1.0	1.2
Berthing or mooring loads from vessels	ULS SLS	1.4 1.1	1.2§ 1.0	-
Environmental	ULS SLS	1.4 1.1	1.2 1.0	1.2
Hydrostatic	ULS SLS	1.1 1.0	1.0 1.0	1.0

* Load case 1 is normal loading;
load case 2 is extreme loading ;
load case 3 is temporary loading during construction and transportation.
+ULS is the ultimate limit state.
+SLS is the serviceability limit state.
§ Loads from anchor leg moorings should be taken as the minimum breaking load of a wire or chain times 1.2

(라) 안정성(stability)

부유식 구조물의 안정성을 결정하는 요소는 경심(metacentric height)과 구조물 선단에서 측정한 각도로 표시되는 안정 범위(range of stability)이며, 구조물의 종류에 따른 경심과 안정 범위가 표(2-27)에 제시되어 있다.

표(2-27) 경심과 안정 범위의 대표적인 값

Vessel or structure	Metacentric height(GM)	Range of stability
	m	°
Ship	0.15 to 3.0	45 to 75
Dry dock	Minimum 1.0	30 to 50
Pontoon	1.0 to 15.0	25 to 50

2-12 경사제 상부공에 작용하는 파력

2-12-1 경사제 상부공에 작용하는 파력의 차이

항만 및 어항 설계기준(2005)에서는 경사제의 상부공에 작용하는 파력에 대해 정확한 산정식을 제시하고 있지 않으나, BS 6349에서는 유의파고와 천단고의 비를 이용한 간단한 파력 산정식을 제시하고 있다. CIRIA/CUR 및 coastal engineering manual에서는 상부공의 활동 및 전도 안정성을 산정하는 공식과 상치공의 형태에 따른 jensen and bradbury식과 pederson식으로 상부공에 작용하는 수평파력과 양압력을 계산하는 식을 제시하고 있다.

2-12-2 BS 6349: maritime Structure (2000)

BS 6349에서는 경사제 상부공 설계 시 수리모형 실험 결과가 없고 파가 천단 구조물에서 쇄파되지 않을 때, 파압은 정수면 위쪽의 천단고와 유의 파고 사이의 차이에 비례한다고 가정한다. 파압은 연직벽 전체 높이에 대해 일정하다고 가정되며, 다음 경험식으로 구한다.

$$P_W = KW_W L\left(\frac{H_s}{H_c} - 0.5\right) \tag{2-120}$$

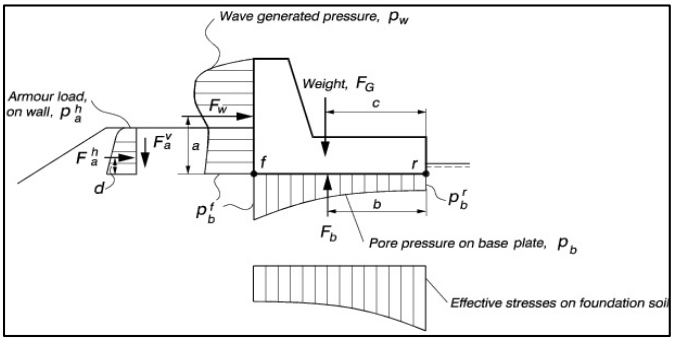
여기서,

P_W : 파압(kN/m^2)
H_s : 구조물 위치에서의 유의 파고(m)
H_c : 사석 경사제의 천단고(m)
W_W : 물의 단위 중량(담수 9810 N/m^3, 해수 10500 N/m^3)
K : 무차원 계수 (0.025 ~ 0.19 사석부터 테트라포드까지)

2-12-3 CIRIA & coastal engineering manual

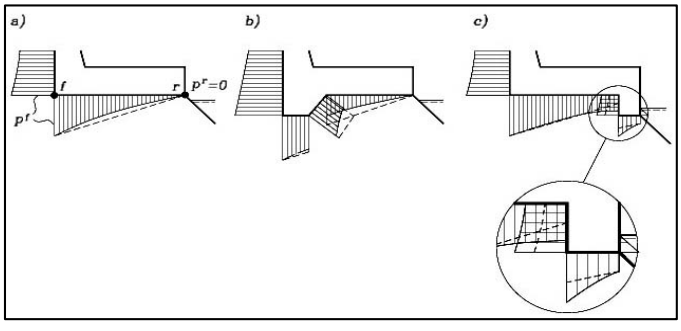
manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA C683, 2007)과 coastal engineering manual(CERC, 2001)에서는 상부공에 작용하는 파력의 산정 공식으로 Jansen(1984) and Bradbury et al(1988)식과 Pederson(1996)식을 제시하고 있다. 경사식 방파제의 상부공에 작용하는 파력은 입사파 조건과 상부공 전면의 사석 피복층 및 천단 구조물 자체의 상세 제원에 크게 의존한다. 주 하중은 콘크리트 상부공의 전면벽에 작용하며, 두 번째 효과는 상부공 하부를 지나가는 양압력이다. 이 힘들은 콘크리트 상부공의 자중과 상부공과 하부 사석층의 마찰력에 의해 저항을 받게 된다.

coastal engineering manual은 경사제 상부공에 작용하는 파력은 처오름이 구조물에 도달할 때 작용하고, 불규칙파에 의한 파력은 확률적 속성을 가지므로 주어진 순간에 작용하는 파압과 합력은 그림(2-28)과 같이 작용한다고 정의하고 있다. 전면벽에 작용하는 파압 p_w 분포는 종종 발생하는 큰 연직 유속과 가속도에 크게 영향을 받는다. 바닥판에 작용하는 양압력 p_u는 바닥판 하부의 공극수압과 같으며, 전면 하단의 양압력 p_b^f는 전면벽 하단의 수평 파압과 같으며, 바닥판 끝단의 양압력 p_b^r은 그 위치에서의 정수압과 같다.



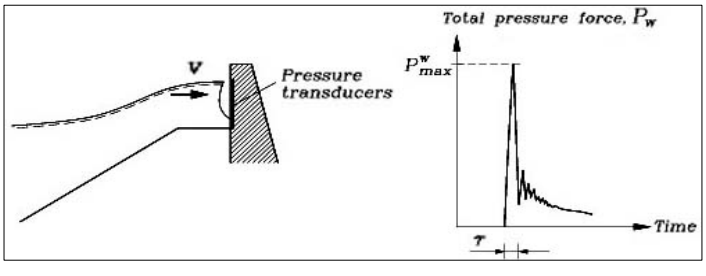
그림(2-28) 경사제 상부공에 작용하는 파력

전단키가 설치되어 있는 상부공의 양압력 분포는 그림(2-29)와 같다.



그림(2-29) 전단키가 설치된 경우의 양압력 분포

상부공 전면벽 앞에 설치된 사석과 필터석은 사석 하중 p_a를 발생시키고, 전체 합력 F_a는 사석과 벽의 마찰 때문에 일반적으로 수직 분포가 아니다. 만일 상부공에서 짧은 시간동안 그림(2-30)과 같은 충격력이 발생하게 된다.



그림(2-30) 상부공에 쇄파가 발생 시의 충격력

coastal engineering manual에서도 manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA C683, 2007)에서 제시된 Jensen and Bradbury 공식과 Pederson 공식을 제시하고 있으며, 식의 형태가 약간 다르고, 기호나 계수 값의 약간 차이를 보인다.

(1) Jensen (1984) and Bradbury et al (1988)

Jensen과 Bradbury에 의해 수행된 그림(2-31)의 다섯 가지 단면에 대한 수리모형 실험 데이터로부터 만들어진 최대 수평 파력에 대한 경험식은 의해 식 (2-121)에 제시되어 있다.

$$\frac{F_{h,0.1\%}}{\rho_w g h_w L_{op}} = (\alpha + \beta \frac{H_s}{A_c}) \tag{2-121}$$

여기서,

H_s : 구조물 위치에서의 유의 파고(m)

L_{op} : 최대 파주기에 대한 심해 파장(m)

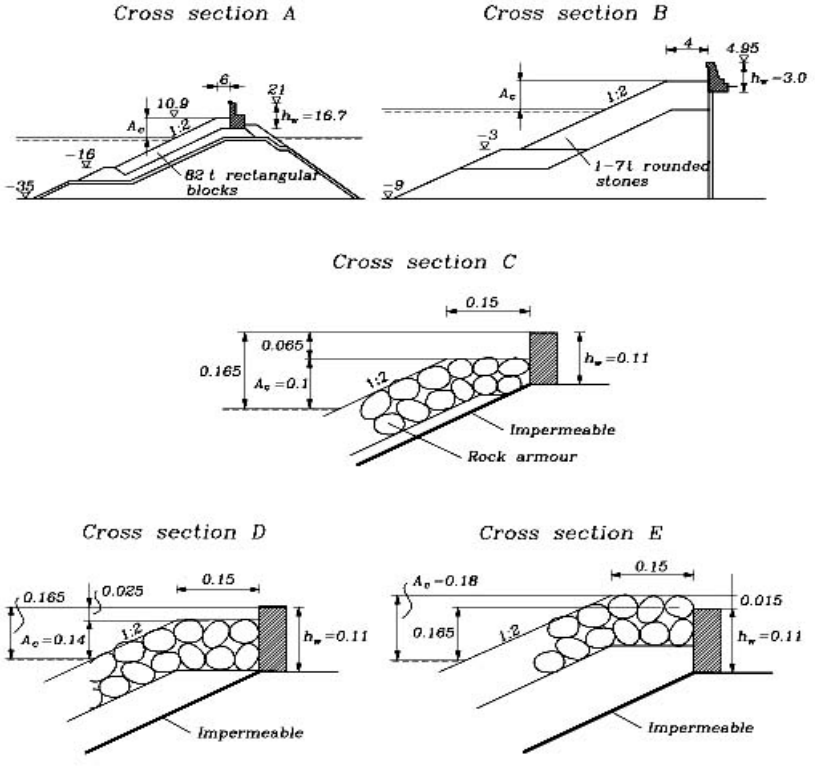
h_w : 상부공 높이(m)

A_c : 정수면으로부터의 사석 보호공 천단고(m)

α, β : 표(2-27)에 제시된 경험 계수

표(2-27) 단면 A에서 E의 상부공의 파력 계산 시 경험 계수 a, b

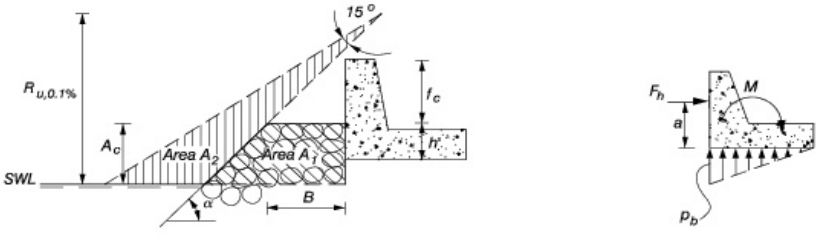
Cross section	Parameter ranges in tests			0.1% exceedence values of coefficients in Eq (VI-5-186)		Coefficient of variation	Reference
	A_c (m)	$s_{op} = \frac{H_s}{L_{op}}$	$\frac{H_s}{A_c}$	α	β		
A	5.6 - 10.6	0.016 - 0.036	0.76 - 2.5	−0.026	0.051	0.21	Jensen (1984)
B	1.5 - 3.0	0.05 - 0.011	0.82 - 2.4	−0.016	0.025	0.46	—
C	0.10	0.023 - 0.07	0.9 - 2.1	−0.038	0.043	0.19	Bradbury, et al. (1988)
D	0.14	0.04 - 0.05	1.43	-0.025	0.028		—
E	0.18	0.04 - 0.05	1.11	-0.088	0.011		—



그림(2-31) Jensen과 bradbury의 실험 단면

(2) Pederson (1996)

Pederson은 수평 파력, 전도모멘트 및 수평 파압식을 다음과 같이 제시하였다.



그림(2-32) Pederson의 수평파력, 전도모멘트 및 수평 파압

$$F_{H,0.1\%} = 0.21\sqrt{\frac{L_{om}}{B}}\left(1.6p_m y_{eff} + A\frac{p_i}{2}h'\right) \tag{2-122}$$

$$M_{H,0.1\%} = aF_{H,0.1\%} = 0.55(d_{c,prot} + y_{eff})F_{H,0.1\%} \tag{2-123}$$

$$P_{U,0.1\%} = 1.0Ap_i \tag{2-124}$$

여기서,

L_{om} : 평균 파주기에 해당하는 심해 파장(m)

B : 벽 전면 사석 보호공의 소단 폭(m)

h' : 사석 보호공으로 보호되는 상부공의 높이(m)

f_c : 사석 보호공으로 보호되지 못하는 상부공의 높이(m)

A_c : 정수면과 사석 보호공 소단 천단까지의 높이(m)

A : $\min(A_2/A_{1,}1)A_1$과 A_2는 그림(2-32)에 보이는 면적

p_m : $p_m = g\rho_w(R_{u,0.1\%} - A_c)$

$R_{u,0.1\%}$: 0.1% 초과 확률에 해당하는 처오름 높이

$$R_{u,0.1\%} = \begin{cases} 1.12H_s\zeta_m & \zeta_m \le 1.5 \\ 1.34H_s\zeta_m^{0.55} & \zeta_m > 1.5 \end{cases}$$

$$\zeta_m = \tan\alpha / \sqrt{H_s/L_{om}}$$

α : 사석 보호공의 경사각(°)

$$y_{eff} = \min(y/2, d_{ca})$$

$$y = \begin{cases} \dfrac{R_{u,0.1\%} - Rca}{\sin\alpha}\dfrac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)} & y > 0 \\ 0 & y \le 0 \end{cases}$$

상부공의 파괴 모드는 상부공의 강도에 의해 좌우되는 구조물의 파단(breakage)과 하부 사석층과의 상호 작용에 의해 발생하는 구조물의 활동(sliding) 및 전도(overturning)이다. 상부공의 활동과 전도에 대한 안정성은 식 (2-125)과 식 (2-126)로 검토 한다.

$$f(F_G - F_U) \geq F_H \quad \text{for stability against sliding} \tag{2-125}$$

여기서,

F_G : 부력을 뺀 구조물의 자중(N)
F_U : 파랑에 의한 양압력(N)
F_H : 파랑에 의한 수평력(N)
f : 마찰 계수

$$M_G - M_U \geq M_H \quad \text{for stability against overturning} \tag{2-126}$$

여기서,

M_G : 천단 구조물 질량에 의한 안정 모멘트(Nm)
M_U : 파랑에 의한 양압력으로 발생하는 모멘트(Nm)
M_H : 파랑에 의한 수평력으로 발생하는 모멘트(Nm)

마찰 계수는 주로 0.5 주위의 값이 쓰이며, 하부층에 상당한 전단키가 있는 경우는 더 큰 값을 쓸 수도 있다.

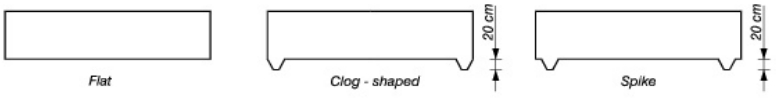


Table of Dynamic friction coefficients

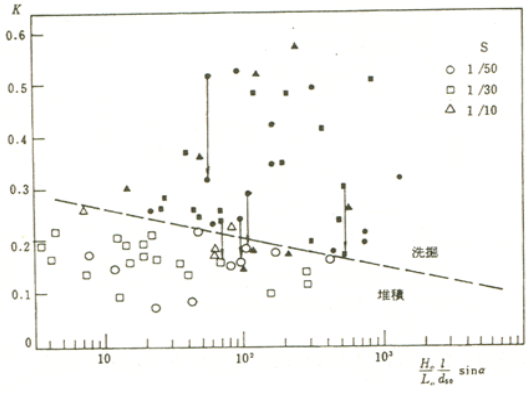
Levelling	Bottom pattern	μ_{max}	$\overline{\mu_{max}}$	μ_{const}	μ			
					S=5 cm	S=10 cm	S=20 cm	S=30 cm
rough	flat	0.75	0.70	0.70	0.53	0.59	0.65	0.70
		0.73	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
	clog-shaped	1.19	1.13	1.16	0.76	0.91	0.98	1.08
		1.11	1.02	1.01	0.76	0.90	1.01	1.00
	spike	0.85	0.79	0.80	0.62	0.80	0.80	0.80
		0.97	0.81	0.84	0.70	0.70	0.83	0.95
	clog-shaped with foot protection	1.45	1.36	>1.4	1.11	1.30	1.41	
		1.34	1.19	>1.3	0.94	1.09	1.28	
fine	flat	0.68	0.63	0.65	0.63	0.64	0.64	0.55
		0.70	0.60	0.60	0.59	0.60	0.60	0.60
	clog-shaped	1.18	1.08	1.08	0.95	1.03	1.08	1.08
		1.15	1.01	1.06	0.90	0.94	0.97	1.04
	spike	0.87	0.78	0.82	0.72	0.72	0.75	0.82
		1.04	0.87	0.82	0.78	0.95	1.01	0.85

μ_{max} dynamic friction coefficient corresponding to maximum tensile load
$\overline{\mu_{max}}$ dynamic friction coefficient corresponding to the average of the peak tensile loads
μ_{const} dynamic friction coefficient corresponding to constant tensile load
μ dynamic friction coefficient corresponding to caisson displacement S
S caisson displacement

2-13 구조물 주변의 세굴 및 혼성제 사석부의 소요 질량

2-13-1 항만 및 어항 설계기준(2005)

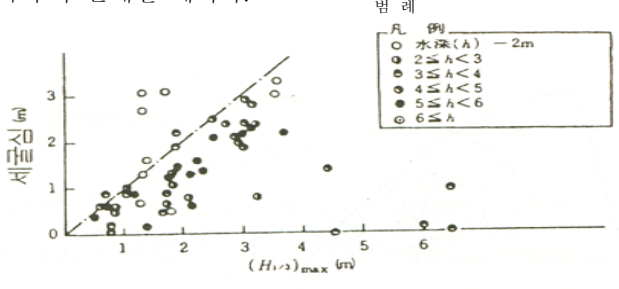
항만 및 어항 설계기준은 파제, 방사제, 돌제 및 도류제 등의 구조물 주변의 세굴에 의해 구조물이 영향을 받을 염려가 있는 경우에는 필요에 따라 세굴에 대해 고려하도록 규정하고 있다. 호안 전면 세굴은 파의 반사율과 밀접한 관계가 있으므로, 그림(2-33)은 호안의 반사율 K와 파랑 경사 Ho/Lo, 저질의 중앙입경 d50, 호안 경사 α(α=90°인 경우 직립제), 평형 단면시의 파의 기어오름 위치로부터 호안 설치 위치까지의 거리 ℓ로 표시되는 파라미터 $(Ho/Lo)(\ell/d_{50})\sin\alpha$에 의해 전면의 세굴·퇴적을 판정하기 위해 제안된 것이다.



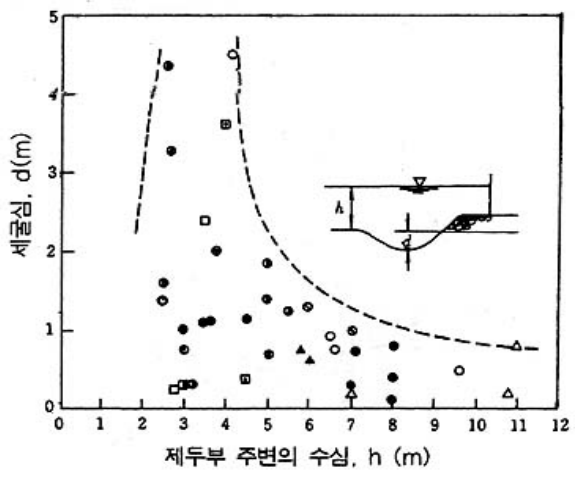
그림(2-33) 호안 제간부의 세굴· 퇴적의 판정 조건

(1) 쇄파 영역에서의 전면 세굴

방파제 주변의 국소세굴은 주로 쇄파 영역에서 생기는 세굴과 중복파 영역에서 생기는 세굴로 구분되며, 방파제 두부의 국소 세굴은 그림(2-34)에 방파제 두부 주변의 세굴심의 최대치와 세굴심 측정 시로부터 15일전까지의 유의파고의 최대치$(H_{1/3})_{max}$와의 관계를 나타내며, 그림(2-35)은 방파제 두부 주변의 수심과 세굴심과의 관계를 나타낸다. 세굴심이 최대가 되는 것은 수심 3~5m 부근(쇄파대)에 두부가 존재할 때이다.

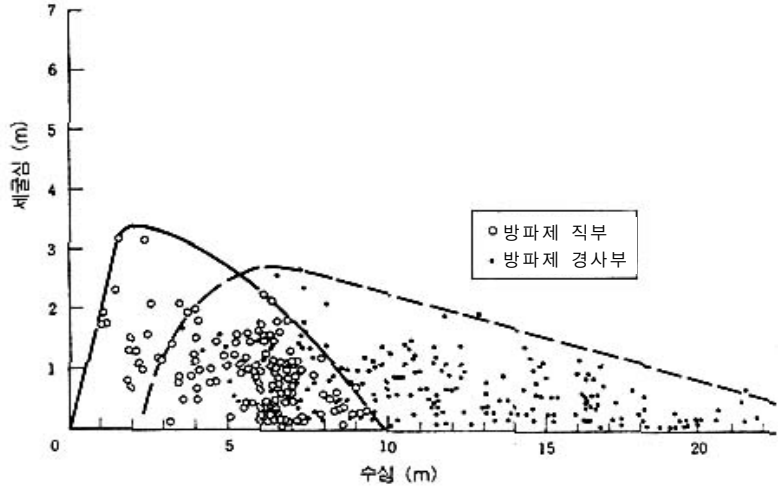


그림(2-34) 방파제 두부의 세굴심과 15일전까지의 최대 유의파고와의 관계



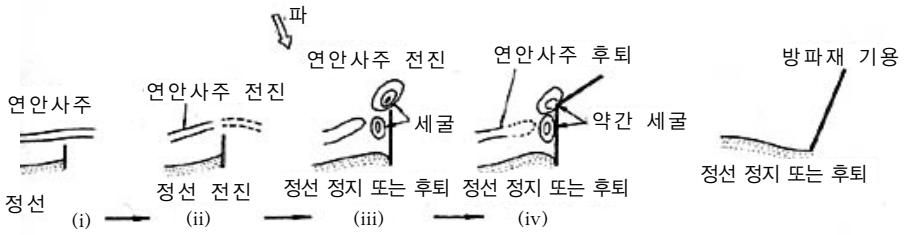
그림(2-35) 방파제 두부에서의 세굴심과 수심의 관계

방파제 전면의 세굴은 그림(2-36)에 방파제 전면의 세굴심과 수심과의 관계를 나타내며, 그림에서 검은 원(•)은 방파제 경사부 주변의 세굴 상황을 나타내는데, 수심 7m 지점의 방파제 굴곡부에서 세굴이 최대이고 외해로 향해 세굴심이 점차 감소하고 있음을 알 수 있다. 한편, 빈 원(◦)은 방파제 직부 전면의 세굴심으로서 수심 2m 정도에서 최대치를 나타내고 이 보다 얕아지거나 깊어지면 세굴심이 감소하는데, 세굴심이 최대인 곳은 연안 사주가 존재하는 곳에 해당된다.



그림(2-36) 방파제 전면 세굴심과 수심과의 관계

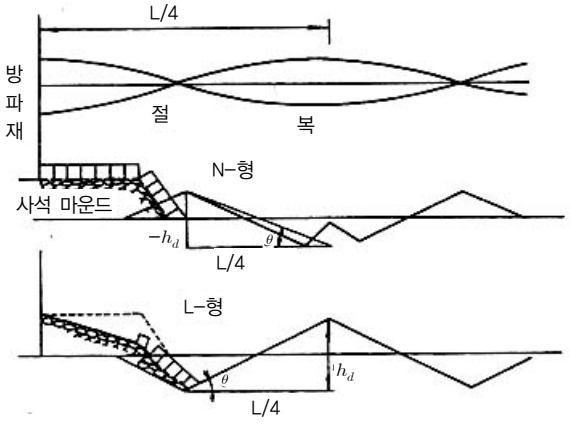
방파제 외측의 국소 세굴은 그림(3-37)는 방파제 연장 공사에 따라 생기는 현저한 국소 세굴의 예이다. 즉, (ⅰ) 방파제 두부 (특히, 두부가 쇄파대에 있는 경우 현저함), (ⅱ) 방파제 직부 주변 (특히, 방파제가 연안 사주를 횡단하는 지점 부근에서 현저함), (ⅲ) 잠제의 주변 (특히, 항 내측에서 현저함), (ⅳ) 방파제의 굴곡부이다.



그림(2-37) 방파제 외측에서의 국소 세굴

(2) 중복파 영역에서의 전면 세굴

직립벽 전면의 세굴은 그 설치 수심이 증가하여 중복파 영역으로 이동함에 따라 감소하는 경향을 나타낸다. 해저에서 입사파의 최대유속 U_b와 해저질의 침강속도 w와의 비 U_b/w가 기본지표인데, $U_b/w>10$ 인 경우는 중복파의 절에서 세굴, 복에서 퇴적(L형 세굴)이 일어나고, $U_b/w<10$ 인 경우는 반대로 중복파의 절에서 퇴적, 복에서 세굴(N형 세굴)이 일어나는 것을 보여준다.



그림(2-38) 중복파에 의한 세굴의 제원

(3) 혼성제 사석부의 피복석 또는 블록의 소요질량

파력을 받는 경사구조물의 표면을 피복하는 사석 또는 콘크리트블록의 소요질량 또는 혼성제 사석부의 피복석 또는 블록의 소요질량은 적절한 수리모형실험 또는 다음 식에 의해 산정한다.

$$M = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \tag{2-127}$$

여기서,

M : 사석 또는 콘크리트블록의 소요질량(t)

ρ_r : 사석 또는 콘크리트블록의 밀도(t/㎥)

H : 안정계산에 사용되는 파고(m)

N_s^3 : 주로 피복재의 형상, 경사, 피해율 등에 의해서 정해지는 계수

S_r : 사석이나 콘크리트블록의 물에 대한 비중

혼성제의 사석부 피복재의 소요질량은 파의 제원이나 설치수심, 사석부의 두께, 전면 어깨폭, 경사 등의 사석부 형상, 피복재의 종류나 쌓는 방법, 그리고 위치(제두부나 제간부) 등에 따라 다르다. 혼성재 사석부의 피복재 소요질량은 브레브너 도넬리(Brebner. Donnelly, 1962) 식에 의해 구할 수 있으며, 항만 및 어항 설계기준은 안정계수 Ns를 확장된 다니모토(谷本)식으로 구하도록 정하고 있다.

$$N_s = \max\left\{1.8,\ 1.3\frac{1-K}{K^{1/3}}\frac{h'}{H_{1/3}} + 1.8\exp\left[-1.5\ \frac{(1-K)^2}{K^{1/3}}\frac{h'}{H_{1/3}}\right]\right\}\ ;\ B_M/L' < 0.25 \qquad (2\text{-}128)$$

$$K = K_1(K_2)_B \qquad (2\text{-}129)$$

$$K_1 = \frac{4\pi h'/L'}{\sinh(4\pi h'/L')} \qquad (2\text{-}130)$$

$$(K_2)_B = \max\ \{\alpha_s \sin^2\beta\cos^2(2\pi l\cos\beta/L'), \cos^2\beta\sin^2(2\pi l\cos\beta/L')\} \qquad (2\text{-}131)$$

여기서,

h' : 기초 사석부(피복층제외)의 마루의 수심(m)

l : 파가 직각으로 입사할 경우는 앞 어깨폭 B_M (m)
파가 사각으로 입사할 경우는 앞 B_M 또는 B_M'중에서
$(K_2)_B$가 큰 편의 값(그림(2-39) 참조)

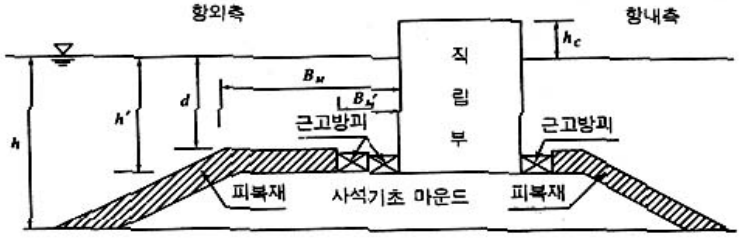
L' : 수심 h'에서 설계 유의파 주기에 대한 파장(m)

α_s : 대상지점이 수평한 경우의 보정계수(= 0.45)

β : 파의 입사각(기준선방향과 이루는 각, 15°의 파향 보정은 하지 않음)

$H_{1/3}$: 설계유의파고(m)

위 식은 제간부를 대상으로 하고 입사각이 60°까지 경사지게 입사하는 파에 대해서도 유효하다.



그림(2-39) 혼성제의 표준단면과 기호

변형을 허용하는 안정계수는 사석부의 높이가 낮은 비쇄파조건에 한정하여 기무라(須藤・木村, 1992)등은 수리실험을 실시한 후 임의의 작용파수 N과 피해율 D_N(%)에 대한 안정계수 N_S를 구하는 식을 제안하였다.

$$N_s^* = N_s[D_N/\exp\{0.3(1-500/N)\}]^{0.25} \quad (2\text{-}132)$$

여기서 N_S는 다니모토(谷本, 1982)식에 의해 주어지는 안정계수이고, N=500으로 피해율 1%인 경우의 안정계수이다. 설계에서는 피해의 진행상황에서 판단하여 N=1000파를 채택할 필요가 있다. 한편 피해율로서는 2층피복이면 3~5%로 해도 충분하다고 생각된다. 즉 N=500, D_N =1(%)을 주면 $N_s^* = 1.44N_s$가 되며 소요질량은 약 1/3이 된다.

사석부 피복재상의 수심이 낮은 경우는 쇄파에 의해 불안정하게 되는 경우가 많다. 이 때문에 안정계수는 $h'/H_{1/3} \geq 1$인 조건일 때 적용하고 $h'/H_{1/3} < 1$일 때는 사면피복재의 안정계수를 사용하는 것이 적절하다. 더욱 다니모토(谷本, 1982)등의 피복석 안정계수는 $h'/H_{1/3}$이 적은 경우에는 실험으로 검증되지 않고 있다. 따라서 $h'/H_{1/3}$가 1정도 일 때는 수리모형실험을 통해 확인하는 것이 바람직하다.

피복석의 층수는 원칙적으로서 2층을 표준으로 한다. 단, 시공예나 피해사례를 고려해서 1층으로 해도 좋다. 또 피복블록의 층수에 관해서는 1층을 표준으로 하나 블록의 형상, 해상조건이 좋지 않은 경우에는 2층으로 해도 좋다.

제두부는 직립부 끝부분의 모서리로 국소적으로 빠른 유속이 발생하기 때문에 피복재가 움직이기 쉽고 이곳의 피복재질량의 할증에 대해서는 수리모형실험을 통해 확인할 필요가 있다. 수리실험을 하지 않는 경우에는 제간부 질량의 1.5배 이상으로 하는 것을 표준으로 한다. 또 범위에 대해서는 케이슨식의 방파제일 경우 제두부분의 케이슨 1개정도로 한다.

더욱 확장된 다니모토(谷本)식으로도 제두부 피복석 질량을 산정할 수 있다. 즉 제두부의 경우에는 식(2-129)의 무차원유속 K를 다음과 같이 고쳐 쓴다.

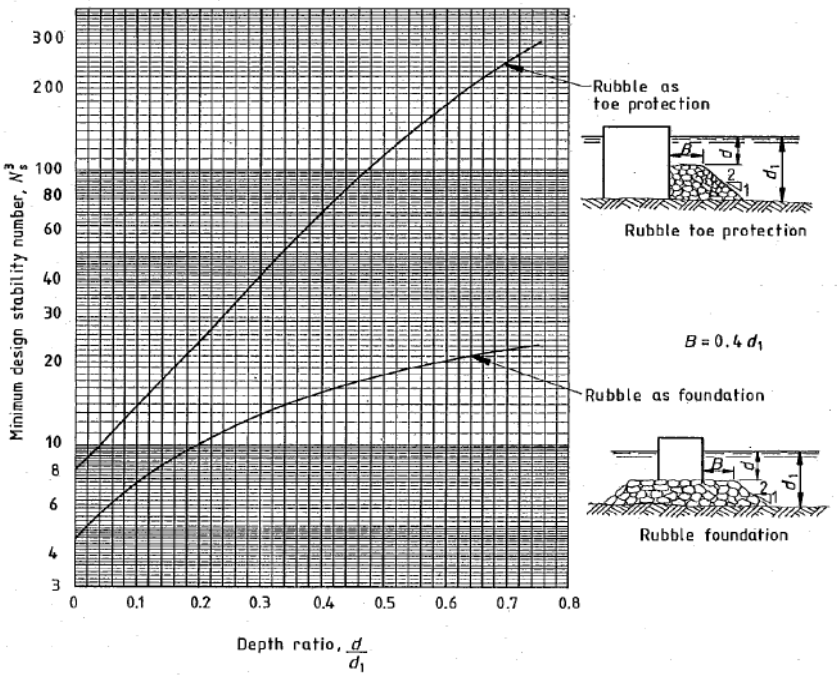
$$K = K_1(K_2)_T \quad (2\text{-}133)$$

$$(K_2)_T = 0.22 \quad (2\text{-}134)$$

단, 산정된 질량이 제간부의 1.5배 이하인 경우에는 1.5배로 하는 것이 바람직하다.

2-13-2 BS 6349: maritime structure (2000)

BS 6349에서는 구조물 주변의 세굴 산정식은 제시하고 있지 않으며, 혼성제 사석부의 소요 질량 산정식인 식 (2-127)에 shore protection manual에 제시된 그림(2-40)에 주어진 Brebner & Donnelly의 안정계수 Ns를 사용하도록 규정하고 있다.



그림(2-40) 혼성제 사석부와 바닥 소단 보호공을 위한 안정계수 Ns

BS 6349에서는 수로 바닥의 세굴을 방지하기 위한 사석 안정 공식으로 shore protection manual에 제시된 Isbash 공식을 제시하고 있으며, 항만 및 어항 설계기준에 제시된 Isbash식과는 약간 다른 형태를 가진다. 방파제 두부에는 제간부에 비해 세굴방지공의 폭과 사석의 크기를 최소 50% 이상 증가시키도록 규정하고 있다.

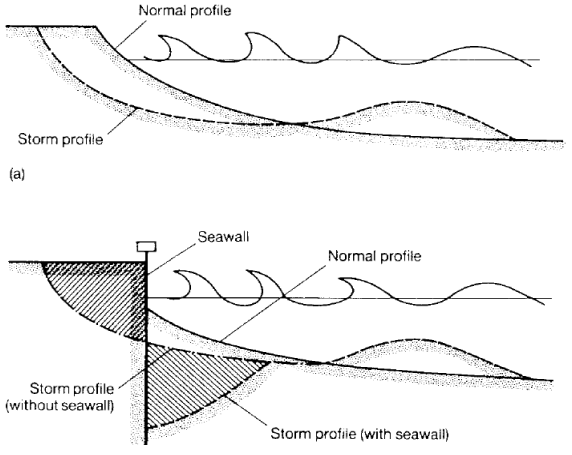
$$W = 0.0219\frac{V^6 W_r}{g^3 X^6}\left(1-\frac{\sin^2\theta}{\sin^2\phi}\right)^{-3/2} \qquad (2\text{-}135)$$

여기서,

W : 사석의 공기 중 중량(N)
V : 최대 조류속 속도(m/s)
W_r : 사석의 단위 중량(N/m^3)
g : 중력가속도(m/s^2)
X : 사석의 상대질량 밀도(W_r/W_w-1)
W_w : 물의 단위 중량 (담수 9810 N/m^2, 해수 10050 N/m^2)
Θ : 사면의 경사(°)
ϕ : 사석의 안식각(°)

2-13-3 CIRIA: manual on the use of rock in hydraulic engineering

manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA C683, 2007)에서는 경사식 구조물과 직립식 구조물의 세굴 발달 양상이 그림(2-41)에 나타나고 있으며, 구조물 주변의 세굴은 입사파와 반사파의 합성 작용에 의한 국부 입자 궤적 속도의 증가와 파랑과 조류의 합성 작용에 의해 증가한다고 밝히고 있다.

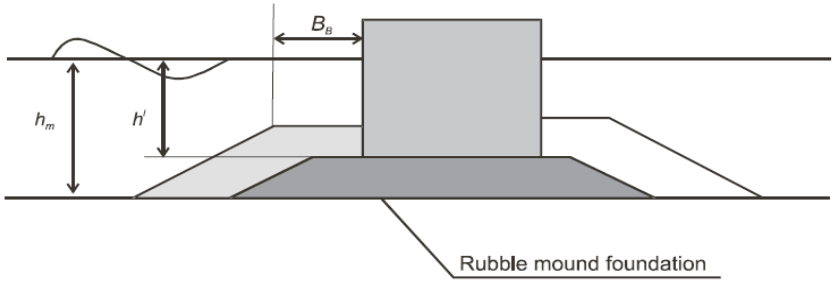


그림(2-41) 폭풍해일에 의한 seawall 전면에서의 추가적인 세굴 형상

coastal engineering manual에서 제시한 것과 같이 최대 세굴심 y_{max}는 최대 비쇄파 파고(maximum unbroken wave height) H_{max}와 같고, 직립 구조물이나 급경사 구조물에 적용이 가능하다고 규정하고 있다.

$$y_{\max} = H_{\max} \tag{2-136}$$

혼성제의 사석부 피복재의 소요질량은 항만 및 어항 설계기준처럼 확장된 다니모토(谷本)식으로 구하도록 정하고 있으며, Madrigal and Valdes(1995)의 식을 추가적으로 제시하고 있다.



그림(2-42) Madrigal and Valdez 안정성 실험의 개념도

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(5.8\frac{h'}{h_m} - 0.6\right)N_{od}^{0.19} \qquad (2\text{-}137)$$

여기서, h'/h_m : 기초 사석부(피복층제외)의 상대 수심(m)

이 식의 적용 범위는 $0.5 < h'/h_m < 0.8$ 또는 $7.5 < h'/D_{n50} < 17.5$이며, 손상 계수 N_{od}은 다음 값을 적용하도록 규정하고 있다.

- $N_{od} = 0.5$ *almost no damage*
- $N_{od} = 2.0$ *acceptable damage*
- $N_{od} = 5$ *failure*

소단 폭 B_B는 $0.30 < B_B/h_m < 0.55$의 범위에 있다.

2-13-4 coastal engineering manual

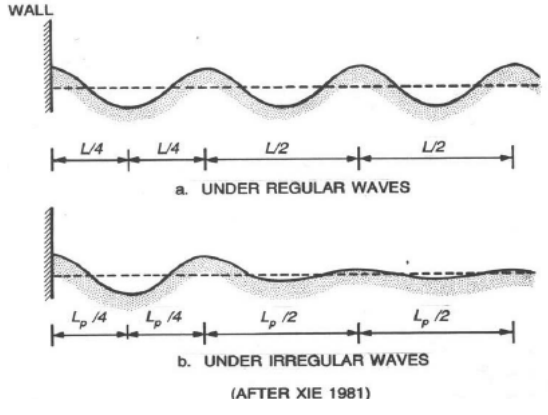
coastal engineering manual에서는 Xie, Hughes and Fowler, Sumer and Fredsoe등의 연구 결과를 이용하여, 직립식 구조물, 경사식 구조물, 파일 및 파이프라인 주변의 세굴심 산정식과 사석 안정 중량식을 다양하게 제시하고 있다.

(1) 직립벽 전면에서의 세굴

직립벽 전면의 세굴은 비쇄파의 경우와 쇄파의 경우로 구분되고, 비쇄파의 경우에는 직립벽에 의해 반사되고, 쇄파의 경우는 직립벽에 충격력을 발생시킨다.

① 비쇄파(nonbreaking waves)

직립벽 전면에서 비쇄파 규칙파 및 불규칙파에 따른 세굴 발달 양상은 그림(2-43)에 제시되어 있다.



그림(2-43) 직립벽 전면에서 규칙파와
불규칙파에 의한 세굴 형상

Xie(1981, 1985)는 불투수성 직립벽에 비쇄파 규칙파가 입사할 때 최대 세굴심 산정식을 다음과 같이 제안하였다.

$$\frac{S_m}{H} = \frac{0.4}{[\sinh(kh)]^{1.35}} \tag{2-138}$$

여기서,

S_m : 최대 세굴심(L/4 from wall)
H : 입사 규칙파고
h : 수심
k : 입사파의 파수 ($k = 2\pi/L$)
L : 입사파의 파장

Hughes and Fowler(1991)은 비쇄파 불규칙파에 대해 비슷한 공식을 제안하였다.

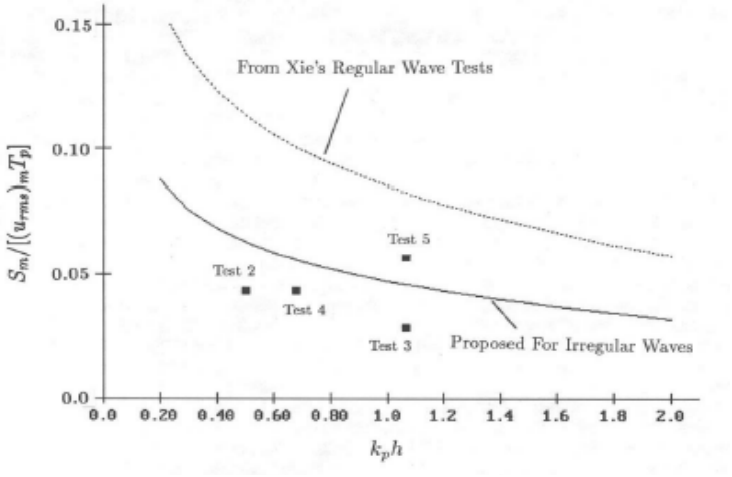
$$\frac{S_m}{(u_{\gamma \mathrm{rms}})_m T_p} = \frac{0.05}{[\sinh(k_p h)]^{0.35}} \tag{2-139}$$

여기서,

T_p : 최대 파주기
k_p : 선형파이론에 따른 최대파 주기에 관련된 파수
$(u_{\gamma \mathrm{rms}})_m$: 수평 바닥 유속의 기하 평균치이며 다음 식으로 구한다.

$$\frac{(u_{\gamma rms})_m}{g k_p T_p H_{mo}} = \frac{\sqrt{2}}{4\pi \cosh(k_p h)} \left[0.54 \cosh\left(\frac{1.5 - k_p h}{2.8} \right) \right]$$

H_{mo} : zeroth-moment wave height



그림(2-44) 직립벽 전면에서 비쇄파 규칙파와
불규칙파에 의한 세굴심

Sumer and Fredsoe(1997)는 방파제 두부에서에서의 최대 세굴심은 파일 구조물 주변에서 파에 의한 세굴과 같이 lee-wake vortices에 의해 발생하고, Keulegan-Carpenter 수와 관계가 있음을 밝혔다.

$$KC = \frac{U_m T}{B} \tag{2-140}$$

여기서,

U_m : 바닥에서 최대 파랑 입자 궤적 속도

T : 규칙파 주기

B : 직립 방파제 원형 두부의 직경

Sumer and Fredsoe(1997)는 방파제 두부에서의 최대 세굴심을 방파제 두부의 직경과 KC수를 함수로 한 식을 제안하였다. 이 식의 적용 범위는 $0 < KC < 10$이다.

$$\frac{S_m}{B} = 0.5 C_u \left[1 - e^{-0.175(KC-1)}\right] \tag{2-141}$$

여기서, C_u : 평균값이 1이고 표준편차가 0.6인 불확실 계수

② 쇄파(breaking waves)

직립벽 전면에서 쇄파 발생 시 최대 세굴심 S_m은 최대 비쇄파 파고(maximum unbroken wave height) H_{max} 또는 전면 수심 h와 같다고 규정하고 있다.

$$S_m = H_{\max} \quad \text{or} \quad S_m \approx h \tag{2-142}$$

Fowler(1992)는 직립벽 전면에서의 불규칙파 세굴 데이터와 규칙파 세굴 데이터를 합성하여 그림(2-44)의 관계를 얻고, 완경사에서 불규칙 쇄파의 경우에 대한 비점착성 지반에서의 최대 세굴심 산정식을 제안하였다.

$$\frac{S_m}{(H_{mo})_0} = \sqrt{22.72 \frac{h}{(L_p)_o} + 0.25} \tag{2-143}$$

여기서, C_u : 평균값이 1이고 표준편차가 0.6인 불확실 계수

Fowler(1992)는 식 (2-143)의 적용 범위를 상대 수심과 상대 파경사에 대해 다음과 같이 규정하였다.

$$0.011 < \frac{h}{(L_p)_0} < 0.045 \quad \text{and} \quad 0.015 < \frac{(H_{mo})_o}{(L_p)_o} < 0.040 \tag{2-144}$$

③ 세굴 보호공 폭 산정식

sheet pile 같은 캔틸레버나 앵커링 된 토류벽의 경우, Eckert(19830는 사석으로 건설되는 세굴 보호공의 소단 폭 산정식을 다음과 같이 제안하였다.

$$W = \frac{d_e}{\tan(45^\circ - \phi/2)} \approx 2.0 d_e \quad (2\text{-}145)$$

여기서,

d_e : Sheet Pile의 근입장

ϕ : 흙의 내부 마찰각

Sumer and Fredsoe(1996)는 직립 방파제 두부에서의 세굴 방지공 폭 산정을 위한 경험식을 제안하였다.

$$\frac{W}{B} = 1.75(KC-1)^{1/2} \quad (2\text{-}146)$$

(2) 경사식 구조물에서 세굴

경사식 구조물 전면 바닥 소단의 세굴은 구조물의 경사, 다공성(porosity), 입사파 조건, 수심 및 유사 입경의 함수이며, 세굴심은 구조물의 반사율에 따라 변하기 때문에 완경사와 높은 투수성 구조물의 경우에 파랑에 의한 세굴은 줄어들게 된다. 경사식 방파제에서의 최대 세굴심은 같은 위치 같은 파랑 조건에서 직립식 구조물의 세굴심보다 작게 되고, 즉, $S_m < H_{\max}$, 구조물을 따라 흐르는 조류속과 파랑이 함께 작용할 때 세굴심은 증가하게 된다. 구조물에 수직하게 입사하는 파보다 경사지게 입사하는 파의 경우에 세굴심이 더 증가하게 되는데 이는 연파(mach-stem)로 인한 파랑 증폭 현상과 경사 입사파가 구조물에 평행한 흐름을 유발시키기 때문이다.

Sumer and Fredsoe(1997)는 경사식 방파제 두부에서에서의 최대 세굴심을 KC수를 함수로 한 식을 제안하였다.

$$\frac{S_m}{B} = 0.04 C_u \left[1 - e^{-4.0(KC-0.05)}\right] \quad (2\text{-}147)$$

방파제 두부에서 권파(plunging breaking waves)가 발생 시의 최대 세굴심에 대한 경험식은 다음과 같다.

$$\frac{S_m}{H_s} = 0.01 C_u \left(\frac{T_p\sqrt{gH_s}}{h}\right)^{3/2} \quad (2\text{-}148)$$

Sumer and Fredsoe(1997)는 경사식 방파제 두부에서에서의 세굴 방지공 폭 산정을 위한 경험식을 제안하였다.

$$\frac{W}{B} = A_1(KC) \quad (2\text{-}149)$$

여기서, A_1 : 계수(1.5일 때 완전 보호공 필요시,
1.1일 때 수심이 0.01B 정도로 세굴이 작을 때)

(3) 파일 구조물에서의 세굴

파일 구조물 주변의 세굴은 파일의 직경이 작은 경우와 큰 경우에 따라 달라지며, 소구경 파일의 경우는 파일 전면의 말굽형 와(horseshoe-shaped vortex), 구조물 후면의 와열(leeside vortex shedding), 파일 주위의 유선 집중으로 인한 국부 흐름 가속도에 크게 영향을 받게 되며, 입사 파장의 1/10보다 큰 대구경 파일의 경우에는 구조물 전면에서의 반사와 회절의 영향을 받는다.

① 소구경 파일에서의 세굴

소구경 파일에 파랑의 영향이 없이 조류속만 작용할 때의 세굴심 산정식은 Richardson and Davis(1995)가 교각 피어 기초에 개발된 CSU(colorado State University) 공식을 제시하였다.

$$\frac{S_m}{h} = 2.0 K_1 K_2 \left(\frac{b}{h}\right)^{0.65} F_r^{0.43} \tag{2-150}$$

여기서, S_m : 최대 세굴심

h : 수심

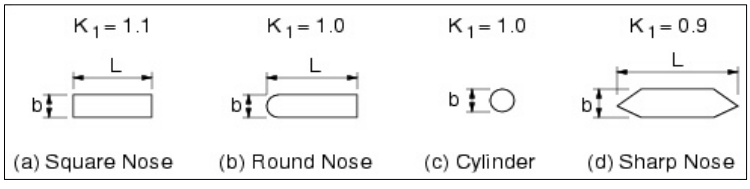
b : 파일 직경

F_r : 프루드 수 ($F_r = U/(gh)^{1/2}$)

U : 평균 조류속

K_1 : 파일 형상 계수(그림(2-45))

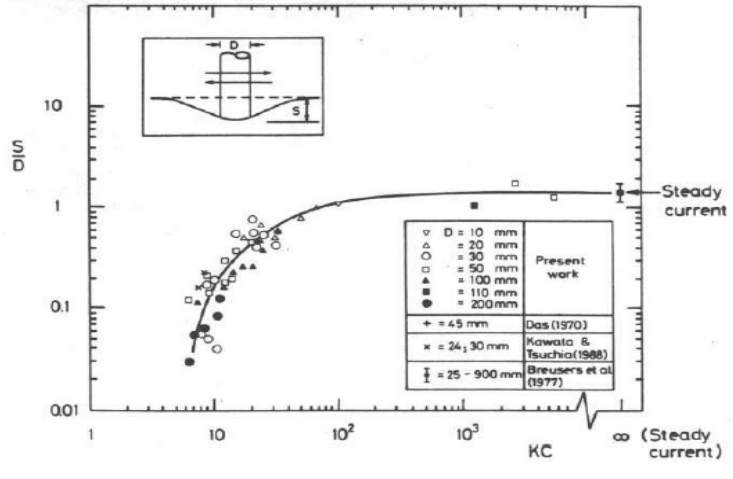
K_2 : 파일 각도에 따른 계수($K_2 = (\cos\theta + \frac{L}{b} sin\theta)^{0.62}$)



그림(2-45) 파일 형상 계수 K_1

소구경 원형 파일에 파랑이 90도에서 45까지 입사할 때의 세굴심 산정식은 Sumer and Fredsoe(1998)가 그림(2-46)에 보이는 파일 직경 10cm에서 200까지의 실험결과로부터 다음 경험식을 제시하였다.

$$\frac{S_m}{D} = 1.3\left[1 - e^{-0.03(KC-6)}\right] \tag{2-151}$$



그림(2-46) 연직 파일에서의 파랑에 의한 세굴심

소구경 사각 파일에 파랑이 입사할 때의 세굴심 산정식은 다음과 같다.

- 소구경 사각 파일에 파랑이 90도로 작용할 때:

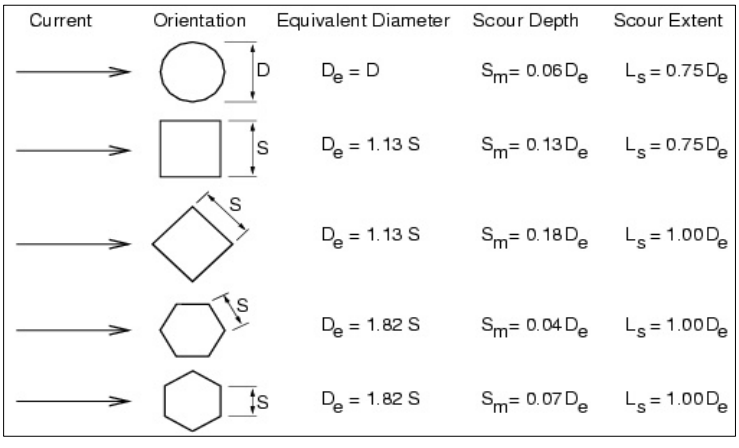
$$\frac{S_m}{D} = 2.0\left[1 - e^{-0.015(KC-11)}\right] \tag{2-152}$$

- 소구경 사각 파일에 파랑이 45도로 작용할 때:

$$\frac{S_m}{D} = 2.0\left[1 - e^{-0.019(KC-3)}\right] \tag{2-153}$$

② 대구경 파일에서의 세굴

Rance(1980)는 파일의 직경이 파장의 1/10보다 큰 다양한 형태의 연직 파일에 대해 파랑과 조류속이 작용하는 경우의 국부 세굴 실험을 통해 그림(2-47)의 세굴심 및 세굴공 폭 산정식을 제안하였다.



그림(2-47) 대구경 파일 주변의 파랑과 조류속에 의한 세굴

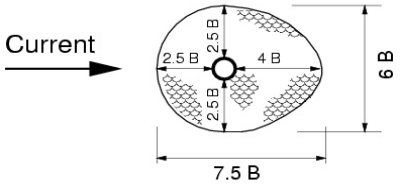
파일 주변의 세굴 방지공 폭은 그림(2-48)에 보이는 것처럼 파일 직경 B를 포함하여 흐름 방향으로는 7.5B, 수직 방향으로는 6B가 추천되며, Cartsen은 세굴 보호공 폭을 다음 식으로 산정하도록 제안하였다.

$$\frac{W_s}{S_m} = \frac{F_s}{\tan\phi} \tag{2-154}$$

여기서,

ϕ : 흙의 내부 마찰각

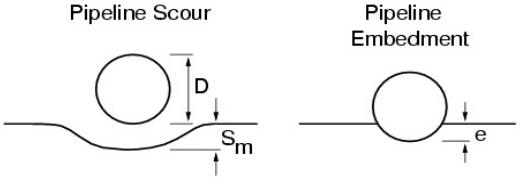
F_s : 안전율



그림(2-48) 조류속이 작용할 때 연직 파일의 세굴방지공 폭

(4) 파이프라인에서의 세굴

파랑과 조류속은 파이프라인 하부 지반의 세굴을 일으킬 수 있고, 세굴뿐만 아니라 파이프라인의 지반에 매입되기도 한다. 지반의 다른 침식성 때문에 파이프라인을 따라 세굴의 정도가 다르면 바닥이 단단한 지점 사이에서 파이프라인이 떠있을 수 있어 파이프라인의 파단을 일으킬 수도 있다.



그림(2-49) 파이프라인의 세굴 및 지반 매입

① 조류속에 의한 파이프라인의 세굴

일정한 조류속에서 파이프라인 하부의 평형 세굴심은 파이프 직경, 파이프 조도, 파이프 레이놀즈수 및 shield parameter의 함수이며, Hoffman and Verheij(1997)는 평균 유속 U가 한계 유속 Uc보다 작을 때 정지상 세굴에 대한 세굴심 산정식을 제안하였다.

$$\frac{S_m}{D} = \frac{\mu}{2}\left(\frac{U}{U_c}\right) \tag{2-155}$$

여기서, $\mu = \left(\frac{k_s}{12D}\right)\ln\left(\frac{6D}{k_s}\right)$

D : 파이프 직경

h : 수심

U : 수심 평균 조류속

U_c : 한계 수심평균 유속

k_s : 유효 바닥 조도, $k_s = 3d_{90}$(m)

$U/U_c > 1$인 이동상 세굴의 경우, Sumer and Fredsoe는 최대 평형 세굴심 산정식을 다음과 같이 제안하였다.

$$\frac{S_m}{D} = 0.6 \pm 0.1 \tag{2-156}$$

② 파랑에 의한 파이프라인의 세굴

Sumer and Fredsoe는 파랑이 작용할 때 파이프라인의 한계 매입 깊이 산정식과 세굴심 산정식을 제안하였다.

$$\frac{e_{cr}}{D} = 0.1\ln(KC) \tag{2-157}$$

$$\frac{S_m}{D} = 0.1\sqrt{KC} \tag{2-158}$$

여기서, e_{cr} : 한계 매입 깊이

Klomb and Tonda(1995)는 파이프라인의 허용 매입 깊이 e를 포함한 세굴심 산정식을 제안하였다.

$$\frac{S_m}{D} = 0.1\sqrt{KC}\left(1-1.4\frac{e}{D}\right)+\frac{e}{D} \tag{2-159}$$

(5) 혼성제 사석부의 소요 질량

혼성제의 사석부 피복재의 소요질량은 항만 및 어항 설계기준처럼 확장된 다니모토(谷本)식으로 구하도록 정하고 있으며, CIRIA: manual on the use of rock in hydraulic engineering(2007)에 제시된 Madrigal and Valdes(1995)의 식을 추가적으로 제시하고 있다.

2-13-5 구조물 주변의 세굴 및 혼성제 사석부의 소요 질량의 차이

항만 및 어항 설계기준(2005)에서는 구조물 주변의 세굴에 대해서는 정성적인 경향만을 설명하고 있으며, 혼성제 사석부의 소요 잘량 산정식은 확장 Tanimoto식을 제시하고 있다. BS 6349에서는 세굴식은 제시되지 않고, Brebner & Donelly 식을 제시하고 있다. CIRIA: manual on the use of rock in hydraulic engineering(2007)은 세굴 산정식은 간단한 공식 하나만 제시되어 있고, 혼성제 사석부 소요 질량식은 확장 Tanimoto식과 Madrigal and Valdes(1995)의 식을 제시하고 있다. coastal engineering manual에서는 직립 방파제, 경사식 방파제, 파일 및 파이프라인에 대한 세굴심 침식 세굴공 폭 산정식을 다양하게 제시하고, 혼성제 사석부 소요 질량식도 확장 Tanimoto식과 Madrigal and Valdes(1995)의 식을 제시하고 있다. 구조물 주변의 세굴 및 혼성제 사석부 소요 질량식에 관해서는 coastal engineering manual이 가장 다양하고 자세한 설계 지침을 제시하고 있다.

제 3 장 방파제

3-1 방파제 설계 일반

방파제는 외곽시설의 일종으로 항내의 정온 확보, 수심의 유지, 해안의 유실방지, 고조에 의한 제체 내의 수위상승 억제, 지진해일에 의한 침입파의 감쇄, 그리고 항만시설 및 배후지를 파랑, 고조, 지진해일로부터 방호 등을 목적으로 하며, 방파제를 축조함에 있어서는 부근의 수역, 시설, 지형, 해류에 미치는 영향을 충분히 고려하여 그 배치 및 구조를 결정해야 한다. 항만 및 어항 설계기준(2005)과 비교하여 방파제 설계 세목은 큰 차이가 없으나 BS 6349에서는 방파제 내의 허용 파고나 안전한 하역을 위한 선박의 요동량 등에 지침이 제시되어 있으며, 안전 관점에서의 허용 월파량 등이 차이가 있다.

3-1-1 BS 6349: maritime structure (2000)

(1) 방파제의 정의

방파제 설계 시에는 방파제는 파랑에 대한 항구 및 취수 구조물을 보호하는 구조물로서 사석경사제, 직립제 및 혼성제로 구분된다. 사석 방파제는 주로 해저에 쏟아 붓거나 투하된 바위로 구성된 구조물로서, 큰 사석이나 프리캐스트 콘크리트 블록으로 만들어지는 외부층은 작은 사석으로 코어를 파도로부터 보호한다. 사석 마운드위에 방파제 기능을 향상시키는 콘크리트 상치 구조물을 설치할 수도 있다. 직립제는 방파제 해저면에서 연직인 구조물을 설치하여 파도 공격을 견뎌내는 방파제이며, 혼성제는 수중에 만들어진 사석 마운드위에 직립식 구조물을 설치하는 방파제이다.

(2) 방파제의 배치

파도 에너지는 방파제 사이의 입구를 통하여 침투하거나 월파나 방파제 투수층을 통과하여 항구로 들어온다. 따라서 사용하는 방파제 구조물의 형태 및 상세 제원이 항구 내의 파랑 분포에 영향을 주며, 이런 이유로 방파제 배치는 구조물의 설계와 완전히 분리할 수 없으며 최적 설계를 위해 반복적 과정이 종종 필요하다. 연안 표류물이 항로에 접근하는 것을 막기 위해 또는 조수유입 조절을 안정화시키거나 처리하기 위해서도 방파제가 필요할 수 있다. 항내 보호를 위한 방파제의 설치 및 배치는 다음과 같은 필요에 의해 결정된다.

① 버스 또는 계류지에서 선박의 피난 조건
② 항구 내에서 선박의 이동 및 회전
③ 안전한 운항 속도에서 항구 입구에 선박이 진입하기 위해 적절한 정지거리

가. 항해 측면

접근 수로의 깊이 및 너비에 대한 기준은 BS 634901:1984의 18항, 항구 내 이동 기준은 19항 그리고 계류 소형 선박 및 선박에 대한 허용 파도 조건 기준은 30 및 31항에 제시되어 있으며, 다음 표(3-1), 표(3-2), 표(3-3)에 제시되어 있다.

표(3-1) 안전을 고려한 허용 파고

	H_s (m)
Marinas	
- Moored at jetties or quay walls	0.15
- Swinging moorings	0.60
Fishing harbours	
- Moored at jetties or quay walls (boats up to 30m length)	0.40

표(3-2) 안전한 계류조건을 관한 최대 속도 기준 지침

Ship size DWT	Surge m/s	Sway m/s	Heave m/s	Yaw degrees/s	Pitch degrees/s	Roll degrees/s
1,000	0.6	0.6	-	2.0	-	2.0
2,000	0.4	0.4	-	1.5	-	1.5
8,000	0.3	0.3	-	1.0	-	1.0
Note : These criteria are applicable to fishing vessels, coasters, freighters, ferries and ro-ro vessels.						

표(3-3) 안전한 하역 작업을 위한 선박의 최대 요동량 지침

Ship type	Cargo handling equipment	Type of motion					
		Surge[2] m	Sway[2] m	Heave[2] m	Yaw[2] degrees	Pitch[2] degrees	Roll[2] degrees
Fishing vessels	Elevator crane Lift-on-lift-off Suction pump	0.15 1.0 2.0	0.15 1.0 1.0	0.4	3	3	3
Freighters, coasters	Ship's gear Quay cranes	1.0 1.0	1.2 1.2	0.6 0.8	1 2	1 1	2 3
Ferries, ro-ro	Side ramp[b] Bow/stern ramp Linkspan Rail ramp	0.6 0.8 0.4 0.1	0.6 0.6 0.6 0.1	0.6 0.8 0.8 0.4	1 1 3 -	1 1 2 1	2 4 4 1
General cargo	-	2.0	1.5	1.0	3	2	5
Container vessels	100% efficiency 50% efficiency	1.0 2.0	0.6 1.2	0.8 1.2	1 1.5	1 2	3 6
Bulk carries	Cranes Elevator/bucket-wheel Conveyor belt	2.0 1.0 5.0	1.0 0.5 2.5	1.0 1.0	2 2 3	2 2	6 2
Oil tankers	Loading arms	0.5-2.0[c]	0.5-2.0[c]				
Gas tankers	Loading arms	0.5	0.5[c]				

방파제는 항구 입구에서 특별한 항해 조건을 만드는데 조류 편향의 결과 및 방파제 두부 주변의 파도 편향에 의해 항구 입구에 걸쳐 조류가 만들어 질 수 있다. 파랑의 굴절이 방파제에 의해 발생할 수 있으며, 선박이 공해에서 피난 해역으로 이동함에 따라 단거리에 걸쳐 선박에 영향을 주는 환경 조건의 상당한 변화가 있다. 항해를 쉽게 하기 위한 넓은 항구 입구는 항내 정온도의 확보라는 문제와 상충되며, 방파제의 최적 배치는 경제적 비용 측면과 운항 및 항만 운영 조건을 고려하여야 하며, BS 6349-1:1984 18항에 기술한 수치모델 및 선박 시뮬레이터는 항구 입구 및 방파제 배치 계획에 소중한 도움이 될 수 있다.

나. 파랑의 항내 전파

항만 배치의 가장 중요한 결정 요소는 입구를 통해 들어오는 파랑의 전파이다. 먼저 입구 바로 밖의 파도 조건을 규정한 후 항내로 전파되는 파랑에 대한 입구의 영향을 결정하고 마지막으로 항구 내의 위치에서 파랑의 정온도를 결정하는 것이 필요하다. 항만 배치 시 진입 파도의 방향이 중요하며, 최대 파도에 대하여 가장 큰 피난처 구역을 제공하여야 하는 반면 다른 방향에서의 더 작은 파도 조건도 배치 설계에 중요할 수 있다. 평상파 조건뿐만 아니라 설계파 조건에 대해서도 고려를 해야 하는데, 전자는 중지 시간과 운영 경제성에 영향을 줄 수 있는 반면 후자는 안전에 영향을 주기 때문이다.

선박 요동에 대한 허용 한계는 표 3-3에 제시되어 있으며, 조류나 해일에 의해 발생하는 다른 수위에서 항내 정온도도 조사해야 한다. 수위는 항내로 전파하는 파랑의 크기를 바꿀 수 있으며, 특히 입구에서의 파도 방향에 영향을 줄 수 있다(BS 6349-1:1984의 25항 참조). 해저 등고선의 변화 또한 상당한 영향을 가질 수 있으며, 입구에서의 파의 회절은 방파제가 제공하는 피난 정도와 항구 수역으로의 파랑 분포를 결정한다. 항내에서 파도가 반사되거나 흡수될 범위를 고려할 필요가 있으며, 항내 반응 결정에 있어 깊이가 변하는 곳, 얕아지는 곳, 굴절 및 바닥 마찰을 고려할 필요가 있다. 이런 측면 및 물리적 그리고 계산적 모델 사용에 대한 지침은 BS 6349-1:1984의 29항에 제시되어 있다.

다. 월파 및 파랑 전달

월파 및 파랑 전달, 항만 배치에 따라 정온도의 영향은 방파제 구조물 설계에 의해 결정된다. 방파제에서 월파를 방지하도록 하는 것은 공사비의 증가와 구조물에 작용하는 파력을 크게 증가시킬 수 있으므로, 월파 범위는 매우 신중하게 고려해야 한다. 안전 관점에서의 허용 월파량은 표(3-4)에 제시되어 있으며, 이는 차량 및 사람의 통행과 관련이 있다. 꽤 심각한 월파도 낮은 천단고로 설계된 방파제의 특수한 경우를 제외하고는 일반적으로 항내에서 파랑 분포에 큰 영향을 주지 않는다.

구조물을 통한 전달은 예를 들면 큰 사석으로 건설된 다공성 경사제에서 발생할 수 있고, 파랑의 전달 정도는 파주기가 증가하면 쉽게 증가할 수 있다.

표(3-4) 안전 관점에서의 허용 월파량

Consideration	$(m^3/m)/s$
Inconvenience to personnel	4×10^{-6}
Inconvenience to vehicles	1×10^{-6}
Danger to personnel	3×10^{-5}
Impassable for vehicles	2×10^{-5}

라. 방파제 선형

항의 크기와 방파제 선형은 운항, 항내 정온도 및 월파와 파랑의 전달을 고려하여 배치하여야 하며, 방파제의 외해측에서의 반사는 일부 구간에서 파고를 증대시킬 수 있는 정상파 및 연파 패턴을 만들 수 있으므로, 방파제 선형을 직선 대신 볼록한 선형을 채택하는 경우 감소된다. 오목한 굴곡은 매우 심각한 파도 집중을 만들 수 있으므로 피해야 한다.

주방파제와 보조 방파제 방파제의 두부 배치는 종종 가장 큰 파도가 항구에 직접 진입하는 것을 막을 수 있도록 충분히 겹쳐 설계하여야 한다. 가장 큰 파랑의 방향으로 주 방파제를 배치하고 그림(3-1)(a)와 같은 작은 보조 방파제를 설치하고 보조 방파제에 접안시설을 집중 배치하여 공사비의 절감과 항내 정온도의 향상을 도모할 수 있다. 도류 기능이 중요하고 방파제 중첩이 거의 없으며 입구에 더 많은 파도 작용이 들어오는 것을 허용하는 하구에는 그림(3-1)(b)와 같이 방파제의 배치가 더 적합하다.

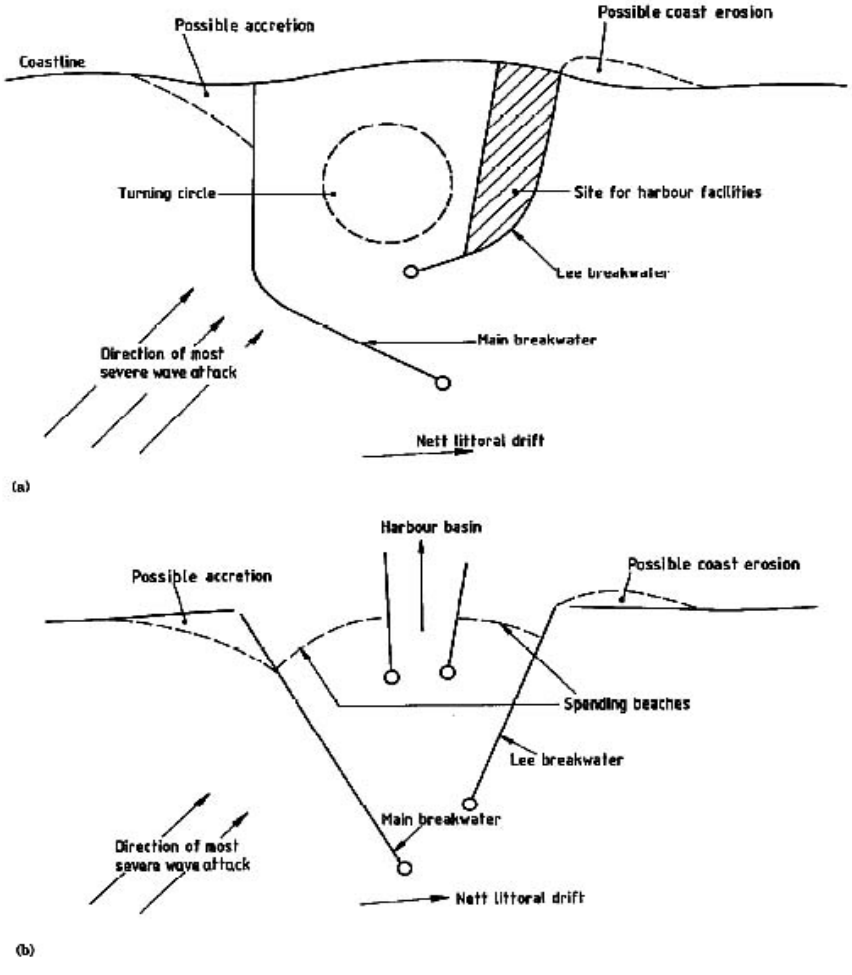
마. 수리모형실험 및 수치모형실험

항만의 배치에 따른 항내 정온도는 수리모형실험으로 평가해왔으며, 수치모형실험도 이용할 수 있다. 주요 프로젝트에 대한 현행 모범 사례는 수리모형과 수치모형 둘 다를 사용하는 것이며, 모델의 구성과 시험 프로그램 계획이 가능하도록 현장 자료의 조기 수집에 대한 필요성에 주의를 기울인다. 수리모형실험은 종종 방파제 구조물 안정성 연구를 위해 전체 항만 수역을 모

형화 하기에는 수조의 규모가 너무 작으므로, 가장 심각한 파랑을 받는 방파제 부분에 대해서는 모형화 하여 안정성을 평가할 수도 있다.

바. 환경적 영향

방파제 건설은 해역의 상황을 변화시키므로, 방파제로 인한 주변 해역의 환경적 영향뿐만 아니라 주변해역의 환경적 변화로 인해 방파제에 미치는 영향에도 상당한 주의를 기울여야 한다. 방파제의 건설로 인한 해역의 흐름장의 변화, 유사 이송 패턴의 변화, 오염물질의 이송 확산 및 생태적 영향도 고려해야 한다. 연안류의 변화로 인한 유사 이송의 차단이 인접 해안선에 심각한 영향을 가질 것 같은 경우, 표사의 이송을 위한 우회 설비 제공이 필요할 수 있다. 그림 (3-1)(a)에 나타나는 것처럼 연안류로 인한 해안선과 항 입구의 퇴적은 유지 준설을 필요하게 되고, 항내나 항만 주변 해안의 침식은 양빈이나 침식 방지공의 대책이 필요하게 된다. 항내의 정체 수역은 오염물 등의 정체를 유발하여 항내 수질을 악화시킬 수 있으며, 오염물의 배출을 위해 개구부나 배수 암거 등의 설치가 필요할 수도 있다. 방파제로 인한 외해 수역의 흐름장의 변화는 오염물의 이송 확산에 영향을 미칠 수 있으며, 동식물의 서식지에도 영향을 미치므로 방파제의 배치 시 환경적 영향을 고려하여 영향이 최소화하도록 최적의 배치를 해야 한다.



그림(3-1) 전형적인 방파제 배치 예

(3) 자료 수집

방파제의 설계 및 건설을 위해서는 바람, 온도, 대기압 등의 기상 자료, 파랑자료, 수심 및 지형 자료, 수위 및 흐름에 관한 자료, 유사 이송 및 지반 조사 자료 등이 필요하게 되며, 건설 재료에 대해서도 자료의 수집이 필요하다. 설계 최대 파고에 대한 자료가 구조물 설계에 필요한 반면 계절 및 연간 평상 파랑 자료는 항구 배치, 항구 운영의 영향 평가 그리고 건설 계획을 위해 필요 하며, 일부 지역에서 특히 지속적인 너울이 있는 곳에서는 장주기파 활동에 대한 자료가 필요하다.

방파제 선형 결정 및 파랑의 전파를 평가하기 위한 해저 및 해안의 수심 측량자료가 필요하다. 조수 간만에 의한 수위 그리고 기압 영향, 폭풍 서지 및 파도 형성에 의한 극단적 수위 편차에 대한 자료가 필요하며, 흐름장에 대한 구조물의 영향을 조사할 수 있도록 방파제 현장의 조류 속도와 형태에 대한 자료를 수집해야 한다. 항해 측면을 연구하기 위해 동일한 자료가 필요하다. 방파제 건설로 인한 흐름장의 변화 및 이로 인한 유사이송의 변화를 고려해야 하며, 과거 지형도의 비교 연구 및 항공사진은 과거에 발생한 바닥 이동 범위의 증거를 제공할 수 있다. 지반조사는 side scan sonar나 geophysical survey와 더불어 시추공 조사를 실시하여 조사 지역 의 기초 지반의 특성을 파악하여야 한다. 방파제 건설 재료원과 품질은 초기 단계에 결정해야 하며, 현장 조사와 품질시험을 수행하여야 한다.

(4) 방파제의 설계

방파제의 구조적 설계는 방파제 기능, 현장 지형, 환경 조건 및 경제적 고려사항에 의해 결정되며, 설계에서 주된 요소는 파랑 하중과 지반 상태다. 파랑 하중과 이 하중에 대한 구조적 저항력의 근본적 비교는 복잡하며, 그 이유는 파도 하중은 본질적으로 확률적인 것이고 파도에 대한 구조적 반응은 완전히 이해되지 않기 때문이다. 실제적 접근법은 직립제와 경사제 사이에서 다르며, 직립제는 강체 구조물로 간주하며 유사 정적 해석에 의해 설계되고, 구조물에 작용하는 극한 파랑하중을 파압 공식을 이용하여 하중과 운동량을 계산한다. 이 설계가 적절한 안전 요소를 갖는지 확인하기 위해 가해진 하중을 구조물의 저항력과 비교한다. 설계의 불확실성은 주로 파도 상태 및 사용한 공식의 유효성과 관련된다.

연성 구조물로 간주하는 사석 경사제의 경우 파랑 상태에 대해 유사한 불확실성이 존재하며 그 외에도 파도/구조물 반응의 특징이 덜 이해되고 있다. 따라서 설계는 주어진 파도 조건에 대한 주 피복층 설계 평가와 관련한 경험식을 이용하여 주 피복층에 허용되는 손상 또는 이동 개념을 기초로 한다. 구조물의 사용 수명 또는 설계 수명 동안 초과 확률이 낮은 파고의 단일 값으로 설계 파도를 고려하는 것이 일반적인 관례다.

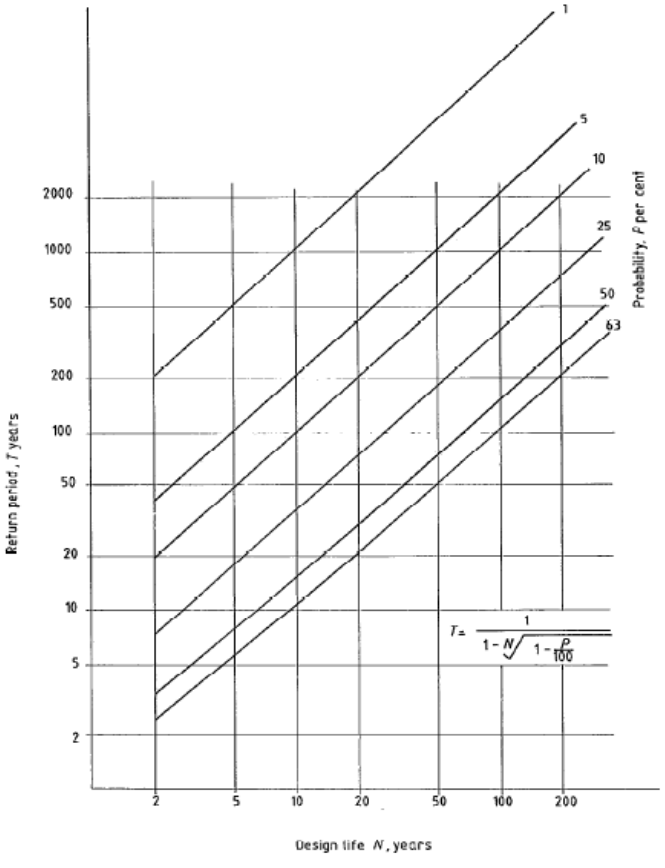
설계파고는 직립제의 경우 최대 파고 Hmax가 일반적인 반면 사석의 경우 유의 파고 Hs 또는 최대 파고의 1/10 평균 $H_{1/10}$이 사용된다. 또한 파주기, 파의 스펙트럼 에너지, 방향 및 쇄파 여부와 같은 상태 매개변수가 설계에서 중요하다.

방파제가 더 이상 항구나 육상 지역에 대한 보호 기능을 충분히 발휘하지 못하거나 항만 운영 작업의 방해를 포함한 보수비용을 용납할 수 없는 경우 손상이 발생한 것으로 정의하며, 이것은 궁극적인 한계 상태이다. 방파제에 대한 상당한 규모의 손상이 발생했지만 항구 내의 대부분의 정상 작업을 여전히 실시할 수 있을 때 사용성 한계 상태가 존재한다. 구조물의 수명 동안 용납할 수 있는 고장 확률 또는 용납할 수 있는 손상 정도는 설계 초기 단계에서 정해야 하고, 보수비용을 산출하고 프로젝트의 경제적 실행 가능성 평가에 포함해야 한다. 설계 초기 단계에서 이것은 매우 부정확하지만 프로젝트가 진행됨에 따라 개선되고 더 많은 정보를 이용할 수 있다는 점은 명확하다.

가. 설계 파랑

방파제의 설계 방법은 방파제 수명 도중에 발생하는 일부 파도는 설계 파도보다 클 수 있다는 가정을 기초로 한다. 설계 수명은 BS 6349-1:1984의 16항에서 검토하지만 주로 프로젝트 기능으로 선택을 결정해야 한다. 50~100년의 사용 수명을 대개 가정하지만 설계 파도는 아래와 같은

이유로 보통 더 긴 재현 기간을 가져야 한다. 방파제가 재현 주기가 수명 주기와 동일한 파도를 견디도록 설계되었다면, 설계 수명 동안 설계 파도를 초과할 확률은 63%이다(BS 6349-1:1984의 21항 참조). 설계 수명, 재현 주기 및 초과 확률 사이의 관계는 그림(3-2)에 있다.



그림(3-2) 설계수명, 재현기간 및 초과확률의 관계

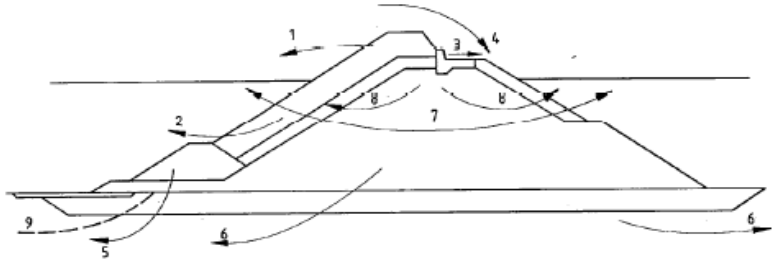
설계 파도의 5% 초과 확률이 50년의 설계 수명에 대해 용납된다면 설계 파도가 1,000년의 재현 기간을 두는 것이 필요하다. 따라서 확률과 이런 위험 회피 또는 감소 비용에 대한 손상의 결과를 균형 잡는 것이 필요하다.

나. 방파제 피해

사석경사제의 피해와 혼성제의 피해 유형을 그림(3-3)(경사제의 경우) 및 그림(3-4)(혼성제의 경우)에 나타내었다. 방파제 피해는 한가지의 원인으로 일어나는 경우는 드물며, 파괴를 일으키는 다음과 같은 요소들이 방파제 설계 도중에 고려되어야 한다.

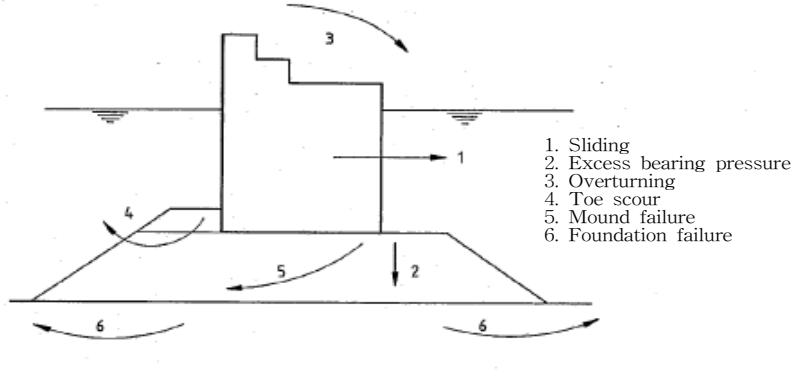
(가) 파랑에 대한 부적절한 정보로 인한 설계 파고의 과소평가 또는 너무 짧은 재현 주기 설계
(나) 해저 지형의 지역적 특성에 의한 국부적 파랑 집중에 대한 불충분한 허용치
(다) 구조물 전체적 및 국부적 수리학적 불안정성에 의해 초래되는 구조물 거동에 관한 부적절한 설계 기법 및 지식의 부족
(라) 수리모형 시험 실시 및 결과 해석의 부족
(마) 구조물 또는 기초의 지질 공학적 불안정
(바) 불충분한 시공 관리 및 감독, 특히 수중 부재 설치에서 시공 및 감독 부실

(사) 건설에 사용된 재료 품질의 결함 또는 사용 중인 재료 작용의 불충분한 이해. 예, 부식, 마모, 풍화에 대한 부적합한 저항력, 콘크리트 블록의 피로 및 품질 변화



Key
1 Loss of or damage to armour units
2 Movement of armour layer
3 Cap movement
4 Overtopping causing ice scour
5 Toe erosion
6 Foundation failure
7 Loss of core material
8 Slumping due to excess pure pressure
9 Shell bed scour

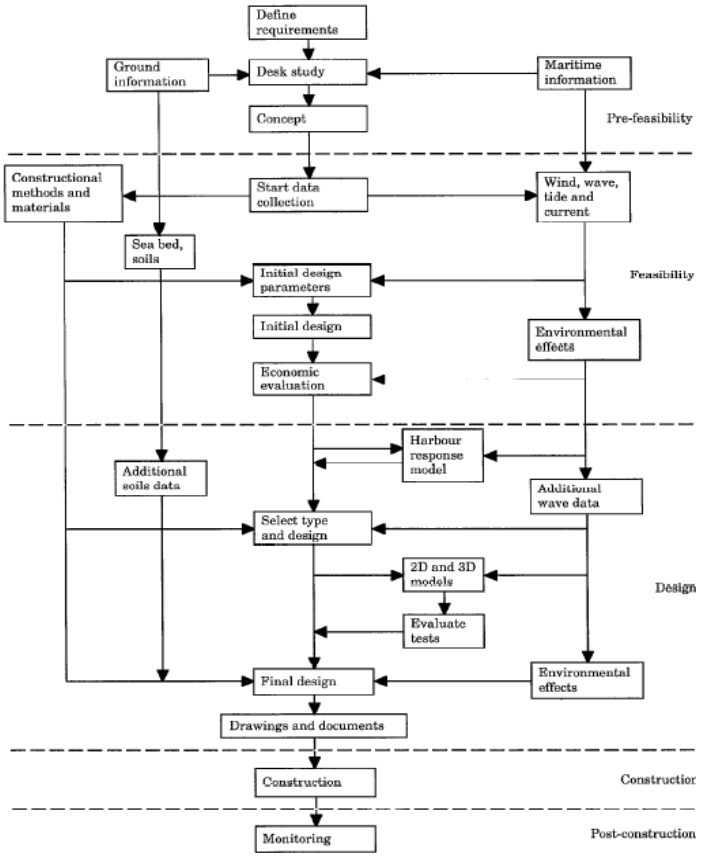
그림(3-3) 사석 경사제의 피해 형태



그림(3-4) 혼성제의 피해 형태

다. 설계 순서

그림(3-5)는 Pre-feasibility 단계부터 시공 단계까지의 설계 순서에 대한 논리적 도식을 보여준다.



그림(3-5) 설계 순서

파랑은 설계에서 가장 중요한 고려사항이므로 파의 평가가 첫 요건이다. pre-feasibility 단계에서는 BS 6349-1:1948의 22.2.1~22.2.5에 설명한 풍속, 폭풍 및 취송 주기를 포함한 식을 이용하여 파고 예측을 할 수 있으며, 추가적인 바람 기록 분석과 바람 기록 결과를 이용하여 feasibility 단계에서 보완된다. 필요한 모든 자료를 확실히 확보하기 위해 보다 상세한 현장 특정적인 정보가 수집되고 분석되는 이 기간에는 여러 가지 다른 예비 설계를 준비하고 비교해야 한다.

수리모형실험은 방파제 설계 안정성 결정의 가장 효율적이고 신뢰할 수 있는 방법이며 최근에 개발된 실험 기법에서는 대부분의 수리학적 안정성 평가를 가능하게 한다. 포괄적인 일련의 모델 시험을 실시하여 설계를 다듬고 극한 조건 하에서의 구조물 안전성을 판단해야 한다. 시간과 비용 제약으로 모든 옵션을 시험하는 것은 거의 불가능하므로 실험케이스를 주의해서 준비하여 실험으로부터 최대의 결과를 얻고 결과의 해석을 지원해야 한다.

방파제 요소의 수리학적 안정성 조사를 위한 수치 모델은 아직 개발되지 않았지만 사석 내부에서의 수압 작용과 전반적인 지질 공학적 안정성에 대한 영향의 모델링에 대한 연구가 일부 진전되었다. 각 설계 공정의 최종 단계는 예상 위험의 철저한 분석 및 피해에 따른 보수비용을 평가하여야 하며, 최종 설계 단계는 자료 수집 범위와 신뢰도, 수리모형실험 결과 및 한계, 건설 자재의 가용성 및 비용, 건설 방법 그리고 손상 위험 및 보수 등을 고려한다.

라. 설계 조건

방파제 설계 조건 중에서 파랑 및 해역 기상 특성은 가장 중요하며, 파고, 파주기, 스펙트럼 에너지, 파향 및 쇄파, 바람, 열대성 저기압, 폭풍 지속시간, 수위의 영향 및 지진해일 등을 고려할 필요가 있다. 파도 자료의 장기적 기록을 거의 이용할 수 없을 때 대개 1년인 단기 기록은 장기적 조건을 반드시 대표하지는 않는다. 바람 기록은 파도 기록 추정을 지원하고 낮은, 평균인 또는 높은 바람(및 그로 인한 파도) 활동 기간 동안 파도 기록 기간 발생 여부를 결정하기 위하여 여러 해 동안에 걸친 사후예측(hindcasting)에 이용할 수 있다. 그런 후 기록 기간 동안 그리고 극단적 폭풍 조건 동안 기록된 높이와 바람이 만든 추정 높이를 비교하여 설계 파고 조건을 결정할 수 있다. 종종 바람 기록이 근해 파향 결정에 이용할 수 있는 유일한 수단이다. 파랑이 천해로 이동할 때는 굴절, 회절, 반사, 천수화, 바닥마찰, 쇄파 등의 복잡한 현상이 일어나므로 BS 6349-1:1984의 23항에 설명한 것처럼 천해 효과를 고려하여 설계파고를 결정해야 한다.

열대성 폭풍은 풍속 33m/s(64kn) 이상의 회전 폭풍으로 허리케인, 태풍, 토네이도, 열대성 사이클론 및 기타 지역적 이름으로 알려져 있다. 완전히 발달한 허리케인은 1,000km의 직경을 가질 수 있다. 평균 이동 속도에서 허리케인이 지나가려면 이틀이 걸린다. 최악의 항해 조건은 보통 이틀의 작은 부분만 지속되며 폭풍의 눈을 포함한 가장 심각한 기상 기간은 6시간을 거의 초과하지 않는다. 하지만 방파제에서 파도 생성에 대한 영향은 폭풍이 지나가는 방향에 따라 상당히 다를 수 있다. 수일에 걸친 꾸준한 파도 형성이 가능하며 너울의 여파는 이후 오랫동안 지속될 수 있다. 너울은 허리케인의 궤적에서 먼 지역에 영향을 줄 수 있다. 열대성 폭풍은 일반적인 바람/파도 기록으로 동일한 통계 산출에는 적합하지 않을 수 있으며 해안선에 접근하는 열대성 폭풍은 폭풍해일, 바람 및 파랑 형성으로 인해 수위에 영향을 준다.

폭풍 지속 기간은 사석 피복층의 손상 범위에 영향을 주며 두 개의 연속 폭풍 발생 가능성 또한 조사해야 한다. 첫 번째 폭풍의 결과로 필요한 보수를 두 번째 폭풍이 도착하기 전에 실시할 수 없다면, 둘 중 더욱 심각한 단일 폭풍보다 더 나쁜 경우가 된다. 수위를 고려하여 최악의 경우를 발생시키는 것이 절대적인 조건인 수직면 방파제의 경우 폭풍 지속 기간은 덜 중요하다. BS 6349-1:1984의 27.3에 설명한 것처럼 폭풍이 오래 지속될수록 최대 개별 파도가 높아진다는 것을 주목해야 한다.

방파제를 입사하는 최대 파고는 구조물 전면 또는 소단 근처의 수심에 의해 결정되므로 조위와 폭풍 해일에 의한 극한 수위를 알 필요가 있다. 폭풍 및 만조 수위의 결합 확률을 평가해야 하며, 대부분의 경우 두 조건은 독립 변수이므로 결합 확률 계산으로 발생 가능성을 평가할 수 있다. 일부의 경우 간조 수위가 중요할 수 있는데, 수심의 감소로 파랑의 형태가 비쇄파에서 쇄파로 변할 수 있기 때문이다. 이 또한 앞부분 침식을 증가시킬 수 있다.

지진해일이 발생할 수 있는 지역에서는 그 영향 또한 고려해야 한다. 폭풍해일과의 동시 발생 확률은 매우 낮지만 BS 6349-1:1984의 24.4에 언급한 것처럼 천수 변형은 파도에 심각한 영향을 가질 수 있으며 구조물에 대한 영향이 뚜렷해질 수 있다.

(5) 방파제의 구조 형식

방파제의 구조 형식을 결정하는 요소는 선박 운항, 월파, 파의 전달, 환경적 영향, 기초 조건 건설 재료 및 시공 방법, 피해 및 보수방법 등이 있으며, 방파제가 받게 되는 파랑의 가변적이고 예측할 수 없는 특성 때문에 수명 동안의 손상 가능성을 고려하여야 한다. 사석 경사제의 경우 피복석의 최대 5%의 이탈은 종종 허용되는 것으로 고려하지만, 콘크리트 피복재의 경우에는 블록의 맞물림에 따라 낮은 수준의 허용 손상이 바람직하다. 수리모형실험에서 콘크리트 블록의 이동에 관한 구분과 사석 경사제의 피해의 정도가 표(3-5)와 표(3-6)에 제시되어 있다.

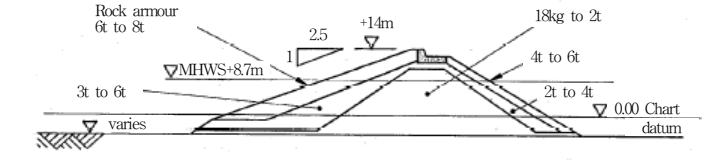
표(3-5) 수리모형실험에서 콘크리트 블록의 이동에 관한 정의

Classification	Description
0	No discernible movement
R	Units seen to be rocking but not permanently displaced
1	Unit displaced by up to 0.5d
2	Unit displaced by more than 0.5d and up to 1.0d
3	Unit displaced by more than 1.0d

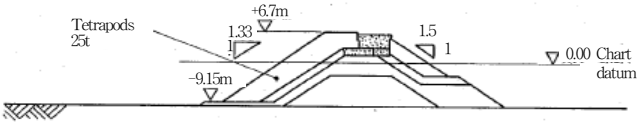
표(3-6) 수리모형실험에서 피해의 정도

Damage	Description
Destroyed	Core of breakwater affected
Serious	Core of breakwater visible
Much	Large gaps in primary layer; 5 % of units displaced
Moderate	Gaps in primary layer; 3 % of units displaced
Little	2 % of units displaced
Slight	1 % of units displaced
Hardly	No damage

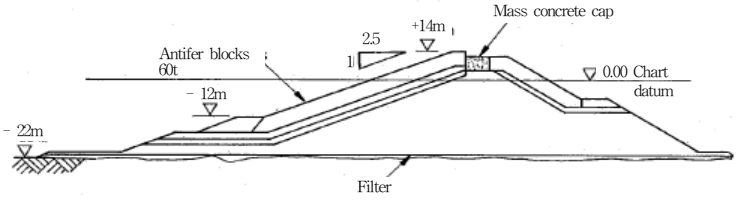
경사제, 직립제 및 혼성제의 예가 그림(3-6), 그림(3-7), 그림(3-8)에 제시되어 있다



(a) Port Talbot, UK

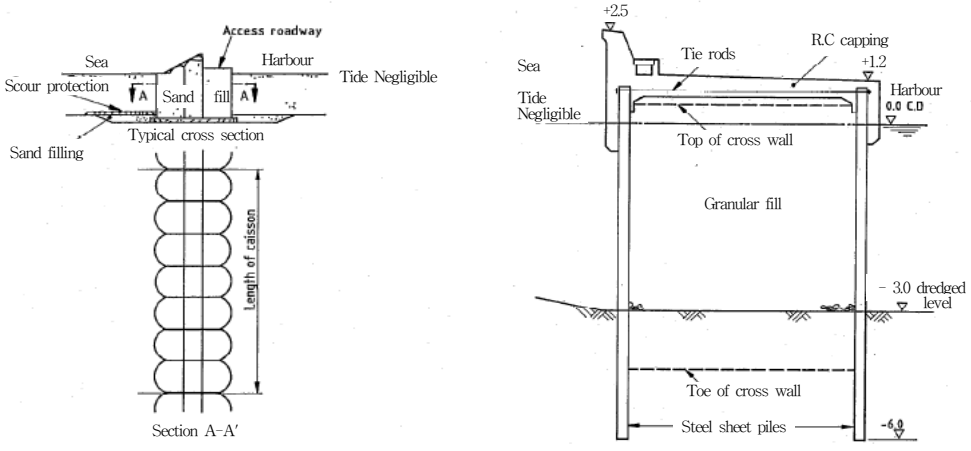


(b) Crescent City, USA

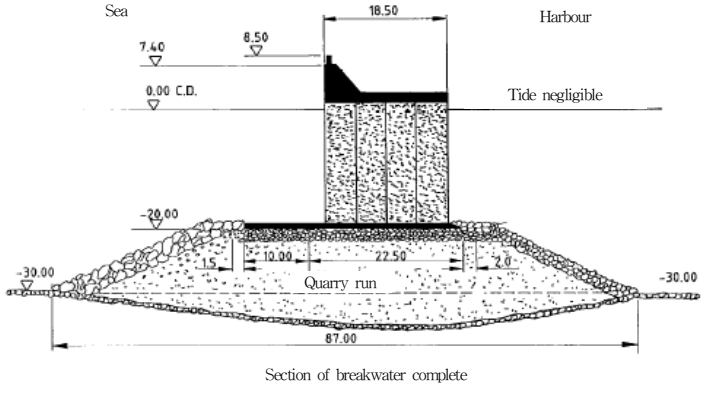


(c) Sines, Portugal; East breakwater

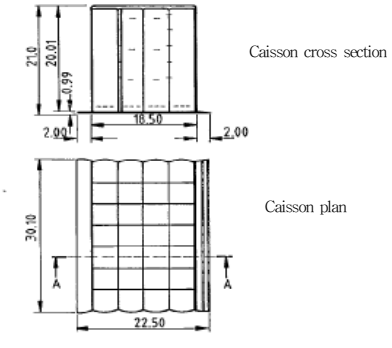
그림(3-6) 경사제의 예



그림(3-7) 직립제의 예 (셀식 케이슨제 및 이중 널말뚝제)



Section of breakwater complete



그림(3-8) 혼성제의 예

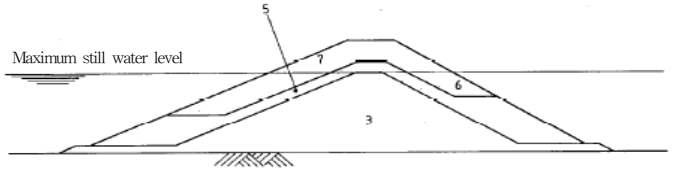
3-2 경사제

경사제는 돌이나 콘크리트 Block을 사다리꼴 형상으로 쌓아올린 것으로서 주로 사면에서의 쇄파에 의하여 에너지를 소산시키는 구조형식이다. 경사식 방파제의 설계 세목 중 BS 6349 (2000)와 항만 및 어항 설계기준(2005)의 차이는 BS 6349에서는 피복석 소요 중량 산정식으로 제시된 Van der Meer식이 심해와 천해 조건에 따라 H_s와 $H_{2\%}$를 각각 적용하도록 한 Van der Meer의 원 식을 제시하고 있으나, 항만 및 어항 설계기준(2005)에서는 H_s를 $H_{1/20}$로 변환하고 쇄기파와 권파의 안정계수 중 최대치를 적용하도록 규정한 Van der Meer식을 변형한 식을 제시하고 있다.

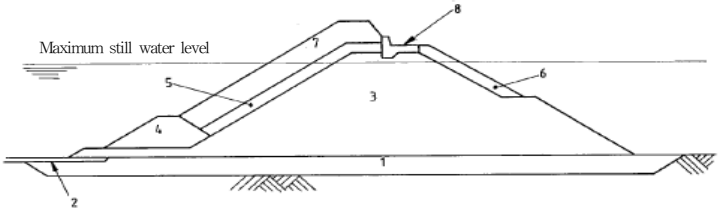
3-2-1 BS 6349: maritime structure (2000)

(1) 전반적인 설계

경사제의 허용 월파량 및 전달 파고와 설계 파랑 입사 시에도 충분한 안정성을 확보하기 위해서 사석 경사제는 일반적으로 중심에서는 투수성 낮고 바깥쪽으로 큰 사이즈의 사석으로 점진적으로 변하도록 중앙 코어위에 필터층과 피복층으로 만들어진다. 그림(3-9)는 전형적인 사석 경사제의 구성 요소와 기능을 보여준다.



(a) simple rubble mound construction



(b) Construction for difficult conditions

Element	Function
1 Foundation improvement(if necessary)	Provides embankment stability
2 Scour protection apron	Prevents erosion
3 Core	Provides bulk of structure and reduces wave transmission
4 Toe mound	Supports the main armour
5 Under layer	Contains the core and provides foundation for armour
6 rear face armour	Protects core from overtopping waves.
7 Main armour	Provides wave protection inside harbour
8 Concrete crest structure (with key or cut-off toe)	Provides wave protection Provides access and reduces overtopping (Key prevents sliding failure)

그림(3-9) 경사제의 구성 요소 및 기능

가. 단면 선정에 영향을 미치는 요소

횡단면을 결정하는 기본적인 요소는 외해측 피복재의 소요 질량과 사면 경사, 방파제 천단의 높이와 폭이다. 채택한 횡단면은 기초 지반에 적합하고 실제 순차적인 방법으로 건설을 할 수 있어야 하며, 건설 도중의 예상되는 침하를 횡단면 치수 결정에서 고려해야 한다.

경제적으로 구할 수 있는 피복재의 최대 크기는 사석이나 콘크리트 피복재를 1차 보호용으로 결정함에 있어 주요소가 되며 그 크기, 층 두께 및 경사는 설계 파랑에 의해 결정된다. 피복층 내부의 필터층과 코어에 대한 사석 크기는 각 층을 통한 내부 사석이 흡출을 방지하고 투수성을 유지할 수 있도록 filter rule에 의해 결정한다. 사면의 제원과 경사는 파의 처오름 높이를 계산하고, 상치 콘크리트의 채택 및 허용 월파량을 만족하도록 정해야 한다.

대부분의 코어의 상단은 건설 도중에 장비와 인원이 안전하게 접근할 수 있도록 고수위보다 높게 하며, 코어의 너비는 건설용으로 사용되는 장비 및 차량에 의해 결정되며 방파제의 너비를 좌우한다. 부유식 장비를 이용하여 해상에서 시공하는 경우에는 코어의 높이와 너비를 줄일 수 있으며, 파의 쳐올림 및 월파 제한을 위해 상치 구조물을 설치할 수도 있다.

경제적인 이유로 채석 작업에서 나오는 가장 큰 암석 범위의 생산물을 사용할 수 있도록 횡단면을 설계하는 것이 중요하다. 1차 및 2차 피복재의 크기는 활용되지 않는 중간 범위의 재료를 제외할 수 있으며, 중간 범위의 재료들은 다음과 같은 용도로 사용될 수 있다.

(가) 피복층이 끝나는 하단부 아래 피복층 사석

(나) 해저 지반위에 놓이는 소단(toe apron) 사석

(다) 항내 측 사면의 피복층 사석

방파제 두부는 피복재를 사용하여 원형으로 설치하게 되고, 방파제의 평면 선형의 급격한 변화를 피할 수 없는 경우, 오목부가 발생하게 되고, 오목한 모서리는 심각한 파도 집중을 만들 수 있으며 피복층의 안정성과 월파에 특별한 고려가 필요하다.

나. 파의 처오름 및 월파

BS 6349-1:1984의 28.2와 28.3은 규칙파 실험을 기초로 한 사석 경사면에서의 파의 처오름 높이 추정 방법을 제공하며, 계산된 처오름 높이가 월파를 허용하면 월파량을 평가해야 한다. 현재로는 월파수의 양을 결정하는 신뢰할 수 있는 분석 방법이 없으나, BS 6349에서는 Owen 월파량 산정식을 이용하여 월파량을 산정하도록 규정하고 있으며, 쳐올림과 월파가 중요한 경우 최종 설계에 대해 불규칙파를 이용한 설계 구간의 수리모형실험을 수행하도록 규정하고 있다.

다. 전반적 안정성

사석 방파제의 전반적인 안정성은 구조물과 지반, 그리고 정적 및 동적 하중 모두의 영향을 포함하며, 동적 하중은 지진이나 파랑에 의해 발생하며 침하나 세굴과 같은 구조물 및 지반에 대한 장기적 변화에 의해 영향을 받는다. 사면 안정성 측면에서 공극수압의 이 변화는 아마도 전반적 안정성에 대한 가장 중요한 요소이며, 공극 수압의 증가가 입자 사이의 마찰각을 효과적으로 줄임으로써 경사 안정성을 감소시킨다.

사석경사제의 피해 형태는 그림(3-3)에 보이며, 지반 침하는 전체 구조물의 변형을 초래하고, 피복재 파손 및 피복층의 손상을 초래할 수 있다. 불리한 구조적 영향이 없더라도 침하는 상치 콘크리트의 파력과 월파량을 증가시키고, 장주기파가 발생하는 곳에서 잔골재를 포함하는 코어에서 파도에 의해 공극 수압이 형성됨에 따라 붕괴가 발생할 수 있다. 각 층간의 미끄러짐에 대한 안정성은 층 사이의 마찰 계수에 의해 영향을 받으며 피복재 크기에 대한 기층 크기의 비율이 높을 때 안정성은 증가한다.

(2) 피복층의 설계

경사제 피복층은 피해 발생 시 기층 및 코어의 피해를 초래할 수 있기 때문에 사석 방파제에서 가장 중요하며, 파랑의 반사, 쳐올림 및 월파에 중요한 영향을 미치며 기층 및 상치공 설계에 영향을 준다.

가. 사석 피복재

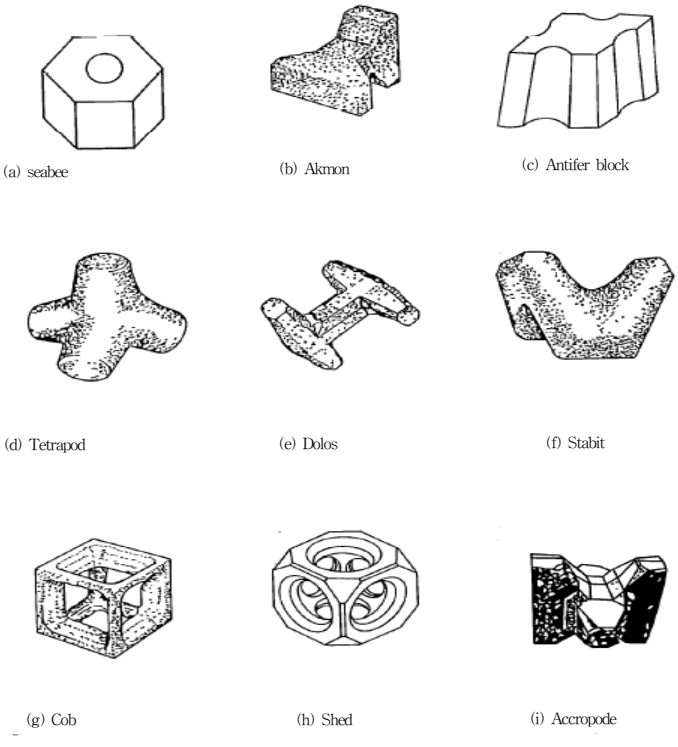
피복층으로 사석을 이용 시 경제적으로 생산할 수 있는 암석의 최대 크기는 보통 10t에서 15t의 범위가 되는데, 암석 형태에 따라 채석 가능한 최대 크기가 훨씬 작을 수 있다. 피복층 사석의 소요질량은 사면 경사를 완만하게 하여 줄일 수 있으나, 단면의 증가로 인해 사석의 소요량이 증가하게 된다. 마모로 인한 사석이 원형으로 깎여 나갈 수 있으며, 피복층의 안정성을 감소시킬 수 있다.

나. 콘크리트 이형 블록

피복층으로 다수의 다른 형태의 콘크리트 이형 블록이 개발되었으며, 그림(3-10)은 가장 보편적으로 사용되는 콘크리트 피복재를 보여준다. 거의 모두가 중량 콘크리트(mass concrete)로 만들어지며 크게는 난적용과 정적용으로 구분 할 수 있다.

(가) 난적용 피복재

대부분의 콘크리트 피복재가 이 유형으로 보통 2층적이지만, 때로는 1층적으로 설치된다. 대형 유사 입방체(예: 큐브, 인티퍼 블록)부터 중간 형태(예: 애크로포드(accropode), 애크몬(akmon)) 그리고 복잡한 형태(예: 테트라포드, 스태비트(stabit), 돌로스)까지 이른다. 대형유사 입방체는 사석과 동일하게 블록의 중량에 의해 파랑에 저항하는 것인 반면에 보다 복잡한 피복재의 수리학적 안정성은 피복재 사이의 맞물림 정도에 의해 결정된다. 난적은 일부 피복재의 경우 잘 맞물리지 않게 되므로 보통은 패턴 난적의 형태로 설치하게 된다. 보다 복잡한 피복재는 고도의 맞물림을 얻어 탁월한 안정성을 달성하고 또한 피복층의 간극을 증가시켜 파력을 감소시키도록 고안되었다.



그림(3-10) 콘크리트 블록의 종류

표(3-7)은 피복재에 대한 일반적인 공극률을 제시하고 있다. 공극률이 크면 파랑에너지의 소산을 일으켜 수리학적 안정성에 필요한 피복재의 중량을 감소시킬 수 있으며, 피복재 간의 맞물림 또한 수리학적 안정성에 대한 소요 중량을 줄일 수 있다. 대부분 맞물림에 의존하는 피복재는 피복재의 흔들림이 발생하여 인접 피복재 사이에 충격 하중을 초래하며, 파손이 발생되면 맞물림이 약해지므로 추가적인 충격을 초래할 수 있어 점진적인 피해 가능성이 증가한다.

표(3-7) 피복재 공극율의 전형적인 값

Unit	Voids
	%
Quarry stones(rough angular random, placed in double layer)	37
Tetrapods	50
Stabits	52
Dolosse	56

(나) 정적용 피복재

이 형태의 예는 코브(cob), 쉐드(shed) 및 시비(seabee)이다. 이 피복재의 안정성은 배치 형태, toe apron 및 상치 콘크리트의 지지 등에 의해 좌우되며, 이 피복재는 단일 층으로 거치되어 연속적인 호안을 형성한다.

콘크리트 이형 블록에는 보통 철근을 거의 사용하지 않는데, 피복재에서 철근이 부식하는 경우 내구성에 대한 부정적인 영향을 미칠 수 있기 때문이다. 유리 섬유 보강이 균열 감소에 약간의 이점이 있는 것처럼 보이지만 구조적 성능에 대해서는 결정적이 아니라고 보고되고 있다.

피복재의 설계 시 피복재의 본질적 강도는 크기가 커질수록 감소한다는 사실을 고려해야 한다. 주요 장애는 복잡한 모양을 지닌 피복재에서 발생하며 설계, 제조 및 배치의 모든 관점을 건설 진행 전에 매우 유의해서 고려해야 한다.

콘크리트 피복재는 다음 하중 조건을 전제로 한다.

- 시공시의 하중: 블록의 제조, 운반 및 거치 도중에 발생하는 하중으로, 제조 도중에 발생하는 응력으로 인한 균열(예: 대형 피복재에서의 수축 또는 열 균열) 및 운반 거치 시 발생하는 하중은 피복재의 성능을 상당히 감소시킬 수 있다.
- 정적 하중: 자체 하중 및 맞물림 힘, 코어와 하부층의 침하에 의해 발생하는 피복재의 겹침 등에 의해 발생한다.
- 수압 하중: 쇄파, 파랑의 처오름 및 처내림에 의한 힘에 의한 것이며 다른 피복재에 대한 접촉에 의해 전파된다.
- 동적 하중: 다른 피복재에 충격을 주는 피복재의 흔들림 및 변위에 의한 것이며 대개는 가장 중요하지만 피복재에 가해지는 최대 하중일 필요는 없다. 흔들림에 의한 반복적 하중은 피로로 인한 파손을 낳을 수 있다.

콘크리트 피복재의 최대 크기는 표(3-8)에 제시된 값으로 제한할 것을 제안해왔다. 대형 피복재의 성공적인 이용 예를 찾아볼 수 있지만 현재 상태에서는 제시된 이 제한을 적용한 정도가 적당한 것으로 보인다.

표(3-8) 콘크리트 피복재의 최대 제안 크기

Unit	Maximum size
	t
Dolos	15
Stabit	20
Tetrapod	30
Antifer block	60

다. 설계 공식

파고와 사석 방파제에서의 사석 무게 사이의 관계는 여러 해에 걸쳐 축적되어온 다수의 경험적 또는 반경험적 공식의 주제였다. PIANC(국제수상교통시설협회)이 1976년 16개의 공식을 증명하였으며, 이 공식들은 사석 피복재를 위해 개발되었지만 콘크리트 피복재에도 적용되어 왔다. 사석 호안 및 방파제의 정적 및 동적 안정성에 대한 네덜란드의 최근 연구 결과로 Van der Meer가 추가적인 공식을 제안하였으며, 이 공식은 Hudson의 공식에 포함되지 않은 요소를 고려한다. 피복층에서의 수리동력학과 구조물의 상호 작용에 관한 모든 영향을 다루기에는 아직도 많은 불확실성이 존재하며, Hudson의 공식이 현재 가장 널리 사용되며 그 한계에도 불구하고 이용에 있어 상대적으로 간단함의 장점과 가장 많이 축적된 경험이 있다.

(가) Hudson의 공식

Hudson의 공식은 규칙파를 이용한 방대한 수리모형실험에 의해 암석 피복재용으로 개발되었으며, Hudson의 공식은 다음과 같다.

$$W = \frac{W_r H_D^3}{K_D X^3 \cot\alpha} \tag{3-1}$$

여기서,

W_r : 피복재의 단위밀도 (density of armor unit)

H_D : 설계파고 (design wave height)

$X = (W_r / W_w) - 1$: 상대부력밀도(relative buoyant density)

α : 사면의 경사각 (angle of slope)

K_D: 안정계수 (stability coefficient)

Hudson의 공식은 규칙파를 이용한 방대한 수리모형실험에 의해 암석 피복재용으로 개발되었으며, Hudson의 공식은 다음과 같다. 이 공식은 비월파조건에서 외해측 사석의 안정성을 위해 개발되었으며, 천단이 낮은 방파제에서는 이 공식을 사용하지 말아야 한다. 설계 파고 H_D는 규칙파를 이용한 수리모형실험을 기초로 하였으며, 임의파의 유의 파고 H_s와 최대 파고의 1/10의 평균인 $H_{1/10}$과 같은 높은 값 사이를 범위로 가질 수 있음을 보여주었다. 비쇄파조건에서는 구조물 설치 위치에서의 $H_{1/10}$을 식 (3-1)에 적용해야 하며, 파랑이 방파제에 닿기 전에 쇄파되는 조건의 경우, 예비 설계를 위해 사용하는 파고는 Hb(파쇄 파고) 또는 Hs 중 큰 값을 사용하도록 하고 있다. 1 : 1.5보다 가파른 보호층 경사는 암석 피복재에 대해 권장되지 않으며, 이 공식은 사면의 경사가 사석의 자연 안식각에 근접하면 신뢰할 수 없고, 경사가 1:5보다 완만한 사면에서도 적용할 수 없다. 사석에 대한 안정계수 K_D값은 표(3-9)에 제시되어 있다.

표(3-9) Hudson 공식에서 사석에 관한 K_D값

Rock shape	n[3]	Placement	Structure trunk		Structure head		
			K_D[4] for a breaking wave	K_D[4] for a non-breaking wave	K_D for a breaking wave	K_D for a non-breaking wave	Cot α
Smooth rounded	2	Random	1.2*	2.4	1.1*	1.9	1.5 to 3.0 –[5]
Smooth rounded	>3	Random	1.6*	3.2*	1.4*	2.3*	
Rough angular	2	Random	2.0	4.0	1.9*	3.2	1.5
					1.6*	2.8	2.0
					1.3	2.3	3.0
Rough angular	>3	Random	2.2*	4.5*	2.1*	4.2*	–[5]

1) Caution. The K_D values shown with an asterisk are unsupported by test results and are only provided for preliminary design purposes.
2) Application: 0% to 5% damage and minor overtopping.
3) n is the number of layers.
4) Applicable to slopes ranging from 1:1.5 to 1:5.
5) Until more information is available on the variation of K_D value with slope, the use of K_D should be limited to slopes raging from 1:1.5 to 1:3.

Hudson의 공식의 사석에 대한 안정계수 K_D값은 쇄파, 방파제 두부 및 일부의 경우에는 사면 경사 및 피복층 두께에 따라 변한다. K_D값은 사면의 안정성에 일부 영향을 끼치는 다음의 요소들을 고려하지 못한다.

㉮ 파도 주기 및 스펙트럼
㉯ 사석의 형상
㉰ 사석 거치 방법
㉱ 사석 맞물림의 정도
㉲ 파랑의 입사각
㉳ 하부층 재료의 크기 및 공극률
㉴ 정수면 아래로의 거리
㉵ 정수면에 대한 코어 높이

Hudson의 공식의 사석에 대한 안정계수 K_D값은 최대 5%의 손상 수준에 해당한다. 손상 정도는 일반적으로 전면 사면 및 정수면 아래 설계 파고 높이 아래까지 이탈한 암석의 수를 나타낸다.

(나) Van der Meer 공식

Delft Hydraulics Laboratory가 실시하고 Van der Meer가 보고한 사석 호안과 방파제의 안정성에 대한 연구 결과로써 새로운 공식이 식 (3-2)와 같이 제안되었다. 수리모형실험은 불규칙파를 사용하였으며 이 공식은 현재 이용 경험은 제한적이라서 실험적 한계 밖의 조건에 대해 이 경험적 공식을 사용하지 않아야 한다. 이 공식은 Hudson의 공식에 포함되지 않은 다음 변수를 고려한다.

㉮ 파주기
㉯ 쇄파계수(surf similarity). ξ_m
㉰ 쇄파 상태
㉱ 폭풍 지속기간
㉲ 코어의 투수성

이 공식은 권파와 쇄기파의 경우에 따라 각각 적용하며, 권파(쇄파)는 ξ_m이 2.5~3.5 미만의 경우에 다음 식을 적용한다.

$$H_s / \Delta D_{n50} = 6.2 P^{0.18} (S_d / \sqrt{N})^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (3\text{-}2)$$

여기서,

P : 공칭투수계수(permeability)

S_d : 피해 정도(damage level)

N : 파의 수(the number of waves)

ξ_m : 쇄파계수(surf similarity)

$$\xi_m = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{(2\pi H_s / g T_z^2)}}$$

쇄기파(비파쇄파)의 경우, ξ_m이 2.5~3.5보다 큰 경우에 다음 식을 적용한다.

$$H_s / \Delta D_{n50} = 1.0 P^{-0.13} (S_d / \sqrt{N})^{0.2} \sqrt{\cot\alpha}\, \xi_m^P \quad (3\text{-}3)$$

식 (3-2)와 (3-3)의 Van der Meer식에서의 설계 파고는 Hs인 반면에 식 (3-1)의 Hudson식은 현재 권장하는 설계 파고는 $H_{1/10}$임을 주목해야 하며, 식 (3-2)와 (3-3)은 천해가 아닌 심해 조건에만 적용이 가능한 식으로 manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA/CUR 2007)에서는 적용 가능한 상대 수심비 ($h > 3H_{s\,toe}$)에서 적용할 수 있다고 규정하고 있다.

Van der Meer는 상대 수심비 ($h \le 3H_{s\,toe}$)의 천해(shallow water)에서 다양한 조건에 대한 수리모형실험으로 유의파(H_s)보다는 $H_{2\%}$가 설계조건에 더 부합됨을 보였고, 파고분포는 Rayleigh 분포를 이용하여 식 (3-2)와 식 (3-3)을 재정리한 권파와 쇄기파에 대한 안정공식은 각각 다음과 같다.

$$H_{2\%} / \Delta D_{n50} = 8.7 P^{0.18} (S_d / \sqrt{N})^{0.2} \xi_m^{-0.5} \text{ 권파시} \quad (3\text{-}4)$$

$$H_{2\%} / \Delta D_{n50} = 1.4 P^{-0.13} (S_d / \sqrt{N})^{0.2} \sqrt{\tan\alpha}\, \xi_m^P \text{ 쇄기파시} \quad (3\text{-}5)$$

무차원 손상레벨 S_d는 식 (3-6)과 같이 정의되며, 정수면 위로는 퇴적(deposition)이 일어나고 정수면 부근에서는 침식(erosion)이 발생한다.

$$S_d = A_e / D_{n50}^2 \quad (3\text{-}6)$$

여기서, A_e는 수면 주위의 침식된 면적(m^2)이며, 대안으로 D_{n50}폭의 띠에서 이탈된 D_{n50} 크기의 사석 수로 고려할 수 있다. 초기 손상은 Hudson공식에서 언급한 피해 수준 5%에 해당한다. 공식 적용을 위한 데이터가 충분치 않으면 파의 개수 N = 3,000~5,000, 손상 레벨 S_d = 1~3, 투수 지수 P = 0.3이 권장된다.

(다) 콘크리트 피복재에 대해 Hudson의 공식

Hudson의 공식은 수리모형실험에서 유도한 적절한 K_D 값을 선택하여 난적용 콘크리트 블록에 사용되어 왔다. 이 접근법은 위험할 수 있는데 많은 콘크리트 피복재의 안정성은 Hudson의 공식에 포함되지 않은 계수에 의존하기 때문이며, 특히, 피복층의 안정성에 있어 피복재 사이의 맞물림에 의해 움직이는 부분은 전혀 고려 할 수 없다. 수리모형실험은 피복재에 대한 구조적 손상의 영향도 무시한다. 콘크리트 피복재 설계에 있어 Hudson의 공식을 다른 피복재 유형의 안정성 비교를 위한 수단 이상의 것으로 고려하지 않아야 하고 이전의 수리모형실험에서 발표된 K_D 값은 예비 선택을 위한 지침으로만 사용할 것을 권장한다. Hudson의 공식은 규칙적 형태로 배치된 피복재에는 적용하지 않아야 하며, 구조물 본체의 예비 설계용으로 제안된 K_D 값은 표(3-10)에 제시되어 있다.

표(3-10) Hudson 공식에서 콘크리트 블록에 관한 K_D 값

Unit	K_D
Dolos	10 to 12
Stabit	10 to 12
Tetrapod	6 to 8
Antifer block	6 to 8
Accropode	10 to 12

수리모형실험 결과는 테트라포드와 돌로스 같은 일부 피복재는 수직 입사 파랑에 비해 경사 입사 파랑에서 수리학적으로 덜 안정적임을 보이므로, 콘크리트 피복재에 대해 제시된 K_D 값은 경사 입사 시에 더 감소시킬 필요가 있다. 또한, 피복재 사이에 좋은 맞물림을 확신할 수 없는 경우에도 제시된 것보다 낮은 K_D 값이 적용되어야 한다.

(라) 피복층의 두께 및 범위

난적된 사석 피복층의 두께는 보통 2층적이 되어야 하며, 공칭 직경의 두 배인 2D가 된다. 1층적 사석의 경우는 해당 층의 두께는 약 1.15D이다. 피복층은 최소한 Hs의 1.5~2.0배의 깊이까지 해수면 아래로 연장되어야 한다. 사석의 층 두께 계수 및 공극률은 표(3-11)에 제시되어 있다.

표(3-11) 사석의 층두께 계수 및 공극률

Armour Unit	n	Placement	Layer coefficient K_D	Porosity P
				%
Quarrystone (smooth)	2	Random	1.02	38
Quarrystone (rough)	2	Random	1.15	37
Quarrystone (rough)	> 3	Random	1.10	40
Cube (modified)	2	Random	1.10	47

(마) 천단 및 후면 사면

후면 사면의 사석 크기 결정에 이용할 수 있는 분석적 방법은 없으며, 월파를 허용하고 상치 구조물을 갖지 않는 구조물은 천단의 사석은 피복층의 사석보다 작지 않아야 한다. 천단폭은 최소한 3개 이상의 피복재를 수용할 정도로 충분히 넓어야 한다.

(바) 코어 및 하부층의 설계

방파제의 주 기능인 파랑 통과 방지는 보통 코어에 의해 주로 수행되며, 코어 재료가 피복층을 통해 빠져 나가는 것을 방지하기 위해 하나 또는 그 이상의 하부층을 필터로 제공하는 것이 일반적으로 필요하다. 사석 마운드의 코어 입도는 노출면 바로 인근을 제외하고는 미세 재료가 파도 활동에 의해 유출될 수 없도록 넓은 범위의 크기에 걸쳐 균일한 입도를 갖는 것이 좋으며, 투수성이 낮아져서 전달 파고를 줄여주게 된다.

하부층의 기능은 다음과 같다.

㉮ 코어와 피복층 사이의 필터 역할
㉯ 피복층을 위한 안정된 바닥 제공
㉰ 피복층을 통과하는 파도 에너지 분산
㉱ 시공 중 심하지 않은 폭풍으로부터 코어 재료를 보호

하부층의 설계는 피복층과 코어의 입도 모두 반드시 고려해야 하며 여기서 제시된 필터 기준을 충족시키기 위해 하나 이상의 하부층이 필요할 수 있다. 사석 하부층의 공칭 중량은 피복층 사석 중량의 1/10 이상을 취하며, 하부층의 사석 크기는 선택한 공칭 중량의 ± 30% 이내이어야 한다. 콘크리트 피복재의 경우, 일부 피복재에 대한 하부층 사석의 공칭 중량의 범위가 표(3-12)에 제시되어 있다.

표(3-12) 콘크리트 피복재의 하부층 사석 무게

Armour unit (of weight W)	Weight of rock in underlayer
Dolos	W/5 to W/10
Stabit	W/5 to W/10
Tetrapod	W/10 to W/20
Accropode	W/7.5 to W/15

이런 정보를 이용할 수 없는 곳에서는 다음 식으로 하부층 공칭 직경을 구하도록 제안하였다.

$$\frac{D_{85(filter\,layer)}}{D_{voids(armour)}} > 2 \qquad (3\text{-}7)$$

여기서, D는 공칭 크기(동등한 입방체)
뒤에 붙은 “85”는 입경 가적 통과율
뒤에 붙은 “voids”는 공극의 최대 크기

필터 작용을 위한 하부층과 코어의 공칭 직경 사이의 관계는 다음과 같다.

$$\frac{D_{15u}}{D_{85c}} \le 4 \qquad (3\text{-}8)$$

$$4 \le \frac{D_{15u}}{D_{15c}} \le 20$$

여기서, D는 공칭 크기(동등한 입방체)
뒤에 붙은 “c”는 core
뒤에 붙은 “u”는 underlayer
뒤에 붙은 “15와 85”는 입경 가적 통과율

하부층은 최소 2층적 이상이라야 하며, 하부층의 두께는 다음 식으로 구한다.

$$r = nk_{\Delta}\left(\frac{W}{W_r}\right)^{1/3} \tag{3-9}$$

여기서, W_r : 피복재의 단위질량
n : 층의 개수
W : 사석의 공칭 질량
k_{Δ} : 층두께 계수

(사) 상치 구조물의 설계

방파제의 상치 구조물은 유일한 기능이 검사 및 유지보수를 위한 접근로를 제공하는 간단한 구조물이거나 월파 방지 또는 감소를 위한 중량 콘크리트를 이용한 상치 콘크리트(wave wall)가 될 수 있다. 경사제 상부공 설계 시 수리모형 실험 결과가 없고 파가 천단 구조물에서 쇄파되지 않을 때, 파압은 정수면 위쪽의 천단고와 유의 파고 사이의 차이에 비례한다고 가정한다. 파압은 연직벽 전체 높이에 대해 일정하다고 가정되며, 다음 경험식으로 구한다.

$$P_W = KW_W L\left(\frac{H_s}{H_c} - 0.5\right) \tag{3-10}$$

여기서,

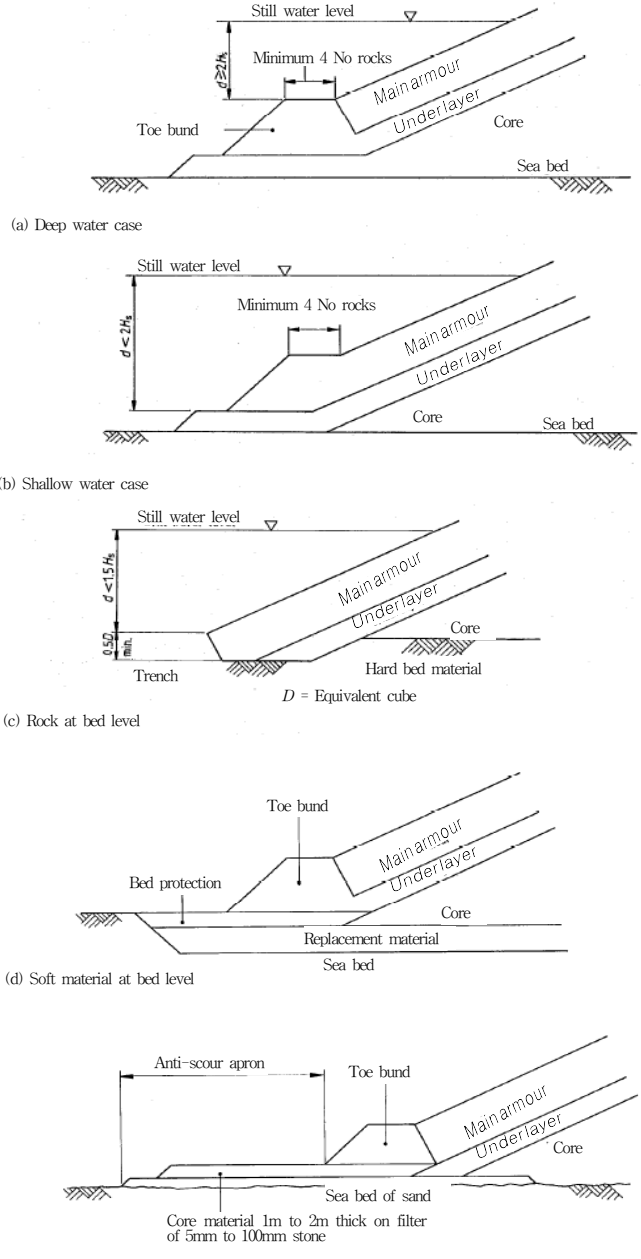
P_W : 파압(kN/m^2)
H_s : 구조물 위치에서의 유의 파고(m)
H_c : 사석 경사제의 천단고(m)
W_W : 물의 단위 중량(담수 9810 N/m^3, 해수 10500 N/m^3)
K : 무차원 계수 (0.025~0.19 사석부터 테트라포드까지)

파랑을 바다 쪽으로 반사시켜 월파를 최소화하도록 설계된 상치 구조물에서 반사 증가는 전면 피복층의 상단에서 사석의 안정성에 문제를 야기할 수 있으며, 수리모형실험으로 안정성을 검토해야 한다. 상치 구조물은 보통 안정성을 위하여 중력식의 중량 콘크리트 구조물이 쓰이며, 열응력에 의한 표면 균열 제어, 사석 제방의 불규칙한 침하 또는 상판의 파랑 하중으로 인한 휨 응력에 대항하거나 전단 연결재를 통해 가해진 국부적 응력에 대항하기 위해 철근 보강이 쓰이는 경우도 있다. 상치 구조물은 식 (3-10)로부터 계산된 파압에 의한 전체 파력에 대해 활동에 대해 최소 1.5 이상의 안전율을 가져야 하며, 피복층으로 돌출된 상치 구조물의 경우는 활동이나 전도에 대해 최소 2.0의 안전 계수를 지녀야 한다. manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA C683, 2007) 및 coastal engineering manual (CERC, 2001)에서는 상치 구조물에 작용하는 파압 산정식으로 Jensen and Bradbury et al.(1988)의 식과 Pederson(1996)식을 추가로 제시하고 있다.

(아) 소단(toe apron)의 설계

방파제 소단의 가장 중요한 기능은 피복층을 지지하는 것이며, 소단의 폭은 최소 4개의 사석을 설치될 정도로 넓어야 한다. 그림(3-11)에 설치수심과 기초 지반 상태에 따른 소단의 전형적인 설치예가 나타나며, 소단 상단의 수심이 유의파고의 2배 보다 크면 하부층의 사석을

이용하여 소단을 형성할 수 있지만 반대의 경우는 피복층을 이용하여 소단을 형성한다. 소단 전면으로 세굴방지공이 설치될 수 있으며, 바닥 재료가 느슨한 모래와 세립토로 구성된 경우, 파랑에 의한 공극수압의 불안정으로 사석층을 통한 바닥 입자의 흡출을 방지하기 위해 지오텍스타일을 이용한 돌망태가 적용될 수 있다.



그림(3-11) 설치수심과 지반조건에 따른 소단의 예

(자) 기초의 설계

전체적인 안정성은 사석과 기초 모두 정적 및 동적 하중과 관련이 있으며, 기초의 안정성은 제안된 구조물 설계와 기초 지반 토질의 정보를 이용하여 BS 6031에 제시된 안전율을 만족하도록 해야 한다. 구조물과 기초의 동시 피해 가능성과 파곡에서의 급격한 수위 저하의 영향을 고려하는 것이 필요하며, 때로는 심각한 지진에 의한 지반의 액상화가 발생할 수 있으므로 필요한 경우 구조물을 넓히거나, 차폐물로 측면 경사를 줄이거나 소단을 덧붙임으로써 안전 계수를 증가시킬 수 있다.

방파제 기초의 침하는 다음에 의해 발생할 수 있다.

㉮ 기초 재료의 압축이나 파괴
㉯ 지진 활동에 의한 느슨하고 세립토 지반의 액상화
㉰ 파랑에 의해 발생하는 역동수 경사로 발생하는 액상화
㉱ 방파제 본체로 세립토 지반 입자의 흡출

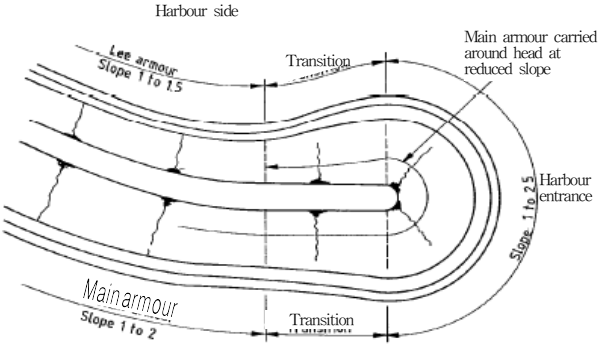
연약 지반은 사석, 자갈 또는 모래 채움으로 치환하면 기초 기반 안정성과 침하 문제를 해결할 수 있다. 기초 지반에 액상화가 일어나기 쉬운 모래 퇴적물이 있는 경우, 지반 개량을 위한 다짐 공법을 고려할 수 있다.

(차) 두부의 설계

방파제 두부는 구조물의 취약부에서 필요한 안정성을 얻기 위해 특별한 주의를 필요로 하며, 두부는 구조물의 다른 부분보다 파랑에 대해 더 노출될 수 있다.

㉮ 두부는 보통 가장 심해에 위치한다.
㉯ 두부는 종종 더 넓은 범위의 방향에서 접근하는 파도에 의한 공격에 노출된다.
㉰ 입사파는 구조물 또는 항구 입구의 다른 방파제에 의해 반사, 굴절 또는 회절 될 수 있다.
㉱ 준설 항로로부터의 반사 또는 굴절, 또는 연안 표사나 모래톱 형성에 의한 해저 수평면의 변화로 인해 파고의 증가가 발생할 수 있다.
㉲ 방파제를 따라 다른 곳에서보다 조류가 탁월할 수 있다.

방파제 두부는 하나 또는 그 이상의 케이슨으로 보강하여 추가적인 안정성을 얻는 것이 가능하지만, 사석 방파제의 두부를 둥글게 하는 것이 보통이며 그림(3-12)는 그 예를 보여준다.



그림(3-12) 전형적인 방파제 두부 시공

㉳ 사석 방파제의 두부를 둥글게 하는 것은 사석의 안정성에 대해 다음과 같은 추가적인 문제점을 발생시킨다.

㉮ 파랑은 다른 곳에서보다 항내 측 후면 경사 부분에 걸쳐 높은 유속을 낳으며, 이곳이 가장 취약한 지역이 된다.
㉯ 둥근 두부의 곡률은 피복재 사이의 맞물림을 감소시킬 수 있다.

위에 요약한 방파제 두부의 부정적 요소는 동일한 파랑 조건에서 동일한 수리학적 안정성을 얻기 위해 방파제 제간부보다 더 큰 피복재나 완만한 사면 경사 또는 이 둘의 조합을 이용하여 할 수 있다. 다른 가능한 방법은 두부에 피복층의 두께를 증가시켜 투수성을 증가시키거나 콘크리트 피복재에 중량 골재를 사용하거나 천단 폭을 넓혀주는 것이다.

3-2-2 CIRIA/CUR (1991)

BS 6349에서는 파랑의 처오름과 월파량 산정식을 구체적으로 제시하고 있지 않으나, manual on the use of rock in hydraulic engineering(CIRIA C683, 2007) 에서는 처오름 산정식으로 매끄러운 사면에 대한 Ahrens(1981), Allsop et al(1985) 및 TAW(2002a)식을 제시하고 거친 사면에 대한 보정 계수와 경사 입사, 소단 방파제 및 천해 전빈에 대한 식 등을 제시하고 있다. 월파량은 Owen(1980)식과 TAW(2002a)식을 제시하고 거친 사면에 대한 보정식 및 상치 구조물이 있는 경우와 경사 입사 및 소단 방파제 등에 적용할 수 있는 보정 계수들을 함께 제시하고 있다.
경사제의 사석 안정 중량 산정식은 BS 6349와 마찬가지로 Hudson(SPM, 1984) 공식과 Van der Meer(1988) 식을 제시하였으며, 콘크리트 블록 중 cube, tetrapods, accropode에 관한 Van der Meer식과 tetrapods에 권파가 발생하는 경우에 관한 De Jong의 식과 사면 경사 1:1.5의 비월파 조건에서의 dolosse에 대한 Burcharth and Liu(1993)의 안정 공식 등을 제시하였다. 대표적인 안정 공식으로 Van der Meer에 의해 제시된 cube, tetrapods 및 accropode의 안정공식은 다음과 같으며, 이외에도 core-loc 및 xblock과 같은 최신의 블록에 관한 안정 공식도 표에서 제시하고 있다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (6.7\frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1.0)s_{om}^{-0.1} \quad \text{for} \quad \text{cube} \tag{3-11}$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(3.75\left(\frac{N_{od}}{\sqrt{N}}\right)^{0.5} + 0.85\right)s_{om}^{-0.2} \quad \text{for} \quad \text{Tetrapods} \tag{3-12}$$

$$H_s/\Delta D_n = \begin{cases} 3.7 & No\,Damage \\ 4.1 & Failure \end{cases} \text{for}\, Accropode \tag{3-13}$$

낮은 천단 경사제 사석의 소요 질량 산정식으로 Powell과 Allsop(1985)의 식과 낮은 천단 구조물과 잠제에 적용 가능한 Vidal et al(1995)을 다음과 같이 제시하였다.

$$Powell\ Allsop: \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{s_{op}^{1/3}}{b} ln\left(\frac{1}{a}\frac{N_{od}}{N_a}\right) \tag{3-14}$$

$$Vidal\,et\,al.: \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = A + B\frac{R_c}{D_{n50}} + C\left(\frac{R_c}{D_{n50}}\right)^2 \tag{3-15}$$

3-2-3 coastal engineering manual (2001)

coastal engineering manual(2001)에서는 파랑의 처오름 산정식으로 Battjes(1974), de Waal and Van der Meer(1992), 및 Delft Hydraulics(1989)의 식 등을 제시하고 소단 방파제 및 경사 입사에 대한 보정 계수도 제시하고 있다. 월파량 산정식은 Owen(1980, 1982), Bradbury and Allsop(1988), Van der Meer and Janssen(1995), Pederson and Burcharth(1996) 및 Franco and Franco(1999)등의 식을 제시하고 있다.

경사제의 사석 안정 중량 산정식은 manual on the use of rock in hydraulic engineering(CIRIA C683, 2007)와 마찬가지로 Hudson(SPM, 1984) 공식과 Van der Meer(1988) 식을 제시하였으며, 콘크리트 블록 중 cube, tetrapods, accropode에 관한 Van der Meer식과 dolosse에 대한 Burcharth and Liu(1993)의 안정 공식, accropode에 대한 Burcharth et al(1988)의 식과 core-loc에 대한 Melby and Turk(1997)식, 직립벽 전면에 피복된 tetrapods에 대한 Hanzawa et al.(1996)의 식과 tribars에 대한 식 등을 제시하였다. 특히 방파제 두부의 안정 공식으로 사석이나 dolos방파제에 적용 가능한 Carver and Heimbaugh(1989)의 식과 비월파 조건에서 tetrapods와 tribar에 적용 가능한 방파제 두부의 안정 공식에 대해 제시하고 있다.

manual on the use of rock in hydraulic engineering(CIRIA C683, 2007)에 제시된 낮은 천단 경사제 사석의 소요 질량 산정식으로 Powell과 Allsop(1985)의 식과 낮은 천단 구조물과 잠제에 적용 가능한 Vidal et al(1995) 식에 추가하여 2층 피복 사석 잠제의 전면, 천단 및 후면 사면에 관한 Van der Meer(1991)식을 다음과 같이 제시하였다.

$$\frac{h_c^{'}}{h} = (2.1 + 0.1S)\exp(-0.14N_s^*) \tag{3-16}$$

여기서, $h_c^{'}$: 해저로부터의 구조물 높이

$$N_s^* = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} s_p^{-1/3}$$

S : 상대 침식 면적

coastal engineering manual에서는 항만 및 어항 설계기준(2005)이나 BS 6349처럼 경사제의 설계 세목에 대해서는 자세히 기술하고 있지는 않으나, 신뢰성 설계를 위한 파괴모드에 대한 전반적인 설명과 피복석, 소단, 콘크리트 블록의 파단, 처오름 및 세굴에 대한 부분 안전 계수를 제시하여 level 1 방법의 신뢰성 설계 지침을 제시하고 있다.

3-3 직립제 및 혼성제

직립제는 전면이 연직인 벽체를 해저에 설치한 구조로서 주로 파의 energy를 반사시키는 것이며, caisson식 직립제, block식 직립제, cellular block식 직립제, 콘크리트 단괴식, 이중 널말뚝식 및 강 셀 널말뚝식 직립제등이 있다. 혼성제는 사석 mound 위에 직립벽을 설치한 것으로 파고에 비하여 사석부 마루가 얕은 경우에는 경사제에 가깝고 깊은 경우에는 직립제의 기능에 가깝다. 혼성제도 caisson식 직립제, block식 직립제, cellular block식 직립제, 콘크리트 단괴식, 유공 케이슨식 혼성제 등이 있으며, 소파 block 피복제는 직립제 또는 혼성제의 전면에 소파 Block을 설치한 것으로 소파 block으로 파의 energy를 소산시키며 직립부는 파의 투과를 억제하는 것이다.

직립제나 혼성제의 설계 사항은 항만 및 어항 설계기준(2005)이 BS 6349나 coastal engineering manual에 비해 훨씬 상세하게 설계하중 및 구조 세목을 자세하게 제시하고 있으며, 특히, 케이슨 방파제의 경우는 실제로 해외 입찰이나 공사에서도 전반적 안정성에 관한 안전율이나 지반 관련 안전율 등을 제외하고는 항만 및 어항 설계기준(2005)의 내용을 준용하는 실정이다.

3-3-1 BS 6349: maritime structure (2000)

BS 6349에서는 직립식 방파제는 일반적으로 구조물을 통한 파랑의 전달을 방지하고 파랑의 모든 에너지를 반사시키는 구조물로 정의하고 있다. 적절한 환경에서 방파제는 유공형으로 만들 수 있으며 어느 정도의 전달을 허용할 수 있으며, 외해 측 유공벽을 이용하여 유수실에서 파랑의 에너지를 어느 정도 흡수할 수 있다. 직립제의 외해측 면은 보통 수직이지만 높이의 일부 또는 전체에 걸쳐 경사를 줄 수 있으며, 일부 직립식 방파제는 외해측에 사석이나 인공블록으로 피복된 소파 피복 방파제의 형태로도 건설되어 왔다. 또한, 강 셀 널말뚝이나 이중 널말뚝을 이용한 구조나 블록을 이용한 직립식 방파제도 있다.

혼성식 방파제는 사석 마운드 위에 직립식 구조물이 설치된 방파제로 대수심 해역이나 사석 경사제의 채택이 어렵거나 직립제만으로 전 수심에 대해 설계 파랑 하중을 감당하기 힘든 경우에 채택된다. 대수심 방파제의 대부분이 혼성제이며, 어떤 해역 조건에서는 경사제나 직립제보다 공사비가 저렴하다. 혼성제의 파랑 완전 반사를 위해서는 다음의 조건이 만족되어야 한다.

$$d \geq 0.75 d_1 \tag{3-17}$$

$$d_1 \geq 1.8 H_{1/10} \tag{3-18}$$

여기서,

d : 직립부 하단에서의 수심

d_1 : 사석 마운드 소단에서의 수심

(1) 설계

가. 설계하중

직립식 전면에서의 파압은 해저 깊이 및 경사 그리고 파도의 경사와 방향에 의해 결정되며, BS 6349-1:1984의 39.4에 제시된 Goda 파압 공식으로 계산한다. 이 공식은 간단한 수직면 구조물의 안정성을 검토 할 수 있으며, 쇄파 및 반사파에 의한 파압을 제공한다. 쇄파 조건 하에서는 높은 충격력이 발생하지만 일부 에너지는 부서지는 도중에 소산되므로 파봉과 파곡에 의한 외해와 내해 측 수위 차이에 의한 정수압은 별도로 고려해야 한다. 구조물에 작용하는 파압은 어느 정도의 월파를 허용, 유공벽 설치, 직립벽 전면에 사석 피복 사면 설치 및 직립부 상치부를 경사식으로 만들면 줄일 수 있다.

나. 수리모형실험

비쇄파 완전 반사의 경우 이외에는 구조물상의 파력을 추정하기 위해서는 수리모형실험을 이용해야 한다. 수리모형실험은 수평, 수직 및 전도 성분을 판단하기 위한 파압 및 총하중, 월파량, 반사 계수 및 사석 마운드의 세굴 방지공의 안정성을 평가 할 수 있다.

다. 지진 하중

지진의 영향에 대한 지침은 BS 6349-1:1984의 40항과 BS 6349-2:1988의 2.3.8에서 제시한다. 적절하다고 고려되는 경우 설계는 지역 지진 규정을 기초로 해야 한다.

라. 전반적 안정성

가장 큰 파봉과 파곡 및 수위 조합 하에서 활동과 전도에 대한 안전율을 평가해야 한다. 안전계수는 저항력의 총합을 작용하중의 총합으로 나눈 것으로 계산해야 한다. 보강 채움재를 방파제 뒤에 두는 경우 또는 외해측에 사석 제방을 두는 경우, 구조물 상에서의 결과적 하중 영향을 안정성 계산에서 고려해야 한다. 케이슨 아래의 양압력은 내측 끝단에서 배수가 원활할 때는 삼각형 분포를 가지며, 배수가 원활하지 않으면 사다리꼴 분포를 갖게 된다. 구조물의 콘크리트 바닥과 사석 사이의 마찰 계수는 0.6을 초과할 수 없으며, 전단키가 있는 케이슨 기초의 경우에는 더 큰 마찰계수 값이 적용될 수 있다.

직립 케이슨 방파제는 활동과 전도에 대해 1.2의 안전율로 설계할 수 있다는 것이 제안되었지만, 방파제 뒤쪽에서 정박 작업이 위험해지거나 구조물의 이동을 허용할 수 없는 경우, 1.5~2.0의 안전율이 권장된다. 혼성제에서는 활동에 의한 수직 구조물의 이동이 기능에 영향을 주지 않는 경우, 1.2 정도의 낮은 안전율이 제안되었지만, 직립 구조물의 사석 마운드에서 미끄러질 수 있는 조건은 이 안전율로는 부족하므로 혼성제의 활동 및 전도의 안전율은 보통 1.5~2.0이어야 한다.

마. 기초

기초로 전달되는 최대 지지력은 BS 8004:1986의 표 1에 제시된 값을 초과하지 않아야 한다. 원호 활동 또는 지반의 쐐기 형태의 파괴에 대한 안전율을 계산해야 한다. BS 6031과 BS 6349 : Part 2에서 적절한 값에 대한 지침을 제시하고 있다. 방파제 기초의 침하를 평가해야 하며 직립식 방파제의 경우에는 매우 작은 침하만이 허용되므로 직립제는 보통 양호한 지반 조건에서만 사용된다. 연약 지반은 사석, 자갈 또는 모래 채움으로 치환하는 것은 부적절한 지반 안정성과 과다한 침하 모두에 대한 해결책을 제공할 수 있다. 기초 아래 지반에서 사석 기초나 미세 세립토의 흡출은 필터층을 설치하여 제한할 수 있다.

구조물이 충격 파압을 받는 경우, 반복적 하중은 기초 지반의 액상화를 일으키는 공극수압의 증가를 초래할 수 있으며, 세립토를 제거하고 공극 수압의 빠른 소산을 위해 사석 기초와 침식 방지공으로 보호해야 한다. 연약 지반 개량공법을 이용하여 세립토를 다져서 지반의 안정성을 확보할 수도 있다.

바. 세굴 방지공

직립벽 전면에서의 파랑은 바닥 수평면에서 심각한 난류를 발생시키며, 세굴이 발생할 수 있으므로 구조물 전면의 해저 바닥을 보호해야 한다. 직립벽 전면에서의 세굴로 인한 구조물 전체 안정성에 대한 잠재적인 심각한 영향과 세굴 방지공의 침식 방지 보호 비용이 구조물 비용에 비해 작기 때문에 세굴방지공은 보수적으로 설계해야 한다. 특히 쇄파가 발생하는 위치에서는 수리모형실험을 통해 세굴방지공의 안정성을 검토해야 한다. 사석 마운드의 보호공의 소요 질량은 shore protection manual에 제시된 Brebner & Donelly으로 구하고, 조류에 의한 바닥 보호공의 소요 질량은 shore protection manual에 제시된 Isbash식으로 구한다. 조류와 파랑이 함께 작용하는 경우 파랑에 의한 피해를 방지하기 위해 사석의 무게를 50% 증가시키도록 권장하고 있다.

사. 상치 구조물

높은 상치 구조물은 보통 중요한 시설물을 보호하기 위해 월파의 제거가 필요한 곳에 설치되며, 큰 장주기파에 대해서 반드시 효과적이지는 않다. 수평 하중 외에 구조물 상에 떨어지는 월파에 의한 하중을 견디도록 상치 콘크리트 캡핑 구조가 설계되어야 하며, 상치 구조물은 구조물의 초기 침하가 발생한 후에 시공되어야 한다. 시공 이음은 장기 침하의 영향을 허용하도록 설계해야 한다.

아. 방파제 두부

직립식 방파제의 두부에는 외해측이나 내해측 모두 상당한 파랑의 영향이 있을 수 있어 내해측에서 파봉과 파곡이 더 큰 파력을 가할 수 있으므로 제간부에 비해 구조물의 무게를 증가시킬 필요가 있으며 보통 더 넓게 만들어 증가시킨다. 직립식 방파제의 두부에 있는 해저는 해저지형의 급격한 변화 때문에 사석 제방 구조물의 두부보다 침식을 더 받기 쉬울 수 있다. 침식은 평면에서 곡면부를 설치하여 줄일 수도 있으며, 방파제 제간부의 소요 사석 중량보다 최소 50% 증가시켜야 한다.

(2) 케이슨 구조

가. 개요 및 종류

직립제나 혼성제의 직립부는 철근 콘크리트 케이슨이 가장 대표적인 형태이며, 케이슨은 설치해역까지 부유해서 침수시키거나 플로팅 독에서 제작하고 해상크레인을 이용하여 설치할 수 있다. 부유 케이슨은 일반적으로 다중 셀 형태의 구조물이며 지반 조건 및 건설 방법에 적합한 거의 모든 크기로 건설할 수 있다. 비부유 케이슨은 보통 단일 원형 셀이고 바닥이 뚫린 형태로 그 크기는 이용할 수 있는 장비의 리프팅 능력에 의해 제한된다. 케이슨은 대부분 직사각형 모양이며 예인 위치로 가라앉히기 그리고 최종 위치에서 속채움 강도와 시공 안정성을 위해 보통 셀로 분할된다. 각 셀의 면은 평면이거나 평면 상에서 곡선일 수 있다. 지반이 암반인 경우 바닥이 뚫린 원형 케이슨을 이용할 수 있으며, 크레인에 의해 설치되는 단일 셀 구조물이다. 부유식 케이슨의 외해측 셀은 유공벽과 유수실을 두어 파랑의 에너지를 소산시킬 수 있으나, 부유시나 거치시의 안정성 확보를 위해 차수벽을 이용하기도 한다.

나. 기초

부유 케이슨은 보통 준비된 사석 기초위에 설치되며, 케이슨은 설치 직후 심각한 파압을 받을 수 있으므로, 외해측에 세굴 방지공을 설치하고 가능한 빨리 완성시켜야 한다. 폭풍 때문에 건설을 중단해야 한다면 종단 케이슨은 특히 침식에 의해 밑에 구멍이 뚫리기 쉽다. 때로는 종단에 임시 세굴 방지공을 설치해야 하며, 시공을 재개하기 전에 제거할 필요가 있다. 사석 마운드에 단차가 있는 경우는 수심이 깊은 부분부터 케이슨을 설치하여야 하며, 기초의 침하와 세굴 방지를 위해 접합부에서의 기초 설계에 각별한 주의를 기울여야 한다. 사석 마운드 코어의 최소 두께는 0.5m이며, 최대 사석 크기는 100mm이다. 부유 케이슨과 엇물림 블록의 평탄성 허용 오차는 최대 150mm이며, 케이슨 설치 전 침하가 발생하도록 사석 마운드의 시공 기간은 가능하면 길수록 좋다.

다. 부유 조건

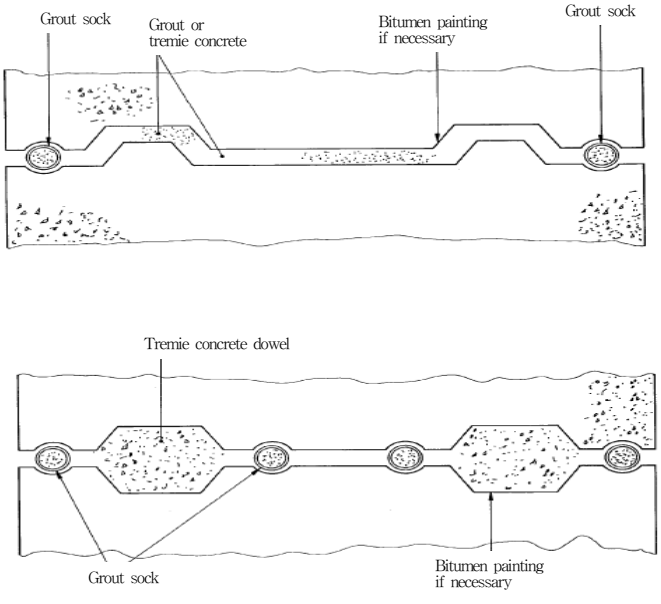
예인 및 배치를 위해 예인 줄 연결을 위한 리프팅 후크가 구조물에 설치되어야 하며, 부유시 안정성을 위해 밸러스트가 필요한 경우, 셀 형태의 케이슨에 주수하여 이용한다. 하지만 셀이 매우 큰 경우, 일시적 차수벽이 종종 필요하다. 전체 배치 작업을 주의해서 계획하여 터그, 윈치 그리고 앵커를 적절하게 조정하고 침수 밸브를 정확한 순서로 개방해야 한다. 날씨 상태와 파랑의 철저한 분석을 실시하여 합리적인 건설 공정을 달성할 수 있도록 해저 준비, 케이슨의 위치 이동 및 가라앉힘을 허용하는 충분한 작업 기간을 확인해야 한다.

라. 속채움

케이슨이 정확히 자리를 잡는 즉시 채움을 실시해야 한다. 유공 케이슨을 제외한 외해쪽 격실은 파역에 안정성을 확보하기 위해 완전히 속채움 해야 한다. 항내측 격실은 최대 지지압을 감소시키고 안정성 증가를 제공하기 위해 부분적으로 채울 수 있다. 이런 경우 외해측에 파곡이 있는 경우 내외 수위차로 인해 해측으로 작용하는 하중도 고려해야 한다. 속채움은 보통 모래로 채우지만 바다 쪽 격실은 버림 콘크리트(lean concrete)로 채워 충격 하중에 대해 증가된 저항력을 제공할 수 있다.

마. 케이슨 사이의 이음(joint)

일반적으로 케이슨 사이의 간극을 채워 해수 이동을 방지하고, 파랑에 의한 고유속에 의한 침식으로부터 바닥층을 보호해야 한다. 그림(3-13)은 대표적인 이음 상세를 보여준다. 상대적 이동을 피하기 위해 케이슨 사이에 하중을 전달하는 전단키로 보강한 이음이 때로는 필요하다. 전단키로 보강한 이음은 한 케이슨 상에서 최대 수평 하중의 25%의 전단력을 인접 케이슨에 전달할 수 있어야 한다. 케이슨이 암반 지반에 설치되는 경우를 제외하고는 케이슨 간의 상대 침하가 발생하므로 이음은 수직 이동을 허용해야 한다. 외해측 joint seal은 케이슨 벽 사이의 간격(gap)을 최소로 유지하기 위해 가능한 최대로 가깝게 만들어야 한다. 건설 도중에 언제라도 폭풍우 파도 활동이 가능한 경우 가능한 빨리 접합을 완료해야 하지만 정온한 기간이 충분하면 예비 침하가 먼저 발생하도록 하는 것이 더 좋다. 케이슨 사이에 상대 침하가 발생하는 경우, 접합면은 역청과 같은 slip coat로 도장하여 접합 플러그와 케이슨 사이의 접착을 피해야 한다.



그림(3-13) 전형적인 케이슨 사이의 이음

바. 케이슨 상치 구조물

케이슨에 상치 구조물이 설치하는 경우, 케이슨을 가라앉힌 후 속채움을 하고 현장 타설 콘크리트 작업으로 완성하는 것이 보통이다. 케이슨과 상부 구조물을 얼마만큼 미리 제작 및 조립할 것인가의 선택은 전반적인 설계, 부유 깊이 및 안정성에 의해 결정된다.

3-3-2 coastal engineering manual (2001)

coastal engineering manual에서는 항만 및 어항 설계기준(2005)이나 BS 6349처럼 직립제 및 혼성제의 구조 세목에 대해서는 자세히 기술하고 있지는 않으나, 신뢰성 설계를 위한 파괴모드에 대한 전반적인 설명과 하부 지반이 모래인 경우와 점토인 경우의 기초의 파괴, 구조물의 활동과 전도, 소단의 안정성과 세굴에 대한 부분 안전 계수를 제시하여 level 1 방법의 신뢰성 설계 지침을 제시하고 있다.

제 4 장 중력식 안벽

4-1 중력식 안벽 설계일반

중력식 구조물은 지반의 상태가 양호한 경우에 쓰이며, 주로 준설면 근처의 지반이 암반, 조밀한 모래 또는 단단한 점토 지반이 해당된다. 어떤 구조물들은 침하나 측면 이동이 허용 범위에 들어올 경우에는 연약지반에 설치되기도 하며, 연약 지반을 준설한 후 사석으로 치환하여 마운드를 형성하기도 한다. 어떤 중력식 구조물들은 가물막이 설치 후 육상 시공 건조 상태(dry condition)에서 시공되기도 하지만, 대부분의 구조물은 해상작업으로 대형 프리캐스트 부재를 부유시키거나 크레인으로 인양하여 설치하게 된다. 해상작업으로 시공되는 중력식 구조물은 매립 지반을 유지하기 위하여 설치되며, 안벽 뒤에 사석이나 자유배수 매립재(free-drained granular fill)등이 잔류수압과 토압을 경감시키기 위해 설치된다.

4-1-1 BS 6349: maritime structure (2010)

(1) 중력식 안벽의 종류

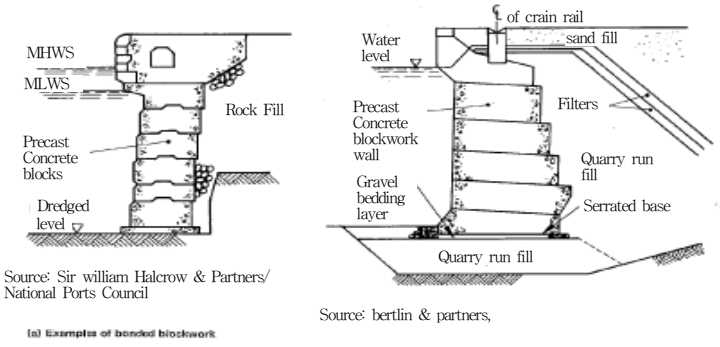
중력식 안벽의 종류는 다음 세 가지의 범주로 구분할 수 있다.

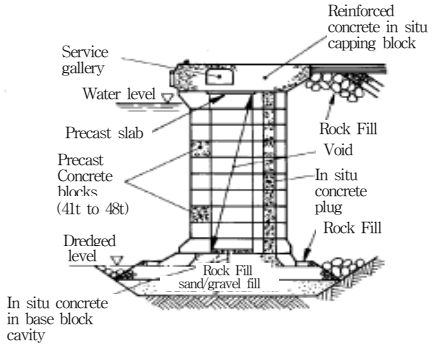
① 범주 1: 콘크리트나 석조 블록 안벽
- 프리캐스트 철근 콘크리트 옹벽식 안벽
- 콘크리트 케이슨 안벽
- 원형 널말뚝식 안벽
- 이중 널말뚝식 안벽

② 범주 2: 현장타설 중량 콘크리트 안벽
- 현장타설 철근 콘크리트 안벽

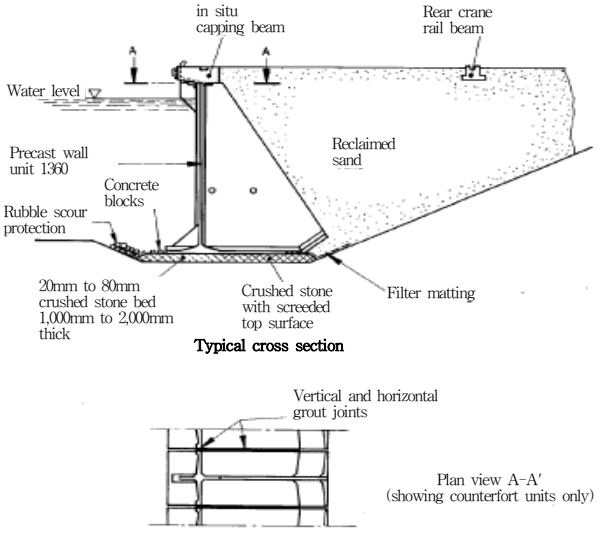
③ 범주 3: 지중 연속벽(diaphragm wall)식 안벽
- monoliths 안벽

범주 1의 중력식 구조물은 대개 해상에서 부유식 콘크리트 배치 플랜트(batch plant)를 이용하여 시공되고, 범주 2는 가물막이를 이용한 육상시공 상태로 시공되며, 범주 3은 수상위 지반에서 시공하여 구조물 전벽의 토사를 제거하는 방법으로 시공된다. 가장 적절한 구조물 타입의 선택은 현장 조건과 시공 방법에 좌우 되며, 그림(4-1)에서 그림(4-9)는 위의 범주에 해당되는 일반적인 중력식 구조물의 예를 보여준다.

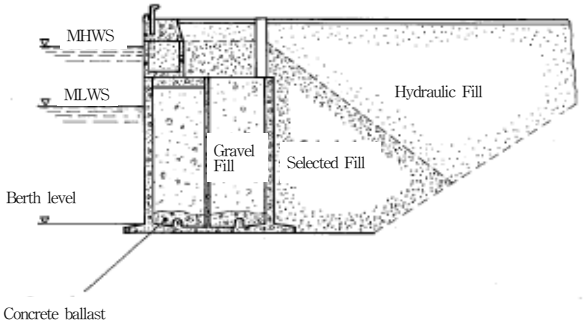




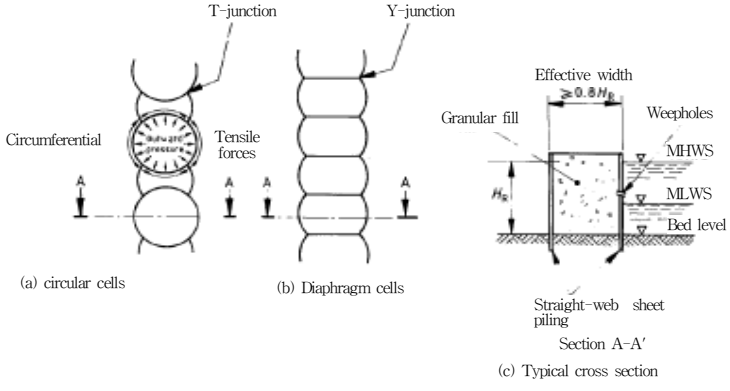
그림(4-1) 콘크리트 블록식 안벽



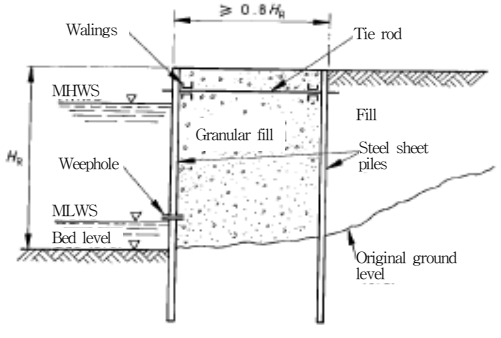
그림(4-2) 프리캐스트 철근 콘크리트 옹벽식 안벽



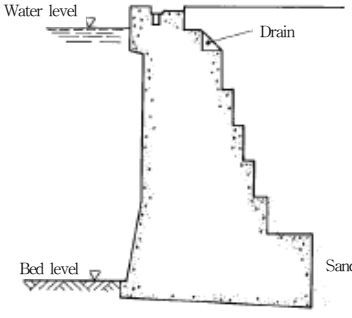
그림(4-3) 콘크리트 케이슨 안벽



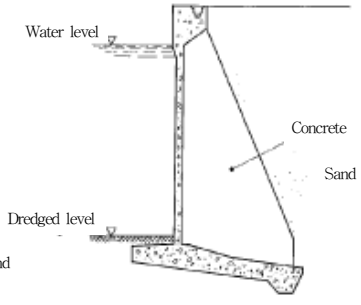
그림(4-4) 원형 널말뚝식 안벽



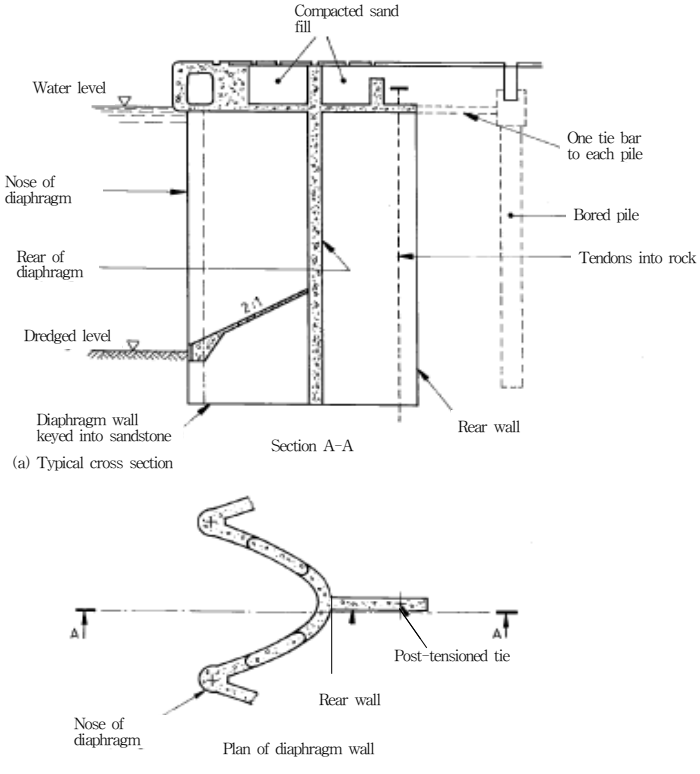
그림(4-5) 이중 널말뚝식 안벽



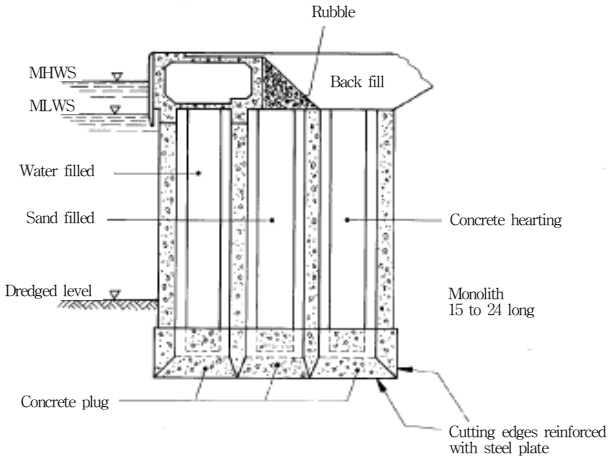
그림(4-6) 현장타설
중량 콘크리트 안벽



그림(4-7) 현장타설
철근 콘크리트 안벽



그림(4-8) 지중 연속벽(diaphragm wall)식 안벽



그림(4-9) monoliths 안벽

(2) 중력식 안벽의 설계

중력식 안벽의 주요 파괴모드는 다음과 같이 구분된다.

① 원호활동 파괴(deep slip)
② 전도(overturning)
③ 활동(sliding)
④ 기초의 붕괴(foundation failure)

토압의 계산과 설계 일반 사항은 BS 8002의 기준을 따르며, 각 파괴모드의 안정성 검토를 위한 안전율은 지반 조건이 확실한 경우에 적용되고 지반 강도가 불확실한 경우에는 기준 안전율을 상향 적용해야 한다.

가. 원호활동(deep slip)

구조물의 원호활동 파괴에 대한 안정성 검토는 BS 8002와 BS 8031의 6.3에 따라 검토한다. 원호활동 파괴에 대한 안전율은 다음 식 (4-1)로 계산된다.

$$\frac{restoring\ moment\ about\ center\ of\ rotation}{disturbing\ moment\ about\ center\ of\ rotation} \qquad (4\text{-}1)$$

평상시 하중에 대한 최소 안전율은 1.25에서 1.50이며, 극한 하중의 경우에도 안전율이 1.20보다 작아서는 안 된다.

나. 전도(overturning)

구조물의 전도는 평상시 하중에 대해서 BS 8002에 주어진 계산 방법이나 구조물 소단(toe) 아래의 기초 지반의 단지압(edge pressure)이 허용지지력을 넘지 않도록 검토하는 방법을 적용하여야 한다. 저항력 계산 시 구조물의 수중 부분은 수중 중량을 적용하여야 한다.

전도에 대한 안전율이 1.5보다 작지 않고, 최대 단지압이 허용 지지력의 25%를 넘지 않는 경우에는 임시 하중에 의해 합력의 위치가 기초 폭 중간 1/3에서 벗어날 수도 있다. 심각한 지진 조건에서는 구조물과 기초 사이의 이론적인 인장(tension)은 접촉면의 중심축 연장을 위해 허용될 수 있으며, 관성력은 구조물의 중량, 지반 쐐기 및 벽과 토질의 공극에 함유된 물이 포함된다.

다. 활동(sliding)

구조물의 활동에 대한 검토는 BS 8002에 주어진 방법을 따르며, 구조물이 지반에 관입되어 있거나 단단한 지층까지 파일 항타 된 경우의 저항력은 육상에서 구조물이 시공된 경우와 비슷하다. 그러나 대부분의 해상 구조물은 기존 해저면이나 준설 해저면 위에 쇄석으로 바닥 고르기 된 사석 마운드에

설치되므로 고르기 된 바닥과 해저면에서의 전단 파괴를 검토하여야 한다.

벽체는 활동에 대한 저항력을 증진시키기 위해 바닥판을 경사지게 하거나 톱니 모양으로 만들 수 있다. 톱니의 깊이는 바닥 사석의 평균 입경 크기 정도이어야 하며, 내부 마찰각은 $\delta = 2/3\phi_r$ 대신에 $\delta = \phi_r$으로 가정될 수 있다. BS 8002에 제시된 활동에 대한 안전율은 평상시 하중에 관한 것이며, 측방 유동이 일어날 수 있는 경우에는 활동 검토 시 정지 토압과 수압차, 양압력 및 계류력 같은 활동을 유발하는 모든 하중을 고려하여야 한다. 활동에 가장 위험한 경우는 시공 중에 일어날 수 있으며, 특히, 벽체 뒤에서 물다짐(hydraulic fill)을 하는 경우이다. 구조물 전면 하단의 수동 토압은 사석 채움재나 지반이 세굴이나 준설로 제거될 가능성이 없는 경우에만 고려할 수 있다.

모든 경우에 활동에 대한 안전율은 최소 1.75이상이어야 한다.

라. 기초 붕괴(foundation failure)

구조물 하부의 최대 접지압은 지반의 허용 지지력을 넘어서는 안 되며, 전형적인 지반의 허용 지지력은 BS 8002(1986) 표 1에 제시되어 있다. 이 값들은 사전 설계를 위해서 적용할 수 있으며, 최종 설계 단계에서는 침하 해석으로 구조물의 침하를 수용하게 허용 지지력을 감소시킬 수도 있다. 기초 끝단에서의 허용지지력은 세굴방지공의 선행재하로 인해 증가할 수도 있다. 접안력으로 인한 구조물 뒷굽(heel)에서의 허용 지지력은 벽 뒤의 매립재에 의한 저항력을 계산에 포함하여야 한다.

(3) 중력식 안벽의 설계 세목

가. 상치공(concrete capping)

대부분의 중력식 구조물은 상부 천단의 leveling을 위해서 현장타설 무근 또는 철근 콘크리트의 상치공을 시공한다. 상치공은 구조물의 평면 배치 오차, 침하나 시공 허용 오차 때문에 발생하는 불규칙한 시공면을 일정하게 만들기 위해 사용되며, 집중 하중을 구조물에 분산시키기 위해서도 쓰인다. 상치공은 초기 침하가 일어난 후에 시공되어야 하며, 벽체 아래로 전단 연결되어 수평하중을 movement joint를 통해 전달하고 개별 벽체가 연결되도록 조인트가 만들어져야 한다.

나. 크레인 레일 및 전력선관(crane rail track and service)

크레인 레일과 전력선 관은 대개 상치공에 매입되도록 시공되며, 그림(4-1)에서 그림(4-9)에 보여지는 것처럼 service line과 utility 설치를 위한 공동구와 크레인 설치를 위해 매입부가 상치공에 설치된다.

다. 전면벽(front face)

BS8002는 전면벽이 앞쪽으로 기울어진 것처럼 보이지 않도록 1:50의 경사를 제공하도록 권고하고 있으며, 안벽의 전면부는 수중에 위치하므로 위의 이유 때문에 경사를 줄 필요는 없으나, 안벽의 뒷채움 후에 벽면의 전면으로 기울어진 경우에는 보강을 위해 경사가 필요할 수도 있다. 선박과 구조물사이의 여유(clearance)를 확보하기 위해 상치공은 대개 구조물의 벽면보다 외해로 돌출 되어 있으며, 상치공이 정수면 아래까지 설치되어야 하는 경우에는 차수 작업을 피하기 위해서 프리캐스트 콘크리트 부재가 사용되기도 한다.

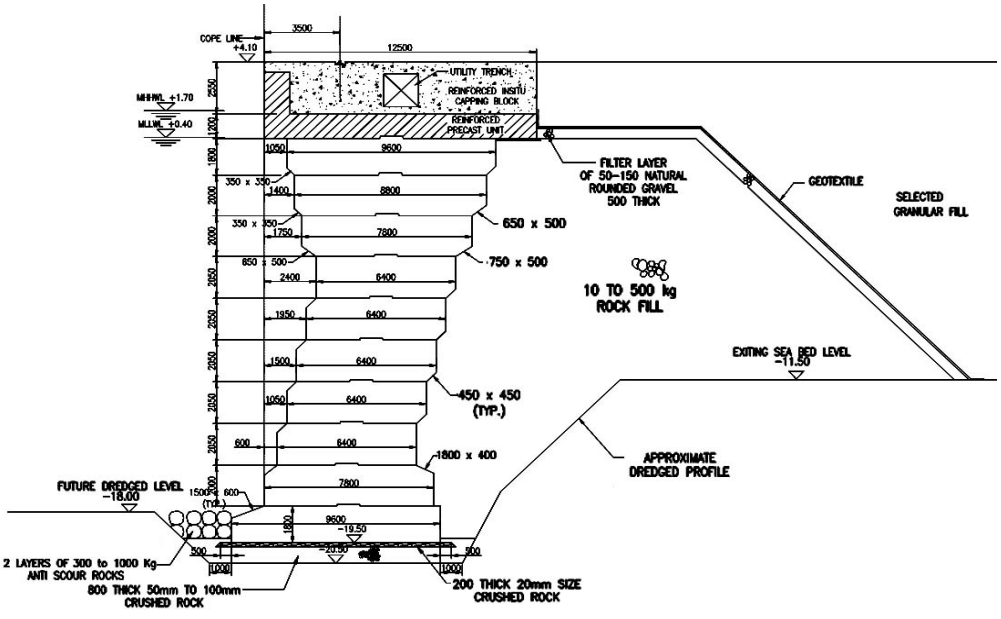
라. 재료의 유실 방지(prevention of loss of material)

구조물 후면의 매립 세립토가 조인트를 통해 유실되는 것을 방지하기 위해서는 필터층을 설치하여야 하며, 차수가 필요한 구조물의 경우에는 조인트는 실링(sealing)이 필요하다. 세굴이나 파랑으로 인해 구조물 전면이나 하부의 사석이 유실될 수 있으므로 구조물 전면에 세굴방지공을 설치하면 유실을 방지할 수 있다. 구조물 배후면에 큰 정수압 수두가 발생하거나 구조물 기초부에 분사압(artesian pressure)이 발생하는 경우에는 구조물 하부에서의 사석이나 토립자들이 유실될 수 있다. 이를 방지하기 위해 적절한 필터가 설치되어야 한다.

4-2 블록식 안벽

4-2-1 블록식 안벽의 개요

중동 등지의 지역에서 컨테이너 터미널, 일반화물부두 등의 중력식 안벽에 많이 사용되고 있는 블록식 구조는, 국내와는 달리 대형선박이 접안하는 시설에 적용되고 있다. 그림(4-10)은 UAE Jebel Ali 컨테이너 터미널에 적용된 블록식 안벽 단면으로 18만 톤급 컨테이너선이 접안 가능한 구조이다.



그림(4-10) 블록식 안벽 단면 (UAE Jebel Ali container terminal)

이러한 대형 블록식 안벽의 안정계산은 국내 항만 및 어항 설계기준과 큰 차이는 없으나, 국내 기술자가 해외설계기준에 익숙하지 않은 점을 감안하여 관련 기준과 그 내용을 기술하고자 한다. 해외설계기준은 동남아, 중동 및 유럽 등지에서 통용되고 있는 british standard(BS)를 기준으로 설명한다. 최근 BS가 Eurocode로 통합되기는 했지만 여전히 두 가지 기준이 통용되고 있는 상황이며, Eurocode에 익숙하지 않은 부분들이 있어서 통합 이전의 BS를 기준으로 설명하고자 한다. 또한, BS에서 언급되지 않은 사항 혹은 추가로 고려해야 하는 사항들은 EAU 2004 등의 관련 내용들을 참고한다. 항만 및 어항 설계기준 상의 관련 내용은 케이슨식 안벽 항목에 언급되어 있으므로 여기서는 생략한다.

4-2-2 설계기준

블록식 안벽의 안정계산에 참고가 되는 설계기준은 다음과 같다.

BS 6349 Part 1: code of practice for general criteria

BS 6349 Part 2: code of practice for the design of quay walls, jetties and dolphins

Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance

EAU 2004 recommendations of the committee for waterfront structures harbours and waterways

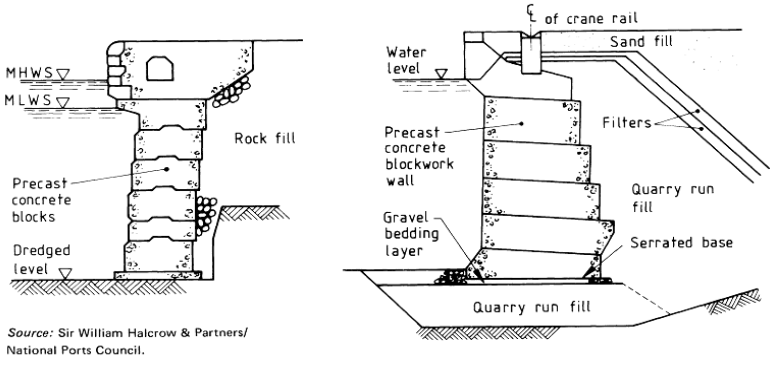
4-2-3 BS6349

(1) 안벽의 형식 (BS6349 Pt.2 5.4.2)

블록식 안벽의 형식은 bonded, column, sliced, open, arch and buttress blockwork로 구분된다.

① bonded blockwork

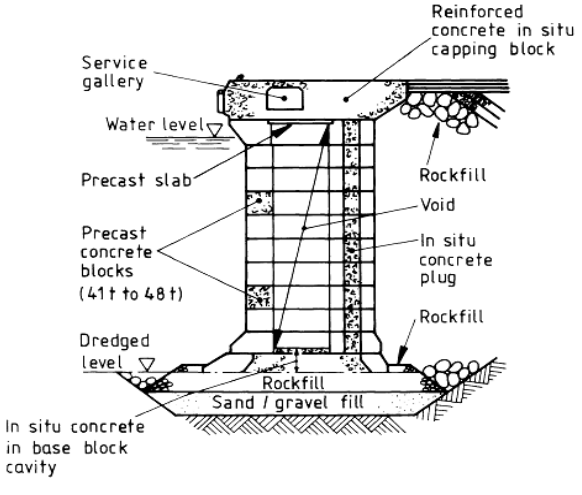
sliced 혹은 column 형식에 비해 부등침하에 취약한 면이 있지만, 각 단의 거치를 완료한 후 상단을 거치함으로써 어느 정도의 부등침하를 경감시킬 수 있다. 블록 상호간의 결합을 높이기 위해 키를 두기도 한다.



그림(4-11) bonded blockwork의 예

② column blockwork

콘크리트 블록을 수직기둥 형태로 쌓아 올리는 형식이다. 주요 장점은 부등침하에 대한 순응성이 크다는 것이다. 지반조건이 양호한 경우 장기침하를 최소화하기 위해 선행재하 후, 칼럼 사이에 조인트 처리를 한다. 장기침하가 예상되는 경우에는 칼럼 사이의 조인트를 생략하기도 한다.



그림(4-12) column blockwork의 예

③ sliced blockwork

블록들이 수직에서 10~25° 정도의 경사를 갖도록 설치한다. 이러한 형태는 다른 블록 형식보다 더 작은 크레인을 사용할 수 있다. 특별한 형태의 하단 블록이 필요하며, 경사를 바로잡기 위한 쐐기 블록이 필요할 수도 있다. 결과적으로 다양한 형태의 블록이 필요하게 된다. 또한, 블록에는 돌기와 홈을 두어 서로 맞물리게 한다.

④ open blockwork

입사 파랑의 흡수를 위해 부분적으로 개구간을 둘 수도 있다.

⑤ arch and buttress blockwork

부등침하가 일어날 수 없는 암반기초가 있는 곳에 적절한 형식으로, 타 형식에 비해 콘크리트 소요량이 적고, 활동 저항력이 중요하다. 아치 형태의 블록과 부벽 형태의 블록이 사용된다.

(2) 블록의 형상 (BS6349 Pt.2 5.4.3)

블록은 공사 중 깨지거나 손상을 입지 않도록 균형이 잘 잡혀야 하며, 모서리 처리를 해야 한다. 일반적으로 블록은 속이 차 있지만, column 형식 등에서 운반 중량을 줄이기 위해 속이 비어 있는 형식을 만들기도 한다. 이 공간은 블록의 중량을 늘리기 위해 콘크리트나 사석으로 채울 수도 있다. 콘크리트 채움이 사용되는 경우, 그라우팅 재의 유출을 방지하기 위해 조인트를 막아야 한다.

(3) 기초 (BS6349 Pt.2 5.4.4)

기초 상단에 약 1m 두께의 사석기초를 두어야 한다. 기초재료의 강도가 약해 작용하는 하중을 견디기 어려울 경우에는 이 두께를 증가시켜야 한다. 모래지반의 경우, 지반과 사석기초 사이에 필터층을 두어 침하를 최소화시켜야 한다.

활동에 대한 저항성을 증가시키기 위해 기초 및 기초사석을 경사지게 할 경우도 있다. 침하가 예상되는 경우에는 기초사석을 소요높이보다 높게 포설하거나 약간 더 큰 경사를 갖게 할 수도 있다. 정온한 지역에서 기초사석 표면의 표고차는 ±10mm를 넘지 않도록 한다.

시공오차를 고려하고 하중 분산을 위해, 기초는 벽체 양측으로 적어도 1.0m 이상 넓게 해야 한다. 조류 혹은 선박의 프로펠러에 의해 해측의 기초 교란이 예상될 경우 쇄굴방지공을 설치해야 한다. 해저지반이 암반일 경우, 사석기초 대신 콘크리트 블라인딩으로 대체할 수 있다. 블라인딩의 두께는 일반적으로 0.3m를 적용하지만 건조 상태에서 시공이 가능할 경우 0.15m까지 줄일 수 있다.

(4) 조인트 (BS6349 Pt.2 5.4.5)

블록과 블록 사이의 간격은 칼럼 블록의 경우 75mm, 본드 블록의 경우 40mm를 표준으로 한다. 가능하다면 블록은 정위치로부터 ±25mm 이내에 놓이도록 한다. 또한, 조인트 사이로 후면의 세립자가 유실되지 않도록 대책을 수립해야 한다.

수밀성이 유지되어야 할 구조물의 경우, 그라우팅재가 충전된 튜브 등을 이용하여 조인트를 막아야 한다.

(5) 뒷채움 (BS6349 Pt.2 5.4.6)

블록이 하단 블록의 후면보다 돌출될 경우, 벽체 아래에 공동이 생기지 않도록 주의해야 한다.

(6) 상치콘크리트 (BS6349 Pt.2 5.4.7)

온도에 의한 영향 및 침하에 대비하기 위해, 상치콘크리트에는 블록 3개당 혹은 최대 15m당 1개의 movement joint를 두어야 한다. 이 간격은 상치의 단면 형식 및 구조적 기능에 따라 결정된다.

(7) 블록식 안벽의 설계

안벽의 단면 및 각 블록의 크기는 기초 및 각 블록면에서의 안정기준을 만족하도록 결정되어야 한다. 개개 블록 혹은 블록 조합의 안정은 공사단계별 및 뒷채움 단계별에 따라 검토되어야 한다.

(8) 파괴형태 (BS6349 Pt.2 5.3.1)

중력식 구조물의 주요 파괴형태는 deep slip(원호활동), overturning(전도), sliding(활동), foundation failure(기초파괴)의 4가지로 나뉘며, 각각에 대한 안전율의 기준은 다음과 같다.

① deep slip : 사용하중 하에서 최소 안전율 1.25~1.50, 극한하중 하에서 1.2 이상
② overturning : 최소 안전율 1.5 이상(일시적인 하중의 경우, 합력이 중앙 1/3을 벗어날 수 있으나, 최대 선단압력이 허용치의 25% 이상을 초과할 수 없음)
③ sliding : 최소 안전율 1.75 이상
④ foundation failure : 제체 하부에서의 최대 접지압은 기초재료의 허용 접지압을 초과하지 않아야 함. 이 값은 설계초기단계에서는 사용될 수 있지만, 최종단계에서는 침하해석을 통해 침하량과 접지압 등을 검증해야 함(BS8004 table 1 참고)

▪ 안전율 적용의 예

factor of safety against sliding
working conditions ≥ 1.75
design earthquake ≥ 1.20
extreme earthquake ≥ 1.00

factor of safety against overturning
working conditions ≥ 1.50
design earthquake ≥ 1.20
extreme earthquake ≥ 1.00

factor of safety against deep slip
working conditions 1.25 ≤ FOS ≤ 1.50
design earthquake ≥ 1.10
extreme earthquake ≥ 1.00

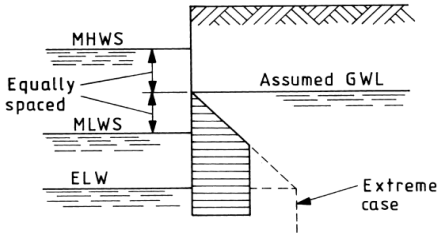
bearing on foundation
working conditions
FOS on bearing pressure ≥ 3
resultant within middle 1/3

transitory load conditions
FOS on bearing pressure ≥ 2.5
resultant within middle 1/3

design earthquake
FOS on bearing pressure ≥ 1
resultant within middle 2/3

참고) BS6349 Pt.2 2010에는 별도의 안전율 기준을 언급하지 않고 BS EN 1997-1(Eurocode 7: geotechnical design)의 기준을 따를 것을 명시하고 있다. BS EN 1997-1은 한계상태설계법을 적용하고 있다.

(9) 잔류수압 (BS6349 Pt.1 51.5.1.4)
잔류수압은 지하수위를 평균해수면에 있는 것으로 가정하고, 저조위와의 수두차로 계산한다.



그림(4-13) 잔류수위 (tidal lag)

참고) BS6349 Pt.1 51.5에서는 벽체 전후면의 수압차를 고려해야 하는 4가지 경우를 설명하고 있다.

- minor non-tidal water level variations (weephole drainage)
- high flood flows in non-tidal rivers (weephole drainage)
- large tidal variations (no drainage) - 블록식 안벽에 적용
- large tidal variations (flap valve drainage)

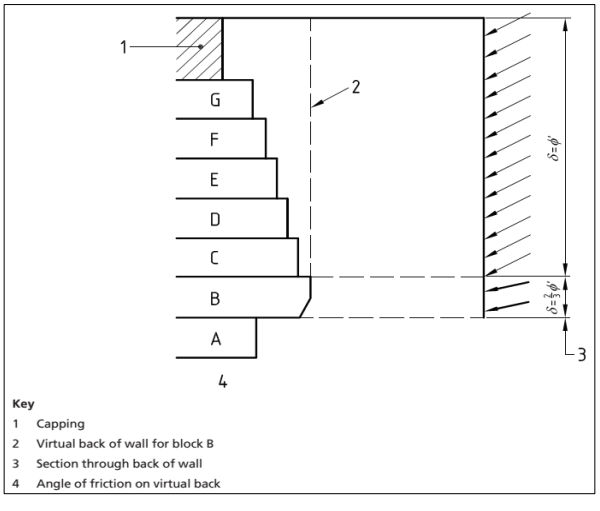
(10) 접지압 (BS6349 Pt.2 5.4.8.2)

바닥 블록을 블록전면보다 돌출시킬 경우, 조금 더 균일하게 분포된 접지압을 얻을 수 있다. 돌출되는 정도는 세굴방지공의 두께 이내이어야 한다.

일부 블록을 육측으로 연장하여 disturbing 토압과 균형을 이루도록 함으로써 경제적인 효과를 노릴 수 있으며, 더 균일한 접지압을 얻을 수 있다. 일반적으로 이러한 블록들은 뒷채움 시 공동이 생기지 않도록 형태를 만들어야 한다. 단, 뒷채움재로 사석이 사용되거나, 물의 움직임 혹은 지진이 예상되지 않는 경우에는 필요치 않다.

(11) 가상배면 (BS6349 Pt.2 5.4.8.3)

일부 블록의 배면이 상부 블록의 배면 보다 상당히 돌출되는 경우, 이 블록 하면에서의 안정은 벽체 배면에서 위쪽으로 연장된 가상 배면을 기준으로 계산되어야 한다.



그림(4-14) 가상배면 (virtual back)

활동 혹은 전도시의 수평토압은 2/3Φr의 각으로 가상배면과 인접하거나 맞닿아 있는 콘크리트 부재에 작용하는 것으로 간주해야 한다.

(12) 돌출부재 (BS6349 Pt.2 5.4.8.4)

상치 블록 혹은 프리캐스트 블록 후면이 하단 블록의 후면 보다 돌출되어 있는 경우, 하단 블록의 윗부분에 작용하는 토압이 부분적으로 경감되는 것으로 가정한다. 이러한 토압의 부분적인 경감은 선반식 널말뚝벽의 경우와 유사하며, 하부 블록의 배면이 벽체의 배면 혹은 가상 배면 보다 뒤에 놓일 경우에는 전체 안정계산에 적용되는 것으로 가정할 수 있다. 그림(4-14)의 블록 B와 같이, 돌출량이 클 경우 쿨만의 시행쐐기법과 같은 보다 더 정밀한 해석이 이루어져야 한다.

(13) 블록 간 인터페이스 (BS6349 Pt.2 5.4.8.5)

블록의 수평면에서, 합력의 편심으로 인한 국부적인 집중응력이 허용 값을 초과하지 않도록 조절해야 한다. 상세 해석이 이루어진 경우, 극한 하중상태 외에는 블록이 맞닿는 면의 폭 1/3 이내에 편심하중이 들어오도록 해야 한다. 상시하중 상태에서 국부응력은 0.5fcu를 넘어서는 안 되나, 극한하중상태에서는 0.6fcu까지 허용된다.

전단키가 없는 수평면에서의 활동저항은 블록 상하면의 표면 처리방법에 좌우된다. 프리캐스트 콘크리트 블록 간의 마찰계수는 통상 0.4에서 0.6의 값을 사용한다.

(14) 양압력 (BS6349 Pt.2 5.4.8.6)

수평면에서의 양압력을 고려해야 한다. 특히, 조인트를 막은 경우 양압력에 대한 가능성을 검토해야 한다.

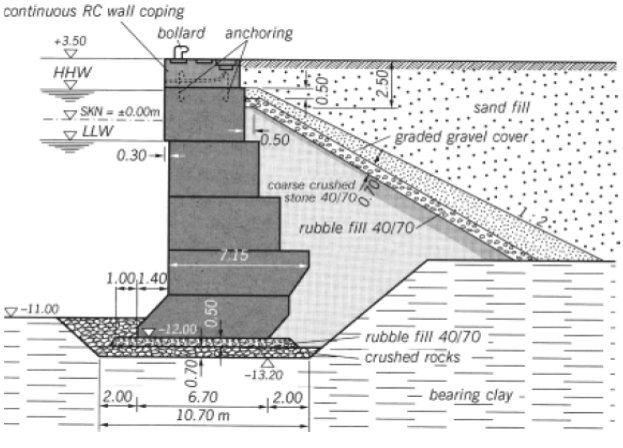
4-2-4 EAU

지금까지는 BS 6349에 언급되어 있는 블록식 안벽 관련 내용을 정리하였으며, 지금부터는 EAU 2004 (recommendations of the committee for waterfront structures harbours and waterways)의 관련 항목들을 정리하고자 한다. EAU 역시 2009년에 개정이 되면서 Eurocode의 내용을 반영하고 있다.

(1) 설계 기본사항 EAU 10.7.1

콘크리트 블록식 안벽은 기초 하부에 충분한 지지력을 갖춘 층이 있을 경우에 효과적으로 적용될 수 있다. 필요한 경우, 다짐이나 치환 등을 통해 지지력을 확보할 수 있다.

각 블록의 크기와 무게는 가용한 공사재료, 제작 및 운반 방법, 블록 타설 장비의 용량, 공사 중 및 운영 중의 육·해상 조건 등을 고려하여 결정해야 한다. 경제적인 측면에서는 블록 수가 적을수록, 크기가 클수록 유리하다. 이는 개개 블록의 제작, 운반, 거치에 소요되는 시간이 크기와는 상관없기 때문이다.



그림(4-15) 블록식 안벽의 단면 예

블록 설치 시 사하중을 경감시키기 위해 부력을 이용할 수 있으며, 이를 통해 블록 거치 시 사용되는 크레인의 작업반경을 늘릴 수 있다. 하지만 이 경우, 블록은 파랑의 영향을 견딜 수 있을 정도의 크기와 무게를 가져야 한다. floating 크레인이 사용될 경우, 일반적으로 60~80톤 정도 무게의 블록이 사용된다.

블록은 거치 시 손상을 입지 않도록 그 형상이 결정되어야 하고, 정위치에 놓여야 한다. 침하에 민감한 지역에 적합한 직립 쌓기는 블록 사이의 간격이 벌여져 이의 복구에 많은 비용이 들 경우도 있다. 하지만, 이러한 블록 사이의 간격은 적절한 뒷채움재를 사용한다면 어느 정도 허용될 수 있다. 블록 하부에는 최소 1.0m 두께의 기초사석을 깔아야 한다. (그림(4-15)참조) 기초사석의 표면은 특수한 장치 혹은 잠수부를 이용하여 고르기 및 평탄작업을 해야 한다. 퇴적이 일어나는 곳에서는 블록 거치 전에 기초사석의 표면을 깨끗하게 청소해야 한다. 이렇게 함으로써 기초와 블록의 접촉면에서 파괴가 일어나는 것을 방지할 수 있다.

(2) 작용하중 EAU 10.7.2

토압 : 주동토압은 고려해야 하지만, 일반적으로 기초사석의 두께가 얇기 때문에 수동토압은 고려치 않는다.

잔류수압 : 블록간 조인트에서 투수성이 충분히 확보되고, 적절한 뒷채움재를 사용하여 블록 전후면의 수위가 단시간 내에 동일하게 된다면 잔류수위는 가장 불리한 조위에서 예상되는 최대 파고의 1/2로 가정한다. ((4) 참조)

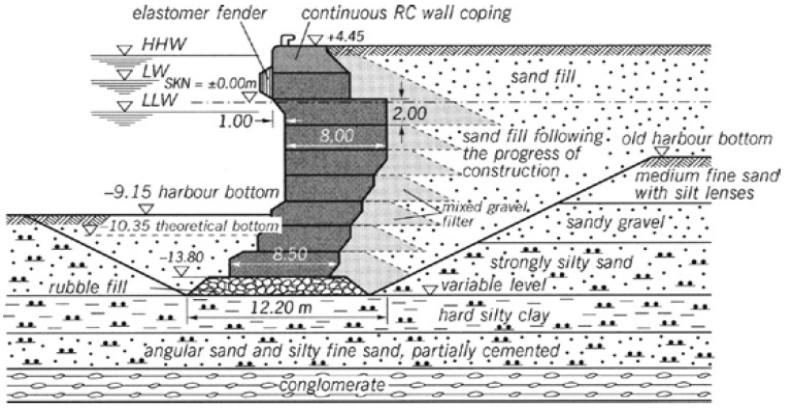
파랑하중 : 파랑이 높은 지역에 블록식 안벽을 건설해야 하는 경우, 특별한 안정검토가 필요하다. 특히, 쇄파가 일어나는지에 대한 모델 테스트를 수행해야 하는 경우가 있다. 테스트 결과 쇄파가 일어날 경우에는 안정성과 내구성에 관련된 리스크가 커질 수 있으므로 블록식 안벽은 더 이상 적합한 공법이 되지 않는 경우도 있다.

견인력, 접안력, 크레인 하중 등도 고려되어야 한다.

(3) 설계 EAU 10.7.3

블록식 안벽의 단면은 자중으로 인한 토압이 기초저면에서 가능한 한 균일하게 분포되도록 설계되어야 한다. 이는 베이슬 블록을 전면으로 돌출시키고, 블록 후면을 그림(4-16)과 같이 배치함으로써 쉽게 이룰 수 있다. 후면으로 돌출된 블록 하단에 공극이 발생하지 않도록 뒷채운재의 내부마찰각 보다 큰 각으로 블록의 모서리를 깍아야 한다.

또한, 시공 단계별로 토압을 검토해야 한다. 각 단의 블록을 거치하자마자 뒷채움재를 채워 넣어 육측으로의 전도 모멘트에 저항할 수 있도록 해야 하며, 기초저면 양단에서 과다한 응력이 발생하지 않도록 해야 한다. (그림(4-16) 참조) 허용 토압 외에도 활동, 기초지지력 및 원호활동에 대한 안전율도 검토해야 한다.



그림(4-16) 지진대에서의 블록식 안벽 예

침식이나 증심 등으로 인한 해저지형 변화를 고려해야 한다. 항만 운영 시 안벽 전면수심에 대해 주기적으로 점검해야 하며, 필요시 적절한 보호대책을 시행해야 한다.

상부 블록 위에 현장타설로 시공되는 철근 콘크리트 상치는 부정확한 블록 거치를 보완하며, 수평 및 수직 집중하중을 분산시키고, 토압이나 기초면에서 지지력의 국부적인 변화 및 시공의 부정확성 등을 보완한다.

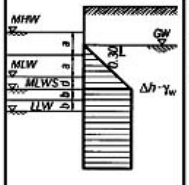
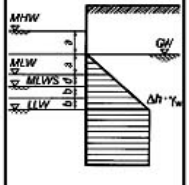
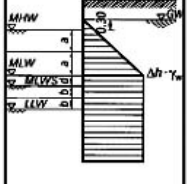
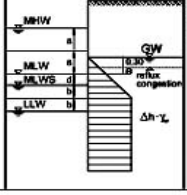
블록의 부등침하가 예측될 경우, 침하가 완료되기 이전에 상치를 타설해서는 안 된다. 침하를 촉진시키기 위해 블록을 이용하여 상재하중을 가하기도 한다.

선박의 접안이나 계류, 크레인의 수평력 등으로 인한 상치의 부재력을 계산하기 위해, 상치는 블록 상부에서 지지되는 강체로 가정한다.

(4) 잔류수위 EAU 4.2(R19)

잔류수위의 크기는 구조물 외측의 수위 변동, 지하수의 흐름, 기초재료의 투수성, 구조물 자체의 투수성 및 뒷채움재의 배수 효율 등에 영향을 받는다.

일반적으로 조차가 있는 항만시설에 사용되는 잔류수위 기준은 그림(4-17)과 같다.

Tidal area				
Situation	**Figure**	**Load cases as per R 18**		
		1	**2**	**3**
3a Major water level fluctuations without drainage – normal case		$\Delta h = a + 0.30\ \text{m}$ $a = \frac{\text{MHW} - \text{MLW}}{2}$ $d = \text{MLW} - \text{MLWS}$	–	–
3b Major water level fluctuations without drainage – limit case extreme low water level		–	–	$\Delta h = a + 2b + d$ $a = \frac{\text{MHW} - \text{MLW}}{2}$ $b = \frac{\text{MHWS} - \text{LLW}}{2}$ $d = \text{MLW} - \text{MLWS}$
3c Major water level fluctuations without drainage limit case falling high water		–	–	$\Delta h = 0.30\ \text{m} + 2a$
3d Major water level fluctuations with drainage		$\Delta h = 1.00\ \text{m} + e$ for outer water level in MLWS	$\Delta h =$ 0.30 m $+ b + d + e$	–

그림(4-17) 잔류수위

4-2-5 Eurocode 8 (BS EN 1998 part 5)

블록식 안벽의 내진설계는 BS EN 1998-5, Eurocode 8 design of structures for earthquake resistance, part 5 - foundation, retaining structures and geotechnical aspects를 따른다.
내진해석은 등가정적해석을 기본으로 하며, 이때 사용되는 토압과 수압은 Annex E에 상세하게 설명되어 있다. 이 부분은 기본적으로 국내에서 사용되고 있는 기준과 유사하다.

(1) 등가정적해석 (7.3.2)

① 기본모델

가. 등가정적해석의 기본 모델은 구조물과 그 기초, 주동한계평형상태에 있는 구조물 배후의 흙 쐐기, 흙 쐐기에 작용하는 상재하중 및 구조물 기초부의 토체 등으로 구성된다.

나. 주동상태가 되기 위해서는, 설계 지진 시 충분한 벽체의 움직임이 필요한데 이는 유연한 구조물이 휨을 받거나, 중력식 구조물이 활동이나 전도될 경우 가능하다. 주동한계상태가 되기 위한 벽체의 움직임 관련 내용은 EN 1997-1:2004, 9.5.3 참조할 것.

② 지진하중

가. 등가정적해석을 위해서는 지진하중을, 하중에 지진계수를 곱한 일련의 수평 및 수직하중으로 나타내야 한다.

나. 수직 지진력은 상하로 작용하는 것으로 간주하여, 가장 불리한 효과를 나타내도록 한다.

다. 주어진 지진구역에서 등가 지진력의 세기는 영구 변위량에 좌우된다.

라. 특별한 연구결과가 없을 경우, 수평(k_h) 및 수직(k_v) 지진계수는 다음의 값으로 한다.

$$k_h = \alpha \frac{S}{r} \qquad (4\text{-}2)$$

$k_v = \pm 0.5 k_h$ $a_{vg}/a_g > 0.6$인 경우 (4-3)

$k_v = \pm 0.33 k_h$ 그 외의 경우 (4-4)

여기서,

계수 r은 다음 표의 값을 기준으로 한다. 벽체의 높이가 10m를 넘지 않을 경우 지진계수는 전체 높이에 대해 일정한 것으로 한다.

마. 큰 간극수압이 발생할 수 있는 포화된 사질토의 경우,

(가) 계수 r은 1.0 이상으로 하면 안 된다.

(나) 액상화에 대한 안전율은 2를 넘지 않도록 한다.

바. 벽체의 높이가 10m를 넘는 경우 (2) ②를 참조한다.

사. 비중력식 벽체의 경우 수직 가속도의 영향은 무시할 수도 있다.

표(4-1) 수평지진계수를 계산하기 위한 계수 r 값

type of retaining structure	r
free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 300\alpha \cdot S$ (mm)	2
free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 200\alpha \cdot S$ (mm)	1.5
flexural reinforcement concrete walls, anchored or braced walls, reinforced concrete walls founded on vertical piles, restrained basement walls and bridge abutments	1

(2) 간이해석법 ANNEX E

① 개념적으로 계수 r은 최대 영구변형을 일으키는 가속도 값과 한계평형상태에 해당하는 값 간의 비율로 정의된다. 따라서 벽체가 큰 변위를 견딜수록 r값은 더 커진다.

② 벽체의 높이가 10m 이상인 경우, 수직으로 파가 전달되는 자유장 1차원 해석(free-field one-dimensional analysis)을 할 수 있다.
그리고 벽체의 높이를 따라 피크 수평 토질 가속도의 평균값을 취함으로써 보다 정밀하게 산정된 식 (4-2)의 α 값을 구할 수 있다.

③ 육측으로부터 벽체에 작용하는 총 설계외력은,

$$E_d = \frac{1}{2}\gamma^*(1 \pm k_v)K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd} \qquad (4\text{-}4)$$

여기서,

H : 벽체의 높이
E_{ws} : 정적수압으로 인한 힘
E_{wd} : 동적수압으로 인한 힘
γ^* : 흙의 단위중량
K : 토압계수 (정적 + 동적)
k_v : 수직 지진계수

④ 토압계수는 모노노베 오카베 식으로 구한다.
주동상태의 경우,

if $\beta \leq \phi'_d - \theta$,

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi \cdot \theta \cdot \delta_d)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d)\sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d)\sin(\psi + \beta)}}\right]^2} \qquad (4\text{-}5)$$

if $\beta > \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)} \qquad (4\text{-}6)$$

수동상태의 경우 (벽체와 토질 사이에 전단저항이 없는 경우)

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi + \theta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi'_d \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta)\sin(\psi + \theta)}}\right]^2} \qquad (4\text{-}7)$$

위에 사용된 기호는 다음과 같다.

ϕ'_d : 토질의 전단저항값. 즉,

$$\phi'_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi'}{\gamma_{\phi'}}\right)$$

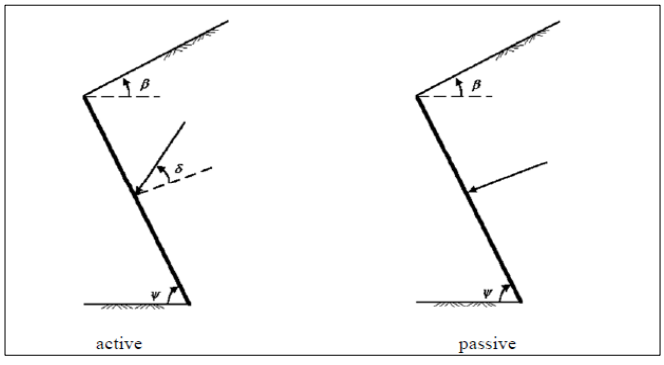
ψ, β : 벽체 후면과 뒷채움재 표면과의 경사각 (그림(4-18) 참조)

δ_d : 토질과 벽체와의 마찰각. 즉,

$$\delta_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\delta}{\gamma_{\phi'}}\right)$$

θ : ⑤~⑦에 정의된 각

주동상태의 식은 수직벽체면($\psi = 90^\circ$)에 대해 적용되어야 한다.



그림(4-18) 토압계수 산정식에서 사용되는 각도

⑤ 구조물 하부 수위에 대한 토압계수

γ^* 흙의 단위중량 (4-8)

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad (4\text{-}9)$$

$$E_{wd} = 0 \quad (4\text{-}10)$$

여기서, k_h : 수평지진계수 (식 (4-2))

대안으로, 정적상태에 대해 적용할 수 있는 표와 그래프를 다음과 같이 수정하여 사용할 수 있다.

$$\tan\theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad (4\text{-}11)$$

$$\text{및 } \tan\theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (4\text{-}12)$$

흙과 구조물 전체 시스템이 θ_A 혹은 θ_B의 각만큼 추가로 회전한다. 중력가속도는 다음의 값으로 대체한다.

$$g_A = \frac{g(1 + k_v)}{\cos\theta_A} \quad (4\text{-}13)$$

$$\text{또는 } g_B = \frac{g(1 - k_v)}{\cos\theta_B} \quad (4\text{-}14)$$

⑥ 수위 아래 동적으로 불투수성인 흙의 토압계수
다음 계수들을 적용해야 한다.

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w \quad (4\text{-}15)$$

$$\tan\theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w}\frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad (4\text{-}16)$$

$$E_{wd} = 0 \quad (4\text{-}17)$$

여기서, γ : 흙의 포화단위중량
γ^* : 물의 단위중량

⑦ 수위 아래 동적으로 투수성인 흙의 토압계수
다음 계수들을 적용해야 한다.

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w \qquad (4\text{-}18)$$

$$\tan\theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w}\frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad (4\text{-}19)$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12}k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2 \qquad (4\text{-}20)$$

여기서, γ_d : 흙의 건조단위중량
H' : 벽체 하단에서 수위까지의 높이

⑧ 벽체 바깥면에서의 동수압
동수압은 다음과 같이 산정한다.

$$q(z) = \pm\frac{7}{8}k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z} \qquad (4\text{-}21)$$

여기서, k_h : r = 1일 때의 수평지진계수 (식 (4-2) 참조)
h : 수면까지의 높이
z : 수면에서부터 수직하향 거리

⑨ 강성구조물에서 토압으로 인한 힘
완전히 구속되어 있기 때문에 주동상태가 될 수 없는 강성구조물과 수직벽체 및 수평 뒷채움재에 대해, 토압의 증가로 인한 dynamic force는 다음과 같다

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 \qquad (4\text{-}22)$$

여기서, H : 벽체의 높이
작용점은 높이의 중간으로 잡는다.

4-3 케이슨식 안벽

1. 벽체에 작용하는 외력과 하중

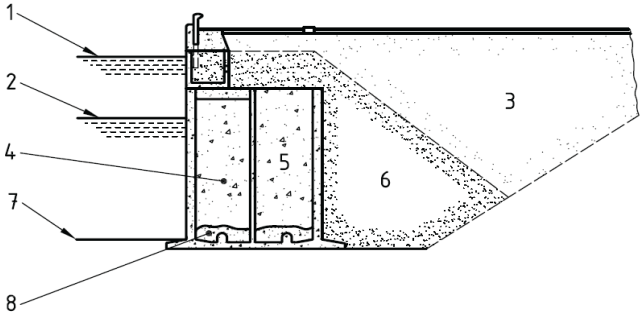
1.1 BS 6349-2: maritime works(2010) - section 7.6.1 general

1.1.1 콘크리트 케이슨은 통상 최종 위치에 떠 있다가 해저로 가라앉는 육상에서 사전에 조립된 개방된 상부를 지닌 셀로 구성되어 있다. 케이슨은 가라앉은 후에 파도에 대한 적당한 여유를 감안하여 간조 해상 수위를 약간 상회하도록 통상 설계되어야 한다. 셀은 통상 모래로 메워지며 때로는 콘크리트 또는 자갈로 메워진다. 상부구조물은 단단한 현장타설 콘크리트 캐핑 또는 백필을 하고 상부면이 콘크리트 포장으로 되어 있는 강화 콘크리트 가장자리를 지닌 옹벽으로 구성될 수 있다. 그림(4-19)는 캐핑 방식의 예이다.

1.1.2 케이슨에 관한 안치 허용 공차는 블록체 또는 프리캐스트 벽체 단위 장치의 허용 공차보다 크다. 그러므로 케이슨은 파도 간섭이 상당할 경우에 종종 사용될 수 있다.

1.1.3 케이슨은 매립 이후에 건설 중장비를 지지하기에 사용할 수 있는 자체적으로 안정한 구조를 갖는다. 그것은 안벽 및 돌제에 공히 사용될 수 있다.

1.1.4 이러한 방법은 상당히 긴 안벽을 시공할 때 유리하고, 타설 지역과 최종 위치 사이로 부유식 케이슨을 운반하는데 상당한 물의 깊이가 요구되는 공사에 유리하다.



key

1 high water level	5 gravel fill
2 low water level	6 selected fill
3 hydraulic fill	7 bed level
4 front chamber may be omitted	8 concrete ballast

그림(4-19) 콘크리트 케이슨

2. 안정계산

2.1 BS 6349-2: maritime works(2010) - section 7.6.3 foundation

2.1.1 케이슨은 입자상의 기초에 놓여야 하며 기초의 공칭 크기는 건설 및 서비스 도중 예상되는 파도 작용에 좌우된다. 케이슨이 조용한 해상조건에서 세굴 방지 에이프런이 설치되고 필요한 미끄러짐 저항이 얻어질 수 있다면 기존의 모래 해저를 기초로 사용하기 위하여 평탄하게 하는 것도 가능할 수 있다.

2.1.2 기존의 해저상태가 부적합하거나 평탄하지 않은 경우에는 평탄한 안착을 위하여 적절한 깊이가 되어야 한다. 대체적인 방안으로 안착 후에 케이슨 아래를 그라우팅 함으로써 평편한 해저 층을 얻을 수 있다. 이것은 미끄러짐 저항을 증가시키고 파도작용에 의한 기초 물질의 혼란을 줄인다.

2.1.3 만약 케이슨 아래 토양의 지지력이 불충분하다면, grouting, vibro replacement, soil mixing, piling의 방법에 의해 해결할 수 있다.

3. 세부 설계

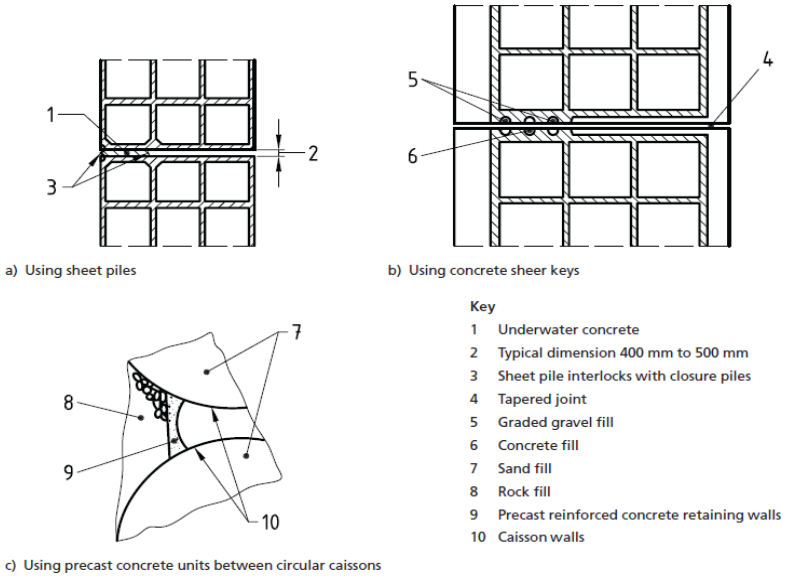
3.1 BS 6349-2: maritime works(2010) - section 7.6.7 & 7.6.9

3.1.1 [section 7.6.7 joints between caissons]

케이슨 사이의 조인트는 물질을 보유하기 위해서 사용되거나 파도가 간격 사이로 통과하는 것을 방지해야 할 경우에는 봉합되어야 한다. 조인트는 안치 및 부동 침하의 여유를 고려하기 위하여 설계되어야 한다. ±150mm의 안치 허용공차가 보호 수역에서 달성되어야 한다.

현장 타설 콘크리트 고정 조인트는 통상 각 케이슨의 외부 벽체에 형성된 수직 벽감 내에 놓인 사각 케이슨 사이에 사용된다. 턱솔-홈 조인트와 탄성 씰은 부동 침하가 작을 것 같은 경우에만 적절하다. 원형 케이슨의 경우 키로 고정된 조인트가 사용될 수 있으나 타설에 장애를 초래할 가능성이 경우에는 현장 타설 콘크리트 봉합이 연결부의 육상 측에 있는 현장 시공 거푸집에 대하여 타설 될 수 있다.

조인트 예시는 그림(4-20)에 표시되어 있다.



그림(4-20) 케이슨 사이의 조인트 예시

3.1.2 [section 7.6.9 In situ capping]

현장 타설 캐핑은 케이슨이 채워지고 조인트가 완료된 이후에 타설 되어야 한다. 충전물이 이러한 목적을 위해 압밀되어야 하는 경우에는 케이슨 내부에 놓인 충전물에 부분적으로 지지될 수 있다.

4. 부유시의 안정

4.1 BS 6349-2: maritime works(2010) - section 7.6.5

4.1.1 케이슨의 안정성은 타설(해상에서 인 경우), 진수, 견인 및 침강과 같은 모든 조건에 대하여 점검되어야 한다. 파도의 영향 특히 장기적인 파도의 영향이 고려되어야 한다. 정적인 침강 조건에서, 케이슨의 균형은 밸러스트에 의해 즉각 조절될 수 있다. 긴 거리를 견인해야 할 경우에는, 항해 및 안전성에 철저한 주의를 해야 한다.

4.1.2 조석 조건에 대한 정확한 지식은 안착 작업의 성공에 필수적이다. 케이슨을 침강시키는 것을 지원하기 위하여 외부 벽체에 마개가 제공될 수 있다.

5. 설계외력

5.1 BS 6349-2: maritime works(2010) - section 7.6.4, 7.6.6 & 7.6.8

5.1.1 [section 7.6.4 fabrication]

케이슨은 다음 방식 중 하나에 의해 육상에서 제작될 수 있다.

(1) 바다와 인접한 육상에서, 그런 다음 케이슨을 준비된 비탈 아래로 미끄러지게 하거나 크레인 또는 인양 도크를 사용하여 내리거나 케이슨 전방 및 아래의 흙을 준설하여 진수시킨다.

(2) 제방 배후에서, 제방을 제거하고 만조 시에 케이슨을 띄어서 진수시킨다.

(3) 건선독에서

(4) 부양식 독에서

육상 또는 폰툰에서 타설함으로써 경제성을 달성할 수 있으며, 부유 그 이후에 진수를 허용하기 위하여 케이슨의 최저 높이가 요구된다. 제작은 떠 있는 동안 흘수를 점진적으로 증가시키면서 벽체의 잔존 높이를 타설 함으로써 완료된다.

떠 있는 케이슨을 타설하는 것은 상당히 잔잔한 해상 조건을 필요로 한다.

5.1.2 [section 7.6.6 Fill]

케이슨은 통상 모래로 충전되며 그것은 펌프로 올리거나 굴삭기로 담을 수 있다. 상부 구조물에 대한 확실한 계층을 확보하기 위하여 진동에 의한 압밀이 수행될 수 있으나 이는 매립물의 상부에 내부 토압을 증가시킬 수 있다.

전방 벽체가 심각하게 훼손되거나 선박 충격에 대하여 상승된 저항을 제공하기 위하여 바다쪽 구획에는 빈배합 콘크리트로 충전될 수 있다. 그렇지 않으면, 전반적인 중력 중심을 조정하고 지지 압력을 감소시키기 위하여 전방 셀은 빈 채로 두거나 부분적으로 채우는 것이 좋다.

5.1.3 [section 7.6.8 drainage and filters]

차동 수압을 완화하기 위한 벽체를 통한 배수는 상부 구조물 옹벽의 하부에 구멍 또는 슬롯을 제공함으로써 통상 가장 적합하게 달성될 수 있다. 물질 손실을 방지하기 위하여 적절한 필터가 설치되어야 한다. 대안으로서 케이슨 사이에 간격을 남겨두고 쇄석 필터가 벽체 후방에 놓여야 한다.

6. 부재의 설계

6.1 BS 6349-2: maritime works(2010) - section 7.6.2 & 7.6.10

6.1.1 [section 7.6.2 Shape]

콘크리트 케이슨은 평면에 다양한 형태로 축조될 수 있다. 가장 보편적인 형태는 사각이며 원형 및 클로버잎 형상도 사용된다.

케이슨은 높은 종방향 응력을 피하기 위하여 통상 최대 평면 치수로 약 30m로 국한되나 단위장치는 길이가 100m가 되는 것도 사용된다.

대형 케이슨은 일반적으로 내부 벽으로 강화되어야 한다. 이러한 것은 기반부 및 벽체 두께에서 경제성을 제공한다. 벽체는 통상 현장에서 타설되나 프리캐스트 요소는 완료된 구조물이 포스트텐션과 연계하여 사용된다. 셀의 구획은 케이슨이 떠 있을 동안 밸러스트 탱크로 사용될 수 있다. 안정성을 증가시키기 위하여 기반부 슬래브에 외부 돌출이 종종 제공된다. 이러한 것은 선박에 의한 우발적인 손상을 당하지 않도록 보호되고 설계되어야 한다.

구획이 없는 케이슨은 프리캐스트 콘크리트 단위 장치를 두꺼운 괴상 콘크리트 벽체를 안치하기 위한 거푸집널로 사용하여 축조될 수 있다. 케이슨이 제자리를 잡은 후에, 내부 기반부를 형성하고 벽체 공동을 채우기 위하여 트레미 콘크리트가 사용된다. 케이슨 중앙은 지진 시에 지지 압력과 가상 질량을 줄이기 위하여 충전되지 않은 채로 둘 수 있다.

케이슨에는 국소적인 균열을 피하기 위하여 내부 모서리에 여유 있는 물매가 제공되어야 하며 기계적인 손상을 최소화하기 위하여 모따기를 한 모서리가 제공되어야 한다.

6.1.2 [section 7.6.10 design of caisson wall]

(1) 7.6.10.1 general

콘크리트 케이슨은 건설 및 서비스의 모든 단계에서 전반적인 안정성을 위하여 설계되어야 한다. 전반적인 치수는 최종 위치에서 케이슨의 기하학적 및 부하 요구사항에서 결정되어야 한다.

(2) 7.6.10.2 ground pressure

기초 높이에서의 지압은 케이슨의 기반부 슬래브가 단단하다는 것을 가정하여 모든 부하 조건에 대하여 결정되어야 한다.

(3) 7.6.10.3 reinforced concrete

케이슨 부재는 건설 및 서비스의 모든 단계에 대하여 설계되어야 한다. 균형을 이루지 않은 해수 수위와 입자상 또는 젖은 콘크리트 충전물로 인한 모든 조건의 측방압력에 대해 설계하기 위하여 모래 충전물에 가해지는 압밀을 고려하면서 특별한 주의를 해야 한다. 구조물은 적절한 경우 사일로 설계 관행에 따라 설계될 수 있다.

지반 지지의 부분적인 손실이 긴 케이슨의 설계 시에 가정되어야 하며 그것은 종방향에서 빔으로 분석되어야 한다.

기반부 슬래브의 설계는 충전된 셀 아래의 지반지지의 상실 가능성과 정상 지압보다 높은 압력이 발생하는 빈 셀하의 정상 지압보다 높은 지압의 가능성을 고려해야 한다. 슬래브는 구획벽에 의해 지지되는 것으로 가정된다.

제 5 장 잔교식 안벽

5-1 잔교식 안벽 설계 일반

5-1-1 일반사항 (BS 6349-2:2010)

1. 개요

국내에서는 대형 케이슨 시공방법의 발달에 따라 잔교식 구조물의 적용빈도가 높지는 않으나, 연약지반이 두껍게 분포되고, 말뚝의 자재조달 및 시공이 용이한 중동 및 동남아시아 지역에서는 컨테이너 터미널, 잡화부두 및 플랜트 지원 부두시설 등에 잔교식 구조물이 광범위하게 사용된다. 잔교식 구조물의 설계법은 각 국가마다 다양하게 제시하고 있지만, 본 설계기준은 BS6349-part 2 (2010)를 기준으로 그 기준서에서 인용하고 있는 Eurocode 내용을 기술한다.

2. 구조형식 개요

2.1 잔교구조물

잔교(suspended deck structures)란 강재, 콘크리트, 또는 목재 등의 재료들을 이용하여 제작된 상부구조물 및 말뚝으로 조합된 구조물이다. 수직하중은 지중에 시공된 말뚝의 선단지지력, 말뚝의 주면마찰력 및 그 조합으로 지지되고, 수평하중은 여러 가지 형태로 지지되며 때에 따라서 말뚝에 인발력을 유발하는 경우도 있다. 구조물은 수평하중에 대한 반응형태에 따라 강성구조(rigid structure)와 연성구조(flexible structure)로 구분되며, 구조물의 유연도(flexibility)는 사용재료, 지반조건 및 부재의 연결 상태(framing of the structure)에 따라 좌우된다.

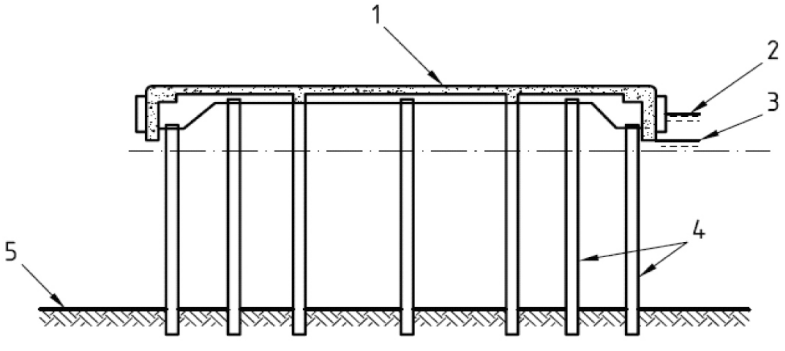
2.2 구조물의 형식

잔교의 형식 구분은 횡적으로 작용하는 하중에 대한 저항방법, 수직하중을 말뚝에 분포시키는 방식과 관련이 있다. 가장 일반적인 말뚝구조형식과 횡방향력에 대한 지지방식은 표(5-1)과 그림(5-1)에 나와 있다.

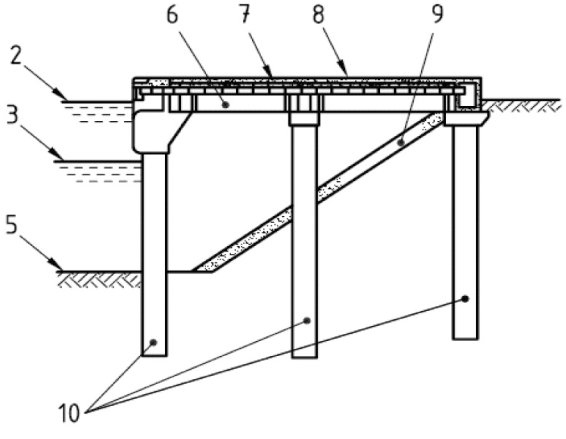
압축성 지반에서 말뚝침하가 발생할 경우, 하중이 인접말뚝에 전가되어 수직력과 휨모멘트가 증가할 수 있으므로 효율적인 저항대책이 있는 경우를 제외하고는 경사말뚝의 사용에 제한을 둔다. 상부 토층이 연약하거나 토압 또는 지진하중 등 큰 횡방향력이 작용하는 경우에 수평력에 대한 tie-back 시설을 계획하는 경우도 있다.

표(5-1) 잔교식 안벽

구조물 유형	적용	연성/강성	수평력을 지지하는 방식	형상
연직말뚝식	jetty	연성	말뚝의 휨	그림5-1(a)
연직말뚝식	marginal quay	일부연성 / 일부강성	말뚝의 휨과 뒤채움재의 수동토압	그림5-1(b)
연직말뚝과 tie-back	marginal quay	일부연성 / 일부강성	말뚝의 휨, 수평 tie-back(해측), 뒤채움재의 수동토압(육측)	
연직말뚝과 육상 strut/tie 부재 적용	marginal quay	강성	Strut/tie	그림5-1(c)
연직말뚝과 경사말뚝 혼용식	전부	강성	경사말뚝	그림5-1(d)
경사말뚝식	access trestle과 jetty	강성	경사말뚝(횡방향 수평력), 종방향 경사말뚝 혹은 육상 앵커리지(종방향 수평력)	

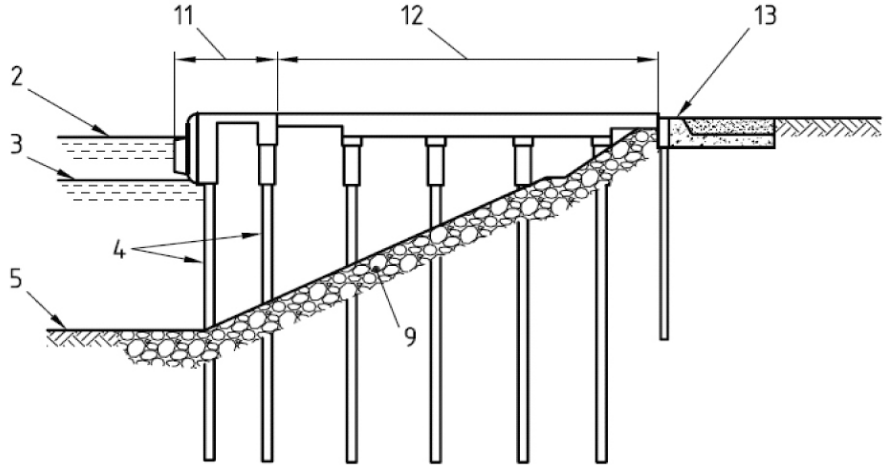


a) Jetty with all vertical piles and with berthing on both sides

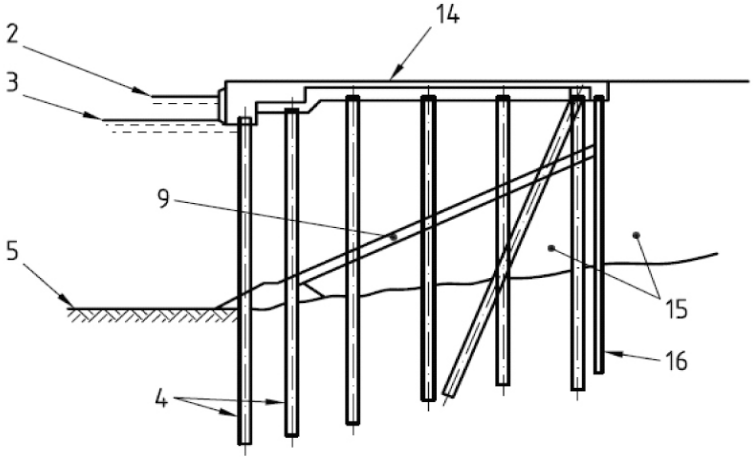


b) Jetty with all vertical large diameter piles

그림(5-1) 잔교식 안벽의 종류



c) Jetty with all vertical piles plus struts to shore



d) Jetty with vertical and raking piles

Key

1 Reinforced concrete deck
2 High water level
3 Low water level
4 Piles
5 Bed level
6 Pre-cast concrete beams
7 Pre-cast concrete slab units
8 In-situ concrete decking
9 Rock armour
10 Large diameter plates
11 Quay
12 Access bridge acts as strut
13 Shore abutment
14 Reinforced concrete beam and slab
15 Granular fill
16 Retaining wall

그림(5-1) 잔교식 안벽의 종류 (계속)

3. 잔교식 안벽의 적용이 용이한 지역

잔교식 안벽은 다음의 경우에 적용이 용이하다.

(1) 단단한 하층지반의 상층에 연약지반이 분포한 경우
(2) 해저지반이 말뚝을 지지하기에 적당한 흙으로 되어 있을 때
(3) 다른 형식의 안벽구조물 적용 시, 배면 매립이 용이하지 않은 경우
(4) 수리환경과의 간섭을 최소화 할 필요가 있는 경우
(5) 수심이 깊은 경우

해저면이 암반인 경우 말뚝시공을 위해서는 지반에 대한 사전 처리가 필요하다.

4. 잔교식 안벽의 적용

잔교식 안벽은 marginal quay(평행식 안벽)와 finger jetties(돌제식 안벽)에 일반적으로 적용한다. marginal quay에 적용할 경우, 사석 등으로 보호된 사면 상부에 시공되는데 이 경우 기준선 부분은 선박 운용을 위해 준설을, 구조물 배면은 지반높이와 일치시키게 된다.

finger jetties와 부두 접근을 위한 도교(access trestle)는 자연 해저면 상부에 계획되는 경우가 많은데, 선박이 운용되는 구간에는 준설을 하기도 한다.

5-1-2 설계기준

BS 6349-2:2010의 chapter 8은 잔교식 안벽의 설계에 대한 주요 설계기준을 설명하고 있다. 그러나 설계를 위한 하중, 하중의 조합, 부재의 설계, 내진설계 및 내구성 설계는 BS 6349를 구성하는 다른 part와 Eurocode의 해당부분에 대한 기준의 적용을 요구하고 있다.

BS 6349-2:2010의 각 항목별 기준사항은 다음과 같이 정리할 수 있다.

(1) BS 5400-2:2006 차량 및 철도하중
(2) BS 6349-1:2000 선박의 풍하중, 파력, 조류력, 온도하중, 설·빙하중, 적재하중, 장비하중, 내구성 설계
(3) BS 6349-4:1994 선박의 충격력, 계류력
(4) BS EN 1990 일반사항, 하중조합
(5) BS EN 1991 구조물의 하중
(6) BS EN 1992 콘크리트 설계
(7) BS EN 1993 강재 설계
(8) BS EN 1997 지반의 안정검토
(9) BS EN 1998 내진설계

5-1-3 구조물의 지반 안정 (BS 6349-2:2010)

1. 구조물 검토를 위한 일반사항

구조물의 전반적인 지지력 안정은 BS EN 1997-1에 따라 수행하며, 다음에 기술한 사면의 안정성 및 구조물의 침하 또는 융기(uplift)현상에 대하여 검토하여야 한다.

2. 사면의 안정

marginal quay 하부의 사면은 위험성이 있는 모든 설계조건에 대하여 검토하여야 한다. 부지조성을 위한 부두배면매립, 말뚝 항타, 부두배면의 하중, 지진 등에 대한 안정검토를 수행하여야 한다. 또한 조위, 간극수압, 액상화에 대한 가능성에 대해서도 검토해야 한다. 장기간에 걸쳐 말뚝에 횡토압이 작용한다고 판단할 경우 말뚝 항타 전에 지반개량이나 이에 상응하는 조치를 취해야 한다.

3. 구조물의 침하 또는 융기

초과하중이나 부마찰력의 작용 시, 말뚝으로부터 주면마찰을 받고 있는 점착성 흙의 압밀현상 등으로 인해 잔교구조물이 침하를 일으키는 경우가 있다. 구조물의 융기현상은 일반적으로 과도한 횡방향력에 의해서 생기지만 때로는 정수압의 작용에 의해 생기기도 한다.

5-1-4 marginal quay에서의 토공 (BS 6349-2:2010)

1. 일반

잔교와 관련된 토공작업은 준설작업이 요구되는 finger jetty를 제외하고는, 일반적으로 marginal quay 형식 구조물과 관련이 있다. 토공이 필요한 경우 BS 6031 및 BS 6349-5에 따라 수행한다.

2. 사면의 안정과 보강

사면이 수중에서 안정한 경사면을 이루고 있는 경우라도 일반적으로 피복석과 filter layer로 고정된 영구적 보강대책이 필요하다. 사면의 원호 활동파괴에 대한 위험성이 있다고 판단되는 경우에는 사면의 toe부분을 굴착 후 사석이나 모래 등을 사용하여 치환하여 활동파괴에 대한 안정성을 확보하여야 한다.
준설토를 사용한 수중매립 시 경사면이 너무 완만한 경우에는 수중에 준설토를 가두기 위한 사석제를 조성하여 경사면을 세울 수 있다. 이 경우 사석제는 침식에 대한 보강과 동시에 filter재로서의 기능을 수행할 수 있는 적정한 입경의 재료이어야 한다. 연약한 지반상에 매립을 하는 경우에는 매립성토재 아래의 흙을 조립재로 치환하거나, 자갈을 넓게 포설(gravel blanket)한 후 성토한다.
말뚝이 시공된 이후에는 시공된 말뚝에 휨이나 표면손상이 발생하지 않도록 해측 사면의 표면 보호공을 설치하는 경우도 있다.
경사면에 배치할 filter layer의 높이가 결정되어야 하는데, filter layer는 경사면의 하면과 경사면에 설치한다. 조위에 의한 구조물 배후 경계부 하단의 경사면 상단으로부터의 매립재의 유실, 침하, 파랑에 의한 영향을 반영하여야 한다. Filter layer 설계 시 파랑의 영향에 대한 안정성을 확보하여야 한다.

3. 배수

marginal quay의 채움재가 자유 배수가 되는 재료가 아니라면, 상부 구조물의 후면에서 집수되어서 자유 배수면까지 흘러갈 수 있도록 적절한 배수 시스템을 설치하여야 한다. 이러한 배수 시스템은 안벽 후면에 있는 채움재의 국부적인 불안정을 최소화해야 하며 이를 통해 상부 구조물의 후면에 작용하는 선박의 충격력을 충분히 저항할 수 있도록 수평토압이 유지되어야 한다.
선반식 안벽은 필요한 경우 상부공 위에 있는 흙이 침수되지 않도록 배수 방안을 강구하여야 한다.

5-1-5 말뚝의 형태 (BS 6349-2:2010)

1. 목재말뚝

목재 말뚝은 다루기가 쉽고 말뚝 길이 조정이 용이하다. 또한, 항타 장비가 간단하며 목재의 유연성을 활용하여 에너지를 흡수하는 구조물에 적합하다.
일반적으로 목재말뚝의 길이는 12m~18m로 제한된다. 때로는 단단한 목재를 이용하여 24m까지도 사용이 가능하다. 연약지반에서는 두 개의 목재말뚝을 연결하여 사용할 수도 있다.
일반적으로 해양천공생물(marine borer)의 공격으로부터 보호하기 위하여 특별한 조치를 취하거나 콘크리트 케이싱(casing)을 해야 한다.

2. 프리캐스트 콘크리트 말뚝

2.1 철근콘크리트

프리캐스트 철근콘크리트 말뚝은 다양한 지반에서 항타가 가능하며 사전에 천공된 해저지반에 설치할 수 있다.

만약 현장에서 멀리 떨어진 장소에서 제작된 경우 말뚝의 최대 길이는 20m로 제한되는 경우도 있다. 필요한 경우 그라우트나 에폭시 수지를 사용하여 연결 조인트 또는 다웰 시스템으로 말뚝의 길이를 연장할 수 있다. 이러한 모든 연결부는 모멘트 저항력을 충분히 가져야 하며 부식으로부터 저항할 수 있는 방법을 수립해야 한다.

2.2 프리스트레스 콘크리트

프리스트레스 콘크리트 말뚝은 말뚝의 취급 시나 항타 시, 사용 시에 철근콘크리트 말뚝보다 강한 인장 저항능력을 가지고 있다. 따라서 프리스트레스 콘크리트 말뚝은 부마찰력이 발생할 우려가 있는 경우 더 작은 단면을 사용하여 부마찰력을 감소시킬 수 있는 이점이 있다. 동일한 단면인 경우 프리스트레스 말뚝은 철근콘크리트 말뚝보다 더 큰 저항력을 가지고 있다.

3. 현장타설 말뚝

수중에서는 현장타설 콘크리트의 품질보증이 어렵고 시공상의 문제점들로 인해 현장 타설 말뚝을 추천하지 않는다. 그러나 예외적인 상황에서 사용이 필요할 경우 다음의 지침을 따른다.

3.1 항타 케이싱

현장 타설 말뚝의 항타 케이싱은 취급이 용이하거나 큰 단면 사용이 허락된 경우, 항타 요구사항이 적은 경우 또는 파일 길이가 불규칙적인 경우에 프리캐스트 콘크리트 말뚝보다 우선적으로 사용될 수 있다. 철근 보강을 통한 콘크리트 품질 제어가 보장되지 않기 때문에 통상적으로 축하중만을 저항하도록 한다. 압축을 받는 말뚝의 경우 말뚝 두부에서부터 해저지반 약간 아래까지 보강을 해야 하며, 인장을 받는 말뚝의 경우 전체 길이에 걸쳐 보강을 해야 한다.

통상 강재로 제작되는 케이싱은 영구적이어야 하며 취급 시나 항타 시에 충분한 강도를 가져야 한다. 비록 케이싱이 말뚝을 보호할 수 있는 기능을 가지고 있더라도 말뚝 설계 시에는 무시한다. 콘크리트는 건조 상태 혹은 트레미에 의해서 타설되며, 케이싱이 전체 설계 수명 동안 보호기능이 있는 경우에는 최소 grade 25 이상, 없는 경우에는 최소 grade 40 이상을 사용한다.

이러한 형식의 변위 말뚝의 길이는 35m까지, 직경은 700mm까지 그리고 최대 경사는 1:2.5까지 가능하다.

3.2 천공말뚝

천공 현장 타설 말뚝은 단단한 점토나 약한 암반에서 대구경 혹은 선단부 확대를 이용한 하중 지지에 적합하다. 유동수 혹은 자분수(artesian)가 존재하는 곳이나 알갱이 형태의 물질로 이루어진 지반에서는 적합하지 않다.

3.3 바렛 (barrettes)

바렛 또는 짧은 길이의 다이아프램 벽을 말뚝 대신 사용될 수 있다. 바렛의 상대적으로 큰 지지단면과 높은 단면계수는 선반식 안벽과 같이 큰 수평과 수직 하중이 작용하는 상황에 적합하다. 바렛 선단에 발생하는 슬러리를 제거하기 위해서 주의가 필요하다.

4. 강재 말뚝

강재 말뚝은 가볍고 다루기가 용이하며 다양한 암반을 포함하여 대부분의 지반에 항타가 가능하다. 특히 H형 말뚝은 암반에 적합하다. H형 말뚝은 깊은 관입이 가능하기 때문에 인장 말뚝으로서도 유용하다. 원형과 사각형의 말뚝은 큰 축력과 휨 저항에 유리하다. (노출면이 적기 때문에 부식 환경에

덜 취약하다.) 융기 저항을 위해 하부는 H형 말뚝을 사용하고 수직 수평력에 저항하기 위해 상부는 관형 말뚝을 사용함으로써 각각의 장점을 이용할 수 있는 복합 말뚝도 가능하다.
용접부의 파괴 강성은 BS EN 1993-5를 따르며 특별한 강재의 경우 파괴 강성은 BS EN 1993-1-10을 따라야 한다. 강재 말뚝은 에너지 흡수율이 좋은 재료이기 때문에 수직으로 설치되어도 수평력을 일정부분 저항하는데 사용할 수가 있다. 만약 부식으로부터 말뚝을 보호하기 위해 콘크리트 케이스로 감싼 경우, 콘크리트의 최대 변형률 한계로 인해 에너지 흡수율이 감소된다.
강재 말뚝은 연속된 캔 형식(강판의 길이를 결정하여 관 형태로 굽히고 이음새를 용접)으로 제작하거나 혹은 나선 형식으로 제작이 가능하다. 이러한 말뚝의 제작은 캔 형식은 BS EN 10210을, 나선 형식은 BS EN 10219를 따른다.
강재 말뚝은 연장 부분을 맞대기 용접을 함으로써 연장이 가능하며 이러한 이유로 말뚝의 길이가 정확히 예상되지 않는 곳에 유용하다.
중공 말뚝은 선단지지력이 필요할 경우, 선단에 콘크리트를 충전시킬 수 있으며 데크 연결부의 모멘트 저항력을 증가시키기 위해 말뚝의 헤드에 콘크리트를 충전시키는 경우도 있다.
동하중을 받는 구조물은 구조물의 취성 파괴를 방지하기 위해서 강재의 적절한 충격계수가 명시되어야 한다.
말뚝 외부의 부식은 코팅이나 희생양극법(cathodic protection)을 통해 최소화하거나 적절한 부식방지법을 설계에 미리 고려토록 한다.

5. 스크류 파일

교란 강도가 낮은 토양에서 스크류 파일을 사용할 경우 세심한 주의가 필요하다. 또한 지지되는 지층까지 파일이 관입되었는지 역시 중요하다.

5-1-6 하중과 하중조합

1. 자연현상에 따른 하중

1.1 구조물의 풍하중 (BS EN 1991-1-4)

1.1.1 기초풍속 (v_b)

$v_{b,0}$ = 개활지 지표면 10m 상공에서 10분간 부는 평균 풍속

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} \qquad (5\text{-}1)$$

- $v_{b,0}$ = 개활지 지표면 10m 상공에서 10분간 부는 평균 풍속
- c_{dir}은 방향 계수이며 표(5-2)와 같음

표(5-2) 방향 계수 (c_{dir})

Direction	0°	30°	60°	90°	120°	150°	180°	210°	240°	270°	300°	330°
c_{dir}	0,78	0,73	0,73	0,74	0,73	0,80	0,85	0,93	1,00	0,99	0,91	0,82

NOTE 1 Interpolation may be used within Table NA.1.

NOTE 2 The directions are defined by angles from due North in a clockwise direction.

NOTE 3 Where the wind loading on a building is assessed only for orthogonal load cases, the maximum value of the factor for the directions that lie ± 45° either side of the normal to the face of the building is to be used.

NOTE 4 Conservatively, c_{dir} may be taken as 1,0 for all directions.

- c_{season}은 계절 계수이며 표(5-3)과 같음

표(5-3). 계절 계수(c_{season})

Months	1 month	2 months		4 months			
January	0,98	0,98		0,98			
February	0,83		0,86		0,87		
March	0,82	0,83				0,83	
April	0,75		0,75				0,76
May	0,69	0,71		0,73			
June	0,66		0,67		0,83		
July	0,62	0,71				0,86	
August	0,71		0,82				0,90
September	0,82	0,85		0,96			
October	0,82		0,89		1,00		
November	0,88	0,95				1,00	
December	0,94		1,00				1,00
January	0,98	0,98					
February	0,83		0,86				
March	0,82						

NOTE 1 The factor for the six month winter period October to March inclusive is 1,00 and for the six month summer period April to September inclusive is 0,84.

NOTE 2 These factors provide the 0,02 probability of exceedence for the period given.

- c_{prob}은 확률 계수이며 다음의 식과 같음

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1-p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0.98))} \right)^n \tag{5-2}$$

여기서, BS national annex에 따르면 K=0.2, n=0.5를 사용하며, p는 일 년 중 $v_{b,0}$풍속을 초과할 확률이다.

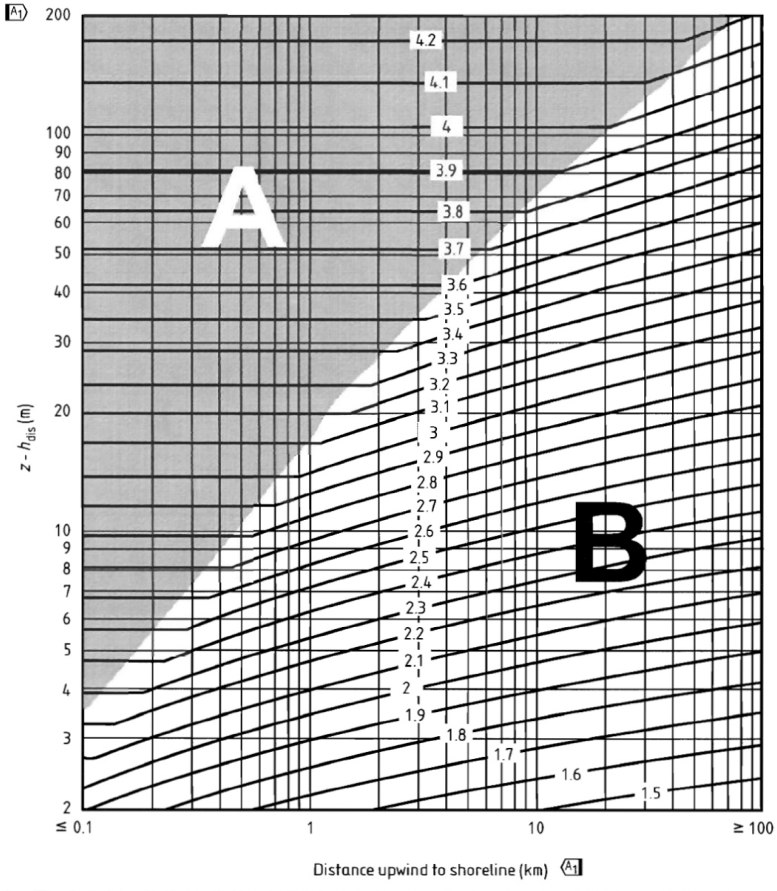
1.1.2 기초 풍압력 (q_b)

$$q_b = 0.613 \cdot v_b^2 \tag{5-3}$$

1.1.3 최대 풍압력 (q_p)

$$q_p = c_e(z) \cdot q_b \tag{5-4}$$

- $c_e(z)$는 노출 계수이며, 잔교 구조물의 경우 해안에 설치되므로 해안가에서 불어오는 바람의 거리 (distance upwind from the shoreline)은 0.1km, h_{dis}는 0m를 대입하여 그림(5-2)에서 구함



NOTE 1 The height z is the height at which q_p is sought using Equations NA.3a) or NA.3b).

NOTE 2 Zones A and B are indicated for use in Table NA.3.

그림(5-2) 노출 계수 $c_e(z)$

1.1.4 풍하중 (F_w)

$$F_w = c_f \cdot q_p \cdot A_{ref} \tag{5-5}$$

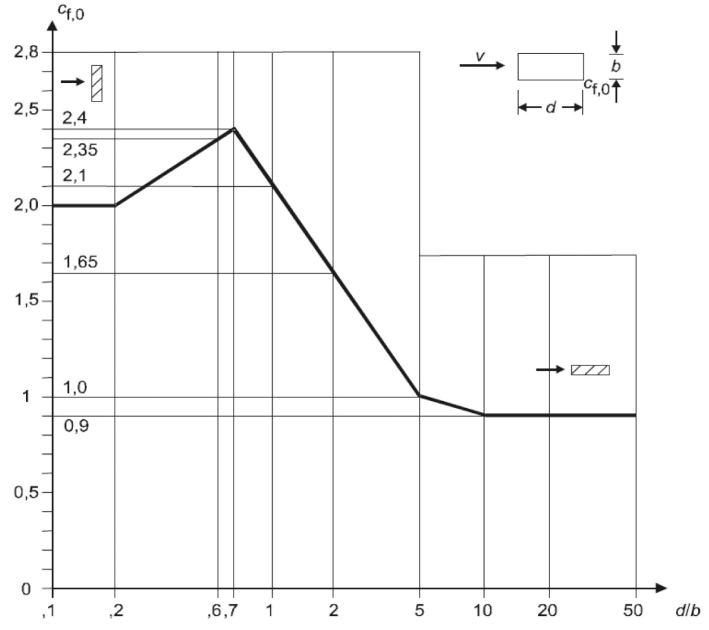
- c_f는 풍하중 계수

1.1.5 풍하중 계수 (c_f)

(1) 직사각형 단면에서의 풍하중 계수

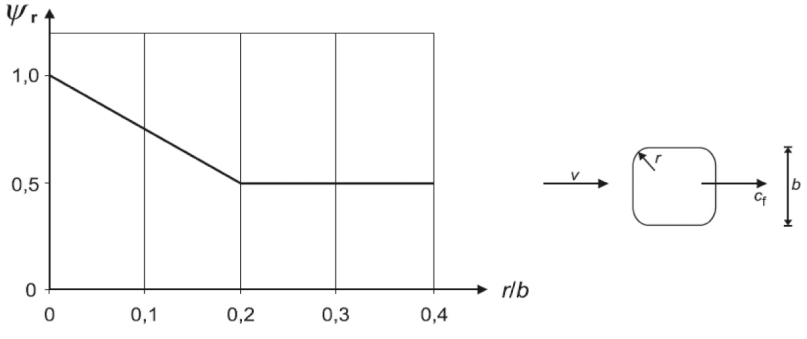
$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda \tag{5-6}$$

- $c_{f,0}$는 직사각형 단면형상에서 free-end flow를 제외한 풍하중 계수이며 아래의 그림(5-3)을 사용



그림(5-3) 직사각형 단면에서 free-end flow를 제외한 풍하중 계수 $c_{f,0}$

- ψ_r은 둥근 모서리로 인해 감소하는 감소계수이며 그림(5-4)를 사용



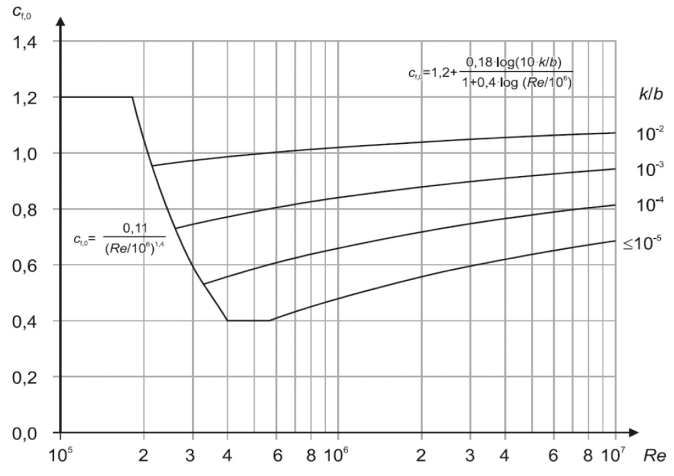
그림(5-4) 둥근 모서리 감소계수 ψ_r

- ψ_λ 는 end-effect factor이며, 1.1.6 end effect factor에서 설명

(2) 원통형 단면에서의 풍하중 계수

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \qquad (5\text{-}7)$$

- $c_{f,0}$는 원통형 단면형상에서 free-end flow를 제외한 풍하중 계수이며 아래의 그림(5-5)를 사용



그림(5-5) 원통형 단면에서 free end flow를 제외한 풍하중 계수 $c_{f,0}$

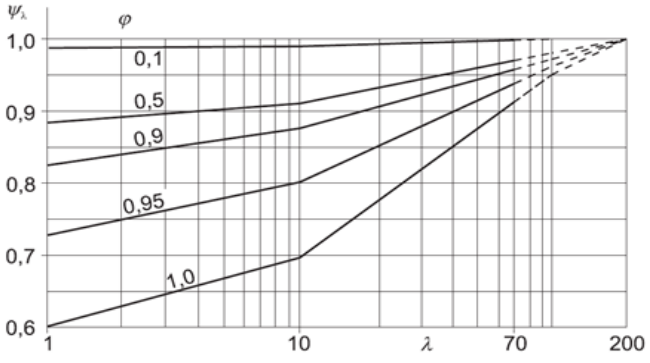
- $R_e = \frac{b \cdot v(z_e)}{v}$
- b는 원통의 직경
- $v(z_e) = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}$
- $v = 15 \cdot 10^{-6} m^2/s$(동적 점성계수)
- $\rho = 1.226 t/m^3$
- ψ_λ는 end-effect factor
- k는 표면 거칠기이며 표(5-4)를 사용

표(5-4) 표면 거칠기 k

Type of surface	**Equivalent roughness *k*** mm	**Type of surface**	**Equivalent roughness *k*** mm
glass	0,0015	smooth concrete	0,2
polished metal	0,002	planed wood	0,5
fine paint	0,006	rough concrete	1,0
spray paint	0,02	rough sawn wood	2,0
bright steel	0,05	rust	2,0
cast iron	0,2	brickwork	3,0
galvanised steel	0,2		

1.1.6 end effect factor (ψ_λ)

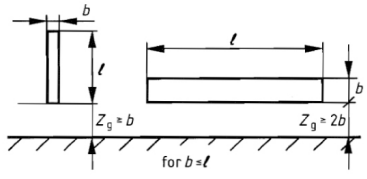
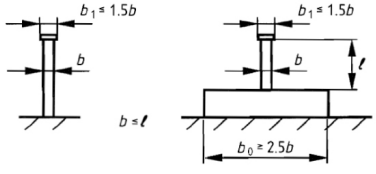
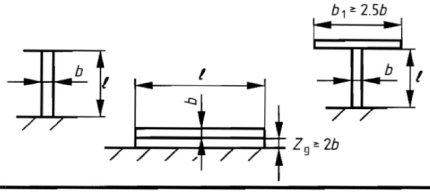
effective slenderness λ와 solidity ratio ϕ를 사용하여 그림(5-6)에서 구한다.



그림(5-6) end effect factor ψ_λ

- effective slenderness λ는 표(5-5)를 사용하여 구함

표(5-5) effective slenderness λ

Position of the structure, wind normal to the plane of the page	Effective slenderness λ
	A1 $\lambda = (l/b)(2/c_{t,o})$ A1
	A1 $\lambda = (2l/b)(2/c_{t,o})$ A1
	$\lambda = \infty$

- solidity ratio, $\phi = \dfrac{A}{A_c}$

A = 투영면적, A_c = 전체면적

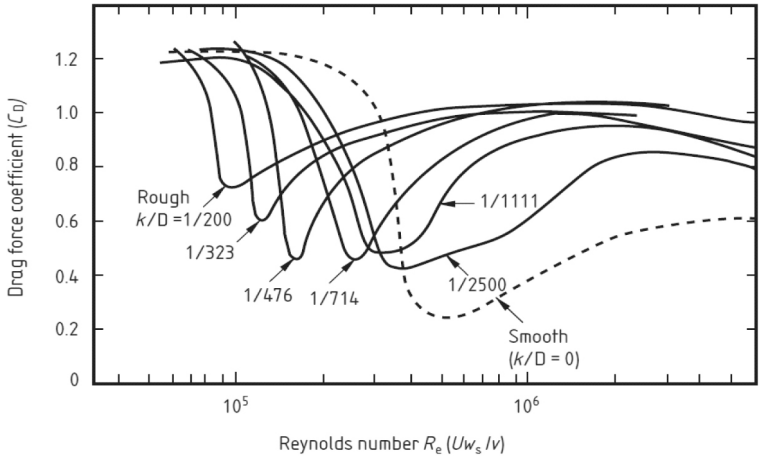
1.2 파력 (BS 6349-1:2000)

잔교 구조물의 말뚝은 일반적으로 폭(W_s)/파장(L) ≤ 0.2이기 때문에 Morison's equation을 적용한다. Morison's equation에서의 파력(F_W)은 항력(F_D)와 관성력(F_I)의 합으로 계산되며 아래의 식과 같다.

$$F_W = F_D + F_I \qquad (5\text{-}8)$$

항력 계산식 : $F_D = \int_0^{L_s} (1/2\, C_D \rho\, W_s |u| u)\, dL_s$

- 원형 말뚝의 항력계수, C_D



그림(5-7) 원형 말뚝의 항력계수, C_D

- W_s는 marine growth를 고려한 말뚝의 직경

관성력 계산식 : $F_I = \int_0^{L_s} (C_I \rho A \dot{u}) dL_s$ (5-9)

- 원형 말뚝의 관성력계수, C_I = 2.0

속도(u)와 가속도($\dot{u}$)

$$\dot{u} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\cosh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)} sin\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\} \quad \text{수평 유속}$$

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)} cos\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\} \quad \text{수직 유속}$$

$$v = \frac{\pi H}{T} \frac{\sinh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)} sin\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\} \quad \text{수평 가속도}$$

$$\dot{v} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\sinh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)} cos\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\} \quad \text{수직 가속도}$$

(5-10)

여기서, H는 파고, L은 파장, T는 파랑 주기, d는 수심

1.3 조류력 (BS 6349-1:2000)

잔교 구조물에 발생하는 조류력(F_D)는 파력에서 계산되는 방법과 유사하며 아래의 식과 같다.

$$F_D = \frac{1}{2}(C_D \rho V^2 A_n) \quad (5\text{-}11)$$

여기서 사용되는 항력계수(D)는 앞서 설명한 파력에 사용된 항력계수와 동일하며 유속(u) 대신에 조류속도(V)를 사용한다. 또한 조류력은 파력과는 달리 수심에 따른 변화가 발생하지 않기 때문에 투영면적(A_n)을 사용한다.

1.4 온도변화에 의한 영향 (BS 6349-1:2000)

온도의 상승 또는 하강과 온도 분포의 불균형으로 인해 발생되는 팽창 및 수축을 고려하여야 한다.

2. 자중 및 재하하중

2.1 자중 (BS 6349-2:2010)

상부공의 자중은 시공 단계에 맞게 고려하여야 한다. 시공 단계마다 지지 부재에 발생하는 자중과 지지 부재의 지지 조건을 고려하여야 한다. 특히, 깊은 수심에 있으며 수직 하중은 크고 수평하중은

작은 구조물인 경우, BS EN 1993-1-1:2005의 5.3.2 (7)과 같이 가상 수평하중을 적용하여야 한다.

2.2 적재하중 (BS 6349-1:2000)

2.2.1 일반사항

사일로, 탱크, 격납고 또는 컨테이너 적재장소와 같이 하부에 하중을 증가시키는 구조물은 저장고의 자중, 적재물의 자중, 풍하중, 설하중 등을 고려하여야 한다. 파이프라인 시설의 경우, 일반적으로 물을 이용하여 시험하므로 이에 대해 고려되어야 한다. 또한, 화물 적재 시와 같이 하중이 증가하거나 하중분포가 바뀌는 경우에 동적 효과가 발생하므로 이를 고려하여야 한다.

2.2.2건조 비포장 적재물

건조 비포장 적재물의 자중은 최대 적재높이, 적재각도, 적재물의 밀도에 의해 정하여진다. 보호시설이 없는 곳에 있으며 배수가 되지 않는 적재물이나 스프링클러를 사용하는 적재물의 경우, 습윤 포화 하중을 사용하여야 한다. 일반적으로 적재 높이는 3m~15m이다. 그러나 지지벽이 있다면 그보다 높아질 수 있다. 일반적인 건조 비포장 적재물의 밀도와 적재각도는 표(5-6)과 같다.

표(5-6) 건조 비포장 적재물의 밀도와 적재각도

Material	Dry bulk density t/m³	Angle of repose degrees
Ores		
Iron (Limonite)	2.24 to 3.00	35 to 40
Copper (Copper pyrites)	2.56	38 to 45
Lead (Galena)	2.56 to 2.76	35 to 40
Zinc (Zincblende)	1.50 to 1.79	38
Aluminium (Bauxite)	1.33	28 (when dry) 49 (in 8 % moisture)
Tin (Cassiterite)	1.63 to 1.99	35 to 38
Chromium (Chromic iron)	2.39 to 2.56	33 to 40
Magnesium (Magnesite)	1.44	35
Manganese (Manganite)	1.79 to 2.39	35 to 45
Basic chemicals		
Sulfur	1.12 to 1.20	35 to 40
Phosphate rock	1.03	30 to 34
Kaolin	0.90 to 0.94	30 to 35
Solid fuels		
Coal	0.72 to 0.90	30 to 45
Coke	0.36 to 0.51	37
Building materials		
Natural aggregates	1.28 to 1.60	30 to 40
Granite (chippings)	1.20 to 1.24	35
Sand	1.79 to 1.89	30 to 40
Limestone	1.63	34
Waste products		
Domestic refuse	0.56	
Scrap iron	1.0 to 1.6	35
Foodstuffs (normally stored in sheds or silos)		
Cereal	0.51 to 0.76	40
Sugar	0.78	40
Salt	0.90	45
Soya bean	0.82	35 to 60
Copra	0.51	35

• 그 외의 적재물

포장 적재물의 경우 적재높이와 유효밀도에 의해 정해진다.

적재높이는 다음에 의해 제한된다.

(1) 적재장비의 최대 적재높이

(2) 포장의 강도

(3) 격납고의 적재 가능한 높이

(4) 규정 또는 무역관행

적재높이에 대한 구체적인 자료가 없을 경우, 표(5-6)의 값을 채택하여도 된다. 또한, 일반적인 높이는 표(5-7), 유효밀도는 표(5-8)과 같다.

표(5-7) 일반적인 포장 적재물의 적재 높이

Cargo type	Stacking height m
General palletized cargo	5
Timber or timber products	6 to 7
Metal products	3
Fish	2.5
Vegetables and fruit	4

표(5-8) 포장 적재물의 유효밀도

Commodity	Stacked density t/m^3
Timber	
Softwood:	
— Douglas fir	0.61
Hardwood:	
— Oak	0.83
— Greenheart	1.14
Timber products	
Paper (in bales)	0.80
Linerboard (in reels)	0.65
Chemical products	
Petroleum products (in barrels)	0.41 to 0.51
Fertilizers (in bags)	0.84 to 0.94
Foodstuffs	
Beers (in casks)	0.66
Dry sugar (in bags)	0.78
Tea	0.32 to 0.38
Potatoes (in bags)	0.72
Copra (in bags)	0.38
Soya beans (in bags)	0.72
Flour (in bags)	0.83
Metal products	
Aluminium ingots	1.24
Copper ingots	3.00 to 3.59
Copper coils	1.12
Steel bars	2.24 to 3.00
Pig steel	3.00 to 3.59
Steel coils	1.20 to 3.00

만약 적재물에 대한 정보가 없을 경우 $20kN/m^2$의 등분포 하중을 사용하여도 된다.

2.2.3 컨테이너

표(5-9)는 컨테이너의 등분포 하중에 대한 표이다. 그러나 다음과 같은 사항으로 인해 집중하중으로 고려될 수도 있다.

(1) 컨테이너의 코너캐스팅
(2) 바퀴가 달린 컨테이너 취급장비
(3) 주차된 트레일러의 돌리 휠 (dolly wheels)

표(5-9) 컨테이너의 등분포 적재하중

Type of load	Load kN/m²
Empty, stacked 4-high	15
Full, 1 load	20
Full load, stacked 2-high	35
Full load, stacked 4-high	55
NOTE The values for full containers that are stacked 2-high and above include an appropriate factor for those that are less than full. A 20 ft container, when full, is taken as having an average weight of 150 kN. The maximum can be as great as 300 kN.	

2.2.4 기타 하중

적재 시 충격하중은 100kN을 초과하지 않는 범위에서 취급되는 화물의 최대 단위 하중을 추가적인 정적 하중으로 고려하여야 한다.

2.3 장비하중 (BS 6349-1:2000)

2.3.1 일반사항

장비 하중은 다음과 같이 분류된다. :

(1) 고정식과 레일식 장비
(2) 컨베이어와 파이프라인
(3) 철도장비
(4) 차량장비
(5) lifting 능력이 있거나 혹은 없는 고무타이어 차량
(6) 궤도 주행식 크레인

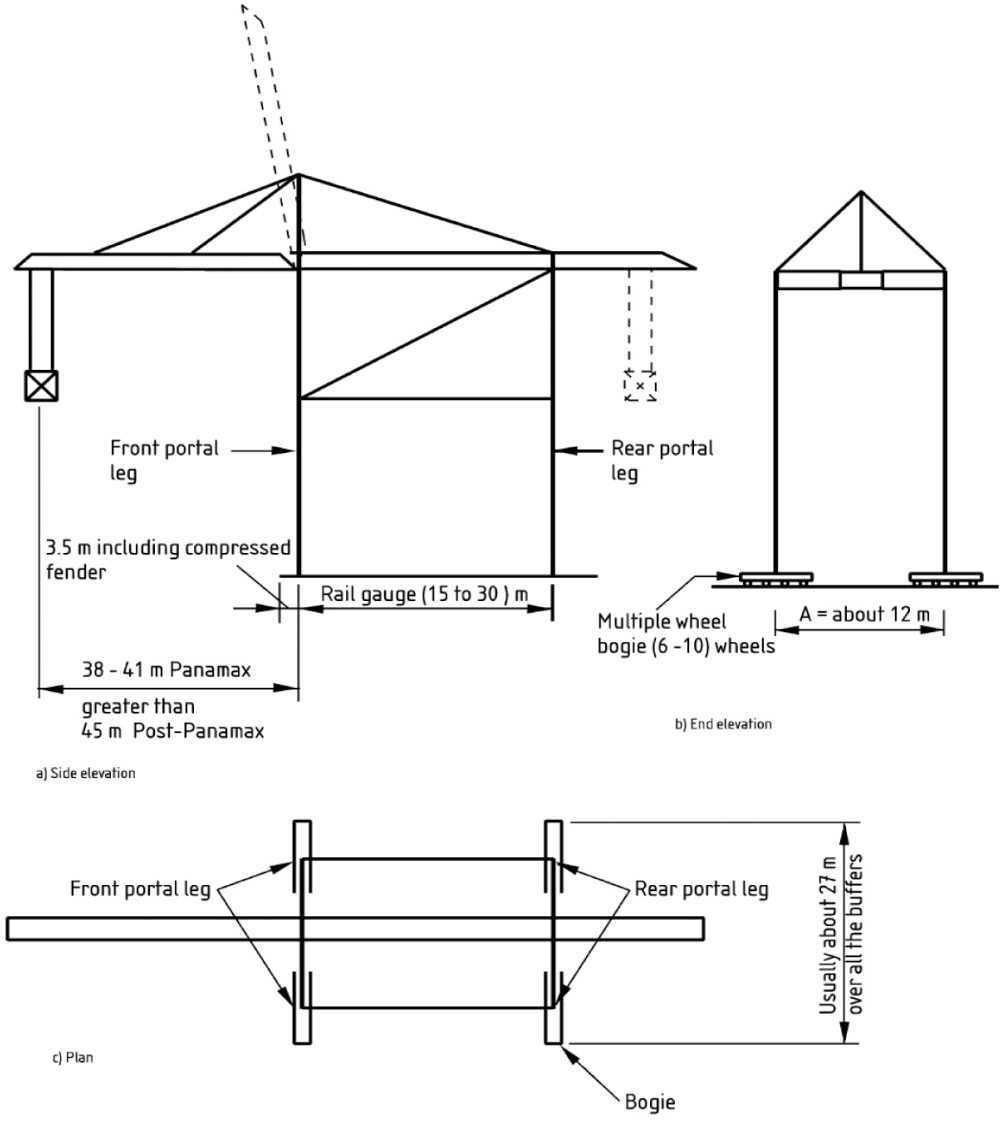
구조물에 작용하는 장비하중은 수직력과 수평력이 모두 고려되어야 한다. 상부 구조물을 설계할 경우에는 충돌영향을 고려하여야 한다. 일반적으로 강한 풍속에서는 크레인을 운영하지 않으며, 일정 풍속 이하인 경우에만 화물을 취급할 수 있도록 제한된다. 또한 최대 풍속에서 크레인의 스토이지(stowage)에 대한 영향도 고려하여야 한다.

2.3.2 고정식과 레일식 장비

고정식 혹은 레일식 화물 취급 장비의 경우, 자중, 활하중, 풍하중 및 설하중에 의한 수직력과 수평력의 영향을 고려하여야 한다. 활하중의 경우에는 이동, 회전, 정지, 운반에 의해 발생하는 동적 영향 또한 고려하여야 한다. 레일식 장비 부품간의, 혹은 레일식 장비의 부품과 완충재간의 충돌하중은 1.0m/s의 상대속도로 산정한다.

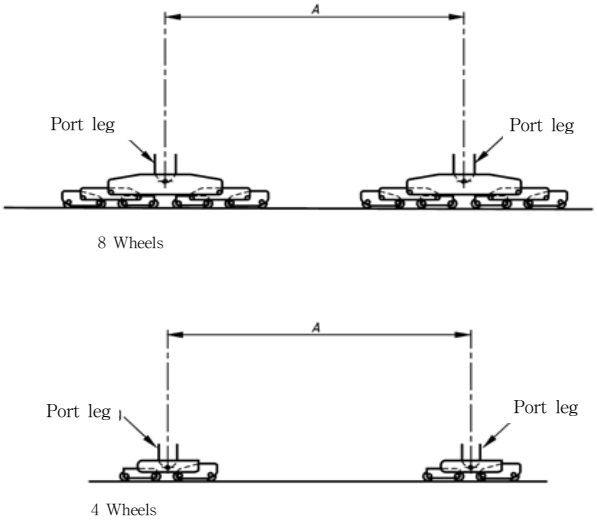
- ship to shore 크레인

구조물의 시공이 완료된 후에 컨테이너 크레인의 형식이 선정될 수도 있기 때문에 다음에 나오는 하중 정보를 기초 설계에 적용할 수 있다. 그림(5-8)은 일반적인 레일식 ship to shore 컨테이너 크레인을 나타내고 있다. 운영 시 최대 하중은 해측 두 개의 다리에 발생한다. 폭풍 시에는 모서리 다리 중 한 곳에 최대의 하중이 발생한다. 최댓값은 그 기능과 수치에 따라 4000kN~6000kN 범위에 있다.



그림(5-8) 일반적인 컨테이너 크레인의 치수

그림(5-9)에서 보는 것과 같이 차륜하중은 완충면 사이의 치수에 의해 크레인의 전체 치수가 제한되기 때문에 각각의 보기(bogie)에 있는 바퀴의 수 역시 제한될 수 있다. 차륜하중은 또한 광폭의 궤도 간격으로 최소화할 수 있으며, 일반적으로 최대 궤도 간격은 30m이다. 53톤 운송능력의 컨테이너 크레인의 일반적인 최대 차륜하중은 500kN～750kN이다.



그림(5-9) 다양한 바퀴 개수의 컨테이너 크레인

2.3.3 컨베이어와 파이프라인

컨베이어와 파이프라인으로부터 발생하는 하중은 운송속도, 운송재료의 밀도, 방향의 변화, 온도 영향 및 지지 구조물의 특성에 따라 계산한다.

2.3.4 철도 장비

항구의 철도 장비는 일반적인 철도와 다음과 같은 차이를 보인다. :

(1) 속도의 제한
(2) 건널목이 많으며 회전반경이 작음
(3) 입환 기관차는 일부 지역에서만 사용가능
(4) 철도 차량의 하역 충격을 전제로 함

보다 정확한 정보가 없을 경우에 RU 하중에 해당하는 $50kN/m^2$의 하중을 등분포 하중으로 철로 지역에 적용한다. RU 하중은 BS 5400-2에 정의되어 있으며, 철도하중에 대해 보다 자세한 정보가 필요할 경우 참조하도록 한다.

2.3.5 차량 장비 (BS 5400-2:2006)

BS 6349-1:2000에 따르면 차량 장비에 대하여 BS 5400에 있는 차량을 적용하도록 하고 있다. 또한, 데크와 포장에 대하여 BS 5400-2:2006에 나와 있는 HB 하중을 이용하여 국부적 영향을 고려하여야 하며, 스트래들 캐리어(straddle carrier), 사이드로더(side loader), 모바일 크레인(mobile crane)에 대해서도 사용할 수 있다.

(1) 일반사항

BS 5400-2:2006에 따르면 차량 하중은 크게 HA와 HB 두 개로 구분되며 모두 충격하중을 포함하고 있다.

① 하중의 고려

구조물과 부재는 아래 두 개의 조합 중에 구조물에 불리한 것을 기준으로 설계한다. :

- HA 하중 설계
- HA 하중과 HB 하중의 조합 설계

(2) HA 하중

HA 하중은 등분포 하중(UDL)과 집중 하중(KEL)의 조합이나 단일 차륜 하중(single wheel load)으로 구성된다.

① 등분포 하중(UDL)

- $W = 336\left(\frac{1}{L}\right)^{0.67}$ L ≤ 50m
- $W = 36\left(\frac{1}{L}\right)^{0.1}$ 50m < L < 1600m (5-12)

L = 경간장 (m)

W = 한 차로 당 등분포 하중 (kN/m)

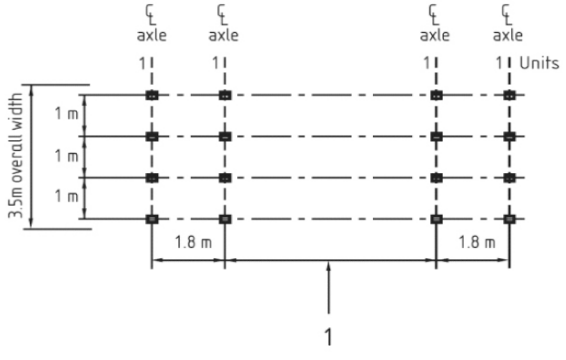
② 집중 하중(KEL)

- 한 차로에 적용되는 집중 하중 KEL은 120kN이다.

(3) HB 하중

단위 HB 하중은 그림(5-10)과 같으며 한 차축당 10kN (바퀴당 2.5kN)을 적용한다. HB 차량 하중은 단위 HB 하중에 최소 30에서 최대 45까지 증가시켜 사용한다.

차량의 전체 길이는 10, 15, 20, 25, 30m로 하며 그에 따른 안쪽의 전장길이는 6, 11, 21, 26m로 한다. 그 중 가장 불리한 영향을 주는 차량의 크기를 선택한다.



그림(5-10) HB 하중

(4) HA 하중 차로계수

하중을 적용시키는 차로의 수에 따라 표(5-10)과 같이 하중을 경감시켜 사용한다. 만약 차로가 한 개라면 차로 폭 2.5m에 1차로 계수를 적용시키고 나머지 부분에는 5kN/m의 분포하중을 적용시킨다.

표(5-10) HA 하중 차로계수

Loaded length L m	First lane factor β_1	Second lane factor β_2	Third lane factor β_3	Fourth and subsequent lane factor β_n
$0 < L \le 20$	α_1	α_1	0.6	$0.6\alpha_1$
$20 < L \le 40$	α_2	α_2	0.6	$0.6\alpha_2$
$40 < L \le 50$	1.0	1.0	0.6	0.6
$50 < L \le 112$ $N < 6$	1.0	$7.1/\sqrt{L}$	0.6	0.6
$50 < L \le 112$ $N \ge 6$	1.0	1.0	0.6	0.6
$L > 112$ $N < 6$	1.0	0.67	0.6	0.6
$L > 112$ $N \ge 6$	1.0	1.0	0.6	0.6

NOTE 1 $\alpha_1 = 0.274 b_L$ and cannot exceed 1.0

$\alpha_2 = 0.0137\{b_L(40 - L) + 3.65(L - 20)\}$

where b_L is the notional lane width (m)

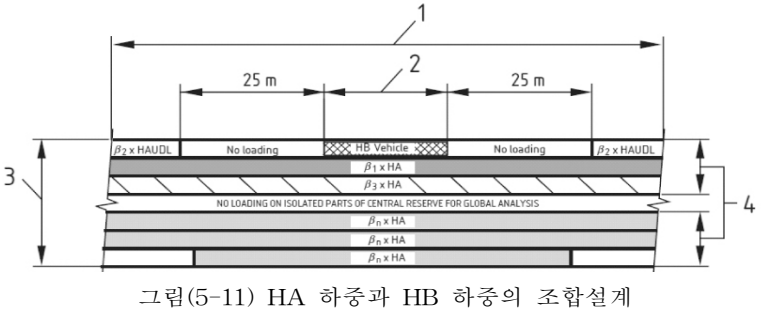
NOTE 2 N

shall be used to determine which set of HA lane factors is to be applied for loaded lengths in excess of 50 m. The value of N shall be taken as the total number of notional lanes on the bridge (this shall include all the lanes for dual carriageway roads) except that for a bridge carrying one-way traffic only, the value of N shall be taken as twice the number of notional lanes on the bridge.

(5) HA 하중과 HB 하중의 조합설계

만약 HA 하중과 HB 하중을 조합하여 설계할 경우에는 그림(5-11)과 같이 적용한다. HB 하중이 한 차로에 있거나 혹은 두 차로에 걸쳐서 있더라도 HB 차량과 차선 간의 거리가 2.5m 보다 작을 경우에는 전후 25m에는 하중을 적용시키지 않으며 나머지 부분에는 HA 하중의 등분포 하중(UDL)만을 적용한다. 그러나 만약 HB 차량이 두 차선에 걸쳐 있으면서 차선과의 거리가 2.5m보다 클 경우에는 2.5m보다 큰 차로에 HA 하중의 등분포 하중을 전 구간에 적용하며, 역시 집중하중(KEL)은 적용하지 않는다.

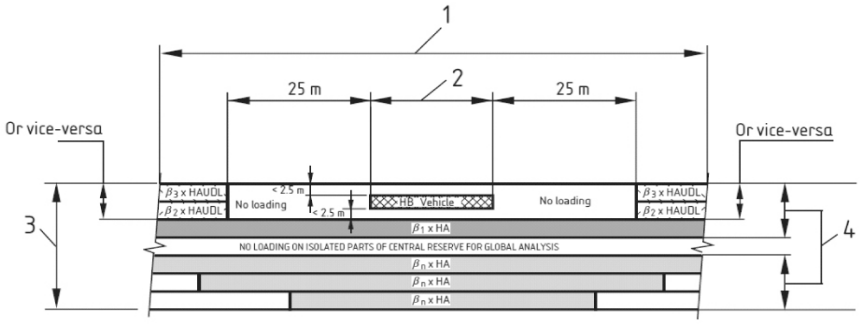
1) HB vehicle within one notional lane



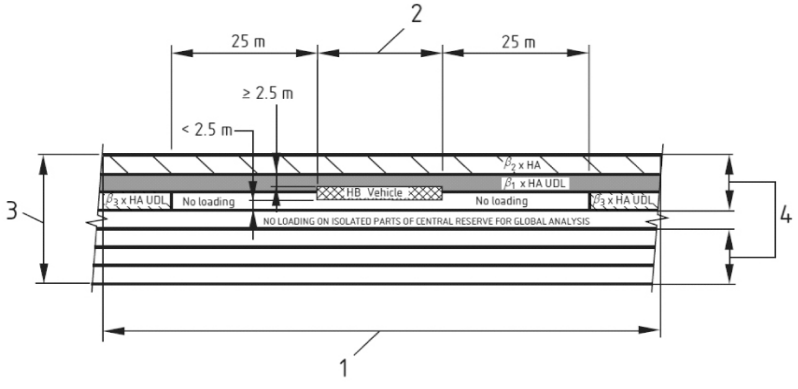
그림(5-11) HA 하중과 HB 하중의 조합설계

2) HB vehicle straddling two notional lanes

a)



b)



Key

1 Loaded length for intensity of HA UDl in lane containing HB vehicle
2 Overall vehicle length for axle spacing having most severe effect
3 Lane loadings are interchangeable for most severe effect
4 Notional lanes in each carriageway

NOTE 1 See **6.4.1.1** for the value of the HA lane factor (β) to be taken for each lane.
NOTE 2 The overall length and width of the HB vehicle shall be as specified in **6.3.1**.
NOTE 3 Unless otherwise stated, type HA loading includes both uniformly distributed loading (UDL) and knife edge loading (KEL).
NOTE 4 See **6.4.1** for loaded length to be taken in each lane.

그림(5-11) HA 하중과 HB 하중의 조합설계(계속)

(6) 차량 하중의 수평력

① 길이방향 하중

- HA 길이방향 하중 = 8kN/m × 경간길이 + 250kN or 750kN 중 큰 값
  HA 길이방향하중을 전 구간에 걸쳐서 적용
- HB 길이방향 하중 = HB 하중 × 25%
  HB 차량의 한쪽 두 개의 차축에 있는 8개의 바퀴에 일정하게 적용

② Skidding

- 300kN의 하중을 한 점에서 적용하며 모든 방향으로 적용 가능하다.

2.3.6 고무 타이어가 장착된 항구 전용차량 (BS 6349-2:2010)

(1) 일반사항

고무 타이어가 장착된 항구 전용차량은 차량장비 하중보다도 더 큰 하중을 가할 수도 있으며 국부적인 하중강도가 강할 수도 있다. 표(5-11)은 일반적인 항구 전용차량의 등분포 하중을 표로 나타낸 것이다.

표(5-11) 고무 타이어가 장착된 항구 전용차량의 등분포 하중

Vehicle	Payload capacity t	Maximum laden mass t	Equivalent uniformly distributed load kN/m²
Fork lift trucks	3	8	12
	5	12	15
	10	25	20
	20	50	25
	25	65	30
Side loaders	20	45	12
	40	90	15
Straddle carriers (for containers)	30	50	12
	40	70	15
Straddle carriers (other)	10	20	10
	20	36	15
	50	92	25
Tractor/roll trailer systems	20		10
	40		15
	80		20

(2) 포크리프트 (fork lift truck)

이번 절은 포크리프트의 하중에 대한 설명으로, 표(5-12)는 취급용량에 따른 다양한 포크리프트의 하중과 치수를 나타내고 있으며 제시된 포크리프트의 치수 중에서 구조물의 부재에 가장 불리하게 작용하는 값을 적용해야 한다. 바퀴 사이의 간격은 동일한 축에서 안쪽 바퀴중심 사이의 간격으로 정의한다. 바퀴 사이의 간격은 0.4m～0.6m로 가정한다. 바퀴에서 작용하는 하중은 정사각형 또는 원형의 등분포 하중으로 가정하며, 표(5-9)의 컨테이너 하중을 포함하는 것으로 가정한다. 5ton 이하 취급능력의 포크리프트는 접촉면적을 직사각형으로 적용하며 그 길이는 차축과 같은 방향으로 150mm의 길이로 가정한다. 용량이 큰 포크리프트의 경우 바퀴의 수를 4개에서 6개로 늘려 바퀴당 작용하는 하중을 감소시킬 수 있다.

5ton에서 10ton 사이의 취급용량을 가지는 작은 포크리프트의 차륜하중은 일반적으로 차량의 하중보다 작다. 그러나 대형 포크리프트의 경우, 최대 허용 차륜하중이 50kN인 대형트럭을 기준으로 한 포장에 심각한 피해를 줄 수 있다.

표(5-12) 컨테이너 취급 용량에 따른 포크리프트의 차륜하중

Payload	Length of container ft	Maximum front axle loads kN	No. of wheels on front axle	Average load per wheel kN
28	20 (part full)	665	4	166
32	20	685	4	171
35	40 (part full)	780	4	195
42	40	900	4	225

(3) 사이드로더 (side loader)

컨테이너나 그 외의 화물을 취급하는 사이드로더의 차륜하중은 HB 하중으로 구할 수 있다. 그러나 사이드로더는 아우트리거(outrigger)나 잭(jack)의 하중을 포함하고 있으며, 이 하중들에 대하여도 규정해야 한다. 정확한 정보가 없을 경우, 대표적인 잭의 반력 값은 표(5-13)과 같다. 잭은 표(5-13)에 인용된 간격에 일직선으로 위치한다.

표(5-13) 사이드로더 잭의 반력

Payload capacity t	Mass unladen t	Number of jacks	Jack spacing m	Jack load kN	Contact pressure kN/m²
23	30	2	2.5	250	1 300
27	40	4	2.5	160	400
40	50	4	2.5	230	500

(4) 스트래들 캐리어 (straddle carrier)

컨테이너나 그 외의 화물을 취급하는 스트래들 캐리어의 차륜하중은 HB하중으로 구할 수 있다.

(5) 모바일 크레인 (mobile crane)

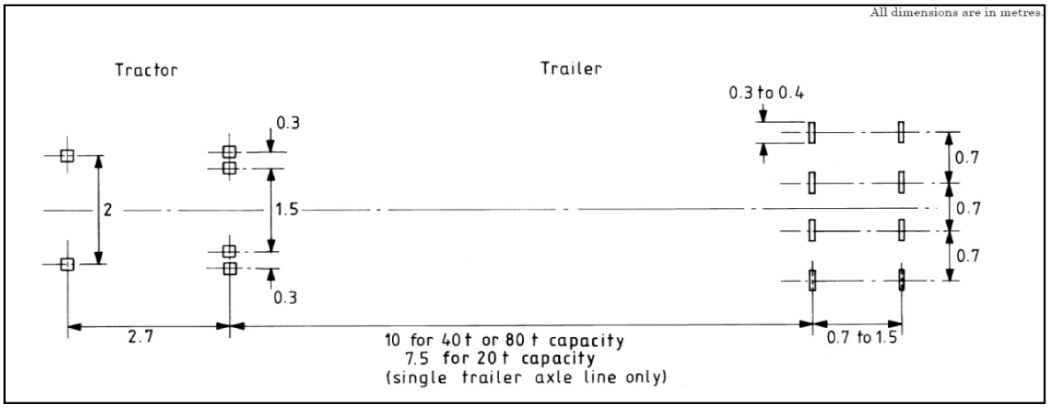
모바일 크레인의 차륜하중은 HB하중으로 구할 수 있다. 또한, 예상되는 최대 크기의 크레인에 대하여 아우트리거 반력과 지압력을 규정해야 한다. 이러한 크레인의 사용이 간헐적이라면 하중계수의 감소도 가능하다. 모바일 크레인의 등급은 하중-모멘트 용량과 짧은 반경에서의 인양 능력에 따라 정해진다. 모바일 크레인의 분류와 아우트리거의 반력에 관한 자세한 사항은 표(5-14)에 나와 있다. 크레인의 무게는 대표적인 사양을 발췌하였다. 아우트리거의 반력은 표(5-14)에 기재된 간격으로 두 대의 아우트리거에서 동시에 발생한다. 사용된 스프레더(spreader)와 패킹(packing) 사용 유무에 따라 접촉 면적이 변하므로 가해지는 지압력을 규정할 수 없다. 그러나 규제사항이 없는 경우 $1000kN/m^2$을 초과하는 지압력이 발생할 수도 있다.

표(5-14) 모바일 크레인의 아우트리거 반력

Load-moment capacity range t·m	Maximum lift capacity range t	Typical mass of crane t	Outrigger spacing m	Maximum outrigger reaction kN
50 to 100	6 to 10	50	6.5	250
100 to 200	8 to 20	75	8.0	450
200 to 300	15 to 25	100	8.0	550
300 to 500	30 to 36	130	8.0	800
500 to 900	30 to 40	200	8.0	1 000
900 to 1 300	50 to 80	240	10.0	1 500

① 롤 트레일러 (roll trailer) 하중

이번 절에서는 하드 림드 타이어(hard-rimmed tire)를 갖춘 트레일러와 관련된 트랙터에 대해 설명한다. 평면 치수에 대하여 그림(5-12)에 나와 있으며 최대 80ton까지 다양한 용량의 트레일러의 하중은 표(5-15)에 나와 있다. 트랙터의 차륜하중은 원형 또는 정사각형 형태로 700kN/m^{2}의 등분포 하중으로 가정한다. 최대 20ton 용량의 트레일러는 차축과 같은 방향으로 접촉길이를 300mm로 하며, 40~80ton 용량의 트레일러는 400mm로 가정한다.



그림(5-12) 롤 트레일러 차량의 치수

표(5-15) 롤 트레일러 하중 : 차축에 발생되는 하중과 유효 차륜 지압력

Roll trailer capacity t	Tractor		Trailer		
	Axle line load		Number of axle lines	Maximum axle line load	Effective wheel pressure
	Front kN	Rear kN		kN	kN/m²
20	40	140	1	150	2 500
40	40	280	2	150	2 500
80	40	280	2	290	2 500

② 고무 타이어가 장착된 갠트리 크레인

갠트리 크레인의 기종은 매우 다양하므로 갠트리 크레인 사용을 할 경우, 개별적인 장비의 사양을 확인하기 바란다. 컨테이너를 취급하는 규모가 큰 갠트리 크레인은 차륜하중이 450kN까지, 지압력은 $830kN/m^2$까지 하중이 작용할 수 있다.

③ 궤도 주행식 크레인 (tracked crane)

무한궤도 크레인을 사용할 경우, 정확한 정보가 없을 경우, 예상되는 크레인의 최대 크기를 고려하여 표(5-16)을 사용한다. 최대 지압력은 단일 궤도에서는 균일한 압력으로, 두 개의 궤도에서는 삼각분포의 최대값으로 가해진다. 접촉 면적은 주어진 한계에서 크레인의 자중과 운영 시 발생하는 하중을 지지하는데 필요한 면적과 동일하다. 보호용 매트를 설치하지 않으면 궤도 주행식 크레인은 아스팔트에 국부적인 손상을 입힐 수 있으며, 이보다는 덜하지만 콘크리트 표면도 손상시킬 수 있다.

표(5-16) 궤도 주행식 크레인의 하중

Maximum lift capacity t	Unladen mass t	Track spacing centre to centre m	Track contact length m	Track width m	Unladen contact pressure kN/m²	Maximum contact pressure kN/m²
6	12	2.1	2.6	0.50	35	120
20	30	3.0	3.8	0.75	45	160
30	45	3.0	4.0	0.75	52	200
40	50	3.0	4.2	0.75	60	250
50	57	3.0	4.5	0.90	78	300

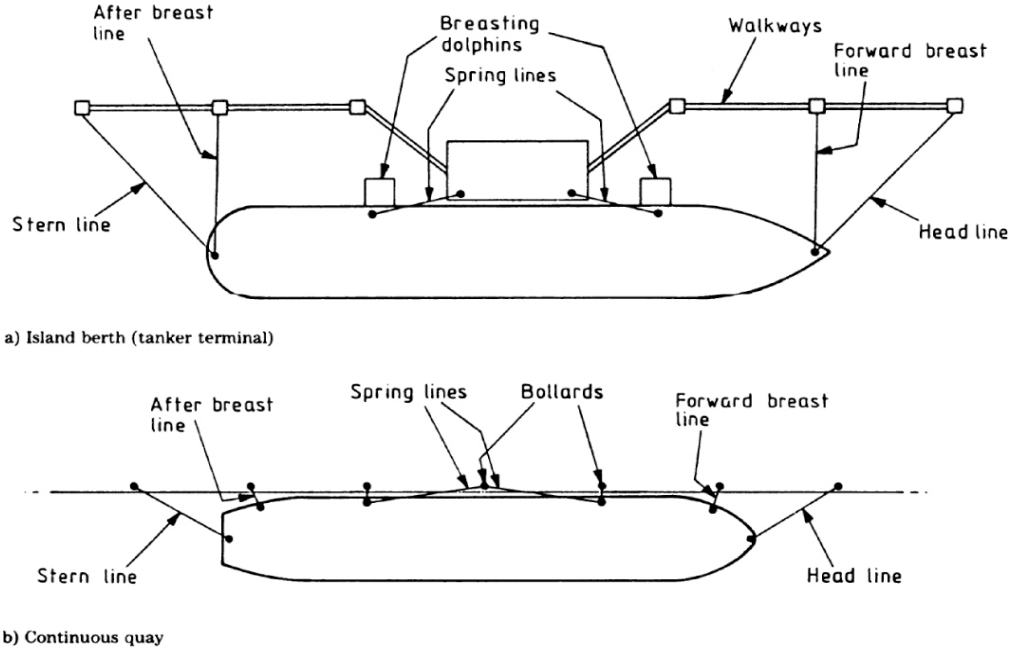
3. 선박에 의한 하중(BS 6349-4:1994)

3.1 계류력 (mooring force)

3.1.1 일반적 계류 형상

잔교와 같은 연속 안벽의 일반적 계류 형상은 그림(5-13)과 같이 head line, forward breast line, spring line, after breast line 그리고 stern line으로 구성되며 각 mooring line의 기능은 다음과 같다.

- breast line : 선박이 안벽에서 측면으로 움직이지 못하도록 억제. 선박 종방향에 대해 수직으로 배치.
- spring line : 선박이 안벽을 따라 움직이지 않도록 억제. 선박 종방향에 수평으로 배치.
- head line, stern line : breast line과 spring line 역할 동시 수행.



그림(5-13) 일반적인 계류형태

3.1.2 계류 선박에 작용하는 하중

계류 선박에 작용하는 수평의 힘은 일반적으로 바람과 조류에 의해 발생한다. 하지만 계류 시스템은 다음에서 발생하는 힘의 조합을 견딜 수 있어야 하며, 화물/여객 작업과의 간섭을 방지하기 위해 선박의 움직임을 제한해야 한다.

(1) 바람
(2) 조류
(3) 안벽에서 멀어지는 유체 역학적 힘과 여객선에서 비롯되는 유체 역학적 간섭
(4) 대양 파도 또는 긴 너울 파도
(5) 좁은 항로를 지나가는 선박에 의한 파도
(6) 조수의 상승과 하강 및 화물 작업에 의한 흘수 및 트림 변화
(7) 얼음

3.1.3 계류점에 작용하는 힘

(1) 배수량 20,000t의 이하의 선박

배수량 20,000t 이하의 일반적인 화물선과 벌크선의 경우, 계류력은 BS 6349-1:2000 표 8에 제시된 하중 용량을 제공해야 한다. 페리 및 가스 수송선과 같이 선루가 높은 특수선의 경우, 계류력은 3.1.3절 (2)에 설명한 방법 1, 2, 3을 이용해 계산해야 한다.

(2) 배수량 20,000t 이상의 선박

배수량이 20,000t을 넘는 선박의 경우, 각 계류점에 대해 가능한 최대 하중을 결정하기 위해 계류력 계산을 해야 한다.

- 방법 1 : 선박에 대한 풍하중과 조류력을 BS 6349-1:1984 42절에 제시된 방법을 이용하여 계산하고 이를 각각 계류점 각각에 대한 하중으로 수계산 또는 컴퓨터를 이용하여 계산해야 한다.
- 방법 2 : 여섯 개의 계류점이 있는 경우 선박에 대한 전체 횡방향 힘 중 1/3을 계류점에 작용하는 하중으로 취한다.
- 방법 3 : 계류 로프와 계류 형상이 지정된 특정 선박에 대한 설계를 할 경우, 로프의 최대 절단 하중과 동일한 힘이 계류점에 작용하는 것으로 한다.
- 방법 4 : 표(5-17)의 하중이 계류점에 작용하는 것으로 본다.

표(5-17) 일반 화물선 및 벌크선용 계류점 하중

선박 배수량 (ton)	계류점 하중 (ton)
20,000 ≤ 배수량 ≤ 50 000	80
50,000 < 배수량 ≤ 100,000	100
100,000 < 배수량 ≤ 200,000	150
배수량 > 200,000	200

3.2 선박에 의한 충격력

선박에 의한 충격력은 다음의 방법으로 선박 충돌에너지를 산정하여 적절한 방충재를 선정한 후 그에 따른 반력을 선박의 충격력으로 한다.

3.2.1 충돌 에너지 (berthing energy)

방충재 시스템이 흡수하는 충돌에너지 E(단위: kN·m)를 평가하기 위해서 운동에너지와 계수 C_M, C_E, C_S 및 C_C의 곱으로 계산하며, 식은 다음과 같다.

$$E = 0.5\, C_M M_D (V_B)^2 C_E C_S C_C \qquad (5\text{-}13)$$

여기서,

E : 선박 접안에너지 (kN·m)

C_M : 유체역학 질량계수

C_D : 선박의 배수량 (단위: 톤)

V_B : 선박의 접안 속도 (단위: m/s)

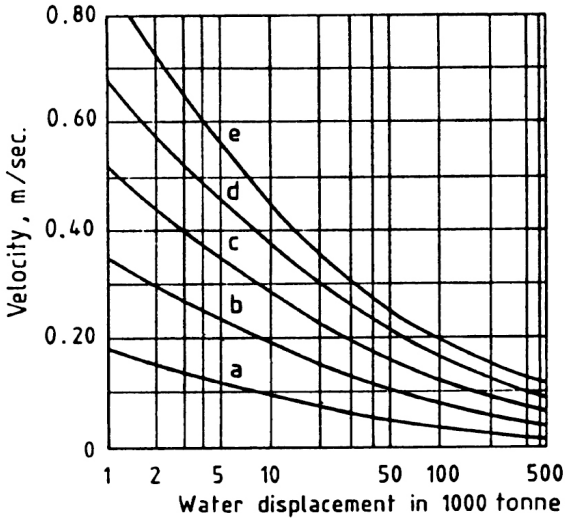
C_E : 편심 계수

C_S : 유연성 계수

C_c : 선석 형상 계수

(1) 선박 접안 속도

BS6349-4에서는 선박 접안 조건에 따라 그림(5-14)와 같이 접안 속도를 제시하고 있다.



그림(5-14) 항해 조건 및 선박 크기에 따른 설계 접안 속도 (Brolsma 외, 1977)

- 양호한 정박, 보호됨(a)
- 어려운 정박, 보호됨(b)
- 용이한 정박, 노출됨(c)
- 양호한 정박, 노출됨(d)
- 어려운 항해 조건, 노출됨(e)

(2) 유체역학 질량 계수

유체역학질량계수(C_M)는 선박 주위의 물 이동을 고려하여 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$C_M = 1 + \frac{2D}{B} \tag{5-14}$$

여기서,

D : 선박 흘수 (단위 : m)

B : 선박 폭 (단위 : m)

(3) 편심 계수

선박 무게 중심 위치에 따라 방충재 시스템에 전달되는 에너지 감소를 허용하며, 이는 다음 식으로 계산할 수 있다.

$$C_E = \frac{K^2 + R^2 + \cos^2\gamma}{K^2 + R^2} \tag{5-15}$$

$$K = (0.19C_b + 0.11)L \tag{5-16}$$

여기서,

K : 선박 선회 반경
L : 선박 수선간장 (단위 : m)
C_b : 선박 블록 계수
R : 무게 중심으로부터의 접촉점 거리(단위: m)

(4) 유연성 계수
선체가 흡수하는 에너지에 따라 0.9에서 1.0 사이 값을 사용. 일반 선박의 경우 1.0 적용.

(5) 선석의 형상계수
버스형상계수는 선체와 안벽 사이에 갇힌 물의 충격 완화 효과에 의해 흡수되는 접안에너지를 고려하는 것으로 개방형 돌제 구조물에는 1.0 사용해야 하며, 안벽에는 0.8~1.0 사이의 값을 사용할 것을 권장한다.

4. 하중조합 (BS 6349-2:1988)

4.1 일반사항

상부구조물은 구조물에 실제적으로 동시에 작용하는 하중들의 조합을 저항하도록 설계해야 한다. 하중의 작용은 상부구조물에 직접 작용하거나 말뚝을 통해서 간접적으로 작용한다. 한계상태 설계법(limit state design)과 허용응력 설계법(working stress design) 모두에서 조합에 사용된 각각의 하중은 Q_k로 기술된다.

4.2 한계상태 설계법 (limit state design)

한계상태 설계법의 하중에 사용되는 하중계수 γ_{fL}은 표(5-18)에 제시되어있다. γ_{fL}의 수식은 다음과 같이 정의된다.

$$\gamma_{fL} = function(\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2}) \tag{5-17}$$

여기서,

γ_{f1} = 공칭 하중으로부터 불리한 측에 속할 확률
γ_{f2} = 하중이 동시에 작용할 확률

γ_{fL}은 고려하는 부재에 추가적인 응력을 부과하는 경우 항상 적용되어야 한다.
어떤 형태의 하중이든지 공칭하중에 낮은 값을 사용하여 구조물에 응력완화가 발생한다면 γ_{fL}은 0.9를 적용시켜야 하며 하중이 완전히 제거되는 경우에는 γ_{fL}은 0을 적용한다.
표(5-18)에 주어진 하중케이스는 아래와 같다. :

- 하중케이스 1 : 정상 하중
- 하중케이스 2 : 극한 하중
- 하중케이스 3 : 시공 중 임시하중

설계하중 Q는 아래의 식과 같다. :

$$Q = \gamma_{fL} \cdot Q_k \tag{5-18}$$

표(5-18) 데크 설계를 위한 하중계수 γ_{fL}

Load	Limit state	γ_{fL}[a] in loading case		
		1 normal	2 extreme	3 temporary
Dead : steel	ULS[c]	1.05	1.05	1.05
	SLS[d]	1.0	1.0	
Dead : concrete	ULS	1.15	1.15	1.15
	SLS	1.0	1.0	
Dead: superimposed	ULS	1.2	1.2	1.2
	SLS	1.0	1.0	
Live (see note 1)	ULS	1.4	1.2	1.2
	SLS	1.1	1.0	
Berthing or mooring	ULS	1.4	1.2[b]	—
	SLS	1.1	1.0	
Environmental (see note 2)	ULS	1.4	1.2	1.2
	SLS	1.0	1.0	
Soil (see note 3)	ULS	1.3	1.15	1.15
	SLS	1.0	1.0	
Hydrostatic uplift (see note 4)	ULS	1.2	1.0	1.0
	SLS	1.0	1.0	

NOTE 1 Q_k should be increased as required to include the effect of dynamic loads.
NOTE 2 To include the additional indirect loads applied to the structure (e.g. crane corner loads due to wind).
NOTE 3 To include pressure on retaining walls (see section 4), downdrag and differential settlement.
NOTE 4 Applied to decks and relieving platforms.
[a] γ_{fL} is to be used in conjunction with γ_{f3} (see 6.11.4.2).
[b] Where accidental loads transmitted to the structure are limited by a failure mechanism such as break-off bolts to bollards or plastic failure of a fender frame, γ_{fL} may be reduced to 1.1 for the overall design of the suspended deck.
[c] ULS: ultimate limit state.
[d] SLS: serviceability limit state.

부정확한 하중의 평가, 예측하지 못한 응력분포, 시공상 오차 등에 의한 요인 때문에 구조물의 설계 하중 또는 응력 S는 다음 식에 따라 결정된다.

$$S = \gamma_{f3} \text{ (Q의 영향)} \tag{5-19}$$

극한 한계상태(ultimate limit state)에서는 콘크리트와 강재에 대한 γ_{f3} = 1.1을 적용하며, 만약 소성설계를 이용할 경우 γ_{f3} = 1.15를 택한다. 사용 한계상태(service limit state)에서는 콘크리트와 강재에 γ_{f3} = 1.0을 사용한다. 해양구조물은 설계와 시공의 어려움이 있기 때문에 고려되는 하중이 명확하게 정의되지 않는다면 γ_{f3}을 모든 하중케이스에 적용해야 한다.

재료의 안전계수 γ_m은 아래와 같다.

- 콘크리트 γ_m = 1.50(극한 한계상태), 1.0(사용 한계상태)
- 철근콘크리트 γ_m = 1.15(극한 한계상태), 1.0(사용 한계상태)
- 강재 γ_m = 1.05(극한 한계상태), 1.0(사용 한계상태)

4.3 허용응력 설계법 (working stress design)

허용응력 설계법은 표(5-18)에 주어진 조합을 사용하되 하중계수 γ_{fL}은 모두 1.0을 사용한다. 재료의 허용응력은 관련된 코드에 따른다. 그러나 비정상적 접안이나 지진, 지진해일과 같은 이상 시에는 콘크리트의 허용응력은 30%를 증가시키고 강재는 항복응력의 90%까지 적용한다.

5. 하중조합 (BS EN 1990)

5.1 일반사항

Eurocode에서 하중조합은 ultimate limit states(ULS)와 serviceability limit states(SLS)로 나뉜다. ULS의 경우, EQU, STR/GEO, accidental and seismic의 총 세 가지로 구분되며, 자세한 사항은 5.2 ultimate limit states 절과 BS EN 1990을 참고하기 바란다. SLS의 경우, 한 가지 케이스로 설명되어 있으나 그 안에 characteristic, frequent, quasi-permanent의 세 가지로 분류되어 있다. 자세한 사항은 5.3 serviceability limit states절과 BS EN 1990을 참고하기 바란다.

5.2 ultimate limit states

5.2.1 EQU

EQU 하중조합은 구조물 전체 혹은 일부를 강성으로 보았을 때 정적인 평형이 이루어지는가를 검토하는 조합으로 일반적으로 부재의 재료나 지반의 강도가 지배적이지 않는 곳에 사용되며 조합방법은 아래의 식을 따른다.

$$\Sigma \gamma_G G + \gamma_P P + \gamma_Q Q_{leading} + \Sigma \gamma_Q \psi_o Q_{acommpany} \qquad (5\text{-}20)$$

여기서, G : permanent, P : prestress, Q : variable

표(5-19) EQU 하중계수

Partial Factor (γ)			
Action		Unfavourable	Favourable
Dead	Concrete	1.05	0.95
	Steel	1.05	0.95
	Superimposed	1.05	0.95
	Surfacing	1.05	0.95
	Ballast	1.05	0.95
	Soil	1.05	0.95
	others	1.05	0.95
Cargo		1.5	0
Ship ramp		1.2	0
Road and traffic		1.35	0
Crane		1.35	0
Wind		1.4	0
Temperature		1.3	0
Differential settlement		1.2	0
Snow		1.4	0
Current		1.4	0
Wave		1.4	0
Berthing		1.4	0
Mooring		1.4	0
Ship propulsion		1.5	0
Ground water pressure (Persistent)		1.5	0
Abnormal berthing		1.2	0
Erection		1.2	0
Ground water pressure (Transient)		1.5	0
Prestressing		See BS EN 1992	

Combination Factor (ψ)			
Action	ψ_1	ψ_2	ψ_3
Cargo	0.7	0.5	0.3
Ship ramp	0.7	0.5	0
Port Vehicle	0.75	0.75	0
Tandem	0.75	0.75	0
Uniformly ditributed load	0.75	0.75	0
Pedestrian	0.4	0.4	0
Crane	0.75	0.75	0
Unusual vehicle	0	0	0
Wind	0.6	0.2	0
Temperature	0.6	0.6	0.5
Snow	0.5	0.2	0
Hydrostatic	0.7	0.5	0.3
Current	0.6	0.2	0
Wave	0.6	0.2	0
Berthing	0.75	0.75	0
Mooring	0.6	0.2	0
Ship propulsion	0.75	0.75	0
Ground water pressure	1.0	1.0	1.0
Differential settlement	1.0	1.0	1.0
Erection	1.0	-	1.0
Prestressing	See BS EN 1992		

5.2.2 STR/GEO

STR 하중조합은 구조물 혹은 부재의 파괴나 과도한 변형 등을 검토하는 경우에 사용되며 주로 부재의 강도가 파괴에 지배적일 경우에 사용한다. GEO 하중조합은 지반의 파괴나 과도한 변형을 검토하는 경우에 사용된다. 아래의 식은 STR 하중조합과 GEO하중조합에 관한 내용이며 일반적으로 구조물의 저항력에 관한 경우 표(5-20)을 사용하며 기초 설계 시에는 표(5-21)을 사용한다.

$$\Sigma \gamma_G G + \gamma_P P + \gamma_Q Q_{leading} + \Sigma \gamma_Q \psi_o Q_{acommpany} \qquad (5\text{-}21)$$

여기서,

G : permanent

P : prestress

Q : variable

표(5-20) STR/GEO 하중계수(SET B)

Partial Factor (γ)			
Action		Unfavourable	Favourable
Dead	Concrete	1.35	1.0
	Steel	1.35	1.0
	Superimposed	1.35	1.0
	Surfacing	1.35	1.0
	Ballast	1.35	1.0
	Soil	1.35	1.0
	others	1.35	1.0
Cargo		1.5	0
Ship ramp		1.2	0
Road and traffic		1.35	0
Crane		1.35	0
Wind		1.4	0
Temperature		1.3	0
Differential settlement		1.2	0
Snow		1.4	0
Current		1.4	0
Wave		1.4	0
Berthing		1.4	0
Mooring		1.4	0
Ship propulsion		1.5	0
Ground water pressure (Persistent)		1.5	0
Abnormal berthing		1.2	0
Erection		1.2	0
Ground water pressure (Transient)		1.5	0
Prestressing		See BS EN 1992	

Combination Factor (?)			
Action	? 1	Ψ 2	Ψ 3
Cargo	0.7	0.5	0.3
Ship ramp	0.7	0.5	0
Port Vehicle	0.75	0.75	0
Tandem	0.75	0.75	0
Uniformly ditributed load	0.75	0.75	0
Pedestrian	0.4	0.4	0
Crane	0.75	0.75	0
Unusual vehicle	0	0	0
Wind	0.6	0.2	0
Temperature	0.6	0.6	0.5
Snow	0.5	0.2	0
Hydrostatic	0.7	0.5	0.3
Current	0.6	0.2	0
Wave	0.6	0.2	0
Berthing	0.75	0.75	0
Mooring	0.6	0.2	0
Ship propulsion	0.75	0.75	0
Ground water pressure	1.0	1.0	1.0
Differential settlement	1.0	1.0	1.0
Erection	1.0	–	1.0
Prestressing	See BS EN 1992		

표(5-21) STR/GEO 하중계수(SET C)

Partial Factor (γ)			
Action		Unfavourable	Favourable
Dead	Concrete	1.0	1.0
	Steel	1.0	1.0
	Superimposed	1.0	1.0
	Surfacing	1.0	1.0
	Ballast	1.0	1.0
	Soil	1.0	1.0
	others	1.0	1.0
Cargo		1.3	0
Ship ramp		1.2	0
Road and traffic		1.15	0
Crane		1.15	0
Wind		1.3	0
Temperature		1.3	0
Differential settlement		1	0
Snow		1.3	0
Current		1.3	0
Wave		1.3	0
Berthing		1.3	0
Mooring		1.3	0
Ship propulsion		1.3	0
Ground water pressure (Persistent)		1.3	0
Abnormal berthing		1.2	0
Erection		1.2	0
Ground water pressure (Transient)		1.3	0
Prestressing		See BS EN 1992	

Combination Factor (?)			
Action	$?_1$	ψ_2	ψ_3
Cargo	0.7	0.5	0.3
Ship ramp	0.7	0.5	0
Port Vehicle	0.75	0.75	0
Tandem	0.75	0.75	0
Uniformly ditributed load	0.75	0.75	0
Pedestrian	0.4	0.4	0
Crane	0.75	0.75	0
Unusual vehicle	0	0	0
Wind	0.6	0.2	0
Temperature	0.6	0.6	0.5
Snow	0.5	0.2	0
Hydrostatic	0.7	0.5	0.3
Current	0.6	0.2	0
Wave	0.6	0.2	0
Berthing	0.75	0.75	0
Mooring	0.6	0.2	0
Ship propulsion	0.75	0.75	0
Ground water pressure	1.0	1.0	1.0
Differential settlement	1.0	1.0	1.0
Erection	1.0	–	1.0
Prestressing	See BS EN 1992		

5.2.3 accidental and seismic

accidental의 하중조합은 아래의 식을 따른다.

$$\Sigma\gamma_G G+\gamma_P P+A_d+\psi_1 Q_{leading}+\Sigma\psi_2 Q_{acommpany}$$

or (5-22)

$$\Sigma\gamma_G G+\gamma_P P+A_d+\psi_2 Q_{leading}+\Sigma\psi_2 Q_{acommpany}$$

여기서,

G : permanent

P : prestress

A_d : accidental

Q : variable

seismic의 하중조합은 아래의 식을 따른다.

$$\Sigma\gamma_G G+\gamma_P P+A_{Ed}+\Sigma\psi_1 Q_{acommpany}$$

or (5-23)

$$\Sigma\gamma_G G+\gamma_P P+A_{Ed}+\Sigma\psi_2 Q_{acommpany}$$

여기서,

G : permanent

P : prestress

A_{Ed} : seismic

Q : variable

5.3 serviceability limit states

serviceability limit states는 characteristic, frequent, quasi-permanent로 구분된다. characteristic의 경우 구조물이 영구적인 피해를 받거나 영구적인 과다 변형이 발생할 수 있는 경우에 대해 검토하며, frequent는 국부적인 피해나 일시적인 과다변형에 대한 설계에 사용되며, quasi- permanent는 장기적인 영향으로 인한 피해를 검토하는데 사용된다. 표(5-22)는 SLS 하중조합에 사용되는 계수에 대한 표이다.

표(5-22) SLS 하중조합

하중조합	Permanent		Variable	
	Unfavourable	Favourable	Leading	Accompanying
Characteristic	1	1	1	Ψ_0
Frequent	1	1	Ψ_1	Ψ_2
Quasi-permanent	1	1	Ψ_2	Ψ_2

5-2 잔교식 안벽 설계

5-2-1 부재의 설계

1. 말뚝의 설계 (BS 5950-1:2000)

잔교의 말뚝 부재 설계는 현재까지는 많은 프로젝트에서 BS를 기준으로 설계하고 있으나 최근에 개정된 BS6349-2:2010에 따르면 말뚝 부재의 설계는 Eurocode를 기준으로 설계하도록 명시되어 있다. 따라서 '1. 말뚝의 설계(BS 5950-1:2000)'에서는 기존에 사용되던 BS의 설계기준에 대하여 기재하며, '2. 말뚝의 설계(BS EN 1993-1-1:2005)'에서는 Eurocode를 기재하도록 한다.

1.1 국부 좌굴에 따른 단면 분류

BS 5950에서는 국부 좌굴의 영향에 따라 다음과 같이 단면을 분류한다.

표(5-23) 단면의 분류

분 류	설 명
class 1, plastic	cross-sections with plastic hinge rotation capacity
class 2, compact	cross-sections with plastic moment capacity
class 3, semi-compact	cross-sections in which the stress at the extreme compression fibre can reach the design strength, but the plastic moment capacity cannot be developed.
class 4, slender	cross-sections in which it is necessary to make explicit allowance for the effects of local buckling

표(5-24) limiting width-to-thickness ratios for CHS (BS5950-1, table 12)

compression element		ratio	limiting value		
CHS	compression due to bending	D/t	class 1 plastic	class 2 compact	class 3 semi-compact
	axial compression		$40\varepsilon^2$	$50\varepsilon^2$	$140\varepsilon^2$
CHS D t ε	circular hollow section – including welded tube diameter of section thickness $\sqrt{(275/f_y)}$				

1.2 휨설계

1.2.1 일반 조건

(1) 최대 모멘트와 동시에 발생하는 전단력 그리고 최대 전단력과 동시에 발생하는 모멘트 조합 을 고려해야 한다.

(2) BS 5950-1 clause 2.5.2에 주어진 변위 기준을 준수해야 한다.

(3) BS 5950-1 clause 4.2.2에 제시된 것과 같이 휨 비틀림 좌굴이 완전히 구속되지 않은 부재는 BS 5950-1 clause 4.3.3과 같이 휨 비틀림 좌굴을 검토해야 한다.

(4) class 4, slender sections는 BS 5950-1 section 3.6에 제시된 것과 같이 국부 좌굴을 검토해야 한다.

(5) 하중 또는 반력이 플랜지를 통해 복부에 적용되는 경우 BS 5950-1 section 4.5의 지압, 국부좌굴을 만족 시켜야 한다.

1.2.2 전단 강도

$$P_v = 0.6 p_y A_v \geq F_v \qquad (5\text{-}24)$$

여기서,

P_v : 전단 강도

F_v : 전단력

p_y : 설계 강도

A_v : 전단면적 (CHS는 $A_v = AD/(D+B)$

A : 단면적

D : 단면 깊이

B : 단면 폭

1.2.3 휨 강도

표(5-25) 단면 분류에 따른 휨 강도 공식

구 분	class 1 & 2	class 3	class 4
low shear ($F_v \leq 0.6 P_v$)	$M_c = p_y S$	$M_c = p_y Z$ or $M_c = p_y S_{eff}$	$M_c = p_y Z_{eff}$
high shear ($F_v \geq 0.6 P_v$)	$M_c = p_y (S - \rho S_v)$	$M_c = p_y (S - \frac{\rho S_v}{1.5})$ or $M_c = p_y (S_{eff} - \rho S_v)$	$M_c = p_y (Z_{eff} - \frac{\rho S_v}{1.5})$

여기서,

M_c : 휨 강도

S : 소성 단면 계수

Z : 단면 계수

S_{eff} : 유효 소성 단면 계수

S_v : = S-S_f (S_f : BS 5950-1 section 4.2.3에 정의된 전단면적(A_v)를 제외한 유효단면적의 소성 단면 계수) 또는 S_v는 BS 5950-1 section 4.2.3에 정의된 전단면적(A_v)의 소성 단면 계수

ρ : $= \left[2\frac{F_v}{P_v} - 1 \right]^2$

1.3 인장 부재

$$P_{t=}p_{y}A_{e} \tag{5-25}$$

여기서,

P_t : 인장 강도

A_e : 순단면적

1.4 압축 부재

1.4.1 유효 길이 (L_E)

표(5-26) nominal effective length for a compression member

non-sway mode

restraint (in the plane under consideration) by other parts of the structure		L_E
effectively held in position at both ends	effectively restrained in direction at both ends	0.7L
	partially restrained in direction at both ends	0.85L
	restrained in direction at one end	0.85L
	not restrained in direction at either end	1.0L

sway mode

one end	other end		L_E
effectively held in position and restrained in direction	not held in position	effectively restrained in direction	1.2L
		partially restrained in direction	1.5L
		not restrained in direction	2.0L

1.4.2 압축 강도

(1) class 1, 2 and 3

$$P_c = A_g p_c \tag{5-26}$$

(2) class 4

$$P_c = A_{eff} p_{cs} \tag{5-27}$$

여기서,

A_{eff} : 유효 단면적

A_g : 순단면적

p_c : 압축 강도, clause 4.7.5

p_{cs} : 감소 압축 강도, $p_{cs} = p_c \lambda (A_{eff}/A_g)^{0.5}$

(3) 압축 강도 (p_c), BS 5950-1, Annex C

$$p_c = \frac{p_E p_y}{\phi + (\phi^2 + p_E p_y)^{0.5}} \tag{5-28}$$

여기서,

ϕ : $\phi = \dfrac{p_y + (\eta + 1) p_E}{2}$

p_E : $p_E = \pi^2 E/\lambda^2$

p_y : 설계 강도

λ : 세장비

η : perry factor, $\eta = a(\lambda - \lambda_0)/1{,}000 \geq 0$

여기서,

$\lambda_0 = 0.2(\pi^2 E/p_y)^{0.5}$

a : robertson constant

- -for strut curve (a) : a = 2.0
- -for strut curve (b) : a = 3.5
- -for strut curve (c) : a = 5.5
- -for strut curve (d) : a = 8.0

2. 말뚝의 설계 (BS EN 1993-1-1:2005)

2.1 국부 좌굴에 따른 단면 분류

BS EN 1993에서는 국부 좌굴의 영향에 따라 다음과 같이 단면을 분류한다.

표(5-27) 단면의 분류

분 류	설 명
class 1, plastic	cross-sections with plastic hinge rotation capacity
class 2, compact	cross-sections with plastic moment capacity
class 3, semi-compact	cross-sections in which the stress at the extreme compression fibre can reach the design strength, but the plastic moment capacity cannot be developed.
class 4, slender	cross-sections in which it is necessary to make explicit allowance for the effects of local buckling

표(5-28) limiting width-to-thickness ratios for CHS

compression element		ratio	limiting value		
CHS	compression due to bending	D/t	class 1 plastic	class 2 compact	class 3 semi-compact
	axial compression		$\leq 50\varepsilon^2$	$\leq 70\varepsilon^2$	$\leq 90\varepsilon^2$
CHS D t ε	circular hollow section – including welded tube diameter of section thickness $\sqrt{235/f_y}$				

2.2 인장 강도

$$N_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \qquad (5\text{-}29)$$

여기서, γ_{M0}: 1.00

2.3 압축 강도

원형 강관말뚝이 class 4인 경우 압축을 받을 때, 국부좌굴에 대한 고려가 필요하며, 이는 BS EN 1993-1-6을 참조하기 바란다.

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \qquad \text{for class 1,2,3 단면} \qquad (5\text{-}30)$$

2.4 휨 강도

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{for class 1,2 단면}$$
$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{for class 3 단면} \qquad (5\text{-}31)$$
$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{for class 4 단면}$$

여기서,

W_{pl} : 소성 단면계수
$W_{el,min}$: 최소 탄성 단면계수
$W_{eff,min}$: 유효 탄성 단면계수

2.5 전단 강도

$$V_{pl,Rd} = \frac{Av(fy/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \qquad (5\text{-}32)$$

여기서, A_v : 2A / π

2.6 비틀림 강도

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(fy/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}\right] V_{pl,Rd} \qquad (5\text{-}33)$$

여기서, $\tau_{t,Ed}$: Saint-Venant's torsion

2.7 휨과 전단력을 동시에 받는 경우

발생되는 전단력이 설계 전단강도의 절반 이상일 경우, 아래의 식을 사용하여 항복강도를 감소시킨 후 휨 강도를 구해야 한다.

$$f_{y'} = (1-\rho) f_y \qquad (5\text{-}34)$$

여기서,

ρ : $\left(\frac{2v_{Ed}}{V_{pl.Ed}} - 1\right)^2$
V_{Ed}: 전단력

2.8 휨, 축력, 전단력을 동시에 받는 경우

발생되는 전단력이 설계 전단강도의 절반 이상일 경우 2.7. 휨과 전단력을 동시에 받는 경우에 사용된 항복강도를 사용하여 휨 강도를 결정해야 하며, 아래의 식을 만족해야 한다. 또한, 단면이 class 4에 속하는 단면인 경우, 국부좌굴을 동시에 고려하여야 하며, BS EN 1993-1-6을 참고하기 바란다.

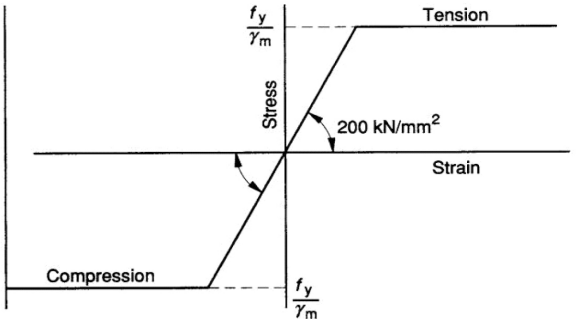
$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \qquad (5\text{-}35)$$

3. 콘크리트 부재의 설계(BS8110-1:1997, BS8110-2:1985)

잔교의 콘크리트 부재 설계는 아직까지 많은 프로젝트에서 BS 8110에 따라 실시하고 있으나 최근에 개정된 BS6349-2:2010에 따르면 부재설계는 Eurocode를 기준으로 설계하도록 명시하고 있다. 따라서 '3. 콘크리트 부재의 설계(BS8110-1:1997, BS8110-2:1985)'에서는 기존에 사용되던 BS8110을 '4. 콘크리트 부재의 설계(BS EN 1992-1-1:2004)'에서는 Eurocode를 기재하도록 한다.

3.1 응력-변형률 곡선

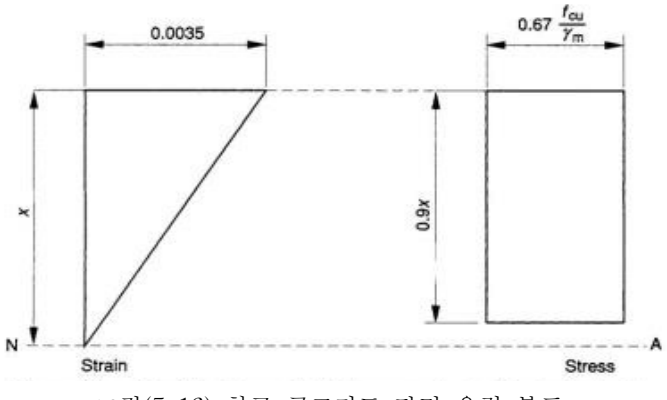
철근콘크리트의 응력-변형률 곡선은 그림(5-15)에 제시하였다.



그림(5-15) 응력-변형률 곡선

3.2 section model

콘크리트 단면의 응력 분포는 그림(5-16)에 제시하였다.



그림(5-16) 철근 콘크리트 단면 응력 분포

3.3 휨 모멘트 설계

3.3.1 $K \leq K'$ 인 경우 (단철근 보)

재분배율이 10% 이하인 경우 : $K' = 0.156$

재분배율이 10% 이상인 경우 : $K' = 0.402(\beta_b - 0.4) - 0.18(\beta_b - 0.4)^2$

여기서, $K = M/bd^2 f_{cu}$

lever arm length

$$z = d\left\{0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K}{0.9}}\right\} \leq 0.95d \tag{5-36}$$

중립축

$$x = (d - z)/0.45 \tag{5-37}$$

인장 철근

$$A_s = M_u/0.95 f_y z \tag{5-38}$$

여기서,

M_u : 극한 휨 모멘트

A_s : 인장철근 단면적

b : 단면 폭

d : 유효 높이

f_y : 철근 항복응력

f_{cu} : 콘크리트 압축강도

z : Level arm

3.3.2 $K > K'$ 인 경우 (복철근 보)

lever arm length

$$z = d\left\{0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K'}{0.9}}\right\} \tag{5-39}$$

중립축

$$x = (d - z)/0.45 \tag{5-40}$$

인장 철근

$$A_s = K' f_{cu} bd^2/0.95 f_y z + A_s' \tag{5-41}$$

압축 철근

$$A_s = (K - K')f_{cu} b d^2 / 0.95 f_y z + A_s' \quad (5\text{-}42)$$

최소 철근량

$$\rho = 100 A_s / A_c \geq 0.13\% \quad (5\text{-}43)$$

3.4 전단 설계

3.4.1 전단 응력

$$v = \frac{V}{b_v d} \geq \min[0.8\sqrt{f_{cu}}, 5 N/mm^2] \quad (5\text{-}44)$$

여기서,

v : 전단 응력 (N/mm^2)
V : 전단력
b_v : 단면 폭
d : 유효 깊이

3.4.2 콘크리트 전단 강도

$$v_c = 0.79\{100 A_s/(b_v d)\}^{1/3}(400/d)^{1/4}/\gamma_m \quad (5\text{-}45)$$

여기서,

γ_m : partial safety factor

$$\frac{100 A_s}{b_v d} \leq 3$$

$$(400/d)^{1/4} \geq 0.67$$

3.4.3 전단 철근

표(5-29) 전단 철근 배근

전단 응력 (v)	전단 철근	소요 전단 철근 단면적
less than $0.5v_c$ throughout the beam	주요 부재 : 최소 전단 철근 배근	-
$0.5v_c < v < (v_c + 0.4)$	최소 전단 철근 배근	$A_{sv} \geq 0.4 b_v s_v / 0.95 f_{yv}$
$(v_c + 0.4) < v < 0.8\sqrt{f_{cu}}$ or $5N$	소요 전단 철근 배근	$A_{sv} \geq b_v s_v (v - v_c)/0.95 f_{yv}$

3.5 비틀림 설계

3.5.1 비틀림 전단 응력 (직사각형 단면)

$$v_t = \frac{2T}{h_{min}^2\left(h_{max} - \frac{h_{min}}{3}\right)} \tag{5-46}$$

여기서,

v_t : 비틀림 전단 응력 (N/mm^2)

T : 비틀림 모멘트

h_{min} : 최소 단면 길이

h_{max} : 최대 단면 길이

3.5.2 최소 전단 응력 ($v_{t,min}$)

$$v_{t,min} = 0.067\sqrt{f_{cu}} \le 0.4\,N/mm^2 \tag{5-47}$$

3.5.3 비틀림 전단 철근

표(5-30) 비틀림 전단 철근 배근

전단 응력 (v)	$v_t < v_{t,min}$	$v_t > v_{t,min}$
$v \le v_c + 0.4$	minimum shear reinforcement No torsion reinforcement	designed torsion reinforcement but not less than the minimum shear reinforcement
$v > v_c + 0.4$	designed shear reinforcement no torsion reinforcement	designed shear and torsion reinforcement

3.5.4 비틀림 보강 철근량

$v_t > v_{t,min}$인 경우, 전단철근 및 휨 철근량에 아래 식으로 계산된 철근량을 추가한다.

$$\frac{A_{sv}}{s_v} = \frac{T}{0.8\,x_1\,y_1\,(0.95\,f_{yv})} \tag{5-48}$$

$$A_s = \frac{A_{sv} f_{sv}(x_1 + y_1)}{s_v f_y} \tag{5-49}$$

여기서,

A_{sv} : 전단철근 단면적

s_v : 전단철근 간격

x_1, y_1: 사각형 전단철근의 짧은 변, 긴 변 중심 길이

f_y : 인장철근 강도 ($f_y \le 460\,N/mm^2$)

f_{yv} : 전단철근 강도 ($f_{yv} \le 460\,N/mm^2$)

3.6 균열 폭 검토

균열 폭에 대한 계산식은 다음과 같다.

$$w_{cr} = \frac{3\,a_{cr} \cdot \varepsilon_m}{1+2\left(\frac{a_{cr}-c_{min}}{h-x}\right)} \tag{5-50}$$

여기서,

a_{cr} : 콘크리트 표면에서 종방향 철근 표면까지 거리

ε_m : 균열 위치에서 평균 응력

$$\varepsilon_m = \varepsilon_1 - \frac{b_t(h-x)(a'-x)}{3E_sA_s(d-x)}$$

여기서,

ε_1 : 고려하는 위치에서의 응력

b_t : 인장철근 위치에서 단면 폭

a′ : 압축면에서 균열 계산 위치까지 거리

c_{min}: 인장철근 최소 덮개

h : 부재 높이

x : 중립축 높이

4. 콘크리트 부재의 설계(BS EN 1992-1-1:2004)

4.1 콘크리트의 강도와 변형 특성

콘크리트의 강도 및 변형 특성은 표(5-31)과 같다.

표(5-31) 콘크리트의 강도와 변형특성

Strength classes for concrete															Analytical relation / Explanation
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck}+8$(MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0.30\times f_{ck}^{(2/3)} \le C50/60$ $f_{ctm}=2,12\cdot\ln(1+(f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctm,0.05} = 0,7\times f_{ctm}$ 5% fractile
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctm,0.95} = 1,3\times f_{ctm}$ 95% fractile
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0.3}$ (f_{cm} in MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	see Figure 3.2 $\varepsilon_{c1}(^0/_{00}) = 0,7\ f_{cm}^{0,31} \le 2.8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	see Figure 3.2 for $f_{ck} \ge 50$ Mpa $\varepsilon_{cu1}(^0/_{00})=2.8+27[(98-f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2, 5	2,6	see Figure 3.3 for $f_{ck} \ge 50$ Mpa $\varepsilon_{c2}(^0/_{00})=2.0+0.085(f_{ck}-50)^{0.53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	see Figure 3.3 for $f_{ck} \ge 50$ Mpa $\varepsilon_{cu2}(^0/_{00})=2.6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	for $f_{ck} \ge 50$ Mpa $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	see Figure 3.4 for $f_{ck} \ge 50$ Mpa $\varepsilon_{c3}(^0/_{00})=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	see Figure 3.4 for $f_{ck} \ge 50$ Mpa $\varepsilon_{cu3}(^0/_{00})=2.6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

4.2 설계 압축강도와 설계 인장강도

설계 압축강도와 설계 인장강도는 아래의 식을 따른다.

$$\text{설계압축강도}(f_{cd}) = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \tag{5-51}$$

여기서,

γ_c : 콘크리트의 부분안전계수(1.5)

α_{cc} : 압축응력의 장기적 영향 및 하중 발생 시 불리한 영향에 대한 계수(0.85)

$$\text{설계인장강도}(f_{ctd}) = \alpha_{ct} f_{ctk,0.05} / \gamma_C \tag{5-52}$$

여기서, α_{ct} : 인장응력의 장기적 영향 및 하중 발생 시 불리한 영향에 대한 계수(1.0)

4.3 단면의 응력-변형률 관계

단면에 발생하는 응력은 아래의 식에 따라 계산한다.

$$\begin{aligned} \sigma_c &= f_{cd}\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n\right] \quad \text{for } 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c2} \\ \sigma_c &= f_{cd} \quad \text{for } \varepsilon_{c2} \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu2} \end{aligned} \tag{5-53}$$

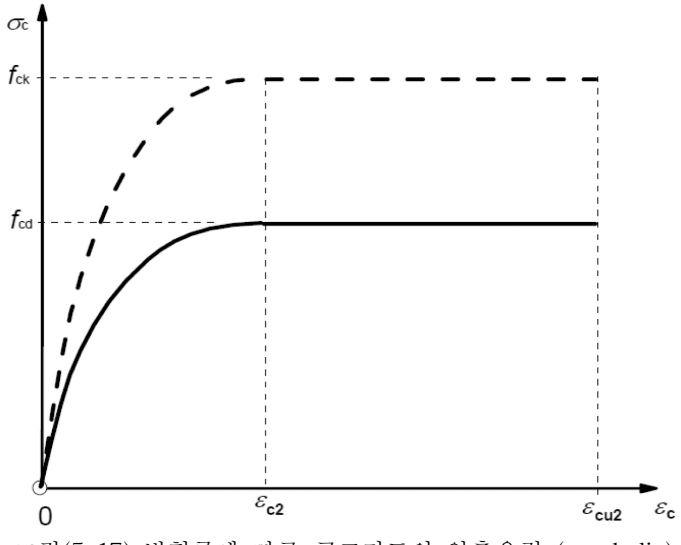
여기서,

n : 표(5-31) 참조

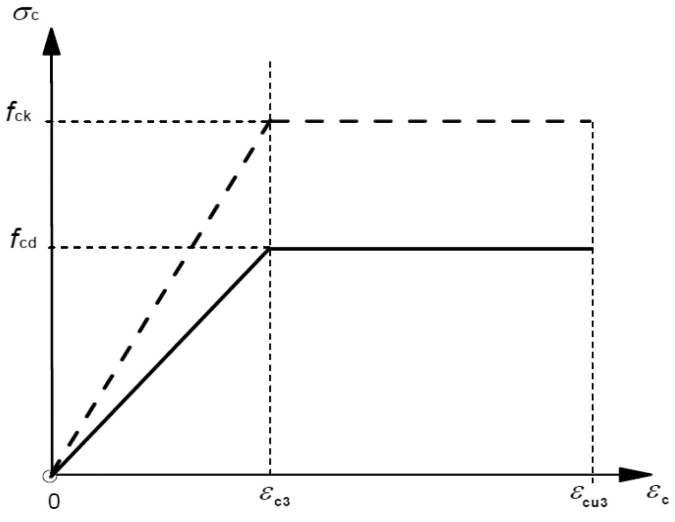
ε_{c2} : 최대 압축강도에 도달했을 때의 변형률

ε_{cu2} : 극한 변형률

위에 사용된 식을 통해 그래프를 그리면 그림(5-17)과 같다. 이 그래프를 보다 사용하기 쉽고 보수적으로 작성한 그래프가 그림(5-18)이다.



그림(5-17) 변형률에 따른 콘크리트의 압축응력 (parabolic)



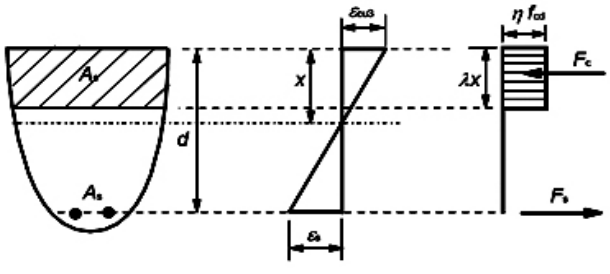
그림(5-18) 변형률에 따른 콘크리트의 압축응력 (linear)

콘크리트의 압축응력은 그림(5-19)와 같이 사각형 분포로 가정할 수 있다. 그림(5-19)에 사용된 λ와 η는 아래의 식을 사용하여 구한다.

$$\begin{aligned} &\lambda = 0.8 && \text{for } f_{ck} \le 50Mpa \\ &\lambda = 0.8 - (f_{ck} - 50)/400 && \text{for } 50 \le f_{ck} \le 90Mpa \end{aligned} \tag{5-54}$$

그리고

$$\begin{aligned} &\eta = 1.0 && \text{for } f_{ck} \le 50Mpa \\ &\eta = 1.0 - (f_{ck} - 50)/200 && \text{for } 50 \le f_{ck} \le 90Mpa \end{aligned} \tag{5-55}$$



그림(5-19) 변형률에 따른 콘크리트의 압축응력 (rectangular)

4.4 휨응력 설계 (단철근)

4.4.1 중립축

$$\frac{x}{d} = \frac{1.5}{1.15 \times \eta \times \lambda \times 0.85} \frac{A_s f_{yk}}{b d f_{ck}} \tag{5-56}$$

여기서,

x : 압축면에서 중립축까지의 거리 (mm)
A_s : 인장철근량 (mm^2)
f_{yk} : 철근의 항복강도 (MPa)
f_{ck} : 콘크리트의 압축강도 (MPa)
b : 보의 폭
d : 보의 유효깊이

► $\frac{x}{d}$의 제한사항 : 콘크리트의 압축강도가 50MPa 이하인 경우 $\frac{x}{d}$는 0.45보다 작아야 하며 콘크리트의 압축강도가 50MPa보다 큰 경우 $\frac{x}{d}$는 0.35보다 작아야 한다.

4.4.2 필요 철근량

$$\frac{A_S f_{yk}}{b\,d\,f_{ck}} = 0.652 - \sqrt{0.425 - 1.5\frac{M_{sd}}{b\,d^2 f_{ck}}} \tag{5-57}$$

여기서, M_{Sd} : 저항 모멘트 (N·mm)

4.4.3 최소 철근량

$$A_{s,min} = 0.26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t\, d \tag{5-58}$$

여기서,

f_{ctm} : 표(5-31) 참조
b_t : 인장부의 평균 폭

4.4.4 최대 철근량

$$A_{s,max} = 0.04 A_c \tag{5-59}$$

4.4.5 설계 모멘트

$$M_{Rd} = \frac{A_s f_{yk}}{1.15}\left(d - \frac{\lambda}{2}x\right) \tag{5-60}$$

4.5 전단 설계

4.5.1 전단철근이 필요 없는 경우 ($V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$)

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\,\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b_w d \geq (v_{min} + k_1\sigma_{cp})b_w d \tag{5-61}$$

여기서,

$C_{Rd,c}$: 0.12

k : $1+\sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$

ρ_1 : $\frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$

A_{sl} : 인장철근량 (mm^2)

b_w : 인장부의 최소 폭

σ_{cp} : $N_{Ed}/A_c < 0.2f_{cd}$

N_{Ed} : 하중이나 프리스트레스로 인하여 단면에 발생하는 축응력 (압축이 양)

A_c : 콘크리트의 단면적 (mm^2)

k_1 : 0.15

v_{min} : $0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$

► V_{Ed}의 제한사항 : $V_{Ed} \leq 0.5 b_w d v f_{cd}$ $V_{Ed} \leq 0.5 b_w d v f_{cd}$

여기서, v : $0.6\left[1-\frac{f_{ck}}{250}\right]$

4.5.2 전단철근이 필요한 경우 ($V_{Rd,c} \leq V_{Ed}$)

최대 전단철근 간격과 최소 전단철근량은 아래의 식과 같다.

최대전단철근간격($s_{I,max}$) = $0.75d(1+cot\alpha)$

최소전단철근량($\rho_{w,min}$) = $(0.08\sqrt{f_{ck}})/f_{yk}$

여기서, α : 전단철근과 보의 길이방향 사이의 각도

전단철근으로 인해 증가되는 전단강도는 아래의 식을 통하여 구한다.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta \qquad (5\text{-}62)$$

여기서,

A_{sw} : 전단철근량 (mm^2)

s : 전단철근 간격 (mm)

z : 0.9d

f_{ywd}: 전단철근의 응력이 항복응력의 80% 이상일 경우 v_1은 $(1-0.5cos\alpha)$를 사용하며 $f_{ydw}=f_{yk}$가 되며 항복응력이 80% 이하일 경우 v_1은 아래의 식을 사용하며 $f_{ydw}=0.8f_{yk}$를 사용

θ : 콘크리트의 압축력이 작용하는 방향과 보의 길이방향 사이의 각도

최대 전단강도는 아래의 식을 통하여 구한다.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (cot\theta + tan\theta) \qquad (5\text{-}63)$$

여기서,

α_{cw} : 1.0 for non - prestress

: $(1+\sigma_{cp}/f_{cd})$ for $0 < \sigma_{cp} \le 0.25 f_{cd}$

: 1.25 for $0.25 f_{cd} < \sigma_{cp} \le 0.5 f_{cd}$

: $2.5(1-\sigma_{cp}/f_{cd})$ for $0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} \le 1.0 f_{cd}$

v_1 : $0.54(1-0.5\cos\alpha)$ for $f_{ck} \le 60MPa$

: $(0.84-f_{ck}/200)(1-0.5\cos\alpha) > 0.5$ for $f_{ck} \ge 60MPa$

4.6 비틀림 설계

4.6.1 비틀림 전단 응력 (직사각형 단면)

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \tag{5-64}$$

여기서,

$t_{ef,i}$: 유효두께 = bh/[2(b+H)]

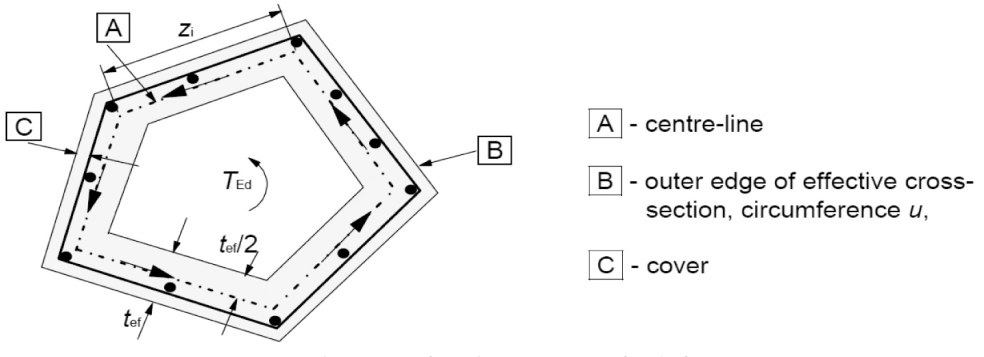
T_{Ed} : 비틀림 모멘트

A_k : 유효면적 = (b-t)(h-t)

4.6.2 전단력 ($V_{Ed,i}$)

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i \tag{5-65}$$

여기서, z_i : 유효두께($t_{ef,i}$)의 중심선을 이었을 때 인접한 두 점 사이의 거리 (그림(5-20) 참조)



그림(5-20) 비틀림 parameter의 정의

4.6.3 비틀림 전단 철근량

비틀림 전단 철근량은 전단 철근량 계산식을 사용한다.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,i}}{z f_{ydw}} \tag{5-66}$$

4.6.4 종방향 보강 철근량

추가적인 종방향 철근량은 아래의 식을 사용하여 구한다.

$$\Sigma A_{si} = \frac{T_{Ed} u_k \cot\theta}{2 A_k f_{yd}} \tag{5-67}$$

여기서, u_k : 유효두께의 중심선을 이었을 때 중심선의 둘레길이 (2[(b-t)+(h-t)])

4.7 균열 폭 검토

4.7.1 균열 폭 계산

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \tag{5-68}$$

여기서,

$s_{r,max}$: 최대 균열간격

ε_{sm} : 철근의 평균변형률

ε_{cm} : 콘크리트의 평균변형률

4.7.2 최대 균열간격($s_{r,max}$) 계산

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \tag{5-69}$$

여기서,

k_1 : 부착특성

= 0.8 for high bond

= 1.6 for 매끈한 표면

k_2 : 하중특성

= 0.5 for 휨

= 1.0 for 순수인장

$=(\varepsilon_1+\varepsilon_2)/2\varepsilon_1$ for 휨과 인장을 동시에 받을 경우

ε_1 : 균열면에서 발생하는 최대변형률

ε_2 : 균열면에서 발생하는 최소변형률

k_3 : 3.4

k_4 : 0.425

Φ : 철근의 직경

$\rho_{p,eff}$: 유효 철근비

4.7.3 유효 철근비($\rho_{c,eff}$) 계산

유효 철근비는 아래의 식을 통해 구한다.

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_{\rho'}}{A_{c,eff}} \tag{5-70}$$

여기서,

A_s : 인장 철근면적

$A_{\rho'}$: 콘크리트 유효면적에 존재하는 프리스트레스 tendon의 면적

ξ_1 : $= \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}}$ (표(5-32) 참조)

$A_{c,eff}$: $b \times \min[2.5(h-d), \frac{h-x}{3}, \frac{h}{2}]$

표(5-32) 부착강도비 ξ

prestressing steel	ξ		
	pre-tensioned	bonded, post-tensioned	
		≤ C50/60	≥ C70/85
smooth bars and wires	Not applicable	0,3	0,15
strands	0,6	0,5	0,25
indented wires	0,7	0,6	0,3
ribbed bars	0,8	0,7	0,35
Note: For intermediate values between C50/60 and C70/85 interpolation may be used.			

4.7.4 변형률차($\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$) 계산

철근과 콘크리트의 변형률차는 아래의 식을 통해 구한다.

$$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}=\frac{\sigma_s-k_t\left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}\right)(1+\alpha_e\rho_{p,eff})}{E_s}\geq 0.6\frac{\sigma_s}{E_s} \qquad (5\text{-}71)$$

여기서,

σ_s : 인장 철근에 작용하는 응력

k_t : 하중의 재하기간

= 0.6 for 단기간

= 0.4 for 장기간

$f_{ct,eff}$: f_{ctm}

4.7.5 허용균열 폭

콘크리트의 허용균열 폭(w_{max})는 표(5-33)과 같다.

표(5-33) 콘크리트의 허용균열 폭

노출 환경	철근부재와 비부착 프리스트레스 부재	부착 프리스트레스 부재
SLS 분류	quasi-permanent	frequent
X0, XC1~4	0.3	0.2
XD1~2, XS1~3	0.3	0.2 and decompression
decompression : 강연선과 덕트가 콘크리트의 압축영역의 최소 25mm 안에 놓여있어야 함		

5-2-2 내구성 설계 (durability)

1. 재료

개별 프로젝트의 특성을 고려하여 효용성과 품질, 적정성에 따라 재료를 선택해야 한다.

2. 강 부재의 내구성 설계(corrosion, BS EN 1993-5:2007)

2.1 일반사항

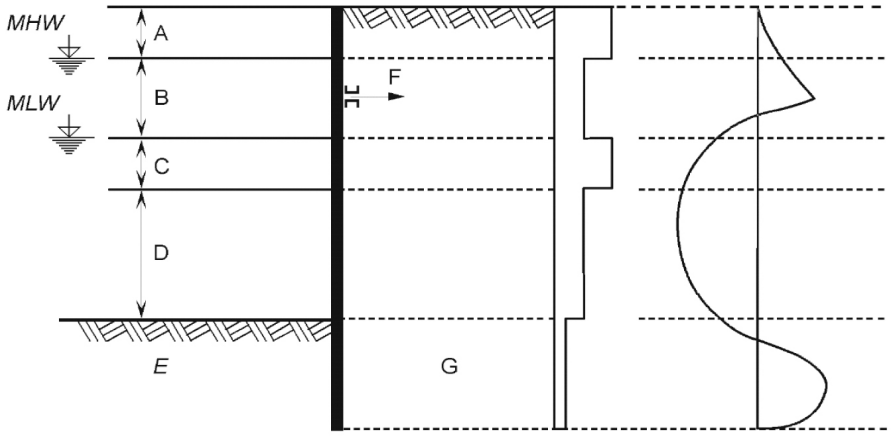
부식에 노출된 각각의 환경에 따라서 부식과 균열을 제어할 수 있는 보호방식이 필요하다. 일반적인 노출 환경은 네 가지로 구분된다. :

- 매립
- 지속적으로 수중에 잠긴 구역
- 조간대 및 비말대
- 대기 구역(atmospheric)

주변 환경에 따라 만약 강재에 상당한 양의 부식이 예상된다면 그에 맞는 방식 방법을 선택해야 한다. 구조물의 수명을 연장시키기 위한 방식 방법은 아래와 같다. :

- 예상되는 부식 두께만큼의 부재 두께 증가
- 강도를 증가시켜 구조적인 안정성 증가
- 코팅보호 (페인팅, 그라우팅, 도금)
- 희생양극법(cathodic protection)
- 높은 부식 영역에 콘크리트, 모르타르 혹은 그라우트를 이용한 보호

만약 코팅보호 효과의 지속기간보다 구조물의 설계수명이 더 길다면 남은 설계 수명 동안의 부식 두께를 설계에 반영하여야 한다. 말뚝의 전체 길이에서 부식 두께가 일정치 않기 때문에 부식 두께를 고려하여 모멘트를 분배시키면 경제적인 설계를 할 수 있다. 전체 구조물의 설계 수명이 4년 이하인 경우 부재의 부식을 고려하지 않아도 된다. 그림(5-21)은 부식률의 분포와 위치에 따른 부식 영역을 구분한 것이다.



a) Vertical zoning of sea water aggressivity

b) Corrosion rate distribution at side exposed to sea water

c) Typical bending moment distribution

A	Zone of high attack (splash zone);	B	Intertidal zone;
C	Zone of high attack (Low water zone);	D	Permanent immersion zone;
E	Buried zone (Water side);	F	Anchor;
G	Buried zone (Soil side)		
MHW	Mean high water;	MLW	Mean low water

NOTE: Corrosion rate distribution and zones of sea water aggressivity may vary considerably from the example shown in Figure 4-1, dependant upon the conditions prevailing at the location of the structure.

그림(5-21) 부식률과 부식 영역의 구분

2.2 강관말뚝의 내구성 설계

특별히 명시되어 있지 않다면 강관말뚝의 사용성 설계와 강도 설계에 대하여 말뚝 단면의 둘레에 일정하게 부식이 발생하는 것으로 가정한다. 강관의 선단이 물이 새어 들어오지 않거나 혹은 콘크리트로 채워져 있는 경우에 말뚝 내부에서는 부식이 발생하지 않는 것으로 가정한다.

2.3 시트파일의 내구성 설계

시트파일에 발생하는 부식은 양쪽 면에서 모두 발생하는 것으로 가정한다. 시트파일에 맞닿은 부식환경이 서로 다른 경우 각각의 면에 부식 속도를 다르게 산정할 수 있다.

2.4 설계에 적용되는 부식률

일반적인 대기 중에서 강 부재의 부식률은 0.01mm/yr이고, 해양환경에서의 대기 중 발생하는 부식률은 0.02mm/yr이다. 흙 속에 있는 강 부재의 부식두께는 표(5-34)와 같으며 수중에서의 부식두께는 표(5-35)와 같다.

표(5-34) 지하수위와 상관없이 발생하는 흙 속에서의 강 부재의 부식두께

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist, ...)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt, ...)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag, ...)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

Notes:

1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.

2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.

표(5-35) 담수 혹은 해수에서 발생하는 강 부재의 부식두께

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Common fresh water (river, ship canal, ...) in the zone of high attack (water line)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent, ...) in the zone of high attack (water line)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50

Notes:

1) The highest corrosion rate is usually found in the splash zone or at the low water level in tidal waters. However, in most cases, the highest bending stresses occur in the permanent immersion zone, see Figure 4-1.

2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.

3. 콘크리트 부재의 내구성 설계

3.1 피복두께 (cover depth, BS 6349-1:2000)

3.1.1 일반사항

해양구조물에서 콘크리트의 내구성 설계는 구조물의 각각의 부재에 미치는 독특한 환경을 인지하고, 환경에 맞는 설계, 세부사항, 재료 및 시공방법 등을 적절하게 적용하는 것에 따른다. 시공이음과 철근 및 프리스트레스 스틸과 같은 콘크리트의 재료와 세부사항에 대한 상세한 설명은 설계 과정에 중요한 사안이다. 피복두께와 같은 내구성과 관련된 재료 및 세부사항에 대한 설계 및 선택이 없이 구조설계를 하는 것은 현명하지 못하다.

해양 환경은 물리적 풍화, 마모, 화학적 침투와 같은 현상으로 콘크리트에 상당히 불리한 환경이다. 또한 콘크리트 내부에 있는 강재와 철근 등의 부식을 유발한다. 유지보수 전략과 일치하는 내구성의 평가가 설계과정에서 중요한 부분이다. 콘크리트의 내구성은 적절한 배합설계, 낮은 물-시멘트비, 적합한 시멘트 재료 그리고 배합과 시멘트 타입에 따른 적절한 피복두께로 얻어지는 콘크리트의 공극 구조, 투수 특성, 화학적 특성에 따라 좌우된다. 내구성은 그 자체로는 한계상태가 아니지만 구조물의 수명 동안 구조적 한계상태를 유지시켜 주는 수단이다. 근본적으로 내구성은 시간과 관련된 사항으로 계획된 사용 수명과 유지보수 전략에 직접적으로 관련되어 있다. “설계 작업 수명”은 BS EN 1990:2002+A1: 2005에 설명되었으며 BS 7543의 “사용 수명”과 유사하게 정의된다.

최근 코드와 규격들의 내구성에 관한 흐름은 특정 수명 동안 이론적인 틀을 제공하는 것이 아니라 관행적인 방법을 사용한다. 체계적인 내구성 설계 방법을 이용한 해양 콘크리트 구조물은 필요한 설계 작업 수명을 기초로 적용해야 하며 적절한 안전계수를 설계에 적용해야 한다. “사용 수명”의 요구사항에 맞는 “설계 수명”을 정하기 위해 “설계수명”은 “사용 수명”보다 합리적으로 여유를 두어야 한다.

체계적인 내구성 설계 방법을 사용할 때 설계자는 구조물의 부재들을 노출 강도, 부재별 요구성능, 채택된 유지보수 전략에 따라 분류해야 한다. 또한 설계자는 수용 가능한 열화 해석 모델을 통한 내구성 파괴 한계에 대한 정의도 고려해야 한다. 철근 부식과 같은 경우에 내구성 파괴는 사용 불가능 혹은 극한 한계 상태를 이끄는 다음 사항 중 일부 또는 전부를 포함할 수 있다.

- 부식의 시작
- 부식의 전파 속도
- 철근 부식으로 인한 균열
- 강재 및 콘크리트의 쪼개짐이나 손실

위의 사항들을 고려하려면 구조물의 유형에 따른 열화 과정과 필요한 설계 수명 동안의 수리 및 교체 가능성을 평가해야 한다. 허용 가능한 위험과 실패 확률을 고려해야 하는데 이러한 요인들이 설계의 선택에 영향을 미치기 때문이다. 체계적인 설계 방법에 대해 개발 중이긴 하지만 아직은 과도기이다. 따라서 상세한 내용은 거의 관행적인 용어로 표현되어 있다. 예를 들어 콘크리트 속성과 피복두께를 위한 배합한계는 표에 제시된 값을 선택한다.

3.1.2 열화 프로세스

일정 확률 범위 안에서 사용 수명을 달성하기 위하여 설계 및 조건과 세부사항들은 콘크리트 재료의 다양한 열화 메커니즘과 열화에 대한 해석적인 모델에 대한 지식이 필요하다. 서로 다른 메커니즘에 대한 소개는 다양한 참고문헌[1), 2), 3)]에 소개되어 있다. 특히 해수 안에 혹은 인접한 콘크리트의 열화 프로세스도 다양하다. 다양한 열화 과정과 관련된 중요 사항은 현장의 지리적 위치와 같은 대기후(macroclimate)와 부재의 위치와 같은 미기후(microclimate)에 의해 결정된다.

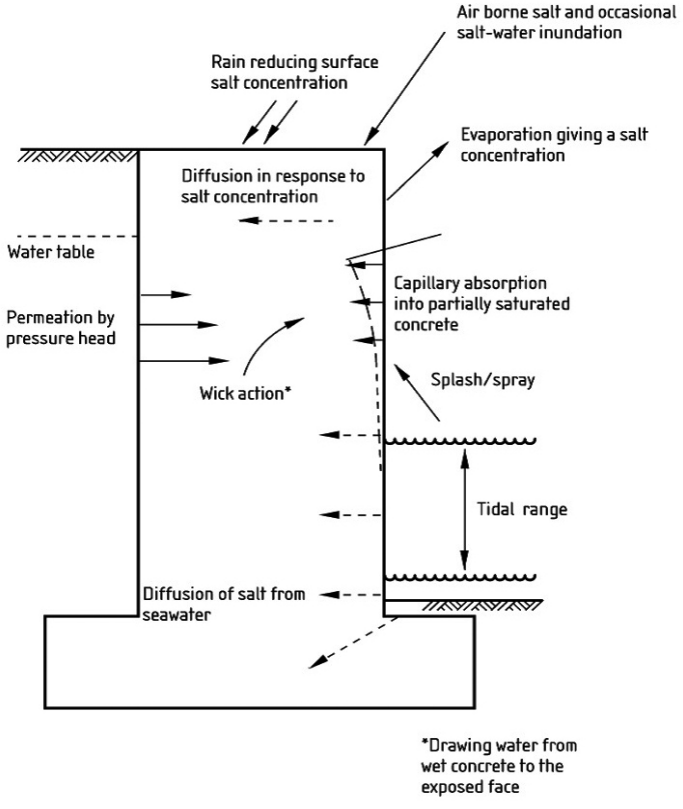
시간에 따른 열화 프로세스는 대부분 일반 기준집이나 발행물에 지침이 나와 있다. 해양구조물에 가장 심각한 영향을 주는 프로세스는 보강철근이나 강연재에 발생하는 염화물 유도 부식이다. 부식으로 인해 콘크리트 피복에 균열 또는 쪼개짐이 발생하고 강재의 단면손실이 발생된다. 콘크리트는 황산염의 작용으로 인해 약해지거나 염류 풍화작용(salt weathering)에 의해 약해질 수 있다. 또한 풍화나 마모와 같은 물리적인 프로세스도 고려해야 한다.
염화물 유도 부식을 방지하기 위해서 적절한 설계와 사양을 포함하여야 한다. 무근 콘크리트나 비강재류의 보강재를 사용한 경우, 장기적으로 황산염의 영향이 중요한 인자가 될 수 있다. 그러나 중기적인 관점에서 황산염의 영향은 염화물로 인해 감소되며 수온이 따뜻한 곳이 차가운 곳보다 덜 발생하게 된다. 추운 곳에서의 동결융해 작용은 염이 포함된 물에 의한 콘크리트의 손상위험이 더 크기 때문에 중요한 사안이다.
콘크리트와 보강 콘크리트의 내구성에 영향을 미치는 중요한 인자는 다음과 같다. :

- 시멘트의 종류, 물시멘트비 그리고 단위 수분 함유량에 의해 결정되는 공극 구조
- 물에 용해되어 있는 유해한 소금이나 가스가 운반되는 다양한 메커니즘에서 콘크리트의 수분상태의 영향
- 대기후와 미기후가 수분상태에 미치는 영향
- 시멘트 경화 시 발생하는 화학작용
- 보강재의 부식저항력

젖은 콘크리트에서 염화 이온은 확산과정을 통해 매우 천천히 이동된다. 마른 콘크리트에서 흡수와 모세관현상 그리고 수화작용에서 발생하는 흡입(suction)으로 인해 염화 이온이 피복영역까지 훨씬 빠르게 이동한다. 그러나 염화물의 존재는 강재의 수동적 손실만을 발생시킨다. 부식과정에서 음전하 반응을 일으키기 위해서는 산소가 필요하다. 젖은 콘크리트는 산소의 흐름을 억제하고 그로 인해 부식률을 아주 크게 감소시킨다. 콘크리트의 수분상태는 구조물의 개별 부재에 발생하는 대기후와 미기후에 의해 달라진다. 조수를 받는 구조물에서 미기후는 변동하는 조위와, 특히 해수나 물보라에 의한 침수된 후 건기의 지속시간과 관련이 있다. 지속적으로 물에 잠겨 있는 콘크리트나 차가운 기후, 온난한 기후 및 약간 온도가 높은 기후에서 조수간만으로 인해 표면이 규칙적으로 젖거나 마르는 콘크리트도 해수에 포화된 상태이며 염화물 유도 부식의 위험이 적어진다. 염화물 유도 부식이 가장 위험한 영역은 불규칙적으로 젖거나 마르는 곳이며 이러한 상황은 아래와 같은 곳에 발생한다. :

- 계절적인 원인이나 기압의 변화 또는 다른 이유로 인해 평균 해수면이 매년 변화하는 장소
- 드라이독(dry dock), 수문, 선양장과 같은 곳
- 볼라드, 계선 윈치 또는 해수를 이용한 소화전 인근
- 물이 튀거나 불규칙적인 침수가 발생하는 고조위나 바로 위
- 해수에 노출된 교각이나 지하구조물 및 터널
- 앞서 언급한 조건들을 악화시키는 자연적, 인공적으로 매우 건조한 장소

확산, 흡수, 모세관현상, 수두차에 의한 침투와 염분이 침투할 수 있는 환경과 같은 다양한 염화물 운반 메커니즘의 영향은 그림(5-22)와 같다.



그림(5-22) 해양구조물에 염화물 운송과정

염화물이 포함된 물에 직접적으로나 혹은 빈번하게 접촉하는 곳에서는 염화물 운송의 주요과정은 확산이다. 그림(5-22)의 상부와 같이 불규칙적으로 젖는 곳에서는 더 큰 피해를 주는 다른 현상이 발생할 수 있다. 위에 언급된 상황 중에서 가장 위험한 지역 역시 확산보다는 다른 운송과정이 지배적이다.

무근콘크리트는 동결융해, 마모, 염류풍화, 황산염 피해 등 모든 가능한 사안에 대해 고려하여 설계하여야 한다. 철근콘크리트는 시멘트 유형과 시멘트 유형에 따른 적절한 피복두께 등을 포함하여 무근콘크리트의 노출환경에 따른 요구사항과 동일하게 설계되어야 한다.

황산염의 피해는 젖은 상태가 유지되거나 낮은 수온에서 더 크게 발생한다. 염류풍화와 동결융해 피해는 조간대 지역이나 물이 튀기는 지역에서 더 크게 나타난다.

3.2 노출환경의 분류

3.2.1 일반사항

다양한 열화 메커니즘이 진행되는 각각의 세부적인 환경을 참고문헌 4)에서 분류하였다. 대부분의 상황과 해수에서 하나 이상의 메커니즘을 조합하여 고려해야 하지만 그럼에도 불구하고 위의 분류법이 이전의 코드들에 비해 세부적일 뿐만 아니라 현실적이어서 실제 사용에 적합하다. 그러나 일반적인 건축 관련 규정이 “특별 구조물”로 분류되는 해양 및 하천 구조물의 전체적인 설계나 세부사항 규정, 사양에 대해 적절한 것은 아니다. 해양 및 하천 구조물은 본 기준을 적용해야 하며 엔지니어와 설계자가 통제해야 한다.

3.2.2 염화물 (chlorides)

앞서 열화 프로세스에서 언급한 것과 같이 습윤상태는 염화물의 통과 과정과 이에 따른 전기화학적인 부식에 결정적인 영향을 미친다. 가장 중요한 대기후적인 요소는 온도와 강우량으로 이들은 화학반응 속도와 콘크리트 피복의 건조특성을 결정한다. 강우량, 습도 및 해수면과 관련된 부재의 위치는 콘크리트의 습윤 상태를 결정하고 이에 따른 염화물 침투의 수동성을 파괴하며 산소를 촉매로 하는 부식과정을 촉진시킬 수도 있다. 온난한 기후에서는 콘크리트의 습윤과 건조 깊이가 20mm를 넘지 않는다. 자연적으로 또는 인공적으로 생성된 매우 건조한 환경에서는 깊이가 75mm～100mm에 이른다.
염화물 유도 부식에 영향을 주는 대기후는 아래의 네 가지로 구분된다.

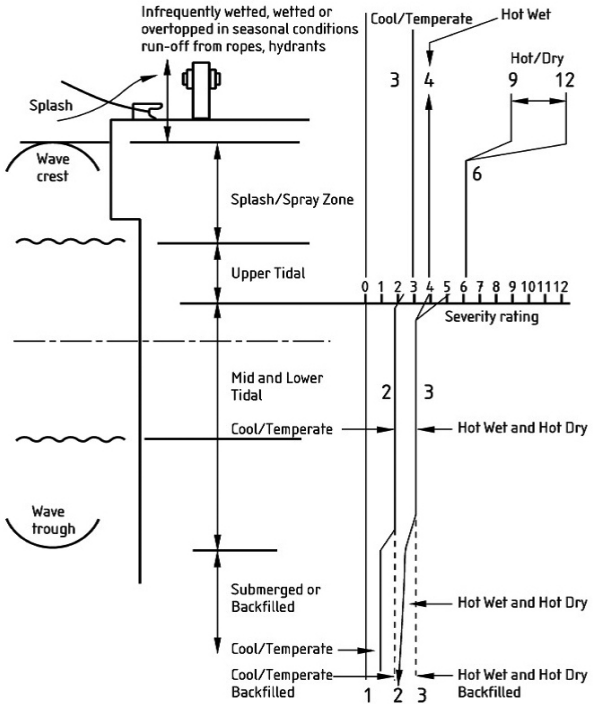
- 결빙을 유발할 정도로 추운 지역
- 온난한 지역
- 고온 다습한 지역
- 고온 건조한 지역

염화물 유도 부식에 영향을 주는 미기후는 아래의 세 가지로 구분된다.
- XS1 해수에 직접 접촉하지는 않으나 염분을 포함한 공기에 노출된 부재
- XS2 해수에 잠긴 부재
- XS3 조간대나 물이 튀기는 위치 혹은 물보라가 발생하는 위치에 있는 부재

이러한 구분은 해양구조물에 맞닿은 조건에 따라 세분화할 필요가 있다. XS2항의 경우, 구조물 전체가 물에 잠긴 경우와 한쪽 면은 잠기고 한쪽 면은 건조한 경우(수두보다 낮은 경우)로 구분할 수 있다. 그러나 해양구조물의 경우, 대기후와 습윤 상태에 따라 XS2와 XS3를 다음과 같이 구분하는 것이 바람직할 수도 있다.

- 조간대의 중/하부와 뒷채움 구역 (지속적으로 물에 잠기는 경우 XS2와 비슷하다)
- 조간대 상부와 모세관 현상이 발생하는 구역
- 물이 튀기는 구역과 물보라가 발생하는 구역
- 대체적으로는 건조하나 간혹 젖게 되는 구역

서늘하거나 온난한 지역에서는 마지막 두 개의 구역은 비슷한 양상을 보인다. XS2의 세부적인 분류 중 해수에 잠긴 구조물의 건조한 내면은 XS3의 범주에 포함된다. 다양한 대기후와 미기후 조건에서 구조물의 노출환경은 그림(5-23)과 같다. 일반적으로 영국은 온난한 기후에 속한다. 그림(5-23)에서는 부식 정도를 1～12로 표시하였는데, 이를 통해 동일한 철근 콘크리트 부재가 서로 다른 해양환경에 노출된 경우, 각각의 염화물 유도 부식 속도를 근거로 하여 네 가지 기후에 따른 상대 부식률을 비교할 수 있다. 그림(5-23)는 다양한 대기후와 미기후 환경에서 XS2와 XS3의 상대적인 심각도를 보여주고 있다. 염화물이 포함된 공기에 노출된 경우는 현장의 대기후와 미기후에 따라 결정된다. 염화물이 포함된 공기는 습윤 상태나 혹은 건조 상태의 연무로 운송되며 철근의 부식은 표면에 내리는 비에 희석되어 공급된다.



그림(5-23) 12단계로 분류된 철근의 염화물 유도 부식 등급

3.2.3 황산염 (sulfates)

토양과 지하수위에서의 황산염 노출 정도는 일반적으로 황산이온의 농도와 관련이 있다. 참고문헌 5)에 이와 관련된 내용이 기술되어 있다. 그러나 해수에는 염화물이 있기 때문에 황산염에 의한 피해가 줄어든다. 일반적인 해양 설계 규정에 의하면 포틀랜드 시멘트로만 구성된 콘크리트의 경우, 트리칼슘 알루민산염(C3A)의 양을 8%로 하면 보통의 저항력을, 5% 이하로 할 경우 완벽한 저항력을 가질 수 있다. 그러나 트리칼슘 알루민산염의 양을 13%까지 증가시킬 경우 염화물로 인한 부식의 저항력을 높일 수 있다. 시멘트 및 고로슬래그 또는 미분재를 포함한 혼합시멘트도 역시 황산염에 대한 저항력을 증가시킬 수 있다.

황산염은 화학적 피해를 주는 다양한 원인과도 관련이 있으며 아래와 같이 분류할 수 있다. 그러나 해수에서는 아래의 분류를 적용하지 않는다.

- XA1 약한 화학적 피해
- XA2 보통의 화학적 피해 또는 해수 노출 환경
- XA3 매우 높은 화학적 피해

3.2.4 동결융해 (freeze-thaw)

동결융해의 분류는 아래와 같다.

- XF1 제빙염(de-icing salt)이 없는 보통의 수분 포화 상태
- XF2 제빙염(de-icing salt)이 있는 보통의 수분 포화 상태
- XF3 제빙염(de-icing salt)이 없는 높은 수분 포화 상태
- XF4 제빙염(de-icing salt)이 있는 높은 수분 포화 상태

영국의 해역에서는 동결융해가 심각하게 나타나지는 않는다. 동결융해의 피해는 영국의 해역보다 더 추운 지방에서 발생한다. 설계자는 영국 이외의 해양 환경에서 작업하거나, 영국의 도로와 접근도로에 제빙염을 사용할 경우 동결융해에 대해 숙지하고 있어야 한다. 어떠한 경우에도 적절한 지침을 따라야 한다.

3.2.5 피복두께

시멘트의 유형에 따른 피복두께는 다음의 표와 같다.

표(5-36) 최대 크기 20mm인 보통골재를 사용한 50년 내구수명의 구조물에서의 제한사항

노출환경		염이 있는 공기 노출			자주 침수되는 환경				가끔 침수되는 환경 (조간대 위, 물보라, 물튀김 영역, 물에 잠긴 구조물의 건조한 면)		
					물에 잠긴 영역		조간대 아래, 뒷채움				
		XS1			XS2		XS2/XS3		XS3		
실린더/큐브 최소 강도		C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C25/30	C30/37	C25/30	C40/50	C30/37	C25/30
허용 시멘트		포틀랜드 시멘트 내황산염 포틀랜드 시멘트 포틀랜드 슬래그 시멘트 포틀랜드 플라이애쉬 시멘트 A	고로슬래그 시멘트 포틀랜드 플라이애쉬 시멘트 B	고강도 고로슬래그 시멘트 포졸란 시멘트	포틀랜드 시멘트 내황산염 포틀랜드 시멘트 포틀랜드 슬래그 시멘트 포틀랜드 플라이애쉬 시멘트 A	고강도 고로슬래그 시멘트 포졸란 시멘트	포틀랜드 시멘트 내황산염 포틀랜드 시멘트 포틀랜드 슬래그 시멘트 포틀랜드 플라이애쉬 시멘트 A	고강도 고로슬래그 시멘트 포졸란 시멘트	포틀랜드 시멘트 황산염저항 포틀랜드 시멘트 포틀랜드 슬래그 시멘트 포틀랜드 플라이애쉬 시멘트 A	고로슬래그 시멘트 포틀랜드 플라이애쉬 시멘트 B	고강도 고로슬래그 시멘트 포졸란 시멘트
허용 혼합 비율 (질량%)	고로 슬래그	≤=35	35<ggbs<80	50<ggbs<80	≤=50	50<ggbs<80	≤=50	50<ggbs<80	≤=35	35<ggbs<80	50<ggbs<80
	미분 연료재	≤=20	20<pfa<55	35<pfa<55	≤=35	35<pfa<55	≤=35	35<pfa<55	≤=20	20<pfa<55	35<pfa<55
최대 물시멘트비		0.45	0.50	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.40	0.50	0.50
최소 시멘트 함유량 (kg/m^3)		350	340	320	320	320	360	360	400	360	360
최소 피복두께		40	40	40	40	40	50	50	60	50	40

표(5-37) 최대 크기 20mm인 보통골재를 사용한 100년 내구수명의 구조물에서의 제한사항

노출환경		염이 있는 공기 노출			자주 침수되는 환경				가끔 침수되는 환경 (조간대 위, 물보라, 물튀김 영역, 물에 잠긴 구조물의 건조한 면)		
					물에 잠긴 영역		조간대 아래, 뒷채움				
		XS1			XS2		XS2/XS3		XS3		
실린더/큐브 최소 강도		C40/50	C35/45	C30/37	C30/37	C25/30	C30/37	C25/30	C55/65	C40/50	C30/37
허용 시멘트		포틀랜드 시멘트 내황산염 포틀랜드 시멘트 포틀랜드 슬래그 시멘트 포틀랜드 플라이애쉬 시멘트 A	고로슬래그 시멘트 포틀랜드 플라이애쉬 시멘트 B	고강도 고로슬래그 시멘트 포졸란 시멘트	포틀랜드 시멘트 내황산염 포틀랜드 시멘트 포틀랜드 슬래그 시멘트 포틀랜드 플라이애쉬 시멘트 A	고강도 고로슬래그 시멘트 포졸란 시멘트	포틀랜드 시멘트 내황산염 포틀랜드 시멘트 포틀랜드 슬래그 시멘트 포틀랜드 플라이애쉬 시멘트 A	고강도 고로슬래그 시멘트 포졸란 시멘트	포틀랜드 시멘트 황산염저항 포틀랜드 시멘트 포틀랜드 슬래그 시멘트 포틀랜드 플라이애쉬 시멘트 A	고로슬래그 시멘트 포틀랜드 플라이애쉬 시멘트 B	고강도 고로슬래그 시멘트 포졸란 시멘트
허용 혼합 비율 (질량%)	고로 슬래그	≤=35	35<ggbs<80	50<ggbs<80	≤=50	50<ggbs<80	≤=50	50<ggbs<80	≤=35	35<ggbs<80	50<ggbs<80
	미분 연료재	≤=20	20<pfa<55	35<pfa<55	≤=35	35<pfa<55	≤=35	35<pfa<55	≤=20	20<pfa<55	35<pfa<55
최대 물시멘트비		0.40	0.45	0.50	0.55	0.55	0.50	0.50	0.35	0.40	0.45
최소 시멘트 함유량 (kg/m^3)		400	360	340	320	320	360	360	400	370	370
최소 피복두께		50	40	40	50	50	60	60	80	60	50

3.3 균열 (crack, BS5400-4:1990)

3.3.1 설계 균열 폭

(1) 중실 사각단면, T형 빔의 웹 부분 그리고 요철이 없는 중실 단면에서 설계 균열 폭은 아래의 식을 통해 구한다.

$$\text{설계 균열 폭} = \frac{3a_{cr}\varepsilon_m}{1+2(a_{cr}-c_{nom})/(h-d_c)} \tag{5-72}$$

여기서,

a_{cr} : 균열면에서 철근면까지의 최단거리 ($= \sqrt{s^2+d^2} - \frac{d_b}{2}$)

s : 철근간격

d : 균열면에서 철근 중심까지의 피복두께

d_b : 철근 직경

c_{nom} : 철근면까지의 최단길이

d_c : 압축영역의 높이

h : 단면의 높이

ε_m : $\varepsilon_1 - \left[\frac{3.8b_t h(a'-d_c)}{\varepsilon_s A_s(h-d_c)}\right]\left[\left(1-\frac{M_q}{M_g}\right)10^{-9}\right]$, ε_1 중 큰 값

ε_1 : 인장 선단에서의 변형률

b_t : 인장철근의 도심에서의 단면 폭

a' : 압축선단에서부터 균열면까지의 거리

M_g : 영구하중에 의한 모멘트

M_q : 활하중에 의한 모멘트

ε_s : 인장철근의 변형률

A_s : 인장철근의 면적

(2) 인장을 받는 플랜지, 박스 빔의 인장부, 중공 슬래브에서 설계 균열 폭은 아래의 식을 통해 구한다.

$$\text{설계균열 폭} = 3a_{cr}\varepsilon_m \tag{5-73}$$

3.4 구조물의 유지관리 (maintenance, BS 6349-2:2010)

구조물의 내구성은 운영과 유지관리 전략에 따른 효과를 감안하여야 한다. 정기적인 유지관리가 불가능한 경우에는 구조물의 내구성 설계를 더욱 강화해야 한다. 구조물은 운영자의 유지능력에 맞게 설계되어야 한다. 만약 유지관리 전략이 확립되지 않은 경우에는 육상에서 쉽게 접근할 수 있는 구조물을 제외하고 구조물의 정기적인 유지관리가 되지 않는 것으로 간주한다.

5-2-3 사용성 설계

1. 처짐의 제한

1.1 일반사항

해양구조물, 특히 거대 안벽은 설계수명 동안의 변위가 매우 크게 발생할 수 있다. 따라서 적절한 Eurocode의(BS EN 1990~BS EN 1999) 기준에 따라 설계하여야 한다. 또한 배의 접안을 위해 안벽의 형상이 적절하게 유지되는지 또는 다른 운영 요구사항에 적합한지와 같은 장기적인 이동 현상에 대하여도 고려하여야 한다. 최종적으로 정렬된 크레인 레일 역시 운영 가능한 한계치를 유지하여야 한다. 만약 안벽의 이동이 한계를 넘어서는 경우, 크레인 레일을 안벽의 정면에 연결시켜 유지시키거나 크레인 레일을 조정하여 복구해야 하는 경우도 있다.

1.2 제티, 플랫폼, 크레인 레일

일반적인 고속도로 차량이나 화물 취급 장비를 위한 제티와 플랫폼의 변위는 다음 규정에 따라 제한된다.

- BS EN 1992-1-1:2004, 7.4절 콘크리트 구조물의 변위
- BS EN 1993-1-1:2005, 7.2절 강구조물의 변위, 해양구조물의 처짐은 표(5-38)을 사용한다.
- BS EN 1993-2:2006, C1.2.2 데크와 거더의 변위
- BS EN 1993-6:2007, 7.3 크레인 레일의 변위

  note 1. 최초 설치 시에 BS ISO 12488-1의 class 2의 크레인이 오차 한계 이내인 경우로 제한하여 사용
- 각각의 경우에 맞도록BS EN 1992-1-1과 BS EN 1993-1-1, BS EN 1993-2, BS EN 1993-6의 사용한계상태를 사용

표(5-38) 해양구조물의 운영 시 변위 한계

Deflection type	Structure type	Deflection limit	Additional comment
Vertical deflections	Cantilevers	Length/180	For petrochemical or similar pipelines, use Length/200.
	Spanning beams	Span/200	Unless the beam supports special claddings or coatings requiring a more restricted deflection control. For petrochemical or similar pipelines, use Span/400.
Horizontal deflection	Tops of piled bents or columns	Height/300 with a maximum of 100 mm	—
Dynamic effects (for motions in vertical or horizontal direction)	Generally	Refer to BS EN 1990:2002 +A1:2005, Annex A2	—

1.3 석유화학 또는 유사한 물품 운송을 위한 파이프라인이 설치된 도교 (trestle)

석유화학 제품이나 유사한 물품을 운송하는 파이프라인 같이 민감한 항목이 설치된 트레슬의 경우 허용변위를 결정할 때에 다른 위험요소가 있는지 고려하여야 한다. 구조물의 변위는 표(5-38)을 따른다. 배치를 결정할 경우 온도와 침하에 의한 작용을 고려하여야 하며, 파이프라인은 불필요한 영향을 받지 않도록 트레슬에 연결되어야 한다. 그리고 파이프를 지지하는 크로스헤드의 변위차를 제한하여서 변위차가 다른 하중들과 조합되었을 때 파이프라인에 파열이 일어날 수 있는 추가응력이 발생하지 않도록 하여야 한다. 이런 변위는 하중 변화, 수평 풍하중, 온도 변화에 의해 유발되는 트레슬의 탄성변형에 의해 발생할 수 있다. 구조물과 석유화학 또는 유사한 물품을 운송하는 파이프라인은 변형의 제한과 파이프의 청소와 수리의 목적으로 액체를 배출시키기 위해 역변형(precamber)할 수 있다.

5-2-4 내진설계

1. 내진설계의 일반사항

1.1 No-collapse requirement

구조물에 지진이 발생하였을 경우, 구조물은 국부적으로 혹은 전체적으로 붕괴되지 않도록 설계되어야 한다. NCR(No-collapse requirement)은 T_L의 평균 재현주기 동안 P_R의 확률로 발생하거나 혹은 T_R의 재현주기에 발생할 수 있는 지진을 기준으로 설계하며, 변수의 상관관계식은 아래와 같다.

$$T_{NCR} = -\ T_L / \ln(1 - P_{NCR}) \tag{5-74}$$

여기서,

T_{NCR} : T_R의 No-collapse requirement (450년)
T_L : 평균 재현주기 (50년)
P_{NCR} : P_R의 No-collapse requirement (10%)

위의 식과 변수는 Eurocode에서 추천하는 식과 값이지만 실제 영국은 low seismicity 지역이기 때문에 재현주기 450년은 거의 위험이 없는 재현주기가 된다. 따라서 영국지역에서는 재현주기를 450년이 아닌 2500년으로 설정하고 중요도계수(importance factor, γ_I)를 1.0으로 하도록 하고 있다. 그러나 PD6698에 의하면 site-specific하게 구하고자 하는 경우 Eurocode를 따르도록 명시하였고 실제 대부분의 설계지역이 영국이 아닌 다른 지역이기 때문에 Eurocode의 식을 따르도록 한다.

1.2 damage limitation requirement

구조물에 지진이 발생하였을 경우, 구조물은 구조물의 피해나 사용 불가능성으로 인한 손실이 구조물 자체의 비용보다 훨씬 큰 경우가 발생하지 않도록 설계하여야 한다. DLR(damage limitation requirement)의 상관관계식은 위에 언급된 NCR의 상관관계식과 동일하며, 변수의 값은 아래와 같다.

$$T_{DLR} = -\ T_L / \ln(1 - P_{DLR}) \tag{5-74}$$

여기서,

T_{DLR} : T_R의 damage limitation requirement (95년)
T_L : 평균 재현주기 (10년)
P_{DLR} : P_R의 damage limitation requirement (10%)

2. 지반등급 분류

지반은 지층학적 프로파일과 파라미터에 따라 A, B, C, D, E으로 분류되며, 표(5-39)와 같다. 지반의 분류는 기본적으로 전단파 속도(shear wave velocity, vs,30)를 기준으로 분류하며 만약 전단파 속도를 이용하지 못하는 경우에는 N_{SPT}의 값을 사용한다.
평균적인 전단파 속도($v_{s,30}$)는 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\Sigma_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \tag{5-75}$$

만약 지반이 특별한 지반등급인 S1과 S2에 하나 이상의 조건에 부합된다면 그 지반은 내진과 관련하여 특별한 연구가 필요하다.

표(5-39) 지반 등급 분류표

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	_	_
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with v_s > 800 m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index (PI > 40) and high water content	< 100 (indicative)	_	10 - 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

3. 탄성응답 스펙트럼(elastic response spectrum)

3.1 설계 지반가속도

설계 지반가속도(a_g)는 아래의 식을 통해 구한다.

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \tag{5-76}$$

여기서,

γ_I : 중요도 계수 (아래 3.2 중요도 계수 참조)

a_{gR} : 재현주기 T_R일 때 지반가속도

3.2 중요도 계수(γ_I)

구조물의 중요도 계수는 인명의 손실, 안전, 사회적·경제적 손실에 따라서 표(5-40)과 같이 4등급

으로 분류된다. 표(5-40)에 따르면 잔교식 안벽에 대한 언급은 없으나 대부분의 잔교식 안벽의 경우, 사회 간접자본으로써 붕괴 시 경제적 손실이 크기 때문에 중요도 등급 III 또는 IV를 사용하는 것이 적절한 것으로 판단된다.

표(5-40) 중요도 등급표

중요도 등급	구조물 유형	중요도 계수(γ_I)
I	농업 구조물과 같이 공공의 안전에 영향을 거의 미치지 않는 구조물	0.8
II	일반적인 건축 구조물	1.0
III	학교, 회의장, 문화회관과 같이 지진으로 인한 붕괴의 관점에서 중요한 구조물	1.2
IV	병원, 소방서, 발전소와 같이 지진으로 인한 붕괴의 관점에서 상당히 중요한 구조물	1.4

3.3 수평 탄성응답 스펙트럼(S_e)

수평 탄성응답 스펙트럼(S_e)은 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$
\begin{aligned}
&0 \le T \le T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1)\right] \\
&T_B \le T \le T_C \quad : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \\
&T_C \le T \le T_D \quad : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5\left[\frac{T_C}{T}\right] \\
&T_D \le T \le 4s \quad : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5\left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right]
\end{aligned}
\qquad (5\text{-}77)
$$

여기서, T_B, T_C, T_D: 표(5-41, 5-42) 참조

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \ge 0.55$ (ξ : 구조물의 damping ratio)

Eurocode에서는 지진의 표면파 규모(surface-wave magnitude)가 5.5 이상인 경우에는 type 1을 사용하고 5.5보다 작은 경우에는 type 2를 사용하도록 명시하고 있다.

표(5-41) type 1에 해당하는 수평 탄성응답 스펙트럼의 파라미터

Ground type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

표(5-42) type2에 해당하는 수평 탄성응답 스펙트럼의 파라미터

Ground type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

3.4 수직 탄성응답 스펙트럼(S_{ve})

수직 탄성응답 스펙트럼(S_{ve})은 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$
\begin{aligned}
&0 \le T \le T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3.0 - 1)\right] \\
&T_B \le T \le T_C \quad : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \\
&T_C \le T \le T_D \quad : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0\left[\frac{T_C}{T}\right] \\
&T_D \le T \le 4s \quad : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0\left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right]
\end{aligned}
\tag{5-78}
$$

여기서, T_B, T_C, T_D, a_{vg} : 표(5-43) 참조

η : 3.3 수평 탄성응답 스펙트럼 절 참조

수직 탄성응답 스펙트럼에서 사용되는 type 1과 type 2의 분류는 3.3 수평 탄성응답 스펙트럼 절과 동일한 기준으로 분류한다.

표(5-43) 수직 탄성응답 스펙트럼의 파라미터

Spectrum	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Type 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Type 2	0,45	0,05	0,15	1,0

4. 거동계수(behaviour factor)

거동계수(q)는 비탄성 구조해석의 도입을 방지하기 위하여 구조물의 부재나 혹은 다른 메커니즘을 통한 에너지의 소산을 응답스펙트럼을 기초로 하여 탄성적으로 해석하기 위한 계수이다. 거동계수는 부재의 재료나 구조물의 형태와 관련된 연성등급에 따라 다양하지만, 잔교식 안벽의 경우 구조물 분류상 교량의 형식에 가깝다. 또한 BS EN 1998-2:2005의 4.1.6에 따르면 깊은 물이나 큰 파일 캡의 아래에 있는 파일 부두와 같이 점검과 수리를 위한 접근이 용이하지 않은 구조물은 제한된 연성(limited ductile) 항목을 사용하도록 명시하고 있다. 표(5-44)는 교량의 거동계수를 표로 분류하였다.

표(5-44) 교량의 거동계수, q

Type of Ductile Members	Seismic Behaviour	
	Limited Ductile	Ductile
Reinforced concrete piers:		
Vertical piers in bending	1,5	3,5 $\lambda(\alpha_s)$
Inclined struts in bending	1,2	2,1 $\lambda(\alpha_s)$
Steel Piers:		
Vertical piers in bending	1,5	3,5
Inclined struts in bending	1,2	2,0
Piers with normal bracing	1,5	2,5
Piers with eccentric bracing	-	3,5
Abutments rigidly connected to the deck:		
In general	1,5	1,5
Locked-in structures (see. **4.1.6(9), (10)**)	1,0	1,0
Arches	1,2	2,0

* $\alpha_s = L_s/h$ is the shear span ratio of the pier, where L_s is the distance from the plastic hinge to the point of zero moment and h is the depth of the cross-section in the direction of flexure of the plastic hinge.

For $\alpha_s \geq 3$ $\quad \lambda(\alpha_s) = 1,0$

$3 > \alpha_s \geq 1,0$ $\quad \lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$

5. 설계 스펙트럼(design spectrum)

5.1 수평 설계 스펙트럼(S_d)

수평 설계 스펙트럼(S_d)은 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$
\begin{aligned}
&0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] \\
&T_B \leq T \leq T_C \quad : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \\
&T_C \leq T \leq T_D \quad : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}\left[\frac{T_C}{T}\right] \geq \beta \cdot a_g \\
&T_D \leq T \leq 4s \quad : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}\left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right] \geq \beta \cdot a_g
\end{aligned}
\qquad (5\text{-}79)
$$

여기서, β : 0.2

5.2 수직 탄성응답 스펙트럼(S_{vd})

수직 설계 스펙트럼(S_{vd})은 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$
\begin{aligned}
0 \le T \le T_B \quad &: S_{vd}(T) = a_{vg}\left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] \\
T_B \le T \le T_C \quad &: S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \frac{2.5}{q} \\
T_C \le T \le T_D \quad &: S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \frac{2.5}{q}\left[\frac{T_C}{T}\right] \quad \ge \beta \cdot a_{vg} \\
T_D \le T \le 4s \quad &: S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \frac{2.5}{q}\left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right] \ge \beta \cdot a_{vg}
\end{aligned}
\tag{5-80}
$$

6. 지진하중의 조합

6.1 수평 지진하중의 조합

수평 지진하중의 조합은 아래의 식을 사용한다.

$$
\begin{aligned}
&E_{Edx} + 0.3E_{Edy} \\
&0.3E_{Edx} + E_{Edy}
\end{aligned}
\tag{5-81}
$$

여기서,

E_{Edx} : x축으로 발생하는 지진하중

E_{Edy} : y축으로 발생하는 지진하중

6.2 수직 지진하중의 조합

만약 수직 지진하중이 0.25g보다 큰 경우 아래의 구조물은 수직 지진하중을 포함하여 내진설계를 하여야 한다.

(1) 수평이거나 혹은 수평에 가까운 구조물의 부재가 20m 이상인 경우
(2) 수평이거나 혹은 수평에 가까운 캔틸레버 부재가 5m 이상인 경우
(3) 수평이거나 혹은 수평에 가까운 프리스트레스 부재
(4) 빔을 지지하는 기둥
(5) 기초가 독립된 구조물

수직 지진하중의 조합은 아래의 식을 사용한다.

$$
\begin{aligned}
&E_{Edx} + 0.3E_{Edy} + 0.3E_{Edz} \\
&0.3E_{Edx} + E_{Edy} + 0.3E_{Edz} \\
&0.3E_{Edx} + 0.3E_{Edy} + E_{Edz}
\end{aligned}
\tag{5-82}
$$

여기서, E_{Edz} : z축으로 발생하는 지진하중

7. 시간이력 해석(time-history analysis)

7.1 일반사항

지진운동은 지반가속도의 시간이력과 속도 및 변위와 같은 관련된 양으로 표현할 수 있다. 설계상에 구조물의 공간모형(spatial model)이 필요한 경우, 지진운동은 동시에 작용하는 세 가지의 지진파(accelerograms)를 조합하여 사용할 수 있다. 설계의 적용조건과 정보가 실제로 적용 가능한 경우, 지진운동은 인공지진파(artificial accelerograms)나 혹은 기록 또는 모의 지진파(recorded or simulated accelerograms)를 사용하여 기술할 수 있다.

7.2 인공지진파

인공지진파는 인공지진파의 시간이력이 5%의 감쇠율을 적용한 탄성응답 스펙트럼에 부합하도록 생성하여야 한다. 만약 대상 부지의 데이터를 사용하지 못하는 경우, 최소 시간이력 Ts는 10초로 한다. 인공지진파는 다음의 규칙을 따라야 한다.

(1) 최소 세 가지의 지진파를 사용하여야 한다.

(2) 주기가 0일 때의 평균 가속도 값은 대상 부지의 ag·S보다 작아서는 안 된다.

(3) 지진파가 작용하는 방향으로 구조물이 갖는 기본주기를 T1이라 할 때 0.2T1과 2T1 사이의 주기에서, 모든 시간이력으로부터 계산된 평균 5% 감쇠율을 갖는 탄성 스펙트럼의 값은 5% 감쇠율을 갖는 탄성응답 스펙트럼의 90%보다 작아서는 안 된다.

7.3 기록, 모의지진파

대상 부지에서 기록된 지진파나 혹은 진앙과 이동경로의 메커니즘을 모의 해석하여 생성된 지진파는 원 지진파의 형태나 대상 부지의 지반조건에 알맞게 생성되어야 한다. 지진파의 크기는 고려하는 영역에 a_g·S의 값에 맞게 규모를 조정한다.

[참고문헌]

1) Building Research Establishment, Alkali Aggregate Reaction in Concrete, BRE Digest 363
2) Comite Euro-international DU Beton (CEB) (1989), Design Guide, Durable Concrete Structures,
3) Concrete Society(1996), Concrete Society Discussion Document CS109 - Developments in Durability Design and Performance-based Specification of Concrete, Slough
4) Concrete Society(1996), Developments in Durability, Design and Performance Testing, Special Publication 109, Slough
5) Department for Communities and Local Government(2006), Guide to the Use of EN 1990 Basis of Structural Design
6) Lawrence Martin, John Purkiss(2006), Concrete Design to EN 1992. Elsevier
7) L. Gardener, D. A. Nethercot(2004). Designer's Guide to EN 1993-1-1, Eurocode 3, Design of Steel Structures, General Rules and Rules for Buildings, Thomas Telford
8) Permanent International Association of Navigation Congress(PIANC) (1997), Recommendations for the Construction of Breakwaters with Vertical and Inclined Concrete walls
9) Rautaruukki Oyj. Hannu Vainio(2000), Design Handbook for Rautaruukki Structural Hollow Sections, Ruukki
10) R. S. Narayanan, A. Beeby(2005), Designer's Guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2, Eurocode 2, Design of Concrete Structures, General Rules and Rules for Buildings and Structural Fire Design, Thomas Telford
11) The Concrete Centre(2010), Worked Examples to Eurocode 2

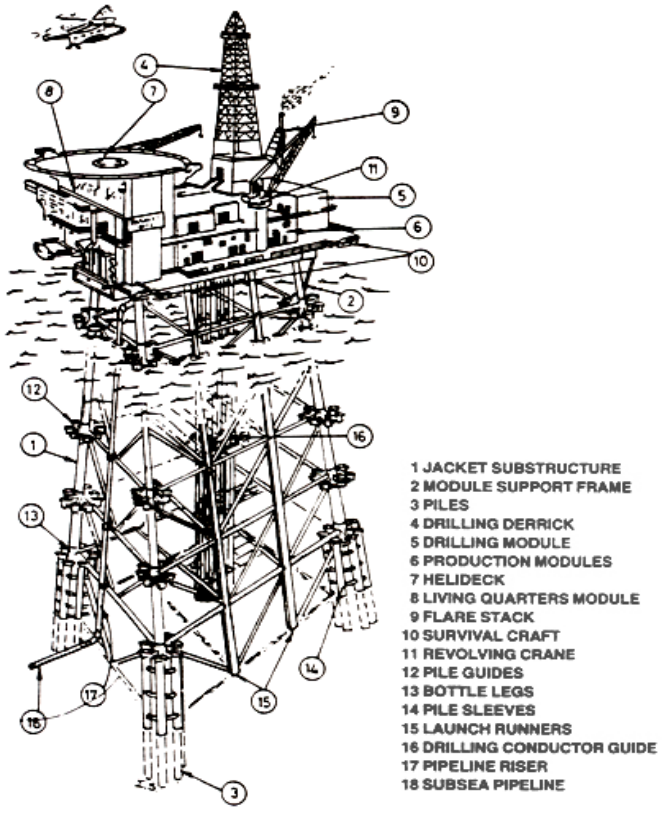
제 6 장 해상 자켓구조물

국내에서는 해상 자켓구조물의 설계에 대한 명확한 설계기준이 정립되어 있지 않은 관계로 국내·외 해양구조물 설계기준 및 시공 사례를 조사하여 비교·분석 후 자켓식 구조물에 대한 설계기준에 및 시방사항을 제시한다.

6-1 해상자켓구조물 설계일반

1. 자켓구조물 정의

항만 접안시설 (breasting dolphin) 및 하역시설 (unloading platform)을 지지하거나, 해상플랫폼 (offshore platform)의 데크(deck) 및 상부 모듈(module)을 지지하는 하부 구조물로서 해저면까지의 steel truss(주로 tubular 부재 사용)로 구성되어 여러 개의 말뚝에 힘이 동시에 작용하도록 엮어주는 역할을 하며, 상부 platform은 말뚝 기초와 자켓(jacket), 그리고 자켓구조물 상부에 설치되어지는 데크 구조물 및 각종 부속물들로 이루어진다.



그림(6-1) 자켓구조물 정의

2 국내외 자켓구조물 설계기준 및 지침

2.1 고정식 자켓구조물의 설계기준

- API RP 2A (LRFD) : planning, designing and constructing fixed offshore platforms, 2007
- API RP 2A (WSD) : planning, designing and constructing fixed offshore platforms, 2007
- API RP 2T : planning, designing and construction tension leg platforms, 2010
- DNV-OS-J101 : design of offshore steel structures, general(LRFD), 2008
- DNV-OS-J101 : design of offshore wind turbine structures, 2011
- DNV-OS-J201 : offshore substations for wind farms, 2009
- Norsok standard N-001 : integrity of offshore structures
- Norsok standard N-003 : action and action effects
- Norsok standard N-004 : design of steel structures
- IEC 61400-1 : design requirements, 2005
- IEC 61400-3 : design requirements for offshore wind turbines, 2009
- CIGRE-483 : guidelines for the design and construction of AC offshore substations for wind power plants

2.2. 철골 구조물의 설계기준

- AISC : specification for design, fabrication and erection of structural steel of buildings
- AWS D1.1 : structural welding code
- ASCE 7-98 : minimum design loads for building and structures
- ASTM : application of materials specified in civil/structural specification
- UBC : uniform building code

2.3. 국내 관련 설계기준

- 고정식 해양구조물 기준 (한국선급)

3. 자켓구조물 설계수명

3.1 설계수명

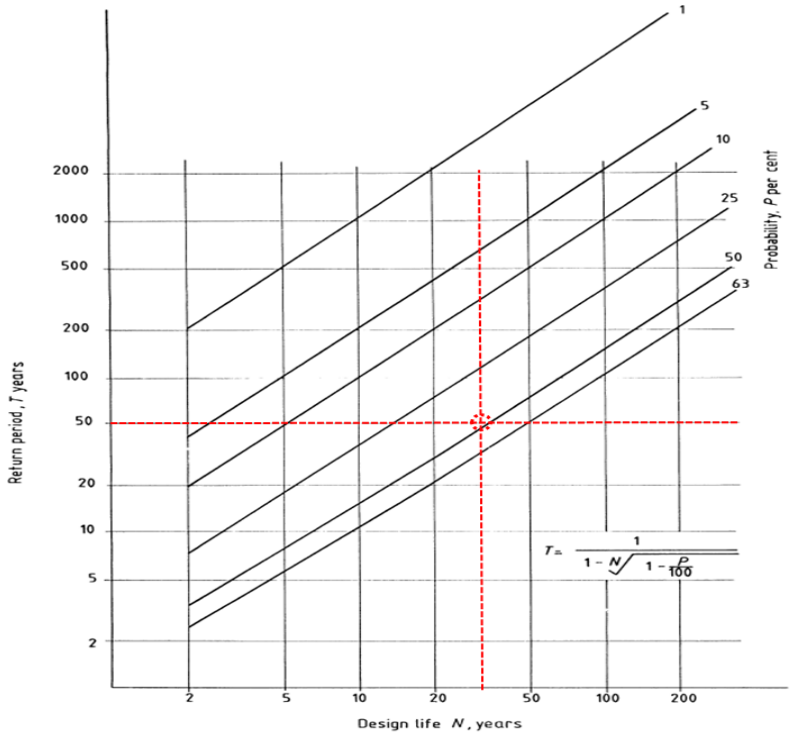
· 해상 자켓구조물의 내구연한(design service life)은 열악한 해양환경 하에서 구조물의 기능과 충분한 운영이 가능한 기간으로 중요도에 따라 design life가 결정된다.

· 해상 자켓구조물의 내구연한을 결정하기 위하여 해외의 해상 자켓구조물 및 풍력단지의 관련문헌과 건설사례를 조사하여 비교·분석한 결과, 구조물 설계수명은 해상 지지 구조물의 설계수명인 30~50년을 적용하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

3.2 환경하중 재현빈도

· 환경하중의 재현빈도(return period)는 구조물의 설계수명과 구조물의 사용 중 발생할 수 있는 환경하중의 빈도분석에 의하여 산정할 수 있으며, 구조물 설계수명, 환경하중 재현빈도 및 환경하중 초과 확률의 관계는 다음과 같다.

· 해상 자켓구조물에는 구조물 설계 수명 50년에 대하여 발생초과확률 약 39%를 적용하여 환경하중의 재현빈도를 100년으로 적용하기를 제안한다.



NOTE *T* is the return period of a particular extreme wave condition in years.
P is the probability of a particular extreme wave condition occurring during design life *N* years.

Figure 2 — Relationship between design life, return period and probability of exceedence

그림(6-2) 설계 수명 및 발생 확률 분포도

4. 설계기준별 하중계수 및 저항응력

고정식 해양구조물 (offshore fixed jacket structure)에 대한 구조해석 및 설계의 적정성을 검토하기 위하여 해외에서 널리 적용하고 있는 설계기준인 API-RP-2A의 허용응력 설계법(WSD), 하중저항계수 설계법(LRFD) 및 LRFD에 근거한 DNV의 해석기준이 적용되며, 기준별 응역검토 비교 및 적용 하중계수/저항계수는 다음과 같다.

4.1 설계기준별 응력검토 비교표

표(6-1) 설계기준별 응력검토 비교표

stress	API-WSD	API-LRFD	DNV-LRFD
axial tension	3.2.1 Ft = 0.6·Fy	D.2.1 ft ≤ ϕtFy ϕt=0.95	6.3.2 Nsd ≤ NtR,d = Afy/γm γm=1.15
axial compression	3.2.2.1 - column buckling Fa=((1-(kl/r)^2)Fy)/(5/3+3(kl/r)/8Cc-(kl/r)^3/8Cc^3) for kl/r < Cc Fa=12π^{2}E/23(kl/r)^2 for kl/r > Cc - local buckling elastic local buckling stress Fxe=2CEt/D inelastic local buckling stress Fxc=Fy(1.64-0.23(D/t)$^{1/4}$)≤Fxe Fxe=Fy for D/t≤60	D.2.2 fc ≤ ϕcFcn ϕc=0.85 - column buckling Fcn=(1-0.25λ^2)Fy λ<21/2 Fy/λ^2 λ≥21/2 λ=[KL/πr](Fy/E)$^{1/2}$ Fy in above equation is lesser of Fxe, Fxc, or Fy - local buckling elastic local buckling stress Fxe=2CxE(t/D), Cx=0.3 D/t<300 inelastic local buckling stress Fxc=Fy[1.64-0.23(D/t)$^{1/4}$] D/t>60 Fxc=Fy D/t≤60	6.3.3 Nsd ≤ Nc,Rd = Afc/γm γm=1.15 λ<0.5 γm=0.85+0.6λs 0.5≤λ≤1.0 γm=1.45 λ<1.0 λs=σcsd(fy/fcle)$^{1/2}$/fcl+(σp,sd/fh)^2(fy/fhe)$^{1/2}$ fc=(1-0.28λ^2)fy λ<1.34 0.9fy/λ^2 λ>1.34 λ=kl/πi(fcl/E)$^{1/2}$ fcl in above equation is given by lesser of expressions below local buckling fcl=fy fy/fcle≤0.17 fcl=(1.047-0.274fy/fcle)fy 0.17<fy/fcle<1.911 fcl=fcle fy/fcle>1.911 fcle=2CeEt/D Ce=0.3
bending	3.2.3 Fb=0.75Fy for D/t≤1,500/Fy Fb=(0.84-1.74FyD/Et)Fy for 1,500/Fy<D/t≤3,000/Fy Fb=(0.72-0.58FyD/Et)Fy for 3,000/Fy<D/t≤300	D.2.3 fb ≤ ϕbFbn ϕb=0.95 Fbn=(Z/S)Fy D/t≤10340/Fy(Fy in MPa) Fbn=[1.13-2.58FyD/Et](Z/S)Fy 10340/Fy<D/t≤20680/Fy Fbn=[0.94-0.76FyD/Et](Z/S)Fy 20680/Fy<D/t≤300 Z : plastic section modulus S : elastic section modulus	6.3.4 Msd≤MRd=fmW/γm see above for γm fm=(Z/W)Fy fyD/Et≤0.0517 fm=[1.13-2.58FyD/Et](Z/W)Fy 0.0517<fyD/Et≤0.1034 fm=[0.94-0.76FyD/Et](Z/W)Fy 0.1034<fyD/Et≤120fy/E W=(π/32)[D^4-(D-2t)^4]/D Z=[D^3-(D-2t)^3]/6
shear	3.2.4 beam shear fv=V/0.5A torsional shear fvt=Mt(D/2)/Ip	D.2.4 beam shear fv ≤ ϕvFvn fv=2V/A ϕv=0.95 Fvn=Fvtn = fy/3$^{1/2}$ torsional shear fvt ≤ ϕvtFvtn fvt=MvtD/2Ip	6.3.5 beam shear Vsd ≤ VRd = 0.5Afy/(31/2γm) γm=1.15 torsional shear MTsd ≤ 2Ipfy/(D31/2γm) γm=1.15
tension and bending	3.3.2 fa/0.6Fy+(fbx^2+fby^2)$^{0.5}$/Fb≤1.0	D.3.1 1-cos[(π/2)ft/(ϕtFy)]+[fby^2/fbz^2]$^{0.5}$/ϕbFbn≤1, ϕt=ϕb=0.95	6.3.8.1 (Nsd/NtRd)1.75+(Mysd^2+Mzsd^2)$^{1/2}$/MRd≤1.0
compression and bending	3.3.1 fa/Fa+Cm(fbx^2+fby^2)$^{0.5}$/(1-fa/Fe')Fb≤1.0	D.3.2 fc/(ϕcFcn)+{[Cmfby/(1-fc/(ϕcFey)]^2+[Cmzfbz/(1-fc/(ϕcFey)]^2}$^{0.5}$/(ϕbFbn)≤1, and 1-cos[(π/2)fc/(ϕcFxc)]+[fby^2/fbz^2]$^{0.5}$/(ϕbFbn)≤1 Fc < ϕcFxc ϕc=0.85, ϕb=0.95	6.3.8.2 Nsd/NcRd+1/MRd{[CmyMysd/(1-Nsd/Ney)]^2+[CmzMzsd/(1-Nsd/Nez)]}$^{0.5}$≤1.0, and Nsd/NcRd+(Mysd^2+Mzsd^2)$^{1/2}$/MRd≤1 NcRd=fclA/γm Ney=π^{2}EA/[kl/i]y^2 Nez=π^{2}EA/[Kl/i]z^2 K and Cm from table 6-2

4.2 설계기준별 하중계수 및 저항응력

각각의 설계기준에서 규정하고 있는 대표적인 하중계수 및 저항응력은 다음과 같다.

표(6-2) 설계기준별 하중계수 및 저항계수

code	condition	load combination		resistance stress	
		dead	environ.		
API RP 2A (WSD)	operation	1.0	1.0	$f_a = \frac{f_y}{S.F}$	
	extreme	1.0	1.0	1/3 increase of f_a : f_a - 허용응력	
API RP 2A (LRFD)	operation	1.3	1.2	$f_r = \phi f_y(\frac{Z}{S})$	f_y - 항복응력 ϕ=0.85 - axial ϕ=0.95 - bending
	extreme	1.1	1.35		
DNV (LRFD)	operation	1.0	1.3	$f_r = \frac{f_y}{\gamma}(\frac{Z}{S})$	γ=1.15 (ϕ=0.87)
	extreme	1.0	1.3		

4.3 설계기준 적용성 검토

· API에서 수행한 설계법의 연구·비교와 자켓구조물에 대한 구조해석 및 code별 응력비에 대한 비교·검토에 의하면, gravity 하중이 지배하중일 시에는 WSD에 의한 설계법이 더 보수적으로 평가되며, 환경하중이 지배하중일 시에는 LRFD에 의한 설계법이 더 보수적인 것으로 조사되었다. (API-RP-2A-LRFD section Comm. 5.0). 이는 LRFD의 설계법에서 환경하중이 갖는 불확실성에 대하여 더욱 큰 하중 Factor를 적용함에 기인하는 것으로 판단된다.

· 아울러, 설계방법에 있어서는 LRFD 설계법이 세계적인 추세이며, 하중 계수 안전율의 결정을 발생확률에 기초한 구조신뢰성 이론에 의거하여 보정함으로써 보다 합리적인 설계법인 LRFD 설계법을 적용하기를 제안한다.

· 해상 자켓구조물 설계의 적용코드로는 현재 해양구조물 설계에 많은 설계에 적용되었고, 특히 불확실한 해양환경하중에 대하여 더욱 큰 하중증가계수를 적용하는 API-RP-2A-LRFD를 main code로 적용하며, 부분적으로 DNV-LRFD code를 참고하기를 제안한다.

5. 자켓구조물 재료기준

5.1 강재의 분류

· 해상 자켓구조물에 적용되는 강재는 API-RP-2A에서 strength level과 welding 특성에 따라 steel group과 class의 특성에 따라 platform의 각 요소에 적절한 steel을 선택하여 설계하여야 한다.

5.1.1 steel group

· group Ⅰ: 항복강도가 40ksi(280MPa) 미만인 mild steel로 아래의 carbon equivalent가 일반적으로 0.4%이하이다. 또한 AWS D1.1의 어떠한 welding process도 적용 가능하다.

· group Ⅱ : 항복강도가 40ksi(280MPa)부터 52ksi(360MPa)까지로 group Ⅰ과 groupⅢ의 중간이며, carbon equivalent는 0.45%정도이다. 용접은 low hydrogen welding process를 사용하여야 한다.

· group Ⅲ : 항복강도가 52ksi(360MPa) 이상인 고강도강(high strength steel)으로 아래사항에 대한 검토가 이루어져야 한다.

- weld-ability와 special welding process의 사용 필요성
- higher working stress에 의한 fatigue
- notch toughness

5.1.2 steel classes

· class A : 빙점 이하의 온도에서 사용하기 적당하며 위의 조건들 보다 심각한 조건으로 인하여 아주 높은 notch toughness가 요구될 때 사용한다. 아주 심한 경우에는 가장 낮은 예상 작업온도 보다 36°F～54°F(20℃～30℃)만큼 낮은 온도 하에서 charpy test를 요구하기도 하는데 보통 class A steel은 -4°F에서 -40°F(-20℃～-40℃)까지의 범위에서 class B에서 나타낸 정도의 charpy V-notch energy를 가지게 된다. 이러한 높은 notch toughness는 큰 결함으로 부터의 brittle fracture를 방지하며 crack의 진전을 막아주게 된다.

· class B : 두께, 냉간가공, 구속조건, 응력집중, 충격하중 및 redundancy 부족 등으로 인하여 좀 더 높은 notch toughness가 요구될 때 사용한다. 온도가 50°F에서 32°F(10℃～0℃)까지의 범위에서 groupⅠ steel의 경우는 15ft·lbs 정도의 charpy V-notch energy를 가져야 하며, groupⅡ steel의 경우는 25ft·lbs정도의 charpy V-notch energy를 가져야 한다.

· class C : 빙점 이상의 온도에서 사용되며 충격시험의 규정화가 필요치 않다. 이러한 steel은 제한된 두께, 크지 않은 응력집중, quasi-static loading과 structure redundancy가 충분해서 한 부재의 파괴가 전체구조물에 크게 영향을 미치지 않는 조건하에서 사용된다. 예로서는 piling, jacket braces & leg, deck beam & leg 등이다.

5.2 강재 규격

· 구조강의 형태에는 I-beam, angle, channel과 같은 structural shape와 plate, pipe 등이 있다. API-RP-2A에서는 structural shape & plate pipe로 나누어 yield strength와 tensile strength에 따른 여러 종류의 steel을 앞 절의 steel group과 class로 분류함으로써 설계자가 쉽게 알맞은 steel을 선택하여야 한다.

5.2.1 structural steel plates and shapes

· 규정하는 두께 이상의 steel을 사용할 경우에는 steel 분류 groupⅢ의 사항들에 대한 검토가 이루어져야 한다.

5.2.2 structural steel pipe

· 특별한 경우를 제외하고는 seamless 또는 welded pipe를 사용하여야 하며 plate로 pipe를 제작할 때는 steel plate에 대한 규격을 적용하여 API. Spec 2b, ASTM A139, ASTM A252, ASTM A381 또는 ASTM A671에 따라 제작하여야 한다.

표(6-3) structural steel shapes

Group	Class	ASTM Specification & Grade	Yield Strength ksi	Yield Strength MPa	Tensile Strength ksi	Tensile Strength MPa
I	C	ASTM A36 (to 2 in. thick)	36	250	58–80	400–550
		ASTM A131 Grade A (to $^1/_2$ in. thick)	34	235	58–80	400–550
I	B	ASTM A709 Grade 36T2	36	250	58–80	400–550
II	C	ASTM A572 Grade 42 (to 2 in. thick)*	42	290	60 min.	415 min.
		ASTM A572 Grade 50 (to 2 in. thick; S91 required over $^1/_2$ in.)*	50	345	65 min.	450 min.
II	B	ASTM A709 Grades 50T2, 50T3	50	345	65 min.	450 min.
		ASTM A131 Grade AH32	45.5	315	68–85	470–585
		ASTM A131 Grade AH36	51	350	71–90	490–620

*Maximum Vanadium Level Permitted = 0.10% V.

표(6-4) structural steel pipe

Group	Class	Specification & Grade	Yield Strength ksi	Yield Strength MPa	Tensile Strength ksi	Tensile Strength MPa
I	C	API 5L Grade B*	35	240	60 min.	415 min.
		ASTM A53 Grade B	35	240	60 min.	415 min.
		ASTM A135 Grade B	35	240	60 min.	415 min.
		ASTM A139 Grade B	35	240	60 min.	415 min.
		ASTM A500 Grade A (round)	33	230	45 min.	310 min.
		(shaped)	39	270	45 min.	310 min.
		ASTM A501	36	250	58 min.	400 min.
I	B	ASTM A106 Grade B (normalized)	35	240	60 min.	415 min.
		ASTM A524 Grade I (through $^3/_8$ in. w.t.)	35	240	60 min.	415 min.
		Grade II (over $^3/_8$ in. w.t.)	30	205	55–80	380–550
I	A	ASTM A333 Grade 6	35	240	60 min.	415 min.
		ASTM A334 Grade 6	35	240	60 min.	415 min.
II	C	API 5L Grade X42 2% max. cold expansion	42	290	60 min.	415 min.
		API 5L Grade X52 2% max. cold expansion	52	360	66 min.	455 min.
		ASTM A500 Grade B (round)	42	290	58 min.	400 min.
		(shaped)	46	320	58 min.	400 min.
		ASTM A618	50	345	70 min.	485 min.
II	B	API 5L Grade X52 with SR5 or SR6	52	360	66 min.	455 min.
II	A	See Section 8.2.2				

*Seamless or with longitudinal seam welds.

5.3 재료 기준

5.3.1 강구조 재료기준

· 모든 강구조 재료는 다음의 재료기준에 따라 설계하여야 한다.

표(6-5) structural material properties

구 분	ASTM or API standards	
	mild steel	high strength steel
deck plate, beams, angles, channels, tees, and misc. shapes cut form plate	ASTM A36 SWS 400	-
plate girder flanges	ASTM A36	ASTM A572 Gr.50
plate girder webs	ASTM A36	ASTM A572 Gr.50
deck columns	ASTM A36 API 5L Gr.B	API 2H Gr. 42 ASTM A537 Class 1
mill manufactured pipes	ASTM A53 Gr. B	API 5L Gr. X42, X52
piles & skirt pile sleeves	ASTM A36	API 2H Gr. 42
jacket leg sections	ASTM A36	API 2H Gr.42
jacket leg joint cans and deck column joint cans	-	API 2H Gr. 42 or 50 (through THK. properties)
pad-eyes	ASTM A36	API 2H Gr. 42 or 50

5.3.2 용접용 강재강도 기준

· 구조물 제작에 사용되는 강재의 강도는 다음의 강재재료 기준을 만족하여야 한다.

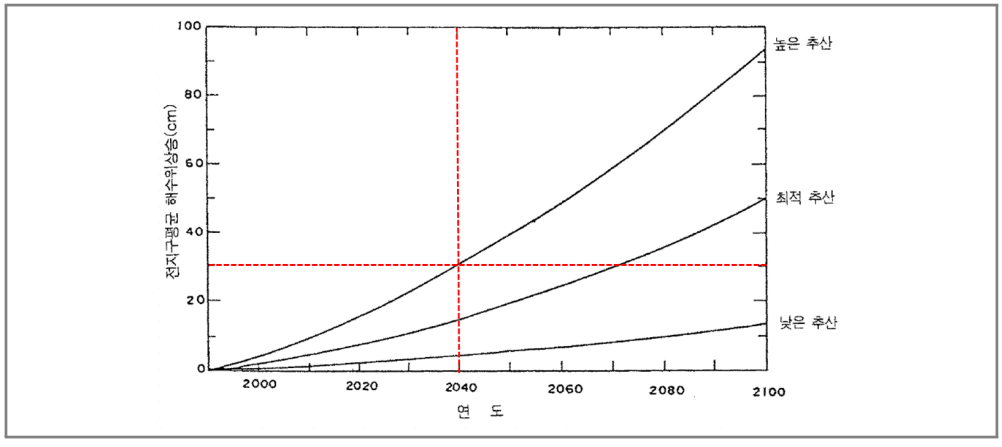
표(6-6) structural material properties

group	steel specification		minimum yield point/strength		tensile range	
			Ksi	MPa	Ksi	MPa
I	ASTM A36	-	36	250	58~80	400~550
	API 5L	grade B	35	240	60~	415~
	ASTM A106	grade B	35	240	60~	415~
	ASTM A131	grade A, B, CS, D, DS, E	34	235	58~71	400~490
	SWS 400	-	35	240	58~80	410~550
II	ASTM A588	(4″and under)	50	345	70~	485~
	API 2H	grade 42	42	290	62~80	430~550
		grade 50	50	360	70~	485~
	API 5L	grade X52	52	360	66~72	495~455
III	ASTM A572	grade 60	60	415	75~	515~

6. 해양 환경 조건

6.1 설계 조위 및 기준면

· 설계 조위면의 산정에는 항만 및 어항설계기준에서 제시하고 있는 지구 온난화에 따른 장기적인 평균해면의 상승량을 추가로 고려한다.



그림(6-3) 설계수명 25년에 대한 장기적인 평균해면 상승량도

· 해상 자켓구조물 설계에 사용되는 설계조위는 대조 시 천문조, 태풍 시 기상조(storm surge)와 온난화에 따른 해수면 상승높이의 합으로 나타나고, 이로부터 boat landing의 높이, splash zone, marine growth 적용 위치 및 구조물의 천단고 등을 결정하여야 한다. 설계수준면(datum level)은 약최저저조위(approx. L.L.W) 를 기준으로 한다.

6.2 설계 풍속

· 설계풍속은 구조물이 설치될 장소에서 측정된 풍속 통계자료나 storm의 예상풍속 분포도를 통하여 결정된다.

· 지구온난화에 따른 기후변화를 고려해 볼 때 실측 10분 평균풍속에 의한 설계풍속을 적용하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

· 국내외 해상구조물 설계에 대한 바람의 지속시간에 대한 적용은 다음과 같다.

- 3 sec fust wind : maximum wind load for individual member design
- 1 min. sustained wind : deck superstructure design
- 1 hour sustained wind : jacket substructure design

· 풍력산정은 다음의 기준에 의하여 산정한다.

$$F = \begin{cases} 0.6055\ V^2 C_S A & \text{(국제 단위계)} \\ 0.0617\ V^2 C_S A & \text{(MKS 단위계)} \end{cases}$$

[API RP2A : formula 2.3.2-8]

여기서,

F : 풍력 (kN)

V : 풍속 (m/sec)

C_s : 형상계수 (shape factor)

A : 대상면적 (m^2)

· 형상계수
- 일반부재 (H-beam) : 1.5
- 건물의 측면 (side of building) : 1.5
- 원통 단면 (cylindrical section) : 0.5
- 플랫폼의 모든 투영면(overall projected area of platform) : 1.0

6.3 설계 조류속

· 조류는 수면 아래에 위치한 하부부재에 하중을 전달하므로 고정식 구조물 설계 시 중요한 요소이며 다음과 같이 조류를 분류할 수 있다.
- major ocean surface currents(wind driven current) : 해양에서 연중 거의 같은 방향과 속도를 가진 current를 말하며 predominating world wind systems에 의해 발생하므로 이는 대기의 유동과의 대규모 작용이라고 생각할 수 있다.
- deep-running primary ocean currents : 온도차나 염도차에 의해 밀도차가 발생하고, 밀도차에 의해 생긴 current를 말한다.
- turbidity currents : underwater landslide에 의해 바닥의 sediment와 바닷물의 혼합으로 인해 국부적으로 밀도가 증가하기 때문에 발생하는 current이다.
- nearshore currents(littoral currents) : 해변에 부서지는 파에 의해 발생되는 current(longshore current)와 파의 작용에 의해 해안 쪽으로 밀려온 해수를 바다 쪽으로 밀어 보내는 current(rip current)가 속한다.
- tidal currents : tide의 수직승강(rise & fall)과 관련된 물의 수평방향 흐름이다.

6.4 설계 파고 산정

6.4.1 설계 파고 선정

· 해상 자켓구조물의 지형특성을 고려한 파랑변형 수치해석에 의한 설계파랑을 비교·분석하여 구조물 설계에 적용할 설계파랑을 추정하여 적용한다.

6.4.2 설계 파이론 선정

· 물입자의 운동방정식은 경계조건과 초기조건하에서 파랑에너지를 계산하여 속도 potential을 구하게 된다. 이중에서 자유표면 경계조건이 비선형인 관계로 여러 근사해가 가능해지고 따라서 여러 파랑이론이 개발되었다. 파랑이론은 다음과 같다.

(1) airy 파

· 파고가 파장이나 수심보다 훨씬 작다는 가정 하에 자유표면 경계조건을 선형화하여 일차항까지만 해를 구한 것이다. airy 파는 물입자의 운동이 폐쇄궤도를 형성하여 질량수송이 생기지 않는다. 그리고 입자 가속도에 있어서 고차이론과 큰 차이가 없기 때문에 inertia force가 지배적인 콘크리트나 대형구조물에 작용하는 파력을 구하는데 편리하다.

(2) stokes 파

· 비선형 경계조건의 고차 항까지 고려하여 운동방정식의 해를 구함으로써 파봉이 더 뾰족하고 파곡이 상대적으로 평평해 실제 해양 파에 더 가까운 파형을 얻을 수 있다. 또 물입자의 운동이 개방궤도를 따르기 때문에 약간의 질량수송이 발생한다. stokes 파는 입자속도를 더 잘 표현하기 때문에 drag force가 지배적인 강재 구조물 설계에 많이 쓰인다.

(3) stream function

· airy 파나 stokes 파와는 달리 속도 potential 함수를 풀지 않고 stream function으로 계산하게 된다. stream line을 가로지르는 흐름이 없다고 가정하면 자유표면과 같은 stream line을 따라 stream function은 일정해진다. 이것을 컴퓨터로 근사해를 구하면 넓은 범위에 걸쳐 비선형 항들을 잘 표현하는 효과적 파형을 얻을 수 있다.

(4) cnoidal 파

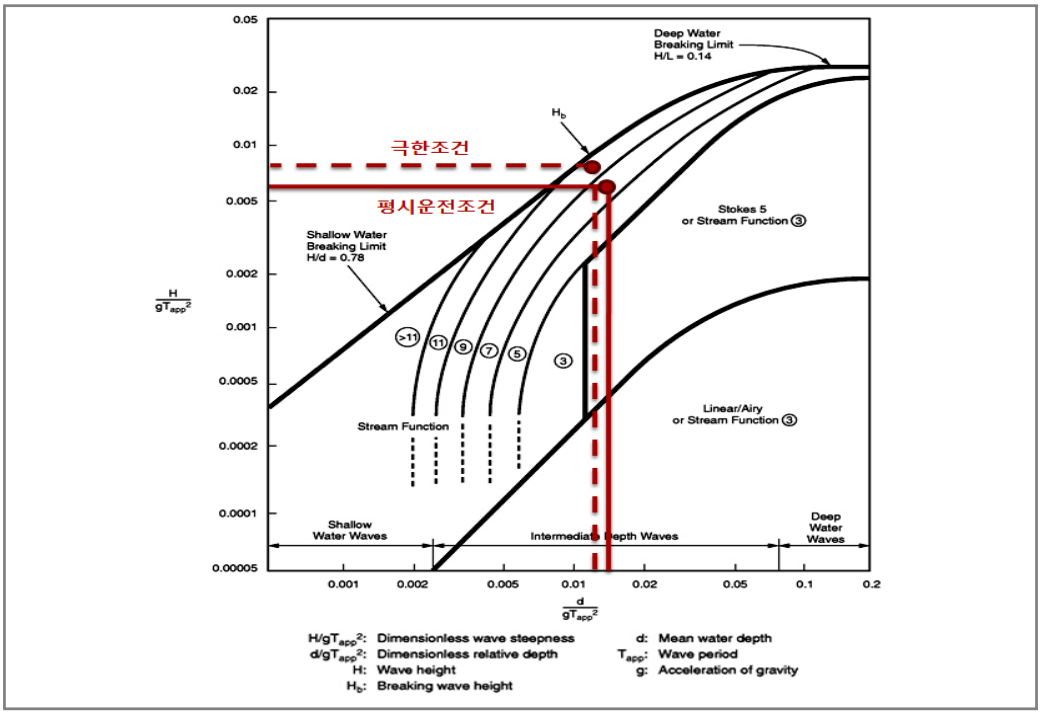
· 천해에서는 airy 파나 stokes 파와 같은 심해파가 부정확해진다. 왜냐하면 수심의 영향이 커서 더 이상 무시할 수 없기 때문이다. cnoidal 파는 stokes 파에 부가하여 수심의 효과를 근사적으로 푸는 것이기 때문에 수심에 대한 파고비(H/d)가 어느 한계이상으로 작아지면 stokes 파가 된다.

(5) solitary 파

· cnoidal 파가 천해의 한계까지 접근하면 solitary 파가 된다. 이 때 파형은 파형전체가 표준해수면 위로 올라오고, 파곡은 완전히 평평해져 파장과 주기가 무한대인 하나의 이동하는 파형처럼 된다. solitary 파는 지진해일과 같은 대형파, 천해에서의 쇄파 등에 적합하다.

(6) 적절한 파랑이론의 선택

· API RP 2A에서 추천한 파 이론을 산정에 의하여 stream function 파이론을 적용하여 파랑에너지를 산정한다.



그림(6-4) 설계파 이론 적용

6.4.3 연중 파고 데이터

· 피로해석에서는 구조물의 설계수명기간에 발생하는 연중 파랑에 의한 피로의 중첩에 의한 구조물의 피로수명을 검토하게 되므로 피로해석을 위해서는 연중파랑의 파고별 파향별 발생빈도(annual wave exceedance data)를 추정하여 적용한다.

6.5 wave kinematic factor

· API RP 2A-LRFD에서 wave kinematic factor에 대하여 tropical storms일 경우 0.85~0.95, extra-tropical storms일 경우 0.95~1.00으로 규정하고 있다.

6.6 항력계수와 관성계수

· API RP 2A-LRFD C.3.2.7에서 제안하는 항력계수와 관성계수, 즉 Cd와 Cm은 부드러운 표면에 대해서는 0.65와 1.6이며, 거친 표면에 대해서는 1.05와 1.2를 적용한다.

표(6-7) 항력계수와 관성력계수

강관 표면	C_d (항력계수)		C_m (관성력계수)	
	in-place	fatigue	in-place	fatigue
부드러운 표면	0.65	0.50	1.60	2.00
거친 표면	1.05	0.80	1.20	2.00

6.7 해수침범지역(splash zone)

· 본 대상수역의 해수침범지역의 산정은 DNV-OS-J101에 따라 저극조위 아래로 유의파고의 40%에 해당하는 높이로부터 고극조위 위로 유의파고의 60% 높이에 해당하는 높이까지의 범위에 대하여 산정해야 한다.

· 파고에 의해 해수의 침범을 받는 구조물 외부의 구역으로 해수 침범지역의 설정은 구조해석 시 두께감소 효과를 적용하고, 또한 도장사양 결정시 중요한 근거가 된다.

6.8 해양 수서생물(marine growth)

· 해양수서생물이란 해양구조물이 물에 잠겨있는 표면에 여러 생물개체들이 축적되는 것을 말하며 구조물에 대해 다음과 같은 영향을 끼친다.

- surface roughness를 늘려 drag force가 커진다.
- project area와 volume, added mass를 증가시킨다.
- protective coating을 파괴하고 crevice corrosion을 일으켜 부식을 촉진시킨다.
- inspection과 maintenance를 방해한다.

· 따라서 구조부재에 부착된 해양수서생물에 의한 파력과 조력의 증가를 고려하기 위하여 해저면(sea bed)에서부터 수면까지 강관부재의 바깥지름에 해양수서생물 부착두께를 증가시킨다. 부착생물의 밀도는 1,100kg/m^3로 적용한다.

6-2 해상 자켓구조물 설계

1. 개요

· 고정식 해양구조물은 육상에서 제작되어 현장에 운송한 후 해상에서 제 위치에 거치하고 강관말뚝을 항타하여 자켓을 고정시킨 다음 상부 구조물은 derrick crane을 이용하여 설치하는 구조물이다. 자켓은 operational과 environmental loading 모두에 대하여 구조적으로 적합하여야 할뿐만 아니라, 제작 및 설치도 용이하도록 설계되어야 한다. 그러므로 일반적인 구조물과는 달리 자켓식 해양 구조물은 미적이나 건축학적인 사항보다는 구조물의 설치방법이 설계를 지배한다. 다시 말하면, 자켓은 설치과정에 적합한 구조형태를 가진 구조물이어야 한다는 것이다.
자켓식 해양 구조물의 설계과정에서 수행되는 해석에 대해서 간략히 기술하면 다음과 같다.

· 구조물 형상도와 상부구조의 배치도가 정해지면 operational loading 및 environmental loading을 가지고 정역학적 안정성 해석(in-place analysis)을 수행한다. 다음으로 load-out analysis, transportation analysis, lifting analysis, upending analysis 등을 통하여 운송 및 설치과정의 안전성과 이 때 발생하는 응력에 대한 검토를 수행한다. 통상적으로 이러한 운송 및 설치해석 과정에 의해, 초기 정역학적 안정성 해석(in-place analysis)에서 설계된 부재 변경이 요구됨에 따라 몇 번의 반복 작업이 필요하게 된다. 그 이유는 설치해석결과 응력 조건을 만족치 않는 부재에 대해서는 그 강성을 증가시키게 되는데, 그 방법으로 직경을 증가시킬 경우는 구조물에 미치는 파력(wave force)이 증가하는 결과를 낳고, 또 다른 방법으로 부재두께를 증가시키는 경우는 구조물의 부유(flotation)특성이 변화되는 결과가 발생되기 때문이다.

· 이 밖의 중요한 고려사항으로는 dynamic analysis가 있다. dynamic analysis가 중요한 변수로 작용하는 경우는 심해에 설치되는 자켓일 경우이거나 강한 지진이 발생하는 지역일 경우가 일반적이다. 심해에 있는 자켓은 상당히 세장(slender)하여서, 천해에서는 무시될 수 있는 파랑의 dynamic으로 인하여 응력 증폭이 발생할 수 있으며 이로 인한 큰 하중이 작용할 수 있다.

· 자켓은 설계기준서를 확정한 후 기본 설계에서 결정된 부재 형상과 부재 크기를 사용하여 정역학적 안정해석을 수행한 뒤 설치해석과 dynamic analysis를 수행하게 된다. 이러한 자켓 해석과 병행하여 자켓에 부착되는 여러 부속물의 설계도 함께 이루어진다.

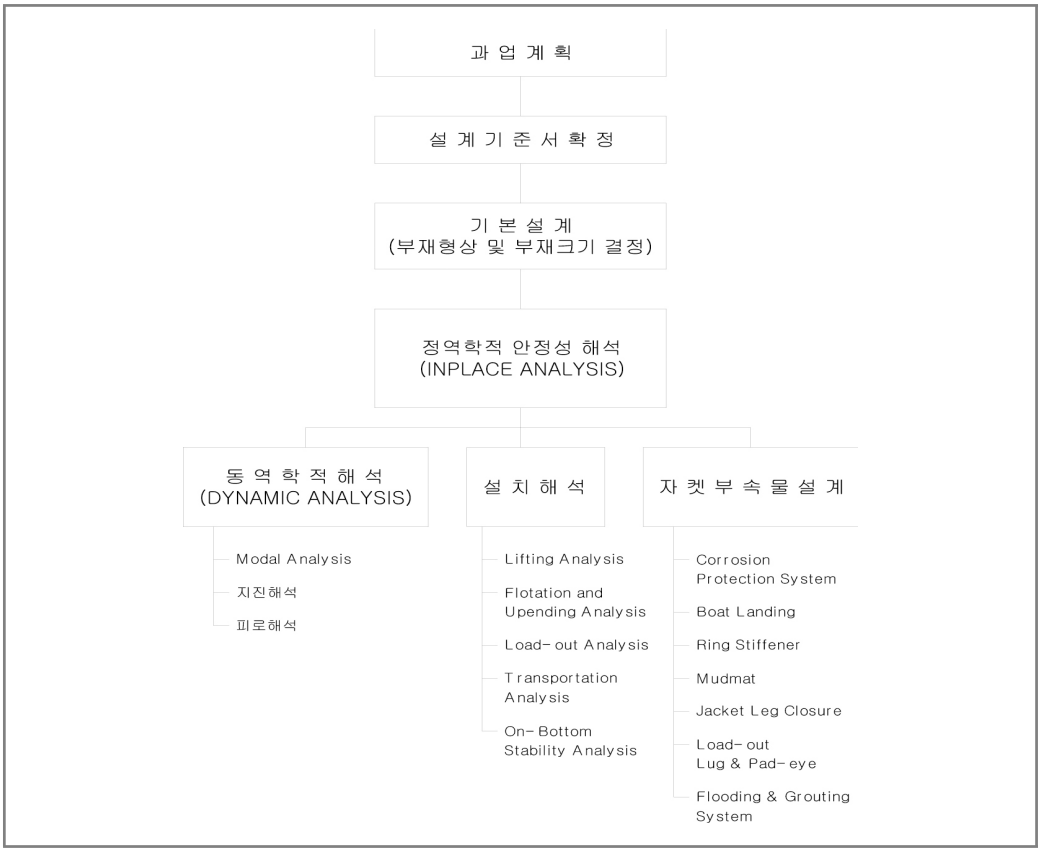
2. 자켓구조물 구조해석

2.1 설계 흐름도

· 자켓식 해상변전소 구조물의 구조해석은 말뚝(pile)과 구조물의 상호작용과 3차원적인 구조해석을 수행하기 위하여 해양구조물 전용 해석 프로그램인 SACS (structural analysis computer system) 또는 이와 유사한 기능을 보유한 프로그램을 이용한다. 특히, 자켓과 말뚝의 상호작용을 고려하기 위해서 PSI(pile structure interaction) 모듈을 적용한다.

· 정역학적 안전성 해석은 operating condition, extreme condition에 대하여 각각 수행하며, 이 수행결과를 바탕으로 AISC와 API-RP-2A LRFD에 따라 부재를 설계하고 연결부의 천공 전단력(joint punching shear)에 대해서도 검토하며, 그리고 말뚝의 응력 검토도 수행한다.

· 해상 자켓구조물의 설계흐름도 다음과 같다.



그림(6-5) 자켓구조물 설계흐름도

2.2 운영 하중

2.2.1 개요

· 구조물 설계 시 고려해야 할 하중은 사하중(Dead Load), 부력하중(buoyancy load), 기기하중(equipment load), 장비 및 케이블 하중, 진동하중(dynamic load) 및 환경하중(environmental load)인 wind, wave, current 및 지진하중(seismic load), 접안하중(berthing load)등이 있다.

2.2.2 사하중(dead load)

· 구조해석용으로 모델링한 요소의 하중은 프로그램에 의하여 자동으로 계산하고, 기타 모델링하지 않은 요소(grating, handrail, 전기cable, ladder등)는 입력하중으로 재하하며, 기타 보강재(minor stiffener)등을 감안하여 하중조합에서 자켓은 사하중의 5%, 데크는 사하중의 10%를 증가시킨다.

2.2.3 부력하중(buoyancy load)

· 물에 잠겨있는 모든 부재는 부력을 받으며 부력의 계산도 구조해석 프로그램에 의하여 자동으로 계산되며, 이때 해수의 밀도는 10.1kN/m3이다.

2.2.4 기기류 및 전기케이블 하중

· 기기류 및 전기케이블 하중은 각종 support 및 부속물의 하중이 포함되며 장비 및 기기조건에 따라 설치 시 하중, 작동 시 하중, 테스트 시 하중으로 구분된다.

2.2.5 활하중(live load)

· 상부 deck 바닥에 작용되는 활하중은 운영 및 유지보수 시 접근되는 grating 및 checkered Plate 지역에 적용한다.

표(6-8) live load

항 목	활하중 (kN/m^2)	
	전체적인 설계	국부적인 설계
grating & checkered 지역	5.0	5.0

2.2.6 UDL(uniform design load)

· 상부 deck 바닥 중 기계 및 배관이 놓이는 곳과 loading/unloading지역에 국부적인 장비하중을 배제하고 전체적인 uniform design load를 적용하여 안정성을 검토한다.

표(6-9) uniform design load

구 분	작용하중 (kN/m^2)	비 고
프로세스 및 기기 모듈	12.5	
granting 및 checkered plate	5.0	

2.3 하중 조합

· 해양변전소 구조물의 설계에 적용될 하중조합은 지지구조물에 가장 큰 지지력을 발생하고 또한 부재의 최대응력비를 검토하기 위하여, 자중에 의한 운영 시 조합, 운영시의 환경하중 조합, 극한 환경하중 조합 및 말뚝의 tension 하중 조합 등에 대하여 API-RP-2A-LRFD 기준에 의하여 다음과 같은 하중증가계수를 적용한다.

표(6-10) 하중조합

설 계 조 건	D1	D2	L1	L2	Wo	We
factored gravity loads	1.3	1.3	1.5	1.5	-	-
operating wind wave & current load	1.3	1.3	1.5	1.5	1.2	-
extreme conditions when the actions effects due to permanent and variable actions are additive	1.1	1.1	1.1	-	-	1.35
extreme conditions when the actions effects due to permanent and variable actions oppose	0.9	0.9	0.8	-	-	1.35

주) D1 = self weight of the structure.
D2 = the load imposed on the platform by weight of equipment and other objects.
L1 = live load including the weight of consumable supplies and fluids in pipes and tanks.
L2 = the short duration force exerted on the structure from operations.
Wo = the owner defined operating wind wave and current load.
We = the force applied to the structure due to the combined action of the extreme wave (typically 50-yr return period)and associated current and wind.

3. 자켓구조물 정역학적 안정성해석 (in-place analysis)

3.1 개 요

· 정역학적 안전성 해석이란 해양구조물이 설치되어 운영되고 있는 상태에서 operating condition 및 extreme condition에서 자켓구조물의 안전성을 검토하는 해석이다. 따라서 자켓뿐만 아니라 상부구조와 말뚝 등이 함께 해석되어야 하며 SACS 프로그램을 이용하여 자켓, 데크 그리고 말뚝의 해석이 동시에 이루어진다. 해양구조물이 대형이어서 부재의 절점이나 부재수가 컴퓨터 프로그램의 한계를 넘어가는 경우나 그 밖의 특수한 경우에는 분리하여 해석하는 방법도 있지만 이때에도 데크 전체의 강성과 하중 그리고 말뚝과 흙의 특성을 반드시 고려하여 자켓을 해석하여야 한다.

· 정역학적 안전성해석은 해양구조물 설계 시 가장 먼저 수행되는 해석으로 여기서 선정된 구조물 형상도를 가지고 다음 과정의 해석, 즉 피로해석과 지진해석과 같은 동역학적해석(dynamic analysis), 운송해석(transportation analysis) 그리고 설치해석(installation analysis) 등이 이루어지게 된다. 정역학적 안전성 해석을 수행하는 과정을 정리하면 다음과 같다.

3.1.1 기본설계

· 설계기본자료 검토
· 구조물 형상도 결정
· 부재크기 결정

3.1.2 구조물 형상도 작성(structural modelling)

· 기본설계로 결정된 형상도 및 부재의 크기를 사용하는 컴퓨터 프로그램의 입력자료에 삽입한다.

3.1.3 환경하중 계산

· 파력, 풍력, 조류력
· 자켓 사하중 및 부력
· 상부구조하중
· 하중조합

3.1.4 초기해석

· 프로그램의 그리기(plotting)기능을 이용하여 자켓 geometry의 coding error를 검토한다.
· coding error를 완전히 수정한 뒤 일반하중 및 해양환경 하중을 구하는 프로그램(SACS의 SEASTATE 모듈)을 이용하여 해저지반(mud-line)에서의 수직하중, 수평하중, 그리고 전도 모멘트를 구한다.

3.1.5 초기설계에 대한 검토 및 말뚝-흙의 지지조건

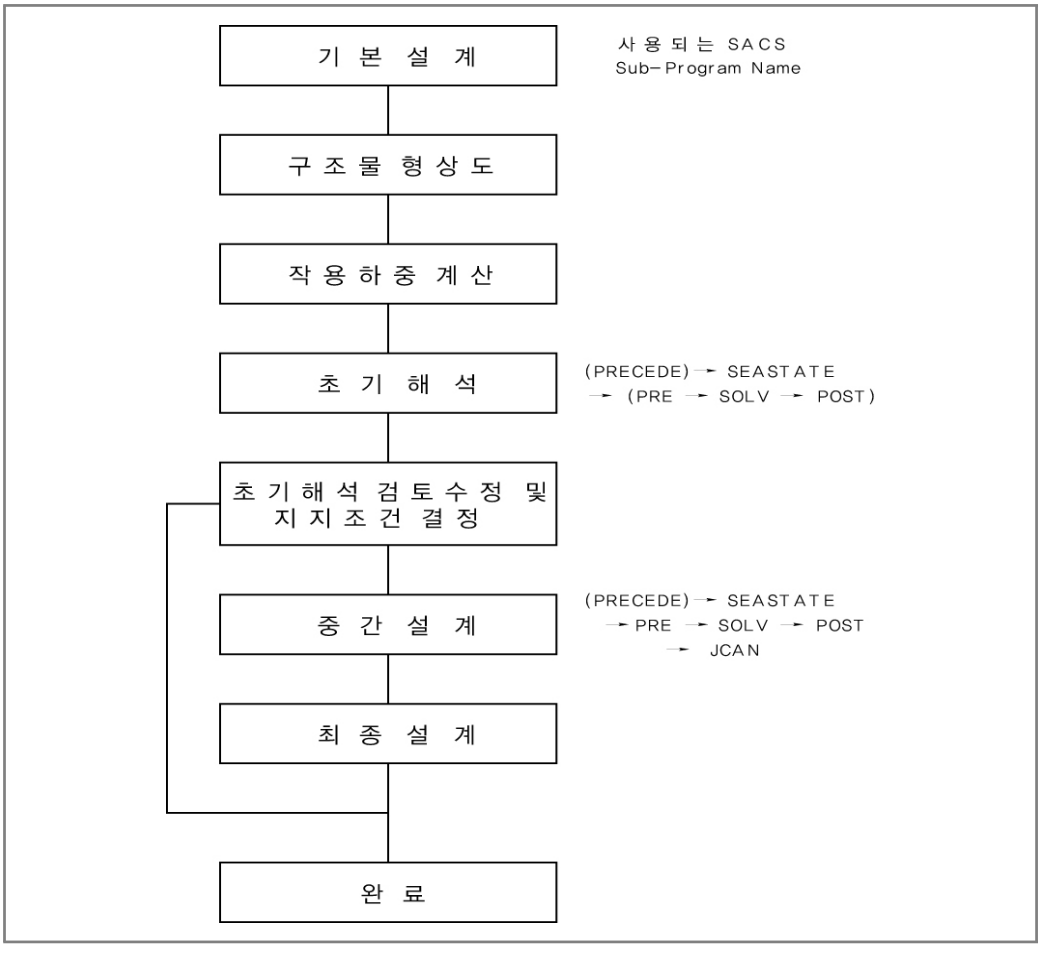
· 초기해석을 수행하여 leg batter, 주 말뚝 및 보조 말뚝의 직경과 두께 등 초기 해석 시 결정된 사항들이 적절한가를 검토하고 수정한다.
· 흙과 말뚝의 특성을 대표하는 등가의(equivalent) 스프링(spring)을 구하기 위한 작업은 지반의 P-Y data, T-Z data, 그리고 말뚝의 크기를 직접 입력함으로써 PSI 모듈에서 자동으로 이루어진다.

3.1.6 중간설계

· 모든 하중조건을 해석
· 각 부재의 응력 계산 및 각 부재의 unity check 수행

3.1.7 최종설계

· 설계가 만족스러운 단계가 될 때까지 앞 과정을 반복 수행한다. 정역학적 안정성 해석의 흐름도로 다음과 같다.



그림(6-7) 자켓구조물 정역학적 해석흐름도

3.2 PSI (pile-structure interaction)

3.2.1 개념

· SACS 프로그램의 PSI (pile structure interaction) 모듈은 정적인 하중 아래에 있는 구조물을 지지하는 말뚝(pile)의 거동을 해석하는데 사용한다. PSI는 말뚝의 수직축과 수평축의 변위와 지반의 비선형 거동을 모두 고려한다. 상부구조물의 탄성거동과 하부 기초의 비선형 거동의 상호작용을 해석하기 위하여 반복해석을 통해 수렴된 결과를 찾는다.

· PSI 해석에 사용하는 지반 데이터는 `지반조사 보고서´에 따라서 말뚝의 수직 및 수평 변위 데이터('T-Z', 'Q-Z', & 'P-Y')를 사용한다.

· 해저면의 쇄굴을 고려해야 할 시에는 쇄굴 깊이에서는 수직 및 수평의 지반 반력이 없다고 가정함으로써 안전 측으로 PSI를 해석한다.

3.2.2 PSI 해석

· 고정식 해양 구조물의 해석상 중요한 특성중의 하나는 해저면을 기준으로 상부 자켓의 선형거동과 하부 pile의 비선형적 거동이 해저면에서 일치 되도록 구속조건을 부여하여, 구조해석을 해야 함을 들 수 있다. 이와 같이 상부 구조물과 하부 pile의 거동을 상호 연관시켜 수행하는 전체적인 구조해석을 PSI (pile structure interaction) 해석이라고 한다.

· 컴퓨터를 이용한 PSI 해석에서는 해저면이라는 경계면에서 자켓(선형 부분)의 하단과 pile(비선형 부분)의 상단의 힘과 변위가 같아지는 평형상태를 reduced stiffness matrix 와 reduced force matrix에 의하여 구하게 된다. 이 평형 변위를 다른 설계하중과 함께 자켓에 작용시켜 자켓 구조해석이 수행된다. 또한 실제 흙의 강성도(stiffness)를 그대로 모델링한 pile-soil 해석 모델에 평형 변위를 적용시켜 Pile에 대한 해석도 동시에 수행하는 과정을 밟는다.

3.3 환경 하중 (environmental load)

· 해양 환경(ocean environment)은 물이라는 상당히 독특한 물질로 이루어진 환경으로써 물의 일반적 성질이 대규모로 집합적 의미를 띠고 나타나는 특성이 있다. 따라서 해양은 언뜻 보기에 정적인 모습을 지니고 있으나 약간만 더 관찰하면 쉴 새 없이 움직이며 변화하는 큰 동적 체계임을 쉽게 인지할 수 있다. 인류가 일찍부터 경험해온 여러 육상 환경이나 최근에 알게 된 우주환경에 비하면 이 해양 환경은 훨씬 강하고 접근하기 어려운 많은 제약조건을 지니고 있으며 이를 극복하기 위해선 해양환경에 대한 정확한 평가와 예측이 필수적이라 아니할 수 없다. 해양에 어떤 구조물을 설치하는데 있어서 만약 이 외부 환경 조건(environmental condition)을 과대 또는 과소평가한다면 이는 구조설계(structural de-sign)상에 안전성(Safety), 안정성(stability), 경제성(economics) 등의 문제를 야기하게 된다.

그러므로, 설계자는 그 구조물이 지지하고 있는 어떤 특정한 기능을 일정 기간 가장 좋은 효율로 유지시키기 위해 구조물이 적어도 그 기간 여러 환경조건 아래서 어느 정도의 견고성을 지니게 적정설계(optimum design)를 해야 한다는 것이다. 이와 같이 외부 환경 조건은 해양 구조물(offshore structure)을 설계하는데 있어서 가장 크고 중요한 요소로 작용하기 때문에 이러한 외부하중 자료(environmental loading data)를 관찰, 수집하고 이를 발전시켜 구조설계에 유용한 자료로 만드는 일은 상당히 중요하다 하겠다. 해양 환경이 해양 구조물에 주는 영향은 다음과 같다.

· 일반적 환경
  - 수심(water depth), 해저 지형(bottom topography), 해수 밀도(seawater density), 염도(salinity), 온도(temperature), 퇴적상태(sedimentation), 정수압(hydrostatic pressure)등
· 물리적 영향
  - 바람(wind), 파도(wave), 해류(current), 조류(tide), 빙하(ice)등
· 화학적 영향
  - 부식(corrosion), fouling등
· 생물학적 영향
  - marine growth, marine borer등
· 지질학적 영향
  - 쇄굴(scouring), 퇴적(deposition), 지진(earthquake), underwater landslide등
· 이 환경하중 절에서는 고정식 해양구조물을 설계하는데 필요한 외부하중에 관하여 기술한다.

3.3.1 파력

· 설계해역에서의 파랑 데이터나 기타 가용한 기상 데이터에 의해서 설계 파고 및 주기를 결정한 후 해당 해역의 특성에 부합되는 파이론(airy wave, stokes wave, stream function 등)을 적용하여 fluid particle kinematics(orbital motion)에 의해 유체 입자의 속도 및 가속도를 결정한 후 wave force equation에 따라 파력을 계산하게 된다.

· 항력(Cd)과 관성력(Cm)계수는 Reynolds number와 API-RP-2A에서 추천한 값을 비교하여 부드러운 표면(smooth surface)에 대해서는 0.65 와 1.6을 사용하며, 거친 표면(rough surface)에 대해서는 1.05와 1.2를 사용한다. 구조물에 미치는 파력을 산정하기 위해서 모리슨 방정식(Morrison's equation)을 이용한다.

· 또한 모델링(modeling)되지 않은 자켓부속물(jacket appurtenances)에 미치는 파랑과 조류의 영향을 고려하기 위해서 항력면적(drag area)과 부피(volume)를 SACS 프로그램의 AREA 카드(card)에 입력한다.

· 수평과 직각방향에서 지배적인 최대 전단력과 대각선 방향에서 지배적인 최대 모멘트력을 산정하기 위하여서는 파랑을 한 파장 이상으로 계속 시뮬레이션 하여야 한다. 따라서 구조물에서 전체 360°에 대하여 5°간격으로 파봉(crest)을 달리하여 파력을 산정하였고 최대 전단력과 모멘트력을 산정한다.

3.3.2 조류력

· 조류의 분류는 major ocean surface current, turbidity current , littoral current 및 tidal current 등 많은 분류가 있으며, 이들의 조합으로써 조류의 설계속도를 구해야 하는데 실측 자료가 없는 경우에는 DNV의 추천 방식에 따라 계산하기도 하는데, 이 방식으로 구하는 조류속 V(z) = Vtide(Z) + Vwind(z)로 표현되는 조류속과 풍속의 단순한 벡터(vector)합성이다.

3.3.3 풍하중

· 풍력은 API-RP-2A에 따라 산정하며, 모델링된 구조부재에 대해서는 SACS프로그램의 SEASTATE 모듈을 이용하여 자동적으로 계산한다.

· 모델링되지 않은 면적에 대해서는 계산하여 직접 입력한다.

3.3.4 파랑과 바람의 방향

· 설계하중 조건에 기술된 파랑과 바람의 방향은 8 방향에 대하여 수행하며, 모든 방향에 대하여 같은 크기의 최대 파랑과 최대 풍속을 적용한다.

3.4 기본 하중 조건

· 자켓 설계 시에 적용된 기본 하중들은 다음과 같다. 이 기본 하중들을 다시 조합하여 operating condition과 extreme condition을 만들어 구조물에 적용한다.

표(6-11) 기본 하중 조건

NO.	내 용
LC#1	구조물의 사하중
LC#2	구조물의 부속물 사하중
LC#3	건물의 사하중
LC#4	장비 하중
LC#5	활하중
LC#6	uniform design load
LC#11~LC#18	환경하중 (operating condition) : 0°~315°
LC#21~LC#28	환경하중 (extreme condition) : 0°~315°

3.5 하중 조합

· 정역학적 안정성 해석에 사용되는 하중조합 및 하중계수는 API RP 2A LRFD를 따른다.

4. 동역학적 안정성 검토

4.1 구조물 내진해석 (earthquake condition)

4.1.1 개요

· 지진하중은 구조물을 지지하는 지면의 수평방향 및 수직방향 운동 특히 수평 가속도에 의해 발생된다. 기초와 일체로 연결된 고정식 구조물인 경우 지면의 운동은 구조물에 관성력을 일으키며, 그 값은 어느 순간의 지면 가속도와 구조물 질량의 곱으로 나타내진다.

· 고정식 해양 구조물과 같은 수중 구조물에 설계지진과 설계파가 동시에 발생할 확률은 매우 작으므로 설계지진은 해석 시 파랑의 작용을 무시한다. 주위의 유체에 대한 구조물의 상대 속도가 충분히 작아서 유체를 incompressible, inviscid, irrational하다고 가정하여 유동의 관성력 영향을 부가질량(added mass)으로 포함하고, 점성력의 영향은 감쇠계수를 적절히 증가시켜 나타내어진 구조물이 대기 중에 서 있는 것으로 간주하여 해석한다.

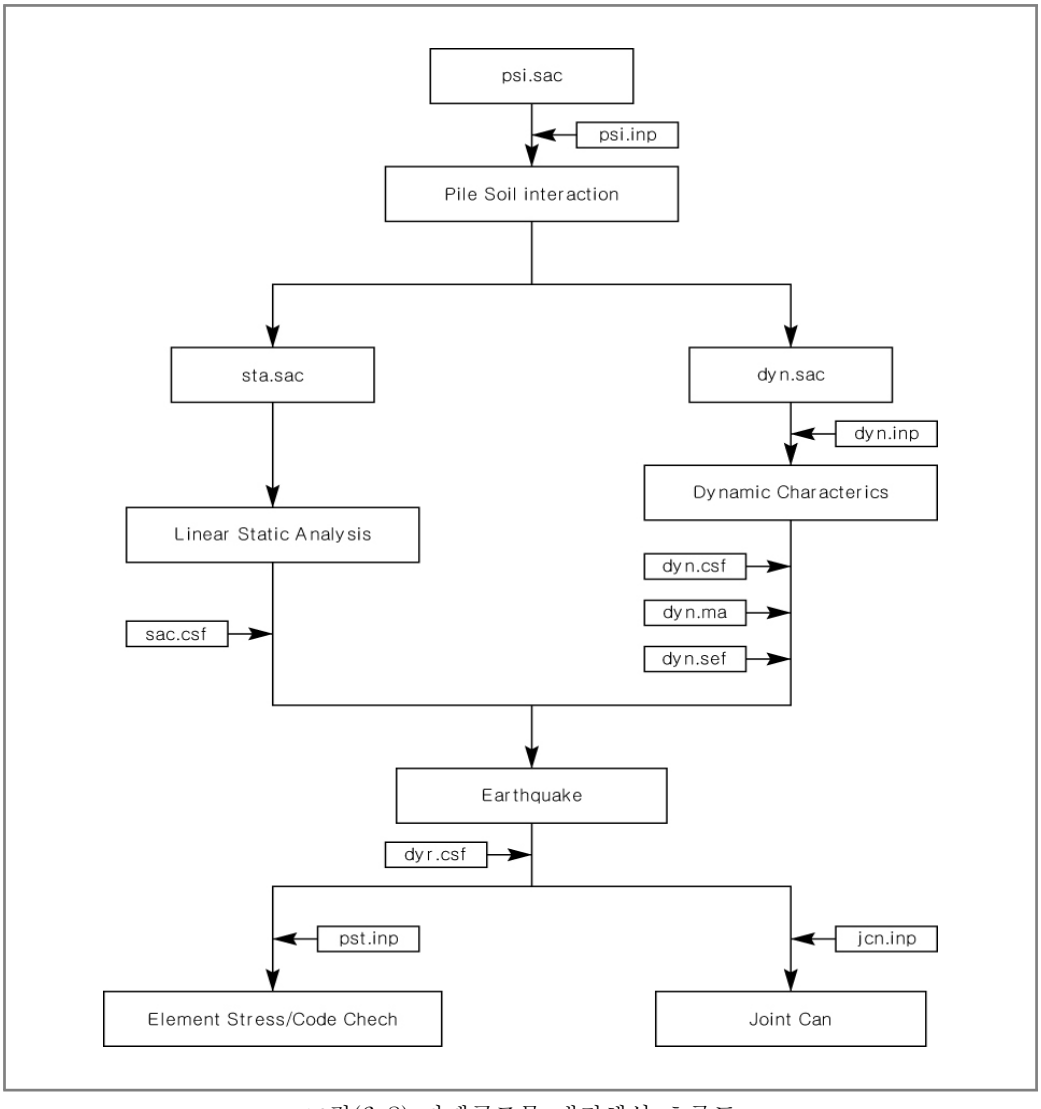
· 지진에 대한 동역학적 해석에 있어서 유용한 방법들로는 시간 영역 해석방법(time history analysis method)와 응답 스펙트럼 방법(response spectrum method)이 있다. 시간 영역 해석 방법은 과거의 기록이나 합성된 지진 기록을 사용하여 구조물을 해석하는 방법으로 구조물의 거동이 시간의 함수로 계산되고 사용된 모든 모드가 적절한 위상각으로 합성되는 장점은 있으나 해석에 많은 시간이 소요되며 또한 사용된 지진기록이 다음에 올 지진의 특성을 정확하게 나타낸다고 할 수 없으므로 지진설계에 대한 그 실효성은 제한되어 있다. 응답스펙트럼 방법은 설계 지진의 frequency contents를 예측하는데 있어서의 불확실성을 고려하기 위해 제안된 기법인데 현재 실무에서 주로 사용되고 있다. 이 방법은 각 모드에 대한 최대 동적 거동을 계산한 후 이들을 합성하여 구조물의 최대 거동을 구하는 방법이다. 따라서 자켓식 해양 구조물인 해상변전소에 대한 지진 해석은 항만 및 어항 설계기준의 응답스펙트럼을 사용하여 API RP 2A 기준에 의거한 응답스펙트럼 해석 방법을 준수하여 수행한다.

· 동적 해석은 선형적인 해석 방법을 사용하여, 모드 형상(mode shape)의 중첩을 기반으로 한다. 따라서 흙과 말뚝의 비선형적인 거동과 등가인 선형적인 말뚝 거동을 얻기 위하여 SACS의 PSI 모듈에 의한 등가선형 스프링을 모델링하여 동적구조해석의 지지조건으로 적용한다.

· 구조물의 운영 중의 내진특성을 검토하기 위하여 구조물의 운영 중 정적인 중력하중에 의한 응력과 지진에 의한 응력을 COMBINE모듈을 사용하여 CQC방법으로 합성하여 부재응력, 절점 천공응력, 말뚝응력 등을 검토한다.

4.1.2 내진해석 흐름도

· SACS 프로그램의 응답스펙트럼 해석법을 적용한 자켓구조물의 내진해석 흐름도는 다음과 같다.



그림(6-8) 자켓구조물 내진해석 흐름도

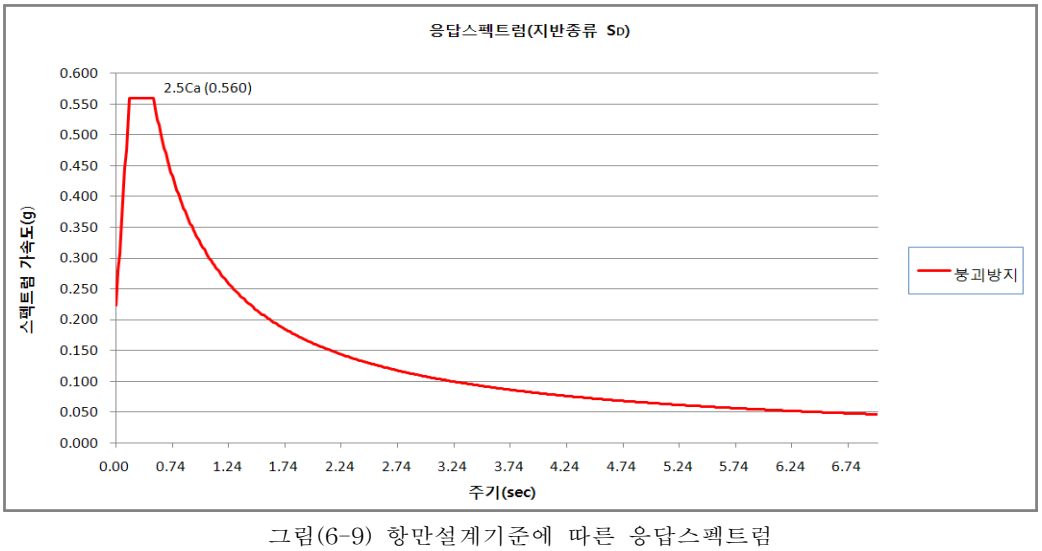
4.1.3 응답스펙트럼

· 내진설계는 API RP 2A의 dynamic response procedure에 따르며 응답스펙트럼은 항만 및 어항설계기준을 적용한다. 항만 및 어항설계기준의 내진설계 규정은 UBC97의 내진설계기준을 참조하여 작성되었다. 국내 내진설계기준에 대한 특성을 아래 표와 같이 비교한다.

표(6-12) 내진설계기준의 적용성

구분	UBC94	UBC97	IBC2000
설계법	허용응력	강도설계	강도설계
재현기간	500년 (50년에 10% 초과수준)	500년 (50년에 10% 초과수준)	2500년 (50년에 2% 초과수준)
지반심도	200ft (60m)	100ft (30m)	100ft (30m)
지반분류	4 그룹	6 그룹	6 그룹
스펙트럼 관련계수	지역계수 Z 지반계수 S	지진계수 Ca 지진계수 Cv	응답스펙트럼가속도 SD1, SD2
특 징		UBC94 보다 중약진 지역의 지진하중 증가	
채택한 설계기준	도로교설계기준	항만 및 어항 설계기준	건축구조설계기준 (KBC)

- UBC97에 의거한 항만 및 어항 설계기준의 응답스펙트럼은 탄성설계스펙트럼을 유효최대지반가속도에 대한 상대가속도로 나타내고 고주기 영역에서는 지반이 연약할수록 지진응답이 증폭된다.
- 응답 스펙트럼 해석은 항만설계기준의 응답스펙트럼을 사용한다.
- 모드 응답합성에는 CQC(complete quadratic combination)법을 적용하고, 방향별 응답합성에는 합성된 가속도 스펙트럼을 부재의 x, y, z 방향별로 각각 100%, 100%, 50%를 동시에 적용하여 응력을 계산한다.
- 구조물의 진동 특성을 해석할 때, 감쇠계수(damping ratio)는 API-RP-2A에 따라 해양 구조물에 대하여 5%를 적용한다.
- 하중 조합은 정적해석(static)+동적해석(dynamic)으로 stress를 check하고 정적해석 × 1 + 동적해석 × 2의 조합으로 joint can을 검토한다.



그림(6-9) 항만설계기준에 따른 응답스펙트럼

4.1.4 컴퓨터 해석 모델

(1) 구조물의 형상(structural geometry)

· 지진해석 시 구조물 형상은 자켓구조물의 정역학적 해석(in-place analysis)에 적용된 모델을 적용한다.

(2) 말뚝 기초

· SACS프로그램은 모드 중첩법을 이용한 선형적인 방법으로 동적 해석을 수행하므로, 정역학적 해석(in-place analysis)에서 사용한 비선형말뚝 기초 시스템인 PSI 모듈에 의한 등가선형 스프링을 모델링하여 동적구조해석의 지지조건으로 적용한다.

- 자켓의 정역학적 해석(in-place analysis)시 operating condition에서 사용된 하중과 평균 파랑(average wave)으로 정적인 PSI 해석을 수행한다. 이 해석으로부터 말뚝 머리에서의 최대 횡방향 변위와 회전 및 축방향력이 발생하는 경우를 찾아낸다.
- SACS의 PSI 모듈을 이용하여 변위, 회전, 축방향력을 지닌 super element를 생성하여 구조물의 동적해석을 위한 지지조건으로 입력한다.

(3) 질량(MASS)

· 용접 물질과 보강 부재 등을 고려하여 데크와 자켓에 각각 10% 와 5%의 사하중 여유를 둔다. 이 추가되는 하중은 SACS의 GRUP카드에 재료의 밀도를 조정하여 고려한다.

· 부재의 질량, 지진 운동 시 부재와 함께 거동하는 해수로 인한 부가질량은 SACS의 DYNPAC 모듈에 의하여 자동적으로 계산된다.

· 다음 항목의 하중도 지진 해석 시 추가적인 질량으로 고려하기 위하여 입력한다.

- 자켓의 부속물 하중
- 해수 중에 잠긴 자켓 부속물의 부력
- 데크에 적용된 중력 하중
- 해양 수서 생물에 의한 부재의 유효 지름의 증가와 밀도의 증가 등은 SACS프로그램의 SEASTATE 모듈의 MGROV 카드를 사용하여 고려한다.

(4) 하중조합

· 자켓구조물의 지진발생시 구조물의 저항응력의 검토를 위해서는 API-RP-2A-LRFD 기준에 의하여 다음과 같은 하중계수에 의한 하중조합을 적용한다.

표(6-13) 내진해석 하중조합

설계조건	D1	D2	L1	E
earthquake condition	1.1	1.1	1.1	0.9
earthquake condition when gravity load opposed earthquake loads	0.9	0.9	0.8	0.9

주) D1 = self weight of the structure.
D2 = the load imposed on the platform by weight of equipment and other objects.
L1 = live load including the weight of consumable supplies and fluids in pipes and tanks.
E = seismic induced load by the strength level ground motion

(5) 고유치 해석(dynamic characteristics)

· 구조물의 고유치 해석은 구조물의 강성 및 질량을 고려한 구조물의 고유주기를 검토하기 위한 해석으로 X, Y, Z 세 개 방향에 대한 각각의 질량 참여 개수가 95%이상이 되도록 하기 위하여 해석 모드를 200개로 정함으로써 구조물의 모든 동적 거동을 파악하여 해석한다.

(6) 응답스펙트럼 해석(response spectrum analysis)

· 응답 스펙트럼은 주축과 수평방향으로 직각인 축에 대하여서는 동등하게 적용하고, 수직방향으로 직각인 축에 대하여서는 50%의 스펙트럼 응답을 적용한다. 모드 중첩법은 API-RP-2A에서 추천하는 대로 CQC방법을 적용하며, 항만 및 어항설계기준에 의하여 spectrum 및 붕괴방지수준의 최대 지반가속도를 적용한다.

· 하중조합으로는 지진시의 자중에 대하여 1.1의 하중계수를 고려하며, 지진력에 대해서는 0.9의 하중계수를 적용한다.

4.1.5 내진 해석 결과

(1) 부재의 최대응력 요약(maximum member stress summary)

· 지진 시 응력검토는 API-RP-2A-LRFD에 의하여 실시한다.

(2) 조인트 천공 전단 요약(joint punching shear)

· 지진 시 조인트 천공 전단력 및 강도 검토는 API-RP-2A-LRFD에 의하여 실시한다.

(3) 지진 시 말뚝응력 검토

· 붕괴방지수준에 의한 응답스펙트럼 해석 결과 발생된 해저면에서의 횡방향력 즉, base shear와 moment를 (+)/(-) 두 방향에 대하여 고려하고 중력하중을 조합하여 지진 시 말뚝의 변위와 최대응력을 검토한다.

4.2 피로 해석 (fatigue analysis)

4.2.1 개요

· 해양에 설치된 구조물은 wave force를 반복적으로 받고 있으므로 각 부재에서는 응력의 변화가 항상 일어난다. 이때 발생하는 응력의 크기가 구조물을 즉시에 파괴할 만큼 크지 않더라도 이 응력의 변화가 반복적으로 발생하면 구조물의 부재에 피로현상을 유발하여 파괴가 일어날 수 있다. 이 때문에 구조물은 설계 시 예상되는 최대응력에 지탱하도록 설계되어야 할뿐만 아니라 예상 사용기간 동안에 반복적으로 가해지는 응력에 의한 피로 파괴에 대해서도 안전하도록 설계되어야하므로 피로해석 과정이 필요하다.

· 자켓구조물의 피로해석은 API RP 2A-LRFD에 따라 수행하며, 반복적으로 순환되는 파랑하중에 의한 자켓의 강관 절점들에서의 피로 내구성을 검토한다.

4.2.2 피로해석 방법

(1) 피로해석 절차 및 조건

· SACS의 FATIGUE 모듈에 의해서 피로 연수를 평가한다. SACS 프로그램의 PSI 모듈을 이용하여 말뚝의 비선형적인 거동이 구조물에 미치는 영향을 반영한다. 피로해석을 위하여 사용하는 SACS프로그램의 모듈들을 정리하면 아래와 같다.

- SEASTATE : 피로해석에 적용되는 파랑하중을 생성한다.
- SACS IV : 3차원 구조 해석을 수행한다.
- PSI: 비선형적인 거동을 하는 말뚝과 구조물간의 상호작용을 해석한다.
- FATIGUE : 반복하중에 의한 피로손상을 평가한다.

· 반복적으로 순환되는 파랑하중에 의하여 반복적인 하중을 받는 구조물의 강관절점에 대해서는 API-RP-2A에 의해 피로 내구성을 해석한다. Palmgren - Miner's 가정을 사용하여 결정론적인(deterministic)방법에 의해 구조물 절점의 피로수명을 예상한다.

· 절점의 피로설계연한은 구조물 설계연수의 2배로 한다.

· 피로해석용 파랑 자료 분포에 따라 12방향에 대하여 피로설계를 수행한다. 조류는 고려하지 않는다. 아래와 같이 파랑 운동력 계수(wave kinematics factor)와 항력 및 관성력 계수을 수정한다. 이때 해수의 깊이는 평균 수심으로 한다.

- 파랑 운동력 계수 : 1.0
- 항력 및 관성력 계수 : 0.5, 2.0 (부드러운 표면), 0.8, 2.0 (거친 표면)
- 해양 수서 생물(marine growth)의 영향을 고려한다.
- 피로수명을 산정할 때, 파랑에 의한 하중범위(loading range)는 해저면(mud-line)에서 최대, 최소 수평 전단력을 발생시키는 위상각(phase angle)또는 파봉위치(crest position)를 기초로 한다.
- 피로 수명을 산정할 때, 파랑에 의한 응력 범위(stress range)는 해저면(mud-line)에서 최대, 최소 수평 전단력을 발생시키는 위상각(phase angle)을 기초로 한다.

(2) grouted joint can effects

· 말뚝과 자켓구조물 LEG 혹은 말뚝과 sleeve 사이에 그라우트 된 절점의 두께에 대해서는 O.T.C(ocean technology conference)가 제시한 식을 적용한 등가두께를 적용한다.

$$T_e = \sqrt{\frac{T^3 + T_e^3}{T}} < 2T \qquad \text{(O.T.C-paper 3378)}$$

여기서,

T_e : 등가의 벽 두께(equivalent wall thickness)

T : 자켓 leg의 벽 두께

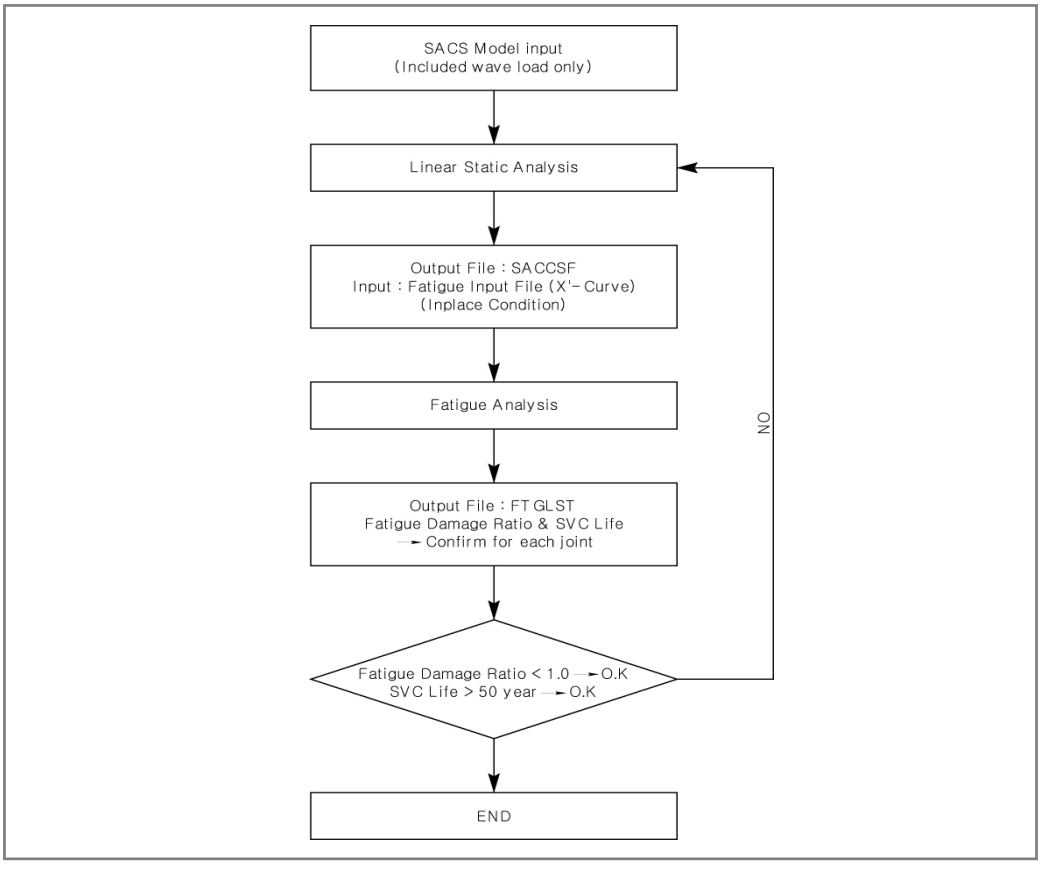
T_p : 말뚝의 벽 두께

(3) 말뚝 기초의 데이터(pile foundation data)

· 피로해석 시에는 말뚝의 해석은 필요하지 않으므로 boundary condition으로 내진해석에 사용된 등가선형 스프링 모델인 super-element 모델을 적용하여 지반과 말뚝 system을 구현한다.

(4) 해양 수서 생물(marine growth)

· 파력과 조력을 산정하는데 있어서 자켓의 부재에 붙는 해양 수서 생물의 영향을 고려하기 위하여 SACS프로그램의 'MGROV' 카드를 이용한다.



그림(6-10) 자켓구조물 피로해석 흐름도

(5) 동적 증폭(dynamic amplification)

· 피로해석 방법은 DISCRETE METHOD를 이용하며, 이 방법을 사용할 때 주기가 3초 이상이 될 때는 동적 증폭 계수(dynamic amplification factor)를 고려하여 설계한다.

(6) 피로 손상비 산정

· 피로해석은 구조물의 신뢰성과 안전성에 영향을 주는 모든 절점에 대해서 수행하며, 고려하는 절점들에 대한 stress range spectra는 최대 손상지점과 가장 낮은 피로연수가 예상되는 절점에 대해 적어도 8부분에 대해 계산한다. 피로손상을 계산하기 위하여, 파랑의 각 진행 방향에 대하여 stress range versus wave height을 여러 부분으로 나누었으며 각 부분에 대해 계산된 손상을 합산하여 피로수명을 산정한다.

· 여기서, 피로 손상비는 구조내의 주요한 부재 연결부 둘레의 각 위치에 대해 global과 local 응력들을 고려하여 각 파고 조건 block에 따라 short term stress response을 계산한다. 짧은 기간 응력응답은 축적된 피로 손상비 D를 계산하기 위해서 구조물이 사용되어야 하는 긴 기간 응력분포와 조합한다.

$$D = (n / N)$$

여기서,

n = 주어진 응력 block에 대한 cycle의 수

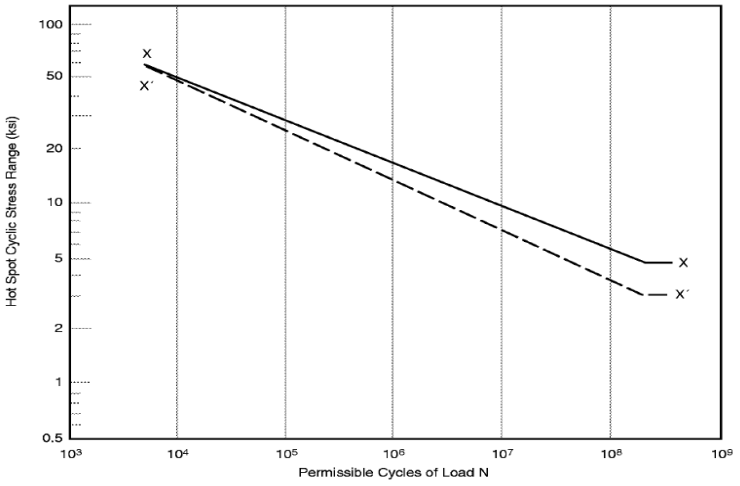
N = 주어진 응력 폭이 적절한 S-N 곡선에 의해 허용되는 cycle의 수

(7) S-N curves

· 피로 수명을 해석하는데 사용될 S-N곡선은 API X′ 곡선이다. thickness correction effect는 API-RP-2A의 규정을 따른다.

· 부재의 연결부에서 발생하는 국부적인 응력은 punching shear 혹은 적절한 기하학적 응력 집중계수를 사용한 hot spot stress로 고려되어야 한다. 응력 집중 계수에 대한 계산은 T,Y,X 절점에 대해서는 A.C wordsworth의 방법에 따르며, K, KT 절점에 대해서는 Kuang의 방법을 따른다.

· 또한 용접 toe에서 일어나는 미시적인 효과는 S-N 곡선의 적절한 선택으로 처리한다. 예로써 X curve는 용접 부위가 부드럽게 통합되는 용접을 가정하며, profile control이 없는 용접에 대해서는 X′ curve를 적용한다.



Note: These curves may be represented mathematically as

$$N = 2\times10^6\left(\frac{\Delta_\sigma}{\Delta_{\sigma ref}}\right)^{-m}$$

where N is the permissible number of cycles for applied cyclic stress range Δ_σ, with $\Delta_{\sigma ref}$ and m as listed below.

Curve	$\Delta_{\sigma ref}$ Stress Range at 2 Million Cycles	m Inverse Log-Log Slope	Endurance Limit at 200 Million Cycles
X	14.5 ksi (100 MPa)	4.38	5.07 ksi (35 MPa)
X′	11.4 ksi (79 MPa)	3.74	3.33 ksi (23 MPa)

그림(6-11) fatigue S-N curve

4.2.3. 피로해석을 위한 연중파랑 데이터 (fatigue wave data)

· 연중 파랑 데이터 추정의 결과를 바탕으로 본 피로 해석에 사용할 기본 하중 케이스를 정리하여 적용한다.

4.2.4 피로해석 결과

· 피로해석 결과는 API RP 2A-LRFD에서 제시하는 API X′S-N curve에 대하여 자켓구조물의 연결부에서 구조물의 수명 중 피로하중에 대하여 안정성을 확보하는 지에 대하여 허용피로연수로 계산된다.

· API RP 2A-LRFD에 따르면 절점에 연결되는 부재의 두께가 25mm를 초과할 경우 사용되는 S-N curve로 API X curve를 추천하고 있다. 이는 연결부에서의 용접부가 improved weld profile일 경우이며 X′curve에 비교하여 동일한 stress range일 경우 더 큰 피로연수를 확보할 수 있다.

· 피로연수를 만족시키지 못하는 절점부에 대해서는 상세설계 시 국부해석을 통하여 국부적인 cover plate 및 stiffener ring 등을 보강하여 피로에 대한 안정성을 더욱 확보하도록 계획한다.

4.3 구조물 와류 진동 검토

4.3.1. 개 요

· 구조물에 바람이나 해류 등과 같이 유체가 흐르게 되면 구조물 후면에 유체흐름의 박리(separation)가 일어나면서 와류가 발생한다. 발생된 와류는 주기적으로 생성, 소멸되면서 유체의 운동방향과 운동직각방향에 주기적인 힘을 구조물에 가하여 구조물에 진동을 유발시킨다.

· 아울러, vortex shedding의 진동수와 구조물의 고유진동수가 같아지는 임계유속 부근에서는 공진현상이 발생하여 진동의 폭이 커진다. 그러나 진폭이 아주 커지면 주기적인 와류의 발생을 방해하여 구조물의 진동이 다시 줄어드는 현상을 보이기 때문에 진폭이 어느 정도 이내로 제한되는 특성을 가지고 있다. 이때 진폭의 크기는 구조물의 감쇠율과 기하학적 형상에 따라 달라진다. 진동이 제한되기 때문에 구조부재의 파괴를 일으키지 않는 범위 안에서 진동의 발생은 허용할 수 있다. 그러나 이 진동이 일상적인 저유속에서 발생하는 경우에는 진동의 반복에 의한 부재의 피로문제가 발생하므로 DNV에서 제시하고 있는 기준을 적용하여 검토하여야 한다.

4.3.2 와류에 대한 설계기준

· 해류와 바람이 구조물에 작용 시 유체의 운동방향과 운동직각방향에 대하여 구조물에 진동을 유발시키므로 API에서는 두 방향에 대하여 와류발생 진동 범위를 제시하고 있다.

표(6-14) 와류발생 진동 범위

구 분	운 동 방 향	운 동 직 각 방 향
해류 (ocean current)	$1.0 < V_r < 3.5$	$4.7 < V_r < 8.0$
바람 (wind)	$1.7 < V_r < 3.2$	

여기서,

$$V_r = \frac{V_c}{f_n \times D}$$

V_r : is the reduced velocity

f_n : is the natural frequency

V_c : is the current velocity normal to member axis

D : is the member diameter

4.4 자켓구조물 기계진동 검토

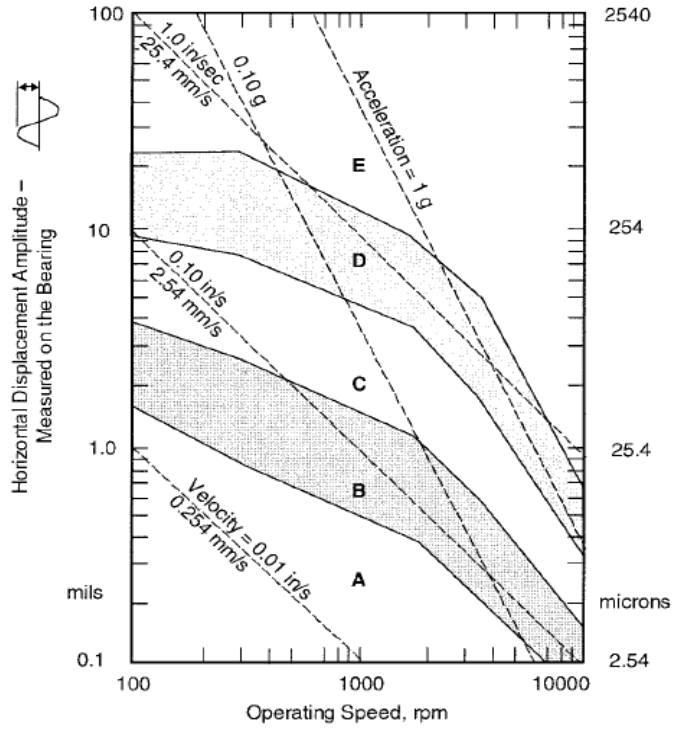
4.4.1 개 요

· 일반적으로 진동이라 함은 어느 기준점을 중심으로 반복되는 동적인 움직임을 말한다. 이는 대부분의 기계류에 있어서 원래부터 의도한 움직임 이외의 원치 않는 효과로 인식되며 이로 인하여 발생 가능한 여러 기계고장 등에 대한 대책 등에 많은 관심을 쏟고 있다. 따라서 진동정보를 잘 이용하연 기계의 상태뿐만 아니라 고장의 진단 등의 범위까지 효과적으로 유용가능하므로 생산성 향상과 더불어 안전관리 측면에서도 큰 효과를 거둘 수 있다.

· 따라서 소매상으로부터 넘겨받은 기계에 대한 제원 및 진동 데이터를 가지고 구조물과 기계 상호간의 진동검토를 할 필요성이 있다.

4.4.2 기계진동에 대한 설계기준

· 기계와 구조물이 상호작용하여 운영 시에 발생하는 진폭, 속도, 가속도에 대해서는 다음 그래프에서 A 또는 B 범주 안에 위치하여야 한다.



A: No faults. Typical new equipment.
B: Minor faults. Correction wastes dollars.
C: Faulty. Correct within 10 days to save maintenance dollars.
D: Failure is near. Correct within two days to avoid breakdown.
E: Dangerous. Shut it down now to avoid danger.

그림(6-12) 진동기초에 대한 사용성 기준

제 7 장 설계 사례

본 장의 설계사례는 주로 해외사업 수행과정에서 작성되었던 설계계산 사례를 가급적 원문(영문) 그대로 싣고, 엔지니어링 실무에 활용이 쉽도록 편집하였다. 그러나 내용 중 일부에는 생략하거나 축약한 부분도 있으므로 실무 적용 시는 대상시설의 설계조건과 기타 제반 여건에 따라 절차나 과정 또는 내용에 상당한 변형이 수반될 수 있음을 이해하고 참고자료로만 이용하여야 한다.

7-1 경사식 방파제

1. General

(1) Introduction

This report suggests the alternative design of breakwaters to be constructed at Ras Laffan, Qatar. The major change of this alternative is that the Antifer armour is replaced to Core Loc armour.

The Core loc armour units (CLI) are considered as the most attractive solution for breakwater due to its superior hydraulic stability, cost effectiveness and reduced overtopping rates by high porosity ratio (60%). All design works have been carried out with the recommendations of CLI and the stability of Core loc alternative sections shall be tested and verified by physical model tests in the Detail Design Stage.

(2) Standards and Codes

The codes, standards and specification are listed below and shall be the latest version of each document. In the event of conflict between any of them, the order of precedence shall be:

① Project Specification
② QP Standards
③ International Codes of Practices and Standards

- QP and other recognized Standards & Specification
  - BP RP 4-1 Drainage System;
  - EP.S.01 Corporate Fire and Safety Philosophy published by QP;
  - ES 0.07.0014 Master Records and Engineering Data Coding System;
  - ES 0.07.0025 Equipment Identification and Tagnumbering System in RLC;
  - ES.2.03.0001 Electrical Engineering Philosophy;
  - ES.2.06.0001 Electrical Installation Recommended Practices;
  - ES.2.14.0015 LV Switchgear and Control Gear;

- ES.D.10 Engineering Standard for Drafting Published by QP;
- QA-REG-01 QP Lifting Equipment Regulations 1997;
- QP Standard Specifications for Civil Works Vol.I, July 1991;
- QP Standard Specifications for Mech. & Elect Works Vol.II, Mar 1983;
- QP-SPC-L002 QP Technical Specification for Painting & Wrapping of Metal Surfaces (New Construction & Maintenance)
- QP-PHL-S-001 QP Fire, Safety, and Security Philosophy
- EG.S.01 QP Hazop Guidelines
- ENV-002-QP Environment Protection Standard
- QSP-QC-09 Quality Requirements for Projects

• National & International Standards and Codes of Practice

- ACI 305 Hot Weather Concreting;
- API RP 1102: Steel Pipelines Crossing Railroads and Highways
- AWS D1.1: Structural Welding Code
- BS 1377 Method of Test for Soil for Civil Engineering Purposes;
- BS 1722: Specification for anti intruder fences in chain link and welded mesh
- BS 2989: Specification for continuously hot dip zinc coated and iron zinc alloy coated steel: wide strip, sheet/plate and slit wide strip.
- BS 3692: ISO metric Precision Hexagon Bolt Screws and Nuts
- BS 4: Part 2 “Specification for Hot Roll Sections”
- BS 4102: Specification for steel wire and wire products for fences
- BS 4190: ISO metric Black Hexagon Bolts, Screws and Nuts
- BS 4449: Hot Rolled Steel Bars for the reinforcement of concrete
- BS 4466 Specification for Bending Dimension and Scheduling of Reinforcement for Concrete;
- BS 4482: Specification for Steel fabric for the reinforcement of concrete
- BS 4848: Parts 2 and 4 Hot Rolled structural steel sections
- BS 5075 Specification for Super plasticising Admixtures;
- BS 5135 Metal Arc Welding of Carbon and Carbon Manganese Steel;
- BS 5493 Protective Coatings of Iron Steel Structures;
- BS 5628 Structure Use of Masonry;
- BS 5930 Code of Practice for Site Investigation;
- BS 5950: Structural use of steel work in building
- BS 6031: Code of Practice for Earthworks
- BS 6150 Painting for Building;
- BS 6349 - Code of Practice for Maritime Structures
- BS 6399-Part 1: Design loading for building-code practice for dead and imposed loads
- BS 648: Schedule of weight for building materials
- BS 729: Specification for hot dip galvanized coating on iron and steel articles
- BS 7671 - IEE Wiring Regulations (16th Edition);

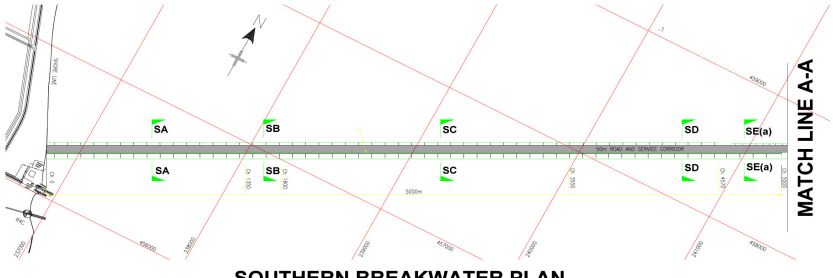
- BS 8002 - Code of Practice for Earth Retaining Structures;
- BS 8004 - Code of Practice for Foundations;
- BS 8007: Design of concrete structures for Retaining Aqueous liquids
- BS 8110 Part 1: Structural Use of concrete-Code of practice for design and construction
- BS CP 2012: Code of Practice for Foundations for Machinery
- BS CP3 Chapter V Part 2: Basic Data for design of building and wind loads
- BS EN 10025-1: 2004 Hot rolled products of structural steels. General technical delivery conditions;
- CGIS Data Standards;
- CUR Report 154/CIRIA Special Publication 83 - Manual on the Use of Rock in Coastal and Shoreline Engineering;
- IEC Regulations;
- IEE Regulations for Electrical Installations;
- IP Code 001 Model Code of Safe Practice in Petroleum Industry Part 15;
- IS 1893 - Codes for Earthquake Engineering;
- Mode Procedure for the Presentation of Calculations by the Concrete Society U.K
- Qatar Construction Specification (Q.C.S)
- Qatar Highway Design Manual, Civil Engineering Dept. Ministry of Public Works
- Qatar Traffic Manual;
- Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, Harbours and Waterways EAU 1996.
- Specification for the Installation of Cables, Joints and Terminations.
- Uniform Building Code;
- US Army CER - Shore Protection Manual.
- US Army CER - Coastal Engineering Manual

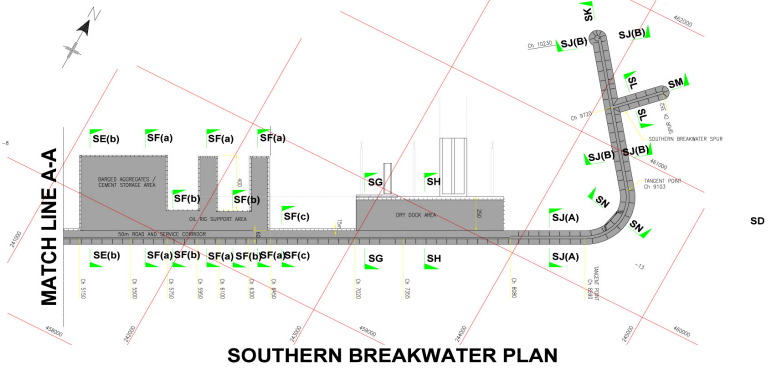
2. Breakwater Layout

(1) Plan of Entire Layout

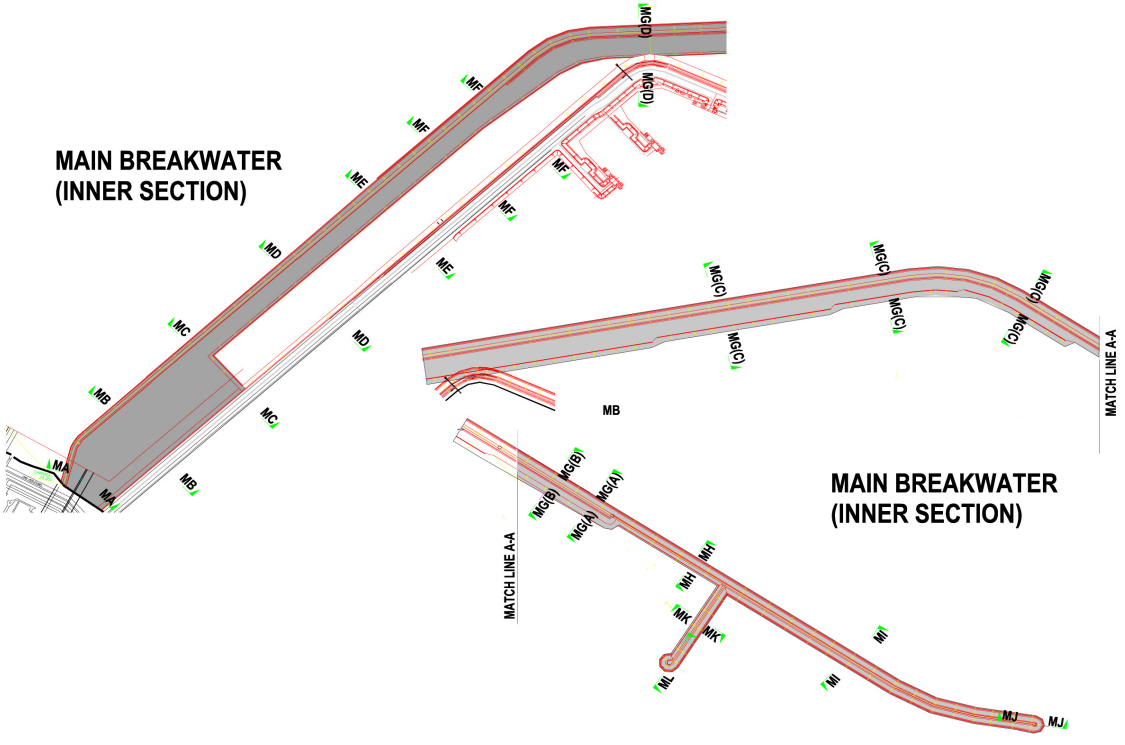


(2) Layout of Southern Breakwater

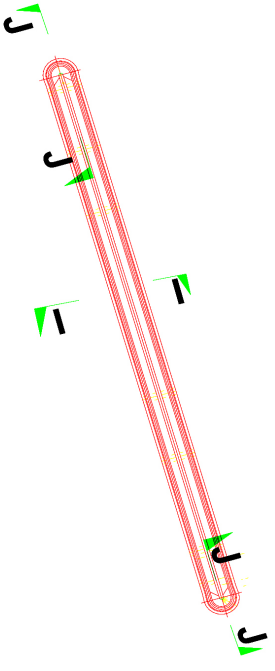




(3) Layout of Main Breakwater



(4) Layout of Outer Offshore Breakwater



OUTER OFFSHORE BREAKWATER

3. Design data

(1) Meteorological Condition

① Climate

Annual recorded rainfall: maximum 175 mm to minimum 13 mm.

② Wind

Maximum winds direction: North West

Maximum wind speed : 39 knots for the 1year return period

48.3 knots for the 100 year storm

③ Water Level

- Tidal Levels

	Metres relative to MSL	Metres relative to CD
HAT	0.97	1.86
MHHW	0.58	1.47
MLHW	0.15	1.04
MSL	0.00	0.89
MHLW	0.33	0.56
MLLW	0.44	0.45
LAT	0.76	0.13

Normal tidal range : 1.02 m

- Surge Levels

Surge in metres per Return Period (years)				
1 yr	5 yrs	25 yrs	50 yrs	100 yrs
0.46	0.51	0.56	0.58	0.60
0.47	0.52	0.58	0.60	0.63

- Combined design water levels for the existing breakwaters

Return period (years)	1 yr	100 yrs
High water level	+1.95 m CD	+2.10 m CD
Low water	+0.45 m CD	+0.45 m CD

- Effects of global warming on sea levels: 500 mm for 100 year event
- Design high water design level for breakwaters and revetments: +2.6m CD.

④ Offshore Waves

Extreme Wave Parameters for 100year Event

Offshore wind direction	H_s (m)	$H_{1/10}$ (m)	T_p (s)	T_z (s)	Dir (^oN)
NW	4.3	5.46	11.0	7.84	13
N	3.88	4.93	9.4	7.93	15
NE	3.08	3.91	8.6	6.63	46
E	3.34	4.24	8.7	6.91	84
SE	2.88	3.66	8.6	6.41	110

Wave Parameters for 1 year Event

Offshore wind direction	H_s (m)	$H_{1/10}$ (m)	T_p (s)	T_z (s)	Dir (^oN)
NW	2.9	3.68	9.0	6.43	0
N	3.47	4.41	9.0	7.25	14
NE	1.97	2.5	7.4	5.3	46
E	2.37	3.01	7.7	5.82	86
SE	2.15	2.73	7.7	5.54	117

⑤ Currents

Due To	Current Speed in Knots per Return Period (years)				
	1 yr	5 yrs	25 yrs	50 yrs	100 yrs
Wind	1.15	1.28	1.40	1.46	1.52
Tide	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76
Combined	1.91	2.03	2.16	2.22	2.28

(2) Summary of design wave

The design wave conditions are obtained from the numerical modeling by the Danish Hydraulic Institute provided within tender documents.

100-year event

	Section	Chainage	Direction	Hs (m)	Tz (s)	Tp (s)
Southern Breakwater	SA	0 1350	SE	2.1	6.4	8.6
	SB	1350 1600	SE	2.35	6.4	8.6
	SC	1600 3550	SE	2.7	6.4	8.6
	SD	3550 4570	SE	2.75	6.4	8.6
	SE	4570 5500	SE	2.78	6.4	8.6
	SF	5500 7020	E	2.85	6.9	8.7
	SG	7020 7355	E	3	6.9	8.7
	SH	7355 8080	E	3.25	6.9	8.7
	SJ(a)	8080 8590	E	3.4	6.9	8.7
	SN	8590 9130	E	3.3	6.9	8.7
	SJ(b)	9103 10230	N	4.4	7.93	9.4
	SK	Head(10230)	N	4.4	7.93	9.4
	SL	Spur trunck	N	4.4	7.93	9.4
	SM	Spur head	N	4.4	7.93	9.4
Offshore Breakwater	I	Offshore	N	4.5	7.93	9.4
	J	Offshore head	N	4.5	7.93	9.4
Main Breakwater	MI	8235 9830	N	4.5	7.93	9.4
	MJ	Head(9930)	N	4.5	7.93	9.4
	MK	Spur trunck	SE	2.72	6.4	8.6
	ML	Spur head	SE	2.72	6.4	8.6
	MH	7570 8235	N	4.4	7.93	9.4
	MG(a)	7410 7570	N	4.4	7.93	9.4
	MG(b)	6905 7410	N	4.4	7.93	9.4
	MG(c)	3300 6905	NW	4.4	7.84	11
	MG(d)	3060 3300	NW	4.25	7.84	11
	MF	2250 3060	NW	4.25	7.84	11
	ME	1675 2250	NW	3.8	7.84	11
	MD	1000 1675	NW	3.55	7.84	11
	MC	700 1000	NW	2.5	7.84	11
	MB	250 750	NW	2	7.84	11
	MA	0 250	NW	1.2	7.84	11

(3) Design Formula and Application

① Stability:

- to accommodate the 1 in 100year storm, which has a 40% probability occurring
- to provide stability during the design storm and to prevent overtopping at the pipe racks

② Design Formula

- the greater between Hudson and Van der Meer Empirical Formulas
- Software: “Breakwat” software program or equal QP approved software

③ Formula Application:

Van der Meer Formula

- Permeability(P)
  - For p=0.4
    D_{n50} (armour)/D_{n50} (Filter) = 2
    D_{n50}(Filter)/D_{n50}(core) = 4
  - For P=0.5 (with no filter layer)
    D_{n50} (armour)/D_{n50} (core) = 3.2
- Design Wave Height
  - For two layer armour
    Non depth Limited: the significant wave height (Hs)
    Depth Limited: H_2% (1.4 times Hs) or Hb(Breaking wave height)
  - For single Layer armour
    Non depth Limited: the H1/10 (1.27 times Hs) wave height
    Depth Limited: H_2% (1.4 times Hs) or Hb(Breaking wave height)
- Storm Duration Coefficient (N): 4000 waves.
- Damage Coefficient (S) shall be taken as follows:

"Start of Damage"

Rock S=2 (no damage/little displacement)
Cubes & Concrete units Nod=0 (no damage allowed)

"Failure"

Rock S=8
Cubes Nod = 2
Tetrapod Nod = 1.5
Single Layer Units Nod = 0.5
Where S shall be taken as two times Nod

Hudson Formula

- Design Wave Height
  - For two layer armour: the significant wave height (Hs)
  - For single Layer armour: the $H_{1/10}$ (1.27 times Hs) wave height
- Stability coefficients(Kd)
  - Irregular rock armour: Breaking waves Kd=2
    Non breaking waves Kd=4
  - For Antifers: Normal attack Kd=8
    Roundheads Kd=5

For proprietary single layer systems the Kd published for use with significant wave height shall be used to size the units.

4. Wave breaking criteria

The wave breaking at the slope of revetments is checked using the empirical equations reported by Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering(CIRIA/CUR Report 154). These equations use the surf similarity parameter ζ_m. This parameter describes the critical resonance

state at slope when the surf similarity is about 2 ~ 2.5. The design procedure is established on the basis of the Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering(CIRIA/CUR Report 154) and Shore Protection Manual(U.S. Army Corps of Engineers, 1984).

(1) a critical value for the Surf Similarity Parameter (ζ_{mc})

$$\zeta_{mc} = [6.2P^{0.31}\sqrt{\tan\alpha}\,]^{1/(P+5)}$$

where,

P = Nominal Permeability Factor

α = Slope of Structure

(2) the Surf Similarity Parameter using the Mean Wave Period (ζ_m)

$$\zeta_m = \tan\alpha / \sqrt{s_m}$$

where, s_m = deep water wave steepness $\quad s_m = s\pi H/(g\,T_m^2)$

(3) Wave Breaking Criteria

The wave breaking on the slope can be identified with the comparison between surf similarity ζ_m and critical surf similarity ζ_{mc}. In case that the surf similarity parameter is smaller than the critical surf similarity parameter and surf similarity is about 1.5, the plunging wave exists on the slope. On the contrary, when the surf similarity parameter is larger than the critical surf similarity parameter and surf similarity is about 5, the surging wave exists on the slope.

100-year event

Southern Breakwater				Main Breakwater			
Section	ζ_m	ζ_{mc}	Type	Section	ζ_m	ζ_{mc}	Type
SA	3.685	4.421	plunging	MI	3.512	4.727	plunging
SB	3.928	4.727	plunging	MJ	3.512	4.727	plunging
SC	3.665	4.727	plunging	MK	3.651	4.727	plunging
SD	3.631	4.727	plunging	ML	3.651	4.727	plunging
SE	3.612	4.727	plunging	MH	3.552	4.727	plunging
SF	3.845	4.727	plunging	MG(a)	3.593	4.727	plunging
SG	3.748	4.727	plunging	MG(b)	3.186	4.421	plunging
SH	3.601	4.727	plunging	MG(c)	3.113	4.421	plunging
SJ(a)	3.521	4.727	plunging	MG(d)	3.168	4.421	plunging
SN	3.574	4.727	plunging	MF	3.573	4.727	plunging
SJ(b)	3.552	4.727	plunging	ME	3.778	4.727	plunging
SK	3.552	4.727	plunging	MD	3.909	4.727	plunging
SL	3.552	4.727	plunging	MC	4.13	4.421	plunging
SM	3.552	4.727	plunging	MB	4.618	4.421	surging
Offshore Breakwater				MA	5.962	4.421	surging
I	3.521	4.727	plunging				
J	3.521	4.727	plunging				

5. Wave run up and overtopping

(1) Wave run up

The run up heights are calculated using one of two equations developed by Van der Meer's tests on the armour slope.

$$R_{ux} / H_s = a\zeta_m \qquad \text{for } \zeta_m < 1.5$$
$$R_{ux} / H_s = a\zeta_m^c \qquad \text{for } \zeta_m > 1.5$$

In case of permeable structure (P > 0.4) the formula yields.

$$R_{ux} / H_s = d$$

The coefficients a, b, c, d are shown in the following table.

Level(%)	a	b	c	d
0.1	1.12	1.34	0.55	2.58
1	1.01	1.24	0.48	2.15
2	0.96	1.17	0.46	1.97
5	0.86	1.05	0.44	1.68
10	0.77	0.94	0.42	1.45
Significant	0.72	0.88	0.41	1.35
mean	0.47	0.60	0.34	0.82

- Results

100-year event

Southern Breakwater		Main Breakwater	
Section	R_{us}(m)	Section	R_{us}(m)
SA	3.20	MI	6.70
SB	3.69	MJ	6.70
SC	4.10	MK	4.12
SD	4.16	ML	4.12
SE	4.19	MH	6.59
SF	4.43	MG(a)	6.47
SG	4.60	MG(b)	6.12
SH	4.90	MG(c)	6.20
SJ(a)	5.07	MG(d)	6.04
SN	4.96	MF	6.38
SJ(b)	6.59	ME	5.85
SK	6.59	MD	5.55
SL	6.59	MC	4.01
SM	6.59	MB	3.38
Offshore Breakwater		MA	2.28
I	6.70		
J	6.70		

(2) Overtopping

- Van der Meer and Janssen (1995)'s model

$$\xi_{op} < 2 \quad : \quad \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}\sqrt{\frac{s_{op}}{\tan\alpha}} = 0.06\exp\left(-5.2\frac{R_c}{H_s}\frac{\sqrt{s_{op}}}{\tan\alpha}\frac{1}{\gamma_r\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta}\right)$$

$$\xi_{op} > 2 \quad : \quad \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0.2\exp\left(-2.6\frac{R_c}{H_s}\frac{1}{\gamma_r\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta}\right)$$

where,

ζ_{op} : surf similarity parameter about T_P

R_c : crest freeboard

γ_r : surface roughness reduction factor

γ_b : berm influence factor

γ_h : influence factor of swallow water

γ_β : influence factor of angle of incident waves

- Results (Analysis outputs by CEM are attached in Appendix A)

100-year event

Southern Breakwater				Main Breakwater			
Section	R_c(m)	q $(m^3/\mathrm{sec}/m)$	Crest Elevation	Section	R_c(m)	q $(m^3/\mathrm{sec}/m)$	Crest Elevation
SA	3.1	0.884E-3	6.1	MI	7.6	0.917 E-3	10.0
SB	3.5	0.977E-3	7.3	MJ	7.6	0.917 E-3	10.2
SC	4.2	0.853E-3	7.3	MK	4.2	0.915 E-3	6.8
SD	4.3	0.841E-3	7.3	ML	4.2	0.915 E-3	6.8
SE	4.3	0.933E-3	7.3	MH	7.4	0.920 E-3	10.0
SF	4.4	0.983E-3	7.3	MG(a)	7.4	0.920 E-3	10.0
SG	4.7	0.943E-3	7.3	MG(b)	7.4	0.920 E-3	9.8
SH	5.2	0.894E-3	7.9	MG(c)	7.4	0.920 E-3	10.2
SJ(a)	5.5	0.873E-3	8.1	MG(d)	7.1	0.926 E-3	9.8
SN	5.3	0.886E-3	7.9	MF	7.1	0.926 E-3	9.8
SJ(b)	7.4	0.920E-3	10.0	ME	6.2	0.959 E-3	8.8
SK	7.4	0.920E-3	10.0	MD	5.7	0.991 E-3	8.3
SL	7.4	0.920E-3	10.0	MC	3.8	0.914 E-3	6.8
SM	7.4	0.920E-3	10.0	MB	2.9	0.941 E-3	6.0
Offshore Breakwater				MA	1.6	0.802 E-3	6.0
I	7.6	0.917E-3	6.4				
J	7.6	0.917E-3	7.3				

6. Armor layers

(1) Required amour unit

Hudson(1974)'s formula

$$W_{50} = M_{50} \cdot g = \frac{\rho_c g H_s^3}{K_D\left(\frac{\rho_c}{\rho_W} - 1\right)^3 \cot\alpha}$$

where,

H_s : characteristic wave height

M_{50} : mass of armour unit, $M_{50} = \rho_s (D_{n50})^3$

ρ_c : mass density of armour

ρ_W : mass density of water

α : slope angle (1V:1.33H)

K_D : stability coefficient

($\gamma_{core-loc} = 2.35 t/m^3$, $\gamma_{antifer} = 2.40 t/m^3$, $\gamma_{rock} = 2.6 t/m^3$, $\gamma_{water} = 1.03 t/m^3$)

- Core-Loc (single layer armour)
  - Significant wave height $H_s \Rightarrow H_{1/10}$
  - Trunk section: $K_D = 16$
  - Head section : $K_D = 13$
- Rock (two layer armour)
  - Non breaking wave : $K_D = 4$
  - Breaking wave : $K_D = 2$

Van der Meer(1987)'s formula

- Core-Loc

  $H_s / \triangle D_{n50} = 2.8$

  where, significant wave height $H_s \Rightarrow H_{1/10}$

  D_{n50} : Nominal diameter of armour unit
- Rock

  $H_s / \triangle D_{n50} = 6.2 P^{0.18} (S/\sqrt{N})^{0.2} \zeta_m^{-0.5}$ for plunging waves

  $H_s / \triangle D_{n50} = 1.0 P^{-0.13} (S/\sqrt{N})^{0.2} \sqrt{(\cot\alpha)}\, \zeta_m^P$ for surging waves

  where, S = 2 (no damage)

  N = 4000 (the number of waves)

- Results

	Section	Amour	W_{50}(t)	$V(m^3)$	Design $V(m^3)$	C (Core-loc)
Southern Breakwater	SA	Rock	1.13	-	-	-
	SB	Core-Loc	1.39	0.59	1.4	1.843
	SC	Core-Loc	2.05	0.87	2.4	2.206
	SD	Core-Loc	2.16	0.92	2.4	2.206
	SE	Core-Loc	2.24	0.95	3	2.376
	SF	Core-Loc	2.41	1.03	3	2.376
	SG	Core-Loc	2.81	1.20	3	2.376
	SH	Core-Loc	3.57	1.52	3.9	2.593
	SJ(a)	Core-Loc	4.09	1.74	3.9	2.593
	SN	Core-Loc	4.37	1.59	3.9	2.593
	SJ(b)	Core-Loc	9.15	3.89	5	2.817
	SK	Core-Loc	11.27	4.80	6.2	3.027
	SL	Core-Loc	11.27	4.80	5	2.817
	SM	Core-Loc	9.15	3.89	6.2	3.027
Offshore Breakwater	I	Core-Loc	12.05	5.13	5	2.817
	J	Core-Loc	12.05	5.13	6.2	3.027
Main Breakwater	MI	Core-Loc	9.79	4.17	5	2.817
	MJ	Core-Loc	12.05	5.13	6.2	3.027
	MK	Core-Loc	2.16	0.92	2.4	2.206
	ML	Core-Loc	2.66	1.13	2.4	2.206
	MH	Core-Loc	8.36	3.56	5	2.817
	MG(a)	Core-Loc	7.81	3.32	5	2.817
	MG(b)	Antifer	11.04	4.60	5	-
	MG(c)	Antifer	12	5.00	5	-
	MG(d)	Antifer	10.7	4.46	5	-
	MF	Core-Loc	7.54	3.21	3.9	2.593
	ME	Core-Loc	5.39	2.29	3	2.593
	MD	Core-Loc	4.39	1.87	2	2.206
	MC	Antifer	1.86	0.78	1.5	-
	MB	Rock	1.96	-	-	-
	MA	Rock	0.42	-	-	-

(2) Thickness of amour layer

The thickness of armour layer can be determined from the following formula

$r = n \times k_{\triangle} \times (W_{50}/\gamma_r)^{1/3}$ for rock armour and antifer cube

or $r = 0.92C$ for Core-loc

where,

r = thickness of layer

n = the number of quarry stones in thickness comprising the layer

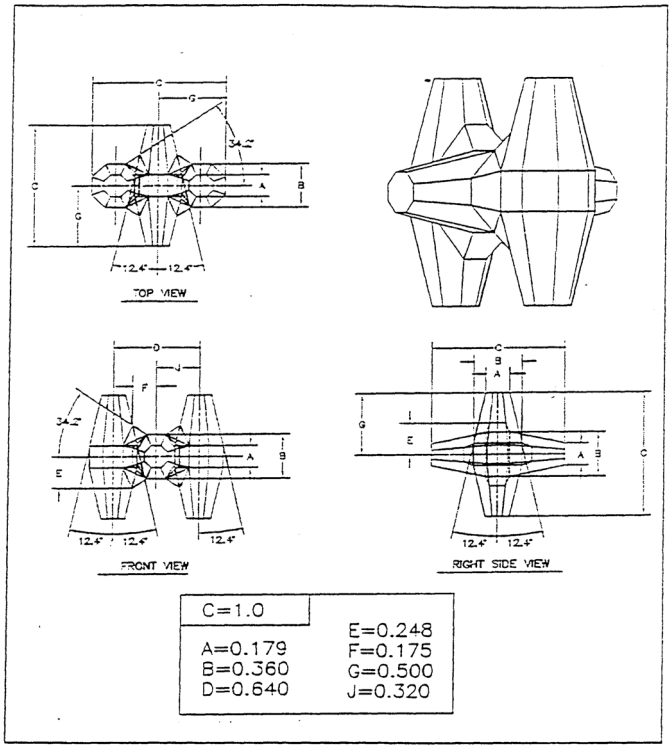
$k_{\triangle}$ = layer coefficient

(Core-Loc : 1.51, Antifer cube : 1.05, Rock : 1.1)

W_{50} = nominal weight of stone

C = characteristic length of Core-Loc

The geometry of Core-Loc is shown in the following figure and the layer thickness and the geometry are summarized in the next table.



Southern Breakwater			Main Breakwater		
Section	Amour	Thickness (m)	Section	Amour	Thickness (m)
SA	Rock	2.1	MI	Core-Loc	2.59
SB	Core-Loc	1.69	MJ	Core-Loc	2.79
SC	Core-Loc	2.03	MK	Core-Loc	2.03
SD	Core-Loc	2.03	ML	Core-Loc	2.03
SE	Core-Loc	2.19	MH	Core-Loc	2.59
SF	Core-Loc	2.19	MG(a)	Core-Loc	2.59
SG	Core-Loc	2.19	MG(b)	Antifer	3.6
SH	Core-Loc	2.38	MG(c)	Antifer	3.6
SJ(a)	Core-Loc	2.38	MG(d)	Antifer	3.6
SN	Core-Loc	2.38	MF	Core-Loc	3.0
SJ(b)	Core-Loc	2.59	ME	Core-Loc	2.38
SK	Core-Loc	2.79	MD	Core-Loc	2.03
SL	Core-Loc	2.59	MC	Antifer	2.4
SM	Core-Loc	2.79	MB	Rock	2.1
Offshore Breakwater			MA	Rock	2.1
I	Core-Loc	2.59			
J	Core-Loc				

(3) Size and thickness of filter layers

The weight of filter layer stone may be used 1/10 of armour unit weight and the thickness of filter layer can be determined from the following formula

$$r = n \times k_{\triangle} \times \left(W_{filter} / \gamma_s \right)^{1/3}$$

where,

r = thickness of filter layer

n = the number of quarry stones in thickness comprising the layer

$k_{\triangle}$ = layer coefficient (2 layers of quarry stones = 1.00)

W_{filter} = the weight of filter layer stone (= W_{50} / 10)

Filter requirement : D_{n50}(armour) / D_{n50} (filter) = 2.0~2.3

Southern Breakwater				Main Breakwater			
Section	W_{filter} (ton)	r (m)	D_{n50}(a) /D_{n50}(f)	Section	W_{filter} (ton)	r (m)	D_{n50}(a) /D_{n50}(f)
SA				MI	1.30	1.8	2.15
SB	0.33	1.3	2.23	MJ	1.60	2	2.16
SC	0.75	1.5	2.03	MK	0.75	1.5	2.03
SD	0.75	1.5	2.03	ML	0.75	1.5	2.03
SE	0.75	1.5	2.18	MH	1.30	1.8	2.15
SF	0.75	1.5	2.18	MG(a)	1.30	1.8	2.15
SG	0.75	1.5	2.18	MG(b)	0.75	1.8	2.59
SH	1.00	1.7	2.16	MG(c)	0.75	1.8	2.59
SJ(a)	1.00	1.7	2.16	MG(d)	0.75	1.8	2.59
SN	1.00	1.7	2.16	MF	1.00	1.7	2.16
SJ(b)	1.30	1.8	2.15	ME	1.00	1.7	2.16
SK	1.60	2	2.16	MD	0.75	1.5	2.03
SL	1.30	1.8	2.15	MC	0.75	1.8	1.73
SM	1.60	2	2.16	MB			
Offshore Breakwater				MA			
I	1.30	1.8	2.15				
J	1.60	2	2.16				

7. Wave wall

(1) Wave force (BS6349, Part 7)

- Horizontal pressure (t/m^2/m)

$$P_H = K\rho_W L\left(\frac{H_s}{H_c} - 0.5\right)$$

where,

H_s : significant wave height at the structure site

H_c : crest height of rubble mound

L : wave length corresponding to the significant in water depth

ρ_W : unit weight of water

K : dimensionless coefficient ($\approx$ 0.1 ; average value)

- Horizontal force (ton/m)

$$F_H = P_H \times h_f F_H = P_H \times h_f$$

where, h_f : height of the crown face

- Uplift force (ton/m)

$$F_V = P_{V=H} \times (B_c/2)$$

where, B_c : width of the crown

- Results

	Section	F_H(t/m)	P_H(t/m2/m)	F_V(t/m)	P_V(t/m2/m)
Southern Breakwater	SA	0.23	0.11	0.31	0.11
	SB	0.08	0.02	0.07	0.02
	SC	1.31	0.40	1.11	0.40
	SD	1.58	0.48	1.34	0.48
	SE	1.73	0.52	1.47	0.52
	SF	2.33	0.71	1.98	0.71
	SG	3.10	0.94	2.63	0.94
	SH	3.05	0.78	2.19	0.78
	SJ(a)	4.00	0.98	4.07	0.98
	SN	3.30	0.85	2.37	0.85
	SJ(b)	16.692	2.782	11.587	2.782
	SK	16.524	2.754	11.705	2.754
	SL	16.524	2.754	11.705	2.754
	SM	10.493	1.749	7.433	1.749
Main Breakwater	MI	17.432	2.905	8.716	2.905
	MJ	11.795	1.902	6.468	1.902
	MK	3.423	1.317	3.621	1.317
	ML	3.428	1.318	3.626	1.318
	MH	16.692	2.782	8.346	2.782
	MG(a)	15.738	2.623	7.869	2.623
	MG(b)	15.213	2.623	7.869	2.623
	MG(c)	16.976	2.738	8.214	2.738
	MG(d)	13.972	2.409	7.227	2.409
	MF	13.972	2.409	7.227	2.409
	ME	11.626	2.194	6.581	2.194
	MD	11.620	2.421	7.263	2.421
	MC	1.832	0.555	1.665	0.555
	MB	0.999	0.476	1.427	0.476
	MA	N/A	N/A	N/A	N/A

(2) Stability

- Weight $W = \gamma_{rc} \times A_{crown}$
- Sliding $T = \mu \times W$ (friction coefficient μ=0.6)

$$S.F. = \frac{T}{F_h}$$

- Overturning
  - resisting moment

$$M_r = W_{crown} \times arm$$

  - overturning moment

$$M_o = F_H \times r_H + F_V \times r_V$$

  - S.F. $S.F. = \frac{M_R}{M_o}$

- Results

	Section	W	T	M_r	M_o
Southern Breakwater	SA	16.41	9.85	50.59	1.41
	SB	19.94	11.96	66.73	0.40
	SC	19.94	11.96	66.73	6.30
	SD	19.94	11.96	66.73	7.62
	SE	19.94	11.96	66.73	8.33
	SF	19.94	11.96	66.73	11.27
	SG	19.94	11.96	66.73	14.95
	SH	26.83	16.10	85.97	14.13
	SJ(a)	37.00	22.20	176.26	30.78
	SN	26.83	16.10	85.97	15.31
	SJ(b)	42.582	25.549	216.988	114.420
	SK	48.293	28.976	242.814	115.901
	SL	43.181	25.909	224.278	115.901
	SM	48.293	28.976	242.814	73.600
Main Breakwater	MI	37.718	22.631	135.301	87.162
	MJ	43.515	26.109	175.287	65.889
	MK	17.625	10.575	55.362	17.728
	ML	19.623	11.774	59.612	17.751
	MH	37.718	22.631	135.301	83.458
	MG(a)	37.718	22.631	135.301	78.689
	MG(b)	37.130	22.278	132.383	75.594
	MG(c)	38.305	22.983	138.219	85.481
	MF(a)	37.130	22.278	132.383	69.427
	MF(b)	37.130	22.278	132.383	69.427
	ME	35.661	21.397	125.089	57.130
	MD	34.193	20.516	117.794	56.939
	MC	29.786	17.872	95.909	9.685
	MB	17.331	10.399	57.174	6.759
	MA	12.866	7.720	-	-

- Factor of Safety

	Section	Sliding	Overturning	Uplift
Southern Breakwater	SA	42.21	35.87	52.67
	SB	145.78	168.37	285.84
	SC	9.17	10.59	17.98
	SD	7.58	8.76	14.87
	SE	6.93	8.01	13.59
	SF	5.13	5.92	10.06
	SG	3.86	4.46	7.57
	SH	5.28	6.08	12.25
	SJ(a)	5.55	5.73	9.10
	SN	4.88	5.62	11.30
	SJ(b)	1.531	1.896	3.675
	SK	1.753	2.095	4.126
	SL	1.568	1.935	3.689
	SM	2.761	3.299	6.497
Offshore Breakwater	I	-	-	-
	J	-	-	-
Main Breakwater	MI	1.298	1.552	4.327
	MJ	2.213	2.660	6.727
	MK	3.089	3.123	4.867
	ML	3.434	3.358	5.412
	MH	1.356	1.621	4.519
	MG(a)	1.438	1.719	4.793
	MG(b)	1.464	1.751	4.719
	MG(c)	1.354	1.617	4.663
	MF(a)	1.594	1.907	5.138
	MF(b)	1.594	1.907	5.138
	ME	1.840	2.190	5.419
	MD	1.765	2.069	4.708
	MC	9.755	9.903	17.885
	MB	10.407	8.459	12.141
	MA	N/A	N/A	N/A

(3) Structural Integrity

The Structural Integrity check was carried out for Section MI as critical case.

- Design Criteria

① Concrete

Weight : 24 kN/m^3

Grade : C40/20 (fcu = 40 MPa)

Permissible Tensile Strength : 2.02 N/mm^2

Permissible Shear Strength : 2.19 N/mm^2

(While the concrete grade of wave wall is Grade 40, permissible tensile strength of Concrete Grade 30 shown on BS5337 is used to check the structural integrity conservatively.)

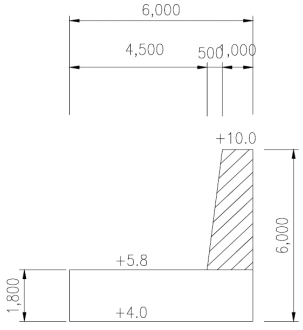
② Stainless Steel Anchor (SS316)

Size : Dia.25mm

Grade : A4 Grade 50

Ultimate Strength (Uf) : 500 N/mm^2

- Section



TYPE MI

- Load

  - Wave Force

    Please refer to the clause 6.1.

  - Traffic Load

    It is assumed that 0.5HA traffic load in accordance with BS5400 will be applied on the base slab of wave wall conservatively.

    Notional lane = 4.5/2 = 2.25m

    0.5Uniform distributed load (UDL) per notional lane (up to 30m)

    = 0.5×30.0 = 15.0 kN/m

    0.5Uniform distributed load (UDL) = 15.0 kN/m /2.25m = 6.67 kN/m^2

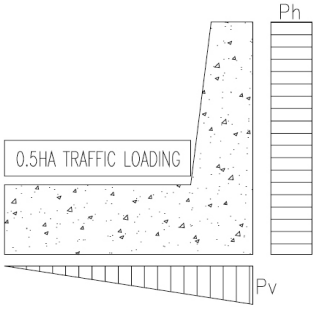
    (BS5400 : Part 2 :1978)

    0.5Nominal knife edge load (KEL) per notional lane = 0.5◈120 = 60 kN

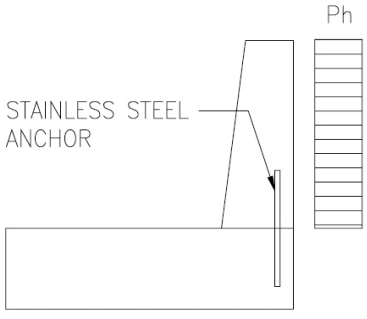
    0.5Nominal knife edge load (KEL) = 60 kN /3.0m = 20.0 kN/m

  - Dead Load

    Self Weight of Concrete = 24.0 kN/m^3



- Structural Integrity Check of Vertical Wall



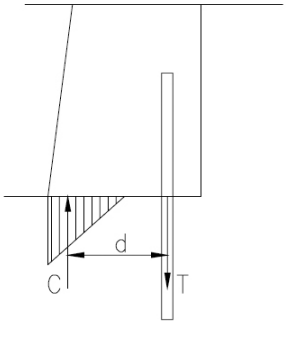
① Vertical Wall

Mmax = 2.782 tonf/m^2 x 9.8 x 4.2 x 4.2 / 2 = 240.46 kN m (SLS)
Smax = 2.782 tonf/m^2 x 9.8 x 4.2 = 114.51 kN (SLS)
2nd Intertia at Critical Section (I) = $bh^3/12$= 1 x 1.5^3 / 12 = 0.281 m^4

Maximun tensile stress $\sigma = \frac{M_{max}}{I} y$=240.46 / 0.281 x (1.5 /2)
= 0.64 N/mm^2 < 2.02 N/mm^2 O.K.

Shear stress $\tau = \frac{S_{max}}{A}$=114.51 / (1x1.5) = 0.08 N/mm^2 < 2.19 N/mm^2 O.K.

② Stainless Steel Anchor at Construction Joint
It is assumed that the tensile force due to bending moment and shear force at the construction joint due to wave force is resisted by stainless steel anchor.



Mmax = 240.46 kN-m (SLS)
Smax = 114.51 kN (SLS)

Mmax = 240.46 x 1.6 = 384.74 kN-m (ULS)
Smax = 114.51 x 1.6 = 183.22 kN (ULS)

d = (1/3) x (1.5/2) + (1.5/2 - 0.1 - 0.02/2) = 890 mm

T x d = Mmax
0.89T = 384.74 kN-m
T = 432.29 kN (per 1m)
5 Nos. of Anchor per 1m will be provided. (C.T.C=200mm)

T = 86.46 kN (per anchor)
S = 36.64 kN (per anchor)

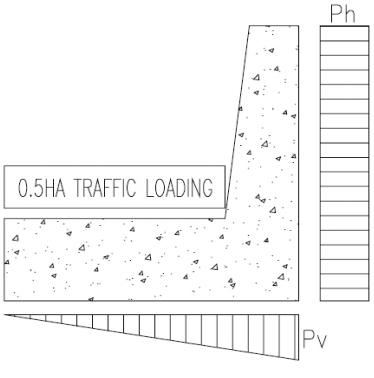
- Tensile Capacity
  Tensile Capacity = pt x Area = 290 N/mm^2 x (π /4 x 25^2)
  = 142.28 kN > 86.46 kN O.K.
  where pt = 0.58 Uf = 0.58 x 500 = 290 N/ mm^2 (Refer to BS5950)

- Shear Capacity
  Shear Capacity = ps x Area = 240 N/mm^2 x (π /4 x 25^2)
  = 117.75 kN > 36.64 kN O.K.
  where pt = 0.48 Uf = 0.48 x 500 = 240 N/ mm^2 (Refer to BS5950)

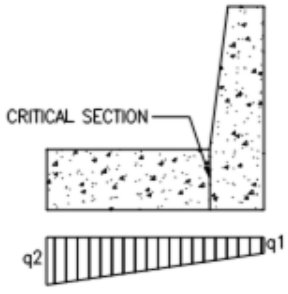
- Combined Shear and
  Fs / Ps + Ft / Pt = 86.46 / 142.48 + 36.64 / 117.75 = 0.92 < 1.4 O.K.

- Anchorage Length
  Fs = fb x π x ϕ x L = 138.95 kN > 86.46 kN
  where fb = $\beta\sqrt{f_{ck}}$ = 0.28 x sqrt (40) = 1.77 N/ mm^2 O.K.
  (β is taken as 0.28 which is bond stress for plane bar conservatively.)

- Base
  Applied Load is shown on the following sketch.



The distribution of soil pressure under the base of wave wall considering self weight, wave force and traffic loads is shown on the following sketch.



q1 = 59.18 kN/m^2
q2 = 96.51 kN/m^2

It is assumed that the base of wave wall is cantilevered beam with 4.5m length and 1m width. Maximum bending moment and shear force at critical section are as follows.

M = 176.72 kN m (SLS)
S = 72.88 kN m (SLS)

2nd Intertia at Critical Section (I) = $bh^3/12$= 1 x 1.8^3 / 12 = 0.486 m^4

Maximun tensile stress $\sigma = \frac{M_{max}}{I} y$=176.72 / 0.486 x (1.8 /2)

= 0.33 N/mm^2 < 2.02 N/mm^2 O.K.

Shear stress $\tau = \frac{S_{max}}{A}$=72.88 / (1x1.8) = 0.04 N/mm^2 < 2.19 N/mm^2 O.K.

8. Slope stability analysis and settlement of the proposed breakwaters

(1) Introduction

This report will convey about the geotechnical review for the ground condition around the proposed breakwater as well as the stability calculation and settlement check of those areas based on the soil test reports and 'Tender Documents'.

This report checks the design for breakwater and reclamation area with additional soil information provided in tender bulletin # 1~21 and old soil information provided in tender document.

- Design Standards

Design standards used in the analysis are as Table 1. Design Standards.

Table 1. Design standards

No.	Name of standards, process	Code
1	Soil Mechanics	NAVFAC Design Manual 7.1
2	Foundation and Earth Structures	NAVFAC Design Manual 7.2
3	Soil Dynamics, Deep Stabilization and Special Geotechnical Construction	NAVFAC Design Manual 7.3

(2) Slope Stability Analysis of the Breakwater

① General

In this chapter, the slope stability of the proposed breakwaters is analyzed based on the soil investigations carried out in 1990, 1992 and 2005.

② Summary of the soil investigation results

- Sandy soil with gravel
  Sand layers are composed of the medium to coarse carbonate sand (N=23) and the shell fragments. This sand layer is detected in a few area.
- Detrital Limestone
  Detrital Limestone layers are well cemented with frequent large sand. The value of point load test is 2.45~3.76Mpa. This layer is usually detected at Main Breakwater and North Channel areas.
- Calcarenite
  Calcarenite layers are composed of the weak to moderately weak calcarenite. The value of Unconfined Compressive Strength is 1.1~26.16Mpa. This layer is detected at whole areas and forms the surface layer of seabed.
- Limestone
  Limestone layers are composed of the weak to moderately strong limestone with 3.62~30.13Mpa Unconfined Compressive Strength. This layer is detected at whole areas and forms the bedrock.
- Design values of soil properties
  Based on the additional soil investigation and the tender design document, the design properties of soil are selected to analyze the proposed breakwater as following Table 2.

Table 2. Soil properties for stability analysis

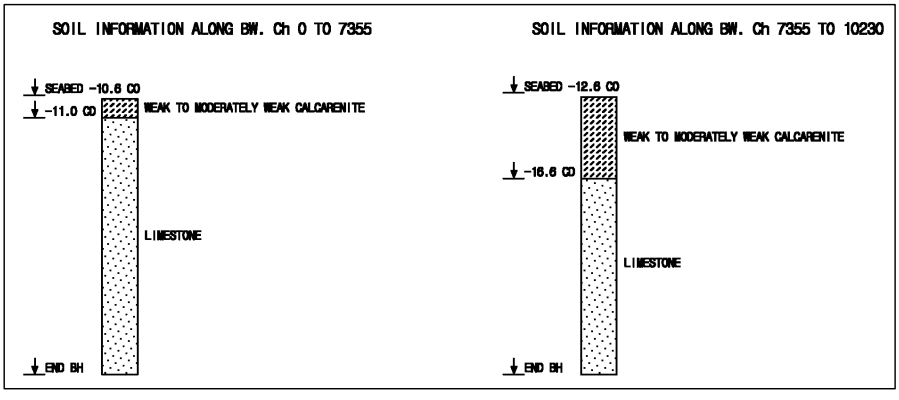
Soil	γt(kN/m3)	γsat(kN/m3)	cu(kPa)	φ(o)	remarks
medium to dense sand	18	18	0	30	
antifer blocks	24	24			
rock armour	26.5	26.5	10	45	
quarry run(screened)	26.5	26.5	10	37	
quarry run(unscreened)	26.5	26.5	10	35	
dredged material	18	18	10	35	
concrete	24	24			
bedrock	26.5	26.5	100	35	

* water : γ_w = 10.25 kN/m^3

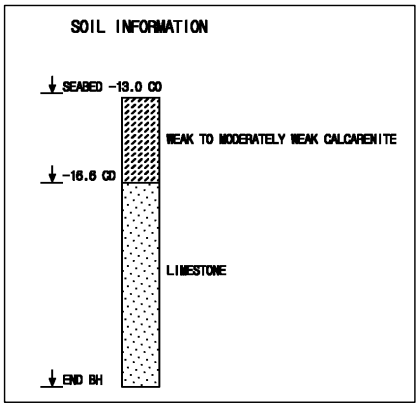
(3) Typical Profile Sections and Design Criteria

① Typical profile sections

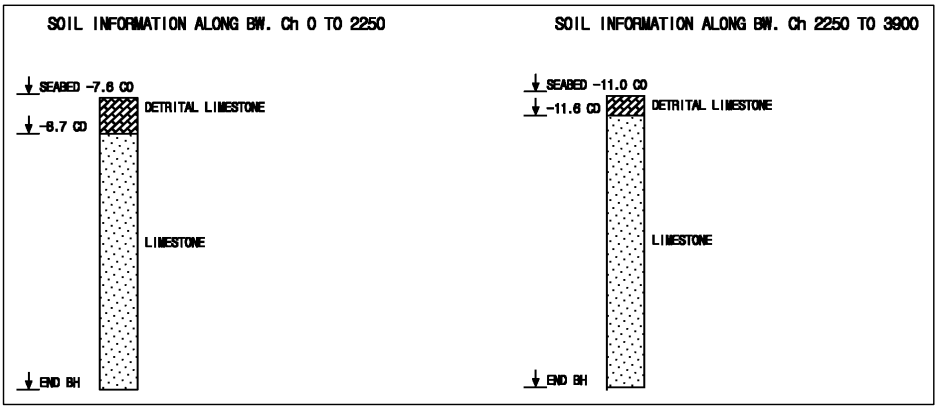
가. Southern Breakwater & Southern Road & Service Causeway Reclamation



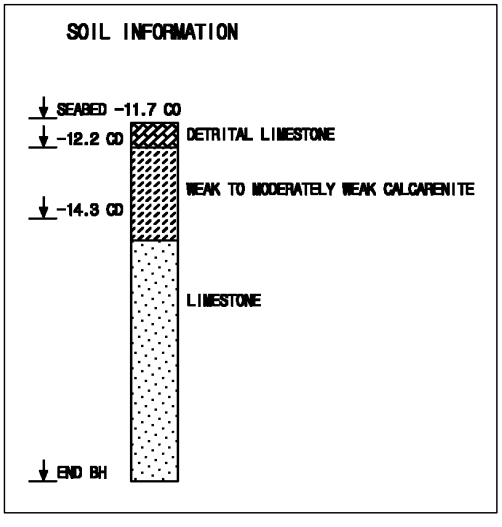
나. Outer Offshore Breakwater



다. Main Breakwater (inner section)



라. Main Breakwater (outer section)



② Design criteria

- Design W.L = +2.60 m CD
- Service load : 50 kPa
- Factor of safety for slope stability F.S. ¤ 1.25

③ Analysis program: SLOPE/W by GEOSTUDIO

(4) Slope Stability Analysis Results

For each proposed breakwater, the slope stability analyses were carried out based on the typical soil profiles of each breakwater. The slope analysis results for the proposed breakwater can be summarized as follows.

Table 3. Factors of safety

Section		Chainage	F.S	
			sea side	port side
Southern Breakwater	S A	0~1350	1.978	1.993
	S B	1350~1600	2.303	1.956
	S C	1600~3550	2.447	1.639
	S D	3550~4570	2.495	1.762
	S E	4570~5500	2.421	1.605
	S F	5500~7020	2.257	1.819
	S G	7020~7310	2.353	1.502
	S H	7310~8080	2.302	1.484
	S J(a)	8080~10230	2.186	1.685
	S J(b)		2.265	1.690
	S K	10230	2.724	-
	S N	10230	2.252	1.478
South Breakwater Spur	S L	0~352	2.283	2.283
	S M	352	2.107	-
Main Breakwater	M A&M B	0~700	3.232	-
	M C	700~1000	2.993	-
	M D	1000~1675	2.556	1.720
	M E	1675~2250	2.345	1.614
	M F	2250~3900	1.790	1.544
	M G(D, B)	3900~7410	1.763	1.424
	M G(C)		1.763	1.425
	M G(A)		1.805	1.422
	M H	7570~8235	2.238	1.676
	M I	8235~9930	2.635	2.487
	M J	9930	1.753	-
Main Breakwater Spur	M K	0~500	1.816	-
	M L	500	2.191	-
Outer Offshore Breakwater	I I	-	2.416	-
	J J	-	1.800	-

As shown in the Table 3, the proposed breakwaters are stable under estimated soil conditions.

(5) Settlement Analysis of Proposed Breakwaters

① Theoretical background

The settlement checking for under layer of breakwater is performed for the soft layer (clay, silt, sand and so on) and the magnitude of settlement for each layer is maximum value estimated at the centerline of proposed breakwater.

The settlements of the sandy layers are estimated by De Beer's method, which is used to estimate the settlement of sandy soil using SPT 'N' value.

$$S = 0.04\frac{P_o}{N} H \cdot \log\left(\frac{P_o + \triangle P}{P_o}\right)$$ De Beer's equation

where,

S = settlement(m)

P_o = present effective overburden pressure(ton)

$\triangle P$ = applied effective overburden pressure(ton)

N = average N value for each layer

The consolidation settlements are calculated using the following equations.

- Consolidation settlement

$$\triangle H = \frac{C_c}{1+e_o} H \log\left(\frac{P_o + \triangle P}{P_o}\right) \text{ for normally consolidated clay}$$

where,

$\triangle H$ = consolidation settlement(m)

C_c = compression index

e_o = initial void ratio

H = thickness of consolidation layer(m)

P_o = present effective overburden pressure(ton)

$\triangle P$ = applied effective overburden pressure(ton)

- Consolidation time for the required residual settlement

$$t = \frac{T_v}{c_v} H^2$$

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left(\frac{U}{100}\right)^2 \text{ for U<60\%}$$

$$T_v = 1.781 - 0.933\log(100 - U) \text{ for U ¤ 60\%}$$

where,

t = consolidation time

c_v = coefficient of consolidation

H = drain length(m)

U = degree of consolidation (%)

T_v = nondimensional time factor

② Settlement Analysis

Based upon the site conditions presented in typical profile sections, soft layers does not detected at the seabed layer and it is composed with the rocks (limestone and calcarenite). Therefore, the settlement analysis is not necessary for this soil condition.

(6) Evaluation of liquefaction

① Theoretical background

'Liquefaction' is a generic name given to a family of phenomena occurring in saturated sands and silty sands, typically loose, during and after an earthquake. Seismic liquefaction involves reaching a condition of zero effective stress as a result of cyclic shear stress induced due to earthquake shaking.

Assessment of liquefaction potential should normally be carried out when loose cohesionless soils are present close to ground surface and below the water table.

In general, no specific liquefaction analysis is necessary where cohesionless soil has one or more of the following characteristics.

- Clay content of more than 20% with a plasticity index I_p greater than 10%, fines content of more than 35%.
- In situ relative density in the range dense to very dense(Relative density D_r of greater than about 60%).
- In situ permeability of typically greater than 10 4m/s, for example clean medium grained sand and coarse material.

Seed(1979) and Seed and De Alba(1983) developed the use of the standard penetration test to predict the occurrence or non occurrence of liquefaction in horizontal deposits of saturated sand. This empirical method is based on case histories in which liquefaction has, or has not, been observed(the Berkeley Catalogue).

Fear and McRoberts(1995) completely re evaluated the Berkeley catalogue data and proposed a set of correction, which is less conservative at higher shear stress levels. They have been adopted for calculation of CRR(Cyclic Resistance Ratio) in this report.

Simplified procedure for cyclic liquefaction assessment is as follows.

- If fine contents(%) > 35 %, material is cohesive and subject only to potential cyclic mobility and limited deformation, Liquefaction unlikely.
- If $(N_1)_{60}$ > 13, according to Fear and McRoberts(1995) study, liquefaction may unlikely occur in case of sand with fines.
- Otherwise, compute the cyclic stress ratio, Ri, using the following equation.

$$R_i = \frac{\tau}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \cdot a_{max} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d$$

where,

R_i = cyclic stress ratio(CSR)

r_d = 1.0 - 0.015z, a stress reduction coefficient

z = depth in metres

$\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$ = ratio of total and effective vertical stress

a_{max} = maximum horizontal acceleration in g.

- Modify the values of SPT using the equation.

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60}$$

where,

$(N_1)_{60}$ = normalized N value to hammer efficiency and to 100kPa using effective stress correction factor. C_N

$C_N = \left(\frac{100}{\sigma'_{vo}}\right)^{1/2}$ = effective stress correction factor.

σ'_{vo} = effective overburden pressure in kPa.

- Compute CRR using the ready to use chart developed by Fear and McRoberts(1995)
- Compare CSR(earthquake generated Cyclic Stress Ratio) and CRR(Cyclic Resistance Ratio)

② Liquefaction analysis

From the soil investigation results, the loose sand layer, which can be liquefied during the seismic loading, is not found under breakwater. Therefore, the liquefaction analysis is not necessary in this soil condition.

9. Conclusion

This report suggests the alternative design of breakwaters to be constructed at Ras Laffan, Qatar. The major change of this alternative is that the Antifer armour is replaced to Core Loc armour. The Core loc armour units (CLI) are considered as the most attractive solution for breakwater due to its superior hydraulic stability, cost effectiveness and reduced overtopping rates by high porosity ratio (60%). The merits of Core loc armour units can be summarized as follows:

- Superior Hydraulic Stability Due To High Interlocking Capability
- Higher Stability Coefficients in Hudson and Van der Meer Formula
- Reduced Overtopping Due To A High Porosity Ratio
- Increased Wave Energy Dissipation Capabilities
- Proven Structural Robustness using finite element methods and full drop tests
- Simple Casting and Minimum Storage and Easy Handling
- Cost and Time Effective Solutions by single layer placement

For each proposed breakwater, the slope stability analyses were carried out based on the typical soil profiles of each breakwater. Conclusively, the proposed breakwaters are stable under estimated soil conditions, and the effects of settlement and liquefaction is too small to make an adverse effects of geotechnical aspects.

APPENDIX I

Analysis output of Overtopping by CEM

1. Section SA

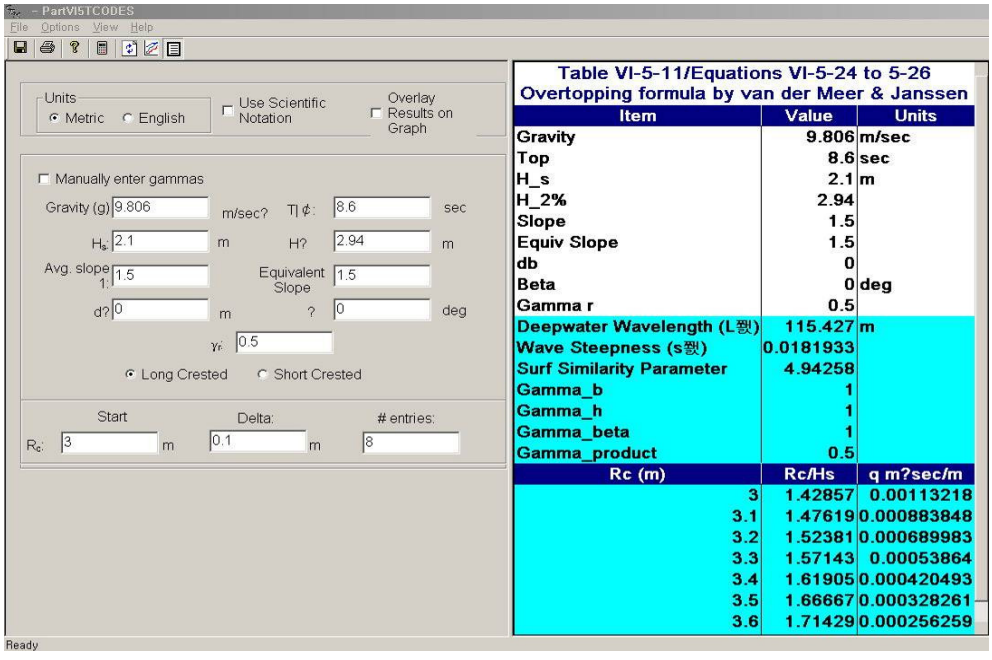


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.6	sec
H_s	2.1	m
H_2%	2.94	
Slope	1.5	
Equiv Slope	1.5	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L뀡)	115.427	m
Wave Steepness (s뀡)	0.0181933	
Surf Similarity Parameter	4.94258	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	

Rc (m)	Rc/Hs	q m?sec/m
3	1.42857	0.00113218
3.1	1.47619	0.000883848
3.2	1.52381	0.000689983
3.3	1.57143	0.00053864
3.4	1.61905	0.000420493
3.5	1.66667	0.000328261
3.6	1.71429	0.000256259

2. Section SB

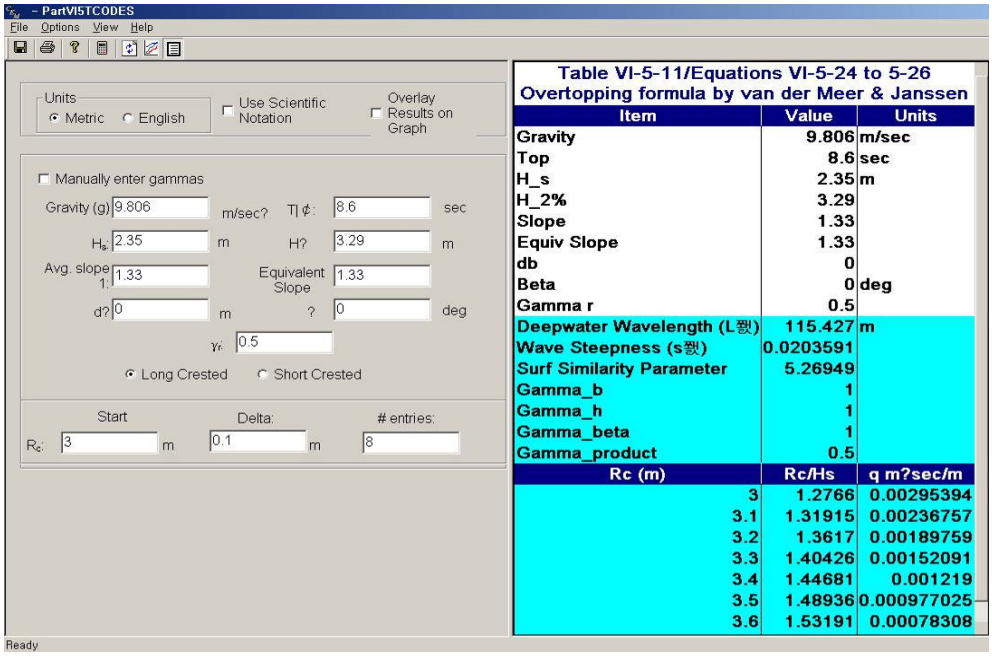


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.6	sec
H_s	2.35	m
H_2%	3.29	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L뀡)	115.427	m
Wave Steepness (s뀡)	0.0203591	
Surf Similarity Parameter	5.26949	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	

Rc (m)	Rc/Hs	q m?sec/m
3	1.2766	0.00295394
3.1	1.31915	0.00236757
3.2	1.3617	0.00189759
3.3	1.40426	0.00152091
3.4	1.44681	0.001219
3.5	1.48936	0.000977025
3.6	1.53191	0.00078308

3. Section SC

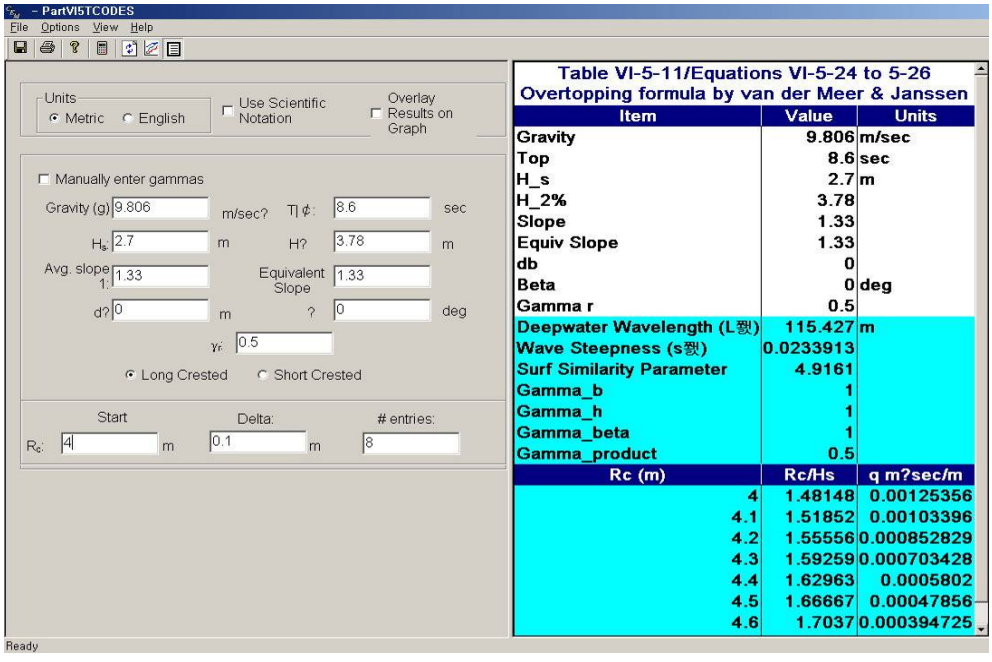


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.6	sec
H_s	2.7	m
H_2%	3.78	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L쬀)	115.427	m
Wave Steepness (s쬀)	0.0233913	
Surf Similarity Parameter	4.9161	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
4	1.48148	0.00125356
4.1	1.51852	0.00103396
4.2	1.55556	0.000852829
4.3	1.59259	0.000703428
4.4	1.62963	0.0005802
4.5	1.66667	0.00047856
4.6	1.7037	0.000394725

4. Section SD

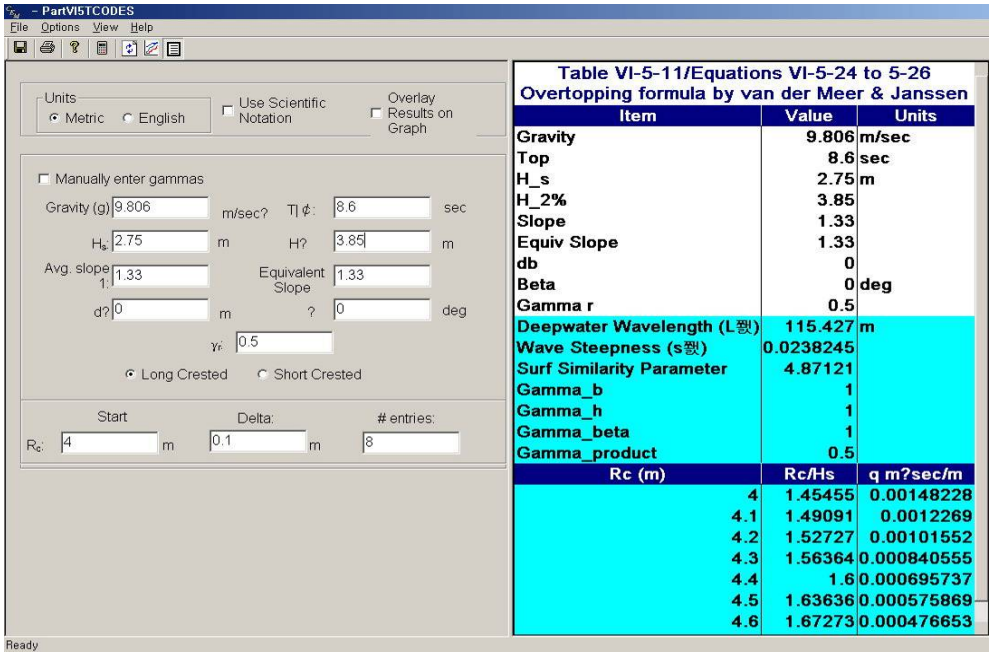


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.6	sec
H_s	2.75	m
H_2%	3.85	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L쬀)	115.427	m
Wave Steepness (s쬀)	0.0238245	
Surf Similarity Parameter	4.87121	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
4	1.45455	0.00148228
4.1	1.49091	0.0012269
4.2	1.52727	0.00101552
4.3	1.56364	0.000840555
4.4	1.6	0.000695737
4.5	1.63636	0.000575869
4.6	1.67273	0.000476653

5. Section SE

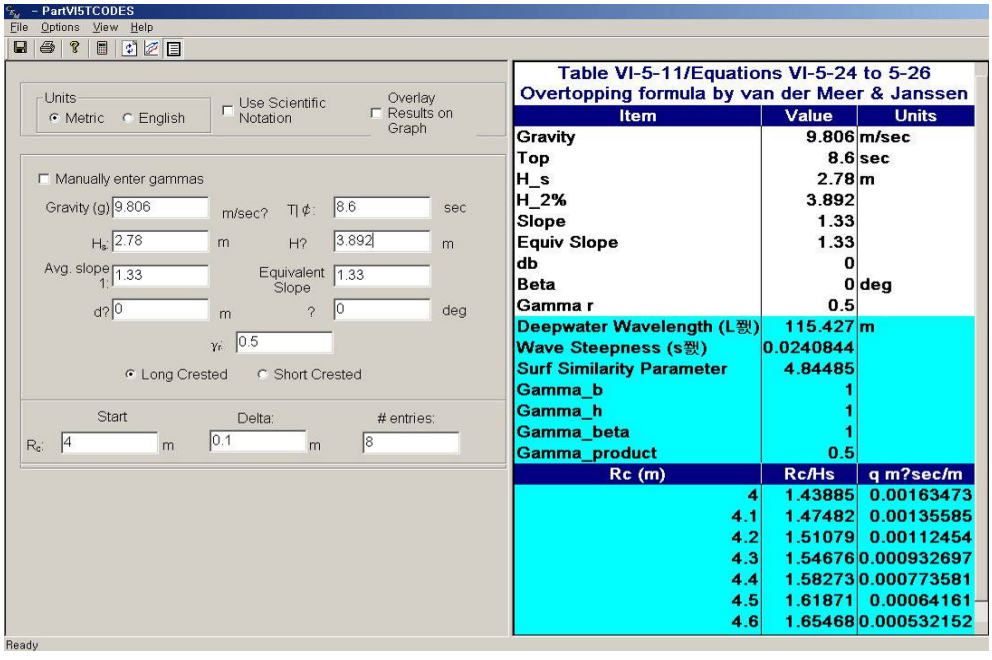


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.6	sec
H_s	2.78	m
H_2%	3.892	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L₀)	115.427	m
Wave Steepness (s₀)	0.0240844	
Surf Similarity Parameter	4.84485	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
4	1.43885	0.00163473
4.1	1.47482	0.00135585
4.2	1.51079	0.00112454
4.3	1.54676	0.000932697
4.4	1.58273	0.000773581
4.5	1.61871	0.00064161
4.6	1.65468	0.000532152

6. Section SF

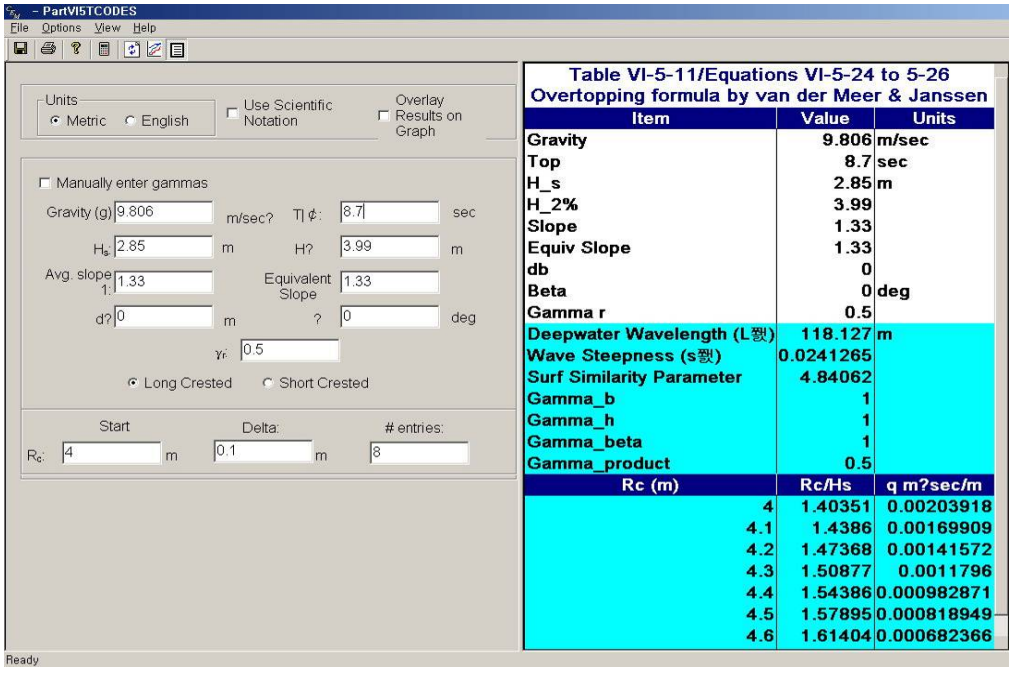


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.7	sec
H_s	2.85	m
H_2%	3.99	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L₀)	118.127	m
Wave Steepness (s₀)	0.0241265	
Surf Similarity Parameter	4.84062	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
4	1.40351	0.00203918
4.1	1.4386	0.00169909
4.2	1.47368	0.00141572
4.3	1.50877	0.0011796
4.4	1.54386	0.000982871
4.5	1.57895	0.000818949
4.6	1.61404	0.000682366

7. Section SG

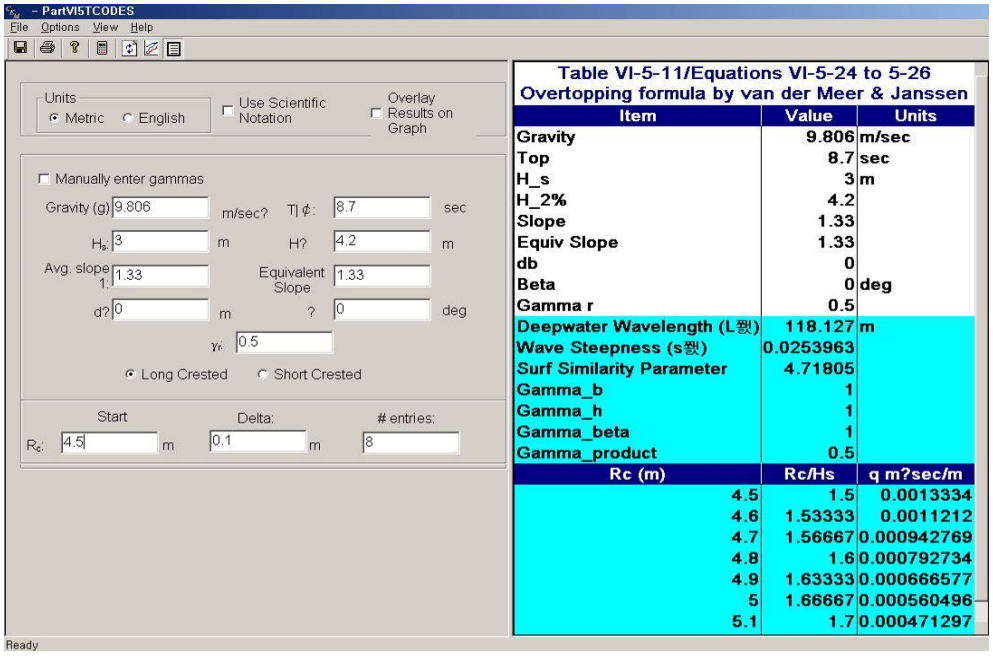


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.7	sec
H_s	3	m
H_2%	4.2	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L꾀)	118.127	m
Wave Steepness (s꾀)	0.0253963	
Surf Similarity Parameter	4.71805	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	

Rc (m)	Rc/Hs	q m?sec/m
4.5	1.5	0.0013334
4.6	1.53333	0.0011212
4.7	1.56667	0.000942769
4.8	1.6	0.000792734
4.9	1.63333	0.000666577
5	1.66667	0.000560496
5.1	1.7	0.000471297

8. Section SH

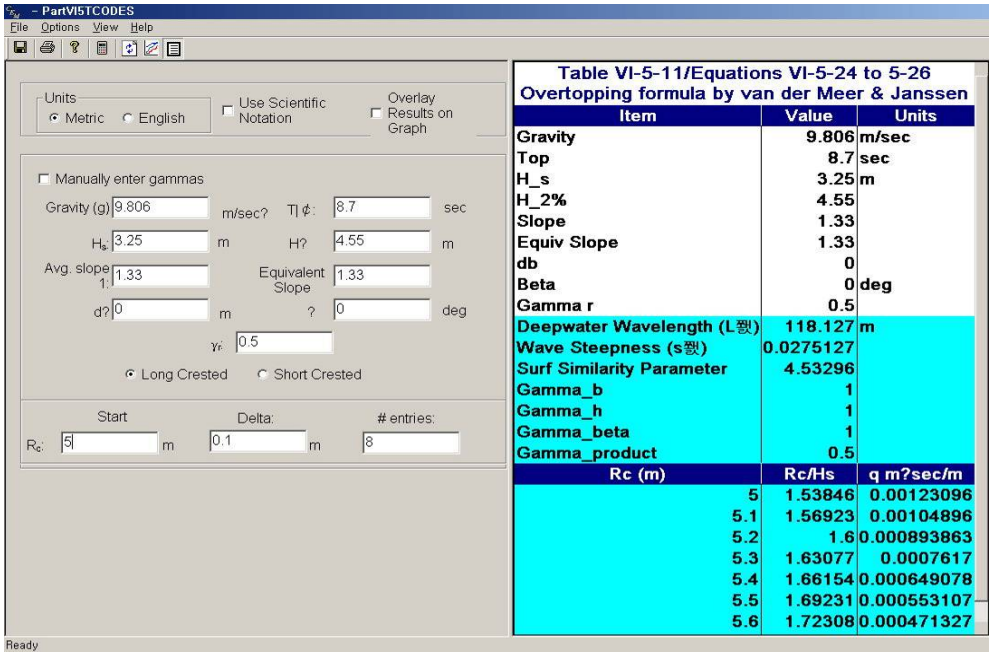


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.7	sec
H_s	3.25	m
H_2%	4.55	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L꾀)	118.127	m
Wave Steepness (s꾀)	0.0275127	
Surf Similarity Parameter	4.53296	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	

Rc (m)	Rc/Hs	q m?sec/m
5	1.53846	0.00123096
5.1	1.56923	0.00104896
5.2	1.6	0.000893863
5.3	1.63077	0.0007617
5.4	1.66154	0.000649078
5.5	1.69231	0.000553107
5.6	1.72308	0.000471327

9. Section SJ(a)

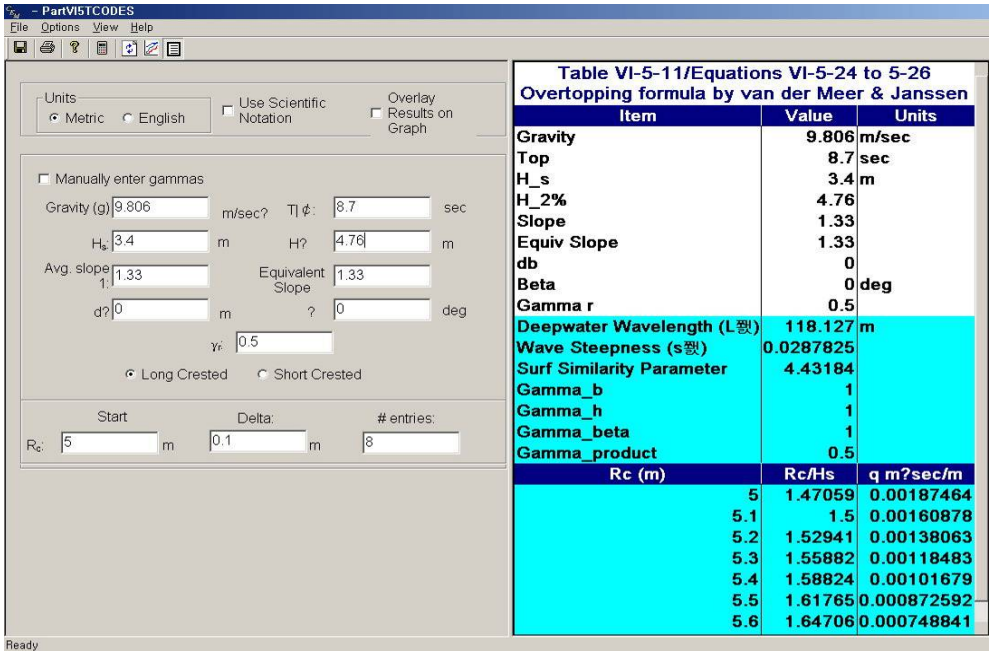


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.7	sec
H_s	3.4	m
H_2%	4.76	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L₀)	118.127	m
Wave Steepness (s₀)	0.0287825	
Surf Similarity Parameter	4.43184	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
5	1.47059	0.00187464
5.1	1.5	0.00160878
5.2	1.52941	0.00138063
5.3	1.55882	0.00118483
5.4	1.58824	0.00101679
5.5	1.61765	0.000872592
5.6	1.64706	0.000748841

10. Section SN

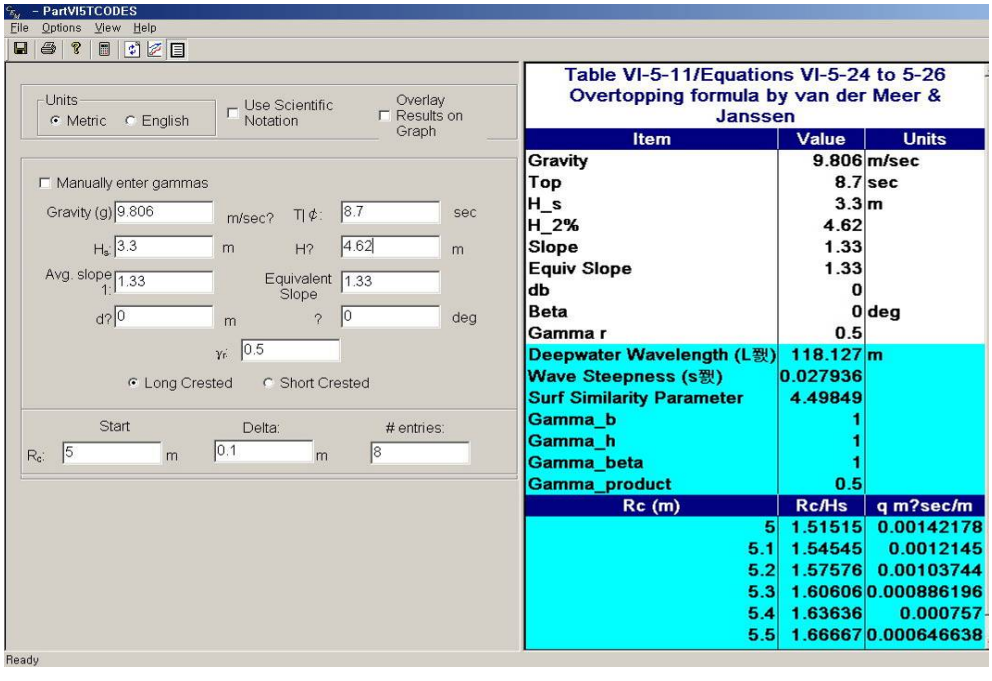


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.7	sec
H_s	3.3	m
H_2%	4.62	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L₀)	118.127	m
Wave Steepness (s₀)	0.027936	
Surf Similarity Parameter	4.49849	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
5	1.51515	0.00142178
5.1	1.54545	0.0012145
5.2	1.57576	0.00103744
5.3	1.60606	0.000886196
5.4	1.63636	0.000757
5.5	1.66667	0.000646638

11. Section SJ(b)

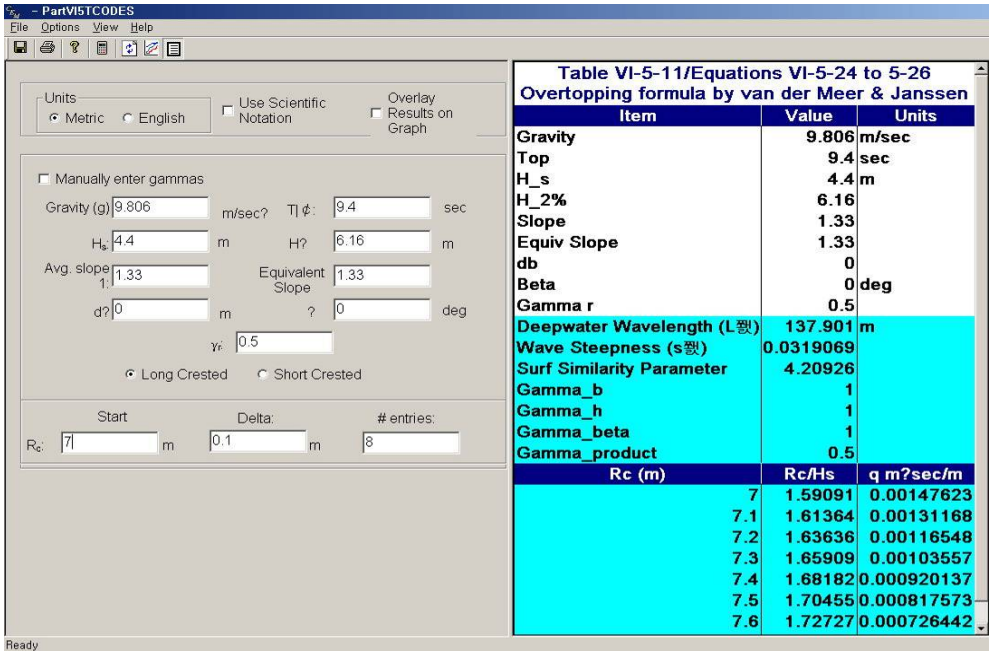


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H_s	4.4	m
H_2%	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L₀)	137.901	m
Wave Steepness (s₀)	0.0319069	
Surf Similarity Parameter	4.20926	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573
7.6	1.72727	0.000726442

12. Section SK

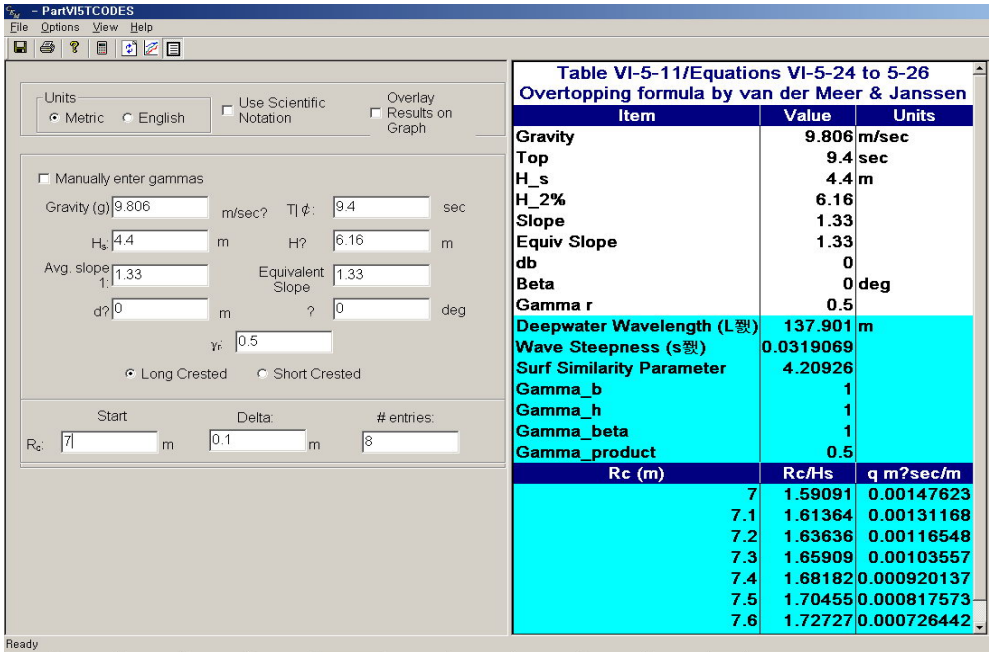


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H_s	4.4	m
H_2%	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L₀)	137.901	m
Wave Steepness (s₀)	0.0319069	
Surf Similarity Parameter	4.20926	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573
7.6	1.72727	0.000726442

13. Section SL

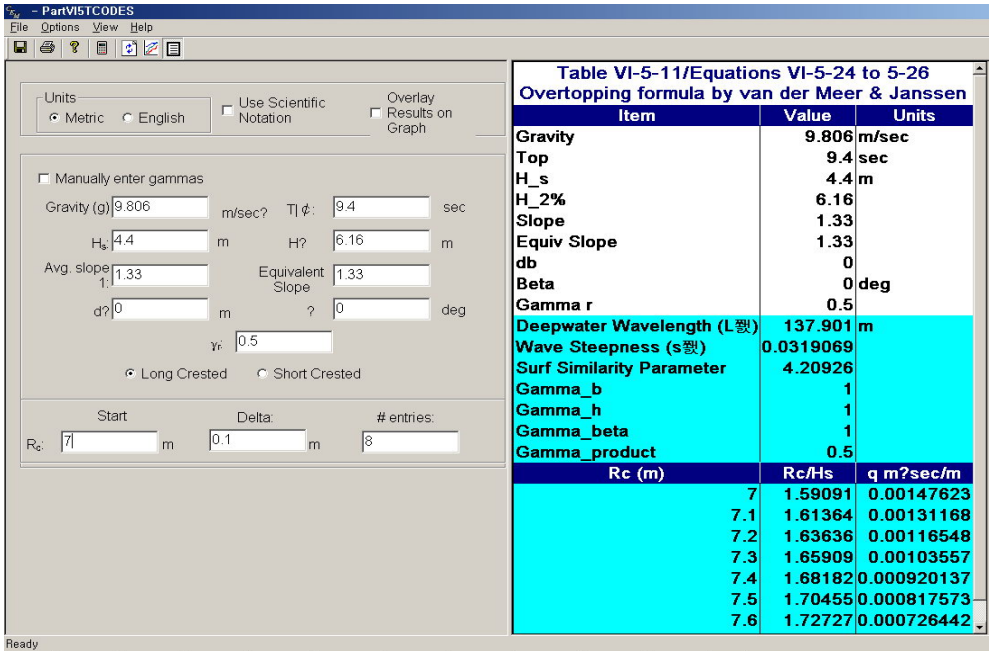


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H_s	4.4	m
H_2%	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L뀔)	137.901	m
Wave Steepness (s뀔)	0.0319069	
Surf Similarity Parameter	4.20926	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573
7.6	1.72727	0.000726442

14. Section SM

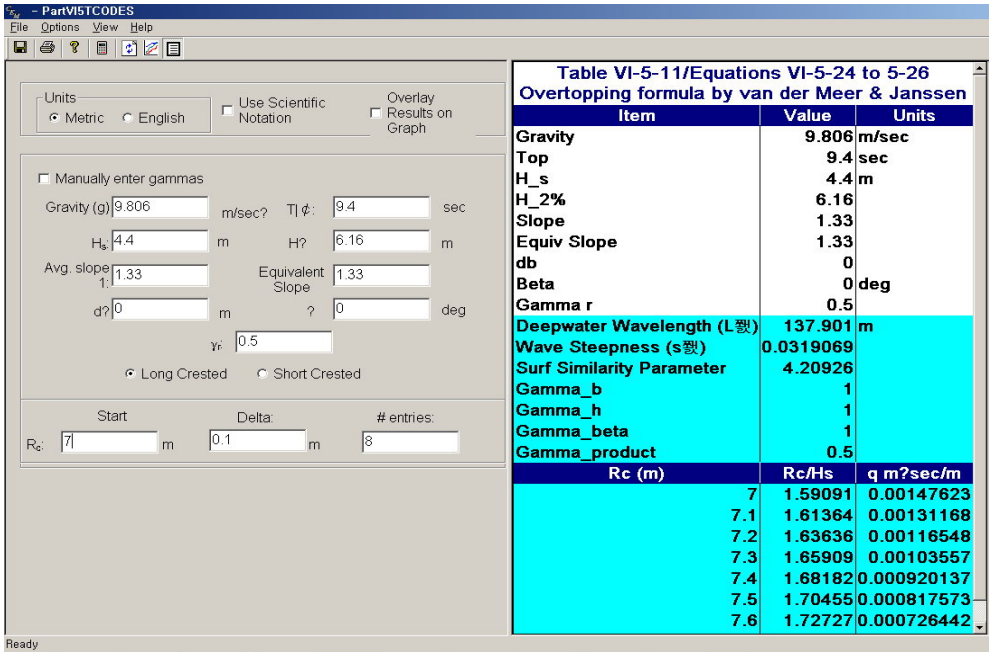


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H_s	4.4	m
H_2%	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L뀔)	137.901	m
Wave Steepness (s뀔)	0.0319069	
Surf Similarity Parameter	4.20926	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573
7.6	1.72727	0.000726442

15. Section I

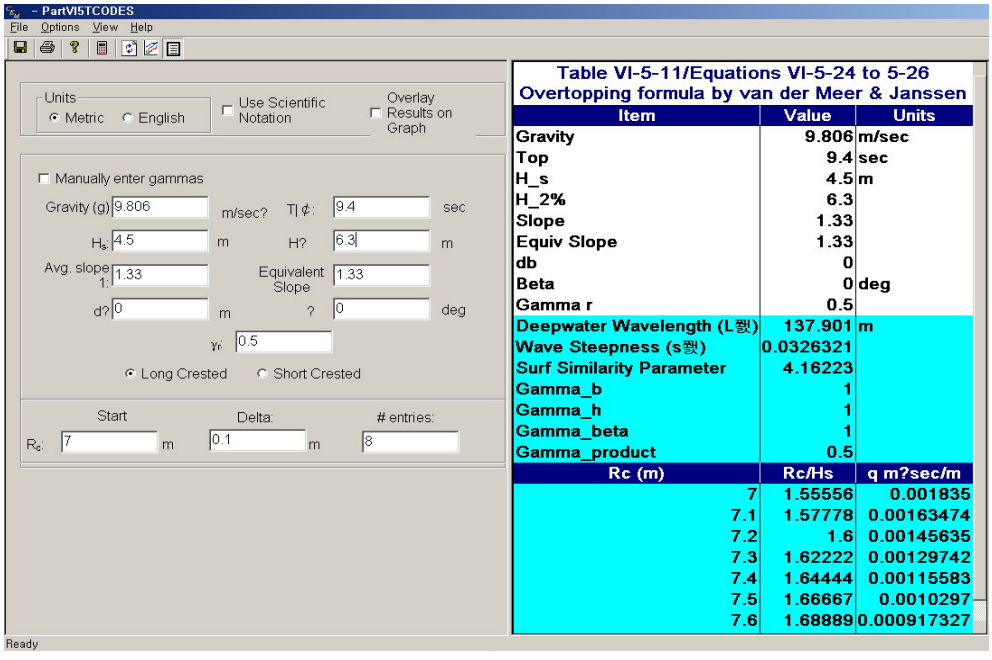


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H_s	4.5	m
H_2%	6.3	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L₀)	137.901	m
Wave Steepness (s₀)	0.0326321	
Surf Similarity Parameter	4.16223	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
7	1.55556	0.001835
7.1	1.57778	0.00163474
7.2	1.6	0.00145635
7.3	1.62222	0.00129742
7.4	1.64444	0.00115583
7.5	1.66667	0.0010297
7.6	1.68889	0.000917327

16. Section J

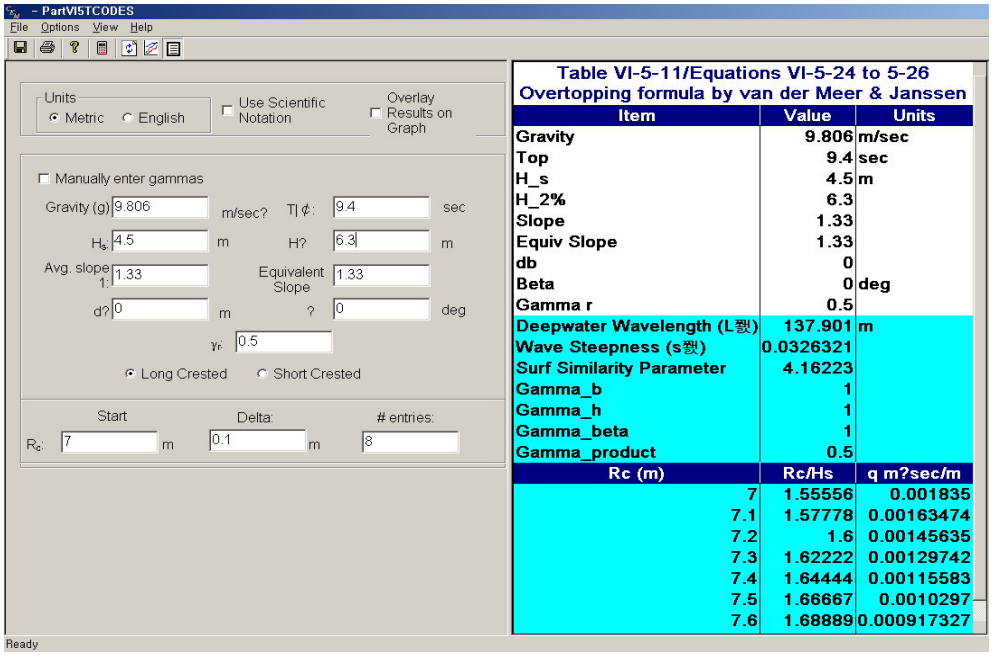


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H_s	4.5	m
H_2%	6.3	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L₀)	137.901	m
Wave Steepness (s₀)	0.0326321	
Surf Similarity Parameter	4.16223	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
7	1.55556	0.001835
7.1	1.57778	0.00163474
7.2	1.6	0.00145635
7.3	1.62222	0.00129742
7.4	1.64444	0.00115583
7.5	1.66667	0.0010297
7.6	1.68889	0.000917327

17. Section MI

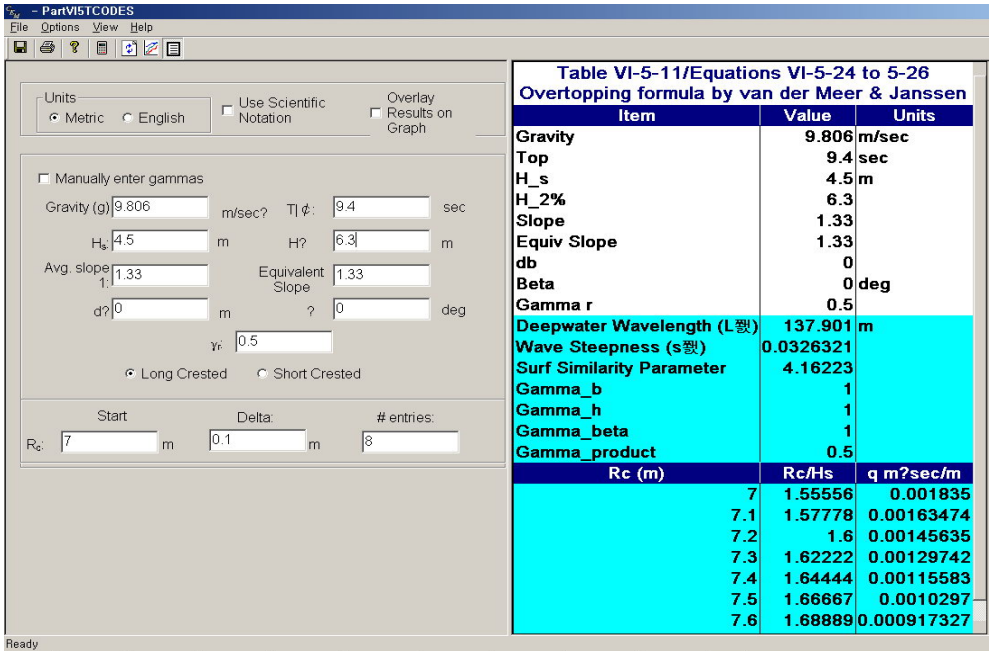


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H_s	4.5	m
H_2%	6.3	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L쬀)	137.901	m
Wave Steepness (s쬀)	0.0326321	
Surf Similarity Parameter	4.16223	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	

Rc (m)	Rc/Hs	q m?sec/m
7	1.55556	0.001835
7.1	1.57778	0.00163474
7.2	1.6	0.00145635
7.3	1.62222	0.00129742
7.4	1.64444	0.00115583
7.5	1.66667	0.0010297
7.6	1.68889	0.000917327

18. Section MJ

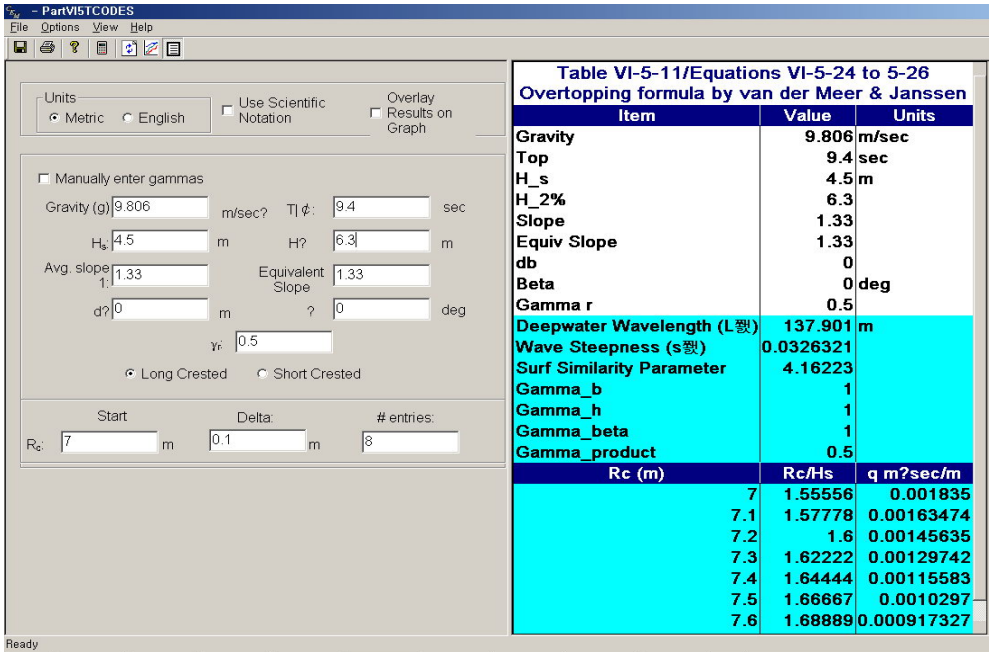
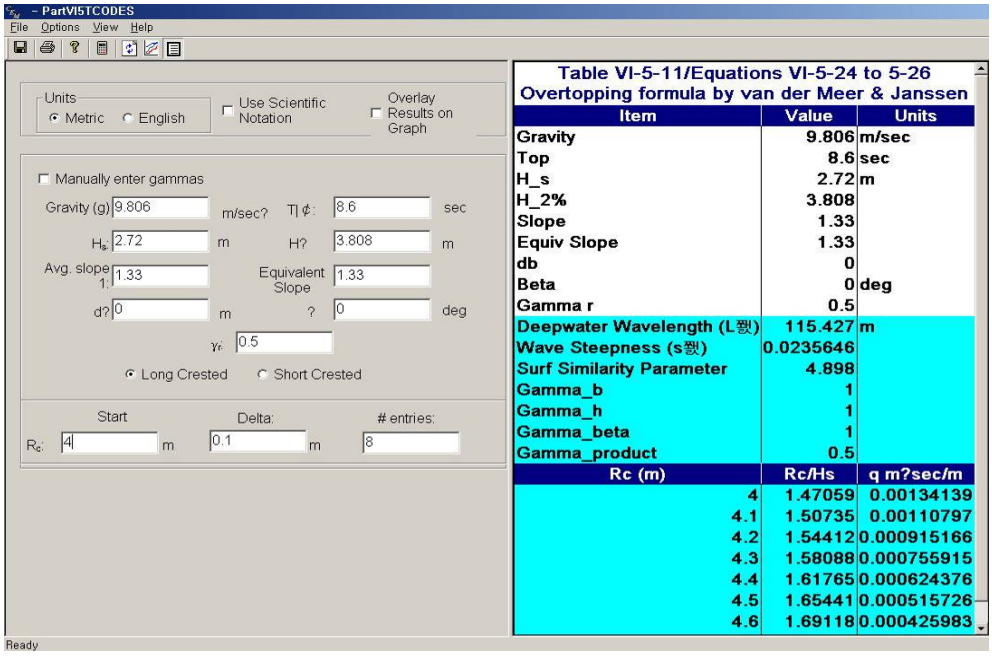


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

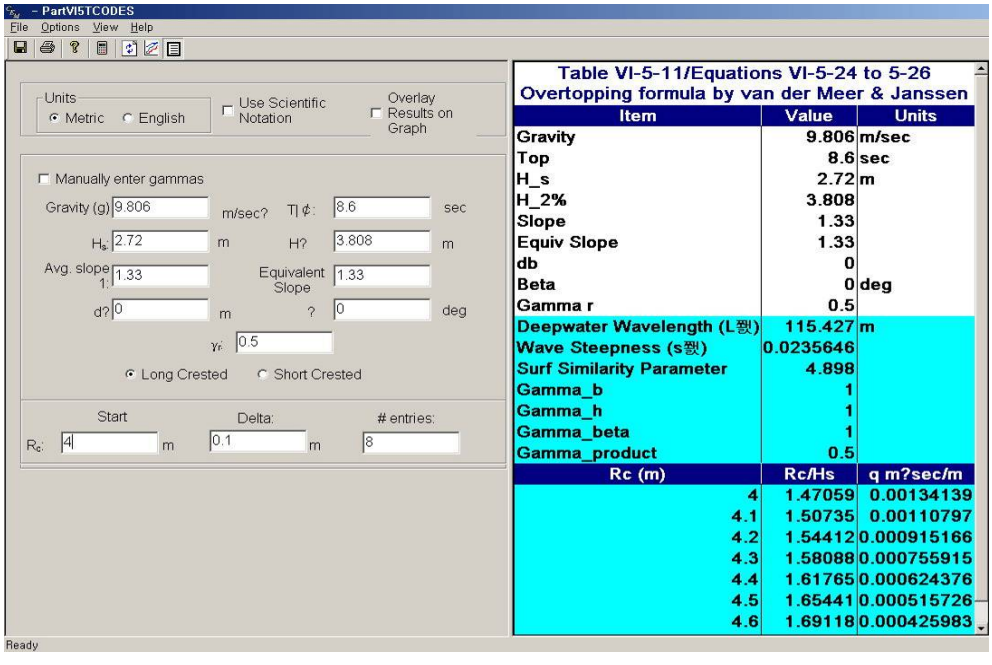
Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H_s	4.5	m
H_2%	6.3	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L쬀)	137.901	m
Wave Steepness (s쬀)	0.0326321	
Surf Similarity Parameter	4.16223	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	

Rc (m)	Rc/Hs	q m?sec/m
7	1.55556	0.001835
7.1	1.57778	0.00163474
7.2	1.6	0.00145635
7.3	1.62222	0.00129742
7.4	1.64444	0.00115583
7.5	1.66667	0.0010297
7.6	1.68889	0.000917327

19. Section MK



20. Section ML



21. Section MH

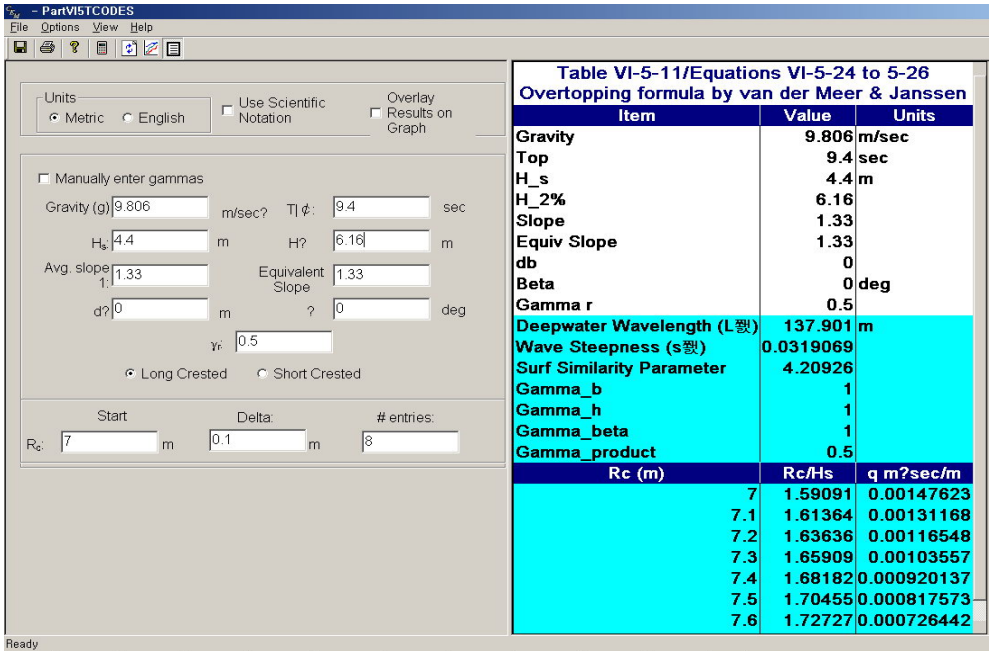


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H_s	4.4	m
H_2%	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L쬀)	137.901	m
Wave Steepness (s쬀)	0.0319069	
Surf Similarity Parameter	4.20926	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573
7.6	1.72727	0.000726442

22. Section MG(a)

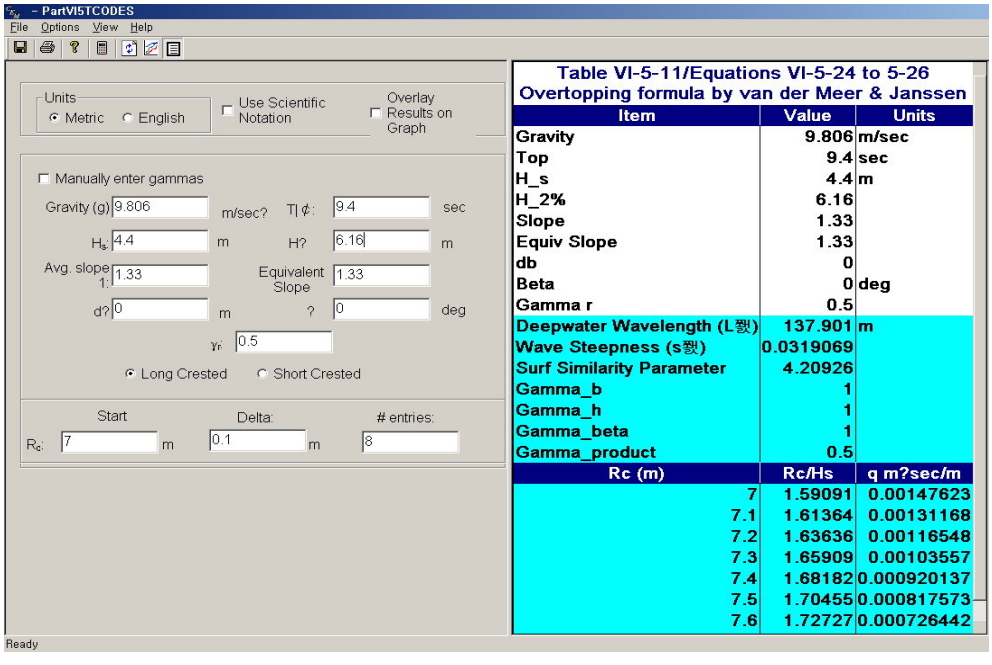


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H_s	4.4	m
H_2%	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L쬀)	137.901	m
Wave Steepness (s쬀)	0.0319069	
Surf Similarity Parameter	4.20926	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573
7.6	1.72727	0.000726442

23. Section MG(b)

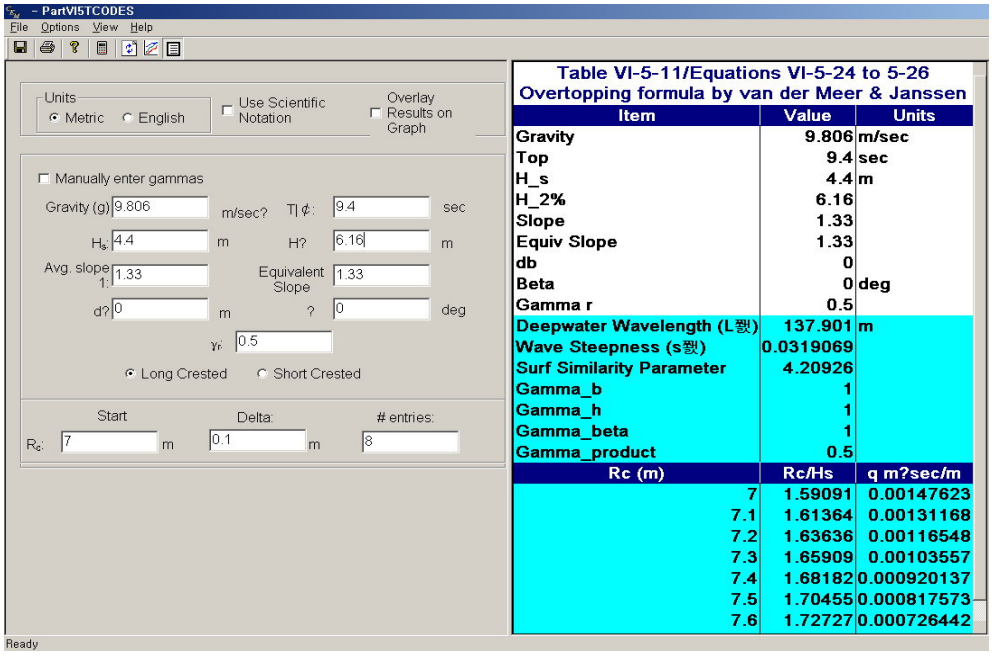


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H_s	4.4	m
H_2%	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L₀)	137.901	m
Wave Steepness (s₀)	0.0319069	
Surf Similarity Parameter	4.20926	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573
7.6	1.72727	0.000726442

24. Section MG(c)

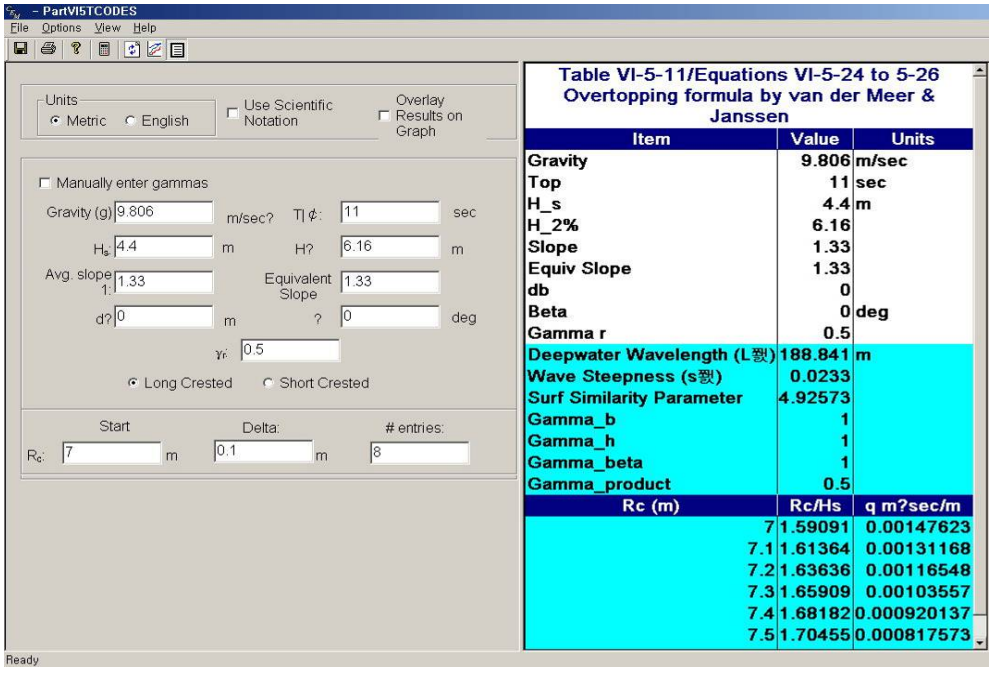


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	11	sec
H_s	4.4	m
H_2%	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L₀)	188.841	m
Wave Steepness (s₀)	0.0233	
Surf Similarity Parameter	4.92573	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573

25. Section MG(d)

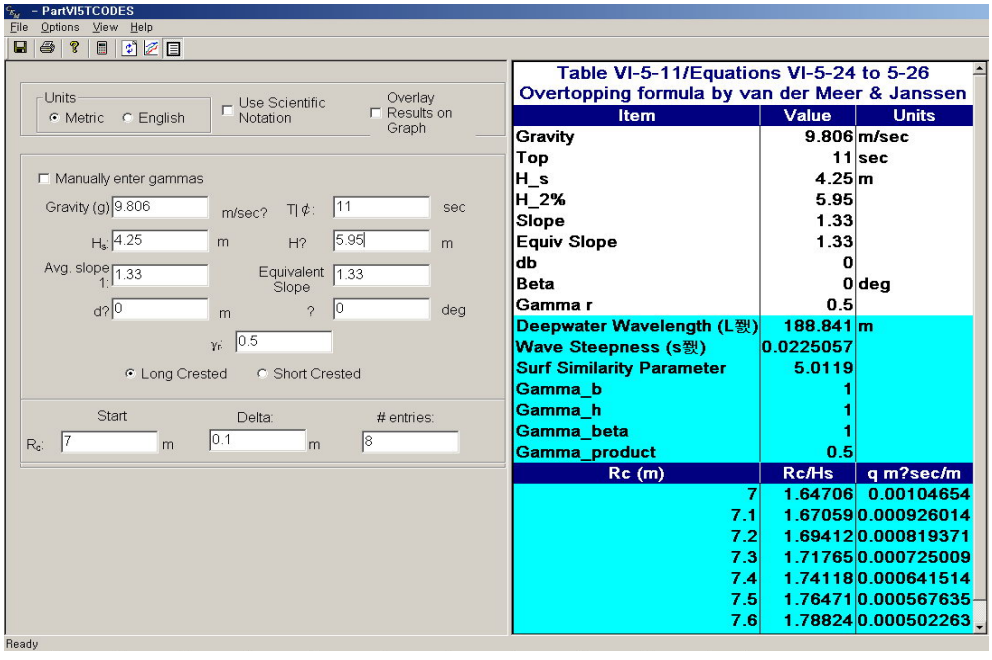


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	11	sec
H_s	4.25	m
H_2%	5.95	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L쬀)	188.841	m
Wave Steepness (s쬀)	0.0225057	
Surf Similarity Parameter	5.0119	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
7	1.64706	0.00104654
7.1	1.67059	0.000926014
7.2	1.69412	0.000819371
7.3	1.71765	0.000725009
7.4	1.74118	0.000641514
7.5	1.76471	0.000567635
7.6	1.78824	0.000502263

26. Section MF

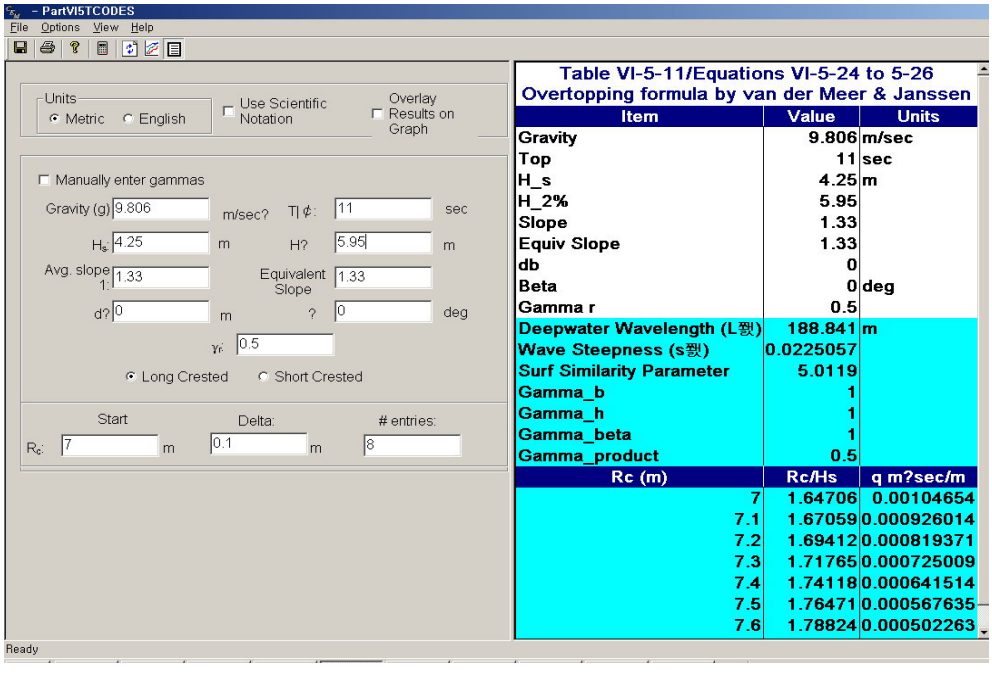


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	11	sec
H_s	4.25	m
H_2%	5.95	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L쬀)	188.841	m
Wave Steepness (s쬀)	0.0225057	
Surf Similarity Parameter	5.0119	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
7	1.64706	0.00104654
7.1	1.67059	0.000926014
7.2	1.69412	0.000819371
7.3	1.71765	0.000725009
7.4	1.74118	0.000641514
7.5	1.76471	0.000567635
7.6	1.78824	0.000502263

27. Section ME

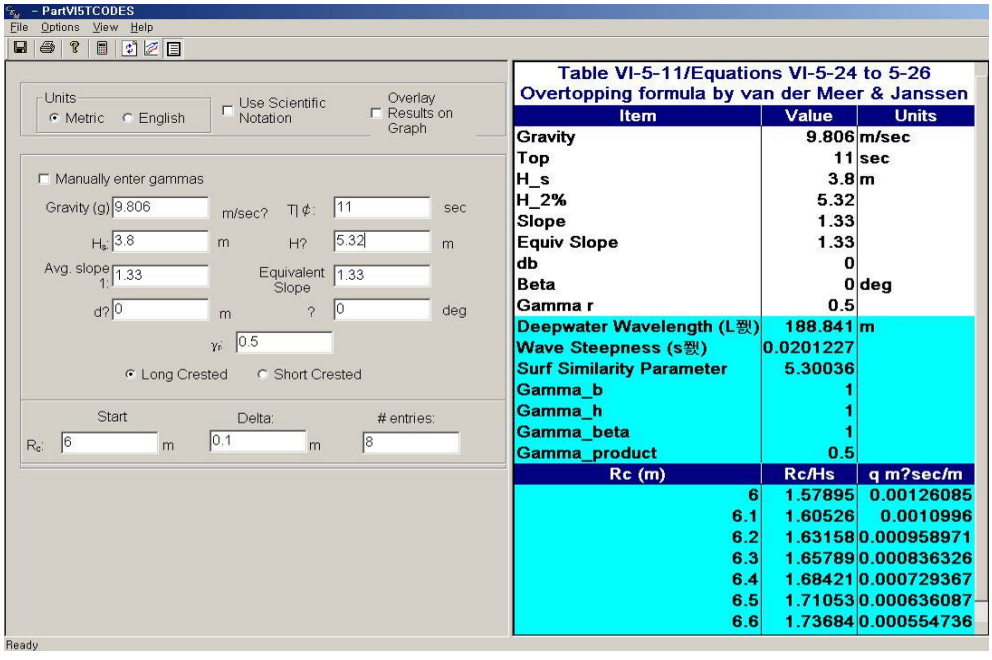


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	11	sec
H_s	3.8	m
H_2%	5.32	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L꜀)	188.841	m
Wave Steepness (s꜀)	0.0201227	
Surf Similarity Parameter	5.30036	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
6	1.57895	0.00126085
6.1	1.60526	0.0010996
6.2	1.63158	0.000958971
6.3	1.65789	0.000836326
6.4	1.68421	0.000729367
6.5	1.71053	0.000636087
6.6	1.73684	0.000554736

28. Section MD

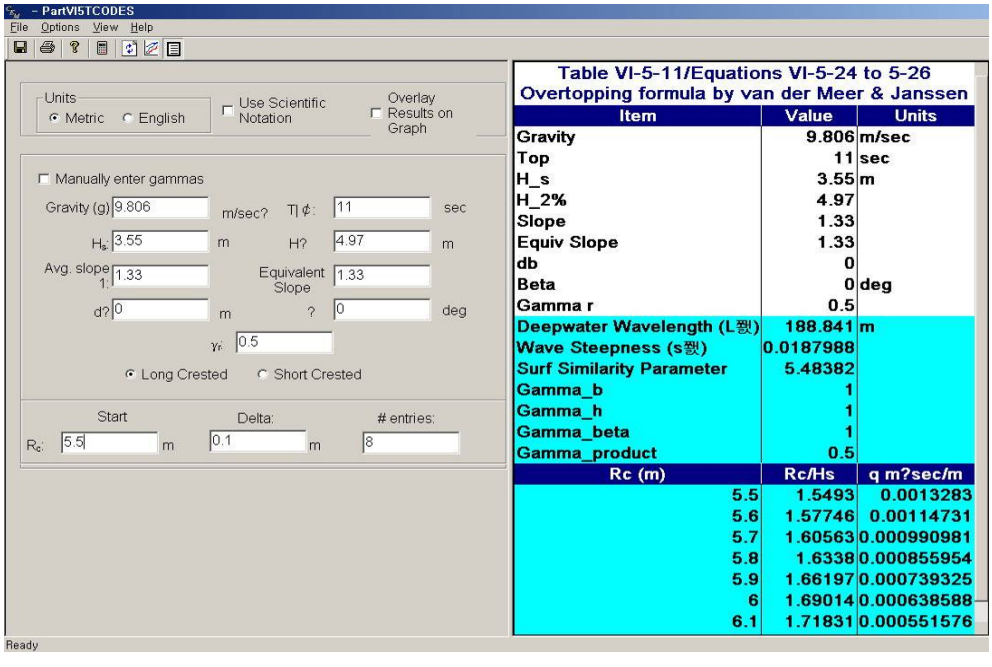


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	11	sec
H_s	3.55	m
H_2%	4.97	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L꜀)	188.841	m
Wave Steepness (s꜀)	0.0187988	
Surf Similarity Parameter	5.48382	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
5.5	1.5493	0.0013283
5.6	1.57746	0.00114731
5.7	1.60563	0.000990981
5.8	1.6338	0.000855954
5.9	1.66197	0.000739325
6	1.69014	0.000638588
6.1	1.71831	0.000551576

29. Section MC

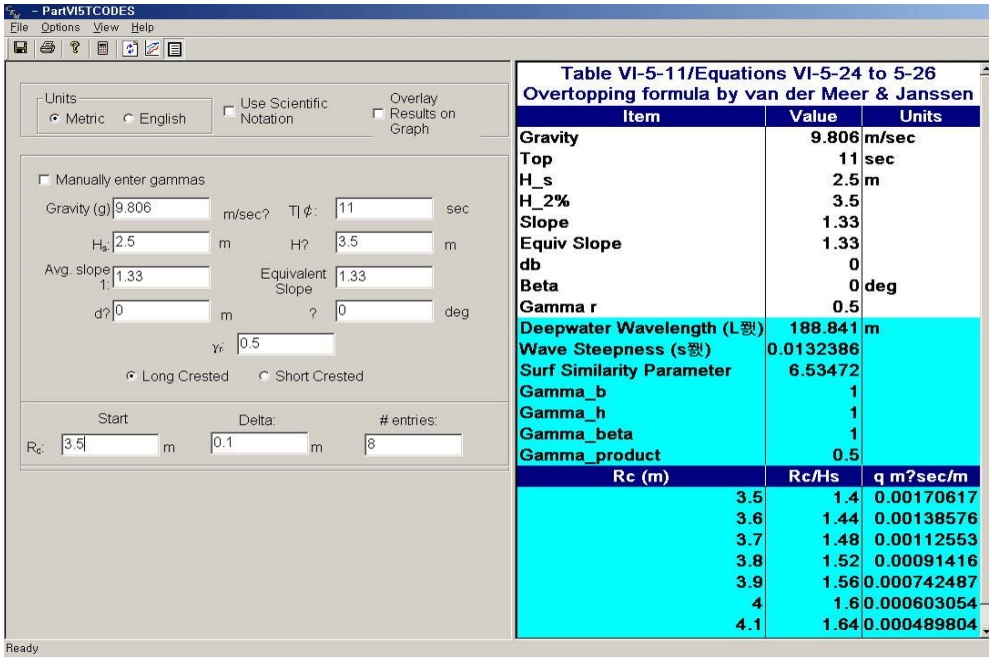


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	11	sec
H_s	2.5	m
H_2%	3.5	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L₀)	188.841	m
Wave Steepness (s₀)	0.0132386	
Surf Similarity Parameter	6.53472	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	

Rc (m)	Rc/Hs	q m?sec/m
3.5	1.4	0.00170617
3.6	1.44	0.00138576
3.7	1.48	0.00112553
3.8	1.52	0.00091416
3.9	1.56	0.000742487
4	1.6	0.000603054
4.1	1.64	0.000489804

30. Section MB

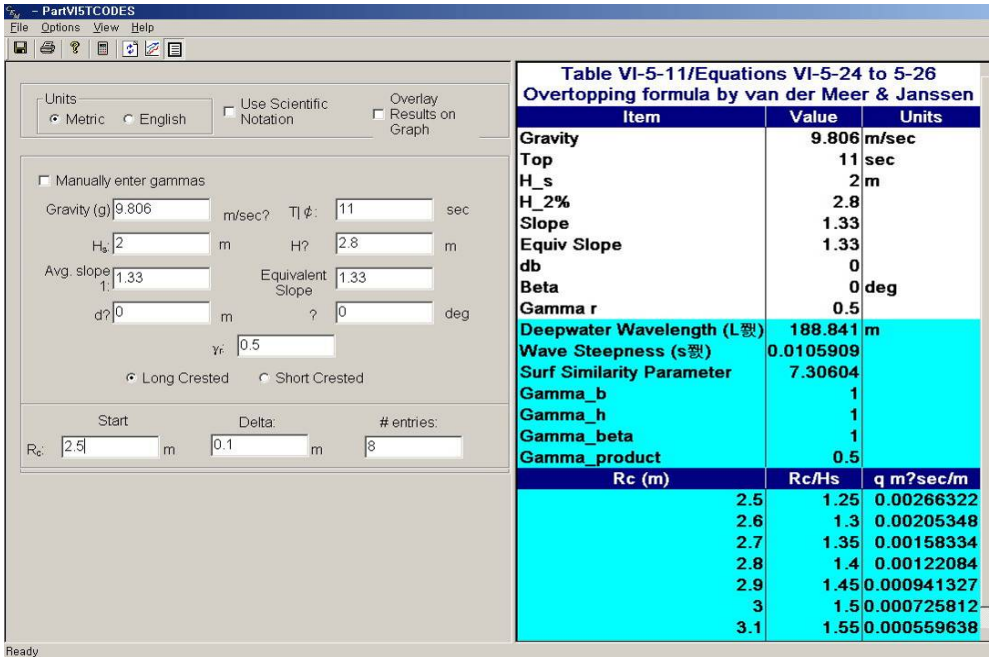


Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	11	sec
H_s	2	m
H_2%	2.8	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L₀)	188.841	m
Wave Steepness (s₀)	0.0105909	
Surf Similarity Parameter	7.30604	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	

Rc (m)	Rc/Hs	q m?sec/m
2.5	1.25	0.00266322
2.6	1.3	0.00205348
2.7	1.35	0.00158334
2.8	1.4	0.00122084
2.9	1.45	0.000941327
3	1.5	0.000725812
3.1	1.55	0.000559638

31. Section MA

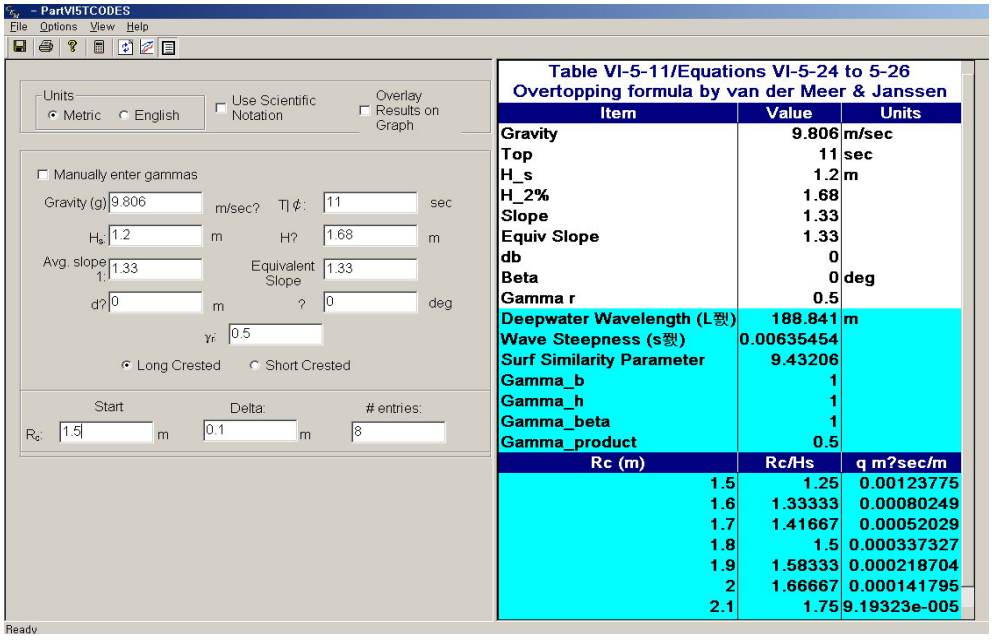
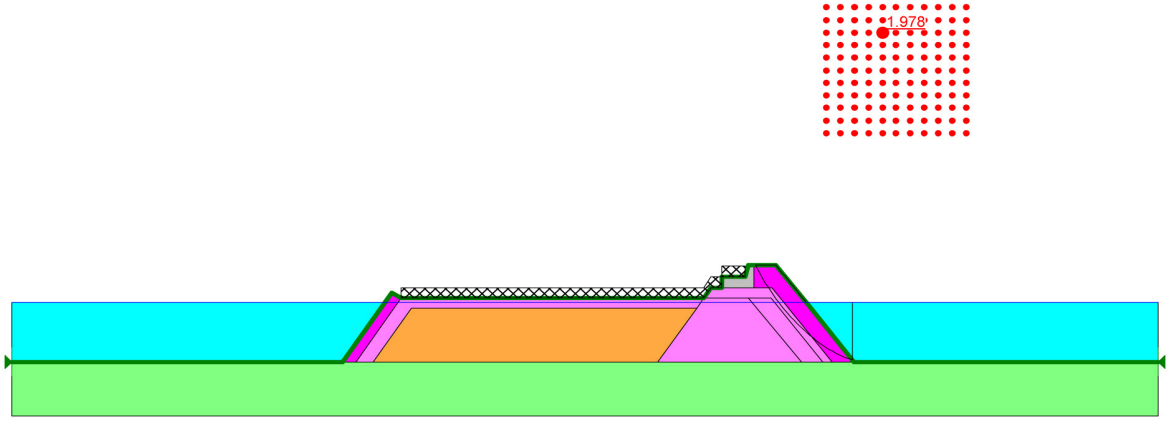


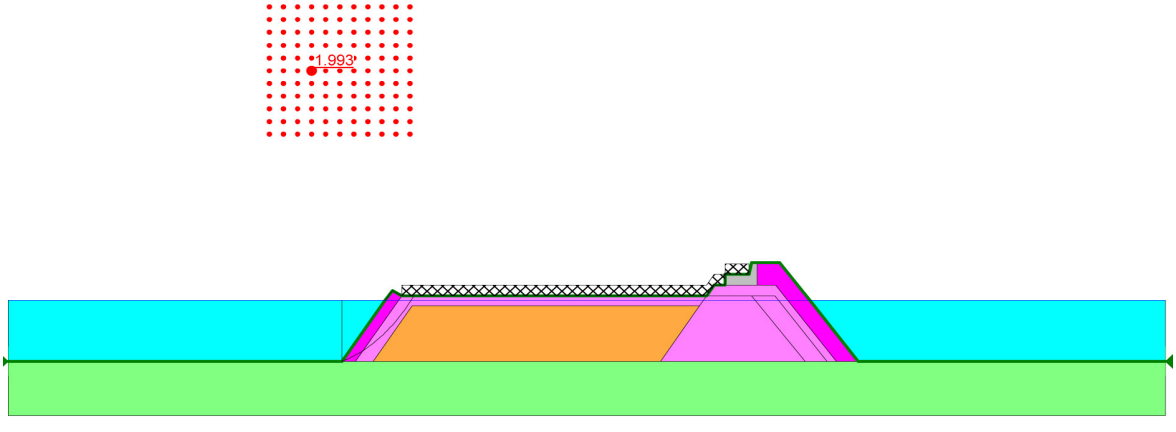
Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	11	sec
H_s	1.2	m
H_2%	1.68	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L₀)	188.841	m
Wave Steepness (s₀)	0.00635454	
Surf Similarity Parameter	9.43206	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	**Rc/Hs**	**q m?sec/m**
1.5	1.25	0.00123775
1.6	1.33333	0.00080249
1.7	1.41667	0.00052029
1.8	1.5	0.000337327
1.9	1.58333	0.000218704
2	1.66667	0.000141795
2.1	1.75	9.19323e-005

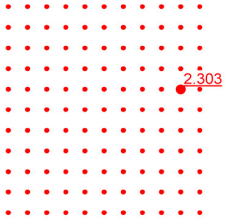
APPENDIX II
Analysis Output of Slope Stability

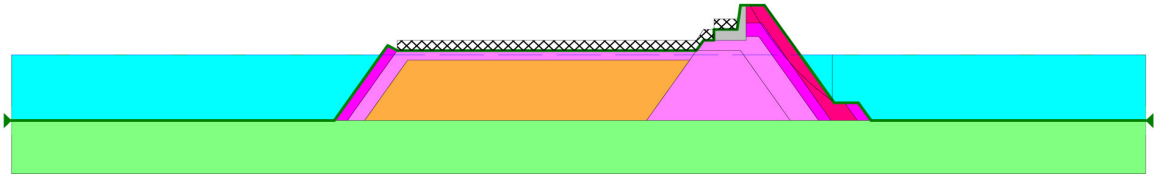
- Southern Breakwater Section S - A

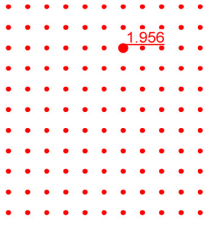


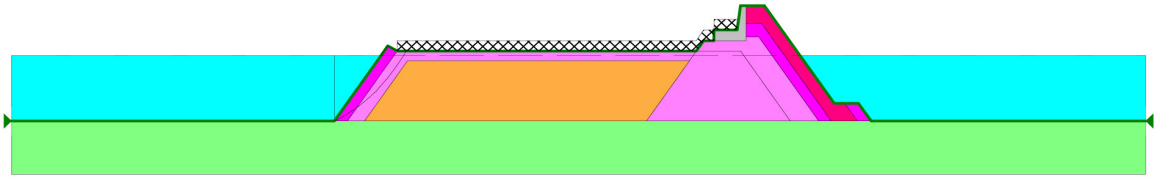


- Southern Breakwater Section S - B

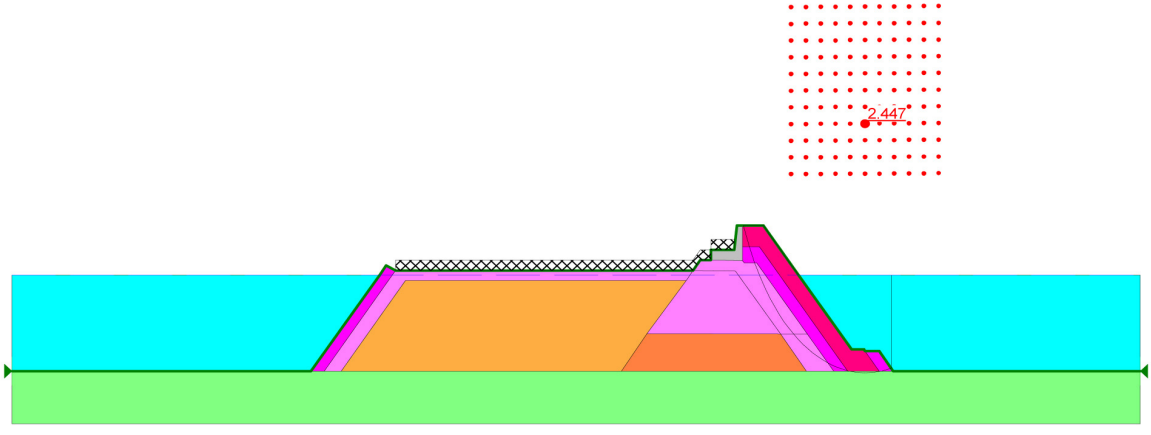


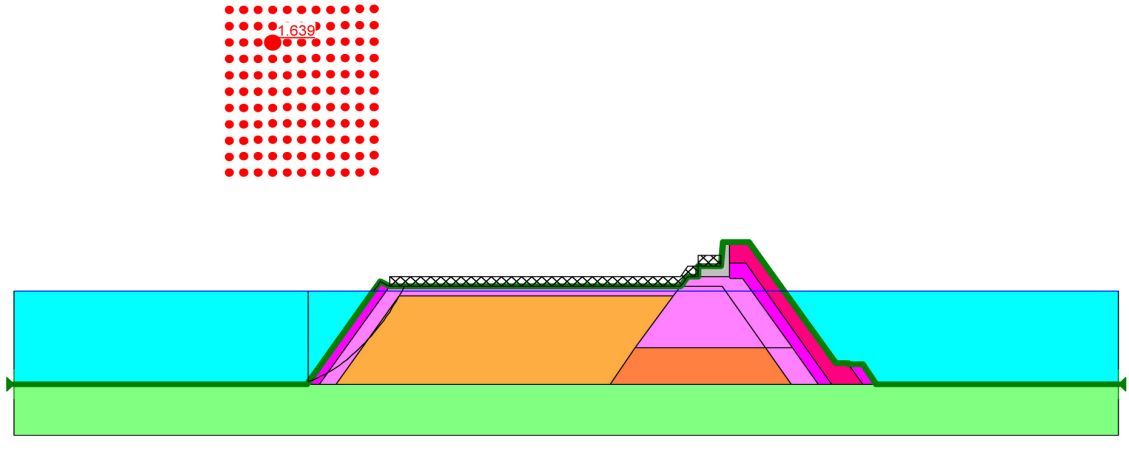




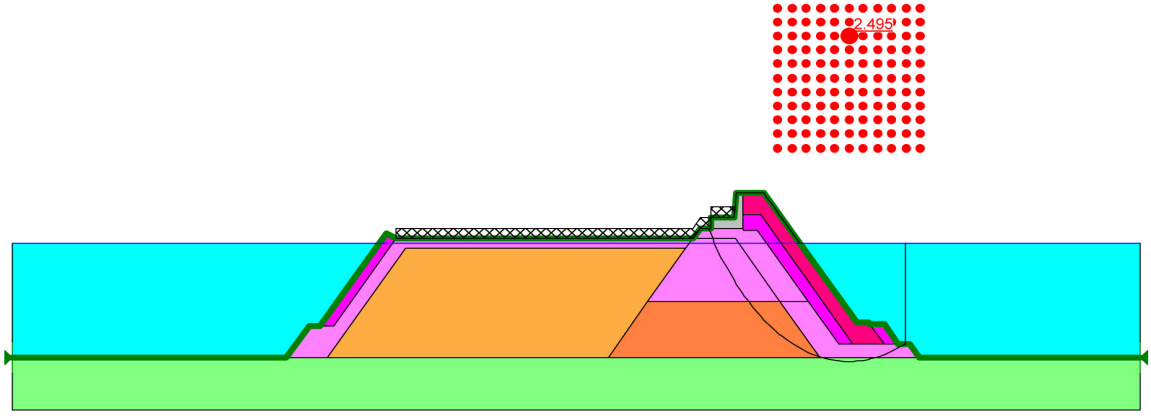


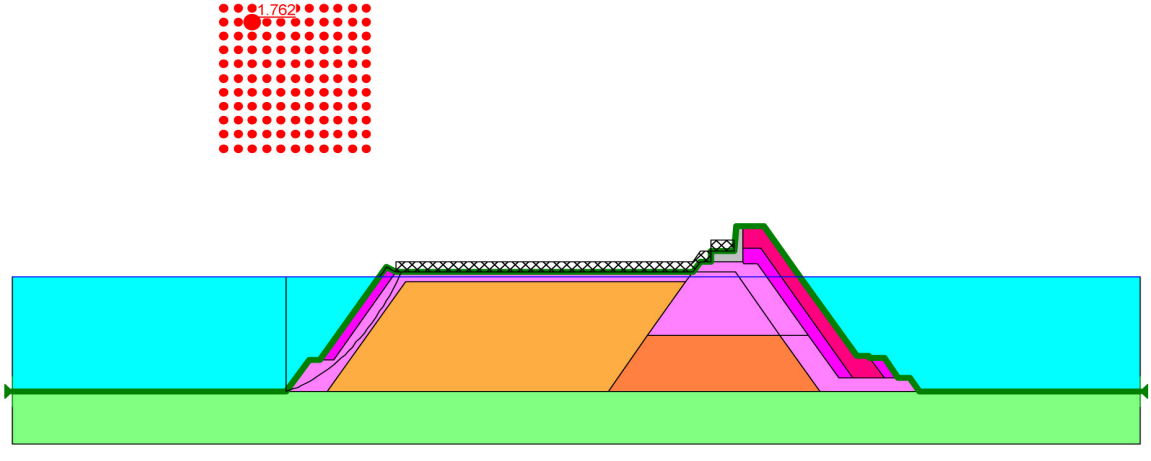
- Southern Breakwater Section S - C



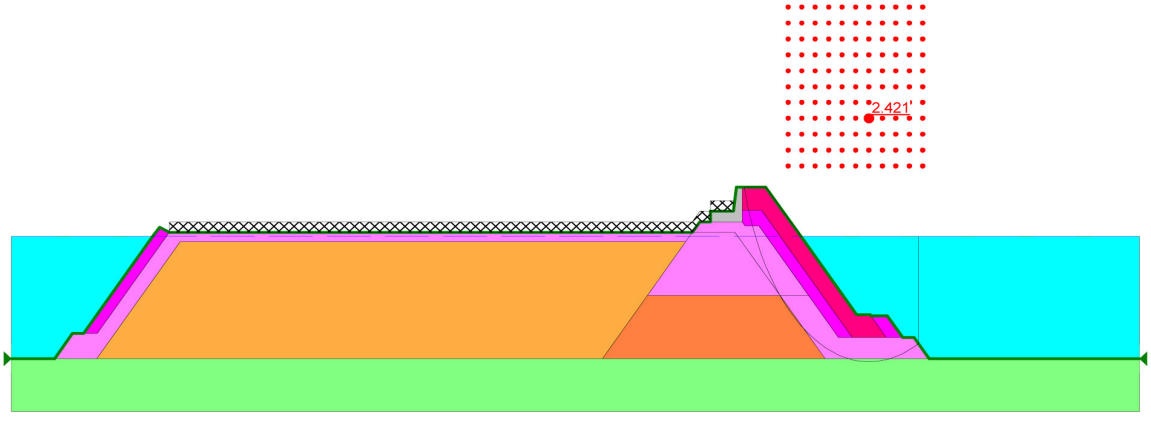


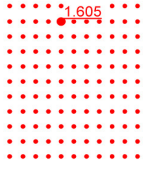
- Southern Breakwater Section S - D

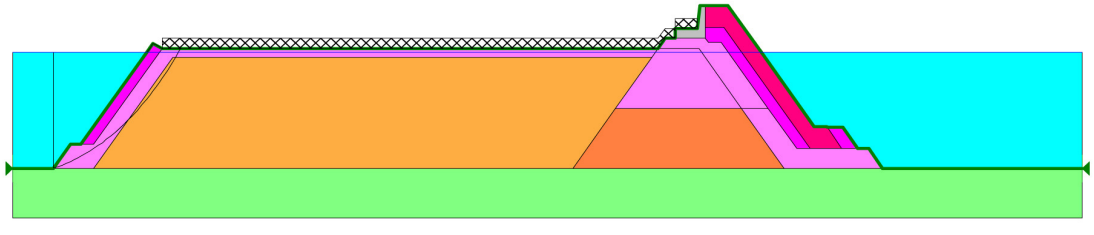




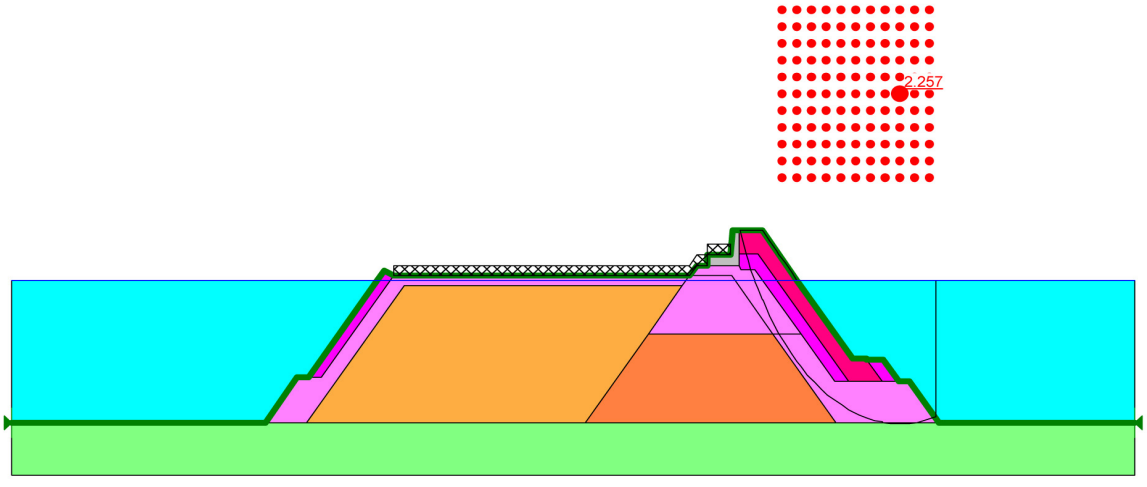
- Southern Breakwater Section S - E

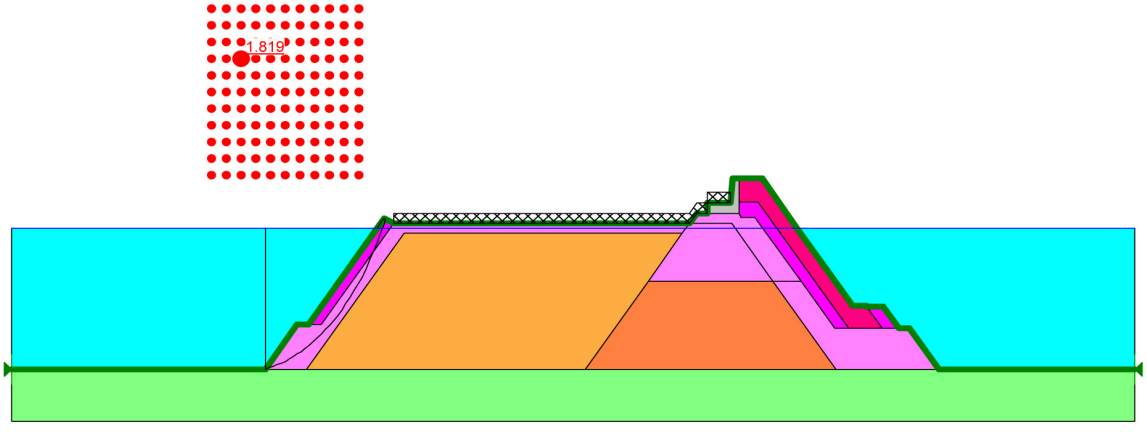




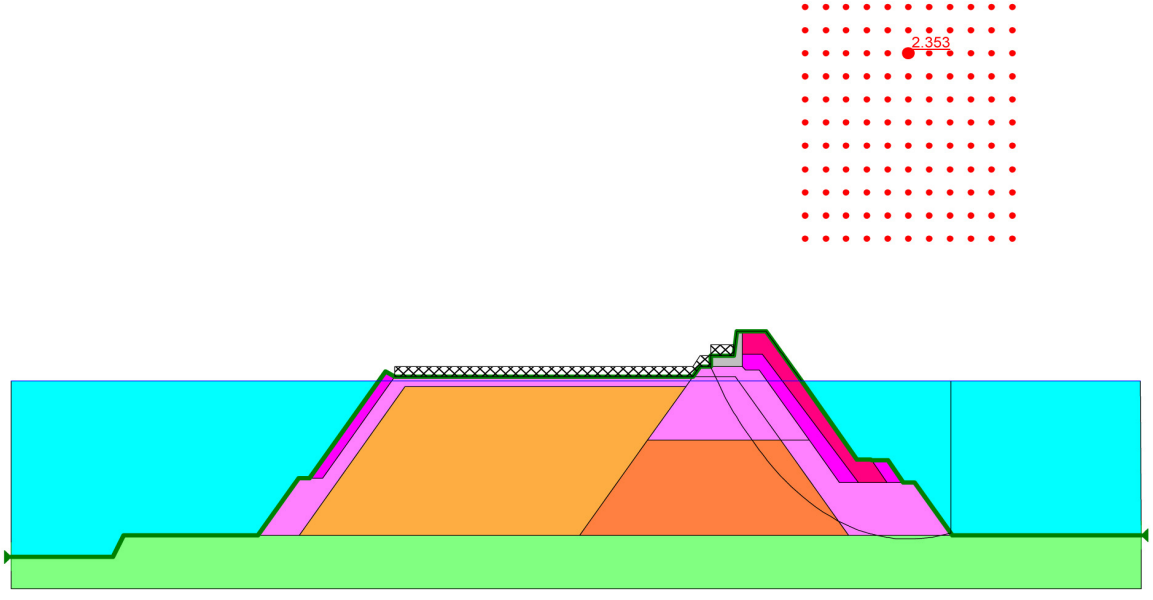


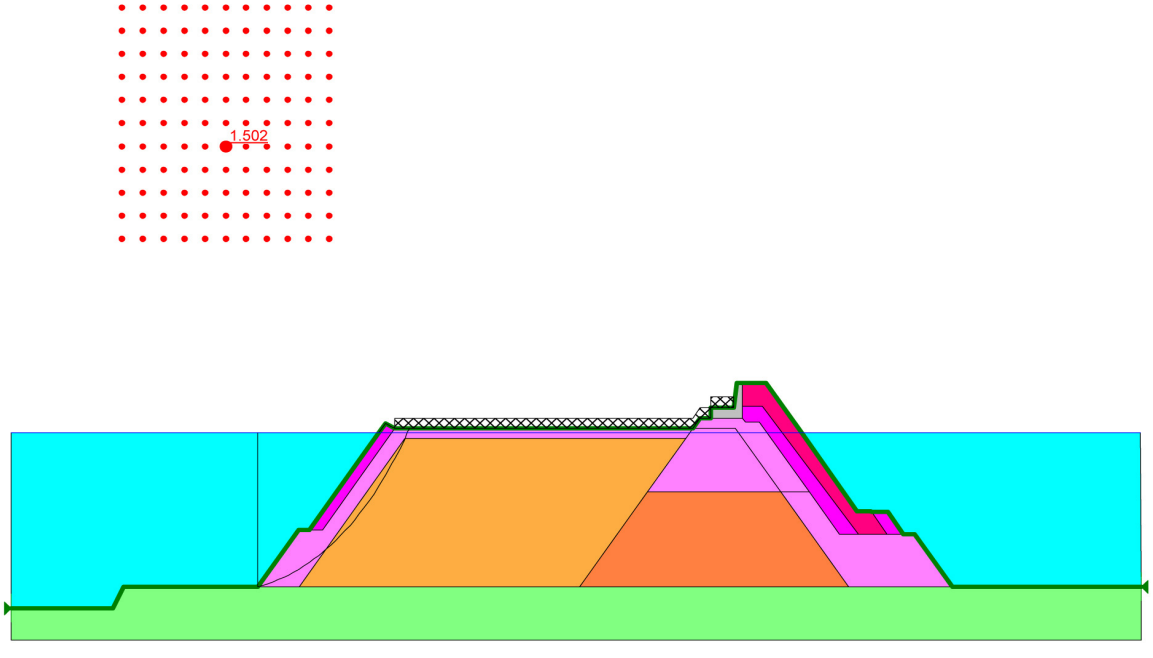
- Southern Breakwater Section S - F



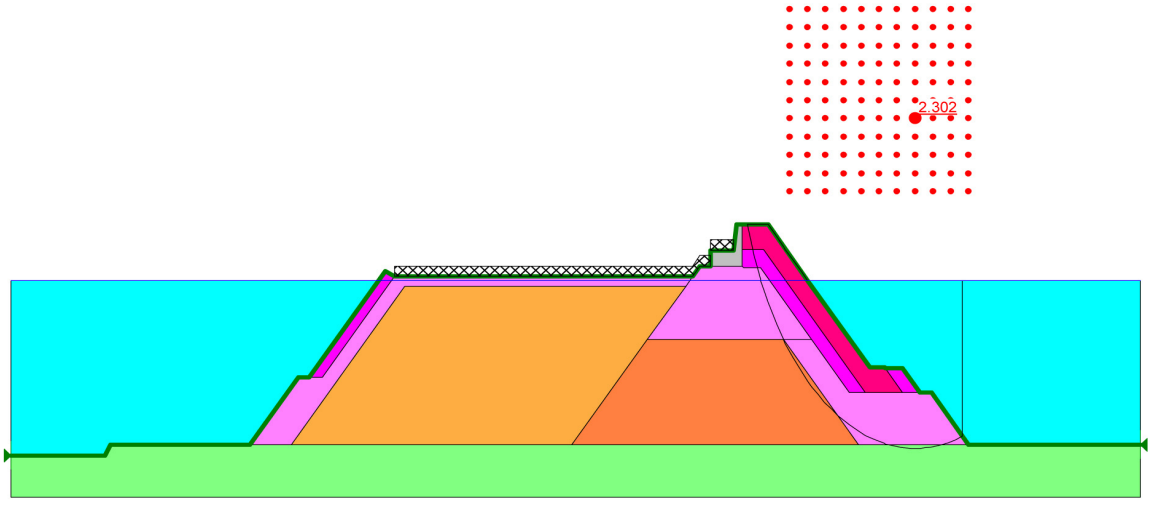


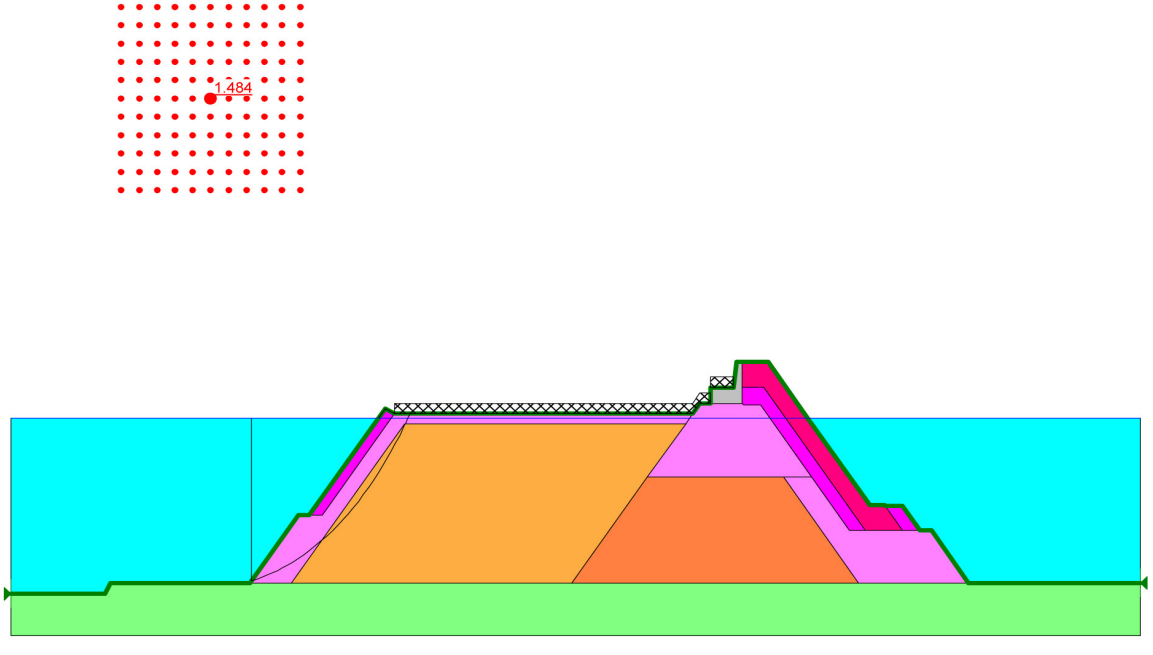
- Southern Breakwater Section S - G



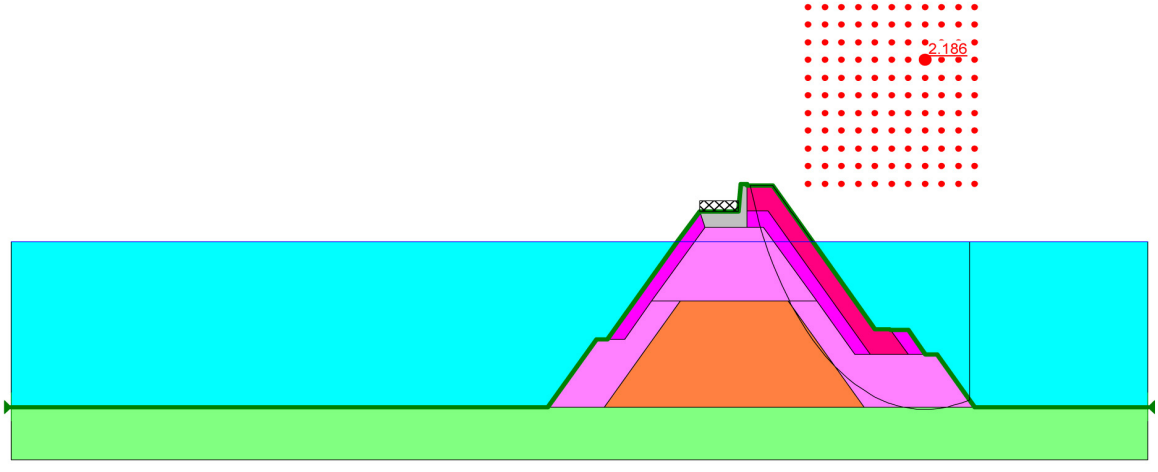


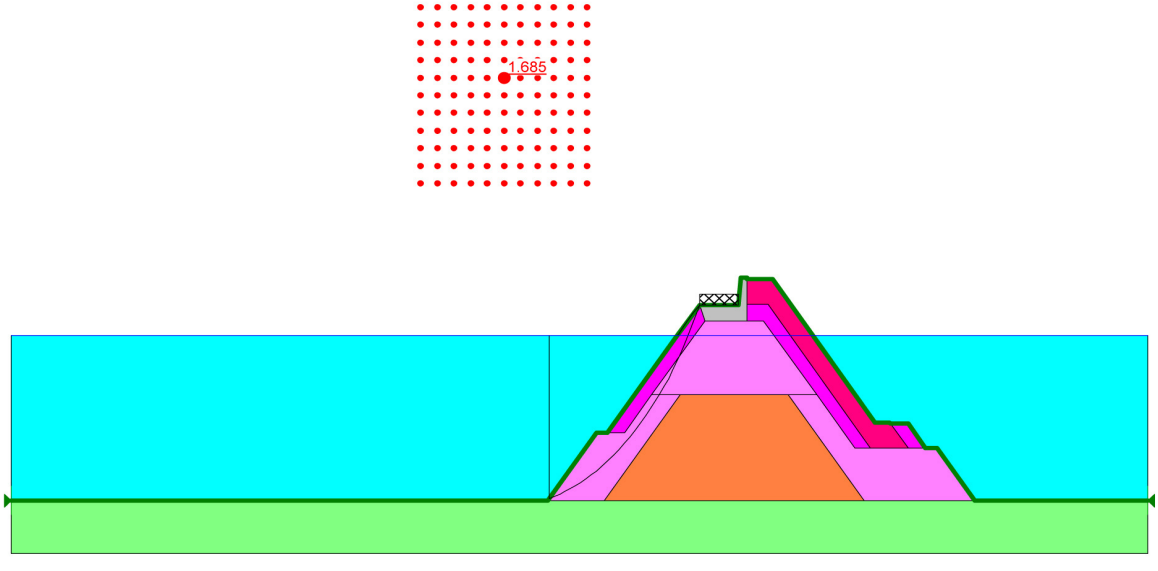
- Southern Breakwater Section S - H



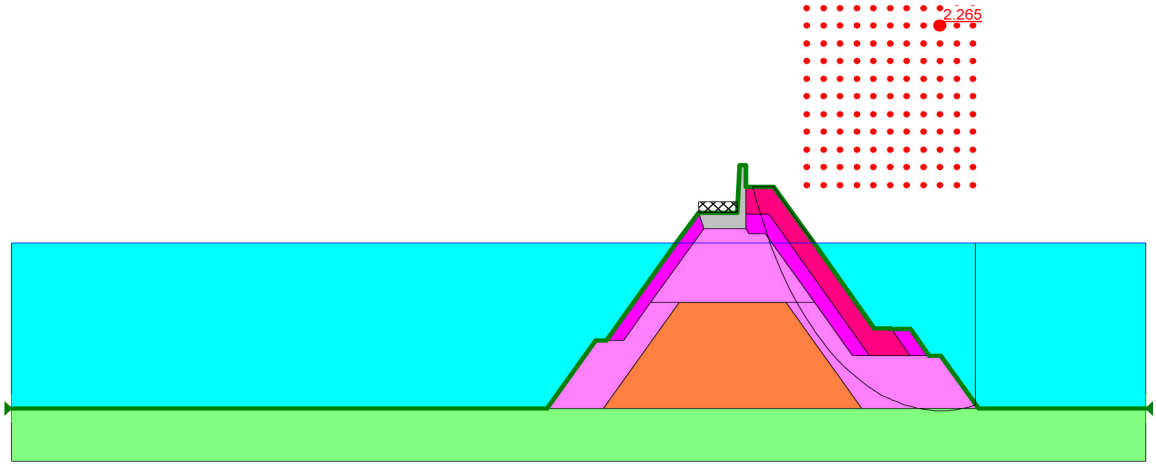


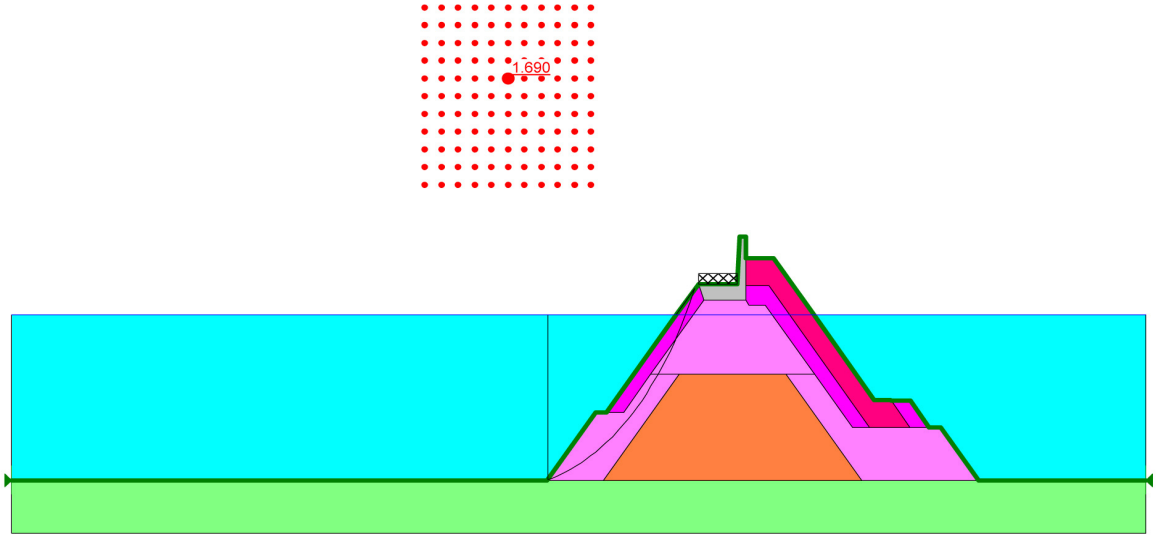
- Southern Breakwater Section S - J(A)



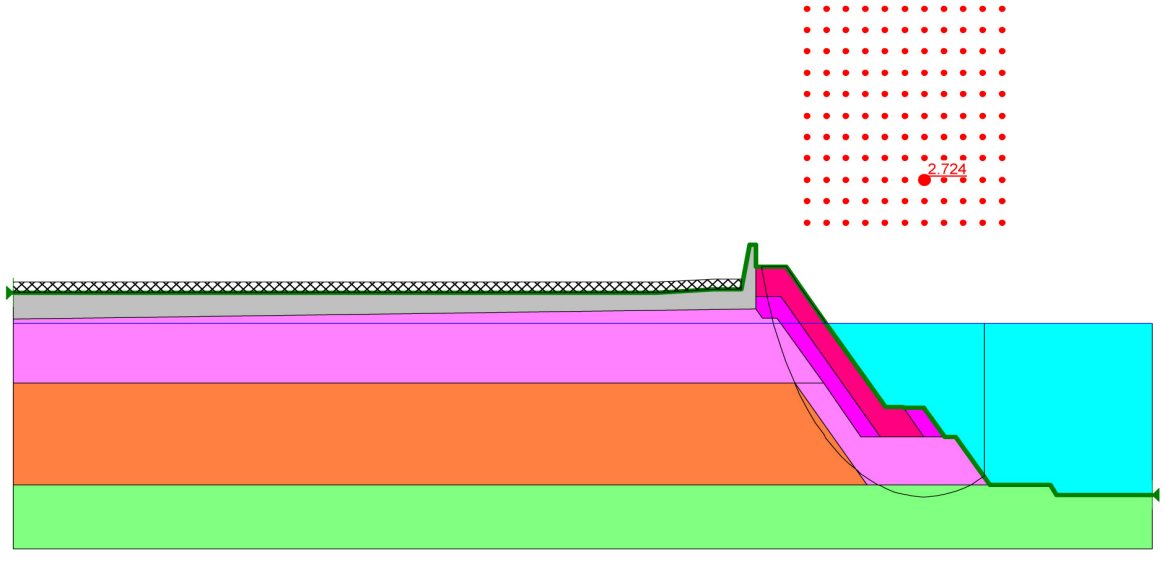


- Southern Breakwater Section S - J(B)

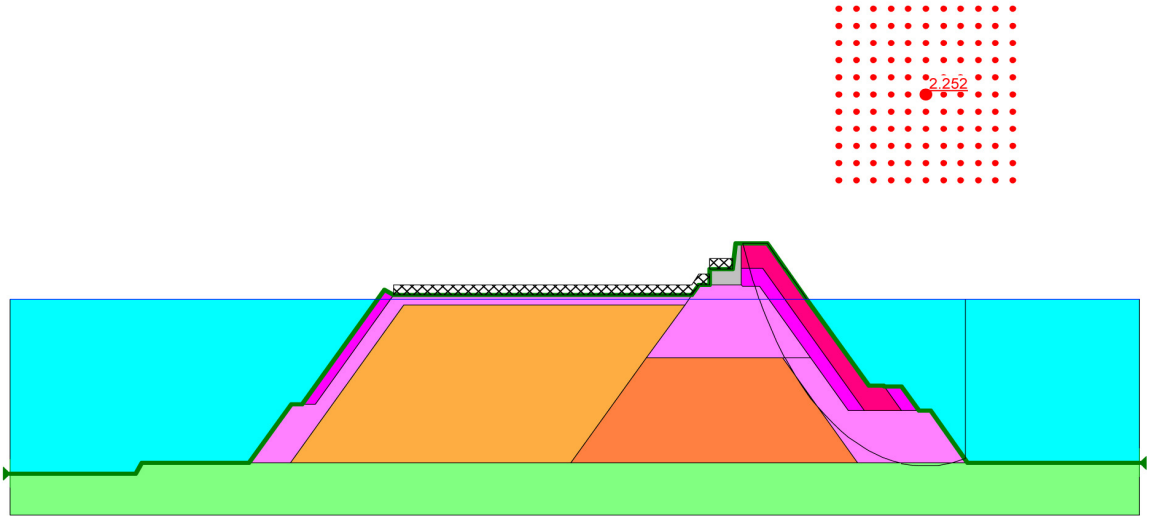


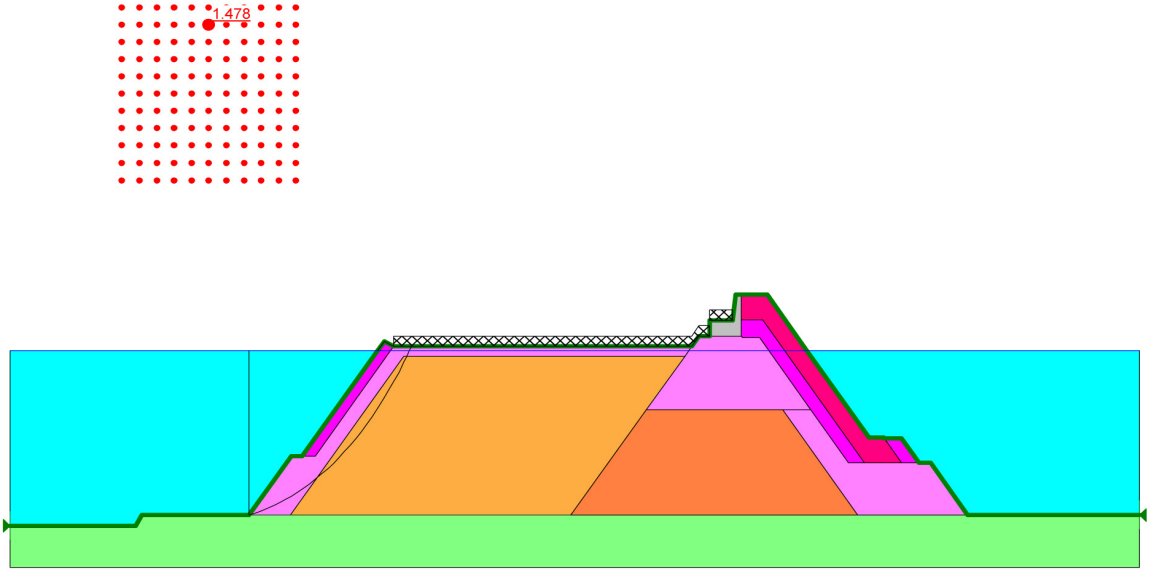


- Southern Breakwater Section S - K

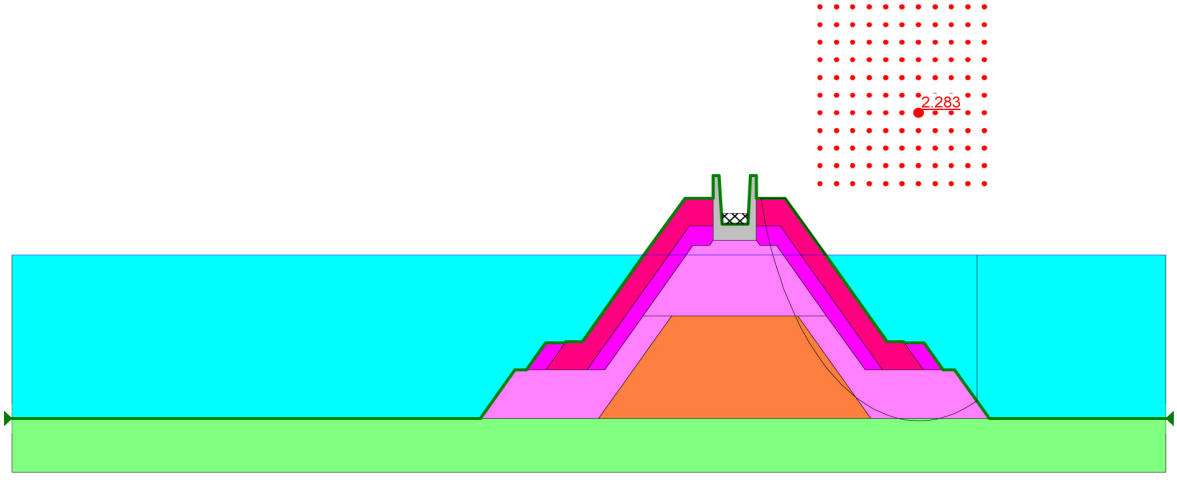


- Southern Breakwater Section S - N

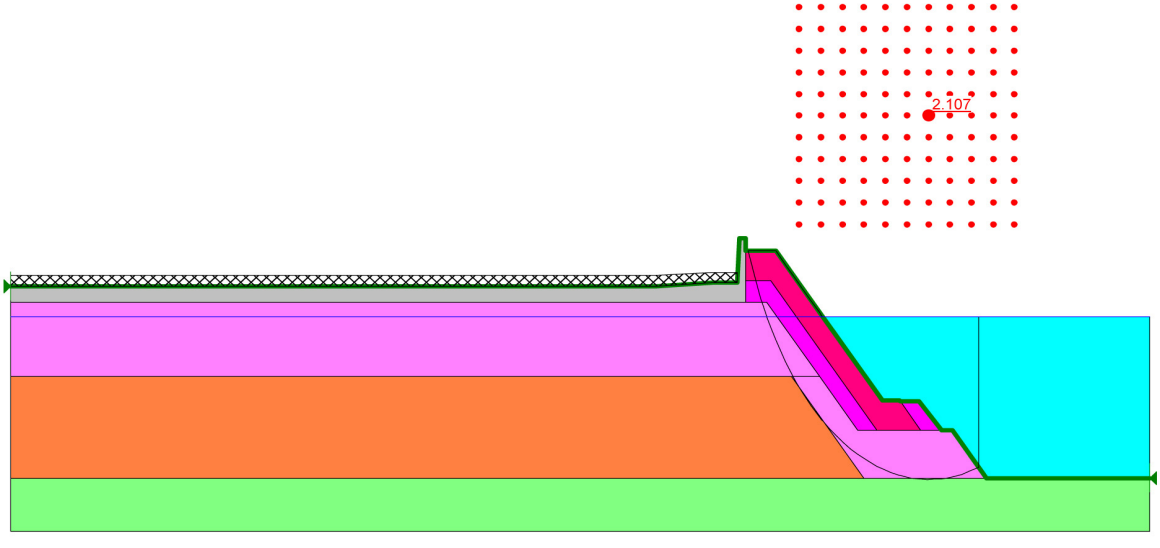




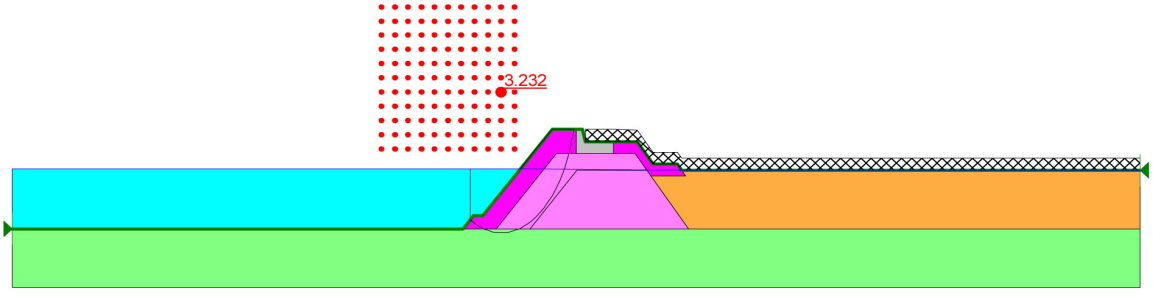
- Southern Breakwater Spur Section S - L



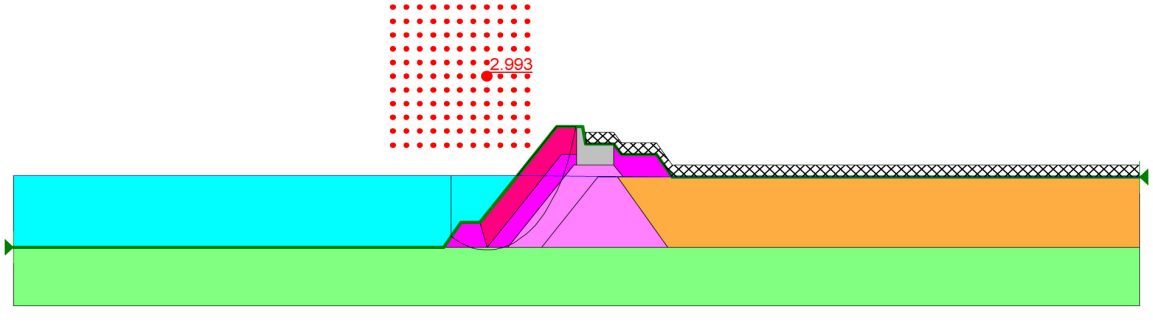
- Southern Breakwater Spur Section S - M



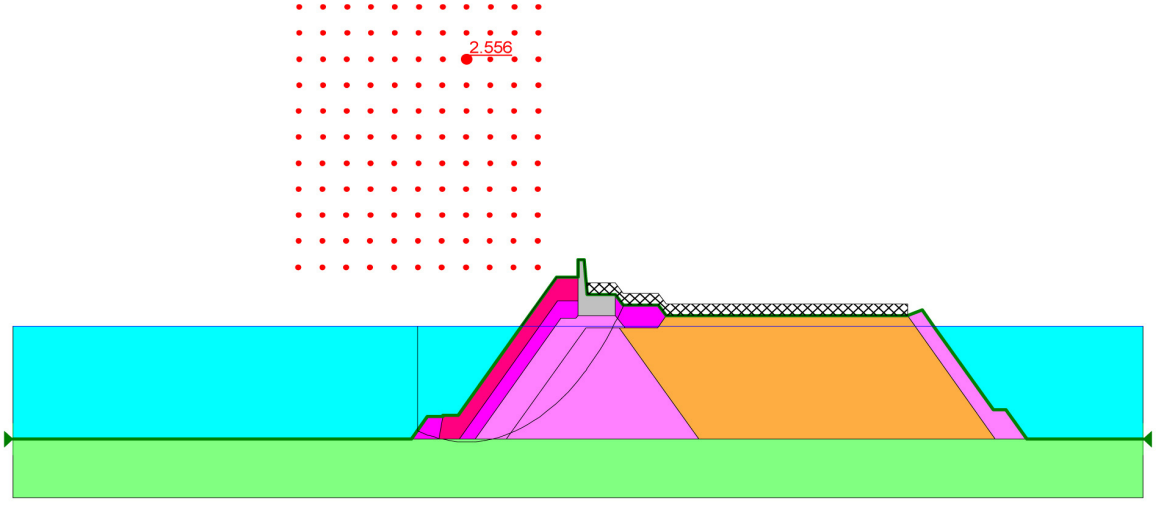
- Main Breakwater Section M - A & M - B

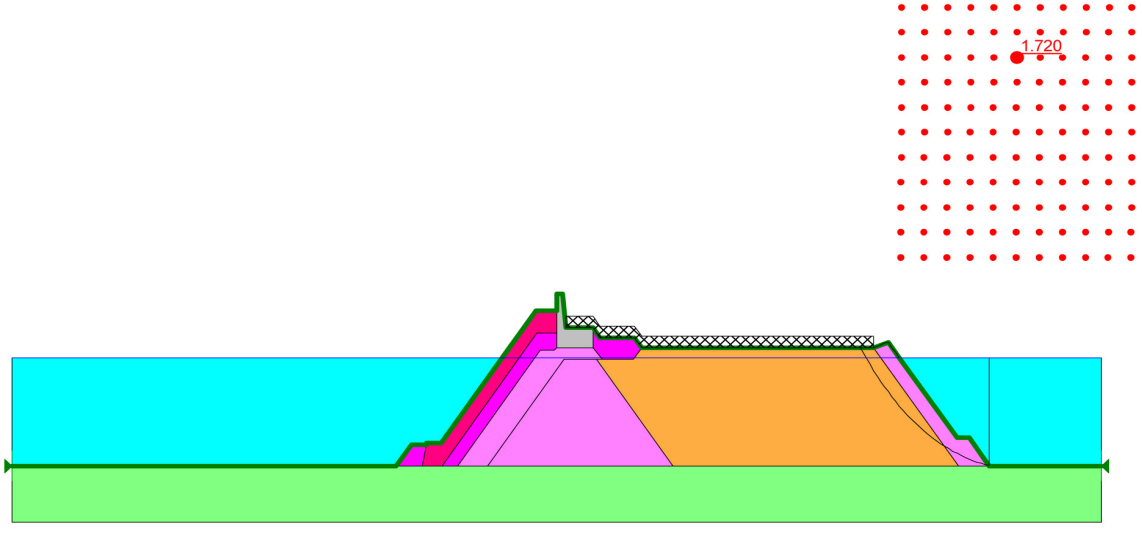


- Main Breakwater Section M - C

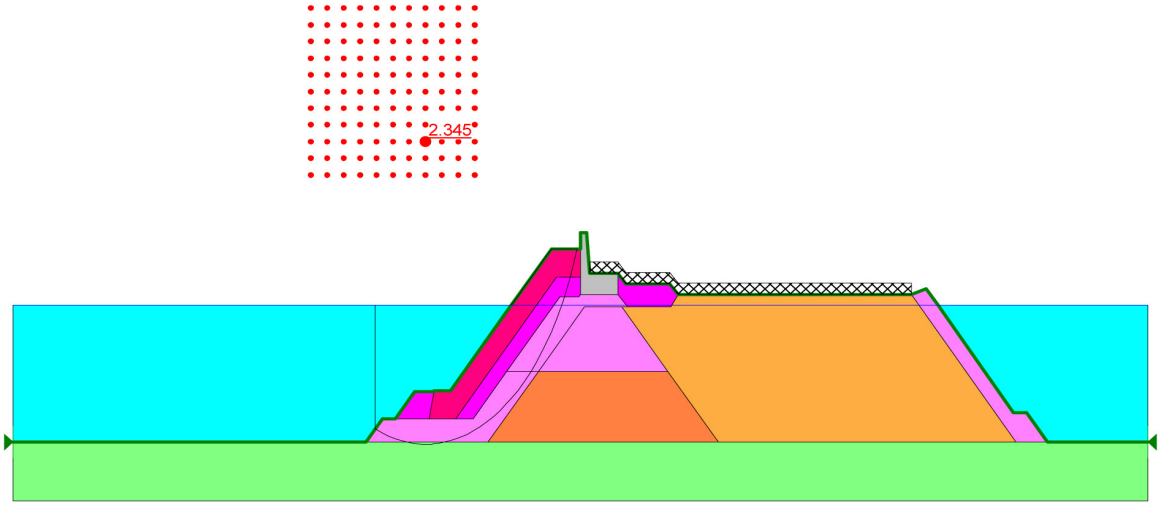


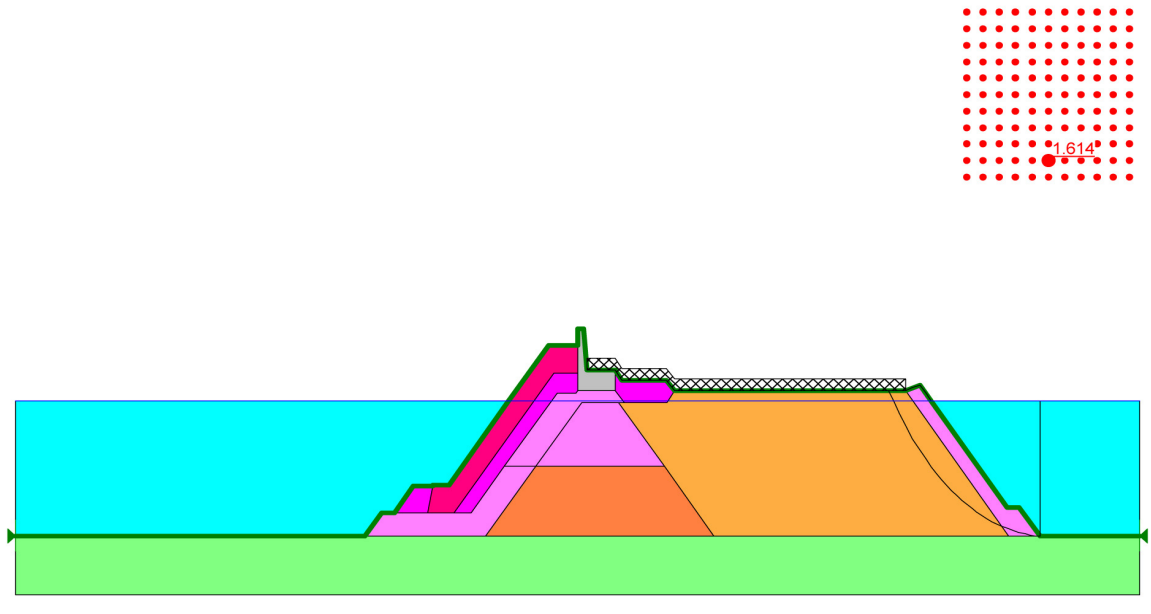
- Main Breakwater Section M - D



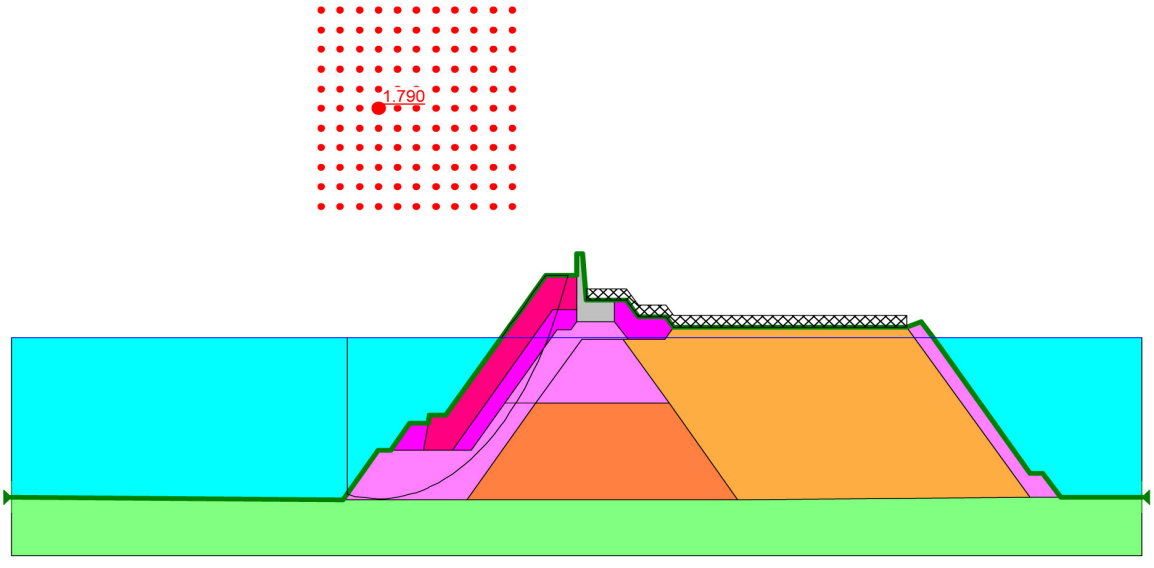


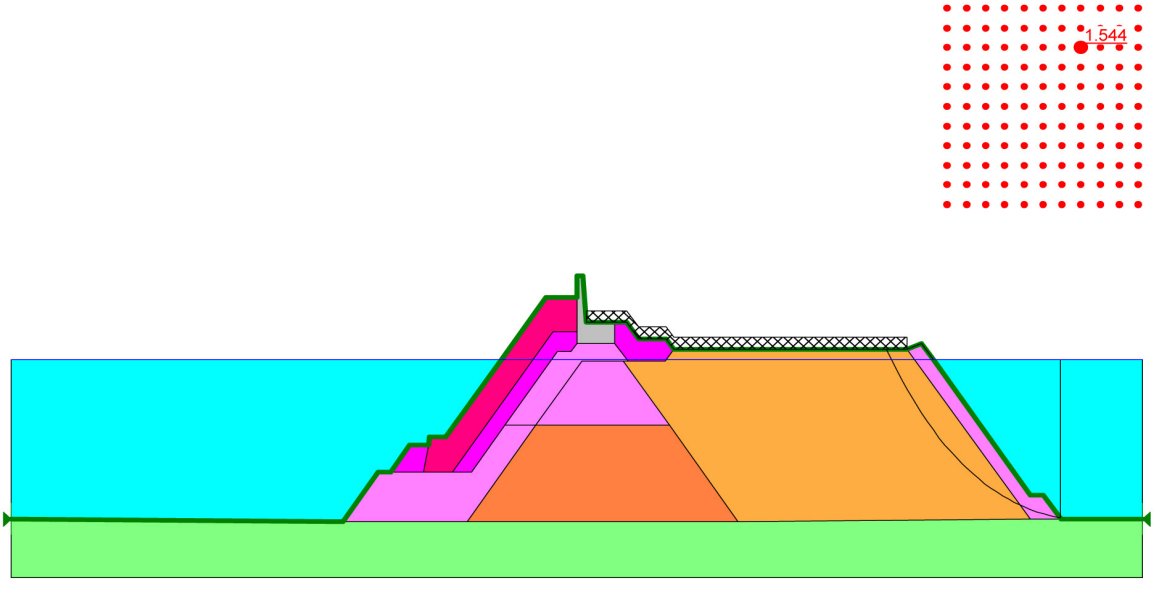
- Main Breakwater Section M - E



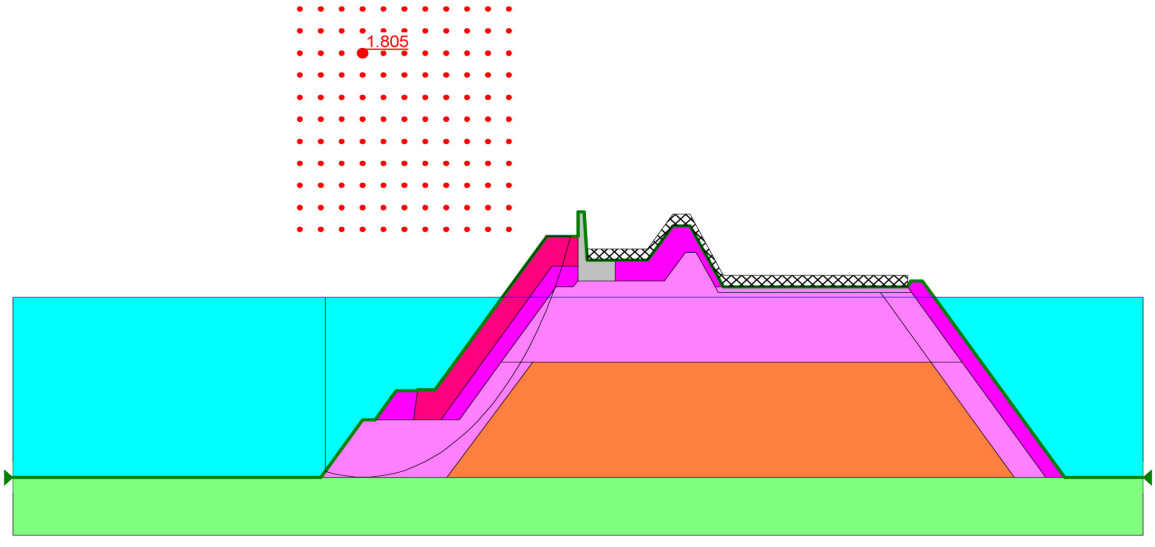


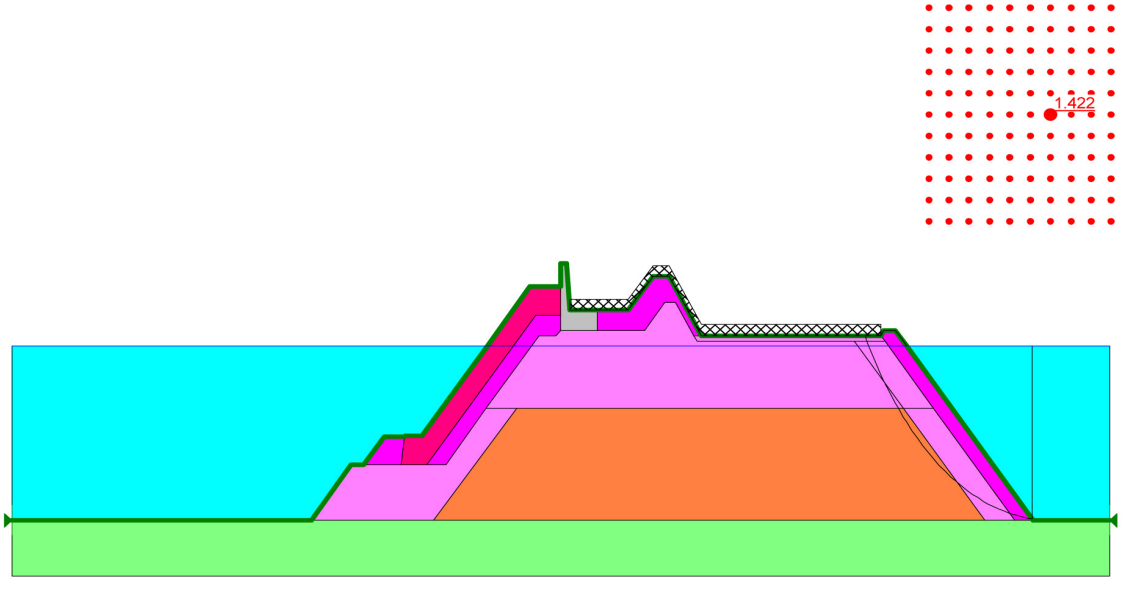
- Main Breakwater Section M - F



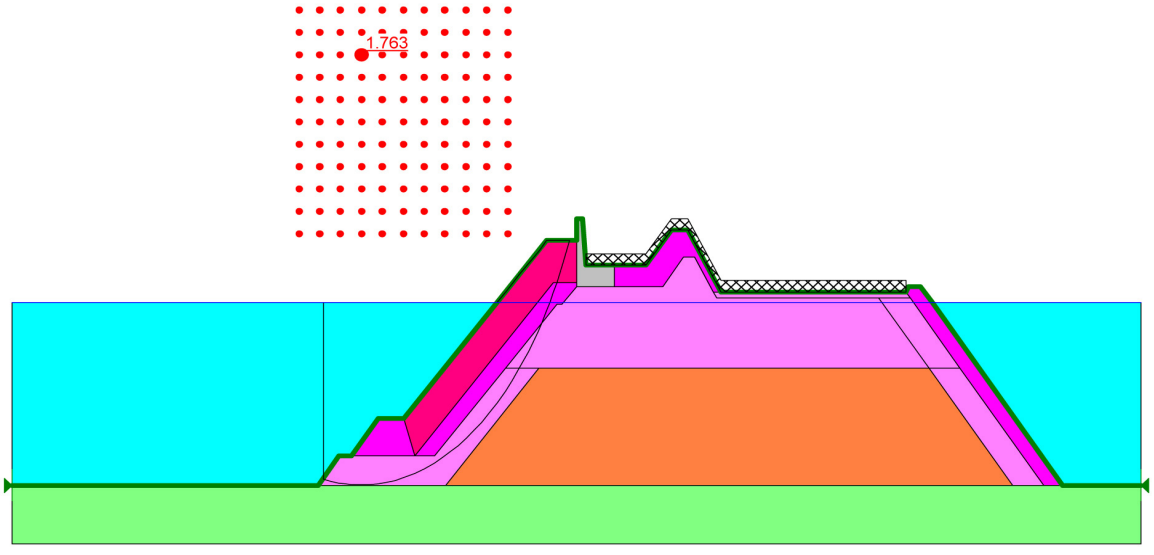


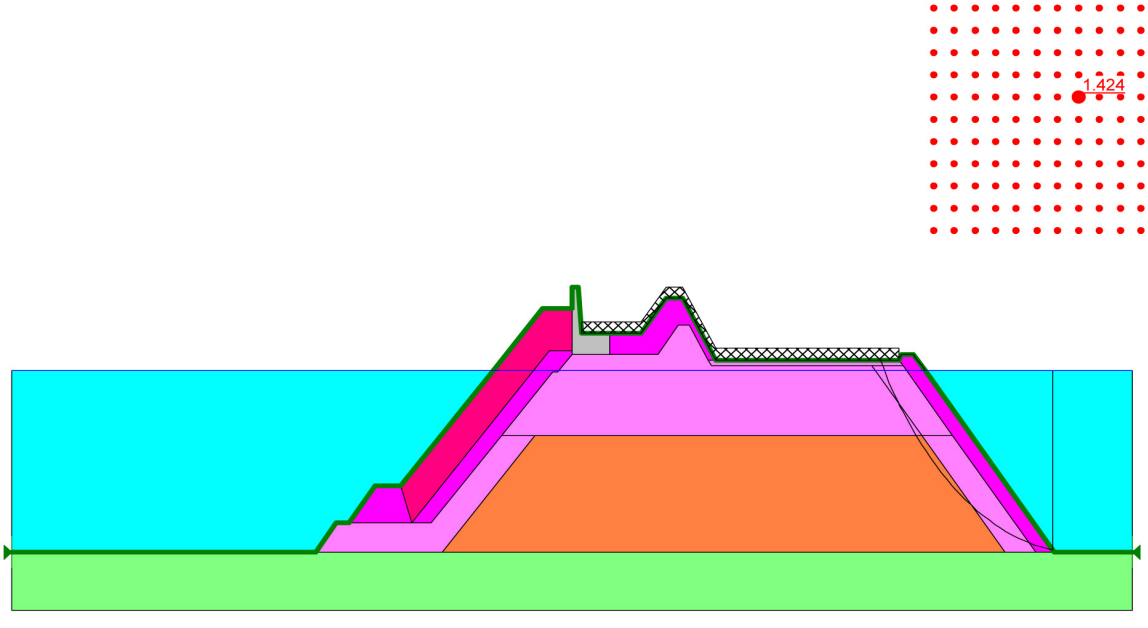
- Main Breakwater Section M - G(A)



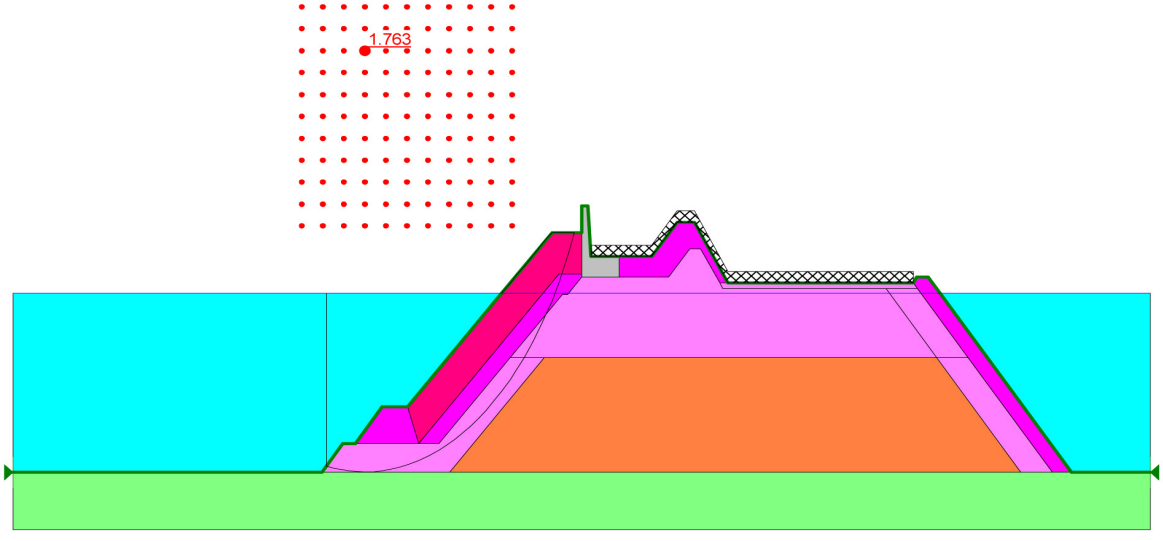


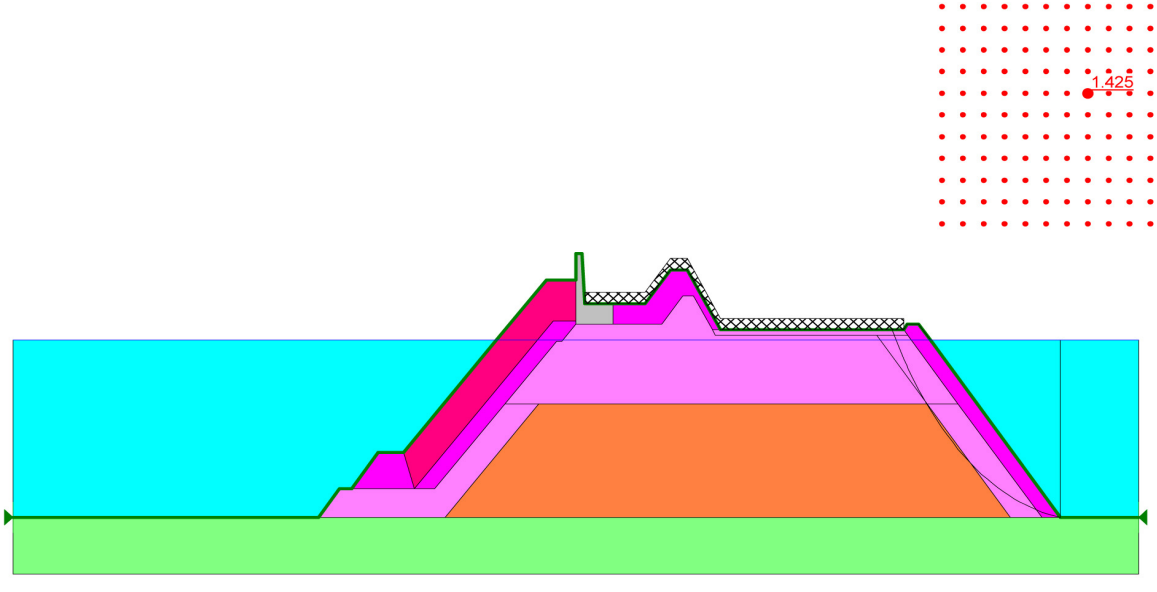
- Main Breakwater Section M - G(B & D)



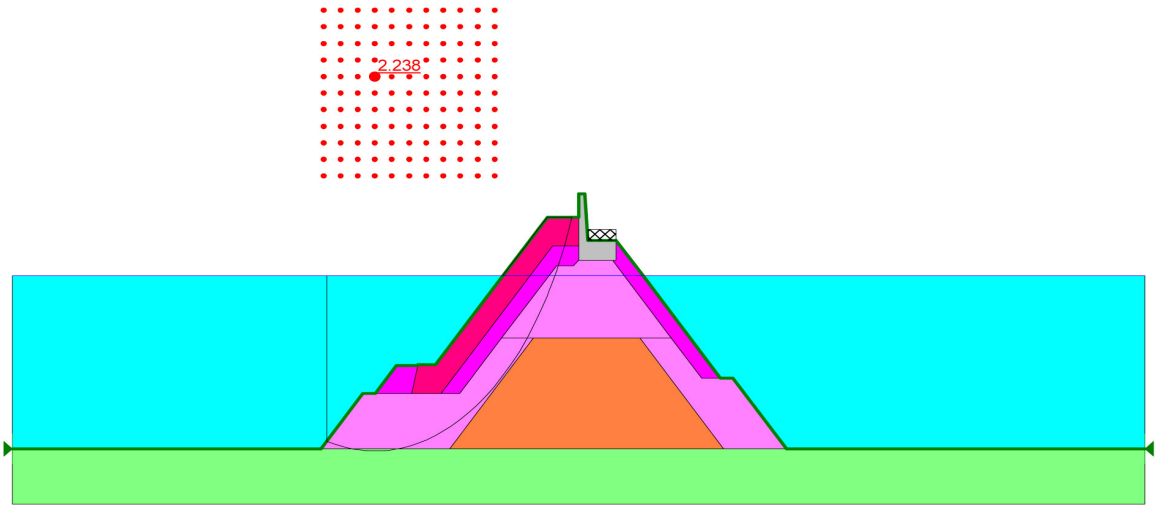


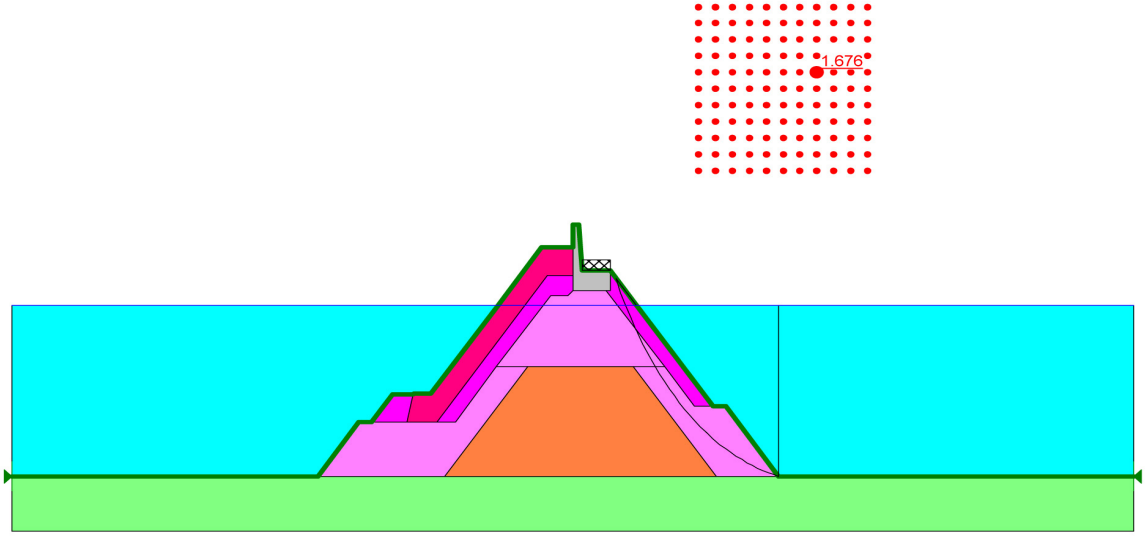
- Main Breakwater Section M - G(C)



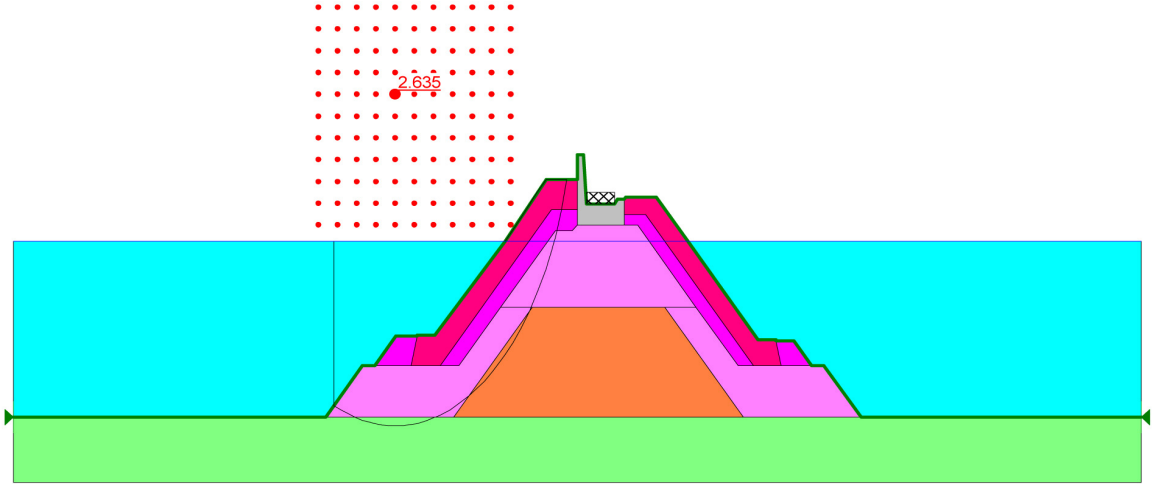


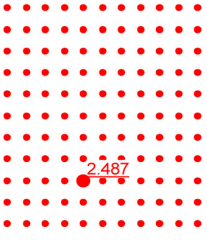
- Main Breakwater Section M - H

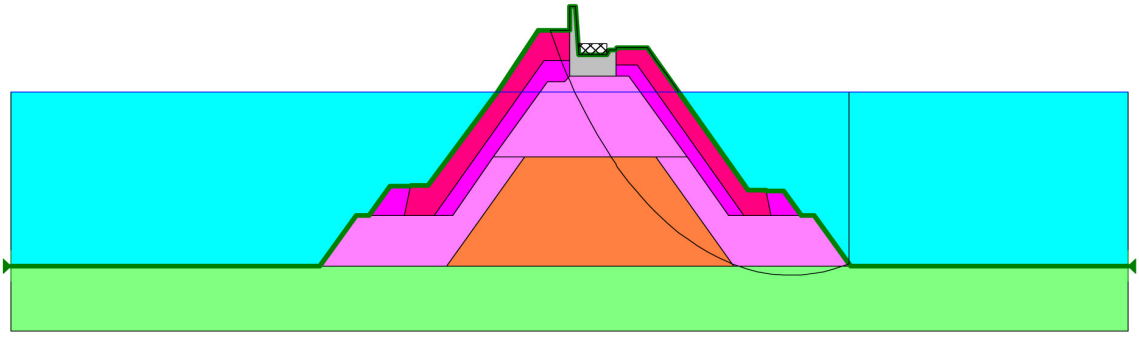




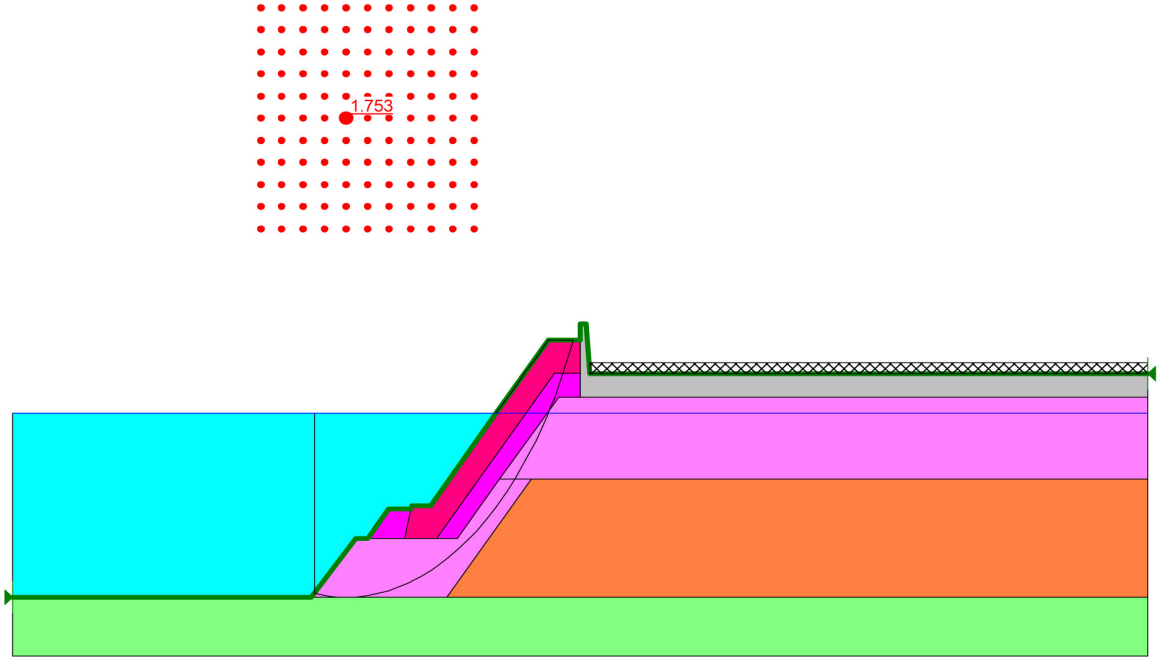
- Main Breakwater Section M - I



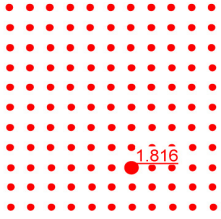


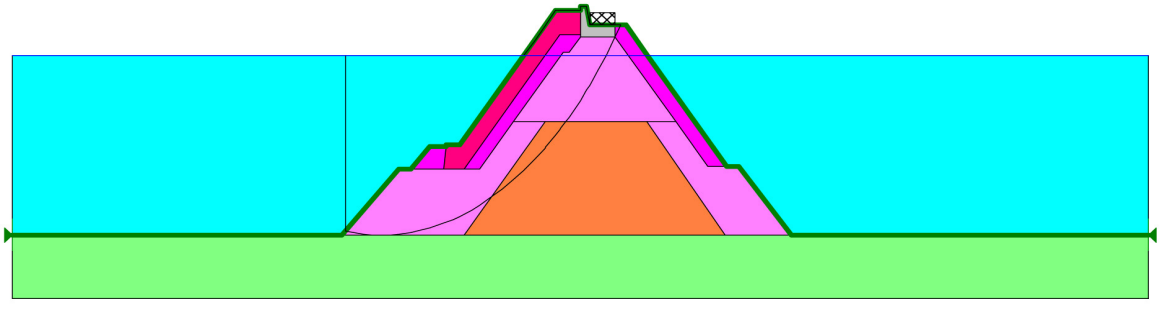


- Main Breakwater Section M – J

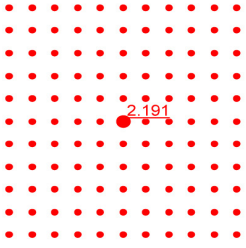


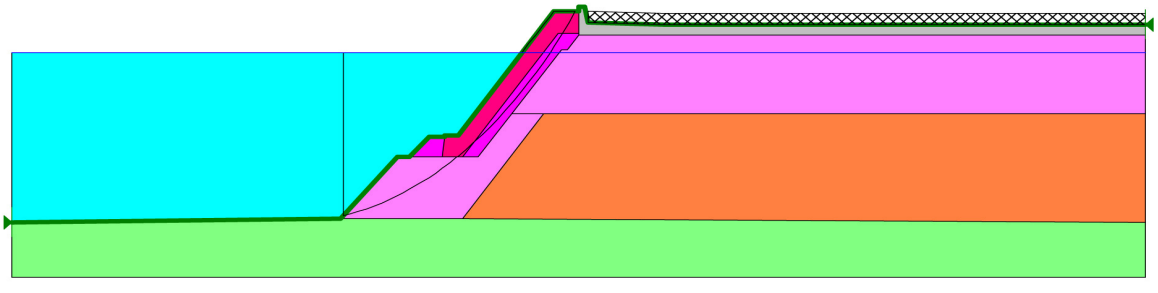
- Main Breakwater Spur Section M - K



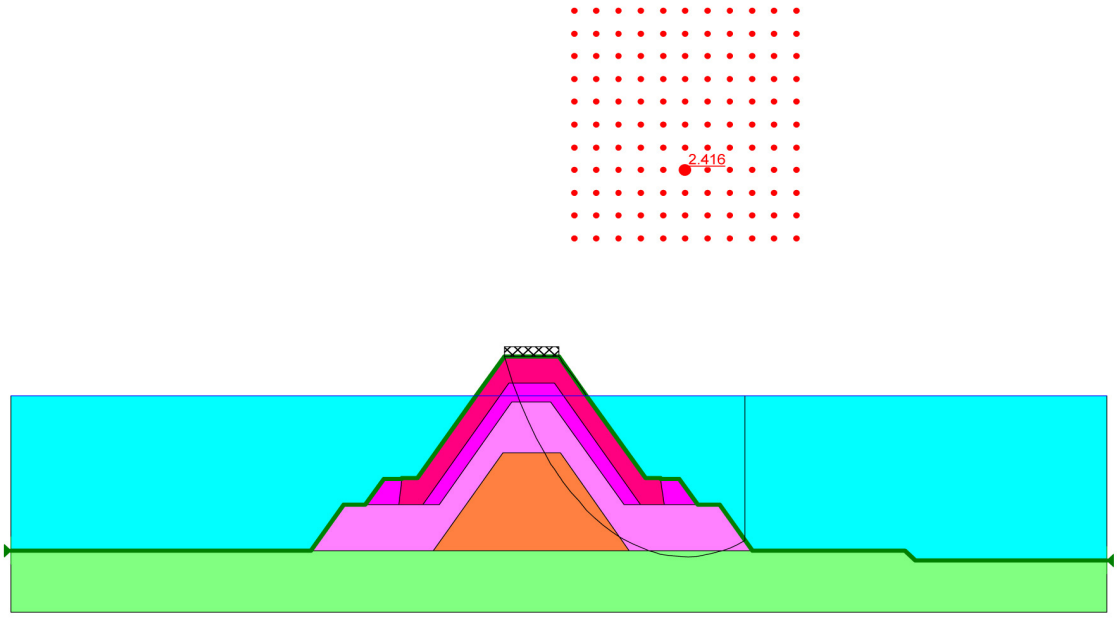


- Main Breakwater Spur Section M - L

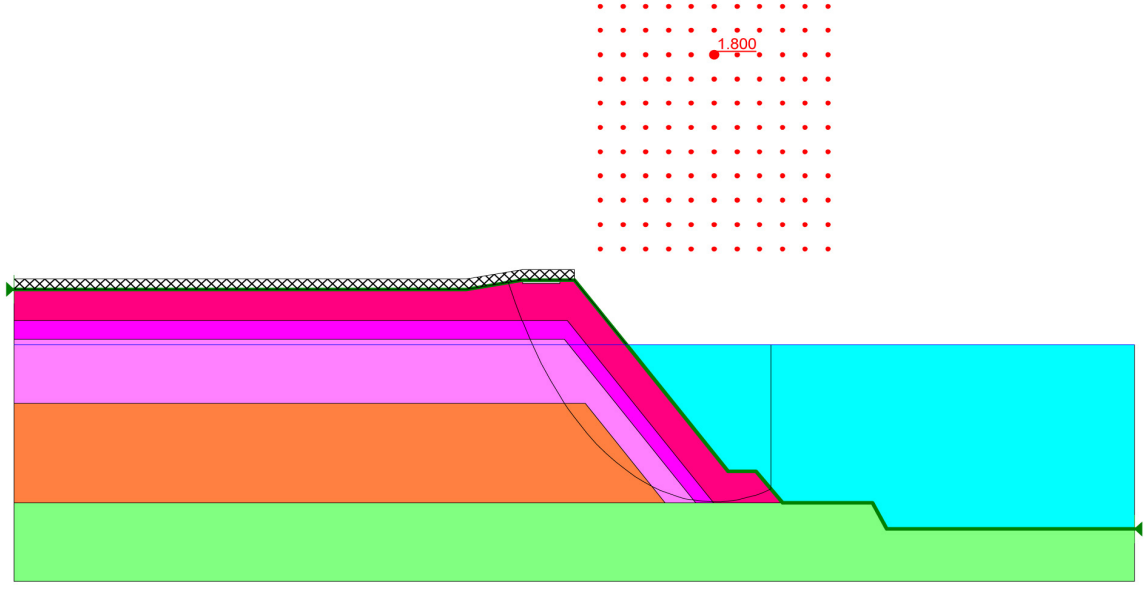




- Outer Offshore Breakwater Section I - I

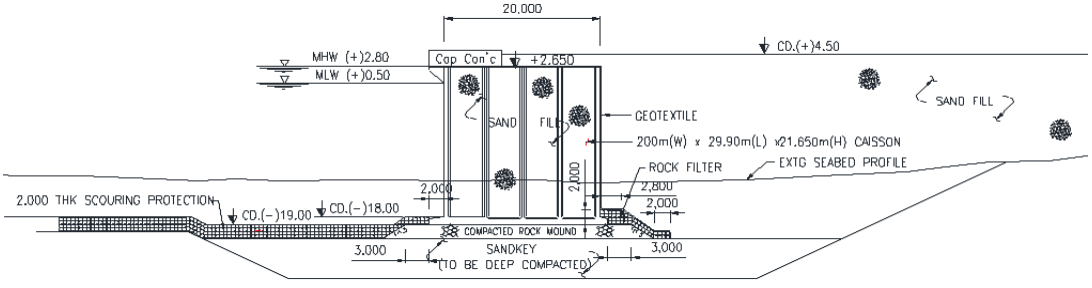


- Outer Offshore Breakwater Section J - J



7-2 케이슨식 안벽

Stability Check for Caisson



1. Design Criteria

(1) Tidal Level

M.H.W	: D.L.(+)	2.80 m CD
R.W.L	: D.L.(+)	1.65 m CD
M.L.W	: D.L.(+)	0.50 m CD
Approx L.L.W	: D.L.(±)	0.00 m CD

(2) Level of Caisson

Top level of wharf	: D.L.(+)	5.00 m CD
Final Reclamation level	: D.L.(+)	4.50 m CD
Top level of caisson	: D.L.(+)	2.65 m CD
Top level of passive berm	: D.L.(-)	19.00 m CD
Bottom level of caisson	: D.L.(-)	19.00 m CD

(3) Bulk weight density

	Effective	Submerged
Concrete	22.50 kN/m^3	12.50 kN/m^3
Reinforced Concrete	24.50 kN/m^3	14.50 kN/m^3
Sand	18.00 kN/m^3	10.00 kN/m^3
Infilled Sand	20.00 kN/m^3	10.00 kN/m^3
Gravel	18.00 kN/m^3	10.00 kN/m^3
Steel	77.00 kN/m^3	
Sea Water	10.10 N/m^3	

(4) Soil Condition

Internal friction angle

Reclaimed sand : ϕ = 30°

Reclaimed stone : ϕ = 35°

Friction Coefficient

Concrete - Concrete : 0.50

Concrete - Stone : 0.60

Stone - Stone : 0.80

Angle of friction between wall and soil

Reclaimed sand : δ = 20°

Reclaimed stone : δ = 20°

(5) Pre loading

Upon entire caissons : 134 kN/m^2 at (+)4.5 m CD

Behind caissons : 80 kN/m^2 at (+)4.5 m CD

(6) Mooring Load

Bollard force : 200 kN/m

Height : (+) 5.5 m CD

(7) Live Load

	Usual
Over wharf apron	48.00 kN/m^2
behind rear crain rail	4.0kN/m^2

(8) Crane Wheel Load

Wheel Load : 1500 kN/m

(Quay crane wheel load per wheel, inclusive of 20% impact)

(9) Load Case

Case	Dead Load	Residual Water Pressure	Pre loading	Live Load	Quay Crane	Bollard Pull
Case 1	○	○	○			
Case 2	○	○		○	○	
Case 3	○	○		○		○
Case 4	○	○		○		
Case 5	○	○		○		○
Case 6	○	○		○	○	

(10) Factors of Safety

	Usual
Horizontal sliding	> or = 1.75
Deep seated sliding	> or = 1.50
Overturning	> or = 2.50
Bearing capacity	> or = 2.50
Local slip	> or = 1.50 (applied load = factored) > or = 1.50 (applied load factored by 2.5)

2. Concrete Volume and Volume Moment

(1) Dimension of Caisson

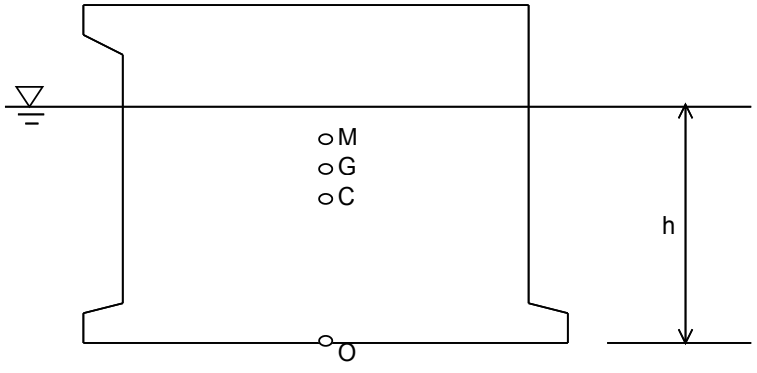
Height of Caisson : 21.65 m, Width of Caisson : 20.00 m
Length of Caisson : 29.90 m, Length of Toe : 2.00 m
Length of Heel : 1.00 m, Width of Base : 23.00 m

(2) Concrete Volume and Volume Moment

	Concrete Volume	Vertical	Horizontal		
	Length x Width x Height x EA = Volume (m) x (m) x (m) = (m3)	Arm (m)	V. Arm	Arm (m)	V. Arm
Side wall	19.00 x 0.50 x 21.65 x 2 = 411.40	10.83	4453	12.00	4936
Front wall	29.30 x 0.50 x 21.65 x 1 = 317.20	10.83	3433	2.25	714
Behind wall	29.30 x 0.50 x 21.65 x 1 = 317.20	10.83	3433	21.75	6899
1st x inter. wall	19.00 x 0.30 x 21.65 x 1 = 123.40	10.83	1336	12.00	1481
2nd x inter. wall	19.00 x 0.30 x 21.65 x 1 = 123.40	10.83	1336	12.00	1481
3rd x inter. wall	19.00 x 0.30 x 21.65 x 1 = 123.40	10.83	1336	12.00	1481
4th x inter. wall	19.00 x 0.30 x 21.65 x 1 = 123.40	10.83	1336	12.00	1481
5th x inter. wall	19.00 x 0.30 x 21.65 x 1 = 123.40	10.83	1336	12.00	1481
1st y inter. wall	26.80 x 0.30 x 21.65 x 1 = 174.10	10.83	1884	7.00	1481
2nd y inter. wall	26.80 x 0.30 x 21.65 x 1 = 174.10	10.83	1884	12.00	1481
3rd y inter. wall	26.80 x 0.30 x 21.65 x 1 = 174.10	10.83	1884	17.00	1481
Toe (□)	29.90 x 2.00 x 0.75 x 1 = 44.90	0.38	17	1.00	45
Toe (◺)	29.90 x 2.00 x 0.25 x 1 x 0.5 = 7.50	0.83	6	1.33	10
Heel (□)	29.90 x 1.00 x 0.75 x 1 = 22.40	0.38	8	22.50	505
Heel (◺)	29.90 x 1.00 x 0.25 x 1 x 0.5 = 3.70	0.83	3	22.33	83
1st base	26.80 x 4.35 x 1.00 x 1 = 116.60	0.50	58	4.68	545
2nd base	26.80 x 4.70 x 0.75 x 1 = 94.50	0.38	35	9.50	897
3rd base	26.80 x 4.70 x 0.75 x 1 = 94.50	0.38	35	14.50	1370
4th base	26.80 x 4.35 x 0.75 x 1 = 87.40	0.38	33	19.33	1690
Side base	20.00 x 0.30 x 0.75 x 2 = 9.00	0.38	3	12.00	108
1st wall hunch	0.25 x 0.25 x 20.65 x 24 x 0.5 = 15.50	11.33	175	4.68	72
2nd wall hunch	0.25 x 0.25 x 20.65 x 24 x 0.5 = 15.50	11,33	175	9.50	147
2nd wall hunch					
3rd wall hunch	0.25 x 0.25 x 20.65 x 24 x 0.5 = 15.50	11.33	175	14.50	225
4th wall hunch	0.25 x 0.25 x 20.65 x 24 x 0.5 = 15.50	11.33	175	19.33	299
2nd front hunch	0.25 x 0.25 x 26.80 x 1 x 0.5 = 0.80	0.83	1	7.23	6
2nd back hunch	0.25 x 0.25 x 26.80 x 1 x 0.5 = 0.80	0.83	1	11.77	10
2nd side hunch	0.25 x 0.25 x 4.70 x 12 x 0.5 = 1.80	0.83	1	9.50	17
3rd front hunch	0.25 x 0.25 x 26.80 x 1 x 0.5 = 0.80	0.83	1	12.23	10
3rd back hunch	0.25 x 0.25 x 26.80 x 1 x 0.5 = 0.80	0.83	1	16.77	14
3rd side hunch	0.25 x 0.25 x 4.7 x 12 x 0.5 = 1.80	0.83	1	14.50	26
4th front hunch	0.25 x 0.25 x 26.80 x 1 x 0.5 = 0.80	0.83	1	17.23	14
4th back hunch	0.25 x 0.25 x 26.80 x 1 x 0.5 = 0.80	0.83	1	21.42	18
4th side hunch	0.25 x 0.25 x 4.35 x 12 x 0.5 = 1.60	0.83	1	19.33	32
Bracket (□)	0.80 x 2.25 x 0.45 x 7 = 5.70	21.43	121	0.88	5
Bracket (◺)	0.80 x 2.25 x 2.25 x 7 x 0.5 = 14.20	20.45	290	1.25	18
Shear key	0.30 x 2.425 x 20.9 x 4 = 60.80	11.20	681	12.00	730
Total	2818.2	9.10	25654	11.75	33114

3. Buoyancy

(1) Stability Condition



I / V - CG = GM > 0 (and > 0.05h)

Where,

I : 2nd moment of inertia for z axis
V : Diplaced volume
C : Buoyancy center
G : Caisson center
M : Metacenter
GM : Metacentric height
h : Draft
(weight of caisson = weight of sea water about submerged volume)

(2) No Ballast

Weight of Caisson (W_c) = 2818 x 24.5 = 69045 (kN)
Center of Caisson (OG) = 9.10 m
Volume of toe and heel ($V_{t,h}$) = 78.49 m
Width of Caisson (W) = 20.00 m
Length of Caisson (L) = 29.90 m

Draft (h) = $\dfrac{W_c - V_{toe,heel} \times \tilde{a}_w}{W \times L \times \tilde{a}_w}$ = 11.30 m

Distance (OC = h/2) = 5.65 m
CG = OG - OC = 3.45 m

I = $\dfrac{L \times W^3}{12}$ = 19933 m^4

V = $\dfrac{W_c}{\tilde{a}_w}$ = 6836 m^3

GM = 19933 / 6836 - 3.45 = 0.54 < 0 → Unstable
∴ Ballast is needed.

(3) Ballasing by Seawater

Location of ballast

Sea side row

					1st
					2nd
					3rd
					4th

Height of ballast seawater = 1.50 m (2nd ~ 4th)

1.25 m (1st)

Counter concrete ballast = 0.70 m (4th)

Contents	Weight (kN)		Vertical		Horizontal	
			Arm	w-moment	Arm	w-moment
	B L H EA	W (kN)	(m)	(kN-m)	(m)	(kN-m)
Caisson (no seawater)		69044.8	9.10	628528	11.75	811296
Ballast seawater	10.1 x 4.4 x 26.8 x 1.3 x 1.0	1471.8	1.63	2391.71	4.68	6880.77
	10.1 x 4.7 x 26.8 x 1.5 x 1.0	1908.3	1.50	2862.44	9.50	18128.79
	10.1 x 4.7 x 26.8 x 1.5 x 1.0	1908.3	1.50	2862.44	14.50	27670.26
	10.1 x 4.4 x 26.8 x 1.5 x 1.0	1766.2	2.20	3885.61	19.33	34131.56
Ballast Concrete	22.5 x 4.4 x 26.8 x 0.7 x 1.0	1836.1	1.10	2019.75	19.33	35483.31
Vertical hunch	10.1x0.25x0.25x1.3x24.0x-0.5	-9.5	1.63	-15.39	4.68	-44.27
	10.1x0.25x0.25x1.5x48.0x-0.5	-22.7	1.50	-34.09	12.00	-272.70
	22.5x0.25x0.25x0.7x24.0x-0.5	-11.8	1.10	-12.99	19.33	-228.28
	10.1x0.25x0.25x1.5x12.0x-0.5	-.5.7	2.20	-12.50	19.33	-109.79
Horizontal hunch	10.1x1.35x1.35x26.8x1.0x-0.5	-246.7	1.20	-295.99	7.60	-1874.59
	10.1x0.25x0.25x177.0x1.0x-0.5	-55.9	0.83	-46.55	12.00	-670.39
	22.5x0.25x0.25x105.8x1.0x-0.5	-74.4	0.83	-61.99	19.33	-1437.60
Total sum.		77508.9	8.28	642071	11.99	928954

(4) Stability Check

Weight of Caisson (W_c) = 77509 (kN)

Center of Caisson (OG') = 8.28 m

Volume of toe and heel ($V_{t,h}$) = 78.49 m

Draft (h) = $\dfrac{W_c - V_{toe,heel} \times \tilde{a}_w}{W \times L \times \tilde{a}_w}$ = 12.70 m

Distance (OC' = h'/2) = 6.35 m

C'G' = OG' - OC' = 1.93 m

$$I = \frac{L \times W^3}{12} = 19933.33\ m^4$$

$$V = \frac{W_c}{\tilde{a}_w} = 7674.15\ m^3$$

G'M' = 19933.33 / 7674.15 - 1.93 = 0.66 > 0

And G'M' > 0.05h' → G'M' = 0.66 > 0.64 → Stable

4. X - Moment (Eccentricity)

(1) Eccentricity without ballast

Q (1st moment of inertia for x direction) = $\sum A_i x_i = Ax$

$\overline{x} = \sum A_i x_i / \overline{A}$ = 5218 / 435.6 = 11.977 m

Arm = 14.929 m

e (Eccentricity) = $\overline{x}$ - Arm = 0.23 m > 0.1 m → Ballast is needed.

(2) Eccentricity with ballast

Height of Ballast Concrete = 0.70 m (Location of concrete - one landside row)

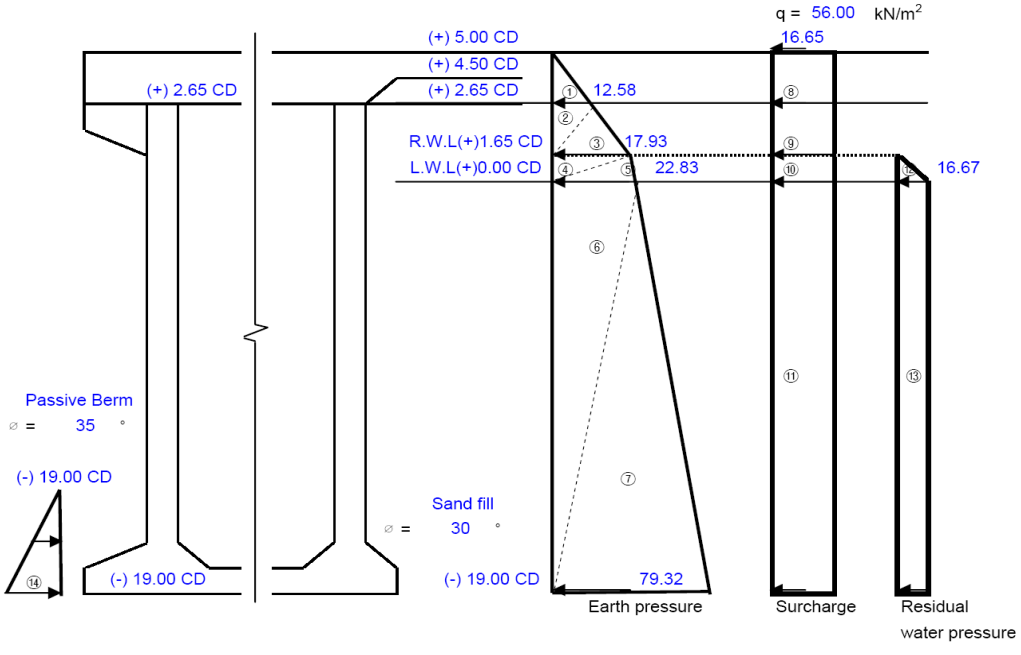
Height of Ballast Water = 1.50 m (Location of water - all rows)

Arm = 11.985 m

e'(Eccentricity) = $\overline{x}$ - Arm = 0.008 m < 0.1 m → O.K.

5. Horizontal Force

(1) Load Diagram



(2) Dead Load

① Horizontal Earth Pressure (backfill until (+)4.50m CD)

ϕ = 30° (Internal friction angle)

δ = 20° (Angle of friction between wall and soil)

Θ = 0° (Inclined angle of caisson)

α = 0° (Inclined angle of backfill)

K_a = 0.297 (Coulomb's active earth pressure coefficient)

$P_a = r \times h \times Ka$

E.L.(+)2.65 P_a = 18.00 x 1.85 x 0.297 = 9.90 kN/m^2

E.L.(+)1.65 P_a = 18.00 x 1.00 x 0.297 + 9.90 = 15.25 kN/m^2

E.L.(+)0.00 P_a = 10.00 x 1.65 x 0.297 + 15.25 = 20.16 kN/m^2

E.L.(−)19.00 P_a = 10.00 x 19.00 x 0.297 + 20.16 = 76.6 kN/m^2

② Horizontal Earth Pressure (backfill until (+)5.00m CD)

ϕ = 30° (Internal friction angle)

δ = 20° (Angle of friction between wall and soil)

Θ = 0° (Inclined angle of caisson)

α = 0° (Inclined angle of backfill)

K_a = 0.297 (Coulomb's active earth pressure coefficient)

$P_a = r \times h \times K_a$

E.L.(+)2.65 P_a = 18.00 x 2.35 x 0.297 = 12.58 kN/m^2

E.L.(+)1.65 P_a = 18.00 x 1.00 x 0.297 + 12.58 = 17.93 kN/m^2

E.L.(+)0.00 P_a = 10.00 x 1.65 x 0.297 + 17.93 = 22.83 kN/m^2

E.L.(−)19.00 P_a = 10.00 x 19.00 x 0.297 + 22.83 = 79.3 kN/m^2

(3) Pre loading (Behind Caisson)

q = 80 kN/m^2

$P_a = q \times K_a$

P_a = 80 x 0.297 = 23.79 kN/m^2

(4) Live Load (Behind Caisson)

q = 56 kN/m^2

$P_a = q \times K_a$

P_a = 56 x 0.297 = 16.65 kN/m^2

(5) Residual Water Pressure

Residual water level : h = 1.65 m

$P = r_w x\ h$ = 10.10 x 1.65 = 16.67 kN/m^2

(6) Bollard Force

Height = 0.5 m

F = 200 kn/m

(7) Crane Wheel Load

Wheel Load = 1500 tonf/m

Horizontal Load = Wheel Load x 0.1 = 150 kN/m

(8) Passive Soil Pressure

① Horizontal Earth Pressure (Applied until (−)19.00 m CD)

ϕ = 35° (Internal friction angle)

δ = 20° (Angle of friction between wall and soil)

Θ = 0° (Inclined angle of caisson)

α = 0° (Inclined angle of backfill)

K_p = 8.324 (Coulomb's passive earth pressure coefficient)

$P_p = r \times h \times K_p$

E.L.(−)19.00 P_p = 10.00 x 0.00 x 8.324 = 0.0 kN/m^2

(9) Overturning Moment (backfill until (+)4.50 m CD)

Contents	E.L.	No.	Horizontal Force (kN/m)		Arm (m)	Moment (kN • m/m)
			Pa h cos(δ)	F		
Active Earth Pressure	(+)2.65	①	9.90 x 1.85 x 0.5 x 0.94	8.61	22.27	191.62
	(+)1.65	②	9.90 x 1.00 x 0.5 x 0.94	4.65	21.32	99.16
		③	15.25 x 1.00 x 0.5 x 0.94	7.17	20.98	150.37
	(+)0.00	④	15.25 x 1.65 x 0.5 x 0.94	11.82	20.10	237.67
		⑤	20.16 x 1.65 x 0.5 x 0.94	15.63	19.55	305.51
	(−)19.00	⑥	20.16 x 19.00 x 0.5 x 0.94	180.0	12.67	2279.38
		⑦	76.6 x 19.00 x 0.5 x 0.94	684	6.33	4333.51
		sum		912	8.33	7597.22
Preloading			23.79 x 23.50 x 0.94	525.2	11.75	6171.58

(10) Overturning Moment (backfill until (+)5.00 m CD)

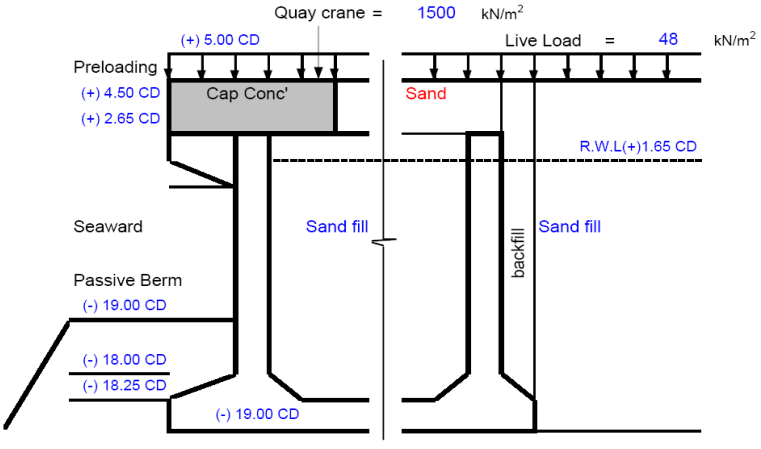
Contents	E.L.	No.	Horizontal Force (kN/m)		Arm (m)	Moment (kN • m/m)
			Pa h cos(δ)	F		
Active Earth Pressure	(+)2.65	①	12.58 x 2.35 x 0.5 x 0.94	13.89	22.43	311.51
	(+)1.65	②	12.58 x 1.00 x 0.5 x 0.94	5.91	21.32	125.96
		③	17.93 x 1.00 x 0.5 x 0.94	8.42	20.98	176.75
	(+)0.00	④	17.93 x 1.65 x 0.5 x 0.94	13.90	20.10	279.36
		⑤	22.83 x 1.65 x 0.5 x 0.94	17.70	19.55	346.07
	(−)19.00	⑥	22.83 x 19.00 x 0.5 x 0.94	203.80	12.67	2581.95
		⑦	79.3 x 19.00 x 0.5 x 0.94	708	6.33	4484.80
		sum.		972	8.55	8306.40
Preloading			23.79 x 23.50 x 0.94	525.20	11.75	6171.58
Live Load		⑧~⑪	16.65 x 24.00 x 0.94	375.50	12.00	4505.90
Residual water pressure	(+)0.00	⑫	16.67 x 1.65 x 0.5	13.75	19.55	268.79
	(−)19.00	⑬	16.67 x 19.00	316.60	9.50	3008.03
		sum.		330.4	9.92	3276.82
Bollard	(+)5.50			200.0	24.50	4900.00
Quay Crane	(+)5.00			150.0	24.00	3600.00

(11) Resisting Moment (applied until (+)26.57 m CD)

Contents	E.L.	No.	Horizontal Force (kN/m)			Arm (m)	Moment (kN • m/m)
			Pp	h	cos(δ)	F	
Passive Earth Pressure	(−)19.00	⑭	0.0 x 0.0 x 0.5 x 0.94			0.0	0.00	0.00
		sum.				0.0	0.00	0.00

6. Vertical Force

(1) Load Diagram



(2) Passive Soil Pressure

① Horizontal Earth Pressure (Applied until (−)26.57 m CD)

ϕ = 35° (Internal friction angle)

δ = 20° (Angle of friction between wall and soil)

Θ = 0° (Inclined angle of caisson)

α = 0° (Inclined angle of backfill)

K_p = 8.3239 (Coulomb's passive earth pressure coefficient)

$P_p = r \times h \times K_p$

E.L.(−)19.00 P_p = 10.00 x 0.00 x 8.3239 = 0.0 kN/m^2

(3) Pre-loading (upon caisson)

q = 134 kN/m^2

Q = 134 x 20 = 2680 kN/m

(4) Pre-loading (behind caisson)

q = 80 kN/m^2

$P_a = q \times K_a$

P_a = 80 x 0.2973 = 23.79 kN/m^2

(5) Live Load (upon caisson)

q = 48 kN/m^2

$P_a = q \times K_a$

(6) Resisting Moment

Contents				Vertical Force (kN/m)		Arm(m)		Moment (tonf·m/m)
				Calculation	W	D X	Arm	
Dead Load	Cap Conc'			22.50 x 9.4 x 2.35	497.0	0.3 + 9.4 x 0.5	4.5	2211.8
	Soil behind Cap Con'c			18.00 x 12.9 x 2.35	543.6	9.2 + 12.9 x 0.5	15.6	8465.9
	Soil (until +4.5m CD)			18.00 x 22.3 x 2.35	941.2	0.3 + 22.3 x 0.5	10.9	10235.3
	Caisson			69045 / 29.9	2309.2		9.1	21021.0
	Ballast Con'c			1836 / 29.9	61.4		1.1	67.6
	Infill	1st row above R.W.L		20.00 x 116.58 x 1.00 / 29.90	78.0	4.7 + 4.4 x 0.5	6.9	534.2
		2nd row		20.00 x 125.96 x 1.00 / 29.90	84.3	9.5 + 4.7 x 0.5	11.9	998.4
		3rd row		20.00 x 125.96 x 1.00 / 29.90	84.3	14.5 + 4.7 x 0.5	16.9	1419.7
		4th row		20.00 x 116.58 x 1.00 / 29.90	77.98	19.3 + 4.4 x 0.5	21.5	1676.6
		1st row below R.W.L		20.00 x 116.58 x 19.65 / 29.90	1532.3	4.7 + 4.4 x 0.5	6.9	10496.3
		2nd row		20.00 x 125.96 x 19.90 / 29.90	1676.7	9.5 + 4.7 x 0.5	11.9	19868.4
		3rd row		20.00 x 125.96 x 19.90 / 29.90	1676.7	14.5 + 4.7 x 0.5	16.9	28251.7
		4th row (ballast conc')		20.00 x 116.58 x 19.20 / 29.90	1497.2	19.3 + 4.4 x 0.5	21.5	32190.1
		vertical hunch		20.00 x 3.00 x 1.00 / 29.90	2.0		12.0	24.1
				20.00 x 0.75 x 19.55 / 29.90	9.9		6.9	67.5
				20.00 x 1.5 x 19.90 / 29.90	20.0		14.4	286.5
				20.00 x 0.75 x 19.20 / 29.90	9.6		21.5	207.1
		horizontal hunch		20.00 x 6.88 / 29.90	4.6		12.0	55.2
		sum.			6661.2		14.2	94794.9
	Backfill	Until +4.5m CD		18.00 x 1.0 x 2.85	51.3	22 + 1 x 0.5	22.5	1154.3
				10.00 x 1.0 x 19.15	191.5	22 + 1 x 0.5	22.5	4308.8
				10.00 x 1.0 x 0.25 x 0.5	1.3	22 + 1 x 0.67	22.7	28.3
		sum.			244.1		22.5	5491.3
	Backfill	Until +5.0m CD		18.00 x 1.0 x 3.35	60.3	22 + 1 x 0.5	22.5	1356.8
				10.00 x 1.0 x 19.65	196.5	22 + 1 x 0.5	22.5	4421.3
				10.00 x 1.0 x 0.25 x 0.5	1.3	22 + 1 x 0.67	22.7	28.3
		sum.			258.1		22.5	5806.3
	Passive Berm			10.00 x 2.0 x 1.00 x 1	20.0	2 x 0.50	1.0	20.0
				10.00 x 2.0 x 0.25 x 0.5	2.5	2 x 0.33	0.7	1.7
		sum.			17.5		1.0	18.3
	Buoy-ancy	body		10.10 x 12101 / 29.90 x 1	4087.6	2 + 20 x 0.5	12.0	49051.1
		toe		10.10 x 2 x 0.25 x 0.5	2.5	2 x 0.67	1.3	3.4
		heel		10.10 x 2 x 0.75 x 1	15.2	2 x 0.5	1.0	15.2
				10.10 x 1 x 0.25 x 0.5	1.3	22 + 1 x 0.33	22.3	28.2
				10.10 x 1 x 0.75 x 1	7.6	22 + 1 x 0.5	22.5	170.4
		connection		10.10 x 63 / 29.90 x 1	21.3		12.0	255.4
		bracket		10.10 x 5.7 / 29.90 x 1	1.9		0.9	1.7
				10.10 x 28.4 / 29.90 x 0.5	4.8		1.3	6.0
		sum.			4142.1		12.0	49531.3
Active Earth Pressure	(Until +4.5m CD)	E.L(+)2.65	①	9.90 x 1.85 x 0.5 x 0.342	3.13		27.00	84.57
		E.L(+)1.65	②	9.90 x 1.00 x 0.5 x 0.342	1.69		27.00	45.71
			③	15.25 x 1.00 x 0.5 x 0.342	2.61		27.00	70.42
		E.L(+)0.00	④	15.25 x 1.65 x 0.5 x 0.342	4.30		27.00	116.20
			⑤	20.16 x 1.65 x 0.5 x 0.342	5.69		27.00	153.57
		E.L(-)30.00	⑥	20.16 x 19.00 x 0.5 x 0.342	65.50		27.00	1768.41
			⑦	76.65 x 30.00 x 0.5 x 0.342	249.0		27.00	6724.15
			sum.		332.0		27.00	8963.04
Active Earth Pressure	(Until +5.0m CD)	E.L(+)2.65	①	12.58 x 2.35 x 0.5 x 0.342	5.05		27.00	136.46
		E.L(+)1.65	②	12.58 x 1.00 x 0.5 x 0.342	2.15		27.00	58.07
			③	17.93 x 1.00 x 0.5 x 0.342	3.07		27.00	82.78
		E.L(+)0.00	④	17.93 x 1.65 x 0.5 x 0.342	5.06		27.00	136.58
			⑤	22.83 x 1.65 x 0.5 x 0.342	6.44		27.00	173.96
		E.L(-)30.00	⑥	22.83 x 19.00 x 0.5 x 0.342	74.19		27.00	2003.16
			⑦	79.32 x 19.00 x 0.5 x 0.342	257.7		27.00	6958.89
			sum.		353.7		27.00	9549.90
Preloading (upon Caisson)					2680.0		12.00	32160.00
Preloading (behind caisson)				23.79 x 23.50 x 0.342	191.17		27.00	5161.65
Quay Crane					1500.0		2.8	4125.0
Live Load (upon Caisson)				48 x 23.3	1116.0	0.25+23.3x0.5	11.4	12694.5
Live Load (behind Cassion)				16.65 x 24.00 x 0.342	136.67		27.00	3690.03

7. Load Case

(1) Caisson

W = 69045 kN (+ 8464 = 77509 with ballast)

V = 2818 m^3

Draft = 12.70 m

Size = 20 W x 29.9 L x 21.65 H

Number of cell = 6 (Lat.) x 4 (Long.)

- Load cases

Case	Dead Load	Residual Water Pressure	Earth Pressure	Preloading	Live Load		Quay Crane	Bollard Pull
Case 1	○	○	○	○				
Case 2	○	○	○		○	behind Caisson	○	
Case 3	○	○	○		○	behind Caisson		○
Case 4	○	○	○		○	on & behind Caisson		
Case 5	○	○	○		○	on & behind Caisson		○
Case 6	○	○	○		○	on & behind Caisson	○	○

(2) Loads

Load Case		Horizontal Load		Vertical Load	
		Force (kN)	Moment (kN-m)	Force (kN)	Moment (kN-m)
Dead Load	Caisson Self Weight			2309	21021
	Infill Sand Weight			6661	94795
	Backfill Sand Weight (+4.5m CD)			244	5491
	Backfill Sand Weight (+5.0m CD)			258	5806
	Wharf Weight			497	2212
	Soil Weigt Beyond Wharf			544	8466
	Soil Weigt on Caisson (+4.5m CD)			941	10235
	Passive Bum			18	18
Preloading (upon Caisson)				2680	32160
Preloading (behind Caisson)		525	6172	191	5162
Buoyancy				4142	49531
Water Pressure		330	3277		
Earth Pressure	Active Earth Pressure (+4.5m CD)	912	7597	332	8963
	Acitive Earth Pressure (+5.0m CD)	972	8306	354	9550
	Passive Earth Pressure	0	0	0	0
Imposed Load	Bollard Pulls	200	4900		
	Quay Crane	150	3600	1500	4125
	Live Load	375	4506	1116	12695

(3) Partial safety factor for load (serviceability limit state)

Case	Dead Load	Residual Water Pressure	Earth Pressure	Preloading	Live Load	Quay Crane	Bollard Pull
Case 1	1	1	1	1			
Case 2	1	1	1		1	1	
Case 3	1	1	1		1		1
Case 4	1	1	1		1		
Case 5	1	1	1		1		1
Case 6	1	1	1		1	1	1

(4) Force and Moment

Case	ΣFh (kN/m)	ΣMo (kN • m/m)	ΣFv (kN/m)	ΣMr (kN • m/m)
Case 1	1768	17046	9553	128278
Case 2	1828	19689	7963	96425
Case 3	1878	20989	6463	92300
Case 4	1678	16089	7579	104995
Case 5	1878	20989	7579	104995
Case 6	2028	24589	9079	109120

(5) Results of stability check

	Sliding (> 1.75)		Overturning (> 2.5)		Bearing Capacity(kN/m2)			
	F.S.	Results	F.S.	Results	e	B/6	q max	q min
Case 1	3.24	O.K	7.53	O.K	0.1	3.8	399.8	430.9
Case 2	2.61	O.K	4.90	O.K	1.9	3.8	514.6	177.9
Case 3	2.07	O.K	4.40	O.K	0.5	3.8	315.2	246.8
Case 4	2.71	O.K	6.53	O.K	0.2	3.8	309.8	349.3
Case 5	2.42	O.K	5.00	O.K	0.4	3.8	365.3	293.7
Case 6	2.69	O.K	4.44	O.K	2.2	3.8	620.2	169.3
Total	2.07	O.K	4.40	O.K			620.2	349.3

① Case-1

Serviceability limit state

- Force and Moment

Case	ΣFh (kN/m)	ΣMo (kN • m/m)	ΣFv (kN/m)	ΣMr (kN • m/m)
Case-1	1767.69	17045.62	9552.90	128277.57

- Stability Check

㉮ Sliding

$$\text{F.S.} = \frac{i\sum F_v}{\sum F_h} = \frac{0.6 \times 9552.90}{1767.69} = 3.24$$

㉯ Overturning

$$\text{F.S.} = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{128277.57}{17045.62} = 7.53$$

㈐ Bearing Capacity

$$x = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum F_v} = \frac{128277.57 - 17045.62}{9552.90} = 11.64m$$

e = B/2 - x = 23 / 2 - 11.64 = 0.14 m < B/6 (=3.83)

if $e \le B/6$, $q_{max,\ min} = \frac{\sum F_v}{B} \times (1 \pm 6 \cdot e/B)$

if $e > B/6$, $q_{max} = \frac{3 \times \sum F_v}{2 \times (B/2 - e)}$

q_{max} = 399.76 kN/m^2

q_{min} = 430.92 kN/m^2

② Case-2

Serviceability limit state

- Force and Moment

Case	ΣFh (kN/m)	ΣMo (kN • m/m)	ΣFv (kN/m)	ΣMr (kN • m/m)
Case-2	1827.66	19689.12	7963.17	96425.14

- Stability Check

㉮ Sliding

$$F.S. = \frac{\mu \sum F_v}{\sum F_h} = \frac{0.6 \times 7963.17}{1827.66} = 2.61$$

㉯ Overturning

$$F.S. = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{96425.14}{19689.12} = 4.90$$

㉰ Bearing Capacity

$$x = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum F_v} = \frac{96425.14 - 19689.12}{7963.17} = 9.64m$$

e = B/2 - x = 23 / 2 - 9.64 = 1.86 m < B/6 (=3.83)

if $e \le B/6$, $q_{max,\ min} = \frac{\sum F_v}{B} \times (1 \pm 6 \cdot e/B)$

if $e > B/6$, $q_{max} = \frac{3 \times \sum F_v}{2 \times (B/2 - e)}$

q_{max} = 514.55 kN/m^2

q_{min} = 177.90 kN/m^2

③ Case-3

Serviceability limit state

- Force and Moment

Case	ΣFh (kN/m)	ΣMo (kN • m/m)	ΣFv (kN/m)	ΣMr (kN • m/m)
Case-3	1877.66	20989.12	6463.17	92300.14

- Stability Check

㉮ Sliding

$$\text{F.S.} = \frac{\grave{\imath}\sum F_v}{\sum F_h} = \frac{0.6 \times 6463.17}{1877.66} = 2.07$$

㉯ Overturning

$$\text{F.S.} = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{92300.14}{20989.12} = 4.40$$

㉰ Bearing Capacity

$$x = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum F_v} = \frac{92300.14 - 20989.12}{6463.17} = 11.03m$$

e = B/2 - x = 23 / 2 - 11.03 = 0.47 m < B/6 (=3.83)

$$\text{if } e \le B/6, \quad q_{max,\ min} = \frac{\sum F_v}{B} \times (1 \pm 6 \cdot e/B)$$

$$\text{if } e > B/6, \quad q_{max} = \frac{3 \times \sum F_v}{2 \times (B/2 - e)}$$

q_{max} = 315.21 kN/m^2

q_{min} = 246.81 kN/m^2

④ Case-4

Serviceability limit state

- Force and Moment

Case	ΣFh (kN/m)	ΣMo (kN • m/m)	ΣFv (kN/m)	ΣMr (kN • m/m)
Case-4	1677.66	16089.12	7579.17	104994.64

- Stability Check

㉮ Sliding

$$\text{F.S.} = \frac{\grave{\imath}\sum F_v}{\sum F_h} = \frac{0.6 \times 7579.17}{1677.66} = 2.71$$

㉯ Overturning

$$\text{F.S.} = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{104994.64}{16089.12} = 6.53$$

㉰ Bearing Capacity

$$x = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum F_v} = \frac{104994.64 - 16089.12}{7579.17} = 11.73m$$

e = B/2 - x = 23 / 2 - 11.73 = 0.23 m < B/6 (=3.83)

if $e \le B/6$, $q_{max,\ min} = \frac{\sum F_v}{B} \times (1 \pm 6 \cdot e/B)$

if $e > B/6$, $q_{max} = \frac{3 \times \sum F_v}{2 \times (B/2 - e)}$

$q_{max} = 309.74\ kN/m^2$

$q_{min} = 349.32\ kN/m^2$

⑤ Case-5

Serviceability limit state

- Force and Moment

Case	ΣFh (kN/m)	ΣMo (kN • m/m)	ΣFv (kN/m)	ΣMr (kN • m/m)
Case-5	1877.66	20989.12	7579.17	104994.64

- Stability Check

㉮ Sliding

$$F.S. = \frac{\mu \sum F_v}{\sum F_h} = \frac{0.6 \times 7579.17}{1877.66} = 2.42$$

㉯ Overturning

$$F.S. = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{104994.64}{20989.12} = 5.00$$

㉰ Bearing Capacity

$$x = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum F_v} = \frac{104994.64 - 20989.12}{7579.17} = 11.08m$$

$e = B/2 - x = 23 / 2 - 11.08 = 0.42\ m < B/6\ (=3.83)$

if $e \le B/6$, $q_{max,\ min} = \frac{\sum F_v}{B} \times (1 \pm 6 \cdot e/B)$

if $e > B/6$, $q_{max} = \frac{3 \times \sum F_v}{2 \times (B/2 - e)}$

$q_{max} = 365.31\ kN/m^2$

$q_{min} = 293.75\ kN/m^2$

⑥ Case-6

Serviceability limit state

- Force and Moment

Case	ΣFh (kN/m)	ΣMo (kN • m/m)	ΣFv (kN/m)	ΣMr (kN • m/m)
Case-6	2027.66	24589.12	9079.17	109119.64

- Stability Check

㉮ Sliding

$$\text{F.S.} = \frac{\mu \sum F_v}{\sum F_h} = \frac{0.6 \times 9079.17}{2027.66} = 2.69$$

㉯ Overturning

$$\text{F.S.} = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{109119.64}{24589.12} = 4.44$$

㉰ Bearing Capacity

$$x = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum F_v} = \frac{109119.64 - 24589.12}{9079.17} = 9.31m$$

e = B/2 - x = 23 / 2 - 9.31 = 2.19 m < B/6 (=3.83)

if $e \le B/6$, $q_{max,\ min} = \frac{\sum F_v}{B} \times (1 \pm 6 \cdot e/B)$

if $e > B/6$, $q_{max} = \frac{3 \times \sum F_v}{2 \times (B/2 - e)}$

q_{max} = 620.23 kN/m^2

q_{min} = 169.27 kN/m^2

8. Summary

		Description	Result
Caisson - 21.65m	During Flotation	Stability	0.66 > 0.64
		Eccentricity (m)	0.008 < 0.1
	After Installation	F.S. for Sliding (> 1.75)	2.07
		F.S. for Overturning (> 2.5)	4.40
		Bearing Capacity (kN/m2)	620.2

7-3 잔교식 안벽

7-3-1 General

1. Introduction

This design example is based on the design report for the container terminal project in Vietnam. Maritime structures of the Container Terminal include 1 Quay structure and 3 Approach bridges. The Quay shall accommodate ocean-going container ships on the quay's outer face (the face of quay towards the river). The overall dimensions of the quay are 800m long and 60m ~ 74m wide in this task. The desk is deck is divided into 5 blocks. The type of quay structure is open structure, which has a suspended deck supported on piles. The cope elevation is +6.00m CD.

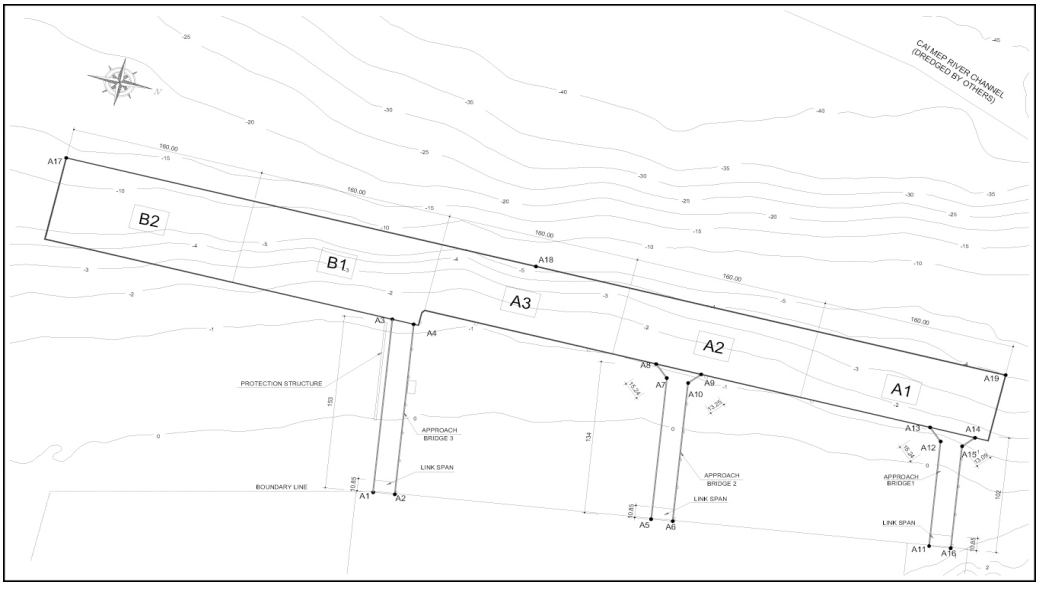


Figure 7-3-1. General Layout of Maritime structures

The maritime structure consists of PHC piles and Steel pipe piles with concrete deck. It has been designed to provide the adequate resistance to the vertical forces and horizontal forces produced by container ship, STS Crane, FCC and port equipment such as mobile crane, forklift truck and tractor/trailers.

The maritime structures has been designed to provide the adequate resistance to the berthing and mooring forces produced by design container vessels ranging from 200TEU ~ 18,000 TEU and container barges ranging from 16TEU ~ 75TEU.

Also the maritime structure has been designed to resist dead loads, live loads and environmental loads such as wave, current, wind and temperature variation.

The following chart indicates the procedure of structural analysis and design:

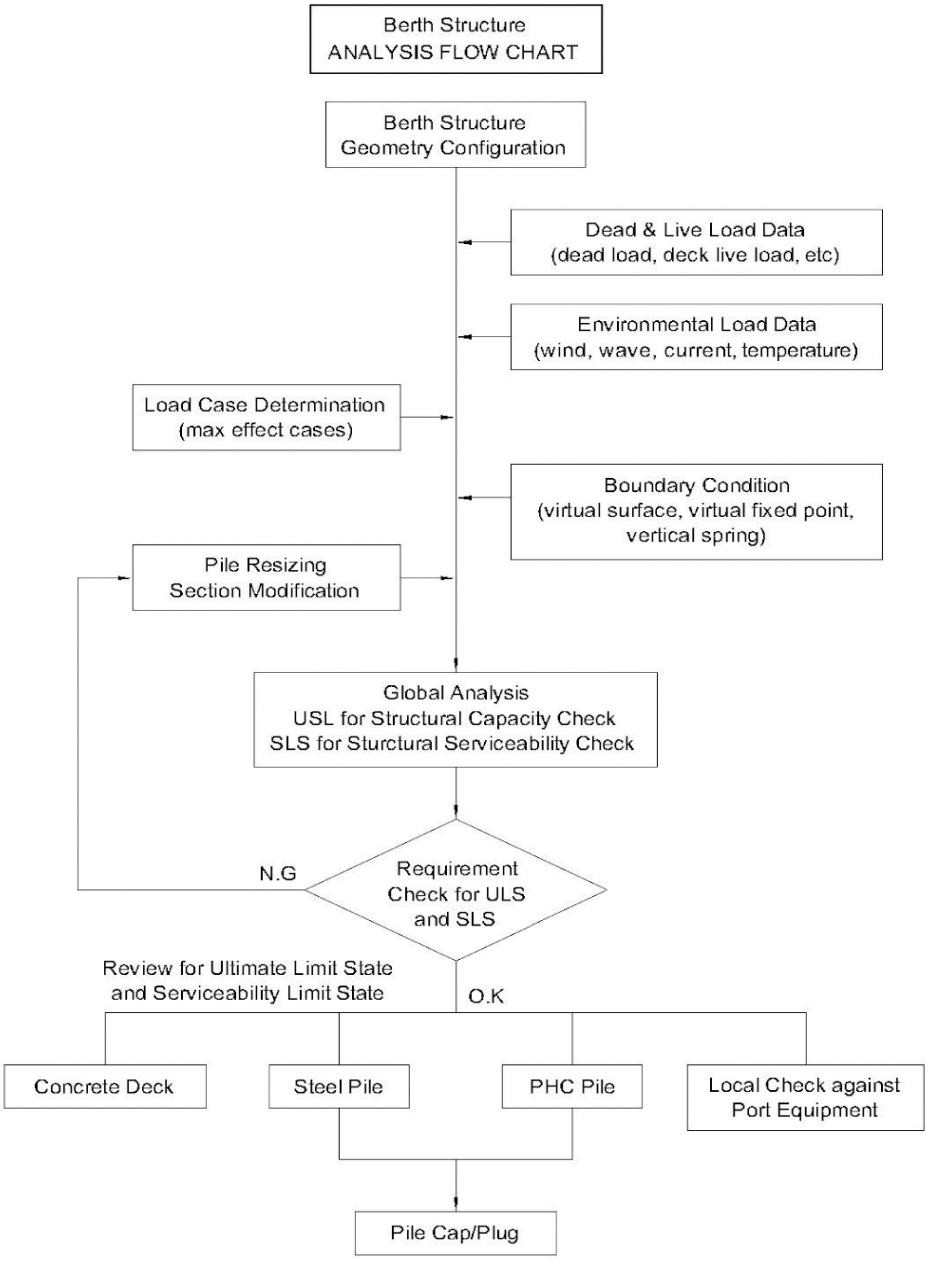


Figure 7-3-2. Flow Chart of Quay Structure Analysis

2. STANDARDS CODES and REFERENCES

Table 7-3-1. Standards and references

No.	Item	Description
1	BS 5400	Steel, concrete and composite bridges
2	BS 5950	Structural use of steelwork in building
3	BS 6349	Code of Practice for Maritime Structure
4	BS 8002	Code of practice for earth retaining structures
5	BS 8004	Code of practice for foundations
6	BS 8110	Structure use of concrete
7	EN 1997	Eurocode 7: Geotechnical design
8	EN 1998	Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
9	JIS A 5335	Pretensioned spun concrete pile
10	JIS A 5373	Precast prestressed concrete product
11	TCXDVN 375 : 2006	Design of structure for earthquake resistance
12	-	Pile Design and Construction Practice, M.J. Tomlinson
13	-	Reinforced Concrete Analysis and Design, S.S. Ray

3. NATURAL CONDITIONS

The following natural conditions have been studied for Quay structures design:

- Location of the site
- Topography
- Meteorological: wind speed, temperature, typhoons
- Hydrographic: collected water level at the site, including the cumulative frequency of hourly water level, high tide level, low tide level, and mean tide level.
- Soil conditions: soil profiles and properties

4. PROJECT CONDITIONS

4.1 Design life

Design life of the quay which consists of structural concrete and steelwork elements is 50 years.

4.2 Design vessels

The maximum and minimum vessels are listed as below:

Table 7-3-2. Design Vessels

Parameter	Container Vessels		Container Barges	
	Max. Vessel	Min. Vessel	Max. Vessel	Min. Vessel
Vessel capacity (TEU)	16,000~18,000	700	75	16
DWT (T)	200,000	8,500	1,500	-
Displacement (T)	260,000	11,500	-	-
Length overall (m)	400	125	75	41
Beam (m)	56	20.5	10.1	7.5
Maximum draught (m)	15.5	7.5	3.2	2.3
Depth of hull(m)	-	-	3.9	2.8
Berthing angle(°)	-	-	15	15
Berthing velocity(m/s)	-	-	0.5	0.5
Allowable hull pressure (T/m^2)	20	40		
Maximum berthing angle (°)	6	10		
Maximum berthing velocity (m/s)	0.1	0.3		
Minimum bow radius at point of impact, for vessel at maximum berthing angle(m)	80	45		
Bow flare (°) at point of impact, for vessel at maximum berthing angle	15	15		

4.3 Other conditions

In some cases, other conditions, such as the ability to upgrade the structures for the next stage (for projects which have multiple stages) and the solutions of connections with existing structures of the project, should also be considered.

5. DESIGN CRITERIA

5.1 Material properties

Determination of the properties of materials for concrete, reinforcement, steel, the specifications of equipments, pile and other prefabricated elements.

5.2 Cover to reinforcement and crack with

Determination of the minimum concrete cover and the maximum crack width.

5.3 Parameters of natural conditions for calculations

Determination of the parameters for calculations:

- Tidal levels: HHWL, AHHL, MSL, LWL, CD, LLWL
- Design current velocity
- Design wave: the maximum wave height (H), wave period (T), wave length (L)
- Wind velocity
- Temperature

7-3-2 ARRANGEMENT

1. PLAN, FACADE & CROSS SECTION

Selection of the structural solutions:

· Pile foundation,

· Beam span, size of beam, thick of slab

· Distance of fenders, bollards

Major quay structures are show in the following figures.

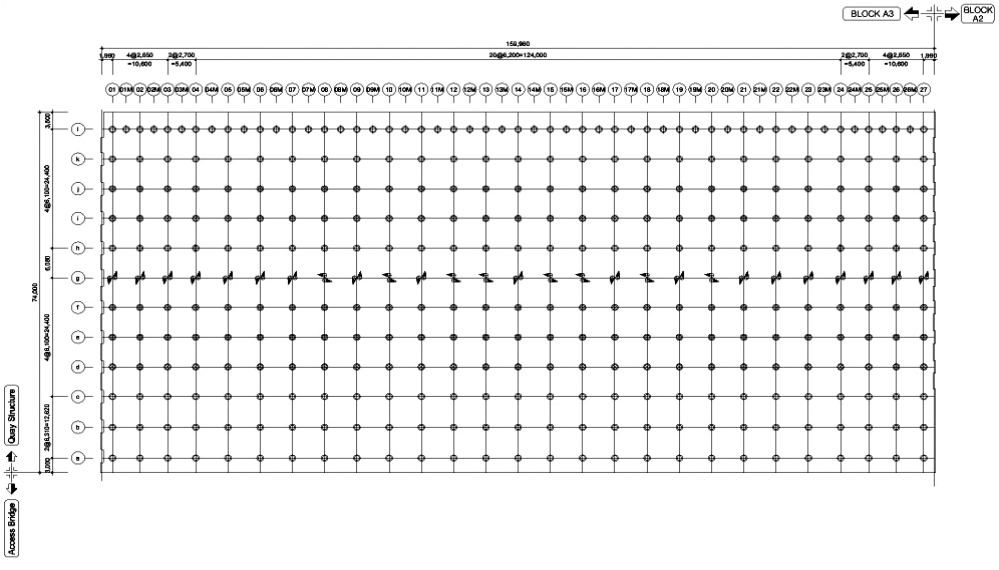


Figure 7-3-3. Plan of Quay Structure

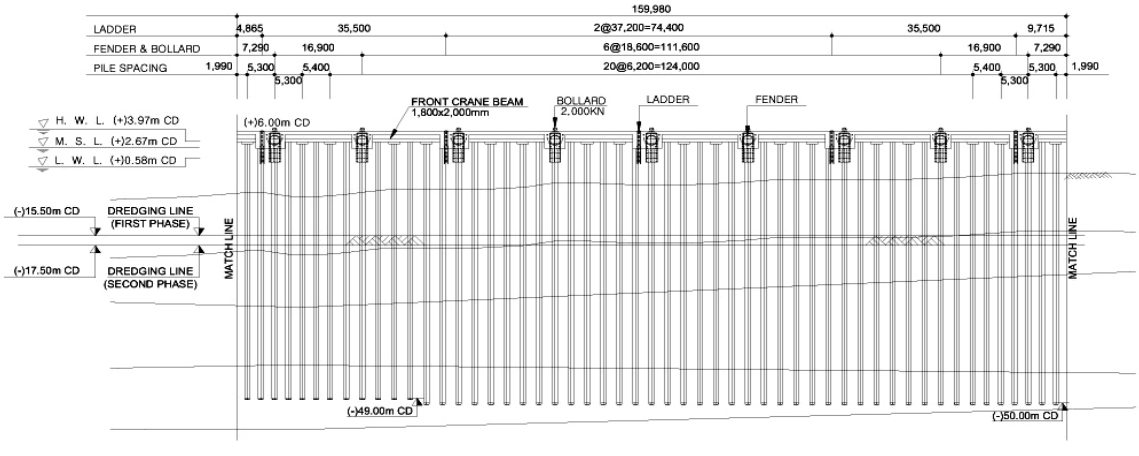


Figure 7-3-4. Front View of Quay Structure

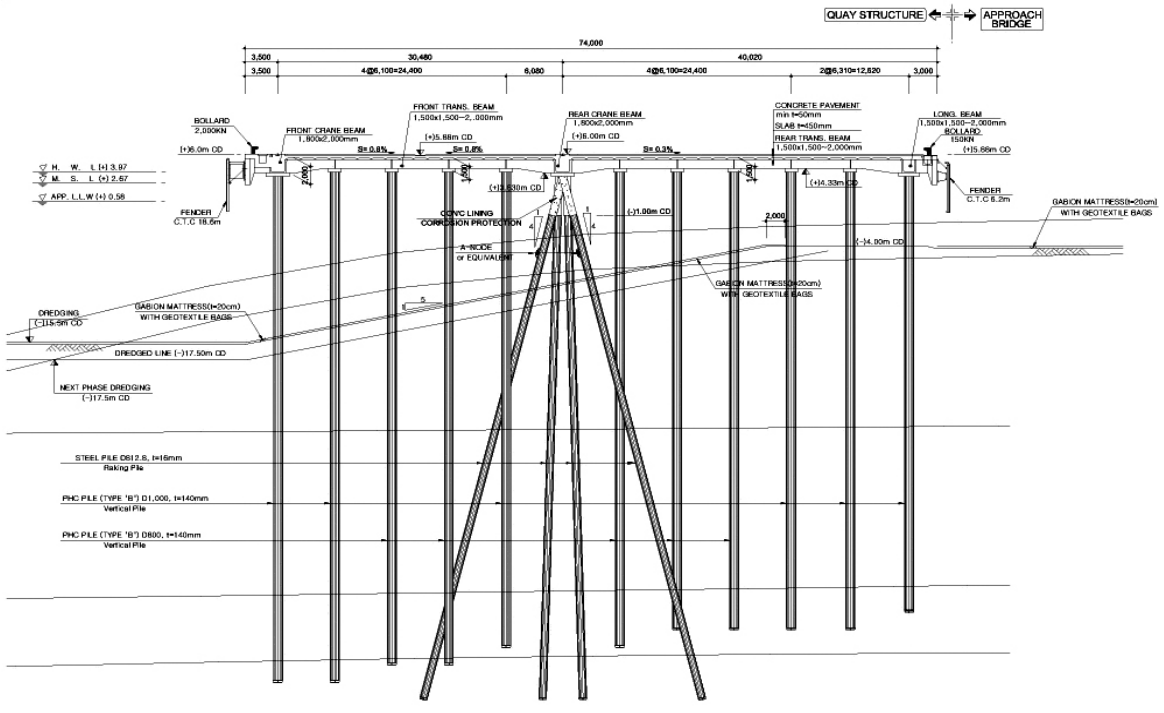


Figure 7-3-5. Cross section of Quay Structure

2. MOORING and BERTHING CALCULATIONS

2.1 Mooring arrangement

The general approach to calculate mooring loads on quay structure, depends on the vessel type, site exposure and environmental condition.

2.1.1 Mooring arrangement and layout definition

With the consideration of vessels lengths, quay blocks lengths and the boundary conditions of blocks, the actual mooring layout can be illustrated as follows:

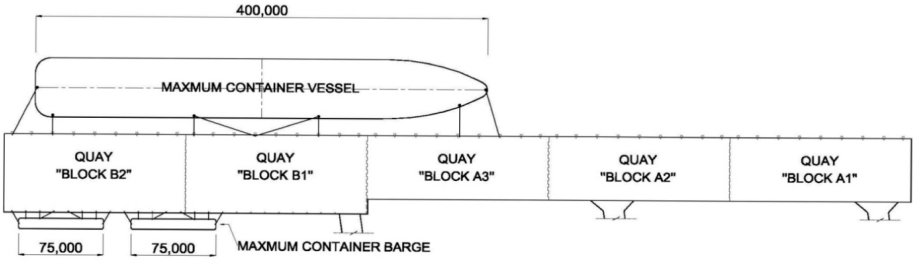
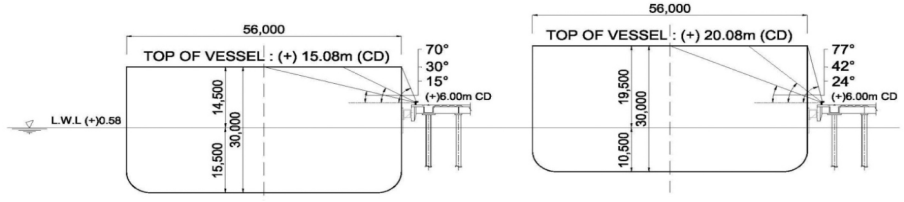


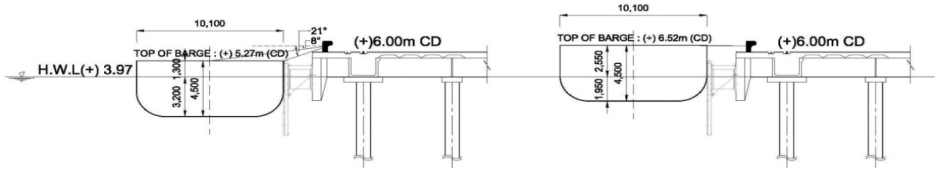
Figure 7-3-6. Maximum mooring load at Block - B2

Cross section of mooring cases with different vessel and water level are as below:



a) Full loading b) Empty

Figure 7-3-7. Mooring cases of maximum container vessel with A.L.L.W



a) Full loading b) Empty

Figure 7-3-8. Mooring cases of maximum container barge with A.H.H.W

2.1.2 Mooring cases

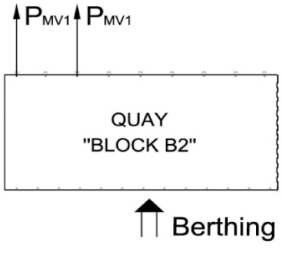


Figure 7-3-9. loading case 1

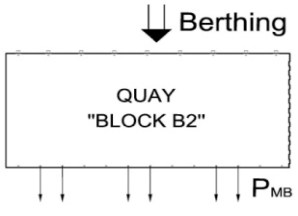


Figure 7-3-10. loading case 2

2.1.3 Mooring load calculation

The calculation may be simplified by assuming that only bow/stern and /or breast lines take the lateral loads and spring lines take the longitudinal loads. The component forces in cartesian coordinate on bollard can be obtained by the following equations.

$$N_B = Q_B \cdot \sin\alpha \cdot \cos\beta$$

$$V_B = Q_B \cdot \sin\beta$$

$$T_B = Q_B \cdot \cos\alpha \cdot \cos\beta$$

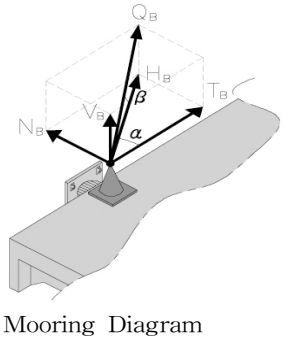


Figure 7-3-11. The Mooring Diagram

2.2 Berthing Energy and Fender

2.2.1 Berthing Energy

Calculation of berthing energy is based on 'Guidelines for the Design of Fender System' of PIANC:

Table 7-3-3. The berthing energy calculation of container vessel and container barge

Target Vessel	Container Vessel		Container Barge	
	200,000 DWT	8,500 DWT	1,500 DWT	16 TEU
Overall length Loa(m)	400	125	75	41
Displacement DT (ton)	260,000	11,500	2,200	650
Beam B (m)	56.0	20.5	10.1	7.5
Draught D (m)	15.5	7.5	3.2	2.3
Angular berthing (degree)	6.0	10	15	15
Coefficient C_m	1.55	1.73	1.63	7.5
Coefficient C_e	0.5	0.5	0.5	0.5
Coefficient C_s	1.0	1.0	1.0	2.3
Coefficient C_c	1.0	1.0	1.0	2.80
Berthing velocity v (m/s)	0.1	0.3	0.5	0.5
Normal berthing energy (kN.m)	1009.8	448.1	224.1	65.5
Abnormal berthing coefficient	1.5	1.5	-	1.5
Abnormal Berthing Energy (kN.m)	1514.7	672.2	336.2	98.3

2.2.2 Fender system

The calculations to select fender, with considering total correction factor are as follows:

Table 7-3-4. The fender reaction force calculation

ITEM	Performance Grade	Design Performance (Normal 67.5% Compression)	Design Performance (After considering TCF)
Energy Absorption	HC1400H (J4-10)	1610 kN-m	1598 kN-m
Reaction Force		2160 kN	2753 kN

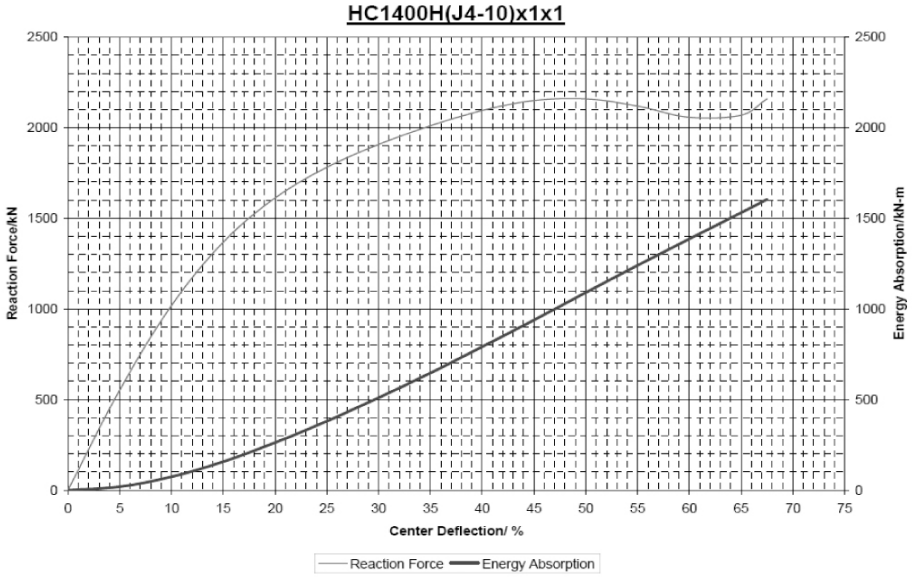


Figure 7-3-12. Performance curve of cone type HC 1400H(J4-10)

2.2.3 Fender spacing

The maximum space of fender should be estimated by the smaller vessel. The fender spaces are verified referring to the compressed length of fenders, based on BS6349-4:1994.

2.2.4 Three fenders contact

Three fenders contact case of the maximum vessel is used to determine the maximum berthing force on the quay.

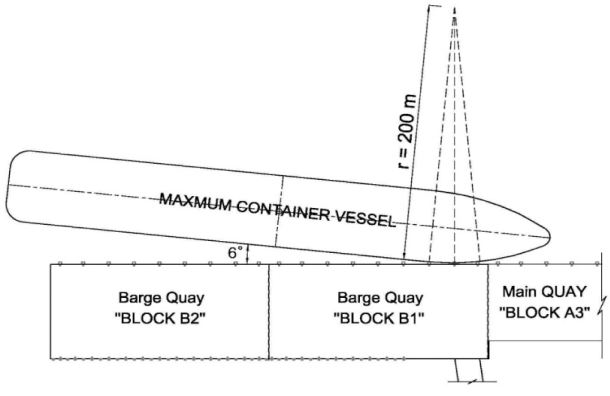


Figure 7-3-13. Three fenders contact condition

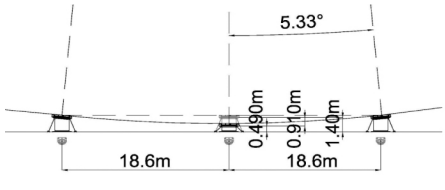


Figure 7-3-14. Three fenders contact with cone type 1400H

7-3-3 LOADS

1. DEAD LOADS

1.1 Self weight of coded (modeled) elements

The self-weights of coded elements including beams, slabs and piles are automatically calculated in the computer program.

1.2 Self weight of non-coded portions

The self-seights of non-coded elements, ie, the other portions of structure had not been modeled in the program such as pile caps, pile plugs, guardrails and pavements are manually inputted into the program.

1.3 Self-weight of Pile Cap

The self-weight of pile caps are applied as superimposed dead load on the top of pile

1.4 Self-weight of Pile Plug

The self-weight of pile plugs are applied as uniformly distributed load on the top of pile with 1.0~2.0m length.

1.5 Self-weight of Marine growth

The self-weight of marine growths are applied as superimposed dead load.

1.6 Self weight of Pavement

The self-weight of pavement are estimated based on the assumption that the unit weight of concrete is 24 kN/m^3.

1.7 STS Cranes' self weight

The detail information on STS crane was provided by the manufacturer as below

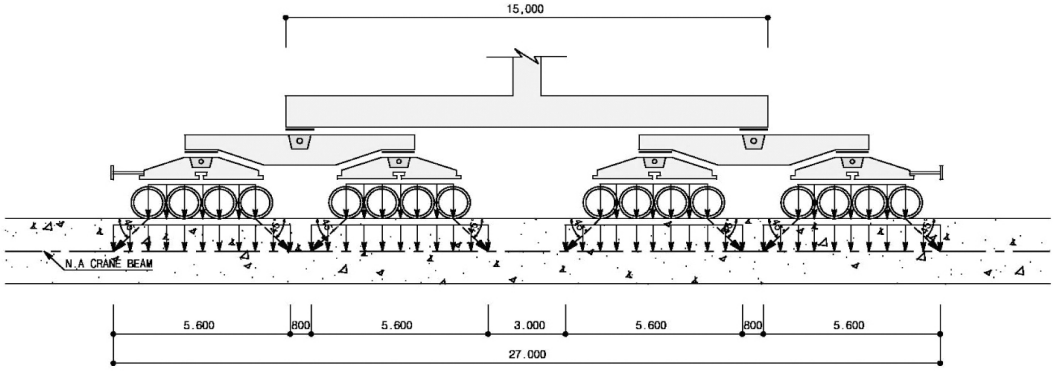


Figure 7-3-15. STS Crane

STS crane's wheel loads are estimated with the consideration of handling loads, operation conditions and wind loads.

2. LIVE LOADS

2.1 Uniformly distributed design live load

The arrangement of uniformly distributed loads of the quay are shown as following.

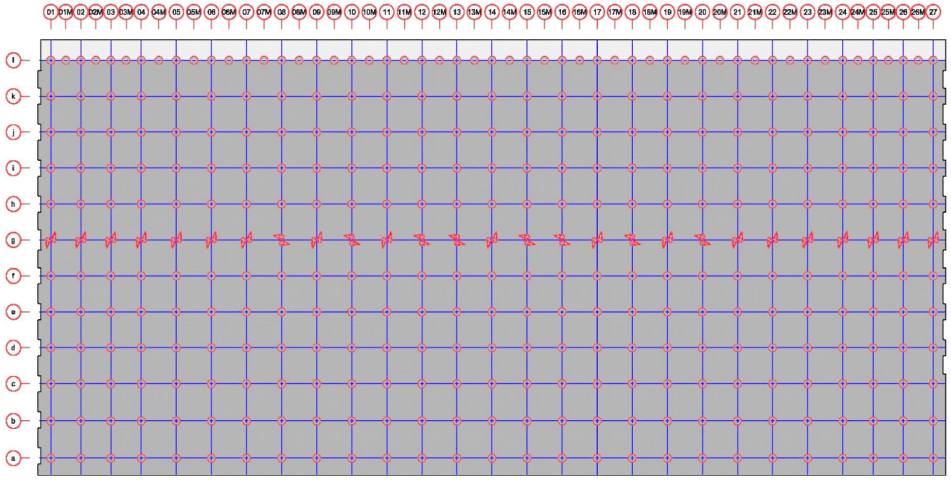


Figure 7-3-16. Loading area for the Block

The uniformly distributed load on the deck of quay structure in operational condition:

- Between landward rail and landward edge of quay : 20kN/m^2
- Between rails : 20kN/m^2
- Waterward of waterward rail : 10kN/m^2

2.2 Handling loads of STS Cranes

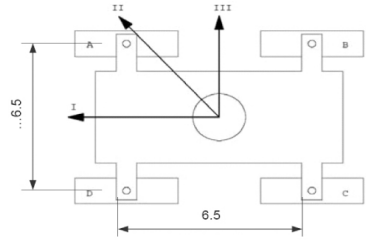
Handling load of STS Cranes in vertical directions are as follows:

Table 7-3-5. Handling loads of STS Cranes - In Operation - Vertical load

Wind	Load	Vertical Wheel Load (tonnes)					Vertical Distributed Load(kN/m)			
		Left		Right			Left		Right	
		Land Side	Water Side	Land Side	Water Side		Land Side	Water Side	Land Side	Water Side
0 m/s	WS end of the boom	-23	35	-23	35	⇨	-161.2	245.3	-161.2	245.3
20 m/s	Perpendicular to QuayfromLStoWS	-23	35	-23	35		-161.2	245.3	-161.2	245.3
20 m/s	Parallel to Quay	-23	35	-23	35		-161.2	245.3	-161.2	245.3
0 m/s	LS end of the boom	6	6	6	6		42.0	42.0	42.0	42.0
20 m/s	Perpendicular to QuayfromWStoLS	6	6	6	6		42.0	42.0	42.0	42.0
20 m/s	Parallel to Quay	6	6	6	6		42.0	42.0	42.0	42.0

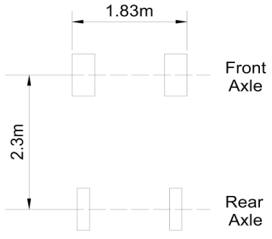
2.3 Crane/vehicles loads

2.3.1 Mobile crane(10T)



- Total weight(laden) : 60 T
- Total weight(unladen) : 50 T
- Outrigger pad dimensions : 0.5mx0.5m
- Mobile Crane's propping pad loads : 250 kN on two pads
50 kN on other pads

Figure 7-3-17. Mobile crane(10T)



- Total weight(laden) : 12.70 T
- Total weight(unladen) : 7.70 T
- Maximum front axle load(laden) : 11.50 T
- Maximum front axle load (unladen) : 3.80 T

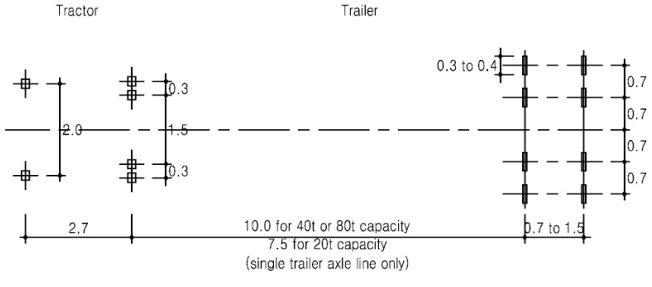
Figure 7-3-18. Forklift Truck(5T)

2.3.2 Tractor / trailers

① HA loading in BS5400-P2.

- UDL = 22.3 kN/m , KEL = 120 kN

② 40 tons roller trailer in BS6349-P1.



- First axle line load = 40kN
- second axle line load = 280kN
- third axle line load = 150kN
- fourth axle line load = 150kN

Figure 7-3-19. Tractor / trailer (40T)

2.4 Berthing/ Mooring Load

Refer to 2.2 Berthing / Mooring calculations above.

3. ENVIRONMENTAL LOADS

3.1 Wind load

Based on BS5400-P2, the wind pressure are calculated as follow:

$$P_t = qA_1C_D \tag{7-3-1}$$

P_t : Nominal transverse wind load (N)

q : The dynamic pressure head taken as ($0.613V_d^2 N/m^2$)

V_d : Maximum wind gust speed. 20m/s for normal, 40m/s for extreme condition

A_1 : Projected area (m^2).

C_D : Drag coefficient which is defined in the section 5.3.3 in BS5400-2:2005

3.2 Current load

Based on BS6349-P1, the drag force acts at the centroid of the area normal to the flow is as follow:

$$F_D = 0.5 \cdot C_D \cdot \rho_o \cdot A_n \cdot V^2 \tag{7-3-2}$$

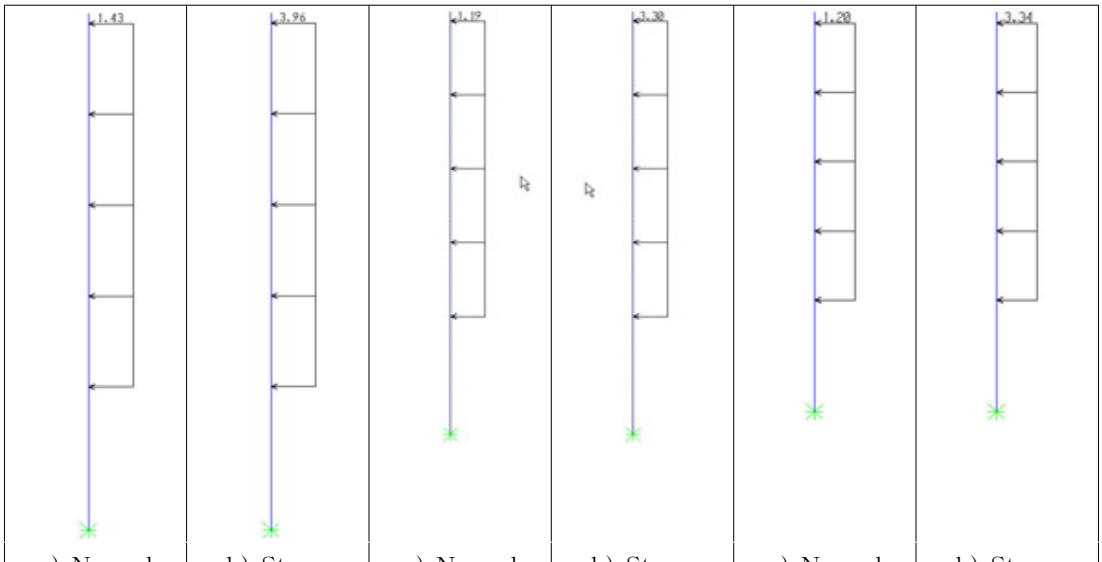
F_D : Drag force acting on the object in the direction of the current (kN)

C_D : Drag coefficient,

ρ_o : Density of water (t/m^3)

A_n : Projected area of the object in the direction of the current (m^2)

V : Flow velocity (m/s)



a) Normal condition	b) Storm condition	a) Normal condition	b) Storm condition	a) Normal condition	b) Storm condition
D1000		D800		D812.8	

Figure 7-3-20. Current forces on piles

3.3 Wave load

Morison's equation are applied and the wave force on piles are expressed as follows:

$$F_w = F_D + F_I \qquad (7\text{-}3\text{-}3)$$

$$F_D = \int_0^{L_s} \left(\frac{1}{2} C_D \cdot \rho \cdot W_s |U| U \right) dL_s$$

$$F_I = \int_0^{L_s} \left(C_i \cdot \rho \cdot A \cdot \dot{U} \right) dL_s$$

$$U = \frac{\pi H}{T} \cdot \frac{\cosh 2\pi (y+d)/L}{\sinh (2\pi d/L)} cos \left\{ 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right\}$$

$$\dot{U} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \cdot \frac{\cosh 2\pi (y+d)/L}{\sinh (2\pi d/L)} sin \left\{ 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right\}$$

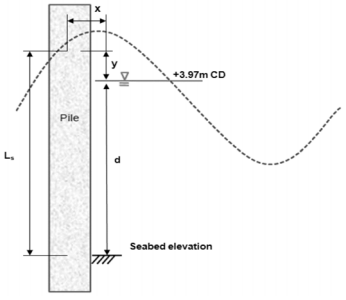
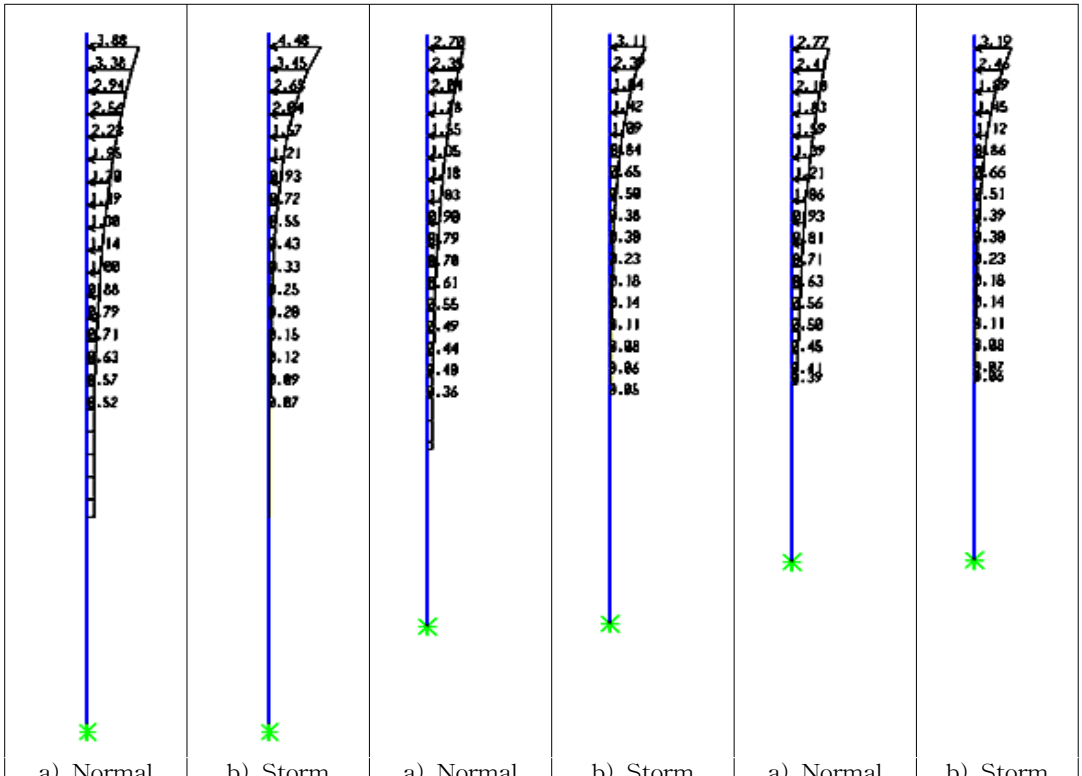


Figure 7-3-21. Wave force acting on pile



a) Normal condition	b) Storm condition	a) Normal condition	b) Storm condition	a) Normal condition	b) Storm condition
D1000		D800		D812.8	

Figure 7-3-22. Wave forces on piles

3.4 Temperature load

The temperature gradient between the top and bottom of deck is +11.5℃ and -4℃.

3.5 Seismic load

Seismic loading and design are in accordance with Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance. Spectral analysis method using seismic elastic response spectrum is used.

7-3-4 STRUCTURAL ANALYSIS

1. COMPUTER PROGRAM

3-Dimensional structural analysis program, named SAP2000 is used.

2. GENERAL LAYOUT OF STRUCTURE

2.1 Structural Geometry

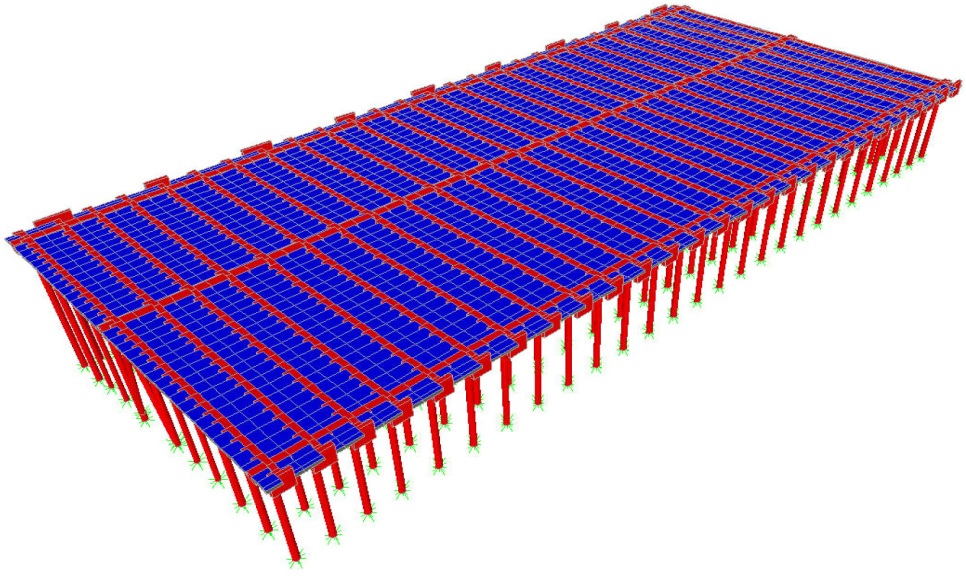


Figure 7-3-23. 3D Modeling of Block - B1

2.2 Member Properties

Member properties are including the properties of typical sections such as dimension, sectional area, moment of inertia and section modulus.

2.3 Boundary Conditions

Piles are considered to be fully restrained at the node which connected with deck. At the virtual fixity point, 5 degree of freedoms except the displacement in the pile axis direction, are restrained. And the virtual springs substitute the pile length between the virtual fixity point and toe level or fixity point.

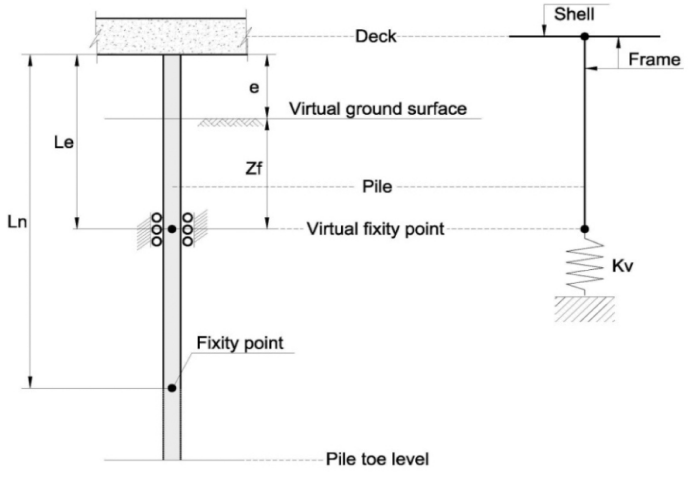


Figure 7-3-24. Boundary conditions and idealized model of pile

2.4 Virtual ground surface

As recommended by "Technical standards & commentaries for port & harbour facilities in Japan, OCDI 2002", virtual ground surface shall be assumed as the 1/2 of vertical distance between the surface of slope at pile axis and the sea bottom in front of slope.

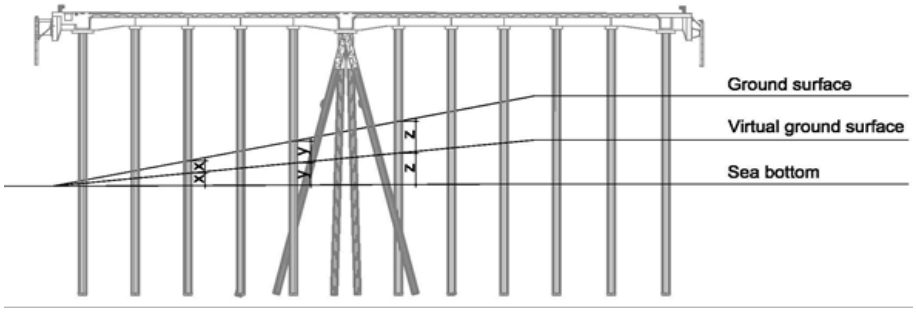


Figure 7-3-25. Assumed virtual ground surface

2.5 Pile ground interaction and boundary connections

Piles can be modeled as fixed into ground at a point determined by bending length Le which calculated based on "Pile Design and Construction Practice, M. J. Tomlinson" as follows:

$$L_e = e + z_f \tag{7-3-4}$$

Where

e : Free length of pile, m

z_f : Depth to fixity, m, z_f =1.8

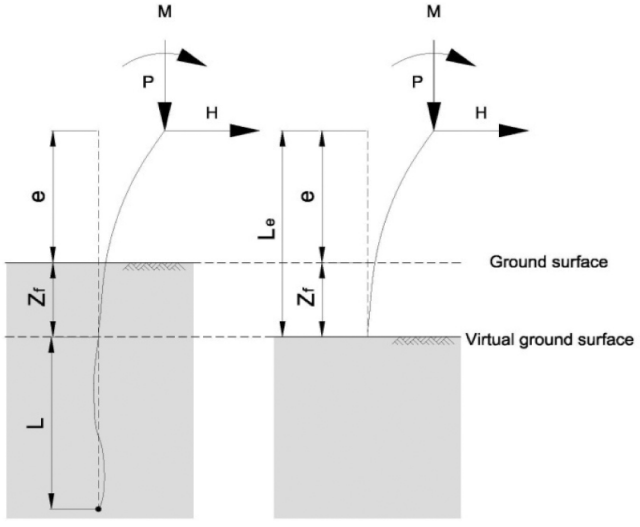


Figure 7-3-26. Bending length of pile (L_e)

The coefficient of vertical spring Kv which applied at the virtual fixity point can be estimated as recommended by OCDI2002 as below:

$$K_v = \frac{A_p \times E_p}{L_s} \qquad (7\text{-}3\text{-}5)$$

A_p : Sectional area of pile (m^2).

E_p : Modulus of longitudinal elasticity of pile (kN/m^2).

L_s : Pile length of compressive zone under virtual fixty point.

2.6 Restraint due to Block's Interlocking

The restraint effects on the transverse and longitudinal displacements at the boundaries can be substituted by the elastic springs of which is equivalent to load-displacement behavior of an adjacent block. The shear key gaps between the blocks in longitudinal direction, are applied in structural model.

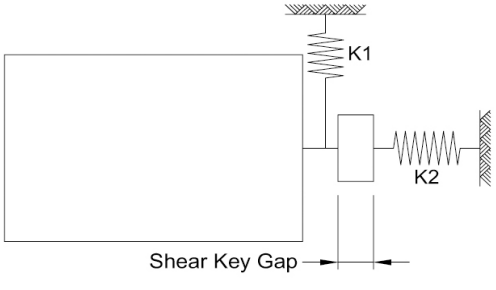


Figure 7-3-27. Boundary Spring

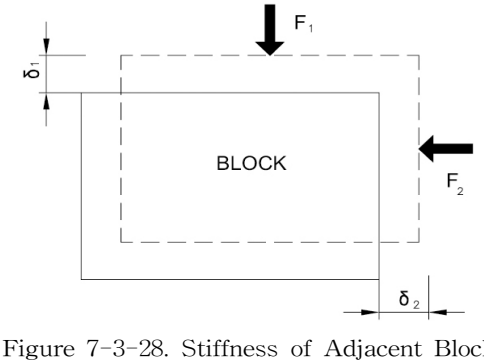


Figure 7-3-28. Stiffness of Adjacent Block

3. LOADING CASES and COMBINATIONS

3.1 Loading cases

Load cases for structural analysis are shown as below:

Table 7-3-6. Load cases for structural analysis

No.	LOAD CASE
1	DEAD LOAD
	. Self weight of structures(including pavement load)
	. Self weight of pile plug, pile cap, marine growth
	. STS Cranes' self weight
	- In operation (Boom down)
	- In stowed condition (Boom up)
2	LIVE LOAD
	. Uniformly distributed load(20kN/m^2, 10kN/m^2)
	. Port equipment loads(for slab design, 10T Mobile crane)
	. Port equipment loads(for beam design, HA loading) - Moving load
	. STS's Handing-loads
	- In Operation (Boom down)
3	BERTHING / MOORING LOAD
4	ENVIRONMENTAL LOAD
	. Wind load
	. Current load
	. Wave load
	. Thermal load
	. Seismic load

3.2 Load combination

Based on BS6349-2:1988, Clause 6.11.4, the design load (Q*) and design load effect (S*) are determined by the following equation:

$$Q^* = \gamma_{fL}.Q_k \quad S^* = \gamma_{f3}.(\text{effects of } Q^*) \qquad (7\text{-}3\text{-}6)$$

Where:

Q_K : Nominal loads which defined in Section 3.3.1 of BS 5400-1:1978.

γ_{f3} : is a factor that take account of inaccurate assessment of the effects of loading

γ_{fL} : is the partial load factor

4. ANALYSIS RESULTS

Typical analysis results are shown in below;

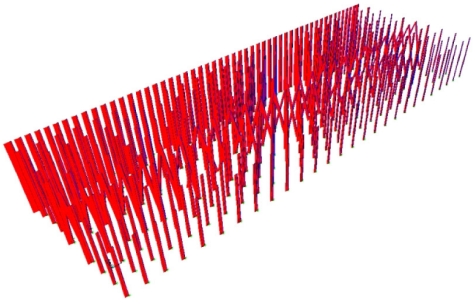


Figure 7-3-29. Axial force diagram

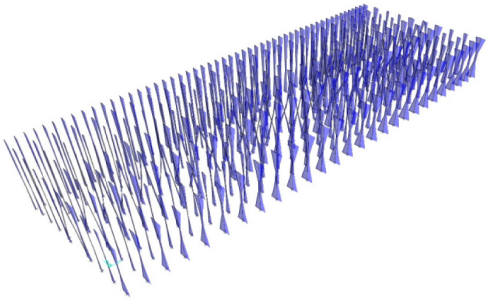


Figure 7-3-30. Bending moment diagram

4.1 Internal forces in pile

The extreme values of axial forces and bending moments of piles are summarized in below Table.

Table 7-3-7. The extreme internal forces of pile

Force type	Extreme value	Limit state	Combination	Condition
PHC - D800B				
Compression force	3507.92 kN	ULS	U2406	Normal
	2656.04 kN	SLS	S235	Normal
Bending moment	316.65 kN	ULS	U1868	Normal
	524.19 kN	SLS	S2684	Seismic

4.2 Internal forces in slab

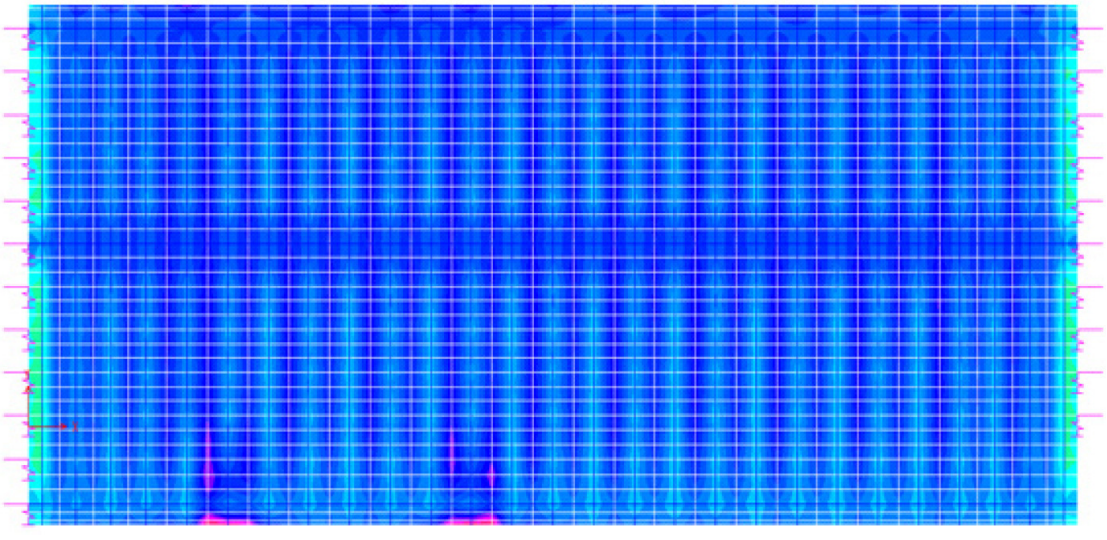


Figure 7-3-31. M11 Sagging moment (Block - B1)

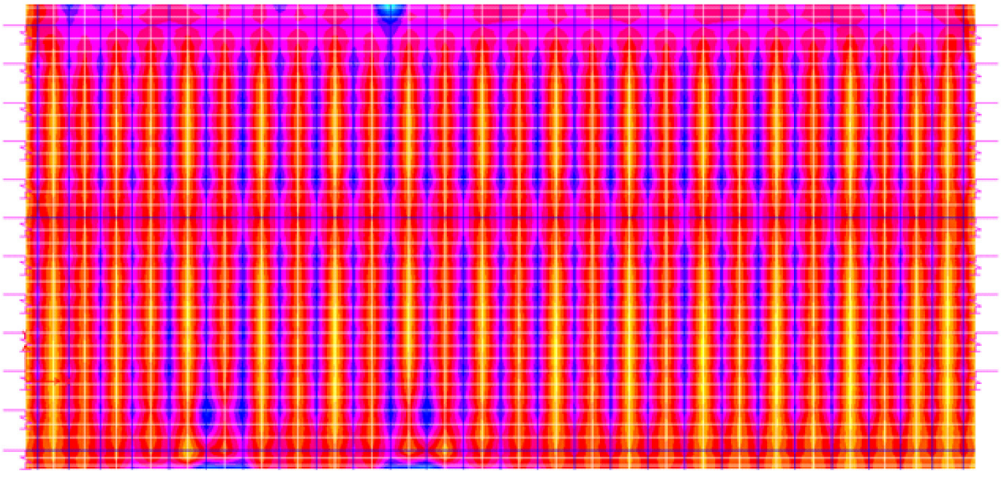


Figure 7-3-32. M11 Hogging moment (Block - B1)

4.3 Internal forces in beam

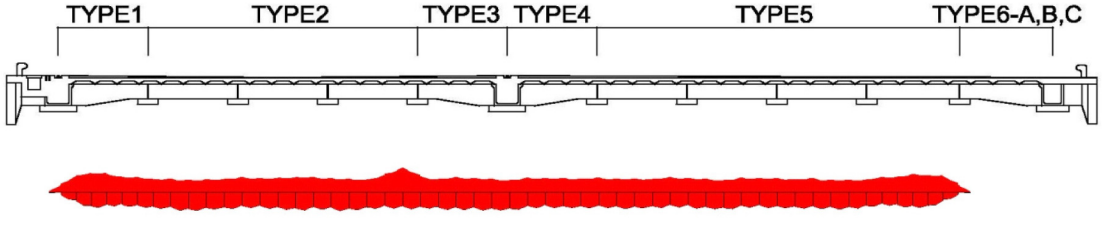


Figure 7-3-33. Bending moment diagram of front crane beam

4.4 Displacement of pile head

Table 7-3-8. Displacements of pile head

Section	Normal Condition	Seismic Condition	Joint No.	
			Normal Condition	Seismic Condition
Block - B1				
U1				
Maximum	7.96 mm	56.08 mm	377	1916
Minimum	-19.09 mm	-57.08 mm	377	1884
U2				
Maximum	15.91 mm	28.24 mm	1879	1396
Minimum	-12.30 mm	-26.54 mm	131	1233
U3				
Maximum	-2.02 mm	-3.02 mm	1885	380
Minimum	-15.05 mm	-12.09 mm	1066	1058

7-3-5 PILE DESIGN

1. STRENGTH CAPACITY

1.1 Prestressed PHC Pile

1.1.1 ULS Condition

A calculation program is created by using VBA® (Visual Basic for Application). The failure load and failure moment of column by means of interaction diagram can be estimated.

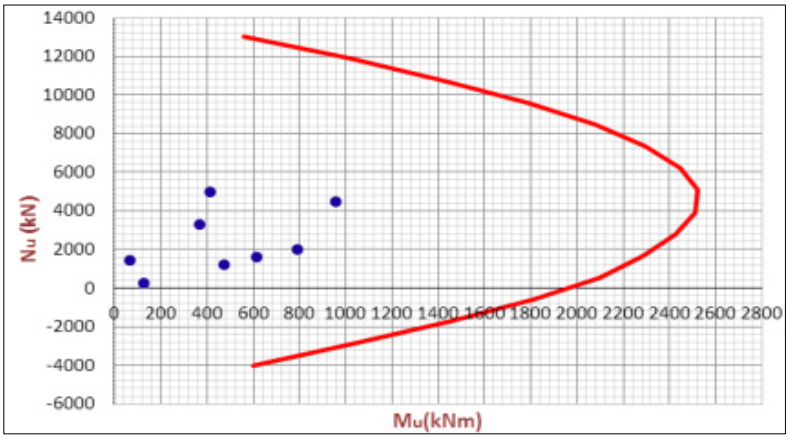


Figure 7-3-34. ULS Interaction-curve for PHC Pile D1000B in Block - B1
(Positive value is tension, negative value is compression)

1.1.2 SLS Condition

Internal forces in piles are checked with P-M interaction curves as shown as bellows:

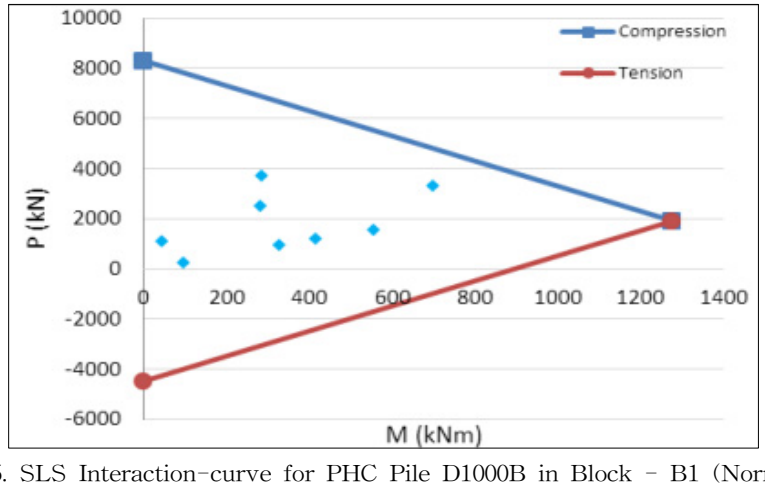


Figure 7-3-35. SLS Interaction-curve for PHC Pile D1000B in Block - B1 (Normal condition)

1.2 Steel Pile

The most critical member forces of steel pipe are found at the level of vertical fixity point which are located under seabed level. Therefore, the corrosion rate is 0.2mm/year is applied. The structural capacity of steel pipe pile is checked by BS5950.

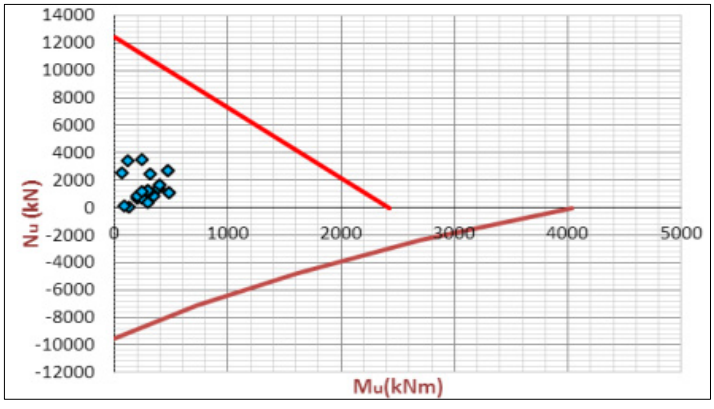


Figure 7-3-36. Steel Pile D812.8 in Block - B1

2. PILE GROUND RESISTANCE AND PILE LENGTH SELECTION

Eurocode 7 is used for pile foundation design. For the design of pile foundation subject to compression, the design compressive action(Fcd) acting on the pile to be less than or equal to the design bearing resistance(Rcd), and the design tension action(Ftd) acting on the pile to be less than or equal to the design bearing resistance in tension(Rtd) of the ground :

$$F_{cd} \leq R_{cd} \quad \text{and} \quad F_{td} \leq R_{td} \qquad (7\text{-}3\text{-}7)$$

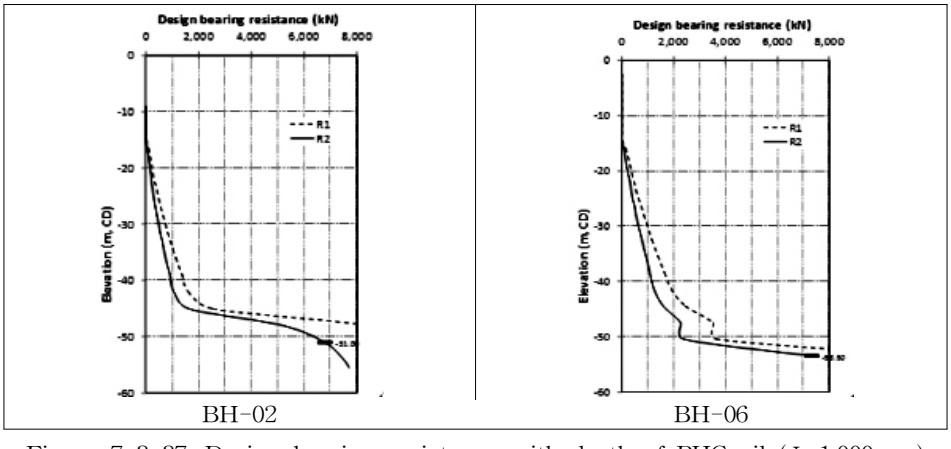
Where,

F_{cd} : the design compressive action(kN)

R_{cd} : the design bearing resistance in compression(kN)

F_{td} : the design tension action(kN)

R_{td} : the design bearing resistance in tension(kN)



BH-02 BH-06

Figure 7-3-37. Design bearing resistance with depth of PHC pile(Φ=1,000mm)

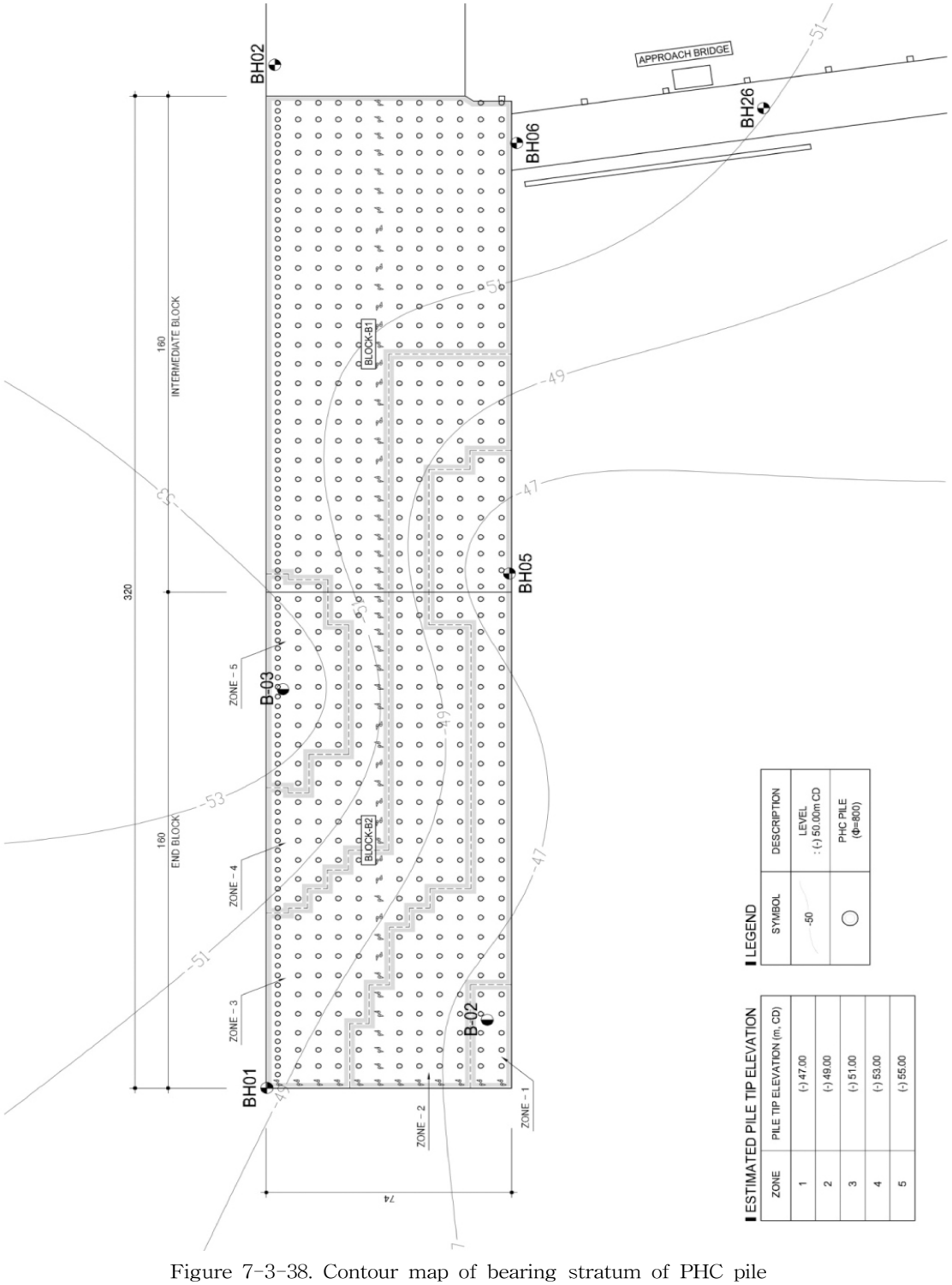


Figure 7-3-38. Contour map of bearing stratum of PHC pile

3. PILE CAP and JOINT

3.1 Pile splice checking

Calculations the min thickness of butt welding, according to BS5950-P1

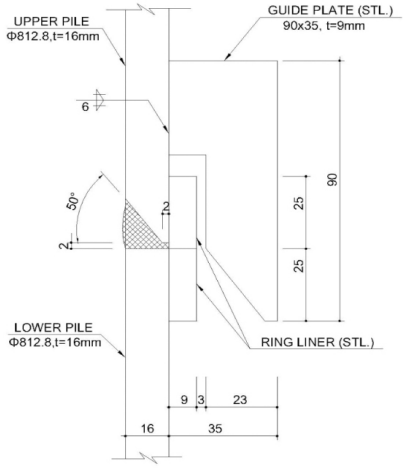


Figure 7-3-39. Welded Joint Details for Steel Pipe Pile(D812.8)

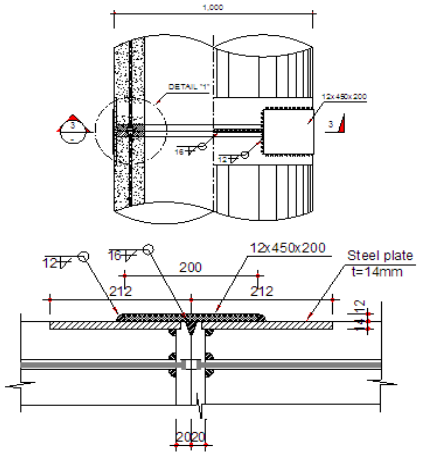


Figure 7-3-40. Welded Joint Details for PHC Pile(D1000)

3.2 Pile cap checking

The loads on pile cap are the self weight of beam (P_b), the live load on beam (P_l) and the weight of filling concrete (W_{ss}) as shown below.

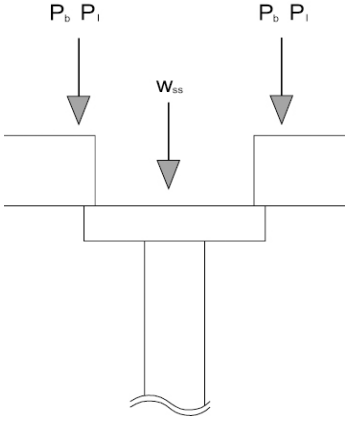


Figure 7-3-41. Loads on Pile cap

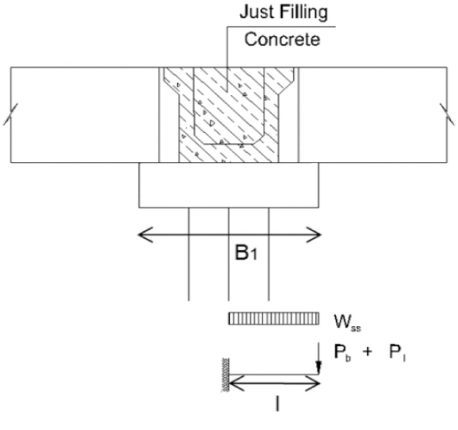


Figure 7-3-42. Pile cap geometries

Pile caps are checked for both serviceability limit state and ultimate limit state, including flexure and shear.

7-3-6 REINFORCED CONCRETE DESIGN

1. METHODOLOGY

The reinforced concrete sections are checked in accordance with BS8110-P1

2. STAGED CONSTRUCTION OF STRUCTURAL ELEMENTS

In this project, semi-precast method is adopted. One advantage of this method is that precast units can be used as formwork for concreting the remaining in-situ portions. Therefore, precast units need to be checked to ensure that it has enough strength to resist the weight of precast unit itself, weight of in-situ concrete laid on it and the live loads during construction. The beams and slabs also be checked for cracking requirement. Load factor applied for staged construction is as for temporary. The following construction stages are considered for front crane beam as an example:

STAGE 1

This stage considers for the case when precast units are placed on pile caps and in-situ concrete is filled inside the beams. Both ends of beams are regarded as pinned support.

1) Input data

Dimensions of section

Beam span, L_1=	4.300	m
Overall height, h_1=	1.550	m
Overall width, b =	1.800	m
Wall thickness, t_w=	0.150	m
Base thickness, t_b=	0.150	m

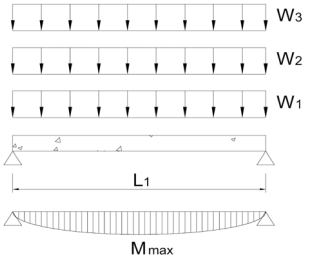
2) Loading

a. Load case

Self weight of Pre-cast unit, W_1=	17.37	kN/m
Self weight of filled concrete, W_2=	50.4	kN/m
Live load, W_3=	2	kN/m

b. Caculation

Ultimate Load, W_u=	80.3	kN/m
Service Load, W_s=	69.77	kN/m



$$M_{sag} = \frac{wL^2}{8}$$

$$V = \frac{wL}{2}$$

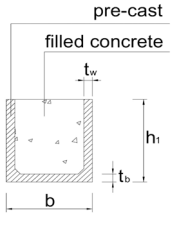


Figure 7-3-43. Loading and moment diagram of beam in Stage 1

STAGE 2

This stage considers for the case after the beam section has been concreted up to bottom of the slab. precast slab units are placed on and the remaining part of in-situ concrete slab is placing. In which, case 1 is an outer beam and case 2 is a middle span beam.

1) Input data

Dimensions of section

Overall height, h_1=	1.550	m
Overall width, b =	1.800	m
Beam space, S=	6.550	m
Beam span, L_2=	6.200	m
PC Slab thickness, t_s=	0.450	m

2) Loading

a. Load case

Load of stage 1 beam, W_1=	67.77	kN/m
Self weight of slab, W_2=	70.74	kN/m
Live load, W_3=	13.1	kN/m

Note: $W_2 = S \times t_s \times \gamma_c$

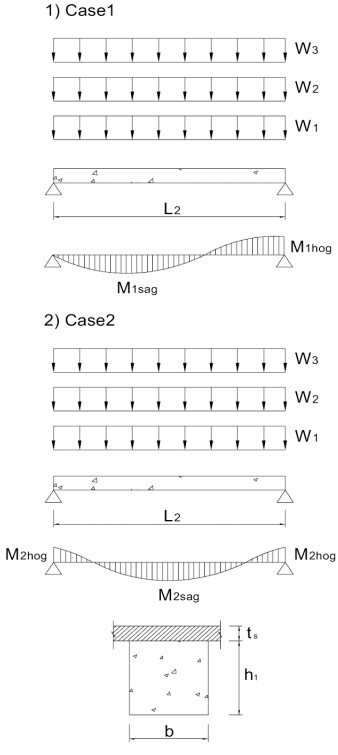
$W_3 = S \times 2kN/m$ (Live load)

b. Caculation

Ultimate Load, W_u=	175.01	kN/m
Service Load, W_s=	151.61	kN/m

Note: $W_2 = S \times t_s \times W_c$

$W_3 = S \times 2kN/m$ (Live load)



$$M_{sag} = \frac{9wL^2}{128}$$

$$M_{hog} = \frac{wL^2}{8}$$

$$V = \frac{5wL}{8}$$

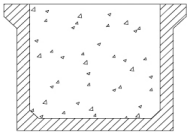
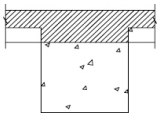
$$M_{sag} = \frac{wL^2}{24}$$

$$M_{hog} = \frac{wL^2}{12}$$

$$V = \frac{wL}{2}$$

Figure 7-3-44. Loading and moment diagram of beam in Stage 2

Table 7-3-9. Forces in Front Crane beam due to construction stage

Stage	Checking section	State		Design Force		
				Mhog (kN.m)	Msag (kN.m)	V (kN)
Stage1	PC beam+Infill con'c 	ULS		-	185.7	172.7
		SLS		-	161.3	150.0
Stage2	Stage1+PC slab +In-situ topping 	Case1	ULS	840.9	473.0	678.2
			SLS	728.5	409.8	587.5
		Case2	ULS	560.6	280.3	542.5
			SLS	485.7	242.8	470.0

Sections of beams are as follow:

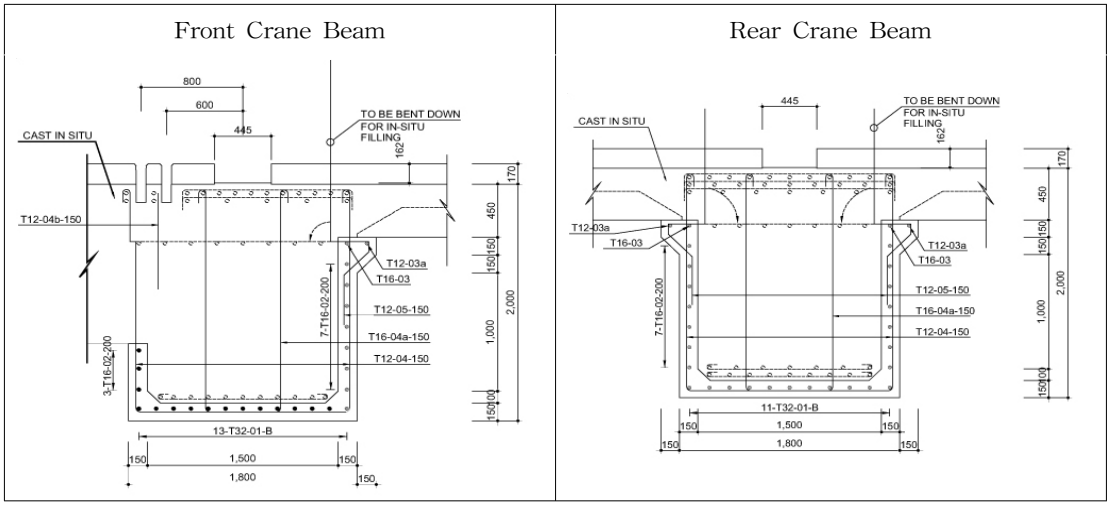


Figure 7-3-45. Summary of crane beam section (Block-B2)

7-4 자켓구조물

1. 자켓구조물 개요

- 서남해 2.5GW 풍력단지 중 5MW 20기의 해상풍력 실증단지에 전력을 수전하여 육상으로 송전하기 위한 해상변전소 설계 및 시공 운영기술을 구축하기 위하여 선정된 자켓식 기초구조물 및 상부 Deck구조물에 대하여 설계를 실시하였다.
- 해상변전소 위치를 선정하기 위한 해양조사, 수심측량 및 지반조사를 통하여 고창 육상변전소에서 약 11km떨어진 영해상(위도 35°28′18″, 경도 126°19′40″)에 선정하였다.
- 해상변전소가 위치하는 해역의 수심은 DL(-)8.5m이며, 지층은 해상변전소에 가장 인접한 보링위치 BH-4를 기준하였으며 상부에 퇴적층이 약 41m로 두껍게 분포하며 하부로 풍화암, 연암층으로 분포하고 있다.
- 해상변전소의 내구연한은 해외문헌과 해외사례, 해상변전소가 설치될 지역의 풍력단지 내구연한 20년 등을 고려하여 25년으로 계획하였다.
- 실시설계 범위는 확정된 자켓 구조형식과 플랫폼에 설치되는 전기, 기계, 건축 등의 평면배치 계획을 기준으로 다음과 같이 선정하였다.

표(7-4-1) 설계 범위

구 분	기 본 설 계 내 용
해상 변전소 자켓 및 deck 구조물 설계	• jacket 구조물 설계 (4 leg, 20.0m × 20.0 m × 23.5m) • deck 구조물 설계 - roof deck : 등대, 담수탱크, pedestal crane, CCTV, 콘덴싱 유닛 등 - main deck : 주변압기실, 170kV GIS room, fire gas room, 창고 등 - cellar deck : C-GIS room, L/V switchgear room, control room, conference room, cooking room, bed room, bath room, battery room, generator room, ware house, desalination installation, diesel tank, S. Tr room, 154kV 케이블 처리실, 풍도 등 - access deck : 오폐수처리설비, 케이블 견인장치처리설비 항로표지시설(무신호시, 안개감지기 등) - 기타 : 보트랜딩(방충재 등), stair, ladder, life buoy 등 • 해상변전소 운영시(정적) 안정성 검토 • 해상변전소 동적(내진, 피로) 안정성 검토 • 해상변전소 설치(선적, 양중 및 운송) 안정성 검토 • boat landing, mud mat, J-tube 부재 안정성 검토 • 말뚝 설계 및 항타성 분석 • 예상공사비 산정 및 건설계획

2. 시설물 배치계획

2.1 구조물 제원 계획

2.1.1 구조물 제원 선정

· 해상변전소 구조물은 해상풍력단지의 인근에 설치되어 해상풍력타워에서 발생된 전력을 전력선으로 연결하여 변전소에 설치된 변전설비와 GIS 등을 이용하여 육상변전소에 송전할 전력량으로 승급하고 아울러, 변전소 구조물의 운영 및 유지에 필요한 제반 설비를 설치하도록 계획한다.

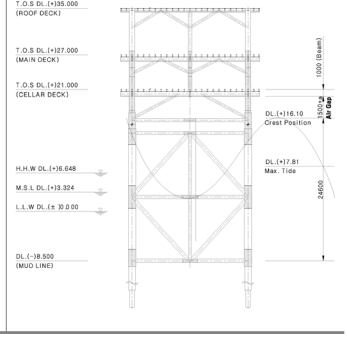
· 변전소 구조물의 크기는 상부 platform에 배치되는 T/R 및 GIS 등의 크기 및 배치 등을 고려하여 계획하며, 본 변전소는 상부 main deck에 T/R 및 GIS설비가 동시에 배치되는 것으로 계획하여 main leg의 간격을 20m×20m 계획하였으며, 하부 기초는 상부 main leg를 지지하도록 같은 간격의 jacket leg를 배치하였다.

· 폭풍해일시의 최대 천단고를 고려하여 하부 cable access deck level을 DL(+)17.0m으로 선정하였으며, cellar deck은 DL(+)21.0m, main deck은 DL(+)27.0m, roof deck은 DL.(+)35.0m로 계획하였다.
· roof deck의 상부에는 T/R 및 GIS의 유지 보수 및 교체를 위한 개폐식 지붕을 계획하여 해상 크레인에 의한 T/R의 교체가 가능하도록 계획하였다.
· 자켓 형식은 4개의 main 말뚝에 의하여 지지되는 형식으로 상부에 작용하는 하중 및 천해역의 적용수심 등을 고려하여 직항식 자켓 구조형식을 적용하였다.
· 해상변전소의 운영 및 유지보수를 위하여 해수면에 boat landing 시설물을 계획하여 운영선박의 접안이 가능하도록 계획하였다.
· 해상풍력발전단지 및 육상변전소와의 전력 cable의 연결을 위한 J-tube를 계획하였다.

2.1.2 deck platform 높이 결정

· platform의 높이는 폭풍해일 및 설계파랑 최고 시에 대하여 충분한 air gap을 확보하여 변전소 운영에 지장이 없도록 계획하여야 한다.
· 적절한 간격(air gap)을 산정하기 위해서는 다음과 같은 인자들의 값과 불확실성을 고려하여 결정하여야 한다.
- 파정고
- 수심
- 조위
- 폭풍해일
- 기후변화에 의한 평균해면 상승고
· platform의 높이 산정
- platform의 높이 (H_a)

표(7-4-2) 천단고 산정

구 분	H (m)	SACS analysis	형 상 도
crest position	24.60	wave theory ********** stream function wave height ********** 10.540 m water depth ********** 16.310 m wave period ********** 11.800 secs wave length ********** 172.317 m angle from X toward Y ** 0.000 degrees mud-line elevation ****** -8.500 m wave celerity ********** 14.603 m /sec max. no. seg/member **** 10 min. no. seg/member **** 1 stream function order ** 9 breaking wave height 12.274 m crest position determined by maximum moment starting crest position 0.000 m no. steps ********** 72 step size ********** 2.393 m crest water depth ****** 24.60 m trough water depth ***** 14.06 m	
water depth	- 8.5		
beam Height	+ 1.0		
air gap	+ (1.5+α)		
천단고 (H_a)	18.60 + α		

- 해상변전소가 위치하는 지역에 천해파가 진행할 때 파랑이론은 stream function을 적용하여 최대파정고를 산정하고 상부 deck의 beam 높이와 air gap(여유고) 및 해양환경의 불확실성을 고려하여 cellar deck의 상단 높이를 DL.(+)21.0m로 산정하였다.

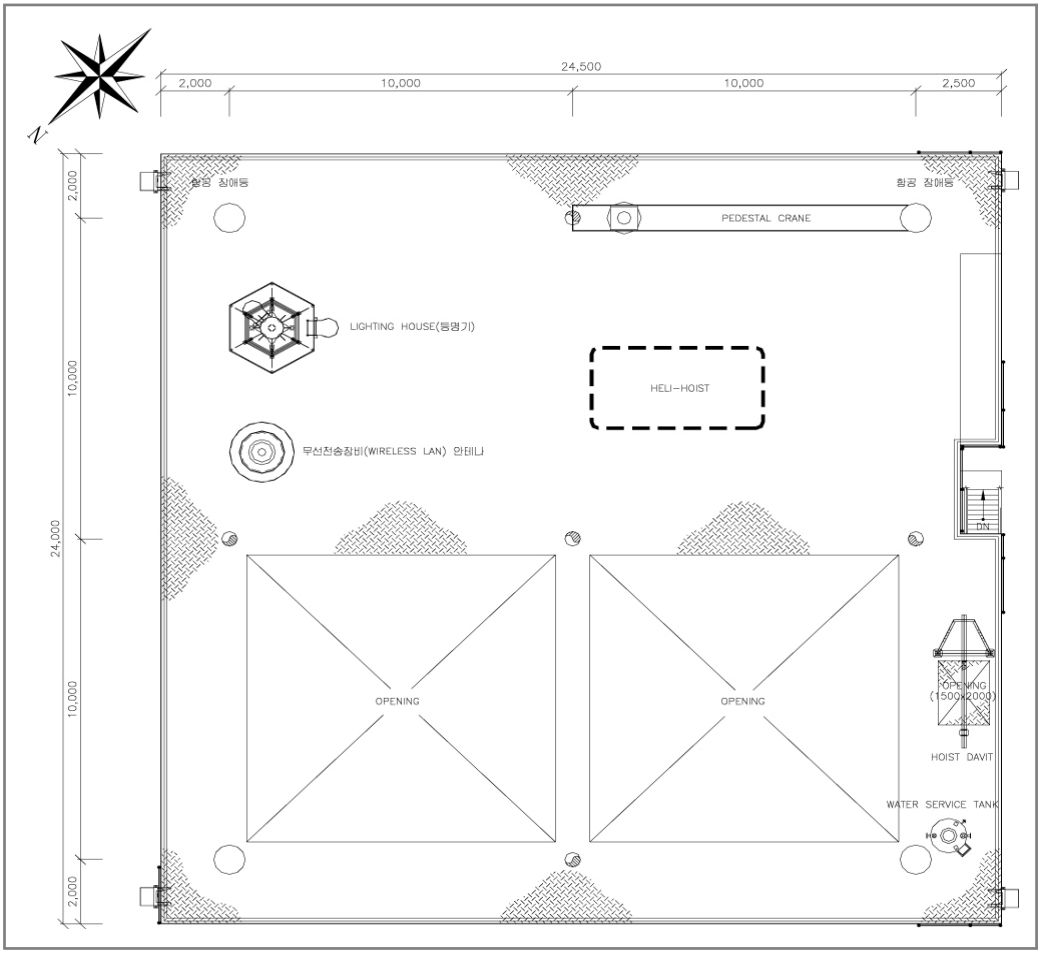
2.2 시설물 배치계획도

2.2.1 개요

· 해상변전소의 플랫폼은 3층으로 이루어져 있으며 상층 roof deck과 변압기, GIS 등이 설치되는 main deck, 상주인원의 편의시설, 발전실, 오폐수처리시설, 공기압축기, 화재진압 펌프 등이 설치되는 cellar deck, 그리고 선박의 승하선이 가능한 boat landing이 설치된다.

2.2.2 roof deck

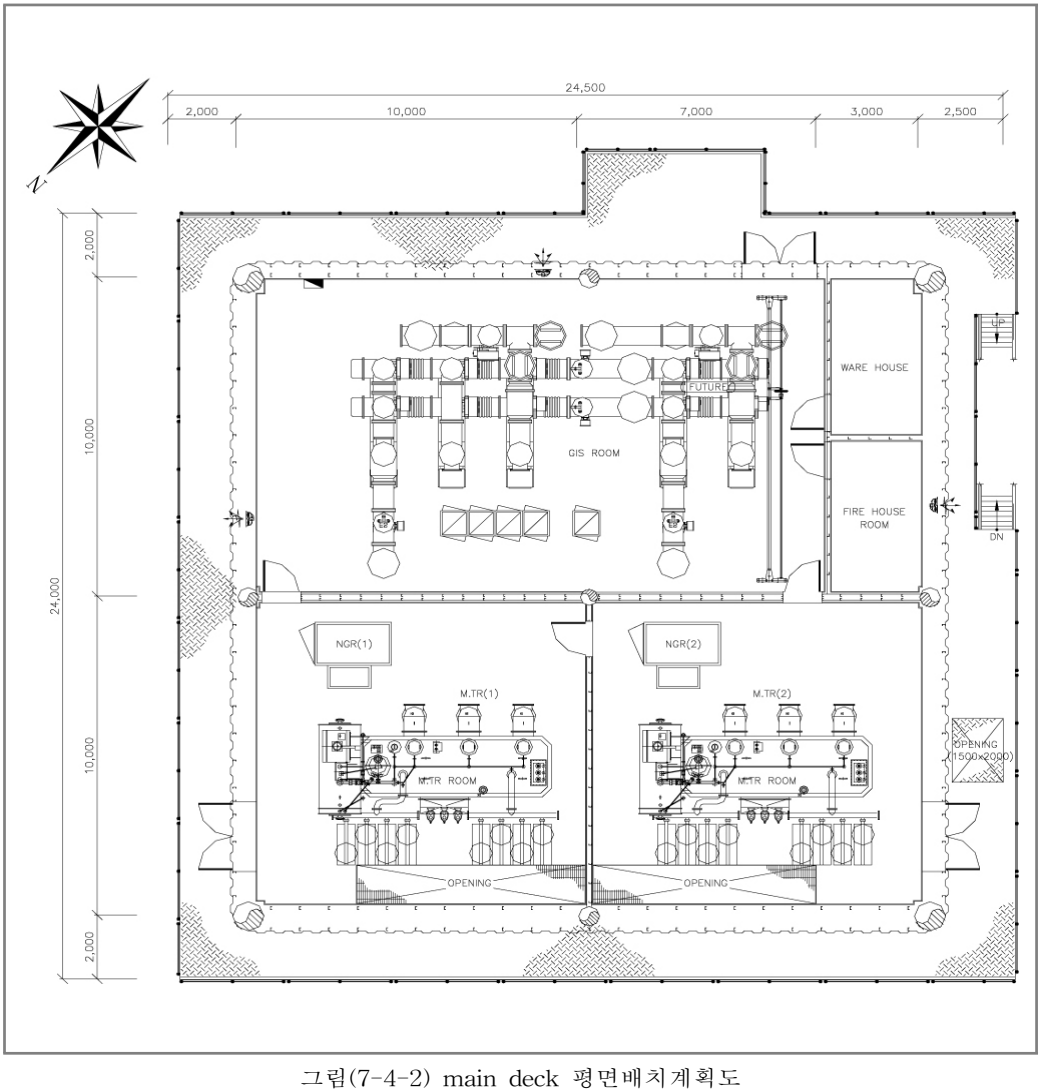
· roof deck의 평면배치계획은 다음과 같다.



그림(7-4-1) roof deck 평면배치계획도

2.2.3 main deck

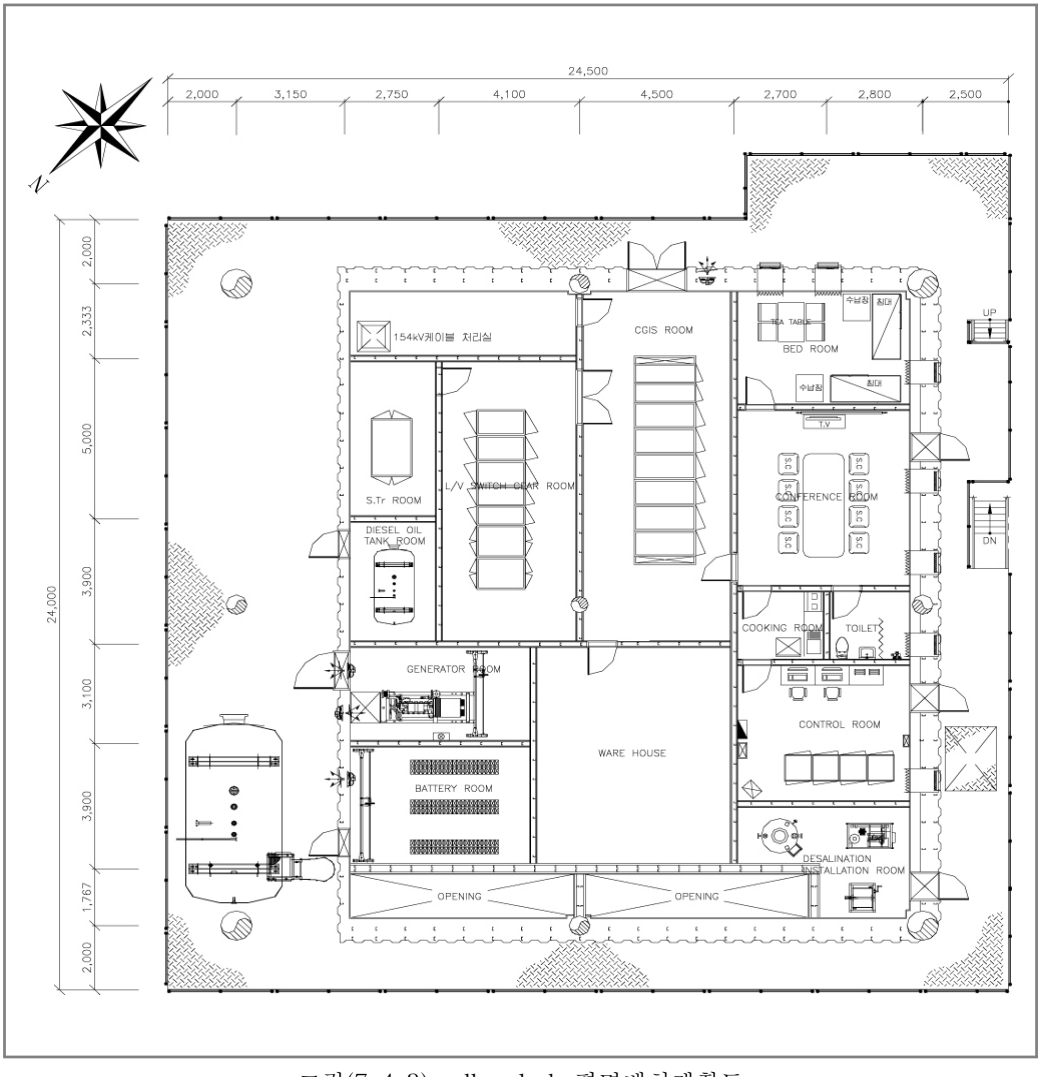
· main deck의 평면배치계획은 다음과 같다.



그림(7-4-2) main deck 평면배치계획도

2.2.4 cellar deck

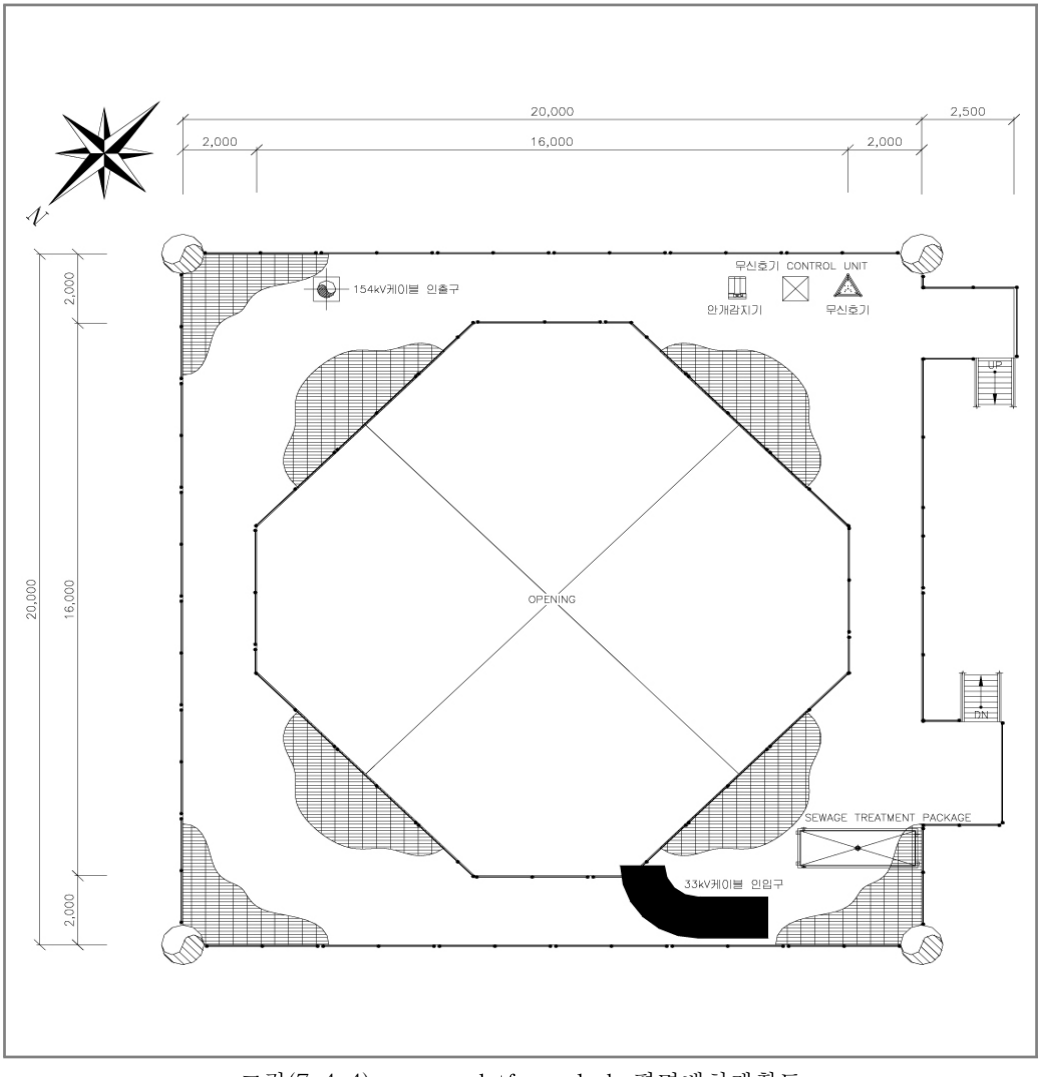
· cellar deck의 평면배치계획은 다음과 같다.



그림(7-4-3) cellar deck 평면배치계획도

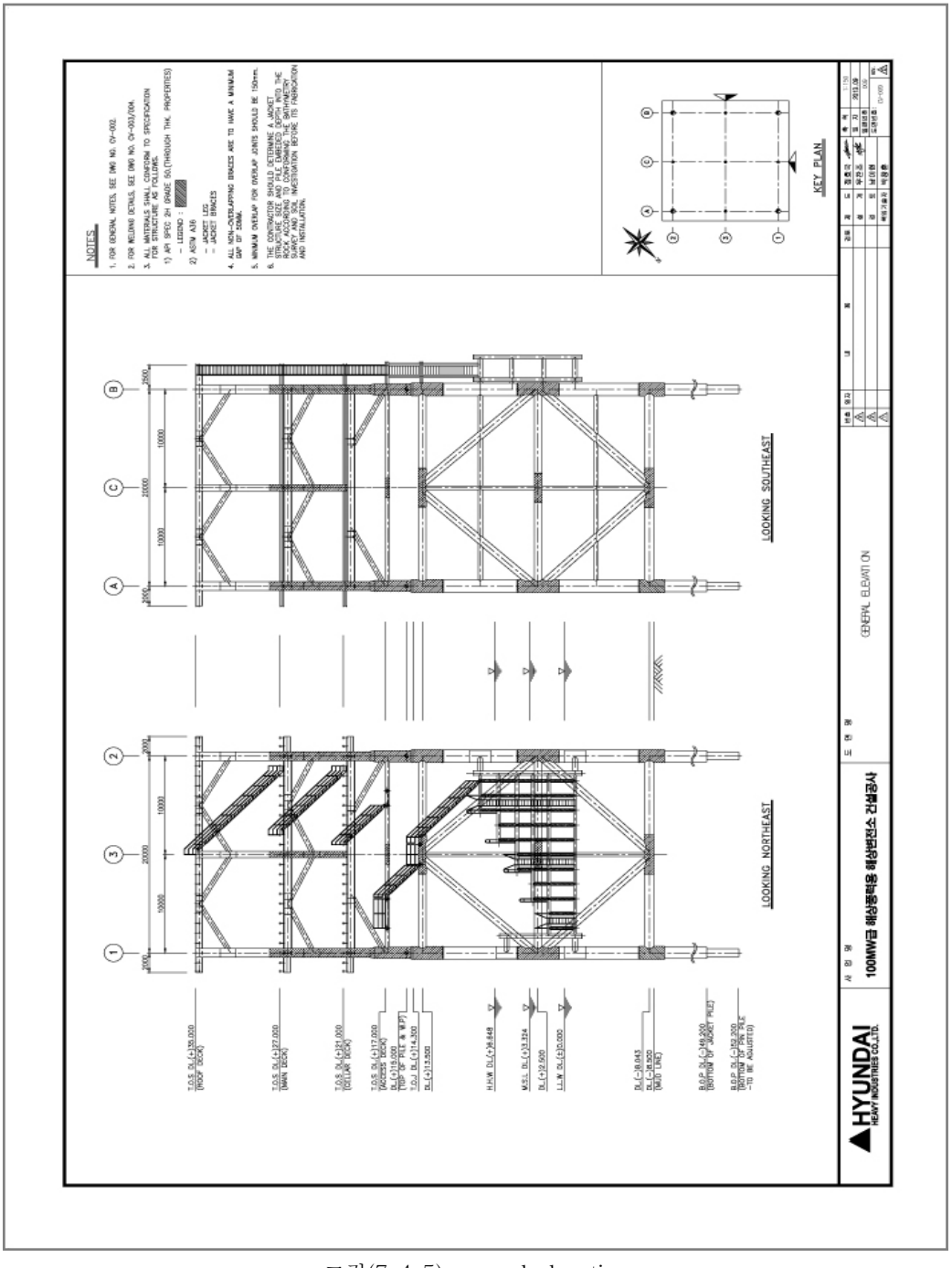
2.2.5 access platform deck

· access platform deck의 평면배치계획은 다음과 같다.

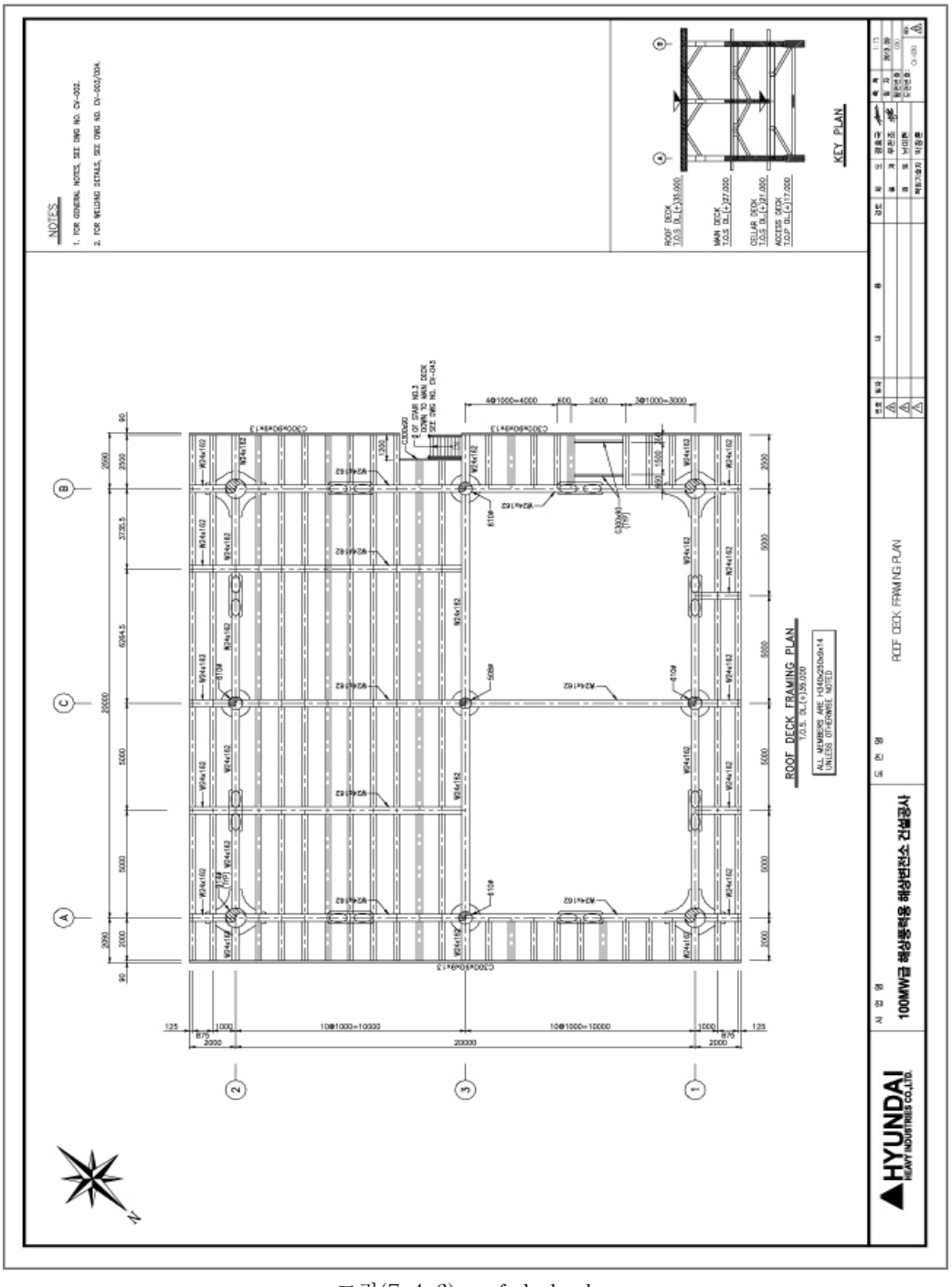


그림(7-4-4) access platform deck 평면배치계획도

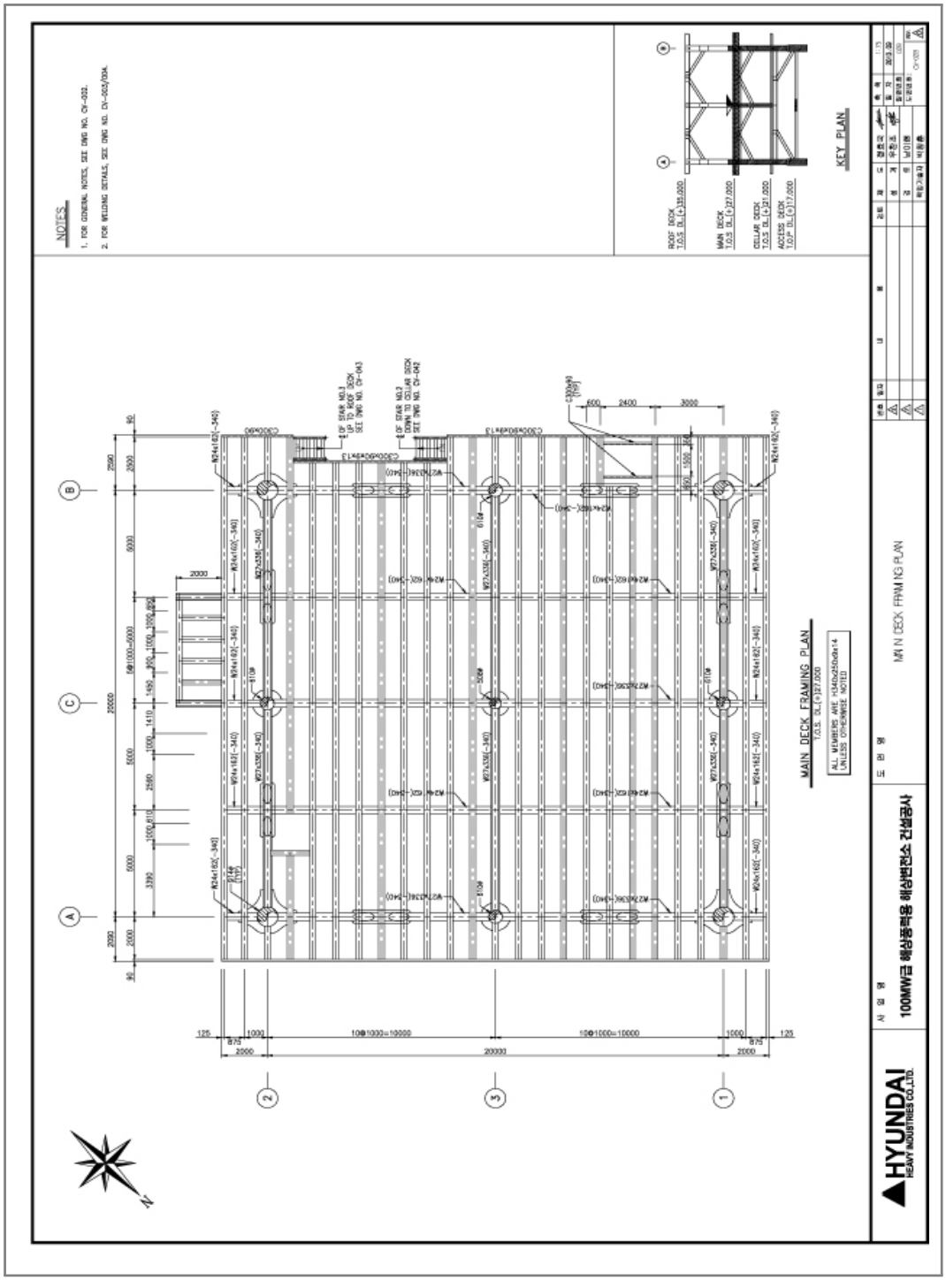
2.3 구조계획 일반도



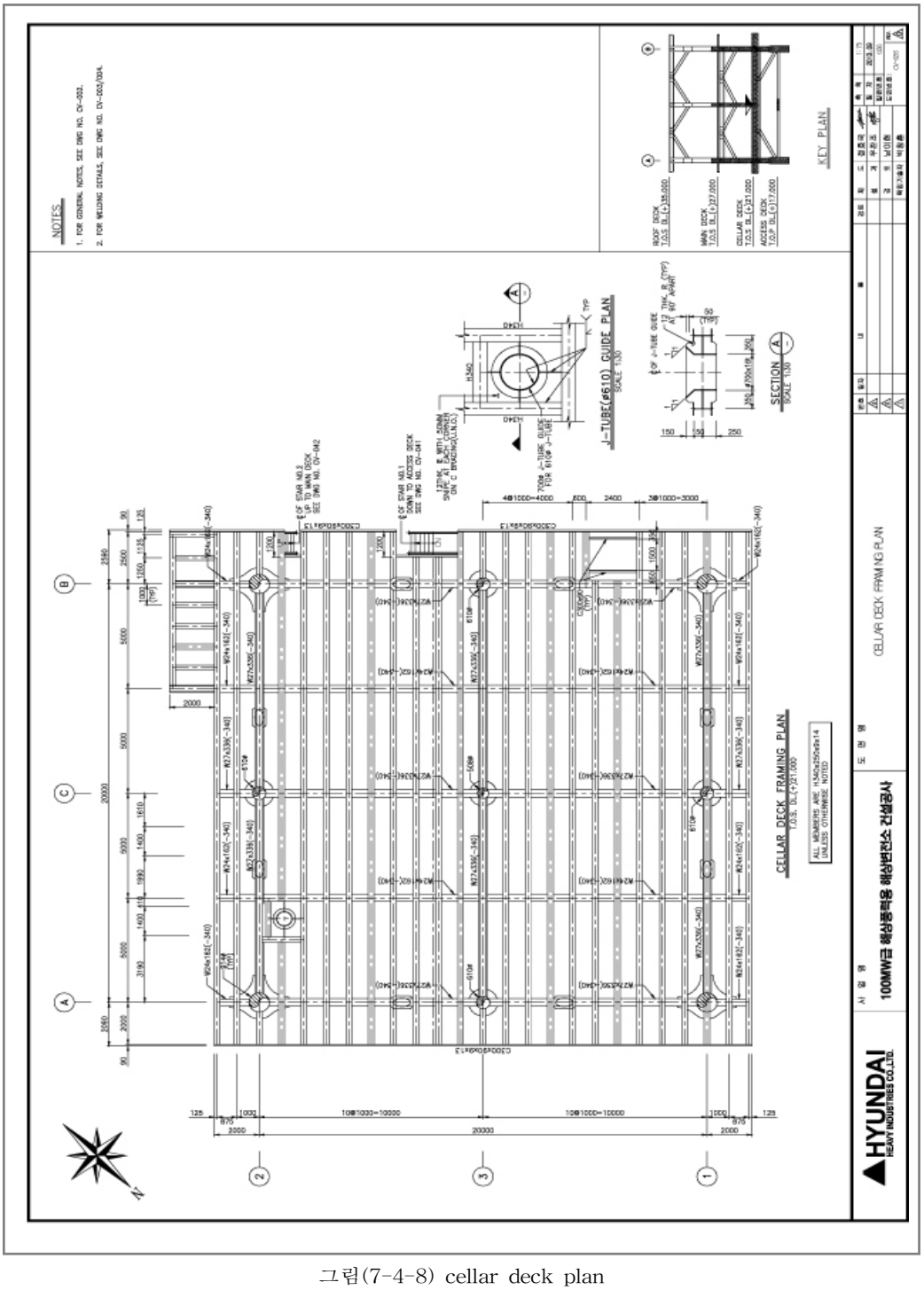
그림(7-4-5) general elevation



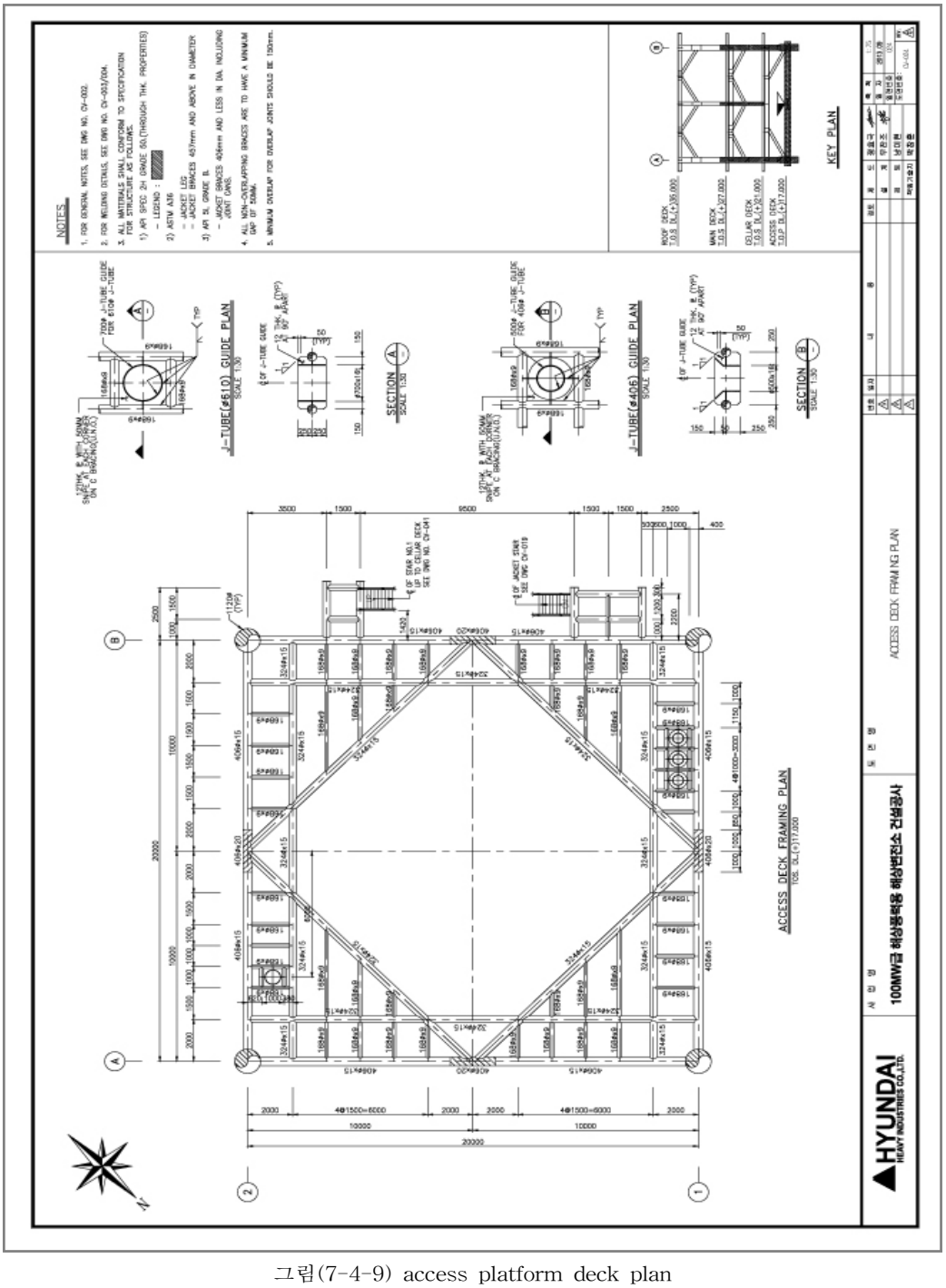
그림(7-4-6) roof deck plan



그림(7-4-7) main deck plan



그림(7-4-8) cellar deck plan



그림(7-4-9) access platform deck plan

3. 해상변전소 구조물 설계

3.1 설계 일반

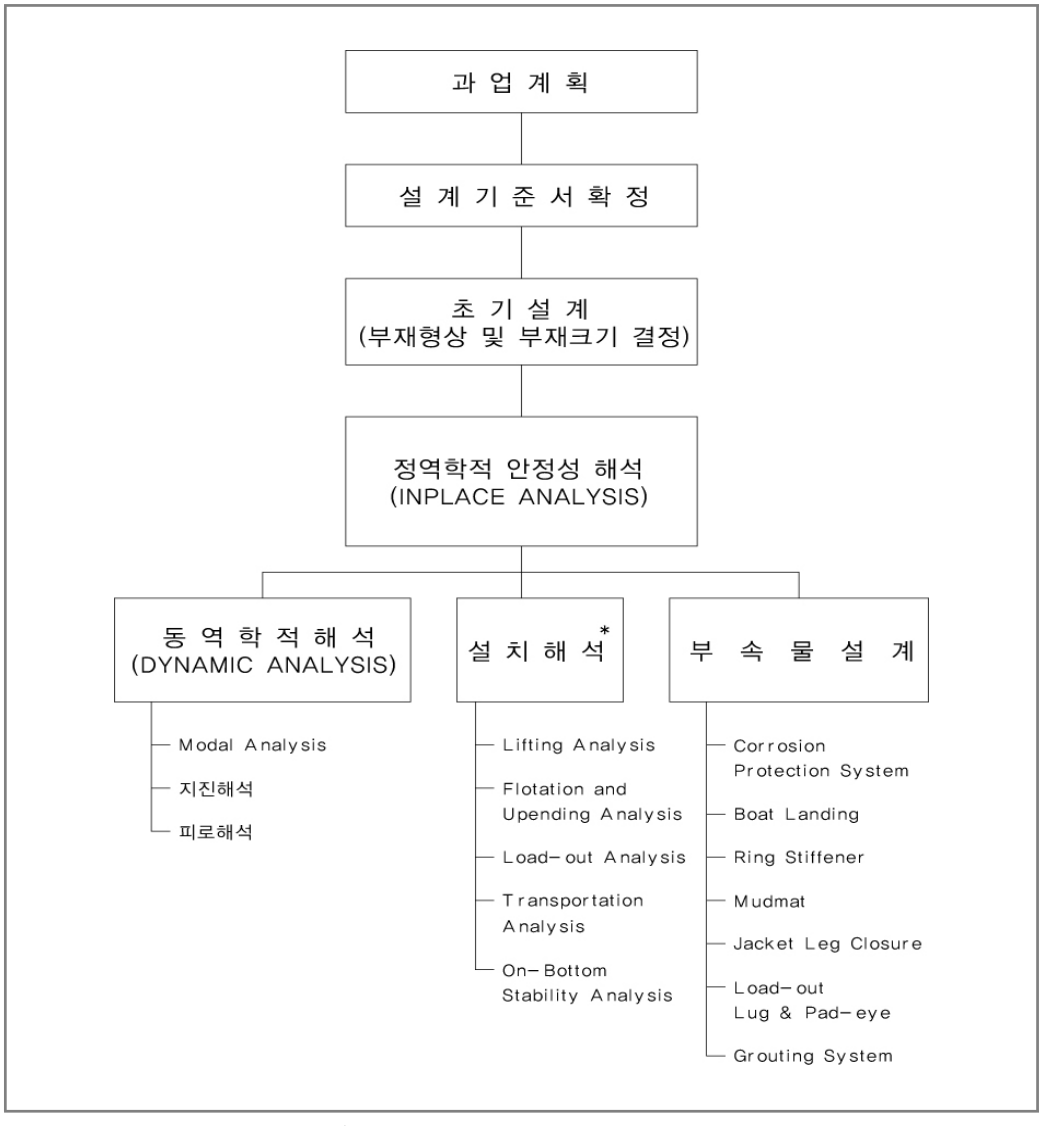
· 고정식 해양구조물은 육상에서 제작되어 현장에 운송한 후 해상에서 제 위치에 거치하고 강관말뚝을 항타하여 자켓을 고정시킨 다음 상부 구조물은 derrick crane을 이용하여 설치하는 구조물이다.

· 자켓은 operational과 environmental loading 모두에 대하여 구조적으로 적합하여야 할뿐만 아니라, 제작 및 설치도 용이하도록 설계되어야 한다. 그러므로 일반적인 구조물과는 달리 자켓식 해양 구조물은 미적이나 건축학적인 사항보다는 구조물의 설치방법이 설계를 지배한다. 다시 말하면, 자켓은 설치과정에 적합한 구조형태를 가진 구조물이어야 한다는 것이다. 자켓식 해양 구조물의 설계과정에서 수행되는 해석에 대해서 간략히 기술하면 다음과 같다.

· 구조물 형상도와 상부구조의 배치도가 정해지면 operational loading 및 environmental loading을 가지고 정역학적 안정성 해석(in-place analysis)을 수행한다. 다음으로 load-out analysis, transportation analysis, lifting analysis, upending analysis 등을 통하여 운송 및 설치과정의 안전성과 이 때 발생하는 응력에 대한 검토를 수행한다. 통상적으로 이러한 운송 및 설치해석 과정에 의해, 초기 정역학적 안정성 해석에서 설계된 부재 변경이 요구됨에 따라 몇 번의 반복 작업이 필요하게 된다. 그 이유는 설치해석결과 응력 조건을 만족치 않는 부재에 대해서는 그 강성을 증가시키게 되는데, 그 방법으로 직경을 증가시킬 경우는 구조물에 미치는 파력(wave force)이 증가하는 결과를 낳고, 또 다른 방법으로 부재두께를 증가시키는 경우는 구조물의 부유(flotation)특성이 변화되는 결과가 발생되기 때문이다.

· 이 밖의 중요한 고려사항으로는 dynamic analysis가 있다. dynamic analysis가 중요한 변수로 작용하는 경우는 심해에 설치되는 자켓일 경우이거나 강한 지진이 발생하는 지역일 경우가 일반적이다. 심해에 있는 자켓은 상당히 세장(slender)하여서, 천해에서는 무시될 수 있는 파랑의 dynamic으로 인하여 응력 증폭이 발생할 수 있으며 이로 인한 큰 하중이 작용할 수 있다.

· 아래 그림은 자켓 설계의 설계 과정도를 나타낸 것이다. 그림에서 보듯이 자켓은 설계기준서를 확정한 후 기본 설계에서 결정된 부재 형상과 부재 크기를 사용하여 정역학적 안정해석을 수행한 뒤 설치해석과 dynamic analysis를 수행하게 된다. 이러한 자켓 해석과 병행하여 자켓에 부착되는 여러 부속물의 설계도 함께 이루어진다.



그림(7-4-10) structure design process

3.2 적용 설계기준

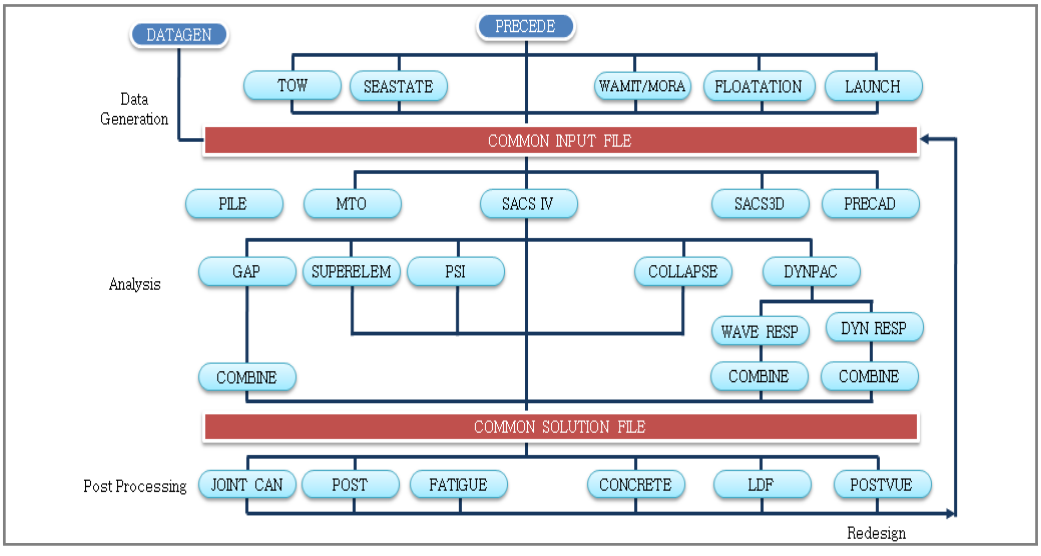
· 설계방법에 있어서는 LRFD 설계법이 세계적인 추세이며, 하중-계수 안전율의 결정을 발생확률에 기초한 구조신뢰성 이론에 의거하여 보정함으로써 보다 합리적인 설계가 가능하므로 LRFD 설계법을 적용하기로 한다. 현재 해양구조물 설계에 많은 설계에 적용되었고, 특히 불확실한 해양환경하중에 대하여 더욱 큰 하중증가계수를 적용하는 API RP 2A-LRFD를 본 과업의 main code로 적용하며, 부분적으로 DNV-LRFD code를 참고하기로 한다.

3.3 구조해석

· 자켓식 해상변전소 구조물의 구조해석은 말뚝(pile)과 구조물의 상호작용과 3차원적인 구조해석을 수행하기 위하여 EDI社가 개발한 해양구조물 전용 해석 프로그램인 SACS (structural analysis computer system)를 이용하였다. 특히, 자켓과 말뚝의 상호작용을 고려하기 위해서 현대중공업에서 제공한 지질 조사보고서를 기초로 하여 PSI(pile structure interaction) 모듈을 사용하였다.

· 정역학적 안전성 해석은 operating condition, extreme condition에 대하여 각각 수행하였으며, 이 수행결과를 바탕으로 AISC와 API-RP-2A LRFD에 따라 부재를 설계하였고 연결부의 천공 전단력(joint punching shear)에 대해서도 검토하였다. 그리고 말뚝의 응력 검토도 수행하였다.

· SACS 프로그램의 흐름도는 다음과 같다.



그림(7-4-11) SACS program flow chart

3.4 운영 하중

3.4.1 개요

· 구조물 설계 시 고려해야 할 하중은 사하중(dead load), 부력하중(buoyancy load), 기기하중(equipment load), 장비 및 케이블 하중, 진동하중(dynamic load) 및 환경하중(environmental load)인 wind, wave, current 및 지진하중(seismic load), 접안하중(berthing load)등이 있다.

3.4.2 사하중 (dead load)

· 구조해석용으로 모델링한 요소의 하중은 프로그램에 의하여 자동으로 계산하고, 기타 모델링하지 않은 요소(grating, handrail, 전기cable, ladder등)는 입력하중으로 재하 하였으며, 기타 보강재(minor stiffener)등을 감안하여 하중조합에서 자켓은 사하중의 5%, deck는 사하중의 10%를 증가시킨다.

3.4.3 부력하중 (buoyancy load)

· 물에 잠겨있는 모든 부재는 부력을 받으며 부력의 계산도 구조해석 프로그램에 의하여 자동으로 계산되며, 이때 해수의 밀도는 10.1kN/m3이다.

3.4.4 장비하중 (equipment load)

· 장비 및 전기케이블 하중은 각종 support 및 부속물의 하중이 포함되며 장비 및 기기조건에 따라 설치 시 하중, 작동 시 하중, 테스트 시 하중으로 구분된다.

3.4.5 활하중 (live load)

· 상부 deck 바닥에 작용되는 활하중은 운영 및 유지보수 시 접근되는 grating 및 checker -ed plate 지역에 적용하였다.

표(7-4-3) live load

항 목	활하중 (kN/m^2)	
	전체적인 설계	국부적인 설계
grating & checkered 지역	5.0	5.0

3.4.6 UDL (uniform design load)

· 상부 deck 바닥 중 기계 및 배관이 놓이는 곳과 loading/unloading지역에 국부적인 장비하중을 배제하고 전체적인 uniform design load를 적용하여 안정성을 검토하였다.

표(7-4-4) uniform design load

구 분	작용하중 (kN/m^2)	비 고
프로세스 및 기기 모듈	12.5	
granting 및 checkered plate	5.0	

3.4.7 충격 하중

· 과업 인근 지역을 통항하는 선박이 조류에 의하여 표류되어 충격을 가할 경우, 구조물의 안정성 확보 여부를 검토하기 위하여 인근 어항을 통항하는 최대 선박을 조사하여 충격력을 산정하였다.

표(7-4-5) 최대선박 및 충격력

선 종	톤수 (GT)	충격력 (kN)	비 고
어 선	20.0	625.74	케이블 강교량 설계지침, 2006, p125

3.5 환경 하중 (environmental load)

3.5.1 개요

· 해양변전소는 가장 불리한 환경하중 조합에 안전하도록 설계되어야 한다.

· 해양 환경하중의 계산은 SACS(structural analysis computer system) 프로그램의 여러 단위모듈 중에서 SEASTATE(환경하중 계산모듈)와 SACS Ⅳ(matrix solver 및 설계모듈)를 이용하였다.

3.5.2 설계조위

· 해양변전소 지지구조물의 설계조위는 설치지점의 금회 관측한 약최고고조위(app. H.H.W) DL(+)6.648m 와 50년 빈도의 폭풍해일고(storm surge) 0.86m, 지구온난화에 의한 평균해수면 30년 상승치 0.3m를 합한 값으로 설계조위DL(+)7.80m로 적용하였다.

3.5.3 풍속(wind velocity)

· 설계풍속은 구조물이 설치될 장소로부터 측정된 풍속 통계자료에 의하여 결정되어야 하며 본 지역의 해모수 관측기지에서 관측된 바람자료의 재현주기 1년, 50년의 높이별 평균풍속을 해수면 10m에 대한 풍속으로 환산하여 적용하였다 (자료 : 서남해 2.5GW 해상풍력 실증안지 예비 설계근거 보고서,)

· 국내·외의 해상구조물에 대한 바람의 지속시간에 대한 적용은 다음과 같다.

- 3 sec gust wind : maximum wind load for individual member design
- 1 minute sustained wind : deck superstructure design
- 1 hour sustained wind : jacket substructure design

표(7-4-6) 해상변전소 설계풍속

구 조 물	설 계 조 건	풍속 평균시간	실측 10분 평균 풍속
jacket 구조물 global analysis	1년 재현주기(평시운전조건)	1 시간	20.60 m/s
	50년 재현주기(극한조건)		29.58 m/s
deck 구조물 global analysis	1년 재현주기(평시운전조건)	1 분	24.51 m/s
	50년 재현주기(극한조건)		36.35 m/s
local analysis (국부부재 해석)	1년 재현주기(평시운전조건)	3 초	27.37 m/s
	50년 재현주기(극한조건)		41.30 m/s

3.5.4 조류(current)

· 설계조류속은 해상변전소위치에서 관측한 최대조류속 0.870m/s와 바람에 의한 유속0.296m/s을 합한 해수면 유속 1.116m/s로 결정하였고 수심에 따른 조류속은 아래와 같다.

표(7-4-7) 설계 조류속

수 심 (m)	V_{tide} (m/s)	V_{wind} (m/s)	설계조류속 (m/s)
(±)0.00	0.870	0.296	1.166
(-)4.00	0.833	0.283	1.116
(-)8.00	0.786	0.267	1.053
(-)12.00	0.712	0.242	0.954
(-)16.30 (해저면)	0.000	0.000	0.000

※ 수심은 H.A.T 기준

3.5.5 설계파랑(design wave)

· 금회 해상변전소 설계 시에는 설치지점의 해저 지형조건을 고려한 천해역 파랑변형 수치해석에서 추정된 천해파랑 결과를 구조물 설계파고로 적용하였다.

표(7-4-8) 설계파고 결정

구 분	1 년		50 년		100 년	
	H_s	T_s	H_s	T_s	H_s	T_s
파랑변형 수치해석 결과	3.37m	10.60s	5.27m	11.80s	5.66m	11.80m
비 고	구조물 설계 적용		구조물 설계 적용		구조물 파고 민감도 해석	

(1) 구조물 설계파랑결정

· 구조물 설계에 적용될 최대 설계파랑은 항만 및 어항 설계기준(2005)에서 제시한 재현빈도 1년, 50년, 100년에 대하여 H1= 2.0HS,1, H50=2.0HS,5O, H50=2.0HS,5O을 적용하였다.

표(7-4-9) 설계파고 및 주기

구 분	설계 유의파제원		구조물 설계파제원		비 고
	H_s	T_s	H_p	T_p	
1년 (평시조건)	3.37m	10.60s	6.74m	10.60s	
50년 (극한조건)	5.27m	11.80s	10.54m	11.80s	
100년 (극한조건)	5.66m	11.80s	11.32m	11.80s	파고 민감도 분석

(2) 파랑의 운동방정식 적용계수

· API RP 2A에서 wave kinematic factor에 대하여 tropical storms일 경우 0.85 ~ 0.95, extra tropical storms일 경우 0.95~1.00으로 규정하고 있다. 본 과업에서는 보수적으로 wave kinematic factor를 1.0을 사용한다.

(3) 설계파 이론

· 본 해양구조물은 API RP 2A에서 추천한 파 이론을 산정에 의하여 stream function 파 이론을 적용하여 파력을 산정한다.

3.6 하중 조합

· 해양변전소 구조물의 설계에 적용될 하중조합은 지지구조물에 가장 큰 지지력을 발생하고 또한 부재의 최대응력비를 검토하기 위하여, 자중에 의한 운영 시 조합, 운영시의 환경하중 조합, 극한 환경하중 조합 및 말뚝의 tension 하중 조합 등에 대하여 API RP 2A-LRFD 기준에 의하여 다음과 같은 하중증가계수를 적용한다.

표(7-4-10) 하중조합

설 계 조 건	D1	D2	L1	L2	Wo	We
factored gravity loads	1.3	1.3	1.5	1.5	-	-
operating wind wave & current load	1.3	1.3	1.5	1.5	1.2	-
extreme conditions when the actions effects due to permanent and variable actions are additive	1.1	1.1	1.1	-	-	1.35
extreme conditions when the actions effects due to permanent and variable actions oppose	0.9	0.9	0.8	-	-	1.35

주) D1 : self weight of the structure.
D2 : the load imposed on the platform by weight of equipment and other objects.
L1 : live load including the weight of consumable supplies and fluids in pipes and tanks.
L2 : the short duration force exerted on the structure from operations.
Wo : the owner defined operating wind wave and current load.
We : the force applied to the structure due to the combined action of the extreme wave (Typically 50-yr return period)and associated current and wind.

4. 정역학적 안정성 해석 (in-place analysis)

4.1 자켓구조물 설계

4.1.1 개 요

· 정역학적 안전성 해석이란 해양구조물이 설치되어 운영되고 있는 상태에서 operating condition 및 extreme condition에서 자켓구조물의 안전성을 검토하는 해석이다. 따라서 자켓뿐만 아니라 상부구조와 말뚝 등이 함께 해석되어야 하며 SACS 프로그램을 이용하여 자켓, 데크 그리고 말뚝의 해석이 동시에 이루어진다. 해양구조물이 대형이어서 부재의 절점이나 부재수가 컴퓨터 프로그램의 한계를 넘어가는 경우나 그 밖의 특수한 경우에는 분리하여 해석하는 방법도 있지만 이때에도 데크 전체의 강성과 하중 그리고 말뚝과 흙의 특성을 반드시 고려하여 자켓을 해석하여야 한다.

· 정역학적 안전성해석은 해양구조물 설계 시 가장 먼저 수행되는 해석으로 여기서 선정된 구조물 형상도를 가지고 다음 과정의 해석, 즉 피로해석과 지진해석과 같은 동역학적해석(dynamic analysis), 운송해석(transportation analysis) 그리고 설치해석(installation analysis) 등이 이루어지게 된다. 정역학적 안전성 해석을 수행하는 과정을 정리하면 다음과 같다.

(1) 기본설계
· 설계기본자료 검토
· 구조물 형상도 결정
· 부재크기 결정

(2) 구조물 형상도 작성(structural modelling)
· 기본설계로 결정된 형상도 및 부재의 크기를 사용하는 컴퓨터 프로그램의 입력 자료에 삽입한다.

(3) 환경하중 계산
· 파력, 풍력, 조류력
· 자켓 사하중 및 부력
· 상부구조하중
· 하중조합

(4) 초기해석
· 프로그램의 그리기(plotting)기능을 이용하여 자켓 geometry의 coding error를 검토한다.
· coding error를 완전히 수정한 뒤 일반하중 및 해양환경 하중을 구하는 프로그램(SACS의 SEASTATE 모듈)을 이용하여 해저지반(mud-line)에서의 수직하중, 수평하중, 그리고 전도 모멘트를 구한다.

(5) 초기설계에 대한 검토 및 말뚝-흙의 지지조건
· 초기해석을 수행하여 leg batter, 주 말뚝 및 보조 말뚝의 직경과 두께 등 초기 해석 시 결정된 사항들이 적절한가를 검토하고 수정한다.
· 흙과 말뚝의 특성을 대표하는 등가의(equivalent) 스프링(spring)을 구하기 위한 작업은 지반의 P-Y data, T-Z data, 그리고 말뚝의 크기를 직접 입력함으로써 PSI 모듈에서 자동으로 이루어진다.

(6) 중간설계

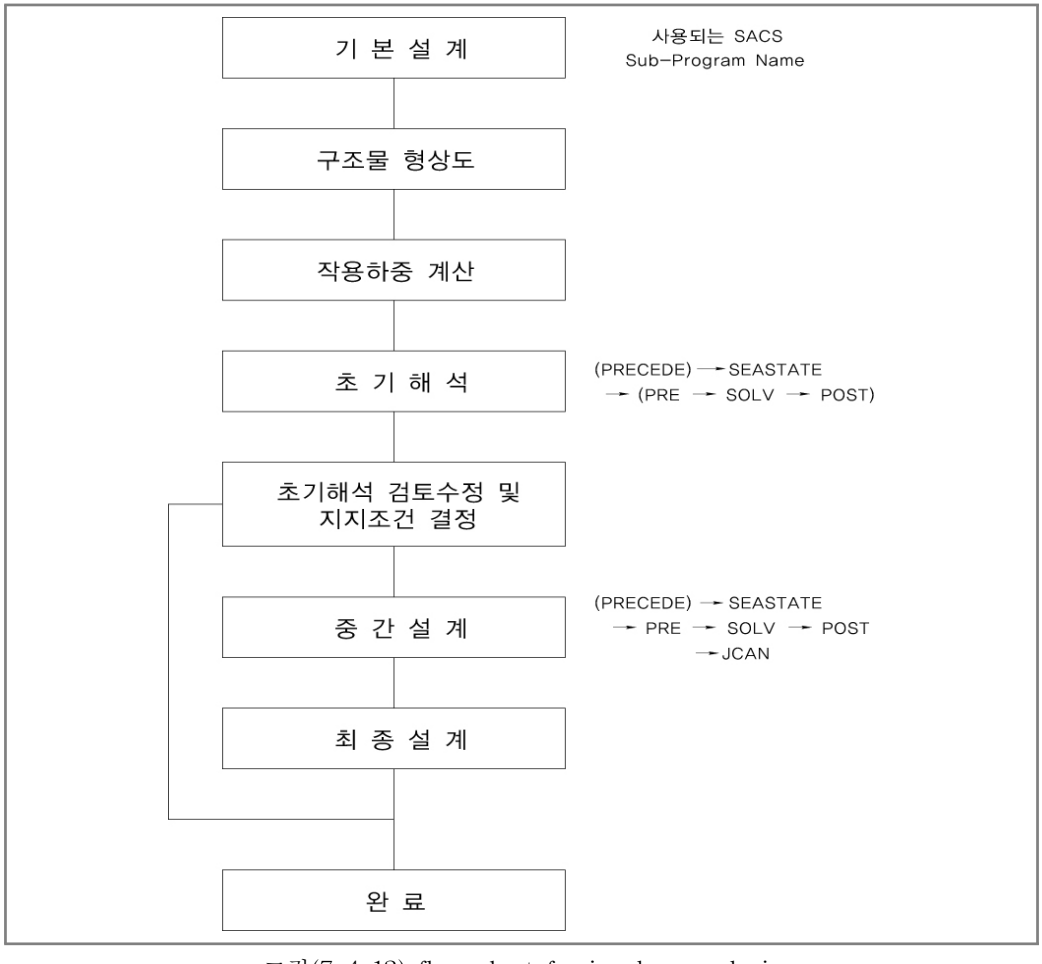
· 모든 하중조건을 해석

· 각 부재의 응력 계산

· 각 부재의 unity check 수행

(7) 최종설계

· 설계가 만족스러운 단계가 될 때까지 앞 과정을 반복 수행한다. 다음은 지금까지 기술한 내용을 흐름도로 표현한 것이다.

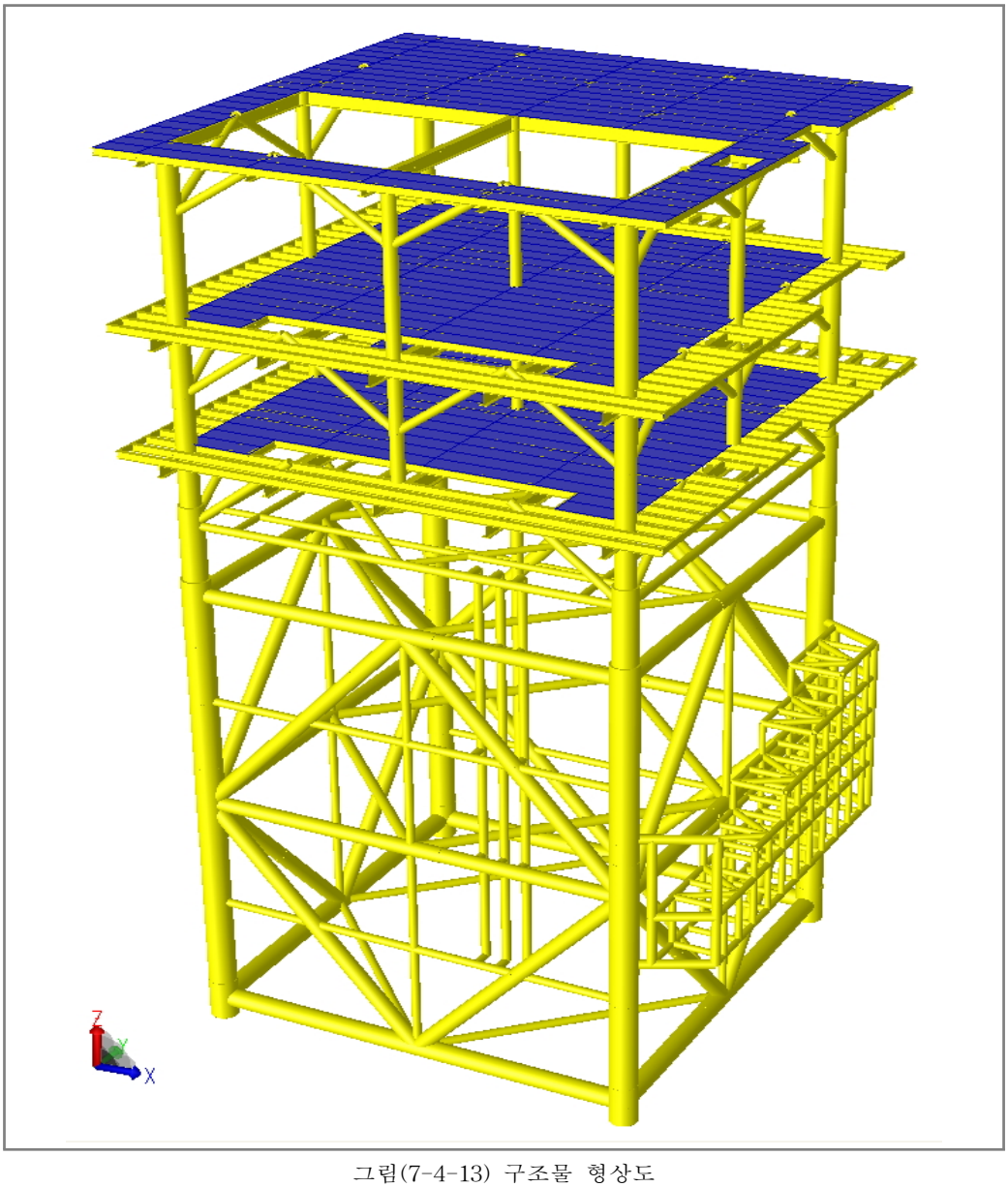


그림(7-4-12) flow chart for in-place analysis

4.1.2 구조물 형상

· 구조물의 강성도 매트릭스와 힘의 매트릭스를 형성하기 위하여 부재의 강성도와 절점을 나타내는 구조물의 형상도를 작성하였다.

· 해상변전소의 구조물 형상도는 아래와 같다.



그림(7-4-13) 구조물 형상도

4.1.3 PSI (pile-structure interaction)

(1) 개 념

· SACS 프로그램의 PSI (pile structure interaction) 모듈은 정적인 하중 아래에 있는 구조물을 지지하는 말뚝(Pile)의 거동을 해석하는데 사용한다. PSI는 말뚝의 수직축과 수평축의 변위와 지반의 비선형 거동을 모두 고려한다. 상부구조물의 탄성거동과 하부 기초의 비선형 거동의 상호작용을 해석하기 위하여 반복해석을 통해 수렴된 결과를 찾는다.

· PSI 해석에 사용하는 지반 데이터는 `지반조사 보고서´에 따라서 말뚝의 수직 및 수평 변위 데이터('T-Z', 'Q-Z', & 'P-Y')를 사용하였다.

· 지반조사 보고서에 근거하여 해저면(mud-line)으로부터 말뚝 지름의 약 1.5배 아래의 깊이까지의 쇄굴 깊이(scouring depth)를 고려하였다. 이 쇄굴 깊이에서는 수직 및 수평의 지반 반력이 없다고 가정함으로써 안전 측으로 PSI를 해석하였다.

(2) PSI 해석

· 고정식 해양 구조물의 해석상 중요한 특성중의 하나는 해저면을 기준으로 상부 자켓의 선형거동과 하부 Pile의 비선형적 거동이 해저면에서 일치 되도록 구속조건을 부여하여, 구조해석을 해야 함을 들 수 있다. 이와 같이 상부 구조물과 하부 Pile의 거동을 상호 연관시켜 수행하는 전체적인 구조해석을 PSI (pile structure interaction) 해석이라고 한다.

· 컴퓨터를 이용한 PSI 해석에서는 해저면이라는 경계면에서 자켓(선형 부분)의 하단과 pile(비선형 부분)의 상단의 힘과 변위가 같아지는 평형상태를 reduced stiffness matrix 와 reduced force matrix에 의하여 구하게 된다. 이 평형 변위를 다른 설계하중과 함께 자켓에 작용시켜 자켓 구조해석이 수행된다. 또한 실제 흙의 강성도(stiffness)를 그대로 모델링한 Pile-Soil 해석 모델에 평형 변위를 적용시켜 pile에 대한 해석도 동시에 수행하는 과정을 밟는다.

4.1.4 일반 하중

(1) SACS에 의해 계산된 구조물의 사하중

· 모델링된 구조물의 사하중과 부력은 SACS 프로그램의 SEASTATE 모듈(module)을 통하여 계산되며 용접물질 및 기타 보강재 등을 감안하여 자켓에 대하여서는 5%의 사하중을 증가시키고, 데크에 대해서는 10%의 사하중을 증가시켰다.

· 증가되는 하중은 SACS프로그램의 GRUP 카드에서 재료의 밀도를 증가시켜서 고려하므로 하중조합(load combination)에서는 100%의 사하중으로 입력하였다. 증가하여 입력한 강재 중량과 SACS의 SEASTATE모듈을 통하여 생성된 구조물의 사하중은 아래와 같다.

- 자켓 부재 : 1.05 × 78.5 kN/m^3(강재의 중량) = 82.43 kN/m^3
- 데크 부재 : 1.10 × 78.5 kN/m^3(강재의 중량) = 86.35 kN/m^3
- 컴퓨터에 의해 계산된 전체 하중 (대기중) = 13,558.57 kN

부력 = 4,803.76 kN

실제 수직 하중 = 8,754.81 kN

(2) 구조물의 부속물 하중

· 구조물의 모델링에 포함되지 않은 부속물은 하중으로 입력하였으며, anode, stair, ladder, crane, boat-landing 하중 등이 부속물 하중으로 고려된다. 입력된 부속물의 총 하중은 다음과 같다.

표(7-4-11) 구조물의 부속물 하중

구 분	작용하중 (kN)	비 고
anode 하중	33.9	
grating 하중	281.8	
handrail 하중	154.7	
stair 하중	65.4	
padeye 하중	20.0	
mudmat 하중	189.6	
총 부속물 하중	745.4	

(3) 건축물 사하중

· 건축물 하중은 안쪽에 있는 일반적인 시설을 포함한 건물 내부 하중과 건물 외부 경계를 따라서 벽체하중을 적용하였다.

표(7-4-12) 건축물 사하중

구 분		작용하중 (kN)	비 고
벽 체 하 중	roof deck	30.0	
	main deck	280.0	
	cellar deck	175.0	
건물 내부 하중	main deck	399.6	
	cellar deck	300.0	
총 건축물 사하중		1,184.6	

(4) 기기·장비 하중

· 상부 deck에 설치되는 장비하중에는 main T/R, GIS 및 Panel 하중 등이 있다. 본 기본설계에 적용되는 상부구조물에 설치되는 각종 기기들의 list는 다음과 같으며 세부적으로 추가되는 기기들의 대한 사항은 실시설계 시 추후 반영한다.

· 또한, 기기 하중에 대한 정확한 데이터가 충분치 않으므로 기 수행된 자료를 바탕으로 보수적인 값을 적용한다.

표(7-4-13) 기기장비 하중

구 분		적용하중 (kN)
roof deck	lighting house	34.3
	rain water service tank	11.8
	pedestal crane	245.3
	hoist davit	1.5
main deck	main transformer (2기)	1,962.0
	main T.R NGR panel	39.2
	170 kV GIS	392.4
	overhead crane	196.2
cellar deck	CGIS panel	117.7
	low voltage panel	142.3
	diesel generator	21.6
	diesel tank	19.6
	Insulating Oil Tank	49.1
	soft ware set	39.2
	battery set	29.4
	overhead crane	48.5
access deck	sewage treatment package	19.6
jacket	154 kV cable	32.6
	33 kV cable	25.8
총 기기·장비 하중		3,289.9

(5) 활하중

· 해상변전소 운영 및 유지보수 시 접근하는 grating 및 checkered plate 지역에 활하중을 적용하였다.

표(7-4-14) live load

구 분	작용하중 (kN/m^2)	비 고
활하중	5.0	

(6) UDL (uniform design load)

· 국부적인 장비하중을 배제하고 장비가 배치되는 전 지역에 걸쳐 uniform design load를 적용하여 안정성 검토를 수행하였다.

표(7-4-15) uniform design load

구 분	작용하중 (kN/m^2)	비 고
프로세스 및 기기 모듈	12.5	
granting 및 checkered plate	5.0	

(7) 충격 하중

· 과업 인근 지역을 통항하는 선박이 조류에 의하여 표류되어 충격을 가할 경우, 구조물의 안정성 확보 여부를 검토하기 위하여 인근 어항을 통항하는 최대 선박을 조사하여 충격력을 산정하였다.

표(7-4-16) 최대선박 제원

선 종	톤수 (GT)	표 준 선 형 (m)					
		길 이	폭	선 심	전 장	전 폭	만재흘수
어 선	20.0	16.3	4.1	1.9	18.5	3.9	1.5

표(7-4-17) 충격 하중

구 분	충격 하중	접안속도	비 고
20 톤 어선	625.74 kN	1.166 m/s	케이블 강교량 설계지침 (2006, p125)

주) 항만 및 어항 설계기준(2005, p21)을 참조하여 어선의 표준 제원을 적용

주) 충격하중 산정을 위한 접안속도는 해수면에서의 설계조류속을 적용

4.1.5 환경 하중 (environmental load)

· 해양 환경(ocean environment)은 물이라는 상당히 독특한 물질로 이루어진 환경으로써 물의 일반적 성질이 대규모로 집합적 의미를 띠고 나타나는 특성이 있다. 따라서 해양은 언뜻 보기에 정적인 모습을 지니고 있으나 약간만 더 관찰하면 쉴 새 없이 움직이며 변화하는 큰 동적 체계임을 쉽게 인지할 수 있다. 인류가 일찍부터 경험해온 여러 육상 환경이나 최근에 알게 된 우주환경에 비하면 이 해양 환경은 훨씬 강하고 접근하기 어려운 많은 제약조건을 지니고 있으며 이를 극복하기 위해선 해양환경에 대한 정확한 평가와 예측이 필수적이라 아니할 수 없다. 해양에 어떤 구조물을 설치하는데 있어서 만약 이 외부 환경 조건(environmental condition)을 과대 또는 과소평가한다면 이는 구조설계(structural design)상에 안전성(safety), 안정성(stability), 경제성(economics) 등의 문제를 야기하게 된다. 다시 말해서 설계자는 그 구조물이 지지하고 있는 어떤 특정한 기능을 일정 기간 가장 좋은 효율로 유지시키기 위해 구조물이 적어도 그 기간 여러 환경조건 아래서 어느 정도의 견고성을 지니게끔 적정설계(optimum design)를 해야 한다는 것이다. 이와 같이 외부 환경 조건은 해양 구조물(offshore structure)을 설계하는데 있어서 가장 크고 중요한 요소로 작용하기 때문에 이러한 외부하중 자료(environmental loading data)를 관찰, 수집하고 이를 발전시켜 구조설계에 유용한 자료로 만드는 일은 상당히 중요하다 하겠다.

(1) 파력

· 설계해역에서의 파랑 데이터나 기타 가용한 기상 데이터에 의해서 설계 파고 및 주기를 결정한 후 해당 해역의 특성에 부합되는 파이론(airy wave, stokes wave, stream function 등)을 적용하여 fluid particle kinematics(orbital motion)에 의해 유체 입자의 속도 및 가속도를 결정한 후 wave force equation에 따라 파력을 계산하게 된다.

· 해상변전소 설계에 사용하는 파랑의 운동특성은 stream function을 이용하였다. 재현빈도 50년 extreme condition의 설계파는 11.80초의 주기와 5.27m의 유의파고를 지니며, 1년 빈도의 operating condition의 설계파는 10.60초의 주기와 3.37m의 유의파고를 지닌다. 또한 민감도 해석을 위한 재현빈도 100년 빈도의 유의파고와 주기는 5.66m와 11.80초이다.

· 항력(C_d)과 관성력(C_m)계수는 reynolds number와 API-RP-2A에서 추천한 값을 비교하여 부드러운 표면(smooth surface)에 대해서는 0.65 와 1.6을 사용하였으며, 거친 표면(rough surface)에 대해서는 1.05와 1.2를 사용하였다. 구조물에 미치는 파력을 산정하기 위해서 모리슨 방정식(Morison's equation)을 이용하였다.

· 또한 모델링(modeling)되지 않은 자켓 부속물(jacket appurtenances)에 미치는 파랑과 조류의 영향을 고려하기 위해서 항력면적(drag area)과 부피(volume)를 SACS 프로그램의 AREA 카드(card)에 입력하였다.

· 수평과 직각방향에서 지배적인 최대 전단력과 대각선 방향에서 지배적인 최대 모멘트력을 산정하기 위하여서는 파랑을 한 파장 이상으로 계속 시뮬레이션 하여야 한다. 따라서 구조물에서 전체 360°에 대하여 5°간격으로 파봉(crest)을 달리하여 파력을 산정하였고 최대 전단력과 모멘트를 산정하였다.

(2) 조류력

· 조류의 분류는 major ocean surface current, turbidity current, littoral current 및 tidal current 등 많은 분류가 있으며, 이들의 조합으로써 조류의 설계속도를 구해야 하는데 실측 자료가 없는 경우에는 DNV의 추천 방식에 따라 계산하기도 하는데, 이 방식으로 구하는 설계조류속은 $V(z) = V_{tide}(Z) + V_{wind}(z)$로 표현되는 조류속과 풍속의 단순한 벡터(Vector)합성이다.

(3) 풍하중

· 풍력은 API-RP-2A에 따라 산정하며, 모델링된 구조부재에 대해서는 SACS프로그램의 SEASTATE 모듈을 이용하여 자동적으로 계산하였다.

· 모델링되지 않은 면적에 대해서는 계산하여 직접 입력하였다.

· roof에 있는 장비들의 면적에 대해서도 보수적으로 고려하였으며 설치되는 장비에 대해서는 적절히 가정된 크기의 부재들로 입력하여, 이러한 것들에 의해 발생되어지는 풍하중을 고려하였다.

(4) 해양수서생물

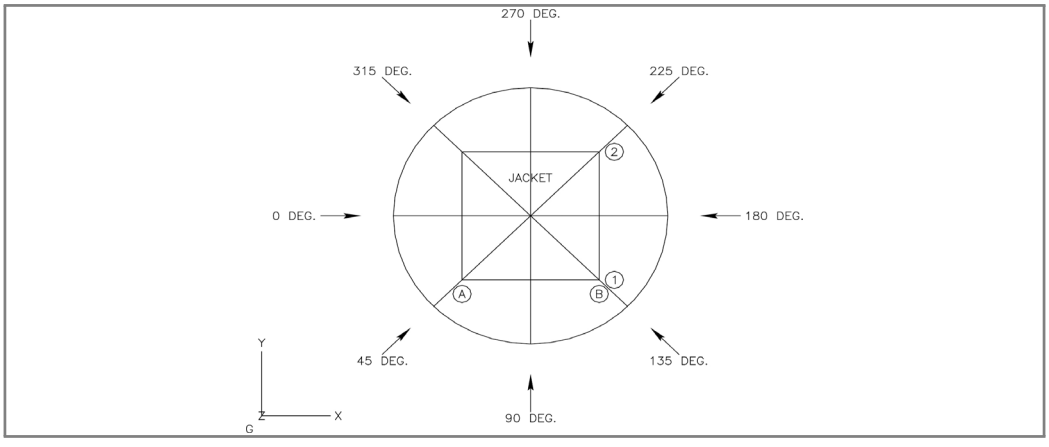
· 구조 부재에 부착된 해양수서생물에 의한 파력과 조류력의 증가를 고려하기 위하여 해저면(sea bed)에서부터 수면까지 강관부재의 바깥지름에 해양수서생물 부착두께를 증가시킨다. 부착생물의 단위중량에 대한 정확한 데이터가 없으므로 NORSOK N-003에 따라 13.0kN/m^3를 적용한다. 해양수서생물의 부착두께와 적용범위는 다음과 같다.

표(7-4-18) 해양수서생물 부착두께 및 적용범위

item	from elevation (m)	to elevation (m)	marine growth thickness (mm)
marine growth profile	H.W.O.S.T(+)6.04 ≒ DL.(+)6.10	mud-line DL.(-)8.50	100

(5) 파랑과 바람의 방향

· 설계하중 조건에 기술된 파랑과 바람의 방향은 8 방향에 대하여 수행하였으며, 모든 방향에 대하여 같은 크기의 최대 파랑과 최대 풍속을 적용하였다. 적용된 방향각은 그림(7-4-14)와 같이 X축에서 시계 반대 방향으로 적용한 것이다.



그림(7-4-14) 환경하중 적용 방향

4.1.6 기본 하중 조건

· 자켓의 설계 시에 적용된 기본 하중들은 다음과 같이 22가지의 조건을 사용하였다. 이 기본 하중들을 다시 조합하여 operating condition과 extreme condition을 만들어 구조물에 적용하였다.

표(7-4-19) 기본 하중 조건

NO.	내 용	비 고
LC#1	구조물의 사하중	
LC#2	구조물의 부속물 사하중	
LC#3	건물의 사하중	
LC#4	장비 하중	
LC#5	활하중	
LC#6	uniform design load	
LC#7~LC#10	impact load : 0°, 90°, 180°, 270°	accidential case
LC#11~LC#18	환경하중 (operating condition, 1yr) : 0°~ 315°	structural analysis
LC#21~LC#28	환경하중 (extreme condition, 50yr) : 0°~ 315°	structural analysis
LC#31~LC#38	환경하중 (extreme condition, 100yr) : 0°~ 315°	sensitive analysis

4.1.7 하중 조합

·정역학적 안정성 해석에 사용되는 하중조합은 API RP 2A LRFD를 따른다.

표(7-4-20) 하중 조합

load combination		load case`																								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	21	22	23	24	25	26	27	28
gravity condition	#101	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5																					
	#102	1.3	1.3	1.3			1.5																				
operating condition	#201	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5						1.2															
	#202	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5							1.2														
	#203	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5								1.2													
	#204	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5									1.2												
	#205	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5										1.2											
	#206	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5											1.2										
	#207	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5												1.2									
	#208	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5													1.2								
	#211	1.3	1.3	1.3			1.5					1.2															
	#212	1.3	1.3	1.3			1.5						1.2														
	#213	1.3	1.3	1.3			1.5							1.2													
	#214	1.3	1.3	1.3			1.5								1.2												
	#215	1.3	1.3	1.3			1.5									1.2											
	#216	1.3	1.3	1.3			1.5										1.2										
	#217	1.3	1.3	1.3			1.5											1.2									
	#218	1.3	1.3	1.3			1.5												1.2								
extreme condition	#301	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1														1.35							
	#302	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1															1.35						
	#303	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																1.35					
	#304	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																	1.35				
	#305	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																		1.35			
	#306	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																			1.35		
	#307	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																				1.35	
	#308	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																					1.35
	#311	1.1	1.1	1.1			1.1													1.35							
	#312	1.1	1.1	1.1			1.1														1.35						
	#313	1.1	1.1	1.1			1.1															1.35					
	#314	1.1	1.1	1.1			1.1																1.35				
	#315	1.1	1.1	1.1			1.1																	1.35			
	#316	1.1	1.1	1.1			1.1																		1.35		
	#317	1.1	1.1	1.1			1.1																			1.35	
	#318	1.1	1.1	1.1			1.1																				1.35
extreme oppose condition	#401	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8														1.35							
	#402	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8															1.35						
	#403	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8																1.35					
	#404	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8																	1.35				
	#405	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8																		1.35			
	#406	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8																			1.35		
	#407	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8																				1.35	
	#408	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8																					1.35

표(7-4-21) 하중 조합 (계속)

load combination		load case‘																								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	31	32	33	34	35	36	37	38
accidential condition	#501	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5		1.5				1.2															
	#502	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5			1.5					1.2													
	#503	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5				1.5						1.2											
	#504	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5					1.5							1.2									
	#511	1.3	1.3	1.3			1.5	1.5				1.2															
	#512	1.3	1.3	1.3			1.5		1.5					1.2													
	#513	1.3	1.3	1.3			1.5			1.5						1.2											
	#514	1.3	1.3	1.3			1.5				1.5							1.2									
sensitive condition	#601	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1														1.35							
	#602	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1															1.35						
	#603	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																1.35					
	#604	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																	1.35				
	#605	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																		1.35			
	#606	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																			1.35		
	#607	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																				1.35	
	#608	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																					1.35
	#611	1.1	1.1	1.1			1.1													1.35							
	#612	1.1	1.1	1.1			1.1														1.35						
	#613	1.1	1.1	1.1			1.1															1.35					
	#614	1.1	1.1	1.1			1.1																1.35				
	#615	1.1	1.1	1.1			1.1																	1.35			
	#616	1.1	1.1	1.1			1.1																		1.35		
	#617	1.1	1.1	1.1			1.1																			1.35	
	#618	1.1	1.1	1.1			1.1																				1.35

4.1.8 해석 결과의 요약

(1) SEASTATE 하중 요약

· 아래는 SACS 프로그램의 SEASTATE모듈을 이용하여 기본 하중 조건을 조합하여 생성된 일반 하중 및 환경하중의 축방향(X, Y, Z축) 하중과 모멘트의 결과이다. 양(+)의 X축 방향은 북쪽에서부터 남쪽으로 향하는 방향이며, Y축 양의 방향은 서쪽에서 동쪽으로 향하는 방향이다. Z축 양의 방향은 해저면에서 수면 쪽으로 향하는 방향이다.

표(7-4-22) seastate load summary

LC No.	하중 조건		적용하중 (kN)			적용모멘트 (kN·m)		
			F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
1	구조물의 사하중*		0.0	0.0	-8,754.7	-2,579.0	5,135.0	0.0
2	구조물의 부속물 사하중		0.0	0.0	-745.4	-571.7	1,082.9	0.0
3	건축물의 사하중		0.0	0.0	-1,184.6	-191.2	1,033.8	0.0
4	기기하중		0.0	0.0	-3,282.9	3,978.2	-1,772.4	0.0
5	활하중		0.0	0.0	-4,943.5	-9,618.5	2,135.5	0.0
6	uniform design load		0.0	0.0	-9,445.0	-14,463.5	1,877.3	0.0
7	impact load	0°	625.7	0.0	0.0	0.0	6,883.1	0.0
8		90°	0.0	625.7	0.0	-6,883.1	0.0	0.0
9		180°	-625.7	0.0	0.0	0.0	-6,883.1	0.0
10		270°	0.0	-625.7	0.0	6,883.1	0.0	0.0
11	operating environmental condition (1-yr)	0°	3,476.4	6.5	-218.7	38.2	42,593.4	-219.4
12		45°	2,596.0	2,788.4	-45.2	-35,003.4	29,420.8	8,011.9
13		90°	7.6	4,171.3	-125.6	-51,227.5	74.0	13,583.2
14		135°	-2,696.4	2,875.3	-45.6	-35,706.3	-30,723.6	9,500.5
15		180°	-3,939.2	-6.4	-63.0	-140.7	-44,307.2	596.1
16		225°	-2,688.1	-2,875.3	-100.0	35,340.2	-29,903.6	-8,098.6
17		270°	-20.2	-4,211.0	-35.0	51,416.7	-233.5	-13,340.4
18		315°	2,625.9	-2,811.1	-175.0	35,807.9	31,061.9	-9,528.8
21	extreme environmental condition (50-yr)	0°	7,205.5	11.4	-245.7	322.9	95,130.3	1,119.3
22		45°	5,326.1	5,690.5	-49.4	-78,703.6	67,349.6	13,924.3
23		90°	-14.1	7,804.6	400.2	-103,723.6	-3,419.1	20,584.6
24		135°	-5,180.2	5,518.8	168.2	-75,263.1	-66,808.0	16,216.9
25		180°	-7,779.6	-11.6	-72.4	-332.6	-98,217.4	271.4
26		225°	-5,094.8	-5,457.8	-727.1	76,203.1	-63,437.7	-12,092.3
27		270°	-46.9	-7,968.8	287.7	109,485.4	-2,440.1	-20,823.3
28		315°	5,378.9	-5,349.1	-136.0	74,788.3	68,202.4	-14,994.2
31	extreme environmental condition (100-yr)	0°	7,201.3	12.3	-450.9	179.3	100,018.1	642.0
32		45°	5,574.9	6,082.1	-30.3	-87,950.2	71,513.9	14,114.3
33		90°	-15.9	8,515.5	428.8	-122,927.2	-3,663.6	21,151.4
34		135°	-5,383.7	5,864.5	205.9	-83,551.6	-70,299.5	16,212.1
35		180°	-8,146.3	-12.1	-69.1	-369.5	-104,442.6	-215.8
36		225°	-5,330.2	-5,835.8	-743.6	85,358.3	-67,492.9	-12,616.5
37		270°	-49.6	-8,522.3	313.6	122,947.2	-2,661.5	-21,048.4
38		315°	5,601.7	-5,708.1	-119.9	83,420.8	71,811.9	-15,497.3

주) 구조물의 사하중은 수중 부재에 대한 부력의 영향과 자켓 내부의 일부 파일에 대한 중량이 고려된 값이다.

(2) 조합 하중

· 정역학적 안정성 해석을 위한 구조물에 적용되는 조합하중은 다음과 같다.

표(7-4-23) 조합 하중

load combination		axial load (kN)			moment (kN·m)		
		X	Y	Z	X	Y	Z
gravity condition	#101	0.0	0.0	-25,573.1	-13,600.6	10,326.4	0.0
	#102	0.0	0.0	-28,057.7	-26,039.7	12,243.1	0.0
operating condition	#201	4,171.6	7.8	-25,835.5	-13,554.7	61,438.5	-263.2
	#202	3,115.2	3,346.1	-25,627.4	-55,604.7	45,631.3	9,614.3
	#203	9.1	5,005.5	-25,723.8	-75,073.6	10,415.2	16,299.8
	#204	-3,235.6	3,450.4	-25,627.8	-56,448.2	-26,541.9	11,400.6
	#205	-4,727.0	-7.7	-25,648.7	-13,769.4	-42,842.2	715.3
	#206	-3,225.8	-3,450.3	-25,693.1	28,807.6	-25,557.9	-9,718.4
	#207	-24.2	-5,053.3	-25,615.1	48,099.4	10,046.2	-16,008.5
	#208	3,151.0	-3,373.3	-25,783.1	29,368.9	47,600.7	-11,434.6
	#211	4,171.6	7.8	-28,320.1	-25,993.9	63,355.2	-263.2
	#212	3,115.2	3,346.1	-28,111.9	-68,043.9	47,548.0	9,614.3
	#213	9.1	5,005.5	-28,208.4	-87,512.7	12,331.9	16,299.8
	#214	-3,235.6	3,450.4	-28,112.4	-68,887.3	-24,625.2	11,400.6
	#215	-4,727.0	-7.7	-28,133.3	-26,208.6	-40,925.5	715.3
	#216	-3,225.8	-3,450.3	-28,177.7	16,368.5	-23,641.3	-9,718.4
	#217	-24.2	-5,053.3	-28,099.7	35,660.3	11,962.9	-16,008.5
	#218	3,151.0	-3,373.3	-28,267.7	16,929.7	49,517.3	-11,434.6
extreme condition	#301	9,727.4	15.4	-21,133.9	-9,444.5	136,802.3	1,511.1
	#302	7,190.2	7,682.2	-20,868.8	-116,130.3	99,298.3	18,797.8
	#303	-19.0	10,536.2	-20,261.9	-149,907.3	3,760.6	27,789.2
	#304	-6,993.3	7,450.4	-20,575.2	-111,485.6	-81,814.5	21,892.8
	#305	-10,502.5	-15.6	-20,899.9	-10,329.5	-124,217.1	366.4
	#306	-6,877.9	-7,368.0	-21,783.8	92,993.7	-77,264.6	-16,324.6
	#307	-63.3	-10,757.9	-20,413.8	137,924.9	5,082.2	-28,111.5
	#308	7,261.6	-7,221.3	-20,985.8	91,083.8	100,449.6	-20,242.1
	#311	9,727.4	15.4	-22,474.5	-19,150.0	138,467.8	1,511.1
	#312	7,190.2	7,682.2	-22,209.3	-125,835.8	100,963.8	18,797.8
	#313	-19.0	10,536.2	-21,602.4	-159,612.8	5,426.1	27,789.2
	#314	-6,993.3	7,450.4	-21,915.7	-121,191.1	-80,149.0	21,892.8
	#315	-10,502.5	-15.6	-22,240.5	-20,035.0	-122,551.6	366.4
	#316	-6,877.9	-7,368.0	-23,124.4	83,288.2	-75,599.1	-16,324.6
	#317	-63.3	-10,757.9	-21,754.3	128,219.4	6,747.7	-28,111.5
	#318	7,261.6	-7,221.3	-22,326.4	81,378.3	102,115.1	-20,242.1
extreme oppose condition	#401	9,727.4	15.4	-16,857.4	-6,686.2	135,065.7	1,511.1
	#402	7,190.2	7,682.2	-16,592.2	-113,372.0	97,561.8	18,797.8
	#403	-19.0	10,536.2	-15,985.3	-147,149.0	2,024.0	27,789.2
	#404	-6,993.3	7,450.4	-16,298.6	-108,727.3	-83,551.0	21,892.8
	#405	-10,502.5	-15.6	-16,623.4	-7,571.2	-125,953.7	366.4
	#406	-6,877.9	-7,368.0	-17,507.2	95,752.0	-79,001.1	-16,324.6
	#407	-63.3	-10,757.9	-16,137.2	140,683.2	3,345.7	-28,111.5
	#408	7,261.6	-7,221.3	-16,709.3	93,842.1	98,713.1	-20,242.1
accidential condition	#501	5,110.2	7.8	-25,835.5	-13,554.7	71,763.2	-263.2
	#502	9.1	5,944.1	-25,723.8	-85,398.3	10,415.2	16,299.8
	#503	-5,665.6	-7.7	-25,648.7	-13,769.4	-53,166.9	715.3
	#504	-24.2	-5,991.9	-25,615.1	58,424.1	10,046.2	-16,008.5
	#511	5,110.2	7.8	-26,431.1	-23,101.2	73,304.4	-263.2
	#512	9.1	5,944.1	-26,319.3	-94,944.7	11,956.5	16,299.8
	#513	-5,665.6	-7.7	-26,244.3	-23,315.9	-51,625.7	715.3
	#514	-24.2	-5,991.9	-26,210.7	48,877.7	11,587.5	-16,008.5

(3) 절점 변위 요약

· 표(7-4-24)는 구조물에서 발생하는 최대 수직 및 수평 변위에 대하여 나타내고 잇다. 각 절점들에 대하여 구조물의 상대변위를 고려하여 검토한 결과, serviceability 각각의 제한 범위 내에 만족하고 있으므로 해상변전소 구조물은 serviceability를 만족하고 있다.

표(7-4-24) 절점 변위 요약

구 분	절 점	하중조합	변 위	허용변위	비 고
수직 변위	#1144	#501	0.118 cm	3.143 cm	Access Deck
수평 변위	#7167	#317	7.200 cm	17.50 cm	Roof Deck

(4) 부재의 최대응력 요약

· 구조물을 해석한 결과 생성된 최대응력은 자켓의 수평 브레이싱에서 발생하였으며, 최대응력비는 0.83으로 1.0 이하인 안전한 값을 가지도록 설계되었음을 알 수 있다. 다음은 해상변전소 구조물을 구성하고 있는 주요 부재중에서 가장 큰 응력을 받는 부재들을 나타내고 있다.

표(7-4-25) 부재의 최대응력 요약

부 재	grup ID	LC No.	단면 (mm)	항복강도 (MPa)	최대응력비	비고
J203-J303	JK2	313	1,265ϕ×22.5	250	0.64	jacket leg
J302-J402	JK3	313	1,255ϕ×17.5	250	0.58	
J304-B 15	JKB	317	1,265ϕ×22.5	250	0.50	
J204-J207	JB1	317	909ϕ×29.5	250	0.83	jJacket horizontal brace
J308-J303	JB2	405	391ϕ×10.5	250	0.59	
J608-J605	HD3	302	401ϕ×10.5	250	0.77	
J311-J208	JB7	315	757ϕ×29.5	250	0.67	jacket diagonal brace
J404-J310	JB8	313	747ϕ×24.5	250	0.64	
J606-J507	JB9	305	757ϕ×29.5	250	0.13	
J607-J407	JV2	315	401ϕ×15.5	250	0.35	jacket vertical brace
J208-J313	JV3	301	401ϕ×15.5	250	0.29	
JN11-J406	JV4	317	391ϕ×10.5	250	0.40	

(5) 절점 천공전단 요약

· 자켓구조물은 강관 절점부에서 발생하는 응력 집중으로 인하여 천공전단에 대해서 취약하므로 이에 대한 검토를 수행하였다. 해석한 결과는 다음과 같으며, 이 표에서 보는 바와 같이 jacket 최하단부 절점들에서 특히 취약하다. 이 부분들과 2차 구조물(boat landing등)과 접속하는 절점에 대해서는 ring stiffener로 보강하여 절점에서 발생하는 천공 전단에 대해서 안전하도록 계획한다.

표(7-4-26) 절점 천공전단 검토

절 점	단 면 (mm)	항복강도 (MPa)	load unity check	strength unity check	비 고
J201	1,305ϕ×42.5	345	0.705	0.587	DL.(−)8.043m
J202	1,305ϕ×42.5	345	0.702	0.587	
J203	1,305ϕ×42.5	345	0.817	0.587	
J204	1,305ϕ×42.5	345	0.853	0.587	
J401	1,285ϕ×32.5	345	0.447	0.535	DL.(+)2.50m
J402	1,285ϕ×32.5	345	0.494	0.535	
J403	1,285ϕ×32.5	345	0.768	0.535	
J404	1,285ϕ×32.5	345	0.761	0.535	
J601	1,295ϕ×37.5	345	0.178	0.425	DL.(+)13.50m
J602	1,295ϕ×37.5	345	0.209	0.425	
J603	1,295ϕ×37.5	345	0.203	0.425	
J604	1,295ϕ×37.5	345	0.270	0.425	

4.1.9 정수압으로 인한 붕괴 검토

· 구조물의 부재들 중 해수에 의해 채워지지 않는 부재들에 대해서 정수압에 의한 붕괴 가능성을 검토하였다. 정수압으로 인한 붕괴에 대해서는 모든 부재들이 안전하도록 설계되었고 정수압에 발생되는 부재별 최대응력비를 다음 표와 같이 나타내었다.

표(7-4-27) 정수압에 의한 붕괴 검토 요약

부 재	grup I.D	단면 (mm)	항복강도 (MPa)	unity check	비 고
J203-J207	JB1	909ϕ×29.5	250.0	0.95	Hori. Brace
J204-J208	JB1	909ϕ×32.5	250.0	0.73	Hori. Brace

4.1.10 PSI (pile structure interaction) 해석 결과

· SACS프로그램의 PSI(pile structure interaction)모듈을 이용한 해석을 수행하여 말뚝 머리에 대한 응력을 검토 결과로부터 extreme condition중 태풍이 270°방향으로 불 때 주말뚝의 최대 응력이 발생됨을 알 수 있다. 응력비에서 보듯이 선정된 말뚝은 응력에 대해서 안전하다.

표(7-4-28) 파일의 최대 응력비

말뚝 두부 No.	LC No.	Direction	Unity Check	비 고
J101	315	180°	0.669	O.K.
J102	314	135°	0.698	O.K.
J103	313	90°	0.772	O.K.
J104	317	270°	0.786	O.K.

4.2 데크 구조물 설계

4.2.1 개 요

· 상부구조의 크기 및 배치는 구조물의 주요 기능인 변전소 운영 및 공급설비 그리고 이와 관련된 기계류, 저장 탱크 및 이것들의 조합을 들 수 있는데 각 기능에 필요한 장비의 배치에 따라서 상부구조물의 형상이 결정된다.

· 데크는 오/폐수 처리 시설 및 해상교통신호기 등 설치되어 있는 access platform deck [DL.(+) 17.00m], 계통 보호 설비 시설인 L/V switch gear room, CGIS room 및 주거지와 실험실을 위한 cellar deck [DL.(+) 21.00m], 풍력발전기에서 전송된 전압을 33kV에서 154kV로 승압하여 육상변전소로 전력을 송전하기 위한 main transformer 및 특고압 계통 보호 설비인 GIS room이 있는 main deck [DL.(+) 27.00m], 그리고 해난구조 장비 및 비상 탈출을 위한 heli-hoist를 위한 roof deck [DL.(+) 35.00m] 등으로 구성되어 있다.

· 데크의 정역학적 안정해석은 operating condition, 50-year extreme condition에 대하여 각각 수행하였으며, 풍하중 고려 시 기본 풍속을 1분 sustained 조건으로 변환시켜 적용하였다. 이 수행결과를 바탕으로 AISC와 API RA 2A에 따라 부재를 설계하였다. 또한, 강관부재 연결부의 천공전단력(joint punching shear)에 대해서도 검토하였다.

· 데크의 정역학적 안정성 해석을 위한 해석 절차는 자켓 정역학적 해석 절차를 참조한다.

4.2.2 구조물 형상도

· 상부구조물 해석을 위한 구조물 형상은 대형 해상 플랫폼 구조물일 경우 프로그램의 해석 시간을 줄이기 위하여 상/하부 구조물을 분할하여 모델을 하는 것이 일반적이나 본 해상변전소의 구조물은 기존에 수행해왔던 구조물에 비하여 상대적으로 소형 구조물이므로 별도로 분리하지 않고 자켓의 정역학적 안정성 해석에 사용한 모델을 동일하게 적용한다.

4.2.3 설계하중

· 데크의 안정성 검토를 위한 설계하중 중 구조물의 상부하중 및 환경하중은 자켓의 정역학적 안정성 해석에 사용한 하중과 동일하다.

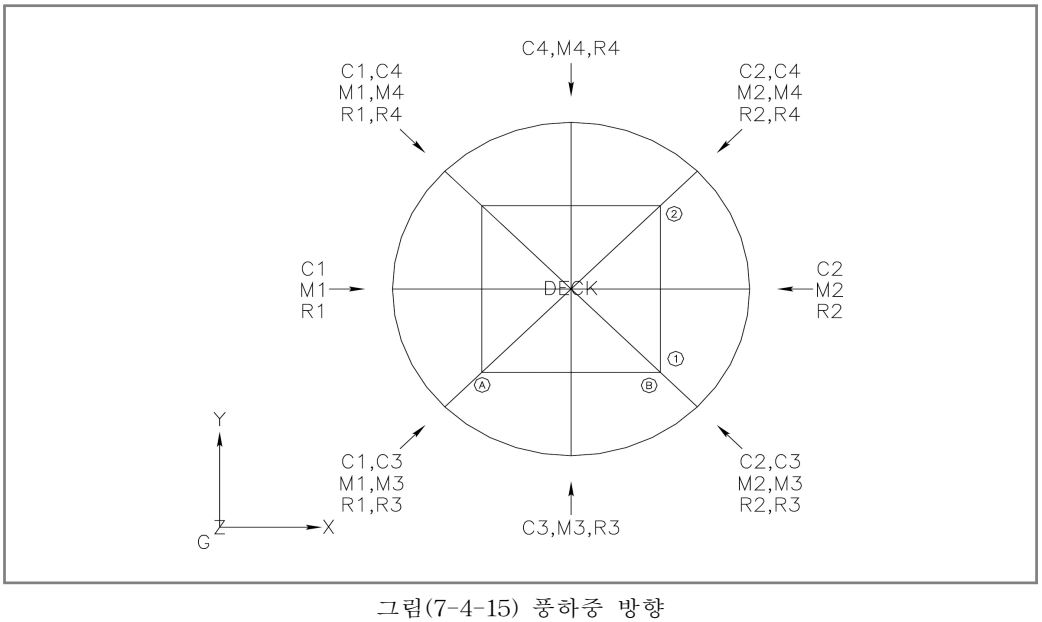
· 하지만 환경하중 중 풍하중의 경우, 자켓 해석에 적용한 1시간 sustained 조건에서 1분 sustained 풍속으로 변환하여 적용하며 재현빈도별 설계풍속은 다음과 같다.

표(7-4-29) 설계풍속

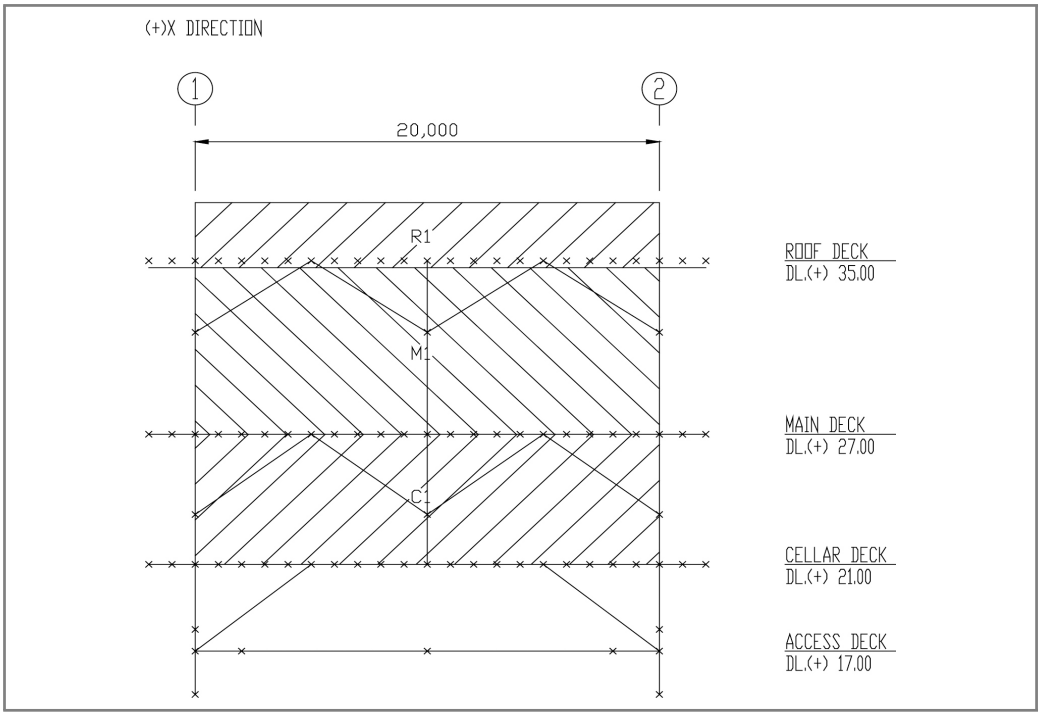
구조물	설계조건	풍속 평균시간	설계풍속
deck 구조물 global analysis (정역학적 해석)	1년 재현주기 (평시운전조건)	1분	24.51 m/s
	50년 재현주기 (극한조건)		36.35 m/s

표(7-4-30) 풍하중이 적용되는 건축물 면적

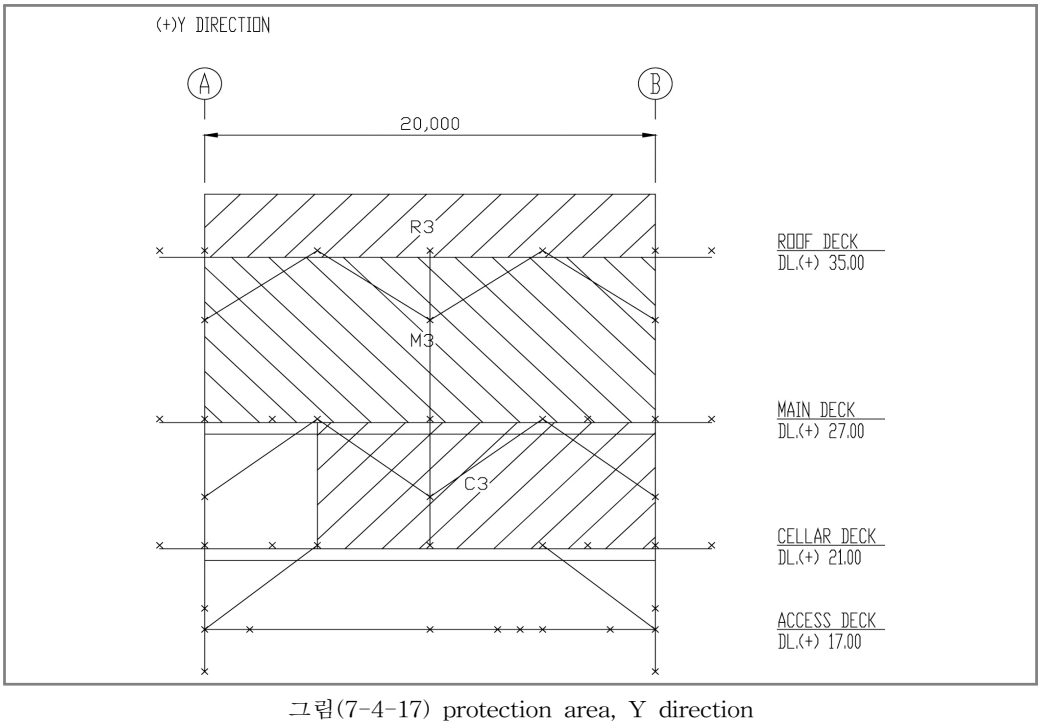
I.D.		면적 (m^2)	중심 위치 (m)			형상계수 (C_s)	하중 분배 절점	비고
			X	Y	Z			
cellar deck	C1	98.0	-5.0	0.0	24.0	1.0	3024 3124 3224 5024 5124 5224	X dir.
	C2	98.0	10.0	0.0	24.0	1.0	3026 3126 3226 5026 5126 5226	-X dir.
	C3	73.5	2.5	-10.0	24.0	1.0	3023 3024 3026 5023 5024 5026	Y dir.
	C4	73.5	2.5	10.0	24.0	1.0	3223 3224 3226 5223 5224 5226	-Y dir.
main deck	M1	147.3	-10.0	0.0	31.0	1.0	5022 5122 5222 7022 7122 7222	X dir.
	M2	147.3	10.0	0.0	31.0	1.0	5026 5126 5226 7026 7126 7226	-X dir.
	M3	147.3	0.0	-10.0	31.0	1.0	5022 5024 5026 7022 7024 7026	Y dir.
	M4	147.3	0.0	10.0	31.0	1.0	5222 5224 5226 7222 7224 7226	-Y dir.
roof deck	R1	30.0	-10.0	0.0	36.5	1.0	7022 7122	X dir.
	R2	30.0	10.0	0.0	36.5	1.0	7026 7126	-X dir.
	R3	60.0	0.0	-10.0	36.5	1.0	7022 7024 7026	Y dir.
	R4	60.0	0.0	10.0	36.5	1.0	7122 7124 7126	-Y dir.



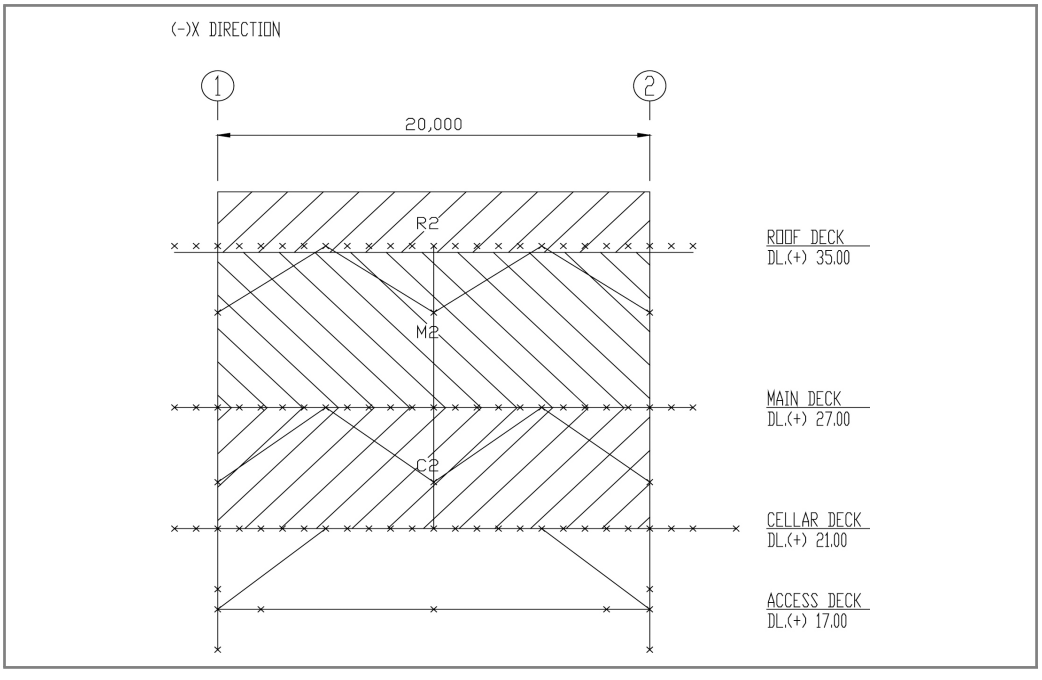
그림(7-4-15) 풍하중 방향



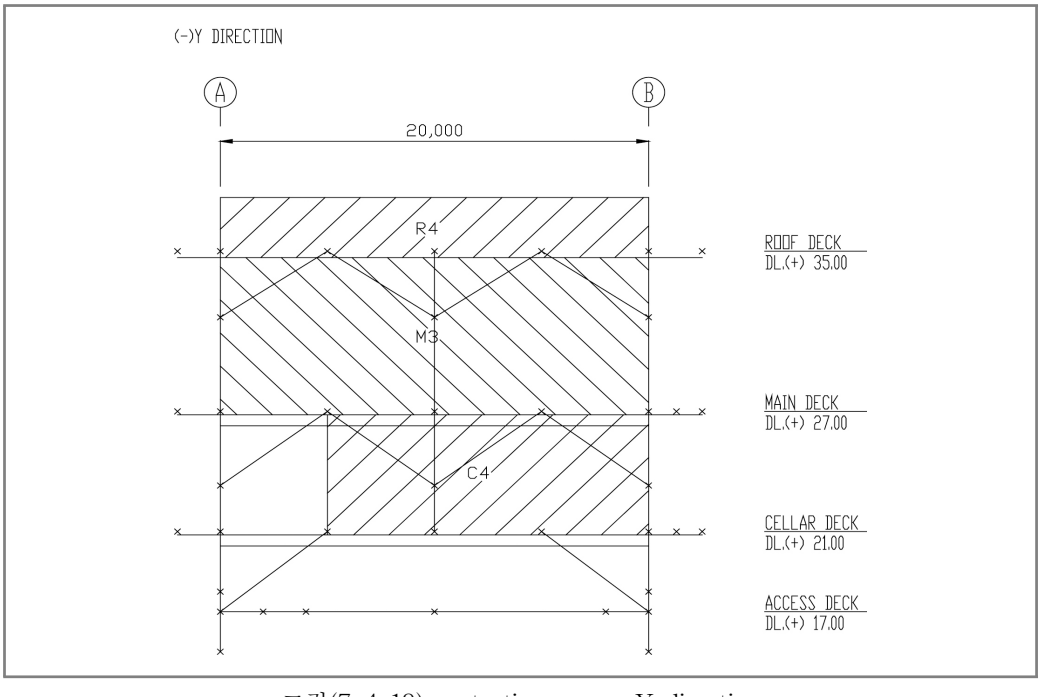
그림(7-4-16) protection area, X direction



그림(7-4-17) protection area, Y direction



그림(7-4-18) protection area, -X direction



그림(7-4-19) protection area, -Y direction

4.2.4 하중 조합

· 정역학적 안정성 해석에 사용되는 하중조합은 API RP 2A LRFD를 따른다.

표(7-4-31) 하중 조합

load combination		load case'																				
		#1	#2	#3	#4	#5	#6	#11	#12	#13	#14	#15	#16	#17	#18	#21	#22	#23	#24	#25	#26	#27	#28
gravity condition	#101	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5																	
	#102	1.3	1.3	1.3			1.5																
operating condition	#201	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5		1.2															
	#202	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5			1.2														
	#203	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5				1.2													
	#204	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5					1.2												
	#205	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5						1.2											
	#206	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5							1.2										
	#207	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5								1.2									
	#208	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5									1.2								
	#211	1.3	1.3	1.3			1.5	1.2															
	#212	1.3	1.3	1.3			1.5		1.2														
	#213	1.3	1.3	1.3			1.5			1.2													
	#214	1.3	1.3	1.3			1.5				1.2												
	#215	1.3	1.3	1.3			1.5					1.2											
	#216	1.3	1.3	1.3			1.5						1.2										
	#217	1.3	1.3	1.3			1.5							1.2									
	#218	1.3	1.3	1.3			1.5								1.2								
extreme condition	#301	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1										1.35							
	#302	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1											1.35						
	#303	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1												1.35					
	#304	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1													1.35				
	#305	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1														1.35			
	#306	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1															1.35		
	#307	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																1.35	
	#308	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																	1.35
	#311	1.1	1.1	1.1			1.1									1.35							
	#312	1.1	1.1	1.1			1.1										1.35						
	#313	1.1	1.1	1.1			1.1											1.35					
	#314	1.1	1.1	1.1			1.1												1.35				
	#315	1.1	1.1	1.1			1.1													1.35			
	#316	1.1	1.1	1.1			1.1														1.35		
	#317	1.1	1.1	1.1			1.1															1.35	
	#318	1.1	1.1	1.1			1.1																1.35

4.2.5 해석 결과의 요약

(1) 조합하중 요약

· 구조물 해석을 위한 SEASTATE의 하중 요약은 자켓 정역학적 안정성 해석에서 언급한 하중 조합을 바탕으로 계산된 설계조합하중을 다음과 같다.

표(7-4-32) 조합 하중

LC no.		axial load (kN)			moment (kN·m)		
		X	Y	Z	X	Y	Z
basic condition	#100	0.0	0.0	-10,684.7	-3,341.9	7,251.7	0.0
gravity condition	#101	0.0	0.0	-25,573.1	-13,600.6	10,326.4	0.0
	#102	0.0	0.0	-28,057.7	-26,039.7	12,243.1	0.0
operating condition	#201	4,315.9	7.8	-25,835.5	-13,554.7	66,665.8	-311.2
	#202	3,241.0	3,493.2	-25,627.4	-60,794.9	50,403.5	9,857.8
	#203	9.1	5,213.7	-25,723.8	-82,417.0	10,415.2	16,352.7
	#204	-3,361.7	3,597.7	-25,627.8	-61,642.4	-31,317.9	11,036.1
	#205	-4,871.6	-7.7	-25,648.7	-13,769.4	-48,073.5	486.2
	#206	-3,351.9	-3,597.6	-25,693.0	34,002.1	-30,334.4	-9,678.9
	#207	-24.2	-5,261.6	-25,615.1	55,446.3	10,046.2	-16,062.5
	#208	3,276.9	-3,520.4	-25,783.1	34,559.4	52,373.3	-11,745.5
	#211	4,315.9	7.8	-28,320.1	-25,993.9	68,582.5	-311.2
	#212	3,241.0	3,493.2	-28,111.9	-73,234.0	52,320.2	9,857.8
	#213	9.1	5,213.7	-28,208.3	-94,856.2	12,331.9	16,352.7
	#214	-3,361.7	3,597.7	-28,112.3	-74,081.5	-29,401.3	11,036.1
	#215	-4,871.6	-7.7	-28,133.3	-26,208.5	-46,156.8	486.2
	#216	-3,351.9	-3,597.6	-28,177.6	21,562.9	-28,417.8	-9,678.9
	#217	-24.2	-5,261.6	-28,099.7	43,007.2	11,962.9	-16,062.5
	#218	3,276.9	-3,520.4	-28,267.7	22,120.2	54,289.9	-11,745.5
extreme condition	#301	10,136.3	15.4	-21,133.9	-9,444.5	151,699.3	1,363.9
	#302	7,539.3	8,106.3	-20,868.8	-131,214.4	112,571.4	19,423.6
	#303	-19.0	11,037.0	-20,261.8	-167,479.9	3,760.6	27,860.4
	#304	-7,345.4	7,877.6	-20,575.1	-126,633.5	-95,151.7	21,020.2
	#305	-10,912.7	-15.6	-20,899.9	-10,329.5	-139,141.5	-148.1
	#306	-7,227.0	-7,792.2	-21,783.8	108,077.9	-90,537.7	-16,182.2
	#307	-63.3	-11,362.1	-20,413.7	159,348.0	5,082.2	-28,271.5
	#308	7,611.3	-7,645.9	-20,985.8	106,179.4	113,737.3	-21,068.1
	#311	10,136.3	15.4	-22,474.5	-19,150.0	153,364.8	1,363.9
	#312	7,539.3	8,106.3	-22,209.3	-140,919.9	114,236.9	19,423.6
	#313	-19.0	11,037.0	-21,602.3	-177,185.4	5,426.1	27,860.4
	#314	-7,345.4	7,877.6	-21,915.6	-136,339.0	-93,486.2	21,020.2
	#315	-10,912.7	-15.6	-22,240.4	-20,035.0	-137,476.0	-148.1
	#316	-7,227.0	-7,792.2	-23,124.4	98,372.3	-88,872.1	-16,182.2
	#317	-63.3	-11,362.1	-21,754.2	149,642.4	6,747.7	-28,271.5
	#318	7,611.3	-7,645.9	-22,326.4	96,473.9	115,402.8	-21,068.1

(2) 절점 변위 요약

· 각 절점들에 대하여 구조물의 상대변위를 고려하여 검토한 결과, serviceability 각각의 제한 범위 이내에 만족하고 있으므로 해상변전소 구조물은 serviceability를 만족하고 있다.

표(7-4-33) 절점 변위 요약

구 분	절 점	하중조합	변 위	허용변위	비 고
절점 변위	#1144	#208	0.732 cm	3.143 cm	access deck

(3) 부재의 최대응력 요약

· 구조물을 해석한 결과 생성된 최대응력비는 deck diagonal Brace에서 발생하였으며, 최대응력비는 0.58로 1.0 이하인 안전한 값을 가지도록 설계되었음을 알 수 있다. 다음은 해상변전소 구조물을 구성하고 있는 데크 주요부재중에서 가장 큰 응력을 받는 부재들을 나타내고 있다.

표(7-4-34) 부재의 최대응력 요약

부 재	grup ID	LC No.	단 면 (mm)	항복강도 (MPa)	최대응력비	비고
2226-3226	DL3	215	909ϕ×22.5	345	0.38	deck column
3226-4226	DL4	212	909ϕ×22.5	345	0.47	
4224-5224	MC2	213	605ϕ×22.5	345	0.44	deck mid. column
5224-6224	MC3	213	605ϕ×17.5	250	0.45	
4226-5225	VB2	211	401ϕ×17.5	250	0.58	deck diagonal brace
6222-7223	VB3	215	401ϕ×10.5	250	0.53	
1216-1226	DB1	213	403ϕ×12.5	250	0.51	access deck beam
1025-1035	DB3	303	319ϕ×12.5	250	0.45	
3025-302B	F11	211	H340×250	250	0.38	cellar deck beam
3223-3224	G11	215	W27×336	250	0.42	
5122-5123	G21	212	W27×336	250	0.44	main deck beam
5033-5043	G22	204	W24×162	250	0.47	
7027-7037	F32	215	W300×90	250	0.33	roof deck beam
7125-7126	G31	218	W24×162	250	0.40	

(4) 절점 천공전단 요약

· 자켓구조물은 강관 절점부에서 발생하는 응력 집중으로 인하여 천공전단에 대해서 취약하므로 이에 대한 검토를 수행하였다. 해석한 결과는 다음과 같으며, 검토 결과 모든 절점에서 load 및 strength U.C가 1.0 이하인 안전한 값을 가지도록 설계되었음을 알 수 있다.

표(7-4-35) 절점 천공전단 검토

절 점	단 면 (mm)	항복강도 (MPa)	load unity check	strength unity check	비 고
1026	1,115ϕ×29.5	345	0.325	0.418	access deck DL.(+) 17.0m
1226	1,115ϕ×29.5	345	0.329	0.418	
4222	909ϕ×25.5	345	0.541	0.495	deck column DL.(+)23.3m
4226	909ϕ×25.5	345	0.564	0.495	
6222	909ϕ×25.5	250	0.410	0.425	deck column DL.(+)31.7m
6226	909ϕ×25.5	250	0.402	0.425	

부 록 2 편

항만구조물의 신뢰성 설계법

제1장 총 론

제2장 설계변수의 확률분포

제3장 한계상태함수

제4장 신뢰성 설계법

제5장 신뢰성 설계사례

MINISTRY OF OCEANS AND FISHERIES / 해 양 수 산 부

부록 2편 항만구조물의 신뢰성 설계법

제 1 장 총 론

1-1 목 적

이 '항만 및 어항 설계기준·해설'의 부록에서는 항만구조물 중에서 가장 중요한 방파제와 안벽을 중심으로 확률론적 신뢰성 설계방법을 설명하고자 한다. 신뢰성설계는 항만구조물 설계 시 사용되는 각종 설계변수의 확률적 변동성을 고려함으로써 외부 하중의 작용에 의한 구조물의 기능 및 성능 상실의 확률을 정량적으로 산정하는 것이다. 구조물의 위험도를 고려하고 관리하여 항만구조물을 안정적으로 사용하는데 필요한 충분한 신뢰성을 확보하는데 그 목적이 있다.

1-2 적용범위

본 부록에서 다루는 항만구조물은 경사식 방파제, 케이슨식 방파제, 케이슨식 안벽 및 잔교식 안벽이다. 이외의 다른 구조형식(블록식 방파제 및 안벽, 셀룰러 블록식 방파제 및 안벽 등)에 대한 신뢰성 설계방법도 여기에서 제시하는 방법론을 각 구조형식의 한계상태에 적합하도록 변형하여 적용할 수 있다.

1-3 제한사항

신뢰성설계는 구조물의 설계변수의 확률적 변동성을 고려하여 구조물이 한계상태에 도달하게 되는 확률을 정량적으로 산정한다. 산정된 파괴확률의 정확도를 높이기 위해서는 설계 확률변수의 확률적 변동성을 정확하게 추정해야 하며 한계상태함수에 대한 수학적 모델이 실제 파괴현상을 정확하게 모사할 수 있어야 한다. 그러나 물리적 현상을 수학적 기법으로 해석하는 과정에서 불가피 하게 다양한 가정과 제한사항이 따르게 되며 이로 인해 파괴확률에 다소 오차가 발생할 수 있다. 본 부록에서 제시하는 신뢰성표준서에서는 지금까지 널리 알려진 역학적 이론 및 실험결과를 최대한 반영하여 이러한 오차가 최소화되도록 하였다. 여기에서 적용된 대표적 가정 및 제한사항들은 다음과 같다.

1-3-1 확률변수의 독립성

방파제 및 안벽의 신뢰성설계에 사용하는 확률변수는 확률적으로 서로 독립이라는 가정을 적용한다. 예를 들어, 대표적인 확률변수인 항복응력, 지진계수 및 지반반력계수는 서로 독립적인 사상에서 확률적 변동성을 가진다. 실제로 부재의 항복응력은 지진의 크기와는 관계가 없는 확률변수이다. 다만, 지진계수는 지반의 동적 특성이 반영된다면 지반반력계수와 어느 정도 확률적 종속성이 존재할 수도 있다. 그러나 여기에서는 이 두 확률변수 사이에 존재할 수 있는 어떠한 확률적 종속성도 고려하지 않는다.

1-3-2 확률분포의 대표성

여기에서 다루고 있는 확률변수는 제3장에서 제시하고 있는 확률분포 중 한 가지를 따른다고 가정하였다. 이러한 확률변수는 자연계에서 취득한 자료를 적절한 추정방법을 사용하여 그 분포를 추정하며 추정한 확률분포가 적정한지는 별도의 방법으로 검정한다. 그러나 검정을 통과하였다 하더라도 대표적 확률분포가 자연계의 확률변수를 표현하는 데에는 한계가 있을 수 있으며 이로 인해 신뢰성 설계에 오차가 발생할 수 있다.

1-3-3 파괴모드의 정의

여기에서 정의한 구조물의 파괴모드 및 한계상태함수는 실제 항만구조물의 파괴에 근거한 것이다. 현행 설계법에서는 허용응력을 이용하여 부재의 안정성을 평가하지만 실제 파괴는 부재의 최대 응력이 항복응력을 초과할 때 발생한다. 또한, 한 개의 부재가 파괴에 도달한 후 여유그림(redundancy)로 인해 전체적인 붕괴가 발생하지는 않더라도 최초 부재의 파괴가 구조물에 심각한 안전상의 문제를 초래할 수 있으므로 최초부재 하나만을 가지고 파괴모드를 정의하였다.

1-4 항만구조물의 요구성능

1-4-1 사용성 기준 요구성능

[1] 방파제

방파제의 성능은 항내 정온의 확보, 수심의 유지, 해안의 결괴 방지, 고조에 의한 제내 수위상승의 억제, 진파에 의한 침입파의 감쇄, 나아가서는 항만시설 및 배후지를 파랑, 고조, 진파로부터 방호하는 것 등이 있다. 또한, 근년에는 바다에 접근하고 바다에 접촉하는 등의 이용자가 물에 친숙해질 수 있는 기능(친수기능)도 요구되고 있다. 일반적으로 방파제는 이들 기능 중 몇 가지를 합쳐 설치하는 경우가 많다. 사용성 기준의 성능은 방파제가 어떠한 외력(바람, 조위, 파랑 등)의 작용에 의해서도 항내 정온의 확보, 파랑과 고조로부터 항만시설 및 배후지를 보호하는 등 방파제의 기본 기능을 수행할 수 있는 상태를 말한다. 신뢰성 설계 기준의 사용성 요구성능을 만족하기 위해서는 확률적 변동성을 고려한 방파제의 파괴확률이 사용성 기준의 목표파괴확률을 초과하지 않아야 한다. 사용성 기준의 목표파괴확률은 방파제가 그 기능을 수행하기 위하여 필요한 최소치로 설정한다.

[2] 안벽

사용성 기준의 요구성능이란 안벽에 어떠한 외력(토압, 잔류수압, 동수압, 선박견인력, 지진력, 상재하중 등)이 작용하는 경우에도 선박의 계류, 컨테이너 크레인의 가동 등 안벽의 기본 기능을 수행할 수 있는 상태를 말한다. 여기에는 작용외력에 의해 부재의 응력과 변위가 허용치를 초과하지 않는다는 조건이 포함되어 있다. 신뢰성설계 기준의 사용성 요구성능을 만족하기 위해서는 확률적 변동성을 고려한 안벽의 파괴확률이 사용성 기준의 목표파괴확률을 초과하지 않아야 한다. 사용성 기준의 목표파괴확률은 각 안벽이 그 기능을 수행하기 위해 필요한 최솟값으로 설정한다.

1-4-2 안정성 기준 요구성능

[1] 방파제

안정성 기준 성능은 방파제가 외력의 작용에 의해서 심각한 붕괴가 발생하여 그 기능을 수행하지는 못하더라도 전체적인 붕괴에 의해 인명의 피해를 유발하지 않는 상태를 말한다. 신뢰성 설계 기준의 안정성 요구성능을 만족하기 위해서는 확률적 변동성을 고려한 방파제의 파괴확률이 안정성 기준의 목표파괴확률을 초과하지 않아야 한다. 안정성 기준의 목표파괴확률은 방파제가 안정성을 확보하기 위하여 필요한 최소치로 설정한다. 경사제는 사석부의 활동 및 재료의 중량, 그리고 제체 전체의 안정을 검토하며, 직립제는 직립부의 활동 및 전도와 마운드 및 지반의 지지력을 검토한다.

[2] 안벽

안정성 기준의 요구성능은 외력의 작용에 의해 안벽에 심각한 붕괴가 발생하여 그 기능을 수행하지는 못하더라도 안벽 전체가 붕괴하여 다른 시설물(크레인, 적재컨테이너 및 배후시설)이나 인명의 피해를 유발하지 않는 상태를 말한다. 신뢰성설계 기준의 안정성 요구성능을 만족하기 위해서는 확률적 변동성을 고려한 안벽의 파괴확률이 안정성 기준의 목표파괴확률을 초과하지 않아야 한다. 안정성 기준의 목표파괴확률은 안벽이 안정성을 확보하기 위해 필요한 최소치로 설정한다.

제 2 장 설계변수의 확률분포

2-1 통계학적 확률분포

2-1-1 확률변수

[1] 정의

자연계에 존재하는 모든 물리량에는 언제나 불확실성이 존재한다. 공학적 관점에서 불확실성을 분류하면 세 가지로 나눌 수 있다. 첫째, 물리량 자체가 가지고 있는 고유의 불확실성 즉, 내재적 불확실성(inherent uncertainty)이다. 예를 들어, 케이슨 중량의 경우, 습도나 온도 등 환경변화나 시간에 따른 건조수축 등의 영향으로 그 값이 일정치 않다. 둘째, 통계학적 불확실성(statistical uncertainty)이다. 케이슨의 중량을 측정한다고 가정하면 사용한 계측기나 계측을 수행한 기술자 또는 계측방법 등에 따라 모두 다른 값을 가진다. 이것은 동일한 물리량이라 하더라도 계량화된 값을 얻는 과정에서 발생하는 불확실성으로 계측회수에 따라 불확실성의 정도가 다르게 된다. 마지막으로 사용모델의 불확실성(modeling uncertainty)이다. 안벽의 외적 안정성 평가에 주로 사용하는 활동 검토식은 제체가 수평방향으로 활동할 때 지반의 변형이 발생하지 않는다는 가정이 포함되어 있다. 다만, 이러한 가정은 안정성 평가가 용이하도록 매우 단순화한 가정이며 실제로는 지반의 변형이나 케이슨의 연직방향 운동으로 인해 활동안정 평가식에는 실제로 많은 불확실성이 존재한다. 이러한 다양한 원인에 의해 발생하는 불확실성을 포함한 물리량을 공학설계에 사용할 때 이를 확률변수(random variable)라 하며 신뢰성 설계를 위해 그 변동의 특성이 정립되어야 한다.

[2] 통계치

확률변수의 통계적 특성을 정량화시키기 위해 사용되는 대표적인 도구로써 평균(mean, μ_X), 표준편차(standard deviation, σ_X), 편심계수(skewness coefficient, δ_X) 등이 있다. 이들은 각각 다음과 같은 방법으로 계산할 수 있다.

평균은

$$\mu_X = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} X_i \tag{2-1}$$

표준편차는

$$\sigma_X = \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}(X_i - \mu_X)^2} \tag{2-2}$$

편심계수는

$$\delta_X = \frac{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}(X_i - \mu_X)^3}{\sigma^{3_X}} \tag{2-3}$$

여기서, N은 특성분석에 사용한 확률변수의 개수를 의미한다. 이와 같은 특성치들은 각각 1차, 2차 및 3차 모멘트(moment)라고 부르기도 한다. 평균은 여러 변동치 중에서 평균적으로 기대되어 지는 기댓값을 의미하며 표준편차는 평균으로부터 변동치들이 분산된 정도를 나타낸다. 편심계수는 평균을 중심으로 그 발생확률이 대칭성을 보이는지를 평가하는 지표이다.

[3] 특성치

확률변수는 2-1-1 [2]에 제시된 것과 같은 다양한 확률분포 중 하나로써 표현할 수 있다. 그러나 일정 구간에서 변동성을 보이는 확률변수를 이용하여 신뢰성 설계를 수행하고자 할 때 그 확률변수를 대표하는 하나의 값을 사용할 필요가 있다. 이것은 level I과 같은 신뢰성설계 방법에서 주로 사용되는데 각 파괴모드에 대한 안정성 검토식에는 확률변수를 대표할 하나의 값을 사용한다. 이 값은 그 구조물의 신뢰도 수준을 고려하여 결정하며 이 값을 통해 설계된 구조물의 신뢰도 수준은 일정 범위를 벗어나지 않는다. 이렇게 하나의 확률변수를 대표하는 대표적 설계값을 특성치(characteristic value)라 한다.

확률변수의 변동특성을 특성치로 표현할 수 있는데 평균치비가 대표적이다. 평균치비는 확률변수의 특성치에 대한 평균치의 비로써 다음과 같이 나타낸다.

$$a_X = \frac{\mu_X}{X_k} \tag{2-4}$$

또한, 표준편차와 평균치의 비를 변동계수(coefficient of variation, V)라 하여 다음과 같이 정의한다.

$$V = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \tag{2-5}$$

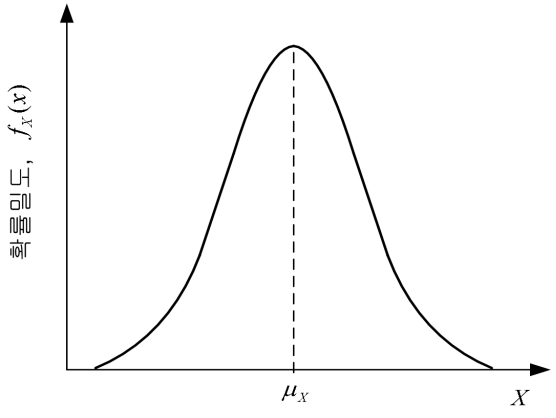
2-1-2 확률밀도함수 및 누적분포함수

[1] 정의

확률변수의 통계적 특성을 표현하는 평균, 표준편차, 변동계수 등은 확률변수의 대표적 특성만을 말해주며 보다 세밀한 확률특성을 표현하기 위해 확률밀도함수(probability density function, PDF)와 누적분포함수(cumulative distribution function, CDF)를 사용한다. 확률밀도함수는 단위 구간에 대한 해당 확률변수의 발생 확률을 나타내는 함수로써 확률의 밀도를 나타내는 함수이다. 즉, 확률변수 X가 구간 $x < X < x + dx$사이에 발생할(또는 존재할) 확률을 확률밀도함수 $f_X(x)$를 이용하여 표현하면 다음과 같다.

$$prob(x < X < x + dx) = \int_{x}^{x+dx} f_X(x)dx \tag{2-6}$$

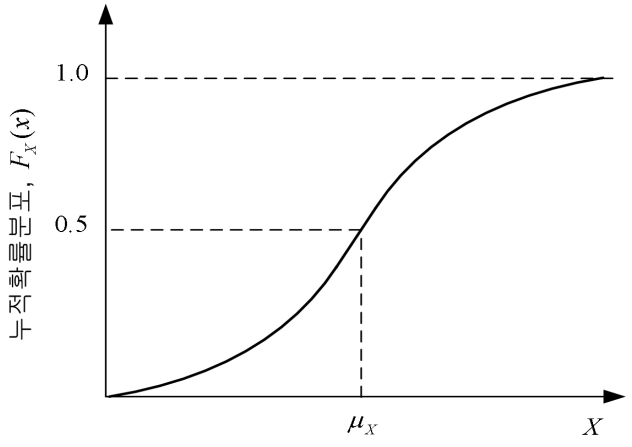
그림은 정규분포 확률변수의 확률밀도함수를 보여주고 있다.



그림(2-1) 확률밀도함수

누적분포함수는 확률밀도함수와 밀접하게 관련되어 있다. 위와 같은 확률밀도함수를 가지는 확률변수 X가 x보다 작을 모든 확률(또는 비초과 확률)을 누적분포함수 $F_X(x)$로 정의하며 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^{x} f_X(x)dx \tag{2-7}$$



그림(2-2) 누적확률분포함수

그림은 정규분포 확률변수에 대한 누적분포함수를 보여주고 있다. 누적분포함수는 0에서 1까지의 범위에서 그 값을 가지게 된다.

[2] 확률분포의 종류

(1) 정규분포(normal distribution)

확률밀도함수는 확률변수의 분포특성에 따라 다양한 형태를 띠게 된다. 가장 많은 유형은 정규분포(또는 가우스분포)로써 평균(μ_X)과 표준편차(σ_X)를 이용하여 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_X\sqrt{2\pi}} exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_X}{\sigma_X}\right)^2\right] \tag{2-8}$$

(2) 표준정규분포(standard normal distribution)

평균이 0이고 표준편차가 1인 경우를 표준정규분포라고 하며 다음과 같은 확률밀도함수를 가진다.

$$f_S(s) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} exp\left[-\frac{1}{2}x^2\right] \tag{2-9}$$

(3) 대수정규분포(lognormal distribution)

확률변수가 가질 수 있는 값의 범위가 양의 값으로만 한정될 때 주로 사용되는 확률분포로써 다음과 같은 확률밀도함수를 갖는다.

$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\zeta x} exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x-\lambda}{\zeta}\right)^2\right] \qquad x > 0 \tag{2-10}$$

여기서, λ, ζ는 $\ln x$의 평균과 표준편차이다.

(4) 극치분포(extreme distribution)

항만설계에 주로 사용되는 확률분포에는 극치분포가 있다. 극치분포는 일정기간 동안 발생한 확률변수의 최댓값 또는 최솟값들이 보이는 확률분포함수이다. 예를 들어 내진설계를 위해 지진가속도를 사용하는데 지진은 발생한 지진 중에서 가장 큰 값이 설계를 위해 사용된다. 따라서 관측된 지진가속도는 매년 최댓값을 이용하여 통계처리 하는데 이 때 매년 발생한 지진의 최댓값들이 극치분포를 따르게 된다. 극치분포에는 type I, II 및 III 등 세 가지가 있다.

(5) Gumbel 분포

극치 수문 현상의 분석에 많이 사용되고 있으며 EV-1(extreme value type I) 분포 또는 Fisher-Tippett I 분포라고도 불린다. Gumbel 분포의 확률밀도함수는 다음 식과 같이 주어진다 (Gumbel, 1958).

$$f(x)= \frac{1}{\alpha}\exp\left\{-\frac{(x-x_0)}{\alpha}-\exp\left[-\frac{(x-x_0)}{\alpha}\right]\right\} \tag{2-11}$$

여기서, α는 척도모수, x_0는 위치모수이다. 또한 Gumbel 분포의 왜도계수(coefficient of skewness)는 1.1396으로 고정된 상수 값을 갖는다.

2-1-3 결합확률분포

두 가지 이상의 확률변수가 통계적으로 영향을 미칠 때 이 들을 결합 확률밀도함수로 표현할 수 있다. 결합 확률밀도함수(joint PDF)는 누적분포함수와 다음의 관계가 성립한다.

$$F_{X_1X_2\cdots X_n}(x_1, x_2, \cdots, x_n)= \int_{-\infty}^{x_1}\int_{-\infty}^{x_2}\cdots\int_{-\infty}^{x_n} f_{X_1X_2\cdots X_n}(x_1, x_2, \cdots, x_n)dx_1, dx_2\cdots dx_n \tag{2-12}$$

만일, 고려하는 확률변수가 통계적으로 독립일 때 결합 확률밀도함수는 개별 확률밀도함수를 이용하여 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$F_{X_1X_2\cdots X_n}(x_1, x_2, \cdots, x_n)= f_{X_1}(x_1)f_{X_2}(x_2)\cdots f_{X_n}(x_n) \tag{2-13}$$

2-1-4 확률분포추정

[1] 모멘트법

확률변수의 샘플을 이용하여 확률분포함수의 변수를 추정할 수 있다. 정규분포 함수의 경우 샘플의 1차 및 2차 모멘트인 평균과 표준편차를 구함으로써 확률밀도함수를 얻을 수 있다. 이와 같이 샘플의 모멘트를 이용하여 확률밀도함수를 추정하는 방법을 모멘트법(method of moment)이라 한다. 샘플을 이용한 평균과 분산은 다음과 같다.

$$\mu_X = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} X_i \tag{2-14}$$

$$\sigma_X^2 = \frac{1}{N-1}\sum_{i=1}^{N} (X_i - \mu_X)^2 \tag{2-15}$$

모멘트법을 이용하면 극치분포에 사용되는 변수와 샘플모멘트 사이의 관계를 구할 수 있다.

표(2-1) 극치분포의 변수와 모멘트 관계

극치분포 종 류	누적분포함수형태	모멘트와 특성변수의 관계
type I	$F_X(x) = \exp[-e^{-\alpha(x-u)}]$	$\mu_X = u + \frac{0.5772}{\alpha}$ $\sigma_X = \frac{\pi}{\sqrt{6}\,\alpha}$
type II	$F_X(x) = \exp\left[-\left(\frac{v}{x}\right)^k\right]$	$k = \alpha$ $v = e^u$
type III	$F_X(x) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{x-c}{b}\right)^k\right]$	$c = w - \frac{\sigma_X}{[\Gamma(1+2/k) - \Gamma^2(1+1/k)]^{0.5}}$ $b = \frac{\sigma_X}{\sqrt{\Gamma(1+2/k) - \Gamma^2(1+1/k))}}$

표에서 type III 분포의 k는 감마함수와 편심계수를 이용하여 다음 식으로부터 구한다.

$$\theta_X = \frac{\Gamma(1+3/k) + 2\Gamma^3(1+1/k) - (1+2k)\Gamma(1+1/k)}{[\Gamma(1+2/k) - \Gamma^2(1+1/k))]^{3/2}} \tag{2-16}$$

여기서, 감마함수는 다음과 같다.

$$\Gamma(x) = \int_0^\infty t^{x-1} e^{-t} dt \tag{2-17}$$

또한, w는 감마함수와 평균 및 표준편차를 이용하여 다음과 같이 구한다.

$$w = \frac{[1+\Gamma(1+1/k)]\,\alpha_X}{[\Gamma(1+2/k) - \Gamma^w(1+1/k)]^{0.5}} + \mu_X \tag{2-18}$$

[2] 최우도법

최우도법(maximum likelihood method)은 확률분포의 변수추정을 위한 또 하나의 방법이다. 최우도법에서는 특정 샘플에 대한 우도함수(likelihood)는 해당 샘플 값에서의 확률밀도함수에 비례한다는 가정에서 출발한다. 추정에 사용하는 샘플이 무작위로 추출된 값이라고 가정하고 n개의 샘플에 대한 우도함수를 구하면 다음과 같다.

$$L(x_1, x_2, \cdots, x_n;\theta) = f_X(x_1;\theta) f_X(x_2;\theta) \cdots f_X(x_n;\theta) \tag{2-19}$$

이 우도함수를 최대로 만드는 변수 θ는 우도함수를 최댓값으로 만들기 때문에 다음의 관계가 성립한다.

$$\frac{\partial L(x_1, x_2, \cdots, x_n;\theta)}{\theta} = 0 \tag{2-20}$$

위 식을 이용하여 확률분포함수의 변수 θ를 추정할 수 있다. 우도함수가 확률밀도함수의 곱으로 표현되기 때문에 다음과 같이 대수함수를 이용하여 변수를 추정할 수도 있다.

$$\frac{\partial \ln L(x_1, x_2, \cdots, x_n;\theta)}{\partial \theta} = 0 \tag{2-21}$$

2-1-5 확률분포의 검증

모멘트법이나 최우도법 등으로 추정한 확률분포를 사용하기 위해서는 객관적 검증을 거쳐야 한다. 이것을 확률분포함수의 검증 또는 적합도 검정이라 한다. 추정분포의 검정에 사용되는 방법으로는 대표적으로 Kolmogorov – Smirnov 검정법과 χ^2(Chi-square) 검정법 두 가지가 있다.

2-2 설계변수의 확률분포

2-2-1 방파제

방파제 신뢰성설계에 사용되는 확률변수로는 경사식 방파제의 경우 유의파고, 유의파주기, 파형경사, 피복재 중량, 사면경사 등이 있으며 케이슨식 방파제는 여기에 파력, 양력, 마찰계수, 제체중량 등이 추가 된다. 각 확률변수의 변동특성에 대해서는 항만구조물 신뢰성설계 표준서(방파제 편)을 참조할 수 있다.

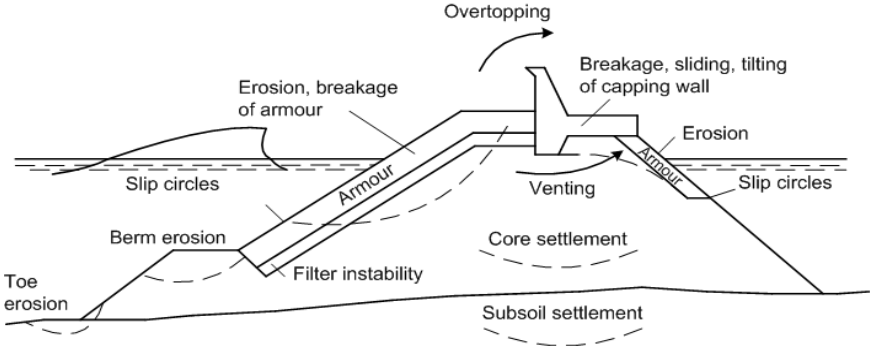
2-2-2 안벽

케이슨식 안벽의 설계 확률변수에는 전면조위, 잔류수위, 지진계수, 단위중량, 마찰계수, 토압, 활하중 등이 있으며 각 확률변수는 고유한 확률변동성을 가진다. 잔교식 안벽의 경우는 지반반력계수, 항복응력, 집중하중 등이 추가된다. 각 확률변수의 확률적 변동성은 항만구조물 신뢰성설계 표준서(안벽 편)을 참조할 수 있다.

제 3 장 한계상태함수

3-1 경사식 방파제

3-1-1 사석식 경사제



그림(3-1) 경사제의 잠재적 파괴모드

사석재에 대한 Hudson의 중량 산정식을 이용하면 한계상태함수는 다음 식과 같이 정의된다.

$$Z_H = A_H \triangle D_n (K_D \cot\alpha)^{1/3} - H_s \tag{3-1}$$

여기서 A_H는 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이고, $\triangle = \gamma_s/\gamma_w - 1$, γ_s와 γ_w는 각각 피복재 및 해수의 단위중량, W는 피복재의 중량, $\cot\alpha$는 제체의 경사, K_D는 피해율(degree of damage)로 피복재의 종류, 쇄파 및 비쇄파, 피복층의 두께, 거치 방법 등에 의하여 결정되는 안정상수, H_s는 유의설계파고이다.
동일하게 Van der Meer 중량 산정식을 이용하면 Van der Meer 경험식의 한계상태함수는 다음 식 (3.2)와 같이 정의된다.

$$Z_{VR} = A_{VR} S^{0.2} P^{0.18} \triangle D_n \cot\alpha^{0.5} s_{om}^{0.25} N_w^{-0.1} - H_s, \quad \text{for Plunging} \tag{3-2a}$$

$$Z_{VR} = A_{VR} S^{0.2} P^{-0.13} \triangle D_n \cot\alpha^{(0.5-P)} s_{om}^{-0.5P} N_w^{-0.1} - H_s, \quad \text{for Surging} \tag{3-2b}$$

여기서 A_{VR}은 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이고 S는 피해수준(damage level)을 나타내는 변수, P는 피복층의 공극 정도를 나타내는 확률변수(permeability coefficient), s_{om}는 파형경사(wave steepness), 그리고 N_w는 입사파랑의 수(number of waves)이다. 식 (3-2)에는 식 (3-1)에서 고려할 수 없었던 주기 및 입사파수 등에 대한 영향 등이 포함되었다.

3-1-2 테트라포드(TTP)

Hudson 경험식의 한계상태함수는 이미 앞에서 제시한 사석재의 한계상태함수, 식 (3.1)과 동일하게 정의된다. 다만 피복재의 종류에 따라 맞물림(interlocking)의 정도가 다르기 때문에 K_D가 다르게 정의되어야 한다.

Van der Meer가 TTP에 대하여 제시한 제체경사 1:1.5에 대하여 적용 가능한 중량 산정식을 이용하면 TTP에 대한 Van der Meer 경험식의 한계상태함수는 다음 식과 같이 정의된다.

$$Z_{VT} = A_{VT}\left(3.75\frac{N_{od}^{0.5}}{N_w^{0.25}} + 0.85\right)s_{om}^{-0.2}\triangle D_n - H_s \tag{3-3}$$

여기서, A_{VT}는 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이고 N_{od}는 피복재의 피해개수(number of displaced units within D_n) 이다.

3-1-3 cube 블록

Van der Meer의 cube 블록에 대한 경험식의 한계상태함수를 다음 식으로 제시하였다.

$$Z_C = A_C\left(6.7\frac{N_{od}^{0.4}}{N_w^{0.3}} + 1.0\right)s_{om}^{-0.1}\triangle D_n - H_s \tag{3-4}$$

A_C는 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이며, 다른 변수들은 앞에서 정의되었다.

3-1-4 dolos

dolos의 중량을 결정하기 위하여 Burcharth가 경험식을 제시하였다. 따라서 본 기준서에서는 Burcharth의 경험식에 대한 한계상태함수를 다음 식에 제시하였다.

$$Z_D = A_D\triangle D_n(47-72r)\phi D^{1/3}N_w^{-0.1} - H_s, \quad \text{without superstructure} \tag{3-5a}$$

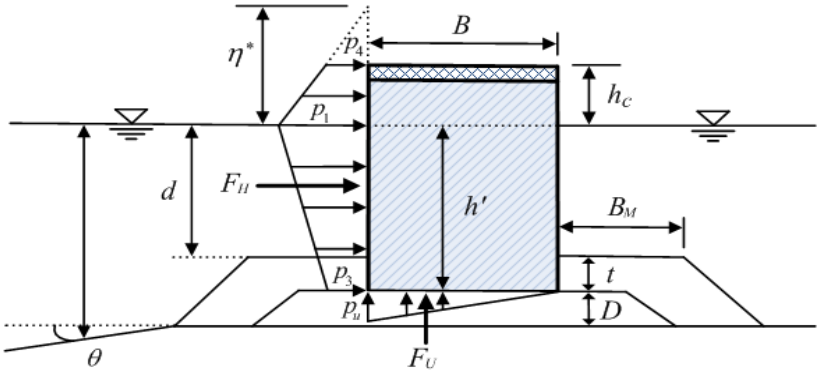
$$Z_D = A_D\triangle D_n(43-66r)\phi D^{1/3}N_w^{-0.1} - H_s, \quad \text{with superstructure} \tag{3-5b}$$

여기서, A_D는 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이며, r은 dolos의 허리비(dolos waist ratio), ϕ는 맞물림정그림(packing density)를 나타내는 변수, 그리고 D는 일정 영역에서 정의된 dolos의 상대 피해개수(relative number of units)를 나타내는 변수이다.

3-2 케이슨식 방파제

3-2-1 활동

파압 작용시의 활동에 대한 안전성 평가 및 신뢰성 모형을 수립하기 위한 케이슨식 방파제의 단면 제원들이 그림(3-2)에 제시되었다.



그림(3-2) 케이슨식 방파제의 단면 제원

결정론적 설계법에서 직립 케이슨의 활동에 대한 안전성은 파랑에 의하여 직립 케이슨에 작용하는 파력과 자중의 관계로부터 다음 식과 같이 정의되는 안전계수, F_S를 이용하여 해석할 수 있다.

$$F_S = \frac{f\,(W - F_U)}{F_H} \tag{3-6}$$

식 (3-6)은 파랑에 의하여 작용하는 수평파력 F_H와 양압력 F_U 및 케이슨의 유효자중 W의 합력에 의한 힘의 평형식으로부터 수립된 것이다. 여기서 f는 케이슨과 사석 마운드 사이에서 발생되는 마찰계수로 활동이 진행 중일 때는 운동 마찰을 사용하여야 하나 자료가 불충분하기 때문에 본 연구에서는 정지 마찰계수를 사용하기로 한다.

여기서 식 (3-6)의 수평파력, F_H와 양압력, F_U는 다음 식과 같이 정의된다.

$$F_H = \frac{1}{2}\left[(p_1 + p_3)h' + (p_1 + p_4)h_c^*\right] \tag{3-7a}$$

$$F_U = \frac{1}{2}p_u\,B \tag{3-7b}$$

따라서 직립 케이슨의 벽면과 직각인 축과 입사각 β 를 가지고 내습하는 파랑에 의하여 작용되는 수평파압은 사다리꼴 분포를 따르고, 양압력인 경우는 삼각형 분포를 따른다는 Goda의 파압 산정식을 적용하게 구할 수 있다.

따라서 이하에서는 결정론적 설계법의 대안으로 제시되고 있는 신뢰성설계법의 근간이 되는 신뢰성 해석 모형을 설명하고자 한다. 먼저 혼성제 직립 케이슨의 활동을 확률론적으로 해석하기 위한 신뢰함수는 다음 식과 같이 정의할 수 있다.

$$Z_S = (W - C_U F_U) f - C_H F_H \tag{3-8}$$

여기서, C_U와 C_H는 파력산정 과정에 포함될 수 있는 불확실성을 추가적으로 고려하기 위하여 도입된 확률변수로 통계적으로는 편이(bias)에 해당한다(CEM., 2006). 식 (3-8)은 파력의 불확실성을 직접 고려하기 위해 수립된 신뢰함수로 안전계수, $F_S = 1.0$을 만족한다. 현행의 결정론적 설계법에서는 안전계수를 20% 할증시키고 있는데, 이는 각각의 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 위험한 방향으로 나타날 수 있는 가능성에 대한 우려를 반영한 것이다. 그러나 이론적으로는 안전계수가 1.0을 초과하는 순간, 즉, 외력이 저항력보다 커지는 순간에 활동이 시작된다. 따라서 식 (3-8)의 신뢰함수가 $Z_S > 0$면 직립 케이슨은 이론적으로 안정한 상태가 되고, $Z_S < 0$은 불안정한 상태, 즉, 활동이 발생되는 파괴상태가 된다. 또한 신뢰성 해석에서 $Z_S = 0$을 만족하는 상태를 한계상태라 정의한다. 따라서 신뢰성 해석에서는 파괴상태가 발생되는 경우의 수를 불확실성을 갖는 관련 확률변수들의 통계적 특성을 이용하여 확률적으로 계산하는 문제가 된다. 그러므로 파괴확률을 계산하기 위해서는 각각의 확률변수들의 통계적 특성, 평균과 분산 그리고 분포특성들에 대한 자료가 필요하게 된다.

3-2-2 전도

결정론적 설계법에서 직립 케이슨의 전도에 대한 안전성은 파랑에 의하여 직립 케이슨에 작용하는 파력모멘트와 자중모멘트의 관계로부터 다음 식과 같이 정의되는 안전계수, F_S를 이용하여 해석할 수 있다.

$$F_S = \frac{Mgt - M_U}{M_P} \tag{3-9}$$

여기서 M은 케이슨의 질량(mass)이고, t는 케이슨 하단 끝단에서 자중이 작용하는 점까지의 거리이고, 동일하게 케이슨 하단 끝단에 대한 수평 파력모멘트, M_P와 양력모멘트, M_U는 다음 식과 같이 정의된다.

$$M_P = \frac{1}{6}(2p_1 + p_3)h'^2 + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h' h_c^* + \frac{1}{6}(p_1 + 2p_4)h_c^{*2} \tag{3-10a}$$

$$M_U = \frac{2}{3} F_U B \tag{3-10b}$$

케이슨식 방파제의 전도를 확률론적으로 해석하기 위한 신뢰함수는 식 (3-9)를 이용하여 다음 식과 같이 정의할 수 있다.

$$Z_O = (Mgt - V_U M_U) f - V_H M_P \tag{3-11}$$

여기서 V_U와 V_H는 파력산정 과정에 포함될 수 있는 불확실성을 추가적으로 고려하기 위하여 도입된 확률변수로 통계적으로는 편이(bias)에 해당한다(CEM., 2006).

3-2-3 지반지지력

간편 Bishop법에 의한 사석마운드 기초 상·하부에서의 지지력 파괴모드에 대한 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_b(X) = \sum \frac{(cb + W'\tan\phi)\sec\alpha}{\frac{1+(\tan\alpha\tan\phi)}{F.S}} - \sum W\sin\alpha + (\frac{1}{R})\sum Ha \qquad (3\text{-}12)$$

여기서, W : 단위길이당 분할편의 전체중량
α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각도
R : 활동원의 반경
H : 활동원 내의 토괴에 작용하는 수평외력
a : 수평외력 작용점에서 활동원 중심까지의 거리
c : 비배수 전단강도(점성토) 또는 겉보기 점착력(사질토)
b : 분할편의 폭
W' : 단위길이당 분할편의 유효중량
ϕ : 사질토 지반의 내부마찰각
$F.S$: 간편 Bishop법에 의한 안전율

3-2-4 원호활동

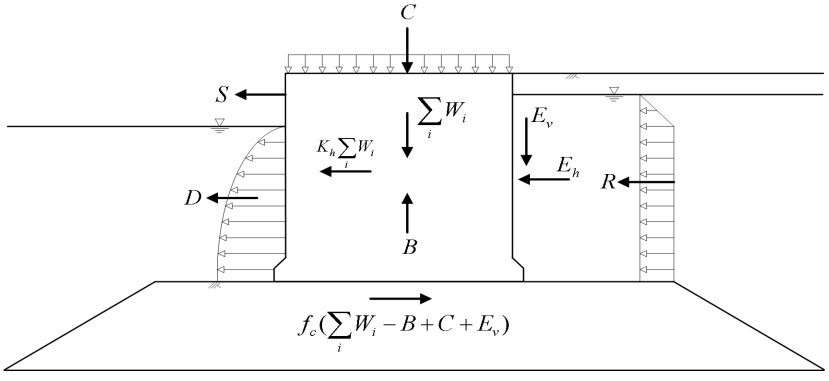
기초지반이 연약한 경우는 벽체배면과 사석층의 임의 점을 통과하는 원호활동에 대한 안정검토가 필요하다. 이러한 원호활동 검토 시는 수정 Fellenius 방법에 의한 절편법을 이용하며 안정조건은 다음과 같다.

$$g = \sum (c'b + W'\cos^2\alpha\tan\phi')\sec\alpha - \sum W\sin\alpha + \frac{1}{R}\sum Ha \qquad (3\text{-}13)$$

여기서, b : 분할편의 폭
$W(W')$: 단위 길이당 분할편의 전체(유효)중량
α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각
R : 활동원의 반경
H : 활동원호 내의 분할편에 작용하는 수평력
a : H의 작용점과 활동원의 중심 사이의 팔길이

3-3 케이슨식 안벽

3-3-1 활동



그림(3-3) 중력식 안벽에 작용하는 하중

케이슨식 안벽의 활동파괴 해석을 위한 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_s = f_c\left(\sum W_i - B + C + E_v\right) - \left(E_h + S + R + D + K_h \sum W_i\right) \tag{3-14}$$

여기서, f_c : 제체 저면과 마운드 사이의 마찰계수
W_i : 제체중량(철근콘크리트, 무근콘크리트 및 채움석)
B : 제체의 수중부분에 의한 부력
C : 상재하중
E_v : 연직토압 합력
E_h : 수평토압 합력
S : 선박에 의한 견인력
R : 제체 배면의 잔류수위에 의한 합력
D : 지진 시 제체 전면의 해수에 의한 동수압 합력
K_h : 지진계수

3-3-2 전도

중력식 안벽의 전도 파괴모드에 대한 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_o(X) = \sum_i d_{W_i} W_i - d_b B + d_C C + d_{E_v} E_v - \left(d_{E_h} E_h + d_S S + d_R R + d_D D + K_h \sum d_{K_h} W_i\right) \tag{3-15}$$

여기서, W_i : 제체 중량(철근콘크리트, 무근콘크리트 및 채움석)
B : 제체의 수중부분에 의한 부력
C : 상재하중
E_v : 연직토압 합력
E_h : 수평토압 합력

S : 선박에 의한 견인력
R : 제체 배면의 잔류수위에 의한 합력
D : 지진 시 제체 전면의 해수에 의한 동수압 합력
K_h : 지진계수
d_{W_i} : 제체 중량 W_i의 작용중심과 제체 앞굽까지의 수평거리
d_B : 부력의 작용중심과 제체 앞굽까지의 수평거리
d_C : 상재하중 작용중심과 제체 앞굽까지의 수평거리
d_{E_v} : 연직토압 합력 작용중심과 제체 앞굽까지의 수평거리
d_{E_h} : 수평토압 합력 작용중심과 제체저면까지의 연직거리
d_S : 선박견인력 작용중심과 제체 저면까지의 연직거리
d_R : 잔류수압 합력의 작용중심과 제체 저면까지의 연직거리
d_D : 동수압 합력의 작용중심과 제체 저면까지의 연직거리
d_{K_i} : 제체중량 W_i의 관성력 중심과 제체 저면까지의 연직거리

3-3-3 지지력

[1] 간편 Bishop법에 의한 방법

간편 Bishop법에 의한 사석마운드 기초 상·하부에서의 지지력 파괴모드에 대한 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_b(X) = \sum \frac{(cb + W'\tan\phi)\sec\alpha}{\dfrac{1+(\tan\alpha\tan\phi)}{F.S}} - \sum W sin\alpha + (\frac{1}{R})\sum Ha \qquad (3\text{-}16)$$

여기서, W : 단위길이당 분할편의 전체중량
α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각도
R : 활동원의 반경
H : 활동원 내의 토괴에 작용하는 수평외력
a : 수평외력 작용점에서 활동원 중심까지의 거리
c : 비배수 전단강도(점성토) 또는 겉보기 점착력(사질토)
b : 분할편의 폭
W' : 단위길이당 분할편의 유효중량
ϕ : 사질토 지반의 내부마찰각
$F.S$: 간편 Bishop법에 의한 안전율

[2] 하중분산법에 의한 방법

하중분산법에 의한 사석마운드 상부에서의 지지력 파괴모드에 대한 한계상태함수는 각각 다음과 같다.

$$g_{b1}(X) = \begin{Bmatrix} q_a - \dfrac{Q}{b}\left(1+\dfrac{6e}{b}\right) \\ qa - \dfrac{4Q}{3(b-2e)} \end{Bmatrix} \quad \begin{matrix} \left(e < \dfrac{b}{6}\right) \\ \left(e > \dfrac{b}{6}\right) \end{matrix} \qquad (3\text{-}17)$$

여기서, q_a : 제체저면 허용지지력

Q : 연직력의 합계 $\left(=\sum_i W_i - B + C + E_v\right)$

b : 저면 폭(푸팅부 포함)

e : 저면지지력 합력의 편심거리 $\left(=\frac{b}{2} - \frac{M_R - M_S}{Q}\right)$

M_R : 저항모멘트 합 $\left(=\sum d_{W_i} W_i - d_B B + d_C C + d_E E_v\right)$

M_S : 외력모멘트 합 $\left(=d_{E_h} E_h + d_S S + d_R R + d_D D + K_h \sum d_{K_{hi}} W_i\right)$

사석마운드 하부 기초지반에서의 지지력 파괴모드에 대한 한계상태함수는 마운드 상부에서의 지반반력을 이용한 분산법을 적용하여 다음이 정의할 수 있다.

$$g_{b2}(X) = q_a - \left(\frac{b}{L} p_1 + \gamma_1 D\right) \tag{3-18}$$

여기서,

q_a : 기초지반의 허용지지력

R : 하중의 합력

e : R의 편심량

γ_1' : 사석의 수중단위중량

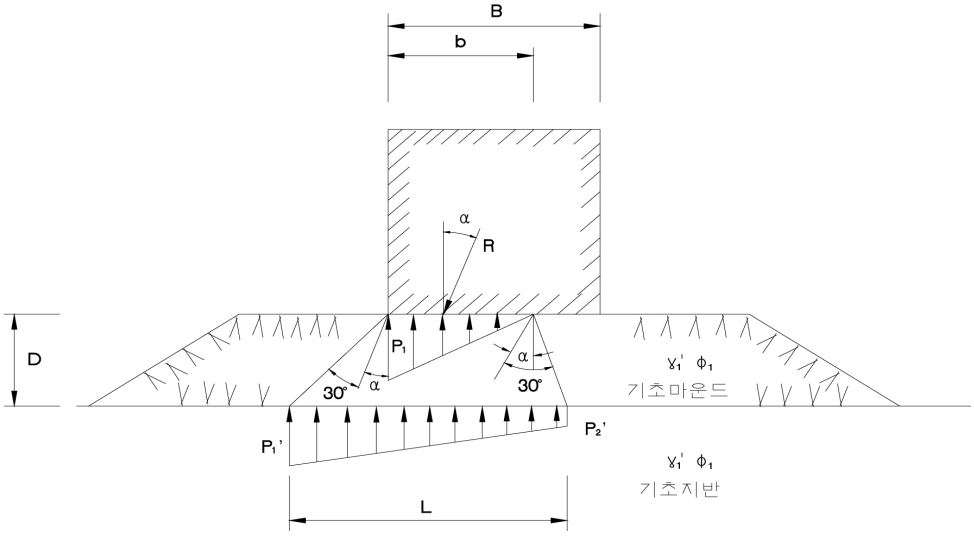
b : 사석마운드 상부에서의 지반반력 분포 폭

삼각형 분포 : $b = 3(B/2 - e)$

사다리꼴 분포 : $b = B$

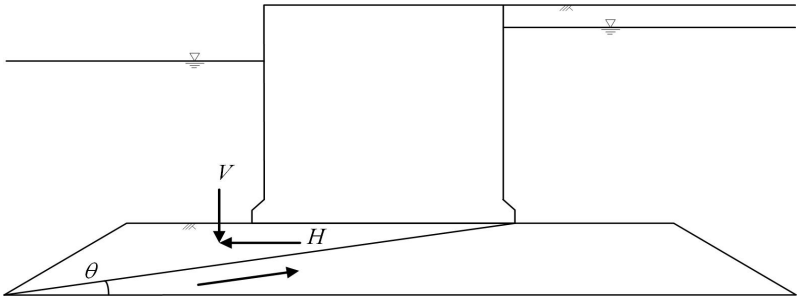
L : 기초지반 상부의 하중분포 폭

$L = b + D[\tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha)]$



그림(3-4) 마운드 상하부에서의 지반반력 계산

3-3-4 마운드 직선활동



그림(3-5) 중력식 안벽의 마운드 직선활동

사석마운드의 직선활동에 대한 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_m(X) = [\,V\cos\theta - H\sin\theta\,]f_m - [\,V\sin\theta + H\cos\theta\,] \tag{3-19}$$

여기서,

V : 직선활동부에 작용하는 연직력의 합
$\left(= \sum W_i - B + C + E_v + W_r\right)$
H : 직선활동부에 작용하는 수평력의 합
$\left(= K_h\left(\sum W_i + W_r\right) + S + E_h + R + D\right)$
W_r : 직선활동에 의해 움직이는 마운드의 중량
θ : 수평면과 활동면이 이루는 각
f_m : 직선활동면의 마찰계수

3-3-5 원호활동

중력식 안벽의 배면과 기초지반에 대한 원호활동의 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_m(X) = \sum(c'b + W'\cos^2\alpha\tan\varnothing')\sec\alpha - \sum W\sin\alpha + \frac{1}{R}\sum Ha \tag{3-20}$$

여기서,

c' : 배수 전단강도
b : 분할편의 폭
$W(W')$: 단위 길이당 분할편의 전체(유효)중량
α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각
R : 활동원의 반경
H : 활동원호 내의 분할편에 작용하는 수평력
a : H의 작용점과 활동원의 중심 사이의 팔길이

3-3-6 지반의 침하

지반침하에 대한 한계상태는 계산된 침하량이 허용침하량과 같을 경우에 발생한다.

[1] 즉시침하

즉시침하에 대한 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_{S_i}(X) = S_a - S_i \tag{3-21}$$

여기서, S_a : 허용침하량

S_i : 즉시침하량

[2] 압밀침하

압밀침하에 대한 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_{S_c}(X) = S_a - S_c \tag{3-22}$$

여기서, S_c : 압밀침하량

3-4 잔교식 안벽

지진 시 잔교식 안벽의 주요 파괴모드로는 말뚝과 상판의 접합부에서 발생하는 최대응력에 의한 파괴이다. 말뚝의 지지력 부족에 의한 부등침하가 원인이 된 구조적 파괴와 상판의 모멘트에 의한 파괴 등이 있을 수 있으나 지진에 의한 파괴확률보다 매우 미미하다. 따라서 잔교식 안벽의 한계상태로 말뚝부재의 파괴를 이용하여 정의한다. 이를 이용한 잔교식 안벽의 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_p(X) = f_y - f_{\max} \tag{3-23}$$

여기서, f_y와 $f_{\max}$는 각각 부재의 항복응력과 최대응력이다. 이 식에서 최대응력은 외력(지진력)과 부재의 역학적 특성, 기하학적 특성 및 수평 지반반력계수의 함수이므로 이를 다음과 같이 다시 쓸 수 있다.

$$g_p(X) = f_y - f_{\max}(E,\ t,\ k_h,\ K_h,\ S) \tag{3-24}$$

여기서, E, t, k_h, K_h, S는 각각 탄성계수, 부재 두께, 수평 지반반력계수, 지진계수 및 접안력이다.

제 4 장 신뢰성 설계법

4-1 level I 방법

4-1-1 정의

구조물의 신뢰성 설계에는 많은 절차와 노력, 그리고 이론적 배경에 대한 깊은 이해가 필요하다. 다시 말해 설계변수의 확률분포 특성을 규명하고 특정 파괴모드에 대한 한계상태함수를 정의하며 한계상태를 초과할 확률을 정량적으로 산정해야 한다. 수치적 방법을 이용하여 구한 한계상태 초과확률 즉 파괴확률이 허용파괴확률을 초과하지 않도록 설계를 반복적으로 수정해야 한다. 이러한 일련의 과정에는 신뢰성이론에 대한 이해와 함께 많은 노력이 수반된다. 이런 문제를 해결하기 위해 깊이 있는 신뢰성이론을 배제하면서도 설계확률변수의 변동성을 고려하기 위한 설계방법이 level I 방법이다. level I 방법에서는 파괴확률을 직접적으로 계산하지 않는다. 다만, 목표로 하는 파괴확률의 수준을 한계상태함수로써 고려함으로써 한계상태함수가 안정조건을 만족하면 목표파괴확률을 달성하는 것으로 여긴다. 또한, 설계변수의 확률변동성은 부분안전계수(partial safety factor)를 도입하여 고려한다.

4-1-2 설계절차

level I 방법의 설계절차는 다음과 같은 순서에 의한다. 우선, 구조물이 특정 파괴모드에 대하여 만족해야할 파괴확률의 목표수준을 정한다. 파괴확률은 신뢰도지수와 일대일 대응하므로 파괴확률 수준을 이용하여 목표신뢰도지수를 설정한다. 다음으로 목표신뢰도지수를 이용하여 각 설계변수에 대응하는 부분안전계수를 산정한다. 산정된 부분안전계수를 각 설계변수에 곱하여 하중 및 저항치를 계산한다. 만일 하중치가 저항치보다 큰 값을 가지면 설계를 보강하여 재설계하고 그렇지 않으면 설계를 종료한다. 설계가 종료되면 해당 설계는 처음에 설정한 목표파괴확률보다 작은 파괴확률을 가진 것으로 간주한다. 그러나 저항치가 하중치에 비하여 월등히 큰 경우는 과다 설계의 우려가 있으므로 이 경우에도 설계를 수정하여 경제성을 확보하는 것이 좋다. 그러나 level I 방법은 다른 방법에 비하여 정확성을 기하기 어려우므로 보통의 경우 level I 방법으로 설계의 경제성을 확보하는 것은 합리적이지 않다.
level I 설계법의 안정성을 확보하기 위해서는 다음을 만족해야 한다.

$$R(\gamma_{X_i}^{R} X_{ik}) > S(\gamma_{X_i}^{S} X_{ik}) \tag{4-1}$$

여기서, X_{ik}는 확률변수의 특성치이고 $\gamma_{X_i}^{R}$과 $\gamma_{X_i}^{S}$는 각각 저항함수와 하중함수에 대한 부분안전계수로써 목표신뢰도지수(target reliability index, B_T)와 설계변수의 확률변동성의 함수이며 모멘트법을 이용하면 다음과 같다.

$$\gamma_{X_i}^{R} = (1 - \alpha_{X_i}\beta_T V_{X_i})\frac{\mu_{X_i}}{X_{ik}} \tag{4-2}$$

$$\gamma_{X_i}^{S} = (1 + \alpha_{X_i}\beta_T V_{X_i})\frac{\mu_{X_i}}{X_{ik}} \tag{4-3}$$

여기서, α_{X_i}는 설계변수에 대한 한계상태함수의 민감도, V_{X_i}는 변동계수이다.

4-1-3 설계안정성 평가식

[1] 중력식 안벽

(1) 활동

level I 신뢰성설계에서는 부분안전계수를 적용한 저항치가 하중치보다 큰 값을 가질 때 안정성을 확보한 것으로 평가한다. 저항치와 하중치가 같아질 때를 한계상태로 정의하면 활동에 대한 한계상태함수는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_d(W_d - B_d + C_d + E_{Vd}) > (I_d + S_d + E_{Hd} + R_d + D_d) \tag{4-4}$$

여기서, 첨자 d는 설계치를 의미하며 각각 다음과 같다.

f_d : 제체 저면과 마운드 사이의 마찰계수
W_d : 제체 중량
B_d : 부력
C_d : 상재하중
E_{Vd} : 토압합력의 연직성분
I_d : 지진 시 관성력
S_d : 선박견인력
E_{Hd} : 토압합력이 수평성분
R_d : 잔류수압 합력
D_d : 동수압 합력

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_d = \gamma_f f_k$$
$$W_d = \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik}$$
$$B_d = r_w\left[\left(\gamma_{R_R} HWL + h\right)b_c + v_f\right]$$
$$C_d = \gamma_C C_k$$
$$E_d = \gamma_{E_{st}} E_{stk} + \gamma_A A_{k\gamma K_h} K_{hk}$$
$$I_d = \gamma_{K_h} K_{hk} \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik}$$
$$S_d = \gamma_S S_k$$
$$R_d = \frac{1}{2} r_w \left\{\left(\gamma_{R_R} HWL + h\right)^2 - \left(\gamma_{R_W} HWL + h\right)^2\right\}$$
$$D_d = \frac{7}{12}\gamma_{K_h} K_{h,k} r_w \left(\gamma_{R_W} HWL + h\right)^2$$

여기서,

f_k : 마찰계수 특성치
W_k : 제체중량 특성치

HWL : 약최고고조위
v_f : 푸팅 부피
h : 제체저면 수심
b : 제체 폭
r_w : 해수 단위중량
C_k : 상재하중 특성치
E_{stk} : 정적토압 특성치
A_k : 지진계수에 대한 동적토압의 기울기 특성치
K_{hk} : 지진계수 특성치
S_k : 선박견인력 특성치
γ_X : 설계치 X의 부분안전계수

여기서 설계변수의 특성치는 현행설계법에 의한 설계치를 사용한다.

(2) 전도

전도 파괴모드의 level I 신뢰성 설계를 위한 안정조건은 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$d_W W_d - d_B B_d + d_C C_d + d_{E_v} E_V > \left(d_I I_d + d_S S_d + d_{E_H} E_{Hd} + d_R R_d + d_D D_d\right) \tag{4-5}$$

여기서,

W_d : 제체 중량
B_d : 부력
C_d : 상재하중
E_{Vd} : 토압합력의 연직성분
I_d : 지진 시 관성력
S_d : 선박견인력
E_{Hd} : 토압합력이 수평성분
R_d : 잔류수압 합력
D_d : 동수압 합력
d_I : 하중 i에 대한 모멘트 팔길이

(3) 지지력

① 간편 Bishop법

간편 Bishop법에 의한 지지력 파괴모드의 설계 안정조건은 다음과 같다.

$$\sum \frac{(c_d b + W_d' \tan\phi_d)\sec\alpha}{\dfrac{1+(\tan\alpha\tan\phi_d)}{F.S}} > [\sum W_d \sin\alpha + (\frac{1}{R})\sum H_d a] \tag{4-6}$$

여기서,

b : 분할편의 폭
α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각

R : 활동원의 반경
a : H_d의 작용점과 활동원 중심 사이의 팔길이
$F.S$: 간편 Bishop법에 의한 안전율

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$c_d = \gamma_c c_k$$
$$W_d(W_d') = \gamma_{\gamma^{(\prime)}} \gamma_k^{(\prime)} A_{slice}$$
$$\tan\phi_d = \gamma_{\tan\phi} \tan\phi_k$$
H_d(수평력의 설계치) : E_{st_d}(토압의 설계치) 등
$$E_{std} = \gamma_{E_{st}} E_{stk}$$

여기서,

c_k : 비배수 전단강도의 특성치
$\gamma_k^{(\prime)}$: (수중)단위중량의 특성치
A_{slice} : 분할편의 단면적
ϕ_k : 내부마찰각의 특성치
Est_k : 정적토압 특성치

② 하중분산법

가. 사석마운드

사석마운드 상부에서 지지력 파괴모드에 대한 설계 안정조건은 다음과 같다.

만일 $e < \frac{b}{6}$ 이면,

$$q_a > \frac{Q}{b}\left(1 + \frac{6e}{b}\right) \tag{4-7}$$

만일 $e > \frac{b}{6}$ 이면,

$$q_a > \frac{4Q}{3(b-2e)} \tag{4-8}$$

여기서,

$$e = \frac{b}{2} - \frac{(M_R - M_S)}{F_V}$$
$$Q = W_d - B_d + C_d + E_{Vd}$$
$$M_R = d_W W_d - d_B B_d + d_C C_d + d_{E_V} E_{Vd}$$
$$M_S = d_I I_d + d_S S_d + d_E E_{Hd} + d_R R_d + d_D D_d$$

나. 기초지반

사석마운드 하부 기초지반에서 지지력 파괴모드에 대한 설계 안정조건은 다음과 같다(그림 (4-2) 참조).

$$q_a > (\frac{b}{L}p_1 + \gamma_1 D) \tag{4-9}$$

여기서,

q_a : 기초지반의 허용지지력
Q : 하중의 합력
e : R의 편심량
γ_1' : 사석의 수중단위중량
b : 사석마운드 상부에서의 지반반력 분포 폭
삼각형 분포 : $b = 3(B/2 - e)$
사다리꼴 분포 : $b = B$
L : 기초지반 상부의 하중분포 폭
$L = b + D[\tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha)]$

(4) 마운드 직선활동

level I 신뢰성 설계법에 의한 마운드 직선활동의 안정조건은 다음과 같다.

$$(V_d\cos\theta - H_d\sin\theta)f_{md} > V_d\sin\theta + H_d\cos\theta \tag{4-10}$$

여기서,

$$V_d = W_d - B_d + C_d + E_{Vd} + W_{rd}$$
$$H_d = \gamma_{K_h}K_h(I_d + W_{rd}) + S_d + E_{Hd} + R_d + D_d$$

(5) 원호활동

중력식 안벽의 배면과 기초지반에 대한 원호활동의 level I 안정식은 다음과 같다.

$$\sum(c_d'b + W_d'\cos^2\alpha\tan\phi_d')\sec\alpha > \sum W_d\sin\alpha + \frac{1}{R}\sum H_d a \tag{4-11}$$

여기서,

b : 분할편의 폭
α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각
R : 활동원의 반경
a : H_d의 작용점과 활동원 중심 사이의 팔길이

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$c_d' = \gamma_c c_k'$$
$$W_d(W_d') = \gamma_{\gamma^{(\prime)}}\gamma_k^{(\prime)}A_{slice}$$
$$\tan\phi_d' = \gamma_{\tan\phi'}\tan\phi_k'$$
H_d(수평력의 설계치) : R_d(잔류수압의 설계치)+E_{st_d}(토압의 설계치)

$$R_d = \frac{1}{2} r_w \left\{ \left(\gamma_{R_R} HWL + h \right)^2 - \left(\gamma_{R_W} HWL + h \right)^2 \right\}$$

$$E_{std} = \gamma_{E_{st}} E_{st_k}$$

여기서,

c_k' : 비배수 전단강도의 특성치
$\gamma_k^{(\prime)}$: (수중)단위중량의 특성치
A_{slice} : 분할편의 단면적
ϕ_k' : 내부마찰각의 특성치
HWL : 약최고고조위
h : 제체저면 수심
r_w : 해수 단위중량
E_{st_k} : 정적토압 특성치

(6) 지반의 침하

level I 신뢰성 설계법에 의한 지반침하의 안정조건은 다음과 같다.

① 즉시침하(등분포 직사각형하중에 의한 침하)

$$S_a > p_d B \frac{(1-\nu_d^2)}{E_d} I_P \tag{4-12}$$

여기서,

S_a : 허용침하량
p_d : 등분포하중의 설계치
B : 직사각형 폭
ν_d : 흙의 포아슨비에 대한 설계치
E_d : 흙의 탄성계수에 대한 설계치
I_P : 침하량에 대한 영향계수. 직사각형의 길이/폭(L/B) 비

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$p_d = \gamma_p p_k$$
$$\nu_d = \gamma_\nu \nu_k$$
$$E_d = \gamma_E E_k$$

여기서,

p_k : 등분포하중의 특성치
ν_k : 흙의 포아슨비에 대한 특성치
E_k : 흙의 탄성계수에 대한 특성치

② 압밀침하(C_c법)

$$S_a > \frac{C_{cd}}{1+e_{0d}} \cdot H \cdot \log\left(\frac{P_0+\Delta P}{P_0}\right) \tag{4-13}$$

여기서,

S_a : 허용침하량
H : 압밀층 두께
P_0 : 유효상재하중
ΔP : 유효상재하중 증가량

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$C_{cd} = \gamma_{C_c} C_{ck}$$
$$e_{0d} = \gamma_{e_0} e_{0k}$$

여기서,

C_{ck} : 압축지수의 특성치
e_{0k} : 초기간극비의 특성치

[2] 잔교식 안벽

level I 신뢰성 설계법에 의한 잔교식 안벽의 응력에 대한 안정성 평가는 부분안전계수를 적용한 저항력(항복응력)의 설계치 및 하중(최대응력)의 설계치를 이용하여 다음과 같이 정의한다.

$$f_{yd} > f_{\max d}(K_{hd}, k_{hd}) \tag{4-14}$$

여기서, 첨자 d는 설계 검토치를 의미하며 각각 다음과 같다.

f_{yd} : 항복응력의 설계 검토치
$f_{\max d}$: 최대응력의 설계 검토치
K_{hd} : 지진계수의 설계 검토치
k_{hd} : 수평 지반반력계수의 설계 검토치

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계 검토치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_{yd} = \gamma_{f_y} f_{yk}$$
$$K_{hd} = \gamma_{K_h} K_{hk}$$
$$k_{hd} = \gamma_a a_k k_{h0}$$

여기서,

f_{yk} : 항복응력의 특성치

K_{hk} : 지진계수의 특성치

a_k : 지반반력계수비의 특성치

k_{h0} : 지반반력계수

γ_{f_y} : 항복응력 부분안전계수

γ_{K_h} : 지진계수에 대한 부분안전계수

γ_a : 수평 지반반력계수비의 부분안전계수

4-2 level II 방법

4-2-1 정의

아래와 같이 한계상태함수가 음인 영역 즉, 파괴영역, $g(x_1, x_{2,} \cdots dx_n) < 0$에서 결합 확률밀도함수를 적분하면 파괴확률을 산정할 수 있다.

$$P_f = \int_{g(X)<0} f_{X_1, X_2, \cdots, X_n}(x_1, x_2, \cdots, x_n) dx_1, dx_2 \cdots dx_n \tag{4-15}$$

그러나 다양한 확률변수에 대한 결합 확률밀도함수를 구하는 것은 현실적으로 쉽지 않으며, 이러한 결합 확률밀도함수가 존재하더라도 파괴영역에서 이를 적분하는 것 또한 언제나 가능한 것은 아니다. 이러한 문제를 해결하기 위해 확률변수의 평균, 표준편차 등 1, 2차 모멘트만을 이용하며 고차의 한계상태함수를 저차의 근사함수로 변형하여 신뢰성해석을 수행하는 방법이 level II법이다. 따라서, level II방법에서는 파괴확률의 정확해를 구하는 것이 아니라 단지 근사치를 구하는 방법이다. 그럼에도 불구하고 level II법이 유용한 것은 해석에 소요되는 시간적 비용이 비교적 적으며 이에 반해 파괴확률 산정의 오차가 공학적 관점에서 크지 않은 특징이 있기 때문이다.

4-2-2 평균일계이차모멘트법(MVFOSM)

$$X = \{x_1, x_2, \cdots, x_n\}^T \tag{4-16}$$

$$\mu_X = \{\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \cdots, \mu_{x_n}\}^T \tag{4-17}$$

확률변수의 평균(1차 모멘트)과 표준편차(2차 모멘트)만을 이용하여 파괴확률을 산정하는 방법이 평균일계이차모멘트법이다. 이 방법은 한계상태함수의 근사함수를 구함에 있어 각 확률변수의 평균치를 이용한다. 평균치를 이용한 한계상태 근사함수는 다음과 같다.

$$\tilde{g}(X) = g(\mu_X) + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\mu_X} (x_i - x_{x_i}) \tag{4-18}$$

근사함수에 대한 평균과 표준편차를 구하면 각각 다음과 같다.

$$\mu_{\tilde{g}} = g(\mu_X) \tag{4-19}$$

$$\sigma_{\tilde{g}} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\right)^2_{\mu_X}\sigma^2_{x_i}} \tag{4-20}$$

신뢰함수의 평균과 표준편차를 이용한 신뢰도지수 및 파괴확률은 다음과 같다.

$$\beta = \frac{\mu_{\tilde{g}}}{\sigma_{\tilde{g}}} = \frac{g(\mu_X)}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\right)^2_{\mu_X}\sigma^2_{x_i}}} \tag{4-21}$$

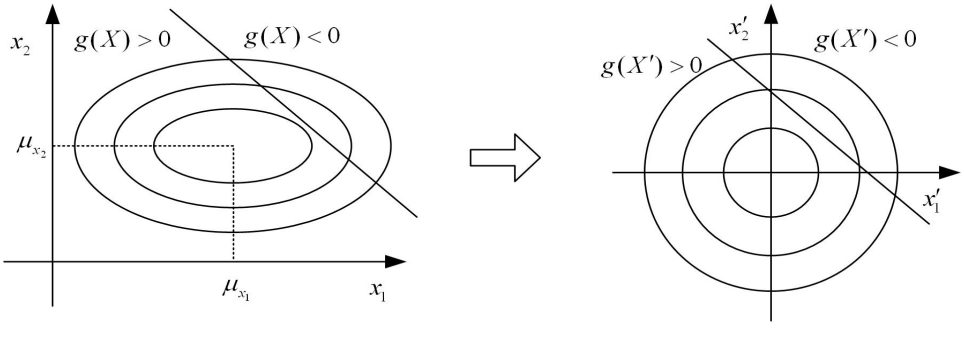
$$P_f = \Phi(-\beta) \tag{4-22}$$

여기서, Φ는 표준정규분포에 대한 누적확률분포함수이다.

4-2-3 일계신뢰도법(FORM)

파괴확률 산정의 정확도를 높이기 위하여 파괴가능성이 가장 높은 확률변수를 이용하여 한계상태함수를 근사화 하는 방법이다.

[1] 표준확률변수



그림(4-1) 확률변수 표준화

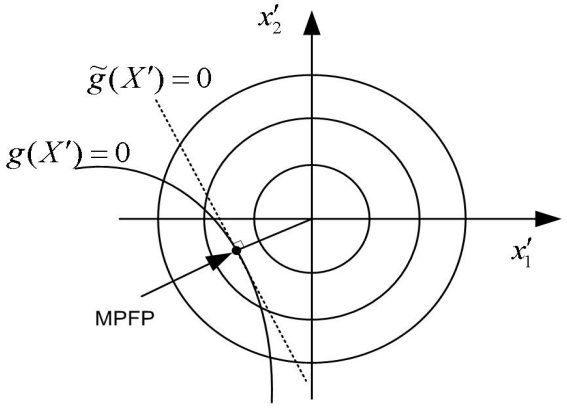
일계신뢰도법을 적용하기 위하여 모든 확률변수를 아래와 같은 표준확률변수로 변환한다.

$$X' = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X} \tag{4-23}$$

표준확률변수로의 변환은 모든 확률변수의 평균을 좌표의 원점으로 변환하고 표준편차를 1.0으로 통일시키기 때문에 파괴확률을 구하기가 용이하게 된다.

[2] 한계상태함수의 근사화

그림에서 한계상태함수 $g(X')$에 의한 파괴확률은 비선형 영역에 대한 확률밀도함수의 적분과 같다. 이를 오차가 가장 작게 근사화 하는 방법은 원점에서 $g(X')=0$인 곳까지의 최단거리에 있는 점에 대하여 근사함수 $\tilde{g}(X)=0$를 구하여 이 근사함수에 의한 파괴확률을 구하는 것이다. $\tilde{g}(X)=0$의 면은 $g(X')=0$의 면과 접하면서 원점으로부터 그은 직선에 대하여 직각을 이룬다. 이와 같이 $g(X')=0$의 면 상에 존재하는 동시에 원점에서 최단거리에 있는 점을 설계점(design point) 또는 최확파괴점(most probable failure point, MPFP)이라 한다.



그림(4-2) 한계상태함수 근사화

[3] 신뢰도지수

일차근사화한 한계상태함수 $\tilde{g}(X')$에 의한 파괴확률은 그림(4-3)의 빗금친 부분의 면적과 같으며 설계점(MPFP)과 원점사이의 거리를 d라 하면 다음과 같이 산정된다.

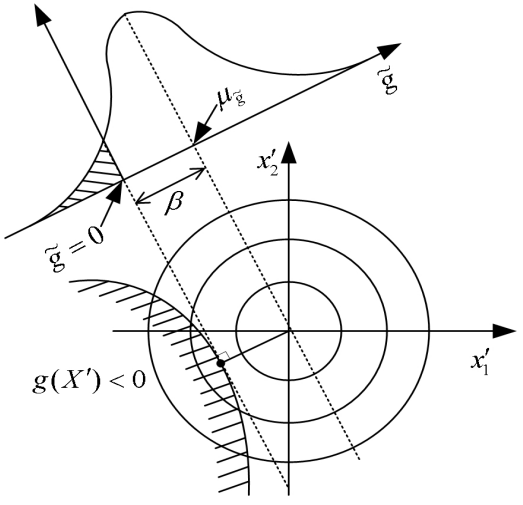
$$P_f = \Phi(-d) \tag{4-24}$$

한편, 설계점 벡터는 거리 d를 이용하면 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$X^{*\prime} = -d\alpha \tag{4-25}$$

여기서, α는 X'축 상에서의 방향여현으로 i번째 성분은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\alpha_i = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial x_i'}\right)_*}{\sqrt{\sum_i \left(\frac{\partial g}{\partial x_i'}\right)_*^2}} \tag{4-26}$$



그림(4-3) FORM법의 신뢰도지수

설계점 상에서는 $g(X^{*\prime})=0$이므로 설계점을 이용한 한계상태함수의 근사함수는 다음과 같다.

$$\tilde{g}(X')=\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)_*\left(X_i'-X_i^{*\prime}\right) \tag{4-27}$$

표준확률변수 X_i'의 표준편차는 1.0이므로 한계상태함수 $\tilde{g}(X')$의 평균과 표준편차를 이용한 신뢰도지수는 다음과 같다.

$$\beta=\frac{\mu_{\tilde{g}}}{\sigma_{\tilde{g}}}=\frac{-\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)_* X_i^{*\prime}}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)_*^2}}=-\sum_{i=1}^{n}\alpha_i X_i^{*\prime} \tag{4-28}$$

한편, 위에서 $X_i^{*\prime}=-d\alpha_i$이므로 이 관계를 적용하면

$$\beta=-\sum_{i=1}^{n}\alpha_i X_i^{*\prime}=-\sum_{i=1}^{n}\alpha_i(-\alpha_i d)=d\sum_{i=1}^{n}\alpha_i^2=d \tag{4-29}$$

즉, X'평면상의 설계점에서 원점까지의 거리 d는 일계근사 한계상태함수 $\tilde{g}(X')$의 신뢰도지수와 같다. 따라서 신뢰도지수를 이용한 설계점은 다음과 같다.

$$X^{*\prime}=-\alpha\beta \tag{4-30}$$

각 확률변수에 대하여 이를 다시 표현하면 다음과 같다.

$$X_i^*=\mu_{X_i}-\alpha_i\sigma_{X_i}\beta \tag{4-31}$$

설계점은 한계상태함수의 파괴면 상에 존재하므로 위 식을 $g(X)=0$에 대입하여 신뢰도지수를 구할 수 있다.

[4] 등가모멘트

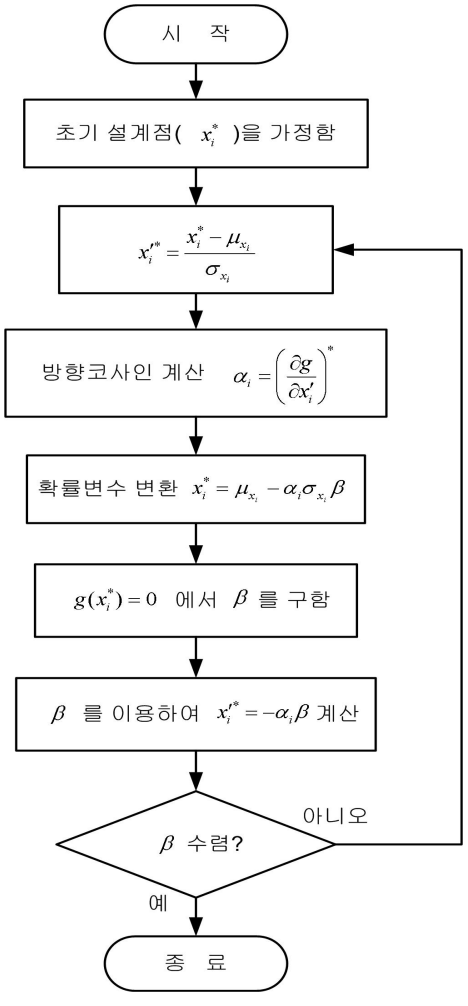
정규분포를 따르지 않는 확률변수의 경우에는 누적확률분포(F_{X_i})와 확률밀그림(f_{X_i}) 가 등가의 정규분포함수와 같도록 하는 평균($\mu_{X_i}^N$) 및 표준편차($\sigma_{X_i}^N$)를 다음과 같이 구하여 사용한다.

$$\sigma_{X_i}^N = \frac{\phi\left[\Phi^{-1}\left\{F_{X_i}\left(x_i'^*\right)\right\}\right]}{f_{X_i}\left(x_i^*\right)} \tag{4-32}$$

$$\mu_{X_i}^N = x_i^* - \Phi^{-1}\left[F_{X_i}\left(x_i^*\right)\right]\sigma_{X_i}^N \tag{4-33}$$

[5] 설계절차

FORM방법의 신뢰성해석 순서는 그림과 같다.



그림(4-4) FORM법의 순서도

표(4-1) FORM방법의 신뢰성해석 순서

단계 1. 설계변수의 확률분포를 추정 및 검증한다.
단계 2. 초기 설계점(x_i^*)을 평균(μ_{x_i})으로 가정한다.($i=1,2,\cdots,n$)
단계 3. 확률변수를 표준화 한다.$\left(x_i' = \left(x_i - \mu_{x_i}\right)/\sigma_{x_i}\right)$
단계 4. 설계점에서 $\alpha_i = \left(\frac{\partial g}{\partial x_i'}\right)^* / \sqrt{\sum_{k=1}^{n}\left(\frac{\partial g}{\partial x_k'}\right)^{2^*}}$ 를 구한다.
단계 5. 설계점을 신뢰도지수의 함수로 표현한다. $x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i \sigma_{x_i} \beta$
단계 6. $x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i \sigma_{x_i} \beta$을 $g(X)=0$에 대입하여 β를 구한다.
단계 7. β가 수렴조건을 만족하면 해석을 끝내고 그렇지 않으면 다음 단계를 수행한다.
단계 8. $x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i \sigma_{x_i} \beta$를 이용하여 새로운 설계점을 구한다.
단계 9. 단계 4를 수행한다.

4-2-4 응답면기법

신뢰성해석 시 한계상태함수는 변위 또는 응력을 이용하여 정의한다. 특히, 잔교식 안벽에서는 중력식 구조물과 달리 변위 또는 응력이 설계변수의 음함수 형태로 존재한다. 즉, 설계변수를 이용하여 유한요소해석을 수행한 결과로 변위 또는 응답을 구할 수 있고 한계상태함수는 이 구조해석 결과를 이용하여 정의해야 한다. 그러므로 AFOSM과 같은 방법을 적용하여 신뢰도지수를 구하기 위해서는 우선 한계상태함수를 설계변수의 양함수로 표현하는 이른바 응답면(response surface)을 구해야 한다. 응답면을 구한 후 기존의 level II 신뢰성해석법을 적용하는 것이 응답면기법에 의한 신뢰성해석법이다. 응답면 기법에 의한 한계상태함수를 설계변수의 음함수 형태로 표현하면 다음과 같다.

$$g(X) = R(X_1, X_2, \cdots, X_n) - S(X_1, X_2, \cdots, X_n) \tag{4-34}$$

여기서, $R(\bullet)$는 저항함수, $S(\bullet)$는 하중함수를 의미하며, X_i는 설계변수이다. 설계변수의 양함수로 표현된 한계상태함수에 FORM법을 적용하면 신뢰도지수를 구할 수 있다.

4-3 level III 방법

4-3-1 정의

level II 방법은 한계상태함수를 근사화 하여 파괴확률을 구하므로 해석의 경제성을 확보할 수 있으나 선형화과정에서 오차가 발생하므로 파괴확률의 근사치만을 구할 수 있다. 한계상태함수가 고차의 비선형함수로 표현될수록 선형화과정의 오차가 커진다. 반면 level III 방법은 한계상태함수를 근사화 하지 않고 파괴확률을 구하는 방법으로 파괴확률의 정확해를 구할 수 있다. 이론적으로는 파괴영역에서($(g(X)<0)$) 결합 확률밀도함수를 직접 적분하여 파괴확률을 구할 수 있으나 결합 확률밀도함수를 구하는 것과 이것을 직접 적분하는 것은 모두 현실적으로 어렵기 때문에 수치적 모사방법을 사용한다.

4-3-2 해석방법

수치적 모사방법으로는 확률변수를 무작위로 추출하여 파괴확률을 구하는 몬테카를로 모사법(crude Monte Carlo simulation)과 보다 효율적인 추출방법으로 해석시간을 단축할 수 있는 중요도 추출법(importance sampling)이 있다. 몬테카를로 모사법은 각 확률변수의 분포특성을 이용하여 그림과 같이 무작위로 설계 후보점(design candidate)을 생성시킨다. 생성된 후보점들을 이용하여 한계상태함수로 평가를 수행하면 파괴영역에 존재하는 후보점 조합의 개수를 산정할 수 있다. 이 개수를 전체 추출 후보점의 개수로 나누면 파괴확률을 구할 수 있다. 그러나 이 방법은 파괴확률이 매우 작은(예: $\beta>4$) 문제에서는 파괴확률을 구하기 위해 상당히 많은 설계 후보점을 추출해야 하기 때문에 해석 시간이 길어지는 문제점이 있다. 만일 상대적으로 적은 설계 후보점을 이용하여 파괴확률을 구할 경우 신뢰구간이 넓어져 결과에 대한 신뢰도가 낮게 된다. 참고로 n개의 설계 후보점을 이용한 모사법에서 95% 신뢰수준에 대한 파괴확률의 신뢰구간은 다음과 같다.

$$\widehat{P_f}-1.96\sqrt{\frac{\widehat{P_f}(1-\widehat{P_f})}{n}}<P_f<\widehat{P_f}-1.96\sqrt{\frac{\widehat{P_f}(1-\widehat{P_f})}{n}} \tag{4-35}$$

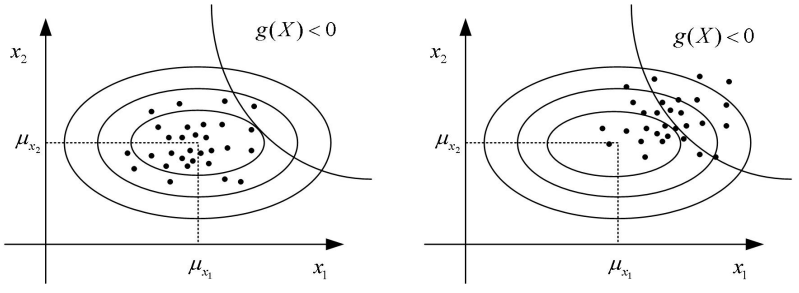
해석의 효율성을 높이기 위해 보다 적은 설계 후보점을 이용하여 파괴확률을 구하는 방법이 중요도 추출법이다. 중요도 추출법에서는 설계 후보점을 추출함에 있어 각 확률변수의 확률밀도 함수를 파괴면 상에서 평균을 갖는 새로운 확률밀도함수 $I_X(x)$를 이용한다. 이를 적분식으로 표현하면 다음과 같다.

$$P_f=\int_{g(X)<0}f_X(x)dx=\int_{g(X)<0}W(X)I_X(x)dx \tag{4-36}$$

단, 여기서 $W(X)$는 가중치 함수로서 다음과 같은 관계가 있다.

$$W(X)=\frac{f_X(x)}{I_X(x)} \tag{4-37}$$

몬테카를로 모사법에서는 누적된 파괴회수를 총 해석회수로 나누어 파괴확률을 산정하지만 중요도 추출법에서는 파괴회수 누적치와 가중치를 곱함으로써 적은 해석회수로도 파괴확률 산정의 정확도를 높일 수 있다. 특히, $I_X(x)$는 파괴점을 평균으로 갖는 확률밀도함수이므로 level II에서 구한 파괴점을 이용하여 정의할 수 있다. 이를 확률변수 평면상에서 살펴보면 그림과 같이 몬테카를로 모사법에서는 설계 후보점이 파괴면과 거리가 있기 때문에 파괴회수가 충분히 많이 누적 되려면 해석 횟수를 늘려야 하지만 중요도 추출법에서는 파괴면 주위에서 해석을 수행하므로 적은 해석으로도 파괴회수를 비교적 많이 누적시킬 수 있다.

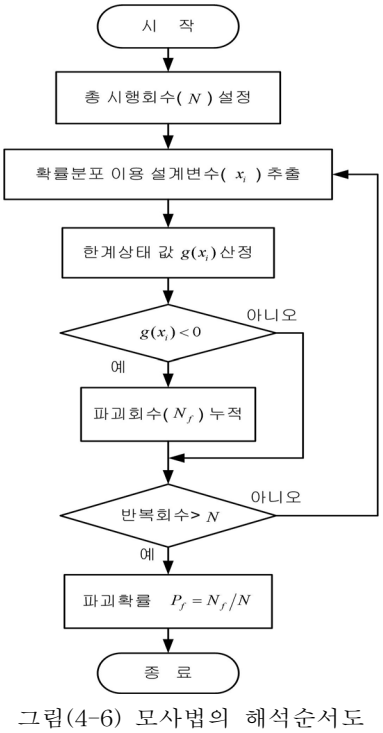


(가) 몬테카를로모사법 (나) 중요도추출법

그림(4-5) 모사법의 추출형태

4-3-3 설계절차

몬테카를로 모사법의 해석절차를 순서도로 표현하면 그림과 같다. 그림에서 산정된 파괴확률의 정확도를 높이기 위해서는 총 시행회수를 가능한 크게 설정해야 하며 설계 후보점을 추출함에 있어 주어진 확률분포를 따르도록 하는 것이 중요하다.

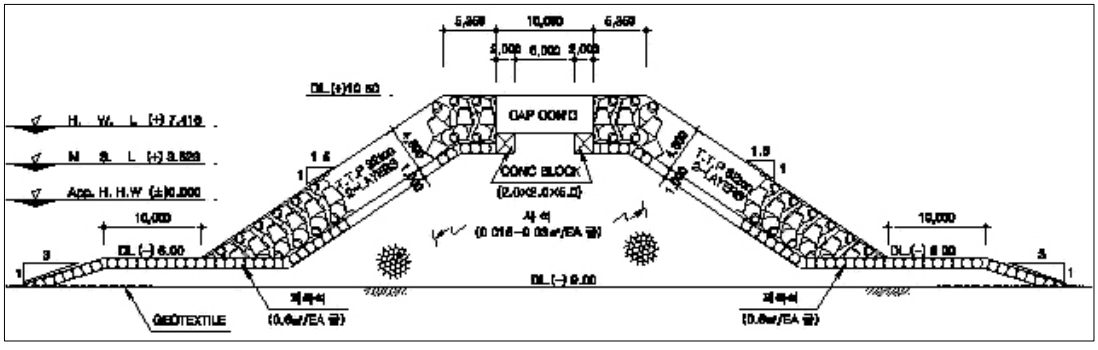


그림(4-6) 모사법의 해석순서도

제 5 장 신뢰성 설계사례

5-1 방파제 신뢰성설계

본 절에서는 군산항에 대한 기존 “결정론적 안전율 설계법”에 대해서 검토하고 설계 자료를 바탕으로 “신뢰성 설계”를 수행하였다. 설계자료는 한국해양연구원에서 실시한 ‘항만시설물의 안정성 평가 및 보수·보강 방안 수립(2010년)’ 연구자료를 사용하였으며, 군산항 북방파제(1) 제두부의 피복재 소요질량과 구조물 안정검토를 실시하였다.



그림(5-1) 군장신항만 북방파제(해양수산부, 1996)

5-1-1 결정론적 설계법

경사제방파제 구간은 Hudson공식과 Van der Meer공식 중 최댓값을 적용하여 각 구간별 피복재 소요질량을 산정한다.

[1] 쇄파대 검토

구조물 위치의 쇄파대, 비쇄파대 여부를 판정하여 피복재의 소요질량산정에 적용하기 위하여 쇄파여부를 검토한다. 이를 검토하기 위하여 대상지역의 평균수심을 기준으로 쇄파수심을 산정한다.

(1) 환산심해파고(H_0') 산정

$H_{1/3}(m)$	$T_{1/3}(\sec)$	$D_s(m)$	$L_0(m)$	D_s/L_0	$H_{1/3}/H_{0'}$	H_0'	비고
3.80	6.46	16.42	65.1	0.252	0.9330	4.07	

(2) 쇄파고(H_b) 산정

$H_0'(m)$	해저경사 m (1:50)	H_0'/gT^2	$H_b/H_{0'}$	H_b	비고
4.07	0.02	0.0100	0.97	3.95	

* shore protection manual p.7-7, figure 7-3참조

(3) 쇄파수심(D_b) 산정

H_b	해저경사 m	H_b/gT^2	α	β	$D_s(m)$
3.95	0.02	0.0097	1.575	1.245	16.4

* shore protection manual p.7-6, figure 7-2참조

(4) 쇄파여부검토결과

구 분	쇄파수심(m)	구조물 축조수심(m)	검토결과
북방파제(1) 제두부	4.92 ~ 6.22	16.40	비쇄파대

여기서, $(D_b)_{\max} = \alpha \times H_b = 1.575 \times 3.95 = 6.22$,

$(D_b)_{\min} = \beta \times H_b = 1.245 \times 3.95 = 4.92$.

[2] 피복재 중량산정

$$\text{피복재 소요질량 } M = \frac{\rho_r H_{1/3}^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \qquad (5\text{-}1)$$

여기서, M : 사석 또는 블록의 안정에 필요한 최소질량(t)

ρ_r : 사석 또는 블록의 밀그림(t/m^3)

Sr : 사석 또는 블록의 해수에 대한 비중

H : 안정계산에 사용하는 파고(m)

N_s : 피복재의 형상, 경사 또는 피해율 등에 의해 결정되는 계수(안정수)

- Hudson 공식 적용 시 : $N_s^3 = K_D \cot\alpha$

- Van der Meer 공식 적용 시 : $N_s = \frac{H_{1/3}}{\Delta D_n} = \left[\frac{3.75 N_{od}^{0.5}}{N^{0.25}} + 0.85\right] S_{om}^{-0.2}$

(1) 검토 조건

파고($H_{1/3}$)	주기($T_{1/3}$)	설계고조위	전면수심(m)
3.80	6.46	DL(+)7.416	DL(-)9.000

(2) 피복재 질량 산정방법

구 분	산정방법	비고
Hudson 공식	K_D값에 의한 안정계수 ($N_{S3} = K_D \cot\alpha$)	항·설 p161
Van der Meer 공식	$N_S = \max(N_{spl}, N_{ssr})$	항·설 p161

(3) 피복재 중량산정

① 허드슨(Hudson) 공식

파력을 받는 사면의 표면에 피복하는 사석 또는 블록의 안정질량

$$M = \frac{\rho_r \cdot H_{1/3}^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot\alpha} \qquad (5\text{-}2)$$

여기서,

K_D : 피복재 또는 피해율 등에 의해 결정되는 계수

α : 사면의 경사각

표(5-1) 피복재 질량을 결정하기 위한 K_D값 (항·설 P167)

피복재	n	거치	안정계수 K_D		
			쇄파	비쇄파	경사
매끈하고 둥근사석	2	난적	1.2	2.4	1.5~3.0
〃	>3	난적	1.6	3.2	〃
거칠고 모가 있는 돌	2	난적	2.0	4.0	1.5 2.0 3.0
	>3		2.2	4.5	
거칠고 모가 있는 돌	2	특별한 것	5.8	7.0	
평면육면체 돌	2	〃	7.0~20.0	8.5~24.0	
테트라포드(tetrapod) 퀘드리포드(quadripod)	2	난적	7.0	8.0	1.5 2.0 3.0
트라이바(tribar)	2	난적	9.0	10.0	1.5 2.0 3.0
돌로스(dolos)	2	난적	15.8	31.8	2.0 3.0
모디파이드큐브	2	난적	6.5	7.5	
헥사포드(hexapod)	2	〃	8.0	9.5	
토스케인(toskane)	1	〃	11.0	22.0	
트라이바(tribar)	1	정적	12.0	15.0	

□ 피복재 질량 산정

$\rho_r(t/m^3)$	$H_{1/3}(m)$	K_D	S_r	$\cot\alpha$	M(t)	T.T.P규격(실질량)	
2.30	3.80	8.0	2.233	1.50	8.416	10.0 t	(9.20)

② Van der Meer 공식

파의 특성을 포함한 피복석의 안정질량 산정식

$$M = \frac{\rho_r \cdot H_{1/3}^3}{N_s^3(S_r-1)^3} \qquad (5\text{-}3)$$

여기서,

M : 사석 또는 블록의 안정에 필요한 최소질량(t)

S_r : 사석 또는 블록의 해수에 대한 비중

H : 안정계산에 사용하는 파고

N_s : 피복재의 형상, 경사 또는 피해율에 의해 결정되는 계수

여기서,

$N_S = (3.75N_{od}^{0.5}/N^{0.25}+0.85)S_{om}^{-0.2}$

(handbook of port and harbor engineering (Gregory P.Tsinker, P1033))

N_{od} : 피복재의 피해율 = 0.30(반데미어 제시값)

$$N_{od}\begin{cases} 0 & : \text{for } no\,damage \\ 0.25 \sim 0.5 & : \text{for } hudson\ 5\%\ damage\,level \\ 1.5 & : \text{for } seevere\,damage \end{cases}$$

N : 작용하는 파의 수

S_{om} : 파형 경사 $2\phi H_{1/3}/gT_m^2$

T_m : 평균주기 ($=0.9T_{1/3} \sim 0.8T_{1/3}$) $\therefore 0.9T_{1/3}$적용

$H_{1/3}$	N_{od}	N	S_{om}	T_m	N_s
3.80	0.30	1000	0.072	5.81	2.06

□ 피복재 질량 산정

$\rho_r(t/m^3)$	$H_{1/3}(m)$	N_s	S_r	M (t)	T.T.P규격(실질량)
2.30	3.80	2.06	2.233	11.560	16.0 t (14.49 t)

5-1-2 신뢰성 설계법

(1) 허드슨(Hudson) 공식

허드슨 공식을 한계상태함수로 정의하면 다음 식(5.4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$G = M\,K_D \cot\alpha\,(S_r - 1)^3 - \rho_r\,H_{1/3}^3 \tag{5-4}$$

여기서,

M : 사석 또는 블록의 안정에 필요한 최소질량(t)

K_D : 피복재 또는 피해율 등에 의해 결정되는 계수

$\cot\alpha$: 제체의 경사

S_r : 사석 또는 블록의 해수에 대한 비중

ρ_r : 사석 또는 블록의 밀도(t/m^3)

$H_{1/3}$: 안정계산에 사용하는 유의파고(m)

T.T.P에 대한 Hudson 공식의 설계기준식을 이용하여 신뢰성 해석을 수행하기 위해 사용된 입력자료를 표(5-2)에 제시하였다.

표(5-2) T.T.P 신뢰성 해석의 입력자료(Hudson 공식)

X_i	μ_{X_i}	σ_{X_i}	distribution
M	8.416	0.421	normal
K_D	8.00	-	-
$\cot\alpha$	1.5	0.100	normal
S_r	2.233	0.085	normal
ρ_r	2.30	0.115	normal
$H_{1/3}$	3.80	0.190	gumbel

level Ⅱ AFOSM 신뢰성 해석법을 수행하여 각 확률변수들의 방향여현(direction cosine)을 구하였다. 방향여현은 각 변수들이 파괴확률에 미치는 영향의 정도를 나타내는 것이다. 또한 표(5-2)에 나타낸 입력자료와 level Ⅱ 해석을 통해 얻은 방향여현을 이용하여 목표수준에 따라 부분안전계수를 산정하였고 이를 표(5-3)에 제시하였다. 부분안전계수는 설계기준식의 표현에 따라 다르게 나타날 수 있으므로 사용 시 주의가 요구된다. 또한 산정된 부분안전계수를 통해 T.T.P의 최소소요질량(t), M을 구하였다.

$$G = \gamma_M M\,K_D\,\gamma_{\cot\alpha}\cot\alpha\,(\gamma_{S_r} S_r - 1)^3 - \gamma_{\rho_r}\rho_r\,(\gamma_{H_{1/3}} H_{1/3})^3 > 0 \tag{5-5}$$

$$M > \frac{\gamma_{\rho_r}\rho_r\,(\gamma_{H_{1/3}} H_{1/3})^3}{\gamma_M\,K_D\,\gamma_{\cot\alpha}\cot\alpha\,(\gamma_{S_r} S_r - 1)^3} \tag{5-6}$$

표(5-3) 목표신뢰도지수에 따른 각 변수들의 부분안전계수(Hudson 공식)

목표신뢰도지수, β_T				2.32	1.64	1.28	0.84	0.25
목표파괴확률, $(P_f)_T(\%)$				1	5	10	20	40
설계변수		α_{X_i}	COV	γ_{X_i}	γ_{X_i}	γ_{X_i}	γ_{X_i}	γ_{X_i}
M	사석 또는 블록의 안정에 필요한 최소질량(t)	0.137	0.050	0.984	0.988	0.991	0.994	0.998
$\cot\alpha$	제체의 경사	0.137	0.066	0.978	0.985	0.988	0.992	0.997
S_r	사석 또는 블록의 해수에 대한 비중	0.831	0.038	0.929	0.950	0.961	0.974	0.992
ρ_r	사석 또는 블록의 밀도(t/m^3)	-0.133	0.05	1.015	1.011	1.008	1.005	1.001
$H_{1/3}$	안정계산에 사용하는 유의파고(m)	-0.502	0.05	1.058	1.041	1.032	1.021	1.006
신뢰성 설계에 의한 최소소요질량(t)				8.227	6.836	6.207	5.524	4.736

(2) 반데미어(Van der Meer) 공식

앞에서 제시한 반데미어(Van der Meer) 공식을 설계기준식 형태로 정의하면 식 (5-7)~(5-8)로 나타낼 수 있다.

$$G = M N_s^3 (S_r - 1)^3 - \rho_r H_{1/3}^3 \tag{5-7}$$

$$M = \frac{\gamma_x^Q \rho_r H_{1/3}^3}{\gamma_x^R N_s^3 (S_r - 1)^3} \tag{5-8}$$

식 (5-7)의 T.T.P에 대한 Van der Meer 공식의 설계기준식을 이용하여 신뢰성 해석을 수행하기 위해 사용된 입력자료를 표(5-4)에 제시하였다.

표(5-4) T.T.P 신뢰성 해석의 입력자료(Van der Meer 공식)

X_i	μ_{X_i}	σ_{X_i}	distribution
M	11.560	0.578	normal
N_s	2.06	-	-
S_r	2.233	0.085	normal
ρ_r	2.30	0.115	normal
$H_{1/3}$	3.80	0.190	gumbel

설계기준식 (5-7)과 표(5-4)를 이용하여 신뢰성 해석법으로 수행된 해석 결과를 다음 표(5-5)에 제시하였다.

$$G = \gamma_M M N_s^3 (\gamma_{S_r} S_r - 1)^3 - \gamma_{\rho_r} \rho_r (\gamma_{H_{1/3}} H_{1/3})^3 > 0 \tag{5-9}$$

$$M > \frac{\gamma_{\rho_r} \rho_r (\gamma_{H_{1/3}} H_{1/3})^3}{\gamma_M N_s^3 (\gamma_{S_r} S_r - 1)^3} \tag{5-10}$$

표(5-5) 목표신뢰도지수에 따른 각 변수들의 부분안전계수(Van der Meer 공식)

목표신뢰도지수, β_T				2.32	1.64	1.28	0.84	0.25
목표파괴확률, $(P_f)_T(\%)$				1	5	10	20	40
설계변수		α_{X_i}	COV	γ_{X_i}	γ_{X_i}	γ_{X_i}	γ_{X_i}	γ_{X_i}
M	사석 또는 블록의 안정에 필요한 최소질량(t)	0.169	0.050	0.980	0.986	0.989	0.992	0.997
S_r	사석 또는 블록의 해수에 대한 비중	0.751	0.038	0.933	0.953	0.963	0.976	0.992
ρ_r	사석 또는 블록의 밀도(t/m^3)	-0.165	0.05	1.019	1.013	1.010	1.007	1.002
$H_{1/3}$	안정계산에 사용하는 유의파고(m)	-0.616	0.05	1.071	1.050	1.039	1.025	1.007
신뢰성 설계에 의한 최소소요질량(t)				14.46	11.98	10.85	9.63	8.23

5-2 안벽 신뢰성설계

5-2-1 중력식 안벽

[1] 설계조건

신뢰성설계 대상 구조물의 제원은 아래의 표 5.6과 같다. 약최고고조위는 3.873m이고 간조위는 0.0m 이다. 현행설계법에서 전면조위는 안벽에 가장 위험한 경우를 대상으로 하며, 본 설계대상 구조물은 저조위에서(A.L.L.W)에서 가장 위험하므로 저조위를 전면조위로 하였다. 이 경우 부분안전계수를 적용하지 않는다. 잔류수위는 고조위(A.H.H.W)와 저조위(A.L.L.W)의 1/3~2/3 사이에서 결정하도록 현행설계법에서 규정하고 있으며 대부분 조위차의 1/2을 적용한다.

표(5-6) 설계사례의 안벽제원

설계변수	특성치	평균치비	변동계수	비고(단위)
마찰계수(f_c)	0.6	1.06	0.15	-
철근콘크리트(W_{rc})	590	0.98	0.02	kN
무근콘크리트(W_c)	1,760	1.02	0.02	kN
채움석(W_f)	4,255	1.02	0.04	kN
전면조위비(R_W)	0.0	0.60	0.30	m
잔류수위비(R_R)	1.937	0.66	0.35	m
지진계수(K_h)	0.0445	-	-	-
정적토압(E_{st})	113.2	1.00	0.10	kPa

재현주기 T년에 해당하는 지진계수 T_h^T는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$K_h^T = F_{K_h}^{-1}(1-1/T) \tag{5-11}$$

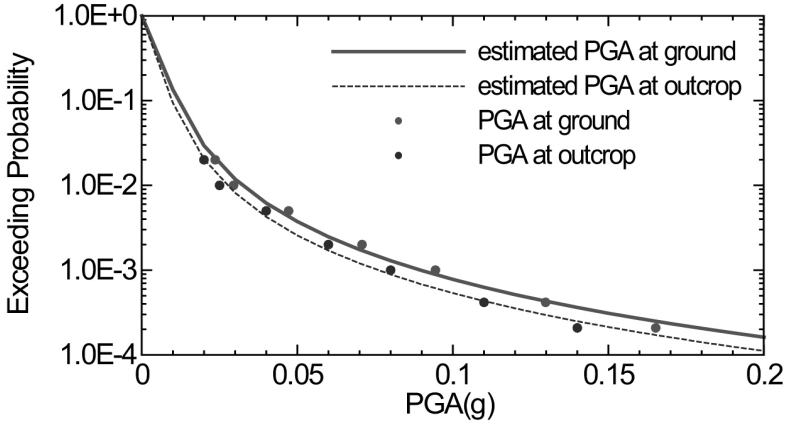
여기서, $F_{K_h}^{-1}(\bullet)$는 누적분포함수의 역함수이다. 지진계수가 type II 분포를 따른다면 지진계수는 다음과 같이 유도할 수 있다.

$$K_h^T = v\left[\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]^{-\frac{1}{k}} \tag{5-12}$$

여기서, k, v는 대상지역의 재현주기에 따른 지진계수를 이용하여 추정할 수 있다. 광양항 부근의 지진구역 I, 지반조건 S_c에 해당하는 최대지진가속도를 지진재해도로부터 구하면 표(5-7)과 같다. 이를 이용하여 회귀분석을 수행하면 그림(5-2)와 같은 초과확률을 얻을 수 있다. 지진계수에 대한 type II 극치분포 함수의 변수는 지표면에 대하여 $k = 2.2194, v = 0.0056$이다.

표(5-7) 재현주기에 따른 지진계수

재현주기(년)	최대지진가속그림(g)	
	암반노두(outcrop)	지표(surface)
50	0.025	0.030
100	0.040	0.047
200	0.055	0.065
500	0.075	0.089
1000	0.110	0.130
2400	0.170	0.201
4800	0.190	0.224



그림(5-2) 최대지진가속도와 초과확률

만일 재현주기 100년(내진 I등급, 기능수행수준)에 해당하는 지진을 설계지진으로 적용할 경우는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$K_h^{100} = 0.0056 \times \left[\ln\left(\frac{100}{100-1}\right)\right]^{-\frac{1}{2.2194}} = 0.0445 \qquad (5\text{-}13)$$

[2] 신뢰성설계

(1) 활동

level I 신뢰성설계법을 이용하여 중력식 안벽의 활동 안정성을 평가하기 위해 민감도와 변동계수 및 평균치비를 이용하고 목표신뢰도지수를 2.4(지진 시)로 설정하면 부분안전계수는 표(5-8)과 같다. 물론 부분안전계수는 대상으로 하는 구조물의 제원에 대한 함수이므로 설계치에 따라 달라질 수 있으며 목표신뢰도지수에 의해 영향을 받는다.

표(5-8) 활동에 대한 부분안전계수(지진 시)

설계변수	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
마찰계수(f_c)	0.2440	0.15	1.06	0.96
철근콘크리트(W_{rc})	0.0031	0.02	0.98	0.97
무근콘크리트(W_c)	0.0097	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	0.0611	0.04	1.02	1.02
전면조위비(R_W)	0.0749	0.30	0.60	0.57
잔류수위비(R_R)	-0.1591	0.35	0.66	0.75
지진계수(K_h)	-0.9502	-0.48	-5.38	0.51
정적토압(E_{st})	-0.0533	0.10	1.00	1.02

앞에서 구한 부분안전계수와 각 요소하중을 이용하여 설계검토치를 계산하면 다음과 같다.

$$f_d = \gamma_f f_k = 0.96 \times 0.6 = 0.576$$

$$\sum W_{id} = \sum \gamma_{W_i} W_{ik} = 0.97 \times 59.0 + 1.02 \times 176.0 + 1.02 \times 490.0 = 736.55(t/m)$$

$$B_d = r_w\left[\left(\gamma_{R_R} HWL_k + h\right)b_c + v_f\right] = 1.03 \times [(0.75 \times 3.873 + 18.6) \times 16.8 + 8.0] = 380.36(t/m)$$

$$E_{hd} = \gamma_{E_{st}} E_{stk} + A\gamma_{K_h} K_{hk} = 1.02 \times 113.2 + 507.9 \times 0.51 \times 0.0445 = 126.99(t/m)$$

$$E_{vd} = E_{hd}\tan(\delta) = 126.99 \times \tan(15^\circ) = 34.03(t/m)$$

$$\sum I_{id} = \gamma_{K_h} K_{hk} \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik} = 0.51 \times 0.0445 \times 736.55 = 16.72(t/m)$$

$$R_d = \frac{1}{2} r_w \left\{ \left(\gamma_{R_R} HWL_k + h\right)^2 - \left(\gamma_{R_W} HWL_k + h\right)^2 \right\}$$
$$= \frac{1}{2} \times 1.03 \times \left\{ (0.75 \times 3.873 + 18.6)^2 - (0.57 \times 3.873 + 18.6)^2 \right\}$$
$$= 15.19(t/m)$$

$$D_d = \frac{7}{12} \gamma_{K_h} K_{h,k} r_w \left(\gamma_{R_W} HWL_k + h\right)^2$$
$$= \frac{7}{12} \times 0.51 \times 0.0445 \times 1.03 \times (0.57 \times 3.873 + 18.6)^2$$
$$= 5.90(t/m)$$

이상의 결과를 이용하여 중력식 안벽의 활동 저항력 설계치(F_{Rd})와 외력의 설계치(F_{Sd})를 구하면 다음과 같다.

$$F_{Rd} = f_d(W_d - B_d + E_{vd}) = 224.77(t/m)$$
$$F_{Sd} = I_d + E_{hd} + R_d + D_d = 164.80(t/m)$$

즉, 활동에 대한 안벽제체의 저항력 설계치가 외력의 설계치보다 크므로 설계사례의 중력식 안벽은 지진 시 활동파괴모드에 대하여 목표신뢰도지수 2.4의 level I 신뢰성설계에 의한 안정성을 확보한 것으로 평가할 수 있다.

(2) 전도

전도에 대한 신뢰성설계를 위한 각 하중의 모멘트 팔길이는 $d_{W_{rc}}$=10.4m, d_{Wc}=10.4m, d_{W_f}=10.4, d_B=10.4m, d_{E_v}=18.8m, d_{E_h}=8.02m, $d_{K_{hrc}}$=10.5m, $d_{K_{hc}}$=22.25m, $d_{K_{hf}}$=10.5m 등이다. 민감도계수, 변동계수, 평균치비 및 목표신뢰도지수(지진 시: 3.1)를 적용한 결과 부분안전계수는 표(5-9)와 같다.

표(5-9) 전도에 대한 부분안전계수(지진 시)

구 분	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
철근콘크리트(W_{rc})	0.0015	0.02	0.98	0.98
무근콘크리트(W_c)	0.0026	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	0.0292	0.04	1.02	1.02
전면조위비(R_W)	0.0165	0.30	0.60	0.59
잔류수위비(R_R)	-0.0640	0.35	0.66	0.71
지진계수(K_h)	-0.9974	-0.33	-33.37	0.98
정적토압(E_{st})	-0.0058	0.10	1.00	1.00

표의 부분안전계수와 요소하중별 모멘트를 이용하여 지진 시 저항모멘트와 전도모멘트의 검토치를 계산하면 다음과 같다.

$$\sum d_i W_{id} = 10.4 \times (0.98 \times 59.0 + 1.02 \times 176.0 + 1.02 \times 490.0) = 7666.26(t \cdot m/m)$$

$$d_B B_d = 10.4 \times 377.40 = 3924.96(t \cdot m/m)$$

$$d_{E_h} E_{hd} = d_{E_h} \times \left(\gamma_{E_{st}} E_{stk} + A \gamma_{K_h} K_{hk}\right) = 8.02 \times (1.00 \times 113.2 + 507.9 \times 0.98 \times 0.0445) = 1085.50(t \cdot m/m)$$

$$d_{E_v} E_{vd} = 18.8 \times \tan(15) \times \frac{1085.50}{8.02} = 681.81(t \cdot m/m)$$

$$\sum d_{I_i} I_i = \gamma_{K_h} K_h \left(d_{K_{hrc}} \gamma_{W_{rc}} W_{rc} + d_{K_{hc}} \gamma_{W_c} W_c + d_{K_{hf}} \gamma_{W_f} W_f\right) = 0.98 \times 0.0445 \times (10.5 \times 0.98 \times 59.0 + 22.25 \times 1.02 \times 176 + 10.5 \times 1.02 \times 490) = 429.53(t \cdot m/m)$$

$$d_R R_d = \frac{1}{6} r_w \left\{\left(\gamma_{R_R} HWL + h\right)^3 - \left(\gamma_{R_W} HWL + h\right)^3\right\} = \frac{1}{6} \times 1.03 \times \left\{(0.71 \times 3.873 + 18.6)^3 - (0.59 \times 3.873 + 18.6)^3\right\} = 106.74(t \cdot m/m)$$

$$d_D D_d = \frac{7}{30} \gamma_{K_h} K_{h,k} r_w \left(\gamma_{R_W} HWL + h\right)^3 = \frac{7}{30} \times 0.98 \times 0.0445 \times 1.03 \times (0.59 \times 3.873 + 18.6)^3 = 95.48(t \cdot m/m)$$

이상의 각 모멘트를 이용하여 저항모멘트 설계치(M_{Rd})와 전도모멘트 설계치(M_{Sd})를 구하면 다음과 같다.

$$M_{Rd} = d_W W_d - d_B B_d + d_{E_v} E_v = 4423.11(t \cdot m/m)$$

$$M_{Sd} = d_I I_d + d_{E_h} E_{hd} + d_R R_d + d_D D_d = 1717.25(t \cdot m/m)$$

지진 시 저항모멘트 설계치가 전도모멘트 설계치보다 크기 때문에 설계사례의 중력식 안벽은 지진 시 전도파괴모드에 대하여 목표신뢰도지수 3.1의 level I 신뢰성설계 안정성을 만족하는 것으로 평가할 수 있다.

(3) 지지력

제체 저면지지력의 부분안전계수는 목표신뢰도지수를(지진 시 2.4)를 적용한 경우 표(5-10) 과 같다. 지진 시 저면 지지력 안정성을 level I 신뢰성설계법에 의해 검토하기 위해 표(5-10)의 부분안전계수를 적용하여 하중의 설계치를 계산하면 다음과 같다.

$$W_d = \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik} = 0.98 \times 59.0 + 1.02 \times 176.0 + 1.02 \times 490.0 = 737.14(t/m)$$

$$B_d = r_w \left[\left(\gamma_{R_R} HWL + h \right) b_c + v_f \right] = 1.03 \times \left[(0.72 \times 3.873 + 18.6) \times 16.8 + 8.0 \right] = 378.35(t/m)$$

$$E_{hd} = \gamma_{E_{st}} E_{stk} + A \gamma_{K_h} K_{hk} = 1.01 \times 113.2 + 507.9 \times 0.55 \times 0.0445 = 126.76(t/m)$$

$$E_{vd} = E_{hd} \tan(\delta) = 126.76 \times \tan(15^\circ) = 33.97(t/m)$$

표(5-10) 지지력에 대한 부분안전계수(지진 시)

구 분	α_X	V_X	μ_X / X_k	γ_X
철근콘크리트(W_{rc})	-0.0021	0.02	0.98	0.98
무근콘크리트(W_c)	-0.0084	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	-0.0409	0.04	1.02	1.02
전면조위비(R_W)	0.0879	0.30	0.60	0.56
잔류수위비(R_R)	-0.1134	0.35	0.66	0.72
지진계수(K_h)	-0.9877	-0.51	-2.67	0.55
정적토압(E_{st})	-0.0453	0.10	1.00	1.01

$$I_d = \gamma_{K_h} K_{hk} \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik} = 0.55 \times 0.0445 \times 737.14 = 18.04(t/m)$$

$$R_d = \frac{1}{2} r_w \left\{ \left(\gamma_{R_R} HWL + h \right)^2 \right\} = \frac{1}{2} \times 1.03 \times \left\{ (0.72 \times 3.873 + 18.6)^2 - (0.56 \times 3.873 + 18.6)^2 \right\} = 13.45(t/m)$$

$$D_d = \frac{7}{12} \gamma_{K_h} K_{h,k} r_w \left(\gamma_{R_W} HWL + h \right)^2 = \frac{7}{12} \times 0.55 \times 0.0445 \times 1.03 \times (0.56 \times 3.873 + 18.6)^2 = 6.34(t/m)$$

또한, 저항모멘트와 전도모멘트의 설계치를 구하면 다음과 같다.

$$\sum d_i W_{id} = 10.4 \times (0.98 \times 59.0 + 1.02 \times 176.0 + 1.02 \times 490.0) = 7666.26(t \cdot m/m)$$

$$d_B B_d = 10.4 \times 378.35 = 3934.84(t \cdot m/m)$$

$$\begin{aligned} d_{E_h} E_{hd} &= d_{E_h} \times \left(\gamma_{E_{st}} E_{stk} + A\gamma_{K_h} K_{hk}\right) \\ &= 8.02 \times (1.01 \times 113.2 + 507.9 \times 0.55 \times 0.0445) \\ &= 1016.64(t \cdot m/m) \end{aligned}$$

$$d_E E_{vd} = 1016.64 \times \tan(15) \times 18.8 \times \frac{1}{8.02} = 638.56(t \cdot m/m)$$

$$\begin{aligned} \sum d_I I_{id} &= \gamma_{K_h} K_h \left(d_{K_{hrc}} \gamma_{W_{rc}} W_{rc} + d_{K_{hc}} \gamma_{W_c} W_c + d_{K_{hf}} \gamma_{W_f} W_f\right) \\ &= 0.55 \times 0.0445 \times (10.5 \times 0.98 \times 59.0 + 22.25 \times 1.02 \times 176 + 10.5 \times 1.02 \times 490) \\ &= 241.06(t \cdot m/m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_R R_d &= \frac{1}{6} r_w \left\{\left(\gamma_{R_R} HWL + h\right)^3 - \left(\gamma_{R_W} HWL + h\right)^3\right\} \\ &= \frac{1}{6} \times 1.03 \times \left\{(0.72 \times 3.873 + 18.6)^3 - (0.56 \times 3.873 + 18.6)^3\right\} \\ &= 141.81(t \cdot m/m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_D D_d &= \frac{7}{30} \gamma_{K_h} K_{h,k} r_w \left(\gamma_{R_W} HWL + h\right)^3 \\ &= \frac{7}{30} \times 0.55 \times 0.0445 \times 1.03 \times (0.56 \times 3.873 + 18.6)^3 \\ &= 52.70(t \cdot m/m) \end{aligned}$$

이상의 각 모멘트를 이용하여 연직하중 설계치(Q_d), 저항모멘트 설계치(M_{Rd})와 전도모멘트 설계치(M_{Sd})를 구하면 다음과 같다.

$$Q_d = W_d - B_d + E_{vd} = 737.14 - 378.35 + 33.97 = 392.76(t/m)$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= d_W W_d - d_B B_d + d_{E_v} E_v \\ &= 766.26 - 3934.84 + 638.56 = 4369.98(t \cdot m/m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Sd} &= d_I I_d + d_{E_h} E_{hd} + d_R R_d + d_D D_d \\ &= 241.06 + 1016.64 + 141.81 + 52.70 = 1452.21(t \cdot m/m) \end{aligned}$$

연직력과 모멘트 설계치를 이용하여 편심거리를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_{Rd} - M_{Sd}}{Q_d} = \frac{20.8}{2} - \frac{4369.98 - 1452.21}{392.76} = 2.97(m)$$

편심거리가 $\frac{b}{6}(=3.47)$보다 작기 때문에 저면의 응력은 삼각형분포를 하며 최댓값은 다음과 같다.

$$q_{\max} = \frac{Q_d}{b}\left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{392.76}{20.8}\left(1 + \frac{6 \times 2.97}{20.8}\right) = 35.06(t/m^2)$$

제체 저면의 최대응력 설계치($q_{\max}$)가 허용지지력($50t/m^2$)보다 작기 때문에 안벽제체는 지진 시 지지력 파괴모드에 대하여 목표신뢰도지수 2.4의 level I 신뢰성설계 안정성을 충족시킨다.

(4) 마운드 직선활동

안벽의 마운드에 대한 직선활동 설계사례를 적용하여 목표신뢰도지수(지진 시 2.4)를 적용한 경우 부분안전계수는 표(5-11)과 같다.

표(5-11) 직선활동에 대한 부분안전계수(지진 시)

구 분	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
마찰계수(f_m)	0.2417	0.15	1.06	0.95
철근콘크리트(W_{rc})	0.0023	0.02	0.98	0.98
무근콘크리트(W_c)	0.0070	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	0.0443	0.04	1.02	1.02
전면조위비(R_W)	0.0574	0.30	0.60	0.58
잔류수위비(R_R)	-0.1227	0.35	0.66	0.72
지진계수(K_h)	-0.9589	-0.448	-3.23	0.07
정적토압(E_{st})	-0.0419	0.10	1.00	1.02
마운드사석(W_r)	0.0049	0.04	1.02	1.02

지진 시 부분안전계수를 적용하여 각 하중 및 저항력의 설계치를 계산하면 다음과 같다.

$$W_d = \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik} = 0.98 \times 59.0 + 1.02 \times 490.0 + 1.02 \times 62.0 = 800.38(t/m)$$

$$B_d = r_w\left[\left(\gamma_{R_R} HWL + h\right)b_c + v_f\right] = 1.03 \times [(0.72 \times 3.873 + 18.6) \times 16.8 + 8.0] = 378.35(t/m)$$

$$E_{hd} = \gamma_{E_{st}} E_{stk} + A\gamma_{K_h} K_{hk} = 1.01 \times 113.2 + 507.9 \times 0.07 \times 0.0445 = 115.91(t/m)$$

$$E_{vd} = E_{hd}\tan(\delta) = 115.91 \times \tan(15^\circ) = 31.06(t/m)$$

$$I_d = \gamma_{K_h} K_{hk} \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik} = 0.07 \times 0.0445 \times 800.38 = 2.49(t/m)$$

$$R_d = \frac{1}{2} r_w \left\{\left(\gamma_{R_R} HWL + h\right)^2 - \left(\gamma_{R_W} HWL + h\right)^2\right\}$$
$$= \frac{1}{2} \times 1.03 \times \left\{(0.72 \times 3.873 + 18.6)^2 - (0.58 \times 3.873 + 18.6)^2\right\}$$
$$= 11.79(t/m)$$

$$D_d = \frac{7}{12}\gamma_{K_h} K_{h,k} r_w \left(\gamma_{R_w} HWL + h\right)^2$$
$$= \frac{7}{12} \times 0.07 \times 0.0445 \times 1.03 \times (0.58 \times 3.873 + 18.6)^2$$
$$= 0.81(t/m)$$

위의 하중 계산 결과를 이용하여 마운드 직선활동에 대한 연직력(V_d) 및 수평력(H_d)을 계산하면 다음과 같다.

$$V_d = W_d - B_d + E_{vd} = 800.38 - 378.35 + 31.06 = 453.09(t/m)$$

$$H_d = I_d + E_{hd} + R_d + D_d = 2.49 + 115.91 + 11.79 + 0.81 = 131.0(t/m)$$

마지막으로 직선활동에 대한 저항력의 설계치(N_R) 및 하중의 설계치(N_S)는 각각 다음과 같다.

$$N_R = (V_d \cos\theta - H_d \sin\theta) f_{md} = [453.09 \times \cos(8.3^\circ) - 131.0 \times \sin(8.3^\circ)] \times 0.76$$
$$= 326.37(t/m)$$

$$N_S = V_d \sin\theta + H_d \cos\theta = 453.09 \times \sin(8.3^\circ) + 131.0 \times \cos(8.3^\circ)$$
$$= 195.03(t/m)$$

마운드직선활동에 대한 지진 시 level I 신뢰성결과 저항력의 설계치가 하중의 설계치보다 크므로 목표신뢰도지수 2.4의 안정성을 확보했다고 평가할 수 있다.

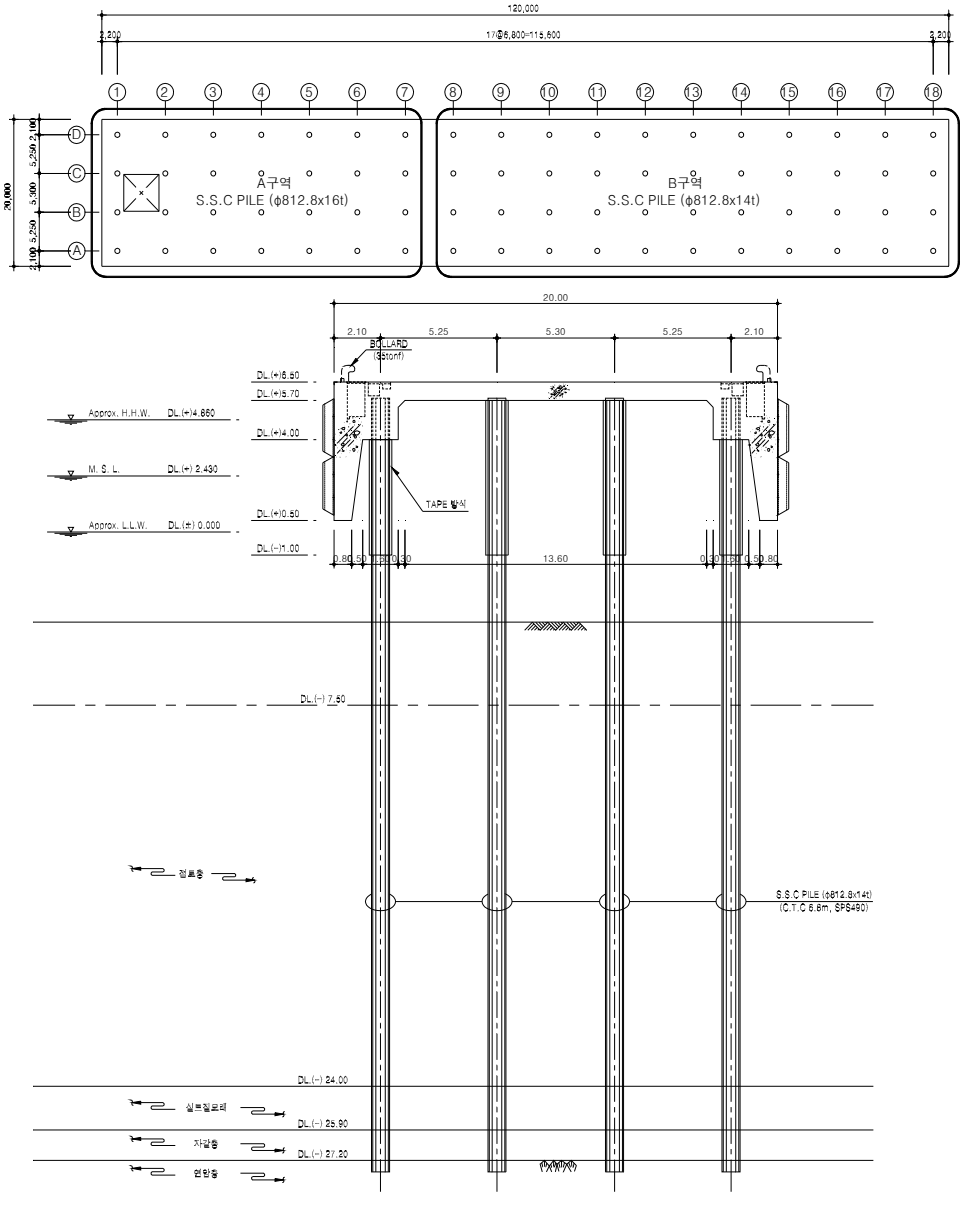
5-2-2 잔교식 안벽

[1] 설계조건

신뢰성 설계사례로 그림(5-3)의 단면을 가지는 돌제식 잔교구조물을 사용하였다. 이 구조물은 횡방향 4개와 종방향 18개, 총 72개의 강관파일로 구성된 직항식 구조물로서 약최저저조위 아래 27.2m의 암반층까지 시공되며 상판으로는 철근콘크리트가 사용되었다. 그리고 상판 양단에는 방충재 설치가 가능하도록 철근콘크리트 구조물을 상판과 연결하였다. 각 부위별 규격 및 단면특성은 표(5-12)와 같다.

표(5-12) 부재의 규격 및 단면특성

구 분	위 치	규 격	비 고
강 관 파 일	1~7열	Ø812.8×16t	부식 2mm 고려
	8~18열	Ø812.8×14t	
보	1~17열	1200×800	
	A~D열	1200×800	
슬래브		800mm thk.	

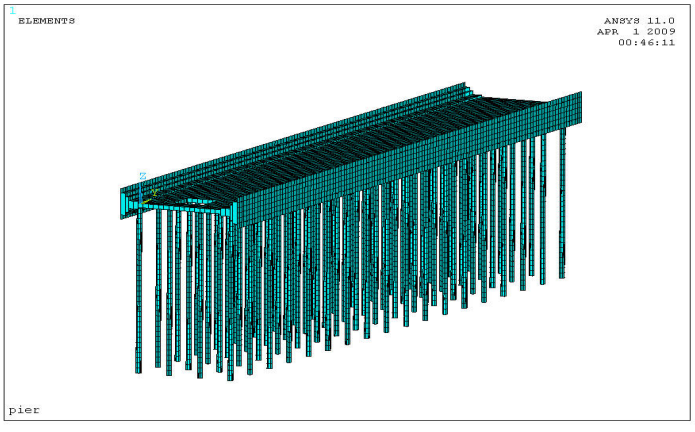


그림(5-3) 잔교식 안벽 평면도 및 단면도

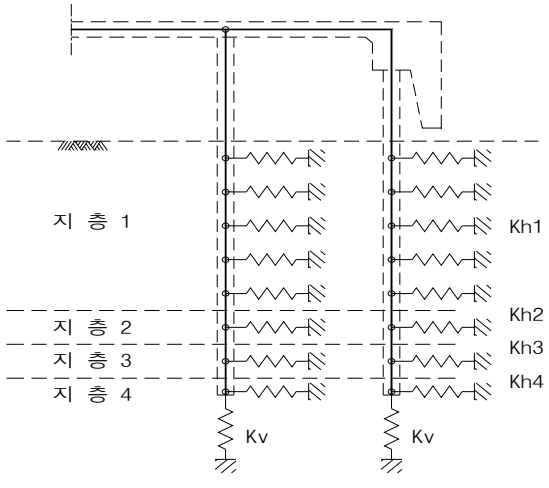
[2] 신뢰성설계

(1) 구조해석

그림(5-4)는 잔교식 안벽의 구조해석을 위한 유한요소모델을 보여주고 있다. 말뚝은 보요소를 이용하고 상판은 쉘요소를 이용하여 모델링하였다. 말뚝 주변지반은 그림(5-5)와 같이 지반반력계수에 의한 탄성스프링이 말뚝에 연결되어 있는 것으로 가정하였다. 지반모델링 시 고려한 지층별 지반반력계수와 적용심도는 표(5-13)과 같다.



그림(5-4) 잔교식 안벽의 유한요소모델



그림(5-5) 지반경계 모델링 방법

표(5-13) 적용심도별 지반반력계수

구 분	지반반력계수(kN/㎥)	적용심도(m)
해성점토	1,500	(0~9)
해성점토	8,000	(9~18)
실트질 모래	39,000	(18~20)
자 갈 층	57,000	(20~21)
연 암	500,000	(21~)

(2) 확률변수

지반반력계수를 모두 각기 독립적인 확률변수로 고려하면 확률변수의 수가 지나치게 많아져 해석이 복잡하게 된다. 이것을 방지하기 위해 5개의 지층별 대표값(k_{h0})과 지반반력계수비(a_k)를 이용하여 지반반력계수(k_h)를 정의하였다.

$$k_h = a_k k_{h0} \tag{5-14}$$

여기서, 지층별 대표값 k_{h0}는 상수이며 지반반력계수비 a_k는 대수정규분포를 따르는 확률변수이다. 지진계수는 극치분포를 따르고 나머지 설계변수는 모두 정규분포를 따른다고 가정하였다. 지반종류는 S_c로서 증폭계수 1.18을 적용하여 지표에서의 최대지진가속도를 산정할 수 있다. 기존 설계방법에서 사용하는 설계치를 특성치로 사용하고 확률변수의 분포특성을 정리하면 표와 같다.

표(5-14) 안벽의 확률특성

설계변수	특성치(X_k)	평균치(μ_X)	변동계수(V_X)	확률분포
지진계수(K_h)	0.061	$k=2.2194, v=0.0056$		극치분포
지반반력계수비(a_k)	1.0	1.0	0.755	대수정규분포
항복응력(f_y)	315.0	377.0	0.08	정규분포

(3) 부분안전계수를 이용한 신뢰성설계

민감도와 변동계수 및 평균치비를 이용하고 목표신뢰도지수 3.0에 대한 부분안전계수는 표(5-15)와 같다. 부분안전계수를 적용하여 설계 검토치를 구하면 그 값은 다음과 같다.

표(5-15) 부분안전계수

설계변수	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
지진계수(K_h)	-0.9976	-0.372	-12.579	1.430
지반반력계수비(a_k)	0.0297	0.630	1.0616	1.002
항복응력(f_y)	0.0622	0.080	1.1968	1.179

$$f_{yd} = \gamma_{f_y} f_{yk} = 1.179 \times 315 = 371.39(MPa)$$

$$K_{hd} = \gamma_{K_h} K_{hk} = 1.430 \times 0.061 = 0.0872$$

$$k_{hd} = \gamma_{a_k} a_k k_{h0} = 1.002 \times k_{h0} = 1.002 k_{h0}$$

$$f_{\max d} = f_{\max}(0.0872, 1.002 k_{h0}) = 185.76(MPa)$$

위 계산에서 목표신뢰도지수 3.0에 해당하는 부분안전계수를 적용하여 최대응력($f_{\max d}$)을 구한 결과 185.76MPa로서 항복응력의 설계검토치(f_{yd}) 371.39MPa보다 작기 때문에 본 설계는 신뢰도지수 3.0을 초과하는 것으로 평가하며 목표신뢰도지수가 충족한 것으로 평가한다.

[참고문헌]

1) 김동현, 윤길림, 박우선(2003), “지진토압의 위상차를 고려한 케이슨안벽의 신뢰성 해석”, 한국해안해양공학회지, 제15권 제4호, pp.242～248.
2) 김동현, 조홍연, 김두기, 조병일(2007), “잔교식 안벽구조물의 확률론적 지진위험도 평가”, 한국해양공학회지, Vol. 19, No. 3, pp. 237-243.
3) 김동현, 윤길림(2009), “부분안전계수를 이용한 케이슨식안벽의 신뢰성설계법”, 한국해안해양공학회 논문집, 제 21권, 3호, pp. 224-229.
4) 김동현, 윤길림(2009), “케이슨식 안벽의 신뢰성해석을 위한 중요도추출법의 적용”, 한국해양공학회 논문집, Vol. 21, No. 5, pp. 405-409.
5) 김승우, 서경덕, 이철응, 박동헌(2009), “국내 항만의 방파제 피복블록의 신뢰성 해석”, 한국해안해양공학회 논문집, 21(1), 15-29.
6) 김승우, 서경덕(2008), “파고와 파형경사의 상관성을 고려한 피복석의 신뢰성 해석 및 부분안전계수 산정”, 제 20권 제 3호, 한국해안・해양공학회논문집, pp.300-309.
7) 김승우, 서경덕(2009a), “국내 케이슨 방파제의 활동에 대한 신뢰성 해석 및 부분안전계수 산정”, 제 21권 제 4호, 한국해안・해양공학회논문집, pp.278-289.
8) 김승우, 서경덕(2009b), “국내에서 시공된 Tetrapod 피복재에 대한 Hudson 공식의 부분안전계수 산정”, 제 21권 제 5호, 한국해안・해양공학회논문집, pp.345-356.
9) 김승우, 서경덕(2010), “경사식 방파제의 비용 최적화에 기초한 부분안전계수 및 목표파괴확률 산정”, 제 22권 제 3호, 한국해안・해양공학회논문집, pp.191-201.
10) 김홍연, 윤길림, 윤여원(2008), “안벽 설계변수의 신뢰성 해석과 생애주기비용 분석”, 한국지반공학회 가을학술발표회 논문집, pp.508～518.
11) 김홍연, 윤길림, 윤여원, 이규환(2010), “LCC 해석과 안벽의 목표안전수준”, 제4회 항만구조물 신뢰성 설계법 기술교육 Workshop, pp.193～210.
12) 윤길림, 김동현, 김홍연(2008), “안벽구조물의 신뢰성해석”, 한국해안해양공학회논문집, Vol. 20, No. 5, pp. 498-509.
13) 윤길림, 강오람, 김동현(2008), “VE/LCC기법의 항만구조물 설계적용 사례분석연구”, 한국해안해양공학회논문집, Vol. 20, No. 4, pp. 390-400.
14) 윤길림, 김동현, 김홍연(2008), “안벽구조물의 신뢰성 해석”, 한국해안・해양공학회 논문집, 제20권, 제5호, pp.498～509.
15) 윤길림, 윤여원, 김홍연(2009), “중력식 항만시설물의 원호활동 파괴에 대한 부분안전계수 연구”, 한국해안・해양공학회 학술발표논문집, 제18권, pp.1～4.
16) 윤길림, 윤여원, 김홍연(2009), “항만구조물 사면안정 설계기준 비교연구”, 한국해안・해양공학회 논문집, 제21권, 제4호, pp.316～325.
17) 윤길림, 윤여원, 김홍연, 김백운(2010), “항만구조물의 지반지지력 산정을 위한 부분안전계수 결정”, 한국해안・해양공학회 논문집, 제22권, 제3호, pp.156～162.
18) 윤길림, 김병탁(2006), “Regression Analysis of Compression Index for Kwangyang Marine Clay”, 대한토목학회 논문집
19) 이철응(2002), “혼성제 직립 케이슨의 활동에 대한 파괴확률”, 한국해안・해양공학회지, 제 14권 제 2호, 한국해안・해양공학회, pp.95-107.
20) 이철응(2007), “피복재의 부분안전계수 산정”, 한국해안・해양공학회지, 제 19권 제 4호, 한국해안・해양공학회, pp.336-344.

21) 이철응(2008), “처오름에 대한 신뢰성 해석 및 부분안전계수 산정”, 한국해안・해양공학회지, 제 20권 제 4호, 한국해안・해양공학회, pp.355-362.
22) 이철응(2009), “혼성제 직립 케이슨의 활동에 대한 부분안전계수 산정”, 한국해안・해양공학회지, 제 21권 제 4호, 한국해안・해양공학회, pp.267-277.
23) 이철응(2010), “안전율을 이용한 직립 방파제의 활동에 대한 목표파괴확률 산정”, 한국해안・해양공학회지, 제 22권 제 2호, 한국해안・해양공학회, pp.112-119.
24) 해양수산부(2001), 전국 주요 항만 안벽구조물 간이평가 보고서.
25) 해양수산부(2004), 차세대 항만 설계기술 개발(IV), pp. 195～216.
26) 해양수산부 (2005) 항만 및 어항 설계기준.
27) 해양연구원(2005). 전해역 심해설계파 추정 보고서 II.
28) 해양수산부(2009). 항만시설물 안정성 평가 및 보수보강 방안 수립 3차년도 보고서, 세광종합기술단 및 혜인ENC.
29) 해양수산부(2010). 항만시설물 안정성 평가 및 보수보강 방안 수립 4차년도 보고서, 세광종합기술단 및 혜인ENC.
30) A.H.S. Ang & W.H. Tang(1975), “Probability concepts in engineering planning and design”, vol. I, basic principles, John Wiley & Sons, Inc.
31) A.H.S. Ang & W.H. Tang(1975), “Probability concepts in engineering planning and design”, vol. II, basic principles, John Wiley & Sons, Inc.
32) Burcharth, H.F., Sorensen, D., and Christiani, E.(1994), “On the evaluation of failure probability of monolithic vertical wall breakwaters”, Wave Barriers in deepwaters, pp. 458-469.
33) Burcharth, H.F., and Sorensen, D.(1998), “Design of vertical wall caisson breakwaters using partial safety factor”, Proc. 26th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, pp. 2138-2151.
34) Carver, R(1983), “Stability of stone- and dolos-armored rubble mound breakwater trunks subjected to breaking waves with no overtopping”, Technical report CERC-83-5, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
35) CEM(Coastal Engineering Manual)(2006), Coastal Engineering Research Center, US Army Corps Engineers, Washington D.C., USA.
36) Christensen, P.T., and Baker, M.J.(1982), “Structural reliability theory and its applications”, Springer-Verlag, New York.
37) Duncan, J. M.(2000), ″Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering″, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 4, pp.307～316.
38) Goda, Y.(1988), “On the methodology of selecting design wave height”, Proc. 21st Int. Conf. Coast. Eng., ASCE, pp.899-913.
39) Goda, Y.(2000), “Random seas and design of maritime structures”, Univ. of Tokyo Press, Tokyo.
40) Goda, Y.(2010), “Random seas and design of maritime structures”, 3rd edition.
41) Hanzawa, M., Sato, H., Takahashi, S., Shimosako, K., Takayama, T. and Tanimoto, K.(1996), “New stability formula for wave-dissipating concrete blocks covering horizontally composite breakwaters”, Proc. 25th Coastal Engineering Conference, ASCE, Orlando, 1665-1678.
42) Harr, M. E.(1984), ″Reliability-Based Design in Civil Engineering″, the 1984 Henry M. Shaw Lecture, Dept. of Civil Engineering, North Carolina State Univ., Raleigh, NC, 68.
43) Hudson, R. Y.(1959), “Laboratory investigation of rubble mound breakwaters”, J. Waterway and Harbors Division, ASCE, 85(WW3), 93-121. PIANC(1992), Analysis of rubble mound breakwaters, Rep. of Working Group No. 1 of PTC II, Belgium.
44) ISO(1998), ISO 2394: General Principles for Reliability based Design.

45) Kawai, H., Takayama, T., Suzuki, Y., and Hiraishi, T.(1997), “Failure probability of breakwater caisson for tidal level variation”, Rep. of the Port and Hab. Res. Inst., 36(4), pp. 4-41. (in japanese)
46) Kulhawy, F. H.(1992), "On the Evaluation of Soil Properties", ASCE Geotechnical Special Publication No. 31, pp.95～115.
47) Lacasse, S. and Nadim, F.(1997), "Uncertainties in Characterizing Soil Properties", Norwegian Geotechnical Institute Publication No. 201, Oslo 1997, pp.49～75.
48) Lee, C.-E., and Kwon, H. J.(2009), “Reliability analysis and evaluation of partial safety factors and for random wave overtopping”, KSCE Journal of Civil Engrg. KSCE, 13(1), pp.7-14.
49) Maidment, D.R.(1992), “Handbook of hydrology”, Part 3: Chapter 18.
50) Meyerhof, G.(1970), "Safety Factors in Soil Mechanics", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, No. 4, pp. 349～355.
51) Nagao, T., Yoshinami, Y., Sanuki, T. and Kamon, M.(2001), "ケーソン式岸壁の外的安定に關する信頼性設計法の適用", 構造工學論文集, Vol.47A.
52) Nagao T.(2000), "Expected Life-Cost for Breakwaters in terms of Failure Probability", Proceedings of the 4th Japan Conference on Structural Safety and Reliability, pp. 441～448.
53) Nagao T., Yoshinami Y., Sanuki T. and Kamon M.(2001), "Application of a reliability-based design method to the external safety of caisson breakwaters", Jounal of Structural Engineering, Vol. 47A, pp. 293～304.
54) Nagao, T., Kadowaki, Y., and Terauchi, K.(1995), Evaluation of safety of breakwaters by the reliability based design method(1st report: Study on the safety against sliding), Rep. of the Port and Hab. Res. Inst., 34(5), pp. 40-70. (in japanese)
55) Nagao, T., Kadowaki, Y., Tsuchida, T., and Terauchi, K.(1997), “Evaluation of safety of breakwaters by the reliability based design method(2nd report: Study on the safety against foundation failure)”, Rep. of the Port and Hab. Res. Inst., 36(5), pp. 26-56. (in japanese)
56) Nagao, T., Okubo, N., Kawasaki, S., and Hayashi, Y.(1998), “Evaluation of safety of breakwaters by the reliability based design method(3rd report: Concluding the applicability of reliability based design method)”, Rep. of the Port and Hab. Res. Inst., 37(2), pp. 132-176. (in japanese)
57) Orr, T. L. L. and Farrell, E. R.(1999), "Geotechnical design to Eurocode 7", Springer, pp.27～30.
58) Oumeraci, H., Kortenhaus, A., Allsop, N.W.H., de Groot, M.B., Crouch, R.S., and Vrijling, J.K.(2000), “Probabilistic design of caisson breakwaters and sea walls - Present statues and perspectives”, Proc. 27th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, pp. 1664-1677.
59) Ozaki R., Nagao T. and Shibasaki R.(2005), "Level-1 Reliability-based Design Method for Port and Harbor Facilities under Ordinal Conditions for Minimization of Expected Total Cost", ICOSSAR 2005, pp. 1285～1292.
60) Ozaki R. and Nagao T.(2007), "Application of Reliability-based Design Method to Circular Arc Slip Failure of Breakwaters", Application of Statistics and Probability in Civil Engineering, pp.1～9.
61) Paikowsky, S. G.(2004), “Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations”, NCHRP Report 507, Transportation Research Board, Washington, DC.
62) Shibasaki R.(2004), "Seismic Design for Port Facilities Considering Economic Loss Cost in Freight Transportation and the Risk Evaluation Characteristics", Proceedings of Infrastructure Planning, Vol. 21, No. 2, pp. 349～357.
63) Shimosako, K. and Takahashi, S.(2000), “Application of expected sliding distance method for composite breakwaters design”, Proc. 27th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, pp. 1885-1898.

64) Takahashi, S., Shimosako, K., Kimura, K., and Suzuki, K.(2000), “Typical failures of composite breakwaters in japan”, Proc. 27th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, pp. 1899-1910.
65) Takayama, T., and Ikeda, N.(1992), “Estimation of sliding failure probability of present breakwaters for probabilistic design”, Rep. of the Port and Hab. Res. Inst., 31(5), pp. 3-32.
66) Technical Standard and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan(2009), The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Ports and Harbours Bureau, Ministry of Land, Infrastructures, Transport and Tourism(MLIT), Japan.
67) Van der Meer, J. W.(1988), “Stability of Cubes, Tetrapods and Accropods”, Proc. of the Breakwaters '88 Conference; Design of Breakwaters, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, London, UK, 71-80
68) Yamamoto, M., Mizumura, K., Endo, T., and Shiraishi, N.(1990), “Reliability analysis of composite breakwaters protected with armor blocks”, Proc. 22nd. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, pp. 1403-1416.
69) Yoneyama, H., Shiraishi, S. and Uwabe, T.(2000), "A Study on Load Factors of Seismic Loads on Limit State Design Method for Port and Offshore Structures in Japan", 8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability.
70) Yoon, G., Kim, H., Yoon, Y. and Lee, K.(2009), "Reliability Analysis of Caisson Type Quaywall and Sensitivity Analysis of Design Variables", Proceedings of IS-Gifu2009 Second International Symposium on Geotechnical Safety & Risk, pp.135～139.
71) Yoon, Gil Lim, Kim Byung Tak, Sang Su Jeon(2004), “Empirical Correlations of Compression Index for marine clay from regression analysis”, Canadian Geotechncial Journal (SCI), Vol. 41, No. 6,

부 록 3 편

케이슨부재의 한계상태설계법

제1장 기본방침

제2장 설계원칙

제3장 하중의 조합 및 하중계수

제4장 부재의 설계

MINISTRY OF OCEANS AND 해 양 수 산 부

부록 3편 케이슨부재의 한계상태설계법

제 1 장 기본방침

(1) 이 장에서는 항만시설을 구성하는 케이슨부재의 한계상태설계에 관해 기술한다. 이와 관련된 유사부재에 대해서도 그 특성을 고려하여 적용할 수 있다.

(2) 구조부재의 설계는 시설에 요구되는 성능에 따라 정한 성능규정에 근거하여 구조부재의 한계상태를 바꾸는 것이 가능하다. 그 때 일반적으로 극한한계상태, 사용한계상태 및 피로한계상태 어떤 것으로 바꿔도 관계없다. 각각의 한계상태는 다음과 같다.

① 최대하중에 의해 단면파괴가 일어나는 한계상태(극한한계상태)

② 설계공용기간 중에 종종 발생하는 규모의 작용에 의해 기능상 부적절한 상황이 일어나는 한계상태(사용한계상태)

③ 설계공용기간 중에 작용하는 반복 작용에 의해 극한한계상태와 비슷한 파괴가 일어나는 한계상태(피로한계상태)

(3) 한계상태설계법에 의해 부재의 안전검토를 실시할 경우에는 재료계수, 하중계수, 구조해석계수, 부재계수 및 구조물계수인 5종류의 부분계수에 대해서 한계상태 종별에 맞게 시설의 특성, 재료 및 하중의 특성 등을 감안한 적절한 수치를 설정할 필요가 있다.

(4) 구조부재의 검토에서는 구조부재의 유지성능이 설계공용기간에 초래되는 재료열화 등에 의해 손상되지 않는다는 것을 확인할 필요가 있다.

제 2 장 설계원칙

2-1 일반사항

(1) 구조부재에 대한 하중은 구조형식 별 기술내용을 참조할 수 있다.

(2) 구조부재에 작용하는 환경작용은 구조부재가 처한 환경을 고려하여 적절하게 설정한다.

2-2 극한한계상태에 대한 검토

(1) 극한한계상태에 대한 검토는 일반적으로 설계하중을 근거로 하여 구조부재가 단면파괴 극한한계상태에 이르지 않을 것을 확인하는 것으로 한다.

(2) 단면파괴 극한한계상태에 대한 검토는 설계단면력 S_d의 설계단면내력 R_d 대한 비에 구조물계수 γ_i를 곱한 값이 1.0 이하임을 확인하는 것으로 할 수 있다.

$$\gamma_i S_d / R_d \leq 1.0 \qquad (2\text{-}1)$$

설계단면력 S_d는, 설계하중 F_d를 이용해서 단면력 S(S는 F_d의 함수)를 산정하고 여기에 구조해석계수γ_a를 곱한 값의 합계로 구할 수 있다.

$$S_d = \Sigma \gamma_a S(F_d) \tag{2-2}$$

설계단면내력 R_d는 설계강도 f_d를 이용해서 부재단면의 내력 R(R은 f_d의 함수)을 산정하고 이것을 부재계수 γ_b로 나눠서 구할 수 있다.

$$R_d = R(f_d)/\gamma_b \tag{2-3}$$

(4) 휨모멘트 및 축방향력에 대한 설계단면내력은 콘크리트 표준시방서에 준하여 산정할 수 있다.

(5) 전단력에 대한 설계단면내력은 봉부재, 면부재 등의 종류와 작용 전단력 특성을 고려하여 다음에 따르는 것 외에 콘크리트 표준시방서에 준하여 산정할 수 있다.

① 봉부재의 전단파괴는 사인장에 의해 전단파괴가 발생하는 경우와 전단압축에 의해 전단파괴가 발생하는 경우가 있기 때문에, 이러한 상태를 고려해서 설계단면력을 산정할 필요가 있다. 어떠한 파괴형태를 보이는지는 일반적으로 스팬과 부재의 높이 비로 판단해도 좋다.

② 단면재가 면외전단력을 받는 경우에는 봉부재에 준하여 전단내력을 산정할 필요가 있다. 또, 부분적으로 집중하중이 작용하는 경우에는 천공 전단내력을 산정할 필요가 있다.

(6) 비틀림에 대해서는 일반적인 항만시설 구조부재인 경우 비틀림 모멘트의 영향이 작든가 변형적합 비틀림 모멘트가 작용하는 경우가 많기 때문에 일반적으로 검토를 생략할 수 있다. 이 이외의 경우에는 콘크리트 표준시방서에 준하여 검토하는 것이 바람직하다.

(7) 변위의 극한한계상태 등 기타 극한한계상태 검토 및 단면력에 관계없는 시설 내지는 구조부재의 극한한계상태를 실험 또는 해석으로 검토하는 경우에는 적용범위와 정밀도가 검증되어 있는 방법으로 할 필요가 있다.

2-3 사용한계상태에 대한 검토

(1) 사용한계상태에 대한 검토는 일반적인 항만시설 구조부재에 대해서는 콘크리트 압축응력도 및 균열폭을 지표로 하여 실시할 수 있다. 기타 특별한 기능이 요구되는 경우에는 관련 지침을 참고하여 산정하는 것이 바람직하다.

(2) 연속상태에서 콘크리트 압축응력에 대한 검토는 식(2-4)로 할 수 있다.

$$\sigma'_c \le 0.4 f'_{c_k} \tag{2-4}$$

여기서,

σ'_c : 연속작용에 의해 콘크리트에 발생하는 압축응력(N/mm^2)

f'_{c_k} : 콘크리트의 압축강도 특성치(N/mm^2)

(3) 휨균열에 대한 검토

① 휨균열에 대한 검토는 식(2-5)로 할 수 있다.

$$\omega \le \omega_a \tag{2-5}$$

여기서,

ω : 휨균열 폭(mm)

ω_a : 휨균열 폭의 한계치(mm)

② 휨균열 폭 ω는 식(2-6)으로 산출할 수 있다.

$$\omega = 1.1k_1k_2k_3[4c+0.7(c_s-\phi)](\frac{\sigma_{sc}}{E_s}+\epsilon'_{csd}) \quad (2\text{-}6)$$

여기서,

ω : 균열 폭(mm)

k_1 : 철근의 표면상태가 균열 폭에 미치는 영향을 나타내는 계수 (이형철근인 경우=1.0)

k_2 : 콘크리트의 품질이 균열 폭에 미치는 영향을 나타내는 계수

$$k_2 = \frac{15}{f_c'+20}+0.7$$

f'_c : 콘크리트 압축강도 (N/mm^2), 일반적인 압축강도의 설계용 값 f'_{cd}로 해도 된다.

k_3 : 인장철근 단수의 영향을 나타내는 계수

$$k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8}$$

n : 인장철근의 단수

c : 피복두께(mm)

c_s : 철근 중심의 간격(mm)

ϕ : 인장철근 지름으로, 최소 철근의 공칭지름(mm)

E_s : 철근의 영계수(N/mm^2)

ϵ'_{csd}: 콘크리트의 수축 및 포행(Creep) 등에 의한 균열 폭 증가를 고려하기 위한 수치. 일반적인 경우, 150×10^{-6}정도로 고강도 콘크리트인 경우는 100×10^{-6}정도로 해도 된다.

σ_{se} : 표면 가까운 위치에 있는 철근응력도의 증가량(N/mm^2)

③ 철근응력도 증가량은 단면이 탄성범위에 있는 것으로 보고 식(2-7)로 구할 수 있다.

$$\sigma_{se} = \frac{M_d}{A_s jd} \quad (2\text{-}7)$$

여기서,

M_d : 사용한계상태 검토 시의 휨모멘트 설계용 값 (N/mm)

$$j = 1-\frac{k}{3}$$

k : 중립축비 $(=\sqrt{2np_w+(np_w)^2}-np_w)$

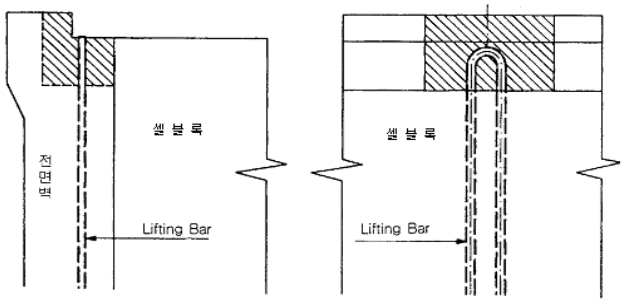
n : 영계수비 $(=E_s/E_c)$

P_w : 철근비 $(=A_s/(b_wd))$

d : 유효 높이(mm)

b_w : 부재의 복부 폭(mm)

A_s : 철근의 단면적(mm^2)



그림(2-1) 매설면을 낮춘 들고리의 예

④ 균열 폭의 한계치는 콘크리트 표준시방서에 근거하여 일반적으로 표(2-1)의 값으로 한다. 단, 본 표를 적용할 수 없는 것은 피복두께가 100mm 이하인 경우에 한한다.

표(2-1) 휨균열 폭의 한계치

(c는 피복두께)

환경구분	이형철근, 보통환봉	PC강재
심한 부식성 환경	0.0035c	-
부식성 환경	0.0040c	-
일반 환경	0.0050c	0.0040c

여기서 심한 부식성 환경이란 케이슨의 외측 철근이나 잔교 상부공의 하측 철근과 같이 해양환경에 노출되어 있는 경우에 적용한다. 그 외의 일반적인 경우는 부식성 환경을 적용할 수 있지만 잔교 상판처럼 포장이 부설되어 있는 경우나 케이슨 격실 내처럼 밀폐된 공간에 면한 철근 등에 대해서는 일반 환경을 적용해도 된다.

⑤ 작용하는 하중 이외의 요인, 예를 들면 초기 결함 등에 의해 구조물에 생긴 균열로 재하상태에서도 벌어져 있는 균열은 이 방법의 대상에서 제외되며 별도로 검토할 필요가 있다.

(4) 수밀성 검토

수밀성이 요구되는 경우에는 균열 폭을 지표로 하여 검토할 수 있다. 그 경우 시설의 사용조건 및 작용하는 하중의 특성 등을 고려하여 균열 폭의 한계치를 적절하게 정할 필요가 있다. 일반적으로는 콘크리트 표준시방서에 근거하여 표(2-2)의 한계치를 이용할 수 있다.

표(2-2) 수밀성에 대한 균열폭 한계치

요구되는 수밀성의 정도		높은 수밀성을 확보하는 경우	일반적인 수밀성을 확보하는 경우
주된 작용력	축인장력	-[1)]	0.1mm
	휨모멘트[2)]	0.1mm	0.2mm

주) 1) 전체 단면에 대해 압축상태로 하고, 최소 압축응력도를 0.5N/mm^{2}로 한다.
한편, 상세해석으로 검토할 경우에는 별도로 정하는 것으로 한다.
2) 교번하중을 받는 경우에는 축인장력이 탁월한 경우에 준한다.

(5) 잔교 상부공처럼 하역기기에 의한 작용이 비교적 커서 하역에 지장을 초래할 정도의 처짐 발생이 예상되는 경우에는, 필요에 따라 처짐을 지표로 하여 사용성 검토를 한다. 그런 경우 처짐의 한계치는 크레인의 성능이나 도로교시방서 등을 참고하여 정할 수 있다.

2-4 피로한계상태에 대한 검토

(1) 작용 중 변동작용이 차지하는 비율 및 그 정도가 심한 경우에는 피로에 대한 검토를 할 필요가 있다.

(2) 피로한계상태 검토를 할 때는 반복 작용을 적절히 등급을 정하고 각각의 피로파괴에 대한 영향정도를 계산한 다음 모든 작용 등급에 대한 영향정도의 총합으로 피로파괴에 대한 안전성을 판정한다. 피로파괴에 대한 안전성에는 작용의 크기뿐만 아니라 반복 작용 횟수가 크게 영향을 미치므로 적절히 정할 필요가 있다. 또한, 200만회를 초과해도 피로한계에 도달하지 않는 등급의 작용으로 의한 영향은 무시해도 좋다.

2-5 성능의 시간적 변화에 대한 검토

(1) 구조부재의 보유성능은 설계수명기간에 초래되는 재료열화로 인해 요구되는 성능을 하회해서는 안 된다. 그러므로 콘크리트 및 철근에 대해서는 일반적으로 다음의 항목에 관한 검토를 실시할 필요가 있다. 한편, 설계수명기간 50년 정도의 기존시설에 대해서, 설계수명기간 중에 염해열화로 인한 현저한 성능저하가 확인되지 않고 있는 시설에 대해서는 다음의 조건을 만족하면 성능의 경시변화에 대한 검토를 생략할 수 있다. (경시변화: 시간이 경과함에 따라 변화한다.)

① 피복한 철근으로 외측(해수에 접하는 쪽) 철근에 대해서는 표(2-1)의 심한 부식성 환경, 내측철근에 대해서는 일반 환경에 표시된 표준치 이하의 값이 설정되어 있는 것

② 꼼꼼하게 시공이 된 것

(2) 중성화에 의한 철근부식

① 중성화에 의한 철근부식에 관한 검토는 식(2-8)로 할 수 있다.

$$y_d / y_{\lim} \leq 1.0 \tag{2-8}$$

여기서,

y_d : 중성화 깊이의 설계용 값(mm)

$y_{\lim}$: 철근부식 발생 한계 깊이(mm)

② 중성화 깊이의 설계용 값 y_d는 식(2-9)로 구할 수 있다.

$$y_d = \gamma_{cd} \alpha_d \sqrt{t} \tag{2-9}$$

여기서, γ_{cd} : 중성화 깊이의 설계용 값 y_d의 분포를 고려한 부분계수(보통 1.15)

α_d : 중성화 속도계수의 설계용 값(mm · $y^{-1/2}$)

$\alpha_d = \alpha_k \beta_e \gamma_c$

t : 설계수명기간(y)

α_k : 중성화 속도계수의 특성치(mm · $y^{-1/2}$)

β_e : 환경작용 정도를 나타내는 계수

항만시설에서 현저한 건조조건에 폭로되지 않은 경우에는 보통 1.0, 건조하기 쉬운 환경이나 남향에 면한 곳은 1.6으로 해도 된다.

γ_c : 콘크리트의 재료계수(보통 1.0)

③ 중성화 속도계수의 특성치 α_k는 식(2-10)으로 정할 수 있다. 여기에 나타낸 콘크리트의 중성화 속도 예측치는 보통포틀랜드시멘트 또는 중용열포틀랜드시멘트를 이용한 경우의 회귀식이다.

$$\alpha_k = \gamma_p \alpha_p$$
$$\alpha_p = -3.57 + 9.0\, W/B \qquad (2\text{-}10)$$

여기서,

γ_p : α_p의 정밀도에 관한 안전계수(보통 1.1)

α_p : 콘크리트의 중성화 속도계수의 예측치(mm · $y^{-1/2}$)

W/B : 콘크리트의 유효 물-결합재비

④ 철근부식 발생 한계깊이 $y_{\lim}$는 식(2-11)로 구할 수 있다.

$$y_{\lim} = c - c_k \qquad (2\text{-}11)$$

여기서,

c : 피복의 설계치(mm)

c_k : 중성화 나머지(mm)

일반적으로 해양환경에서는 25mm로 적용해도 된다.

(3) 염화물이온 침입에 의한 철근부식

① 염화물이온 침입에 의한 철근부식에 관한 검토는 일반적으로 식(2-12)로 할 수 있다.

$$\gamma_i C_d / C_{\lim} \le 1.0 \qquad (2\text{-}12)$$

여기서,

γ_i : 구조물계수

C_d : 철근위치에서 염화물이온 농도의 설계용 값 (kg/m^3)

$C_{\lim}$: 철근부식 발생 한계농도 (kg/m^3)

염화물이온에 의한 철근부식 검토에서는 여러 한계치의 설정이 고려되지만, 여기서는 안전측을 평가할 수 있는 점 및 현시점의 기술수준에서 비교적 평가 가능한 방법으로 철근 부식이 발생되는 시점을 한계상태로 정하기로 했다.

② 철근위치에서 염화물이온 농도의 설계용 값 C_d는 식(2-13)으로 구할 수 있다.

$$C_d = C_0 \left(1 - erf\left(\frac{0.1c}{2\sqrt{D_d t}}\right)\right) \qquad (2\text{-}13)$$

여기서,

C_0 : 콘크리트 표면에서 염화물이온 농도(kg/m^3)

c : 피복의 설계치(mm)

D_d : 염화물이온에 대한 설계확산계수(cm^2/y)

t : 설계공용기간 (y)

erf : 오차함수 $\left(erf(s) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta\right)$

③ 표면 염화물이온농도C_0는 구조부재가 설치된 지점과 동일한 환경조건에서의 실측데이터로 정하는 것이 바람직하다. 잔교의 콘크리트 상부공에서 해수면(A.H.H.W)과 부재 하부면의 거리가 0.0~2.0m 정도인 경우에는 실측데이터를 기초로 식(2-14)에 근거하여 정할 수도 있다.

$$C_0 = -6.0x + 15.1 \tag{2-14}$$

여기서, C_0 : 표면 염화물 이온량(kg/m^3)
x : 해수면(A.H.H.W)에서 부재 하부면까지의 거리(m)

④ 염화물이온에 대한 설계확산계수 D_d는 식(2-15)로 구할 수 있다.

$$D_d = \gamma_c D_k + (\frac{\omega}{l})(\frac{\omega}{\omega_a})^2 D_0 \tag{2-15}$$

여기서, γ_c : 콘크리트의 부재계수(보통 1.0)
D_k : 콘크리트의 염화물이온에 대한 확산계수 특성치(cm^2/y)
D_0 : 콘크리트 중의 염화물이온 이동에 따른 균열 영향을 나타낸 상수(보통 200cm^2/y)
ω_a : 균열 폭(mm)
ω_a : 균열 폭의 한계치(mm)
ω/l : 균열 폭과 균열 간격의 비 $\omega/l = 3(\sigma_{se}/E_s + \epsilon'_{csd})$
σ_{se} : 철근응력도 증가량(N/mm^2)
E_s : 철근의 탄성계수(N/mm^2)
ϵ'_{csd} : 콘크리트 수축 및 포행 등에 의한 균열 폭 증가를 고려하기 위한 수치. 식(2-6)에 준하여 해도 된다.

⑤ 콘크리트의 염화물이온에 대한 확산계수의 특성치 D_k는, 실제로 사용하는 콘크리트를 알고 있는 경우에는 그 콘크리트로 제작한 시험체로 실험하여 정한다. 그렇지 않은 경우에는 식(2-16)을 이용해서 정할 수 있다.

$$D_k = \gamma_p \alpha D_p \tag{2-16}$$

보통 포틀랜드 시멘트를 사용하는 경우

$$\log D_p = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5 \tag{2-17}$$

고로시멘트나 실리카퓸을 사용하는 경우

$$\log D_p = -3.0(W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2 \tag{2-18}$$

여기서, α : 환산계수로 보통 포틀랜드 시멘트를 사용하는 경우는 일반적으로 0.65, 고로시멘트나 실리카퓸을 사용하는 경우는 일반적으로 1.0으로 해도 된다.
γ_p : 정밀도에 관한 안전계수로 보통 1.0으로 해도 된다.
D_p : 콘크리트의 확산계수 예측치(cm^2/y)

⑥ 철근부식 발생 한계농도 $C_{\lim}$는 유사 구조물 등의 상황을 감안하여 적절히 설정한다. 일반적인 해양환경인 항만시설에서 구조상세의 피복두께가 확보되어 있는 경우에는, 보통 2.0kg/m^{3}으로

할 수 있다. 이것은 (독)항만공항기술연구소의 실험결과에 근거한, 철근부식이 발생하는 염화물 이온량의 하한치이다.

(4) 동결융해 작용

한랭지 등에서는 동결융해 작용으로 인한 콘크리트 열화로 구조부재의 성능이 떨어지는 일이 있어서는 안 된다.

(5) 화학적 침식

화학적 침식에 의한 콘크리트 열화로 구조부재의 소요 성능이 떨어지는 일이 있어서는 안 된다. 그런 경우, 콘크리트의 내화학적 침식성을 만족한다면 화학적 침식으로 구조부재의 성능이 떨어지지 않는다고 볼 수 있으며, 화학적 침식 작용에 대한 검토로 대신할 수 있다.

(6) 알칼리 골재반응

콘크리트가 알칼리 골재반응에 대한 열화 저항성을 확보하는 것으로, 알칼리 골재반응에 관한 검토를 대신할 수 있다.

2-6 안전계수

구조부재 검토에서는 표(2-3)의 안전계수를 사용할 수 있다. 또한, 이 표는 안전계수의 표준적인 값을 나타낸 것이므로, 다른 방법으로 안전계수를 적절하게 정할 수 있다면 그 값을 사용할 수 있다.

표(2-3) **안전계수**

안전계수		한계상태의 종류		
		극한한계	사용한계	피로한계
재료계수 (γ_m)	콘크리트	1.3	1.0	1.3
	철근 및 PC강재	1.0	1.0	1.05
	기타 강재	1.05	1.0	1.05
하중계수 (γ_f)	영구작용	1.0~1.1 (0.9~1.0)	1.0	1.0
	변동작용	-	-	-
	파력	1.2	1.0	1.0
	파력 이외의 작용	1.0~1.2 (0.8~1.0)	1.0	1.0
	우발작용	1.0	-	-
	시공 시 작용	1.0	-	-
구조해석계수(γ_a)		1.0	1.0	1.0
부재계수(γ_b)		1.1~1.3	1.0	1.0
구조물계수(γ_i)		1.0~1.2	1.0	

주 1) 표 중 ( )내의 값은 하중이 작은 때가 위험한 경우에 적용한다.

2) 극한한계상태 검토시의 부재계수는 아래의 값을 쓸 수 있다. 다만 ( )안의 값은 중력식 안벽저판에 대한 지진시의안전성을 검토하는 경우에 적용한다.

- 휨 및 축방향 내력(耐力)을 산정하는 경우 1.1
- 축방향 압축내력의 상한치를 산정하는 경우 1.3
- 콘크리트의 전단내력 분담분을 산정하는 경우 1.3
- 전단보강철근의 전단내력 분담분을 산정하는 경우 1.1

3) 극한한계상태에 관한 구조물계수는 다음 값을 쓸 수 있다.

구조물계수		영구상태	변동상태	우발상태
잔교 상부공	슬래브	1.2	1.2	1.0
	보	1.1	1.1	1.0
방파제		1.0	1.1	1.0
안벽(케이슨 등)		1.0	1.1 (지진 시 1.0)	1.0
기타(널말뚝의 상부공 등)		1.0	1.0	1.0

제 3 장 하중의 조합 및 하중계수

3-1 일반사항

하중의 조합 및 하중계수는 방파제에 있어서는 평상시, 파력작용 시, 지진 시, 시공 시에 대하여, 그리고 안벽에서는 평상 시, 지진 시, 시공 시에 대하여 적절히 검토한다.

[참 고]

(1) 설계에 있어서 고려할 하중의 조합 및 각 하중의 특성치에 곱하는 하중계수를 표(3-1)에 보여준다. 확대기초에 대하여는 저판과 같이 취급해도 좋다.

표(3-1) 하중의 조합과 하중계수

① 방파제

상태	자중	정수압	내부 토압	평상시의 저판 반력	상시의 내부 수압	양압력	저판 반력 변동분	내부 수압 변동분	파력	동수압	격실간 정수압차	비고
평상시	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)		1.1 (1.0)								저판
			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)							외벽
파력작용시	1.1 [0.9] (1.0)	1.1 [0.9] (1.0)		1.1 [0.9] (1.0)		1.2 [0.8] (1.0)	1.2 [0.8] (1.0)					저판
			0.9 (1.0)						1.2 (1.0)			외벽
			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)			1.2 (1.0)				
지진시			1.0 (–)		1.0 (–)					1.0 (–)		외벽
시공시	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)										저판 (부유시)
		1.1 (0.5)										외벽 (부유시)
											1.1 (0.5)	격벽 (거치시)

② 안 벽

상태	자중	정수압	내부수압	내부토압	영구하중 시 저판반력	상재하중	동수압	지진시의 저판반력	시공시 하중		비 고
									거치시	정수시	
평상시	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)			1.1 (1.0)	0.8 (0.5)					저판(상재하중은 저판반력 포함)
			1.1 (1.0)	1.1 (1.0)							외벽
지진시	1.0 (-)	1.0 (-)				1.0 (-)		1.0 (-)			저판(상재하중은 지진시의 값)
			1.0 (-)	1.0 (-)			1.0 (-)				외벽
시공시	0.9 (0.5)									1.1 (0.5)	저판 (부유시)
										1.1 (0.5)	외벽 (부유시)
									1.1 (0.5)		격벽 (거치시)

주) 표 중에서 상단의 값은 극한한계상태 검토시의 하중계수를 나타내고 있으며 [ ]내의 수치는 그 하중을 적게 보는 편이 설계하중이 커지는 경우에 사용할 하중계수이다. 하단의 ( )내에는 사용한계 상태의 균열폭 영향도 정수를 나타낸다.

(2) 시공 시 하중에 대하여는 하중의 작용시간이 다른 상태에 비하여 비교적 단기간이고 빈도도 시공 중에만 작용한다. 따라서 사용한계상태에 대하여는 균열 폭 영향도 정수(kp, kr)는 0.5로 하면 된다.

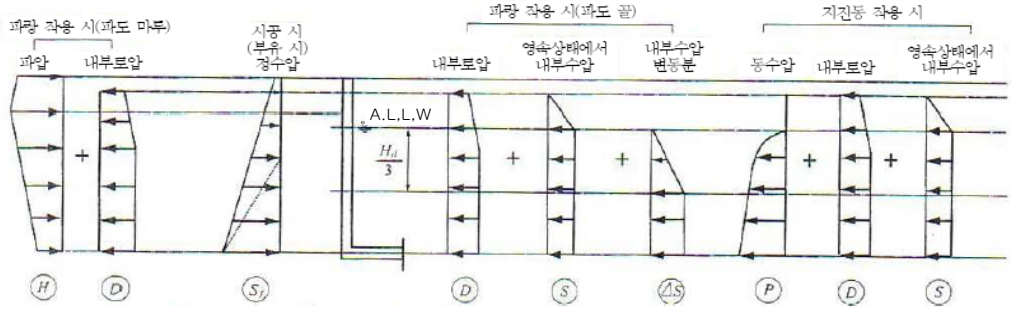
(3) 방파제용 케이슨의 외벽설계하중을 그림(3-1)~(3-3), 하중계수 및 균열 폭 영향도정수를 표(3-2)~(3-4)에 나타낸다.

(4) 안벽용 케이슨의 외벽 설계하중을 그림(3-4), 하중계수 및 균열폭 영향 정수를 표(3-5)에 나타낸다.

3-2 외벽

(1) 방파제

① 전면벽(기준선평행방향 항외 측)



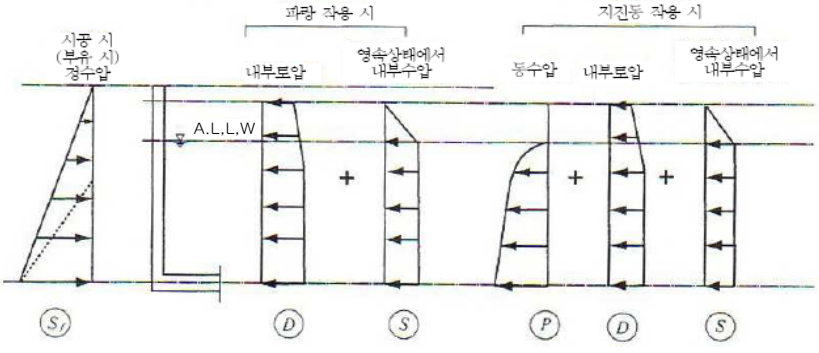
그림(3-1) 전면벽의 설계하중(방파제)

표(3-2) 전면벽의 하중계수 및 균열 폭 영향도정수(방파제)

하중의 방향	검 토 상 태	극한한계상태	사용한계상태
외부로부터의 하중	파봉 작용 시	1.2H-0.9D	1.0H-1.0D
	부유 시(시공 시)	1.1Sf	0.5Sf
내부로부터의 하중	파곡 작용 시	1.1D+1.1S+1.2ΔS	1.0D+1.0S+1.0ΔS
	지진 시	1.0D+1.0S+1.0P	검토불필요

주) 외부로부터의 하중은 큰 쪽을 설계하중으로 한다.

② 후면벽(기준선평행방향 항내 측)

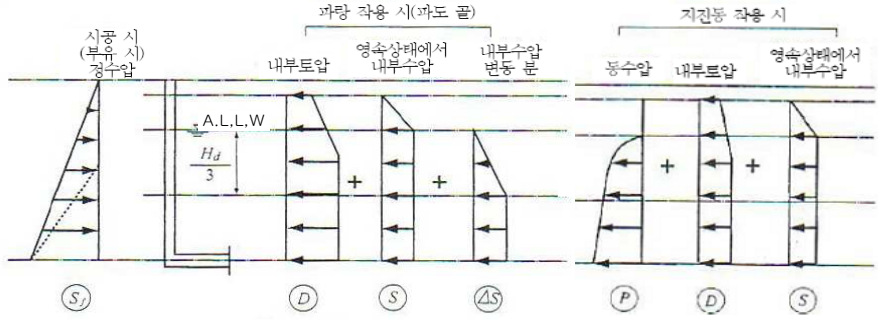


그림(3-2) 후면벽의 설계하중(방파제)

표(3-3) 후면벽의 하중계수 및 균열 폭 영향도정수(방파제)

하중의 방향	검 토 상 태	극한한계상태	사용한계상태
외부로부터의 하중	부유 시(시공 시)	1.1Sf	0.5Sf
내부로부터의 하중	평상 시(정온 시)	검토불필요	1.0D+1.0S
	지진 시	1.0D+1.0S+1.0P	검토불필요

③ 측벽(기준선직각방향)



여기서, H_d : 설계파고

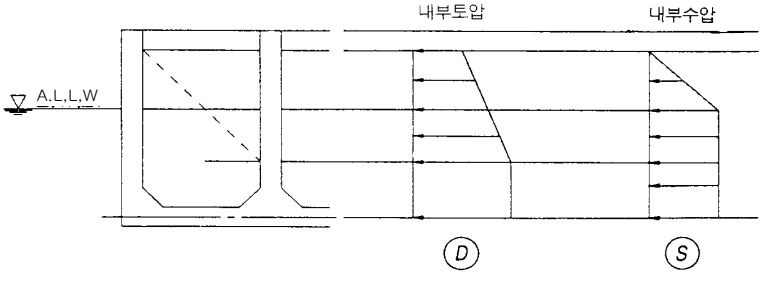
그림(3-3) 측벽의 설계하중(방파제)

표(3-4) 측벽의 하중계수 및 균열(crack) 폭 영향도정수(방파제)

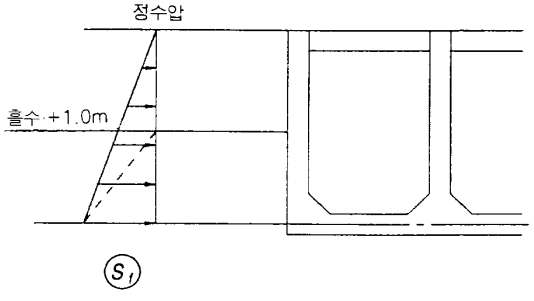
하중의 방향	검 토 상 태	극한한계상태	사용한계상태
외부로부터의 하중	부유 시(시공 시)	1.1Sf	0.5Sf
내부로부터의 하중	파곡 작용 시	1.1D+1.1S+1.2ΔS	1.0D+1.0S+1.0ΔS
	지진 시	1.0D+1.0S+1.0P	검토불필요

(2) 안벽

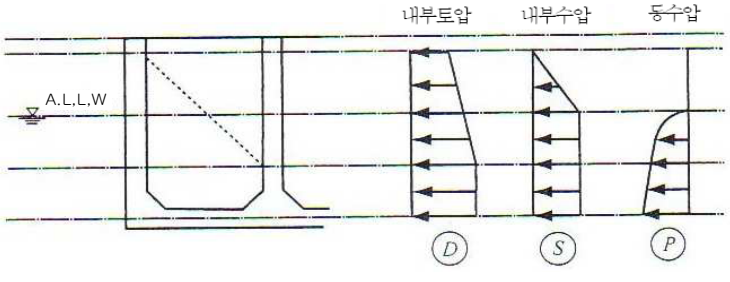
① 평상시(내부로부터의 하중)



② 부유 시(외부로부터의 하중)



③ 지진 시(바다 쪽으로의 작용)



그림(3-4) 외벽의 설계하중(안벽)

표(3-5) 외벽의 하중계수 및 균열 폭 영향도정수(안벽)

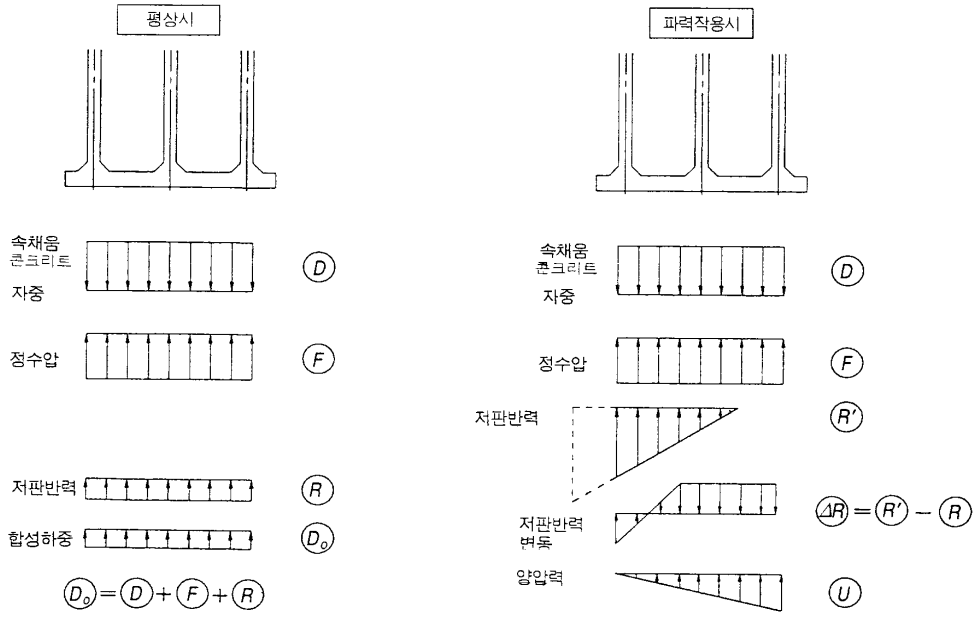
하중의 방향	검 토 상 태	극한한계상태	사용한계상태
외부로부터의 하중	부유 시(시공 시)	1.1Sf	0.5Sf
내부로부터의 하중	평상 시(정온 시)	검토 불필요	1.0D+1.0S
	지진 시	1.0D+1.0S+1.0P	검토불필요

주) 사용한계 상태의 하중조합계수는 균열 폭 영향도정수(kp, kr)을 나타낸다.

3-3 저판

(1) 방파제

방파제용 케이슨의 저판 설계하중은 시공 시(부유 시)에 대하여는 하중의 특성치에 표(3-1)에 나타낸 하중계수 또는 균열 폭 영향도정수를 곱하여 구해도 된다. 완성후의 상시에 대하여는 그림(3-5)에 나타낸 상시합성하중(D_o)을 영구하중으로 하여 파력 작용 시에 대하여는 그림(3-5)에 나타낸 상시합성하중(D_o), 저판반력변동(ΔR) 및 양압력(U)를 표(3-6)에 나타낸 하중분류에 따라 표(3-7)에 나타낸 산식에 따라 산출해도 좋다. 단, 산식중의 각 계수는 극한한계상태는 하중계수를 사용한계상태는 균열 폭 영향도정수(k_p, k_r)을 나타낸다.



그림(3-5) 저판의 설계하중(방파제)

표(3-6) 파력작용의 하중분류(방파제)

하 중 분 류	하 중
영 구 하 중	정온 시 합성하중D0
변 동 하 중	저판반력변동ΔR, 양압력U

주) 여기서 평상시란 정온시를 의미한다.

표(3-7) 하중계수 또는 균열 폭 영향도정수와 하중의 조합(방파제)

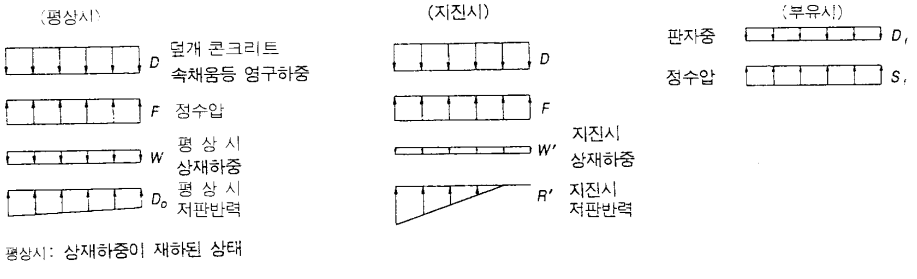
한계상태	상태		ΔR 및 W의 방향		하중계수 및 하중조합
극한한계	평상 시		–		0.9Do+1.1F+1.1ΔR
	시공 시(부유 시)		–		0.9Do+1.1F
	파력작용 시	파봉	ΔR↑	W↑	1.1Do+1.2ΔR+1.2U
			ΔR↓	W↑	1.1Do+0.8ΔR+1.2U
				W↓	0.9Do+1.2ΔR+0.8U 주)
		파곡	ΔR↑	W↑	1.1Do+1.2ΔR+0.8U
				W↓	0.9Do+0.8ΔR+1.2U
			ΔR↓	W↑	1.1Do+0.8ΔR+0.8U
				W↓	0.9Do+1.2ΔR+1.2U 주)
사용한계	평상시		–		1.0Do+1.0F+1.0R
	파력작용 시		–		1.0Do+1.0ΔR+1.0U

단, $W=D_o+\Delta R+U$이며 각 하중은 부호를 포함한 값이다. W와 같은 방향으로 작용하는 경우는 (+)값이고 W의 역방향의 경우는 (−)값이다.

주) 저판반력변동(ΔR)이 하향으로 작용하는 경우에는 1.2ΔR에는 상한이 있고 1.1R보다는 커지지 않는다.
따라서 $1.2|\Delta R| > 1.1|R|$의 경우에는 하중의 조합은 다음과 같다.
$0.9D_0+1.1|R|+0.8U$ 또는 $0.9D_0+1.1|R|+1.2U$

(2) 안벽

안벽용 케이슨의 저판의 설계하중은 시공 시(부유 시)에 대하여는 하중의 특성치에 표(3-1)에 나타낸 하중계수를 곱하여 구해도 된다. 상시 및 지진 시에 대하여는 그림(3-6)에 나타낸 바대로 영구하중시의 합력(합성하중)을 영구하중, 상재하중을 변동하중으로 하며, 지진시의 저판반력 변동분을 변동하중으로 취급하여 표(3-8)에 나타낸 산정식에 따라 구해도 된다.



그림(3-6) 저판의 설계하중(안벽)

표(3-8) 하중의 조합(안벽)

구 분	극한한계상태	사용한계상태
상 시	0.9D＋1.1Do＋1.1F＋0.8W	1.0D＋1.0Do＋1.0F＋0.5W
지진 시	1.0D＋1.0F＋1.0R′＋1.0W′	검토 불필요
부유 시	0.9Df＋1.1Sf	0.5Df＋0.5Sf

주) 표 중에서 사용한계상태의 하중조합계수는 균열 폭 영향도정수(k_s, k_r)를 나타낸다.

3-4 격벽

격벽의 설계하중은「휨」에 대하여는 시공 시(거치 시)의 격실간의 정수압차로 한다.
설계치는 극한한계상태 1.1S(1.1은 하중계수 : γ_f), 사용한계상태 0.5S(0.5는 균열폭 영향도정수 : k_p)로 한다. 단, S는 하중의 특성치다. 부재연결부에 관하여는 저판의 설계하중 및 측벽의 설계하중으로 표시한 하중 중에서 최대가 되는 하중상태의 것을 설계하중으로 한다.

3-5 외력 계산

이하 외력계산은 「제5편 1-4-2 제작시의 외력」이하를 참조할 것.

제 4 장 부재의 설계

부재의 설계는 「제5편 1-5 부재의 설계」를 참조할 것.

[참고문헌]

1) 日本港灣協會(2007), 港灣の施設の技術上の基準・同解說

부 록 4 편

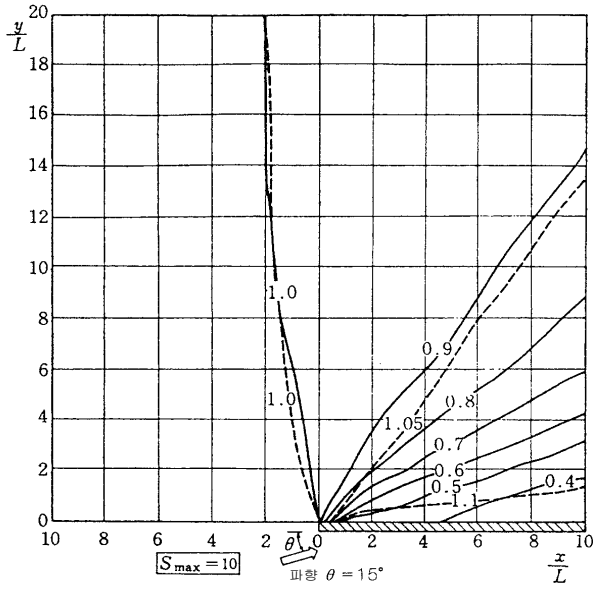
파의 회절도

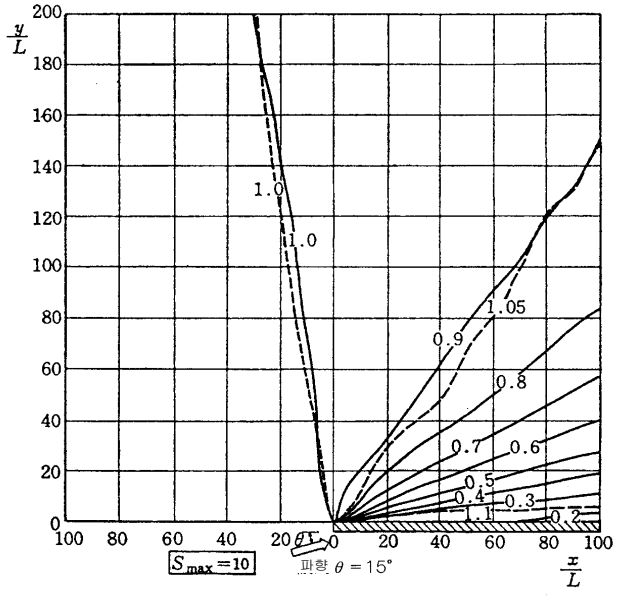


부록 4편 파의 회절도

4-1 반무한제에 의한 회절그림(Θ=15°)

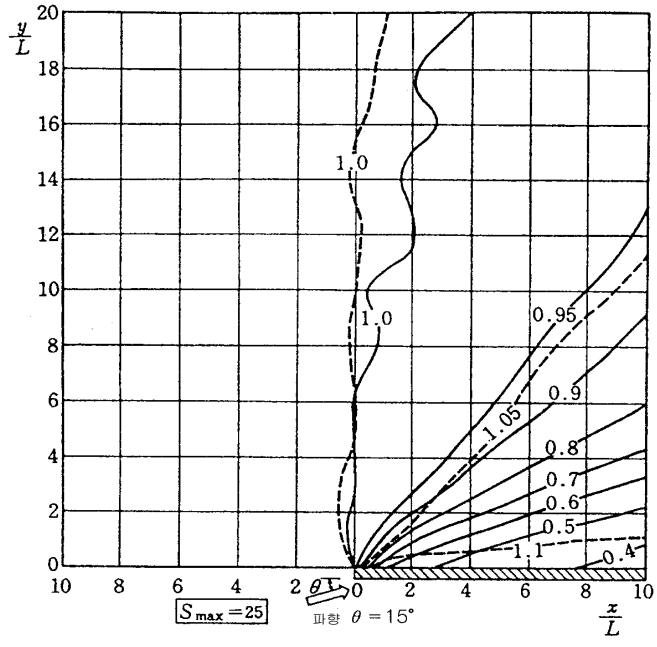
(1) $S_{max} = 10$

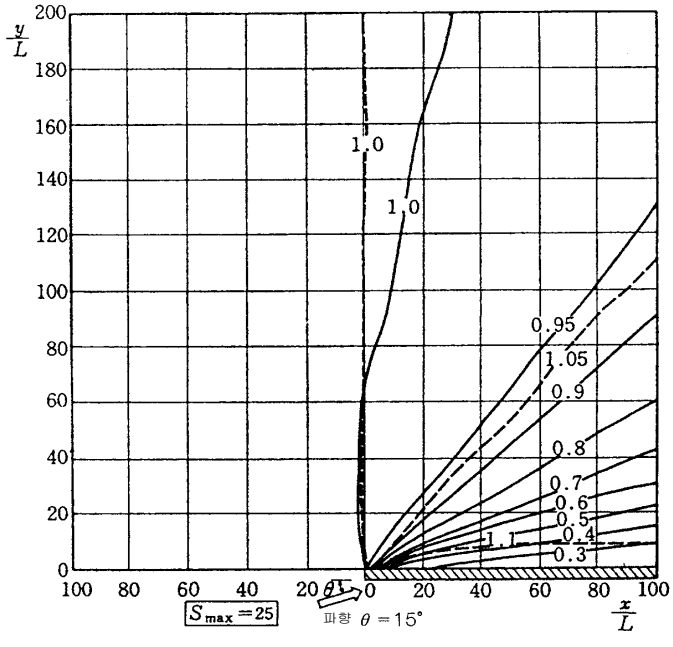




그림(4-1) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=15°)

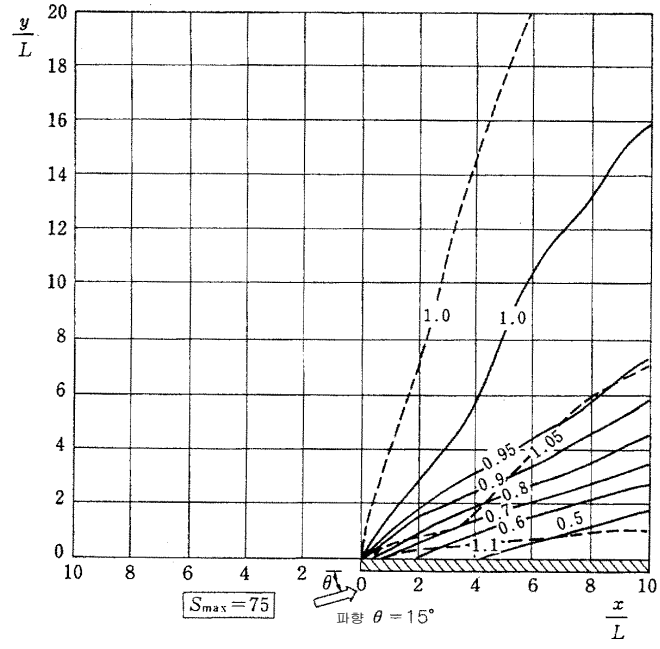
(2) $S_{max} = 25$

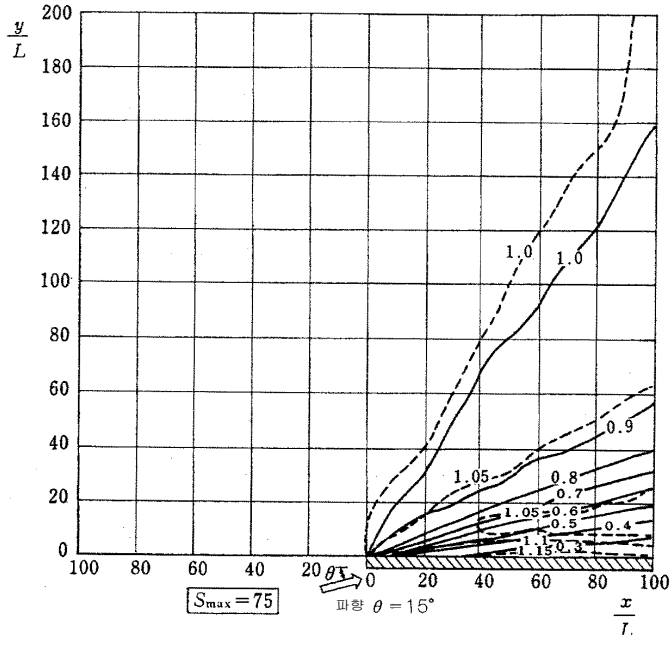




그림(4-1) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=15°) (계속)

(3) $S_{max} = 75$

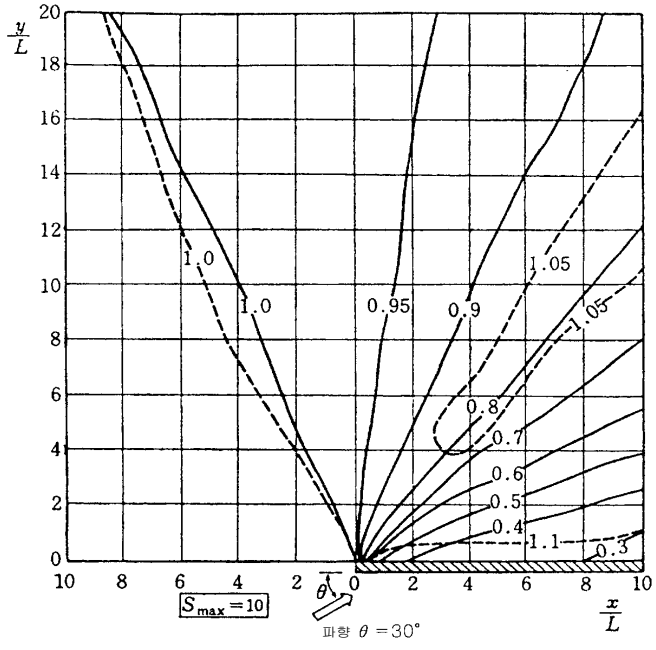


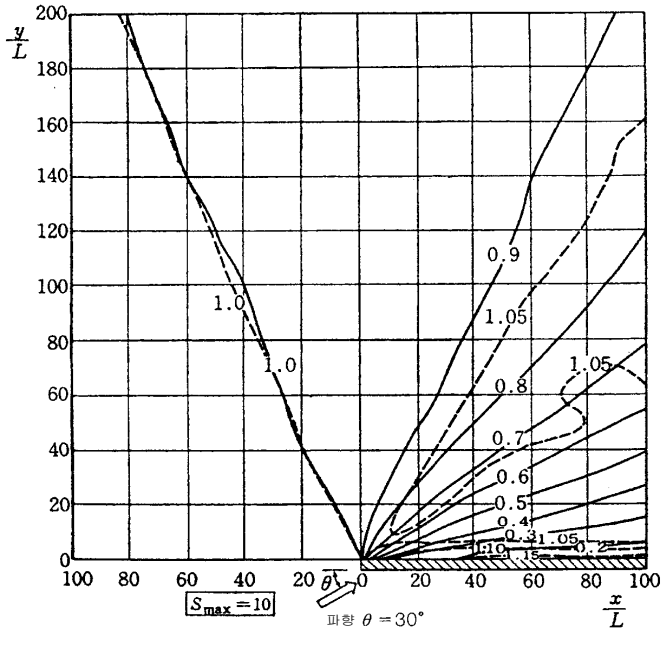


그림(4-1) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=15°) (계속)

4-2 반무한제에 의한 회절그림(Θ=30°)

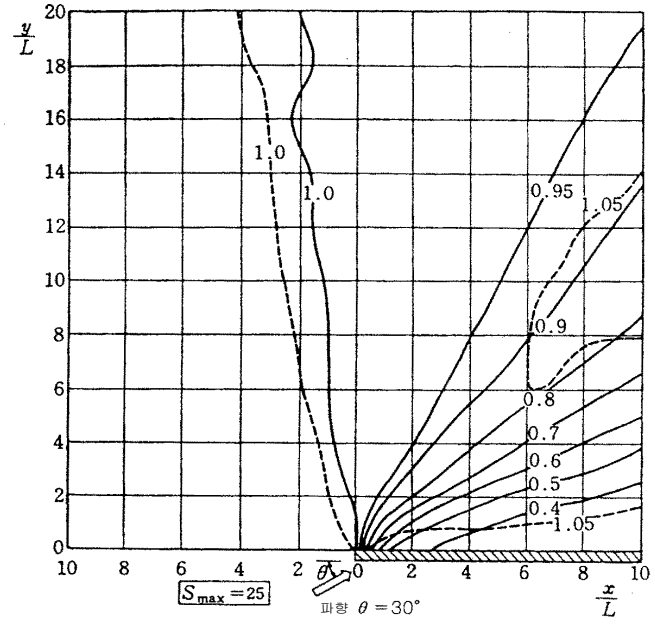
(1) $S_{max} = 10$

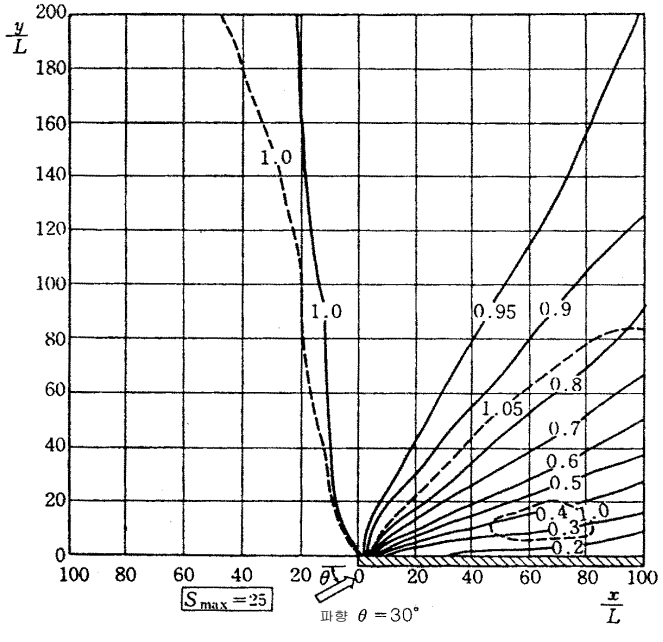




그림(4-2) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=30°)

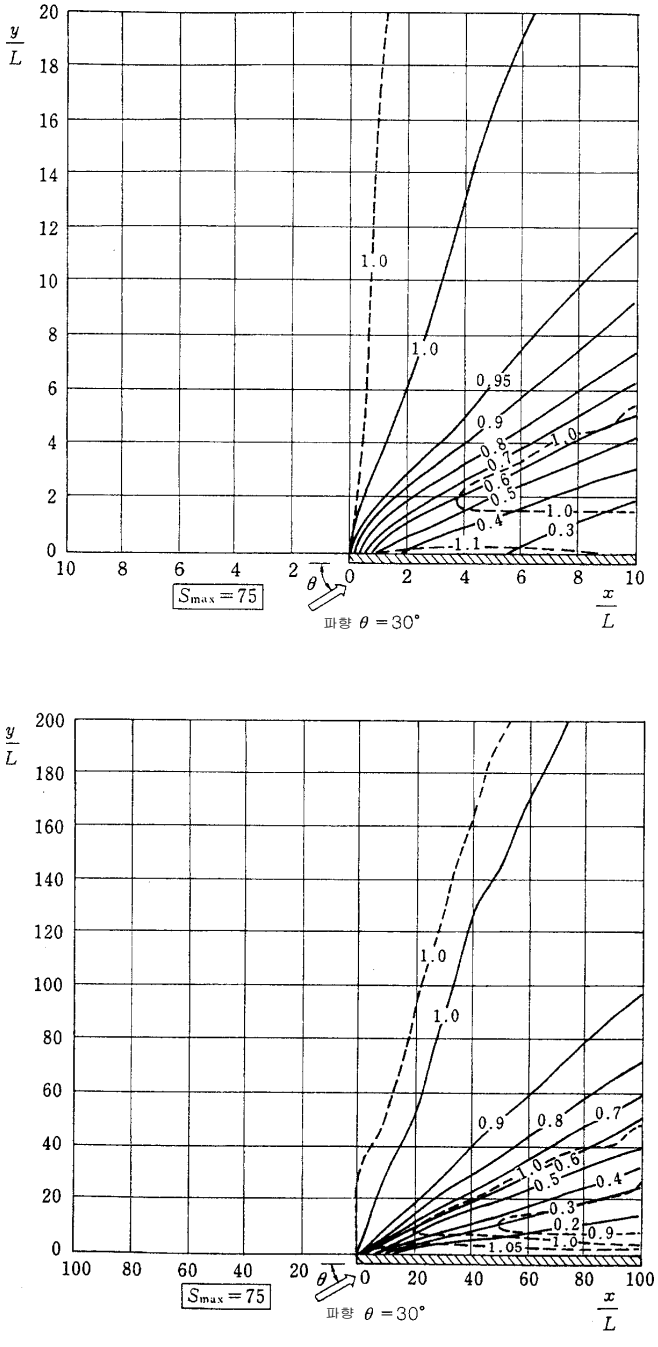
(2) $S_{max} = 25$





그림(4-2) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=30°) (계속)

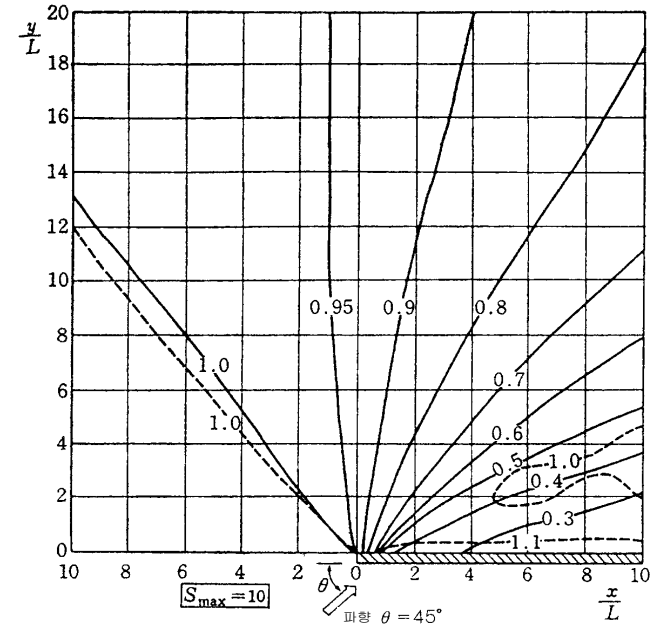
(3) $S_{max} = 75$

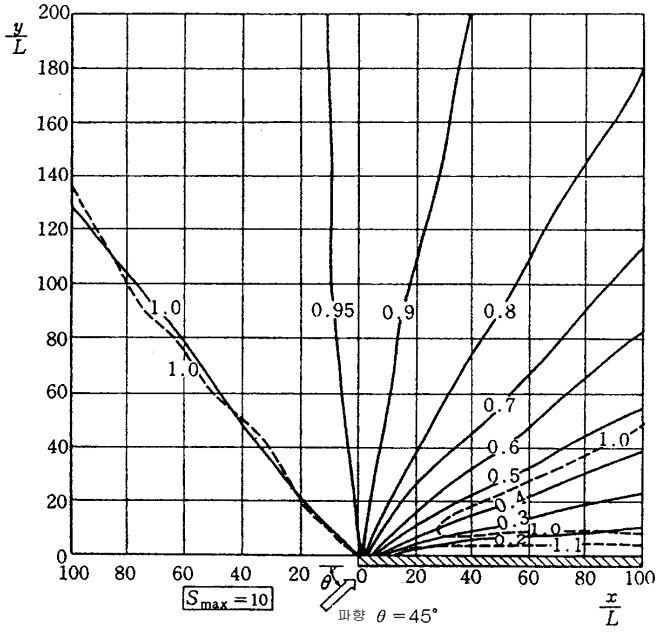


그림(4-2) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=30°) (계속)

4-3 반무한제에 의한 회절그림(Θ=45°)

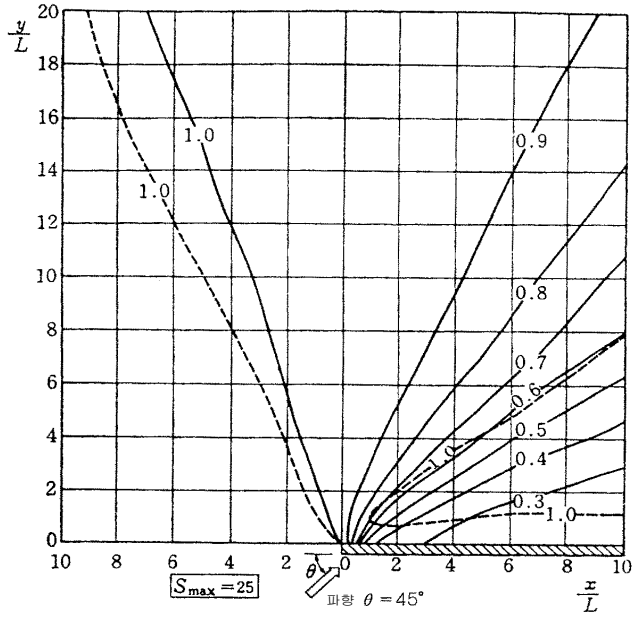
(1) $S_{max} = 10$

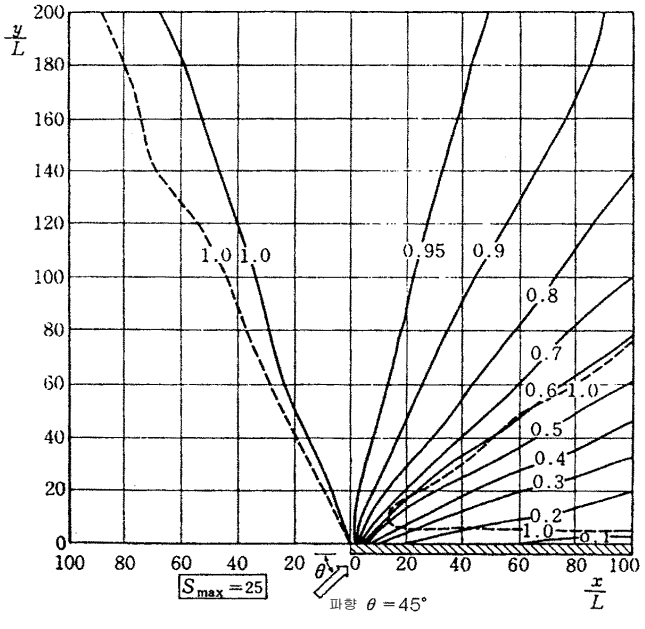




그림(4-3) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=45°)

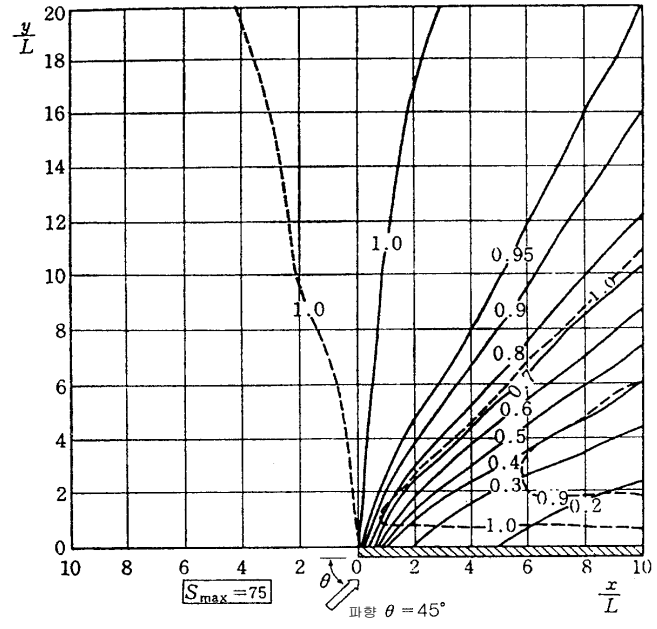
(2) $S_{max} = 25$

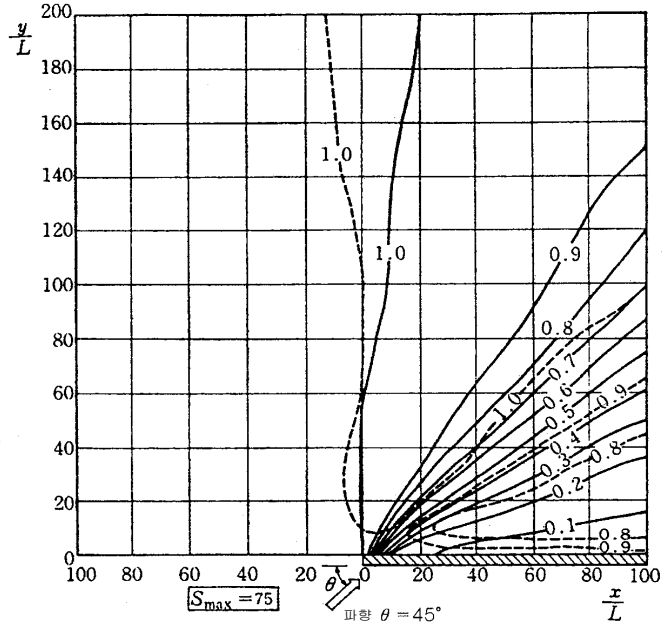




그림(4-3) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=45°) (계속)

(3) $S_{max} = 75$

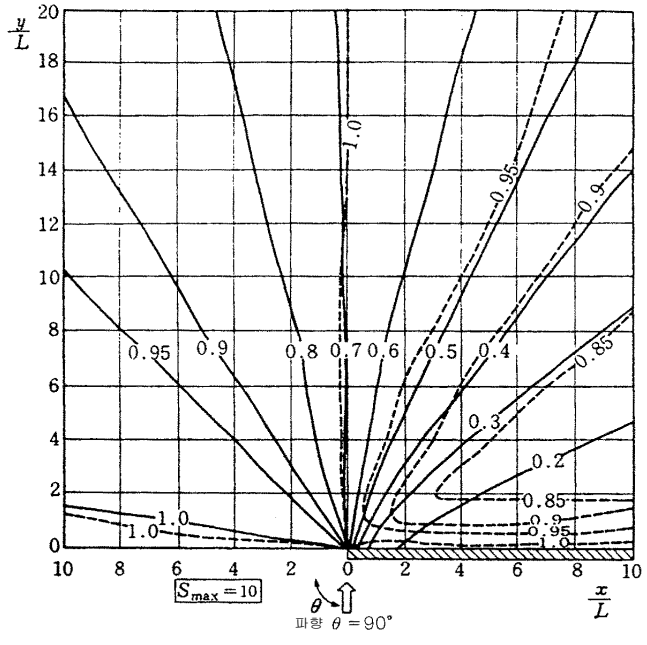


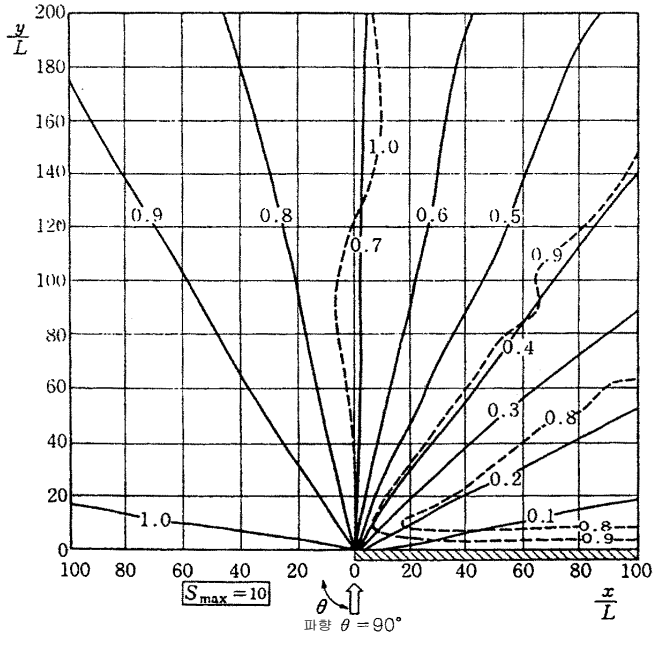


그림(4-3) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=45°) (계속)

4-4 반무한제에 의한 회절그림(Θ=90°)

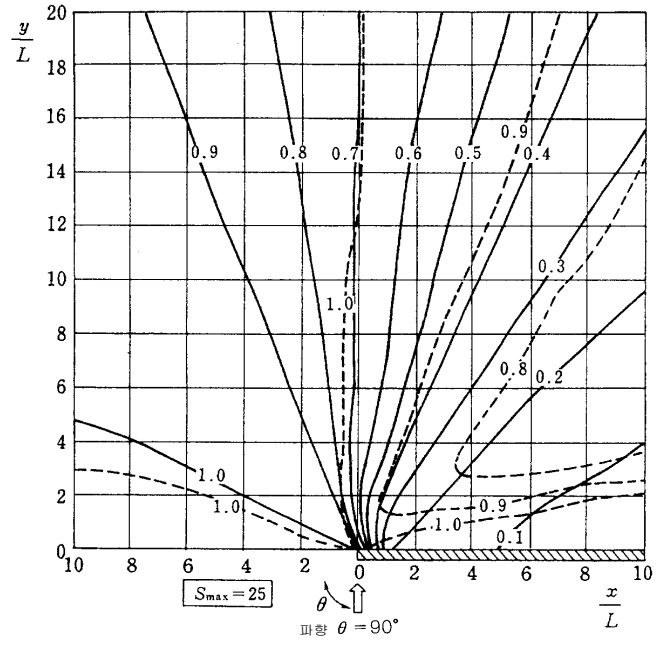
(1) $S_{max} = 10$

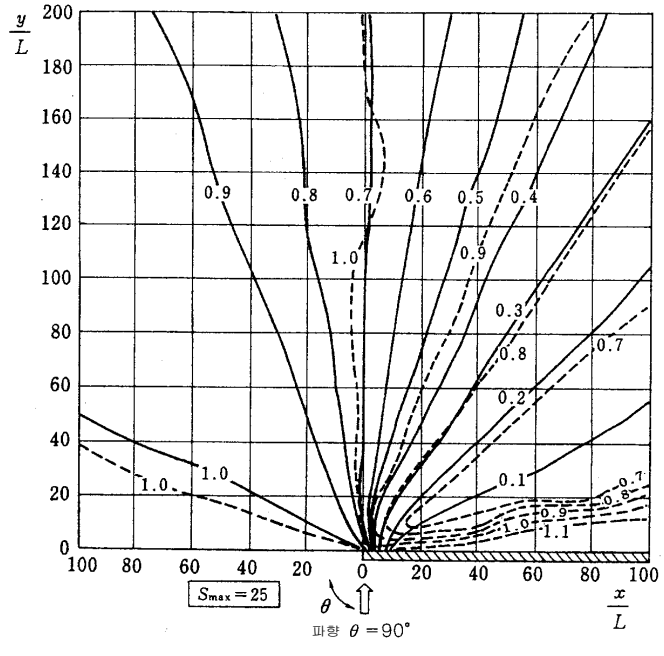




그림(4-4) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=90°)

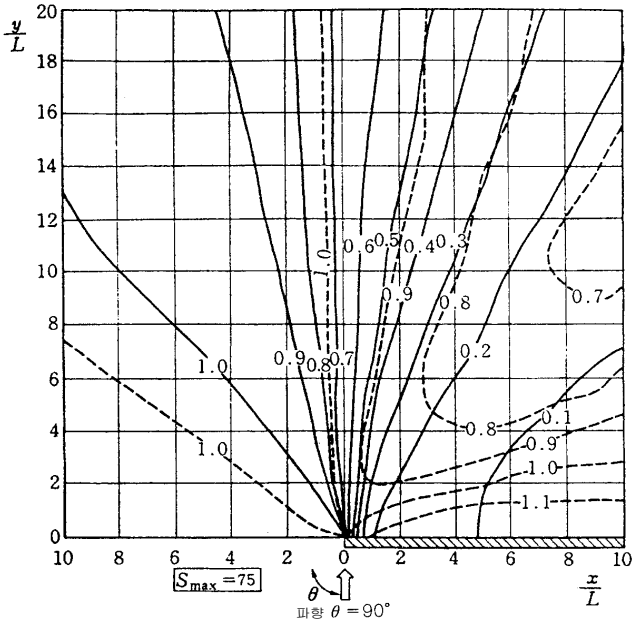
(2) $S_{max} = 25$

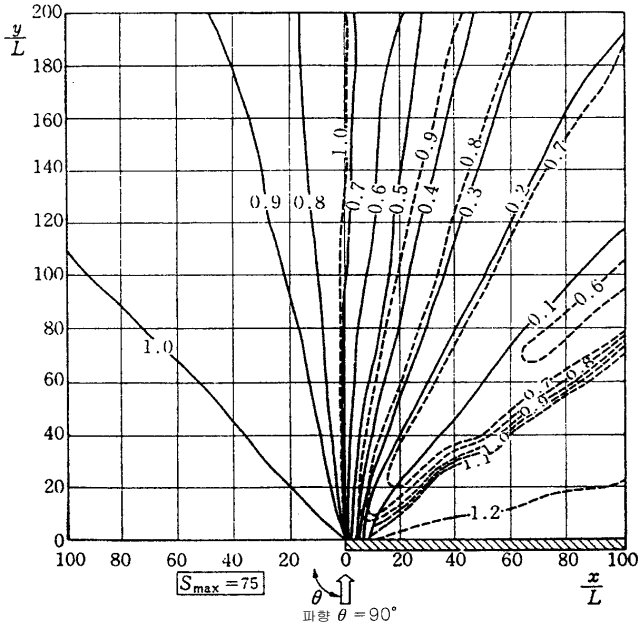




그림(4-4) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=90°) (계속)

(3) $S_{max} = 75$

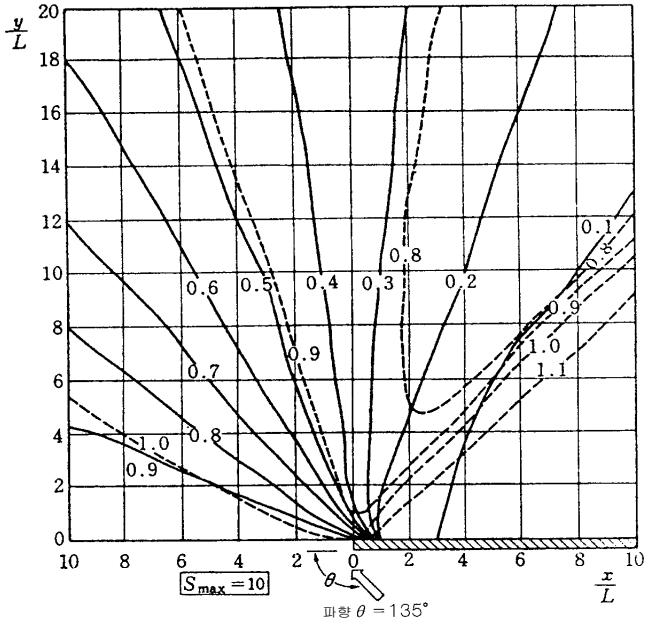


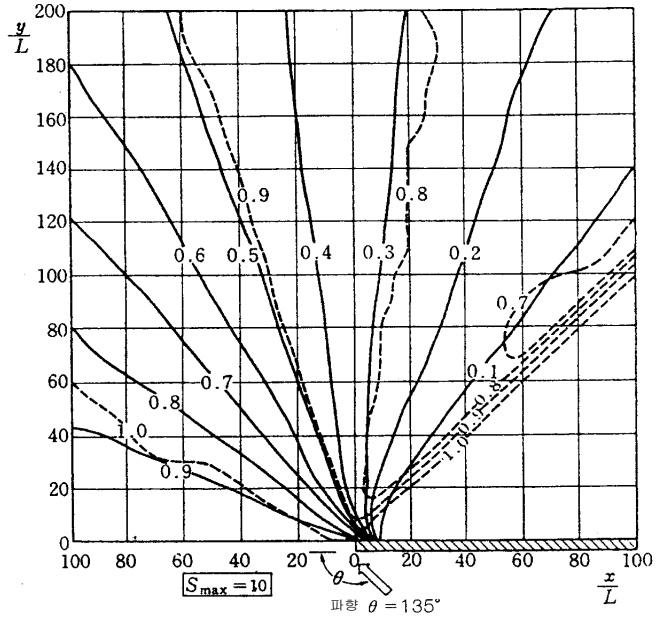


그림(4-4) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=90°) (계속)

4-5 반무한제에 의한 회절그림(Θ=135°)

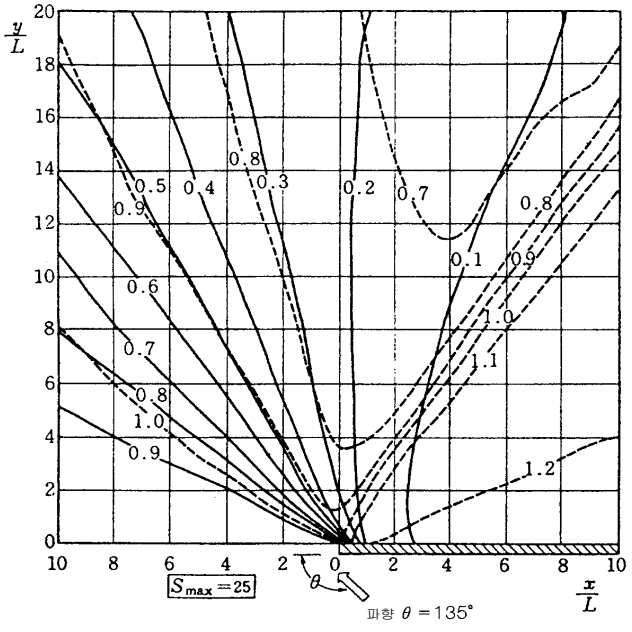
(1) $S_{max} = 10$

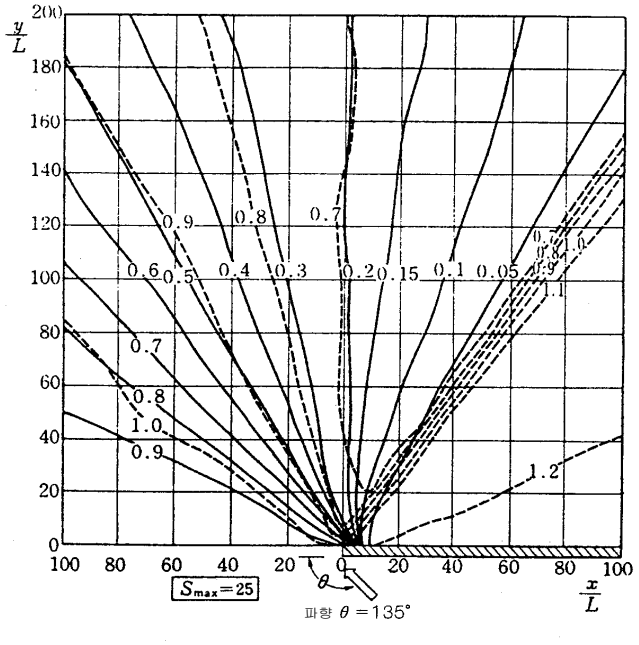




그림(4-5) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=135°)

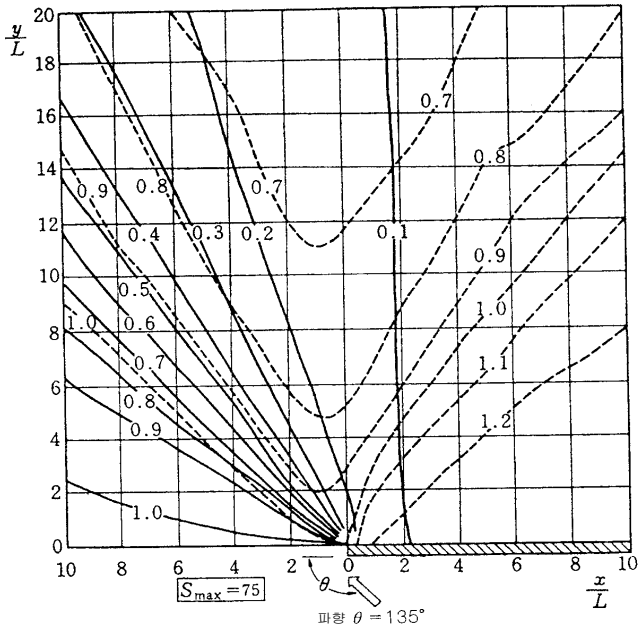
(2) $S_{max} = 25$

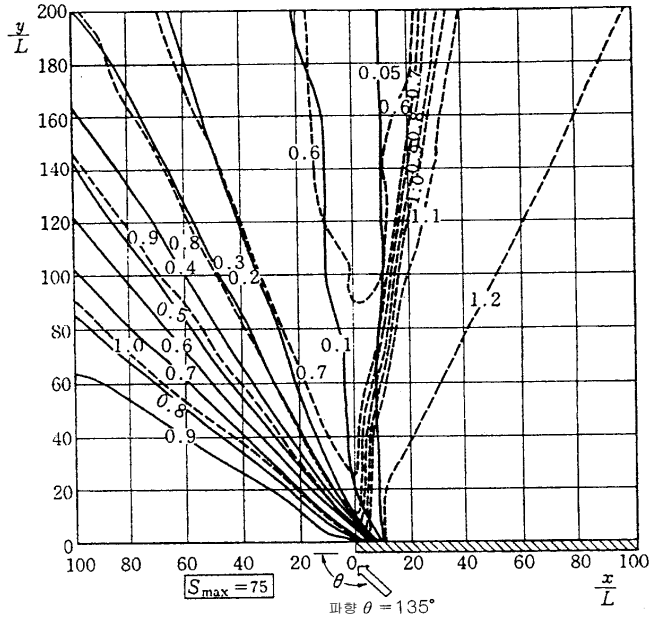




그림(4-5) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=135°) (계속)

(3) $S_{max} = 75$

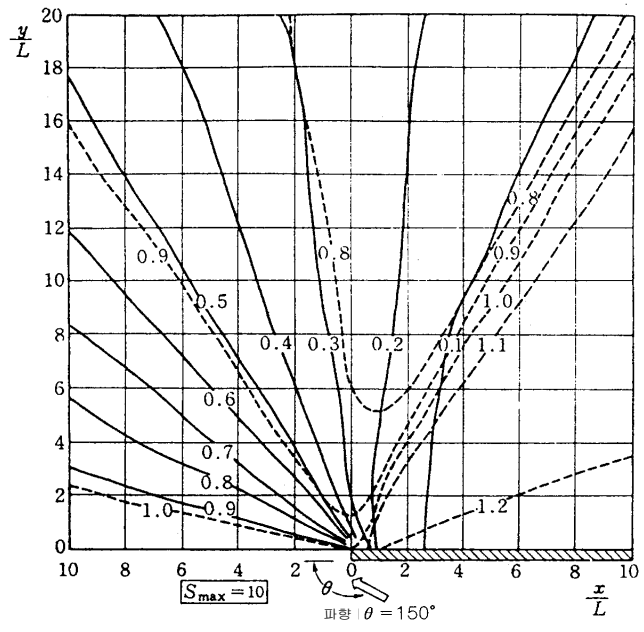


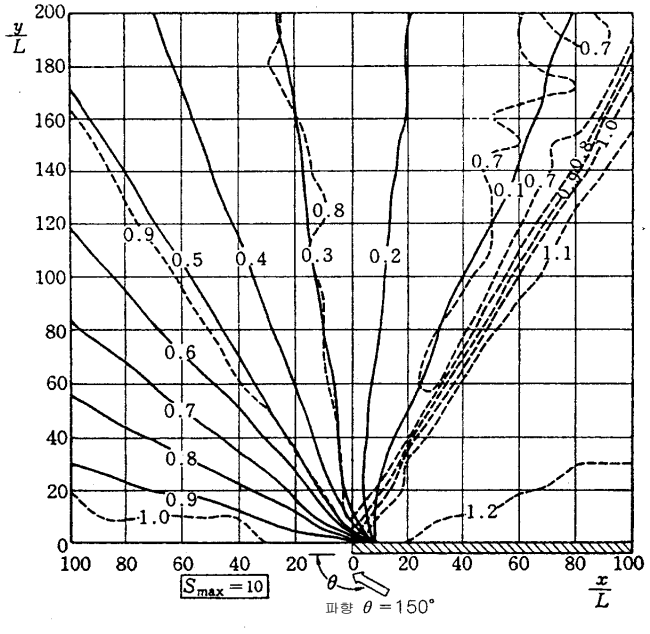


그림(4-5) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=135°) (계속)

4-6 반무한제에 의한 회절그림(Θ=150°)

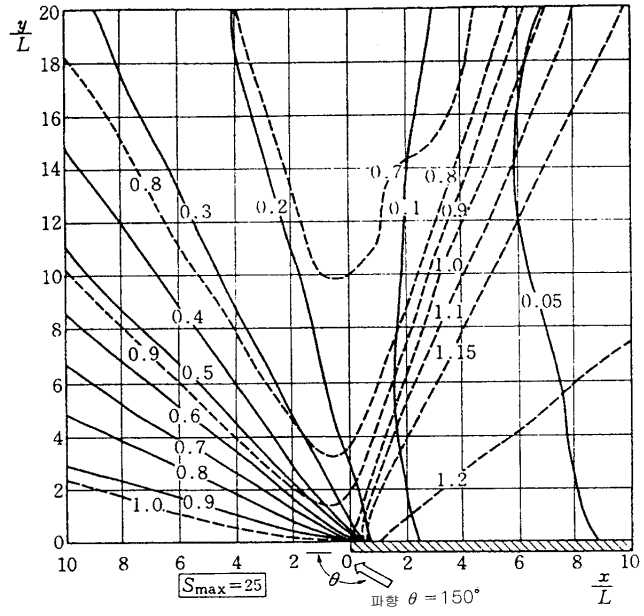
(1) $S_{max} = 10$

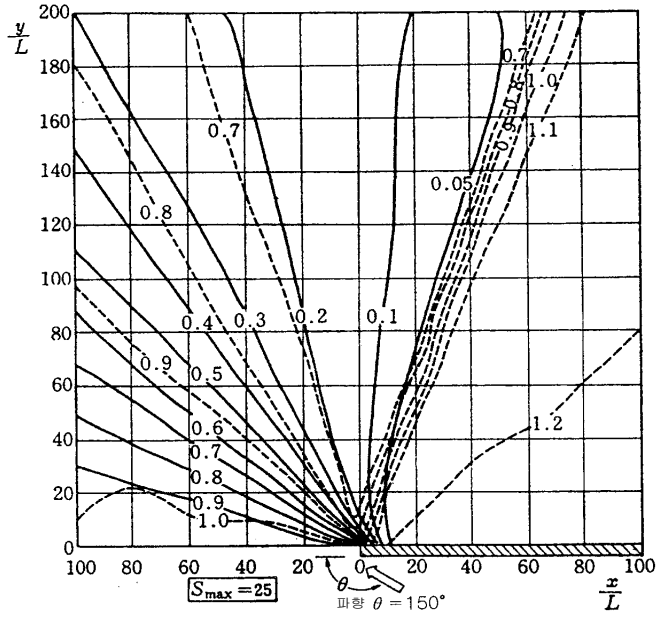




그림(4-6) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=150°)

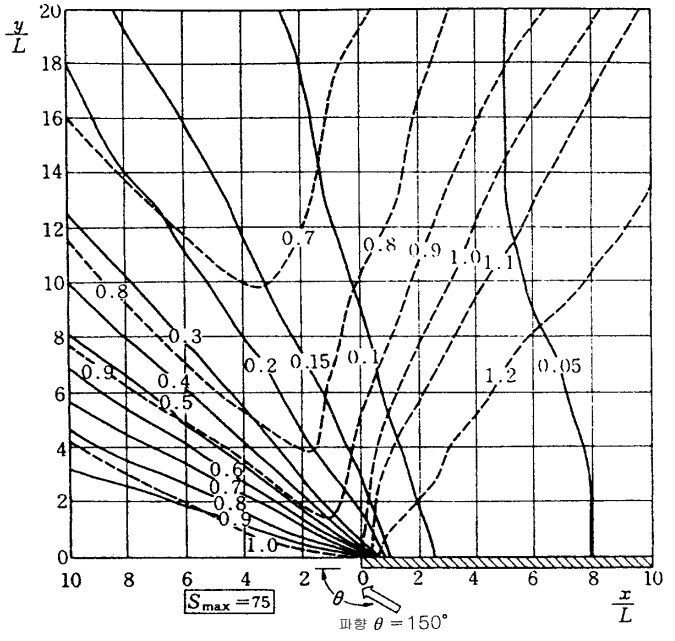
(2) $S_{max} = 25$

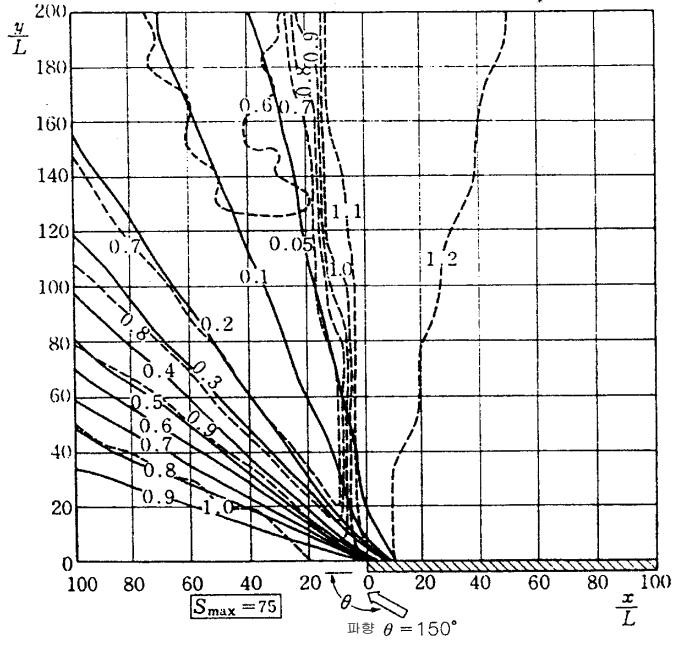




그림(4-6) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=150°) (계속)

(3) $S_{max} = 75$

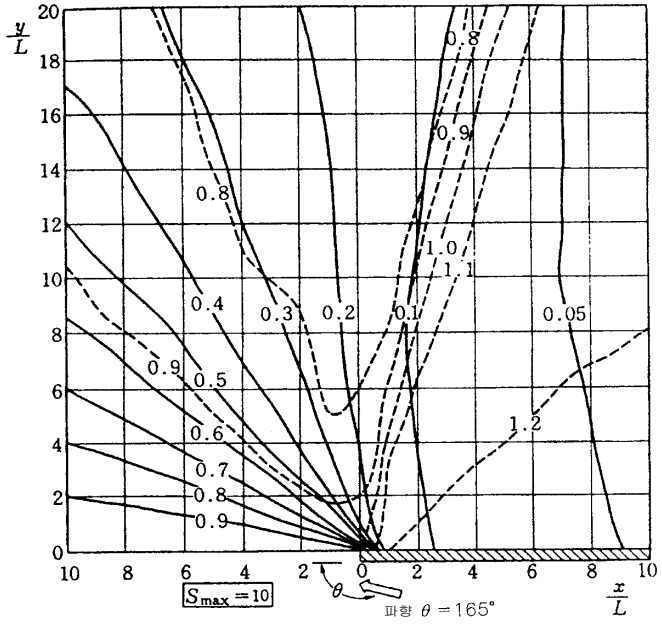


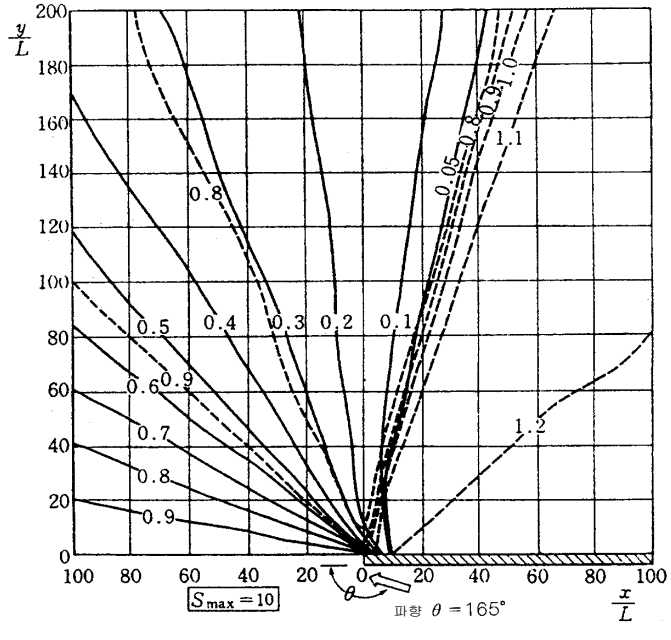


그림(4-6) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=150°) (계속)

4-7 반무한제에 의한 회절그림(Θ=165°)

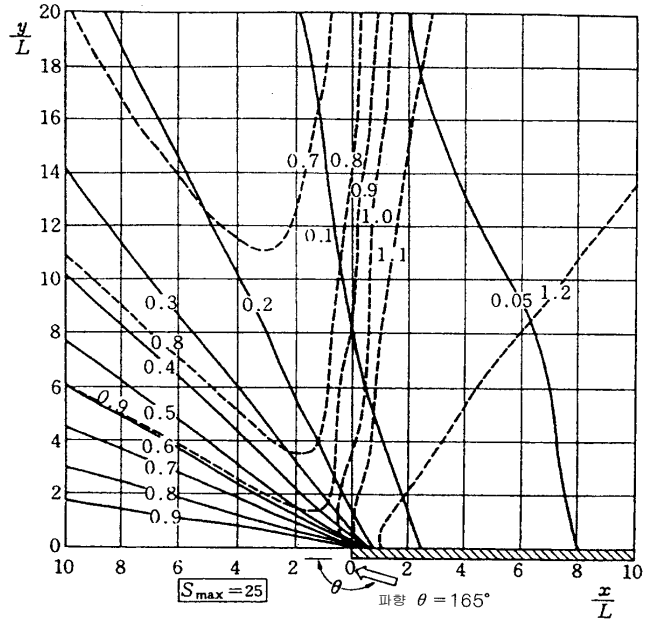
(1) $S_{max} = 10$

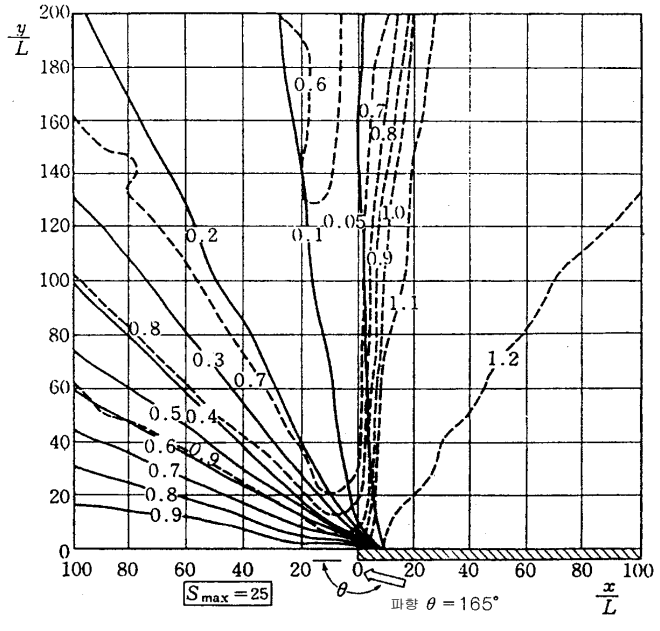




그림(4-7) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=165°)

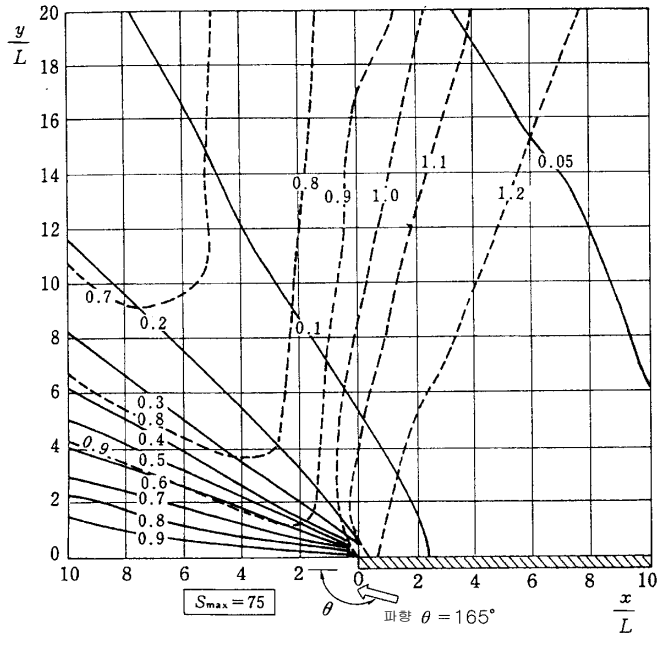
(2) $S_{max} = 25$

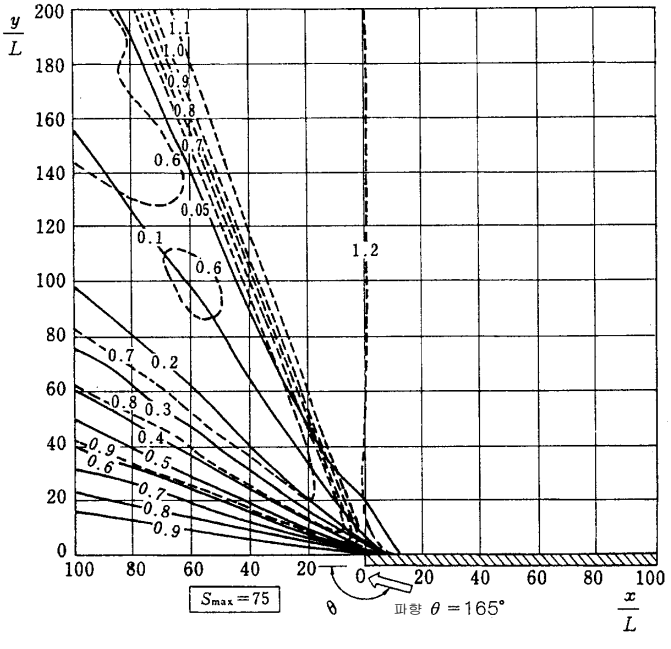




그림(4-7) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=165°) (계속)

(3) $S_{max} = 75$

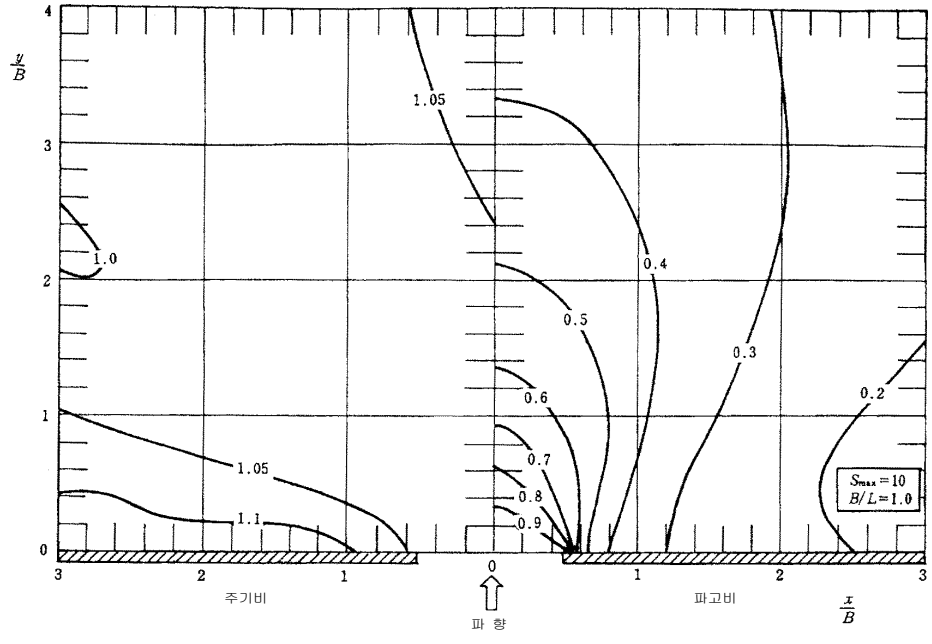


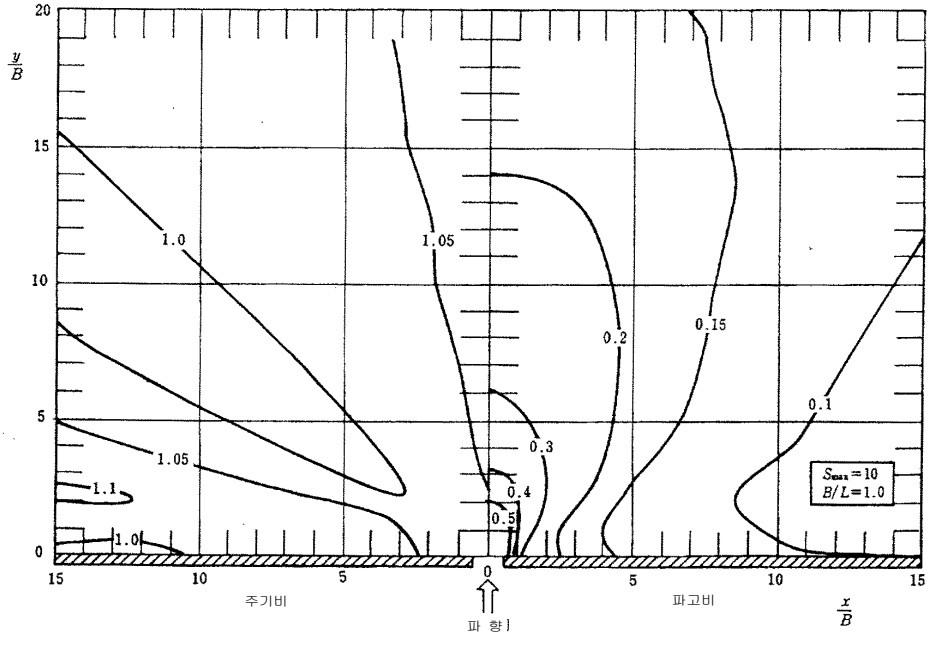


그림(4-7) 반무한제에 의한 회절그림(Θ=165°) (계속)

4-8 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=1.0, S_{max}=10)

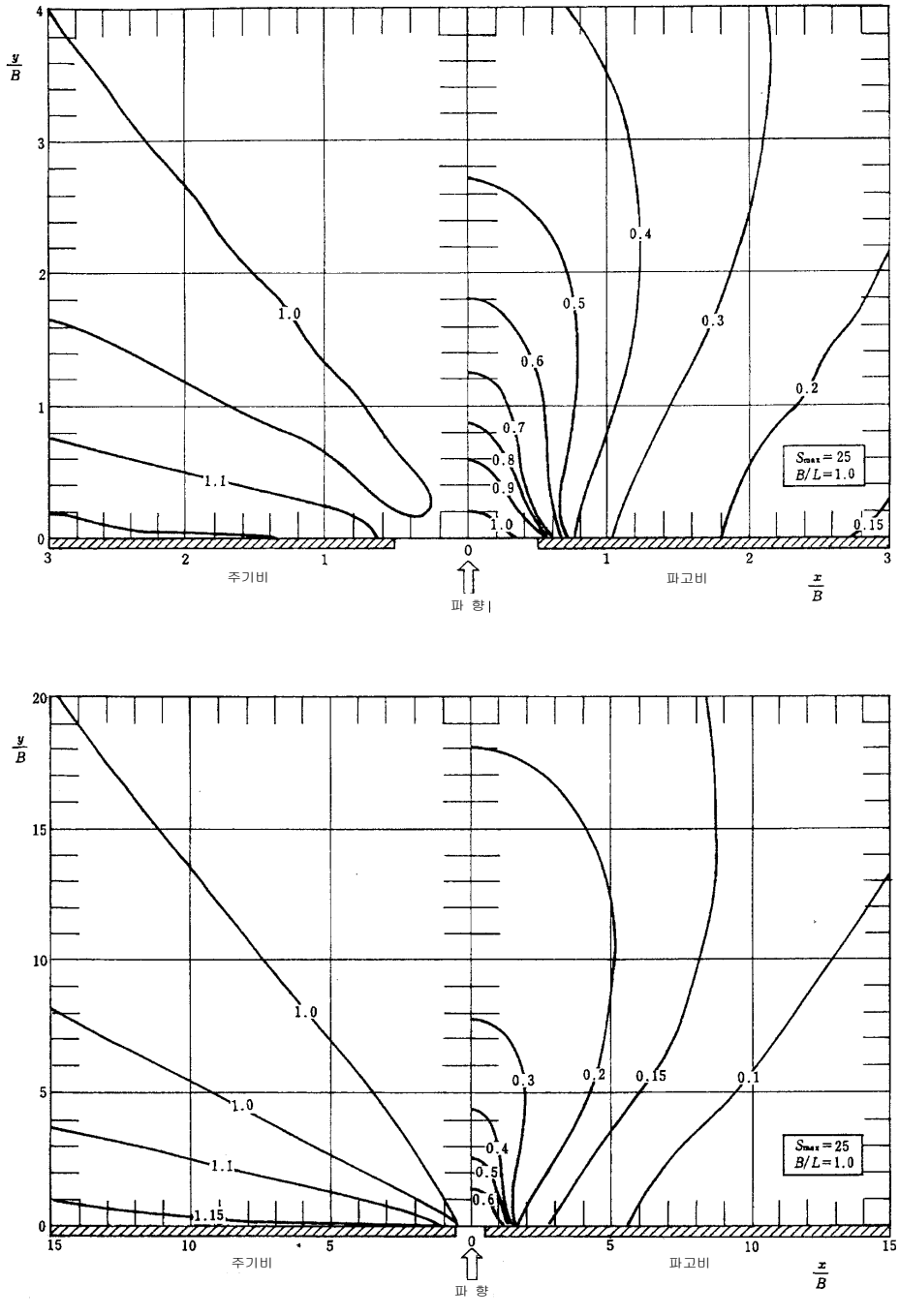
(1) $S_{max} = 10$





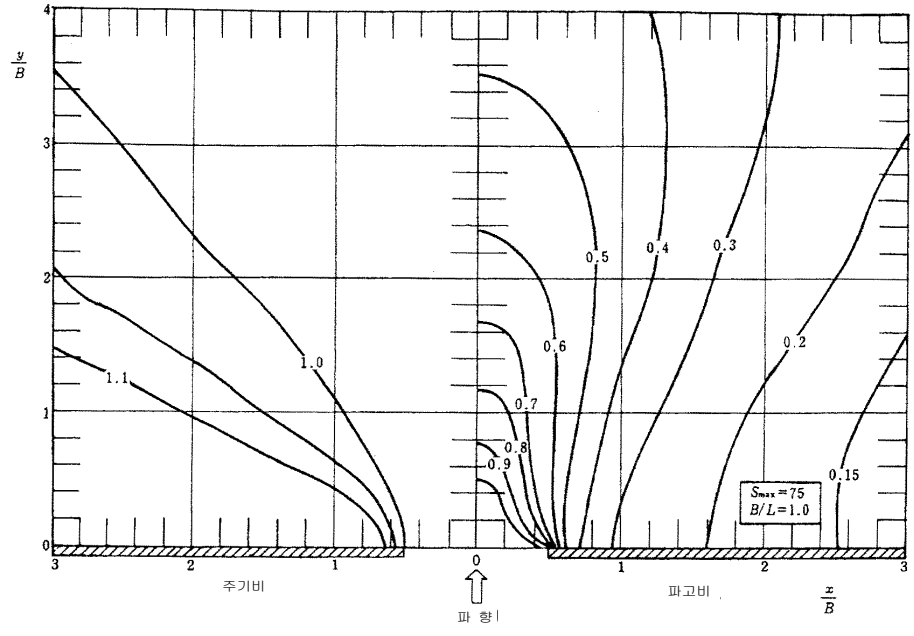
그림(4-8a) 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=1.0, S_{max}=10)

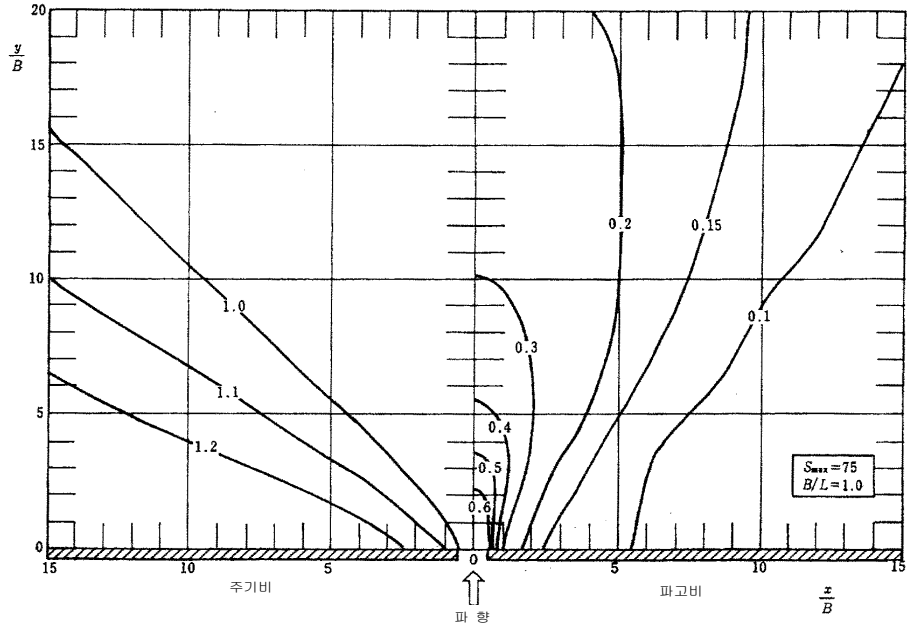
(2) $S_{max} = 25$



그림(4-8b) 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=1.0, S_{max}=25)

(3) $S_{\max} = 75$

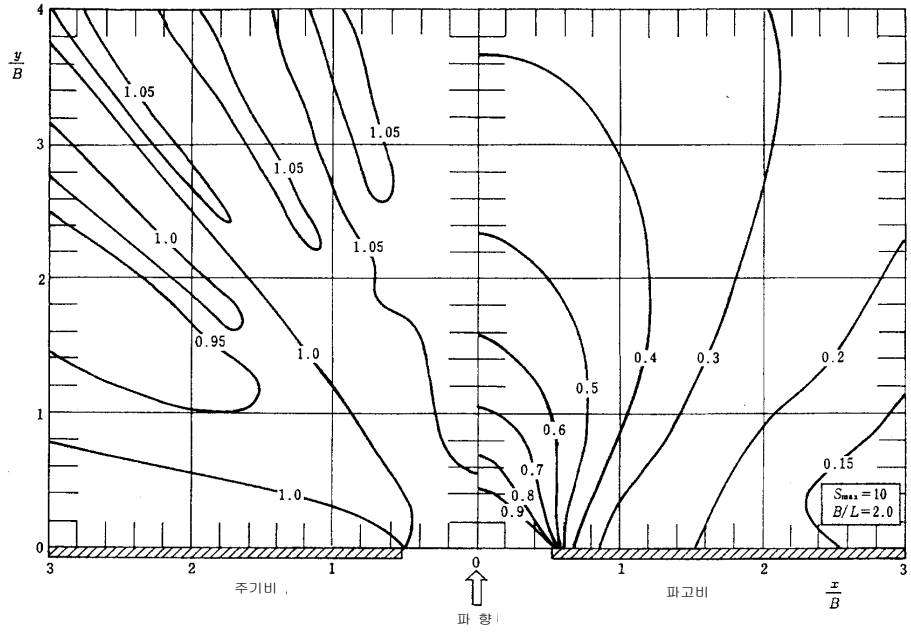


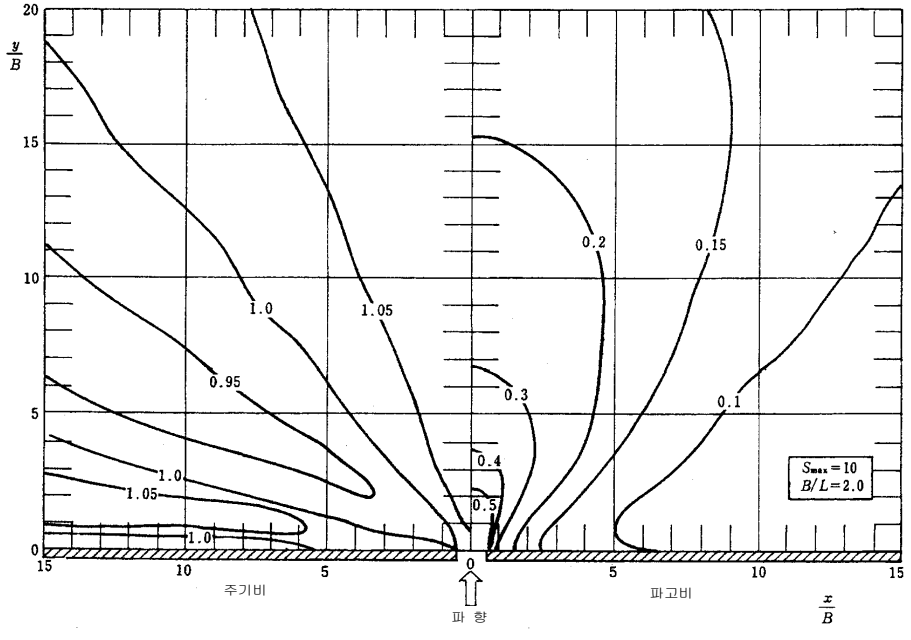


그림(4-8c) 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=1.0, S_{max}=75)

4-9 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=2.0, S_{max}=10)

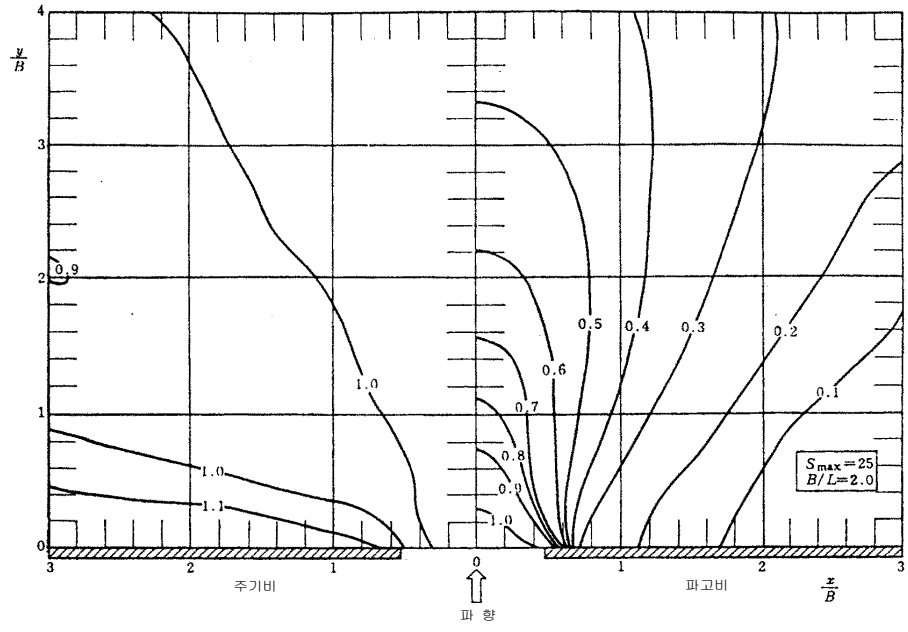
(1) $S_{max} = 10$

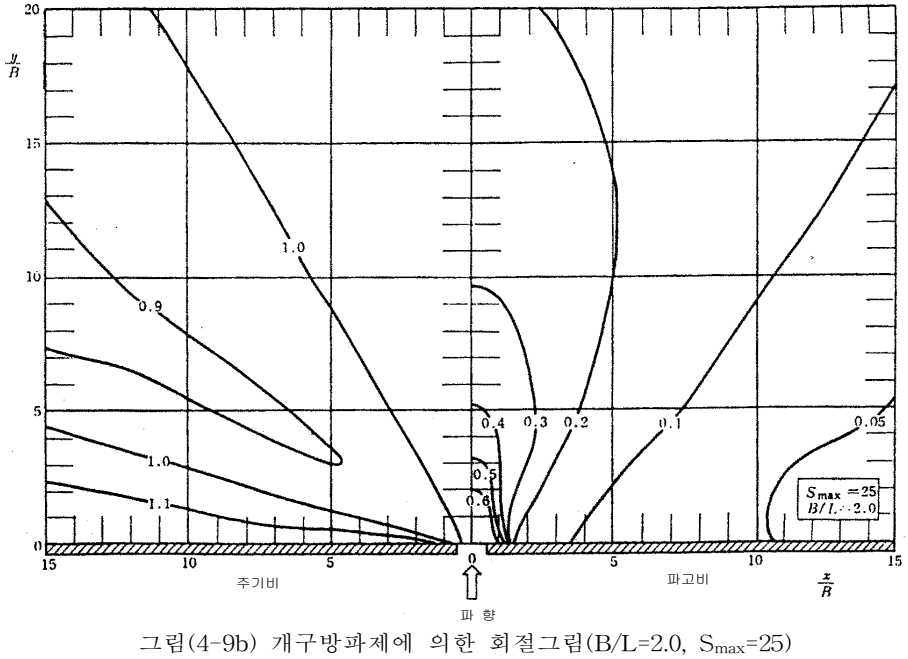




그림(4-9a) 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=2.0, S_{max}=10)

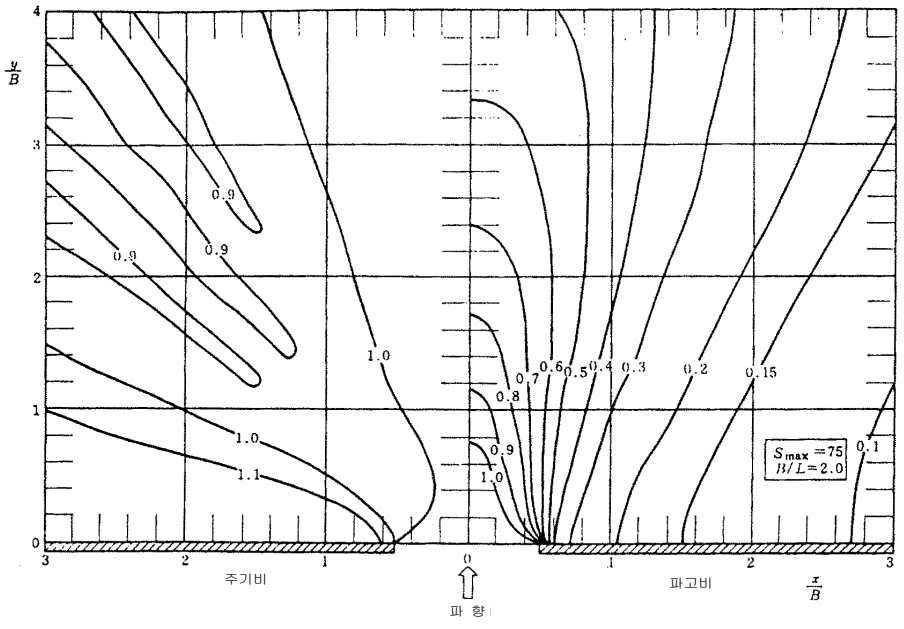
(2) $S_{max} = 25$

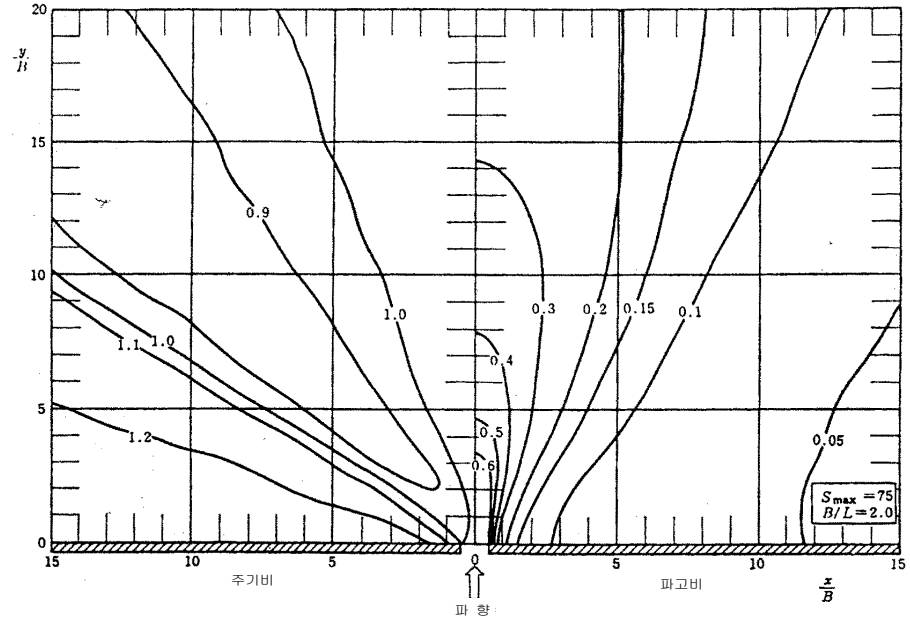




그림(4-9b) 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=2.0, S_{max}=25)

(3) $S_{max} = 75$

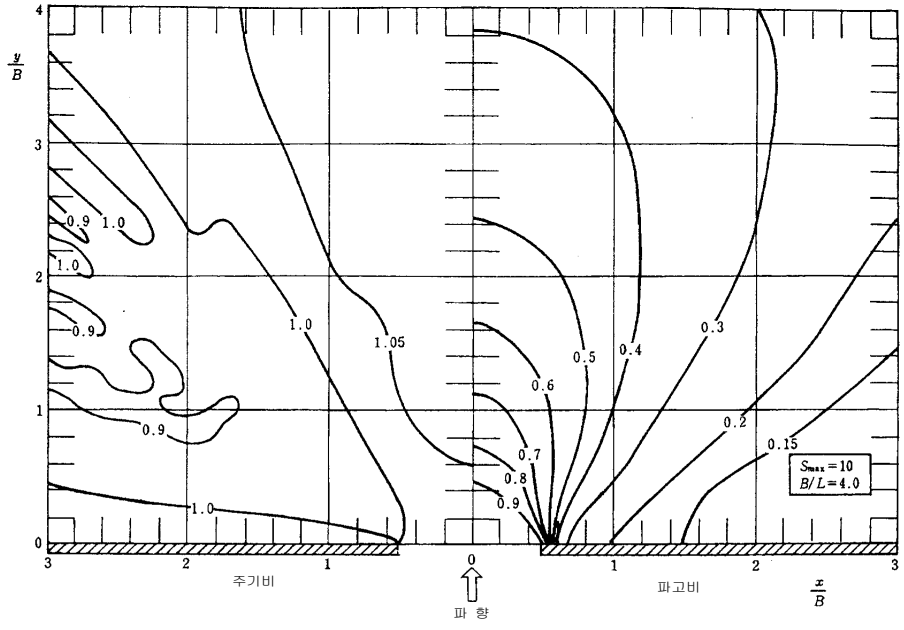


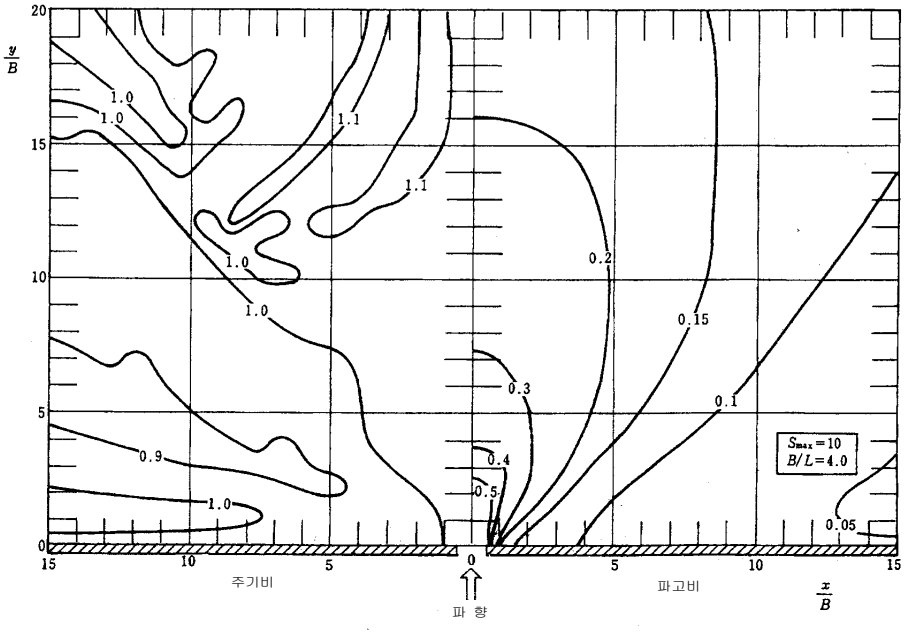


그림(4-9c) 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=2.0, S_{max}=75)

4-10 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=4.0, S_{max}=10)

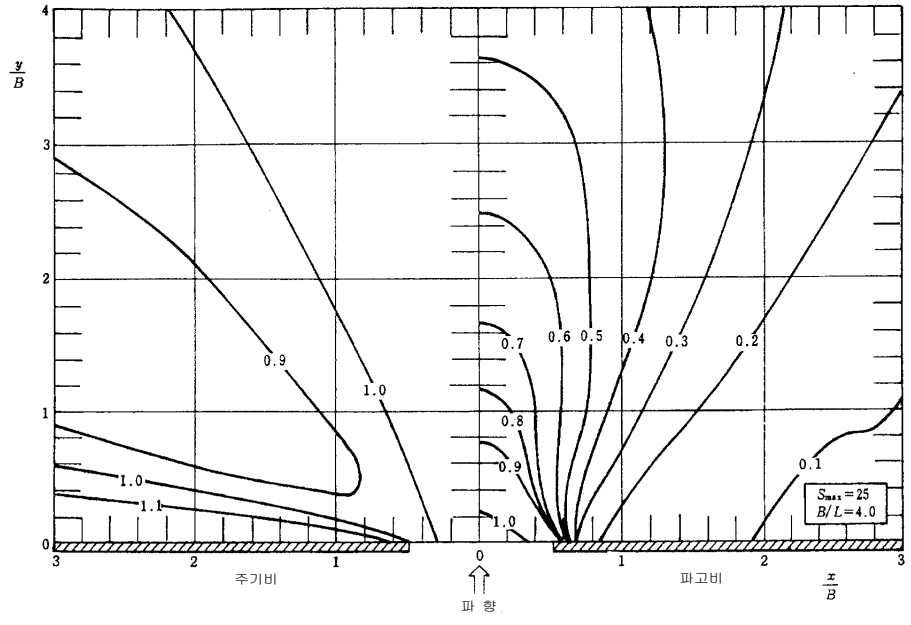
(1) $S_{max} = 10$

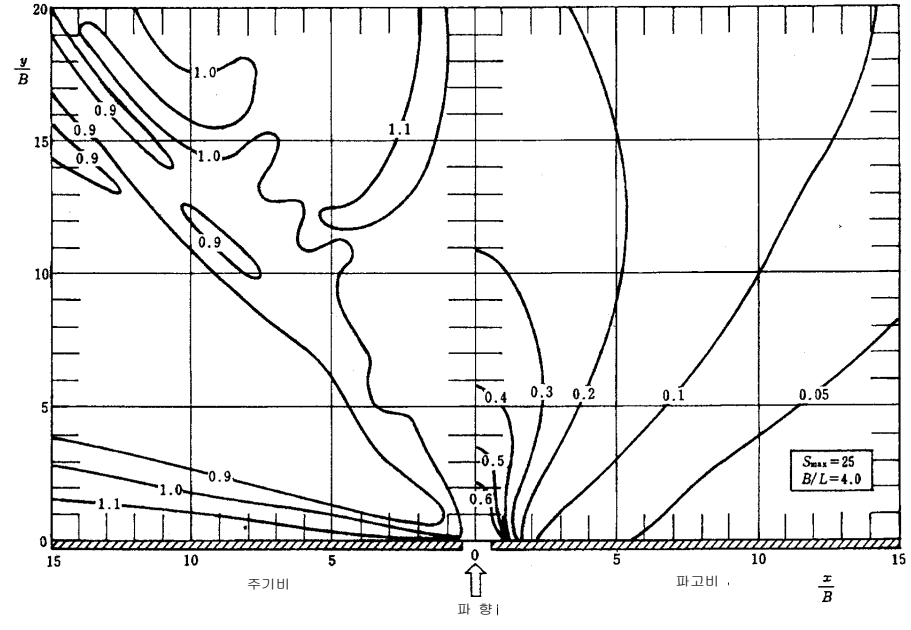




그림(4-10a) 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=4.0, S_{max}=10)

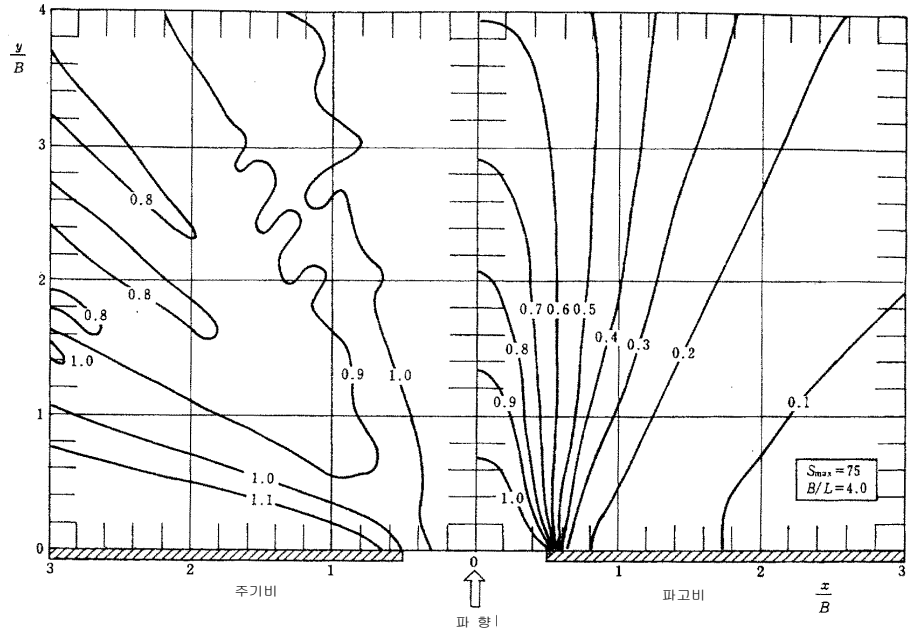
(2) $S_{max} = 25$

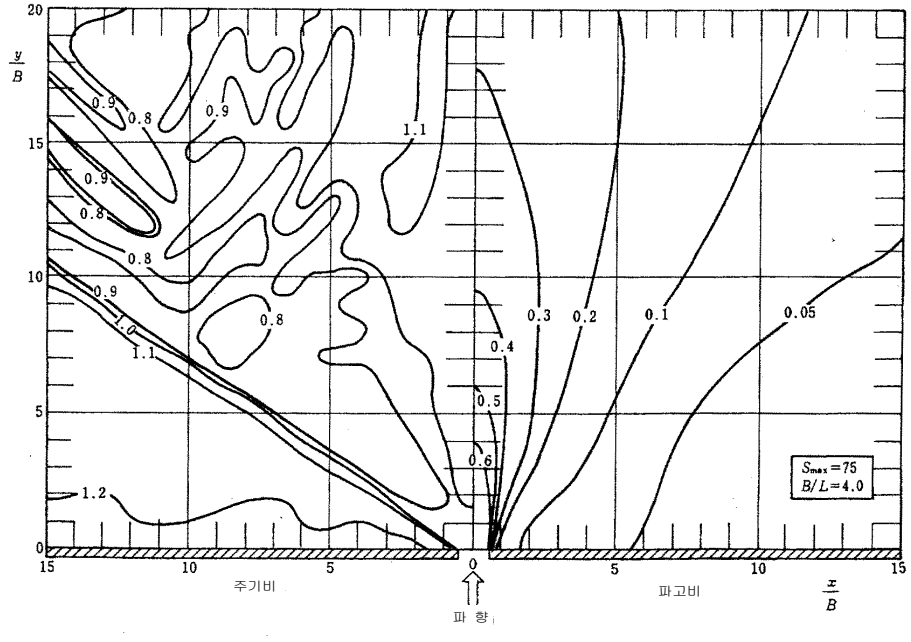




그림(4-10b) 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=4.0, S_{max}=25)

(3) $S_{max} = 75$

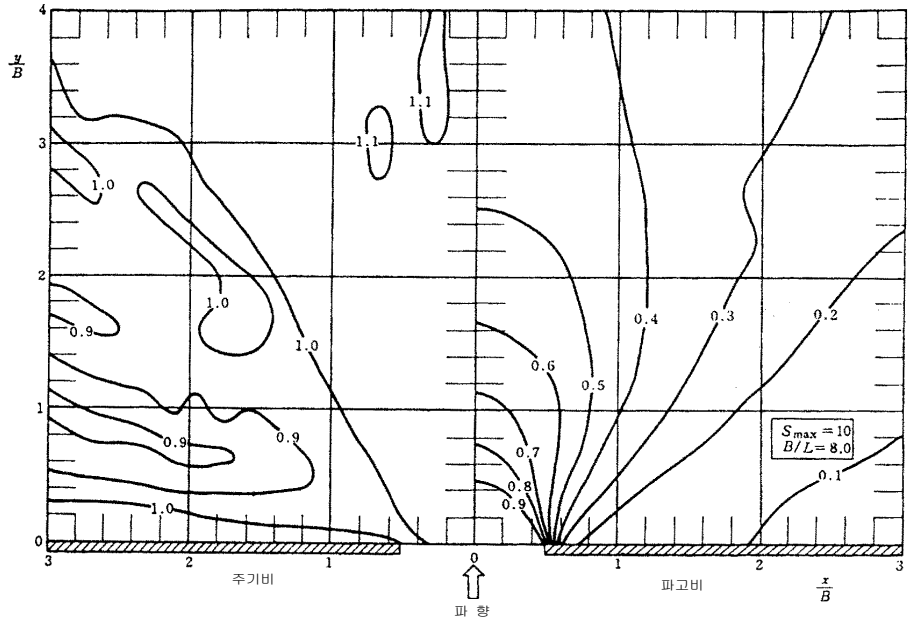


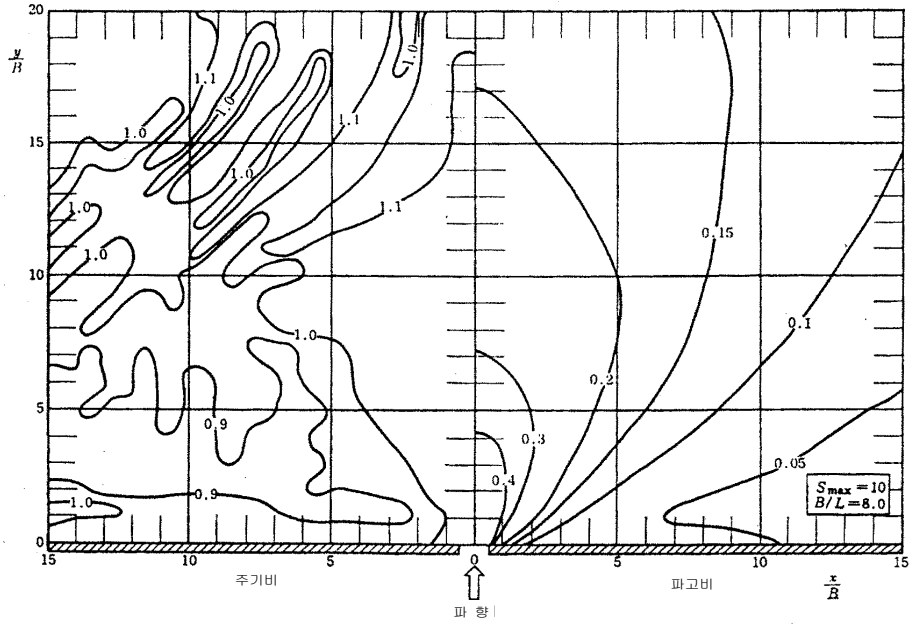


그림(4-10c) 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=4.0, S_{max}=75)

4-11 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=8.0, S_{max}=10)

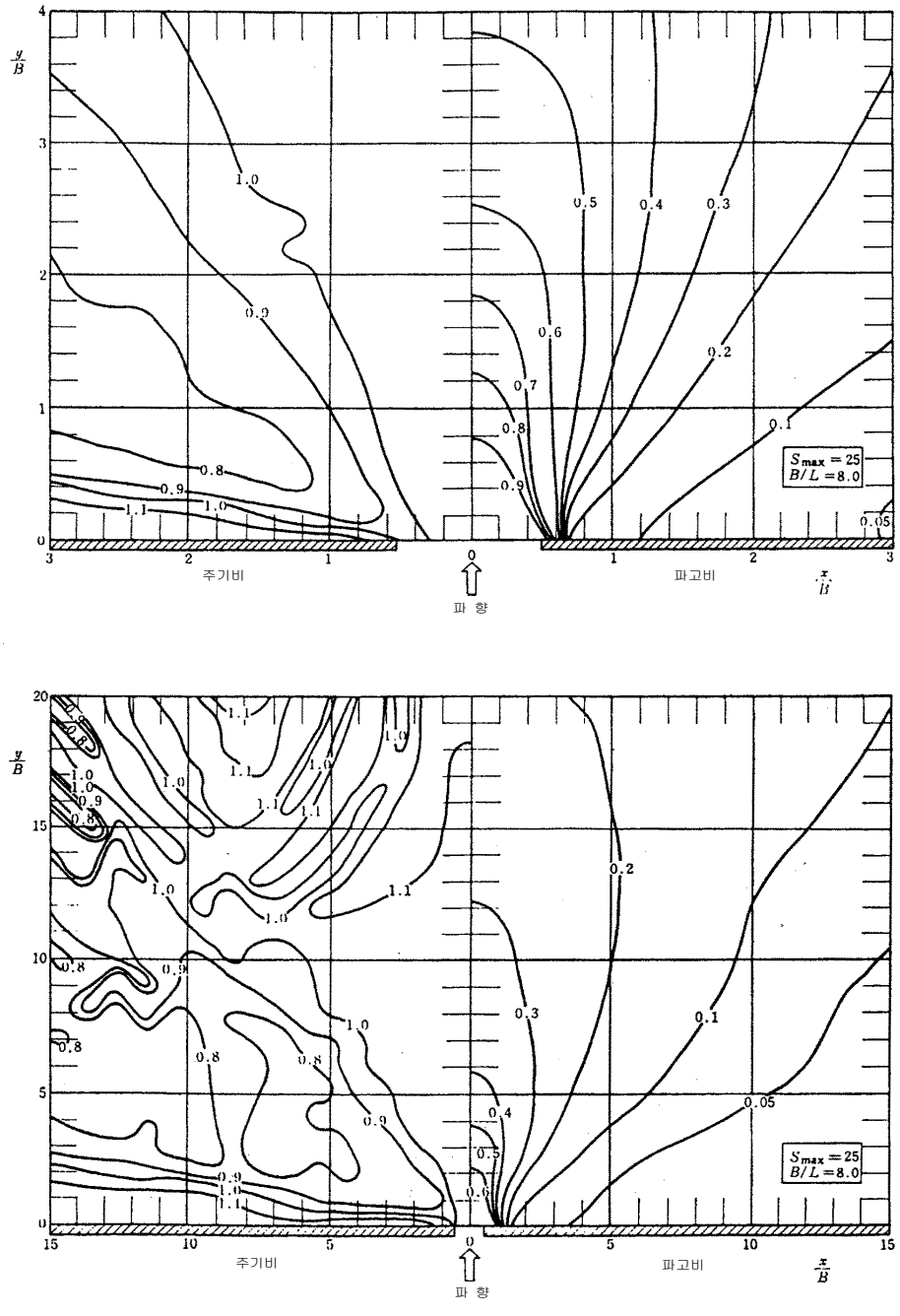
(1) $S_{max} = 10$





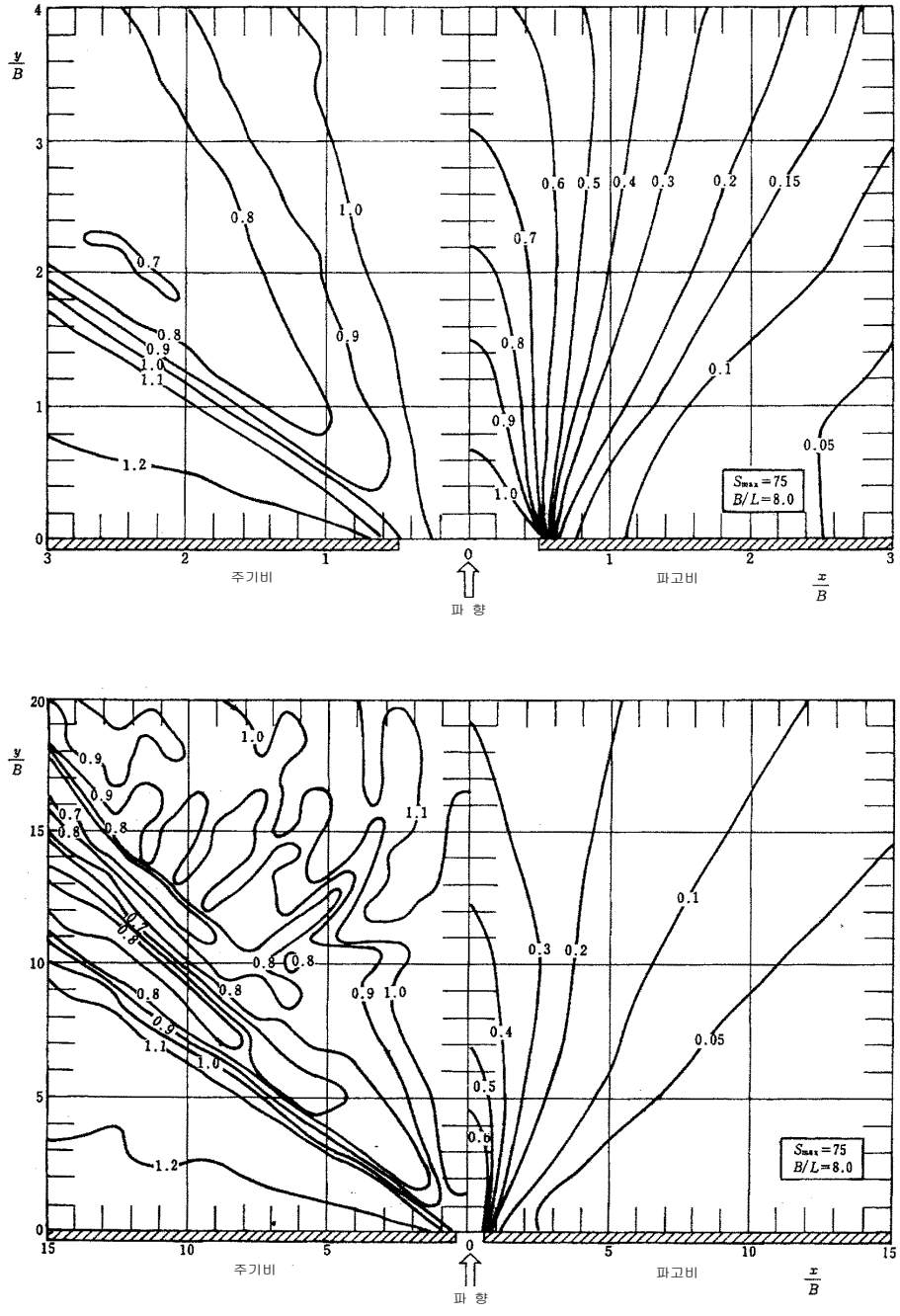
그림(4-11a) 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=8.0, S_{max}=10)

(2) $S_{max} = 25$



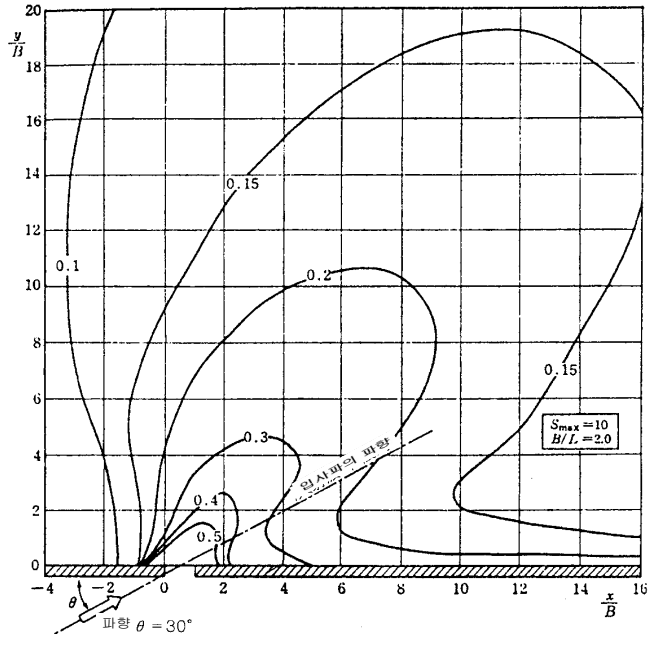
그림(4-11b) 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=8.0, S_{max}=25)

(3) $S_{max} = 75$

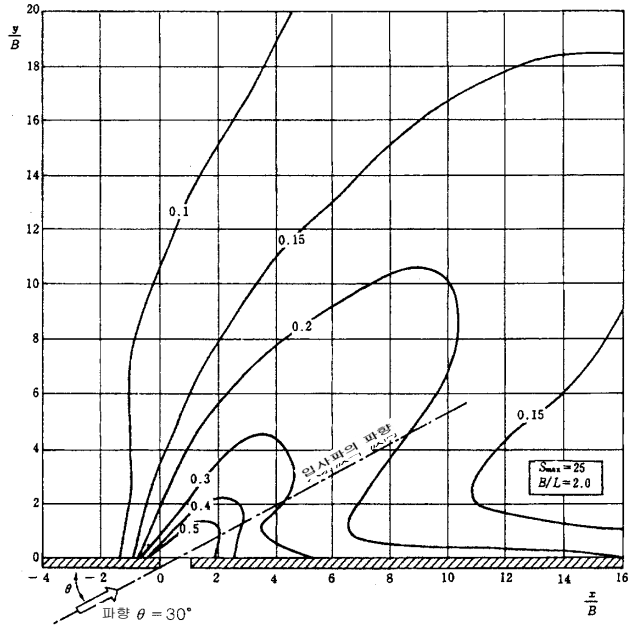


그림(4-11c) 개구방파제에 의한 회절그림(B/L=8.0, S_{max}=75)

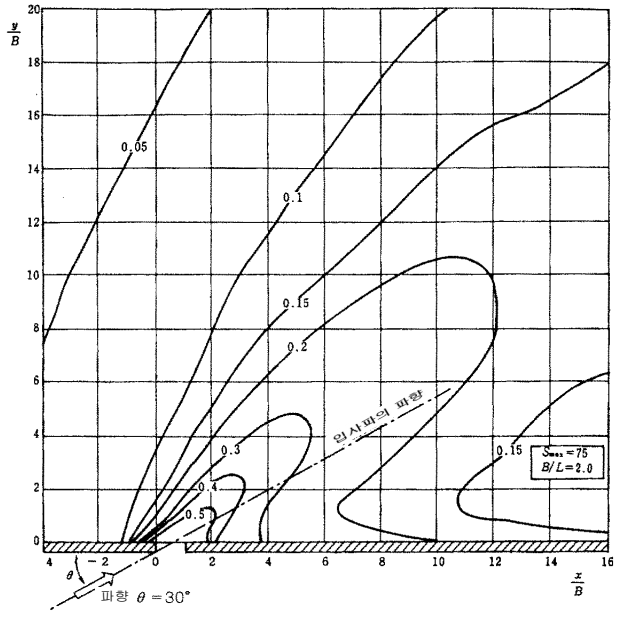
4-12 경사진 입사파의 회절그림(B/L=2.0, Θ=30 °, S_{max}=10)



그림(4-12a) 경사진 입사파의 회절그림(B/L=2.0, Θ=30°, S_{max}=10)

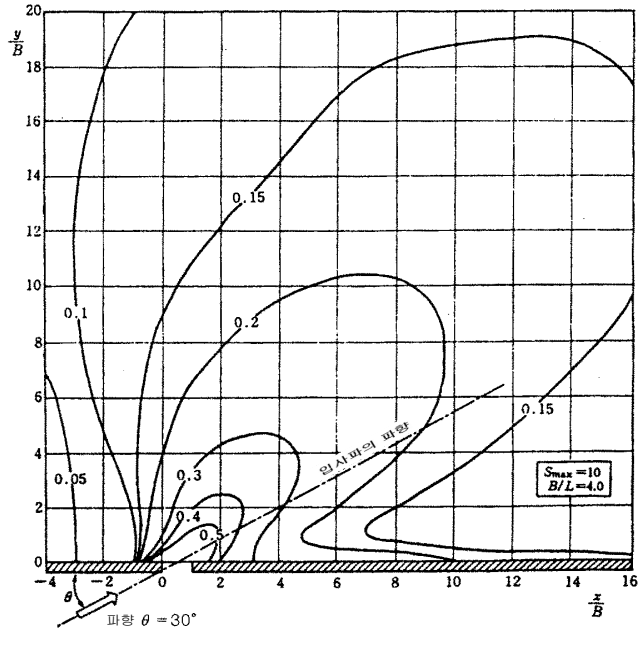


그림(4-12b) 경사진 입사파의 회절그림(B/L=2.0, Θ=30°, S_{max}=25)

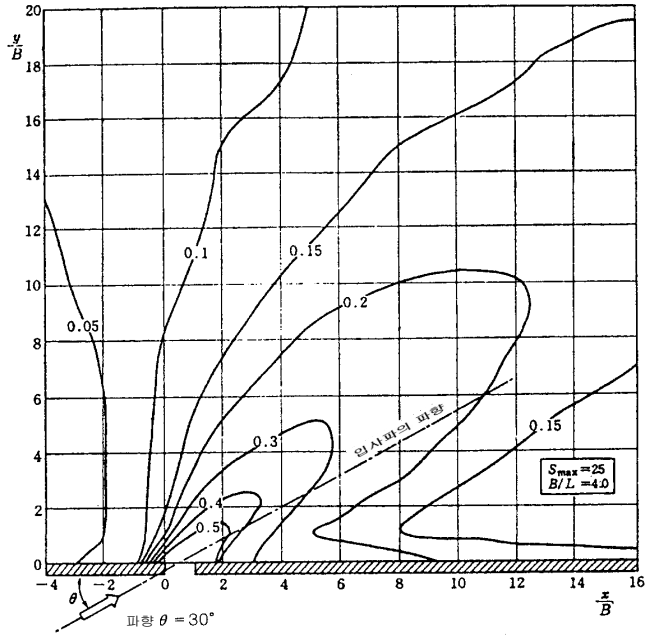


그림(4-12c) 경사진 입사파의 회절그림(B/L=2.0, Θ=30°, S_{max}=75)

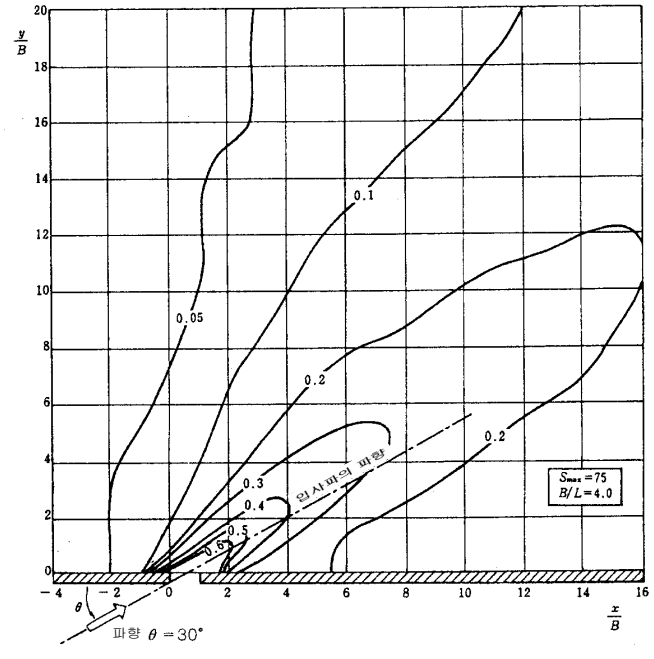
4-13 경사진 입사파의 회절그림(B/L=4.0, Θ=30°, S_{max}=10)



그림(4-13a) 경사진 입사파의 회절그림(B/L=4.0, Θ=30°, S_{max}=10)

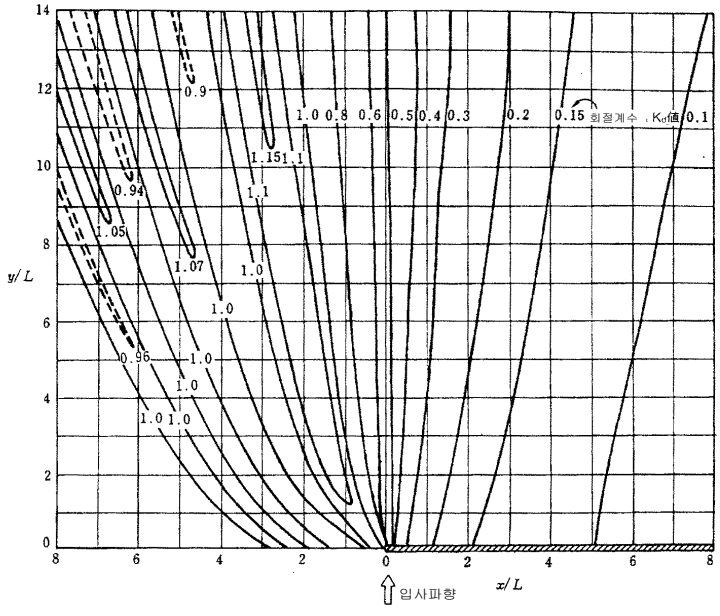


그림(4-13b) 경사진 입사파의 회절그림(B/L=4.0, Θ=30°, S_{max}=25)

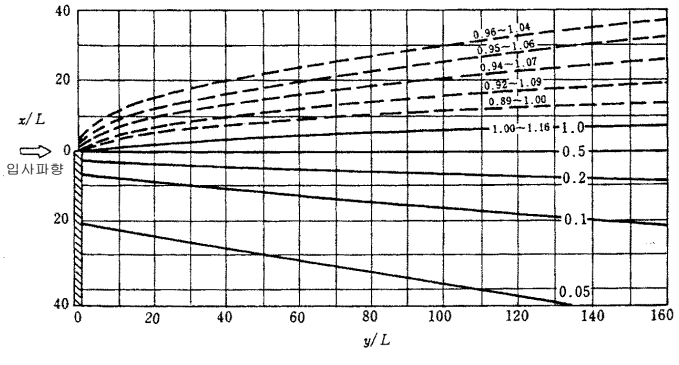


그림(4-13c) 경사진 입사파의 회절그림(B/L=4.0, Θ=30°, S_{max}=75)

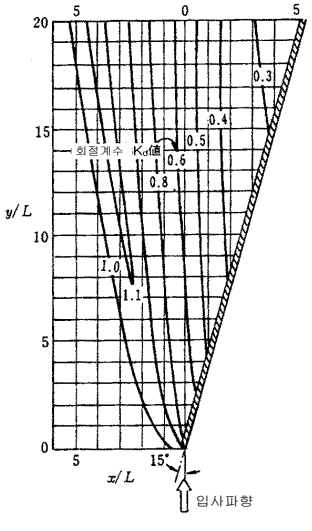
4-14 반무한제에 의한 규칙파의 회절도



(a) $\theta_0 = 90°$



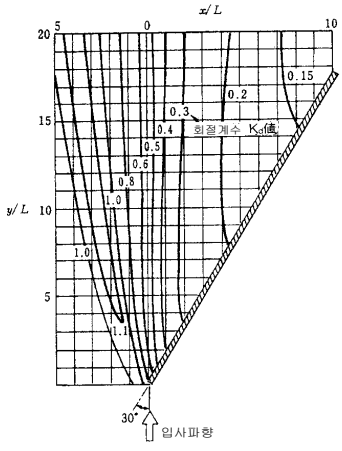
(b) $\theta_0 = 90°$



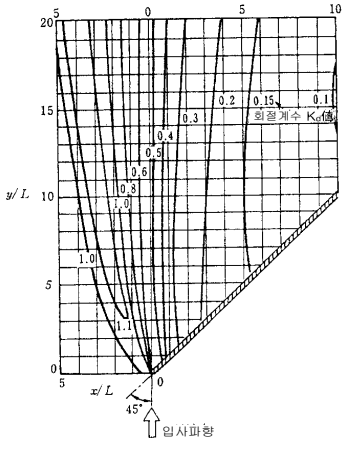
(c) $\theta_0 = 15°$

그림(4-14) 반무한제에 의한 규칙파의 회절도

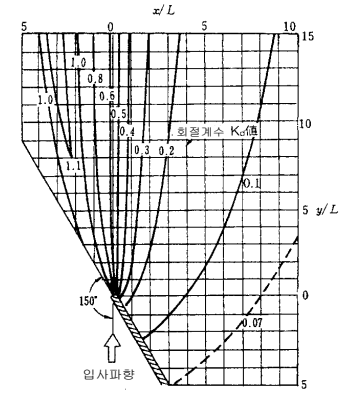
4-15 반무한제에 의한 규칙파의 회절도



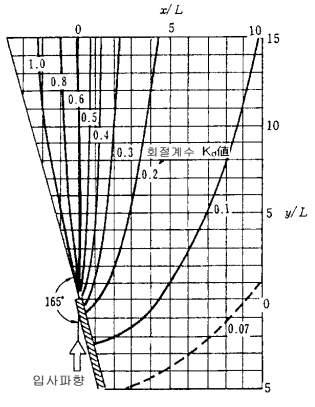
(d) $\theta_0 = 30°$



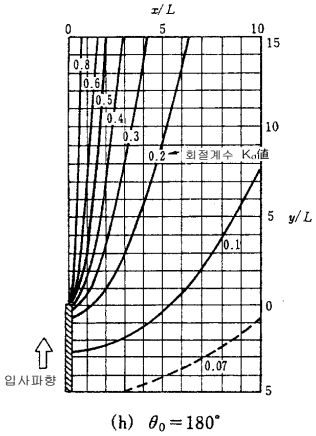
(e) $\theta_0 = 45°$



(f) $\theta_0 = 150°$



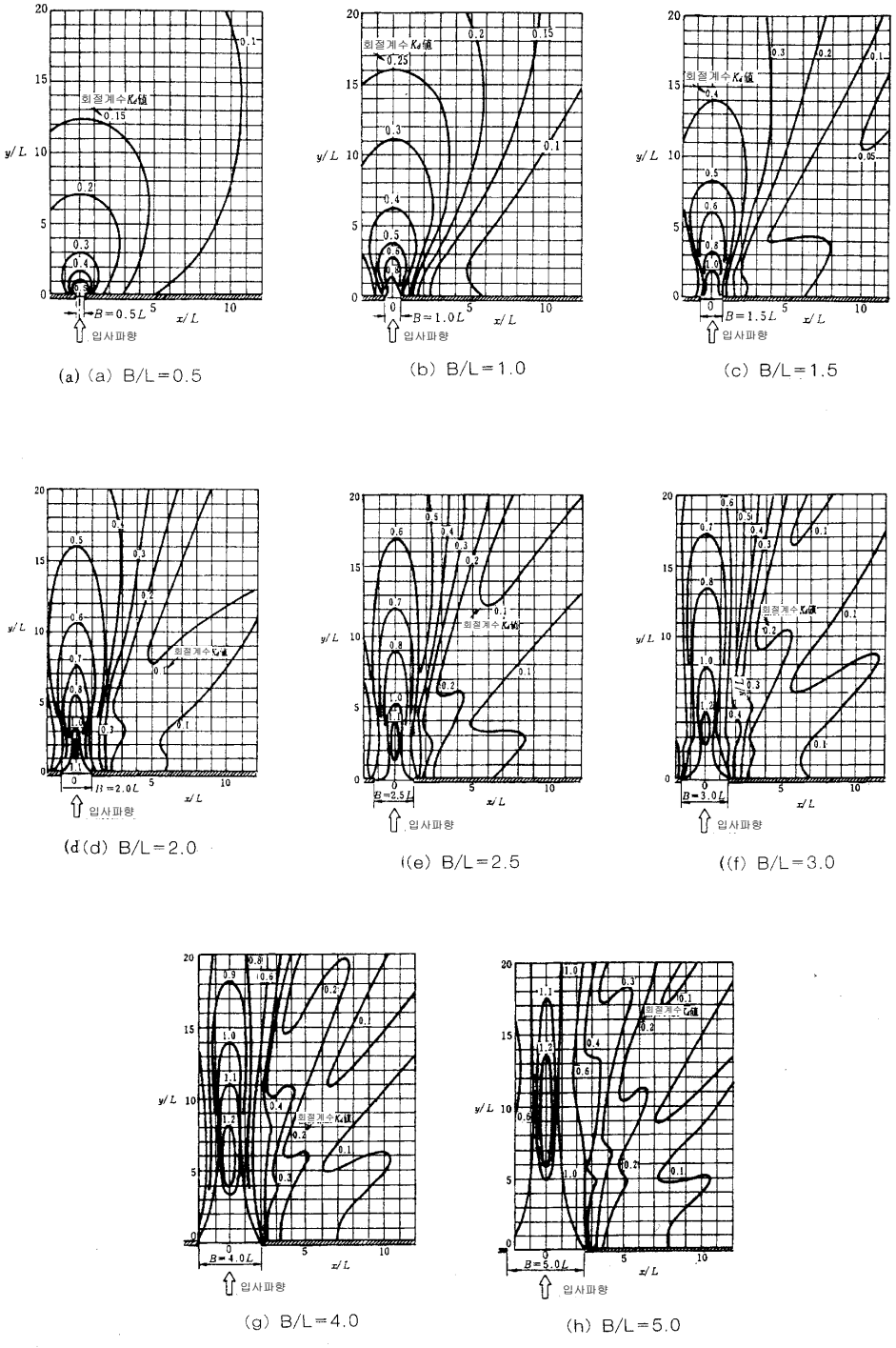
(g) $\theta_0 = 165°$



(h) $\theta_0 = 180°$

그림(4-15) 반무한제에 의한 규칙파의 회절도

4-16 개구부를 갖는 방파제에 의한 규칙파의 회절도



(a) (a) B/L=0.5 (b) B/L=1.0 (c) B/L=1.5

(d(d) B/L=2.0 ((e) B/L=2.5 ((f) B/L=3.0

(g) B/L=4.0 (h) B/L=5.0

그림(4-16) 개구부를 갖는 방파제에 의한 규칙파의 회절도

부 록 5 편

판의 험 모멘트 계산수표



부록 5편 판의 휨모멘트 계산수표

5-1 판의 휨모멘트 계산수표

(1) 일 반

판의 휨모멘트 계산수표는 등분포하중 또는 3각형 분포하중을 받는 3변 고정 1변자유판 및 4변 고정판의 휨모멘트를 구하기 위한 것이다.

계산법은 식(5-1)에 의한 얇은 판의 기초방정식을 해석적으로 푼 것이다. 즉, 수 종류의 Levy형의 해를 종합하여 소요 지지조건을 만족하도록 적분정수를 정하는 방법이다. 적분정수는 조건식을 후리에 급수로 전개하여 구하였다.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}+2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial x y^2}+\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}=\frac{P}{D} \tag{5-1}$$

여기서,

w : 변위(deflection) (m)

P : 하중강도 (kN/㎡)

D : 판의강도 (kN · m) $D=\dfrac{E_t^3}{12(1-\nu^2)}$

E : 판의 탄성계수

t : 판 두께 (m)

v : 포아송(poisson)비 $\nu=\dfrac{1}{6}$

(2) 3변고정 1변자유판의 계산수표

계산수표는 그림(5-1)(a)~(b)와 같이 자유변의 방향을 y좌표, 이에 직각인 방향을 x좌표로 하고 y방향의 변을 4등분, x방향의 변을 6등분 및 8등분하고 있다.

각 격자점에서의 휨모멘트는 식(5-2), 식(5-3)에 의하여 구한다.

λ≦1 의 경우

$$M_x=Xq\ell_x^2 \tag{5-2}$$

$$M_y=Yq\ell_x^2$$

λ>1 의 경우

$$M_x=Xq\ell_y^2 \tag{5-3}$$

$$M_y=Yq\ell_y^2$$

여기서,

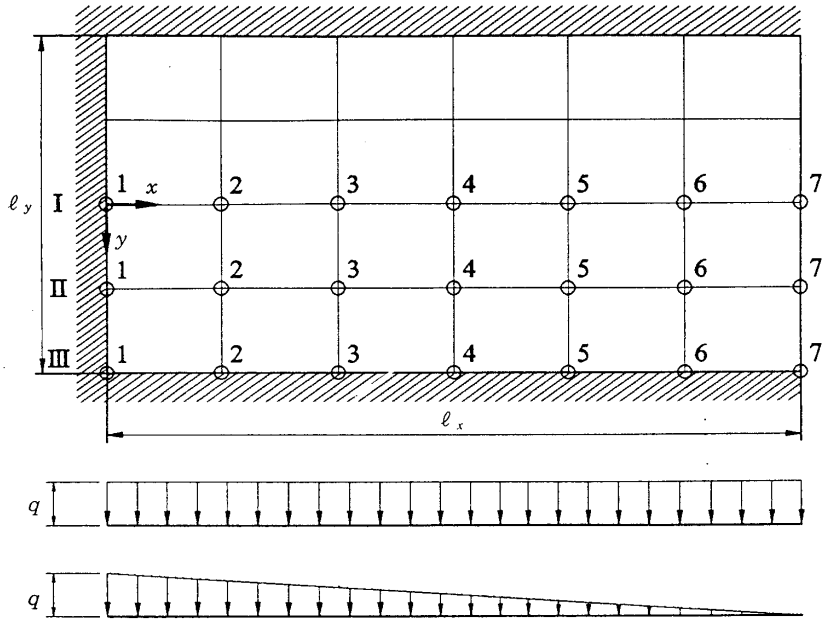
λ : 변장비 $\lambda=\ell_x/\ell_y$

M_x, M_y : 구하는 점에서 x방향, y방향의 휨모멘트 (kN · m/m)

X, Y : 구하는 점에서 x방향, y방향의 휨모멘트 계수

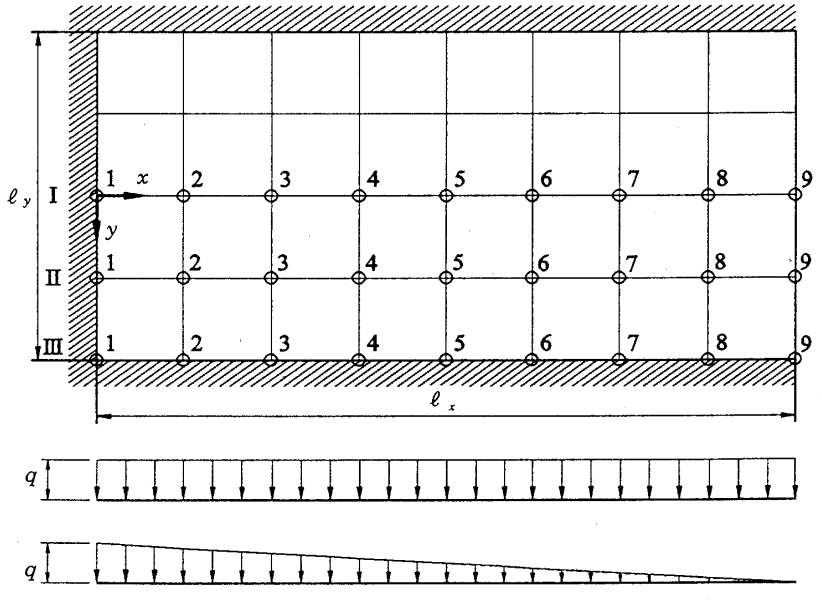
ℓ_x, ℓ_y : x방향, y방향의 길이

q : 등분포하중의 경우는 하중강도, 3각형 분포하중의 경우는 최대하중강도



6 등분

그림(5-1)(a) 3변고정1변자유판



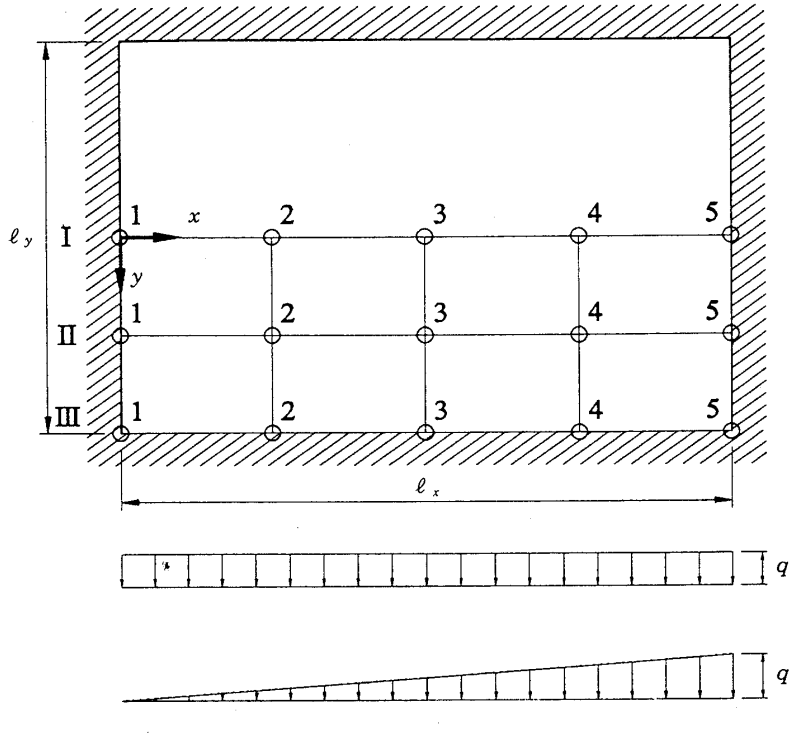
8 등분

그림(5-1)(b) 3변고정1변자유판

(3) 4변고정판의 계산수표

계산수표는 그림(5-2)와 같이 x방향, y방향을 정하고 격자는 일변을 4등분하고 있다.

각 격자점에서의 휨모멘트는 식(5-2), 식(5-3)에 의하여 구한다.



그림(5-2) 4변고정판

(4) 계산수표

3변고정1변자유판의 휨모멘트계수에 대하여는 x방향변을 6등분한 경우는 표(5-1)①~⑦를, 8등분한 경우는 표(5-2)①~⑦를 참조할 것.

또, 4변고정판에 대하여는 표(5-3)①~⑤를 참조할 것.

표(5-1) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 6등분, y방향 4등분)

① λ=0.30, 0.40, 0.50

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7
0.30	등분포하중	X	Ⅰ	−0.3819	−0.2308	−0.1193	−0.0434	0.0002	0.0143	0
			Ⅱ	−0.2656	−0.1504	−0.0723	−0.0230	0.0035	0.0108	0
			Ⅲ	0	−0.0031	−0.0128	−0.0249	−0.0379	−0.0533	0
		Y	Ⅰ	−0.0636	−0.0347	−0.0061	0.0204	0.0436	0.0625	0.0762
			Ⅱ	−0.0443	−0.0206	0.0024	0.0226	0.0391	0.0519	0.0614
			Ⅲ	0	−0.0186	−0.0770	−0.1495	−0.2277	−0.3196	−0.4201
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	−0.1353	−0.0654	−0.0219	0.0009	0.0086	0.0067	0
			Ⅱ	−0.1021	−0.0427	−0.0095	0.0053	0.0082	0.0049	0
			Ⅲ	0	−0.0023	−0.0061	−0.0092	−0.0116	−0.0141	0
		Y	Ⅰ	−0.0225	−0.0098	0.0002	0.0078	0.0134	0.0175	0.0207
			Ⅱ	−0.0170	−0.0056	0.0032	0.0091	0.0127	0.0148	0.0164
			Ⅲ	0	−0.0137	−0.0366	−0.0554	−0.0697	−0.0845	−0.0981
0.40	등분포하중	X	Ⅰ	−0.2840	−0.1497	−0.0596	−0.0051	0.0207	0.0220	0
			Ⅱ	−0.1819	−0.0908	−0.0342	−0.0024	0.0111	0.0113	0
			Ⅲ	0	−0.0033	−0.0127	−0.0236	−0.0346	−0.0468	0
		Y	Ⅰ	−0.0473	−0.0188	0.0112	0.0397	0.0645	0.0848	0.1004
			Ⅱ	−0.0303	−0.0109	0.0074	0.0229	0.0353	0.0448	0.0523
			Ⅲ	0	−0.0195	−0.0761	−0.1419	−0.2078	−0.2811	−0.3553
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	−0.1084	−0.0431	−0.0058	0.0109	0.0136	0.0084	0
			Ⅱ	−0.0770	−0.0257	0.0002	0.0094	0.0090	0.0044	0
			Ⅲ	0	−0.0023	−0.0061	−0.0089	−0.0107	−0.0124	0
		Y	Ⅰ	−0.0181	−0.0054	0.0052	0.0135	0.0196	0.0239	0.0274
			Ⅱ	−0.0128	−0.0025	0.0051	0.0096	0.0117	0.0126	0.0133
			Ⅲ	0	−0.0140	−0.0364	−0.0533	−0.0644	−0.0743	−0.0810
0.50	등분포하중	X	Ⅰ	−0.2053	−0.0916	−0.0229	0.0136	0.0269	0.0220	0
			Ⅱ	−0.1269	−0.0538	−0.0124	0.0075	0.0131	0.0098	0
			Ⅲ	0	−0.0034	−0.0122	−0.0216	−0.0301	−0.0389	0
		Y	Ⅰ	−0.0342	−0.0079	0.0203	0.0465	0.0688	0.0866	0.1005
			Ⅱ	−0.0212	−0.0051	0.0093	0.0207	0.0293	0.0356	0.0410
			Ⅲ	0	−0.0205	−0.0733	−0.1294	−0.1806	−0.2334	−0.2818
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	−0.0858	−0.0267	0.0040	0.0151	0.0144	0.0078	0
			Ⅱ	−0.0594	−0.0149	0.0051	0.0106	0.0084	0.0035	0
			Ⅲ	0	−0.0024	−0.0059	−0.0083	−0.0095	−0.0102	0
		Y	Ⅰ	−0.0143	−0.0021	0.0082	0.0160	0.0212	0.0246	0.0273
			Ⅱ	−0.0099	−0.0006	0.0059	0.0091	0.0100	0.0097	0.0098
			Ⅲ	0	−0.0143	−0.0356	−0.0499	−0.0570	−0.0615	−0.0613

표(5-1) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 6등분, y방향 4등분) (계속)

② λ=0.75, 1.00, 1.25

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7
0.75	등분포하중	X	I	-0.0990	-0.0258	0.0080	0.0197	0.0198	0.0132	0
			II	-0.0602	-0.0145	0.0049	0.0103	0.0088	0.0048	0
			III	0	-0.0035	-0.0101	-0.0156	-0.0195	-0.0227	0
		Y	I	-0.0165	0.0032	0.0236	0.0406	0.0531	0.0619	0.0688
			II	-0.0100	0.0009	0.0093	0.0144	0.0173	0.0189	0.0205
			III	0	-0.0209	-0.0606	-0.0939	-0.1172	-0.1361	-0.1477
	삼각형분포하중	X	I	-0.0519	-0.0067	0.0110	0.0137	0.0095	0.0038	0
			II	-0.0348	-0.0030	0.0075	0.0080	0.0048	0.0013	0
			III	0	-0.0024	-0.0053	-0.0066	-0.0065	-0.0058	0
		Y	I	-0.0087	0.0020	0.0105	0.0155	0.0173	0.0174	0.0175
			II	-0.0058	0.0016	0.0059	0.0070	0.0061	0.0047	0.0037
			III	0	-0.0143	-0.0317	-0.0394	-0.0389	-0.0347	-0.0260
1.00	등분포하중	X	I	-0.0565	-0.0063	0.0106	0.0133	0.0110	0.0069	0
			II	-0.0343	-0.0034	0.0058	0.0064	0.0044	0.0020	0
			III	0	-0.0032	-0.0080	-0.0111	-0.0127	-0.0137	0
		Y	I	-0.0094	0.0059	0.0203	0.0304	0.0364	0.0398	0.0428
			II	-0.0057	0.0023	0.0075	0.0098	0.0105	0.0108	0.0111
			III	0	-0.0195	-0.0478	-0.0655	-0.0763	-0.0822	-0.0838
	삼각형분포하중	X	I	-0.0350	-0.0001	0.0097	0.0089	0.0049	0.0013	0
			II	-0.0229	0.0006	0.0058	0.0047	0.0022	0.0002	0
			III	0	-0.0023	-0.0045	-0.0050	-0.0044	-0.0033	0
		Y	I	-0.0058	0.0035	0.0103	0.0129	0.0124	0.0106	0.0094
			II	-0.0038	0.0021	0.0049	0.0049	0.0038	0.0024	0.0013
			III	0	-0.0137	-0.0270	-0.0300	-0.0261	-0.0196	-0.0833
1.25	등분포하중	X	I	-0.0567	0	0.0133	0.0128	0.0096	0.0061	0
			II	-0.0344	0.0003	0.0069	0.0056	0.0033	0.0014	0
			III	0	-0.0046	-0.0098	-0.0125	-0.0135	-0.0139	0
		Y	I	-0.0095	0.0098	0.0261	0.0354	0.0395	0.0413	0.0435
			II	-0.0057	0.0039	0.0090	0.0106	0.0107	0.0106	0.0107
			III	0	-0.0273	-0.0587	-0.0749	-0.0810	-0.0835	-0.0833
	삼각형분포하중	X	I	-0.0391	0.0035	0.0112	0.0083	0.0038	0.0005	0
			II	-0.0251	0.0026	0.0063	0.0041	0.0014	-0.0002	0
			III	0	-0.0033	-0.0059	-0.0059	-0.0047	-0.0030	0
		Y	I	-0.0065	0.0064	0.0146	0.0162	0.0137	0.0101	0.0079
			II	-0.0042	0.0033	0.0060	0.0054	0.0038	0.0021	0.0008
			III	0	-0.0199	-0.0352	-0.0356	-0.0279	-0.0183	-0.0078

표(5-1) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 6등분, y방향 4등분) (계속)

③ λ=1.50, 1.75, 2.00

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7
1.50	등분포하중	X	I	-0.0568	0.0048	0.0139	0.0113	0.0083	0.0058	0
			II	-0.0344	0.0029	0.0068	0.0045	0.0025	0.0011	0
			III	0	-0.0058	-0.0112	-0.0133	-0.0138	-0.0139	0
		Y	I	-0.0095	0.0136	0.0307	0.0384	0.0409	0.0416	0.0434
			II	-0.0057	0.0053	0.0100	0.0108	0.0106	0.0104	0.0105
			III	0	-0.0350	-0.0669	-0.0797	-0.0829	-0.0835	-0.0834
	삼각형분포하중	X	I	-0.0420	0.0065	0.0114	0.0071	0.0029	0.0001	0
			II	-0.0266	0.0042	0.0060	0.0031	0.0009	-0.0004	0
			III	0	-0.0044	-0.0070	-0.0065	-0.0047	-0.0028	0
		Y	I	-0.0070	0.0094	0.0183	0.0184	0.0142	0.0094	0.0065
			II	-0.0044	0.0045	0.0067	0.0056	0.0037	0.0019	0.0006
			III	0	-0.0263	-0.0419	-0.0390	-0.0284	-0.0168	-0.0060
1.75	등분포하중	X	I	-0.0568	0.0082	0.0135	0.0099	0.0075	0.0058	0
			II	-0.0344	0.0047	0.0062	0.0035	0.0020	0.0010	0
			III	0	-0.0070	-0.0122	-0.0137	-0.0139	-0.0139	0
		Y	I	-0.0095	0.0172	0.0342	0.0402	0.0414	0.0415	0.0433
			II	-0.0057	0.0065	0.0105	0.0108	0.0105	0.0104	0.0104
			III	0	-0.0421	-0.0730	-0.0823	-0.0836	-0.0833	-0.0840
	삼각형분포하중	X	I	-0.0441	0.0088	0.0108	0.0059	0.0024	0.0001	0
			II	-0.0277	0.0053	0.0053	0.0023	0.0006	-0.0004	0
			III	0	-0.0054	-0.0078	-0.0068	-0.0047	-0.0026	0
		Y	I	-0.0074	0.0124	0.0212	0.0197	0.0142	0.0087	0.0055
			II	-0.0046	0.0054	0.0071	0.0055	0.0036	0.0018	0.0004
			III	0	-0.0324	-0.0470	-0.0410	-0.0283	-0.0155	-0.0049
2.00	등분포하중	X	I	-0.0568	0.0107	0.0125	0.0087	0.0071	0.0060	0
			II	-0.0344	0.0058	0.0054	0.0028	0.0018	0.0011	0
			III	0	-0.0081	-0.0129	-0.0139	-0.0140	-0.0139	0
		Y	I	-0.0095	0.0205	0.0367	0.0411	0.0416	0.0415	0.0432
			II	-0.0057	0.0076	0.0107	0.0107	0.0105	0.0103	0.0104
			III	0	-0.0487	-0.0773	-0.0836	-0.0838	-0.0833	-0.0846
	삼각형분포하중	X	I	-0.0457	0.0105	0.0099	0.0050	0.0022	-0.0002	0
			II	-0.0285	0.0060	0.0045	0.0017	0.0004	-0.0003	0
			III	0	-0.0064	-0.0085	-0.0070	-0.0047	-0.0024	0
		Y	I	-0.0076	0.0153	0.0234	0.0204	0.0142	0.0082	0.0047
			II	-0.0048	0.0063	0.0073	0.0055	0.0035	0.0017	0.0004
			III	0	-0.0382	-0.0508	-0.0420	-0.0280	-0.0145	-0.0041

표(5-1) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 6등분, y방향 4등분) (계속)

④ λ=2.25, 2.50, 2.75

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7
2.25	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0567	0.0122	0.0114	0.0080	0.0070	0.0062	0
			Ⅱ	-0.0343	0.0065	0.0046	0.0023	0.0017	0.0012	0
			Ⅲ	0	-0.0091	-0.0134	-0.0140	-0.0140	-0.0139	0
		Y	Ⅰ	-0.0095	0.0235	0.0386	0.0416	0.0416	0.0414	0.0432
			Ⅱ	-0.0057	0.0084	0.0108	0.0106	0.0104	0.0103	0.0105
			Ⅲ	0	-0.0546	-0.0802	-0.0842	-0.0839	-0.0834	-0.0852
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0469	0.0117	0.0089	0.0043	0.0021	0.0003	0
			Ⅱ	-0.0291	0.0064	0.0038	0.0013	0.0004	-0.0002	0
			Ⅲ	0	-0.0072	-0.0089	-0.0071	-0.0046	-0.0023	0
		Y	Ⅰ	-0.0078	0.0179	0.0250	0.0208	0.0141	0.0078	0.0042
			Ⅱ	-0.0049	0.0070	0.0074	0.0054	0.0035	0.0017	0.0003
			Ⅲ	0	-0.0434	-0.0534	-0.0424	-0.0277	-0.0137	-0.0034
2.50	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0567	0.0132	0.0104	0.0075	0.0069	0.0063	0
			Ⅱ	-0.0342	0.0067	01.0039	0.0020	0.0017	0.0013	0
			Ⅲ	0	-0.0100	-0.0137	-0.0141	-0.0140	-0.0139	0
		Y	Ⅰ	-0.0094	0.0262	0.0398	0.0417	0.0416	0.0414	0.0432
			Ⅱ	-0.0057	0.0090	0.0109	0.0106	0.0104	0.0103	0.0105
			Ⅲ	0	-0.0598	-0.0822	-0.0844	-0.0840	-0.0837	-0.0858
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0478	0.0123	0.0079	0.0039	0.0021	0.0005	0
			Ⅱ	-0.0296	0.0065	0.0031	0.0011	0.0004	-0.0001	0
			Ⅲ	0	-0.0080	-0.0092	-0.0071	-0.0046	-0.0022	0
		Y	Ⅰ	-0.0080	0.0204	0.0262	0.0209	0.0140	0.0075	0.0038
			Ⅱ	-0.0049	0.0075	0.0074	0.0053	0.0034	0.0017	0.0003
			Ⅲ	0	-0.0482	-0.0553	-0.0426	-0.0275	-0.0131	-0.0027
2.75	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0566	0.0136	0.0096	0.0072	0.0069	0.0065	0
			Ⅱ	-0.0341	0.0067	0.0033	0.0018	0.0016	0.0014	0
			Ⅲ	0	-0.0107	-0.0139	-0.0141	-0.0140	-0.0140	0
		Y	Ⅰ	-0.0094	0.0286	0.0407	0.0418	0.0416	0.0414	0.0432
			Ⅱ	-0.0057	0.0096	0.0108	0.0105	0.0104	0.0103	0.0105
			Ⅲ	0	-0.0644	-0.0836	-0.0845	-0.0841	-0.0840	-0.0863
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0486	0.0126	0.0071	0.0037	0.0021	0.0006	0
			Ⅱ	-0.0299	0.0064	0.0026	0.0009	0.0005	0	0
			Ⅲ	0	-0.0087	-0.0094	-0.0071	-0.0046	-0.0021	0
		Y	Ⅰ	-0.0081	0.0226	0.0269	0.0209	0.0139	0.0074	0.0034
			Ⅱ	-0.0050	0.0080	0.0073	0.0053	0.0034	0.0017	0.0003
			Ⅲ	0	-0.0524	-0.0566	-0.0427	-0.0273	-0.0126	-0.0021

표(5-1) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 6등분, y방향 4등분) (계속)

⑤ λ=3.00, 3.25, 3.50

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7
3.00	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0565	0.0137	0.0089	0.0070	0.0069	0.0066	0
			Ⅱ	-0.0339	0.0065	0.0028	0.0017	0.0016	0.0015	0
			Ⅲ	0	-0.0114	-0.0141	-0.0141	-0.0140	-0.141	0
		Y	Ⅰ	-0.0094	0.0308	0.0412	0.0418	0.0416	0.0414	0.0432
			Ⅱ	-0.0057	0.0100	0.0108	0.0105	0.0104	0.0103	0.0105
			Ⅲ	0	-0.0685	-0.0845	-0.0845	-0.0843	-0.0843	-0.0868
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0492	0.0126	0.0064	0.0036	0.0021	0.0007	0
			Ⅱ	-0.0301	0.0062	0.0021	0.0009	0.0005	0.0001	0
			Ⅲ	0	-0.0094	-0.0096	-0.0071	-0.0045	-0.0020	0
		Y	Ⅰ	-0.0082	0.0245	0.0274	0.0209	0.0139	0.0072	0.0031
			Ⅱ	-0.0050	0.0084	0.0073	0.0053	0.0034	0.0017	0.0003
			Ⅲ	0	-0.0561	-0.0576	-0.0428	-0.0272	-0.0121	-0.0015
3.25	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0565	0.0136	0.0083	0.0070	0.0068	0.0067	0
			Ⅱ	-0.0338	0.0062	0.0025	0.0017	0.0015	0.0015	0
			Ⅲ	0	-0.0120	-0.0142	-0.0141	-0.0141	-0.0141	0
		Y	Ⅰ	-0.0094	0.0326	0.0415	0.0418	0.0416	0.0414	0.0432
			Ⅱ	-0.0056	0.0103	0.0107	0.0105	0.0104	0.0104	0.0105
			Ⅲ	0	-0.0720	-0.0851	-0.0846	-0.0845	-0.0847	-0.0872
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0496	0.0123	0.0059	0.0035	0.0022	0.0008	0
			Ⅱ	-0.0302	0.0058	0.0018	0.0008	0.0005	0.0002	0
			Ⅲ	0	-0.0099	-0.0097	-0.0071	-0.0045	-0.0019	0
		Y	Ⅰ	-0.0083	0.0263	0.0277	0.0209	0.0139	0.0071	0.0029
			Ⅱ	-0.0050	0.0086	0.0072	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			Ⅲ	0	-0.0594	-0.0583	-0.0428	-0.0271	-0.0116	-0.0008
3.50	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0564	0.0132	0.0079	0.0069	0.0068	0.0067	0
			Ⅱ	-0.0335	0.0058	0.0022	0.0016	0.0015	0.0015	0
			Ⅲ	0	-0.0125	-0.0143	-0.0141	-0.0141	-0.0142	0
		Y	Ⅰ	-0.0094	0.0343	0.0417	0.0417	0.0416	0.0415	0.0432
			Ⅱ	-0.0056	0.0105	0.0107	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			Ⅲ	0	-0.0750	-0.0855	-0.0846	-0.0847	-0.0851	-0.0877
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0500	0.0119	0.0055	0.0035	0.0022	0.0009	0
			Ⅱ	-0.0303	0.0054	0.0015	0.0008	0.0005	0.0003	0
			Ⅲ	0	-0.0104	-0.0098	-0.0072	-0.0045	-0.0019	0
		Y	Ⅰ	-0.0083	0.0278	0.0279	0.0209	0.0139	0.0071	0.0027
			Ⅱ	-0.0050	0.0088	0.0072	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			Ⅲ	0	-0.0622	-0.0588	-0.0429	-0.0269	-0.0112	-0.0002

표(5-1) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 6등분, y방향 4등분) (계속)

⑥ λ=3.75, 4.00, 4.25

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7
3.75	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0564	0.0127	0.0076	0.0069	0.0068	0.0068	0
			Ⅱ	-0.0331	0.0053	0.0020	0.0016	0.0014	0.0014	0
			Ⅲ	0	-0.0129	-0.0143	-0.0141	-0.0141	-0.0143	0
		Y	Ⅰ	-0.0094	0.0356	0.0418	0.0417	0.0416	0.0415	0.0434
			Ⅱ	-0.0055	0.0106	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104
			Ⅲ	0	-0.0775	-0.0859	-0.0848	-0.0848	-0.0856	-0.0881
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0505	0.0114	0.0052	0.0034	0.0022	0.0010	0
			Ⅱ	-0.0302	0.0049	0.0013	0.0008	0.0005	0.0004	0
			Ⅲ	0	-0.0108	-0.0099	-0.0072	-0.0045	-0.0018	0
		Y	Ⅰ	-0.0084	0.0291	0.0280	0.0209	0.0138	0.0070	0.0025
			Ⅱ	-0.0050	0.0089	0.0071	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			Ⅲ	0	-0.0647	-0.0593	-0.0431	-0.0268	-0.0107	0.0005
4.00	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0568	0.0121	0.0075	0.0069	0.0067	0.0068	0
			Ⅱ	-0.0324	0.0048	0.0019	0.0016	0.0014	0.0014	0
			Ⅲ	0	-0.0133	-0.0144	-0.0142	-0.0142	-0.0143	0
		Y	Ⅰ	-0.0095	0.0368	0.0419	0.0417	0.0417	0.0415	0.0433
			Ⅱ	-0.0054	0.0107	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			Ⅲ	0	-0.0797	-0.0862	-0.0850	-0.0850	-0.0860	-0.0886
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0505	0.0108	0.0050	0.0034	0.0022	0.0011	0
			Ⅱ	-0.0302	0.0044	0.0011	0.0007	0.0005	0.0005	0
			Ⅲ	0	-0.0111	-0.0100	-0.0072	-0.0044	-0.0017	0
		Y	Ⅰ	-0.0084	0.0302	0.0280	0.0209	0.0138	0.0069	0.0023
			Ⅱ	-0.0050	0.0090	0.0071	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			Ⅲ	0	-0.0668	-0.0598	-0.0432	-0.0266	-0.0103	0.0012
4.25	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0560	0.0115	0.0073	0.0069	0.0067	0.0068	0
			Ⅱ	-0.0325	0.0044	0.0018	0.0015	0.0013	0.0013	0
			Ⅲ	0	-0.0136	-0.0144	-0.0142	-0.0142	-0.0144	0
		Y	Ⅰ	-0.0093	0.0378	0.0419	0.0417	0.0417	0.0416	0.0433
			Ⅱ	-0.0054	0.0108	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			Ⅲ	0	-0.0816	-0.0866	-0.0852	-0.0852	-0.0865	-0.0891
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0507	0.0102	0.0049	0.0034	0.0021	0.0012	0
			Ⅱ	-0.0301	0.0039	0.0010	0.0007	0.0005	0.0007	0
			Ⅲ	0	-0.0114	-0.0100	-0.0072	-0.0044	-0.0016	0
		Y	Ⅰ	-0.0085	0.0311	0.0280	0.0209	0.0138	0.0069	0.0022
			Ⅱ	-0.0050	0.0090	0.0070	0.0052	0.0034	0.0017	0.0004
			Ⅲ	0	-0.0687	-0.0603	-0.0434	-0.0265	-0.0098	0.0018

표(5-1) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 6등분, y방향 4등분) (계속)

⑦ λ=4.50, 4.75, 5.00

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7
4.50	등분포하중	X	I	-0.0560	0.0109	0.0072	0.0068	0.0066	0.0067	0
			II	-0.0322	0.0039	0.0017	0.0015	0.0013	0.0013	0
			III	0	-0.0139	-0.0145	-0.0142	-0.0142	-0.0145	0
		Y	I	-0.0093	0.0387	0.0419	0.0417	0.0417	0.0416	0.0435
			II	-0.0054	0.0108	0.0105	0.0104	0.0103	0.0104	0.0106
			III	0	-0.0832	-0.0869	-0.0854	-0.0854	-0.0869	-0.0896
	삼각형분포하중	X	I	-0.0510	0.0096	0.0048	0.0034	0.0021	0.0012	0
			II	-0.0300	0.0034	0.0009	0.0006	0.0005	0.0008	0
			III	0	-0.0117	-0.0101	-0.0073	-0.0044	-0.0016	0
		Y	I	-0.0085	0.0319	0.0280	0.0209	0.0138	0.0068	0.0021
			II	-0.0050	0.0090	0.0070	0.0052	0.0034	0.0017	0.0005
			III	0	-0.0703	-0.0608	-0.0436	-0.0263	-0.0093	0.0025
4.75	등분포하중	X	I	-0.0555	0.0103	0.0072	0.0068	0.0065	0.0067	0
			II	-0.0315	0.0034	0.0016	0.0014	0.0012	0.0012	0
			III	0	-0.0141	-0.0146	-0.0143	-0.0143	-0.0146	0
		Y	I	-0.0092	0.0394	0.0419	0.0417	0.0417	0.0417	0.0433
			II	-0.0052	0.0107	0.0105	0.0104	0.0103	0.0103	0.0104
			III	0	-0.0846	-0.0873	-0.0856	-0.0856	-0.0874	-0.0901
	삼각형분포하중	X	I	-0.0508	0.0090	0.0047	0.0034	0.0021	0.0014	0
			II	-0.0296	0.0029	0.0007	0.0006	0.0006	0.0009	0
			III	0	-0.0120	-0.0102	-0.0073	-0.0044	-0.0015	0
		Y	I	-0.0085	0.0326	0.0281	0.0209	0.0138	0.0068	0.0020
			II	-0.0049	0.0090	0.0070	0.0052	0.0034	0.0018	0.0006
			III	0	-0.0717	-0.0613	-0.0438	-0.0261	-0.0088	0.0032
5.00	등분포하중	X	I	-0.0552	0.0097	0.0071	0.0068	0.0065	0.0066	0
			II	-0.0309	0.0030	0.0015	0.0014	0.0011	0.0011	0
			III	0	-0.0143	-0.0146	-0.0143	-0.0143	-0.0147	0
		Y	I	-0.0092	0.0399	0.0419	0.0417	0.0417	0.0417	0.0433
			II	-0.0052	0.0107	0.0105	0.0103	0.0103	0.0103	0.0103
			III	0	-0.0858	-0.0877	-0.0858	-0.0858	-0.0879	-0.0906
	삼각형분포하중	X	I	-0.0508	0.0084	0.0046	0.0033	0.0021	0.0015	0
			II	-0.0292	0.0025	0.0006	0.0006	0.0006	0.0010	0
			III	0	-0.0122	-0.0103	-0.0073	-0.0043	-0.0014	0
		Y	I	-0.0085	0.0331	0.0281	0.0209	0.0138	0.0068	0.0019
			II	-0.0049	0.0090	0.0069	0.0052	0.0034	0.0018	0.0007
			III	0	-0.0729	-0.0619	-0.0440	-0.0259	-0.0083	0.0039

표(5-2) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 8등분, y방향 4등분)

① λ=0.30, 0.40, 0.50

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.30	등분포하중	X	I	-0.3819	-0.2648	-0.1704	-0.0972	-0.0434	-0.0078	0.0109	0.0133	0
			II	0.2656	-0.1754	-0.1074	-0.0576	-0.0230	-0.0012	0.0094	0.0098	0
			III	0	-0.0014	-0.0075	-0.0157	-0.0249	-0.0346	-0.0451	-0.0582	0
		Y	I	-0.0636	-0.0419	-0.0202	0.0007	0.0204	0.0382	0.0536	0.0665	0.0762
			II	-0.0443	-0.0266	-0.0089	0.0077	0.0226	0.0353	0.0459	0.0545	0.0614
			III	0	-0.0086	-0.0447	-0.0945	-0.1495	-0.2074	-0.2708	-0.3493	-0.4201
	삼각형분포하중	X	I	-0.1353	-0.0802	-0.0407	-0.0145	0.0009	0.0078	0.0086	0.0053	0
			II	-0.1021	-0.0548	-0.0233	-0.0043	0.0053	0.0083	0.0071	0.0037	0
			III	0	-0.0014	-0.0042	-0.0069	-0.0092	-0.0111	-0.0129	-0.0151	0
		Y	I	-0.0225	-0.0128	-0.0045	0.0023	0.0078	0.0122	0.0156	0.0.84	0.0207
			II	-0.0170	-0.0082	-0.0009	0.0049	0.0091	0.0120	0.0139	0.0152	0.0164
			III	0	-0.0083	-0.0251	-0.0416	-0.0554	-0.0666	-0.0773	-0.0907	-0.0981
0.40	등분포하중	X	I	-0.2840	-0.1787	-0.0997	-0.0430	-0.0051	0.0167	0.0243	0.0187	0
			II	-0.1819	-0.1099	-0.0589	-0.0242	-0.0024	0.0091	0.0127	0.0096	0
			III	0	-0.0016	-0.0076	-0.0154	-0.0236	-0.0319	-0.0406	-0.0511	0
		Y	I	-0.0473	-0.0262	-0.0037	0.0186	0.0397	0.0587	0.0752	0.0892	0.1004
			II	-0.0303	-0.0157	-0.0014	0.0115	0.0229	0.0325	0.0404	0.0468	0.0523
			III	0	-0.0097	-0.0457	-0.0925	-0.1419	-0.1914	-0.2434	-0.3064	-0.3553
	삼각형분포하중	X	I	-0.1084	-0.0566	-0.0215	0	0.0109	0.0139	0.0117	0.0064	0
			II	-0.0770	-0.0357	-0.0102	0.0037	0.0094	0.0097	0.0070	0.0031	0
			III	0	-0.0014	-0.0042	-0.0068	-0.0089	-0.0104	-0.0117	-0.0132	0
		Y	I	-0.0181	-0.0084	0.0002	0.0075	0.0135	0.0182	0.0219	0.0249	0.0274
			II	-0.0128	-0.0049	0.0017	0.0065	0.0096	0.0114	0.0122	0.0127	0.0133
			III	0	-0.0085	-0.0253	-0.0411	-0.0533	-0.0623	-0.0700	-0.0793	-0.0810
0.50	등분포하중	X	I	-0.2053	-0.1153	-0.0526	-0.0112	0.0136	0.0254	0.0265	0.0181	0
			II	-0.1269	-0.0686	-0.0299	-0.0058	0.0075	0.0127	0.0123	0.0080	0
			III	0	-0.0018	-0.0076	-0.0146	-0.0216	-0.0281	-0.0345	-0.0421	0
		Y	I	-0.0342	-0.0149	0.0062	0.0271	0.0465	0.0637	0.0782	0.0904	0.1005
			II	-0.0212	-0.0090	0.0024	0.0124	0.0207	0.0273	0.0327	0.0370	0.0410
			III	0	-0.108	-0.0457	-0.0878	-0.1294	-0.1684	-0.2072	-0.2527	-0.2818
	삼각형분포하중	X	I	-0.0858	-0.0385	-0.0084	0.0083	0.0151	0.0153	0.0115	0.0058	0
			II	-0.0594	-0.0233	-0.0026	0.0075	0.0106	0.0094	0.0060	0.0024	0
			III	0	-0.0015	-0.0042	-0.0066	-0.0083	-0.0093	-0.0100	-0.0108	0
		Y	I	-0.0143	-0.0050	0.0033	0.0104	0.0160	0.0201	0.0231	0.0253	0.0273
			II	-0.0099	-0.0027	0.0031	0.0070	0.0091	0.0099	0.0099	0.0097	0.0098
			III	0	-0.0088	-0.0253	-0.0398	-0.0499	-0.0561	-0.0602	-0.0648	-0.0613

표(5-2) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 8등분, y방향 4등분) (계속)

② λ=0.75, 1.00, 1.25

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.75	등분포하중	X	I	-0.0990	-0.0395	-0.0053	0.0124	0.0197	0.0205	0.0172	0.0106	0
			II	-0.0602	0.0229	-0.0025	0.0071	0.0103	0.0096	0.0070	0.0037	0
			III	0	-0.0020	-0.0068	-0.0117	-0.0156	-0.0187	-0.0213	-0.0240	0
		Y	I	-0.0165	-0.0020	0.0137	0.0283	0.0406	0.0504	0.0578	0.0637	0.0688
			II	-0.0100	-0.0017	0.0055	0.0109	0.0144	0.0167	0.0182	0.0192	0.0205
			III	0	-0.0121	-0.0410	-0.0700	-0.0939	-0.1123	-0.1276	-0.1442	-0.1477
	삼각형분포하중	X	I	-0.0519	-0.0149	0.0047	0.0127	0.0137	0.0109	0.0066	0.0025	0
			II	-0.0348	-0.0083	0.0040	0.0082	0.0080	0.0058	0.0030	0.0007	0
			III	0	-0.0015	-0.0040	-0.0057	-0.0066	-0.0066	-0.0063	-0.0059	0
		Y	I	-0.0087	-0.0006	0.0066	0.0121	0.0155	0.0171	0.0175	0.0173	0.0175
			II	-0.0058	0	0.0042	0.0064	0.0070	0.0065	0.0054	0.0044	0.0037
			III	0	-0.0091	-0.0238	-0.0344	-0.0394	-0.0399	-0.0378	-0.0351	-0.0260
1.00	등분포하중	X	I	-0.0565	-0.0147	0.0048	0.0121	0.0133	0.0118	0.0092	0.0056	0
			II	-0.0343	-0.0083	0.0029	0.0064	0.0064	0.0050	0.0032	0.0015	0
			III	0	-0.0020	-0.0058	-0.0089	-0.0111	-0.0124	-0.0133	-0.0143	0
		Y	I	-0.0094	0.0018	0.0135	0.0233	0.0304	0.0352	0.0383	0.0405	0.0428
			II	-0.0057	0.0005	0.0053	0.0083	0.0098	0.0104	0.0107	0.0108	0.0111
			III	0	-0.0119	-0.0345	-0.0535	-0.0665	-0.0745	-0.0799	-0.0856	-0.0838
	삼각형분포하중	X	I	-0.0350	-0.0057	0.0068	0.0101	0.0089	0.0060	0.0030	0.0006	0
			II	-0.0229	-0.0029	0.0045	0.0058	0.0047	0.0029	0.0011	0.0001	0
			III	0	-0.0015	-0.0036	-0.0047	-0.0050	-0.0046	-0.0039	-0.0032	0
		Y	I	-0.0058	0.0013	0.0074	0.0113	0.0129	0.0127	0.0115	0.0102	0.0094
			II	-0.0038	0.0009	0.0039	0.0051	0.0049	0.0041	0.0031	0.0020	0.0013
			III	0	-0.0090	-0.0213	-0.0284	-0.0300	-0.0277	-0.0236	-0.0191	-0.0108
1.25	등분포하중	X	I	-0.0567	-0.0083	0.0096	0.0138	0.0128	0.0104	0.0080	0.0051	0
			II	-0.0344	-0.0045	0.0054	0.0069	0.0056	0.0039	0.0023	0.0010	0
			III	0	-0.0029	-0.0075	-0.107	-0.0125	-0.0133	-0.0138	-0.0143	0
		Y	I	-0.0095	0.0049	0.0188	0.0290	0.0354	0.0388	0.0406	0.0417	0.0435
			II	-0.0057	0.0019	0.0071	0.0096	0.0106	0.0107	0.0106	0.0106	0.0107
			III	0	-0.0174	-0.0447	-0.0641	-0.0749	-0.0799	-0.0826	-0.0859	-0.0833
	삼각형분포하중	X	I	-0.0391	-0.0025	0.0097	0.0109	0.0083	0.0049	0.0020	0	0
			II	-0.0251	-0.0009	0.0058	0.0059	0.0041	0.0021	0.0005	-0.0004	0
			III	0	-0.0022	-0.0048	-0.0060	-0.0059	-0.0051	-0.0040	-0.0029	0
		Y	I	-0.0065	0.0033	0.0114	0.0155	0.0162	0.0145	0.0119	0.0094	0.0079
			II	-0.0042	0.0019	0.0052	0.0060	0.0054	0.0042	0.0029	0.0017	0.0008
			III	0	-0.0135	-0.0291	-0.0361	-0.0356	-0.0305	-0.0239	-0.0172	-0.0078

표(5-2) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 8등분, y방향 4등분) (계속)

③ λ=1.50, 1.75, 2.00

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.50	등분포하중	X	I	-0.0568	-0.0030	0.0123	0.0136	0.0113	0.0090	0.0071	0.0050	0
			II	-0.0344	-0.0015	0.0065	0.0063	0.0045	0.0030	0.0018	0.0008	0
			III	0	-0.0038	-0.0089	-0.0119	-0.0133	-0.0137	-0.0139	-0.0142	0
		Y	I	-0.0095	0.0079	0.0235	0.0333	0.0384	0.0406	0.0413	0.0418	0.0434
			II	-0.0057	0.0031	0.0084	0.0104	0.0108	0.0107	0.0105	0.0104	0.0105
			III	0	-0.0231	-0.0534	-0.0716	-0.0797	-0.0823	-0.0831	-0.0852	-0.0834
	삼각형분포하중	X	I	-0.0420	0.0007	0.0114	0.0106	0.0071	0.0039	0.0014	-0.0003	0
			II	-0.0266	0.0009	0.0064	0.0053	0.0031	0.0014	0.0001	-0.0005	0
			III	0	-0.0030	-0.0060	-0.0070	-0.0065	-0.0053	-0.0039	-0.0026	0
		Y	I	-0.0070	0.0056	0.0151	0.0189	0.0184	0.0154	0.0117	0.0084	0.0065
			II	-0.004	0.0029	0.0062	0.0066	0.0056	0.0042	0.0027	0.0015	0.0006
			III	0	-0.0182	-0.0361	-0.0419	-0.0390	-0.0317	-0.0234	-0.0155	-0.0060
1.75	등분포하중	X	I	-0.0568	0.0013	0.0135	0.0126	0.0099	0.0080	0.0068	0.0051	0
			II	-0.0344	0.0009	0.0069	0.0054	0.0035	0.0024	0.0016	0.0008	0
			III	0	-0.0048	-0.0101	-0.0128	-0.0137	-0.0138	-0.0138	-0.0141	0
		Y	I	-0.0095	0.0108	0.0274	0.0364	0.0402	0.0413	0.0415	0.0416	0.0433
			II	-0.0057	0.0043	0.0093	0.0107	0.0108	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104
			III	0	-0.0287	-0.0605	-0.0767	-0.0823	-0.0831	-0.0830	-0.0845	-0.0840
	삼각형분포하중	X	I	-0.0441	0.0035	0.0120	0.0096	0.0059	0.0032	0.0012	-0.0003	0
			II	-0.0277	0.0025	0.0064	0.0045	0.0023	0.0010	0	-0.0005	0
			III	0	-0.0039	-0.0070	-0.0077	-0.0068	-0.0054	-0.0038	-0.0024	0
		Y	I	-0.0074	0.0081	0.0185	0.0215	0.0197	0.0157	0.0113	0.0076	0.0055
			II	-0.0046	0.0038	0.0070	0.0068	0.0055	0.0041	0.0026	0.0014	0.0004
			III	0	-0.0231	-0.0420	-0.0459	-0.0410	-0.0321	-0.0227	-0.0141	-0.0049
2.00	등분포하중	X	I	-0.0568	0.0047	0.0138	0.0113	0.0087	0.0075	0.0067	0.0054	0
			II	-0.0344	0.0028	0.0067	0.0045	0.0028	0.0020	0.0016	0.0009	0
			III	01	-0.0057	-0.0110	-0.0133	-0.0139	-0.0139	-0.0138	-0.0140	0
		Y	I	-0.0095	0.0137	0.0307	0.0385	0.0411	0.0416	0.0415	0.0415	0.0432
			II	-0.0057	0.0053	0.0099	0.0108	0.0107	0.0105	0.0104	0.0103	0.0104
			III	0	-0.0340	-0.0662	-0.0800	-0.0836	-0.0832	-0.0827	-0.0841	-0.0846
	삼각형분포하중	X	I	-0.0457	0.0060	0.0120	0.0084	0.0050	0.0028	0.0012	-0.0002	0
			II	-0.0285	0.0038	0.0061	0.0036	0.0017	0.0007	0.0001	-0.0005	0
			III	0	-0.0046	-0.0078	-0.0081	-0.0070	-0.0054	-0.0037	-0.0022	0
		Y	I	-0.0076	0.0105	0.0214	0.0233	0.0204	0.0158	0.0110	0.0070	0.0047
			II	-0.0048	0.0047	0.0075	0.0069	0.0055	0.0040	0.0026	0.0013	0.0004
			III	0	-0.0279	-0.0468	-0.0486	-0.0420	-0.0322	-0.0223	-0.0132	-0.0041

표(5-2) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 8등분, y방향 4등분) (계속)

④ λ=2.25, 2.50, 2.75

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2.25	등분포하중	X	I	-0.0567	0.0074	0.0135	0.0102	0.0080	0.0072	0.0068	0.0056	0
			II	-0.0343	0.0042	0.0062	0.0037	0.0023	0.0019	0.0017	0.0010	0
			III	0	-0.0065	-0.0118	-0.0137	-0.0140	-0.0138	-0.0137	-0.0140	0
		Y	I	-0.0095	0.0163	0.0334	0.0399	0.0416	0.0417	0.0415	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0062	0.0104	0.0108	0.0106	0.0105	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0	-0.0390	-0.0706	-0.0820	-0.0842	-0.0831	-0.0824	-0.0838	-0.0852
	삼각형분포하중	X	I	-0.0469	0.0080	0.0116	0.0073	0.0043	0.0026	0.0013	-0.0001	0
			II	-0.0291	0.0048	0.0056	0.0029	0.0013	0.0007	0.0002	-0.0004	0
			III	0	-0.0054	-0.0084	-0.0084	-0.0071	-0.0054	-0.0037	0.0021	0
		Y	I	-0.0078	0.0128	0.0238	0.0245	0.0208	0.0158	0.0108	0.0065	0.0042
			II	-0.0049	0.0055	0.0078	0.0069	0.0054	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003
			III	0	-0.0325	-0.0506	-0.0502	-0.0424	-0.0322	-0.0221	-0.0125	-0.0034
2.50	등분포하중	X	I	-0.0567	0.0094	0.0128	0.0092	0.0075	0.0071	0.0069	0.0059	0
			II	-0.0342	0.0052	0.0056	0.0030	0.0020	0.0018	0.0017	0.0011	0
			III	0	-0.0073	-0.0123	-0.0139	-0.0141	-0.0138	-0.0137	-0.0139	0
		Y	I	-0.0094	0.0189	0.0356	0.0408	0.0417	0.0417	0.0415	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0070	0.0106	0.0108	0.0106	0.0104	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0	-0.0437	-0.0739	-0.0832	-0.0844	-0.0829	-0.0822	-0.0836	-0.0858
	삼각형분포하중	X	I	-0.0478	0.0096	0.0109	0.0064	0.0039	0.0026	0.0014	0.0001	0
			II	-0.0296	0.0055	0.0051	0.0023	0.0011	0.0006	0.0002	-0.0003	0
			III	0	-0.0061	-0.0089	-0.0085	-0.0071	-0.0054	-0.0037	-0.0020	0
		Y	I	-0.0080	0.0151	0.0257	0.0253	0.0209	0.0157	0.0106	0.0062	0.0038
			II	-0.0049	0.0062	0.0080	0.0068	0.0053	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003
			III	0	-0.0368	-0.0534	-0.0511	-0.0426	-0.0322	-0.0220	-0.0120	-0.0027
2.75	등분포하중	X	I	-0.0566	0.0110	0.0121	0.0084	0.0072	0.0070	0.0069	0.0061	0
			II	-0.0341	0.0059	0.0050	0.0025	0.0018	0.0018	0.0018	0.0012	0
			III	0	-0.0080	-0.0127	-0.0140	-0.0141	-0.0138	-0.0137	-0.0139	0
		Y	I	-0.0094	0.0213	0.0373	0.0413	0.0418	0.0417	0.0415	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0077	0.0107	0.0107	0.0105	0.0104	0.0104	0.0403	0.0105
			III	0	-0.0480	-0.0763	-0.0839	-0.0845	-0.0827	-0.0820	-0.0836	-0.0863
	삼각형분포하중	X	I	-0.0486	0.0108	0.0101	0.0057	0.0037	0.0026	0.0015	0.0002	0
			II	-0.0299	0.0060	0.0045	0.0019	0.0009	0.0006	0.0003	-0.0002	0
			III	0	-0.0068	-0.0093	-0.0086	-0.0071	-0.0054	-0.0037	-0.0019	0
		Y	I	-0.0081	0.0173	0.0272	0.0257	0.0209	0.0157	0.0105	0.0060	0.0034
			II	-0.0050	0.0068	0.0081	0.0068	0.0053	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003
			III	0	-0.0409	-0.0555	-0.0515	-0.0427	-0.0322	-0.0220	-0.0117	-0.0021

표(5-2) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 8등분, y방향 4등분) (계속)

⑤ λ=3.00, 3.25, 3.50

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3.00	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0565	0.0121	0.0112	0.0079	0.0070	0.0070	0.0070	0.0063	0
			Ⅱ	-0.0339	0.0064	0.0044	0.0022	0.0017	0.0018	0.0019	0.0013	0
			Ⅲ	0	-0.0086	-0.0130	-0.0140	-0.0141	-0.0138	-0.0136	-0.0139	0
		Y	Ⅰ	-0.0094	0.0235	0.0386	0.0416	0.0418	0.0417	0.0415	0.0414	0.0432
			Ⅱ	-0.0057	0.0083	0.0108	0.0106	0.0105	0.0104	0.0104	0.0103	0.0105
			Ⅲ	0	-0.0518	-0.0780	-0.0843	-0.0845	-0.0825	-0.0818	-0.0836	-0.0868
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0492	0.0116	0.0093	0.0052	0.0036	0.0026	0.0016	0.0003	0
			Ⅱ	-0.0301	0.0063	0.0039	0.0016	0.0009	0.0006	0.0003	-0.0002	0
			Ⅲ	0	-0.0074	-0.0095	-0.0086	-0.0071	-0.0054	-0.0037	-0.0019	0
		Y	Ⅰ	-0.0082	0.0193	0.0284	0.0260	0.0209	0.0157	0.0105	0.0058	0.0031
			Ⅱ	-0.0050	0.0073	0.0082	0.0067	0.0053	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003
			Ⅲ	0	-0.0446	-0.0569	-0.0516	-0.0428	-0.0323	0.0222	-0.0114	-0.0015
3.25	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0565	0.0128	0.0104	0.0075	0.0070	0.0070	0.0071	0.0064	0
			Ⅱ	-0.0338	0.0067	0.0039	0.0019	0.0017	0.0019	0.0019	0.0014	0
			Ⅲ	0	-0.0092	-0.0132	-0.0141	-0.0141	-0.0137	-0.0136	-0.0140	0
		Y	Ⅰ	-0.0094	0.0256	0.0395	0.0417	0.0418	0.0417	0.0416	0.0414	0.0432
			Ⅱ	-0.0056	0.0088	0.0108	0.0106	0.0105	0.0104	0.0104	0.0103	0.0105
			Ⅲ	0	-0.0553	-0.0791	-0.0845	-0.0846	-0.0823	-0.0816	-0.0837	-0.0872
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0496	0.0122	0.0085	0.0048	0.0035	0.0026	0.0017	0.0004	0
			Ⅱ	-0.0302	0.0064	0.0034	0.0014	0.0008	0.0006	0.0004	-0.0001	0
			Ⅲ	0	-0.0080	-0.0096	-0.0086	-0.0071	-0.0054	-0.0037	-0.0019	0
		Y	Ⅰ	-0.0083	0.0212	0.0293	0.0261	0.0209	0.0156	0.0105	0.0057	0.0029
			Ⅱ	0.0050	0.0077	0.0082	0.0066	0.0052	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003
			Ⅲ	0	-0.0479	-0.0578	-0.0516	-0.0428	-0.0325	-0.0224	-0.0112	-0.0008
3.50	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0564	0.0133	0.0097	0.0072	0.0069	0.0070	0.0071	0.0065	0
			Ⅱ	0.0335	0.0068	0.0035	0.0018	0.0016	0.0019	0.0020	0.0015	0
			Ⅲ	0	-0.0097	-0.0133	-0.0141	-0.141	-0.0137	-0.0136	-0.0140	0
		Y	Ⅰ	-0.0094	0.0275	0.0402	0.0418	0.0417	0.0417	0.0416	0.0414	0.0432
			Ⅱ	-0.0056	0.0092	0.0107	0.0105	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			Ⅲ	0	-0.0583	-0.0798	-0.0846	-0.0847	-0.0821	-0.0814	-0.0838	-0.0877
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0500	0.0125	0.0079	0.0046	0.0035	0.0026	0.0017	0.0004	0
			Ⅱ	-0.0303	0.0064	0.0030	0.0012	0.0008	0.0006	0.0004	-0.0001	0
			Ⅲ	0	-0.0085	-0.0097	-0.0086	-0.0072	-0.0054	-0.0038	-0.0018	0
		Y	Ⅰ	-0.0083	0.0230	0.0299	0.0261	0.0209	0.0156	0.0104	0.0056	0.0027
			Ⅱ	-0.0050	0.0081	0.0081	0.0066	0.0052	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003
			Ⅲ	0	-0.0509	-0.0583	-0.0514	-0.0429	-0.0327	-0.0226	-0.0111	-0.0002

표(5-2) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 8등분, y방향 4등분) (계속)

⑥ λ=3.75, 4.00, 4.25

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3.75	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0564	0.0135	0.0091	0.0070	0.0069	0.0071	0.0071	0.0066	0
			Ⅱ	-0.0331	0.0068	0.0031	0.0016	0.0016	0.0019	0.0021	0.0015	0
			Ⅲ	0	-0.0102	-0.0134	-0.0141	-0.0141	-0.0137	-0.0135	-0.0140	0
		Y	Ⅰ	-0.0094	0.0292	0.0407	0.0418	0.0417	0.0417	0.0416	0.0414	0.0434
			Ⅱ	-0.0055	0.0096	0.0107	0.0105	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104
			Ⅲ	0	-0.0609	-0.0802	-0.0847	-0.0848	-0.0820	-0.0812	-0.0840	-0.0881
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0505	0.0126	0.0073	0.0045	0.0034	0.0027	0.0018	0.0005	0
			Ⅱ	-0.0302	0.0063	0.0027	0.0012	0.0008	0.0006	0.0004	0	0
			Ⅲ	0	-0.0089	-0.0097	-0.0085	-0.0072	-0.0055	-0.0038	-0.0018	0
		Y	Ⅰ	-0.0084	0.0246	0.0304	0.0261	0.0209	0.0156	0.0104	0.0055	0.0025
			Ⅱ	-0.0050	0.0084	0.0081	0.0065	0.0052	0.0039	0.0027	-0.0012	0.0003
			Ⅲ	0	-0.0536	-0.0584	-0.0512	-0.0431	-0.0329	-0.0228	-0.0110	0.0005
4.00	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0568	0.0135	0.0086	0.0069	0.0069	0.0071	0.0072	0.0067	0
			Ⅱ	0.0324	0.0067	0.0028	0.0015	0.0016	0.0020	0.0021	0.0016	0
			Ⅲ	0	-0.0105	-0.0134	-0.0141	-0.0142	-0.0136	-0.0136	-0.0140	0
		Y	Ⅰ	-0.0095	0.0307	0.0411	0.0418	0.0417	0.0417	0.0416	0.0415	0.0433
			Ⅱ	-0.0054	0.0099	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			Ⅲ	0	-0.0632	-0.0802	-0.0847	-0.0850	-0.0818	-0.0810	-0.0842	-0.0886
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0505	0.0125	0.0068	0.0044	0.0034	0.0027	0.0018	0.0005	0
			Ⅱ	-0.0302	0.0061	0.0025	0.0011	0.0007	0.0006	0.0003	0	0
			Ⅲ	0	-0.0093	-0.0097	-0.0085	-0.0072	-0.0055	-0.0039	-0.0018	0
		Y	Ⅰ	-0.0084	0.0261	0.0307	0.0261	0.0209	0.0156	0.0105	0.0054	0.0023
			Ⅱ	-0.0050	0.0086	0.0080	0.0065	0.0052	0.0039	0.0027	0.0012	0.0003
			Ⅲ	0	-0.0560	-0.0583	-0.0510	-0.0432	-0.0331	-0.0231	-0.0109	0.0012
4.25	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0560	0.0134	0.0081	0.0068	0.0069	0.0071	0.0072	0.0068	0
			Ⅱ	-0.0325	0.0065	0.0026	0.0015	0.0015	0.0020	0.0022	0.0016	0
			Ⅲ	0	-0.0108	-0.0133	-0.0141	-0.0142	-0.0136	-0.0135	-0.0141	0
		Y	Ⅰ	-0.0093	0.0321	0.0413	0.0418	0.0417	0.0417	0.0416	0.0415	0.0433
			Ⅱ	-0.0054	0.0101	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105	0.0104	0.0105
			Ⅲ	0	-0.0651	-0.0801	-0.0848	-0.0852	-0.0816	-0.0807	-0.0844	-0.0891
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0507	0.0123	0.0064	0.0043	0.0034	0.0027	0.0018	0.0066	0
			Ⅱ	-0.0301	0.0059	0.0023	0.0011	0.0007	0.0005	0.0003	0	0
			Ⅲ	0	-0.0097	-0.0097	-0.0085	-0.0852	-0.0056	-0.0039	-0.0018	0
		Y	Ⅰ	-0.0085	0.0274	0.0309	0.0261	0.0209	0.0157	0.0105	0.0054	0.0022
			Ⅱ	-0.0050	0.0088	0.0080	0.0065	0.0052	0.0039	0.0027	0.0012	0.0004
			Ⅲ	0	-0.0580	-0.0580	-0.0507	-0.0434	-0.0334	-0.0234	-0.0108	0.0018

표(5-2) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 8등분, y방향 4등분) (계속)

⑦ λ=4.50, 4.75, 5.00

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7	8	9
4.50	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0560	0.0132	0.0078	0.0067	0.0068	0.0071	0.0073	0.0069	0
			Ⅱ	-0.0322	0.0063	0.0025	0.0014	0.0015	0.0021	0.0023	0.0016	0
			Ⅲ	0	-0.0111	-0.0133	-0.0141	-0.0142	-0.0136	-0.0134	-0.0141	0
		Y	Ⅰ	-0.0093	0.0334	0.0415	0.0418	0.0417	0.0416	0.0416	0.0415	0.0435
			Ⅱ	-0.0054	0.0103	0.0106	0.0104	0.0104	0.0105	0.0105	0.0104	0.0106
			Ⅲ	0	-0.0667	-0.0798	-0.0849	-0.0854	-0.0814	-0.0804	-0.0847	-0.0896
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0510	0.0120	0.0061	0.0043	0.0034	0.0026	0.0018	0.0006	0
			Ⅱ	-0.0300	0.0056	0.0022	0.0012	0.0006	0.0005	0.0002	0.0001	0
			Ⅲ	0	-0.0100	-0.0096	-0.0084	-0.0073	-0.0056	-0.0040	-0.0018	0
		Y	Ⅰ	-0.0085	0.0286	0.0311	0.0261	0.0209	0.0157	0.0105	0.0053	0.0021
			Ⅱ	-0.0050	0.0090	0.0080	0.0065	0.0052	0.0039	0.0027	0.0012	0.0005
			Ⅲ	0	-0.0598	-0.0576	-0.0505	-0.0436	-0.0336	-0.0238	-0.0108	0.0025
4.75	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0555	0.0129	0.0076	0.0067	0.0068	0.0072	0.0073	0.0069	0
			Ⅱ	-0.0315	0.0061	0.0024	0.0014	0.0014	0.0021	0.0023	0.0016	0
			Ⅲ	0	-0.0113	-0.0132	-0.0142	-0.0143	-0.0135	-0.0134	-0.0142	0
		Y	Ⅰ	-0.0092	0.0345	0.0416	0.0417	0.0417	0.0416	0.0416	0.0415	0.0433
			Ⅱ	-0.0052	0.0105	0.0105	0.0103	0.0104	0.0105	0.0105	0.0104	0.0104
			Ⅲ	0	-0.0679	-0.0794	-0.0850	-0.0856	-0.0811	-0.0801	-0.0849	-0.0901
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0508	0.0117	0.0059	0.0043	0.0034	0.0026	0.0018	0.0007	0
			Ⅱ	-0.0296	0.0053	0.0022	0.0012	0.0006	0.0005	0.0002	0.0001	0
			Ⅲ	0	-0.0102	-0.0095	-0.0084	-0.0073	-0.0056	-0.0040	-0.0018	0
		Y	Ⅰ	-0.0085	0.0297	0.0311	0.0260	0.0209	0.0157	0.0105	0.0053	0.0020
			Ⅱ	-0.0049	0.0091	0.0080	0.0065	0.0052	0.0039	0.0027	0.0012	0.0006
			Ⅲ	0	-0.0612	-0.0571	-0.0502	-0.0438	-0.0339	-0.0241	-0.0108	0.0032
5.00	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0552	0.0126	0.0074	0.0066	0.0068	0.0072	0.0074	0.0069	0
			Ⅱ	-0.0309	0.0059	0.0023	0.0013	0.0014	0.0022	0.0024	0.0016	0
			Ⅲ	0	-0.0115	-0.0132	-0.0142	-0.0143	-0.0135	-0.0133	-0.0142	0
		Y	Ⅰ	-0.0092	0.0355	0.0416	0.0417	0.0417	0.0416	0.0416	0.0416	0.0433
			Ⅱ	-0.0052	0.0106	0.0105	0.0103	0.0103	0.0105	0.0106	0.0104	0.0103
			Ⅲ	0	-0.0689	-0.0790	-0.0851	-0.0858	-0.0809	-0.0798	-0.0852	-0.0906
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0508	0.0113	0.0058	0.0043	0.0033	0.0026	0.0017	0.0007	0
			Ⅱ	-0.0292	0.0050	0.0022	0.0012	0.0006	0.0004	0.0001	0.0001	0
			Ⅲ	0	-0.0104	-0.0094	-0.0083	-0.0073	-0.0057	-0.0041	-0.0018	0
		Y	Ⅰ	-0.0085	0.0306	0.0311	0.0260	0.0209	0.0157	0.0105	0.0053	0.0019
			Ⅱ	-0.0049	0.0092	0.0080	0.0065	0.0052	0.0039	0.0026	0.0012	0.0007
			Ⅲ	0	-0.0625	-0.0565	-0.0500	-0.0440	-0.0342	-0.0245	-0.0107	0.0039

표(5-3) 4변고정판의 계산수표(x, y방향 4등분)

① λ=0.30, 0.40, 0.50

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5
0.30	등분포하중	X	Ⅰ	−0.0835	0.0104	0.0418	0.0104	−0.0835
			Ⅱ	−0.0813	0.0108	0.0398	0.0108	−0.0813
			Ⅲ	0	−0.0058	−0.0095	−0.0058	0
		Y	Ⅰ	−0.0139	0.0017	0.0070	0.0017	−0.0139
			Ⅱ	−0.0136	0.0038	0.0103	0.0038	−0.0136
			Ⅲ	0	−0.0345	−0.0569	−0.0345	0
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	−0.0334	0.0016	0.0209	0.0089	−0.0501
			Ⅱ	−0.0323	0.0018	0.0199	0.0091	−0.0490
			Ⅲ	0	−0.0021	−0.0047	−0.0036	0
		Y	Ⅰ	−0.0059	0.0003	0.0035	0.0015	−0.0084
			Ⅱ	−0.0054	0.0013	0.0052	0.0025	−0.0082
			Ⅲ	0	−0.0126	−0.0284	−0.0218	0
0.40	등분포하중	X	Ⅰ	−0.0839	0.0107	0.0418	0.0107	−0.0839
			Ⅱ	−0.0749	0.0106	0.0356	0.0106	−0.0749
			Ⅲ	0	−0.0058	−0.0095	−0.0058	0
		Y	Ⅰ	−0.0140	0.0023	0.0080	0.0023	−0.0140
			Ⅱ	−0.0125	0.0057	0.0129	0.0057	−0.0125
			Ⅲ	0	−0.0345	−0.0569	−0.0345	0
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	−0.0336	0.0017	0.0209	0.0090	−0.0503
			Ⅱ	−0.0292	0.0017	0.0178	0.0089	−0.0457
			Ⅲ	0	−0.0021	−0.0048	−0.0036	0
		Y	Ⅰ	−0.0056	0.0005	0.0040	0.0017	−0.0084
			Ⅱ	−0.0049	0.0021	0.0065	0.0036	−0.0076
			Ⅲ	0	−0.0127	−0.0284	−0.0218	0
0.50	등분포하중	X	Ⅰ	−0.0828	0.0110	0.0407	0.0110	−0.0828
			Ⅱ	−0.0669	0.0100	0.0308	0.0100	−0.0669
			Ⅲ	0	−0.0058	−0.0095	−0.0058	0
		Y	Ⅰ	−0.0138	0.0038	0.0105	0.0038	−0.0138
			Ⅱ	−0.0112	0.0068	0.0139	0.0068	−0.0112
			Ⅲ	0	−0.0345	−0.0570	−0.0345	0
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	−0.0331	0.0019	0.0203	0.0092	−0.0497
			Ⅱ	−0.0254	0.0015	0.0154	0.0084	−0.0415
			Ⅲ	0	−0.0021	−0.0048	−0.0037	0
		Y	Ⅰ	−0.0055	0.0013	0.0052	0.0025	−0.0083
			Ⅱ	−0.0042	0.0025	0.0070	0.0042	−0.0069
			Ⅲ	0	−0.0127	−0.0285	−0.0219	0

표(5-3) 4변고정판의 계산수표(x, y방향 4등분) (계속)

② λ=0.75, 1.00, 1.25

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5
0.75	등분포하중	X	Ⅰ	−0.0701	0.0110	0.0318	0.0110	−0.0701
			Ⅱ	−0.0477	0.0078	0.0200	0.0078	−0.0477
			Ⅲ	0	−0.0058	−0.0094	−0.0058	0
		Y	Ⅰ	−0.0117	0.0089	0.0179	0.0089	−0.0117
			Ⅱ	−0.0080	0.0069	0.0125	0.0069	−0.0080
			Ⅲ	0	−0.0345	−0.0565	−0.0345	0
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	−0.0268	0.0020	0.0159	0.0091	−0.0433
			Ⅱ	−0.0167	0.0010	0.0100	0.0068	−0.0310
			Ⅲ	0	−0.0021	−0.0047	−0.0036	0
		Y	Ⅰ	−0.0045	0.0037	0.0090	0.0052	−0.0072
			Ⅱ	−0.0026	0.0024	0.0062	0.0045	−0.0052
			Ⅲ	0	−0.0126	+−0.0283	−0.0218	0
1.00	등분포하중	X	Ⅰ	−0.0513	0.0096	0.0206	0.0096	−0.0513
			Ⅱ	−0.0324	0.0059	−0.0116	0.0059	−0.0324
			Ⅲ	0	−0.0324	−0.0086	−0.0054	0
		Y	Ⅰ	−0.0086	0.0116	0.0206	0.0116	−0.0086
			Ⅱ	−0.0054	0.0059	0.0096	0.0059	−0.0054
			Ⅲ	0	−0.0324	−0.0513	−0.0324	0
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	−0.0179	0.0015	0.0103	0.0080	−0.0334
			Ⅱ	−0.0101	0.0006	0.0058	0.0052	−0.0223
			Ⅲ	0	−0.0019	−0.0043	−0.0036	0
		Y	Ⅰ	−0.0030	0.0047	0.0103	0.0069	−0.0056
			Ⅱ	−0.0017	0.0018	0.0048	0.0040	−0.0037
			Ⅲ	0	−0.0116	−0.0257	−0.0208	0
1.25	등분포하중	X	Ⅰ	−0.0559	0.0119	0.0189	0.0119	−0.0559
			Ⅱ	−0.0343	0.0067	0.0097	0.0067	−0.0343
			Ⅲ	0	−0.0074	−0.0111	−0.0074	0
		Y	Ⅰ	−0.0093	0.0181	0.0295	0.0181	−0.0093
			Ⅱ	−0.0057	0.0074	0.0108	0.0074	−0.0057
			Ⅲ	0	−0.0442	−0.0664	−0.0442	0
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	−0.0171	0.0017	0.0095	0.0102	−0.0389
			Ⅱ	−0.0092	0.0006	0.0048	0.0061	−0.0251
			Ⅲ	0	−0.0025	−0.0055	−0.0049	0
		Y	Ⅰ	−0.0029	0.0069	0.0147	0.0111	−0.0065
			Ⅱ	−0.0015	0.0021	0.0054	0.0053	−0.0042
			Ⅲ	0	−0.0151	−0.0332	−0.0291	0

표(5-3) 4변고정판의 계산수표(x, y방향 4등분) (계속)

③ λ=1.50 1.75, 2.00

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5
1.50	등분포하중	X	I	−0.0570	0.0133	0.0158	0.0133	−0.0570
			II	−0.0346	0.0071	0.0073	0.0071	−0.0346
			III	0	−0.0090	−0.0126	−0.0090	0
		Y	I	−0.0095	0.0234	0.0354	0.0234	−0.0095
			II	−0.0058	0.0086	0.0112	0.0086	−0.0058
			III	0	−0.0538	−0.0756	−0.0538	0
	삼각형분포하중	X	I	−0.0149	0.0017	0.0079	0.0116	−0.0421
			II	−0.0079	0.0006	0.0036	0.0065	−0.0267
			III	0	−0.0029	−0.0063	−0.0061	0
		Y	I	−0.0025	0.0083	0.0177	0.0151	−0.0079
			II	−0.0013	0.0023	0.0056	0.0063	−0.0045
			III	0	−0.0172	−0.0378	−0.0365	0
1.75	등분포하중	X	I	−0.0571	0.0139	0.0128	0.0139	−0.0571
			II	−0.0346	0.0071	0.0052	0.0071	−0.0346
			III	0	−0.0102	−0.0135	−0.0102	0
		Y	I	−0.0095	0.0275	0.0389	0.0275	−0.0095
			II	−0.0058	0.0094	0.0112	0.0094	−0.0058
			III	0	−0.0611	−0.0805	−0.0611	0
	삼각형분포하중	X	I	−0.0128	0.0018	0.0064	0.0121	−0.0442
			II	−0.0068	0.0006	0.0026	0.0065	−0.0278
			III	0	−0.0031	−0.0067	−0.0071	0
		Y	I	−0.0021	0.0090	0.0194	0.0185	−0.0074
			II	−0.0011	0.0024	0.0056	0.0070	−0.0046
			III	0	−0.0184	−0.0403	−0.0427	0
2.00	등분포하중	X	I	−0.0570	0.0139	0.0105	0.0139	−0.0570
			II	−0.0345	0.0068	0.0038	0.0068	−0.0345
			III	0	−0.0112	−0.0138	−0.0112	0
		Y	I	−0.0095	0.0308	0.0407	0.0308	−0.0095
			II	−0.0058	0.0100	0.0110	0.0100	−0.0058
			III	0	−0.0669	−0.0828	−0.0699	0
	삼각형분포하중	X	I	−0.0112	0.0018	0.0052	0.0121	−0.0458
			II	−0.0059	0.0006	0.0019	0.0062	−0.0287
			III	0	−0.0032	−0.0069	−0.0080	0
		Y	I	−0.0019	0.0094	0.0203	0.0214	−0.0077
			II	−0.0010	0.0025	0.0055	0.0075	−0.0048
			III	0	−0.0192	−0.0414	−0.0477	0

표(5-3) 4변고정판의 계산수표(x, y방향 4등분) (계속)

④ λ=2.25, 2.50, 2.75

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5
2.25	등분포하중	X	I	−0.0569	0.0136	0.0089	0.0136	−0.0569
			II	−0.0345	0.0063	0.0028	0.0063	−0.0345
			III	0	−0.0119	−0.0140	−0.0119	0
		Y	I	−0.0095	0.0335	0.0415	0.0335	−0.0095
			II	−0.0058	0.0104	0.0108	0.0104	−0.0058
			III	0	−0.0714	−0.0837	−0.0714	0
	삼각형분포하중	X	I	−0.0099	0.0019	0.0045	0.0117	−0.0470
			II	−0.0052	0.0006	0.0014	0.0057	−0.0293
			III	0	−0.0033	−0.0070	−0.0086	0
		Y	I	−0.0016	0.0097	0.0207	0.0238	−0.0079
			II	−0.0009	0.0025	0.0054	0.0079	−0.0049
			III	0	−0.0196	−0.0419	−0.0518	0
2.50	등분포하중	X	I	−0.0569	0.0129	0.0080	0.0129	−0.0569
			II	−0.0345	0.0057	0.0023	0.0057	−0.0345
			III	0	−0.0125	−0.0140	−0.0125	0
		Y	I	−0.0095	0.0356	0.0418	0.0356	−0.0095
			II	−0.0058	0.0106	0.0107	0.0106	−0.0058
			III	0	−0.0749	−0.0839	−0.0749	0
	삼각형분포하중	X	I	−0.0089	0.0019	0.0040	0.0110	−0.0480
			II	−0.0047	0.0006	0.0011	0.0051	−0.0298
			III	0	−0.0033	−0.0070	−0.0092	0
		Y	I	−0.0015	0.0099	0.0209	0.0257	−0.0080
			II	−0.0008	0.0026	0.0053	0.0081	−0.0050
			III	0	−0.0200	−0.0420	−0.0549	0
2.75	등분포하중	X	I	−0.0568	0.0122	0.0074	0.0122	−0.0568
			II	−0.0344	0.0051	0.0020	0.0051	−0.0344
			III	0	−0.0130	−0.0140	−0.0130	0
		Y	I	−0.0095	0.0373	0.0419	0.0373	−0.0095
			II	−0.0058	0.0108	0.0106	0.0108	−0.0058
			III	0	−0.0775	−0.0839	−0.0775	0
	삼각형분포하중	X	I	−0.0080	0.0019	0.0037	0.0102	−0.0488
			II	−0.0042	0.0006	0.0010	0.0045	−0.0302
			III	0	−0.0034	−0.0070	−0.0096	0
		Y	I	−0.0013	0.0100	0.0210	0.0272	−0.0081
			II	−0.0007	0.0026	0.0053	0.0082	−0.0050
			III	0	−0.0202	−0.0419	−0.0573	0

표(5-3) 4변고정판의 계산수표(x, y방향 4등분) (계속)

⑤ λ=3.00

λ	하중	휨모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5
3.00	등분포하중	X	Ⅰ	-0.0568	0.0113	0.0071	0.0113	-0.0568
			Ⅱ	-0.0344	0.0045	0.0018	0.0045	-0.0344
			Ⅲ	0	-0.0133	-0.0140	-0.0133	0
		Y	Ⅰ	-0.0095	0.0386	0.0419	0.0386	-0.0095
			Ⅱ	-0.0058	0.0108	0.0105	0.0108	-0.0058
			Ⅲ	0	-0.0795	-0.0837	-0.0795	0
	삼각형분포하중	X	Ⅰ	-0.0074	0.0019	0.0036	0.0094	-0.0495
			Ⅱ	-0.0039	0.0006	0.0009	0.0039	-0.0306
			Ⅲ	0	-0.0034	-0.0070	-0.0099	0
		Y	Ⅰ	-0.0012	0.0102	0.0209	0.0284	-0.0083
			Ⅱ	-0.0006	0.0026	0.0052	0.0082	-0.0051
			Ⅲ	0	-0.0204	-0.0419	-0.0591	0

[참고문헌]

1) 日本港灣協會(2007), 港灣の施設の技術上の基準・同解說

부 록 6 편

등대·등표 설계 예



부록 6편 등대·등표 설계 예

6-1 무인등대의 설계

6-1-1 무인등대의 설계

① 기초의 안정

등탑의 기초는 외력에 의한 전도, 활동에 대해서 안정하고, 또한 기초 및 지반의 각부에 일어나는 최대응력도가 각 부분의 허용 응력도를 넘지 않도록 형상 및 치수를 설계한다.

② 기초형식의 종류

가. 중력식 기초

외력의 휨모멘트에 대해서는 자중으로, 수평력에 대해서는 저면마찰로서 안정을 유지하는 형식

나. 반력식 기초

지반 내에 기초를 깊이 매몰하여 측면반력 저면반력에 의해서 안정을 유지하는 형식

다. 부착식 기초

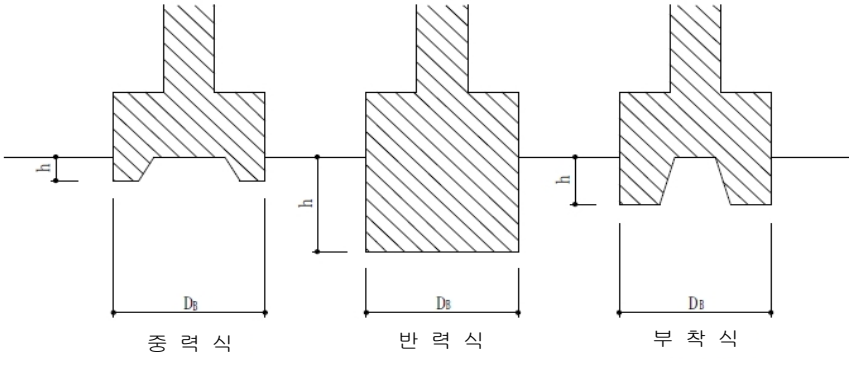
지반 내에 기초를 얕게 매몰하여 측면부착력, 저면반력에 의해서 안정을 유지하는 형식

라. 각형식의 비교

각 형식은 매몰깊이 h와 기초경 D_B와의 비 h/D_B가 표(6-1)의 값을 만족하여야 한다.

표(6-1) 매몰깊이 h와 기초경 D_B와의 비(h/D_B)

기초형식	h/D_B
중력식	0.1 이하(슬라이딩을 방지할 정도)
부착식	0.1 ~ 0.3
반력식	0.3 이상



그림(6-1) 기초의 형식

봉강으로 지반에 앵커 시키는 것은 전기의 3가지 형식에 안정성을 높이기 위해 사용하는 것으로 생각하여 기초안정 계산 시 이를 고려하지 아니한다.

③ 기초형식의 선정

기초형식의 선정에 있어서는 지반의 경도, 등탑의 규모, 외력의 대소, 시공성 등을 고려하여 안정되고 경제적인 형식을 채택한다.

표(6-2) 기초형식의 선정기준

조건 \ 기초 형식	중력식	반력식	부착식
지반	토사, 약한지반	보통함	경암
외력	적음	큼	큼
등탑의 규모	적음	큼	보통
시공의 난이도	용이함	난이함	보통

④ 중력식 기초의 안정계산

가. 전도에 대한 안정

저면에 있어서 저항모멘트를 구하고 외력의 휨모멘트에 대한 안전율이 1.5 이상이 되게 한다.

$$F = \frac{Mr}{M^{l}} \geqq 1.5 \qquad (6\text{-}1)$$

여기서,

F : 안전율

Mr : 기초저면에 있어서의 저항모멘트 $\frac{N \cdot D_B}{2}$(kN-m)

M^{l} : 기초저면에 있어서의 휨모멘트(kN-m)

N : 기초저면에 있어서 자중(kN)

D_B : 기초의 외경(m)

나. 활동(슬라이딩)에 대한 안정

저면에 있어서 지반과의 마찰력이 외력에 의한 수평력에 대한 안전율이 1.5 이상 되게 한다.

$$F = \frac{Pr}{P} \geqq 1.5 \qquad (6\text{-}2)$$

여기서,

F : 안전율

Pr : 기초저면과 지반의 마찰력(t) = $N^{l} \cdot \mu$

P : 기초저면에 있어서의 수평력(kN)

N^{l} : 기초저면에 있어서 자중(kN)

μ : 마찰계수

안전계산에 적용되는 마찰계수는 다음 값을 기준으로 한다.

표(6-3) 마찰계수

조 건	마찰계수(μ)
precast concrete 와 암반	0.6
〃 와 모래	0.6
현장 concrete 와 암반	0.7
〃 와 모래	0.7
〃 〃(일부 30㎝이상 매몰되는 경우)	0.8

다. 침하에 대한 안정

다음 식에서 구하는 설계용 접지압력(σe)이 지반의 허용지내력도(fe)를 넘지 않는 것으로 한다.

$$\sigma_e = \frac{\alpha N^l}{A} \leqq f\mathrm{e} \qquad (6\text{-}3)$$

여기서,

σ_e : 설계용 접지압력(kN/㎡)

α : 접지압계수

N^l : 기초저면에 있어서의 자중(kN)

A : 기초저면적(㎡)

fe : 지반의 허용지내력도(kN-m)

(주) 접지압계수는, 편심거리 e($= \frac{M}{N}$)와 기초폭 DB에서 정해진 계수로 부도-9에서 구한다.

라. 반력식 기초의 안정계산

외력에 의한 휨모멘트 및 수평력에 의해 기초측면과 기초저면에 생기는 최대압축응력도(Ps · qB)는 암반의 허용지내력도(fe) 및 기초 concrete의 허용압축응력도 σca 이하로 한다.

(주: 암반굴착 후 주위 암반의 절리 등에 의해 강도저하가 생각되는 경우 적절히 지내력 등을 저감한다)

$$\begin{aligned} \mathrm{Ps} &\leqq \sigma\mathrm{ce},\ f\mathrm{e}(\mathrm{kN/m^2}) \\ q_B &\leqq \sigma\mathrm{ce},\ f\mathrm{e}(\mathrm{kN/m^2}) \end{aligned} \qquad (6\text{-}4)$$

여기서, Ps · q_B는 부도-10에서 구한다.

마. 부착식 기초의 안정계산

외력에 의한 휨모멘트에 의해서 기초측면에 생기는 최대전단응력도(τs)는 암반 및 기초 concrete의 허용부착응력도(σbe)로 한다.

$\tau_s \leqq \sigma\mathrm{be}$

여기서 τs : 기초측면에 생기는 최대전단응력도(N/㎟)

σbe : 허용부착응력도(kg/㎠)

τs 는 부도-11에서 구한다.

표(6-4) 허용부착응력도

조 건	허용부착응력도 σbe(N/㎟)
concrete와 concrete	0.9
몰탈(concrete)와 암반	0.5
접착제와 암반	0.7

상기 수치는 단기허용부착응력도이다.

표(6-5) 파도가 쳐 올라가는 높이

경사각(θ)	파도가 쳐 올라가는 높이 η_h(m)
90°	1.0 H_d
60°	1.23 H_d
45°	1.42 H_d
30°	1.74 H_d

6-1-2 부재단면의 설계

① 철근 concrete

가. 기본적인 가정

○ 구조 계산에 있어서 탄성이론에 의해 해석한다.

○ 부재의 강도는 철근 및 concrete의 응력도가 각각의 허용응력도이하일 것을 검토 확인한다.

○ 단면의 결정 또는 응력도의 계산 시 재료의 정수는 다음과 같이 가정한다.

철근의 Young계수 Es = 2.05 × 10^5 (N/㎟)

Con′c 〃 $Ec = 3.35 \times 10^4 \times (\frac{r}{24})^2 \times (\frac{F_c}{60})^{\frac{1}{3}}$ (N/㎟)

n = Es/Ec = 15

○ 부정정력 또는 탄성변형의 계산 시는 재료이 정수를 다음과 같이 가정한다.

철근의 Young계수 Es = 2.05 × 10^5 (N/㎟)

Con′c 〃 $Ec = 3.35 \times 10^4 \times (\frac{r}{24})^2 \times (\frac{F_c}{60})^{\frac{1}{3}}$ (N/㎟)

n = Es/Ec = 8.8

concrete 의 "Poisson"비 υ = 0.2

○ 단면결정 또는 응력도의 계산 시 일반적으로 concrete의 인장응력을 무시하고 비틀림은 단면중립축에서의 거리에 비례하는 것으로 본다.

나. 독립 푸팅기초

(가) 구조개요

○ 기초슬래브의 등탑과 접합부분은 60㎝ 이상, 단부의 두께는 30㎝ 이상으로 한다.

○ 주근의 직경은 13㎜ 이상으로 한다.

○ 주근의 간격은 기초슬래브 유효폭 내에서는 20㎝, 기타부분에서는 30㎝로 한다.

(나) 기초크기의 결정

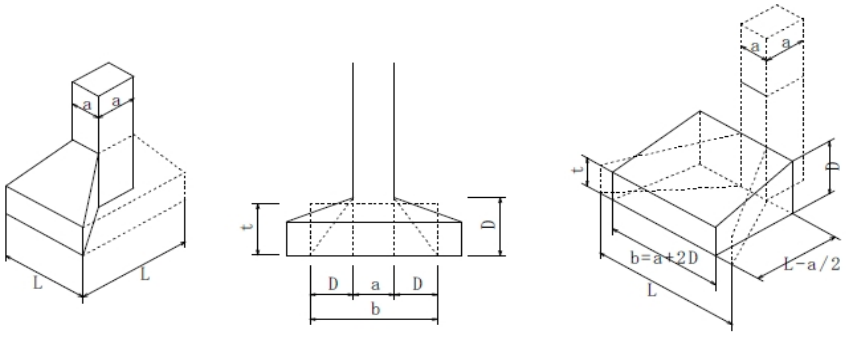
○ 기초의 크기를 결정하는데 있어서 외력에 의해서 생기는 기초저면의 지반반력이 지지지반의 허용 지내력도를 초과하지 않도록 함과 더불어 전도에 대한 안전율 1.5 이상으로 한다.

○ 지반면 이하의 콘크리트와 쇄석측 부분의 단위체적당 평균중량은 설계계산 시 23kN/㎥로 한다. 단, 최종계산은 실중량으로 하여 전도에 대해 안전한가를 확인한다.

다. 푸팅(footing)의 부재단면 산정

○ 독립 푸팅의 전단력 및 휨모멘트는 계산상4개의 태형(台形)으로서 한쪽만 지지하는 것으로 산정한다. 단, 푸팅의 단면 및 철근의 산정에 있어서는 상기의 4개의 장방형 한쪽만

지지하는 그림(6-2)에서 가리키는 유효폭 b 및 두께 t를 가진 장방형으로 보고 설계 계산한다.



그림(6-2) 푸팅계산 시 적용방법도

○ 푸팅 또는 등탑이 원형일 경우 같은 면적의 정방형 푸팅 또는 등탑으로 가정하여 산출한다.

○ 푸팅 내의 전단력 Q_F 및 휨모멘트 M_F는 부도-12, 13에서 구한다.

○ 기초슬래브 두께 D는 기초슬래브의 전단응력이 허용응력도를 초과하지 않도록 두께를 결정한다. 이때 기초슬래브의 최소두께는 60㎝로 한다.

$$\tau = \frac{Q_F}{bj} \qquad (6\text{-}5)$$

여기서,

τ : 전단응력도(kN/㎡)

Q_F : 푸팅 내의 전단력(kN)

b : 기초슬래브의 유효폭(m)

j : 기초슬래브의 응력중심거리로서($\frac{7}{8}d$)로 한다.(m)

d : 기초슬래브의 유효성(m)

○ 소요철근량 계산

소요철근량 As는 다음(6-6), (6-7)식에서 구하는 철근량 중 큰 쪽을 택하고 이를 기초슬래브의 유효폭 b의 범위 내에 배치한다.

$$\Psi = \frac{Q_F}{\tau o_a \cdot j} \qquad (6\text{-}6)$$

여기서,

Ψ : 부착에서 정하는 철근주장(㎜)

j : 기초슬래브의 응력중심거리로서($\frac{7}{8}d$)로 한다.(㎜)

τo_a : concrete의 철근에 대한 허용부착응력도(N/㎟)

Q_F : 기초 푸팅 내의 전단력(N)

d : 기초슬래브의 유효성(㎜)

$$at = \frac{M_F}{f_t \cdot j} \qquad (6\text{-}7)$$

여기서,

a_t : 휨에서 정하는 철근량(㎟)

f_t : 철근의 허용인장응력도(kN/㎟)

M_F : 기초 푸팅의 휨모멘트(N-㎜)

j : 기초슬래브의 응력중심거리로서 ($\frac{7}{8}d$)로 한다.(㎜)

일반적으로 at를 먼저 구하고 구조개요를 설정한 뒤 철근의 본수와 종류를 구한 다음 이 철근주장의 합계와 (6-6)식에서 구하는 Ψ(철근주장)를 비교하여 결정한다.
기초슬래브의 유효폭 이외의 외측부분에는 유효폭 내의 철근간격의 2배 간격으로 배근한다. 이때의 최대철근간격은 30㎝로 한다.

다. 원형단면의 설계

(가) 구조개요

- ○ 등탑의 직경 D는 80㎝ 이상으로 한다.
- ○ 축방향철근은 12본 이상으로 한다.
- ○ 축방향철근의 직경은 16㎜ 이상으로 한다.
- ○ 축방향철근의 최소간격은 철근직경의 2.5배 이상으로 한다.
- ○ 축방향철근비는 등탑직경 D가 1.0m 이하일 경우 부도-14-B, 1.0m 이상일 때는 부도-14-A에서 구하는 값 이상 또는 0.5% 이상으로 한다.
- ○ 횡방향 철근의 직경은 9㎜ 이상으로 한다.
- ○ 횡방향철근 간격은 30㎝ 이하로 한다.
- ○ 철근의 피복 두께는 7㎝ 이상으로 한다.

라. 원환단면의 설계

(가) 구조개요

㉮ 파력이 작용하는 단면

- ○ 원환단면의 벽두께는 200㎜ 이상으로 한다.
- ○ 벽두께 t는 설계파고 Hd, 벽중심간의 직경 Dm로 정하는 to보다도 커야한다.(부도-15)
- ○ 축방향철근은 12본 이상으로 한다.
- ○ 축방향철근의 직경은 16㎜ 이상으로 한다.
- ○ 축방향철근비는 부도-16에서 구하는 값 이상 또는 0.3% 이상으로 한다.
- ○ 횡방향철근의 간격은 200㎜ 이하로 한다.
- ○ 횡방향철근의 직경은 13㎜ 이상으로 한다.
- ○ 횡방향철근비는 0.3% 이상으로 한다.(부표-1)
- ○ 철근의 피복두께는 70㎜ 이상으로 한다.

㉯ 파력이 작용하지 않는 단면

- ○ 원환단면의 벽두께는 200㎜ 이상으로 한다.
- ○ 축방향철근은 12본 이상으로 한다.
- ○ 축방향철근의 직경은 16㎜ 이상으로 한다.
- ○ 축방향철근비는 0.3% 이상으로 한다.
- ○ 횡방향철근의 간격은 250㎜ 이하로 한다.

○ 횡방향철근의 직경은 9㎜ 이상으로 한다.
○ 횡방향철근비는 0.15% 이상으로 한다(부표-1)
○ 철근의 피복두께는 70㎜ 이상으로 한다.

마. 중공 직사각형단면의 설계

(가) 구조 개요

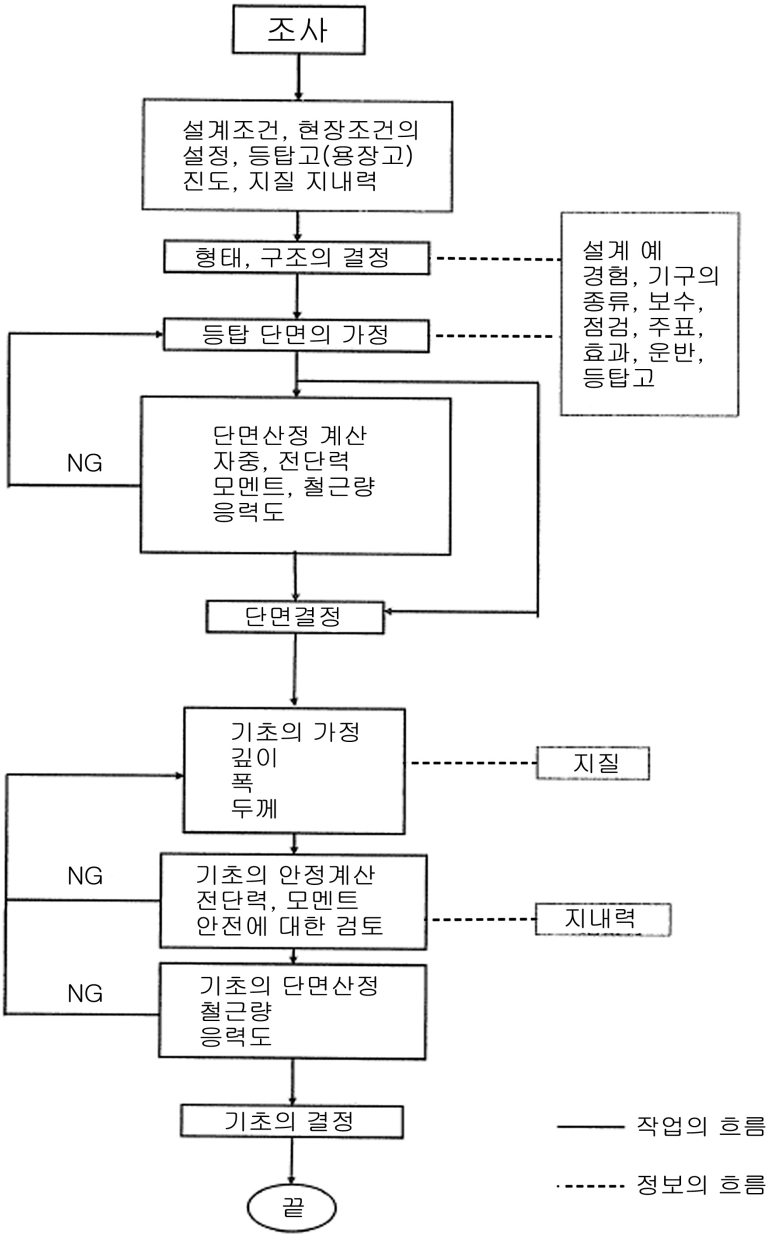
㉮ 파력이 작용하는 단면

○ 벽두께 t는 200㎜ 이상으로 한다.
○ 벽두께 t는 설계파고 Hd, 장방형단면의 외폭B로 정하는 t_o보다 커야 한다.(부도-17)
○ 축방향철근은 12본 이상으로 한다.
○ 축방향철근의 직경은 16㎜ 이상으로 한다.
○ 축방향철근비는 부도-18에서 구하는 값 이상 또는 0.3% 이상으로 한다.
○ 횡방향철근의 간격은 200㎜ 이하로 한다.
○ 횡방향철근의 직경은 13㎜ 이상으로 한다.
○ 횡방향철근비는 0.3% 이상으로 한다.(부표-2)
○ 철근의 피복두께는 70㎜ 이상으로 한다.

㉯ 파력이 작용하지 않는 단면

○ 벽두께 t는 200㎜ 이상으로 한다.
○ 축방향철근은 12본 이상으로 한다.
○ 축방향철근의 직경은 16㎜ 이상으로 한다.
○ 축방향철근비는 0.3% 이상으로 한다.
○ 횡방향철근의 간격은 250㎜ 이하로 한다.
○ 횡방향철근의 직경은 10㎜ 이상으로 한다.
○ 횡방향철근비는 0.2% 이상으로 한다.(부표-2)
○ 철근의 피복두께는 70㎜ 이상으로 한다.

② 설계순서



③ 설계조건

가. 지반종류 견고한 사질지반

Tc : 0.6 (제2종지반)

기초 매립 깊이 1.6m

허용지내력도 fe= 200kN/㎡ (단기)

허용지내력도 fe= 100kN/㎡ (장기)

나. 수평진도 예비계산

T = h(0.02+0.01α) = 0.22

h : 해당 건축물의 높이 (단위 m) 11.00m

α : 건축물 중 대부분이 철근조 등인 단의 높이 합계 h에 대한 비 0.0 .

Z : 지진지역계수 1.0 (지역계수 적용)

Rt : 진동특성계수 1.0

Co : 표준전단력계수 0.2

I : 중요도계수 1.0

G : 지진입력보정계수 1.0

검토 ROOT Ⅱ

다. 기능

평균수면에서 지반면까지의 높이	5 m
지반면에서 상부발판 윗면까지의 높이	11m (등탑높이)
전원의 종류	태양전지 80W
제어실(축전지실)	Φ 1.8m
상부발판 최소직경	Φ 4.0m

④ 설계계산

가. 형상수치 별지(양식-지진) 참조

나. 전단력 휨모멘트 별지(양식-지진) 참조

다. 기초의 안정(전도)

지반면에서 휨모멘트 M = 1140.21 kN-m

지반면에서 자중 N = 684.1 kN

지반면에서 전단력 Q = 172.1 kN

※ 별지(접지압 1차설계) 참조

기초의 근입 깊이 h = 1.6m

기초폭 또는 지름 D_B = 5.5m

기초지면에서 모멘트 M‘ = 1415.57 kN-m

기초지면에서 자중 N‘ = 1558.47 kN

지면의 편심률 M‘/(N‘ · DB) = 0.17

설계용 접지압 σ_e = 157.42 ≦ 200 kN/㎡

기초지면의 저항모멘트 $M_r = (N_r \cdot D_B) / 2$

F = M‘/M = 2.08 ≧ 1.5

(여기에서, N_r은 기초지면에서 실자중으로 계산하여 구한다.)

라. 산정단면

별지 참조 양식 - footing

양식 - 원형, 원환, 단형

마. 결정단면

단면위치	A	⑦	⑤
외 경(m)	2.50	2.40	2.40
벽두께(m)	0.25	0.20	0.20
철근비 p(%)	0.39	0.46	0.46
축방향 철근지름(㎜)	D16	D16	D16
축방향 철근 수량	32	32	32
축방향 철근간격(㎜)	250	250	250
횡방향 철근지름(㎜)	D13	D13	D13
횡방향 철근간격(㎜)	250	250	250

접지압 1차 설계

ㄱ부도-9에서

가정	① 기초매립 깊이(m) h	② 기초폭 또는 기초지름(m) D_B	③ 기초지면의 면적(㎡) A	④ 기초부의 자중(kN) 23×①×③	⑤ 기초지면에서 자중(kN) N′=N+④	⑥ 기초지면에서 모멘트(kN-m) M′=M+Q·h	⑦ 편심률 e/DB= ⑥/⑤÷②	⑧ 접지압계수 α	⑨ 평균접지압 N′/A=⑤/③	⑩ 설계용접지압 (kN-m) σe=⑧×⑨
1	1.60	5.50	23.8	874.37	1558.47	1415.57	0.17	2.4	65.59	157.42

e/DB≦0.30 σe≦fe200kN/m

Nr 토사를 가득채운 무게로서 실중량(단위중량16kN/㎥)을 고려한다.

N⑧= 684.1kN

가득채움 $1.0^2\times3.14\times1.0\times16=50.2$kN

외곽테두리 $(1.25^2-1.0^2)\times3.14\times1.0\times24=42.39$kN

기 초 $2.5^2\times3.14\times0.6\times2.4=282.6$kN

흙(다짐) $(2.5^2-1.25^2)\times3.14\times0.6\times16=141.3$kN

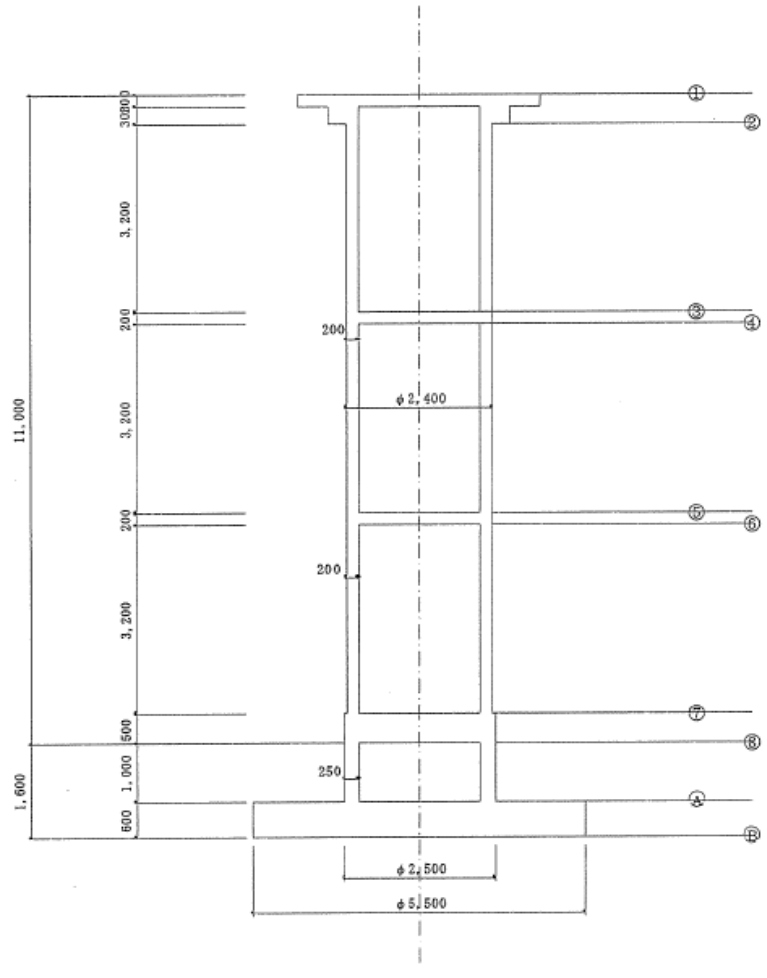
합 계 516.49kN

Nr=684.1+516.49=1200.59kN

지진력에 의한 전단력, 휨 모멘트 산정표 (별첨 1 참조)

⑤ 단면도

단면도 (축척 1/100)



footing 기초단면 1차 설계 산정표

철근의 허용 인장응력도	σsa =	294N/㎟(SD295)
콘크리트 허용압축응력도	σca =	16N/㎟
콘크리트 허용전단응력도	τa =	1.4N/㎟
콘크리트의 철근에 대한 허용부착응력도	τoa =	1.2N/㎟
기초지면에서 자중	N′ =	1558.47kN
기초지면에서 휨 모멘트	M′ =	1415.57kN-m
footing 길이	ℓ =	5.50m
탑과 footing 접합부의 폭 (원형인 경우 a=1.77×반경)	a =	2.21m

편심률 e/Di	t /a	Q_F/N'	footing의 전단력	$M_F/N'a$	footing의 휨 모멘트 M_F(kN-m)
0.17	2.49	0.37	576.63	0.165	568.94

↑ 부도-12에서 ↑ 부도-13에서

· 기초 슬래브 두께 D 결정

가정

↓

D(m)	유효폭 b(m) =a+2D	유효높이 d(m) =D-0.1	j =7/8d	전단응력도 τ(N/㎟) =QF/1000b	판정
0.8 0.6	3.81 3.41	0.7 0.5	0.61 0.44	0.25 0.39	ok! ok!

↑ b≦ℓ ↑ τ≦τa

철근량 응력도 산정 및 설계계산(1,2차) (별첨 2 참조)

2차 설계 확인 시트

지진력에 의한 필요보유수평전단력, 휨 모멘트 산정표

T=0.22	Co=0.2
Tc=0.6	I = 1
Rt=1.0	G= 1
Z=1.0	Ds = 0.55
	Ds = 0.30

$$Ai=\left(1+\frac{1}{\sqrt{\alpha i}}-\alpha i\right)\frac{2T}{1+3T}$$

양식 지진

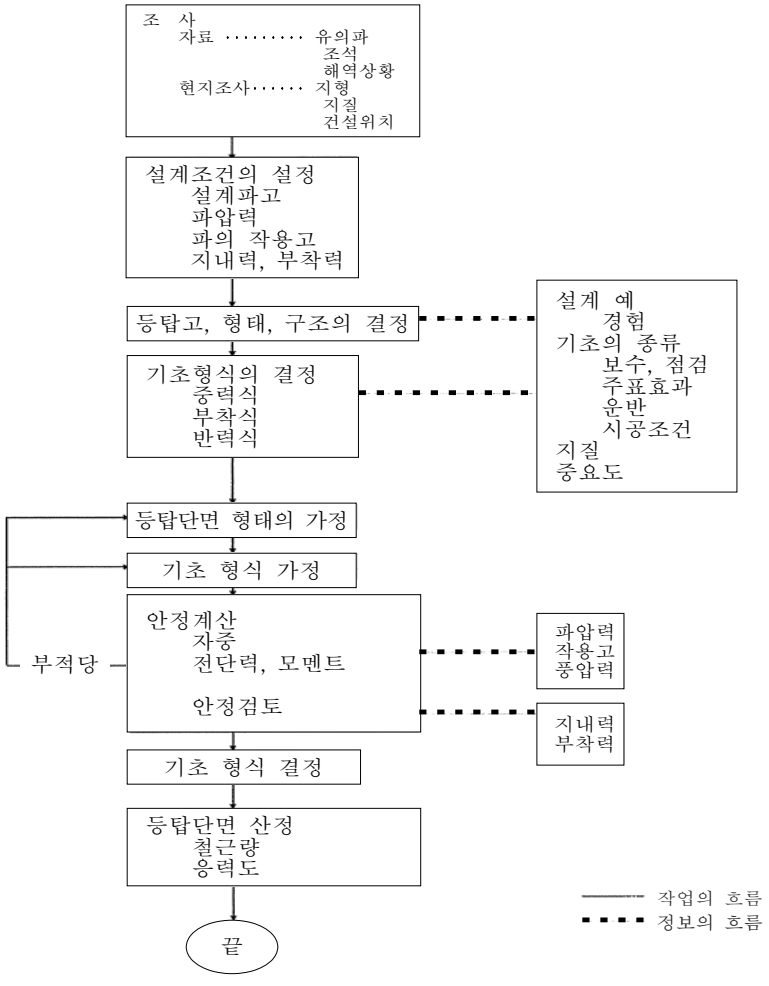
$$Ci=Z\cdot Ri\cdot Ai\cdot I\cdot G$$

단면 위치	① 구간 거리 (m) ℓ	② 구간 자중 Wi (kN)	③ 자중 ΣW (kN)	④ αi ③÷W	Ai	Ci	⑤ 구간 전단력 Qn(t) Ds·Ci×②	⑥ 전단력 ΣQn(t) ⑥-1+⑤	⑦ 구간중심높이 gn(m)	⑧ 구간휨 모멘트 Mn(t-m) ⑦×⑤	⑨ ①×⑥-1	⑩ 휨모멘트 ΣMn ⑩-1+⑧+⑨
등룡		2.0	2.0	0.003	5.839	5.839	6.42	6.42	0.50	3.21		3.21
①	0.20	60.4	62.4	0.091	1.855	1.855	61.62	68.04	0.10	6.16	1.28	10.65
②	030	4.9	67.3	0.098	1.821	1.821	4.91	72.95	0.15	0.74	20.41	31.80
③	3.20	106	173	0.253	1.460	1.460	85.12	158.07	1.60	136.19	233.44	401.43
④	0.20	218	391	0.572	1.199	1.199	143.76	301.83	0.10	14.38	31.61	447.42
⑤	3.20	106	497	0.727	1.118	1.118	65.18	367.01	1.60	104.29	965.86	1517.57
⑥	0.20	21.8	519	0.759	1.103	1.103	13.22	380.23	0.10	1.32	73.40	1592.29
⑦	3.20	106	625	0.914	1.035	1.035	60.34	440.57	1.60	96.54	#####	2905.57
⑧	0.50	59.0	^{W}684	1.000	1.000	1.000	32.45	473.02	0.25	8.11	220.29	3133.97
높이	^{h}11.0											
A^+	1.00	42.5	727		1.000		217.98	691.00	0.50	108.99	473.02	3715.98
B^+	0.60	342	1069		1.000		320.58	#####	0.30	96.17	414.60	4226.75

* 는 기초 슬래브가 결정된 후 계산한다.

6-2 등표의 설계(중력식 기초)

① 설계순서



② 설계조건

가. 기초지반

간 출 암	H.H.W.L 이상	m
암 초	H.H.W.L 이하	5.5m
암 질		사암
허용지내역도	fe =	2500kN/㎡(단기)
허용전단응력도		250kN/㎡

나. 조위

H.H.W.L	+	2.20m
A.H.H.W	+	1.70m
MSL	+	m
CDL	±	0.00m
GL		-3.20m

다. 설계파고

(가) 최대파고방향 SW

(나) 심해유의파 $H_{1/3}$ = 7.50m

$T_{1/3}$ = 10.00sec

Lo = $1.56 \cdot T_{1/3}^2$ = 156m

(다) 회절에 의한 파의 감쇄

부도-2~7에서 회절계수 Kd = 1.0

(라) 현장심해유의파고 $H_{1/3}' = Kd \cdot H_{1/3}$ = 7.50m

(마) 쇄파한계파고 Hb

쇄파수심(H.H.W.L에서) hb = 7.00m

평균해저경사 i = 1/50

$\frac{hb}{Lo} = 0.045$

부도-8에서 $\frac{Hb}{hb} = 0.74$ Hb= 5.18m

(바) 설계파고 $Hd = \min\{2.0H_{1/3} \cdot Hb\}$

$= \min\{15.00 \cdot 5.18\}$

= 5.18m

라. 파압력

(가) 공식-1을 적용한 경우

$Ps = Km\tau\left(\frac{z}{Hd}\right)wo \bullet Hd\left(\gamma\left(\frac{Z}{Hd}\right)\right)$의 값은 부도-1참조

(나) 공식-2를 적용한 경우

Ps=Kw0.5 · wo · Hd = kN/㎡

마. 파의 작용고

(가) 수상암 상부인 경우

ηd = max{ηc · η

ηd = max{0.75Hd, 0.55Hd+0.7Rh}

= max{ }

= m(H.H.W.L에서)

암초 전면의 경사각 θ = °

파도가 올라가는 높이 ηh = m

(본문 표(6-5)의 값 이하)

(나) 수상암 이외인 경우

ηd=ηc=0.75 · Hd= 3.89m(H.H.W.L에서)

바. 파의 타상력

Pu = Cw · wo(0.5 · Hd+ηd-Z)ηd<Z<(ηd+0.5 · Hd)

Pu max = Cu · Wo0.5 · Hd

사. 풍압력

Pw = Cw · q

○ 원주 0.7 × 2.2 = 1.54kN/㎡

○ 평면 1.3 × 2.2 = 2.86kN/㎡

아. 등탑높이(발판상부까지)

등탑높이 (H)	8.50m
GL상단~파의 작용고(ηb)	4.40m
H-ηb≧3m	ok!

③ 설계계산

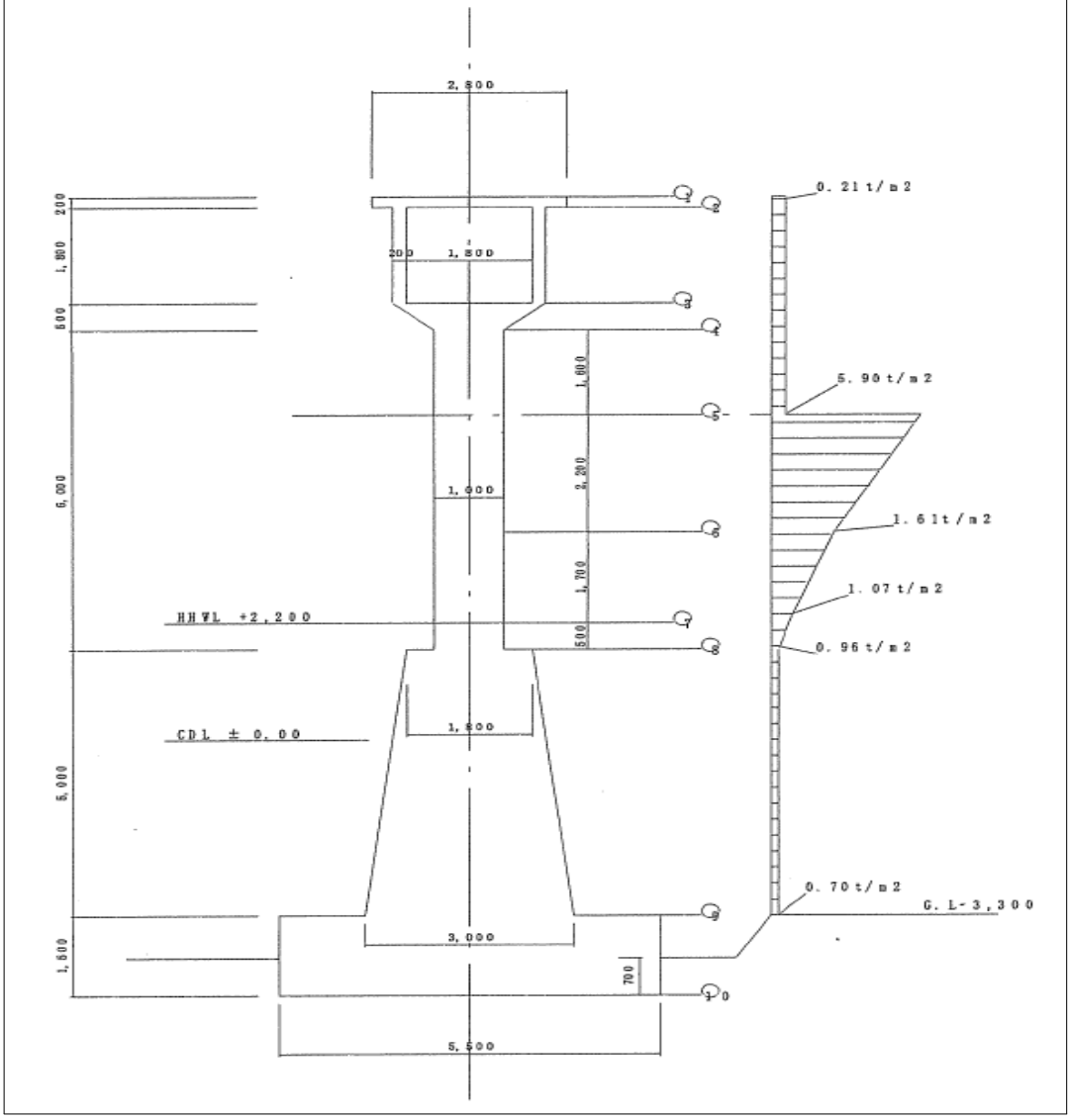
1. 형상수치	별지(양식-파도) 참조
2. 전단력 휨 모멘트	별지(양식-파도) 참조
3. 기초 안정	기초지면에서 모멘트 M′= 1491.32kN-m 기초면에서 수평력 P = 217.12kN 기초지면에서 자중 N′= 989.6kN 기초지름 D_B= 5.50m 기초매립깊이 h= 0.70m $e = \frac{M'}{N'} = 1.51m$ $\frac{e}{D_B} = 0.27$ $\frac{h}{D_B} = 0.13$ (1) 중력식 마찰계수 μ= 0.7 (본문 표(6-3)) 전도 $\frac{N' \cdot D_B}{2 \cdot M'} = 1.82 \geqq 1.5\ ok!$ 미끄러짐 $\frac{\mu \cdot N'}{P} = 3.19 \geqq 1.5\ ok!$ 지내력 $\frac{e}{D_B} = 0.27$ 부도-9에서 α= 4.0 σe=4・α・N′/πDB2 = 166.61kN/㎡ ≦ fe= 2500kN/㎡ ok!
4 단면산정	별지 ○양식-원형, ○양식-원형고리
5 단면결정	

단면위치	A	⑦	⑤
외 경(m)	1.00	1.00	3.00
벽 두 께(m)	-	-	-
철 근 비 p(%)	0.79	0.79	0.52
종방향철근지름(m)	D22	D22	D25
" 수량	16	16	72
" 간격(mm)	157	157	122
횡방향철근지름(m)	D13	D13	D13
" 수량	25	25	30
철근 피복 두께(mm)	-	-	-

파력, 풍력에 의한 전단력, 휨 모멘트 산정표 (별첨 3 참조)

④ 단면도

단면도 (축척 1/100)



원형단면 산정표 (별첨 4 참조)

6-3 방파제등대의 설계(원환단면)

① 설계조건

1. 방파제	형식 ○ 직립제, ○ 혼성제, ○ 경사제 ○ 소파공을 가진 방파제 구조 ○ 콘크리트, ○ 석축, ○ 이형블록, ○ 그 외
2. 조 위	난간 상단 높이 + 최고 상단 높이 + 4.00 H.H.W.L + 2.70 A.H.H.W + 1.70m M.S.L + 0.85m A.L.L.W + 0.00m C.D.L ± 0.00m
3. 설계파고	(1) 최대파고방향 SE m (2) 심해유의파 $H_{1/3}$ = 6.50m $T_{1/3}$ = 12.00sec Lo = $1.56 \cdot T_{1/3}^2$ = 225m (3) 회절에 의한 파의 감쇄 부도-2~7에서 회절계수 Kd = 1.0 (4) 현장심해유의파고 $H_{1/3}' = Kd \cdot H_{1/3}$ = 6.50m (5) 쇄파한계파고 Hb 쇄파수심(H.H.W.L에서) hb = 30.70m 평균해저경사 i = 1/10 $\frac{hb}{Lo} = 0.136$ = 0.136 부도-8에서 $\frac{Hb}{hb} = 0.78$ = 0.78 Hb= 23.95m (6) 설계파고 Hd = min{$2.0H_{1/3} \cdot Hb$} = min{13.00 · 23.95} = 13.00m
4. 파압력	(2)공식-2를 적용한다. Ps=Kw0.5 · wo · Hd = 66.95kN/㎡
5. 파의 작용고	ηd=0.8 · Hd= 10.4m(H.H.W.L에서)
6. 파의 타상력	Pu = Cw · wo(0.5 · Hd+ηd-Z)ηd<Z<(ηd+0.5 · Hd) Pu max = Cu · Wo 0.5 · Hd
7. 풍압력	Pw = Cw · q ○ 원주 0.7×2.2 = 1.54kN/㎡ ○ 평면 1.3×2.2 = 2.86kN/㎡
8. 등탑 높이 (발판 상부까지)	등탑높이 (H) 12.00m GL상단~파의 작용고(ηb) 9.10m H-ηb≧2m ok!

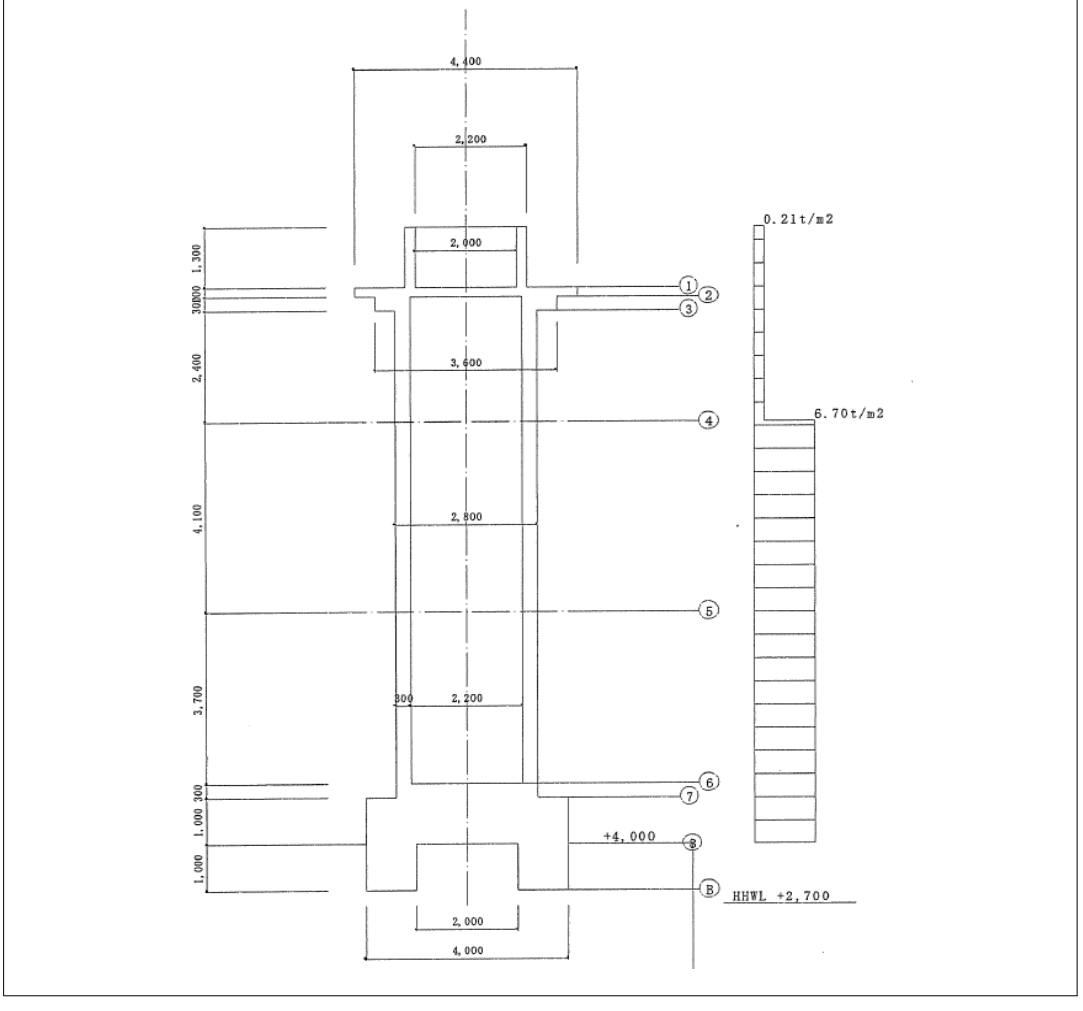
② 설계계산

1. 형상수치	별지(양식-파도) 참조
2. 전단력 휨 모멘트	별지(양식-파도) 참조
3. 기초 안정	기초지면에서 모멘트 M′= 9809.24kN-m 기초면에서 수평력 P = 1804.40kN 기초지면에서 자중 N′= 1294.2kN 기초지름 D_B= 4.00m 기초매립깊이 h= 1.00m $e = \frac{M'}{N'} = 7.58m$ $\frac{e}{D_B} = 1.9$ $\frac{h}{D_B} = 0.25$ (1) 부착식 $\frac{e}{D_B} = 1.9\ \frac{h}{D_B} = 0.25$ 부도-11에서 $\frac{\tau s \cdot D_B^3}{M'} = 4.7$ τs = 720.37kN/㎡ ≦ σbe ok! (허용부착응력도) 표(6-4)에서 조건 : 콘크리트와 콘크리트(900kN/㎡)
4. 단면산정	별지 ○양식-원형, ○양식-원형고리 ○단형
5 단면결정	단면위치 ⑤ ⑥ 외 경(m) 2.80 2.80 벽 두 께(m) 0.30 0.30 철 근 비 p(%) 0.42 1.14 종방향철근지름(m) D19 D22 “ 수량 36 72 “ 간격(mm) 72 더블72 횡방향철근지름(m) D13 D13 “ 수량 120 120 철근 피복 두께(mm)

파력, 풍력에 의한 전단력, 휨 모멘트 산정표 (별첨 5 참조)

③ 단면도

단면도 (축척 1/100)



원형단면 산정표 (별첨 6 참조)

6-4 등대, 등표(입표) 콘크리트 강도의 최소 특성치

등대 및 등표(입표) 설계 시 콘크리트 강도의 최소 특성치는 다음 값 이상이어야 하며, 배합조건 등 품질은 제3편 제3장 3-5 콘크리트의 품질 및 성능기준을 준용한다.

① 등대(방파제, 무인등대 포함)

○ 철근콘크리트 : 24 (240) {N/㎟, (kgf/㎠)}

② 등표(입표)

○ 우물통(케이슨) 철근콘크리트 : 35 (350) {N/㎟, (kgf/㎠)}

○ 속채움 콘크리트(무근) : 18 (180) {N/㎟, (kgf/㎠)}

6-5 철재 등주의 구조물 안전성 계산

철재 등주의 구조물 안전성 계산은 다음의 구조계산 예를 참고하여 설치하고자 하는 등주의 규격과 재질에 따라 설계식을 변경하여야 한다.

① 원형 pole 10M(철제)

가. 설계조건

P : 풍하중(kg/㎡)
(도로교표준시방서 참조)

ρ : 공기밀도(0.125kg.s²/m⁴)

V_d : 설계기준풍속(최대순간풍속 : 60m/s)

C_d : 향력계수(가로등주 풍력계수 : 0.7)
KSD 3600 참조 : 0.7

G : 거스트응답계수(순간풍속변동의 영향을 보정하는 계수:1.9)
(도로교표준시방서 참조)

콘크리트 단위중량 : 2.3(t/㎥)

$$P = \frac{1}{2} \times \rho \times V_d^2 \times C_d \times G = \frac{1}{2} \times 0.125 \times 60^2 \times 0.7 \times 1.9 = 300(kg/m^2)$$

원형인 경우 1/2적용(도로교표준시방서 p 65 단면형상에 대한 보정)

∴ P = 300/2 = 150(kg/㎡)

나. 단면설계

(가) Φ220→Φ110으로 변하므로 평균값 적용 : Φ165

w = 0.165×0.15 = 0.0248

M = (w ℓ²)÷6 = (0.0248×10²)÷6 = 0.413(ton)

(나) 구조체 자중(V)

기초의 자중 = {(0.5×0.5)+(0.8×0.8)}×1/2×1.2×2.3(t/㎥) = 1.23(ton)

가로등 자중 = 0.15(ton)

∴ ΣV = 1.23+0.15 = 1.38(ton)

(다) 전도에 대한 검토

편심거리 $E = \frac{M}{V} \Rightarrow \frac{0.413}{1.38} = 0.299 > \frac{B}{3} = 0.266$

(※ B = 기초하부길이 0.8m)

∴ 전도에 대하여는 안정함

다. anchor bolt에 대한 구조계산

(가) 설계조건

규 격 : Φ22×500L×4개

모멘트 : 158,400kg.cm

단면적 : S = πD²/ 4 = (3.14×2.2²)/4 = 3.8(㎠)

허용인장응력(σa) : 1400(kg/㎠)

기준항복면(σy) : 2400(kg/㎠)

허용전단응력(Ta) : 600(kg/㎠)

(나) 앵커볼트 응력검토

○ ○ -- M = 158,400(kg.cm)

○ ○ --

㉮ 앵커볼트 1개당 작용력(P)

P = R/N R = M/d = 158,400/230 = 688(kg)

앵커볼트 한쪽 면 수 = 앵커볼트 수 (n) ÷ 2 = 4 ÷ 2 = 2개

∴ P = 688 ÷ 2 = 344(kg)

㉯ 앵커볼트 1개당 허용응력(Pa)

P_a = A×σa = 3.8(㎠)×1400(kg/㎠) = 5,320(kg)

∴ P = 344(kg) < P_a = 5,320(kg) 로서 O.K

㉰ 전단에 대한 검토

τ = S/A×N < Ta를 만족

$$S = \frac{0.0248 \times 10}{2} = 0.124 = 124(kg)$$

(※ 0.0248 : 계수, 10 : 가로등 높이)

A = 3.8(㎠)

$$\tau = \left\{ \frac{124}{(3.8 \times 4)} \right\} = 8.15(kg/cm^2) < \tau a = 600(kg/cm^2)$$로서 $O.K$

㉱ 앵커볼트 장착길이 검토

설계볼트 장착길이(L) > 볼트 장착길이(Ld)

Ld = (0.06×3.8×2400) / √180 = 40.78(㎝)

∴ L = 50(㎝) > Ld = 40.8(㎝)로서 O.K

(※ 0.06 : 계수, 180 : 콘크리트 강도)

6-6 방파제상 가공배전선로(가로등/방파제 표시용) 설계기준

방파제 위에 설치하는 항로표지용 가공배전선로는, 본 기준에 따라 설계하는 것을 표준으로 한다. 더욱이 지리적 특수조건 즉 기상, 해상상태 영향 등 국지적인 조건에 따라 본 기준을 적용하기 곤란한 경우, 이를 감안하여 적정한 설계를 행하도록 한다.

또한 석축(돌을 쌓아올림)방파제 등에 있어서도 본 기준을 적용하지만, 기둥을 세울 때 기초부 시공은 이들 각각의 특수성을 충분히 고려한 뒤 설계하여야 한다.

① 제1장 일반적인 설계기준

가. 시공표준

(가) 공법은 「전기설비 기술기준」에 적합 할 것

(나) 사용 재료는 전기용품안전관리법에 따라 안전인증이 끝난 것 또는 한국산업표준(KS)품 또는 이와 동등이상의 성능 및 강도를 가진 것일 것

(다) 설치되는 전주 간격은 40m를 표준으로 할 것

(라) 전주의 매립 깊이는 상단에서의 설계하중이 500㎏ 미만인 것은 0.6m, 501~700㎏은 0.7m, 701㎏ 이상은 전주 본래 구경의 2배를 표준으로 할 것

(마) 지선 또는 지주에 따라, 전주 하중을 분담시키지(나누지) 말 것

(바) 전주의 설치위치는 방파제 이음부 등에 있어서 가로, 세로 모두 각 바깥쪽 끝단에서 전주 기초 천공 바깥 가장자리까지 0.7m 이상 안쪽으로 붙일 것, 또한 파도가 파제제(波除堤 항내에 축조된 방파용 구조물)가 있는 제방의 경우는 파제제를 항내 쪽 기초기준으로 할 것

(사) 30도 이상 각도를 갖는 전주인 경우는, 2단 완철(腕鐵, 전선등을지지하기 위하여 전주의 상부 가까이에 직각으로 붙어있는 앵글 스틸)로 하고, 각각의 전기선로에 대해서 직각방향에 완철을 붙일 것

(아) 전선 접속은 단선(jumper)부에서 하고, 장력이 걸리는 부분에는 접속점을 설치하지 말 것

(자) 해상을 횡단하는 선로인 경우, 선박 통항에 지장 또는 피해를 주지 않도록 가설높이 등에 대해서 충분히 유의할 것

나. 사용 부재의 표준

(가) 지지물

전력용 PC ball로 하고, 길이 7m, 끝 구경 19㎝, 상부설계하중 500㎏(7-19-500) 이상으로 할 것

(나) 전선

부하전류	전선
최대부하전류 3A 미만	OW 3.2φ
최대부하전류 3A 이상 6A 미만	OW 4.0φ
최대부하전류 6A 이상	OW 5.0φ

단, 가) 선로전압강하(Ee)가 6% 이상이 되는 경우는, 전선의 직경 증가 또는 승압 조치할 것

선로 전압강하 $Ee = I \cdot R \cdot \cos\Theta$ [V]

I : 최대부하전류 [A]

R : 전선저항(2선분) [Ω]

cosΘ : 부하의 역률

나) 횡단하는 송전선로가 파도의 영향을 받을 우려가 있는 경우는, OW 4.0φ 이상으로 할 것

다) 송전선로에 얼음이나 눈이 붙을 우려가 있는 경우는 이에 대한 대책을 검토하여야 한다.

(다) 장주재(전주와 함께 설치되는 부속물)의 표준

중간 기둥 1개당 장주재 등의 표준 규격 및 수량은 다음과 같다.

품 명	규 격	단위	수량	내 용
애자	저압 앵커	개	4	
애자	저압핀(中)	개	1	각도기 둥은 외측 점퍼선에 한함
가벼운 완철	L=1,500	본	1	아연도금
스트랩	3t×38×280	본	8	아연도금
볼트·너트	16φ×1220	조	6	아연도금(스트랩 , 애자취부용)
armtieless 밴드	75×75	개	1	아연도금
번호패	합성수지제, 문자넣기	매	1	부착 밴드 2개 붙임 (SUS304)
바인드선	1.6φ 비닐피복도선	m	1.8	단말애자 1개당
바인드선	1.6φ 비닐피복도선	m	1.1	핀애자 1개당

② 제2장 지지물의 하중계산

전주규격은 아래와 같이 하중계산하여 선정할 것

단, 예산에 맞게 전주 매립깊이 0.6m, 가섭선 설치위치는 전주 상단으로부터 0.25m 아래로 산출 할 것

또한, OW 5.0φ의 가선의 경우 전주 상단부의 최저 설계하중은 600㎏, 또는 OW 22.0sq 경우 700㎏일 것

[전주에 사용하는 하중]

풍압력

- 전선 및 장주재에 가해지는 하중에 의한 휨모멘트
- 전주 자체에 가해지는 하중에 의한 휨모멘트

· 파압력
· 전선 장력에 의한 수평 횡분력

가. 풍압력

풍압력은 배전선로 방향에 대해서 직각방향에 가해지는 것으로서 다음의 하중을 고려한다.

(가) 전선 및 장주재에 가해지는 하중에 의한 휨모멘트

[공식 1]

$M_T = P_x \cdot H_g$

M_T : 전주설치지역의 휨모멘트 (t-m)

P_X : 전선 및 장주재에 가해지는 하중 (ton)

OW3.2φ ~ 0.09	OW5.0φ ~ 0.14
OW4.0φ ~ 0.12	OW22sq ~ 0.16

H_g : 가선고 (m)

즉, 가공지선 등을 부설하는 경우는 본 요령에 의해 풍압력을 산출하여 가산할 것

(나) 전주 자체에 가해지는 하중에 의한 휨모멘트

[공식 2]

$M_P = 0.18 \cdot S_P \cdot (Z_{SP} + H_C)$

M_P : 전주설치지역의 휨모멘트 (t-m)

S_P : 전주의 풍압력 작용 면적 (㎡)

Z_{SP} : S_P에 대한 중심높이 (m)

H_C : 전주에 대한 파의 작용고 (m)

나. 파압력

파압력은 다음의 식에 의해 계산한다.

[공식 3-1]

$M_S = 0.5 \cdot W_O \cdot H_d \cdot S_W \cdot Z_{SW}$

M_S : 전주설치지역의 휨모멘트 (t-m)

W_O : 해수의 단위체적중량 (1.03) (t/㎥)

H_d : 설계파고 (m)

S_W : 전주의 파압력 작용면적 (㎡)

Z_{SW} : S_W에 대한 무게중심높이

단, 전주가 심해파에 의한 파압을 직접 받지 않는 경우에는 당분간 다음 식에 의한 산출을 수행한다.

[공식3-2]

$M_S = 0.25 \cdot W_O \cdot H_d \cdot S_W \cdot Z_{SW}$

참고 : H_d의 결정

$H_d = H_{max} = \min\{2H_{1/3}, H_b\}$

$\eta_C = 0.8H_d$

$H_{1/3}$: 현지 심해파 유의파고 (m)

H_b : 쇄파한계파고 (m)

η_C : H.H.W.L.에서의 파의 작용고 (m)

다. 전선장력에 의한 수평 횡분력

본 하중은 전선선로 방향이 15도 이상 굴절, 각도 기둥이 되기 위한 수평 횡분력이 생기는 경우에 더해지는 하중이다.

또한, 파압력 및 풍압력은 항상 횡분력의 합성벡터 방향으로 중첩되는 것으로 한다.

[공식 4-1]

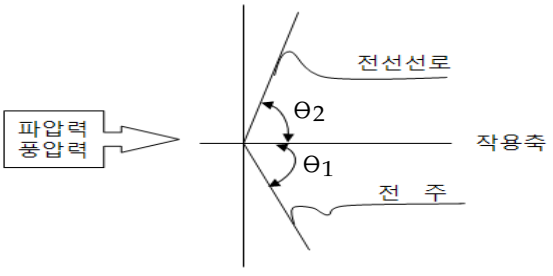
$P_W = \{P_1^2+P_2^2+ 2P_1 \cdot P_2 \cdot \cos(\Theta_1+\Theta_2)\}^{1/2}$

P_W : 가섭선의 높이에 생기는 수평 횡분력 (ton)

Θ_1, Θ_2 : 우측 그림에 의한 전선선로 각도

P_1, P_2 : 2선식의 전선 장력 (ton)

OW3.2φ	~ 0.3
OW4.0φ	~ 0.4
OW5.0φ	~ 0.6
OW22sq	~ 0.4



즉, $\Theta_1+\Theta_2=\Theta$, $P_1=P_2=T$로 한 경우

$P_W = 2T \cdot \cos(\Theta/2)$

[공식 4-2]

$M_W = P_W \cdot H_g$

M_W : 전주설치지대의 휨모멘트 (t-m)

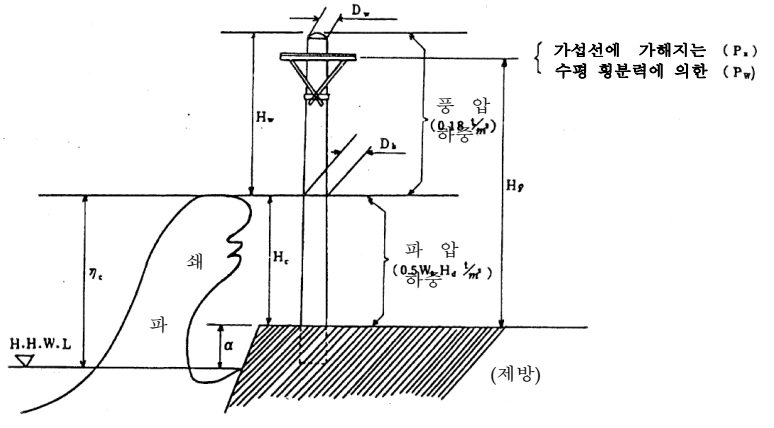
H_g : 가선고 (m)

라. 사용 전주의 결정

$M_T + M_P + M_S + M_W$ [t-m] ≦ 전주의 설계 설치지대 휨모멘트[t-m] 이다.

설계 설치지대 휨모멘트는 사용예정 전주 모멘트 그림을 참조

마. 하중분포도



③ 3장 기초콘크리트에 의한 전주강도의 보강

앞장의 검토에 있어서 기초둘레 부근에서 전주의 허용 휨모멘트가 부족한 경우는, 다음 기초 철근콘크리트에 의해 보강을 고려해서, 합리적으로 설계를 하여야 한다.

가. 기초콘크리트의 설계기준

(가) 철근은 콘크리트 원형고리 중심에 균등간격으로 배근한다.

(나) 원형고리의 두께(t)는 150㎜ 이상으로 한다.

(다) 축방향 철근(SR-24)는 13㎜ 이상, 횡방향 철근(SR-24)은 9㎜ 이상

(라) 축방향 철근비는 중심축(x) > 피복두께(t) 를 만족시킬 것

(마) 횡방향 철근비는 대략 0.3%로 한다.

(바) 기초콘 높이는 대략 작용합성휨모멘트와 전주 허용휨모멘트와균형을 이루는 높이의 1.2배로 한다.(외력과 전주의 허용력이 일치하게 되는 높이의 1.2배로 한다는 의미, 안전율 개념)

나. 계산식

$A_o = \pi \cdot D \cdot t$

A_o : 콘크리트 단면적 (㎠)

D : 배근직경 (㎝)

t : 원형고리의 피복두께 (㎝)

$A_S = 1/4 \cdot \pi \cdot D_S^2 \cdot N$

A_S : 철근 단면적 (㎠)

D_S : 철근직경 (㎝)

N : 축방향 철근량 (본)

$P = A_S/A_o \cdot 100$

P : 철근비 (%)

중심축(x) 검토

$x = \Upsilon \cdot (1-\cos\alpha) + t/2 > t$ 를 만족할 것

Υ : 배근반경 (㎝)

α : 중립축각 (도) 별표에서 구한다.

$I_i = (\sin^3\alpha / \cos\alpha) \cdot t \cdot \Upsilon^3$

I_i : 단면2차모멘트 ($㎝^4$)

이상에 따라 σ_C (콘크리트의 휨 압축응력)에 관한 허용휨모멘트 M_C

$M_C = 90 \cdot I_i/(\Upsilon_0 - \Upsilon \cdot \cos)$ (kg-㎝)

Υ_0 : 기초콘 반경 (㎝)

σ_S (철근의 인장응력) 에 관한 허용휨모멘트 M_S

$M_S = 2100 \cdot I_i/\{n \cdot (1+\cos\alpha) \cdot \Upsilon\}$ (kg-㎝)

n : 철근/콘크리트의 탄성계수비는 15로 한다.

기초콘크리트에 의한 허용휨모멘트 M_R

$M_R = \min\{M_C \cdot M_S\}$ $[1^{(t-m)}=10^{5(kg-cm)}]$

다. 참고도

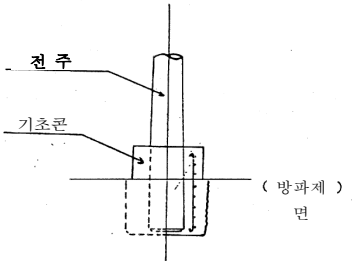


Fig. 1 기초콘 그림

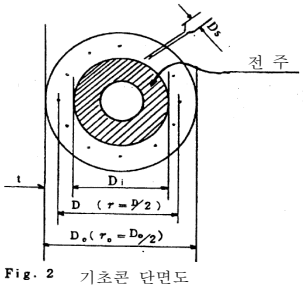


Fig. 2 기초콘 단면도

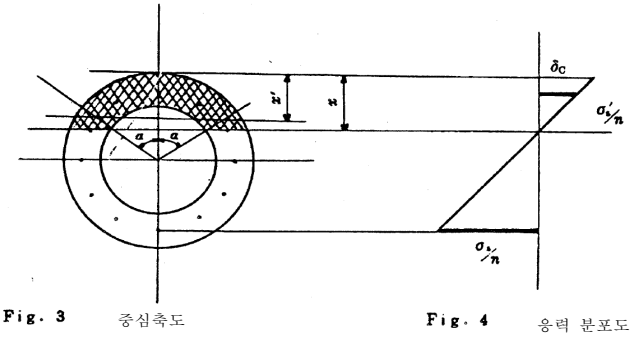


Fig. 3 중심축도

Fig. 4 응력 분포도

(참고자료)

1. 콘크리트 전주가 받는 압력 면적·무게중심 높이 일람표

[산출식]

압력을 받는 면적 S = (a+b)/2 · h (㎡)

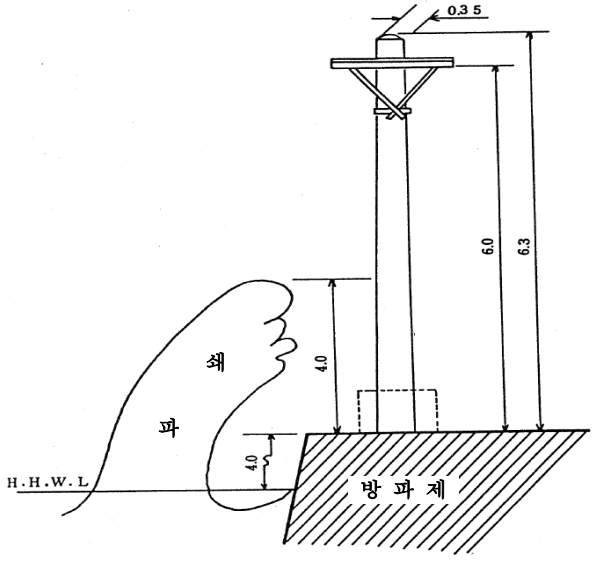
a : 전주 상부 둘레 (m)

b : 전주 하부 둘레 (m)

h : 압력을 받는 높이 (m)

중심높이 HZ = $\frac{h}{3}\times\frac{2\cdot a+b}{a+b}$ (m)

2. 각 작용압력에 의한 휨모멘트 그림(예)



(별 표)

가운데가 빈 원형고리 단면에서 P와α와의 관계

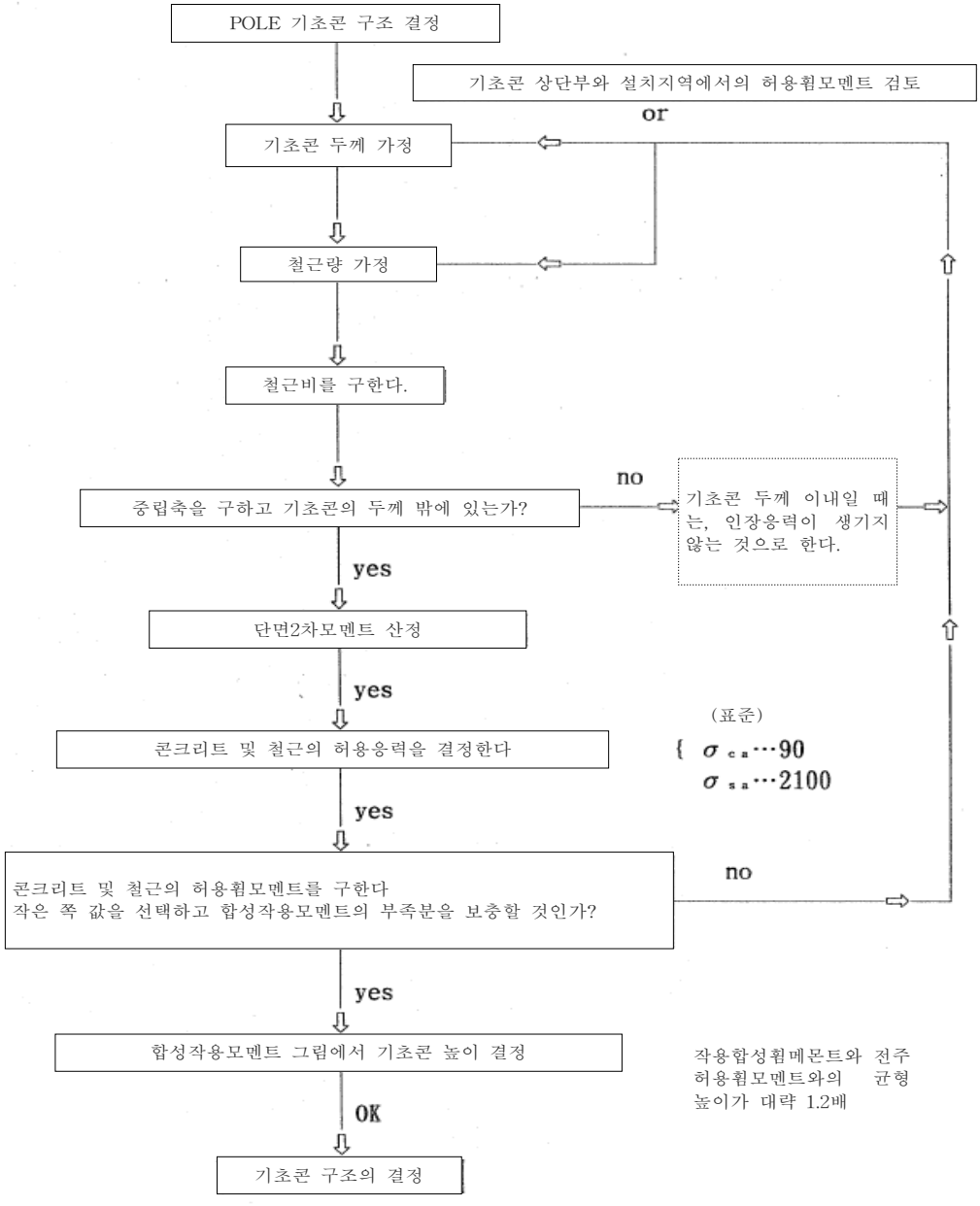
(n=15)

도	α 라디안	P	도	α 라디안	P	도	α 라디안	P
40	0.69813	0.00299	54	0.94248	0.00921	68	1.18682	0.02734
41	0.71559	0.00326	55	0.95994	0.00994	69	1.20428	0.02973
42	0.73304	0.00355	56	0.97738	0.01072	70	1.22173	0.03238
43	0.75049	0.00386	57	0.99484	0.01157	71	1.23918	0.03533
44	0.76795	0.00420	58	1.01299	0.01248	72	1.25664	0.03864
45	0.78540	0.00455	59	1.02974	0.01349	73	1.27409	0.04237
46	0.80285	0.00494	60	1.0472	0.01453	74	1.29154	0.04660
47	0.82031	0.00535	61	1.06465	0.01569	75	1.30900	0.05142
48	0.83776	0.00579	62	1.08210	0.01695	76	1.32645	0.05696
49	0.85521	0.00626	63	1.09956	0.01831	77	1.34390	0.06340
50	0.87267	0.00677	64	1.11701	0.01980	78	1.36136	0.07095
51	0.89012	0.00732	65	1.13446	0.02143	79	1.37881	0.07991
52	0.90757	0.00790	66	1.15192	0.02322	80	1.39626	0.09072
53	0.92502	0.00853	67	1.16937	0.02518			

(tanα-α=π・n・P에서)

※ 콘크리트 전주가 받는 압력 면적(상단[㎡])·무게중심 높이(하단[m]) 일람표 (별첨 7 참조)

3. 기초콘에 의한 전주 강도를 보강하기 위한 설계 순서



지진력에 의한 전단력, 휨 모멘트 산정표

T=0.22 Tc=0.6 Rt=1.0 Z=1.0	Co=0.2 I = 1 G= 1

$$Ai=(1+\frac{1}{\sqrt{\alpha i}}-\alpha i)\frac{2T}{1+3T}$$

$$Ci=Z\cdot Ri\cdot Ai\cdot I\cdot G$$

단면 위치	① 구간 거리 (m) ℓ	② 구간 자중 Wi (kN)	③ 자중 ΣW (kN)	④ αi ③÷W	Ai	Ci	⑤ 구간 전단력 Qn(kN) Ci×②	⑥ 전단력 ΣQn(kN) $⑥_{-1}$+⑤	⑦ 구간중심높이 gn(m)	⑧ 구간휨 모멘트 Mn(kN·m) ⑦×⑤	⑨ ①×$⑥_{-1}$	⑩ 휨모멘트 ΣMn $⑩_{-1}$+⑧+⑨
등룡		2.0	2.0	0.003	5.839	1.168	2.34	2.34	0.50	1.17		1.17
①	0.20	60.4	62.4	0.091	1.855	0.371	22.41	24.75	0.10	2.24	0.47	3.88
②	030	4.9	67.3	0.098	1.821	0.364	1.78	26.53	0.15	0.27	7.43	11.58
③	3.20	106	173	0.253	1.460	0.292	30.95	57.48	1.60	49.52	84.90	146
④	0.20	218	391	0.572	1.199	0.240	52.32	109.80	0.10	5.23	11.50	162.73
⑤	3.20	106	497	0.727	1.118	0.224	23.74	133.54	1.60	37.98	351.36	552.07
⑥	0.20	21.8	519	0.759	1.103	0.221	4.82	138.36	0.10	0.48	26.71	579.26
⑦	3.20	106	625	0.914	1.035	0.207	21.94	160.30	1.60	35.10	442.75	1057.11
⑧	0.50	59.0	$^{W}684$	1.000	1.000	0.200	11.80	172.10	0.25	2.95	80.15	1140.21
높이	$^{h}11.0$											
A^{+}	1.00	42.5	727		1.000		0.00	172.10	0.50	0	172.10	1312.31
B^{+}	0.60	342	1069		1.000		0.00	172.10	0.30	0	103.26	1415.57

*는 기초 슬래브가 결정된 후 계산한다.

(별첨 2)

1차 설계

양식 원환(원형고리)

원환단면 산정표

철근의 허용인장응력도 (단기) σsa= 294N/㎟
콘크리트의 허용압축응력도 (단기) σca= 16N/㎟

δsσ는 1000배해서 위치를 kN/㎡으로 변환

P′≧구조항목에서 정한 최소값

e = ΣMn/ΣNn

부도-16

As=10000πDmtp′

n=As/as

단면위치	벽두께 중심간 직경 Dn (m)	벽 두께 t (m)	자중 W (kN)	휨 모멘트 ΣMn(kN-m)	t/Dm	Dm2・t・σsa/ΣMn	철근비 p (%)	철근비 P (%)	철근단면적 A_F(㎟)	사용철근 지름 (mm)		1개당 단면적 as (㎟)	필요철근 수 n
A	2.10	0.25	727	1312.31	0.86	2,470	0.1	0.3	4948	D	16	198.6	25
③	2.20	0.20	173	146.00	0.38	19,493	0	0.3	4147	D	16	198.6	21
⑤	2.20	0.20	497	1057.11	0.97	2,692	0.1	0.3	4147	D	16	198.6	21
⑦	2.20	0.20	625	1057.11	0.77	2,692	0.1	0.3	4147	D	16	198.6	21

n′=2(ℓs/d_d)

부도-16

설계철근 수량 n′	모든 철근 단면적 (㎟)	설계철근비 (%)	Dm2・t・σsa/ΣMn	σc/σs	철근의 인장 응력도 (kN/㎡)	콘크리트 압축응력도 (kN/㎡)	판정	판정
32	6355	0.39	130	0.024	154740	3714	ok!	ok!
32	6355	0.46	80	0.038	12066	459	ok!	ok!
32	6355	0.46	115	0.025	125586	3140	ok!	ok!

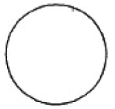
2차 설계

Ⅰ 층간변형률

벽체 분담률

직경 2400 mm

벽두께 200 mm



벽 따로		분담률 (D)
면적 (A_0)	1E+06 mm^2	1
총벽면적 (A_g)	1E+06 mm^2	

$K=\left(\frac{I}{\ell}\right)$ $\delta=\frac{Q_{ud}}{D}\cdot\frac{h^2}{12EK}$ $\theta=\frac{\delta}{h}$ $\theta\leqq\frac{1}{200}$

표준전단력계수 (C_0) 가정 0.2 확인

단면위치	수평력 Q_{ud} (kN)	층고 h (mm)	탄성정수 E (kN/mm²)	단면2차모멘트 I	부재길이 ℓ	강도 K	$\frac{h^2}{12EK}$	X ΣD	X δ	Y ΣD	Y δ	θ X	θ Y	판정
⑦	160.30	3200	21	8.417E+11	3200	2.6E+08	0.0001545	1.00	0.024764	1.00	0.024764	1/129220	1/129220	ok!
⑤	133.54	3200	21	8.417E+11	3200	2.6E+08	0.0001545	1.00	0.02063	1.00	0.02063	1/155114	1/155114	ok!
③	57.48	3200	21	8.417E+11	3200	2.6E+08	0.0001545	1.00	0.00888	1.00	0.00888	1/360361	1/360361	ok!

보유수평내력시 확인

단면위치	수평력 Q_{ud} (kN)	층고 h (mm)	탄성정수 E (kN/mm²)	단면2차모멘트 I	부재길이 ℓ	강도 K	$\frac{h^2}{12EK}$	X ΣD	X δ	Y ΣD	Y δ	θ X	θ Y	판정
⑦	440.57	3200	21	8.417E+11	3200	2.6E+08	0.0001545	1.00	0.068062	1.00	0.068062	1/47016	1/47016	ok!
⑤	367.01	3200	21	8.417E+11	3200	2.6E+08	0.0001545	1.00	0.056698	1.00	0.056698	1/56440	1/56440	ok!
③	158.07	3200	21	8.417E+11	3200	2.6E+08	0.0001545	1.00	0.02442	1.00	0.02442	1/131041	1/131041	ok!

Ⅱ 강성률

방향	층	층간변형각의 역수 rs	각층의 층간변형각의 역수 $\overline{ri}$	강성률 Rs	판정 $R_s\geqq\frac{6}{10}$
X	3	360361	214898	1.68	ok!
	2	155114		0.73	ok!
	1	129220		0.61	ok!
Y	3	360361	214898	1.68	ok!
	2	155114		0.73	ok!
	1	129220		0.61	ok!

Ⅲ 편심률

층	중심위치 g_n (mm)	강심위치 G_n (mm)	편심거리 $e=g_n-G_n$ (mm)	비틀림강성 K_R	탄력반경 re (mm)	편심률 $R_e=\frac{e}{re}$	판정 $R_e\leqq0.15$
3	1200	1200	0	1440000	1200	0.00	ok!
2	1200	1200	0	1440000	1200	0.00	ok!
1	1200	1200	0	1440000	1200	0.00	ok!

Ⅳ 보유수평내력

階	I	Z	W	Ai	$Q_u=0.75IZWA_i$	$25A_w+7A_c$	판정
3	1.0	1.0	173300	1.460	189764	34557520	ok!
2	1.0	1.0	497300	1.118	416987	34557520	ok!
1	1.0	1.0	625100	1.035	485234	34557520	ok!

(별첨 3)

파력, 풍력에 의한 전단력, 휨 모멘트 산정표

원형-D
원환-Dn+t } 중 하나
단형-B
풍압-Pw } 중 하나
파압-P

단면 위치	① 구간거리 ℓ (m)	② 압력받는 폭 (m)	③ 횡 하중 (kN/㎡)	④ 압력받는 면적 (㎡) ①×②	⑤ 작용중심 (m)	⑥ 구간자중 Nn (kN)	자중 ΣNn (kN)	⑦ 구간전단력 Qn (kN) ③×④	⑧ 전단력 ΣQn (kN) ⑧$_{-1}$+⑦	⑨ 구간 휨 모멘트 Mn (kN-m) ⑤×⑦	⑩ ℓ·ΣQn-1 ①×⑧$_{-1}$	⑪ 휨 모멘트 ΣMn ⑪$_{-1}$+⑨+⑩
(1)	등롱						5.0					
(2)	0.20	2.80	1.54	0.56	0.10	29.4	34.4	0.86	0.86	0.09		0.09
(3)	1.80	2.20	1.54	3.96	0.90	54.4	88.8	6.1	6.96	5.49	1.55	7.13
(4)	0.50	2.20 1.00	1.54	0.80	0.28	19.3	108.1	1.23	8.19	0.34	3.48	10.95
(5)	1.60	1.00	1.54	1.6	0.80	30.1	138.2	2.46	10.65	1.97	13.10	26.02
(6)	2.20	1.00	53.35 16.01	2.2	1.10	23.7	161.9	76.3	86.95	83.93	23.43	133.38
(7)	1.70	1.00	16.01 10.67	1.7	0.85	18.3	180.2	22.68	109.63	19.28	147.82	300.48
(8)	0.50	1.00	10.67 9.60	0.5	1.10	5.4	185.6	5.07	114.70	1.27	54.82	356.57
(9)	5.00	1.80 3.00	9.60 7.47	12.00	0.85	316	501.6	102.42	217.12	235.57	573.50	1165.64
(10)	1.50	-	-	-	-	488	989.6		217.12		325.68	1491.32

양식 원형

원형단면산정표

철근의 허용인장응력도 σsa= 294N/㎟ (SD295) (단기하중)
콘크리트의 허용압축응력도 σca= 16N/㎟ (단기하중)

σsa는 좌측 수치를 1000배 해서 단위를 kN/㎡로 고침
p′≧구조항목에서 정해진 최소값

$e = \frac{\Sigma Mn}{\Sigma Nn}$ ↓ 부도-14(A) 부도-14(B) 부도-14(C) ↓ $As = 2500\pi D^2 p'$ ↓

단면위치	직경 (m)	자중 ΣNn (kN)	휨 모멘트 (kN-m)	e/D	$D^3 \cdot \sigma sa / \Sigma Mn$	철근비 (%)	철근비 (%)	철근단면적 (㎟)
⑤	1.00	138.2	26.02	0.19	11299	0	0.5	3927
⑧	1.00	185.6	356.57	1.92	825	0.45	0.5	3927
⑨	3.00	501.6	1165.64	0.77	6810	0	0.5	35343

$p^d = As^n / 2500\pi D^2$ ↓ 부도-14(A) 부도-14(B) 부도-14(C) ↓

사용철근지름 (mm)	1개당 단면적 (㎟)	필요철근개수 $n=\frac{As}{as}$	설계철근개수 n′	모든 철근 단면적 As′=n′as (㎟)	설계철근비 (%)	$\frac{D^3\sigma s}{\Sigma Ms}$	$\frac{\sigma c}{\sigma s}$	철근의 인장 응력도 σc (kN/㎡)	콘크리트 압축응력도 σs (kN/㎡)	판정
D 22	387	11	16	6194	0.79	0	0	0	0	ok!
D 22	387	11	16	6194	0.79	490	0.033	174719	5766	ok!
D 22	507	70	72	36482	0.52	500	0.038	21586	820	ok!

σs ≦ σsa
σc ≦ σca

・표에서 σsa는 kN/㎡단위로 사용하기 때문에, 상기 값을 1,000배 한다.
・그림에서 구한 p의 값이 구조항목에서 결정된 최소값보다 작은 경우 p′로 하고 0.5를 취한다.
・직경D1.0m이하를 τs=0.8τ로 계산한다.

(별첨 5)

파력, 풍력에 의한 전단력, 휨 모멘트 산정표

원형-D
원환-Dn+t } 중 하나
단형-B
풍압-Pw } 중 하나
파압-Ps

단면 위치	① 구간거리 ℓ (m)	② 압력받는 폭 (m)	③ 횡 하중 (kN/㎡)	④ 압력받는 면적 (㎡) ①×②	⑤ 작용중심 (m)	⑥ 구간자중 Nn (kN)	자중 ΣNn (kN)	⑦ 구간전단력 Qn (kN) ③×④	⑧ 전단력 ΣQn (kN) ⑧$_{-1}$+⑦	⑨ 구간 휨 모멘트 Mn (kN-m) ⑤×⑦	⑩ ℓ·ΣQn-1 ①×⑧$_{-1}$	⑪ 휨 모멘트 ΣMn ⑪$_{-1}$+⑨+⑩
(1)	1.30	2.40	1.54	3.12	0.65	43.10	43.10	4.80	4.80	3.12		3.12
(2)	0.20	4.40	1.54	0.88	0.10	72.9	116.0	1.36	6.16	0.14	0.96	4.22
(3)	0.30	3.60	1.54	1.08	0.15	28.9	144.9	1.66	7.82	0.25	1.85	6.32
(4)	2.40	2.80	1.54	6.72	1.20	135.9	280.8	10.35	18.17	12.42	18.77	37.51
(5)	4.10	2.80	66.95	11.48	2.05	232.2	513.0	768.59	786.76	1575.61	74.50	1687.62
(6)	3.70	2.80	66.95	10.36	1.85	209.5	722.5	693.60	1480.36	1283.16	2911.01	5881.79
(7)	0.30	2.80	66.95	0.84	0.15	44.3	766.8	56.24	1536.60	8.44	444.11	6334.34
(8)	1.00	4.00	66.95	4.00	0.50	301.4	1068.2	267.80	1804.40	133.9	1536.60	8004.84
B	1.00	4.00				226.0	1294.2		1804.40		1804.40	9809.24

원환단면산정표

철근의 허용인장응력도 σsa= 294N/㎟ (SD295) (단기하중)

콘크리트의 허용압축응력도 σca= 16N/㎟ (단기하중)

σsa는 좌측 수치를 1000배 해서 단위를 kN/㎡로 고침

p′≧구조항목에서 정해진 최소값

$e = \frac{\Sigma Mn}{\Sigma Nn}$ 부도-16 $As = 10000\pi D_m t p'$

단면위치	벽두께중심간 직경 Dn (m)	벽 두께 t (m)	자중 W (kN)	휨 모멘트 ΣMn(kN-m)	$\frac{e}{Dm}$	$\frac{Dm^2 \cdot t \cdot \sigma sa}{\Sigma Mn}$	철근비 p (%)	철근비 P (%)	철근단면적 A_F(㎟)
③	2.60	0.30	513.0	1687.62	1.27	353		0.3	7351.33
④	2.60	0.30	722.5	5881.79	3.13	101	0.85	0.85	20828.76

$p^d = As'/10000\pi D_m t$ 부도-16

사용철근 지름 (mm)	1개당 단면적 (㎟)	필요철근수량 $n=\frac{As}{as}$	설계철근 수량 n′	모든 철근 단면적 As′=n′as (㎟)	설계철근비 (%)	$\frac{Dm^2 \cdot t \cdot \sigma s}{\Sigma Mn}$	$\frac{\sigma c}{\sigma s}$	철근의 인장 응력도 σc (kN/㎡)	콘크리트 압축응력도 σs (kN/㎡)	판정
D 19	287	26	36	10332	0.42	140	0.022	116502	2563	ok!
D 22	387	54	72	27864	1.14	75	0.028	217522	6091	ok!

$\sigma s \leqq \sigma sa$
$\sigma c \leqq \sigma ca$

· 표에서 σsa는 kN/㎡단위로 사용하기 때문에, 상기 값을 1,000배 한다.
· 그림에서 구한 p의 값이 구조항목에서 결정된 최소값보다 작은 경우 p′로 하고 0.3를 취한다.

(별첨 7)

콘크리트 전주가 받는 압력 면적(상단[㎡])·무게중심 높이(하단[m]) 일람표

경사비 1/75

Hc·Hw / Dw·Dh		압력을 받는 높이 Hc 또는 Hw [m]																												
		0.50	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.20	4.40	4.60	4.80	5.00	5.20	5.40	5.60	5.80	6.00
전주상단직경 Dw 또는 Dh [m]	0.19	0.10	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.41	0.45	0.49	0.54	0.58	0.63	0.68	0.72	0.77	0.82	0.87	0.92	0.97	1.01	1.07	1.12	1.17	1.22	1.27	1.33	1.38
	0.20	0.10 0.25	0.16 0.40	0.21 0.50	0.25 0.60	0.29 0.69	0.34 0.79	0.38 0.88	0.43 0.98	0.47 1.08	0.52 1.17	0.57 1.27	0.61 1.36	0.66 1.45	0.71 1.55	0.76 1.64	0.81 1.74	0.86 1.83	0.91 1.92	0.96 2.01	1.01 2.11	1.06 2.20	1.11 2.29	1.17 2.38	1.23 2.47	1.27 2.56	1.33 2.65	1.38 2.74	1.44 2.83
	0.21	0.11	0.17	0.22	0.26	0.31	0.35	0.40	0.45	0.49	0.54	0.59	0.64	0.69	0.74	0.79	0.84	0.90	0.95	1.00	1.05	1.11	1.15	1.22	1.27	1.33	1.39	1.44	1.50
	0.22	011	0.18	0.23	0.27	0.32	0.37	0.42	0.47	0.52	0.57	0.62	0.67	0.72	0.77	0.83	0.88	0.93	0.99	1.04	1.10	1.15	1.21	1.27	1.32	1.38	1.44	1.50	1.56
	0.23	0.12	0.19	0.24	0.29	0.34	0.39	0.44	0.49	0.54	0.57	0.64	0.70	0.75	0.81	0.86	0.91	0.97	1.03	1.09	1.14	1.19	1.23	1.32	1.38	1.44	1.50	1.56	1.62
	0.24	0.12	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.51	0.56	0.61	0.67	0.72	0.78	0.84	0.89	0.95	1.01	1.07	1.13	1.19	1.24	1.31	1.37	1.43	1.49	1.55	1.62	1.68
	0.25	0.13 0.25	0.20 0.40	0.26 0.50	0.31 0.59	0.36 0.69	0.42 0.79	0.47 0.89	0.53 0.98	0.58 1.08	0.64 1.18	0.70 1.27	0.75 1.37	0.81 1.46	0.87 1.56	0.93 1.65	0.99 1.75	1.05 1.84	1.11 1.94	1.17 2.03	1.23 2.13	1.29 2.22	1.35 2.31	1.42 2.40	1.48 2.50	1.54 2.59	1.61 2.68	1.67 2.77	1.74 2.86
	0.26	0.13	0.20	0.27	0.32	0.38	0.43	0.49	0.55	0.60	0.66	0.72	0.78	0.84	0.90	0.96	1.02	1.09	1.15	1.21	1.27	1.34	1.40	1.47	1.53	1.60	1.67	1.73	1.80
	0.27	0.14	0.20	0.28	0.33	0.39	0.45	0.51	0.57	0.63	0.69	0.75	0.81	0.87	0.93	1.00	1.06	1.12	1.19	1.25	1.32	1.39	1.45	1.52	1.58	1.65	1.72	1.79	1.86
	0.28	0.14	0.23	0.29	0.35	0.41	0.46	0.53	0.59	0.65	0.71	0.77	0.84	0.90	0.97	1.03	1.09	1.16	1.23	1.29	1.36	1.43	1.50	1.57	1.64	1.71	1.78	1.85	1.92
	0.29	0.15	0.24	0.30	0.36	0.42	0.48	0.54	0.61	0.67	0.73	0.80	0.86	0.93	1.00	1.06	1.13	1.20	1.27	1.34	1.41	1.47	1.55	1.62	1.69	1.76	1.83	1.91	1.98
	0.30	0.15 0.25	0.24 0.40	0.31 0.50	0.37 0.60	0.43 0.69	0.50 0.79	0.56 0.89	0.63 1.00	0.69 1.08	0.76 1.18	0.83 1.28	0.89 1.37	0.96 1.47	1.03 1.15	1.10 1.66	1.17 1.76	1.24 1.85	1.31 1.95	1.38 2.03	1.45 2.13	1.52 2.23	1.59 2.32	1.67 2.42	1.74 2.51	1.81 2.60	1.89 2.70	1.96 2.79	2.04 2.88
	0.31	0.16	0.25	0.32	0.38	0.45	0.51	0.58	0.65	0.71	0.78	0.85	0.92	0.99	1.06	1.13	1.20	1.28	1.35	1.42	1.49	1.57	1.64	1.72	1.79	1.87	1.95	2.02	2.10
	0.32	0.16	0.26	0.33	0.39	0.46	0.53	0.60	0.67	0.73	0.81	0.88	0.95	1.02	1.09	1.17	1.24	1.31	1.39	1.46	1.54	1.61	1.69	1.77	1.84	1.92	2.00	2.08	2.16
	0.33	0.17	0.27	0.34	0.41	0.48	0.55	0.62	0.69	0.76	0.83	0.90	0.98	1.05	1.13	1.20	1.27	1.35	1.43	1.50	1.58	1.66	1.74	1.82	1.90	1.98	2.05	2.12	2.22
	0.34	0.17	0.28	0.35	0.42	0.49	0.56	0.63	0.71	0.78	0.85	0.93	1.00	1.08	1.16	1.23	1.31	1.39	1.47	1.55	1.63	1.70	1.79	1.87	1.95	2.03	2.11	2.20	2.28
	0.35	0.18 0.25	0.28 0.40	0.36 0.50	0.43 0.60	0.50 0.69	0.58 0.79	0.65 0.89	0.73 1.00	0.80 1.09	0.88 1.18	0.96 1.28	1.03 1.38	1.11 1.50	1.19 1.57	1.27 1.67	1.35 1.76	1.43 1.86	1.51 1.95	1.59 2.05	1.67 2.14	1.75 2.24	1.83 2.33	1.92 2.43	2.00 2.52	2.08 2.62	2.17 2.71	2.25 2.80	2.34 2.90
	0.36	0.18	0.29	0.37	0.44	0.51	0.59	0.67	0.75	0.82	0.90	0.98	1.06	1.14	1.22	1.30	1.36	1.47	1.55	1.63	1.71	1.80	1.88	1.97	2.05	2.14	2.23	2.31	2.40
	0.37	0.19	0.30	0.38	0.45	0.53	0.61	0.69	0.77	0.85	0.93	1.01	1.09	1.17	1.25	1.34	1.42	1.50	1.59	1.67	1.76	1.84	1.93	2.02	2.10	2.19	2.28	2.37	2.46
	0.38	0.19	0.31	0.39	0.47	0.55	0.63	0.71	0.79	0.87	0.95	1.03	1.17	1.20	1.29	1.37	1.45	1.54	1.63	1.71	1.80	1.89	1.98	2.07	2.16	2.25	2.34	2.43	2.52

부표-1 철근비로부터 구한 횡방향철근간격(원환단면)

조 건 / 철근직경 / 벽두께	파력의 작용하는 단면 횡방향철근비 0.3%		파력의 작용하는 단면 횡방향철근비 0.15%	
	D13	D16	D10	D13
200mm	200mm	(250)mm	200mm	(330)mm
250	160	(250)mm	160	(330)
300	120	200	140	250
350	110	160	120	200

부표-2 철근비로부터 구한 횡방향철근간격(중공 직사각형단면)

조 건 / 철근직경 / 벽두께	파력의 작용하는 단면 횡방향철근비 0.3%		파력의 작용하는 단면 횡방향철근비 0.2%	
	D13	D16	D10	D13
200mm	200mm	(250)mm	160mm	250mm
250	160	(250)mm	120	250
300	120	200	110	200
350	110	160	100	160

부표-3 재료의 중량표

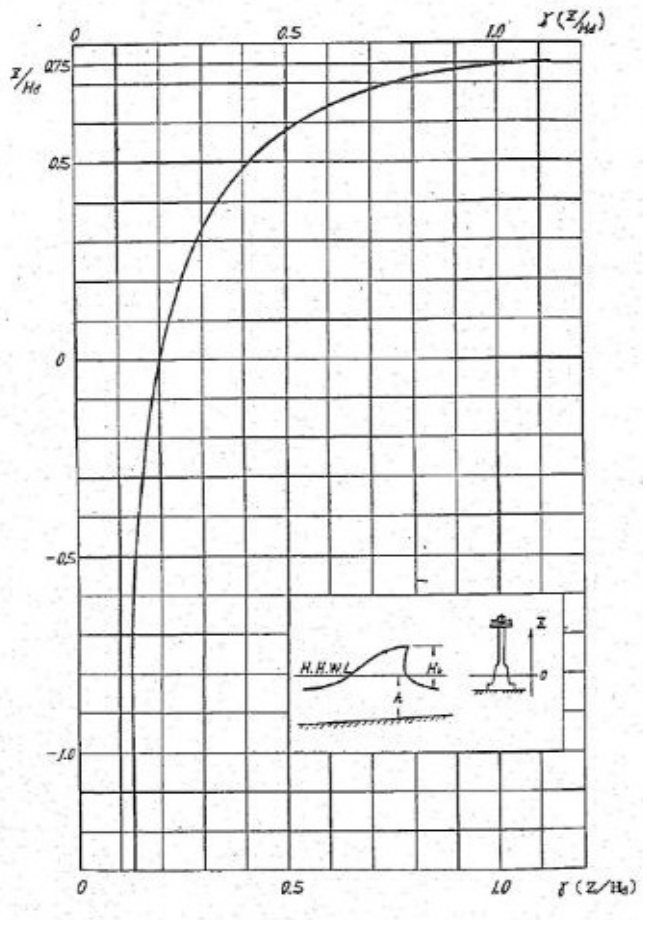
(kN/㎥)

재 료			중 량	비 고
토사와 자갈	흙토류	건 조	13	점토, 롬(loam)류
		통상 상태	16	
		포 수	20	
	모 래	건 조	17	
		포 수	20	
	자 갈	건 조	17	
		포 수	21	
	모래 섞인 자갈	건 조	20	
		포 수	23	
석 재	경 석		9	
	유사석회암		15	
	사 암		20	
	화강석, 안산암		27	
	대리석		27	
콘크리트	무근콘크리트		23	
	철근콘크리트		24	
금 속	알루미늄		27	
	스테인리스		79.3	SUS-304
	아 연		69	
	주 물		72.5	
	강 철		78.5	
	황 동, 청 동		86	
	구 리		89	
	납		114	

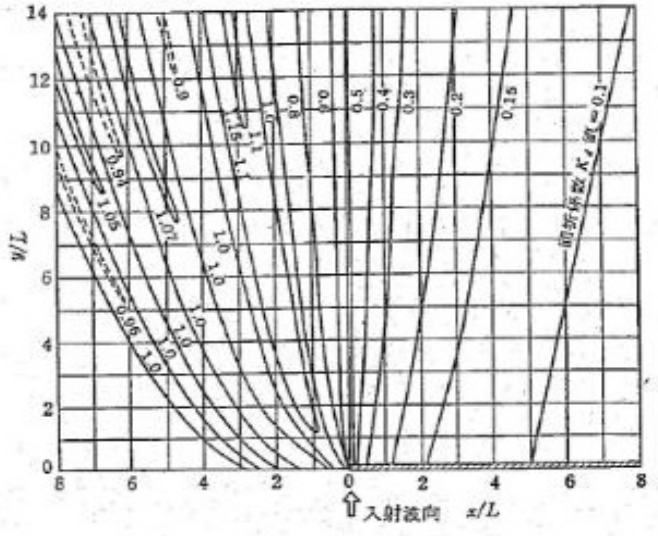
부표-4 $k = A_s/bd$에 대한 k 및 j의 값(n=15)

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn,\ j = 1 - k/3$$

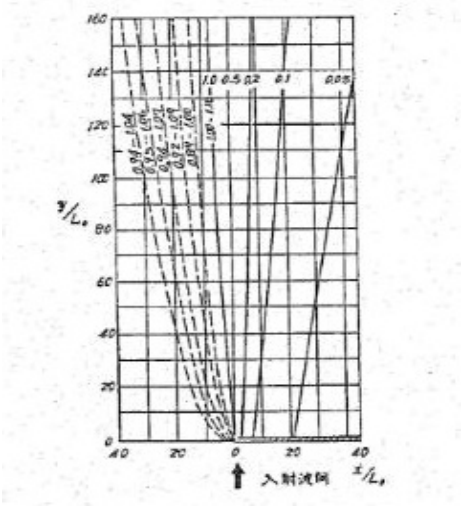
p	k	j	p	k	j	p	k	j	p	k	j
0.0010	0.159	0.947	0.0051	0.323	0.893	0.0091	0.404	0.866	0.0131	0.461	0.847
0.0011	0.166	0.945	0.0052	0.325	0.892	0.0092	0.406	0.865	0.0132	0.462	0.846
0.0012	0.173	0.943	0.0053	0.328	0.891	0.0093	0.407	0.865	0.0133	0.463	0.846
0.0013	0.179	0.941	0.0054	0.330	0.890	0.0094	0.409	0.864	0.0134	0.465	0.845
0.0014	0.186	0.938	0.0055	0.332	0.890	0.0095	0.411	0.863	0.0135	0.466	0.845
0.0015	0.191	0.937	0.0056	0.335	0.889	0.0096	0.412	0.863	0.0136	0.467	0.845
0.0016	0.197	0.935	0.0057	0.337	0.888	0.0097	0.414	0.862	0.0137	0.468	0.844
0.0017	0.202	0.933	0.0058	0.340	0.887	0.0098	0.415	0.862	0.0138	0.469	0.844
0.0018	0.207	0.931	0.0059	0.342	0.886	0.0099	0.417	0.861	0.0139	0.471	0.843
0.0019	0.212	0.930	0.0060	0.344	0.886	0.0100	0.418	0.861	0.0140	0.472	0.843
0.0020	0.217	0.928	0.0061	0.346	0.885	0.0101	0.420	0.860	0.0141	0.473	0.843
0.0021	0.222	0.926	0.0062	0.349	0.884	0.0102	0.421	0.860	0.0142	0.474	0.842
0.0022	0.227	0.925	0.0063	0.351	0.883	0.0103	0.423	0.859	0.0143	0.475	0.842
0.0023	0.231	0.923	0.0064	0.353	0.883	0.0104	0.424	0.859	0.0144	0.476	0.842
0.0024	0.235	0.922	0.0065	0.355	0.882	0.0105	0.426	0.858	0.0145	0.477	0.841
0.0025	0.239	0.921	0.0066	0.357	0.881	0.0106	0.427	0.858	0.0146	0.479	0.841
0.0026	0.243	0.919	0.0067	0.359	0.881	0.0107	0.429	0.857	0.0147	0.480	0.840
0.0027	0.247	0.918	0.0068	0.362	0.880	0.0108	0.430	0.857	0.0148	0.481	0.840
0.0028	0.251	0.917	0.0069	0.364	0.879	0.0109	0.432	0.856	0.0149	0.482	0.840
0.0029	0.255	0.915	0.0070	0.366	0.878	0.0110	0.433	0.856	0.0150	0.483	0.839
0.0030	0.259	0.914	0.0071	0.368	0.878	0.0111	0.435	0.855	0.0151	0.484	0.839
0.0031	0.262	0.913	0.0072	0.370	0.877	0.0112	0.436	0.855	0.0152	0.485	0.839
0.0032	0.266	0.912	0.0073	0.372	0.876	0.0113	0.437	0.855	0.0153	0.486	0.838
0.0033	0.270	0.910	0.0074	0.374	0.876	0.0114	0.439	0.854	0.0154	0.487	0.838
0.0034	0.273	0.909	0.0075	0.375	0.875	0.0115	0.440	0.854	0.0155	0.488	0.838
0.0035	0.276	0.908	0.0076	0.377	0.875	0.0116	0.442	0.853	0.0156	0.490	0.837
0.0036	0.280	0.907	0.0077	0.379	0.874	0.0117	0.443	0.853	0.0157	0.491	0.837
0.0037	0.283	0.906	0.0078	0.381	0.873	0.0118	0.444	0.852	0.0158	0.492	0.836
0.0038	0.286	0.905	0.0079	0.383	0.873	0.0119	0.446	0.852	0.0159	0.493	0.836
0.0039	0.289	0.904	0.0080	0.385	0.872	0.0120	0.447	0.851	0.0160	0.494	0.836
0.0040	0.292	0.903	0.0081	0.387	0.871	0.0121	0.448	0.851	0.0161	0.495	0.835
0.0041	0.295	0.902	0.0082	0.389	0.871	0.0122	0.450	0.850	0.0162	0.496	0.835
0.0042	0.298	0.901	0.0083	0.390	0.870	0.0123	0.451	0.850	0.0163	0.497	0.835
0.0043	0.301	0.900	0.0084	0.392	0.870	0.0124	0.452	0.850	0.0164	0.498	0.834
0.0044	0.304	0.899	0.0085	0.394	0.869	0.0125	0.453	0.849	0.0165	0.499	0.834
0.0045	0.307	0.898	0.0086	0.396	0.868	0.0126	0.455	0.849	0.0166	0.500	0.834
0.0046	0.309	0.897	0.0087	0.397	0.868	0.0127	0.456	0.848	0.0167	0.501	0.833
0.0047	0.312	0.896	0.0088	0.399	0.867	0.0128	0.457	0.848	0.0168	0.502	0.833
0.0048	0.315	0.895	0.0089	0.401	0.867	0.0129	0.458	0.848	0.0169	0.503	0.833
0.0049	0.317	0.895	0.0090	0.402	0.866	0.0130	0.460	0.847	0.0170	0.504	0.832
0.0050	0.320	0.894	0.0091	0.404	0.866	0.0131	0.461	0.847	0.0171	0.505	0.832



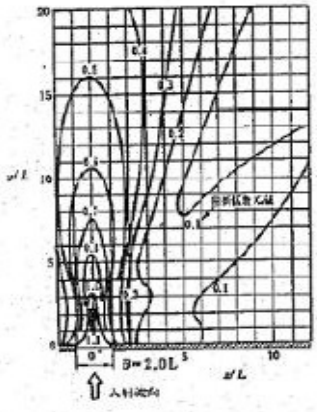
부도-1 공식-1의 파압력계수



부도-2 반 무한 장애물에 의한 회절도(1)

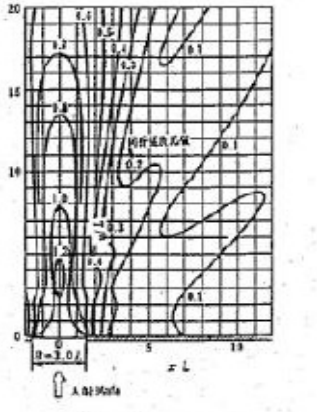


부도-3 반무한 장애물에 의한 회절도(2)



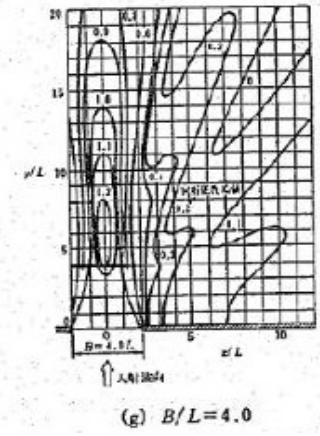
(d) $B/L=2.0$

부도-4 개구부에서 회절도



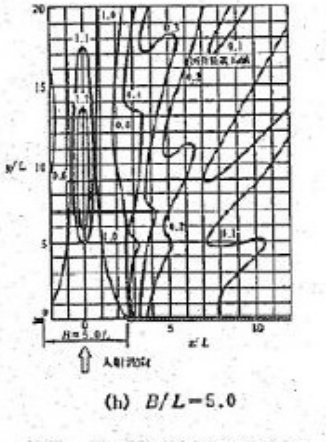
(f) $B/L=3.0$

부도-5 개구부에서 회절도



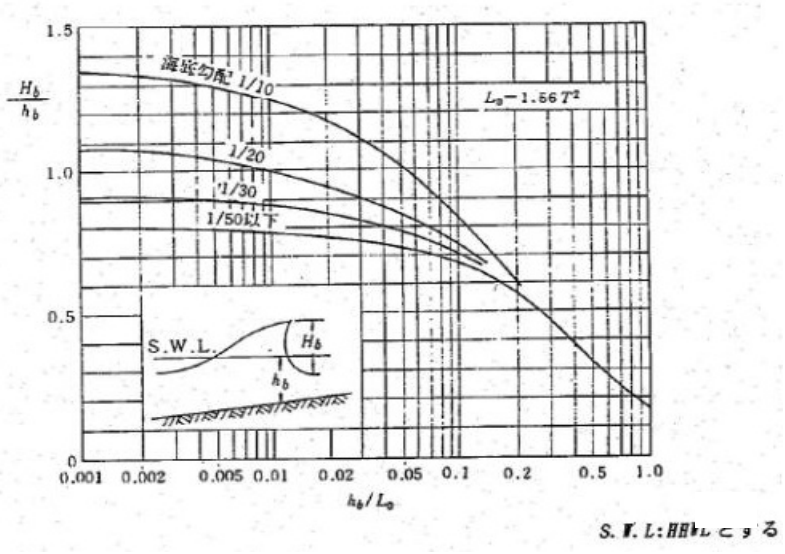
(g) $B/L=4.0$

부도-6 개구부에서 회절도

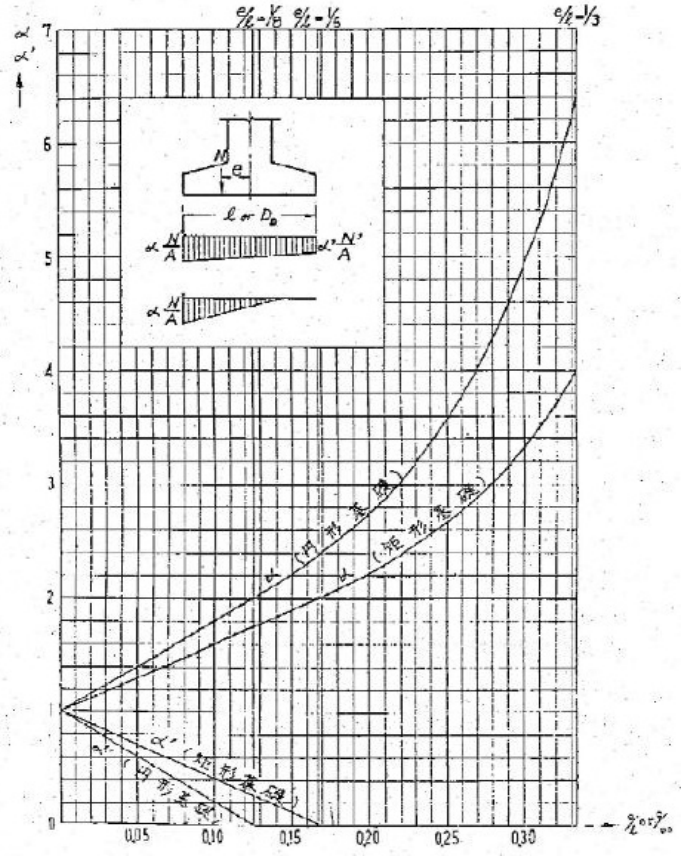


(h) $B/L=5.0$

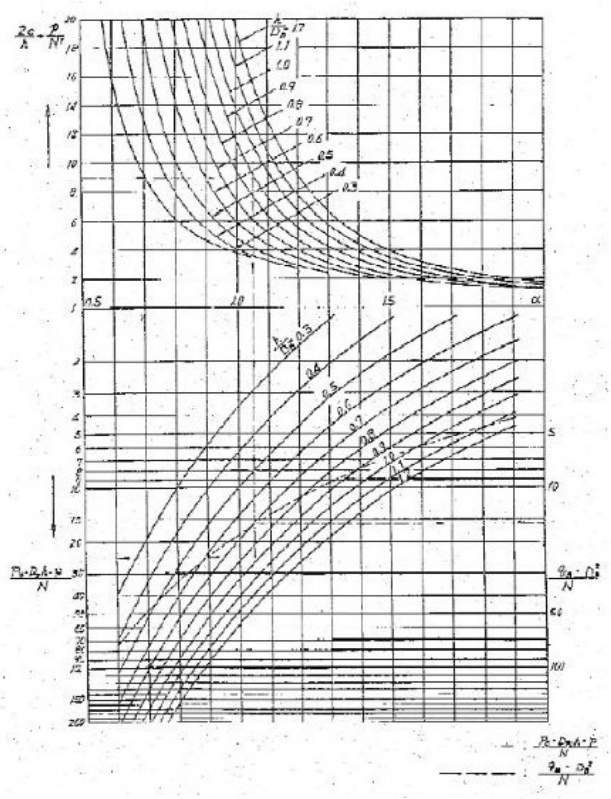
부도-7 개구부에서 회절도



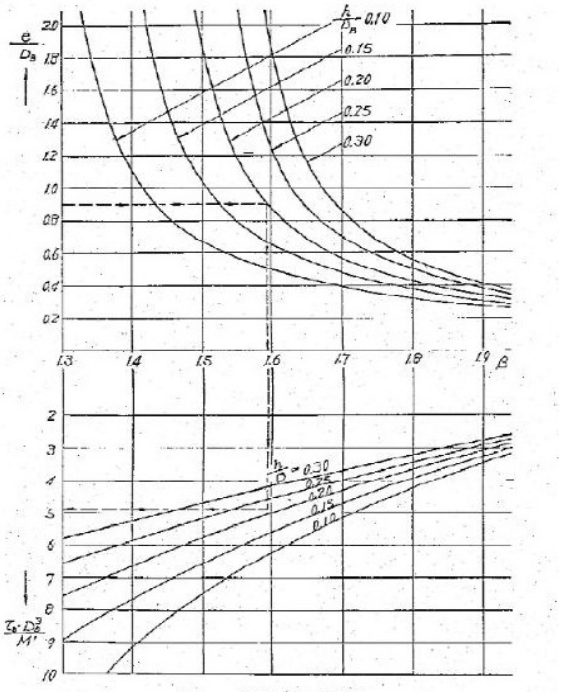
부도-8 쇄파한계파고비



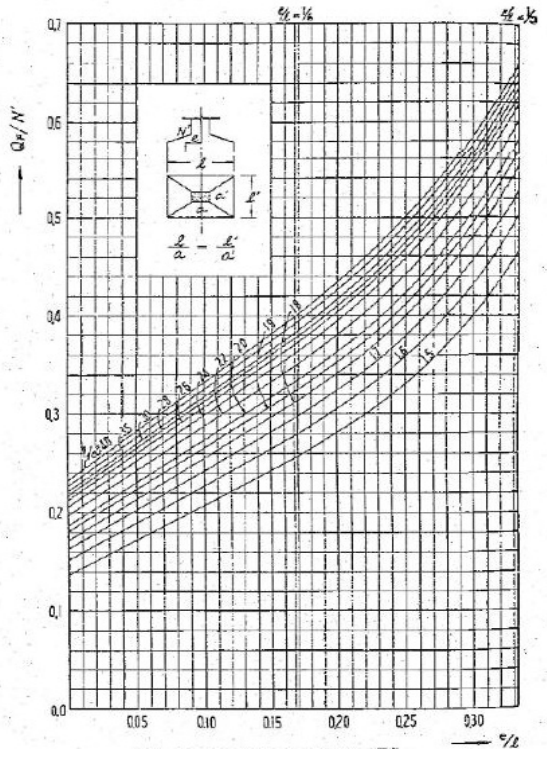
부도-9 중력식 기초의 편심시 저면변형력 배율산정도표



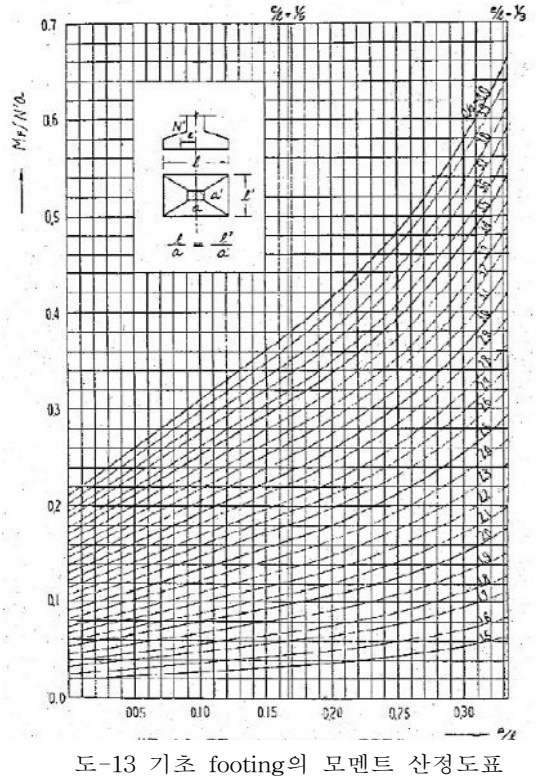
부도-10 반력식 기초계산도표



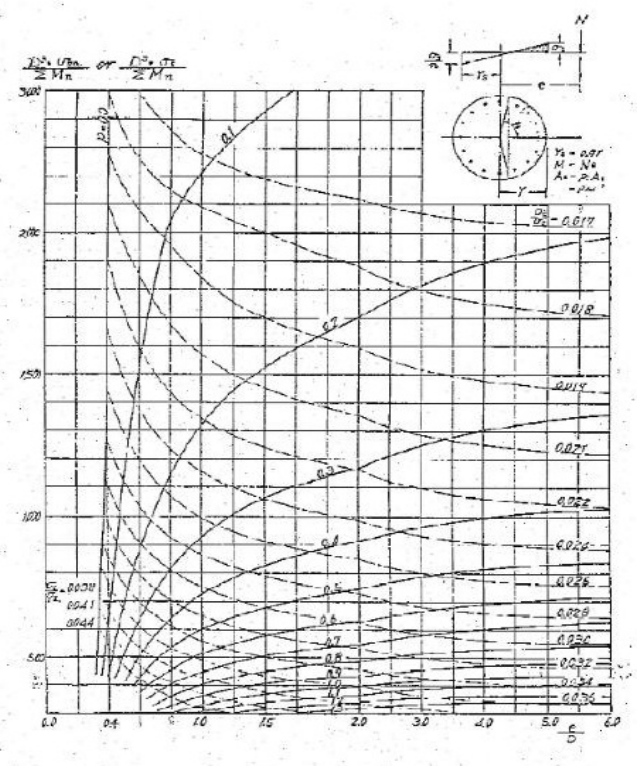
부도-11 부착식 기초계산도표



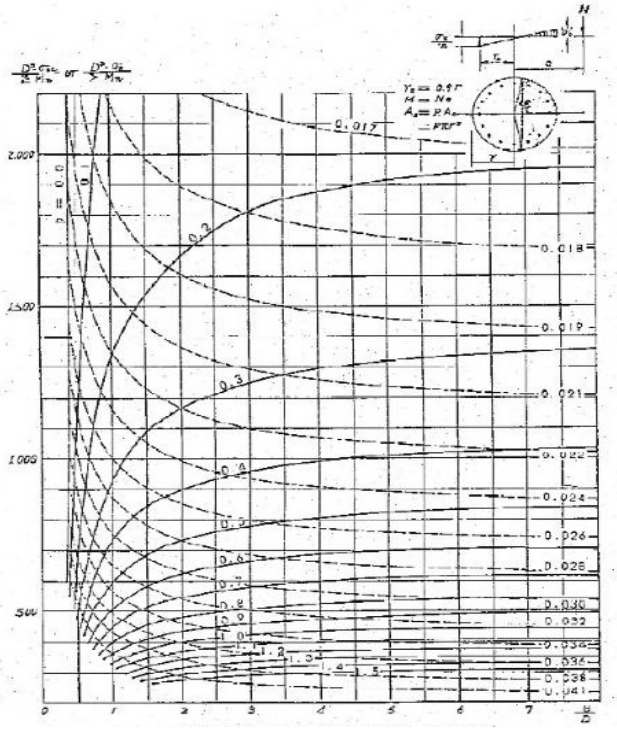
부도-12 기초 footing의 전단력 산정도표



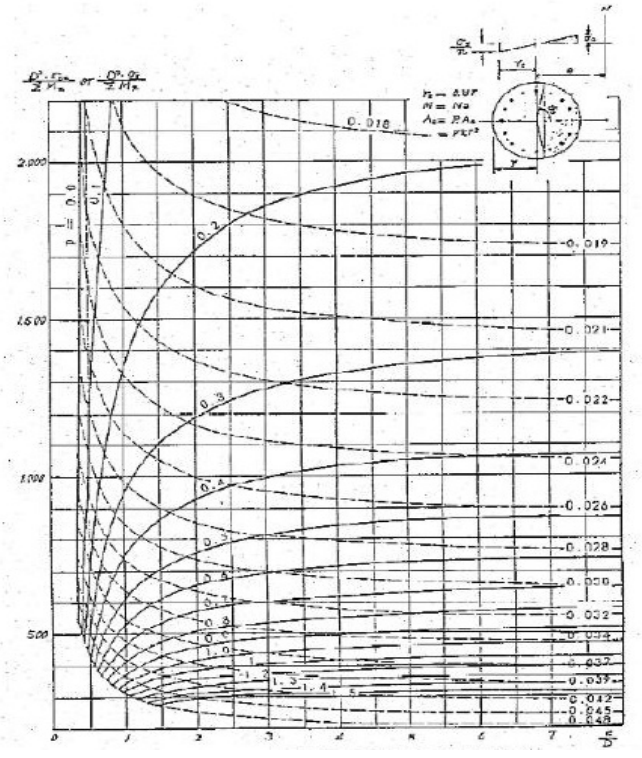
도-13 기초 footing의 모멘트 산정도표



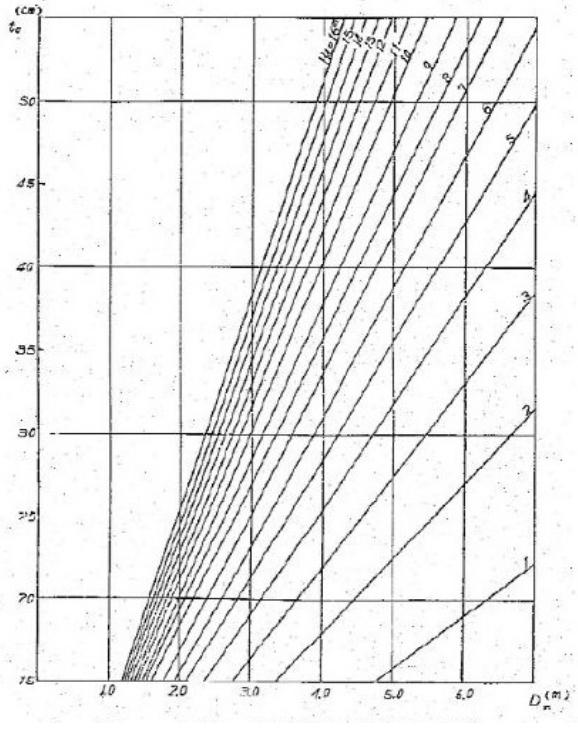
부도-14(A) 원형단면산정도표



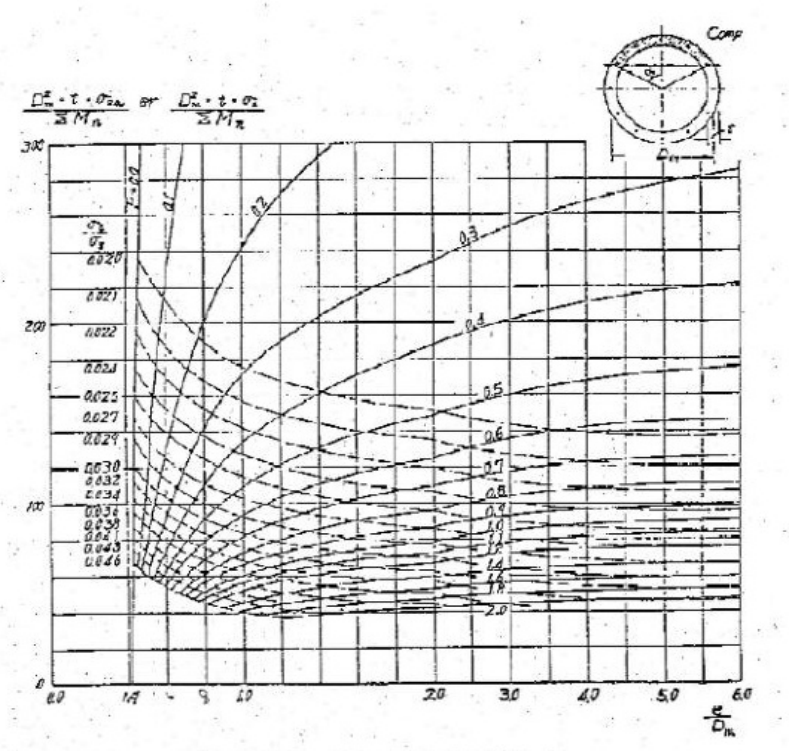
부도-14(B) 원형단면산정도표(τ_s=0.9τ)



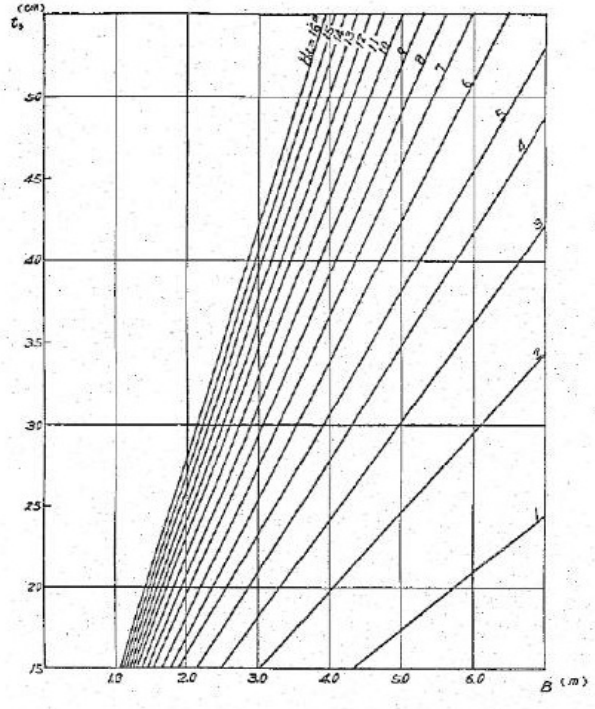
부도-14(C) 원형단면산정도표($\tau_s=0.8\tau$)



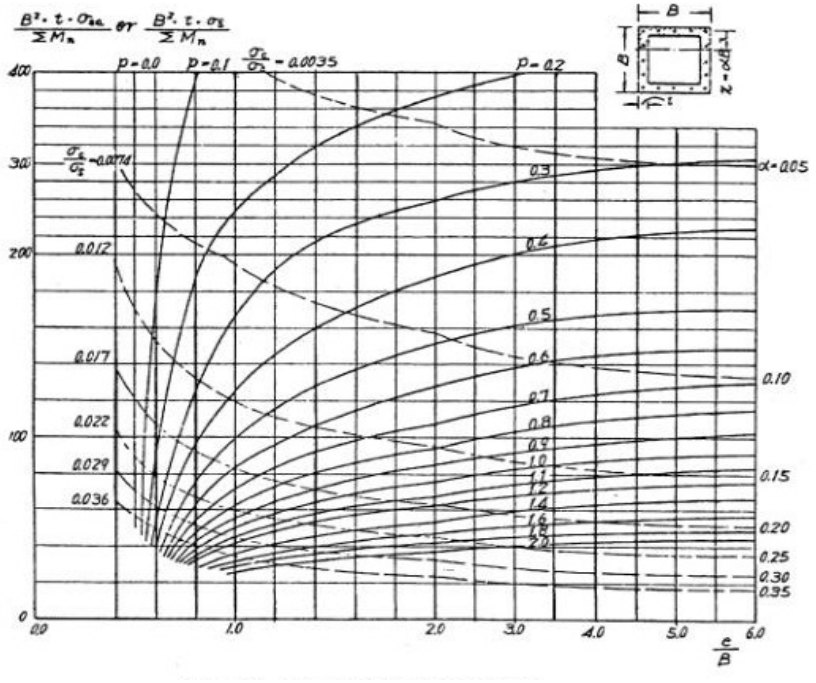
부도-15 원형단면의 필요두께(횡방향철근비 0.3%의 경우)



부도-16 원형단면산정도표



부도-17 중공직사각형단면의 필요두께(횡방향 철근비 0.3%의 경우)



부도-18 중공 직사각형단면산정도표

참 여 자 명 단

분 야		집필위원		심의위원	
		소속 및 직위	성 명	소속 및 직위	성 명
총괄		(주)서영엔지니어링 부사장	류혁근	(주)혜인이엔씨 고문	주재욱
		(주)항도엔지니어링 대표이사	안익성		
파랑		전남대학교 교수	이종인	한국해양대학교 교수	김도삼
조석		(주)지오시스템리서치 부사장	김태인	성균관대학교 교수	최병호
수역시설	수역시설	(주)세이프텍리서치 대표이사	공인영	한국해양수산연수원 교수	이동섭
	준설 및 매립	(주)도화엔지니어링 전무	박남홍	(주)유일종합기술단 실장	이명호
토질 및 기초		(주)알지오이엔씨 대표이사	이충호	부산대학교 교수	임종철
		한라대학교 교수	유건선		
콘크리트		영남대학교 교수	이재훈	경원대학교 교수	백인열
방식	방식	한국해양대학교 교수	문경만	(재)한국건설품질연구원 부원장	라윤강
	도장	도로교통연구원 차장	이창근		
외곽시설		(주)한국항만기술단 전무	고덕형	(주)대영엔지니어링 사장	정대연
		(주)세광종합기술단 전무	조충환	(주)한국항만기술단 사장	정민영
계류시설		(주)대영엔지니어링 전무	유병화	(주)한국종합기술 부사장	노병훈
		(주)항도엔지니어링 부사장	김광태	(주)세광종합기술단 사장	이진용
부두포장		도로교통연구원 책임연구원	이경하	경희대학교 교수	이석근
내진		한국과학기술원 교수	김동수	서울대학교 교수	김재관
		한국시설안전공단 수석연구원	배정주		
전문 및 기타 부두	전문부두	(주)한국항만기술단 전무	이화수	(주)세광종합기술단 사장	오세범
	어항시설	(주)세일종합기술공사 부사장	강석형	한국어촌어항협회 본부장	황철민
	마리나	(주)오션스페이스 사장	정 현	부경대학교 교수	지삼업
항로표지		해양수산부 서기관	김민철	강원도립대학교 교수	박재현
하역장비		(주)코리아테크인스펙션 부사장	심영석	인천항만공사 실장	함성진
전기		(주)한양K&E 대표이사	김홍인	두원공과대학교 교수	김세동
해외 항만 설계 기준 및 설계 사례	총괄	전남대학교 교수	이종인	현대건설(주) 상무	박구용
	설계외력·방파제	현대건설(주) 차장	고광오		
	블록식 안벽	삼성물산(주) 부장	이성환		
	케이슨식 안벽	현대건설(주) 차장	지환욱	삼성물산(주) 팀장	안성모
	잔교 식구조물	(주)에쓰이네스트 대표이사	남지현		
	해상자켓구조물	(주)매피스 대표이사	우찬조		
신뢰성 설계		한국해양과학기술원 연구위원	윤길림	서울대학교 교수	서경덕
		군산대학교 교수	김동현		

중앙건설기술심의위원회 심의위원

분 야	성 명	소 속 및 직 위
수 자 원 상 하 수 도 항 만	**심 재 설**	한 국 해 양 과 학 기 술 원 본 부 장
	조 용 식	한 양 대 학 교 교 수
	정 해 옥	(주) 도 화 엔 지 니 어 링 전 무
토 목 일 반	**심 명 섭**	(사)한국토목시공기술사협회 부 회 장
	박 세 훈	한 국 시 설 안 전 공 단 실 장
지 반	**김 동 수**	한 국 과 학 기 술 원 교 수
구 조	**김 현 길**	(주) 정 림 이 앤 씨 전 무

해양수산부 담당관

성 명	소 속 및 직 위
박 준 권	항만국장
이 규 용	항만국 항만개발과장
김 선 우	항만국 항만개발과 시설사무관
김 광 수	항만국 항만개발과 담당

1971년 제정
1979년 개정
1993년 개정
1999년 개정
2005년 개정

발 간 등 록 번 호
11-1192000-000184-14

항만 및 어항 설계기준·해설(상권)

발 행 일 : 2014년 04월

발 행 처 : 해양수산부 항만개발과

- 전 화 : 044-200-5941
- 팩 스 : 044-200-5929
- Website : http://www.mof.go.kr

관 련 단 체 : 한 국 항 만 협 회

- 전 화 : 02-2165-0094
- 팩 스 : 02-2165-0099
- Website : http://www.koreaports.or.kr

비 매 품 **이 책의 무단 복제를 절대 금합니다.**

1971년 제정
1979년 개정
1993년 개정
1999년 개정
2005년 개정

발 간 등 록 번 호
11-1192000-000184-14

항만 및 어항 설계기준·해설(하권)

발 행 일 : 2014년 04월

발 행 처 : 해양수산부 항만개발과

- 전 화 : 044-200-5941
- 팩 스 : 044-200-5929
- Website : http://www.mof.go.kr

관 련 단 체 : 한 국 항 만 협 회

- 전 화 : 02-2165-0094
- 팩 스 : 02-2165-0099
- Website : http://www.koreaports.or.kr

비 매 품 **이 책의 무단 복제를 절대 금합니다.**

1971년 제정
1979년 개정
1993년 개정
1999년 개정
2005년 개정

발 간 등 록 번 호
11-1192000-000184-14

항만 및 어항 설계기준·해설(부록)

발 행 일 : 2014년 04월

발 행 처 : 해양수산부 항만개발과

- 전 화 : 044-200-5941
- 팩 스 : 044-200-5929
- Website : http://www.mof.go.kr

관 련 단 체 : 한 국 항 만 협 회

- 전 화 : 02-2165-0094
- 팩 스 : 02-2165-0099
- Website : http://www.koreaports.or.kr

비 매 품 **이 책의 무단 복제를 절대 금합니다.**