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, 윈드서핑용 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 : 기준수준면(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 부두 보안설비에 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

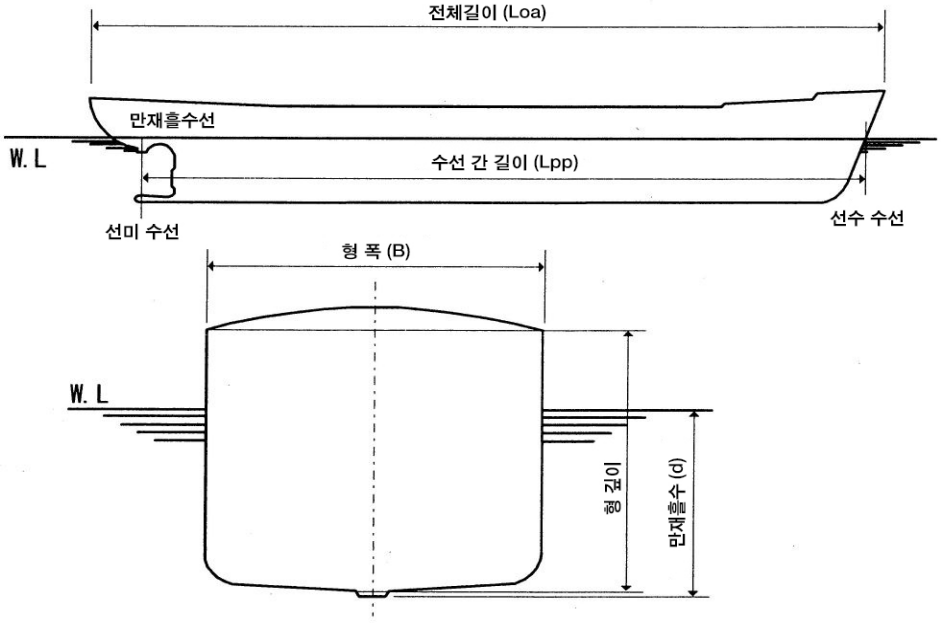
③ 배수톤수(displacement tonnage)
정지 상태에서 떠있는 선체가 배제하는 물의 양에 대한 톤수

(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)
일 반 어 선	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
양 식 어 선	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		2.7	92.6
			경사시 76.3			73.6
	3,000t해상크레인		직립시 85.8		3.6	82.2
			경사시 43.8			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

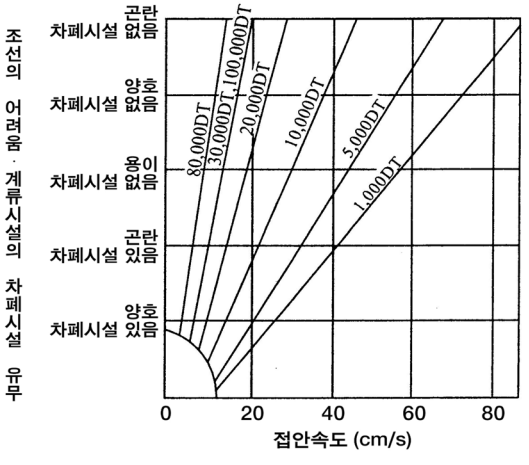
선박의 접안속도는 대상선박의 선형, 재화상태, 계류시설의 위치 및 구조, 기상 및 해상상황, 예인선의 유무, 크기 등을 고려하고, 실측값 또는 기왕의 접안속도 실측자료에 근거하여 정하여야 한다.

[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.

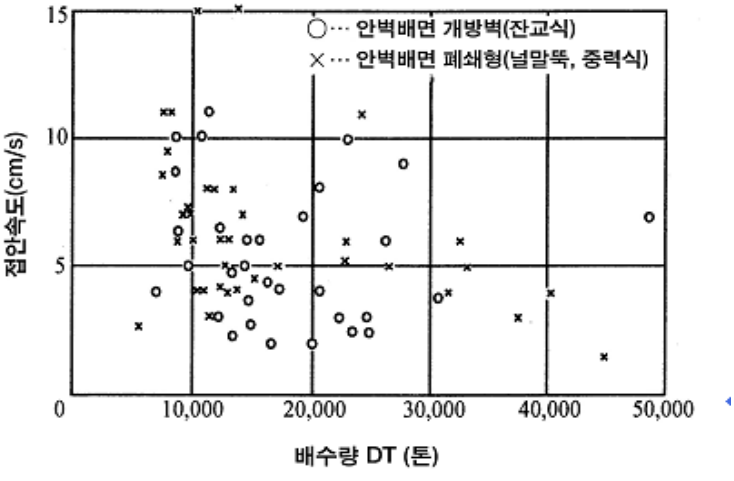
(3) 참고 그림 (2-2)는 경험적인 데이터에 의한 조선조건과 선박의 접안속도와의 관계를 표시한 것이며, 계류시설이 외해에 있을 때나 소형선에 대해서는 보다 큰 접안속도를 사용해야 함을 나타낸 것이다.



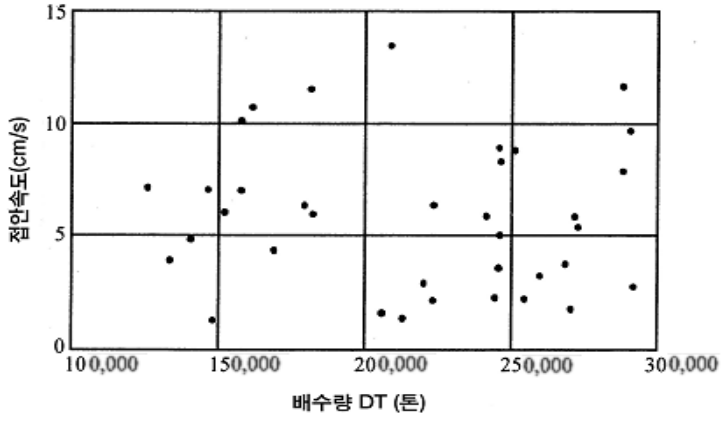
참고 그림 (2-2) 조선조건 및 선형과 접안속도와의 관계

(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.

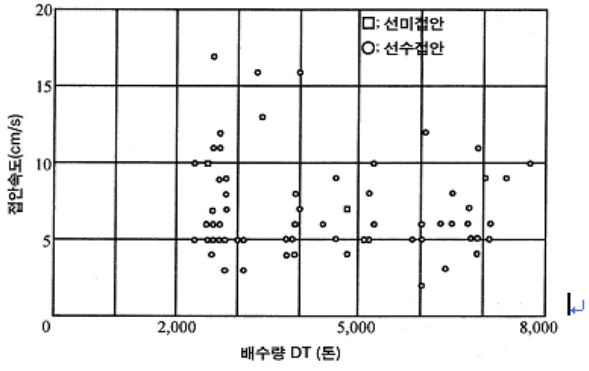
또한, 상기의 조사결과에 의하면 선박의 재화상태가 접안속도에 많은 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 즉, 만재상태에서 여유수심이 적으면 접안속도가 적고 반대로 경화 상태로 여유수심이 많으면 접안속도가 큰 경향이 있다.



참고 그림 (2-3) 일반화물선의 접안속도와 배수량



참고 그림 (2-4) 대형탱커의 접안속도와 배수량

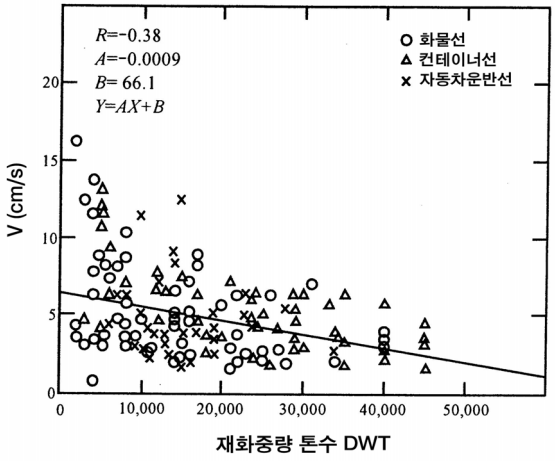


참고 그림 (2-5) 페리의 선축방향 접안속도와 배수량

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



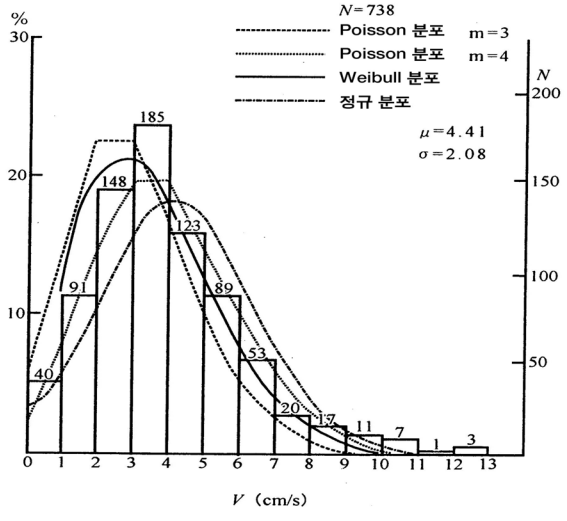
참고 그림 (2-6) 재화중량톤수와 접안속도의 관계

(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.

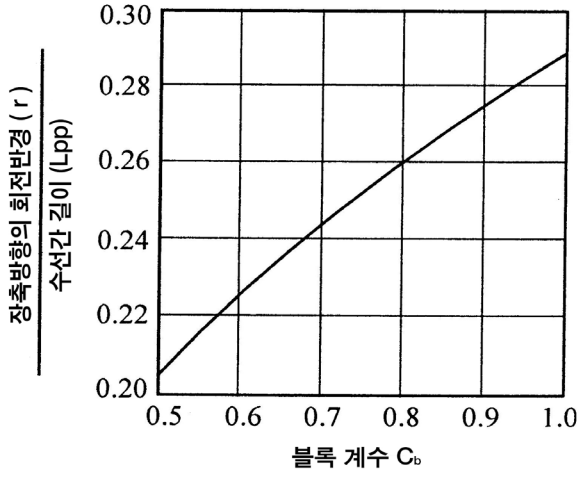
$$r = (0.19C_b + 0.11)\, L_{pp}$$

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(㎥), 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

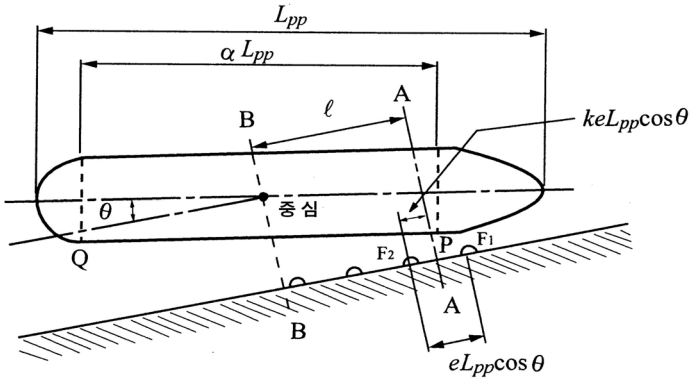
L_2 : 선박이 방충재 F_2에 접촉할 때의 계류시설에 평행하게 측정한 접촉점에서 선박의 중심까지의 거리

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.

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

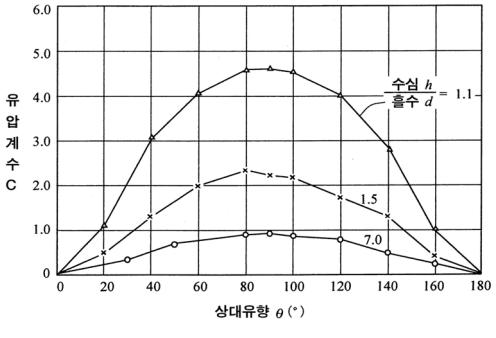
여기서, R : 유체압력(kN)
ρ_o : 해수의 밀도(t/㎥), (표준값 : ρ_o = 1.03t/㎥)
C : 유압계수
V : 유속(m/s)
B : 흘수선 밑의 선체 측면 투영면적(㎡)

(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 ~ 150 ton 미만	30
50 ton 이상 ~ 1100 ton 미만	50
100 ton 이상 ~ 1200 ton 미만	70
200 ton 이상 ~ 1500 ton 미만	150
500 ton 이상 ~ 11,000 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.

$$R = 7.7R_o T^{0.5}$$ 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.

$$P = 83D^{0.33}$$ 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(°)

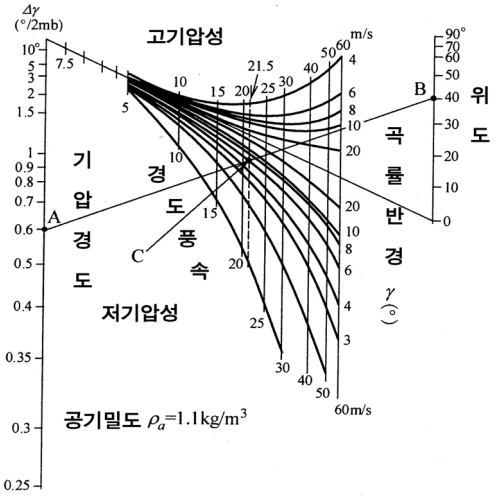
ρ_a : 공기의 밀도(kg/m^3)

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.

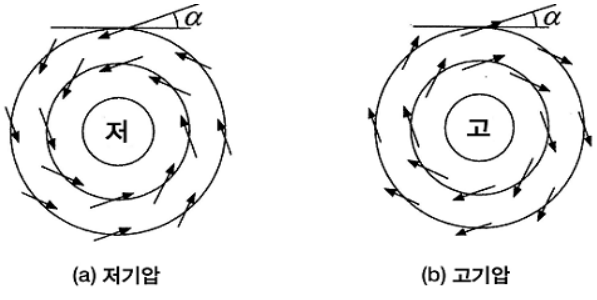
③ 경도풍의 산정은 참고 그림 (3-1)의 경도풍산정 노모그래프(nomograph)를 이용하면 편리하다. 이는 ρ_a = 1.1kg/㎥을 가정한 것이다.

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.

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

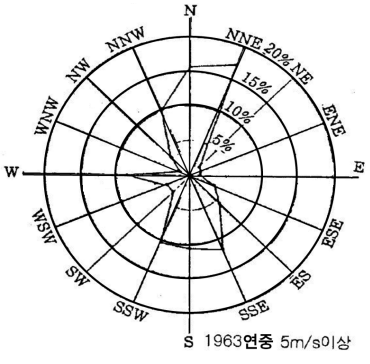
여기서, U_h : 높이 h에서의 풍속(m/s)
U_o : 높이 h_o에서의 풍속(m/s)

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.

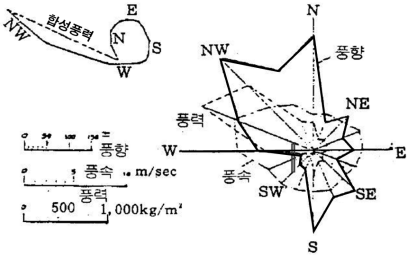
(5) 풍속과 풍향
① 항만시설물의 계획에 사용되는 풍속과 풍향을 실측값에서 추정한다.
② 구조물 또는 선박에 사용하는 바람의 자료는 30년 이상의 기간에 걸쳐서 실측한 자료에서 구한다.
③ 설계심해파를 태풍에서 계산할 때에는 계산식에서 추정한다.
④ 풍향은 참고 그림 (3-3)과 같이 16방위로 표시한다.
⑤ 풍향은 방파제와 같이 외곽시설의 설치 위치와 방향을 정할 때 파향과 거의 같기 때문에 중요한 요소가 된다. 항구의 방향과 위치는 특히 최다풍향을 고려하여 결정하여야 한다.
⑥ 풍향은 풍향도를 표시하고 풍향도에는 전년풍향도(全年風向圖), 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]

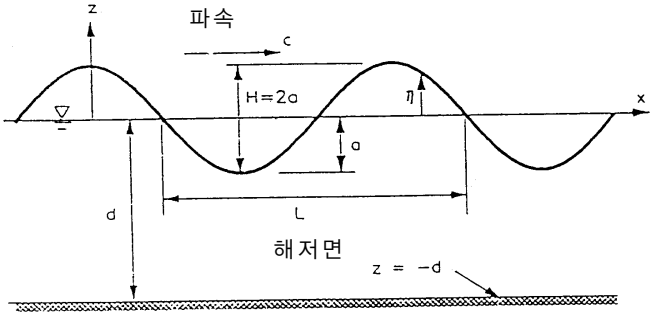
(1) 미소진폭파 이론

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.

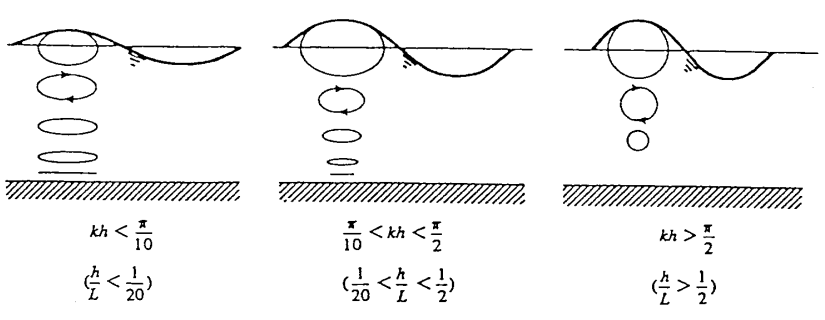
$$n = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh\frac{4\pi h}{L}}\right) \qquad \text{참고 (4-11)}$$

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

$\dfrac{h}{L} < \dfrac{1}{20}$ 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 $\dfrac{1}{2} < \dfrac{h}{L} < \dfrac{1}{20}$ 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)

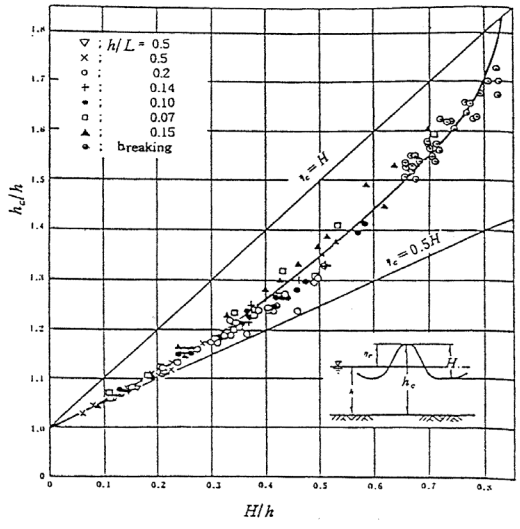
주기 (s) / 수심 (m)	2.2		2.4		2.6		2.8		3.0		3.2		3.5		4.0	
	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)	파장 (m)	파속 (m/s)
0.1	2.15	0.98	2.35	0.98	2.55	0.98	2.75	0.98	2.95	0.98	3.15	0.98	3.45	0.99	3.95	0.99
0.2	3.00	1.36	3.28	1.37	3.57	1.37	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.

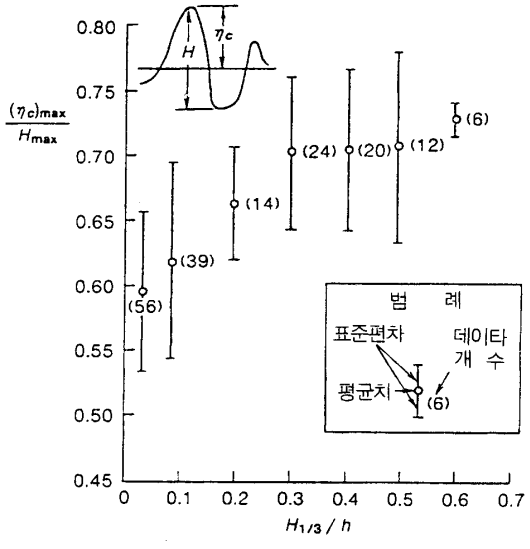
미소진폭파 이론식을 사용하여 계산할 때 오차는 파형경사 H/L 및 상대수심 h/L에 의하여 변한다. 특히 해상구조물과 잔교식 구조물 등의 설 계시에는 미소진폭파 식은 상당한 오차를 유발하여 부적절하므로 유한진폭파 식을 사용하여야 한다. 유한진폭파 식도 파형경사 및 상대수심에 따라 여러 가지 이론이 있어 적합한 이론을 사용해야 하나, 수치모형인 푸리에 시리즈 파랑이론(Fourier series wave theory)은 상대수심의 전체 범위에 걸쳐 한계파고까지 파랑특성을 계산할 수 있다(참고 ACES Technical Ref., 1992).

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

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

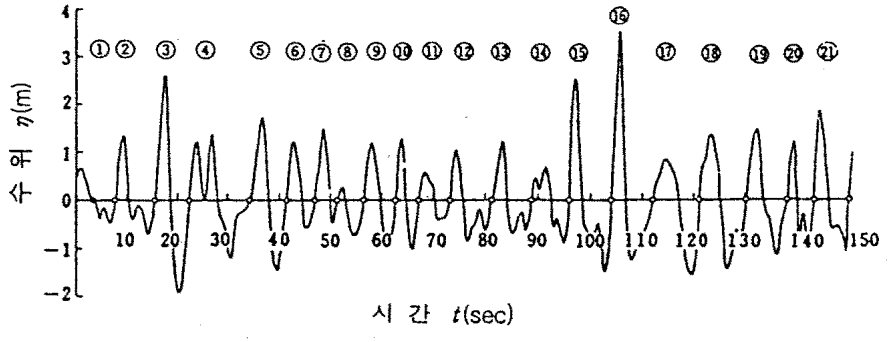
여기서, $\overline{H} = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} H_i$이며, N은 측정기간의 파랑 개수이고, H_i는 개별 파고(참고 그림 (4-5))이다.

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.

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

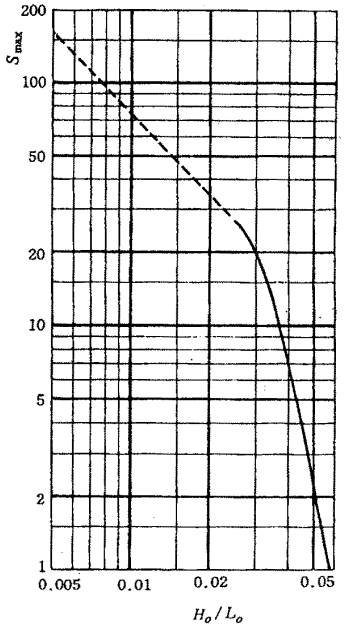
$$f \le f_m \text{일 때}, \quad S = S_{\max}\left(\frac{f}{f_m}\right)^{5} \qquad \text{해설 (4-5)}$$

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

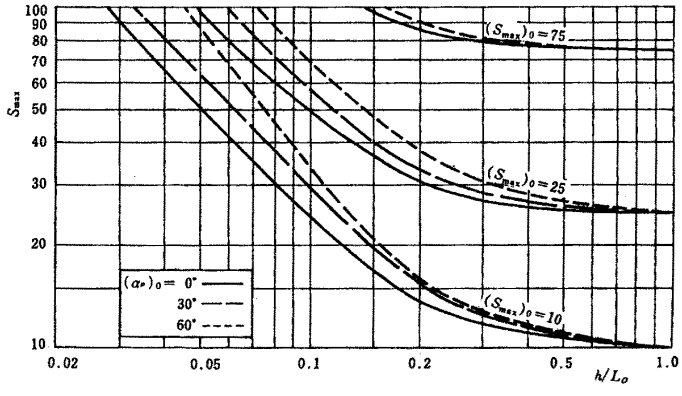
$$f_m = 1 \ / \ (1.05\, T_{H_{1/3}}) \qquad \text{해설 (4-6)}$$

(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 파랑모델에 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

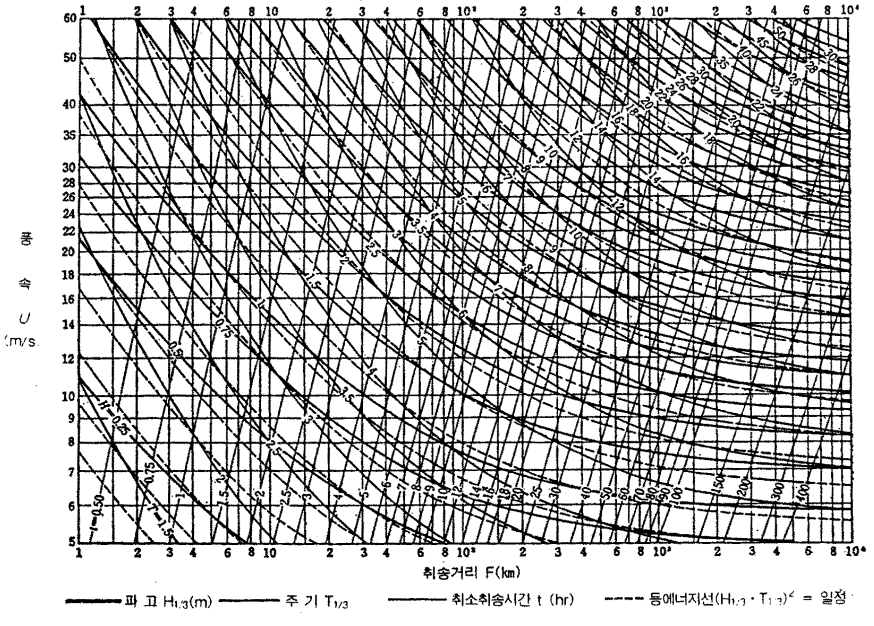
가. 일 반

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.

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

$$\frac{gT_{1/3}}{2\pi U} = 1.37\left[1 - \frac{1}{\left\{1 + 0.008\left(\frac{gF}{U^2}\right)^{1/3}\right\}^{Z5}}\right] \qquad \text{참고 (4-19)}$$

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

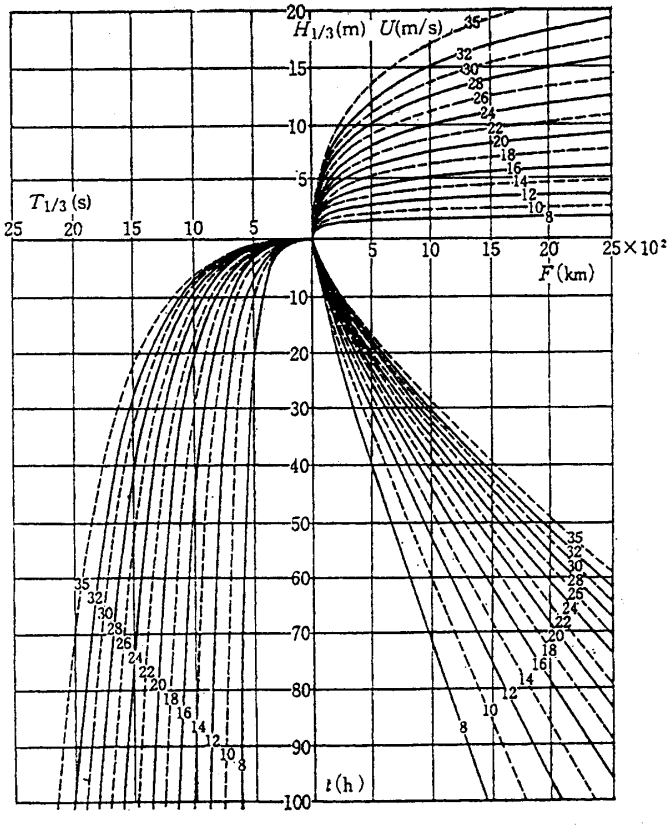
파의 발달에 대한 수심의 영향(해저마찰에 의한 에너지의 손실)을 고려한 방법으로는 사까모토(坂本)-이지마(井島)법 등[사까모토(坂本) 등, 1960 ; 이지마(井島)법, 1968 ; 이지마(井島)법 등, 1967]이 있다. 유의파의 주기는 유의파의 파고와 식 참고 (4-20)의 관계에서 성립되는 것을 경험적으로 말할 수 있다. 단, 이 식은 풍역내(風域內)의 파에 대한 것이다.

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

여기서,

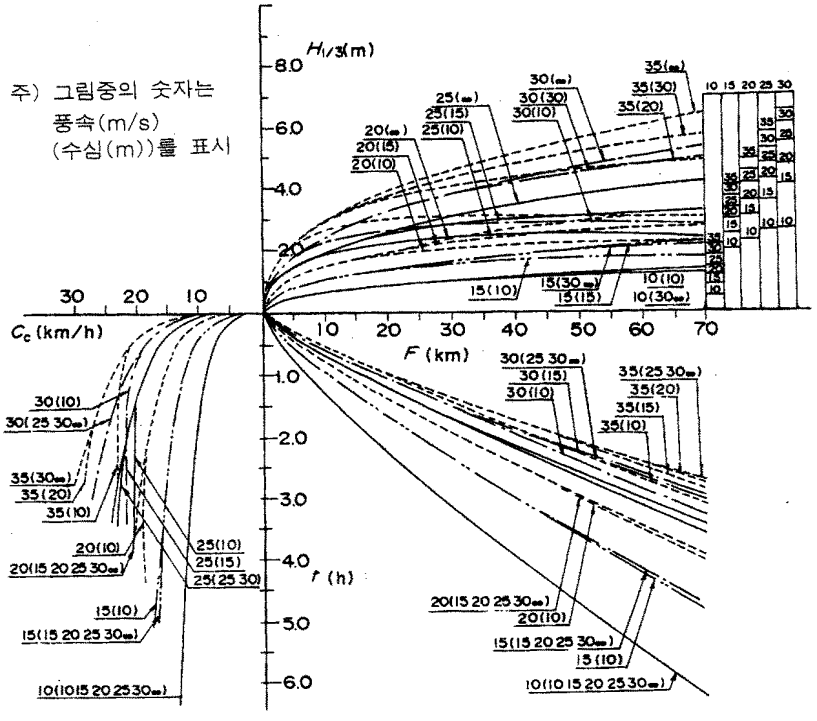
$H_{1/3}$: 유의파고(m)

$T_{H1/3}$: 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.

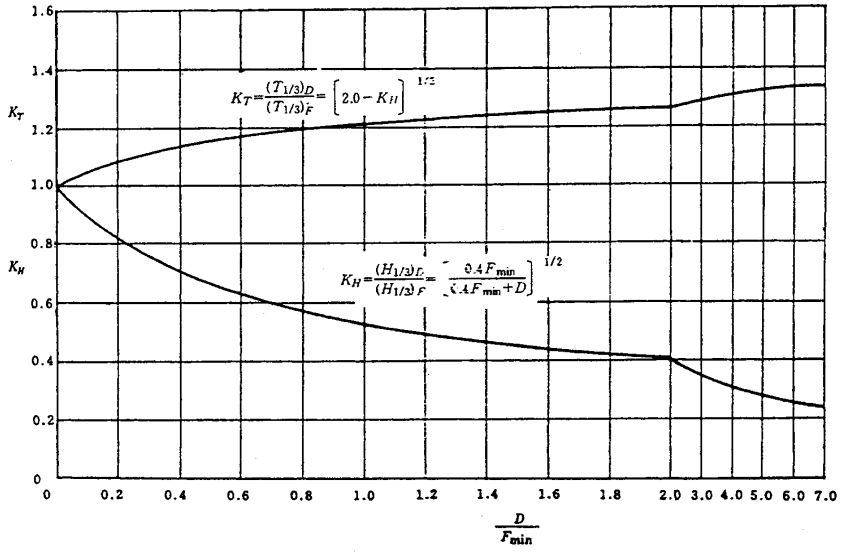
[해 설]

(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,

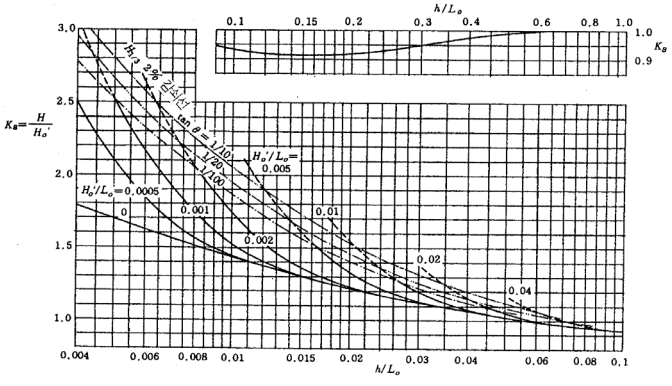
L_o, C_o, H_o : 심해파의 파장(m), 파속(m/s) 및 파고(m)

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.

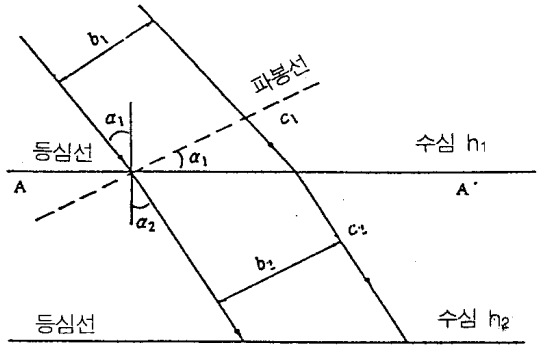
$$\frac{\partial k \sin\alpha}{\partial x} - \frac{\partial k \cos\alpha}{\partial y} = 0 \qquad \text{참고 (4-23)}$$

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.

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

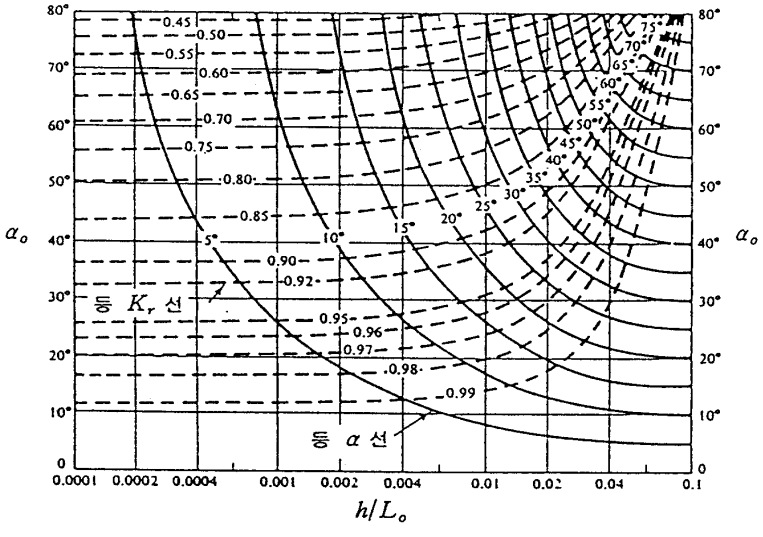
또한 두 파향선 사이의 y방향 거리는 같으므로

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



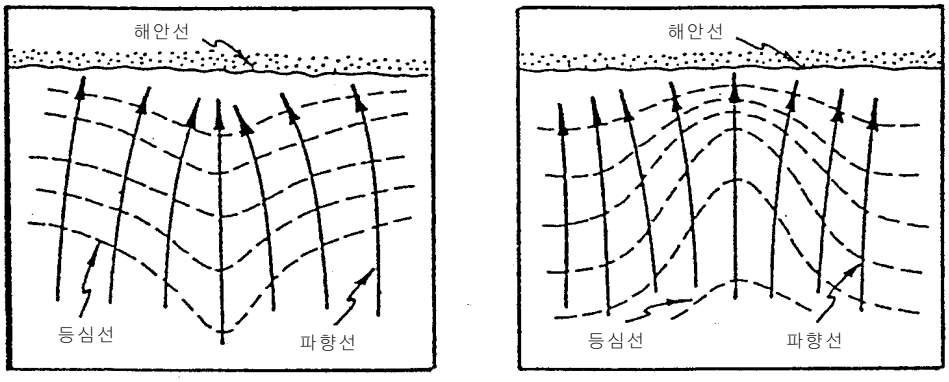
참고 그림 (4-10) 평행한 등심선에서 파랑굴절(Snell 법칙)

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



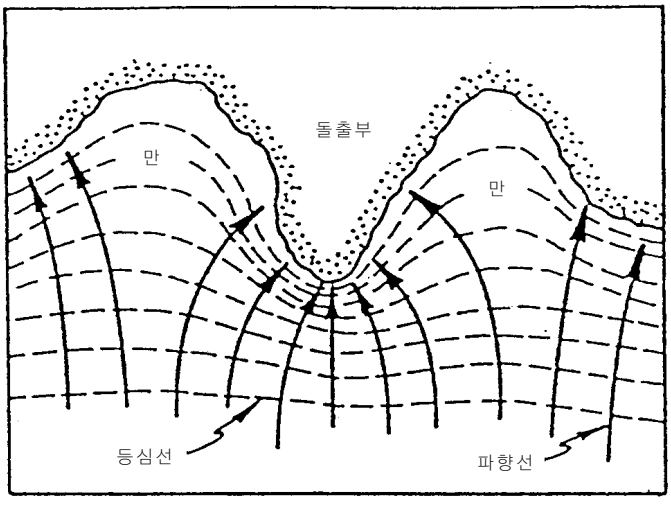
참고 그림 (4-11) 직선 평행해안에서의 굴절계수

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.

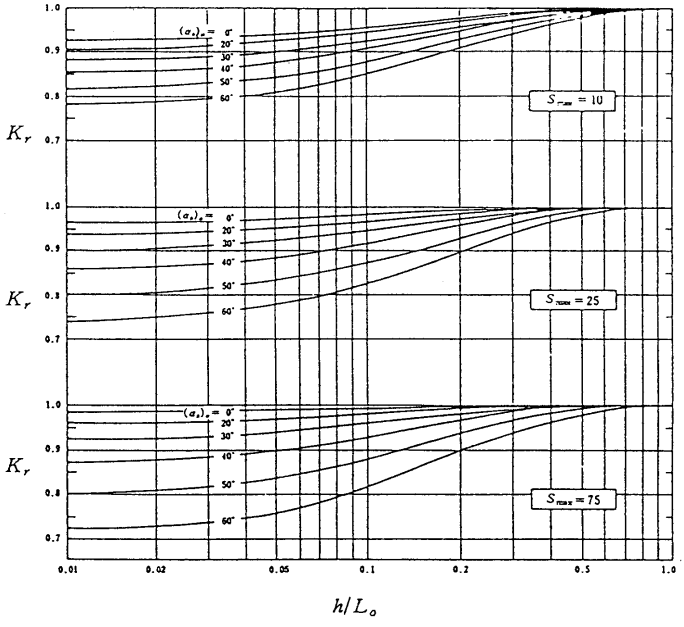
③ 해안선에 평행한 직선 등심선을 갖는 해안에서는 규칙파의 계산 결과를 이용할 수 있다.

(3) 불규칙파에 의한 굴절 계산

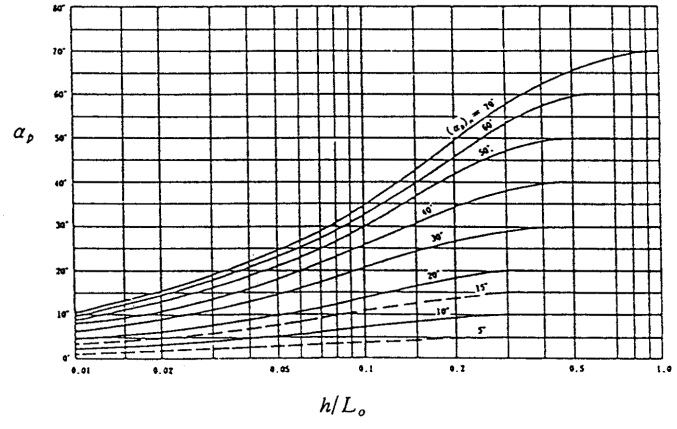
① 불규칙파에 대한 굴절 계산으로는 파의 방향 스펙트럼을 적절한 개수의 성분파로 분할하여 각 성분파에 대해 완경사방적식을 풀어서 불규칙파의 굴절계수를 구하는 성분파법(예: Chae and Jeong, 1992)과 파의 에너지 평형방정식을 차분화하여 직접 계산하는 방법(다까야마(高山) 등, 1981)이 있다.

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.

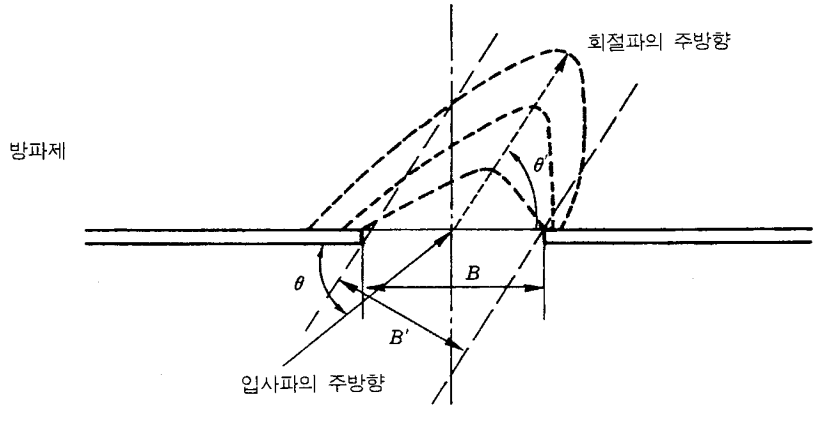
$$K_d = H_d / H_i$$

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.

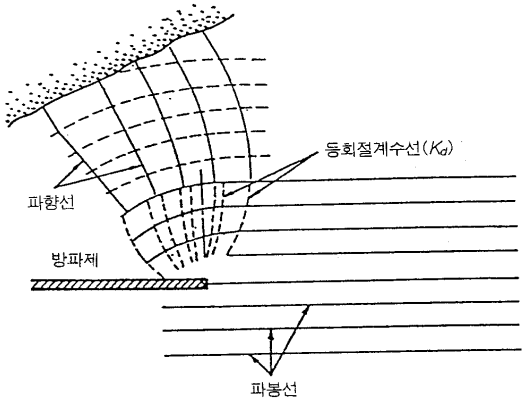
(11) 파고가 매우 큰 폭풍 시에는 항입구로 쇄파가 침입하는 경우가 있는데 이때에도 앞에서 언급한 회절도를 이용하여 항내파고를 산정하면 좋다. 단, 쇄파가 생기는 경우에는 파 에너지의 방향 집중도가 크게 되기 때문에 방향집중도 계수 S_{max}의 값이 75 이상의 회절도나 규칙파의 회절도를 이용한다.

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 감쇠율 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

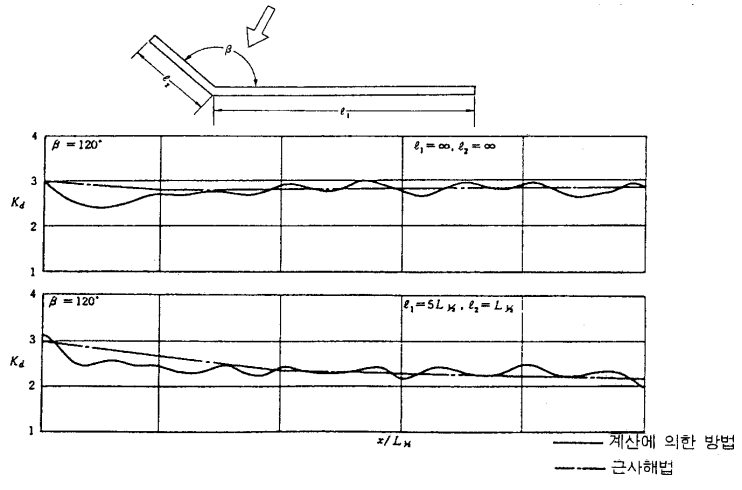
[2] 오목부, 방파제 두부(頭部) 부근 및 도제(島堤) 주변에서의 파랑변형

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.

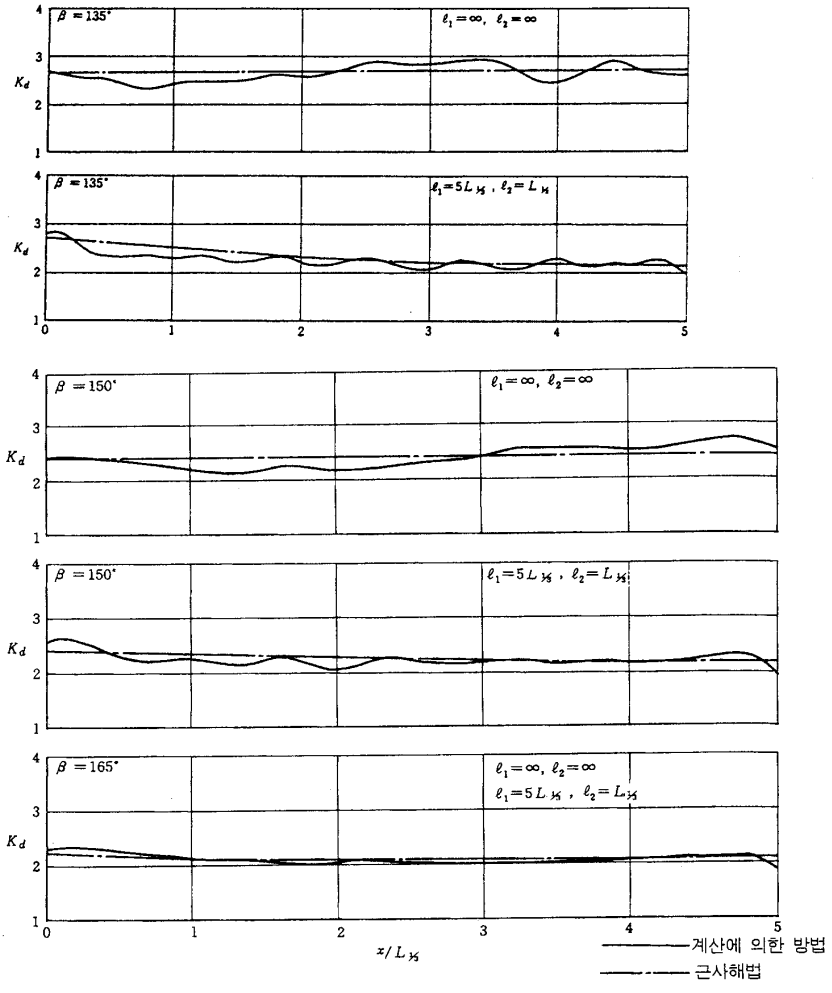
[참 고]

(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.

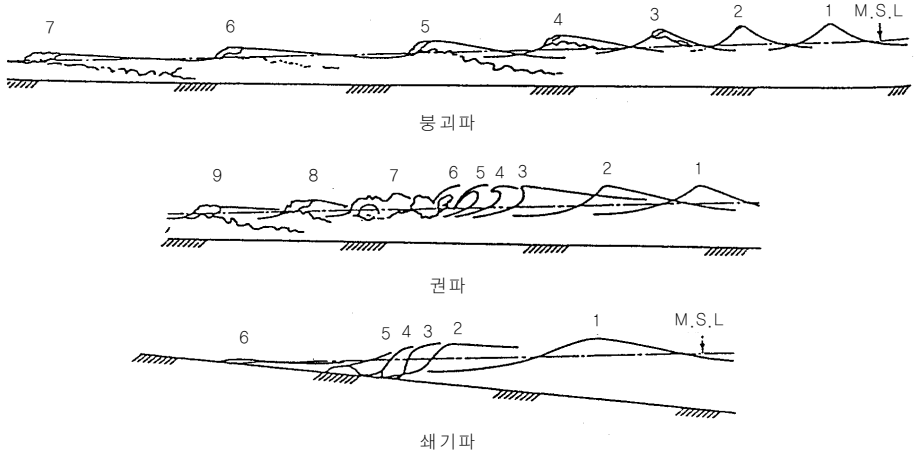
4-5 쇄 파

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.

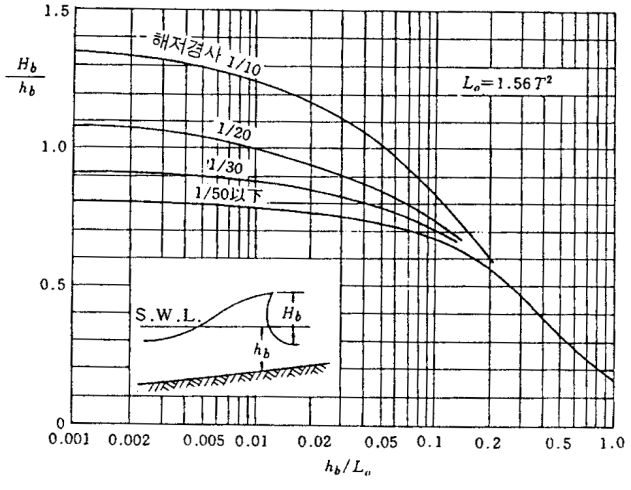
[참 고]

(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.



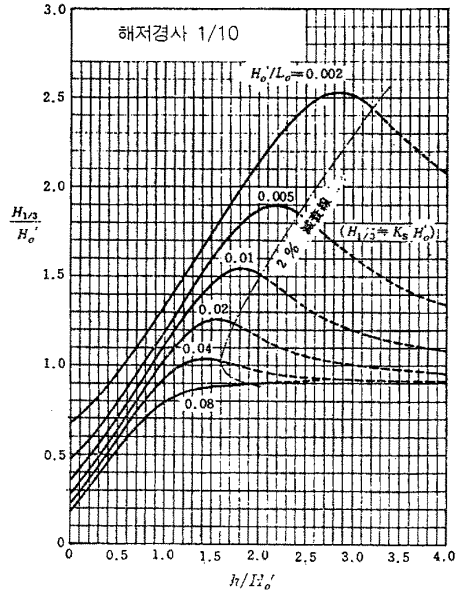
참고 그림 (4-17) 규칙파의 쇄파한계파고(Goda(合田), 1970)

4-5-3 쇄파에 의한 파고변화

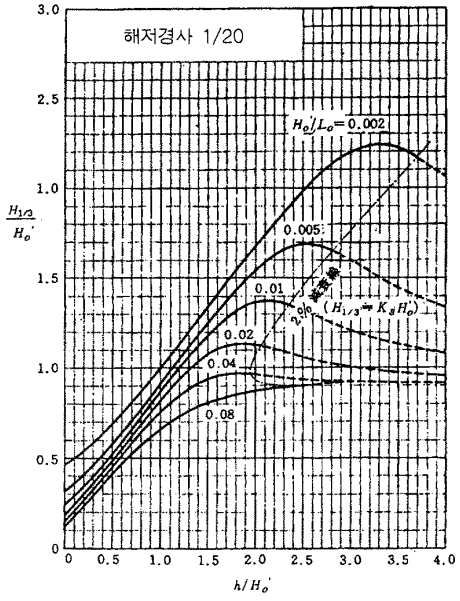
수심이 환산심해파 파고의 약 3배 이하의 지점에서는 쇄파에 의한 파고 변화를 고려하여야 한다. 쇄파에 의한 파고 변화의 산정에는 파랑의 불규칙성을 고려하는 것을 표준으로 한다.

[참 고]

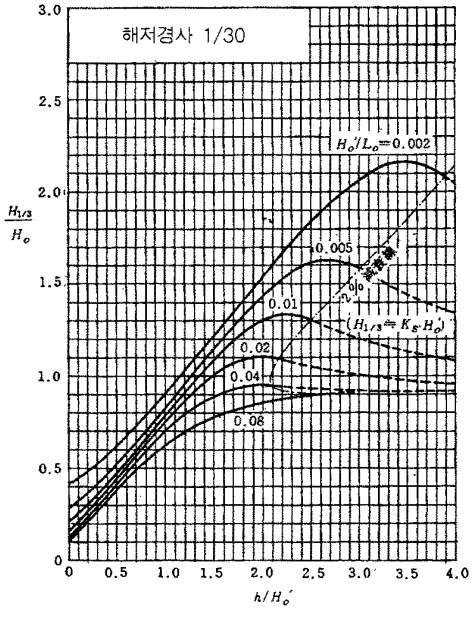
(1) 쇄파에 의한 파고 변화는 참고 그림 (4-18 a~e) 혹은 참고 그림 (4-19 a~e)에 의해 구하며 이 그림은 Goda(合田, 1975)의 쇄파 이론으로 계산한 불규칙파의 파고 변화를 나타낸 것이다.



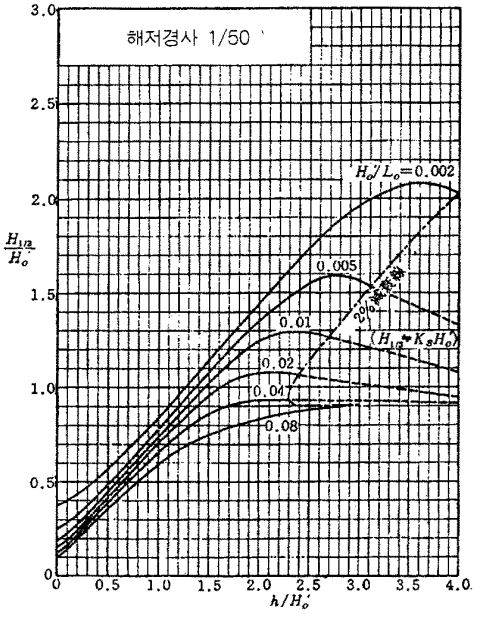
참고 그림 (4-18a) 쇄파대 내의 유의파고 산정도



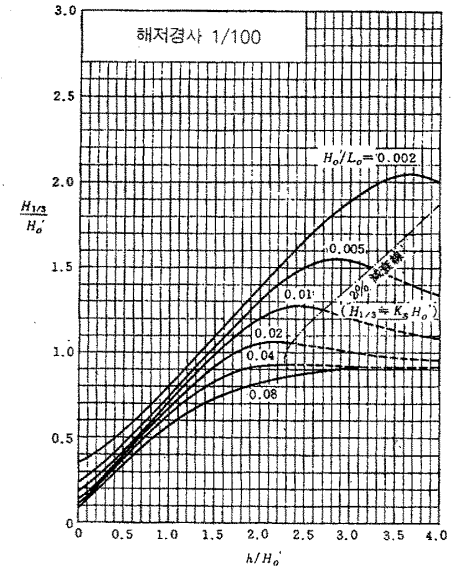
참고 그림 (4-18b) 쇄파대 내의 유의파고 산정도



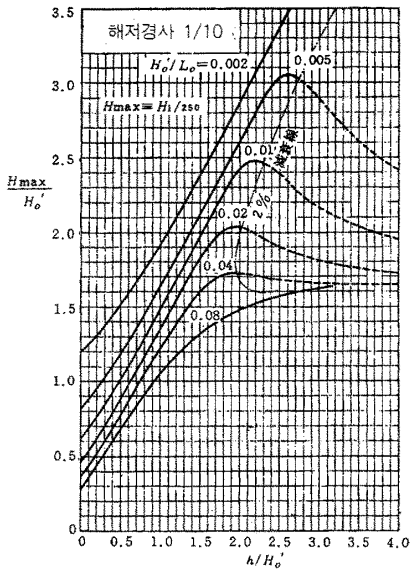
참고 그림 (4-18c) 쇄파대 내의 유의파고 산정도



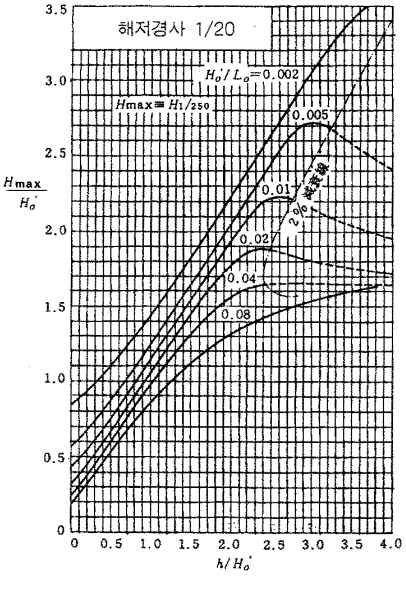
참고 그림 (4-18d) 쇄파대 내의 유의파고 산정도



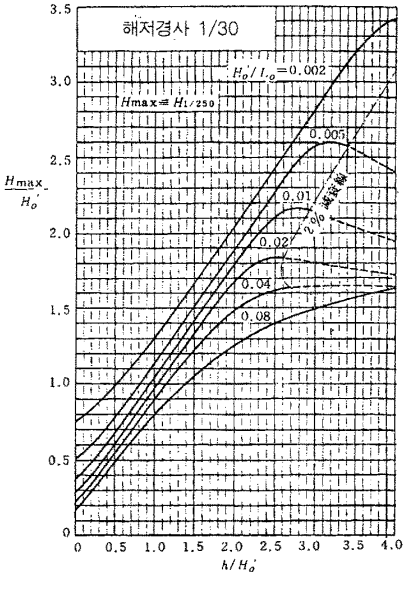
참고 그림 (4-18e) 쇄파대 내의 유의파고 산정도



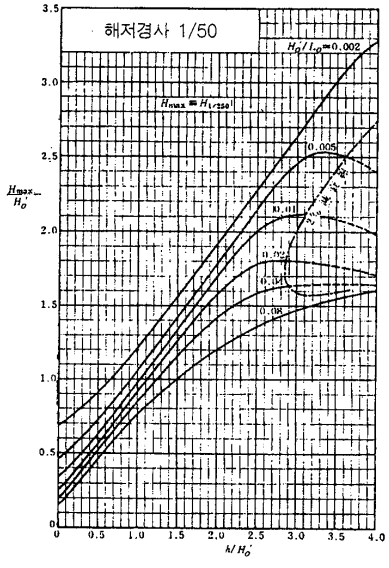
참고 그림 (4-19a) 쇄파대 내의 최대파고 산정도



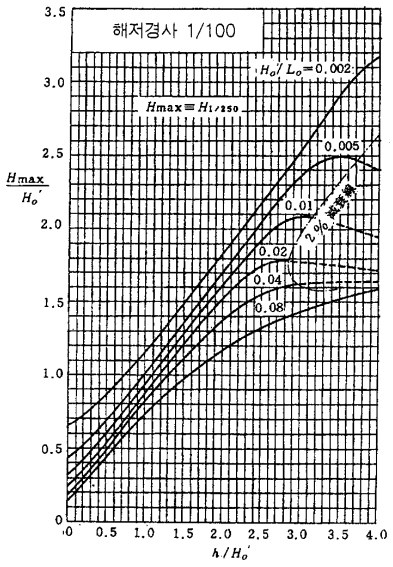
참고 그림 (4-19b) 쇄파대 내의 최대파고 산정도



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.

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

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.

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

여기서,

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

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

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

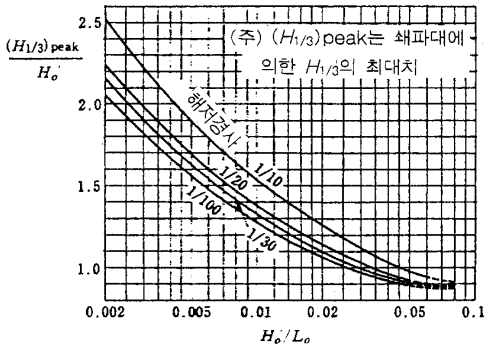
4-5-4 쇄파고와 쇄파수심

진행파의 쇄파고와 쇄파수심은 적절한 방법에 의해 구한다.

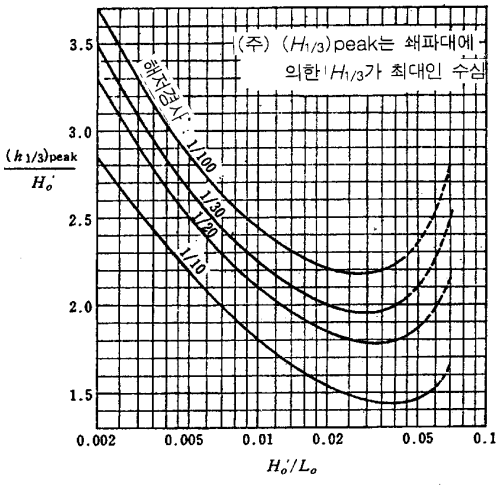
[참 고]

(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.

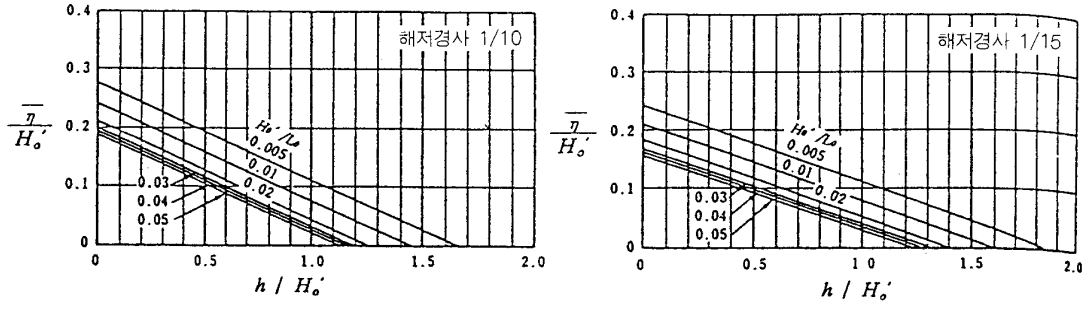
(2) 해안에서의 평균수면 상승은 파랑전파시 에너지가 파랑과 함께 전파될 뿐만 아니라 해수도 파랑의 전파방향으로 움직이게 되어 이에 의한 운동량의 수송이 이루어진다.
운동량은 파랑에 의해 결정되는데 이를 방사응력(radiation stress)이라 하며, 파고가 작은 해안선 부근에서는 작아져 운동량은 장소에 따라 변하게 된다(Longuet-Higgine and Stewart, 1962). 운동량의 차이와 평균해수면 경사에 의한 정수압의 차가 균형을 이루게 되어 해안 쪽으로 평균수면이 상승한다.

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

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

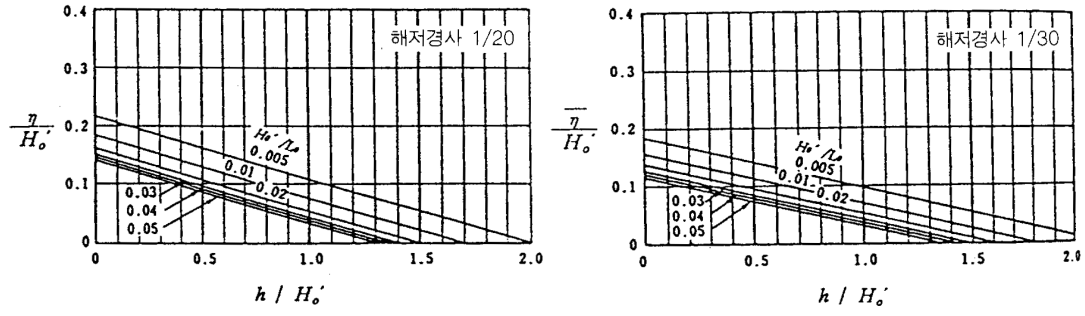
여기서, $\overline{H^2}$은 불규칙파군 중의 파고 자승의 평균값이다. 파고는 수면상승에 의해 변하기 때문에 파고와 수면변화를 동시에 관련시켜 계산한다.

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

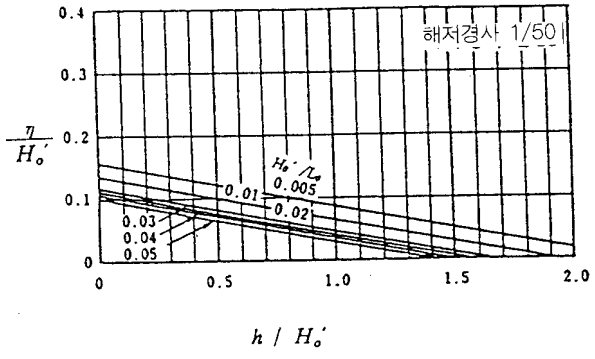


a) 해저경사 1/10　　b) 해저경사 1/15

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.

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

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.

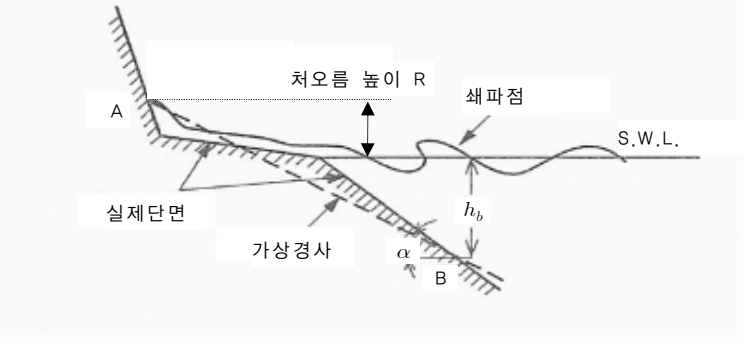
① 복단면으로 간주할 수 있는 경우의 제체에 대한 파랑의 처오름높이는 다음과 같이 구한다.

가. 심해파의 특성에서 쇄파점 B 를 구한다.

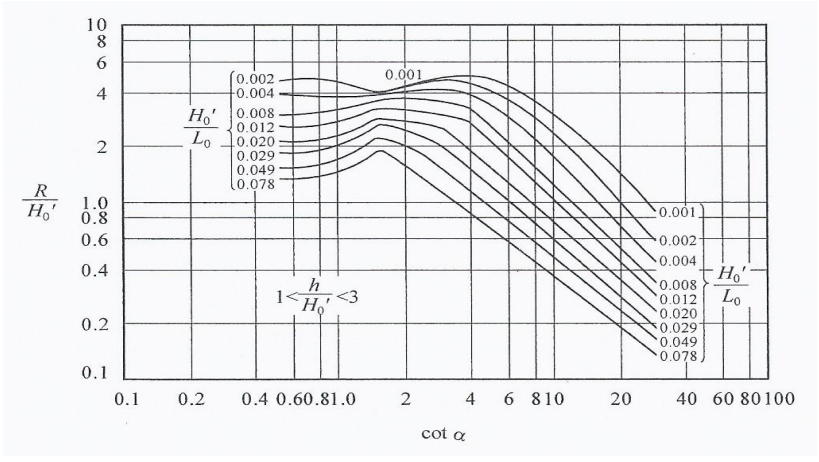
나. 다음으로 파랑의 처오름높이 R을 가정하여, 그 점 A와 쇄파점 B를 잇고, 이것을 가상경사 cot α 로 한다.

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.



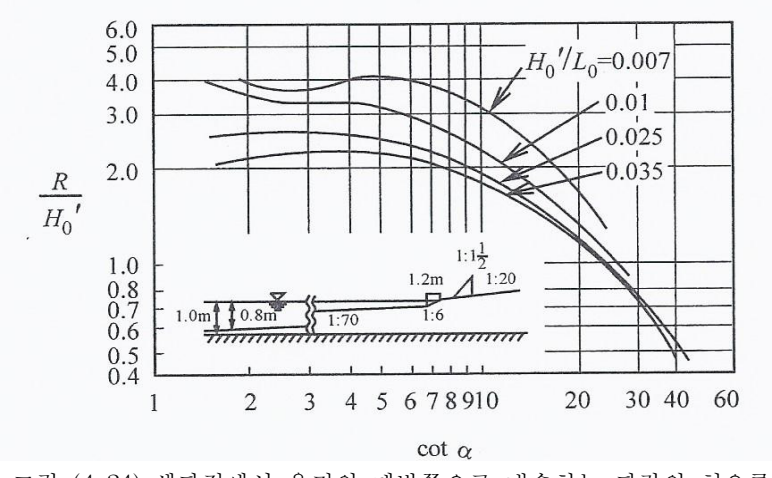
참고 그림 (4-22) 복단면과 가상경사



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

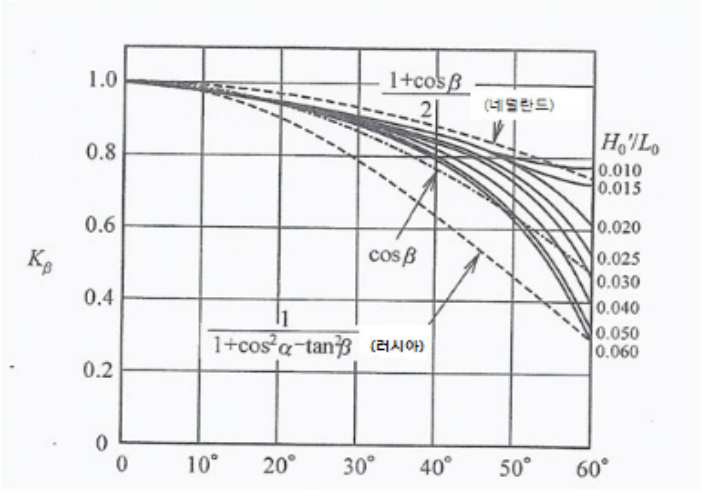
참고 그림 (4-25)는 입사파의 파봉선과 제체기준선이 β 각도를 이룰 때의 입사방향계수 K_β (β =0에서 파랑이 직각으로 입사할 때의 처오름높이에 대한 각 각도에서의 처오름높이비)와 각도 β 와의 관계를 나타낸 그림이며, 이것으로 파랑의 입사각이 처오름높이에 미치는 영향을 추정하는 것이 가능하다.

(7) 소파공의 효과

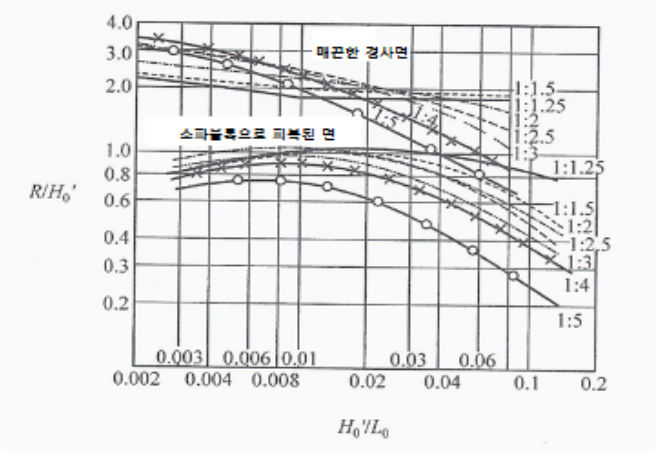
제체전면을 소파블록으로 완전히 피복하면 파랑의 처오름높이를 상당히 감소시킬 수 있으며, 참고 그림 (4-26)은 그 일례를 나타낸 것이다. 하지만 소파공의 설치방법에 의해 그 효과는 현저히 변화하므로 일반적으론 모형실험으로 처오름높이를 결정하는 것이 바람직하다.

(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.

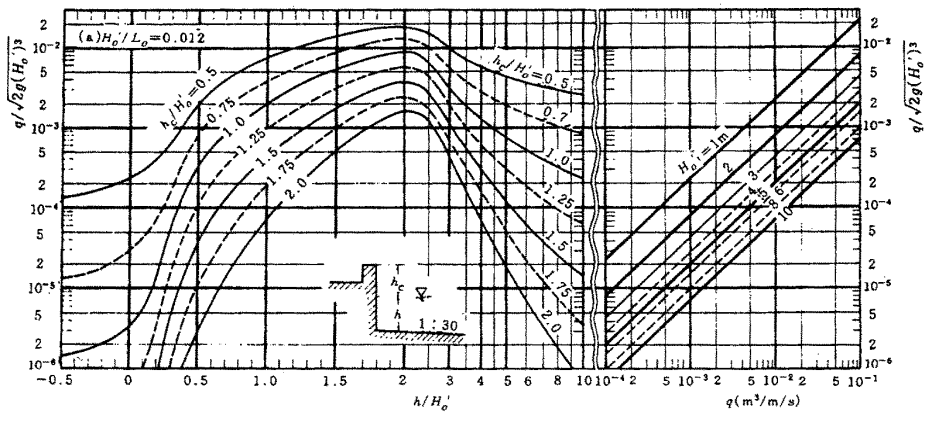
[해 설]

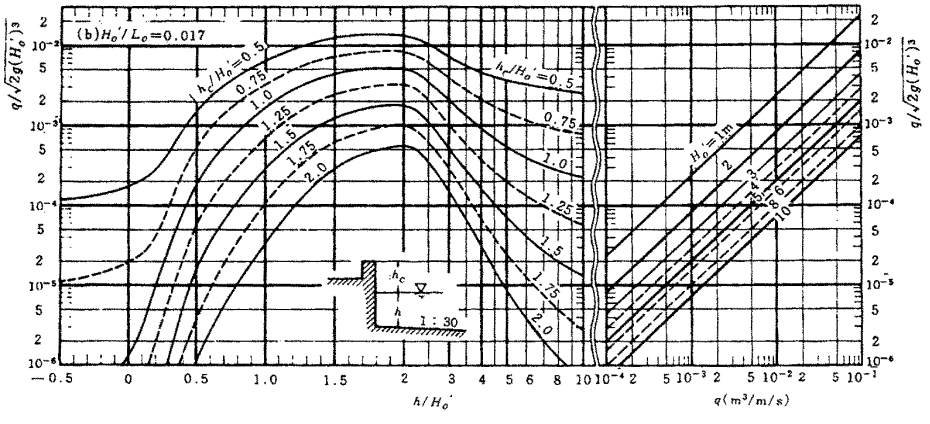
월파량을 수리모형실험에서 추정할 경우 실험파는 불규칙파를 사용하나 불규칙파의 실험을 할 수 없는 경우는 규칙파의 실험에서 산정할 수 있으며, 이 경우 사용하는 주기는 유의파 주기로 한다. 월파량은 월파한 물의 단위폭당 부피이고 월파유량은 단위시간당 월파한 물의 단위폭당 부피이다.

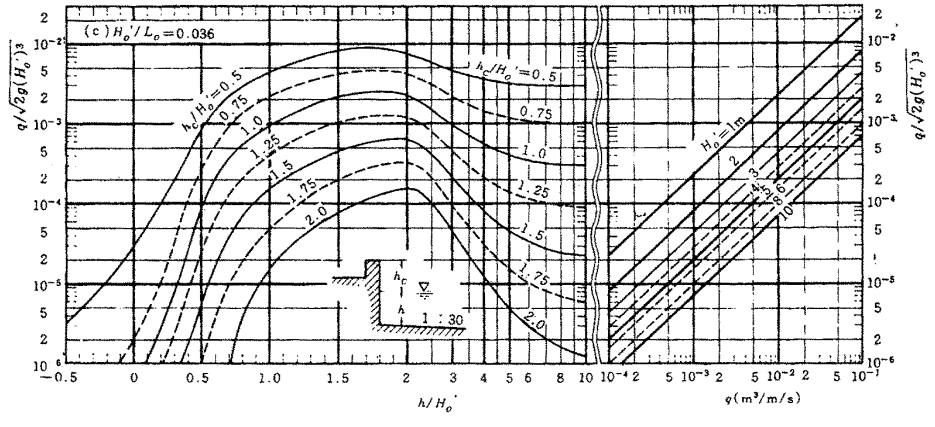
[참 고]

(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.

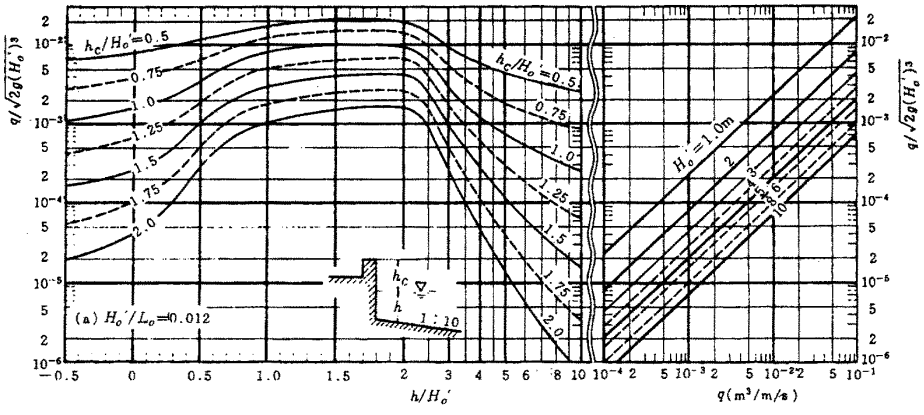
(2) 단순한 형상의 직립 및 소파호안에 대하여는 불규칙파의 실험에 의해 작성한 참고 그림 (4-27)~참고 그림 (4-30)을 사용하여 월파량을 추정하여도 좋다(Goda(合田) 등, 1975).

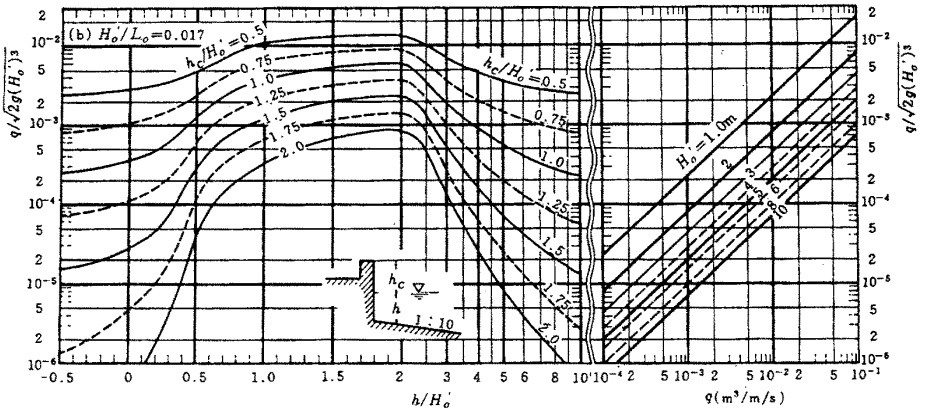


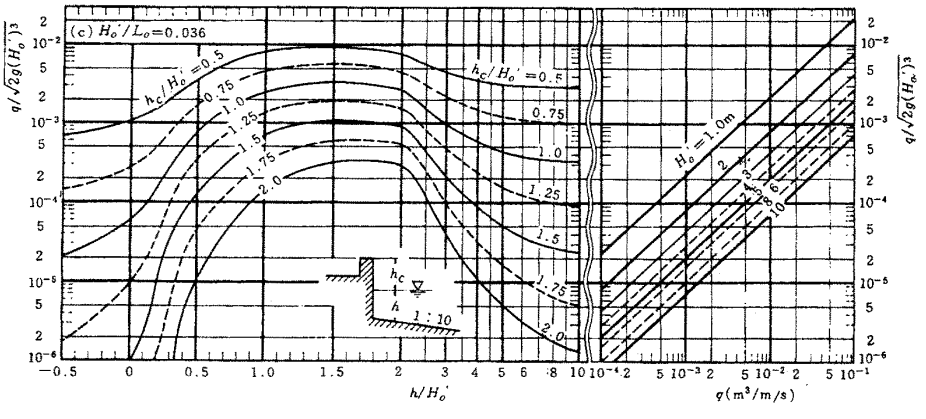




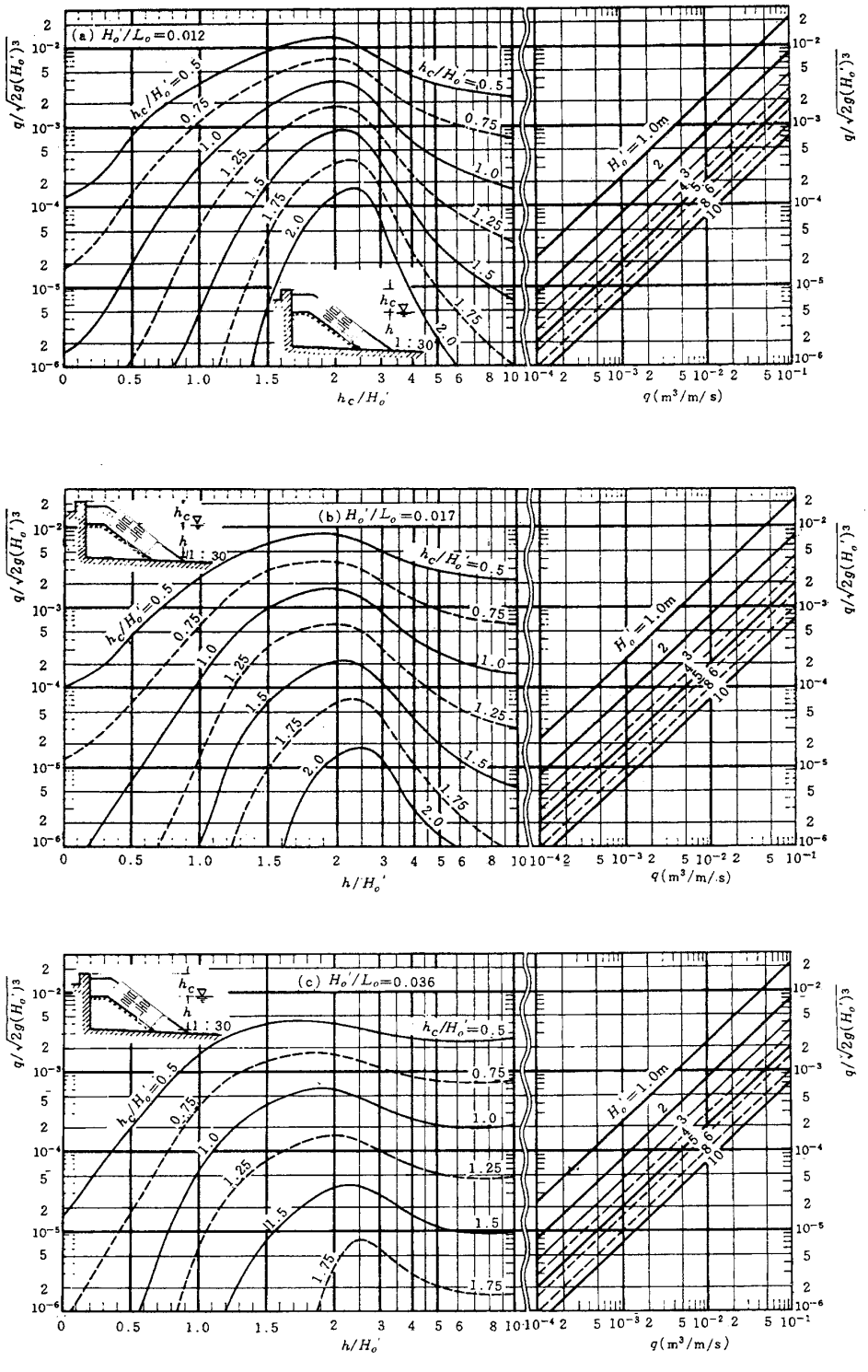
참고 그림 (4-27) 직립호안의 월파유량 산정도(해저경사 1:30)



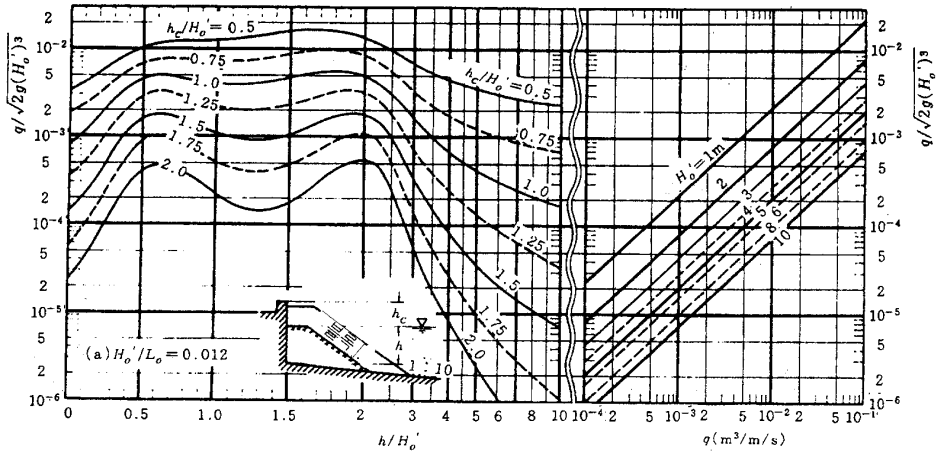


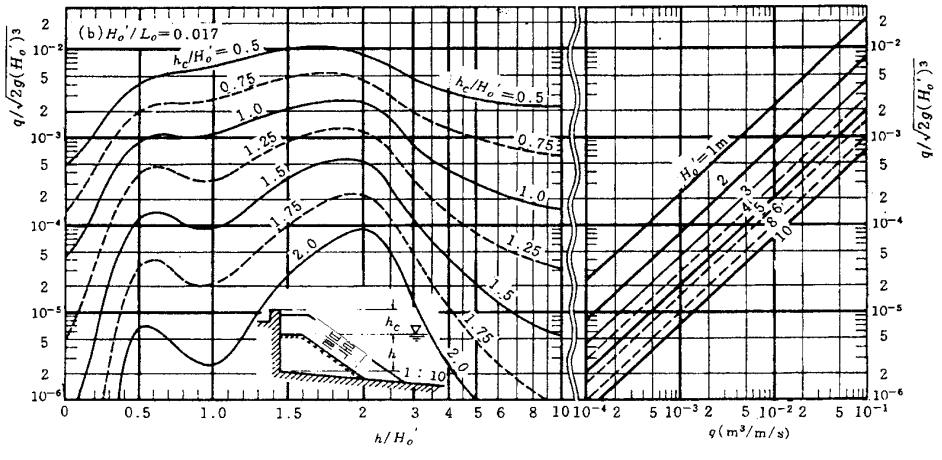


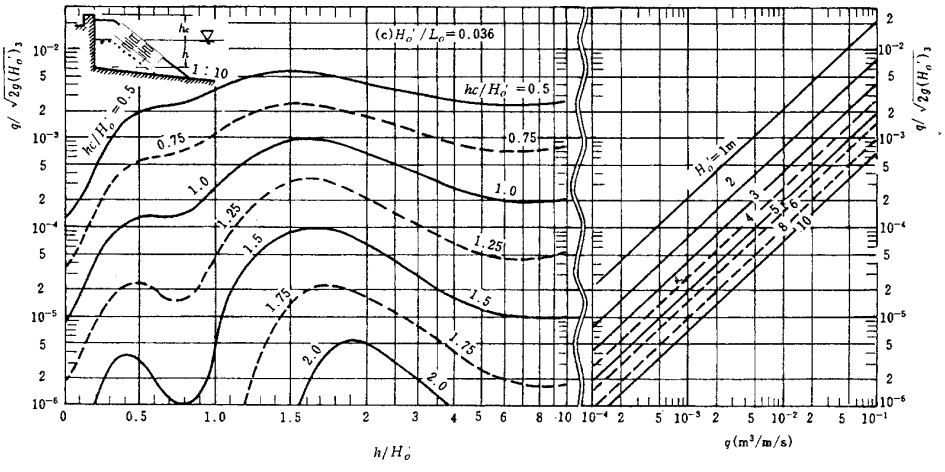
참고 그림 (4-28) 직립호안의 월파유량 산정도(해저경사 1:10)



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

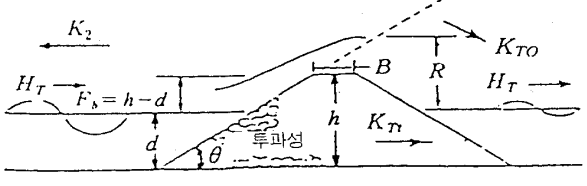
방파제를 월파한 파랑이나 방파제 제체를 통과한 파랑에 의한 전달파의 파고는 수리모형실험의 결과나 기존의 자료를 참조하여 산출한다.

[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 ≦ (KTO) ≦ 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.

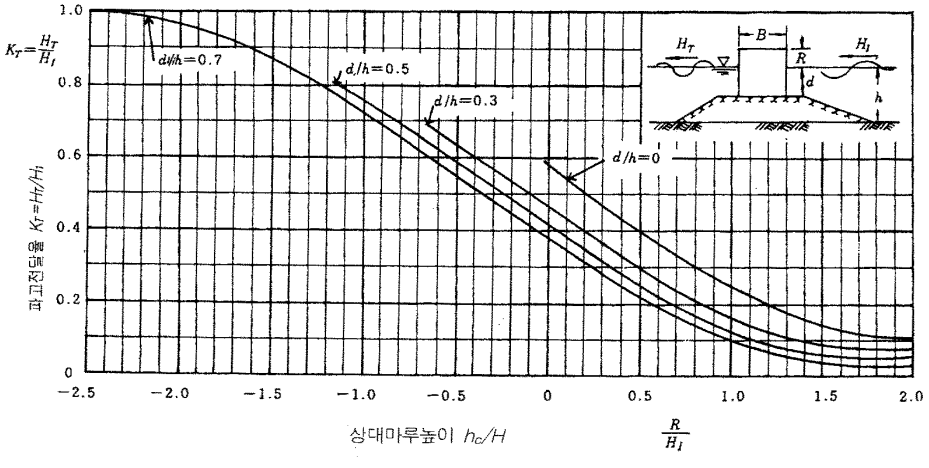
④ 식 참고 (4-40)에서 ζ는 쇄파 유사성 매개변수(surf similarity parameter)로서 다음 식으로 구한다.

$$\zeta = \frac{\tan\theta}{\sqrt{H_I / L_o}} \qquad \text{참고 (4-41)}$$

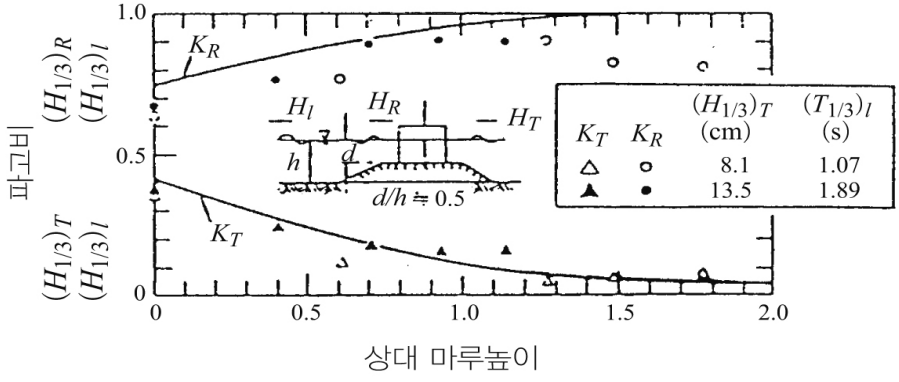
여기서, θ : 방파제 외해측의 사면경사각

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.

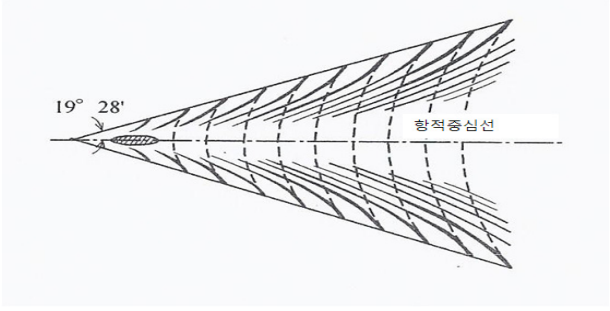
4-9 항주파

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.

$$L_d = L_t\cos^2\theta \qquad \text{참고 (4-46)}$$

$$T_d = T_t \cos\theta \qquad \text{참고 (4-47)}$$

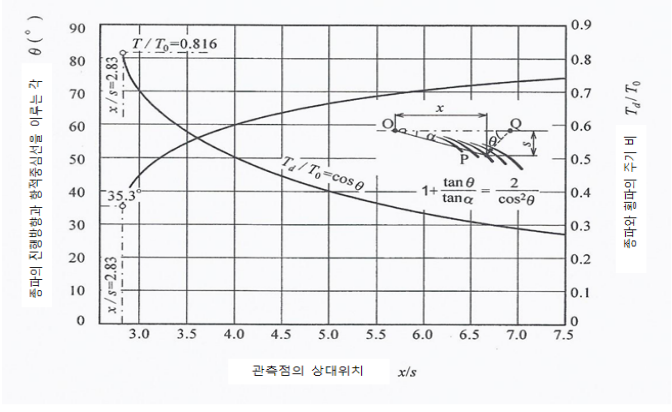
여기서,

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.

$$V \leq 0.7\sqrt{gh} \qquad \text{참고 (4-48)}$$

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), $\nu \fallingdotseq 1.2\times10^{-6}$ (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 배치형태의 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)

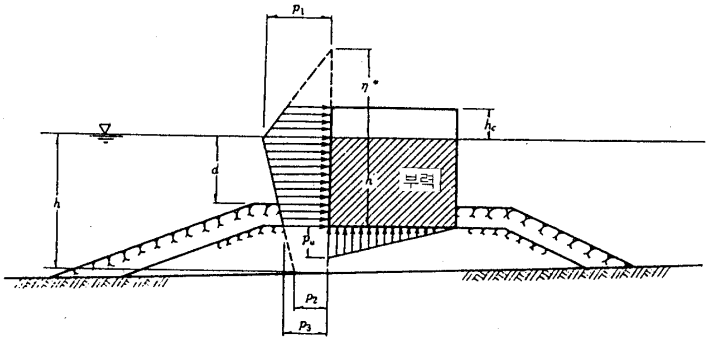
단, 이때의 최대파고는 직립벽 전면에서 $5H_{1/3}$만큼 외해측에 떨어진 지점에서의 수심 h_b에 대한 값을 쓴다.

[해 설]

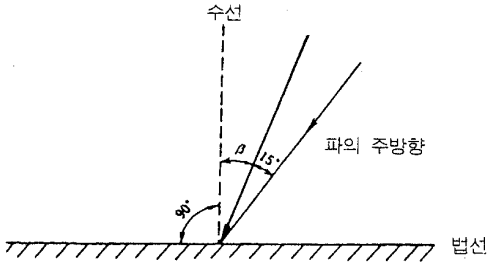
직립벽에 작용하는 최대파력 및 양압력은 Goda(合田)식을 표준으로 한다. Goda식은 파압 실험 결과와 현지 방파제에 적용한 성과 등을 감안한 다음 파향에 대해 수정한 것으로 중복파에서 쇄파까지의 파력을 연속적으로 계산할 수 있다[Goda(合田), 1973]. 그러나 급경사 해저면 상이나 사석부가 높은 직립벽에 작용하는 충격 쇄파력은 과소평가할 수 있다. 파압계산은 정수시를 기준한다.

[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)

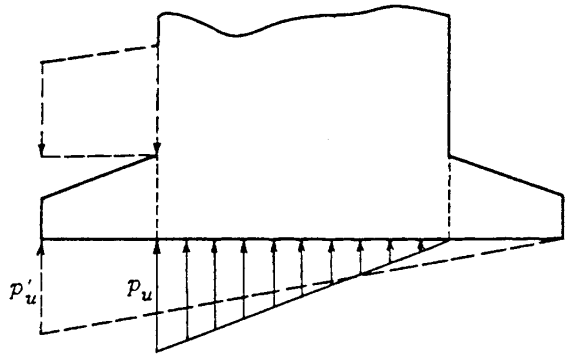
(11) 일련의 원통들로 이루어진 방파제의 직립벽에 작용하는 파력

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 참고 그림 (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

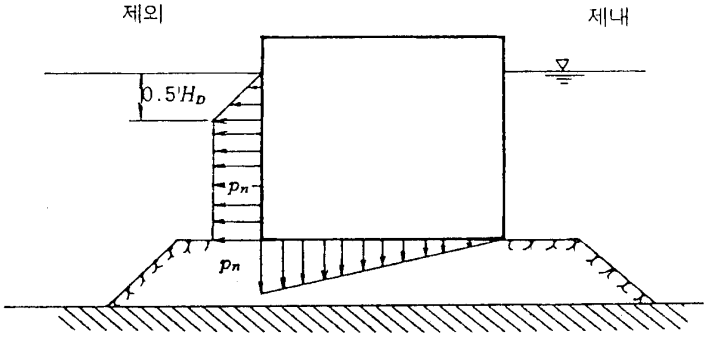
본 Goda(合田) 파력 산정식은 중복파에서 쇄파까지의 파력을 그 적용한계에 의해 구별하지 않는 장점이 있으나 수심에 대한 파고비가 작고 명확하게 중복파의 파력이 작용한다고 생각되는 경우에는 정도 높은 중복파 이론식[히로이(廣井), 1919 ; 생플루(Sainflou), 1928]을 적용하여도 좋다. 단, 그 때 현지 파랑의 불규칙성을 충분히 고려할 필요가 있으며 최대파에 대한 검토도 필요하다.

[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 = 0.59-3.2tanθ

H_o = 심해파고(m)

L_o = 심해파장(m)

tanθ : 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.

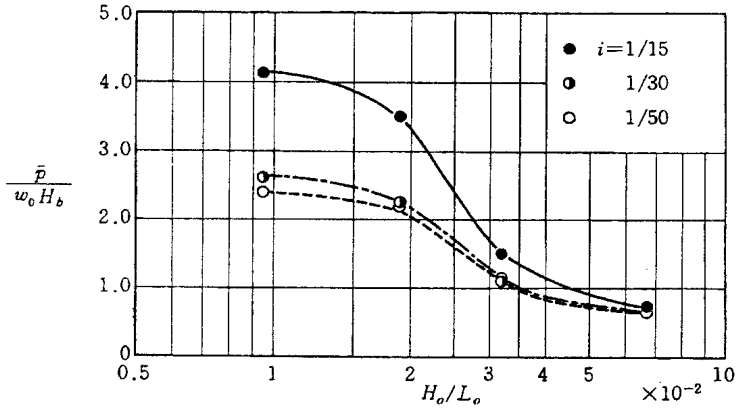
여기서 개략적인 경향을 보면, 파형 경사가 작을수록 강한 충격쇄파력이 발생하지만, 사면경사가 완만해지면 최대 충격쇄파력의 강도가 감소한다.

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

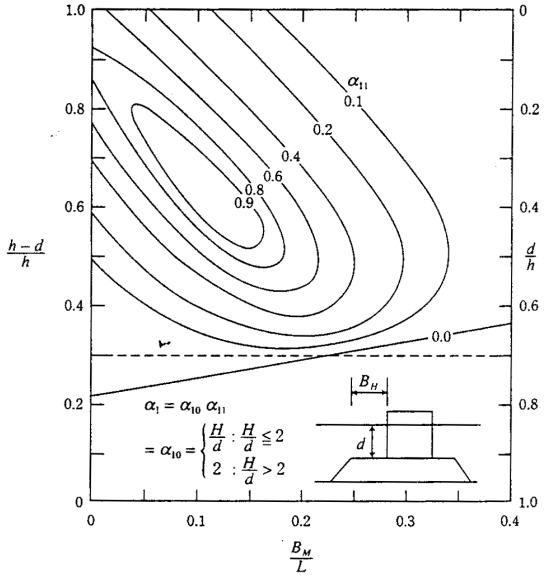
① 사석부 모양의 영향(충격쇄파력 계수)

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]

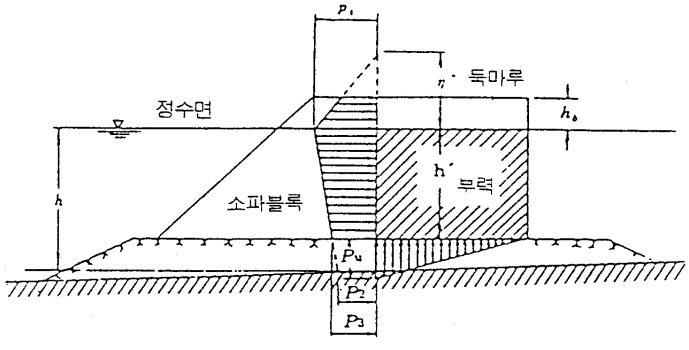
직립벽의 전면에 이형 콘크리트 블록 등을 소파공으로 설치하면 벽체에 작용하는 파력이 변한다. 파력의 감소 효과는 소파공의 구조에 따라 다르나 충분한 폭과 마루높이를 갖는 소파공으로 가능하며, 특히 소파공의 마루높이가 설계해면보다 낮을 경우에는 파력이 크게 될 때가 많으므로 주의를 요한다.

[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

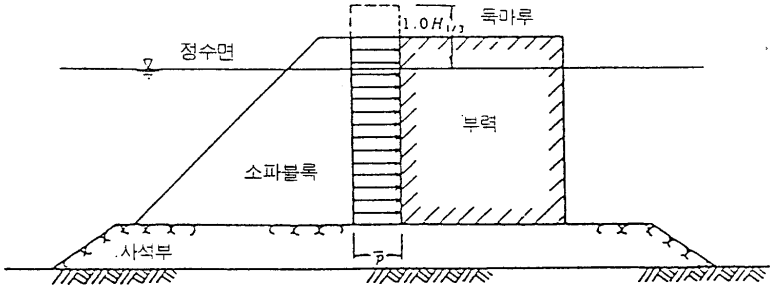
α_3 : 4-10-2의 식(4-2)에 정의된 계수

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 $1.0\,H_{1/3}$ 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.

$$\begin{cases} \bar{p} = 1.0\rho_o g H_{1/3}\cos\beta, & 0 \leqq \beta \leqq 45^\circ \\ \bar{p} = 0.7\rho_o g H_{1/3}, & \beta > 45^\circ \end{cases}$$

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).

$$F_X = F_{SH} + F_V = \lambda'_{SL} F_1 \sin^2\alpha + \lambda_V F_2$$

$$F_Z = -F_{SV} + F_U = -\lambda'_{SL} F_1 \sin\alpha\cos\alpha + 0.5 p_u B$$

$$\lambda'_{SL} = \min\left[\max\left\{1.0,\ -23(H/L)\tan^{-2}\alpha + 0.46\tan^{-2}\alpha + \sin^{-2}\alpha\right\},\ \sin^{-2}\alpha\right]$$

$$\lambda_V = \min\left[1.0,\ \max\left\{1.1,\ 1.1 + 11\,d_c/L\right\} - 5.0(H/L)\right]$$

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 $F_{SH}=F_1 \cdot \sin^2\alpha$, $F_{SV}=F_1 \cdot \sin\alpha \cdot \cos\alpha$

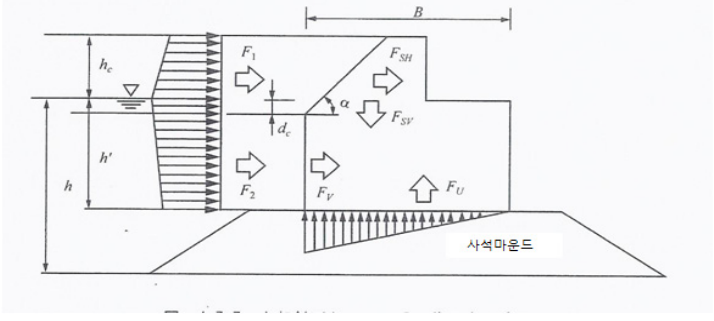
(c) H/L이 (a)와 (b)의 중간일 때

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

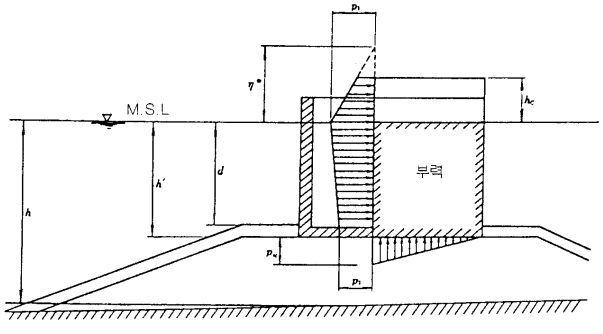
[9] 직립 소파케이슨에 작용하는 파력

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.

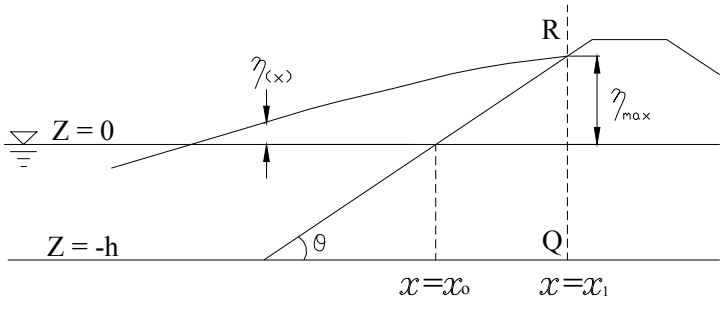
[10] 경사제 또는 경사구조물의 제체에 작용하는 총파력

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

$H_{max} = 0.9$h : $H_{1/3} \geq$ 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)

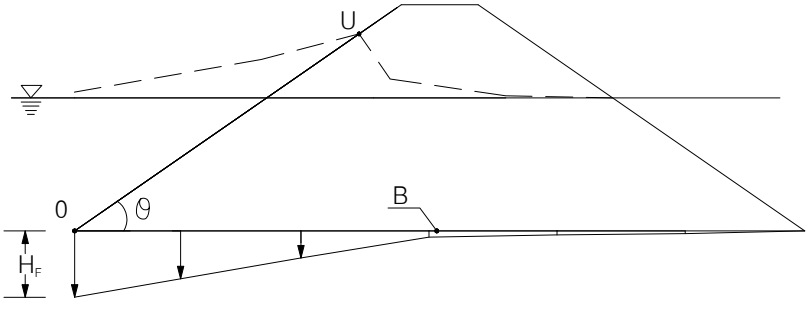
F_V : 경사제의 길이 1m당 작용하는 총파력의 연직하향분력(kN/m)

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).

$$N_s = \max(N_{spl}, N_{ssr}) \qquad \text{참고 (4-82)}$$

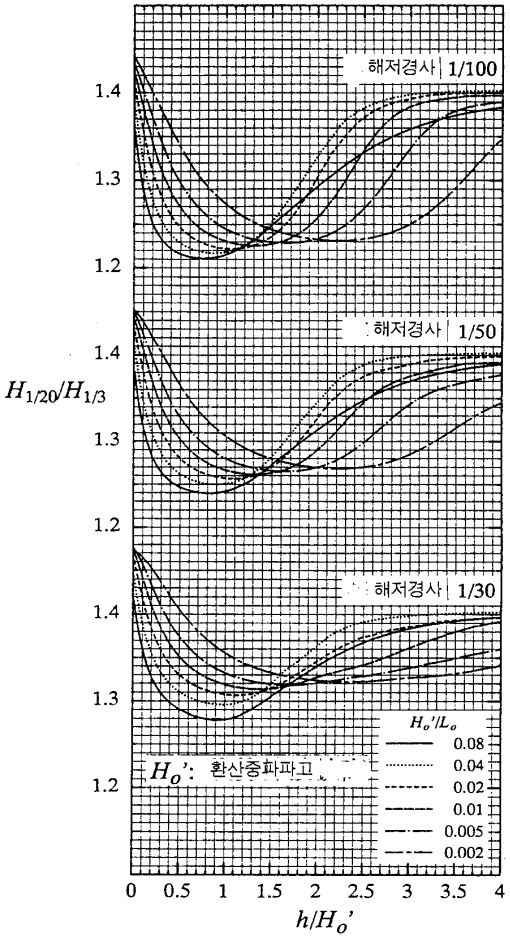
$$N_{spl} = 6.2 C_H P^{0.18} (S^{0.2}/N^{0.1}) I_r^{-0.5}$$

$$N_{ssr} = C_H P^{-0.13} (S^{0.2}/N^{0.1}) (\cot\alpha)^{0.5} I_r^P$$

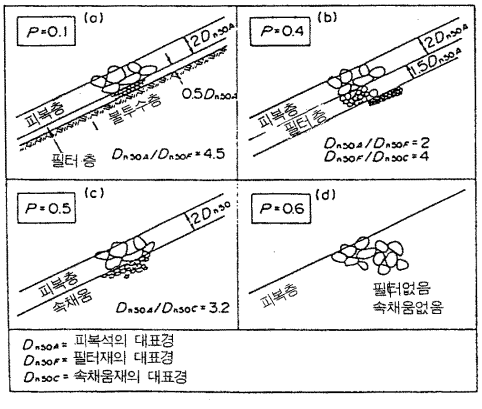
여기서,

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

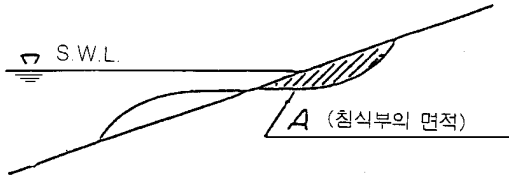
참고 그림 (4-47)에서 $H_{1/20}$은 외해측으로 $5H_{1/3}$거리에서의 값이고, H'_o는 환산심해파고이다.
변형정도는 피복석의 변형량을 나타내는 지수이고 피해율의 일종이다.



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 1.5 $H_{1/3}$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)]

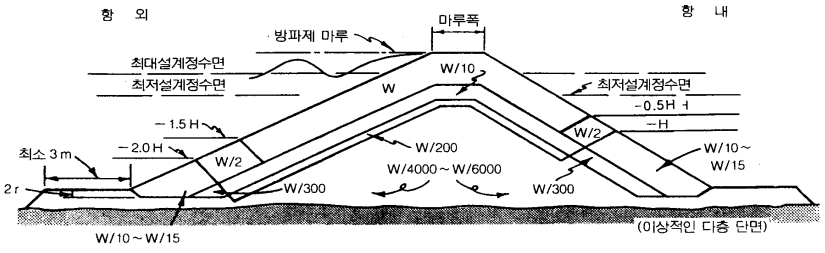
피 해 율 (%)	쇄석		T.T.P.	Tribar
	둥 근 돌	모 난 돌	H/H_D=0	H/H_D=0
	H/H_D=0	H/H_D=0		
0～5	1.08	1.08	1.08	1.00
5～10	1.08	1.08	1.09	1.11
10～15	1.14	1.19	1.17[3)]	1.25[3)]
15～20	1.20	1.27	1.24[3)]	1.36[3)]
20～30	1.29	1.37	1.32[3)]	1.50[3)]
30～40	1.41	1.47	1.41[3)]	1.59[3)]
40～50	1.54	1.56[2)]	1.50[3)]	1.64[3)]

(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

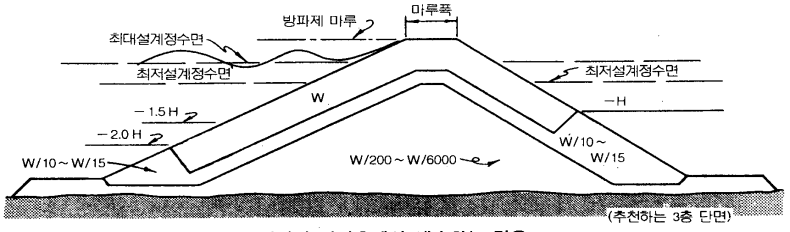
피복재	n[3)]	거 치	제 간 부 K_D[2)]		
			쇄 파	비 쇄 파	경사(傾斜)
매끈하고 둥근사석	2	난적	※1.2	2.4	1.5부터 3.0
〃	>3	〃	※1.6	※3.2	[4)]
거칠고 모가있는 돌	2	〃	2.0	4.0	1.5 2.0 3.0
〃	>3		※2.2	4.5	[4)]
	2	특별한 것[6)]	5.8	7.0	[4)]
평면육면체돌[6)]	2	〃[1)]	7.0～20.0	※8.5～24.0	
테트라포드(tetrapod) 또는 쿼드리포드(quadripod)	2	난적	7.0	8.0	1.5 2.0 3.0
트라이바(tribar)	2	〃	※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.

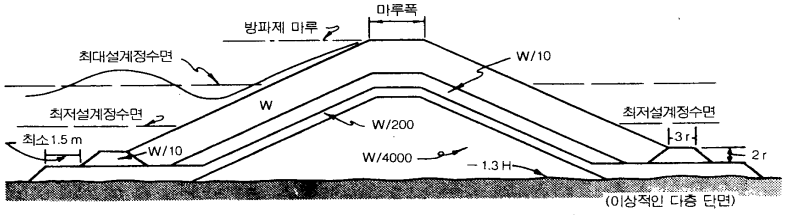


사석크기	층 별	사석크기의 범위(%)
W	피복층	125 to 75
W/2 and W/15	수중 피복층	125 to 75
W/10 and W/300	1차 중간층	130 to 70
W/200	2차 중간층	150 to 50
W/4000~W/6000	속채움 및 바닥깔기층	170 to 30

H = 설계파고
W = 피복재 개체의 질량
r = 층의 평균두께

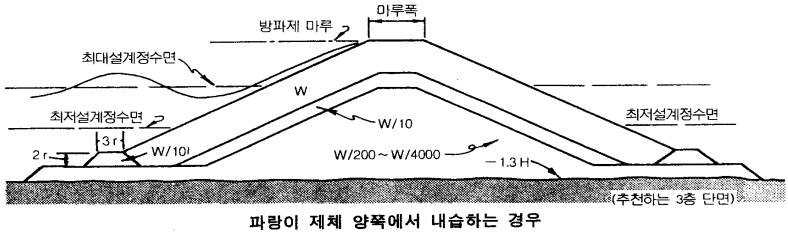


파랑이 바다측에서 내습하는 경우



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)

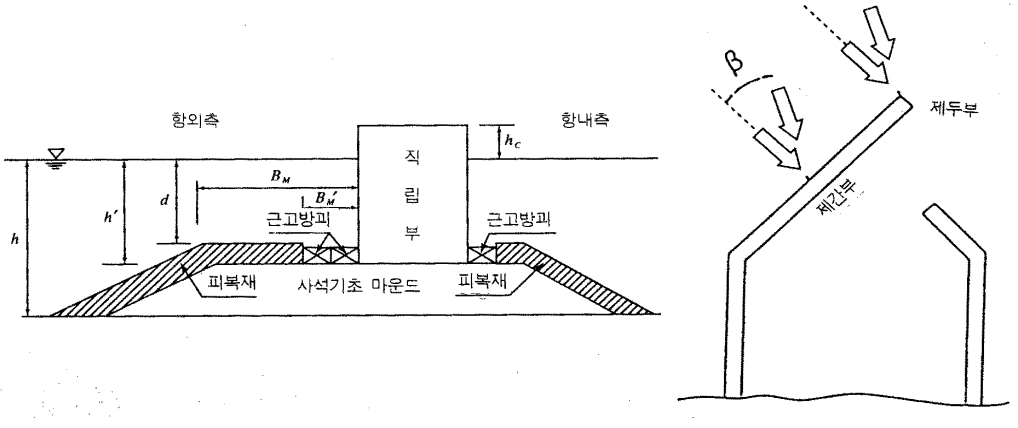
L' : 수심 h'에서 설계유의파 주기에 대한 파장(m)

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.

$$M = \frac{\pi \rho_r U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos\theta - \sin\theta)^3}$$ 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.

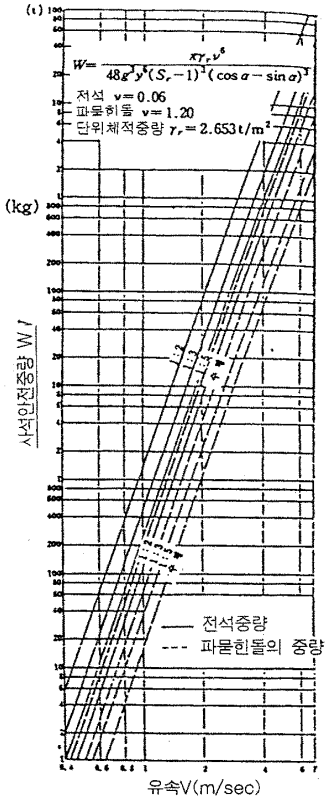
(3) 지진해일 방파제 개구부의 마운드 피복재
이와자키(岩崎) 등은 지진해일 방파제의 개구부 잠제(開口部 潛堤)의 마운드 피복재로서 이형블록을 사용한 경우 식 해설 (4-6)의 이스바쉬의 정수로 1.08을 얻고 있다. 다니모토(谷本) 등은 개구부를 대상으로 하는 3차원 평면실험을 행하여 개구부 부근에서의 3차원적인 흐름의 구조를 밝힘과 동시에 피복재로서의 석재나 이형블록을 사용한 경우의 이스바쉬 정수와 피해율의 관계를 밝히고 있다.

[참 고]

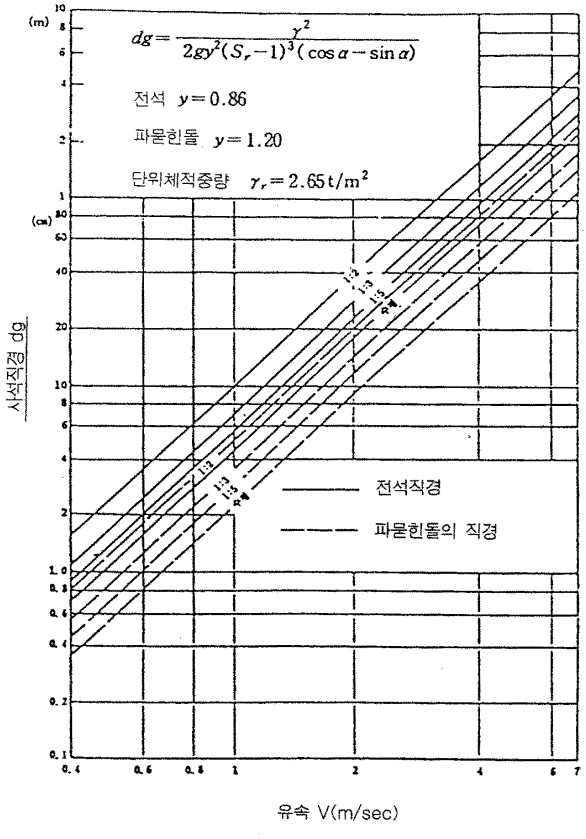
미국의 해안공학연구센터(CERC)이 제안한 사석질량 식 해설 (4-6)은 수평바닥 위의 구체에 작용하는 흐름의 항력과 구의 마찰저항과의 평형을 고려하여 유도된 것이다. 정수(y)는 $(2\mu/3C_D)0.5$와 같다. 단, μ는 마찰계수, C_D는 항력계수이다. 참고 그림 (4-53)은 식 해설 (4-6)에 의한 사석의 단위체적질량이 2.65t/m^{3}일 때의 사석질량 산정도이다.

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

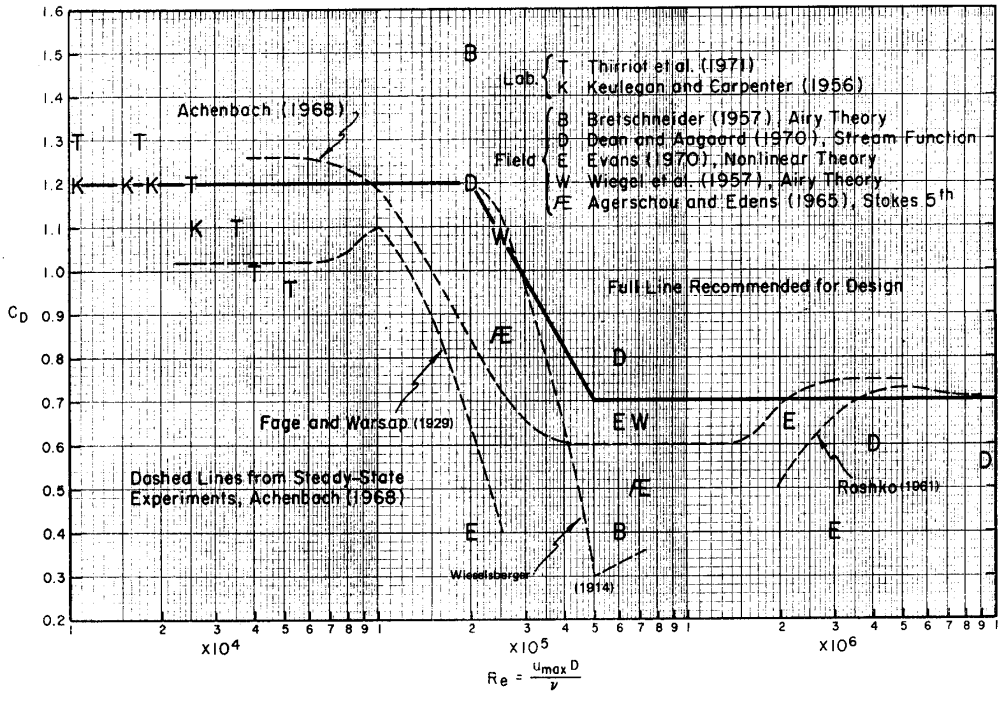
항력계수 C_D는 일반적으로 정상류(定常流)에서의 항력계수의 값을 이용해도 좋으나, 부재의 형상, 조도(粗度)(K), 레이놀즈수(R_e), 인접 부재와의 간격, 그리고 쿨리간-카펜터수(Keulegan-Carpenter, KC, 1958)에 의해서 변화하므로 이를 고려해서 결정하여야 한다. 쿨리간-카펜터수와 레이놀즈수에 대한 식은 참고 (4-91)로 정의된다.

$$\begin{cases} R_e = \dfrac{\overrightarrow{|U_n|}D}{\nu} \\ KC = \dfrac{\overrightarrow{|U_n|}T}{D} \end{cases}$$

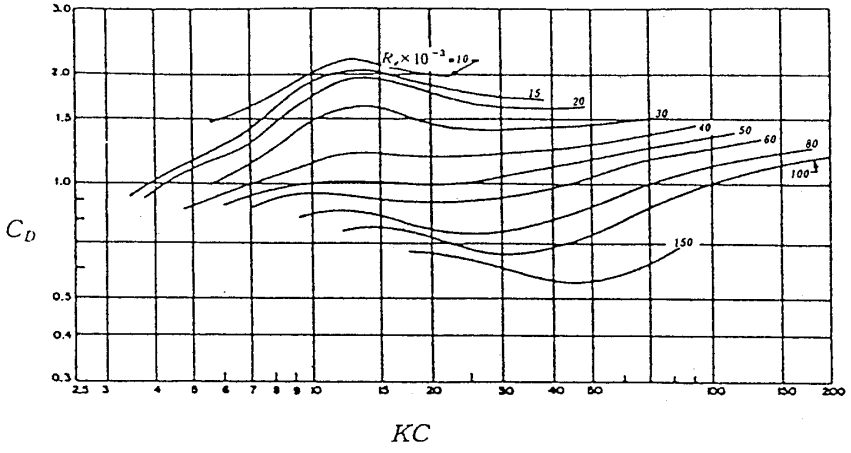
참고 (4-91)

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)

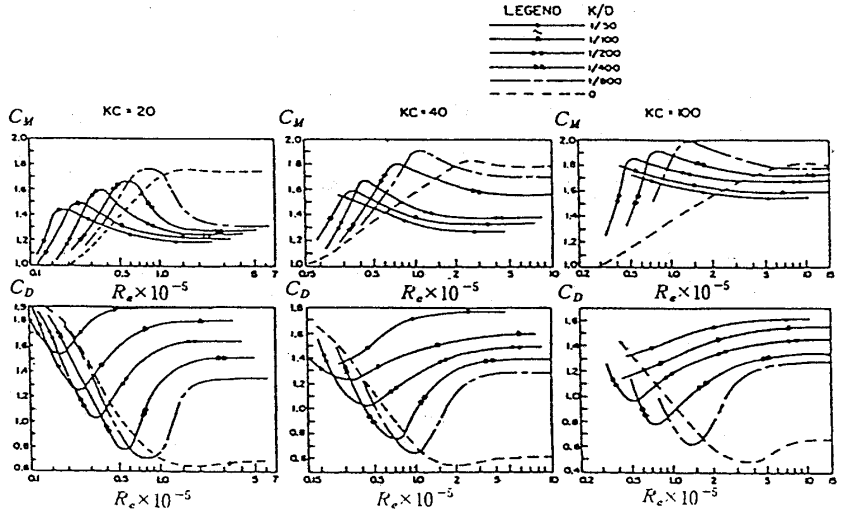


참고 그림 (4-56) 매끄러운 직주에 대한 항력계수(Sarpkaya, 1975)

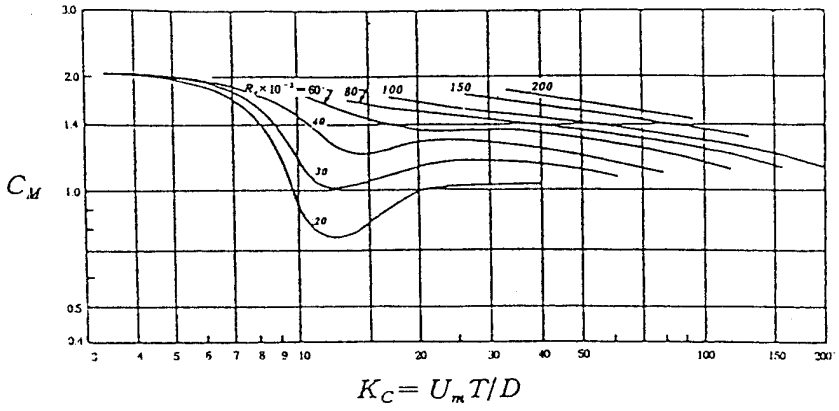
(5) 관성력계수

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.

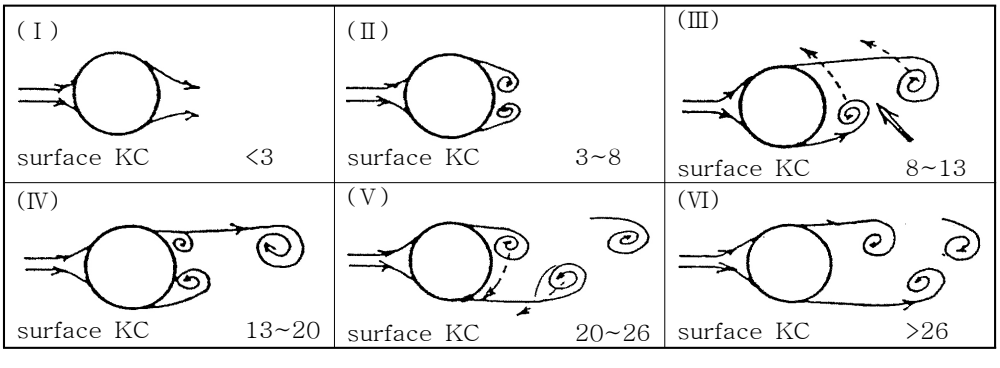
(7) 쇄파가 작용할 때의 파력

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.

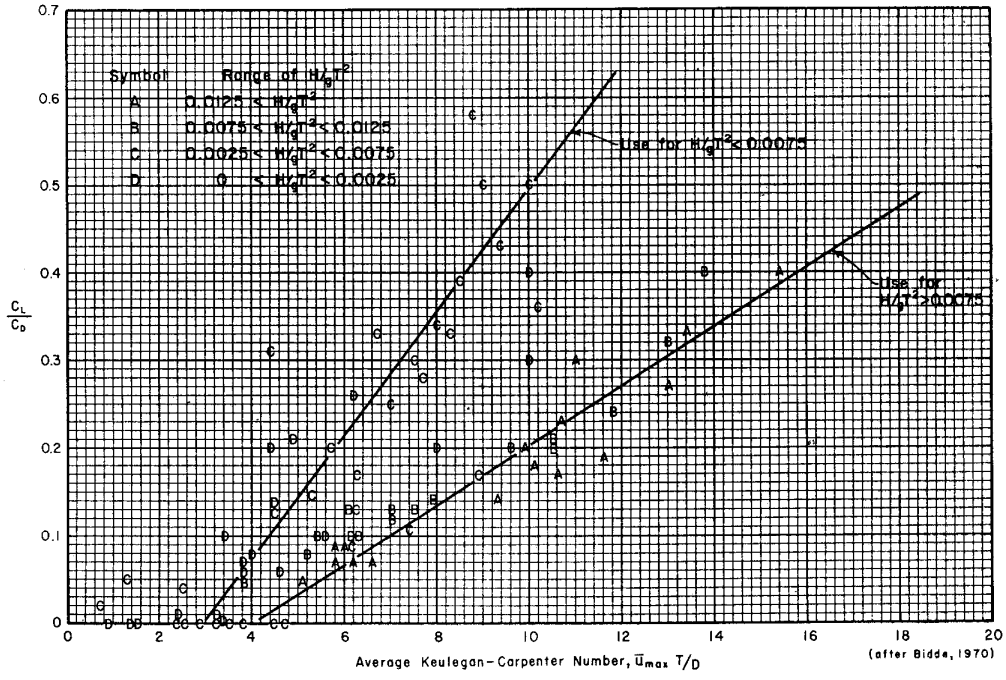
이와 같은 충격적인 외력에 대해서는 구조물의 응답 특성이 지배적인 영향 요소가 되기 때문에 파력 산정만이 아니고 파력에 의한 구조물 전체, 나아가서는 부재의 거동을 포함한 검토가 필요하다.

(8) 양 력

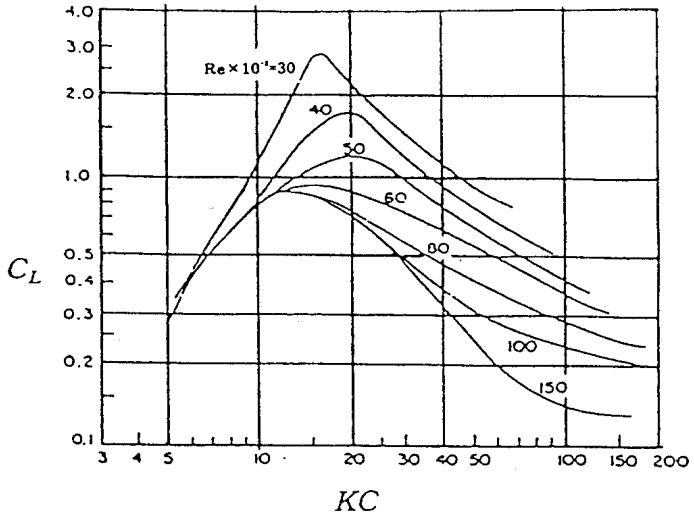
수중 부재에 작용하는 파력은 식 해설 (4-7)에 의한 항력과 관성력 외에 부재축과 수립자 운동 방향의 공통면에 수직한 방향으로 양력이 작용한다. 양력은 참고 그림 (4-59)에서와 같이 파랑에 의한 소용돌이에 의해 생성된다. 쿨리간-카펜터수가 3보다 크면 소용돌이가 생성되며 5보다 크면 생성된 소용돌이가 비대칭이 되어, 이에 따른 비대칭의 압력으로 인해 양력이 생긴다. 양력계수는 참고 그림 (4-60)으로부터 정하거나 참고 그림 (4-61)로부터 구할 수 있다. 또한 가늘고 긴 부재에 대해서는 양력에 의한 진동이 고유진동과 같으면 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]

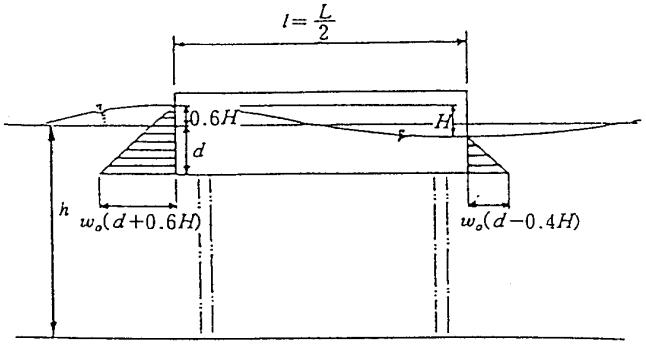
수중에 설치된 대형의 고립 구조물에 작용하는 파력은 구조물의 크기나 단면형상에 의해서 크게 변하기 때문에 적절한 수치계산, 수리모형실험 등에 의해서 산정한다.

(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 0.6 H의 높이까지 수면이 상승하고, 후면에는 파곡이 있어 정수면 아래 0.4 H의 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

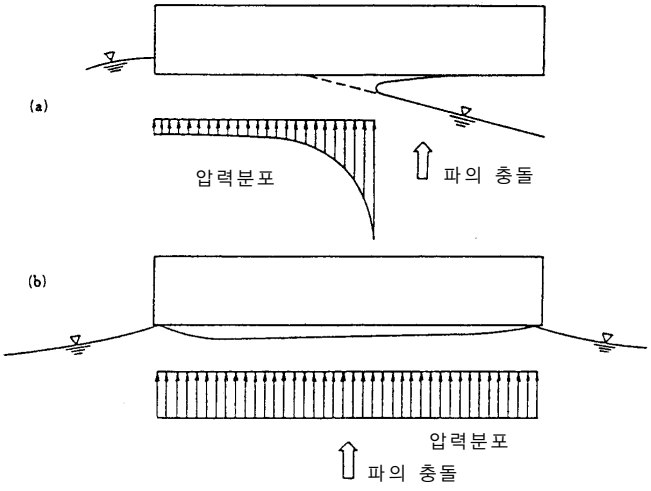
수면 부근의 수평판 저면에는 해상조건이나 구조물의 형상에 따라서는 충격적인 파력(이하 揚壓力이라 한다)이 작용하는 경우가 있으므로 이러한 위험이 있는 경우에는 수리모형실험 등의 적절한 방법에 의하여 충격적인 양압력을 산정한다.

[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(等価静荷重)(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.

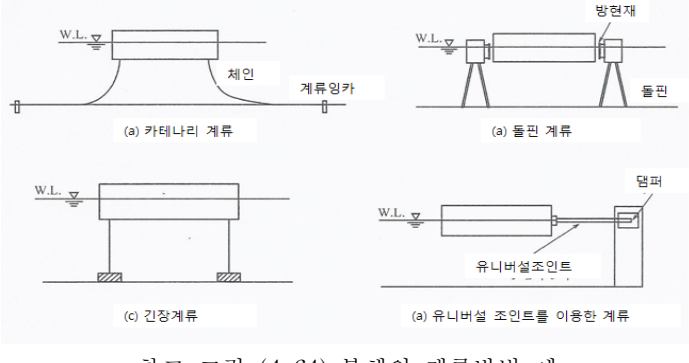
(4) 부체는 그 계류방법에 의해서도 분류할 수 있다. 계류방법으로서는 이하에 나타낸 것과 같이 카테나리 계류(이완계류), 긴장계류, 돌핀계류 등이 있다.

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)

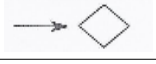
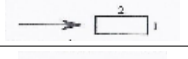
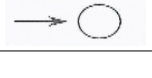
U_W : 풍속(m/s)

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)

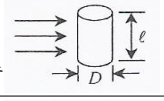
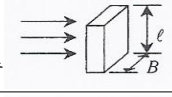
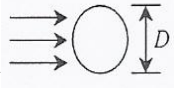
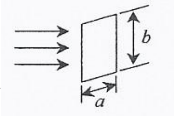
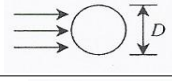
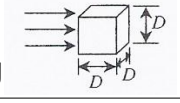
U_C : 흐름의 속도 (m/s)

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.

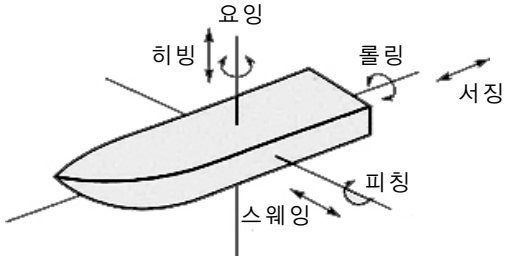
[3] 부체의 동요 및 계류력

(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 No.2, 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)

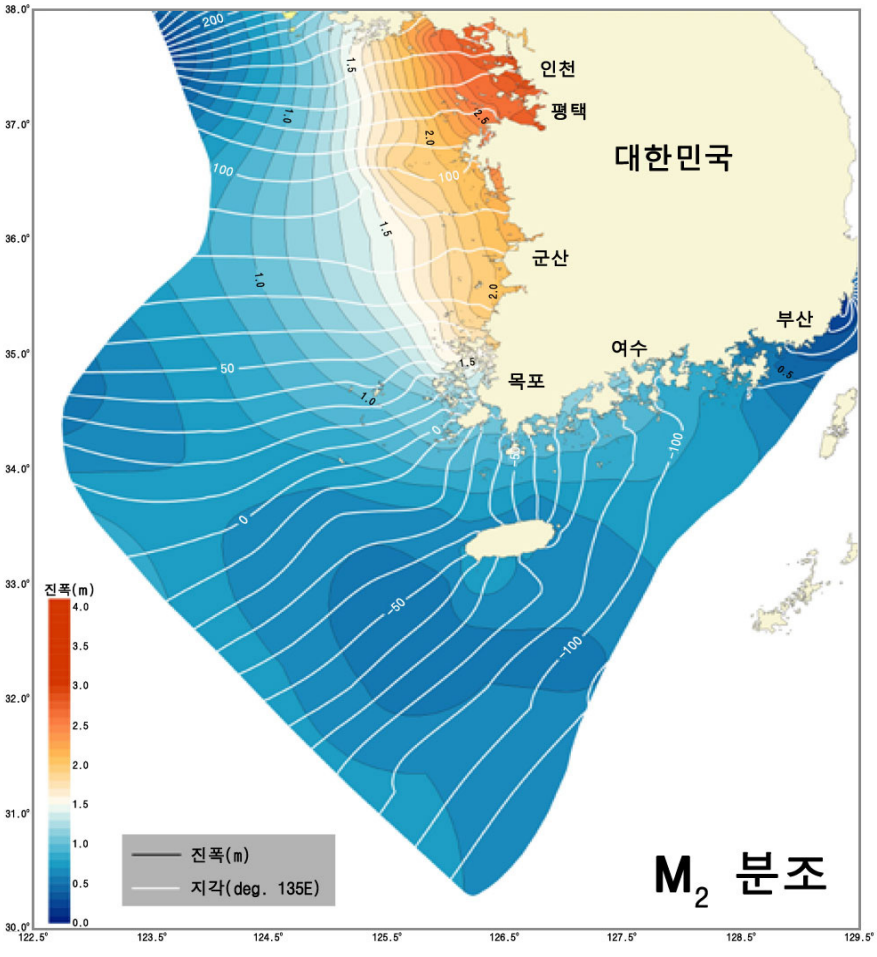
H : 반조차

K : 위상 지각

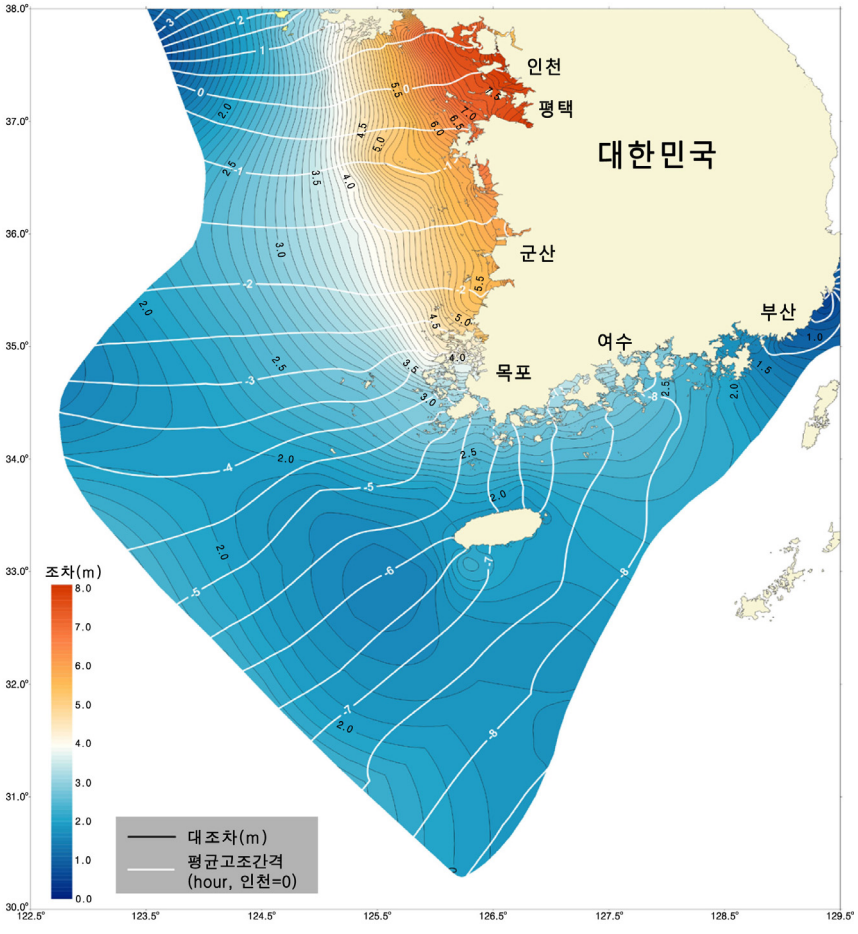
n : 분조의 속도

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′

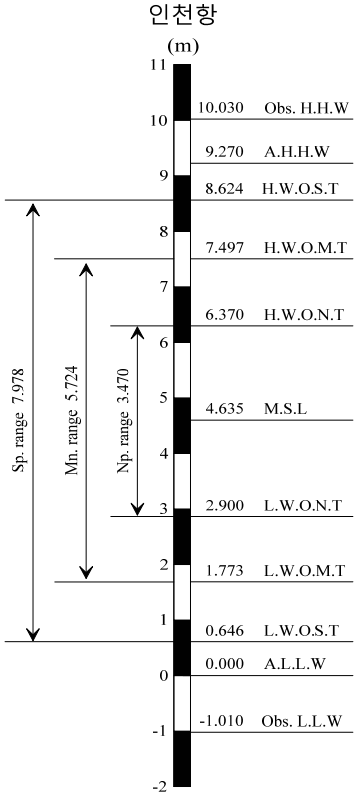
(4) 조석의 비조화상수(非調和常數)

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)

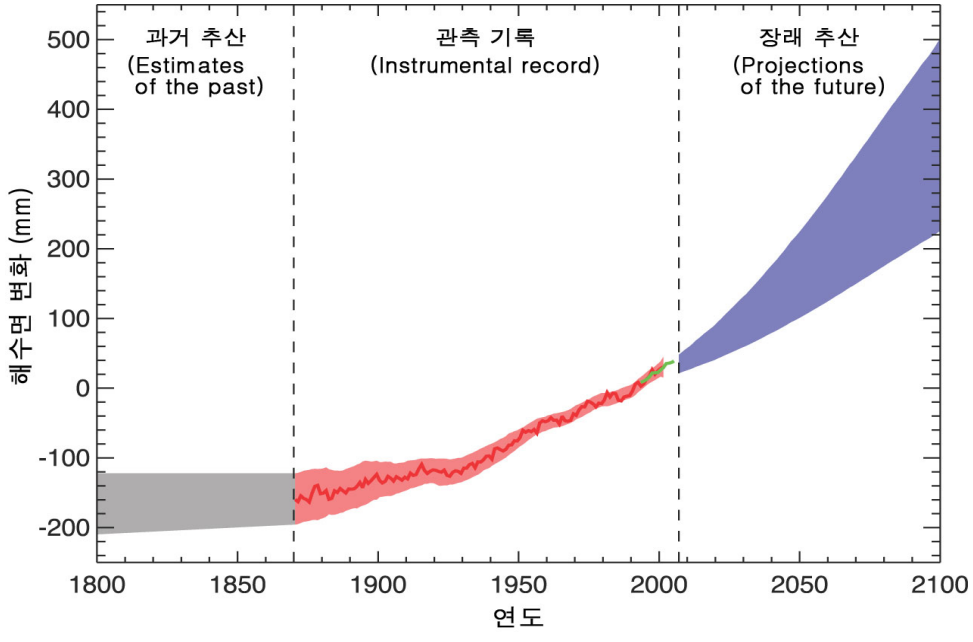
(5) 평균해면

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.

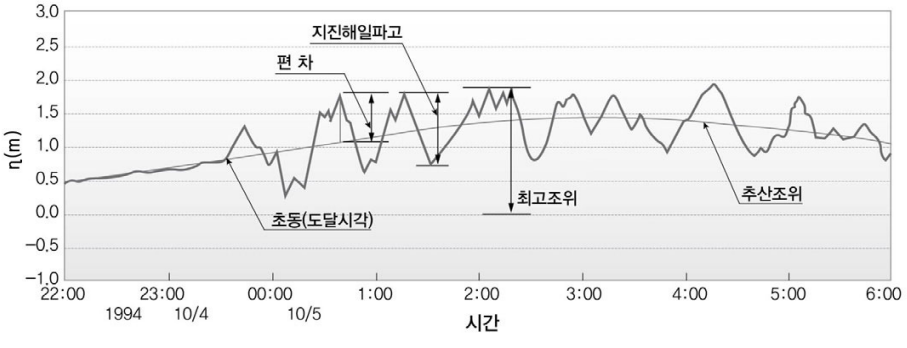
(3) 지진해일에 관한 용어의 정의는 해설 그림 (5-5)와 같다.

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

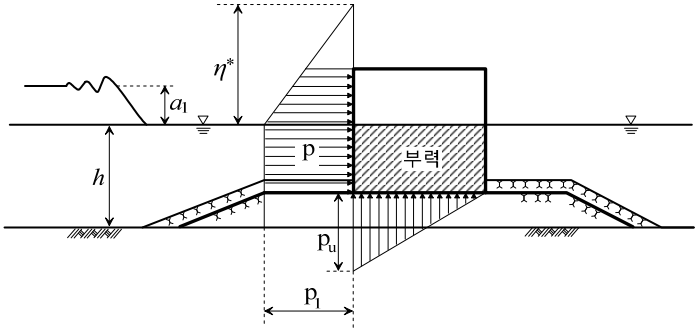
※ 묵호와 부산에서는 기록이 자기지에서 벗어남.

(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).

$$T_m = \frac{4l}{(2m+1)\sqrt{gh}} \qquad \text{참고 (5-1)}$$

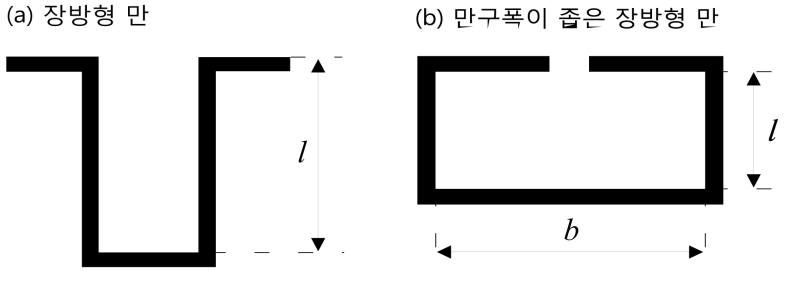
여기서, T_m : 고유진동주기(sec)

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.

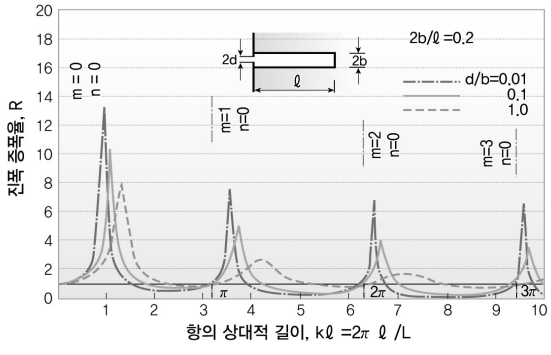
(2) 진폭

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.

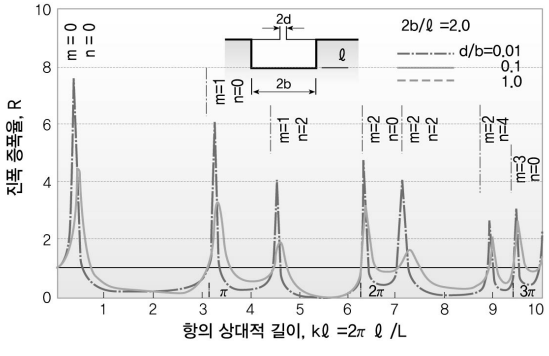
부진동에 의한 항내 진동의 증가율은 항입구의 교란파에 의해 방출되는 발산에너지와 항입구에서의 소용돌이나 저면마찰 등에 의한 손실에너지에 의해 제한된다. 따라서 내습하는 너울의 주기가 항의 고유진동 주기와 일치하여도 항내 진동의 진폭이 무한대로 증가하지는 않는다. 단, 마찰 등에 의한 에너지 손실이 매우 적을 때에는 항입구 폭을 좁힘에 따라 항내의 진폭이 증대되는 항만 모순(harbour paradox) 현상이 일어나므로 주의할 필요가 있다.

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

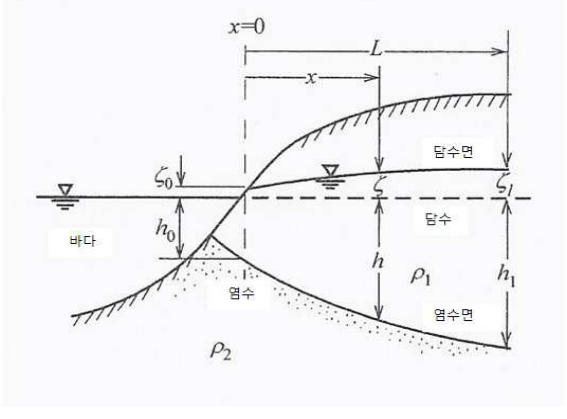
ρ_2 : 염수의 밀도

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.

$$q = kh\frac{F}{N} \qquad \text{참고 (5-8)}$$

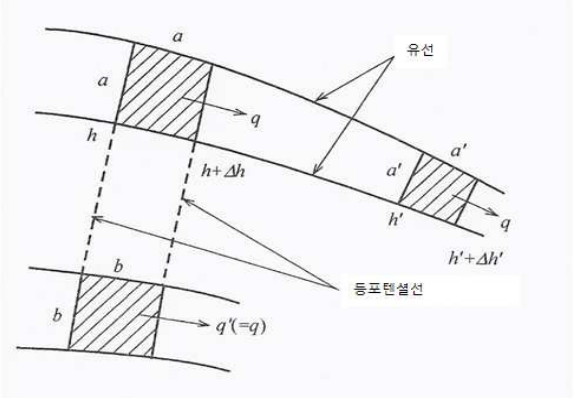
여기서, q : 단위폭당 투수유량[$L^3/T/L$]

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

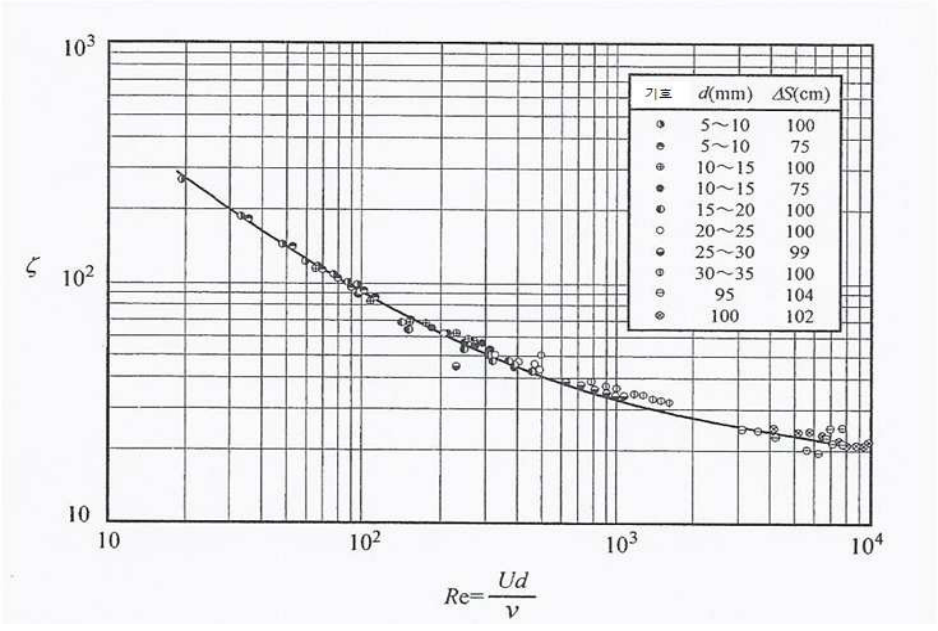
중력식구조물의 기초사석내 투수유량은 식 참고 (5-10)을 사용하여 추정할 수 있다(日本港灣協會, 2007).

$$q = UH \qquad \text{참고 (5-10)}$$

$$U = \sqrt{\frac{2gd}{\zeta}\cdot\frac{\triangle H}{\triangle S}}$$

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.

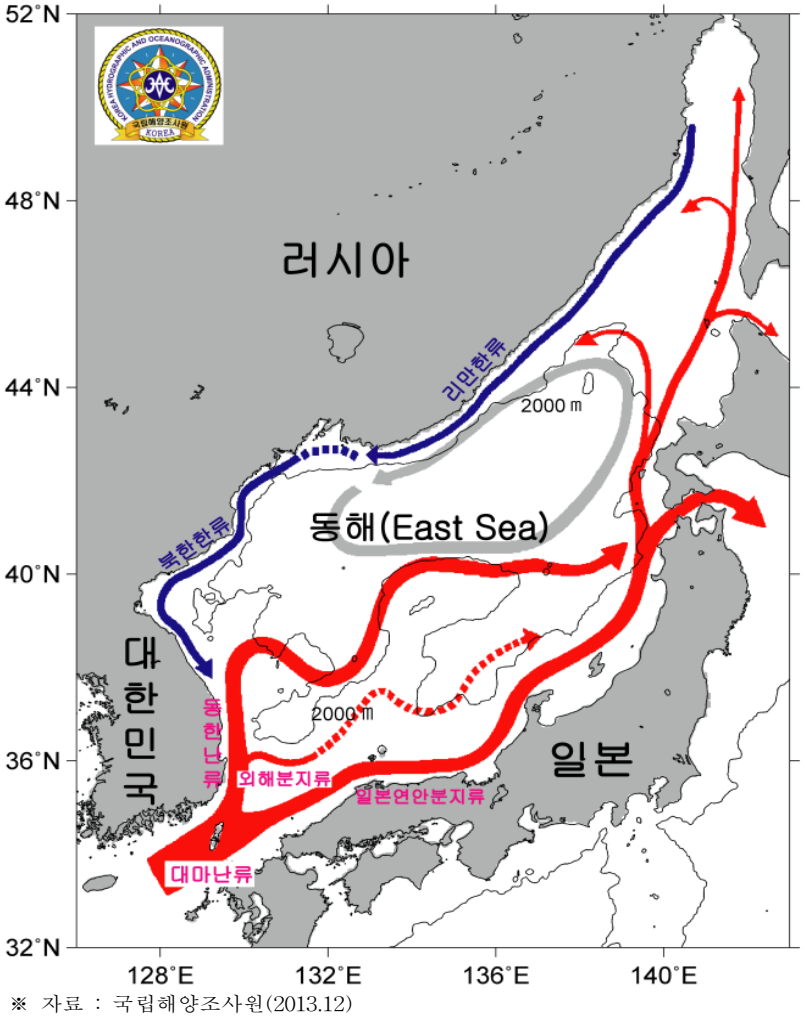
② 조류는 조석파에 수반되는 해수의 수평방향의 유동이며, 그 운동은 조석파의 분조(일주조, 반일주조 등)에 대응하여 주기적으로 변화한다. 조류는 일반적으로 약 반일(12시간 25분)의 주기를 갖고 있으나, 곳에 따라 약 1일(25시간 50분)의 주기로 형성되기도 한다. 그리고 연안 천해역의 조류는 지형, 해저마찰 등의 영향을 받아 1/4일, 1/6일 주기 등의 배조류(倍潮流)가 발달하므로 그 형태는 한층 복잡하다.

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, 준설 항로가 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(渦動點性)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)

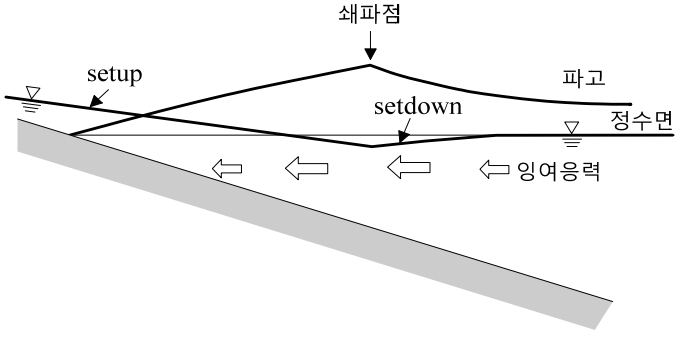
쇄파대에서는 해빈류라는 파랑이 일으키는 특별한 흐름이 존재한다. 해빈류는 쇄파대내의 흐름이므로 부유상태에 있는 모래를 운반하여 해빈지형의 변화를 일으킨다.

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)

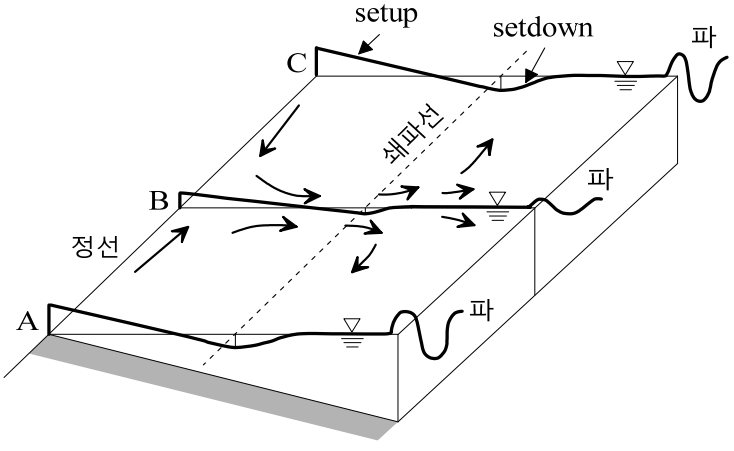
연안류가 해면 상승(setup)이 상대적으로 낮은 지점에서 수렴하면 해안선에 직각방향의 강하고 좁은 흐름이 형성되는데, 이를 이안류(rip current)라 한다. 이안류는 쇄파대를 가로질러 외해로 유출되며 외해에서는 유속이 급격하게 감소한다.

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.

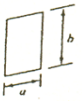
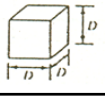
(2) 양력계수

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 수면 경사의 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.

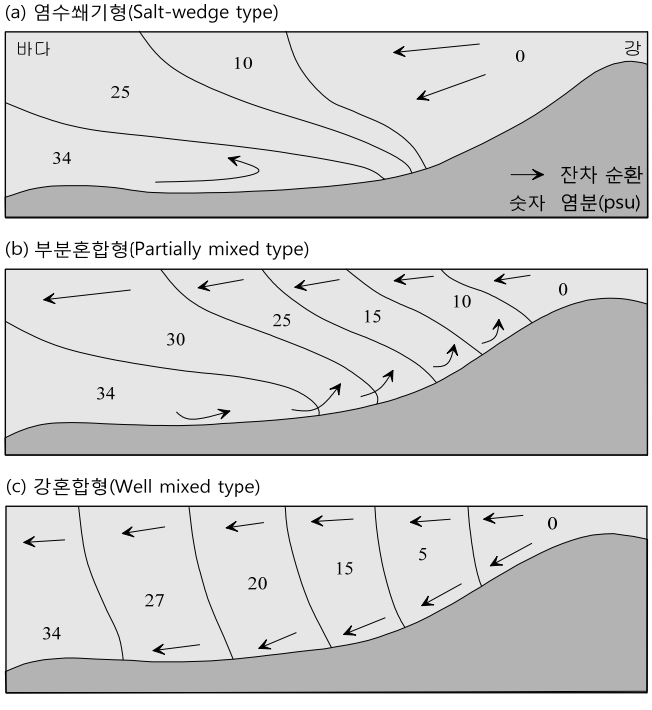
이러한 제 현상이 하구의 위치, 형상, 하천 및 외해의 수리량에 따라 시간적, 공간적으로 변화하는 것은 당연하지만, 하구류의 특성을 다음과 같이 요약할 수 있다.

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^{3}인 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.

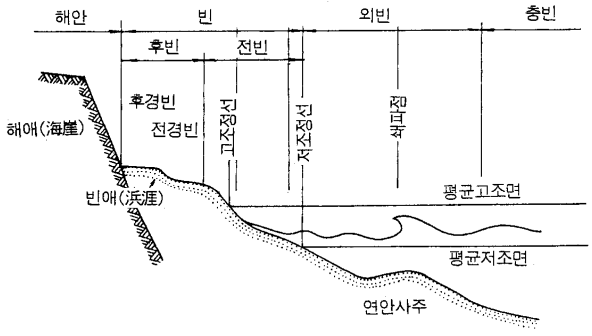
(6) 연안 표사량이란 해안에 비스듬히 입사해 오는 파랑에 의해 생겨나는 해안에 평행한 표사의 양을 말한다. 연안 표사는 내습파(來襲波)의 파향에 따라 해안를 따르는 양방향(兩方向)으로 이동한다. 양방향 중 년간을 통해 이동량이 많은 방향을 탁월 방향이라 한다.

(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

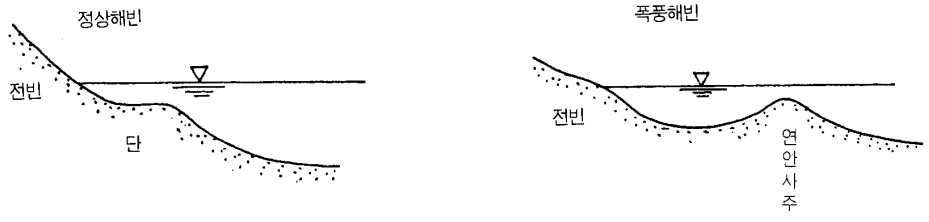
해설 그림 (8-1)은 전형적인 사빈해안 단면의 각 부의 명칭을 나타낸다.



해설 그림 (8-1) 해안의 일반적 단면과 명칭

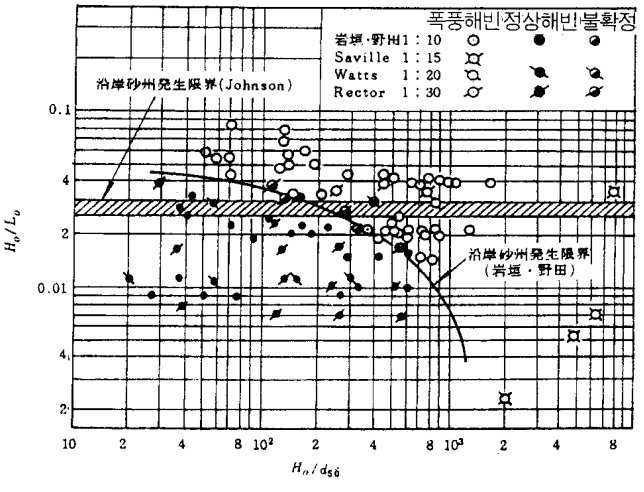
② 정상해빈과 폭풍해빈의 평형 단면

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)

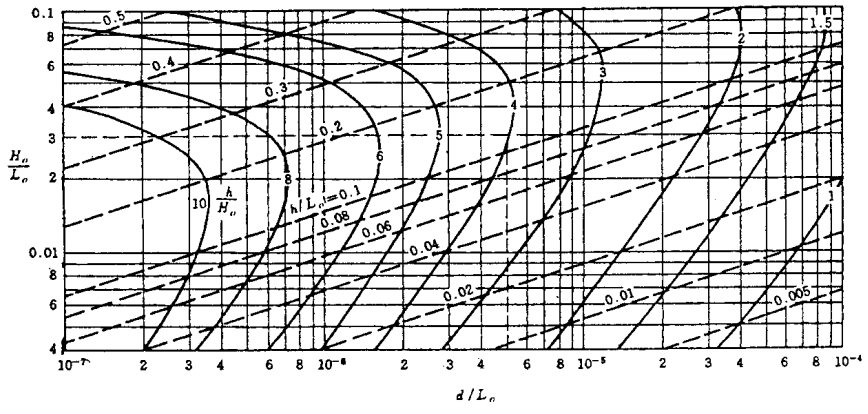
L : 수심 hi 에서의 파장(m)

H : 수심 hi 에서의 파고(m)

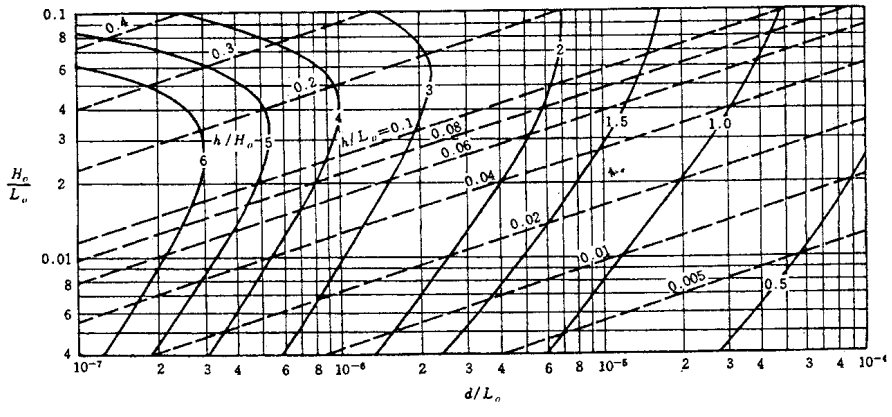
② 이동 한계수심 공식에서 계수 n과 α의 값은 연구자에 따라 다른데 사또(佐藤)·다나까(田中)에 의하면 해설 표 (8-1)과 같다. 해설 그림 (8-4)는 표층 및 완전 이동한계 수심의 계산도표이다.

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.

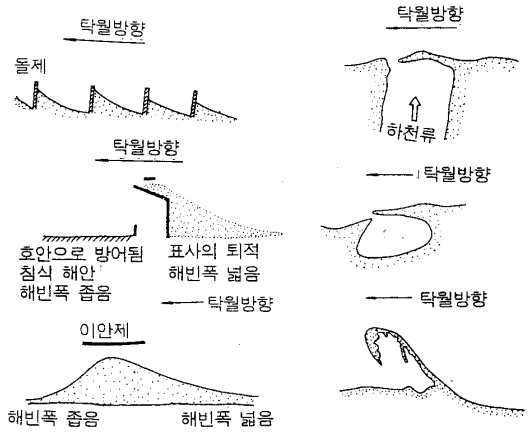
① 표사 탁월 방향의 조사

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/㎥) = $\rho_o g$

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	㎥/일	t・m/m/일
사또 등	0.03	1.0	㎥/일	t・m/m/일
미육군공병대	0.04	1.0	㎥	t・m/m

8-2 구조물 주변의 세굴

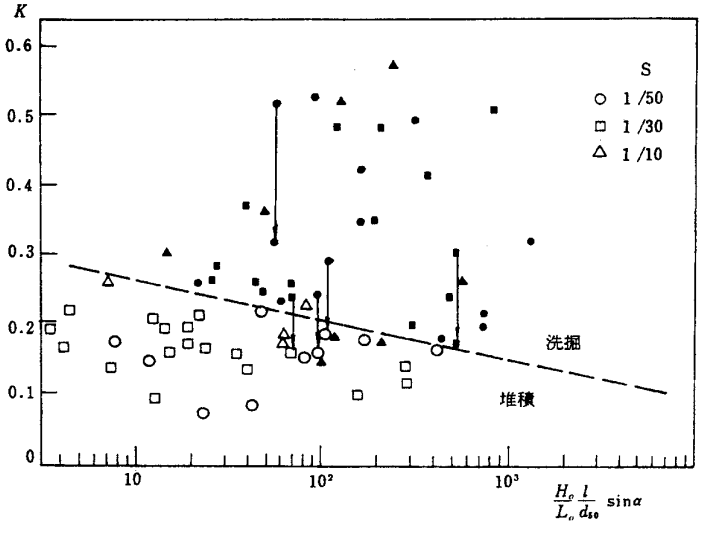
방파제, 방사제, 돌제 및 도류제 등의 구조물 주변의 세굴에 의해 구조물이 영향을 받을 염려가 있는 경우에는 필요에 따라 세굴에 대해 고려한다.

[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.



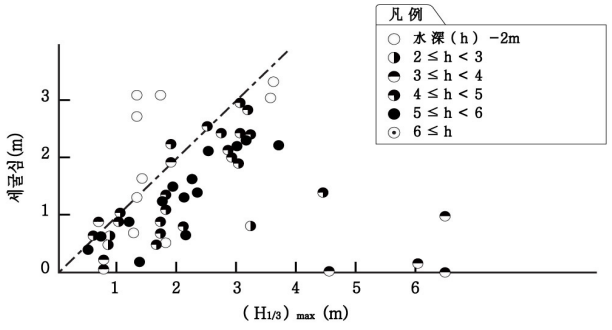
해설 그림 (8-6) 호안 제각부의 세굴·퇴적의 판정 조건

(2) 방파제 주변의 국소(局所) 세굴

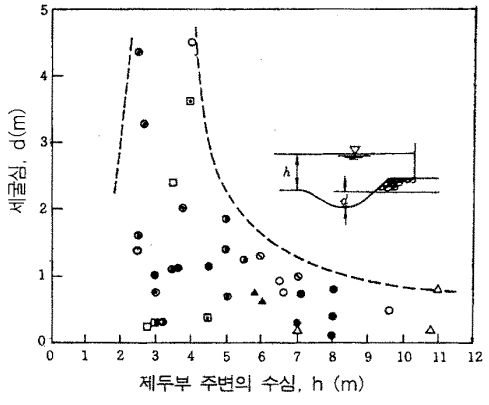
① 주로 쇄파 영역에서 생기는 세굴

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.



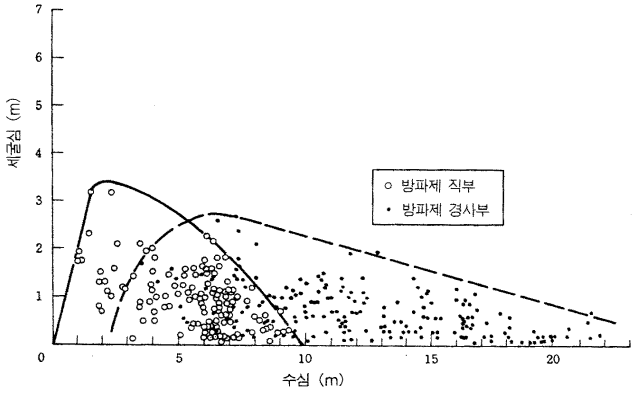
해설 그림 (8-7) 방파제 두부의 세굴심과 15일전까지의 최대 유의파고와의 관계



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

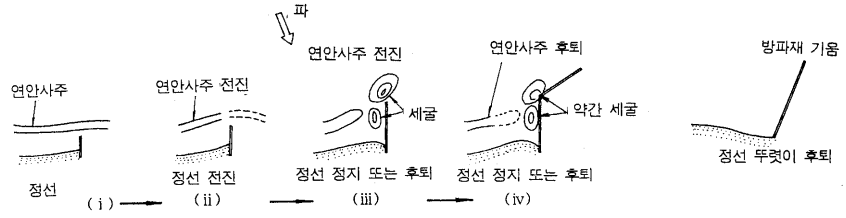
해설 그림 (8-10)은 방파제 연장 공사에 따라 생기는 현저한 국소 세굴의 예이다. 즉,

㉮ 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)

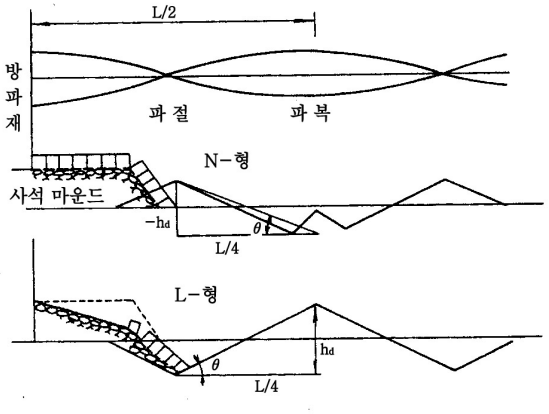
㉱ 방파제의 굴곡부이다.



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.

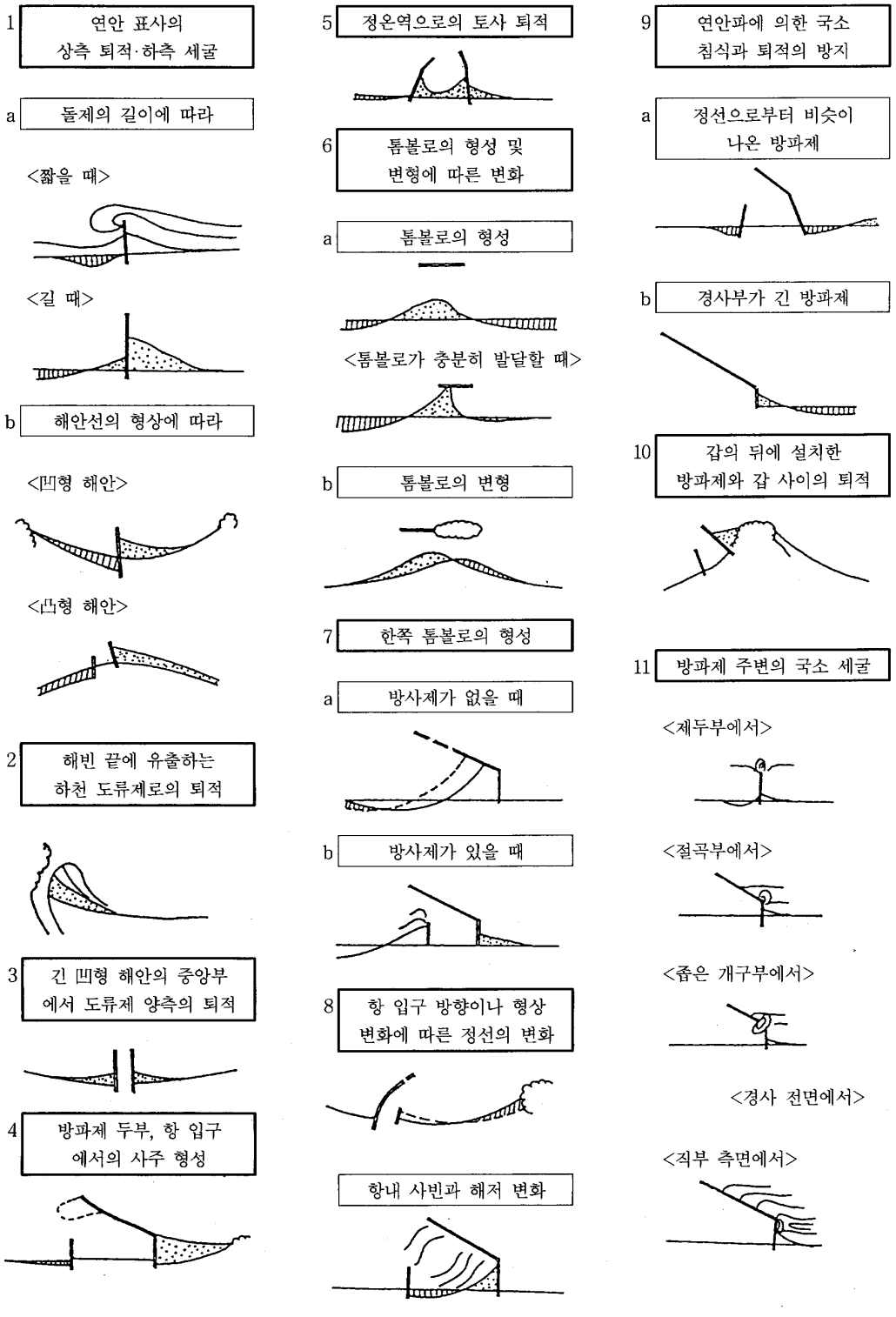
(2) 수리모형실험 (특히 이동상 모형실험)

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



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.

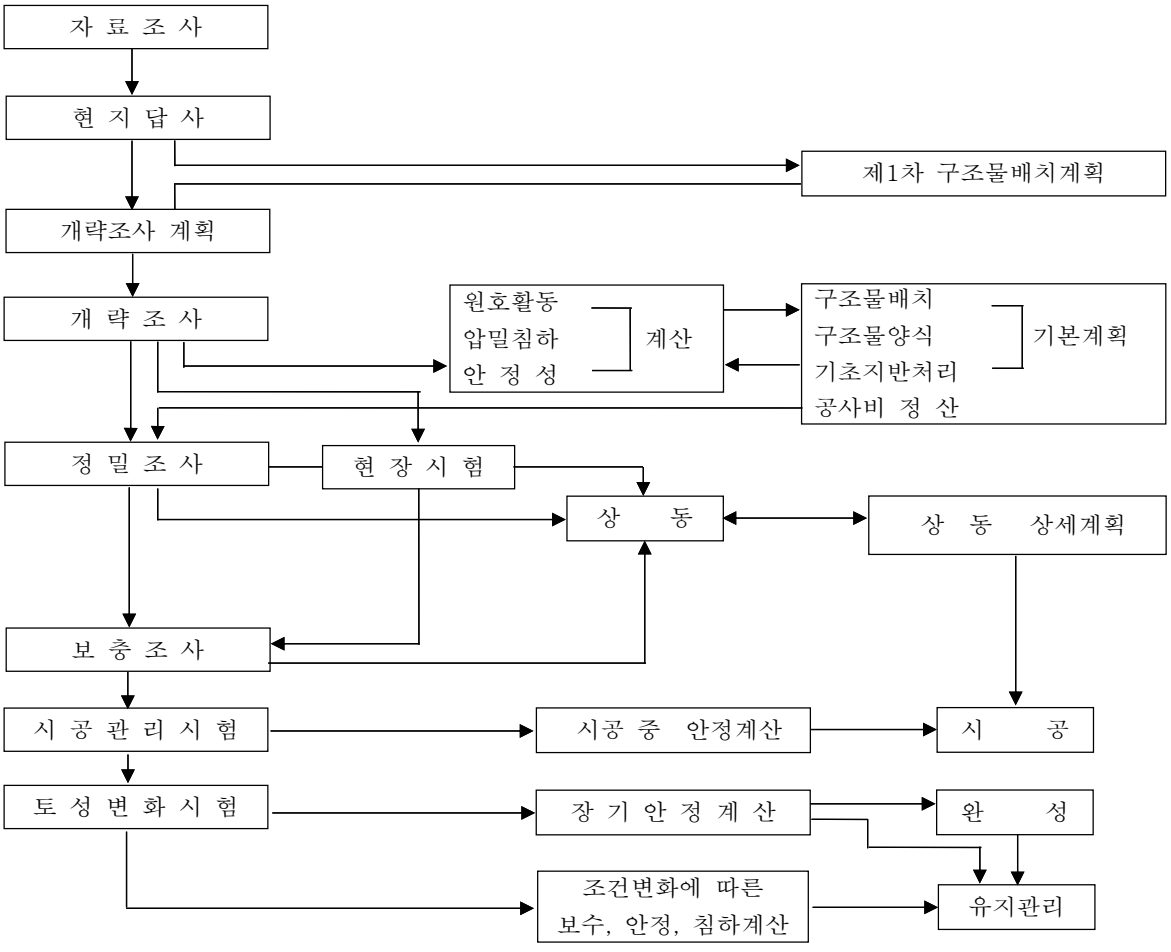
[참 고]

(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.

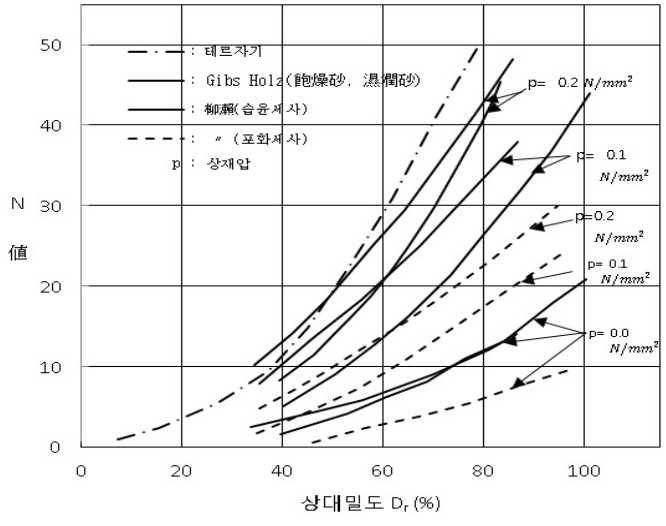
$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} = \frac{\gamma_d - \gamma_{d\,min}}{\gamma_{d\,max} - \gamma_{d\,min}} \cdot \frac{\gamma_{d\,max}}{\gamma_d}$$ 참고 (9-5)

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

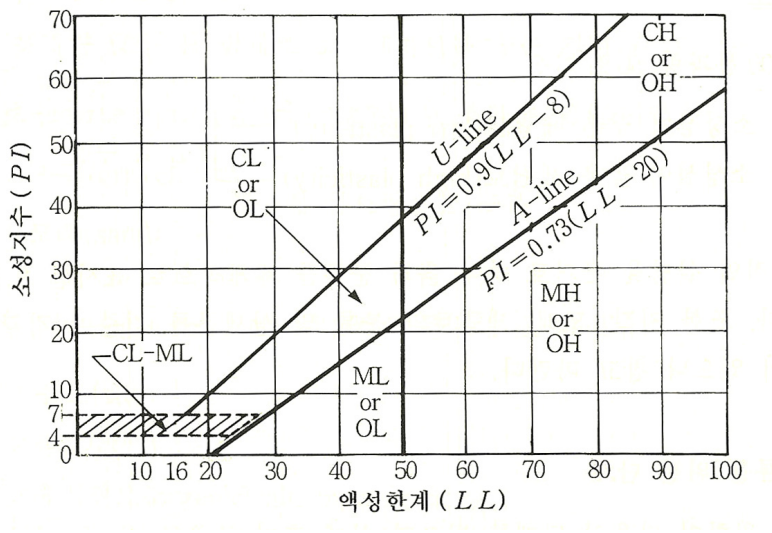
분 류	입 경 범 위 (mm)			
	MIT(1931)	AASHITO(1972)	ASTM(1967)	KSF 2301(1985)
자갈	2.0 이상	2.0 ~ 76.2	4.76 ~ 76.2	4.76 이상
모래	2.0 ~ 0.06	0.074 ~ 2.0	0.074 ~ 4.76	0.074 ~ 4.76
실트	0.06 ~ 0.002	0.002 ~ 0.074	0.074 이하*	0.005 ~ 0.074
점토	0.002 이하	0.002 이하	-	0.005 이하
콜로이드	-	0.001 이하	-	0.001 이하

주 : ASTM에서는 0.074mm 보다 작은 입자는 세립토로 분류함.

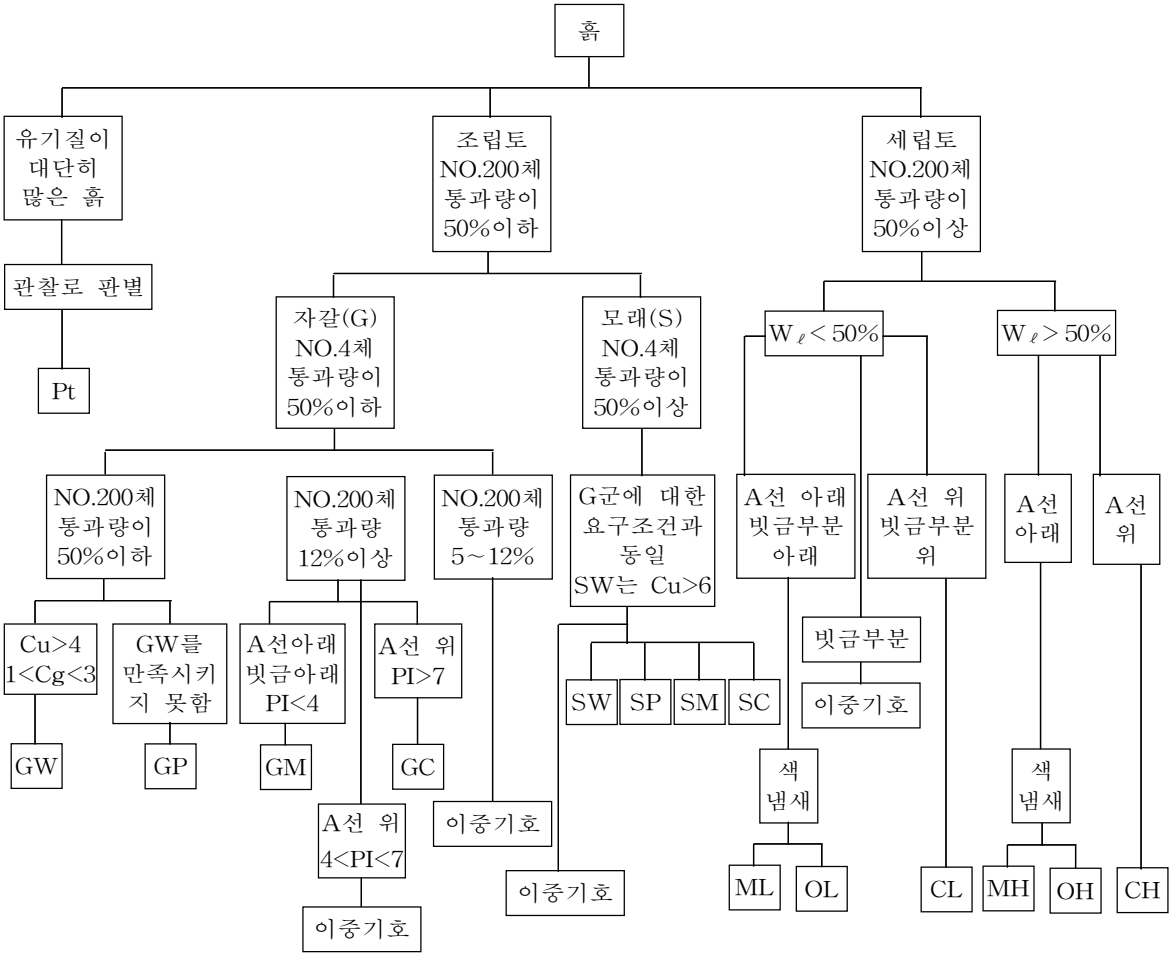
참고 그림 (9-3)은 통일분류법에서 세립토의 분류근거로 사용되는 소성도표를 나타내고, 참고 그림 (9-4)는 도로, 활주로의 재료로 사용되는 흙의 분류법으로서 국내에서 많은 사용되고 있는 통일분류법에 의한 흙의 분류방법을 보여 준다. 통일분류법은 흙을 영문자 두개로 표시하며, 앞의 문자는 흙입자의 주된 크기를 나타내고, 뒤의 영문자는 입도분포상태나 소성성을 나타낸다. 분류기호로 사용되는 영문기호와 각 기호의 의미는 참고 표 (9-3)에 나타나 있다.

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

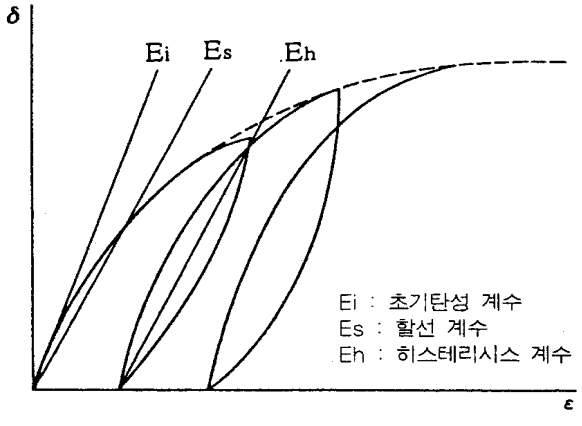
흙을 탄성체로 해석을 실시할 경우에는 흙의 비선형성을 고려해서 탄성계수를 적절히 설정하여야 한다.

[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]

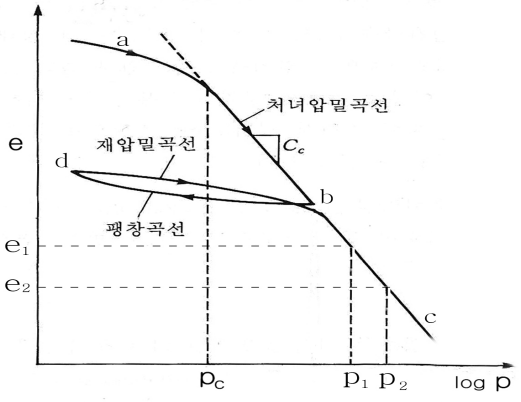
흙이 일차원적으로 재하되었을 때 흙입자에 의한 골격이 압축하여 침하하는 성질을 압축이라고 한다. 흙의 간극이 물로 포화되어 있을 때 흙입자의 골격이 압축됨으로서 간극수가 빠져 나가게 된다. 흙입자가 투수성이 큰 사질토에서는 배수가 신속히 진행되어 재하 직후 압축이 시작되고 곧 완료되지만, 점성토 지반에서는 투수성이 현저하게 작기 때문에 많은 시간이 필요하게 되며 압축침하는 서서히 진행된다. 이와 같이 점성토 지반의 압축침하가 오랜 시간에 걸쳐서 진행하는 현상을 압밀이라고 한다. 흙의 압밀특성은 단순히 재하에 수반하는 침하계산에 사용될 뿐만 아니라 지반개량공사에서 흙의 전단강도 증가를 추정하는 데에도 사용될 수 있다.

[참 고]

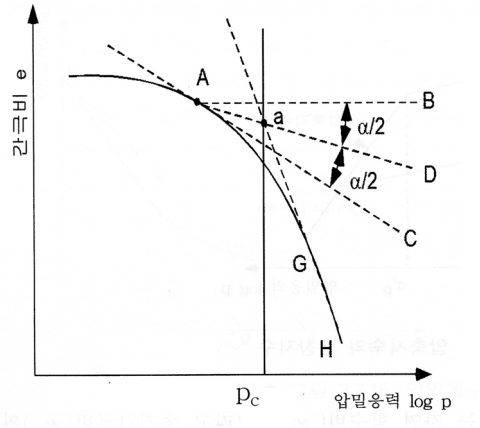
(1) 일 반

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.

$$T_v = \frac{C_v\ t}{H^2} \qquad \text{참고 (9-22)}$$

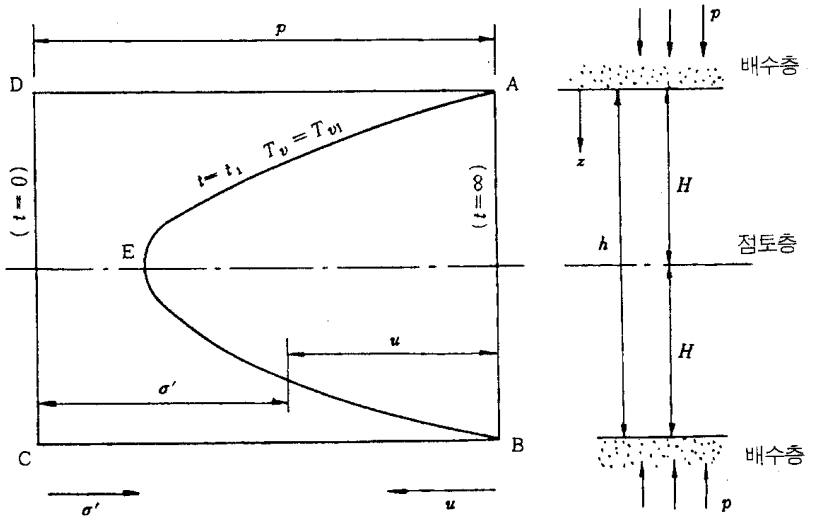
여기서,

T_v : 시간계수

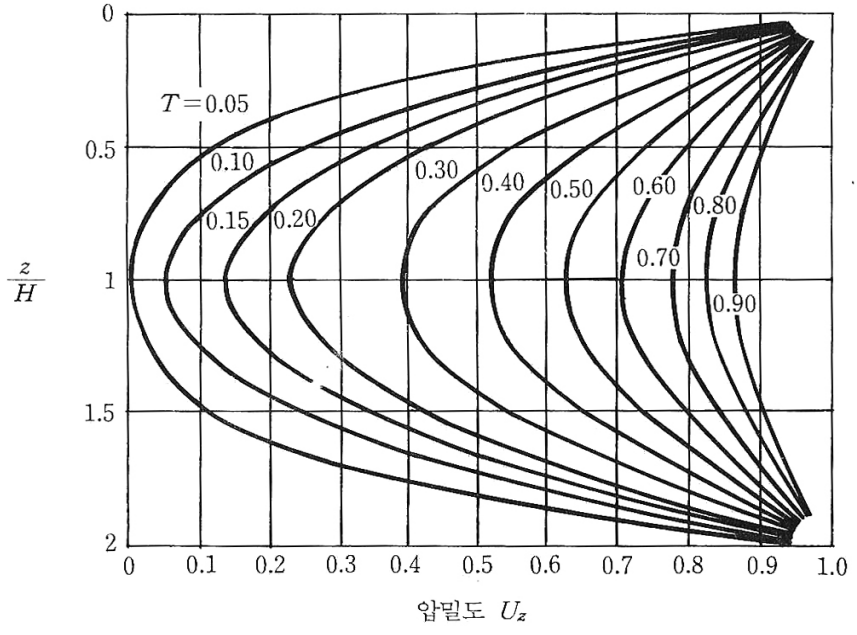
C_v : 압밀계수(cm^2/min, 혹은 cm^2/sec)

t : 압밀시간(C_v와 같은 시간단위)

H : 압밀층의 최대배수거리(C_v와 같은 길이의 단위)



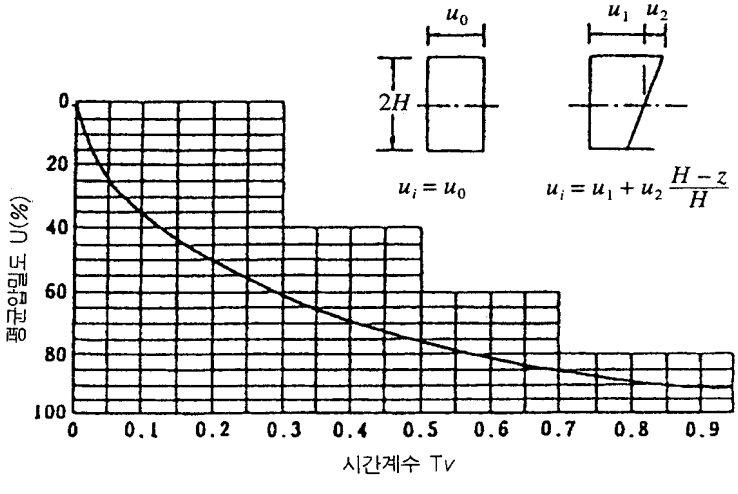
(a) 간극수압의 깊이별 분포도



(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.



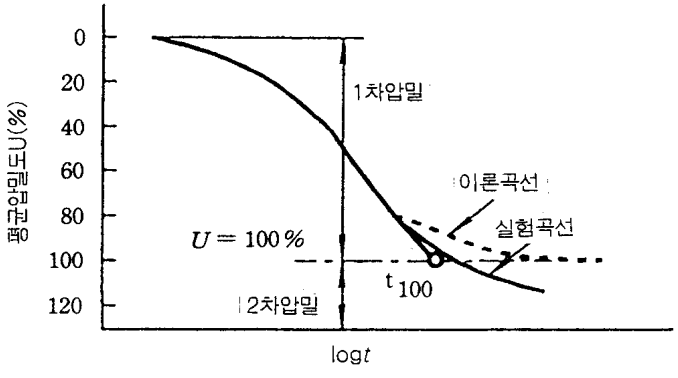
참고 그림 (9-9) 평균압밀도와 시간계수 관계도(일차원의 경우)

(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)

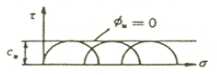
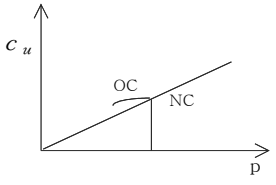
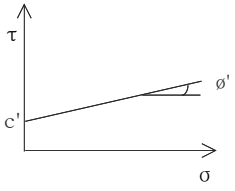
공시체내의 물 혹은 공기가 자유로이 유출할 수 있는 상태에서 흙 시료를 압밀시킨 다음, 전단 때에는 간극수압이 전혀 발생하지 않도록 천천히 하중을 증가시켜서 시료를 파괴 시키는 시험이다.

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.

$$c_u = c_o + k \cdot z \qquad \text{참고 (9-31)}$$

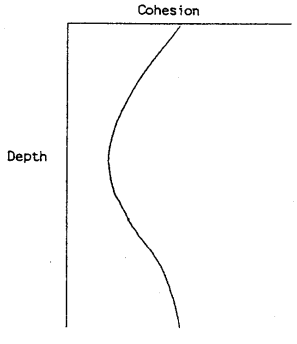
여기서,

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.

$$c_u = \frac{}{p}\,\frac{[K_H + (1 - K_H)\,A\,]\sin\phi'}{1 + (2A - 1)\sin\phi'} \qquad \text{참고 (9-33)}$$

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.

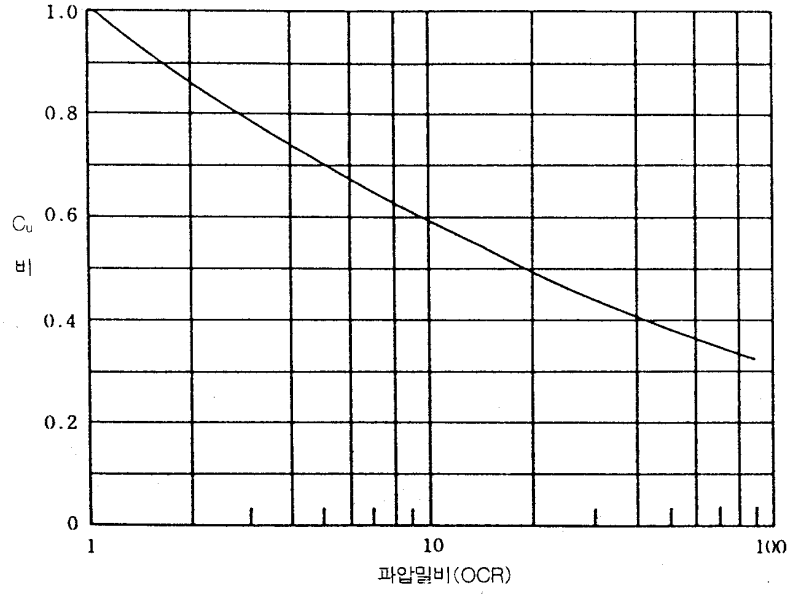
점토지반 위에 매립하여 공장부지를 조성하는 경우, 특히 점토층의 두께에 비해 재하면적이 클 때, 지중의 연직응력 증가분은 깊이에 관계없이 재하하중과 같은 일정한 값으로 볼 수 있으므로, 식 참고 (9-33)의 $c_u/\overline{p}$ 값을 사용하여 설계할 수 있다. 일반적으로 재하면적이 무한히 클 수는 없으므로 지중의 응력은 깊이가 증가함에 따라 감소하는 것이 보통이다. 이와 같은 지중응력의 분포를 고려하여 $c_u/\overline{p}$의 설계값은 평균압밀도 80%로 가정할 때, 0.25 정도로 보는 경우가 많다. 샌드 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 원통 분리형 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,

$\sigma_o{}'$: 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 로드 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 로드와 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,

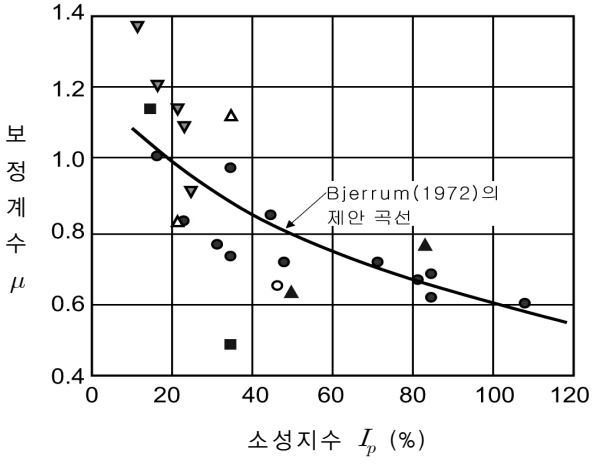
$M_{\max}$: 최대회전모멘트
D : 베인의 폭(원통형 토체의 직경)
H : 베인의 높이

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)

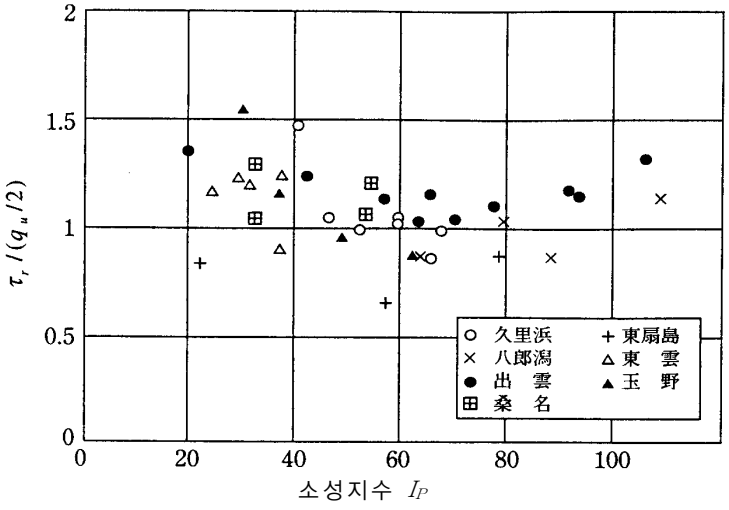
여기서,

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.

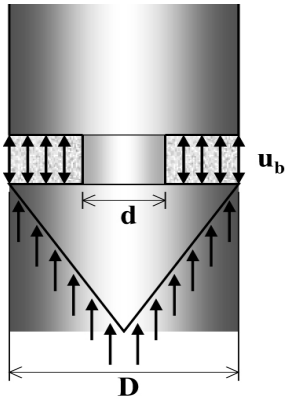
$$q_t = q_c = u(1-a) \qquad \text{참고 (9-43)}$$

여기서,

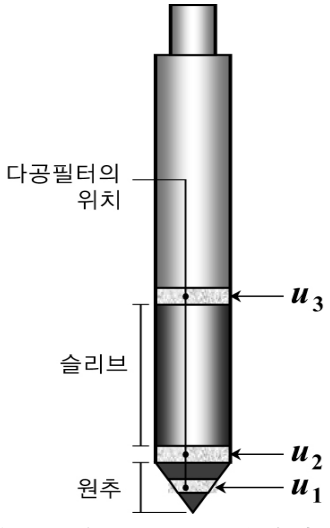
a : 부등단면적 비 (= d^2/D^2)

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 상용제품이 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.

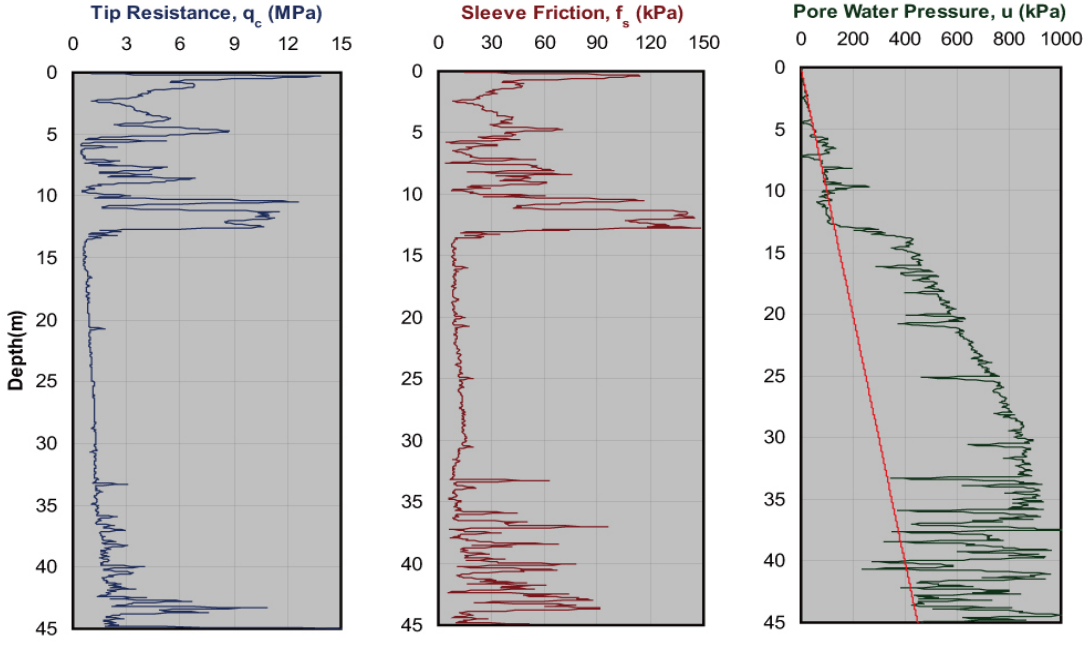
$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \times 100\% \qquad \text{참고 (9-44)}$$

$$B_q = \frac{u_b - u_o}{q_c - \sigma_{vo}}$$ 참고 (9-45)

여기서,

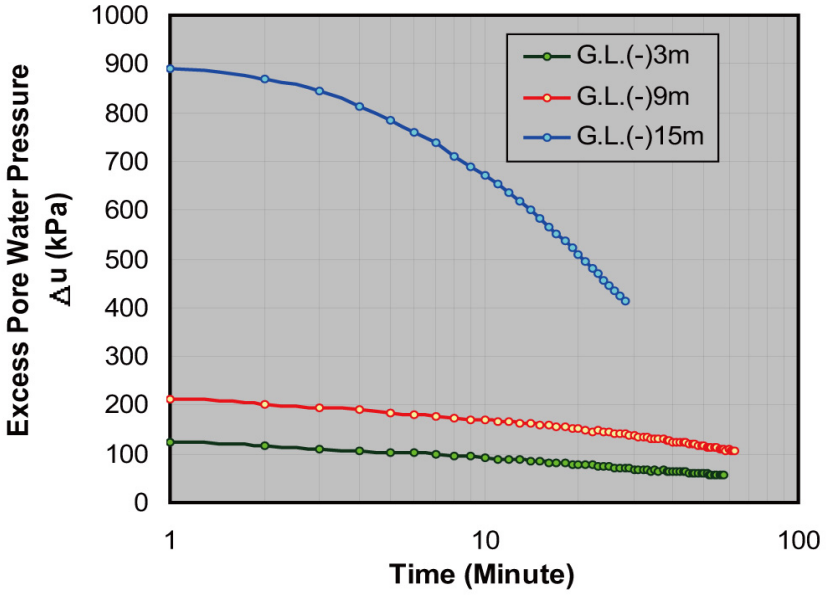
u_o : 정수압

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.

$$U = \frac{u_t - u_o}{u_i - u_o} \qquad \text{참고 (9-46)}$$

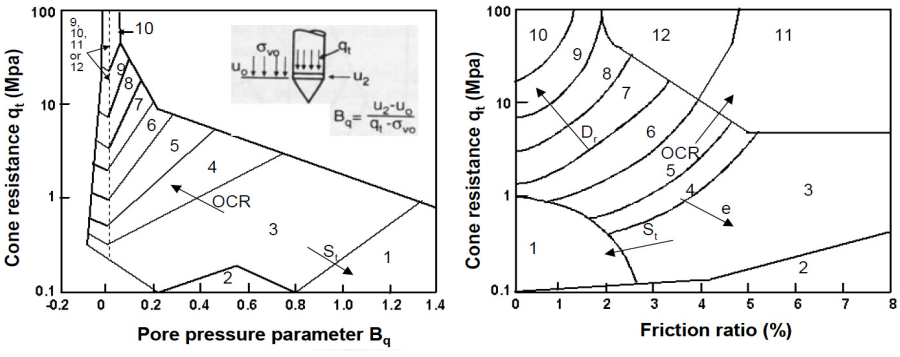
여기서,

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.

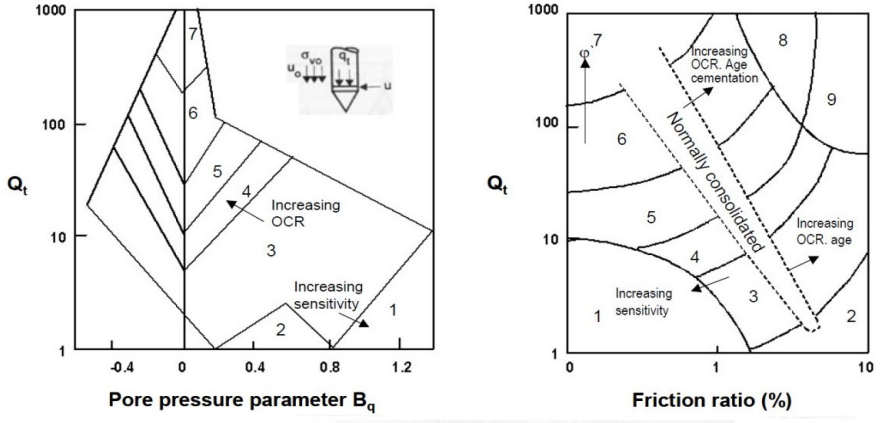


Zone : Soil Behaviour Type

1.	Sensitive fine grained	5.	Clayey silt to silty clay	9.	Sand
2.	Organic material	6.	Sandy silt to clayey silt	10.	Gravelly sand to sand
3.	Clay	7.	Silty sand to sandy silt	11.	Very stiff fine grained*
4.	Silty clay to clay	8.	Sand to silty sand	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;	4. Silt mixtures; clayey silt to silty clay	7. Gravelly sand to sand;
2. Organic soils-peats	5. Sand mixtures; silty sand to sand silty	8. Very stiff sand to clayey sand
3. Clays-clay to silty clay	8. Sands; clean sands to silty sands	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.

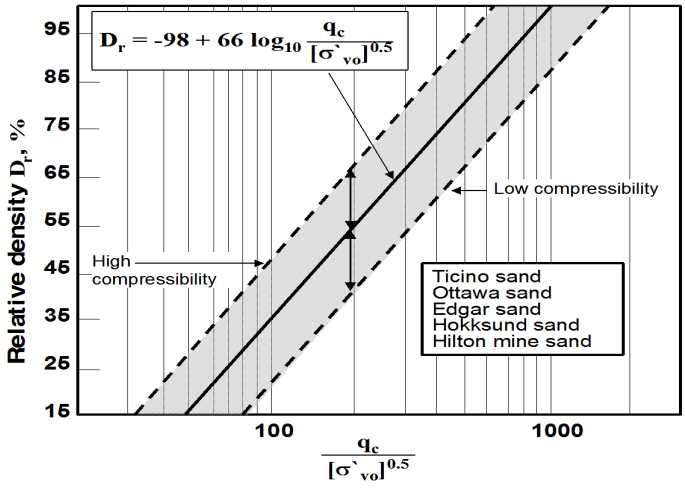
$$\phi = \tan^{-1}\left[0.1 + 0.38\log\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right)\right] \qquad \text{참고 (9-54)}$$

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_c 와 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

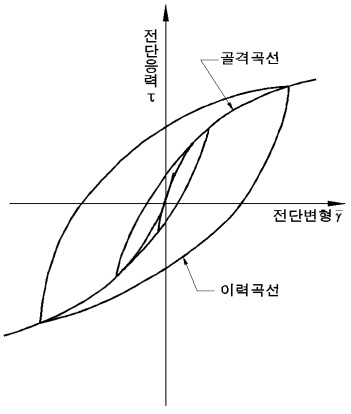
W : 변형에너지 ΔW : 감쇠에너지

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.

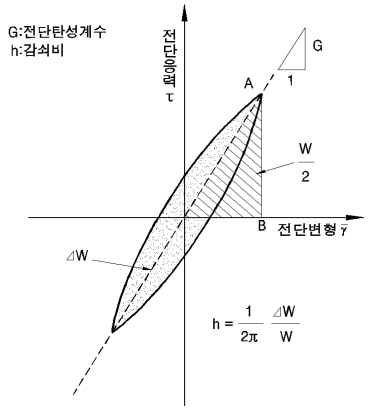
여기서 $G_{\max}$는 $\gamma \fallingdotseq 10^{-6}$의 최대전단탄성계수이다.

(3) 전단탄성계수률 및 감쇠비 측정

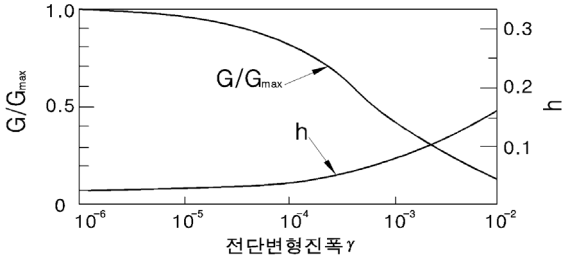
전단탄성계수 및 감쇠비는 공진주시험, 비틂전단시험, 진동삼축시험 등의 실내 시험이나, PS 검층법, 검층공과 검층공간의 속도 측정법 등 탄성파를 이용한 원위치 시험에 의하여 구한다.



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.

$$G = \frac{\sigma_a}{2\epsilon_a(1+\nu)}$$ 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.

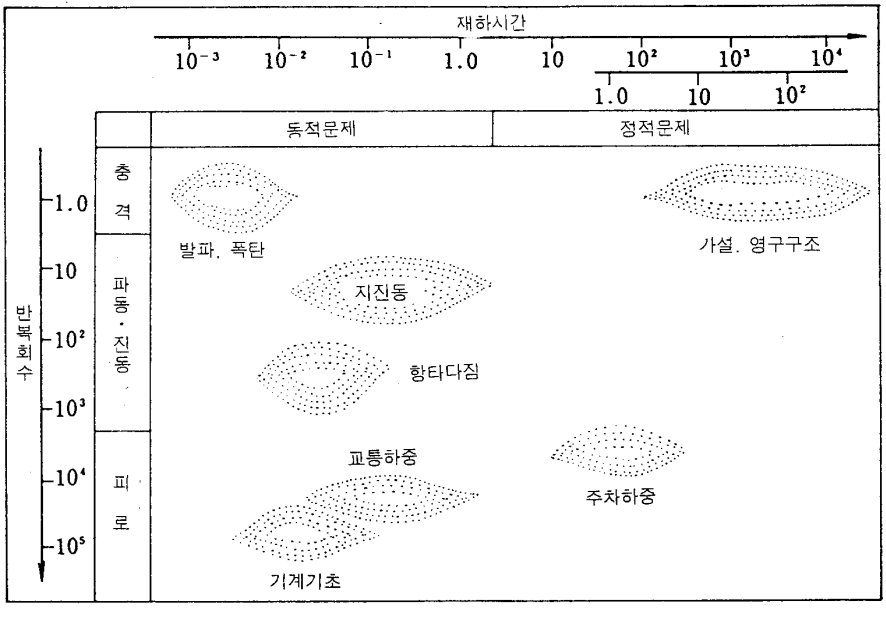
[참 고]

(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.

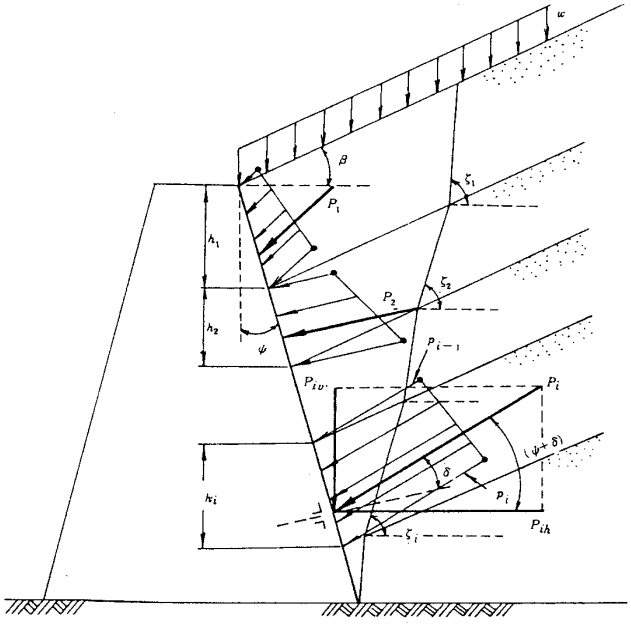


그림 (9-1) 토 압

[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.

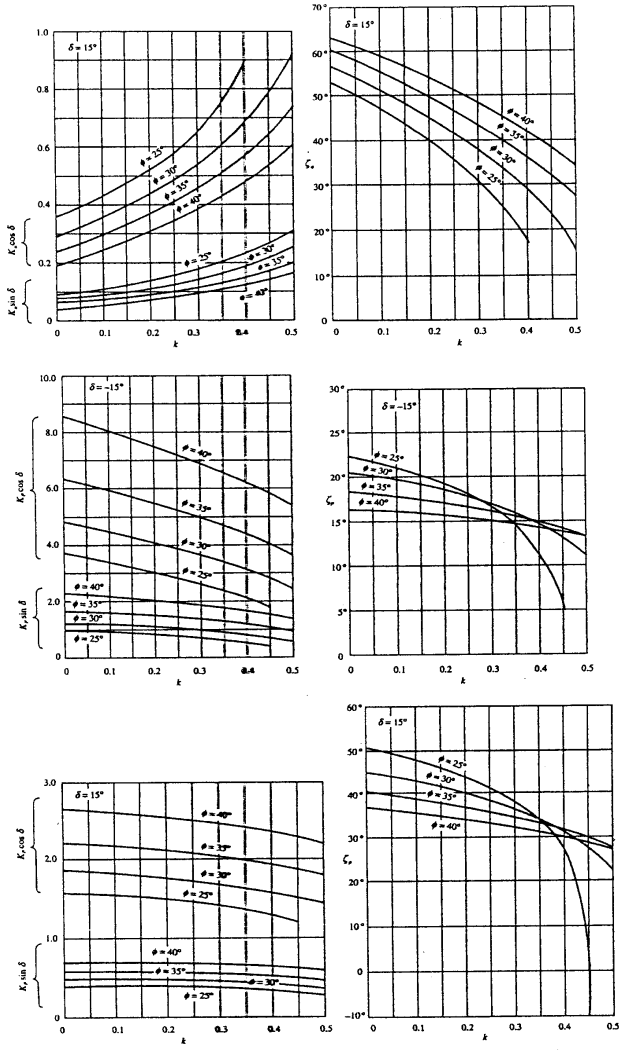
(3) 잔류수위 이하의 토압

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/㎡)

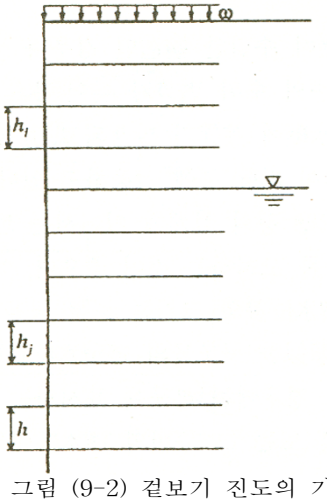
h : 잔류수위 아래에서 토압을 산정하는 토층의 두께 (m)

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.

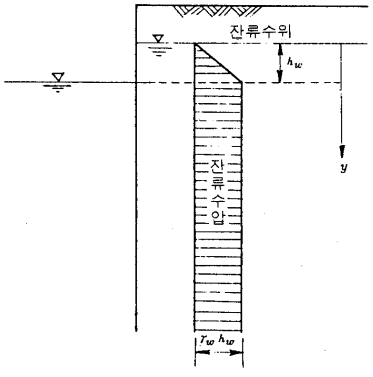


그림 (9-2) 잔류수압

[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.

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{12} k \gamma_w H^2 \qquad (9\text{-}17)$$

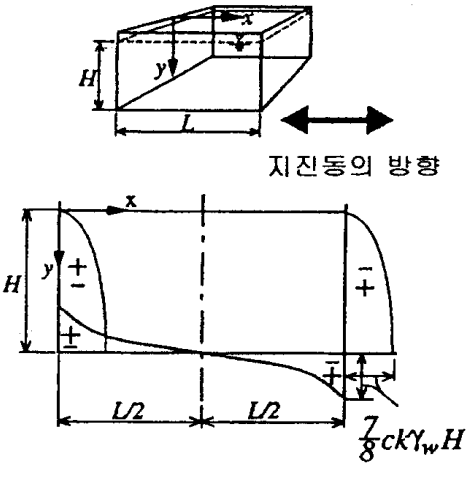
$$h_{dw} = \frac{3}{5} H$$

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 $\quad c = \frac{L}{1.5H}$

$\frac{L}{H} < 1.5$일 때 $\quad c = 1.0$

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

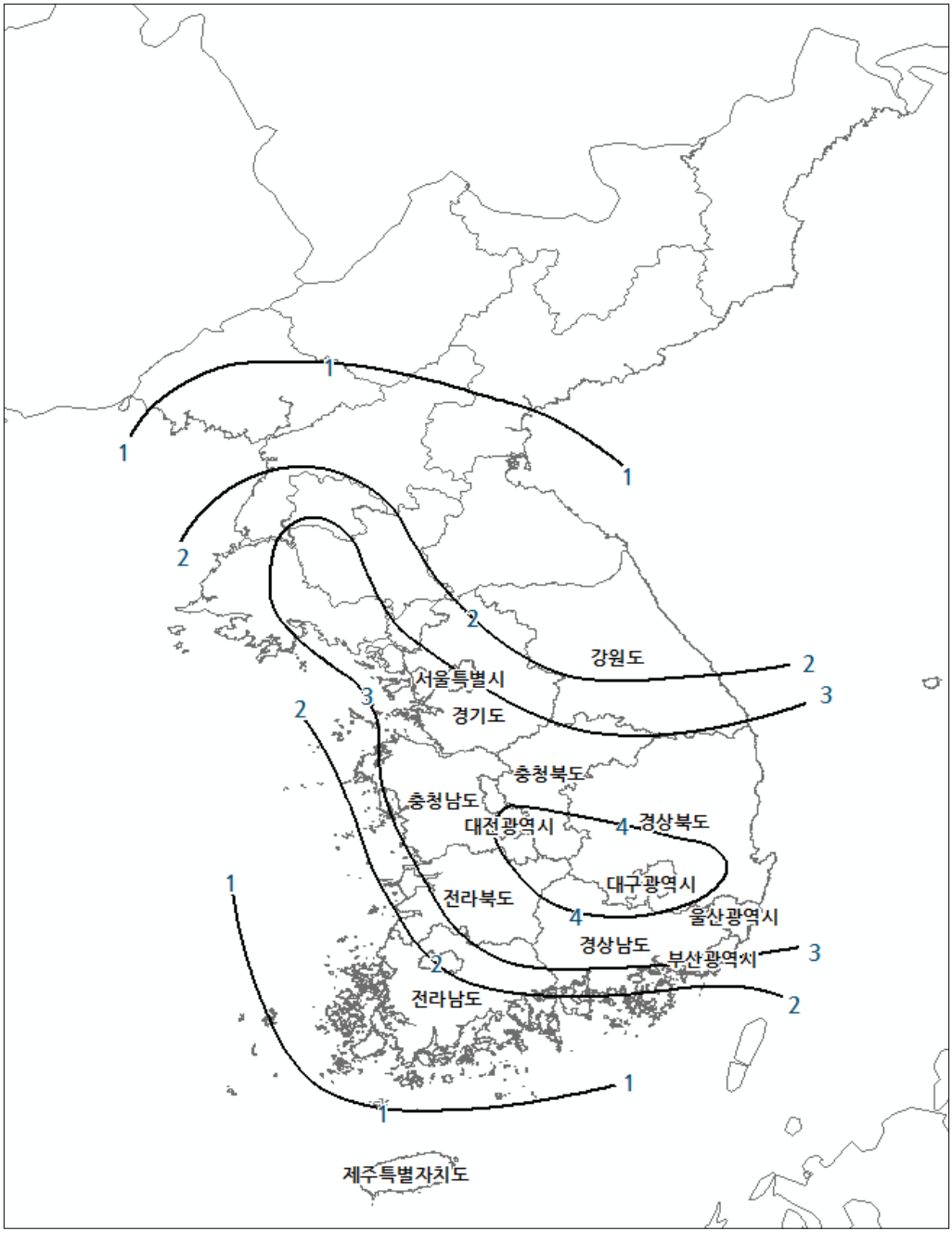
재현주기(년)	50 년	100 년	200 년	500 년	1000 년	2400 년	4800 년
위험도 계수	0.4	0.57	0.73	1.00	1.40	2.0	2.6

[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.

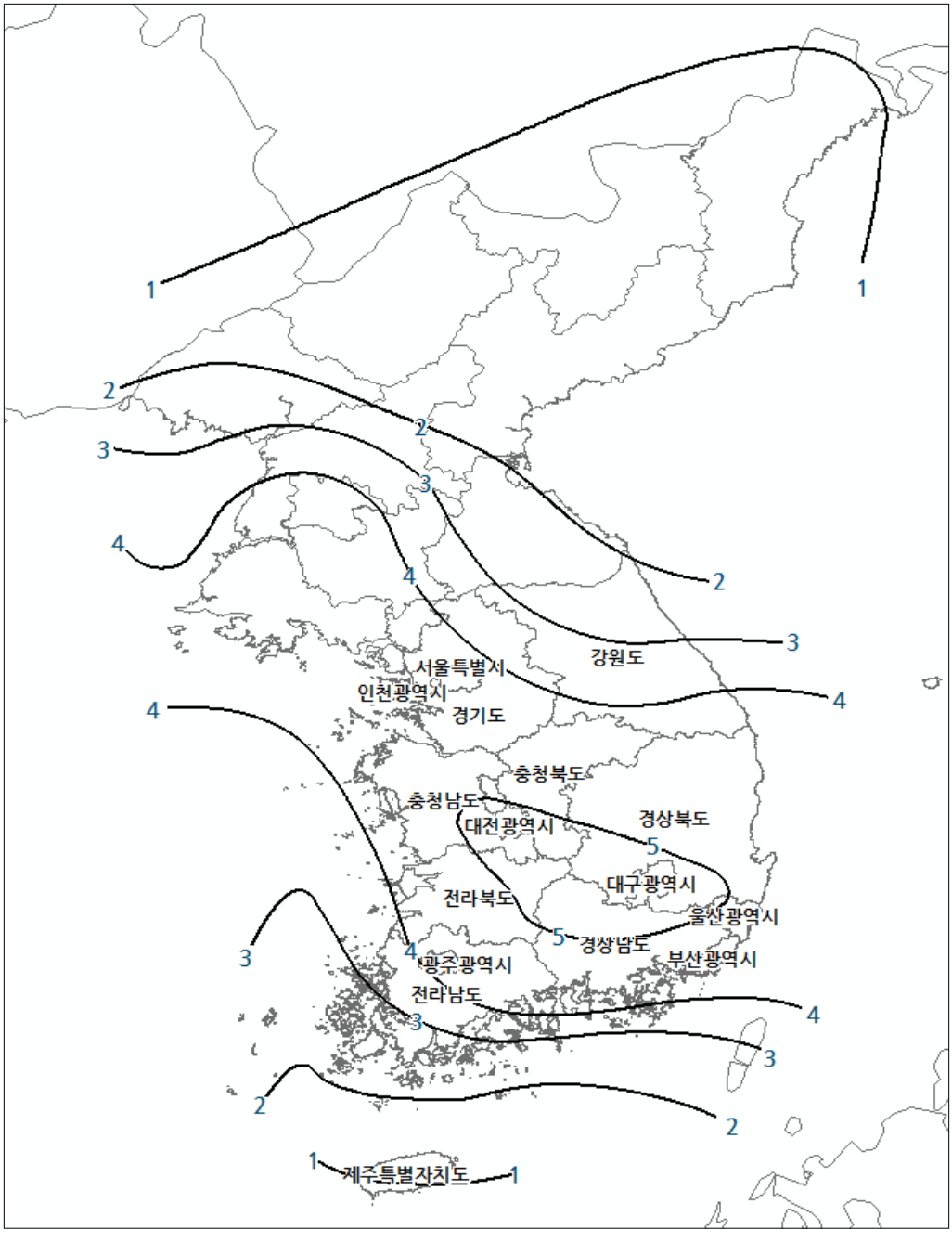
(2) 지진구역 계수가 구분된 각 지진구역별로 평균재현주기 500년을 기준으로 결정되었으므로, 표 (10-4)에서 평균재현주기별 최대유효지반가속도의 비를 의미하는 위험도 계수를 정하여 이용함으로서 다른 재현주기에서의 지역별 진도를 결정할 수 있도록 하였다.

(3) 우리나라의 각 재현주기별 지진재해도는 해설 그림 (10-1)~해설 그림 (10-7)과 같다.



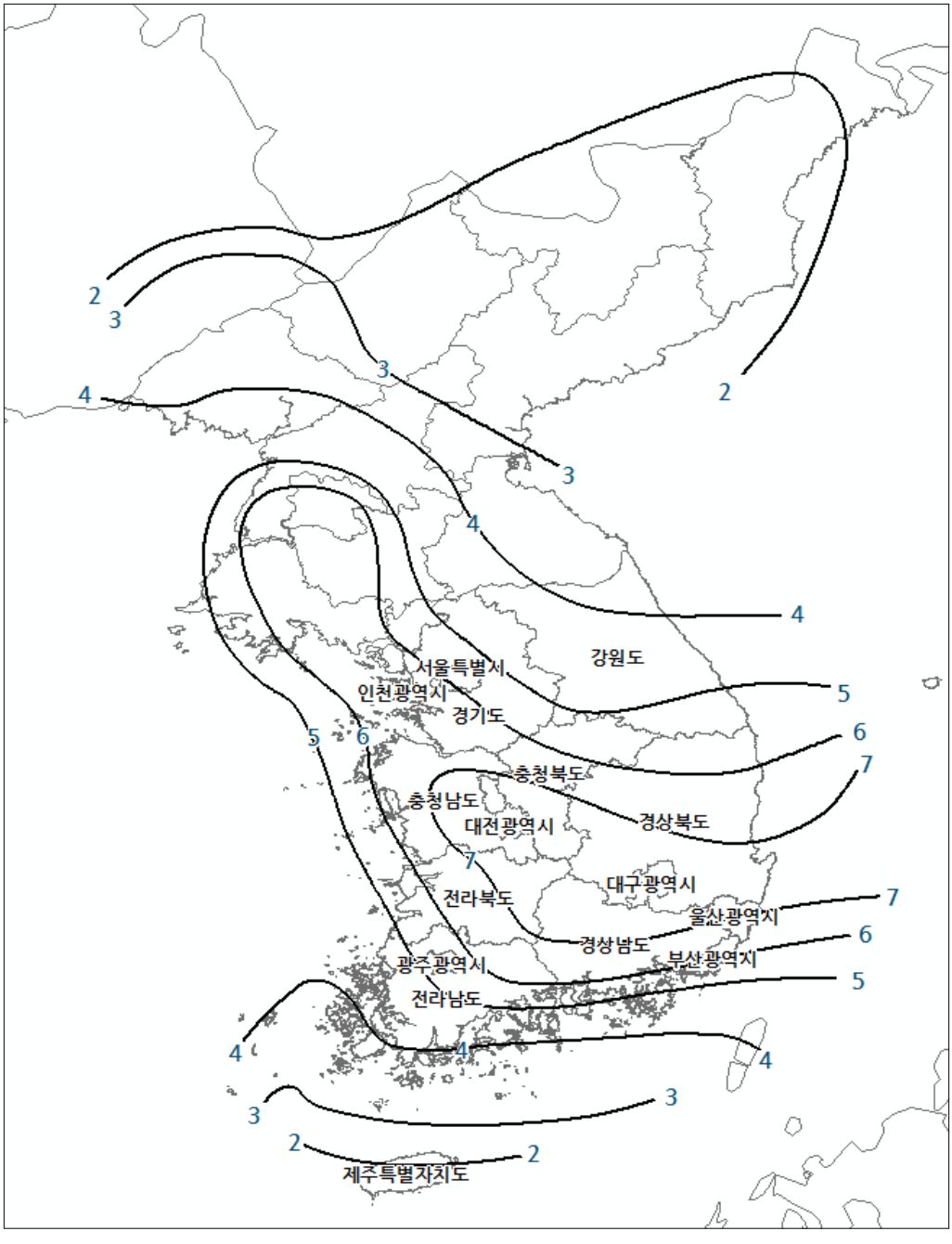
(5년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

해설 그림 (10-1) 평균재현주기 50년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)



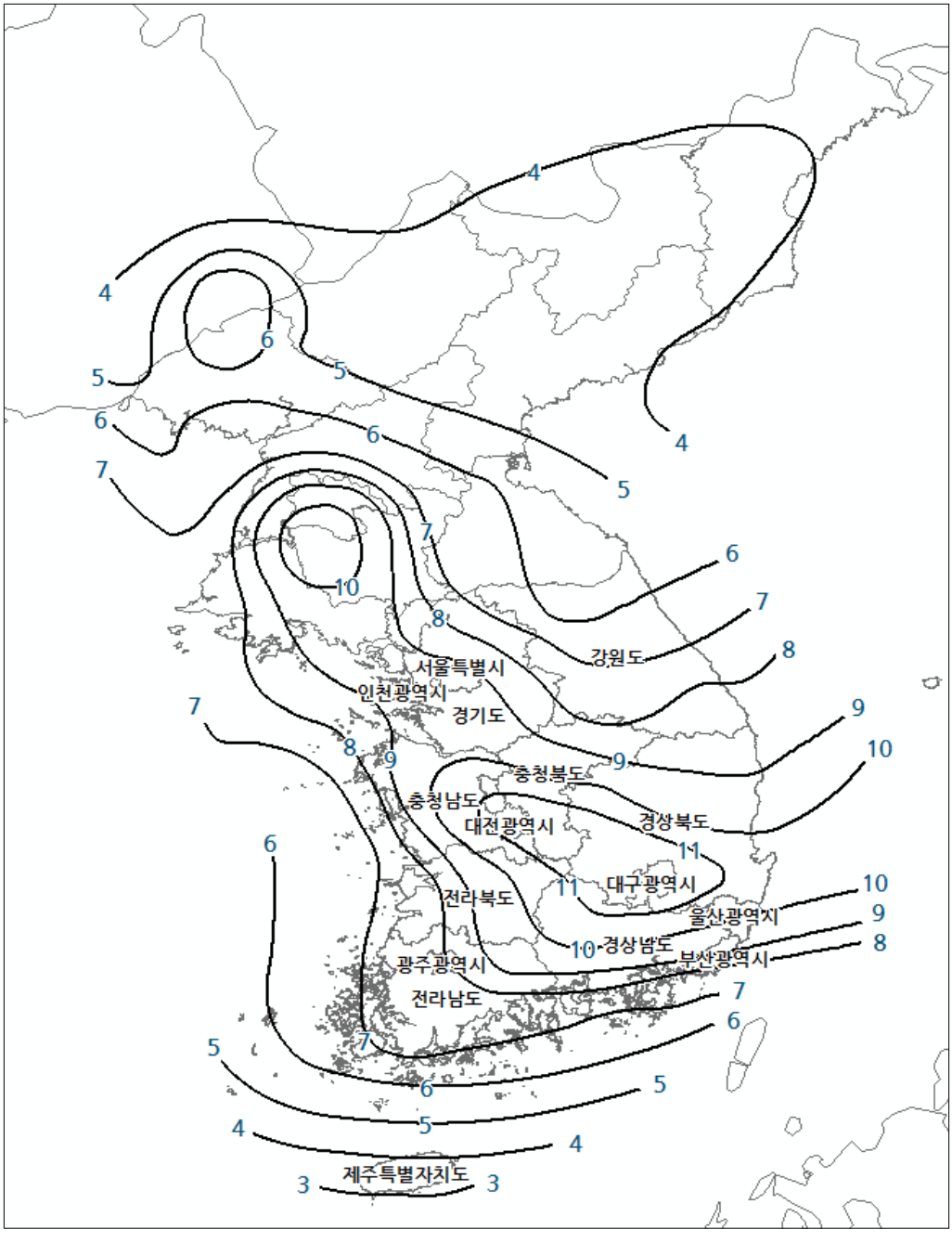
(10년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

해설 그림 (10-2) 평균재현주기 100년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)



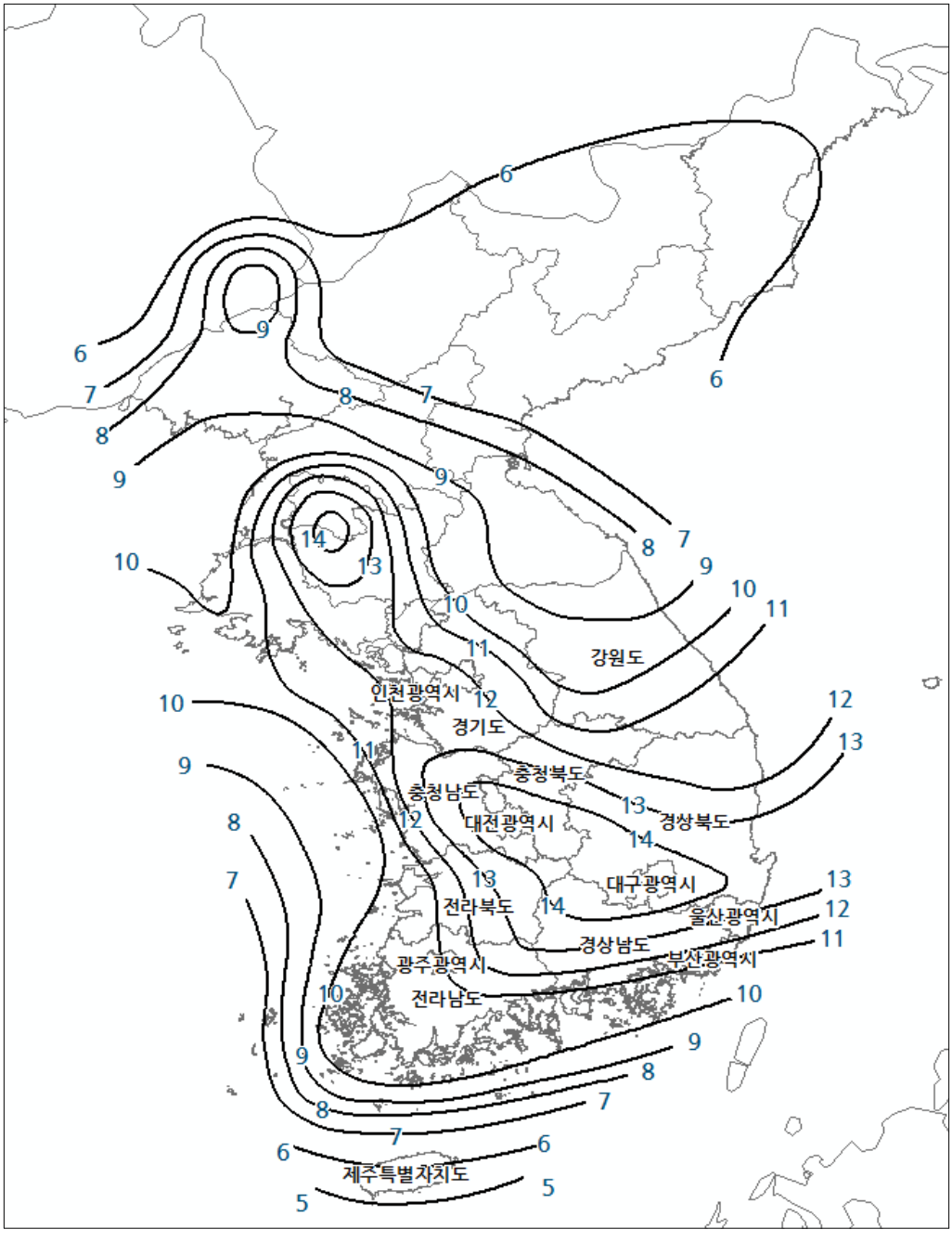
(20년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

해설 그림 (10-3) 평균재현주기 200년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)



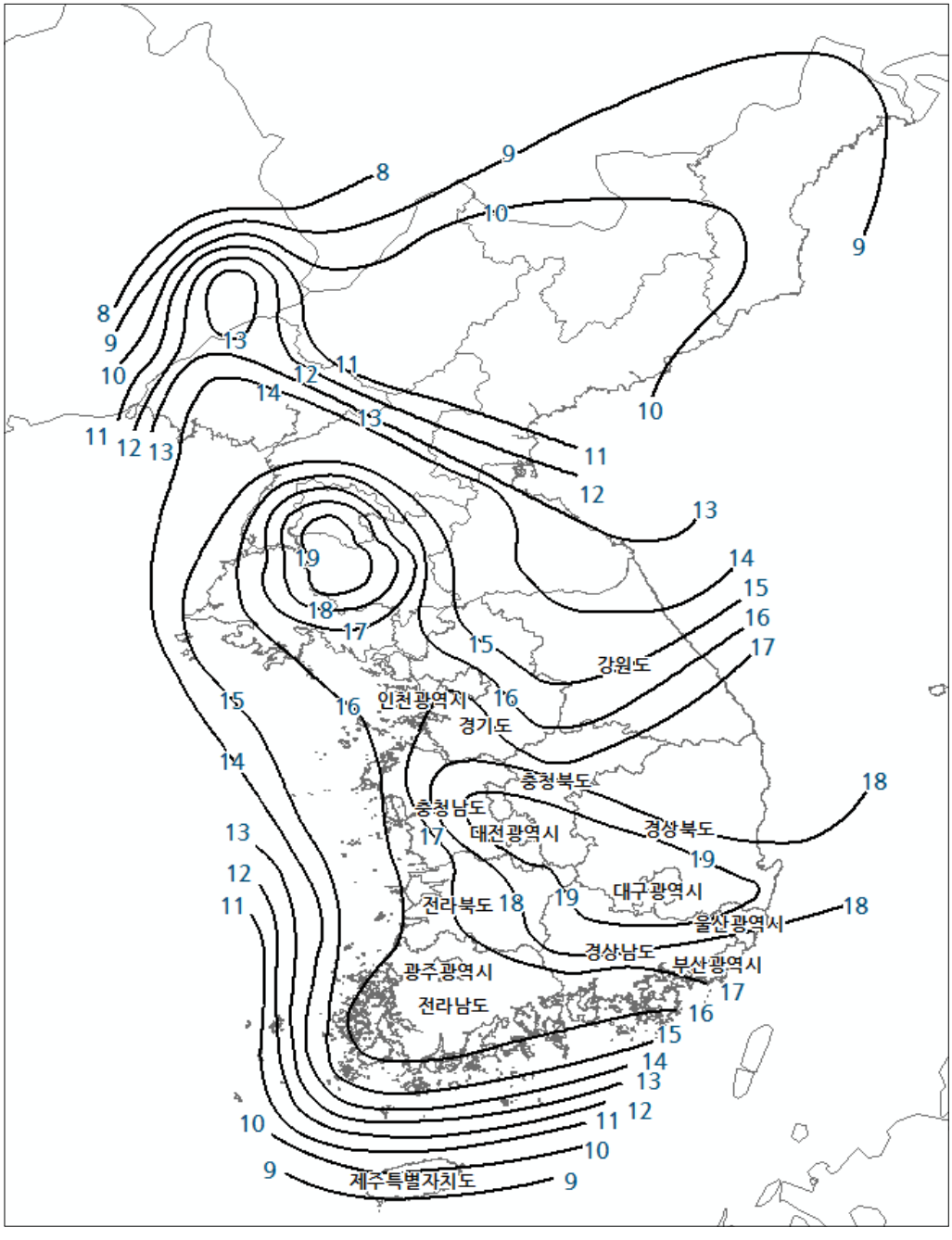
(50년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

해설 그림 (10-4) 평균재현주기 500년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)



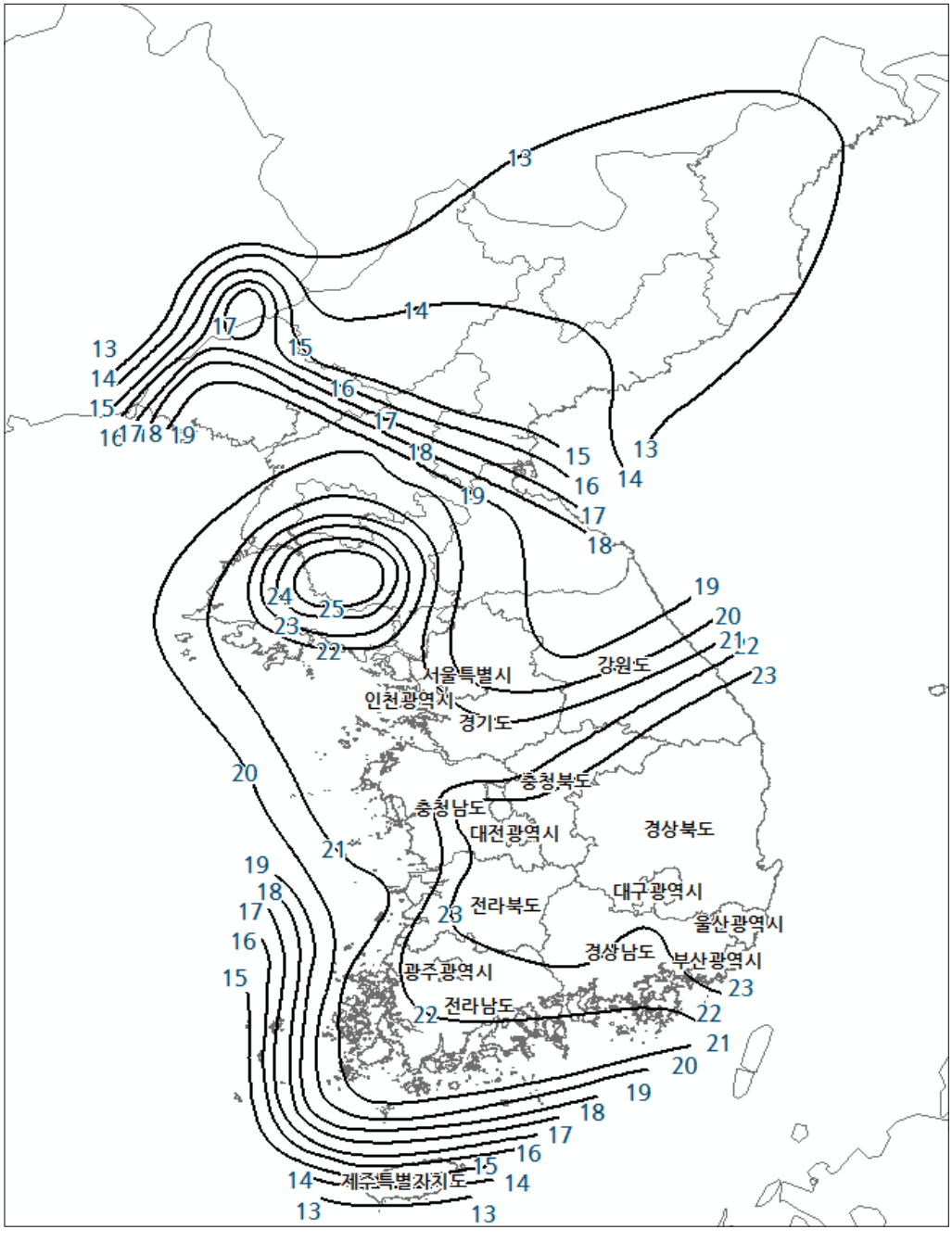
(100년 내에 발생확률 10%에 해당하는 가속도계수(%g))

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.

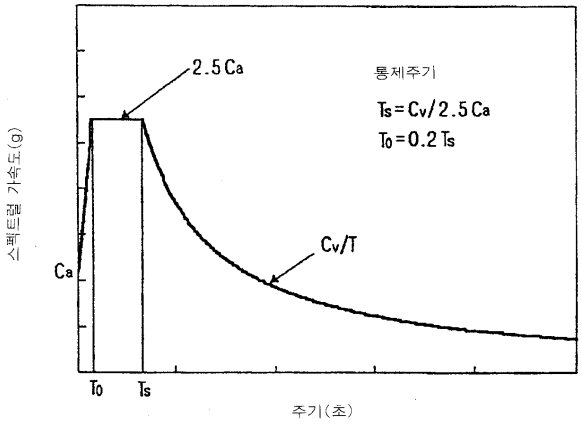


그림 (10-1) 표준 설계응답스펙트럼

(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)

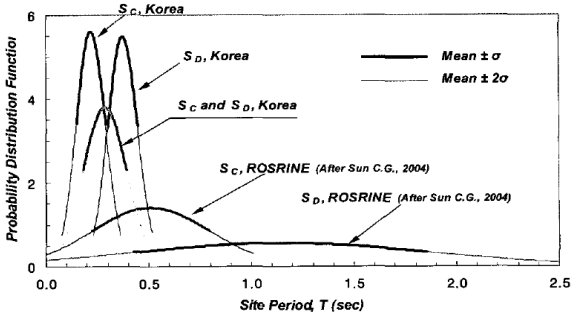
여기서, d_c : 상부 30.480m에 있는 점착성 토층의 총 두께(100 $-d_s$), m

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 탄성파 시험(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 $\approx$ 625

n : 구속압 영향계수 $\approx$ 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~logγ)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

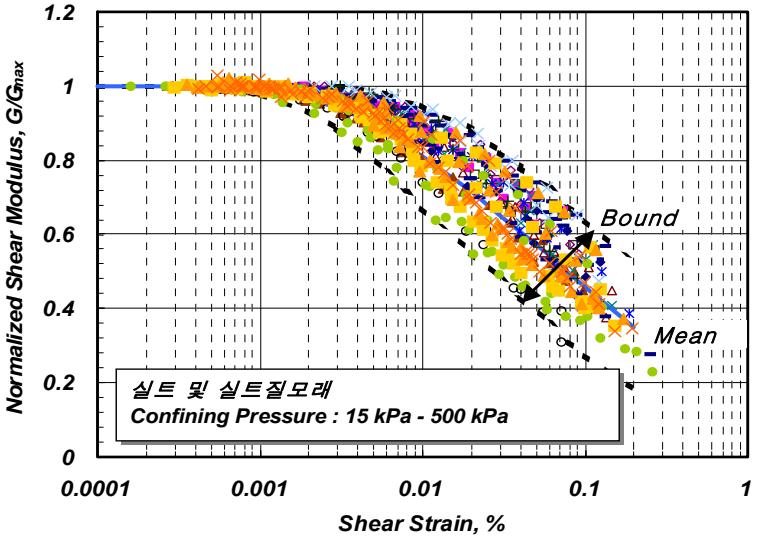
소규모 2등급 구조물의 경우 시험장비의 가용성 및 지반조사 비용의 제한 등으로 인하여 현장 탄성파시험 및 실내 변형특성시험을 수행할 수 없는 경우에는 경험적 방법에 의해 지반의 비선형 거동을 평가한다. 이 방법은 상당히 큰 오차를 유발할 수 있는 등 신뢰도에 문제가 있으며, 모든 경험적 상관식이 외국지반에 대한 시험결과로부터 유도되어 있으므로 국내지반에 대한 연구를 수행하여 이에 대한 검증을 통해 방법의 신뢰도를 증가시켜야 한다.

가. 지반조사 자료를 바탕으로 지반의 층상구조를 확인하고 각 층에서 지반자료(N값, 단위중량, 지하수위, 간극비, 액·소성한계, 입도분포, 비중 등)를 얻는다.

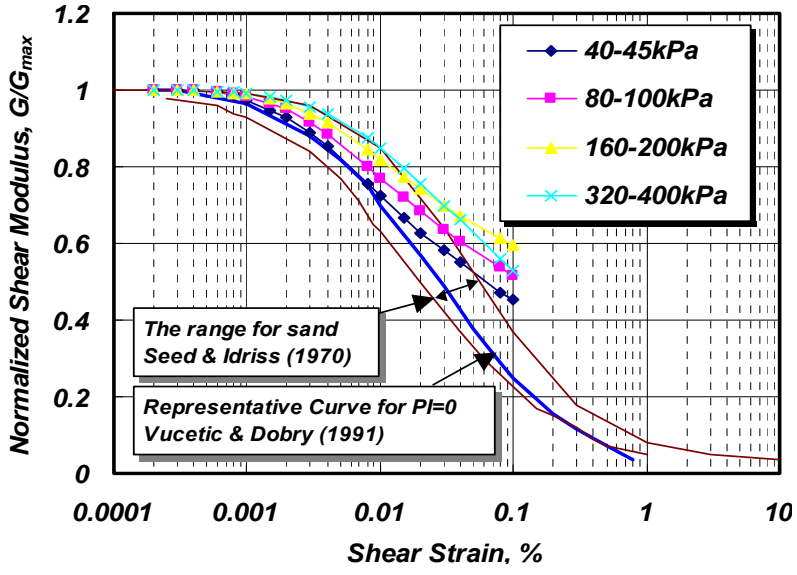
나. 지반자료와의 경험적 상관관계를 이용하여 각 층의 최대전단탄성계수를 결정한다.

다. "② 현장실험 결과를 이용하는 방법"의 나, 다, 라의 단계를 수행한다.

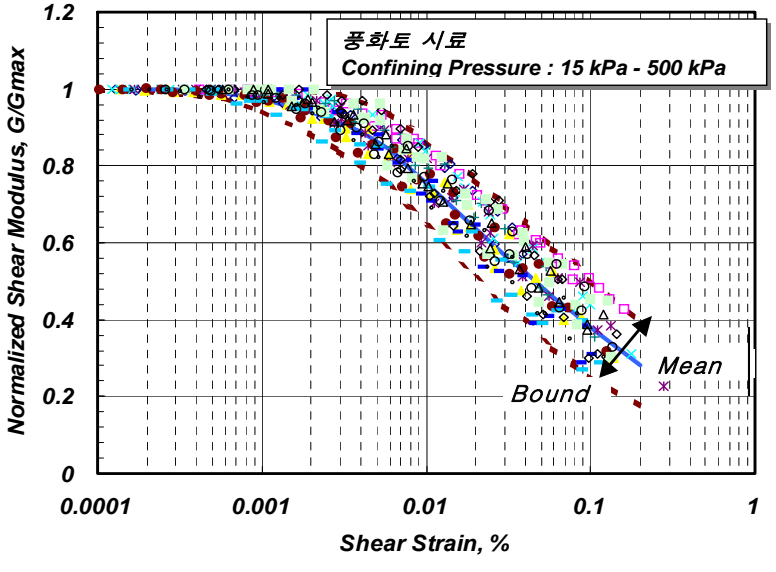
(11) 부지응답특성 평가시 실내실험을 실시하지 않을 경우 문헌의 자료를 이용할 수 있다. 본 기준에서는 국내 지반의 실트 및 실트질 모래, 조립질 모래, 풍화토에 대한 동적변형특성을 예시한다. 아래의 자료를 이용할 경우 현장 지반의 종류와 구속압을 고려하여 적절한 자료를 이용해야 한다.



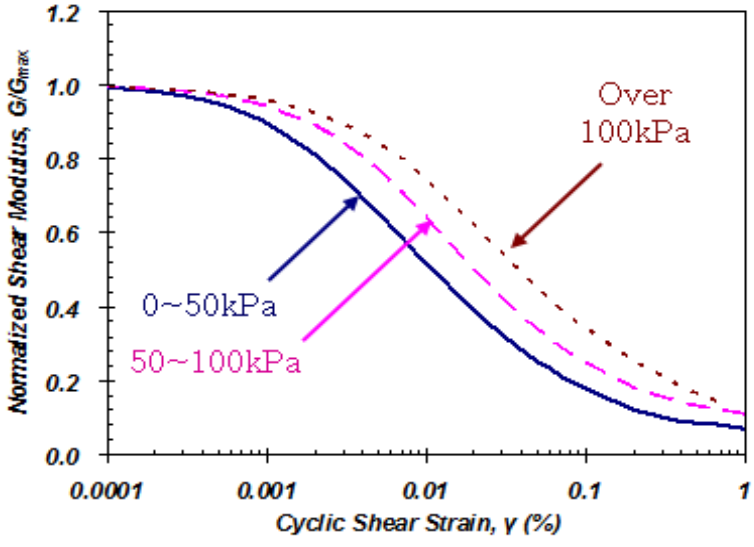
참고 그림 (10-1) 국내 실트 및 실트질 모래의 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선
(김동수와 추연욱, 2001)



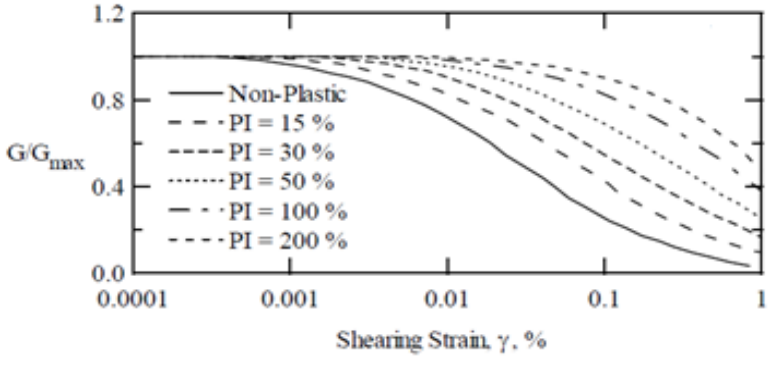
참고 그림 (10-2) 국내 조립질 사질토의 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선
(김동수와 추연욱, 2001)



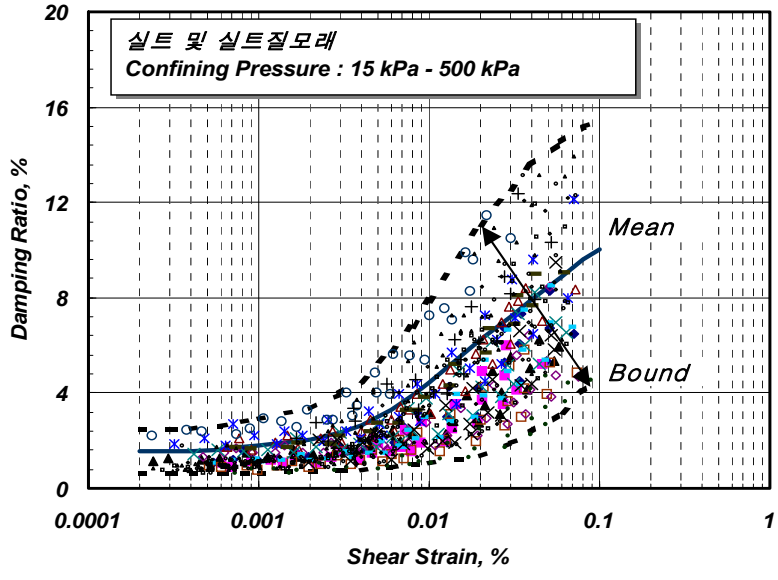
참고 그림 (10-3) 국내 풍화토의 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선
(김동수와 추연욱, 2001)



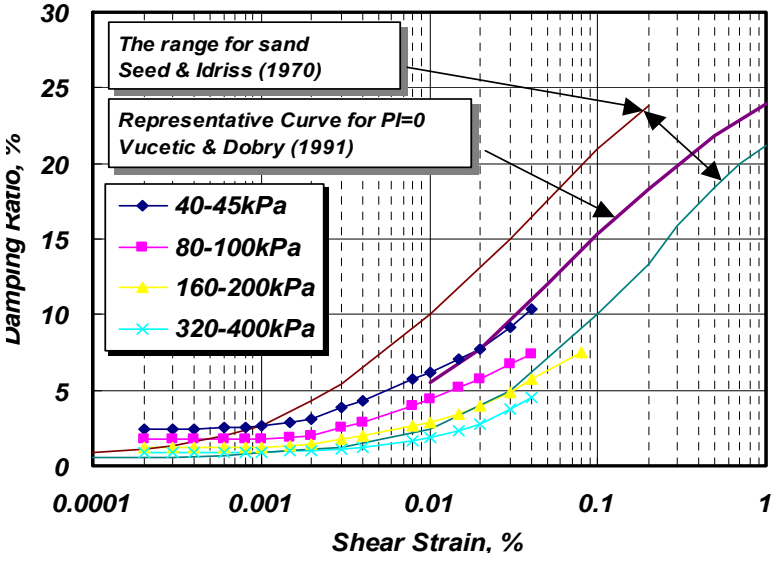
참고 그림 (10-4) 사력부 재료의 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선 (이세현 등, 2009)



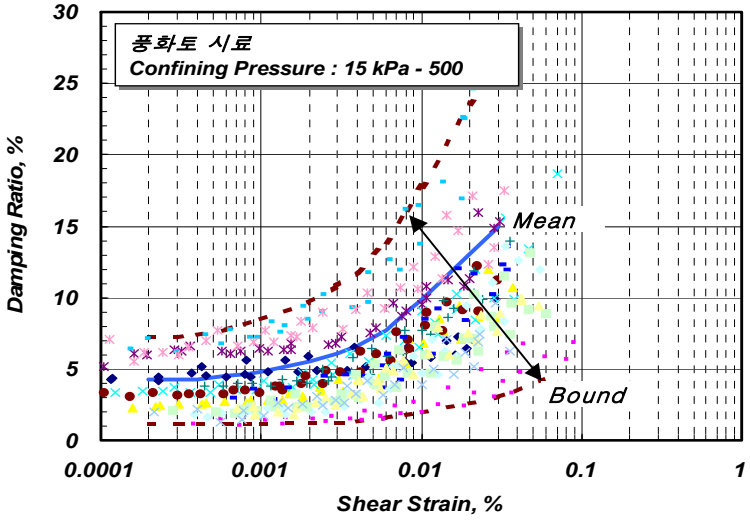
참고 그림 (10-5) 소성지수에 따른 대표적인 정규화 전단탄성계수 감소곡선
(Vucetic과 Dorby, 1991)



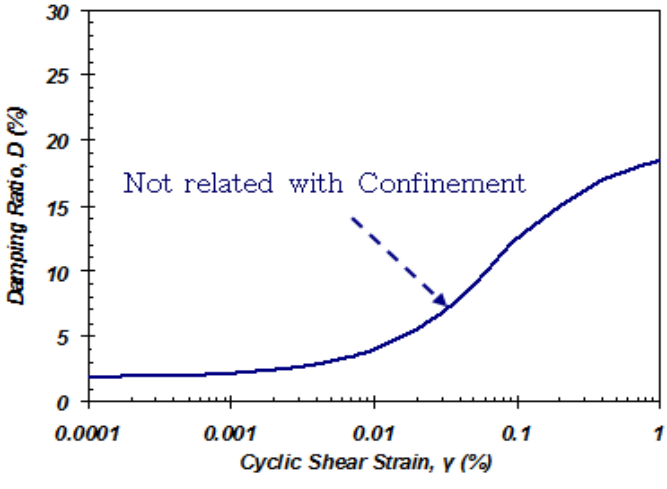
참고 그림 (10-6) 국내 실트 및 실트질 모래의 대표적인 감쇠비 곡선
(김동수와 추연욱, 2001)



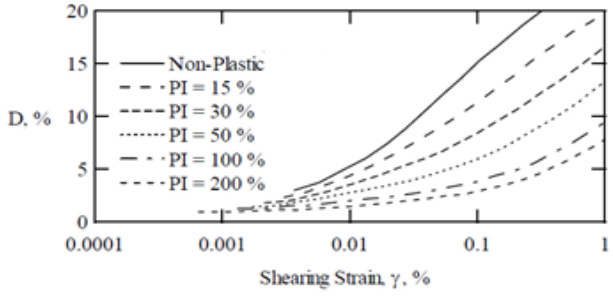
참고 그림 (10-7) 국내 조립질 사질토의 대표적인 감쇠비 곡선
(김동수와 추연욱, 2001)



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

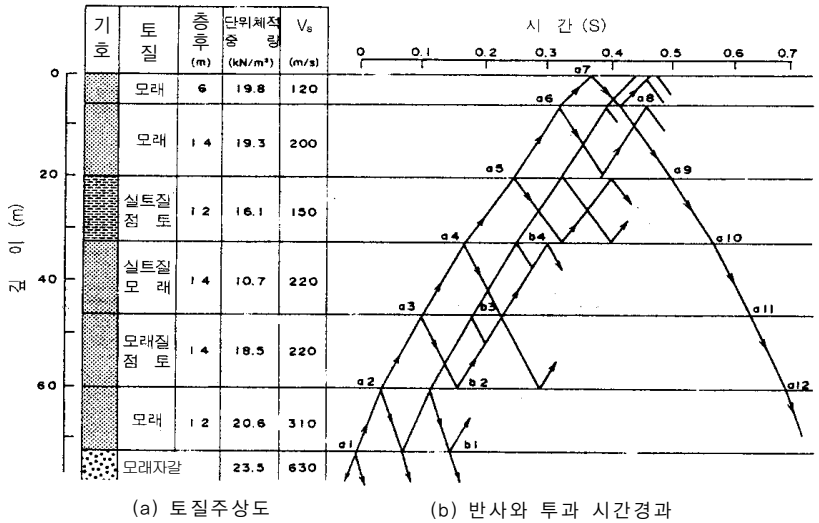
이 모델은 참고 그림 (10-12)에 나타낸 것처럼 지반을 1개 또는 여러 개의 절점과 스프링 및 감쇠기구의 조합으로 치환한 것이다. 이 방법은 계산프로그램이 비교적 간단하여 스프링에 비선형인 변위-복원력 관계를 도입시키는 것이 가능하다.

㉰ 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.

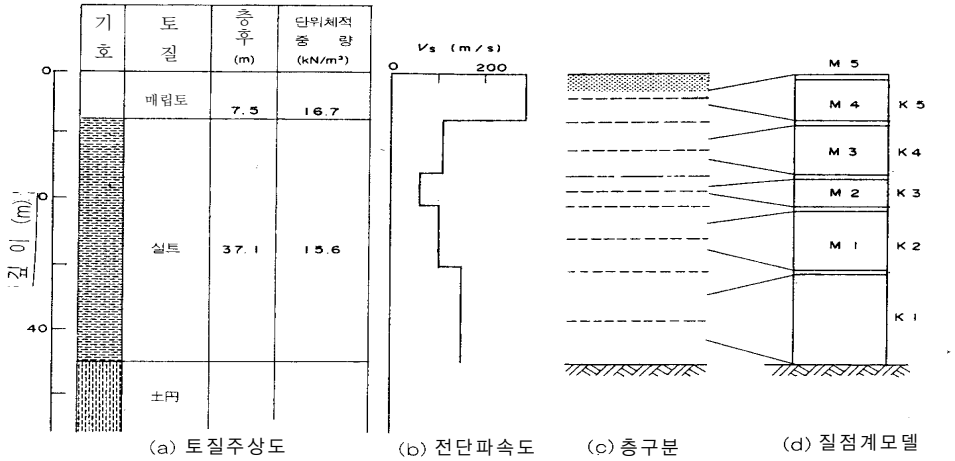
㉱ 연결체모델

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.



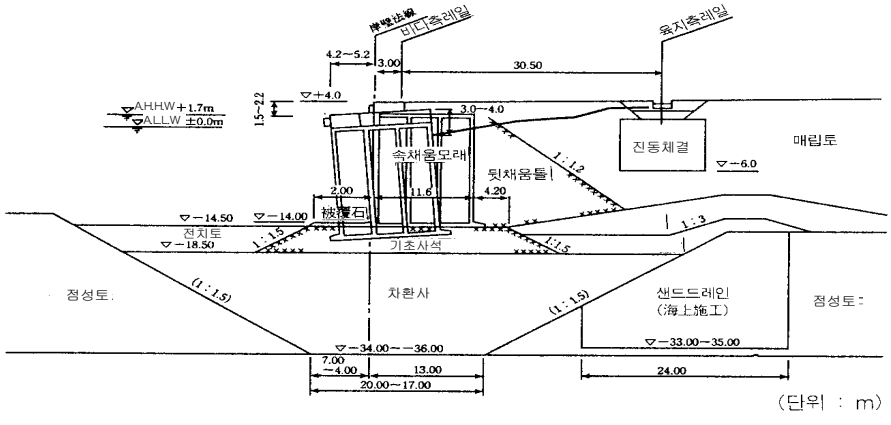
(a) 토질주상도 (b) 반사와 투과 시간경과

참고 그림 (10-11) 중복반사 모델에 의한 지진파의 전파

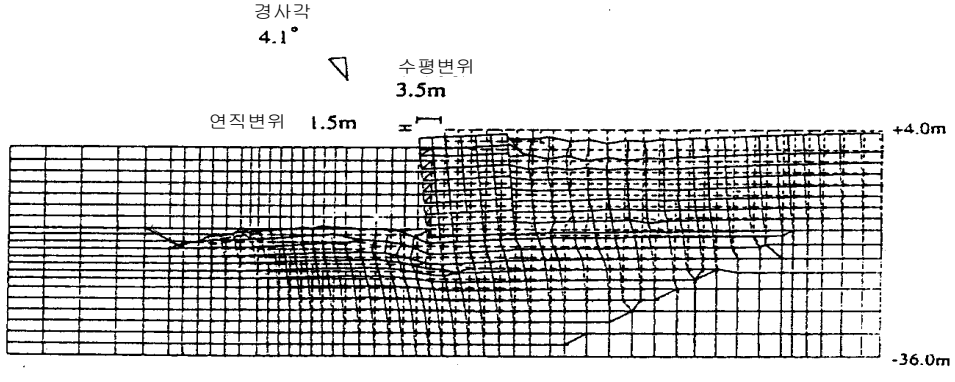


(a) 토질주상도 (b) 전단파속도 (c) 층구분 (d) 질점계모델

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.

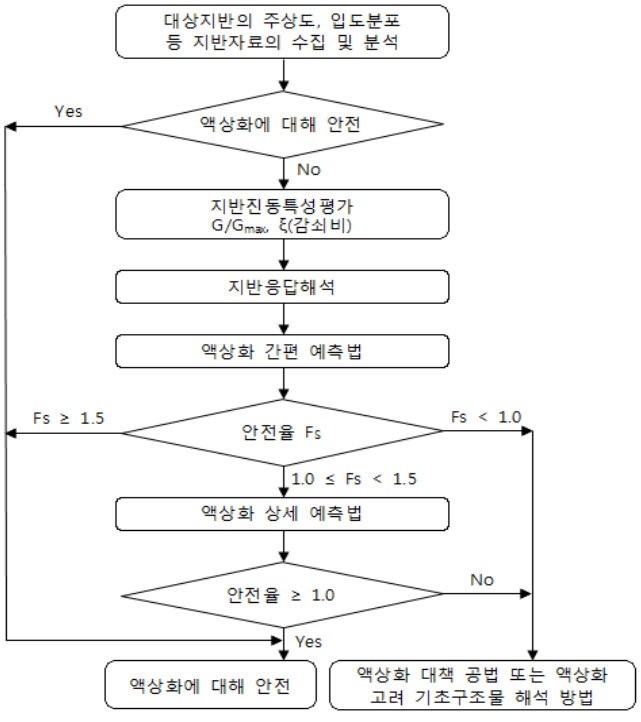
(3) 지진응답해석을 통해서 대상지층의 최대 지반가속도를 산정하며 지진응답해석 시, 가속도 시간이력곡선이 재하되는 기반암은 표 (10-7)의 보통암 분류에 준한다. 또한, 기반암의 가속도 수준은 표 (10-3) 및 표 (10-4)를 이용하거나 지진재해도를 이용하여 산정한다.

(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]

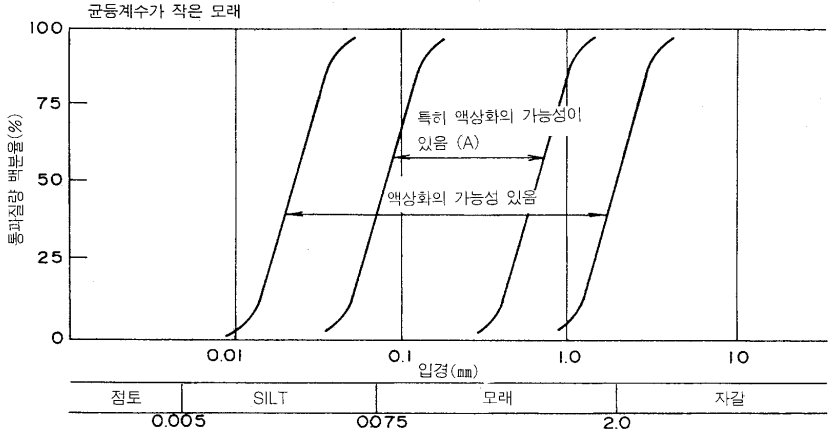
(1) 액상화 예측·판정은 다음 과정에 따라 실시한다.



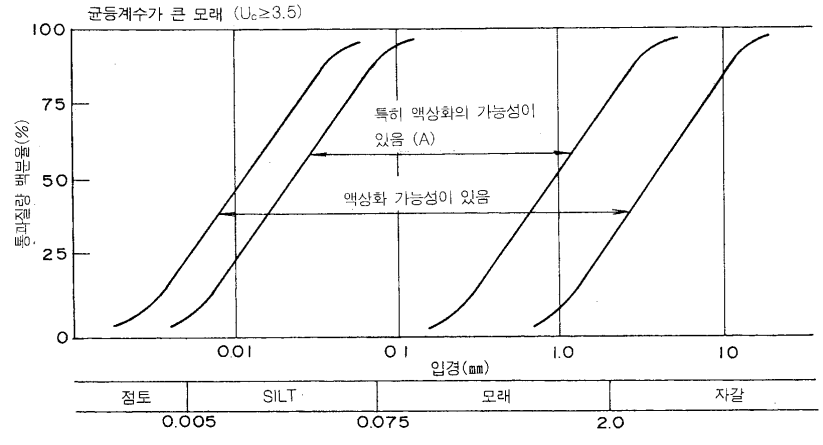
참고 그림 (11-1) 액상화 평가 흐름도 안전율 명시

(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.

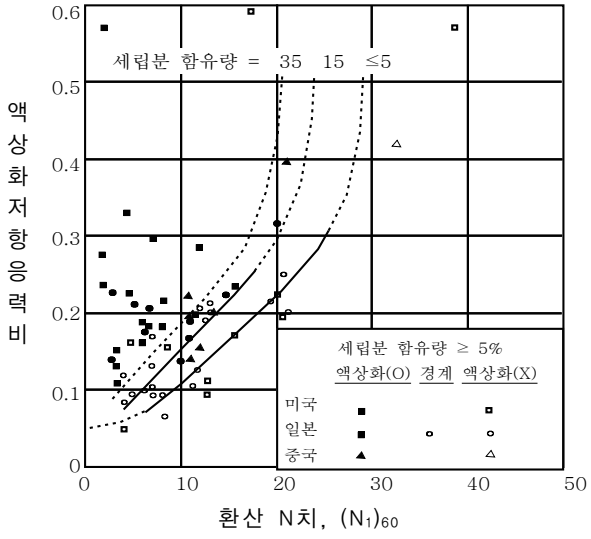
마. 가.~라. 에서 구한 보정계수를 이용하여 환산 N치,$(N_1)_{60}$을 구하는 식

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad \text{참고 (11-5)}$$

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)

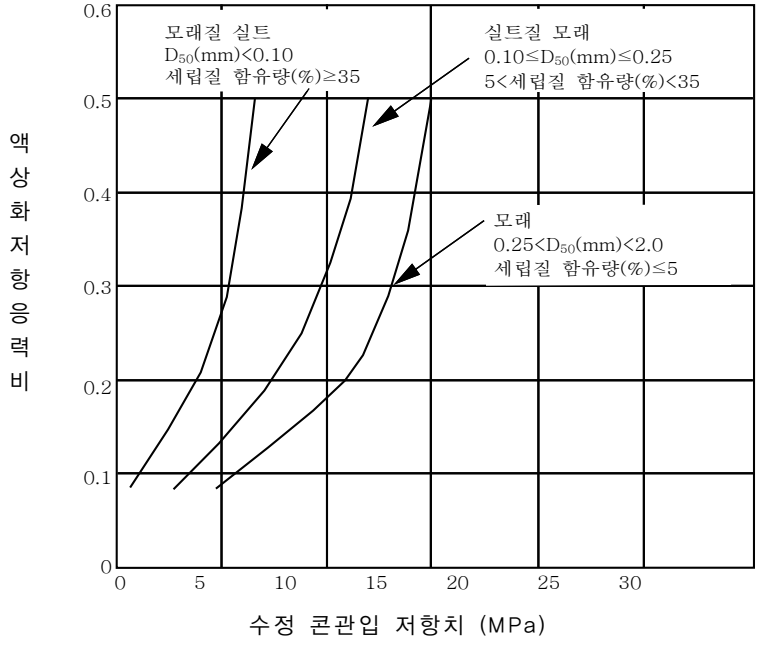
② 보정계수를 사용하여 콘의 선단지지력 q_c값을 보정한 q_{c1}값을 다음과 같이 산정한다.

$$q_{c1} = C_q \cdot q_c \qquad \text{참고 (11-10)}$$

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.

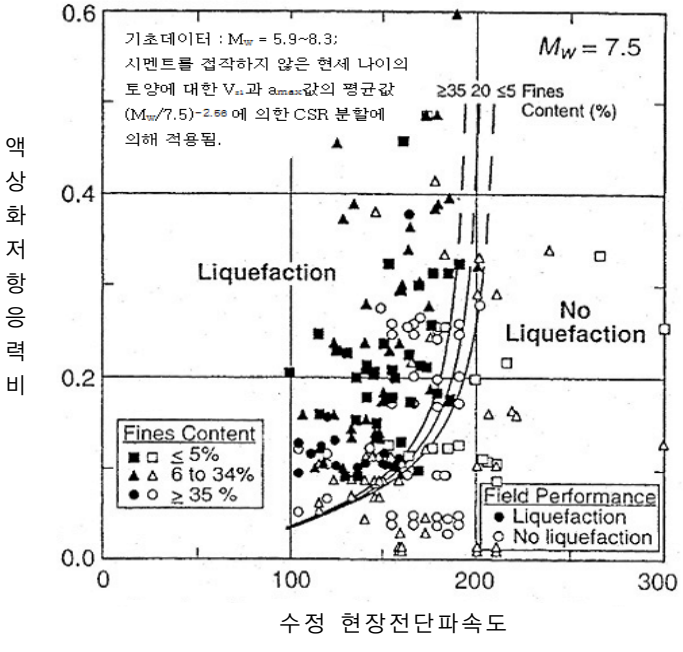
$$CRR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_0'} = a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left[\frac{1}{V_{S1C} - V_{s1}} - \frac{1}{V_{S1C}} \right] \qquad \text{참고 (11-12)}$$

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.

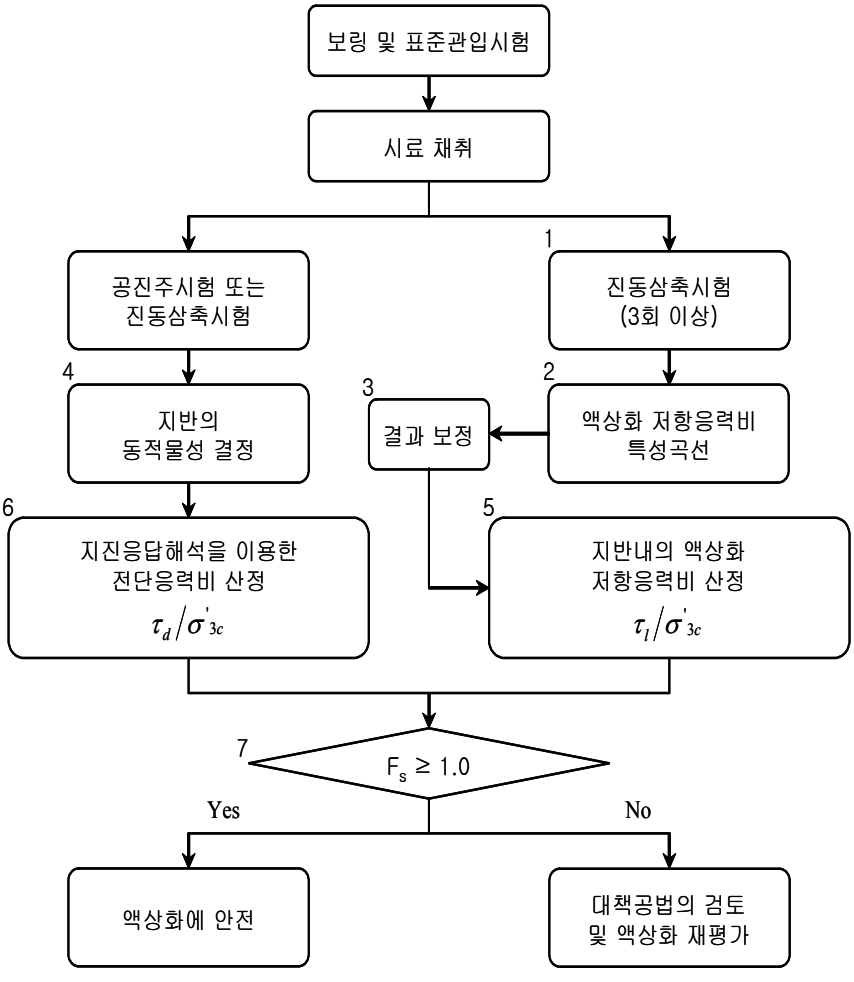


참고 그림 (11-5) 수정 현장전단파속도에 기초한 액상화 전단저항응력비 산정곡선 (M=7.5)

(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

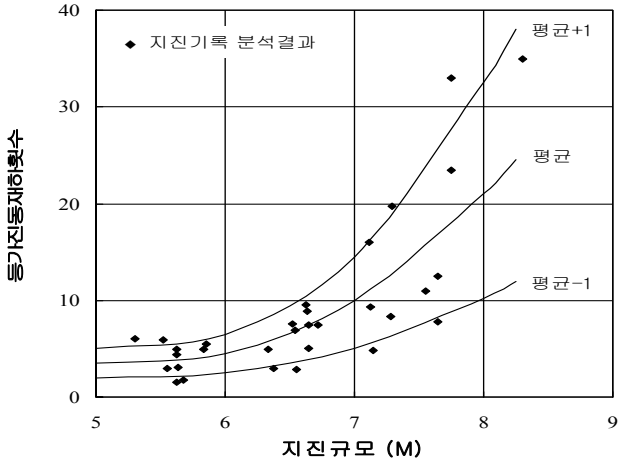
① 액상화 상세예측법은 11-2 액상화의 예측·판정, [참고](3)에 준하여 산정된 진동전단응력비와 진동삼축시험을 이용한 액상화 전단저항응력비에 대한 안전율을 그 기준을 삼는다. 특히 지진응답해석 시에는 공진주시험 또는 진동삼축시험 등의 실내시험을 이용하여 동적물성을 산정하고 이를 이용하도록 한다.

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)

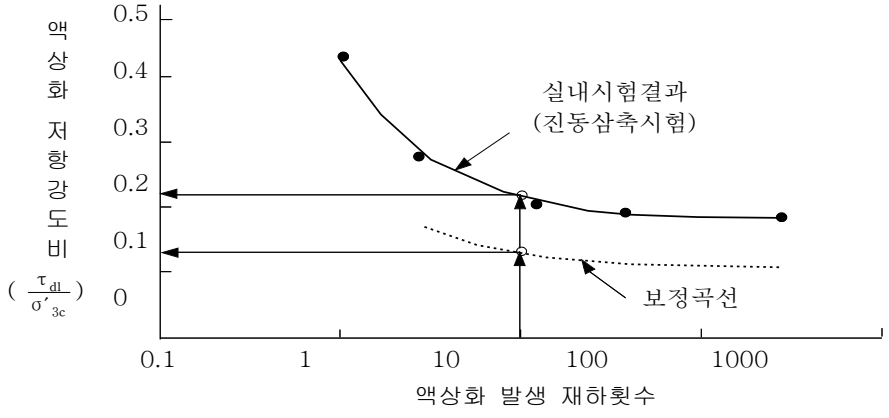
구분	Seed와 Idriss	Cumulative Damage Theory	일본 (Ishihara & Iwasaki)
보정계수	보정계수 = C_r/0.65 (C_r : 0.57(K_0=0.4) ~ 0.9 or 1.0(K_0=1.0))	보정계수 = 0.9×(1+2K_0)/3	보정계수 =0.9/C_k×(1+2K_0)/3 1. Ishihara : C_k = 0.55 (충격형 : 최대전단응력의 60% 수준의 파가 3회 미만) or 0.7 (진동형 : 3회 이상) 2. Iwasaki : C_k = 0.63
일반값	내부마찰각 30° 고려 시 보정계수범위는 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

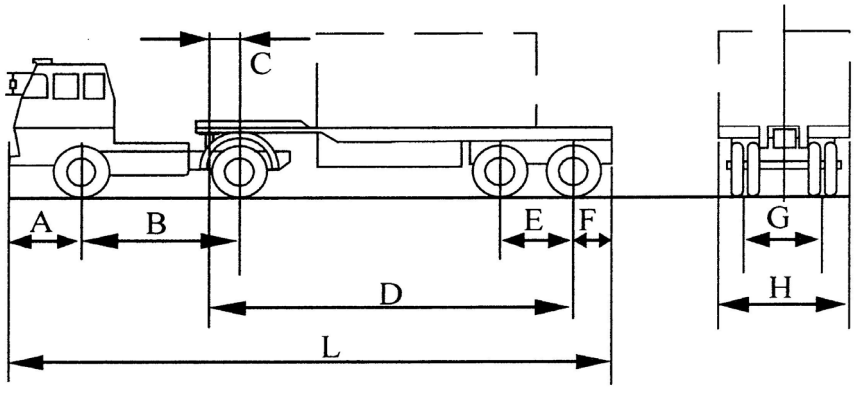
열차하중은 당해 선로에 사용하는 열차 또는 차량의 실중량, 적재중량, 축배치 등을 고려하고 구조물 또는 부재에 최대의 영향이 생기도록 재하하는 것을 표준으로 한다. 다만, 하중을 도중에 2개소 이상으로 분산시켜 적재하는 것은 하지 않는다. 철도 표준활하중은 현행 철도의 건설기준에 관한 규정을 적용한다.

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

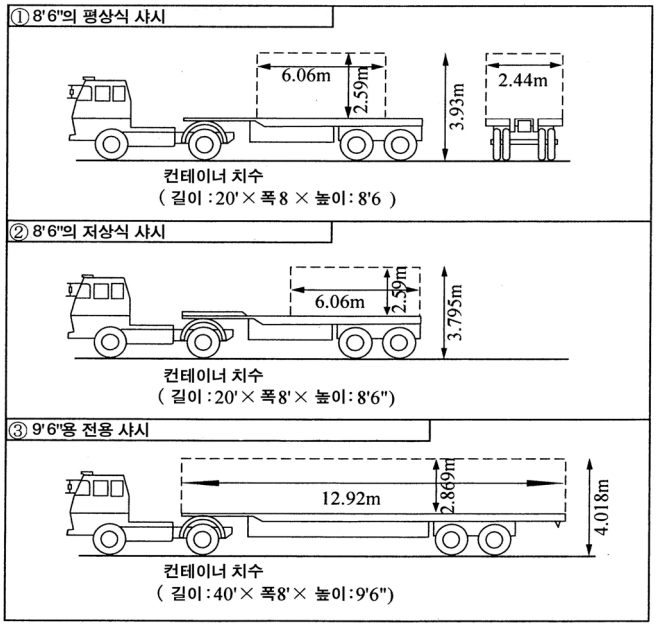
참고 표 (12-6) 트랙터와 트레일러

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.

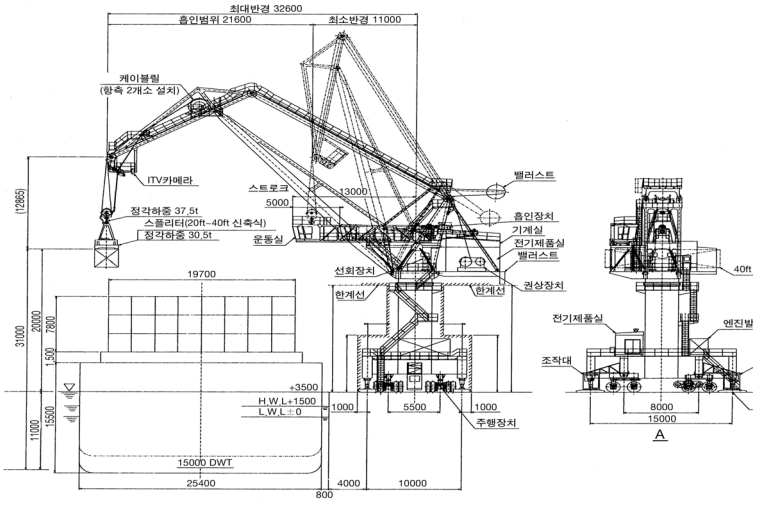
문형 크레인, 광석전용 언로더 등 대형 하역기계의 하중은 지진시의 하중, 풍하중이나 하역시의 충격하중 등을 적절하게 고려하고 안전한 설계가 되도록 배려한다.

(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]

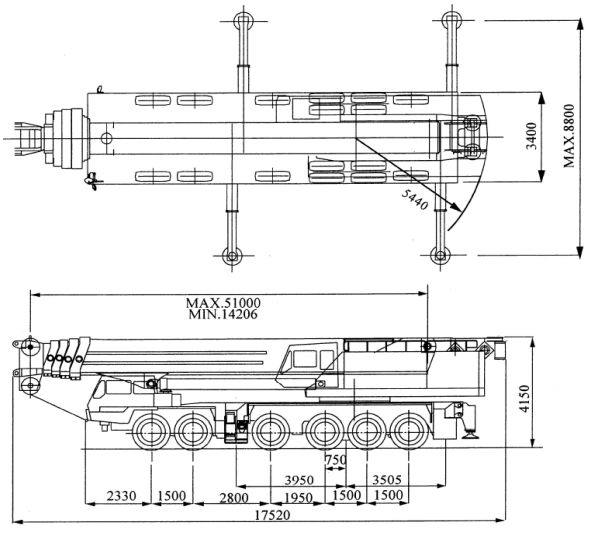
(1) 이동식하역기계의 한 예로 참고 그림 (12-3)～참고 그림 (12-7)과 참고 표 (12-8)～참고 표 (12-12)와 같다.



참고 그림 (12-3) 타이어 크레인

참고 표 (12-8) 타이어 크레인

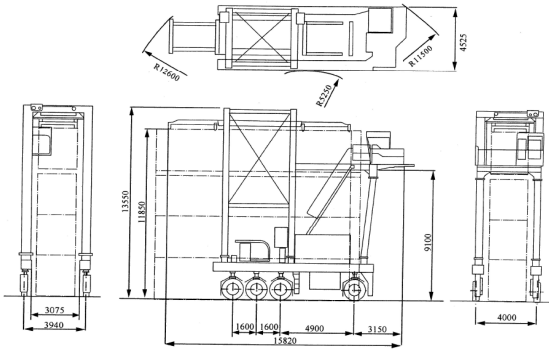
기계명	최대 들어올리는 중량(t)	전체 장비 중량(t)	본체 주요치수(m)					최대축중량 (kN)	최대접지압 (kN/㎡)
			작업반경	전체폭	휠베이스	축거리	전체높이		
지브 크레인	34.0	289	24.0	8.8	8.0	4.0	37.5	217	527
	34.1	395	30.0	11.0	25.2	3.5	48.0	255	174
	38.0	349	32.0	11.5	8.5	3.4	51.4	147	882
	40.0	370	34.0	12.0	9.7	4.3	59.5	320	280
데블링크식 인입크레인	34.0	406	30.0	13.0	15.0	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

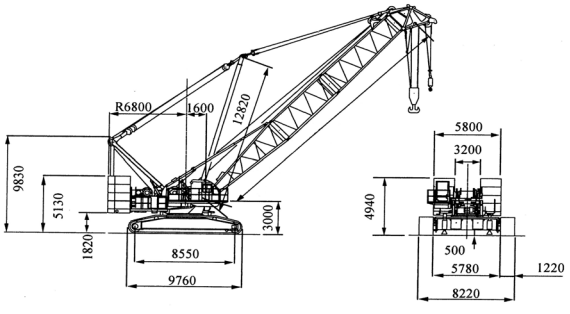
기계명	최대 들어올리는 중량(t)	전체장비 중량(t)	본체 주요치수(m)					최대축중량 (kN)
			전체길이	전체폭	전체높이	최대축거리	축거리	
라후테레인 크레인	16	19.7	8.23	2.20	3.14	3.20	1.82	97.5
	25	26.5	11.21	2.62	3.45	3.65	2.17	131.2
	35	32.6	11.57	2.75	3.55	3.90	2.24	163.9
	50	37.8	11.85	2.96	3.71	4.85	2.38	185.3
	60	39.6	12.29	3.00	3.74	5.30	2.42	194.4
올테레인 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

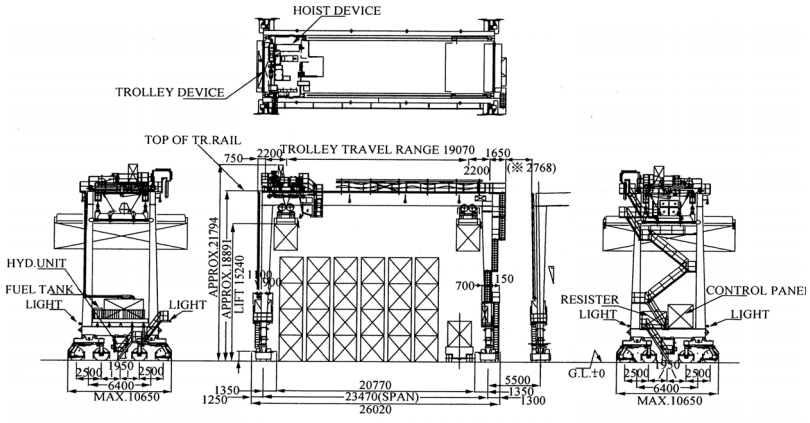
기 계 명	취급 컨테이너 (ft)	정격 중량 (t)	전체장비 중량 (t)	본체 주요치수(m)				작업시 최대차륜하중 (kN)
				전체 길이	전체폭	전체 높이	축거리	
A	20, 40	35	60	15.8	4.5	13.6	8.1	117
B	20, 40	40	59	12.2	5.3	12.6	7.4	122
C	20, 40, 45	35	59	17.4	4.5	13.7	8.0	124



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

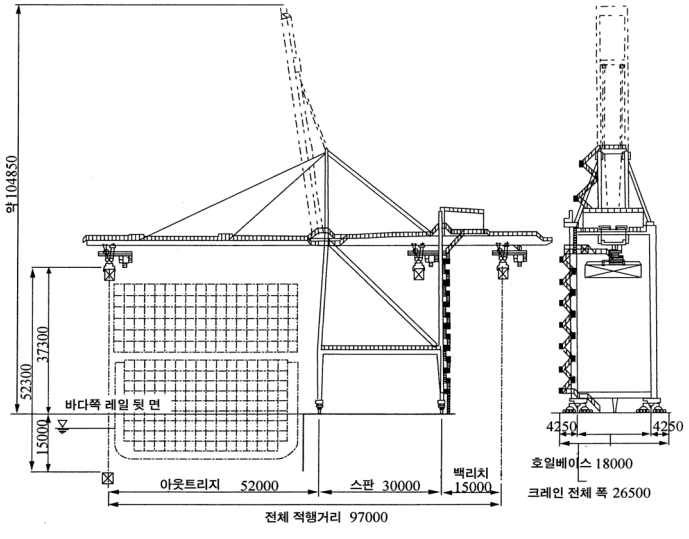


참고 그림 (12-7) 트랜스퍼크레인

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.

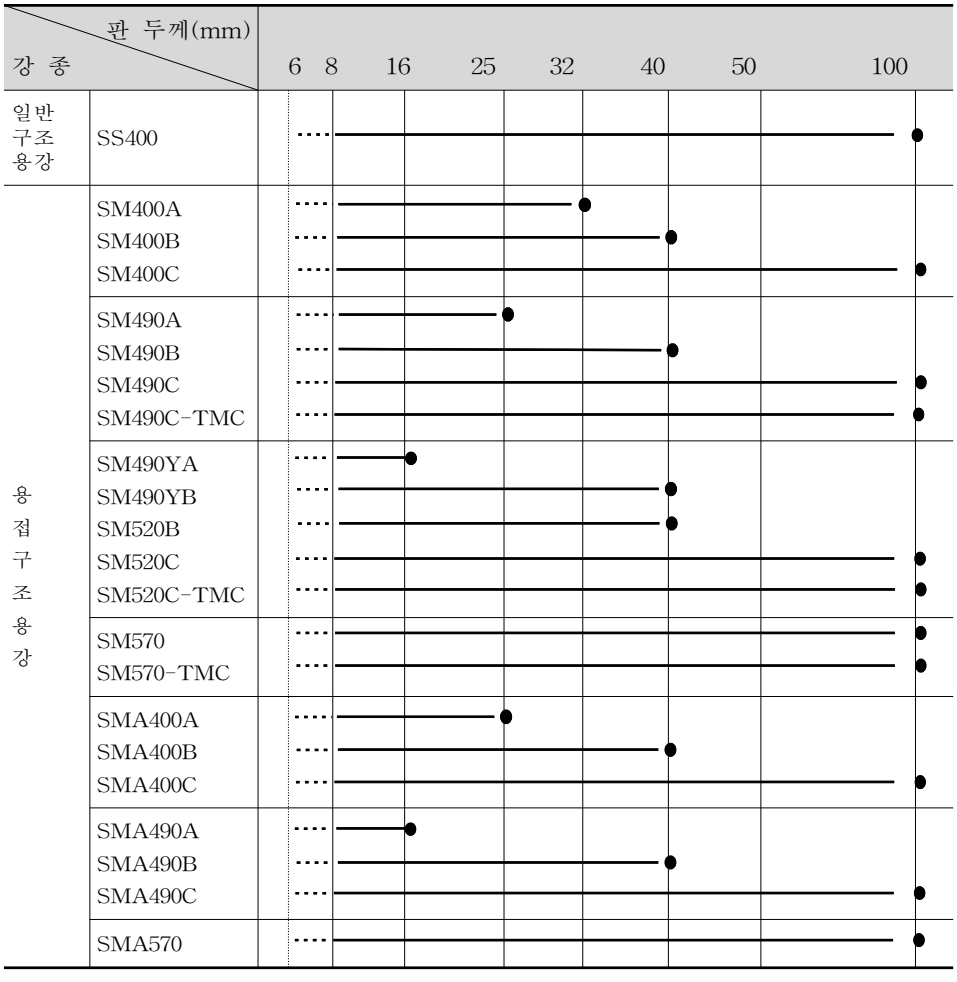
참고 표 (2-2) 강재의 형상규격

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/㎟)

강 종 / 응력의 종류	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.

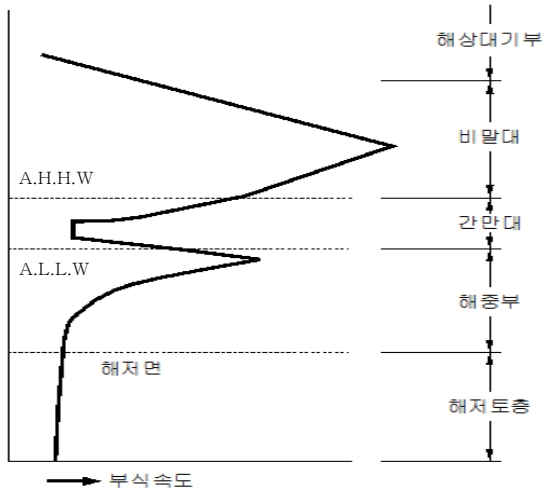


그림 (2-1) 강재의 부식속도분포

[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 해수 중에 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

	환 경			나강 파일 전 기 방 식		도장 파일 전기방식
				초기방식 전류밀도	정상방식 전류밀도	초기전류밀도
방식 전류 밀도	일반 해역	항 내	해수중 토 중	100 20	50 10	20 + 100 x S
		항 외	해수중 토 중	100 x F 20 x F	50 x F 10 x F	20 x F+ 100 x S
	특수 해역	오 염	해수중 오염토중 토 중	100 x K 150 x K 20 x K	50 x K 100 x K 10 x K	20 x K + 100 x S
		조 류	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^{3}까지 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		

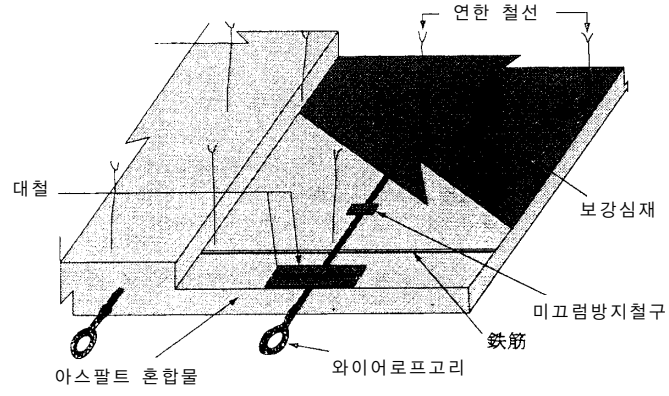
4-2 아스팔트 매트

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.

(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.

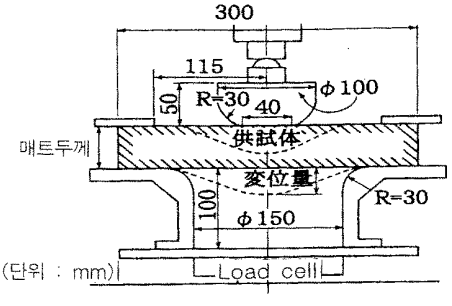
참고 표 (4-3) 아스팔트 혼합물의 배합표준

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

(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 수종(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.

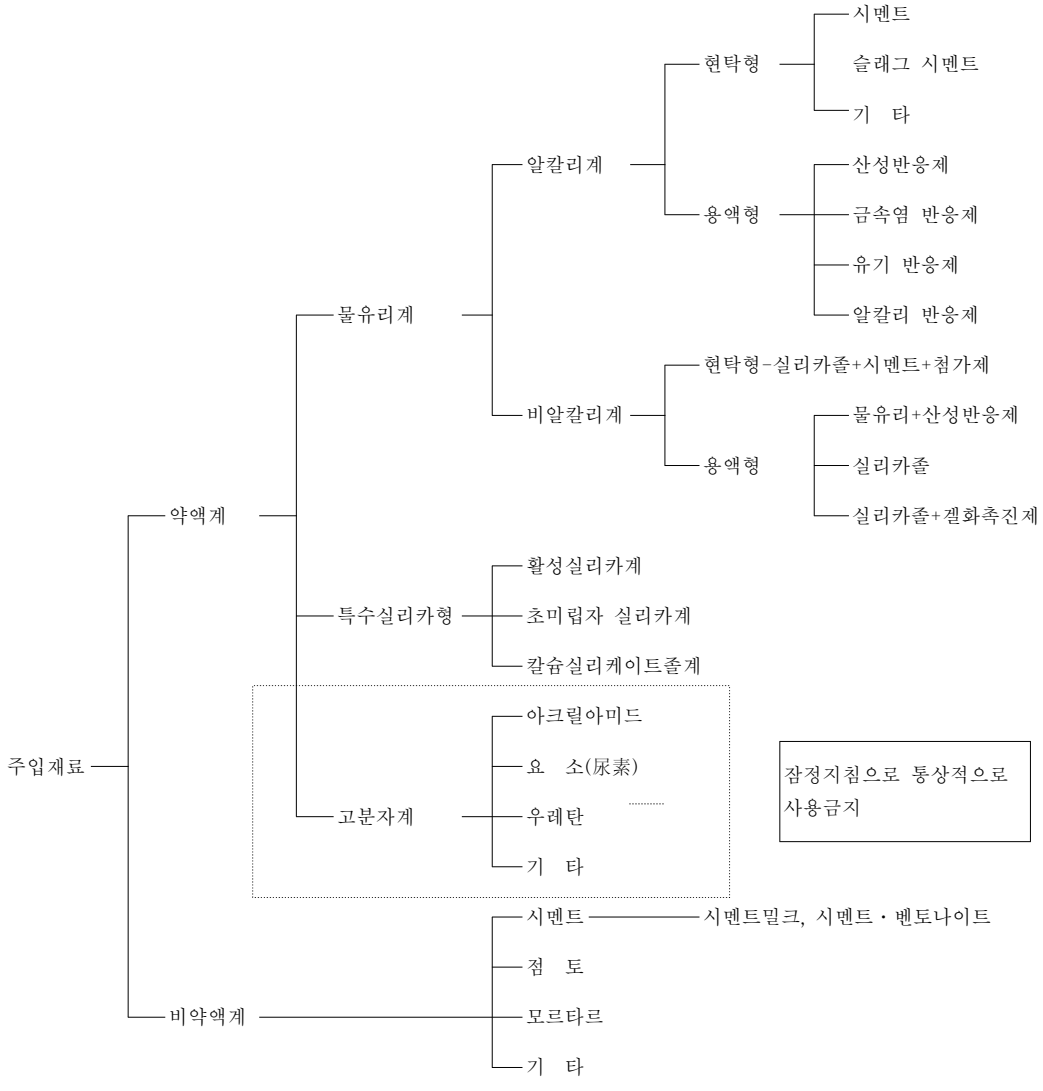
7-4 주입재료

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.

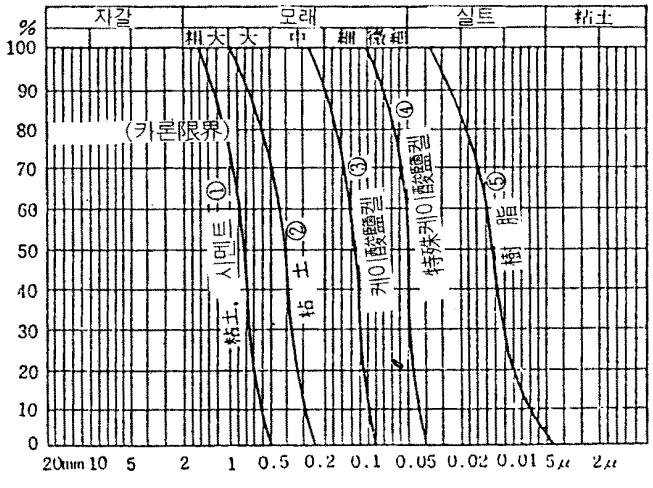
(1) 사전에 토질조사, 지하매설물조사, 지하수위조사를 시행할 것
(2) 사용하는 약액은 공사시공 중 긴급사태가 발생하면 응급조치를 취하고 재료로는 물유리계의 약액(케이산 나트륨이 주제)으로서 독극물 또는 불소화합물(弗素化合物)이 포함되어 있지 않는 것에 한함(비약액계는 지침의 대상이 아님)
(3) 현장주입시험을 시행할 것
(4) 주입작업 및 약액의 보관에는 충분히 주의하고 노동재해의 발생을 방지하며 이상상태가 발생하는 경우는 적절한 조치를 강구할 것
(5) 배출수 및 배수시설에 생기는 이토의 처리는 기준 또는 법령이 정하는 규정에 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 : %)

단위 / 종류	고로슬래그	전로슬래그	전기로슬래그		산화	안산암	보통포틀랜드시멘트
			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 공법 개발도 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 FISHERIES 해양수산부

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]

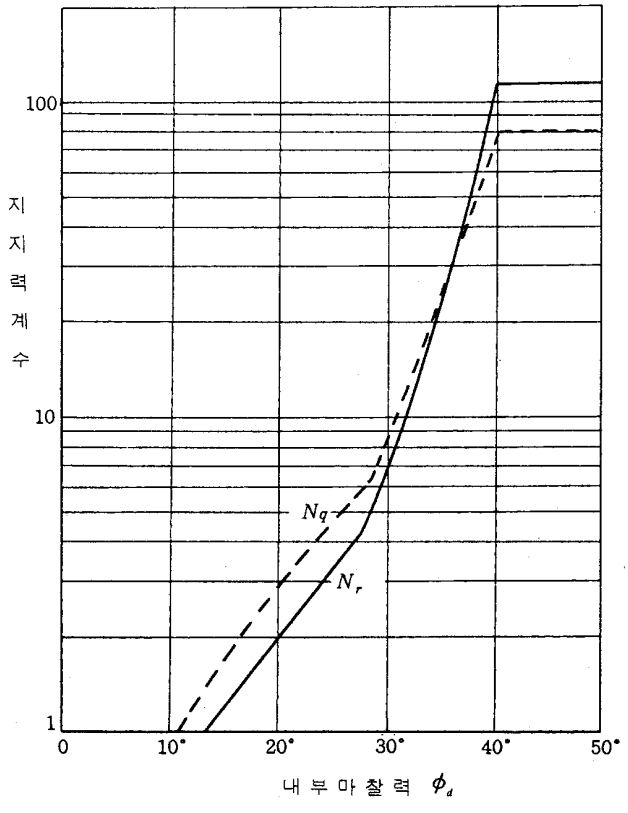
(1) 사질토 지반의 극한지지력(q_{ult})는 테르자기(Terzaghi)에 의하여 식 참고 (2-1)식과 같이 주어진다.

$$q_{ult} = \beta\gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q \qquad \text{참고 (2-1)}$$

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.

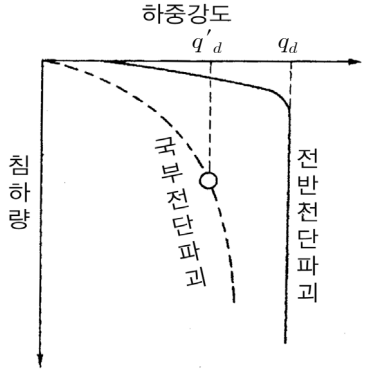
극한지지력 (q_{ult})는 기초의 자중 및 재하하중을 포함한 전 하중에서 부력을 뺀 하중강도에 대응하는 것이라야 한다. 이 하중강도는 기초저면에 유효응력으로서 작용하는 하중강도로 이것을 전하중강도라고 한다. 식(2-1)의 허용지지력 (q_a)는 기초저면에 가해지는 유효피복토(有效被覆土) 하중강도 ($\gamma_2 D$)항을 안전율 F와는 무관하게 별항으로 취급하였으며, 이것은 기초저면에 가해지던 전하중강도가 굴착전의 기초저면에 가해졌든 유효피복토의 하중강도보다 크지 않는 한 지반 내에 전단 파괴는 일어나지 않는다는 생각에 기인한다.

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/㎥)

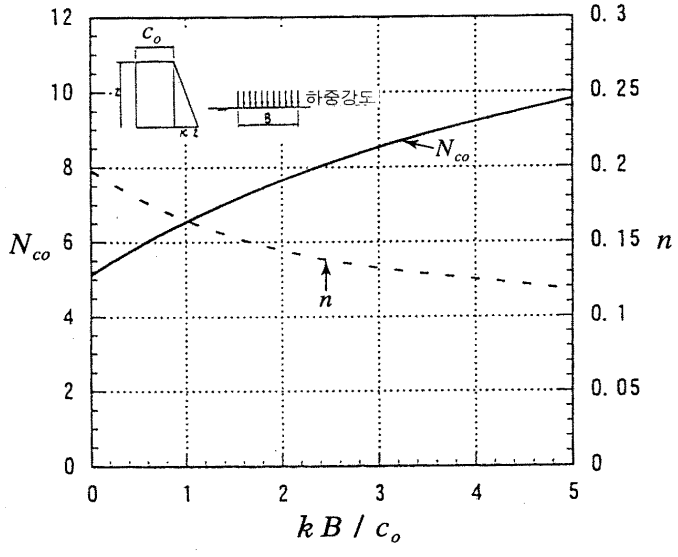
F_s : 안 전 율

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.

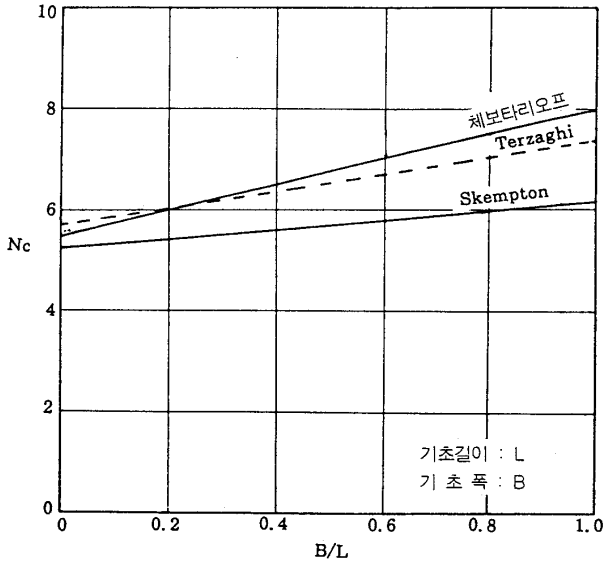
형상계수 n은 균일지반에서는 0.2이고 심도방향으로 강도가 증가하는 지반에 대해서는 참고 그림 (2-3)의 점선으로부터 구할 수 있다. 이 점선은 원호활동의 결과로부터 나타낸 값이다(中瀨明男, 1981). 원형기초의 경우는 정방형기초와 동일하게 산출한다.

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/m³)

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

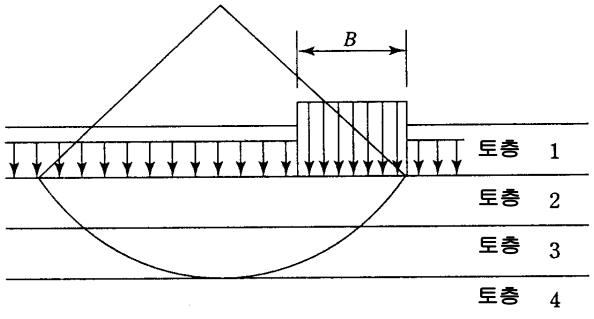
지지력에 관한 안전율은 1.5 이상을 표준으로 하고, 크레인 기초등과 같이 지반의 침하와 변형이 상부구조물의 기능을 현저히 손상시킬 가능성이 있을 경우에는 2.5 이상을 사용한다.

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

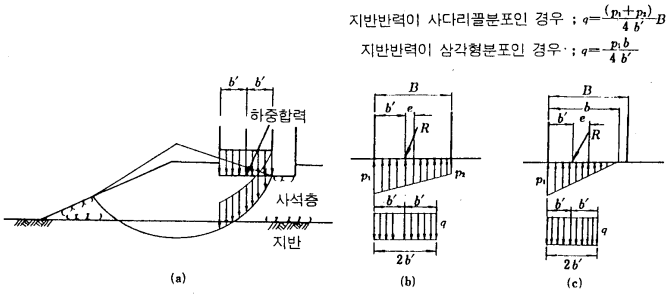
중력식 안벽 및 중력식 방파제에는 자중, 토압, 지진력 및 파력 등의 외력이 작용하고, 이들의 합력은 보통 편심 또한 경사로 작용되어 진다. 이 때문에 기초 지지력의 검토에 있어서는, 편심경사 하중에 대한 지지력을 검토하지 않으면 안 된다. 이 경우 보통 중력식 구조물은 기초지반 위에 사석 마운드가 있는 이층구조로 되어 있으며, 검토방법은 이 특성을 충분히 반영하는 것이 필요하다.

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.

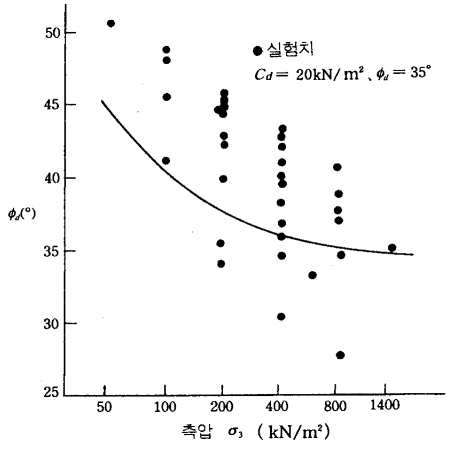
참고 표 (2-2) 편심경사하중의 지지력에 대한 안전율(비숍법)

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

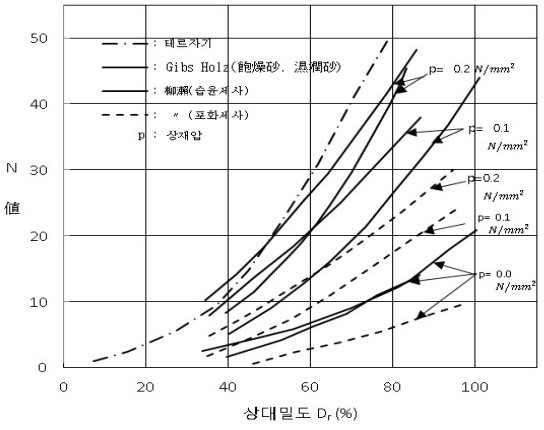
그러나 사석의 강도정수의 값은 현장에서 보통 쓰이고 있는 사석의 표준 값이므로, 특히 품질에 문제가 있는 석재에 대하여 강도정수를 선정할 때에는 주의가 필요하다. 그리고 여기서 표준치는 쇄석의 대형삼축시험 결과에서 약간 안전측으로 구한 값이고, 기존 방파제 및 안벽의 해석결과로 보아도 타당한 값이다. 이 경우의 강도정수로서 점착력 C_d=20kN/㎡가 고려된 것은, 쇄석의 역학시험결과에 의하면 석재의 강도는 참고 그림 (2-7)에서 삼축시험의 구속압측압에 따라 변화하여 구속압이 크게 되면 입자파쇄가 발생하고 강도가 감소하는 경향이 명확하게 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.

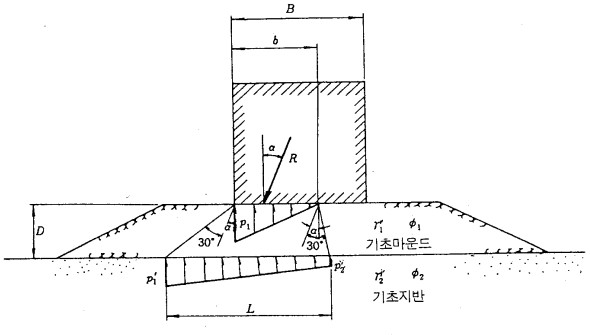
① 하중분산법

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.

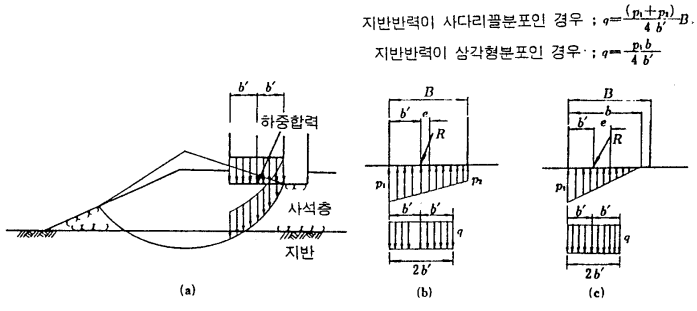
이상의 제1단계와 제2단계는 양자를 동시에 만족시켜야 된다. 그리고 제체 폭이 큰 방파제의 경우, 케이슨 저면의 단부 허용지지력 q_{ta}로서 600 kN/㎡ 가 쓰인 예도 있다.

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

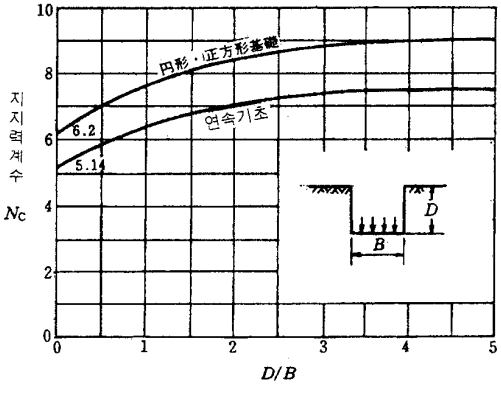
N_{CD} = (1 + 0.2 D/B) N_{CO}

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.

$$a_a(\text{연속}) = \frac{1}{F} c_o N_{cq} + \gamma_2 D \qquad \text{참고 (3-5)}$$

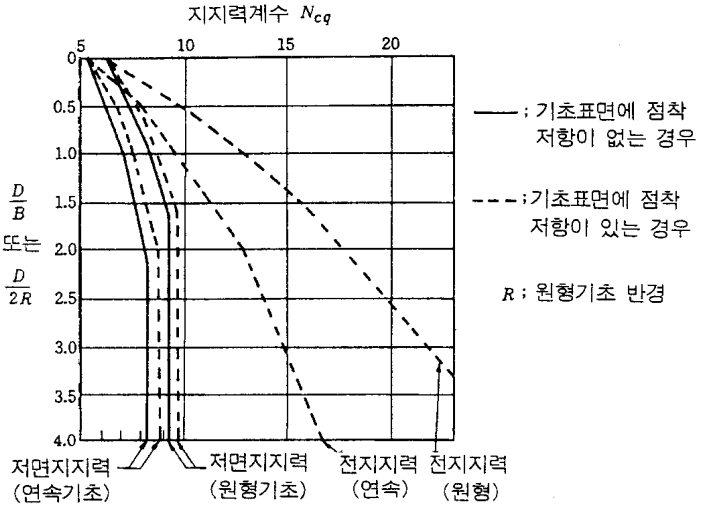
여기서, c_o : 점성토 지반의 전단강도

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

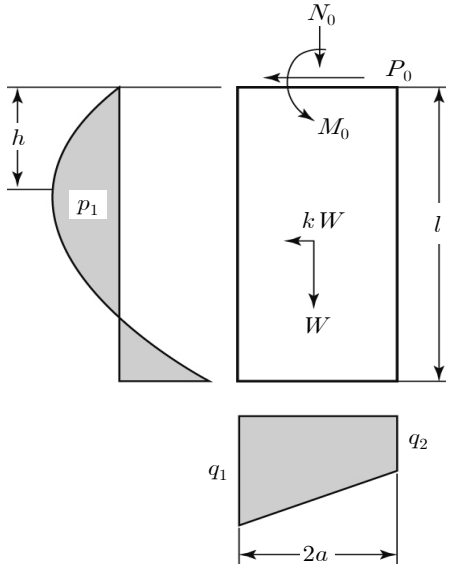
깊은 기초의 수평지지력은 지반조건, 구조특성, 시공방법 등을 고려하여 적절하게 정한다.

[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,

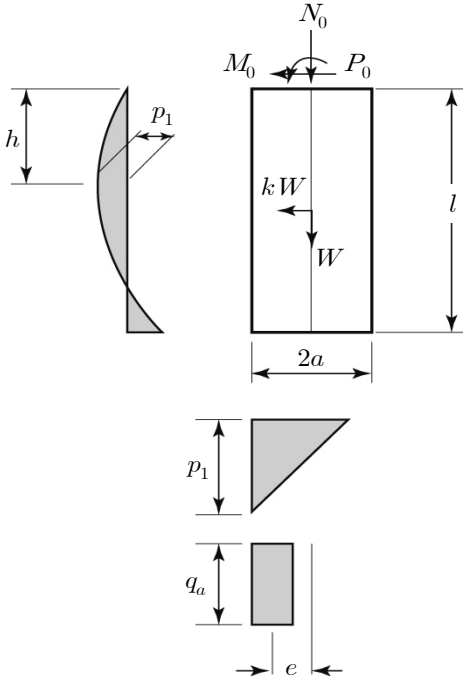
p : 수평지반반력 (kN/m^2)

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]

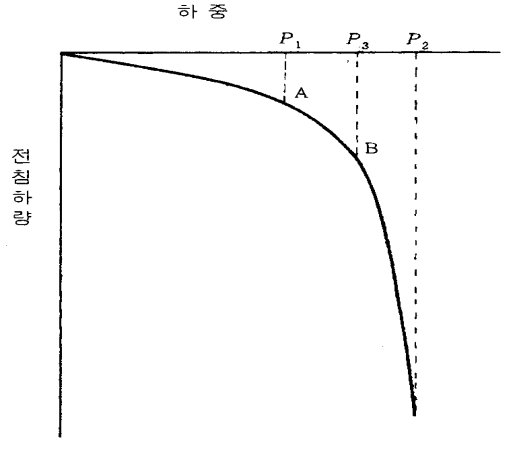
말뚝의 재하시험은 실물시험이므로 다른 어떤 방법보다도 실제의 값에 가까운 극한지지력을 얻을 수 있는 방법이다. 그러나 재하시험에 의한 극한지지력이라 할지라도 말뚝 한 개의 시험에 의한 극한지지력이고, 단시간 내에 재하한 결과라는 점을 생각하면 실제와는 약간의 차이가 있다는데 주의해야 한다. 특히 재하시험에서 말뚝의 침하량을 추정하는 것은 곤란하다.

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)

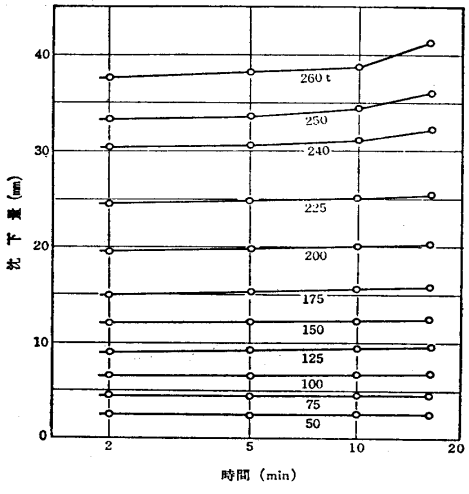
② $\frac{ds}{d(\log t)}$ -P 법

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)

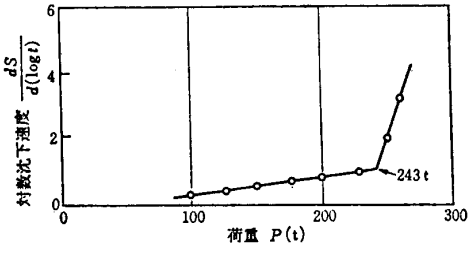
③ log P-log S 법

하중 P와 말뚝머리 침하량 S를 양대수 그래프에 표시하고, 각 점을 연결하여 얻어지는 선이 꺾어지는 변곡점의 하중을 항복하중으로 한다.(참고 그림 (4-2)(c) 참조)

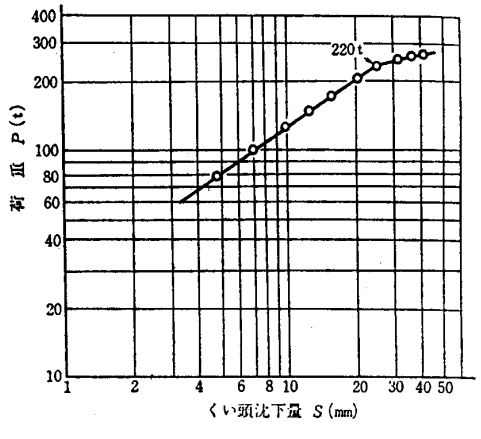
④ 다사이클 방식의 재하시험에서는 하중-잔류변형량 곡선이 얻어진다. log P-log S법에서 말뚝머리의 침하량 대신 잔류변형량을 사용하는 것이 항복하중의 판정에 용이할 때가 많다. 특히 말뚝 자체의 탄성 변형량이 큰 말뚝의 경우에 이 방법이 적합하다.



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.

$$\begin{aligned} &C < 100\ \text{kN/m}^2 && C_a = C \\ &C \geq 100\ \text{kN/m}^2 && C_a = 100\ \text{kN/㎡} \end{aligned} \qquad \text{참고 (4-4)}$$

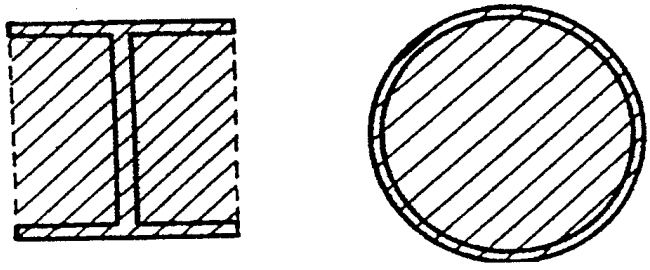
여기서,

C : 점착력 (kN/㎡)

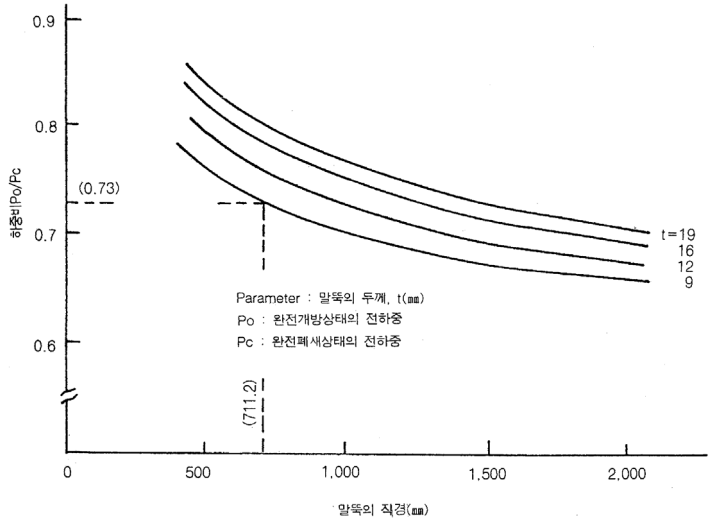
(4) 점성토 지반일 때 극한지지력은 선단지지력과 주면마찰을 합친 값이 되겠으나, 주면마찰이 대부분 차지할 것으로 믿어지므로 주면마찰에 의해 구한 지지력 값을 극한지지력으로 생각한다.
여기서 문제가 되는 것이 점착력과 부착력과의 관계이다. 일반적으로 부착력은 점착력보다 작은 것이 일반적이며(Tomlinson, 1986) 말뚝재료와도 관계가 있으므로 많은 실험과 분석에 의하여 결정해야 할 것이다.

(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

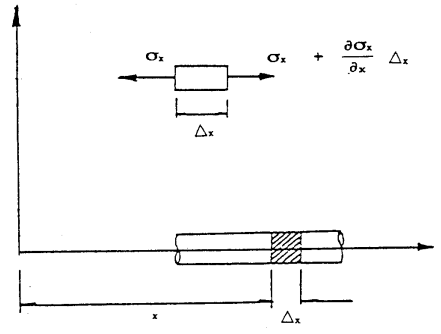
$$C = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

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.

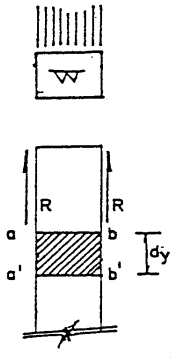
$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = C^2 \frac{\partial^2 U}{\partial X^2} \pm R \qquad \text{참고 (4-9)}$$

여기서,

R : 흙의 저항치
U : 말뚝의 축방향변위
ρ : 말뚝의 밀도
E : 말뚝의 탄성계수



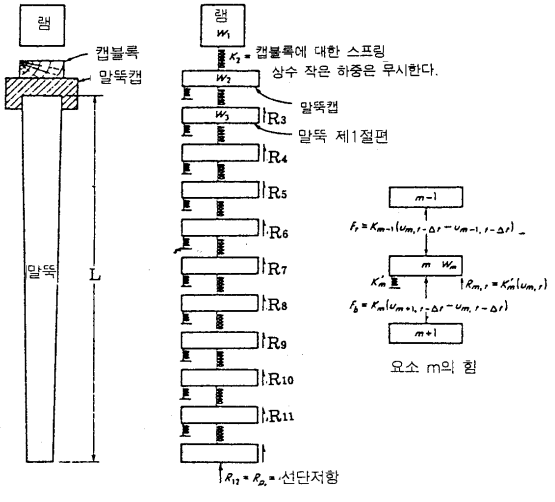
참고 그림 (4-4)(a) longitudinal vibration of a rod



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

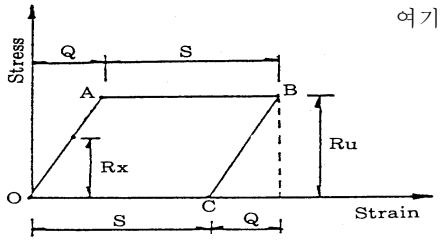
지반에 일정하중 혹은 극한하중 R_u가 가해질 때 지반은 일정량만큼 탄성압축(quake라 부르고 Q로 표시)된 후에 소성파괴를 일으킨다. 위의 개념은 참고 그림 (4-6)을 통해 알 수 있다. 그러나 위에서 언급한 탄성변형 및 소성파괴의 개념 등은 항타속도에 따른 영향을 고려할 때 이론의 한계점에 도달한다. 어떤 말뚝들은 다른 말뚝보다 더 급격하게 지반을 뚫고 들어가며, 또 실제로 지반에서도 말뚝이 느린 속도로 관통될 때보다 빠른 속도로 관통될 때 더 많은 저항이 발생되기 때문이다. 따라서 말뚝 항타의 진동문제를 다룰 때는 viscous 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_3부터 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

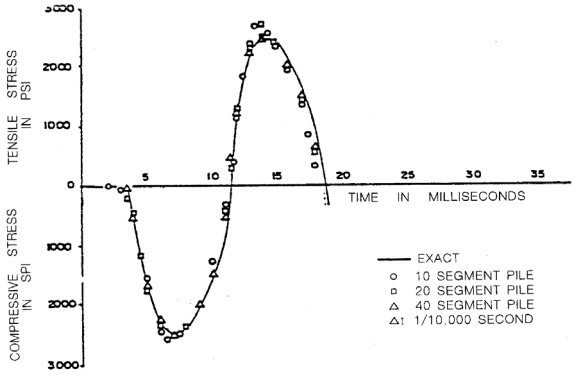
식 참고 (4-10) ~ 식 참고 (4-14)를 이용하여 특정 요소에 대해 변위, spring force, net force, 새로운 파동 전달 속도 등을 계산하고, 이 새로운 파동전달 속도로부터 다음 시간 간격(time interval)동안의 변위, 양측 spring force, net force 등을 구한다.
이러한 일련의 반복과정을 wave의 전달이 완전히 소멸될 때까지 각 요소와 각 spring에 대해 계속된다.

㉣ 파동이론의 적용과 확장

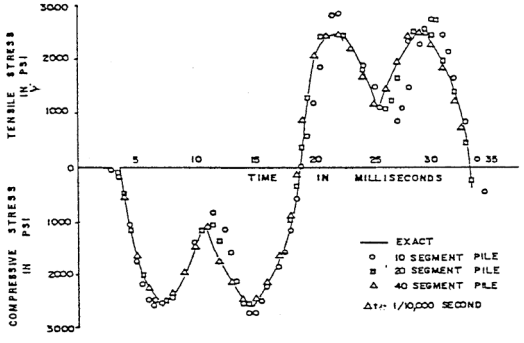
참고 그림 (4-7)과 참고 그림 (4-8)은 말뚝 선단이 고정 혹은 자유인 상태에서 다양한 길이의 말뚝요소에 대한 응력 - DT time의 관계를 보여주고 있다.
10개, 20개, 40개의 요소로 구성된 각 말뚝에 대하여 Smith의 불연속요소법(discrete element method)을 이용해 정확히 구하였으며 W.P. Heising은 불연속 법에 의해 푸는 것은 다음과 같은 time increment를 만족시킬 때 편미분 방정식으로 정확히 푸는 사실을 증명하였다.

$$\frac{t}{\sqrt{\frac{E}{p}}} \qquad \text{참고 (4-15)}$$

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.



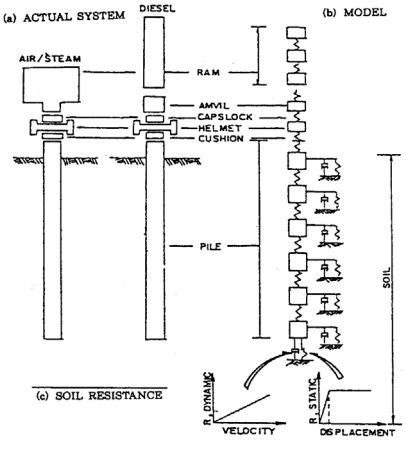
참고 그림 (4-7) stress at mid-length of pile with end free



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)

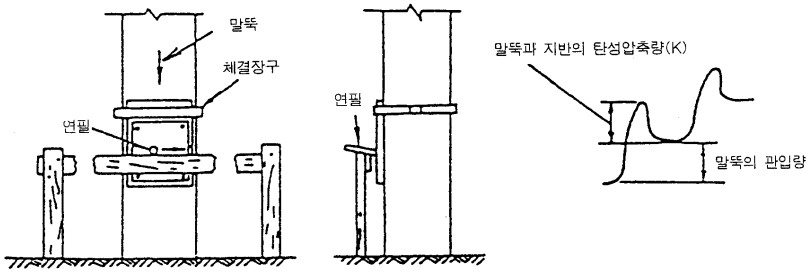
C_2 : 지반의 탄성변형량 (m)

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

$$\alpha = \begin{cases} 0 & (\frac{l}{d} \le 60) \\ \frac{l}{d} - 60 & (\frac{l}{d} > 60) \end{cases} \qquad \text{참고 (4-22)}$$

(2) 강말뚝의 경우

$$\alpha = \begin{cases} 0 & (\frac{l}{d} \le 120) \\ \frac{l}{2d} - 60 & (\frac{l}{d} > 120) \end{cases} \qquad \text{참고 (4-23)}$$

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.

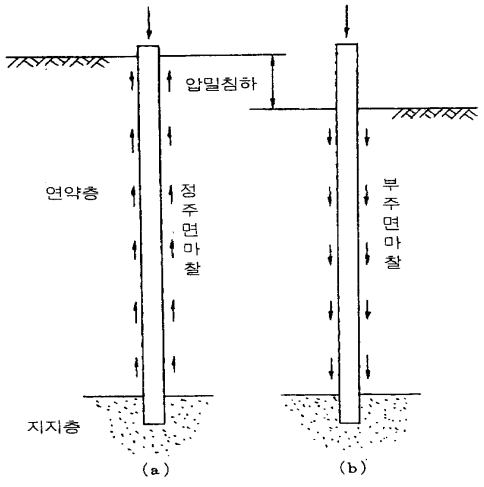


그림 (4-1) 부주면마찰

[해 설]

그림 (4-1)(a)와 같이 말뚝이 연약층을 지나 지지층에 위치하고 있을 때 말뚝에 외력이 가해지면 말뚝주면에는 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,

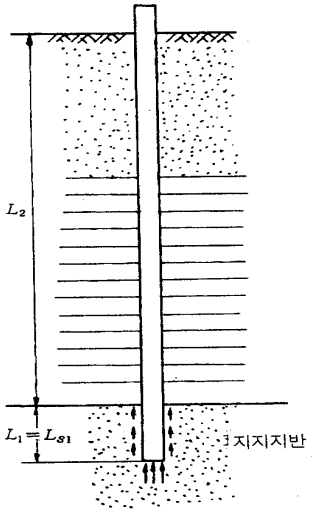
R_a : 축방향허용지지력 (통상) (kN)
R_p : 말뚝선단의 지지력 (극한치) (kN)
R_{nfmax} : 부주면마찰의 최댓값 (kN)
단일말뚝일 때와 군말뚝일 때는 각각의 값 중 작은 값을 택한다.
σ_f : 말뚝재료의 항복압축응력 또는 장기허용압축응력의 1.5배 (kN/㎡)
A_c : 말뚝의 유효단면적(m^2)

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

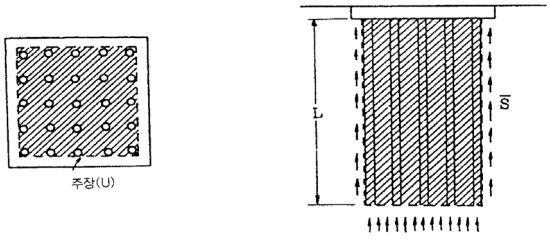
점성토인 경우 점착력을 C라고 하고 $\gamma'_s \fallingdotseq \gamma_2$($\gamma_2$는 말뚝선단에 위의 흙의 평균단위체적중량)라고 하면 식 참고 (4-31), 식 참고 (4-32)는 다음과 같이 된다.

$$R_a = \frac{1}{n}\left\{ \frac{5.7C \cdot A_g(1+0.3\frac{B}{B_1}) + C \cdot U \cdot L}{F} - \gamma_2 \cdot A_g \cdot L \right\} \qquad \text{참고 (4-33)}$$

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.

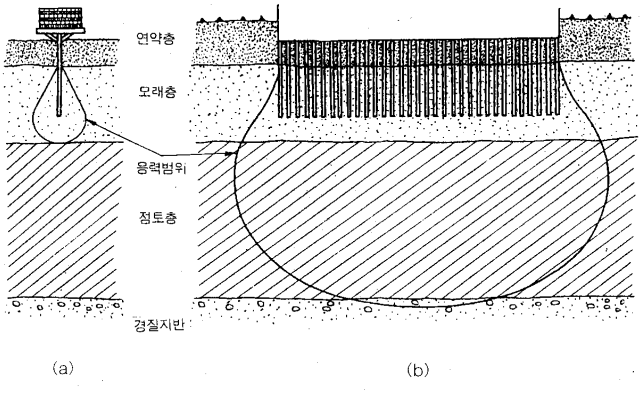


참고 그림 (4-12) 군말뚝 기초

(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,

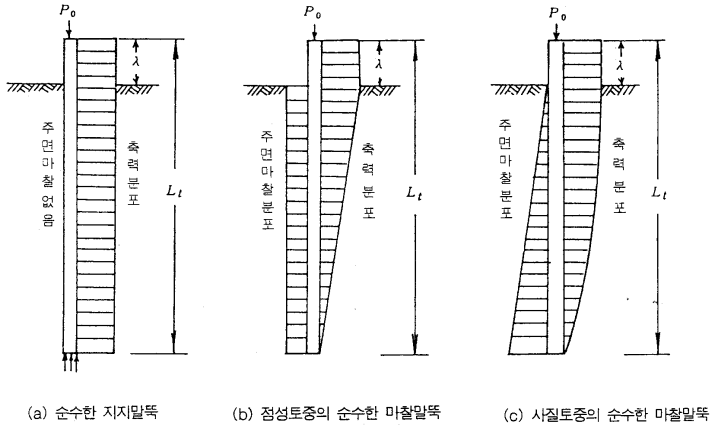
$C_s = (0.93 + 0.16\sqrt{L_b/B})C_p$

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).

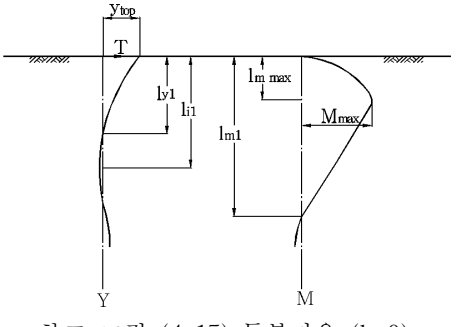
① 창(Chang)의 방법

가. 지반의 탄성계수 E_s를 사용한 탄성방정식은 식 참고 (4-41)과 같이 된다.

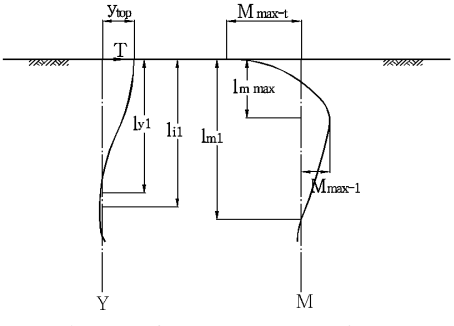
$$EI\frac{d^4y_1}{dx^4} = 0 \qquad (0 \geq x \geq -h)\ \text{지상부}$$

$$EI\frac{d^4y_2}{dx^4} + E_s \cdot y_2 = 0 \qquad (x \geq 0)\ \text{지하부} \qquad \text{참고 (4-41)}$$

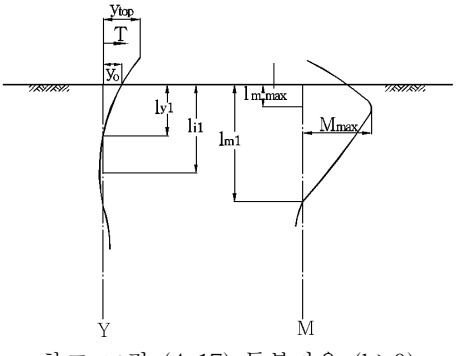
E_s를 일정하다고 가정하고 이들의 일반해를 구하여, 경계조건을 넣어서 다음 4개의 기본적 형식에 대해 해석할 수 있다.



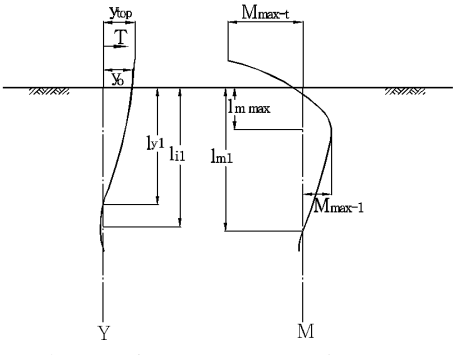
참고 그림 (4-15) 두부자유 (h=0)



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

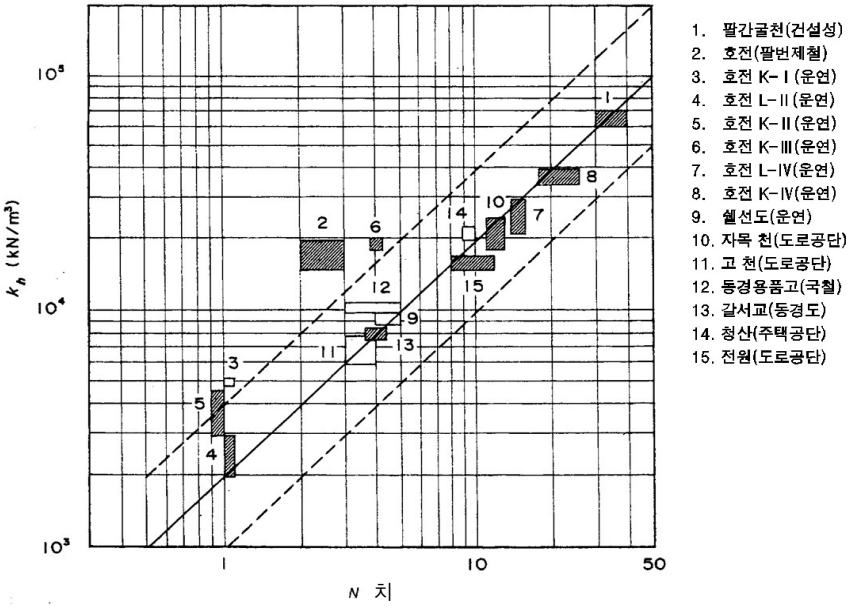
$$E_s = k_h B = n_h x$$ 참고 (4-61)

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(橫山)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(橫山)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.



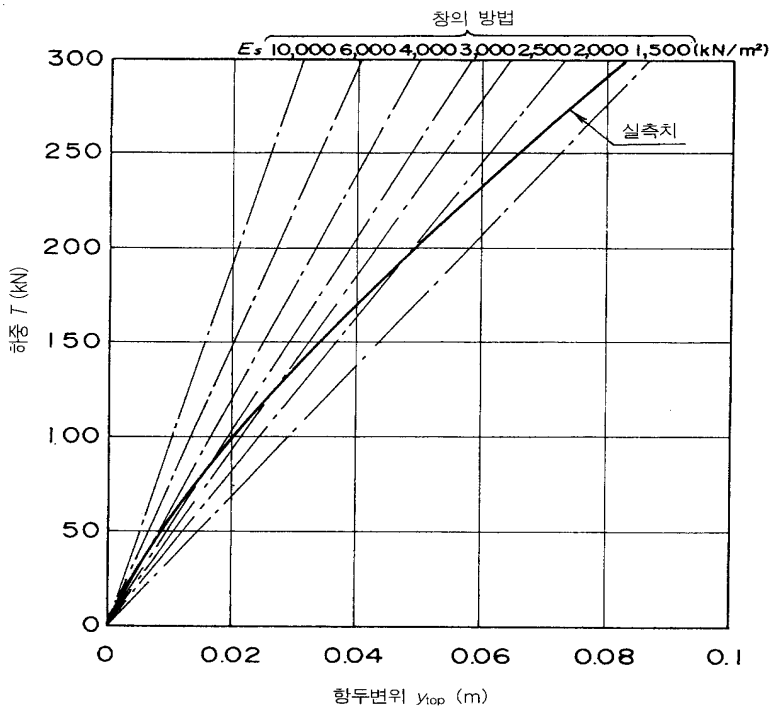
참고 그림 (4-19) 말뚝의 횡저항시험에서 역산한 k_h치(요코야마)

㉯ 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.

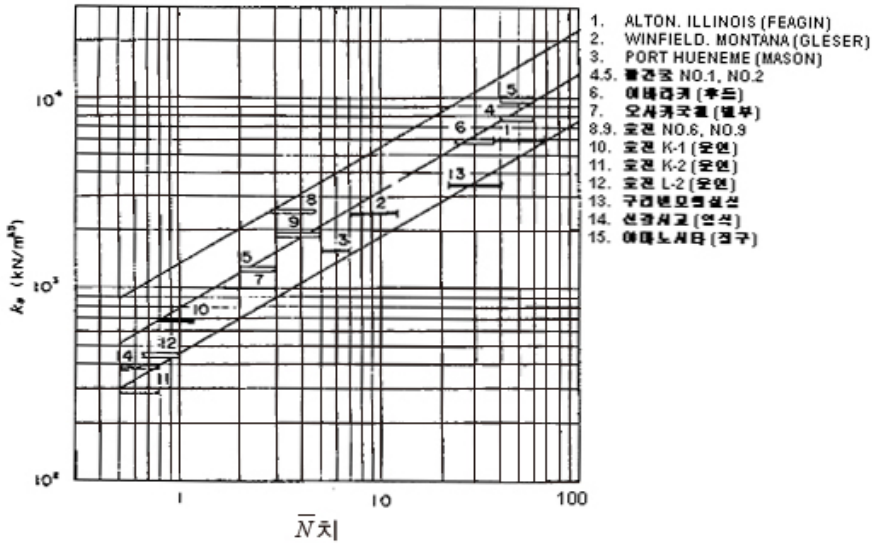
$$p = k_c \cdot y^{0.5} \quad \text{(식 참고 (4-63) 참조)} \qquad \text{참고 (4-65)}$$

실예 : 표면이 다져진 모래지반, 큰 선행압밀을 받은 점성토지반 등

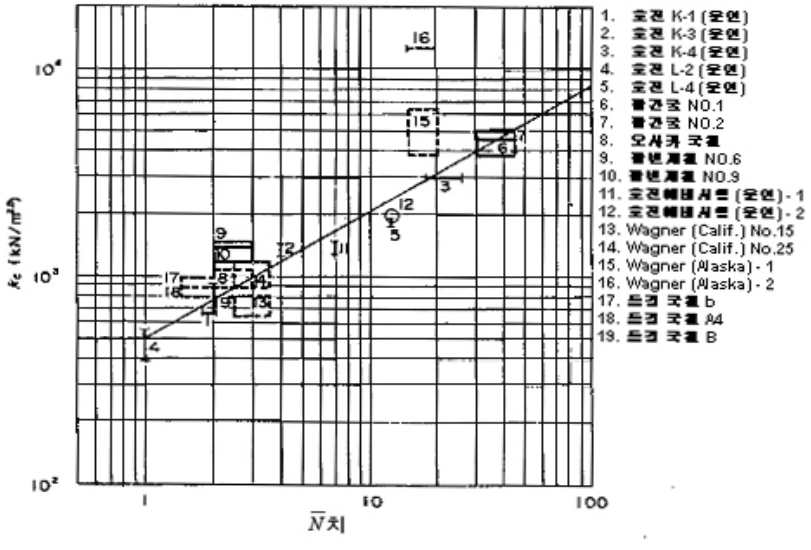
S형이냐 C형이냐를 정할 때는 말뚝의 수평저항에 지배적인 범위만을 생각하면 된다. 일반적으로 지표부터 $0.5l_{ml}$~l_{ml}까지를 생각하면 충분하다. S형과 C형의 중간인 경우도 많은데 어느 쪽이나 가까운 것을 취급하면 좋다.

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

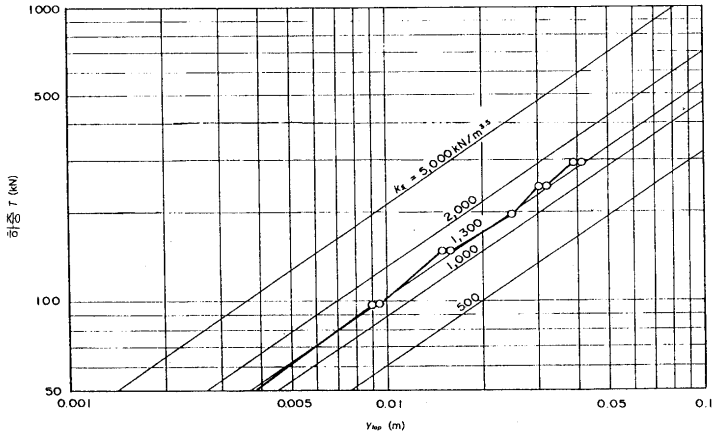


참고 그림 (4-22) N치와 kc와의 관계

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 제1 0점의 깊이 log ℓmi	지표면변위 log yo	말뚝머리 처짐각 log itop	지 표 면 처 짐 각 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

$$\log y_o = 0.38958-4/7\log EI-6/7\log Bk_s+10/7\log T$$
$$\log M_{max} = -0.05825+1/7\log EI-2/7\log Bk_s+8/7\log T$$
$$\log i_o = 0.22539-5/7\log EI-4/7\log Bk_s+9/7\log T \quad \text{참고 (4-68)}$$
$$\log l_{m1} = 0.53473+1/7\log EI-2/7\log Bk_s+1/7\log T$$

㉯ S형 지반 두부고정 말뚝

$$\log y_o = -0.16047-4/7\log EI-6/7\log Bk_s+10/7\log T$$
$$\log M_{max-t} = -0.05787+1/7\log EI-2/7\log Bk_s+8/7\log T$$
$$\log M_{max-1} = -0.53703+1/7\log EI-2/7\log Bk_s+8/7\log T \quad \text{참고 (4-69)}$$
$$\log l_{m1} = 0.54689+1/7\log EI-2/7\log Bk_s+1/7\log T$$

㉰ C형 지반 두부자유 말뚝

$$\log y_o = 0.11328-2/5\log E-6/5\log Bk_c+8/5\log T$$
$$\log M_{max} = -0.28846+1/5\log EI-2/5\log Bk_c+6/5\log T$$
$$\log i_o = -0.00634-3/5\log EI-4/5\log Bk_c+7/5\log T \quad \text{참고 (4-70)}$$
$$\log l_{m1} = 0.55205+1/5\log EI-2/5\log Bk_c+1/5\log T$$

㉱ C형 지반 두부고정 말뚝

$$\log y_o = -0.32731-2/5\log EI-6/5\log Bk_c+8/5\log T$$
$$\log M_{max-t} = -0.18301+1/5\log EI-2/5\log Bk_c+6/5\log T$$
$$\log M_{max-1} = -0.77377+1/5\log EI-2/5\log Bk_c+6/5\log T \quad \text{참고 (4-71)}$$
$$\log l_{m1} = 0.59296+1/5\log EI-2/5\log Bk_c+1/5\log T$$

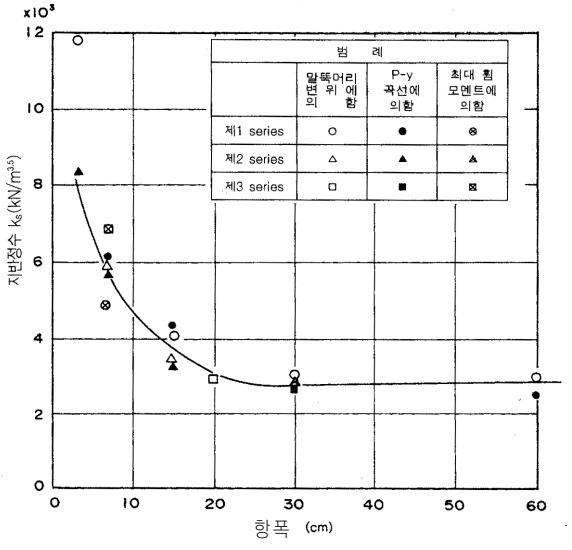
사. 유효장

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

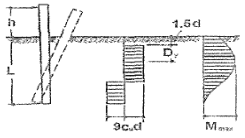
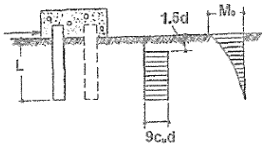
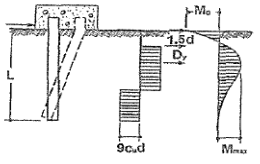
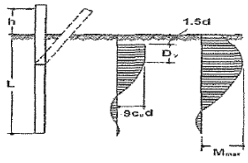
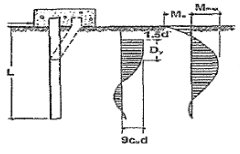
나. 중간 말뚝

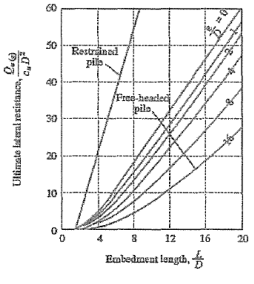
다. 말뚝머리가 자유로운 말뚝

라. 말뚝머리가 구속된 긴 말뚝 중에서 지중부 최대휨모멘트가 항복 값에 도달할 때까지 말뚝머리 휨모멘트가 항복 값을 유지하며 변형될 수 있는 경우

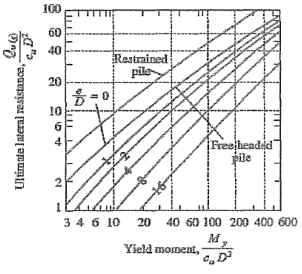
② 탄성지반반력법의 적용대상 : 위의 ①항에 해당되지 않는 경우

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 $L > 2.25\beta$	 $\left(\frac{Q_u}{c_u D^2}\right)^2 + \left(18\frac{h}{D} + 27\right)\left(\frac{Q_u}{c_u D^2}\right) = 18\left(\frac{M_y}{c_u D^3}\right)$ $D_y = \frac{Q_u}{9c_u D}$, $M_{max} = M_y$	 $\left(\frac{Q_u}{c_u D^2}\right)^2 + 27\left(\frac{Q_u}{c_u D^2}\right) = 36\left(\frac{M_y}{c_u D^3}\right)$ $D_y = \frac{Q_u}{9c_u D}$, $M_{max} = M_y$	

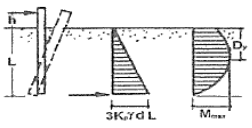
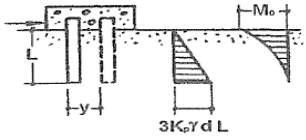
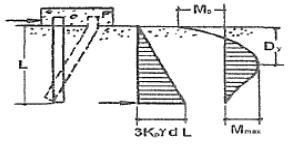
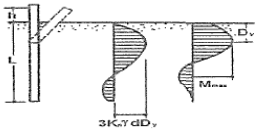
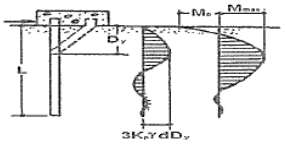


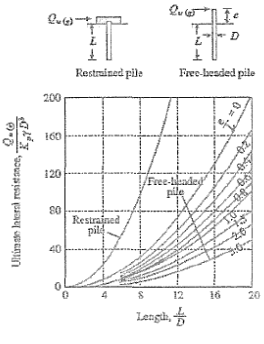
점성토층의 짧은말뚝 수평저항력 계산도



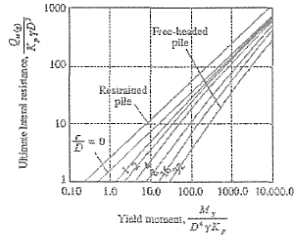
점성토층의 긴말뚝 수평저항력 계산도

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 $L < 4.0/\eta$	 $\frac{Q_u}{K_p\gamma D^3}\left(\frac{h}{D}+0.544\sqrt{\frac{Q_u}{K_p\gamma D^3}}\right) = \frac{M_y}{K_p\gamma D^4}$ $D_y = \sqrt{\frac{2Q_u}{3K_p\gamma D}}$ $M_{max} = M_y$	 $\frac{Q_u}{K_p\gamma D^3} = 2.38\left(\frac{M_y}{K_p\gamma D^4}\right)^{\frac{2}{3}}$ $D_y = \sqrt{\frac{2Q_u}{3K_p\gamma D}}$ $M_0 = M_{max} = M_y$	

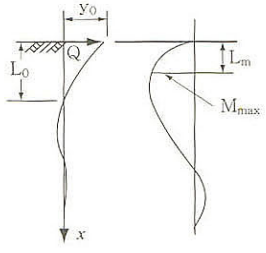
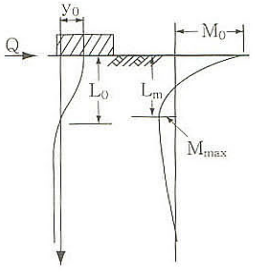


사질토층의 긴말뚝 수평저항력 계산도



사질토층의 짧은말뚝 수평저항력 계산도

참고 표 (4-15) 수평력을 받는 긴말뚝의 응력과 변형의 이론해석

		말뚝머리자유	말뚝머리의 회전구속
수평지반반력계수 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.

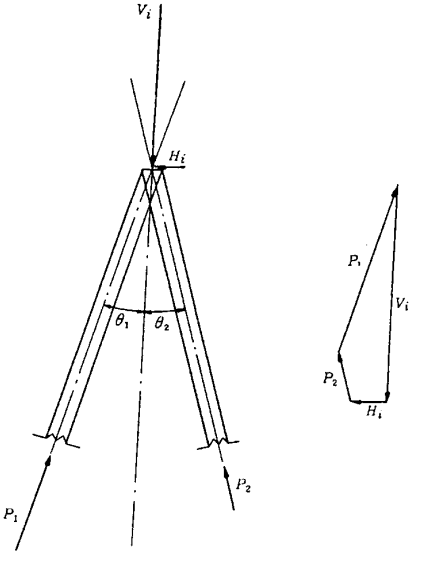
[해 설]

(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.

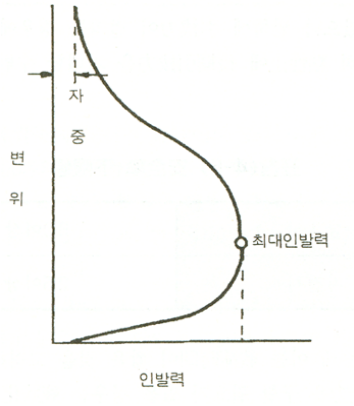
(1) 말뚝의 인장응력도
(2) 이음의 영향
(3) 군말뚝의 작용
(4) 말뚝의 상향 변위량

[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)

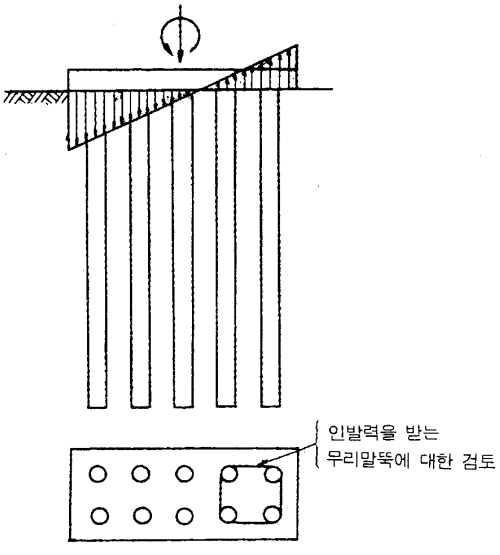
군말뚝으로서 쓰일 경우 각 말뚝의 허용인발력은 단일 말뚝의 허용인발력과 식 참고 (4-45)에서 구한 허용인발력 중에서 작은 쪽을 취한다. 군말뚝으로 지지된 구조물이 편심 모멘트를 받을 때 반력이 각 말뚝에 어떻게 분포하는지 잘 알 수 없으므로 편법으로 참고 그림 (4-15)와 같이 반력을 직선적 분포로 생각하여 인발 합력에 대하여 검토하고 다시 제일 큰 인발력을 받는 말뚝에 대하여 단말뚝으로 검토한다.

(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

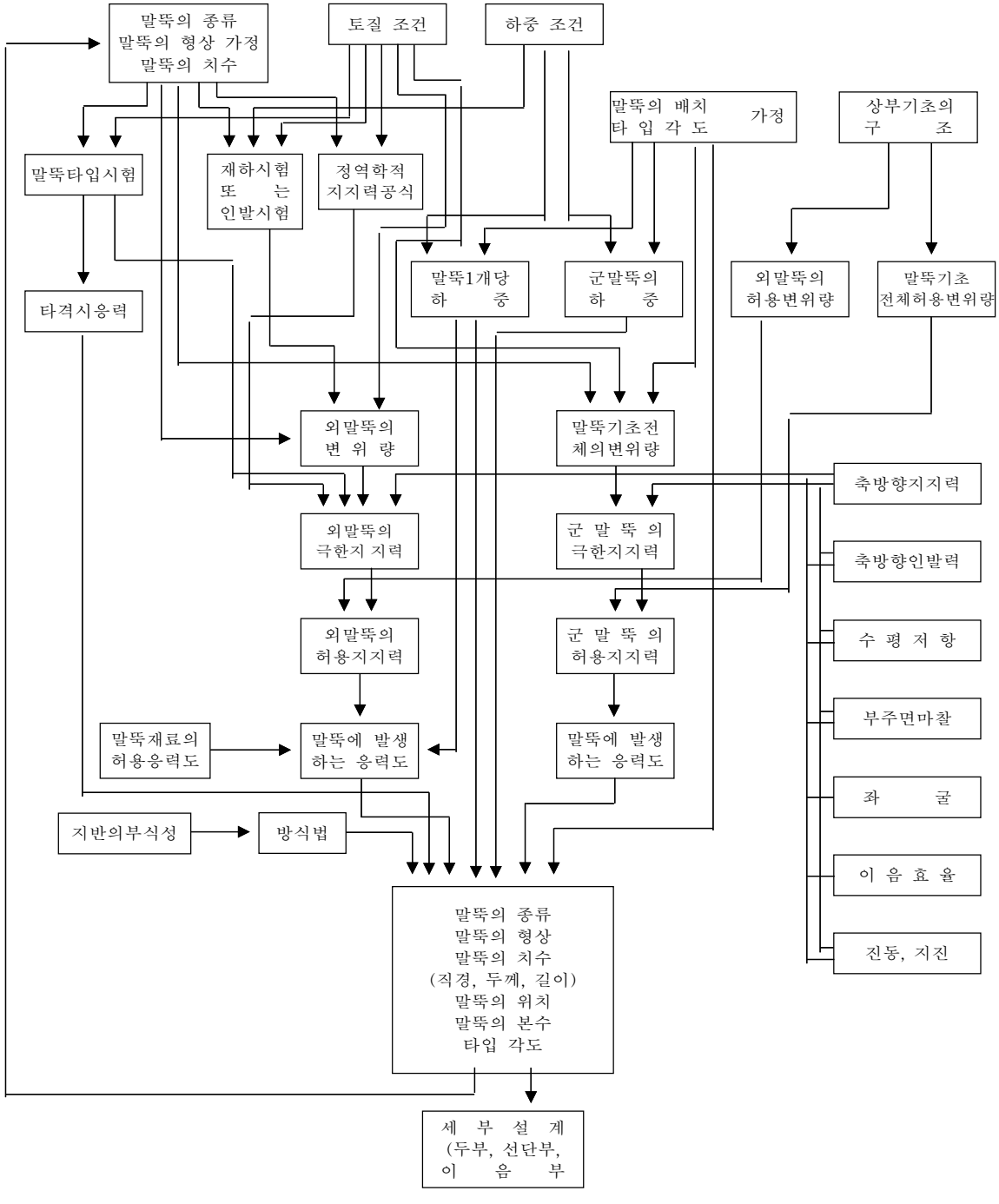
말뚝기초의 설계는 일반적으로 참고 그림 (4-27)의 흐름도 순서로 하는 것이 좋다.

(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

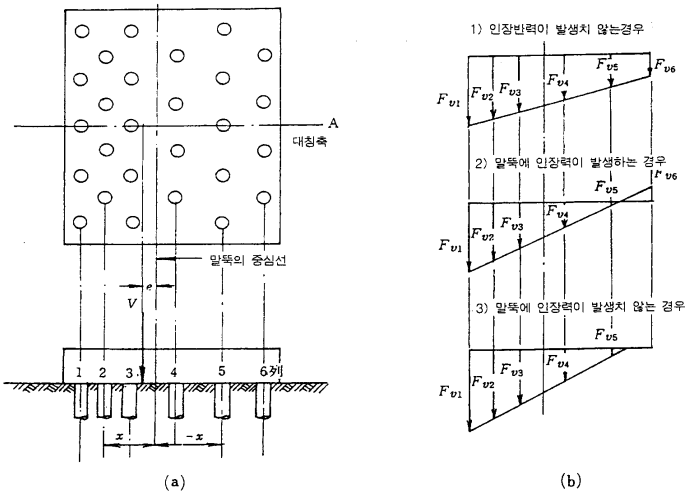
4-4-2 말뚝기초의 하중배분

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/m²) : $E_s = k_h\ B$

k_h : 횡방향 지반반력계수 (kN/m³)

B : 말뚝 폭 (m)

$\beta = \sqrt[4]{\dfrac{E_s}{4EI}}\ (m^{-1})\ (\mathrm{m}^{-1})$

E : 말뚝의 탄성계수 (kN/m²)

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.

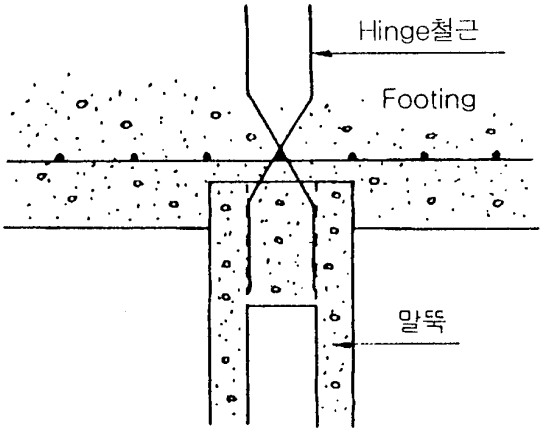
④ 강결한 경우의 말뚝머리는 단면이 급변하여 응력집중이 예상되므로 말뚝의 파괴에 대해서 충분히 보강되어야 한다. 철근 콘크리트 말뚝, 프리-스트레스트 콘크리트 말뚝 등에는 축방향 철근의 증가는 물론이고, 띠철근 또는 나선철근으로 충분히 보강하여야 한다. 한편 상부기초 콘크리트도 말뚝에 의해 국부지압을 받아 인장력이 발생할 수 있으므로 말뚝주변을 보강하여 두는 것이 좋다.

(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.

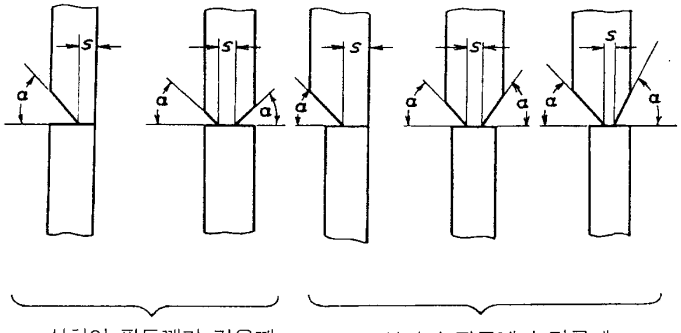
① 말뚝본체를 서로 맞대어 용접한다. 이 경우에는 참고 그림 (4-30)과 같이 아래 말뚝은 이음부를 말뚝 축에 직각인 평면으로 하고, 위 말뚝의 이음부는 2.4mm 이하, 개선각도 50° 이상의 root face를 한 방향 또는 두 방향으로 붙여서 V형 또는 K형 맞대임 용접으로 한다.

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.

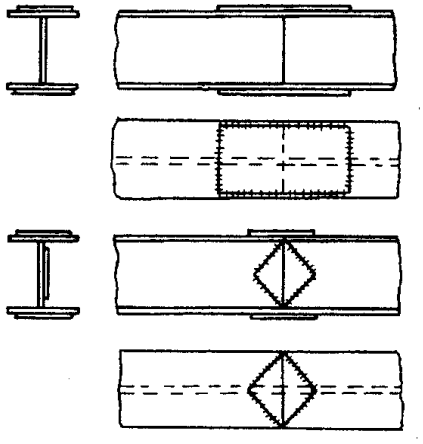
(7) 나무말뚝의 이음
나무말뚝의 이음은 수평력 혹은 인발력이 작용하는 경우에는 쓰지 않는 것이 좋다.

(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.

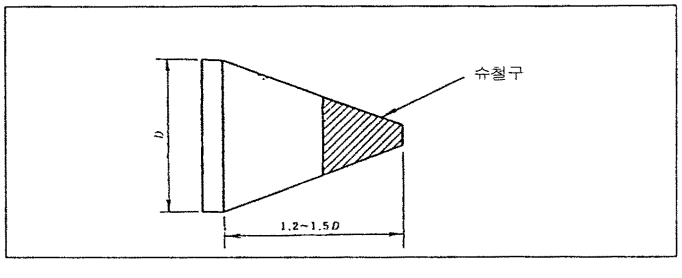
(2) 기 제작 철근콘크리트말뚝 및 프리스트레스트 콘크리트 말뚝의 선단

① 표준형

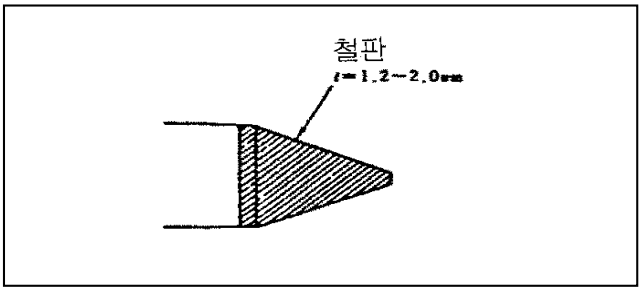
보통의 지반에 사용, 선단부의 길이는 말뚝직경의 1.2~1.5배, 비교적 단단한 지반의 경우는 1.5배가 좋다.(참고 그림 (4-32) 참조)

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.

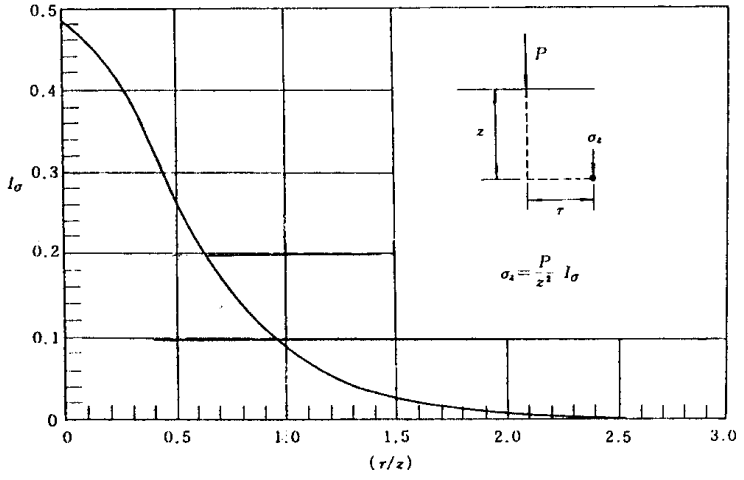
(1) 집중하중에 의한 지중응력

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

$$\sigma_z = \frac{p}{z} I_\sigma \qquad \text{참고 (5-2)}$$

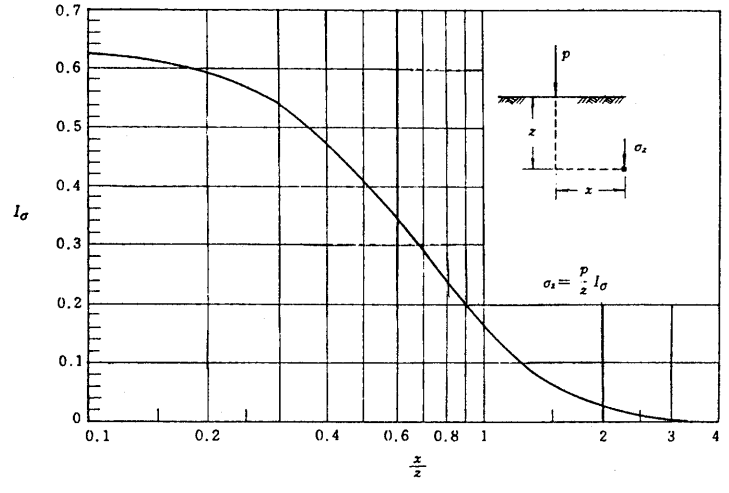
여기서,

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.

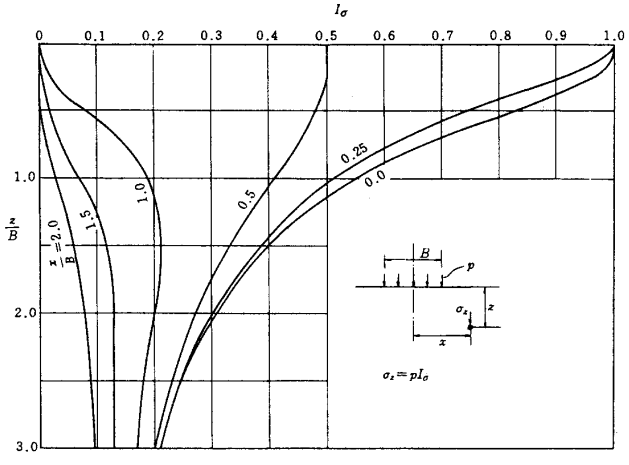
$$\sigma_z = p I_\sigma \qquad \text{참고 (5-3)}$$

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,

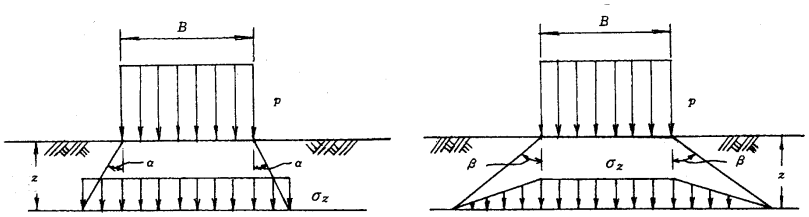
σ_z : 연직지중응력 (kN/m^2)

z : 지표면으로부터 깊이 (m)

p : 하중강도 (kN/m^2)

α : 하중 분산각도 (보통 α = 30°)

B : 등분포 하중의 재하 폭 (m)



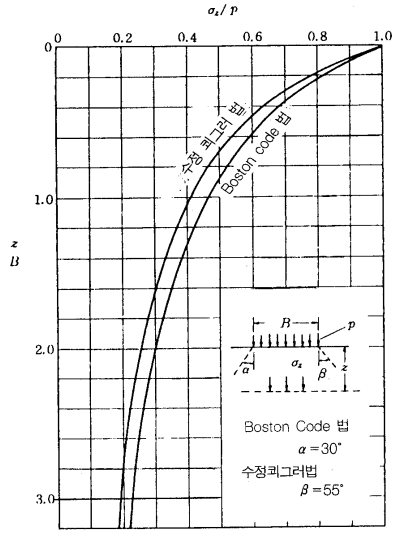
(a) Boston Code 법 (b) Kögler 법

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

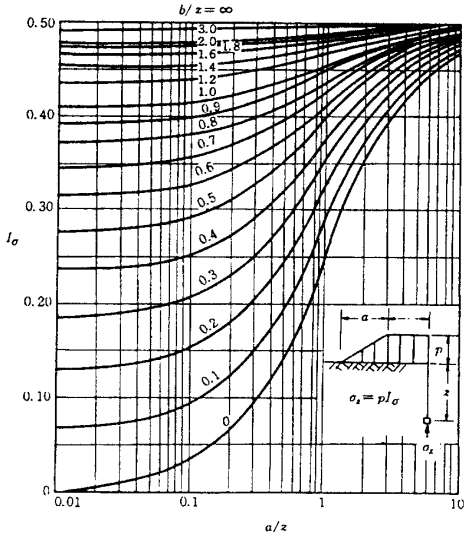
제체하중에 의한 연직지중응력은 참고 그림 (5-6)과 식 참고 (5-6)에 의하여 구한다.

$$\sigma_z = p I_\sigma \qquad \text{참고 (5-6)}$$

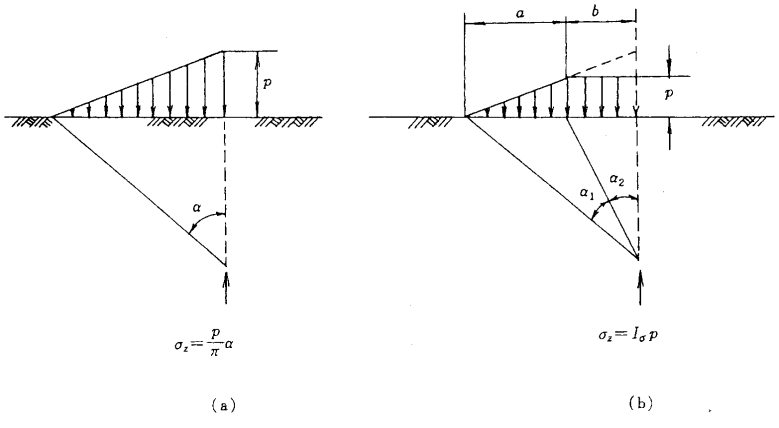
여기서,

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.

$$\sigma_z = p I_\sigma \qquad \text{참고 (5-7)}$$

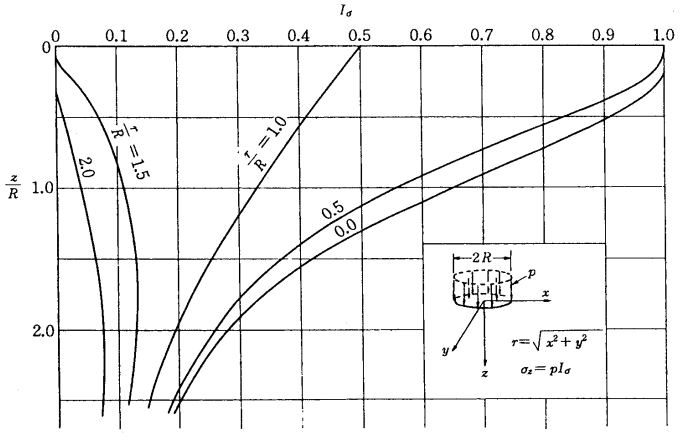
여기서,

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.

$$\sigma_z = p I_\sigma \qquad \text{참고 (5-8)}$$

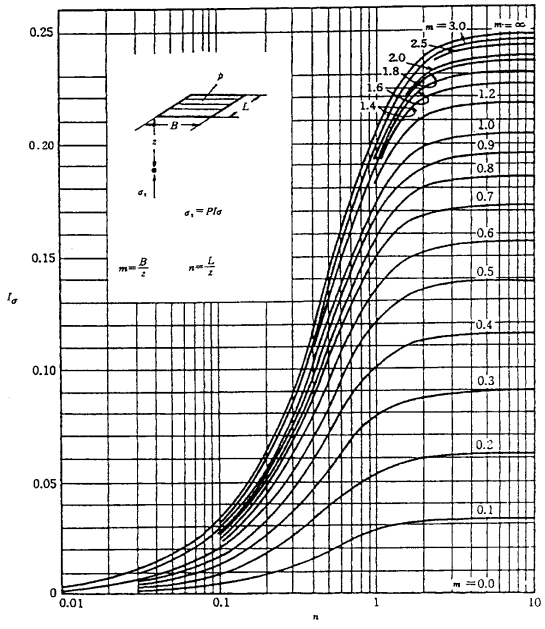
여기서,

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.

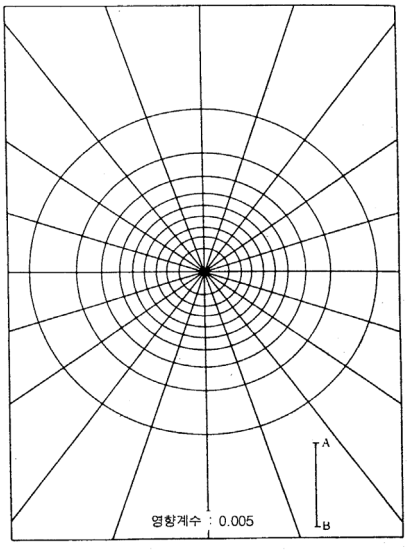
㉯ 깊이가 기본선장 $\overline{AB}$와 같게 되도록 축척비율을 구해서 트레이싱 페이퍼에 그 축척비율로 주어진 평면형을 그린다.

㉰ 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)

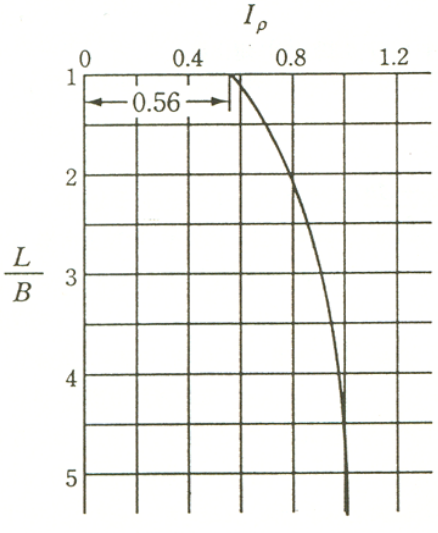
$$p_z = pB\frac{(1-\mu^2)}{E} I_p \qquad \text{참고 (5-14)}$$

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

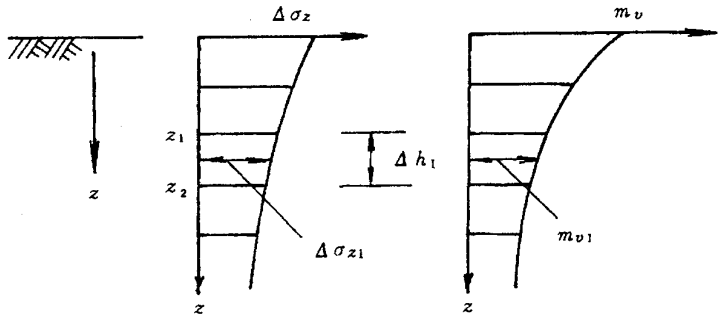
e_0 : 초기 간극비

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 + ΔPn의 압력하에서 압밀과정을 계산한 m_v값의 계수를 Pn =1/2 (Pn + Pn-1) = Pn-1 + 1/2(ΔPn)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 Δσz 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.

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \qquad \text{참고 (5-20)}$$

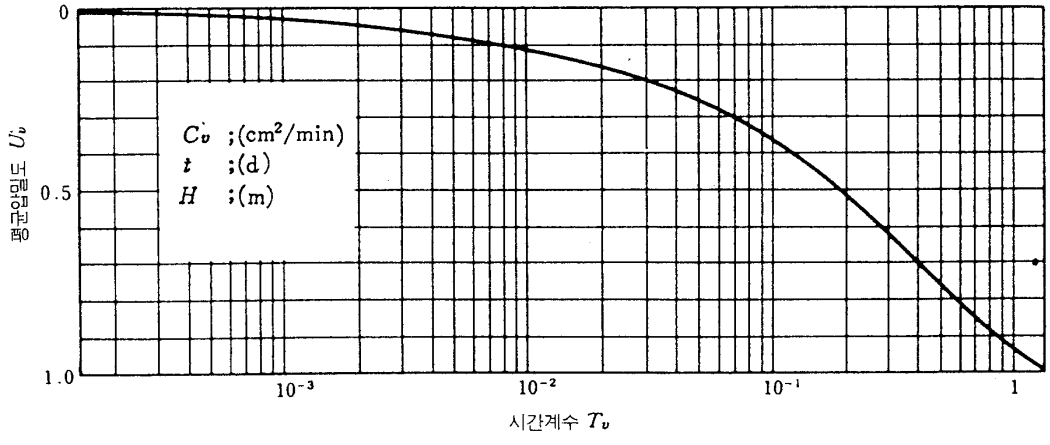
여기서,

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

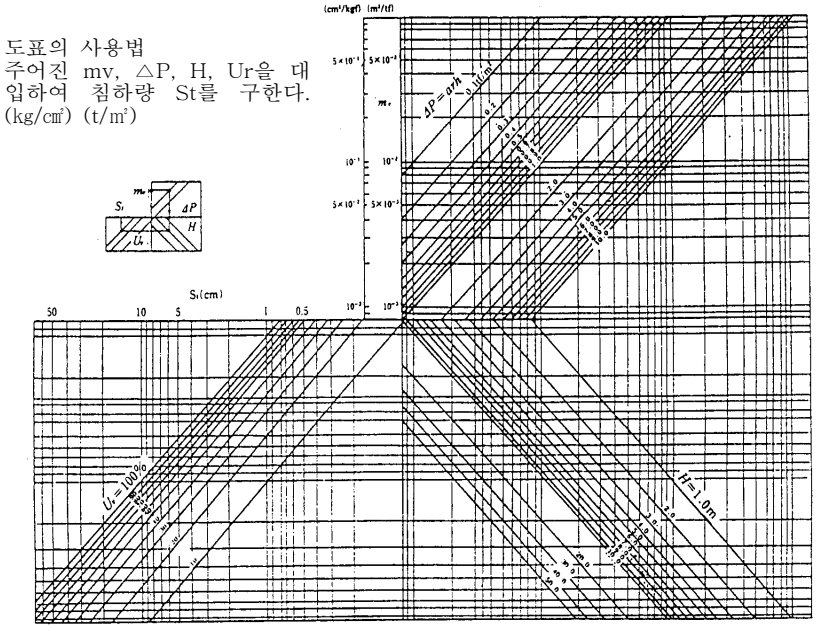
과압밀점토의 압밀계수(中瀨明男 등, 1973) 값은 정규압밀점토의 압밀계수 값보다 큰 것이 보통이다. 과압밀점토의 압밀계수는 현 토피의 압력에 해당하는 압밀계수를 취한다.

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.

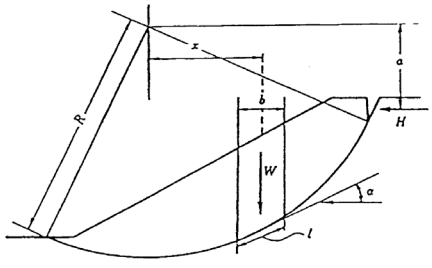
원호활동면에 쓰이는 분할법은 활동원내의 흙덩어리를 몇 개의 연직면에 의해서 분할편으로 나눠, 각 분할편의 저면에 있어서 전단응력과 흙의 저항응력을 계산하고, 전체의 분할편에 대해서 이들의 응력을 가하여 안전율을 쓰는 것이다. 분할법으로는 분할편 사이의 힘의 균형을 해석하기 위해서 정정화 조건을 가정할 필요가 있고, 사용되는 가정에 의하여 각종의 방법이 제안되고 있으나 일반적으로 Fellenius법과 간이 Bishop법이 쓰이어지고 있다.

[참 고]

(1) Fellenius법에 의한 안정해석법(Scott, 1972; 山口栢樹, 1985; 中瀨明男, 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)

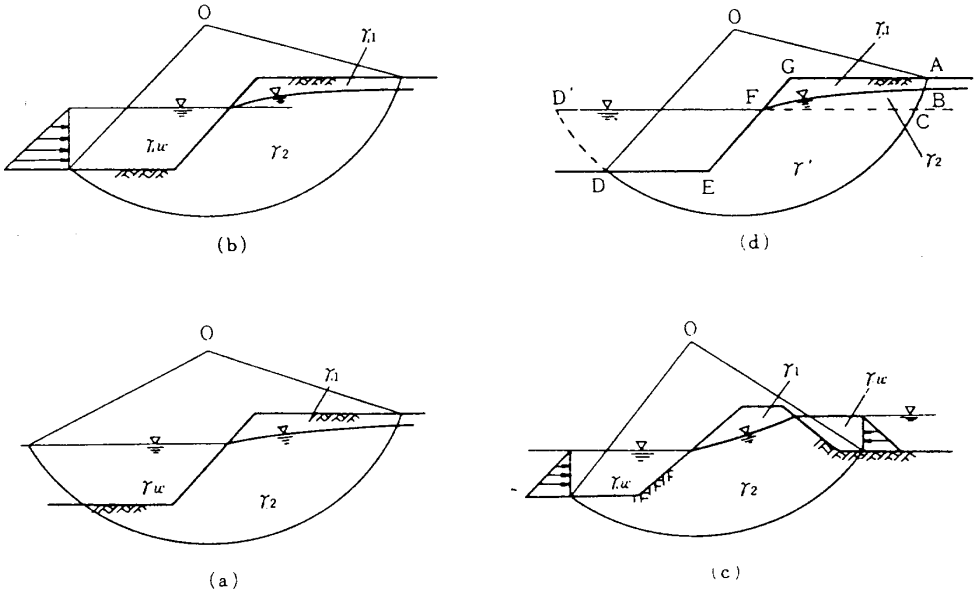
간이 Bishop법은 수평에 가까운 사질토지반에 있어서 하중이 연직으로 재하되는 경우에는 과대한 안전율을 준다는 문제가 있다.

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.

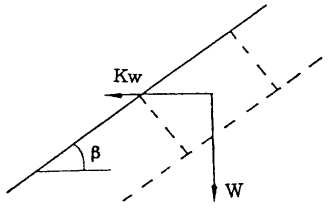
$$\tan\beta = \frac{\frac{\tan\phi}{F} - k}{1 + \frac{k\tan\phi}{F}} \qquad \text{참고 (6-4)}$$

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)

$$F = \frac{\Sigma(c\ell + W'\cos\alpha - H\sin\alpha)\tan\phi}{\sin\alpha\Sigma W' + \cos\alpha\Sigma H} \qquad \text{참고 (6-7)}$$

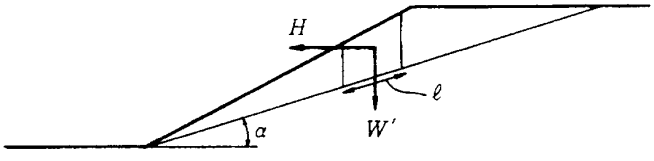
여기서,

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

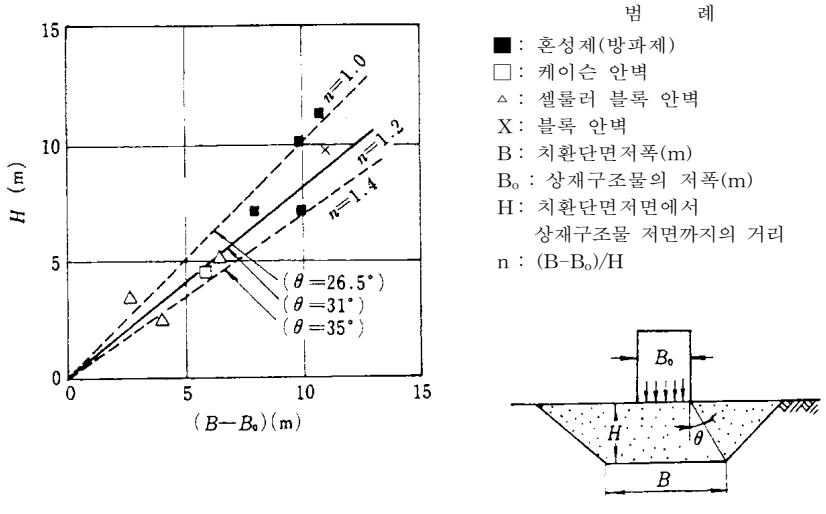
가. 연약층이 비교적 얕을 경우 전부 치환한다.

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.

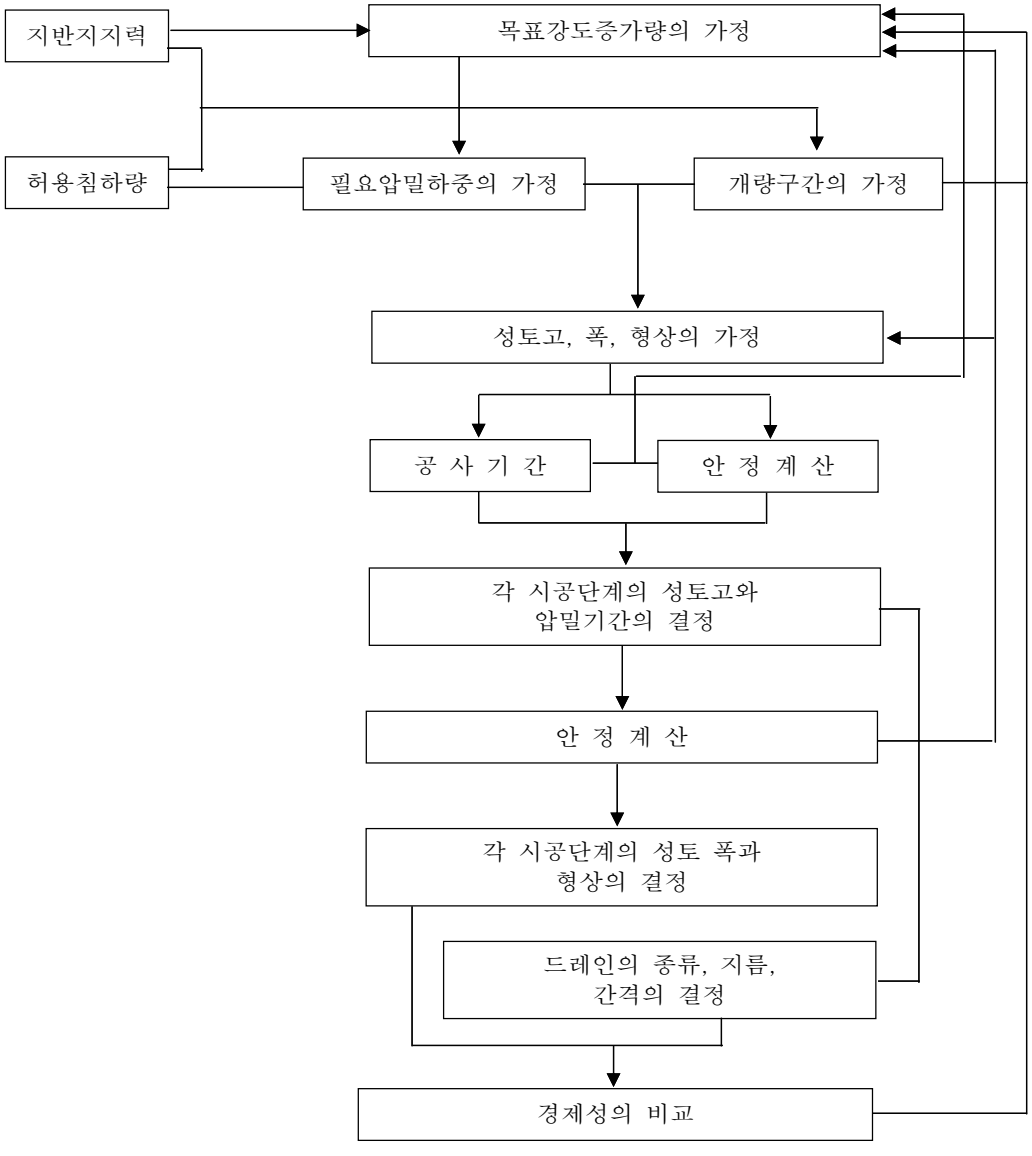
(2) 설계순서

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.

$$\triangle c = (\triangle c/\triangle p)(\alpha \cdot \gamma \cdot h - p_c) \cdot U \qquad \text{참고 (7-1)}$$

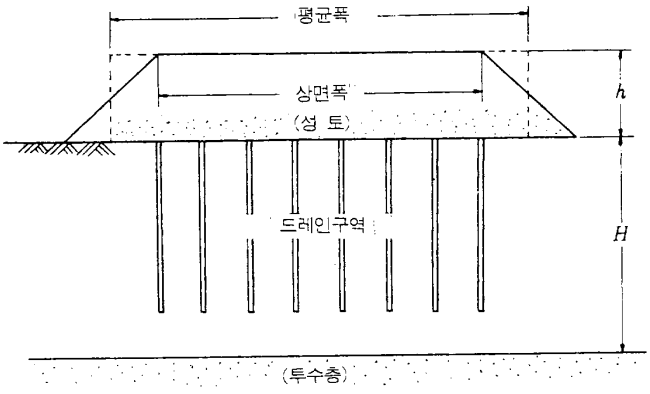
$$S = m_v(\alpha \cdot \gamma \cdot h - p_c) \cdot H \cdot U \qquad \text{참고 (7-2)}$$

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.

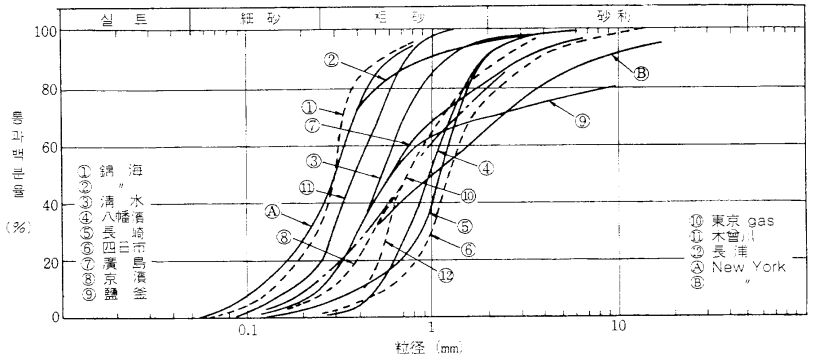
최근에는 팩 드레인(pack drain)이나 플라스틱 드레인(plastic drain)이 개발되어 직경이 작은 연직배수의 시공도 가능하게 되었다. 팩 드레인은 일반적으로 직경 12cm의 합성섬유 자루에 모래를 채워서 타설하는 것이고, 경량의 타설 기계를 사용하여 한번에 4개씩 타설하는 예가 많고, 육상의 초연약지반에서 적용한 사례가 많다. 최근에는 해상에서 직경 40cm가 넘는 모래말뚝을 시공하는 경우도 있다.

(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

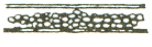
(3) 플라스틱 드레인 재료 등의 새로운 연직배수 재료

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.

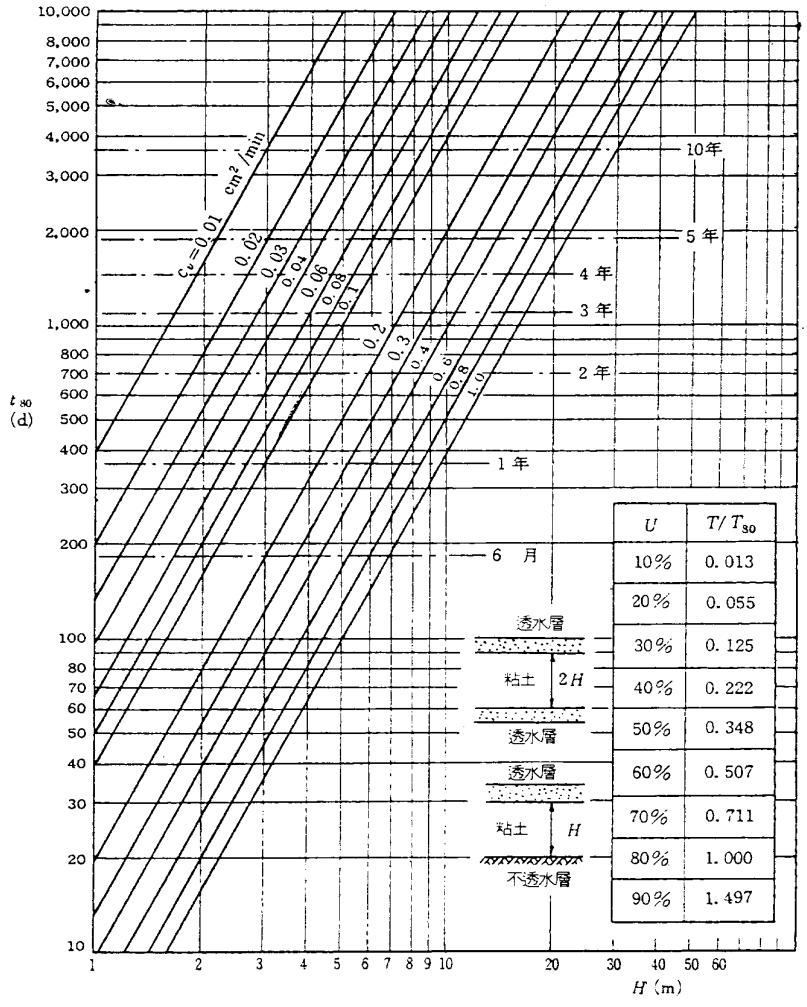
[2] 드레인 파일(drain pile)의 간격

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,

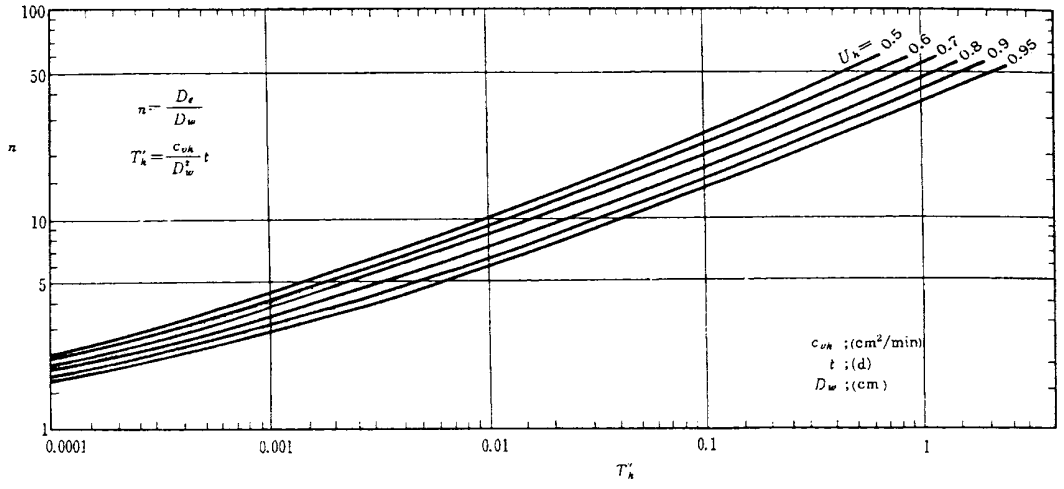
D : 드레인파일의 간격(cm)

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,

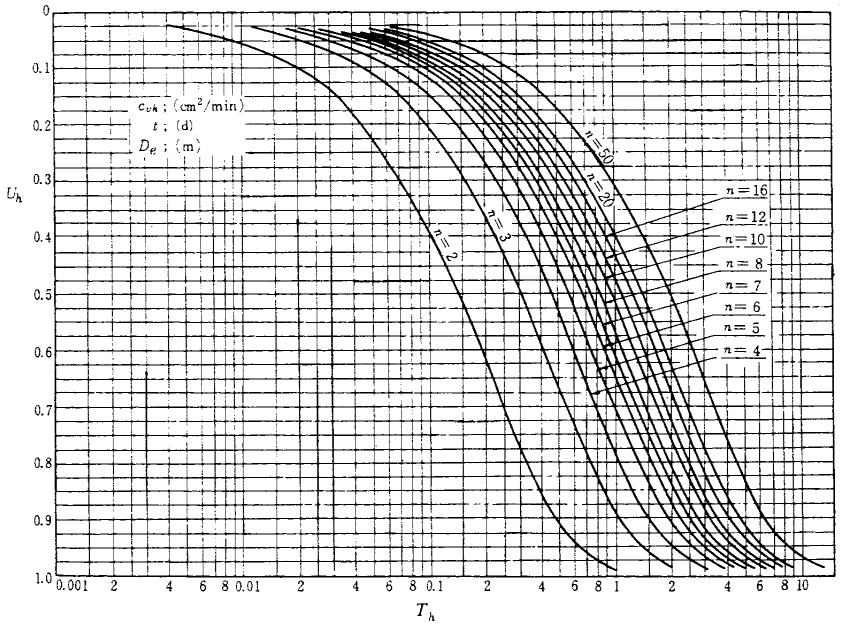
T_h : 수평압밀의 시간계수

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.)

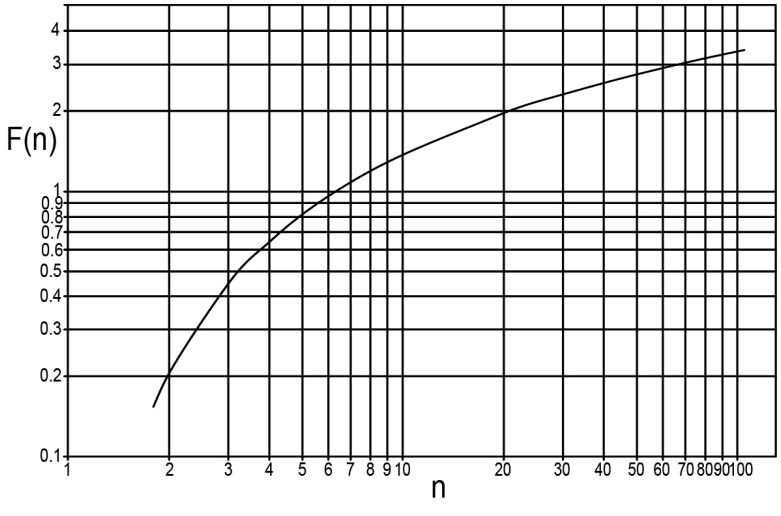
D_e : 유효경(cm)

$2H$: 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.

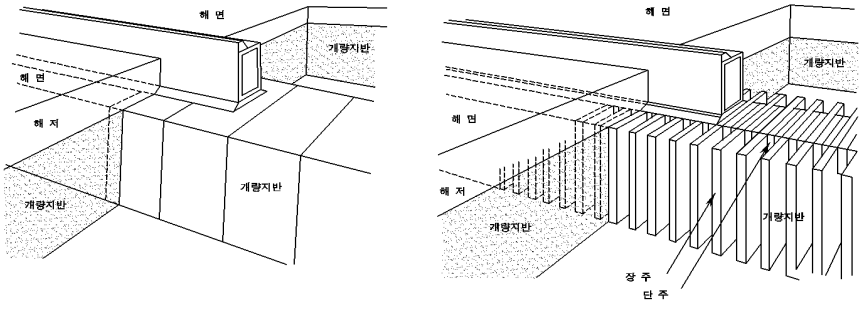
[참 고]

(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]

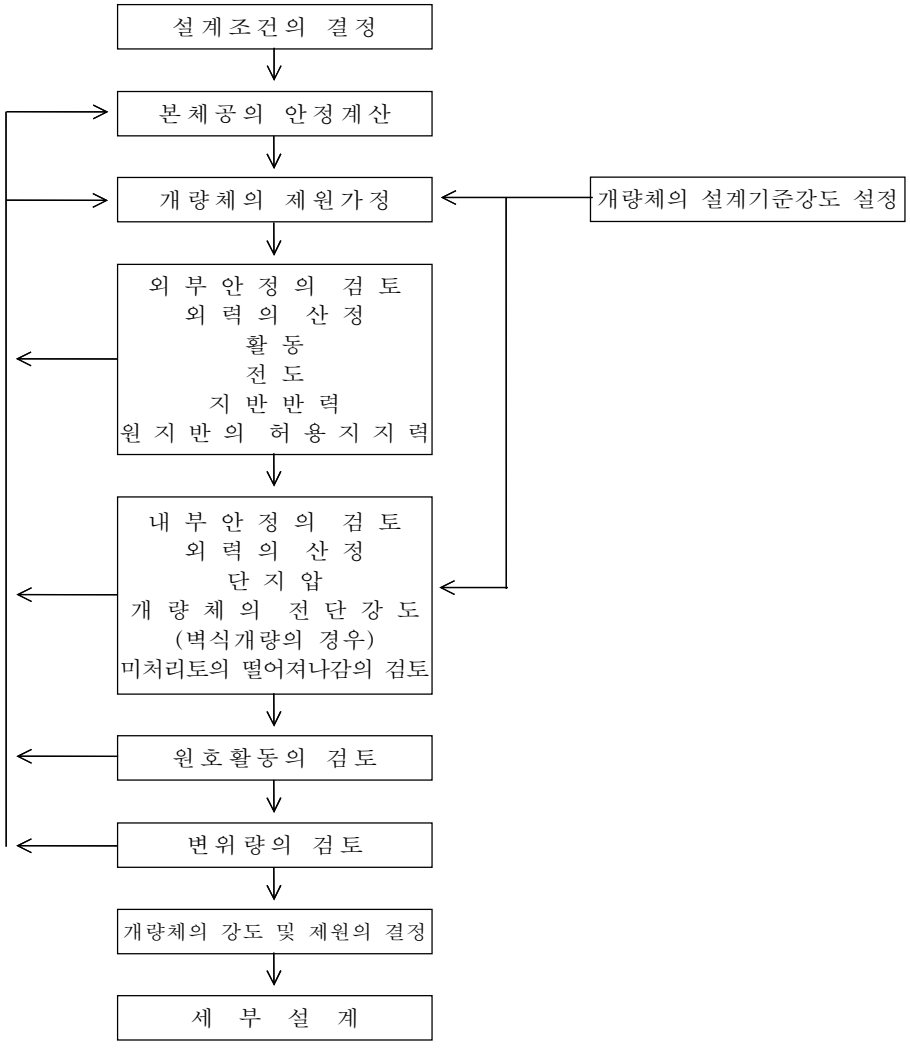
심층혼합처리공법의 설계는 참고 그림 (7-10)과 같은 순서로 한다. 다만 아래사항을 고려하여 수행한다.

(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]

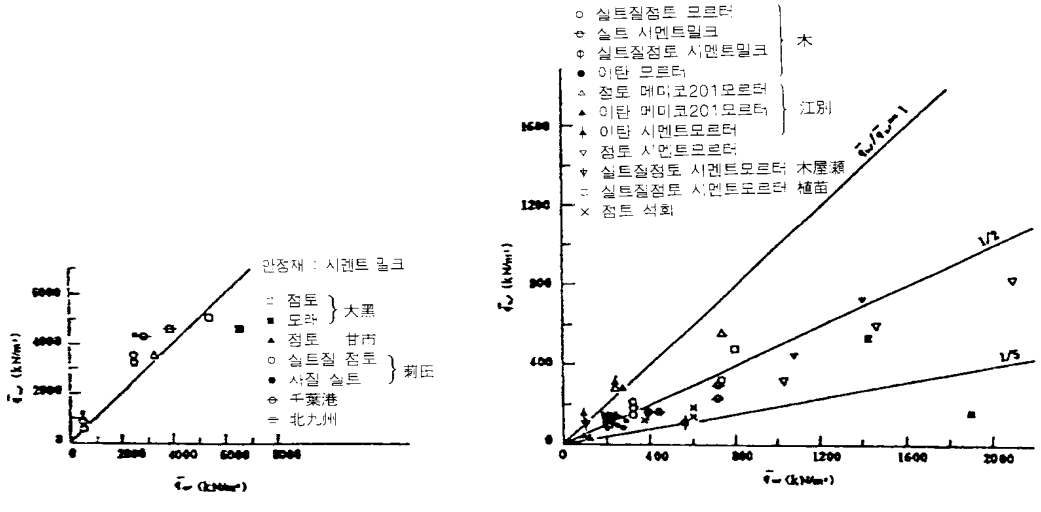
안정처리토의 강도는 흙의 물리적 성질, 화학적 성질, 안정재의 특성, 혼합조건과 양생조건 등의 영향을 받는다. 또 처리기계의 종류가 여러 가지이고 기종에 의해서 안정재의 물/시멘트비가 제약을 받는다. 이 때문에 안정처리토의 배합설계는 현장시공과 동일조건 아래서 시행하며, 현장시험 또는 실내배합 시험을 실시하고 결정한다.

[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.

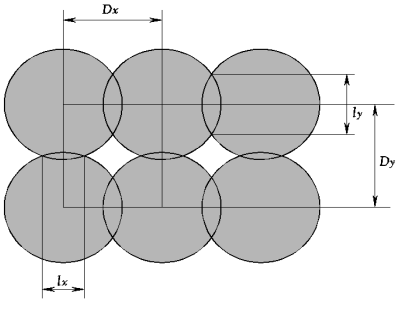
$$\alpha_1 = \min\left(\frac{\ell_x}{D_x}, \frac{\ell_y}{D_y}\right) \qquad \text{참고 (7-10)}$$

㉯ 중첩에 의해 결정하는 경우

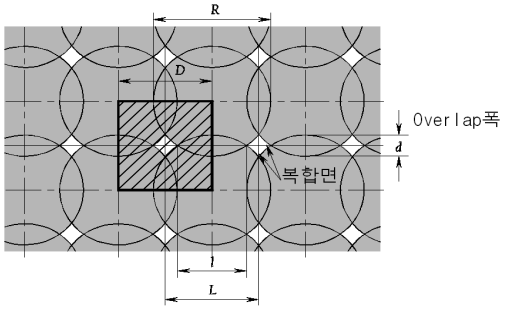
참고 그림 (7-13)에서 D는 축간 폭, R은 교반날개의 직경, d는 중첩 폭으로 하면 중첩에 의해 결정하는 α_1 은 식 참고 (7-11)에 의해 구한다.

$$\alpha_1 = \frac{1}{\mathrm{D}}\sqrt{2 \cdot R \cdot D - d^2} \qquad \text{참고 (7-11)}$$

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.

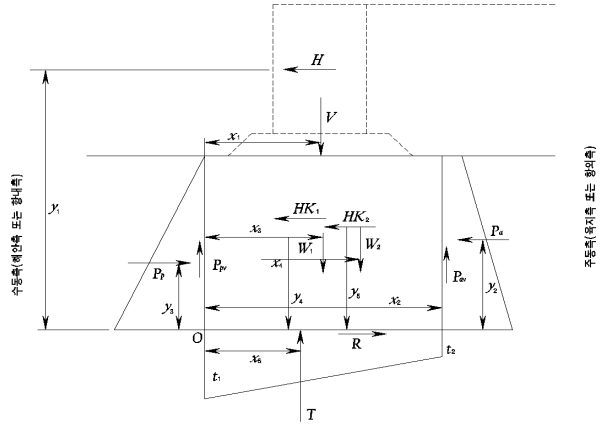
(5) 각각의 계수 값을 어느 값으로 설정을 하는가에 대해서는 이들 계수의 값은 독립된 값이 아니라 상호 밀접한 관계가 있으므로 쉽게 결정하는 것은 어렵다. 과거의 사례를 조사해 보면 허용압축응력도와 실내강도의 비가 1/6에서 1/10 정도라고 하는 예가 많다.

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

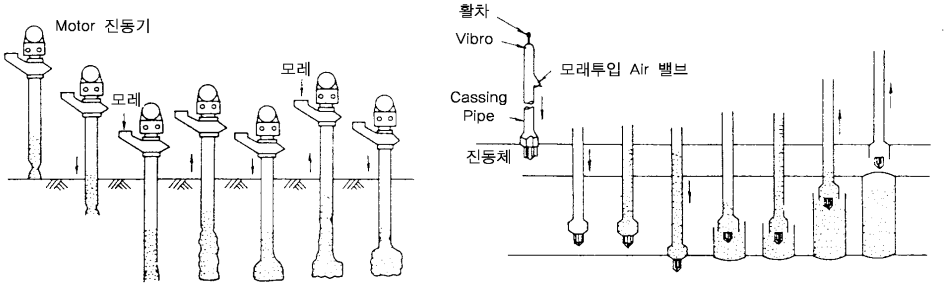
느슨한 사질토의 심층에 이르는 다짐은 표층에서 진동이나 충격을 주어도 충분히 달성되지 않는 것이 많다. 통상적인 방법은 느슨한 모래지반에 모래나 돌기둥, 혹은 특수한 진동봉을 압입함과 동시에 주변지반에 진동을 가하는 것이다. 본 편에서는 전자를 모래다짐말뚝공법으로 일괄해서 본 절에 서술하고 후자를 로드콤팩션(rod compaction)공법과 바이브로플로테이션(vibro floatation)공법으로 구분하여 각각 본편 7-6, 본편 7-7에 서술한다. 어느 공법이라도 다짐정도는 여러 가지 요인에 의해 지배된다.

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

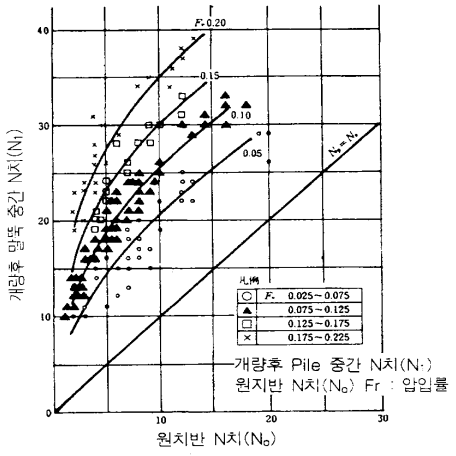
대상지반의 특성, 모래다짐말뚝(sand compaction pile)공법의 타설밀도, 개량전후의 지반 N값의 관계 등에 대하여 충분히 신뢰할만한 시공실적이 있는 경우에는 이것을 기초로 해서 개량공의 설계를 할 수가 있다.

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.

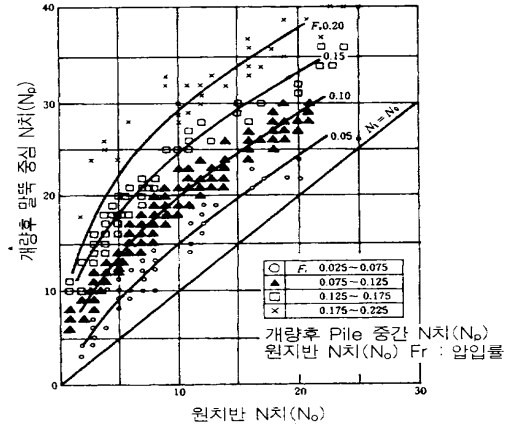
② 세립분 함유량의 영향

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.

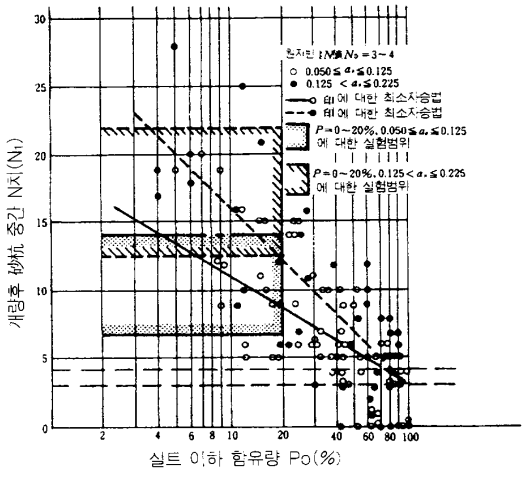
모래지반의 N값이 3~ 4인 느슨한 모래지반에서의 시공실적을 근거로 실트 함유량과 개량 후 모래말뚝 중간에서의 N값에 대한 관계도를 참고 그림 (7-18)에 제시했다. 실트 함유량이 많아지면 개량에 의한 N값의 증가가 적고 또 결과의 편차가 크다. 따라서 세립분의 함유량이 많은 흙에서는 본편 7-5-1 [참고](5)의 시험시공에 의해 설계를 하는 것이 바람직하다.



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

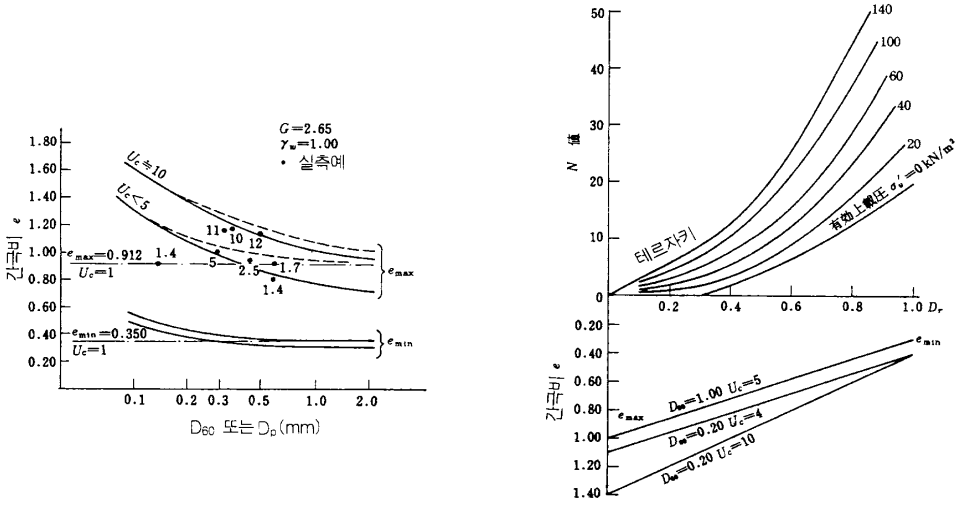
e_o, e_1으로부터 $a_s = (e_o - e_1)/(1 + e_o)$에 의해 개량을 a_s를 구한다.

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 75㎛ 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.

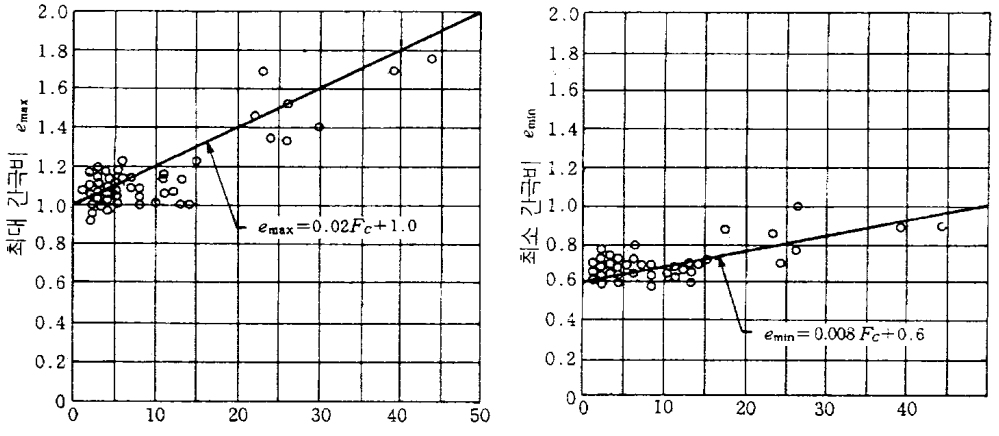
또 N- D_r- σ_v' 의 관계로 아래에 표시한 Meyerhof의 제안식을 쓴다.

$$Dr\,(\%) = 21\sqrt{N / (\sigma_v' + 70)} \qquad \text{참고 (7-20)}$$

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.

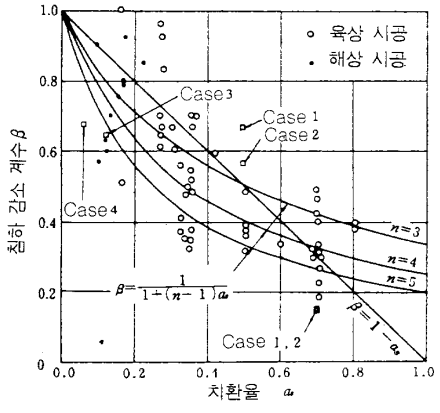
③ 시간-침하관계를 구한다. 압밀에 의한 말뚝간 점토의 강도증가 Δc의 계산은 식 참고 (7-21)의 제1항과 같이 구한다.

$$\Delta c = \mu_c \, \Delta\sigma_z \, (\Delta c / \Delta p) \, U \qquad \text{참고 (7-25)}$$

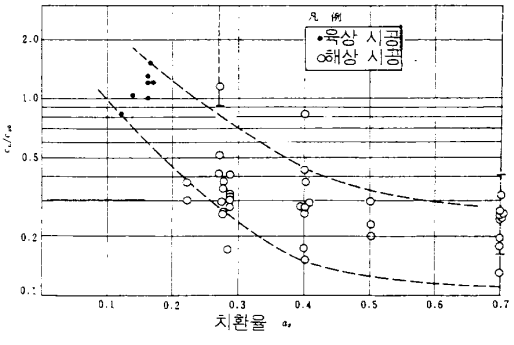
계산에서는 다음 항의 기존의 실적을 참고로 하여 압밀시험으로 구해지는 압밀계수 c_v의 수정과 침하감소계수 β, 응력 감소계수 μ_c를 선정한다.

(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)



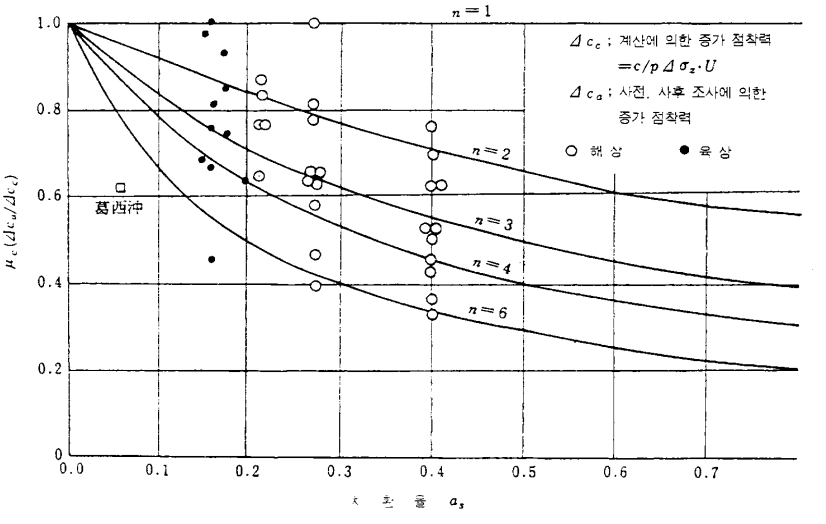
참고 그림 (7-23) SCP개량 지반의 압밀 지연 (日本土質工學會, 1988)

(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

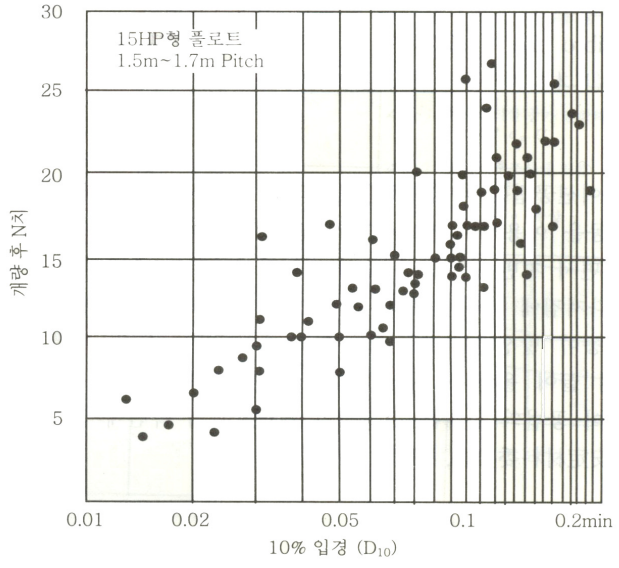
모래에 함유되어 있는 수분이 모래입자 사이의 모세관현상에 의해 구속되어, 모래지반은 덩어리로서 점착력을 가지고 있는 듯한 거동을 나타낸다. 이를 겉보기점착력이라고 하며 겉보기점착력의 존재가 모래지반을 느슨한 상태로 유지시키고 있는 요소이다. 인위적으로 흙속의 간극을 물로 포화시켜 모세관현상을 없애면, 겉보기점착력이 없어져서 모래입자의 이동이 용이하게 되고, 진동으로 모래가 쉽게 다져지게 된다.

② 진동다짐의 효과

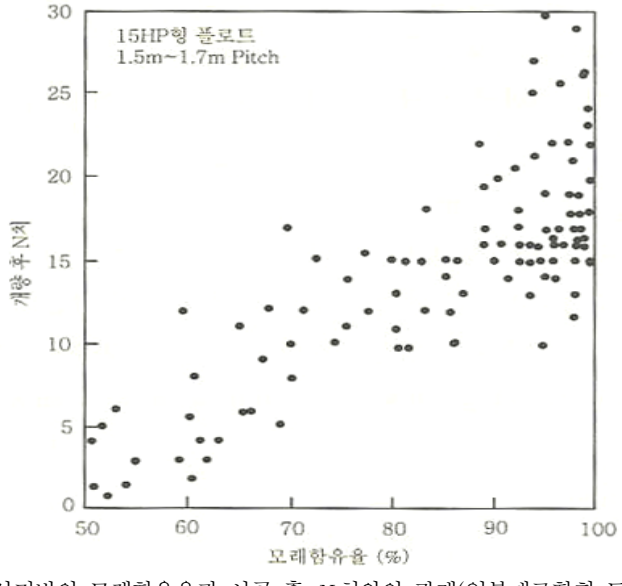
느슨한 모래지반은 모래입자 사이의 간극이 크기 때문에 이와 같은 지반에 진동을 작용시키면 모래입자는 중력에 의해 아래쪽의 간극으로 이동하려고 한다. 이 현상을 적극적으로 이용한 것이 본 공법이고, 수평방향의 진동에 의해 모래지반에 불안정한 상황을 일으켜 모래입자와 같은 흙을 다지고 발생한 간극에 재료를 보충하여 지반개량의 효과를 기대하고 있다.

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 N치와의 관계(일본재료학회 토질안정재료위원회, 1991)



참고 그림 (7-26) 대상지반의 모래함유율과 시공 후 N치와의 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.

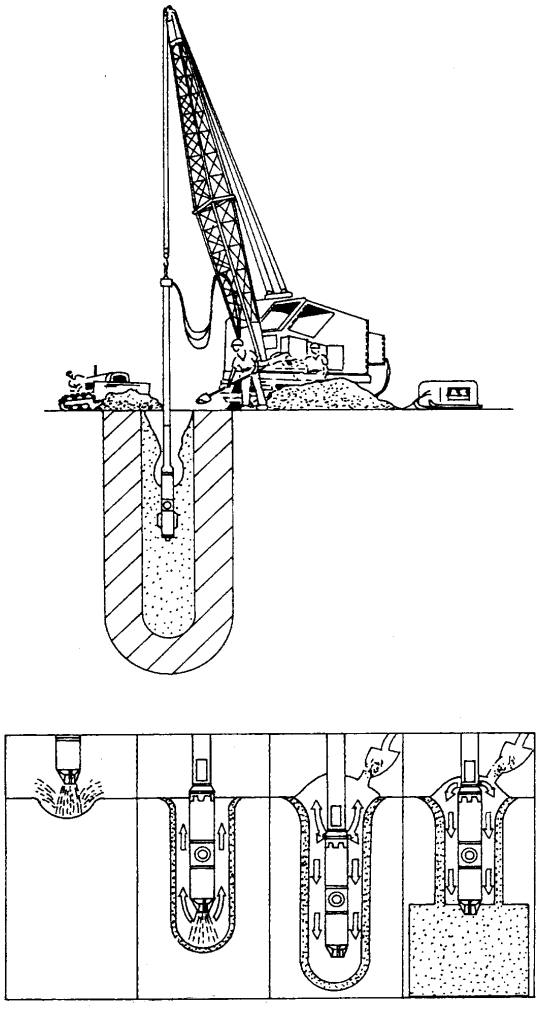
(3) 충분히 신뢰할 수 있는 자료가 없는 경우나 실트가 많은 흙 또는 사질토층과 점성토층이 서로 반복되는 지반에서는 시험시공 결과에 따라 설계하는 것이 바람직하다. 시험시공 계획은 간극비에 의한 다짐도의 검토, 실적 등을 종합적으로 판단하여 계획한다.

[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.

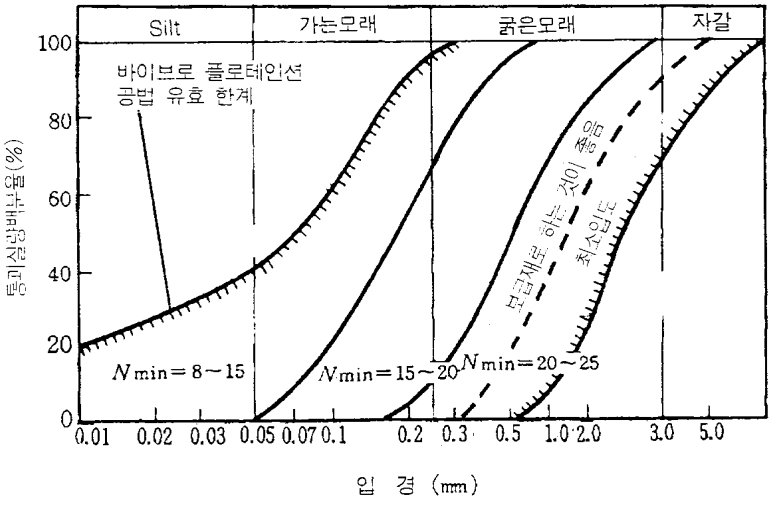


참고 그림 (7-27) 시공 개념도

(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.

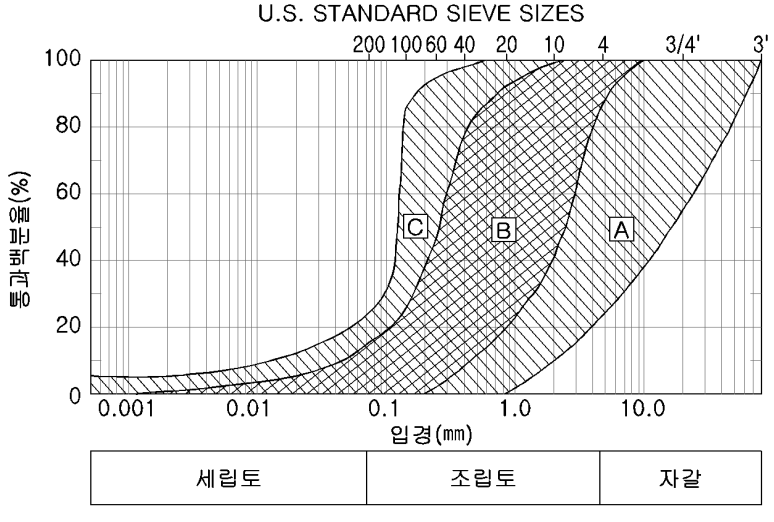


참고 그림 (7-28) 원지반의 입도와 다짐 후 최소 N치의 관계

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

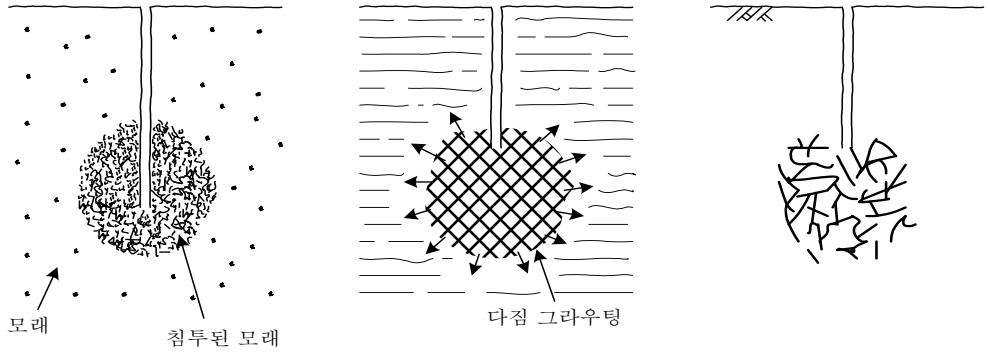
가. 기초 지반의 지지력 강화

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

$$t = \frac{nr^2}{kh}\left\{\frac{\mu_r}{3}\left(\frac{R^3}{r^3}-1\right)-\frac{\mu_r-1}{2}\left(\frac{R^3}{r^3}-1\right)\right\} \quad \text{참고 (7-27)}$$

② Maag식

$$t = \frac{\mu_r n}{3khr}(R^3-r^3) \quad \text{참고 (7-28)}$$

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.

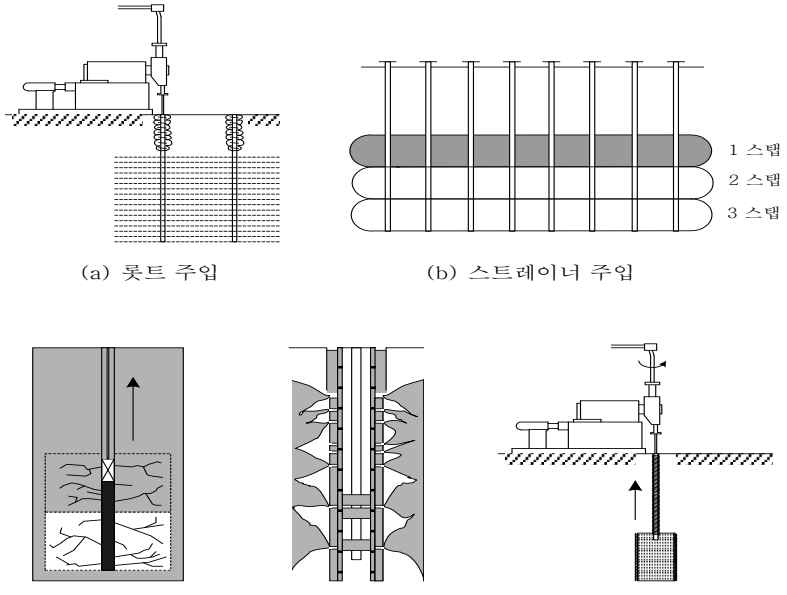
스트레이너 공법은 스트레이너관을 지중에 설치하여 주입하는 방법을 총칭하는 것으로, 약액이 다수공으로부터 분산하여 분출되므로 롯드 공법에 비해 균일한 침투가 가능하다. 그러나 주입관을 회수할 수 없어 비경제적이며, 토층이 견고하거나 깊은 심도에서는 스트레이너관의 타설이 어려운 단점이 있다.

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

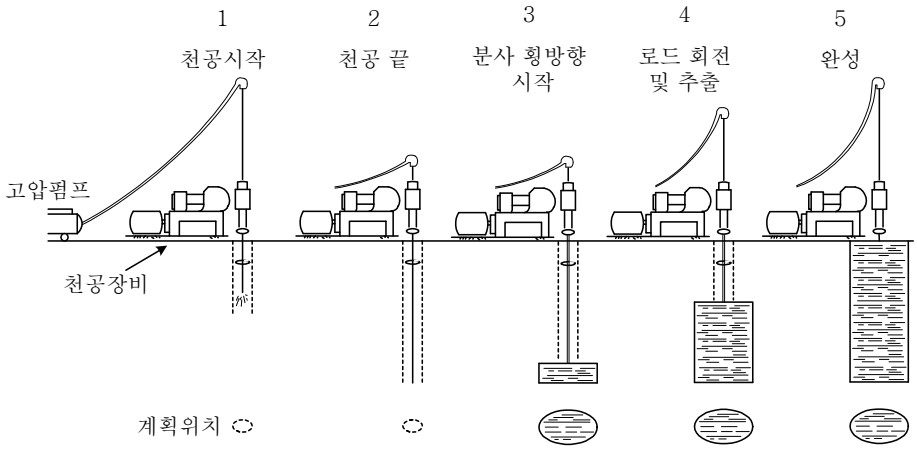
(c) 이중관 롯드 주입 (d) 더블팩커 주입 (e) 고압분사 주입

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]

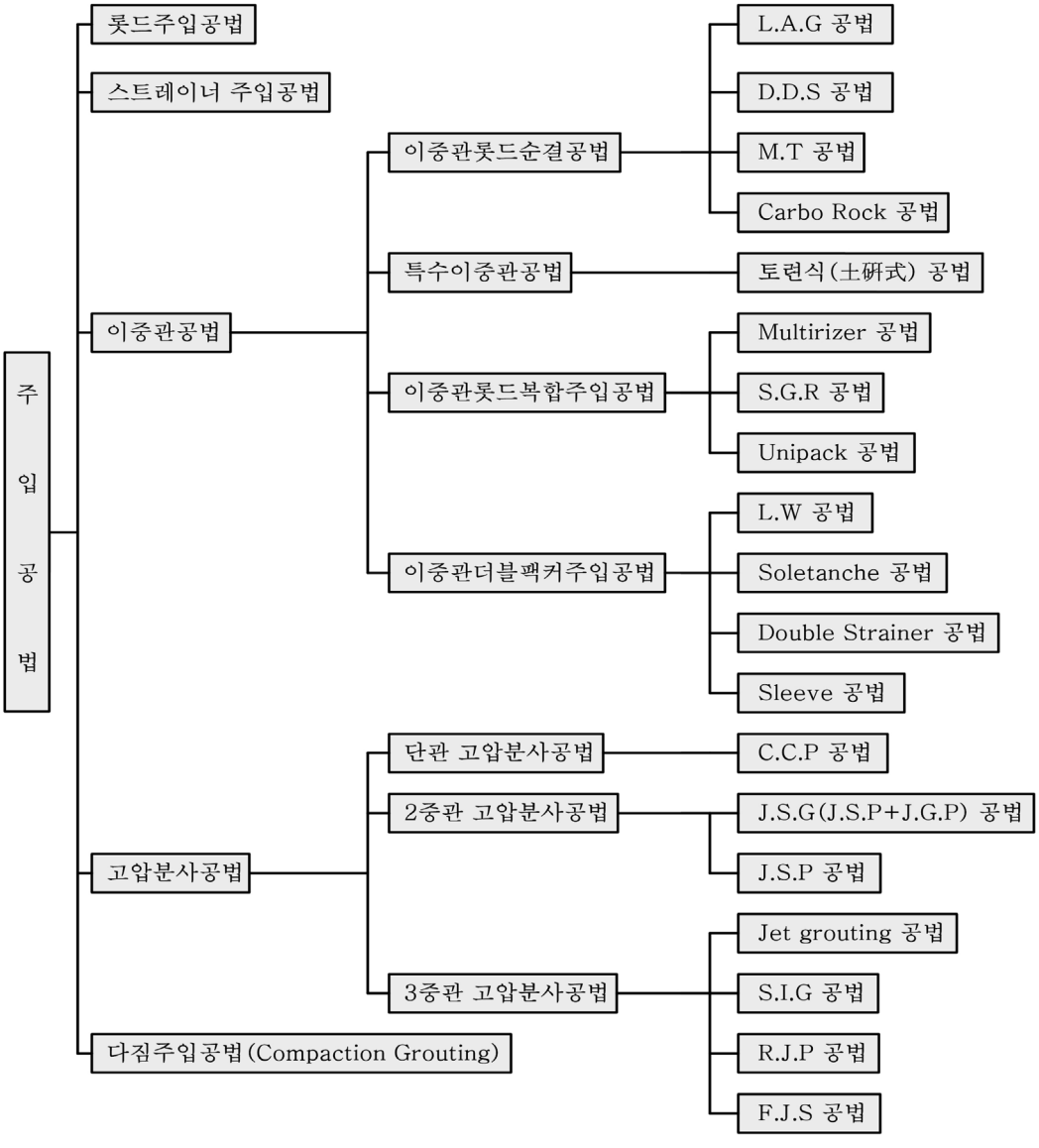
(1) 고압분사공법은 연약지반개량, 지수벽, 흙막이벽, 기초보강말뚝의 목적으로 많이 사용되고 있으며 이중에서 지반고결(지반개량)의 이용이 60% 이상을 차지하고 있다. 따라서 고압분사공법은 지반개량공사에 있어서 연약한 점성토지반에서는 지반강화를 목적으로 실시되고 있다.

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 초고압 경화재에 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 초고압 분류체의 압력으로는 콘크리트나 철근에 손상을 입히지 않는다.

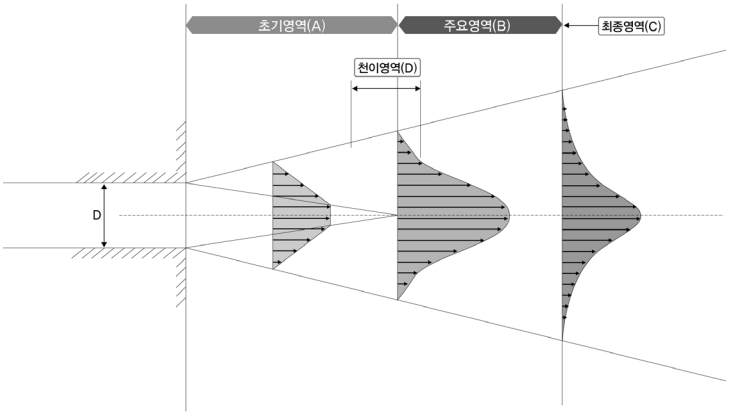
마. 목적에 따라서 경화재를 선정하고, 목적에 적합하고 균질한 개량고결체 강도를 얻을 수 있다. 개량 목적에 따라 고강도 개량체에서부터 저강도 개량체까지 폭넓은 강도를 조정 할 수 있다.

바. 사용하는 경화재는 가격이 저렴하고 무공해 시멘트계 경화재이므로 장기적으로도 안정된 개량고결체를 얻을 수 있다.

(5) 고압분사공법의 이론적 배경

① 고압분류수의 구조

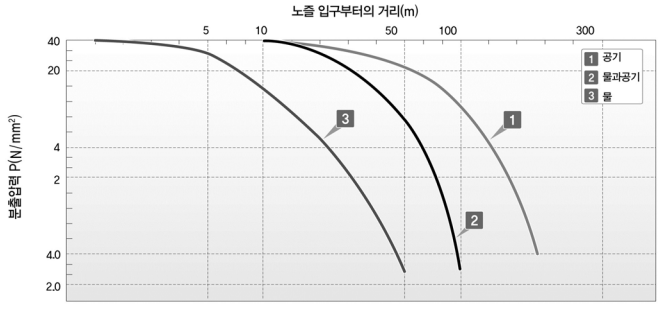
공기 중에 분사하는 고압분류수는 참고 그림 (7-34)와 같이 노즐입구의 포텐셜을 일정하게 갖는 초기영역, 흐름이 충분히 발휘되는 주요영역 및 불연속류가 되어 공동(cavitation)이 발생되는 최종영역으로 구분되며 고압분류수의 해석에 중요한 것은 천이영역(D) 이다. 지반을 절삭하는데 유효한 영역은 주요영역까지이고 최종영역에서는 지반의 절삭은 가능하나 절삭능률이 저하된다. 일반적으로 노즐출구에서 최종영역까지의 거리는 노즐직경의 300~500배 이다. 수중분사의 경우는 물방울로 되지 않으므로 최종영역에서도 연속류가 된다.



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

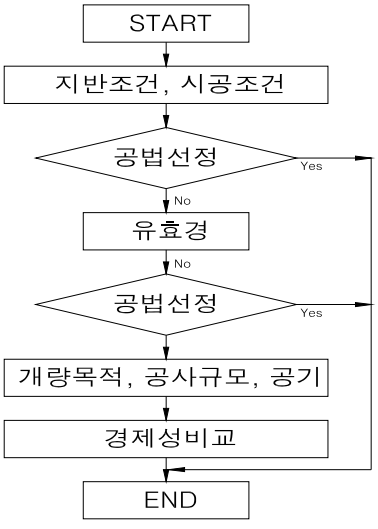
설계에 필요한 토질조건을 참고 표 (7-7)에 나타내었으며 대상지반을 파악하기 위하여 대상지반의 토질구성, 지하수위, 지반의 물리특성 및 강도특성에 대하여 상세한 토질조사 등의 실내시험 등을 행할 필요가 있다.

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.

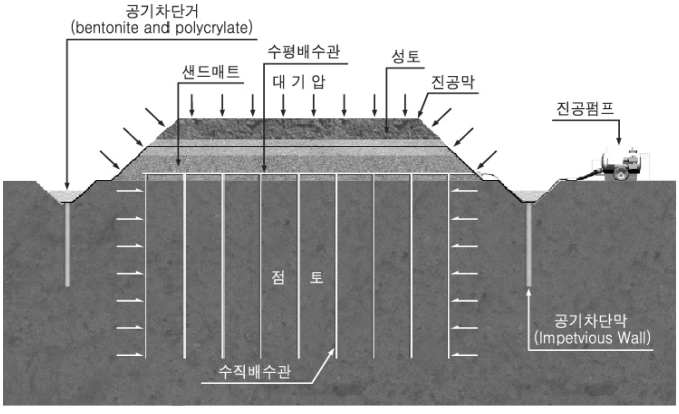
[참 고]

(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.

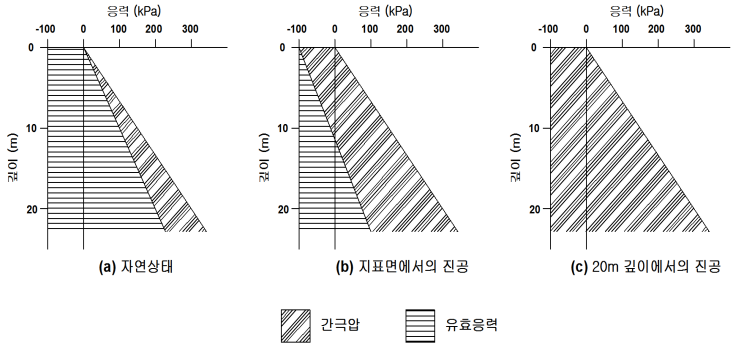


참고 그림 (7-37) 진공압밀공법(vacuum consolidation)

(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.

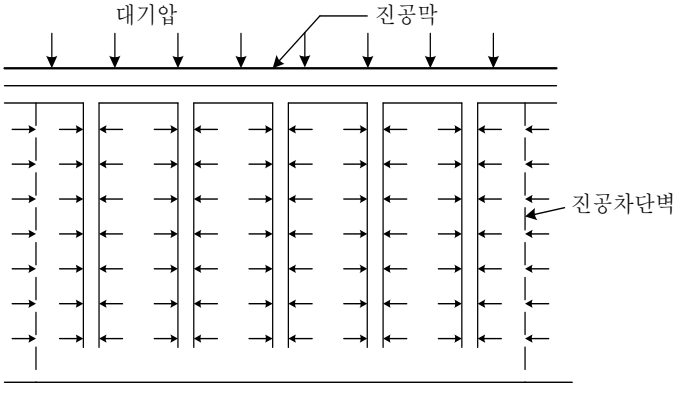


참고 그림 (7-38) 완전 압밀 후 지반내의 유효응력과 간극수압

(3) 역학적 거동

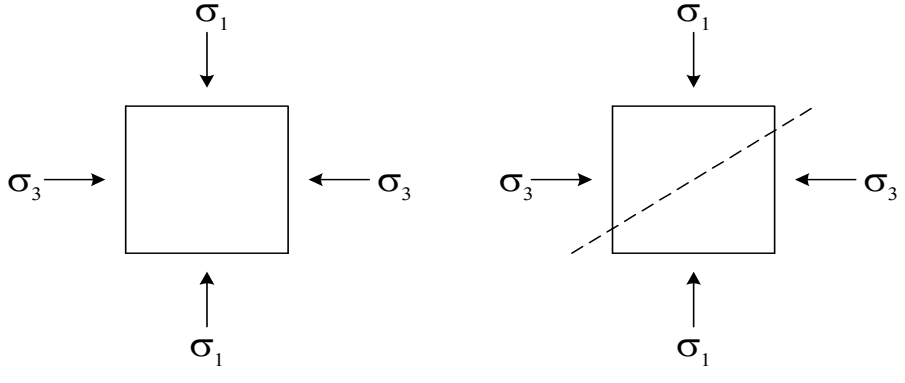
지중에 설치된 연직드레인과 진공펌프와 연결된 수평드레인은 모래층에서 연결되며, 이를 진공차단막으로 덮어 기밀을 유지한 후 진공상태를 부하하면 연약층 속에서는 참고 그림 (7-39)와 같이 등방압축응력이 발생하게 된다.

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.

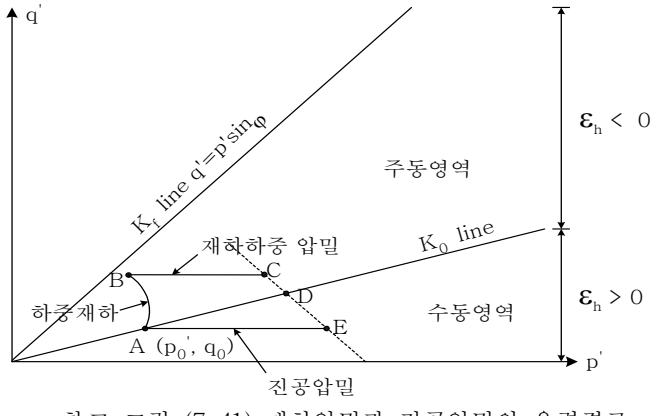


참고 그림 (7-40) 등방압밀(압축) 및 등방압밀 후 축차응력 증가시

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.

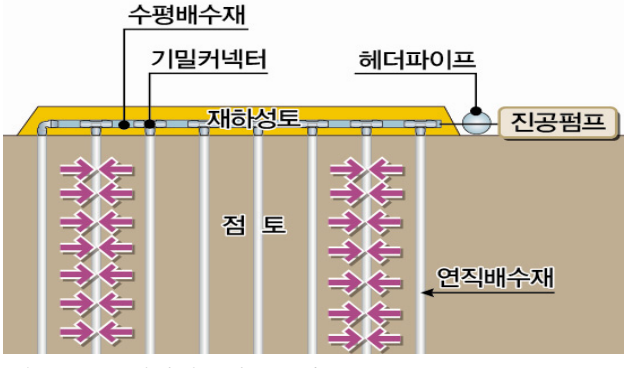
7-9-2 개별진공압밀공법

[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.

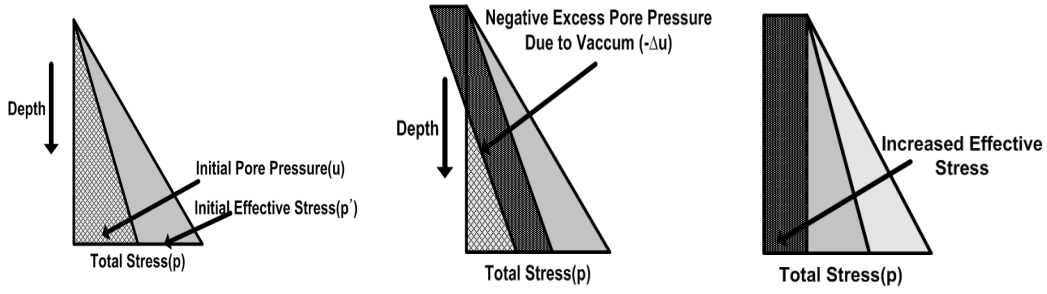
[참 고]

(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.

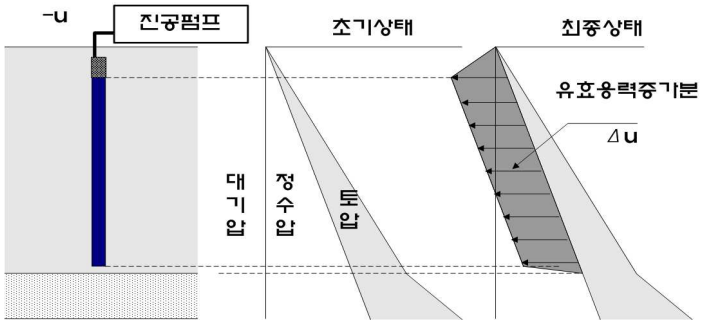


(a) 원지반 상태 (b) 진공압 재하상태 (c) 압밀완료 후

참고 그림 (7-45) 개별진공압밀공법의 메커니즘

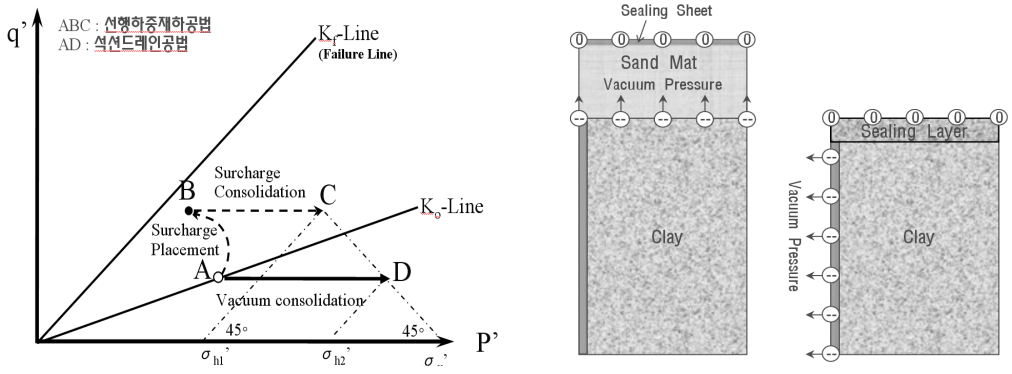
(3) 역학적 거동

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, 能登悠幸(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)

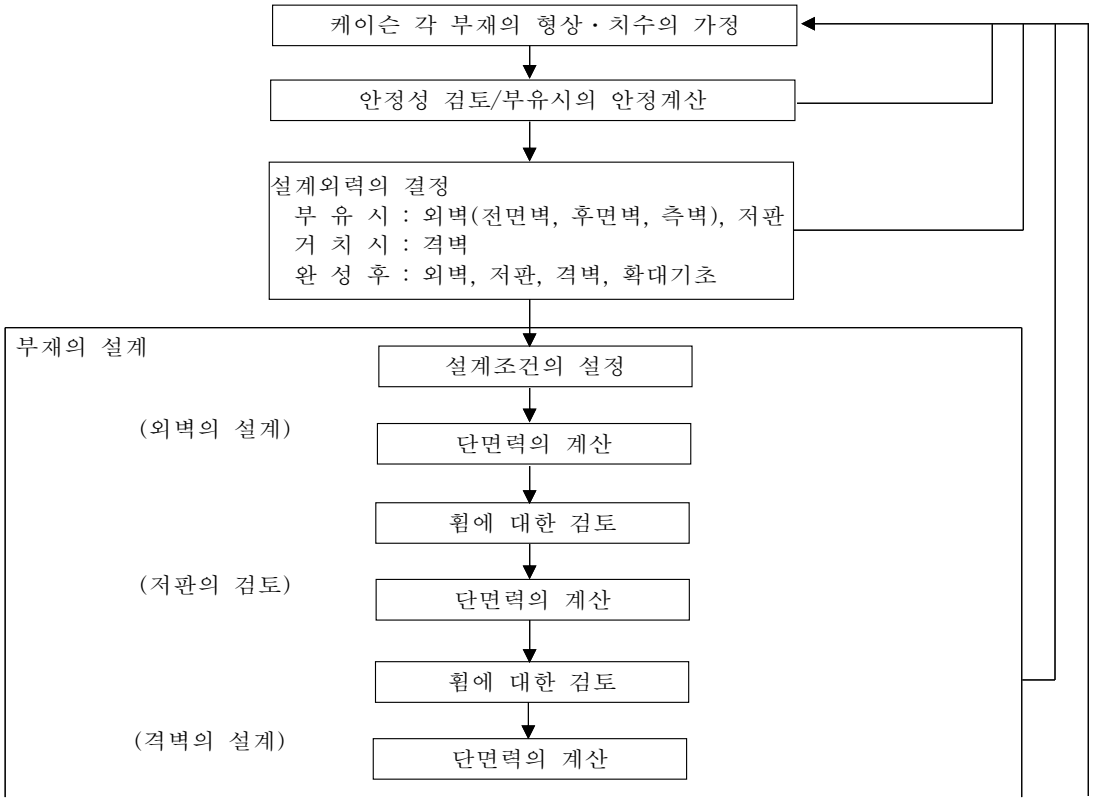
1-1 일 반

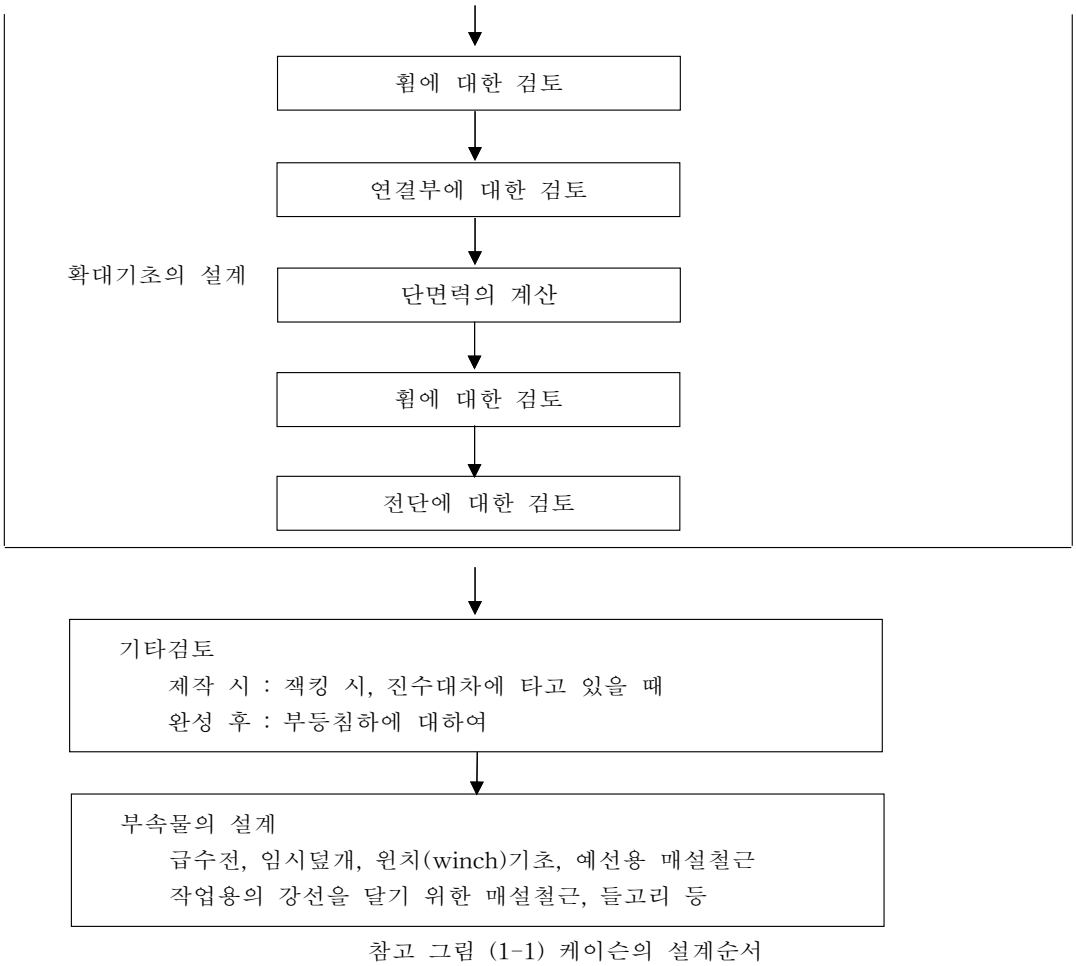
(1) 본장의 규정은 통상의 철근 콘크리트제 케이슨의 설계에 적용한다.
(2) 설계는 강도설계법에 따르는 것을 표준으로 한다.

[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

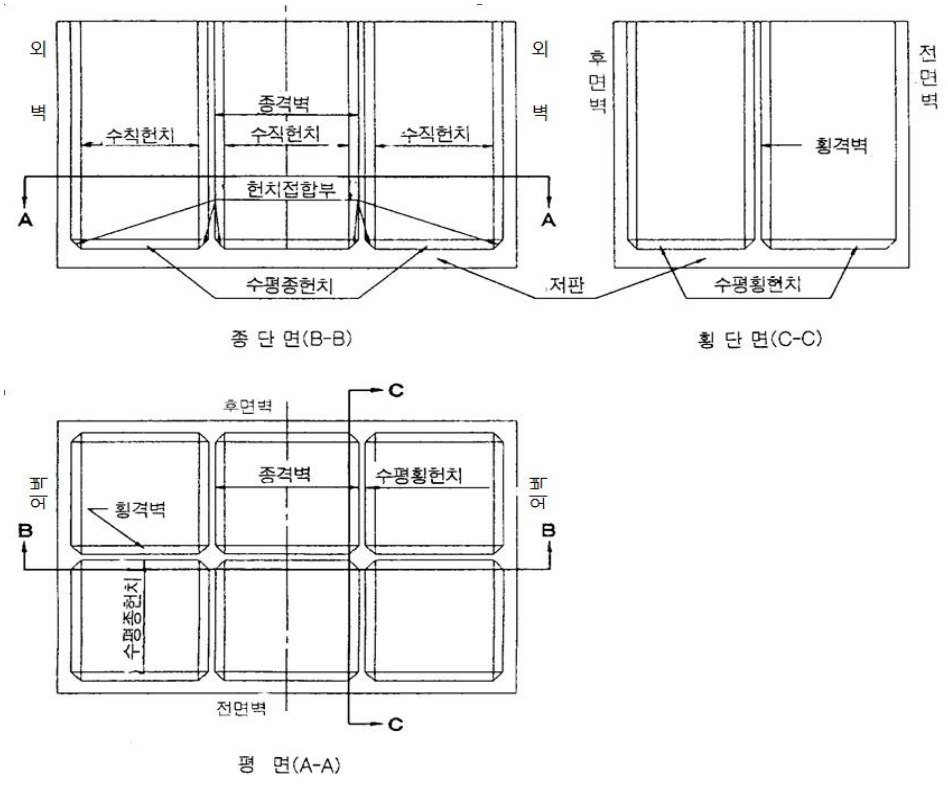
[해 설]

(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]

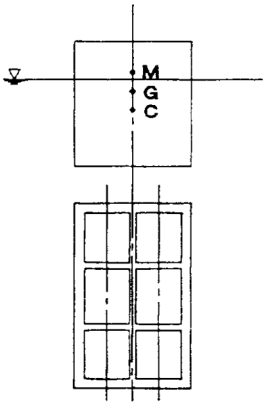
(1) 케이슨의 안정을 위해서는 식 참고 (1-1)을 만족시키도록 한다. (참고 그림 (1-3) 참조)

$$\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0 \qquad \text{참고 (1-1)}$$

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)

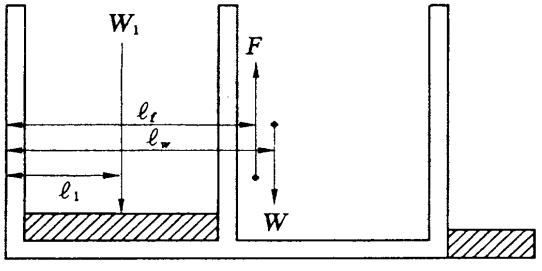
W : 케이슨중량 (확대기초 중량포함) (kN)

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)



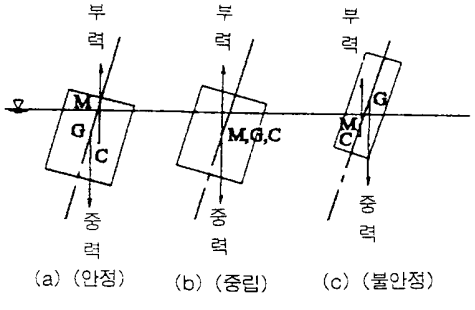
참고 그림 (1-4) 카운터 밸러스트(counter ballast)를 넣은 경우의 안정

(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.

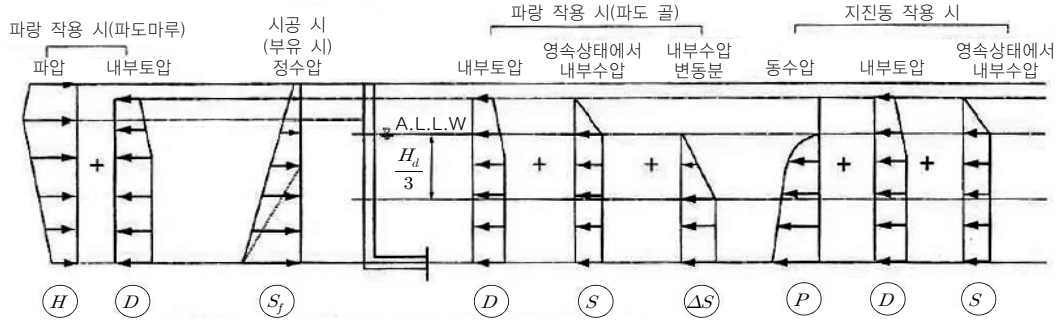
[참 고]

(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.

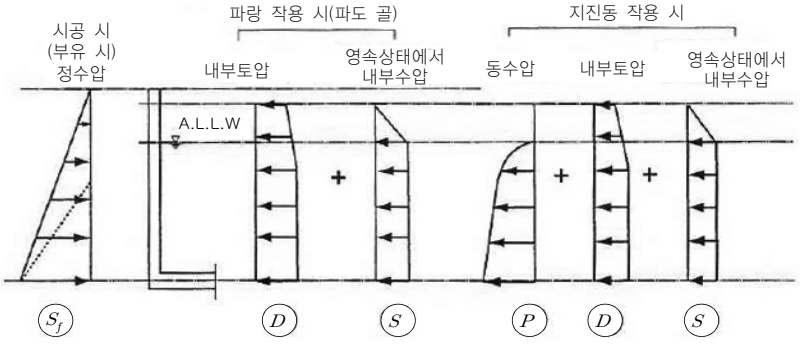
(3) 방파제용의 케이슨의 외벽의 설계하중을 참고 그림 (1-6)~참고 그림 (1-8)에 나타낸다.

① 전면벽(기준선평행방향 항외 측)



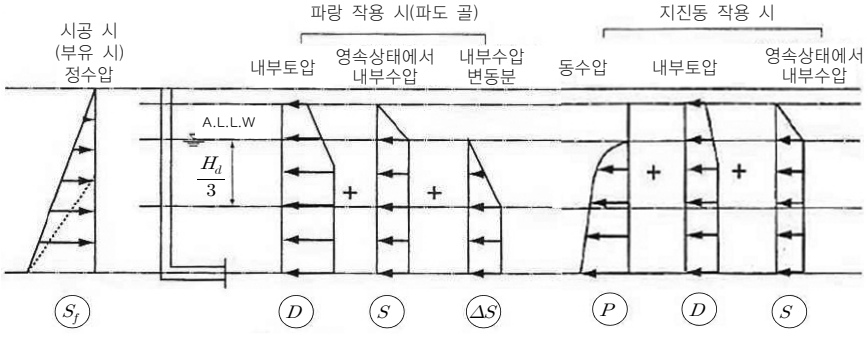
참고 그림 (1-6) 전면벽의 설계하중(방파제)

② 후면벽(기준선평행방향 항내 측)



참고 그림 (1-7) 후면벽의 설계하중(방파제)

③ 측벽(기준선직각방향)

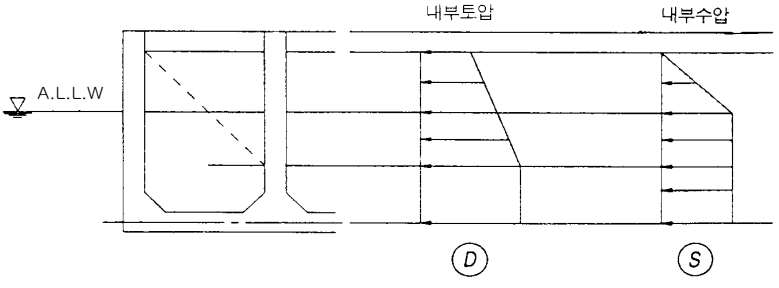


여기서, H_d : 설계파고

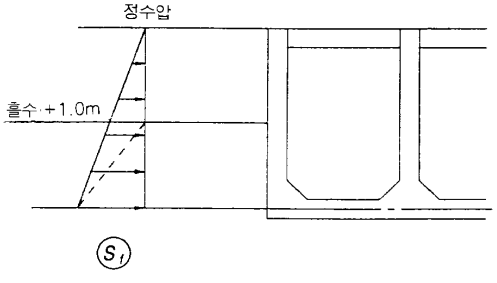
참고 그림 (1-8) 측벽의 설계하중(방파제)

(4) 안벽용 케이슨의 외벽의 설계하중을 참고 그림 (1-9)에 나타낸다.

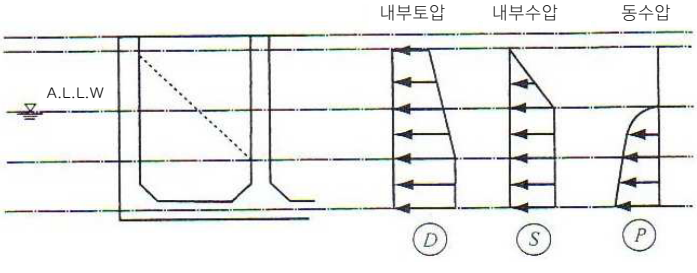
① 평상시(내부로부터의 하중)



② 부유 시(외부로부터의 하중)

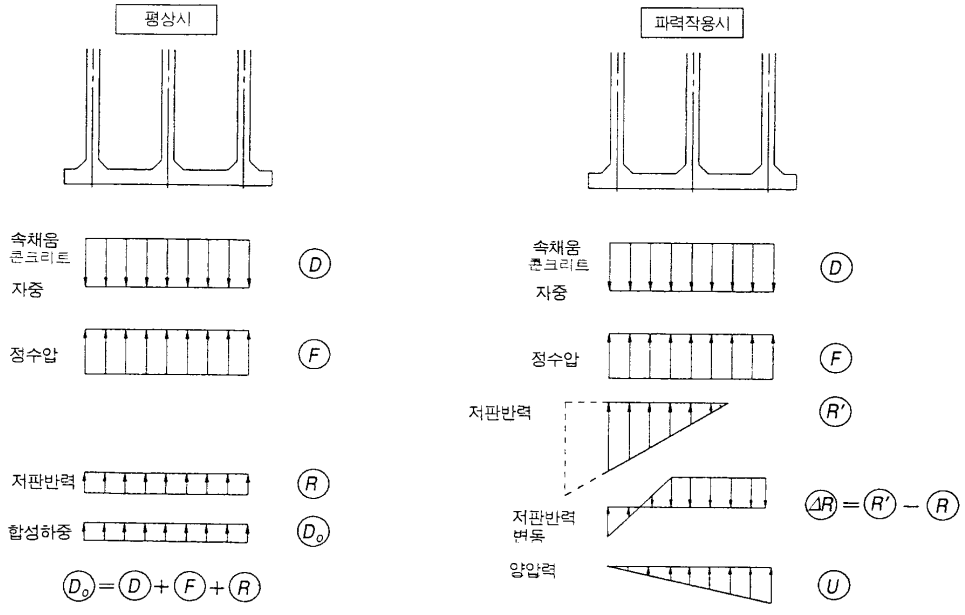


③ 지진 시(바다 쪽으로의 작용)



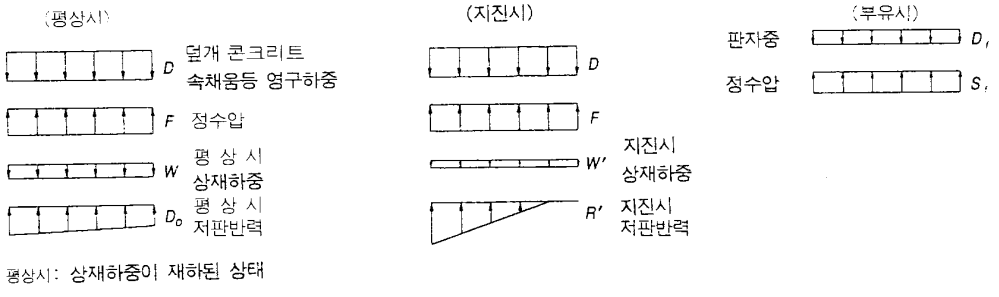
참고 그림 (1-9) 외벽의 설계하중(안벽)

(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.

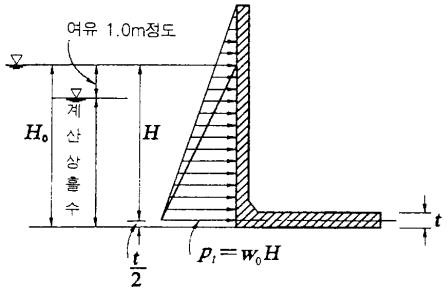
활로에 의한 진수의 경우는 동수압이 걸리지만 그 값에 대하여는 실측한 예가 없고 일시적 하중이므로 홀수에 1.0m정도의 여유를 보는 것으로 대처한다.

건선거(drydock), 부선거(floating dock)등에서 진수하는 경우에는 함대로부터 저판이 분리될 때 여분의 정수압이 걸린다. 이 량은 통상 10~40cm이다.

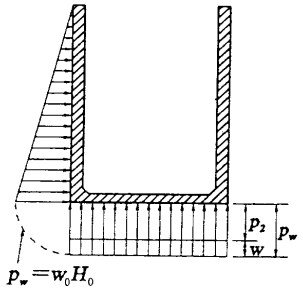
또, 케이슨의 콘크리트 타설 중에 거푸집의 팽창으로 인한 홀수의 증대, 철근 콘크리트의 단위체적중량의 계산과 실제 간의 차이에 의한 홀수의 증감도 20~30cm정도이다. 이상을 종합하여 홀수의 여유를 1.0m로 하였다.

(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)(㎡)

$A=a\times(D+\delta)$

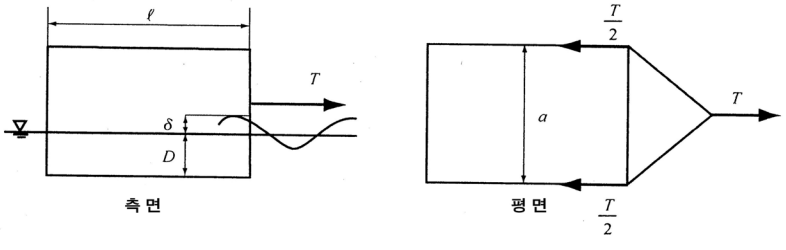
D : 흘수(吃水)(m)

δ : 전면수위(m)

ℓ : 케이슨 길이(m)

a : 케이슨 폭(m)

ρ_0 : 해수의 밀도(kN/㎥)



참고 그림 (1-14) 예항시의 인장력

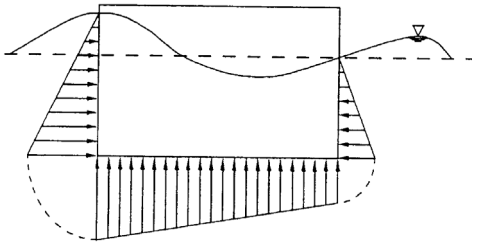
② 케이슨은 선박과 같은 상부구조가 없고 또, 바람이 극단적으로 강한 경우에는 예항을 하지 않으므로 바람의 저항은 무시하고 유체저항만을 고려한다.

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)



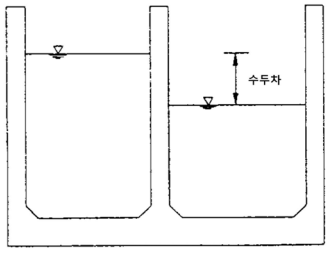
참고 그림 (1-15) 예항시의 수압

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]

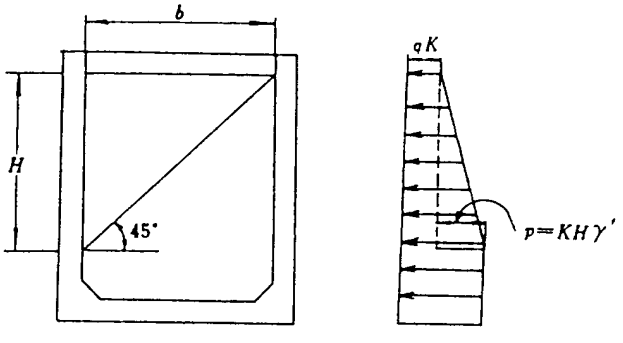
(1) 속채움 토압(土壓)

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

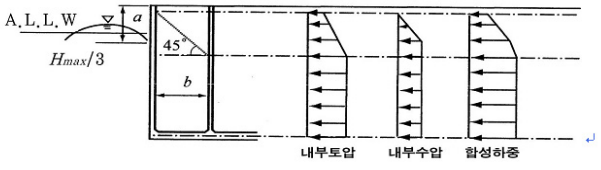
내부수압은 케이슨내의 수위와 약최저저조위(A.L.L.W)시의 수두차를 취한다. 단, 방파제에서 기준선평행방향 항외 측 및 기준선 직각방향의 측벽의 벽면에 파곡이 있는 경우에는 외부수위를 A.L.L.W-(H_{max})/3로 한다. 기준선평행방향 항외 측의 측벽의 벽면에 파봉이 있는 경우에는 내부수압은 고려하지 않는다. 기준선평행방향 항내 측의 측벽에 대하여는 외부수위를 A.L.L.W로 한다.

(3) 방파제 케이슨의 기준선평행방향 항외측의 측벽에 대하여는 벽면에 파봉이 있는 경우에는 파력을 고려한다.

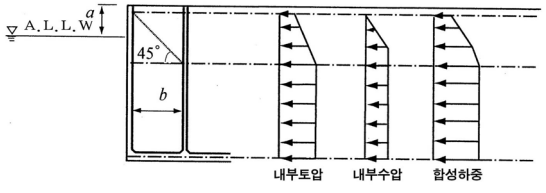
(4) 일 반

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.

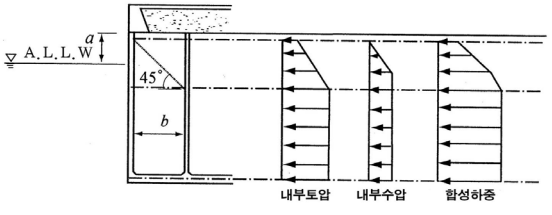
① 방파제(기준선평행방향 및 기준선직각방향)



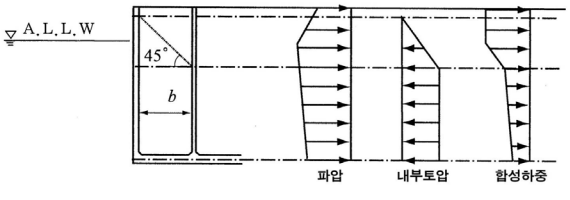
② 방파제(기준선평행방향 항내 측)



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

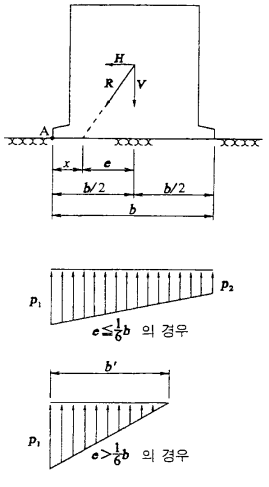
$$P_1 = \frac{2}{3}\frac{V}{\left(\frac{b}{2}-e\right)}$$
$$b' = 3\left(\frac{b}{2}-e\right)$$

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

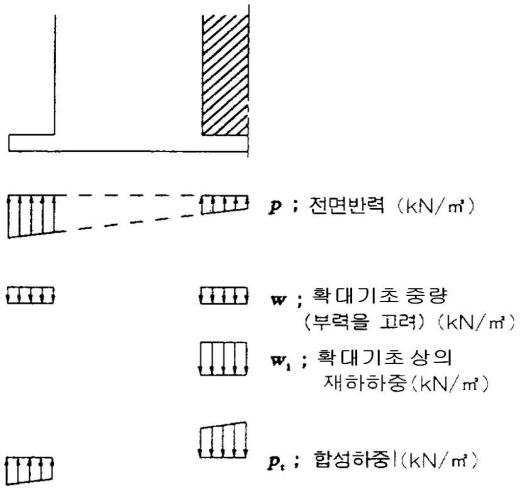
확대기초부에 작용하는 저면반력은 식 참고 (1-6) 또는 식 참고 (1-7)로 산출한 확대기초부의 값을 사용한다.

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.

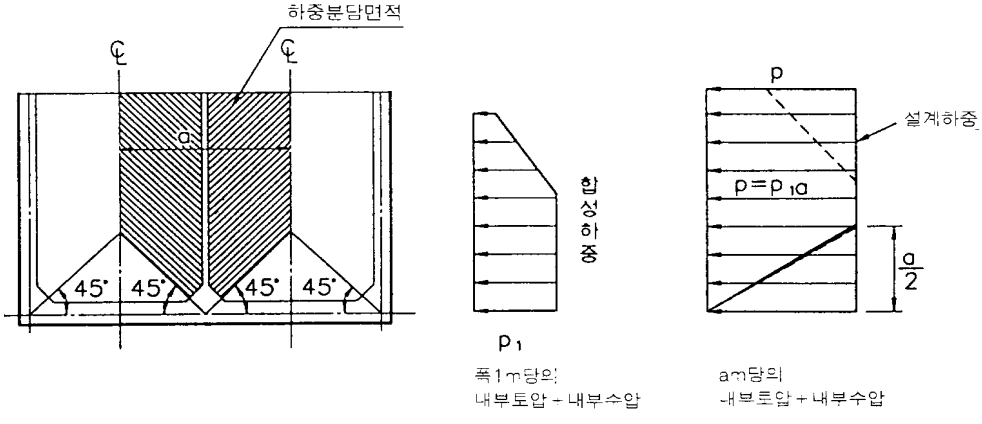
[참 고]

(1) 외벽이 격벽으로부터 떨어져 나가는 것을 방지하기 위한 검토를 할 때 하중으로는 참고 그림 (1-21)에 나타낸 바와 같은 하중분포를 참고할 것.

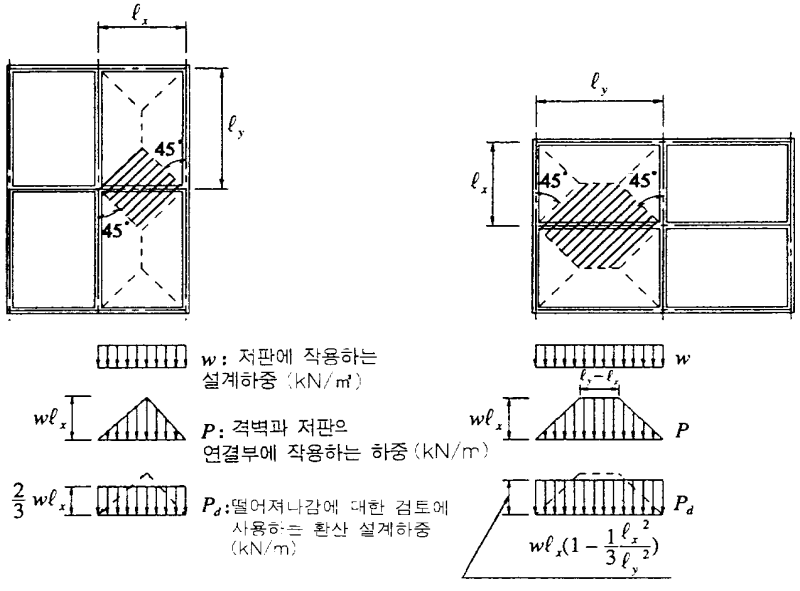
(2) 저판의 격벽으로부터 떨어져 나가는 것을 방지하기 위한 검토를 할 때 하중은 참고 그림 (1-22)에 나타낸 바와 같은 하중분포를 참고할 것.

(3) 격 벽

하중분담 구분은 통상의 보를 갖는 상판의 하중분담 구분에 따른다.



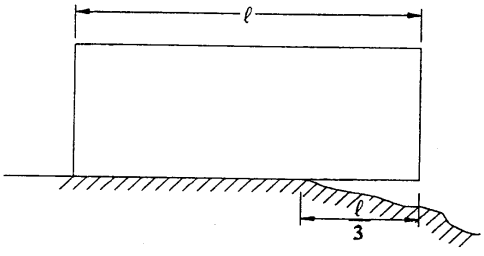
참고 그림 (1-21) 외벽의 격벽으로부터의 떨어져 나가는 것에 대한 검토시의 설계하중



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.

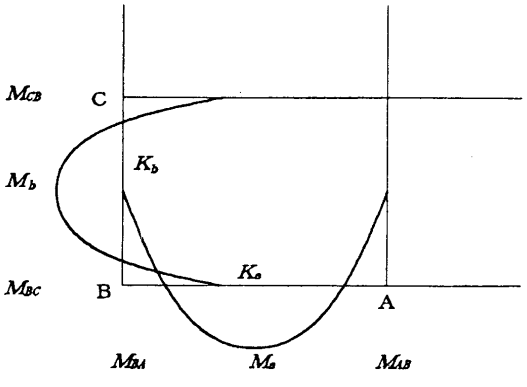
(4) 계산에 사용하는 지간은 격벽간의 중심 간격으로 한다.

(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.

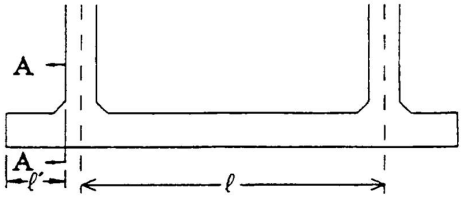
1-5-3 저 판

[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)

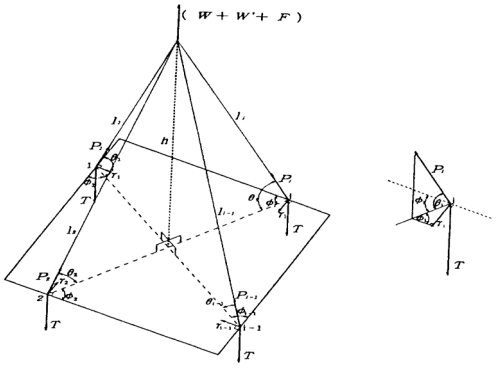
$$\gamma_i \frac{P_d}{\min(T_{1d}, T_{2d})} \le 1.0 \qquad \text{참고 (1-15)}$$

$$T_{1d} = \frac{\pi D^2 f_{vyd}}{2 \times 10^3 \gamma_b}$$

$$T_{2d} = \frac{2\pi D^2 f_{bod} m \alpha l}{10^3 \gamma_b}$$

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

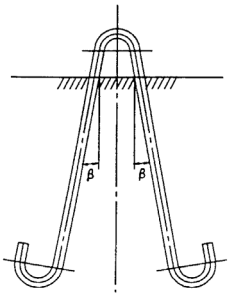
(2) 케이슨의 들고리의 실물대파괴실험에 의하면 케이슨벽에는 파괴하중에 달할 때까지 여러 가지의 균열의 발생이 확인되었다. 그러나 설계하중의 범위에서는 충분히 안전하다는 것이 판명되었으므로 케이슨벽의 파괴에 대한 검토는 생략한다.

(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.

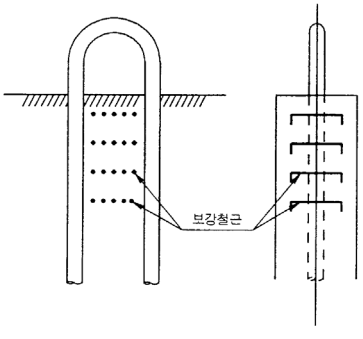
(4) 케이슨의 리프팅시의 부착강도에 관한 실험결과에 의하면 압축강도가 24.0N/㎟ 최대 부착강도는 11일 강도가 1.2~1.4N/㎟이었다.

(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.

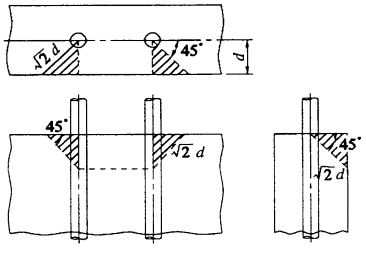


참고 그림 (1-27) 들고리의 형상



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.

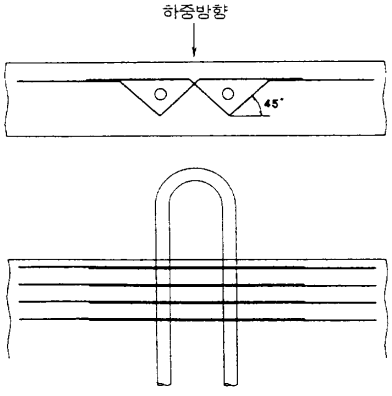
D : 들고리의 직경(㎜)

A_r : 전단저항면적(㎟), $A_r = b\sqrt{2}\,d$

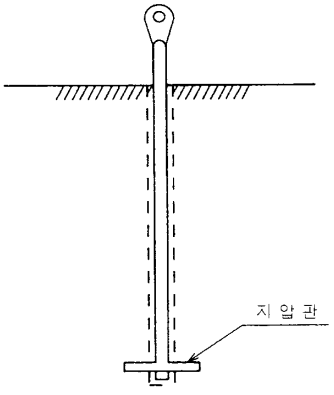
γ_b : 부재계수(=1.3)

(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.

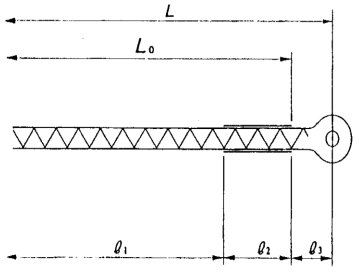
$$L = l_1 + l_2 + l_3 \qquad \text{참고 (1-18)}$$

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(㎜)

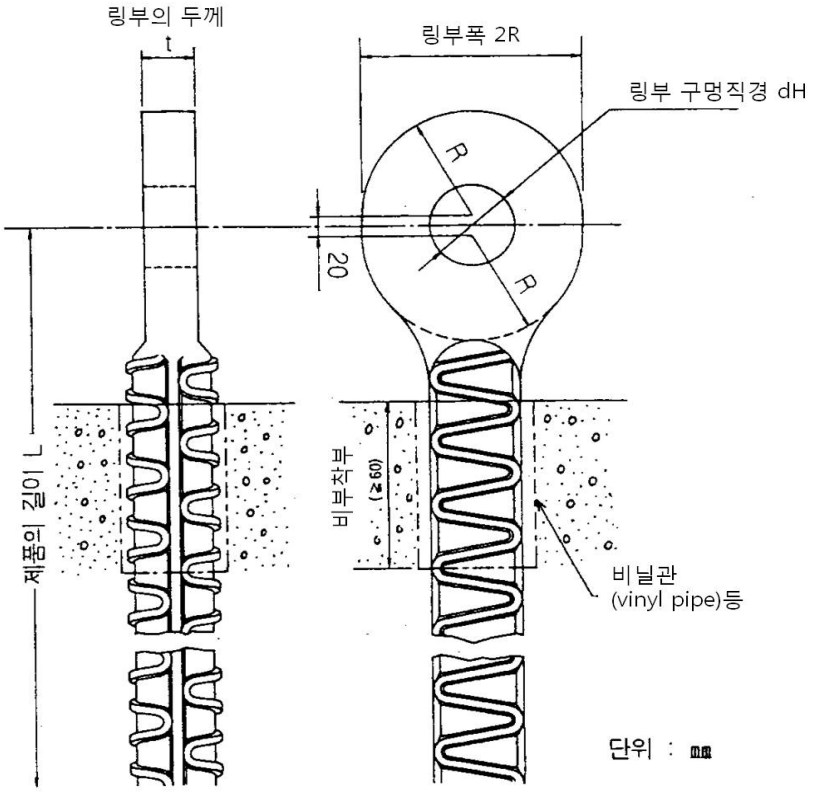
dH : 링(ring)부 구멍직경(㎜)

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

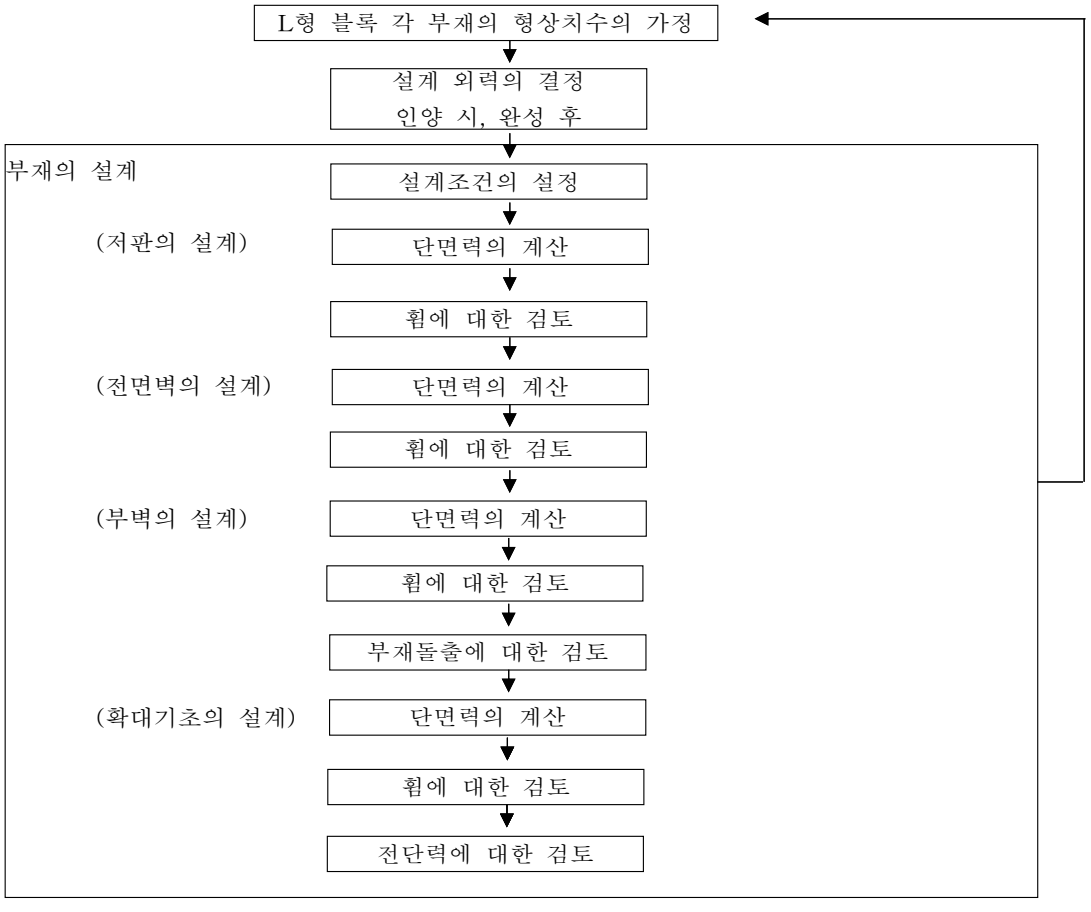
제 2 장 L형 블록

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

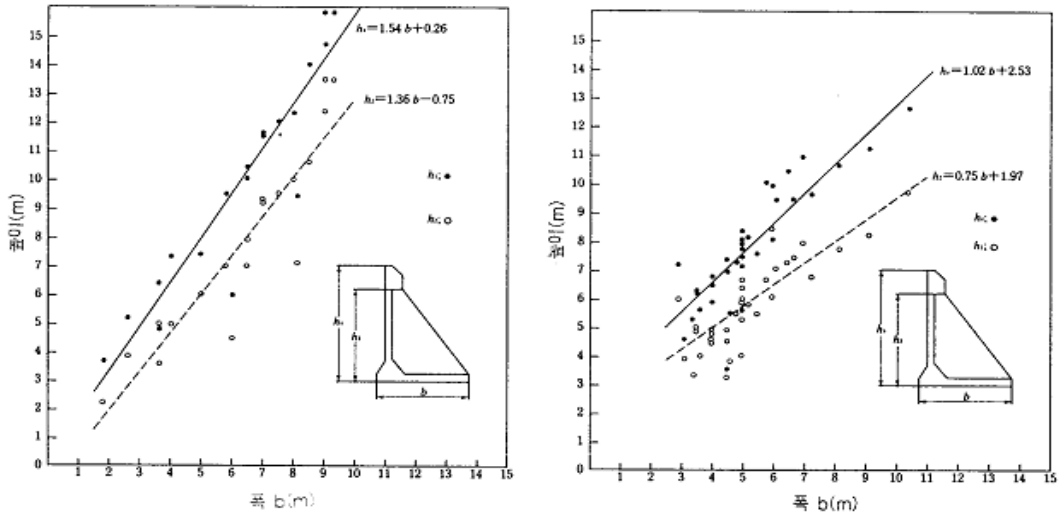
L형 블록의 각 부재의 형상치수는 다음 사항을 고려하여 결정한다.
(1) L형 블록을 제작하는 시설의 능력
(2) 기중기의 인양 능력
(3) 벽체로서 전면의 수심
(4) 조위차
(5) L형블록의 설치 후의 작업조건(뒷채움, 상부공 시공)

[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

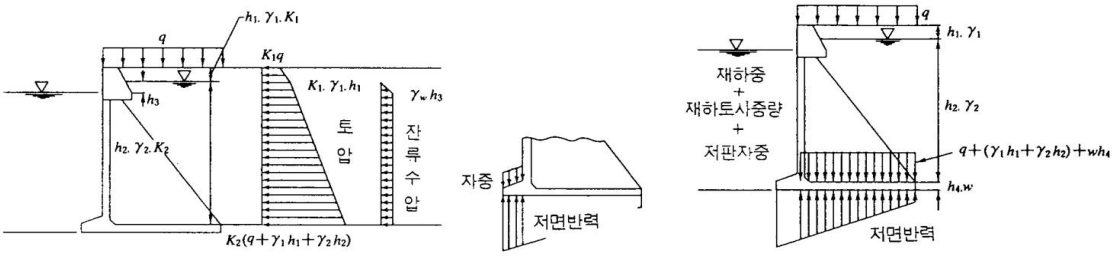
(2) 확대기초
 ① 저면반력
 ② 확대기초의 자중

(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]

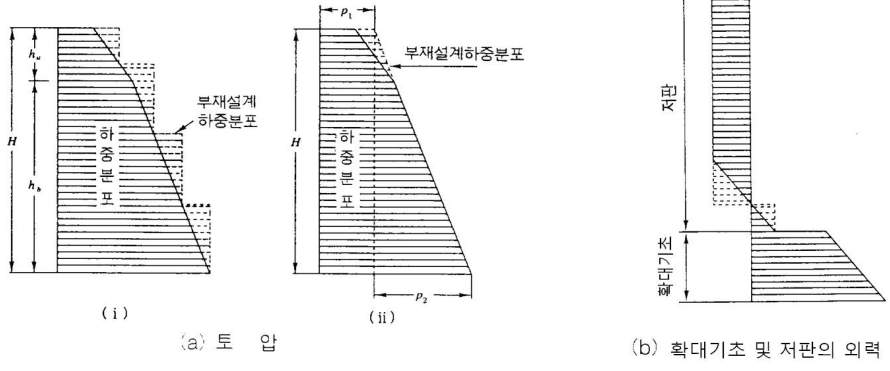
L형 블록은 벽체에 미소변위를 일으켜도 저판이 있기 때문에 전면벽과 뒷채움재간에 상대적 변위가 생기기 어렵고 따라서 벽면마찰각은 0°로 볼 수 있으며 오히려 정지토압에 가까운 토압이 작용한다는 생각도 있다. 또, 뒷채움을 한 경우에는 뒷채움재와 배후매립토사의 내부마찰각이 다른 경우도 있으나 L형 벽체에 작용하는 외력의 현장측정 결과와 종래의 설계 예에서의 실적을 고려하여 부재에 작용하는 토압으로는 벽체의 안정계산에 사용한 토압을 사용하도록 하였다.

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

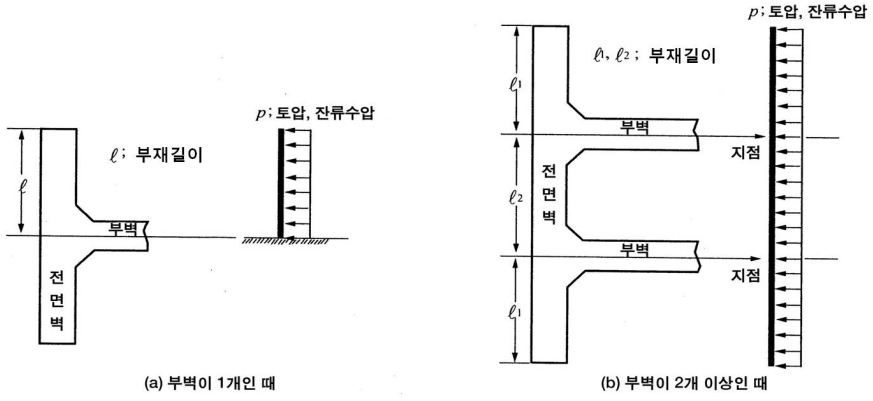
참고 그림 (2-4) 하중분할의 방법

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.



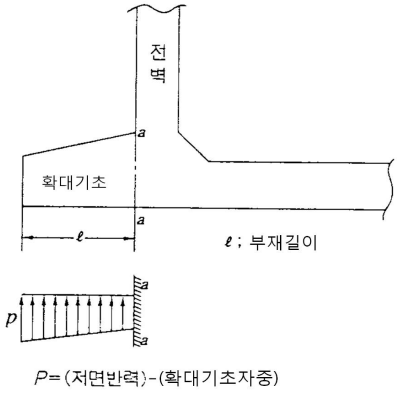
참고 그림 (2-5) 전면벽의 부재 길이 및 하중

(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.

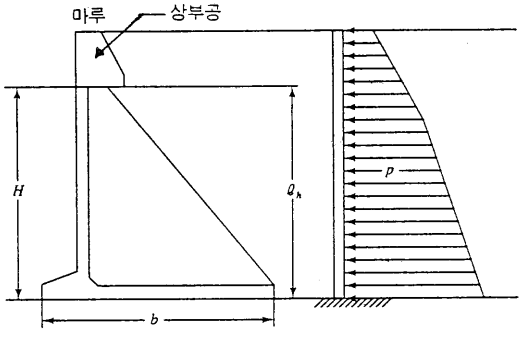
(3) 부벽의 설계는 저판에 평행인 단면에 대하여 검토한다.

(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.

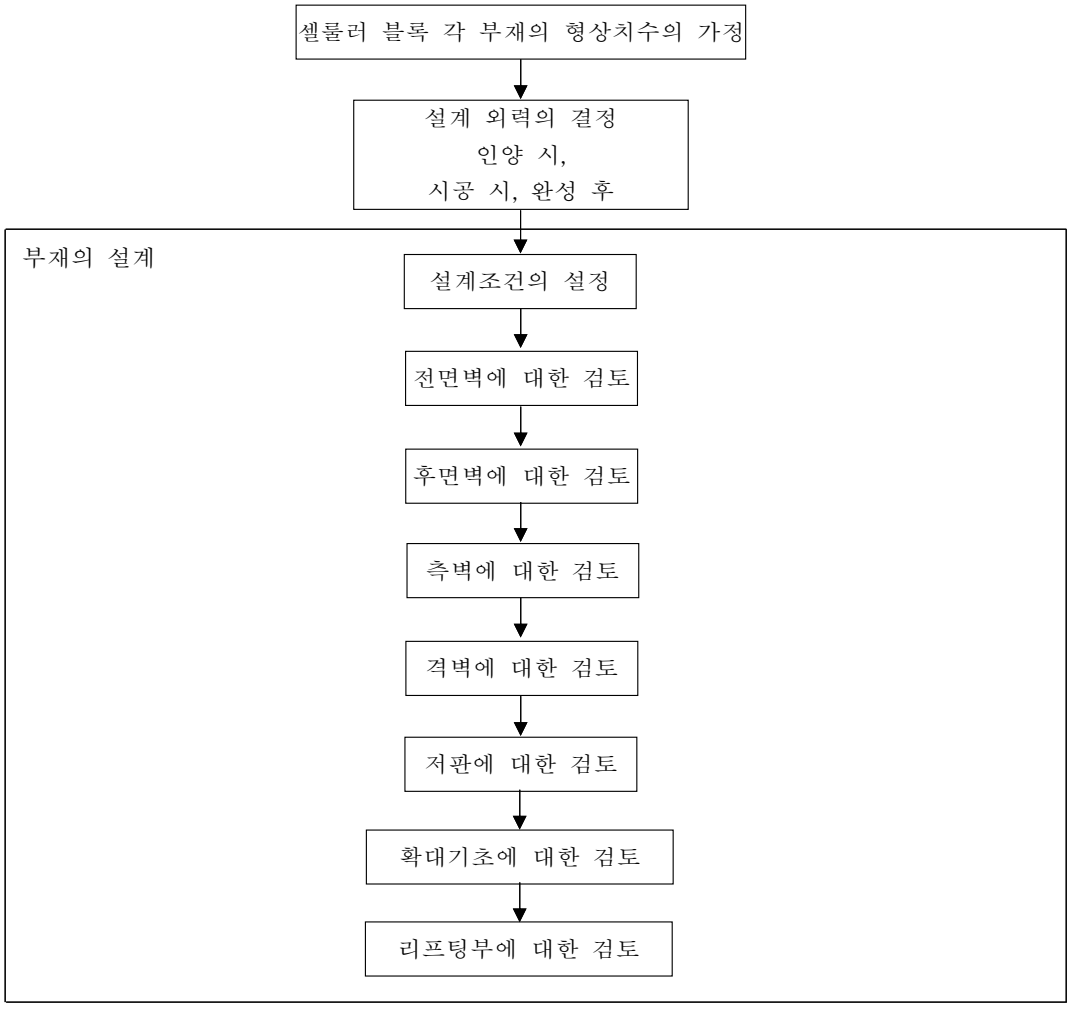
제3장 셀룰러 블록(cellular block)

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

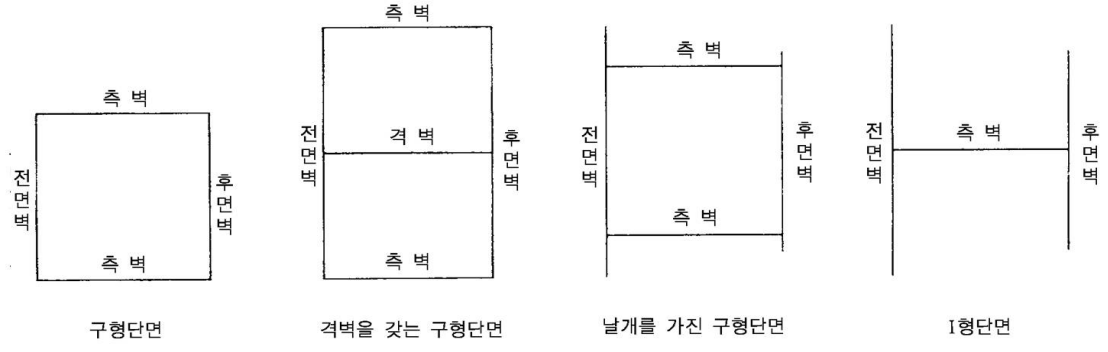
3-2 제원의 결정

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.

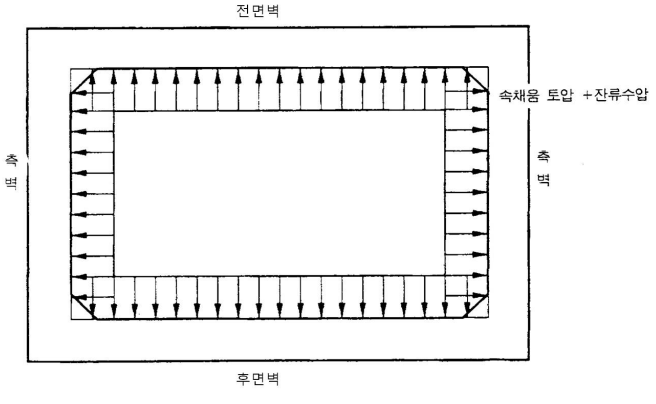
(1) 속채움 토압
(2) 잔류수압
(3) 블록자중
(4) 상부구조의 중량
(5) 재하하중
(6) 저면반력
(7) 시공 시 하중
(8) 파력

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)

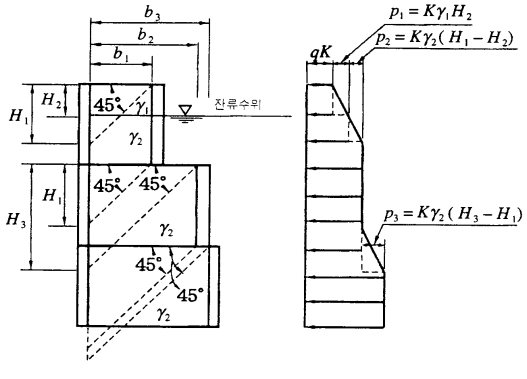
γ_1 : 속채움의 잔류수위상의 단위체적중량(kN/m³)

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.

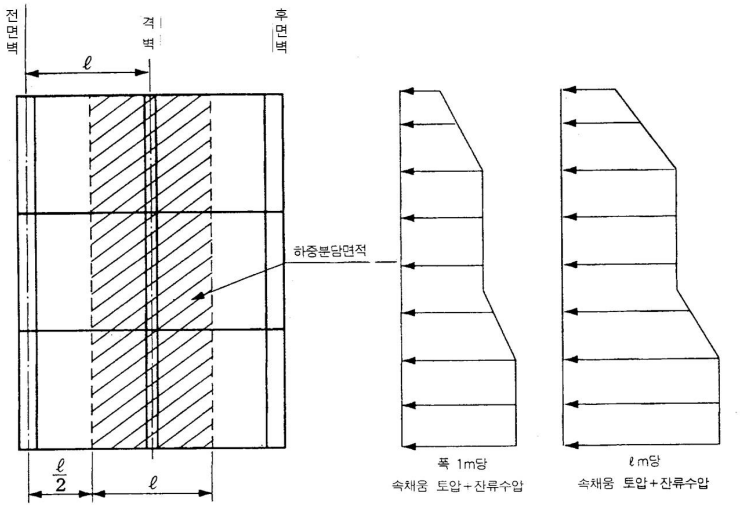
나. 방파제의 경우

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.

$$\left.\begin{aligned}
M_{CB} &= 2E\ K_3(\Theta_B) + \frac{w_3\,\ell_1^{\,2}}{12}\\
M_{BC} &= 2E\ K_3(2\Theta_B) - \frac{w_3\,\ell_1^{\,2}}{12}\\
M_{BA} &= 2E\ K_2(2\Theta_B + \Theta_A) + \frac{w_2\,\ell_2^{\,2}}{12}\\
M_{AB} &= 2E\ K_2(\Theta_B + 2\Theta_A) - \frac{w_2\,\ell_2^{\,2}}{12}\\
M_{AD} &= 2E\ K_1(2\Theta_A) + \frac{w_1\,\ell_1^{\,2}}{12}\\
M_{DA} &= 2E\ K_1(\Theta_A) - \frac{w_1\,\ell_1^{\,2}}{12}\\
K_1 &= \frac{I_1}{\ell_1}\\
K_2 &= \frac{I_2}{\ell_2}\\
K_3 &= \frac{I_3}{\ell_1}
\end{aligned}\right\} \quad \text{참고 (3-1)}$$

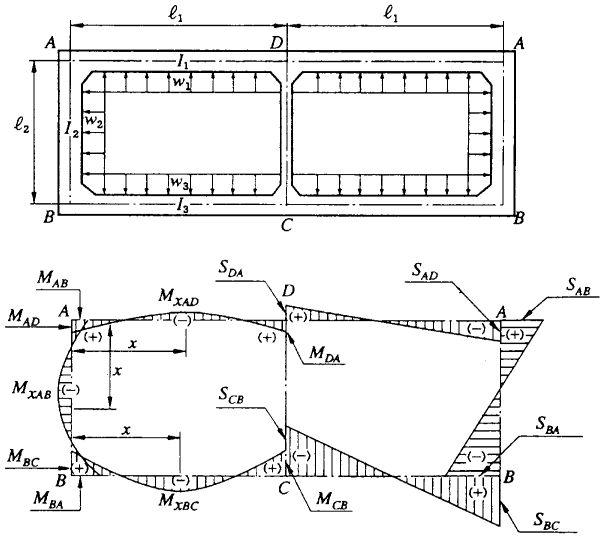
단, Θ_A, Θ_B는 식 참고 (3-2)에 의하여 구한다.

$$\left.\begin{aligned}
M_{BC} + M_{BA} &= 0\\
M_{AB} + M_{AD} &= 0
\end{aligned}\right\} \quad \text{참고 (3-2)}$$

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

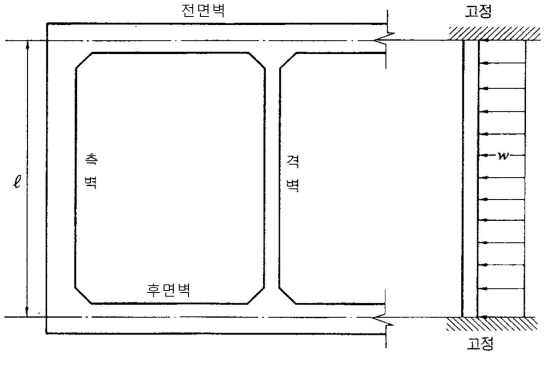
① 격벽에 작용하는 부재력은 측벽에 준하면 된다.

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.

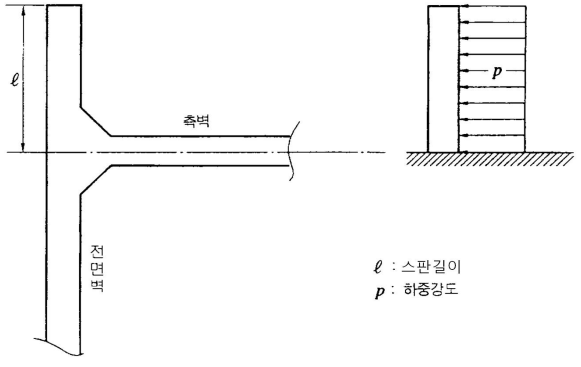
[참 고]

(1) 전면벽

① 전면벽은 측벽에 의하여 지지된 판으로 설계해도 좋다.
전면벽이 틀의 좌우로 돌출되어 있는 경우 지점의 불균형 모멘트는 측벽으로 전달된다고 본다.

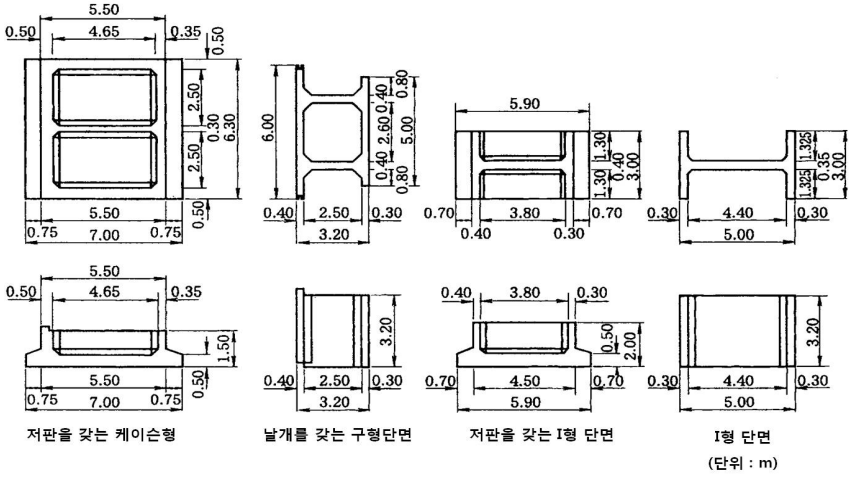
② 전면벽의 부재 길이는 측벽의 중심 간격으로 한다.

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.

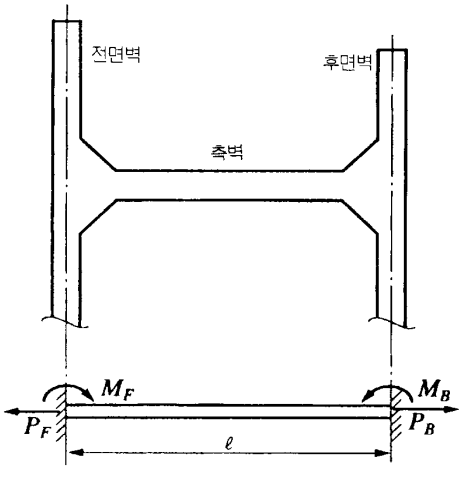
② 외력은 속채움에 의한 토압으로 하고 배후의 주동토압은 고려하지 않는다.

(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.

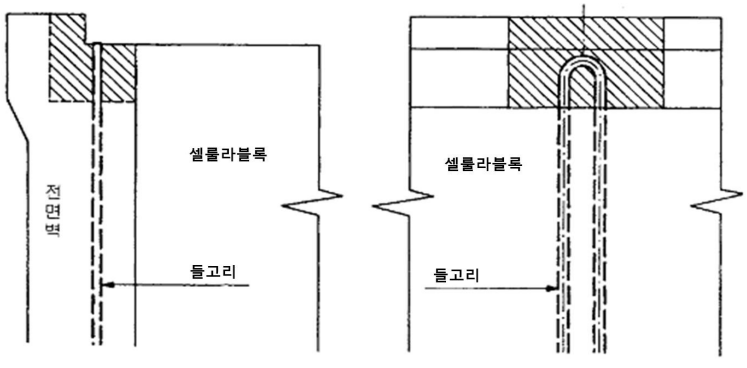
3-5 리프팅(lifting)부의 설계

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

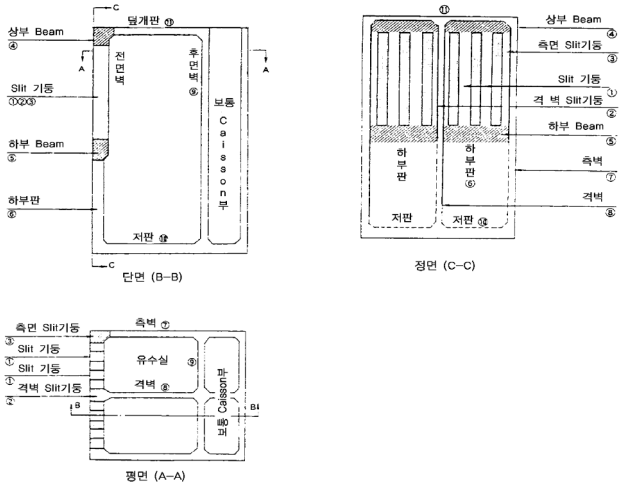
(1) 본 장의 규정은 안벽, 방파제 및 호안 등에 사용되는 직립소파 케이슨의 설계에 적용한다.
(2) 설계는 「제1장 케이슨」에서 제시된 설계법에 의한 내용을 따른다.

[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]

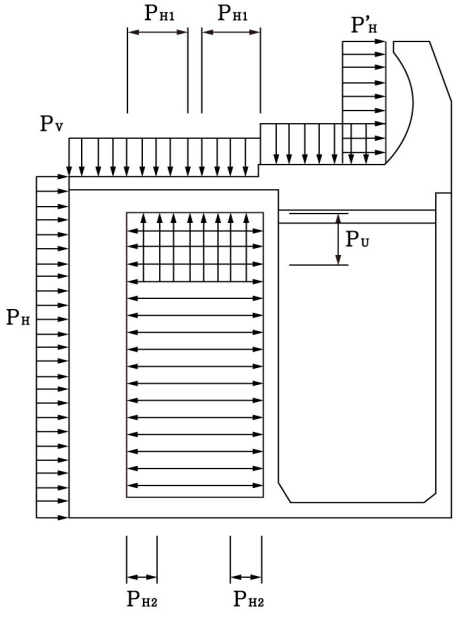
직립소파 케이슨 부재에 작용하는 파력은 유수실 덮개 판의 유무, 구조에 따라 현저하게 달라진다. 따라서 실제의 설계에 있어서는 과거의 실시 예를 참고하여 검토하는 외에 필요에 따라서 각각의 조건에 대응하는 적절한 모형실험을 행하여 검토하는 것이 바람직하다.

[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.

$$\left.\begin{aligned} P_H &= 1.0 w_0 H_{\max} \\ P'_H &= 1.5 w_0 H_{\max} \\ P_V &= 1.5 w_0 H_{\max} \\ P_U &= 2.0 w_0 H_{\max} \\ P_{H_1} &= 2.0 w_0 H_{\max} \\ P_{H_2} &= 1.0 w_0 H_{\max} \end{aligned}\right\} \quad \text{참고 (4-1)}$$

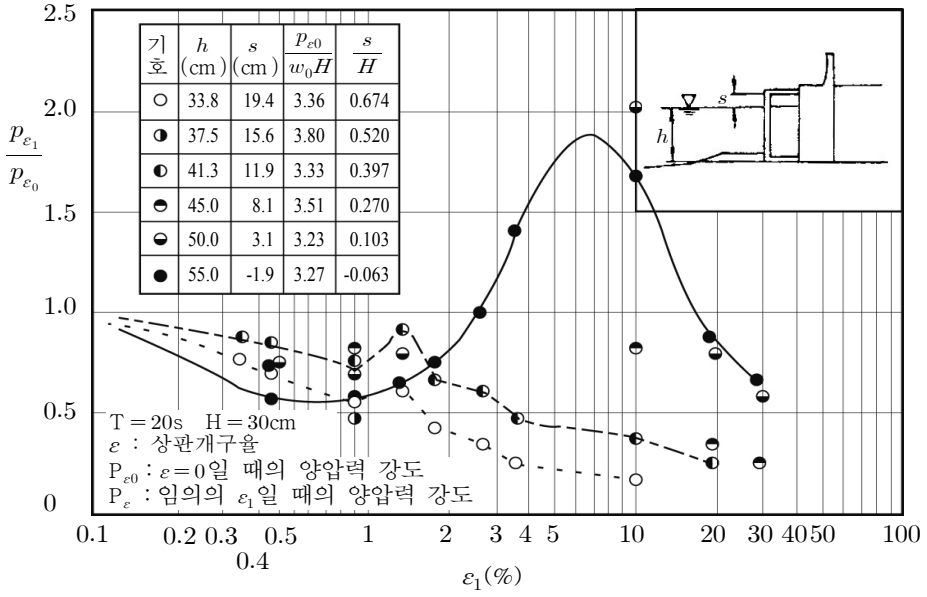
P_H : 전면벽에 작용하는 파압강도(kN/㎡)
P'_H : 상부 파라핏(parapet)에 작용하는 파압강도(kN/㎡)
P_V : 덮개 판의 하향으로 작용하는 파압강도(kN/㎡)
P_U : 덮개 판의 상향으로 작용하는 파압강도(kN/㎡)
P_{H1} : 유수실 상부에 작용하는 파압강도(kN/㎡)
P_{H2} : 유수실 하부에 작용하는 파압강도(kN/㎡)
H_{max} : 최대파고(m)
ω_0 : 해수의 단위체적중량(kN/㎡)



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)

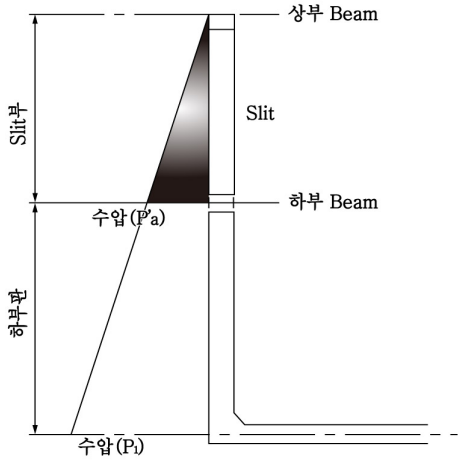
$$P_a = P_a' \ell \qquad \text{참고 (4-2)}$$

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

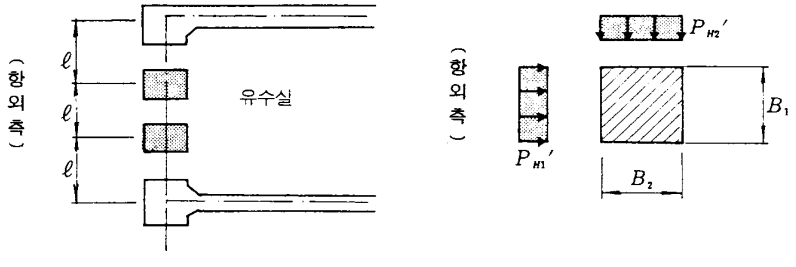
$$P_{H2} = P_{H2}' B_2 \qquad \text{참고 (4-4)}$$

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.

$$P = 78.4(\text{kN/본}) \quad (\text{이상시 하중}) \qquad \text{참고 (4-5)}$$

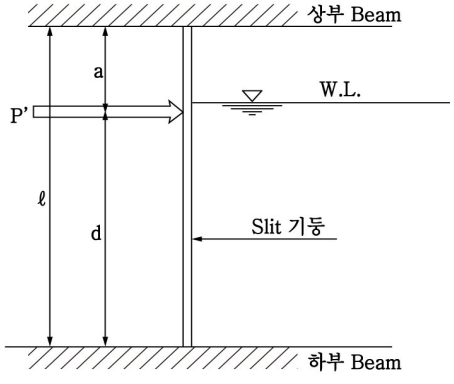
여기서,

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)

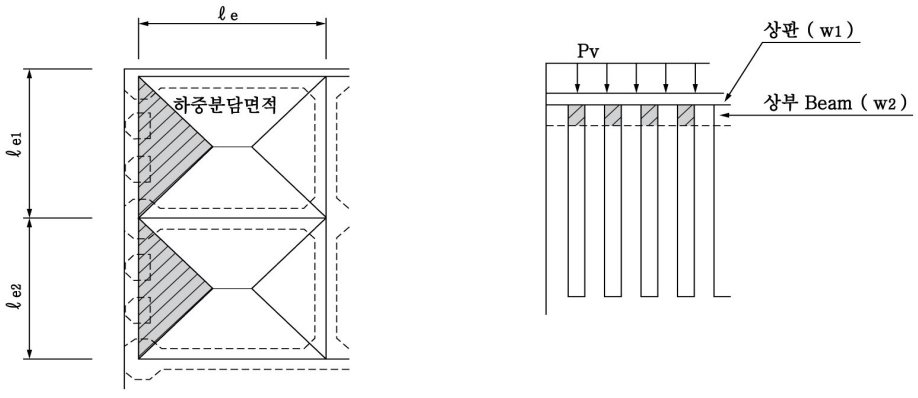
P_V : 상판에 작용하는 하향파력중 상부보가 부담하는 하중(kN)

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.

$$P_p = P_a\ (b + \ell_0/2) \qquad \text{참고 (4-9)}$$

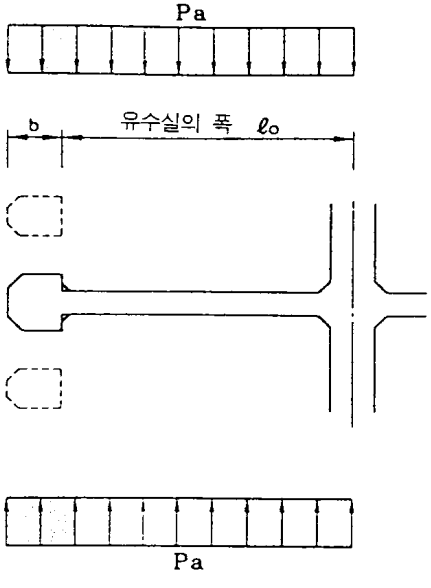
여기서,

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.

$$P_s = P_a\ (b + \ell_0/2) \qquad \text{참고 (4-10)}$$

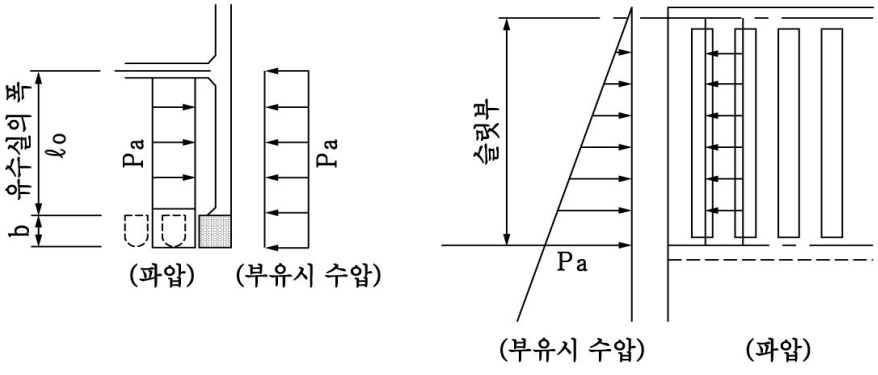
여기서,

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

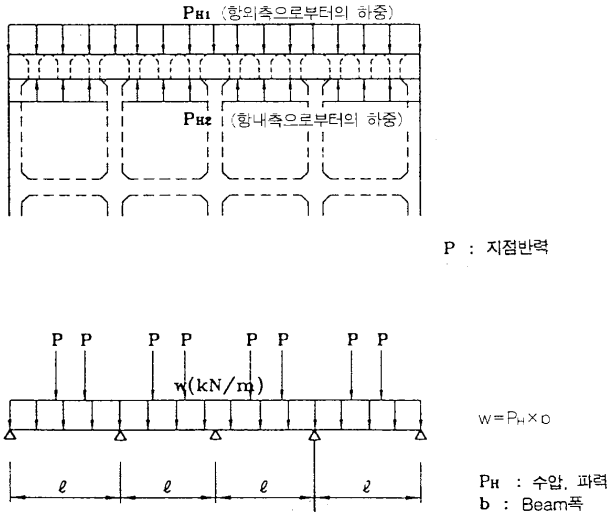
가. 수평하중

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.

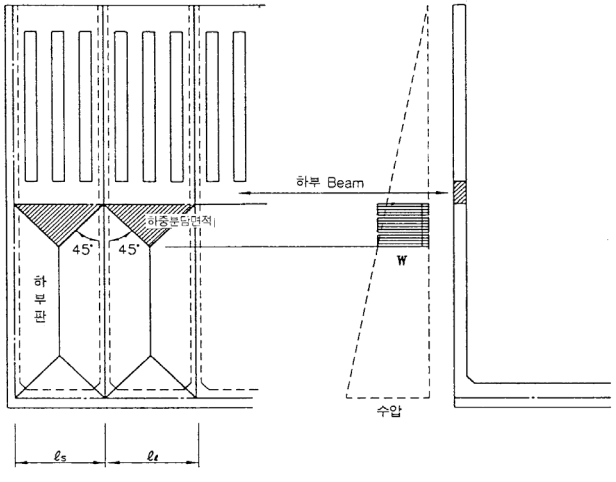


참고 그림 (4-8) 상부 보에 작용하는 하중

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.

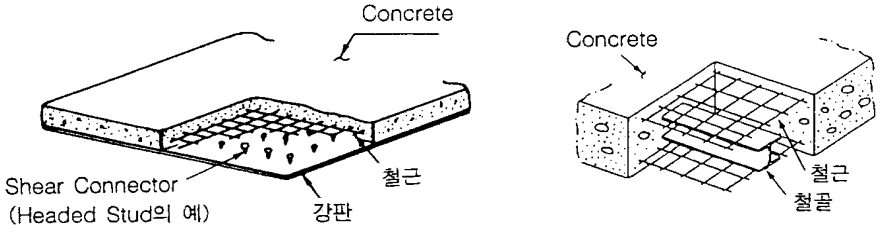
제 5 장 하이브리드 케이슨(hybrid caisson)

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.



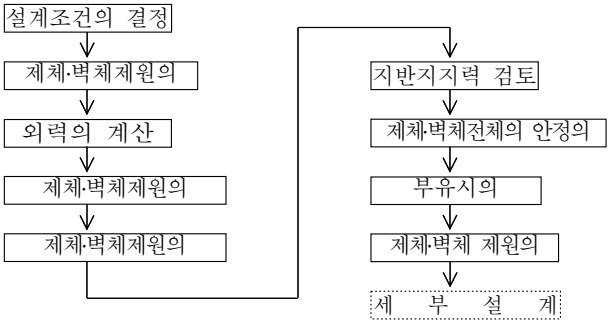
(1) 합성판 구조 (2) SRC 구조

해설 그림 (5-1) 하이브리드 구조부재

[참 고]

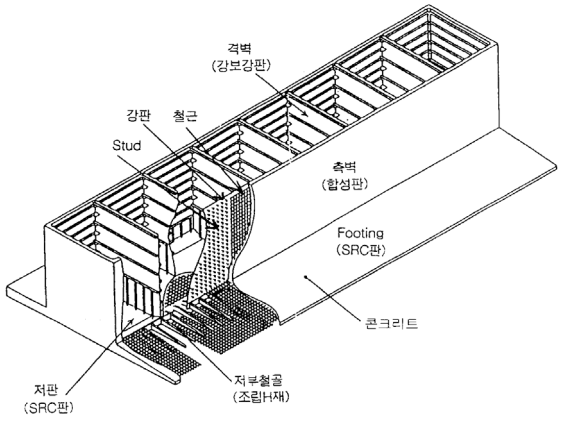
(1) 하이브리드 케이슨의 설계에 있어서는 하이브리드 케이슨 설계매뉴얼 등 각종자료를 참고할 수 있다.

(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]

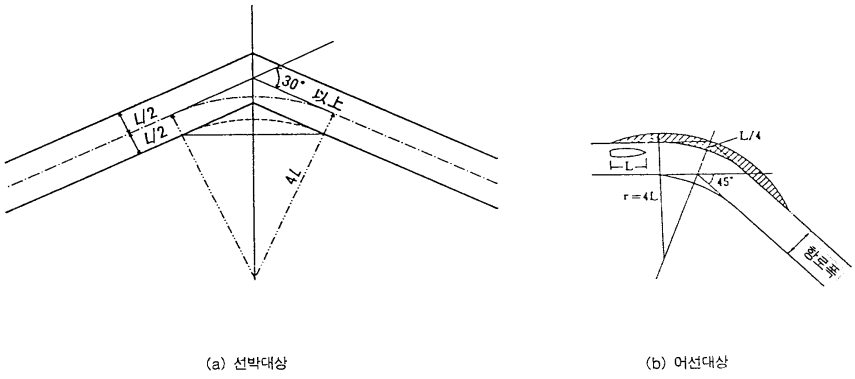
(1) 굴곡부의 교각은 선박의 선회경(旋回徑), 속도, 흘수/수심비, 항로표지, 그리고 기상, 해상 등의 항행환경을 고려하고, 선박조종시뮬레이션 항적 등을 분석하여 결정하는 것이 바람직하다.

(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

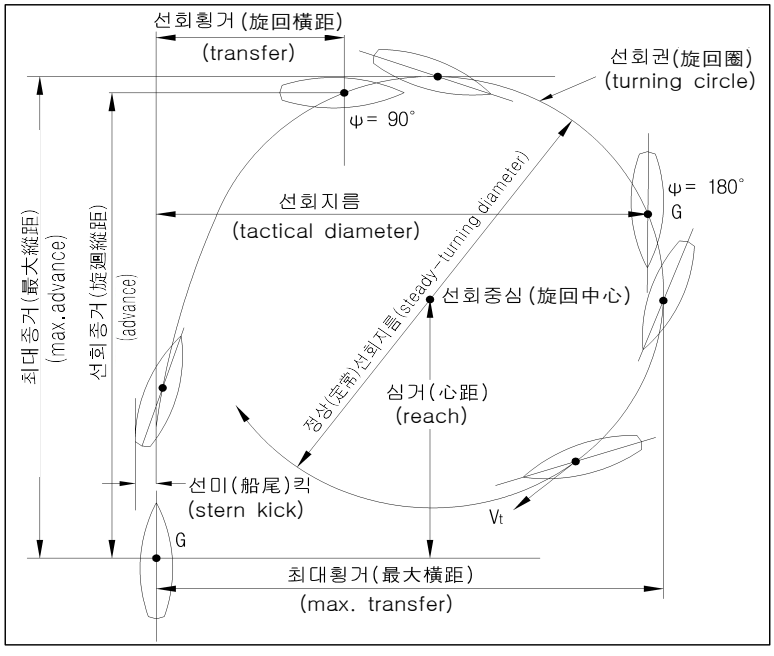
(6) 항로의 굴곡부와 굴곡부 사이의 직선거리는 그 항로를 통항할 것으로 예상되는 최대 선박의 길이를 고려하여 가급적 충분하게 확보할 필요가 있으며, 지형적 여건상 이러한 배치가 어려울 경우에는 외부 환경을 고려한 선박조종시뮬레이션 등을 통해 통항 안전성을 검토하는 것이 바람직하다. 다만, 선속이 감소하는 항만 내 수역시설이나, 조종성능이 우수한 소형 선박이나 어선, 해군/해경 함정이 주로 이용하는 항로는 이에 따르지 않을 수 있다.

(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.

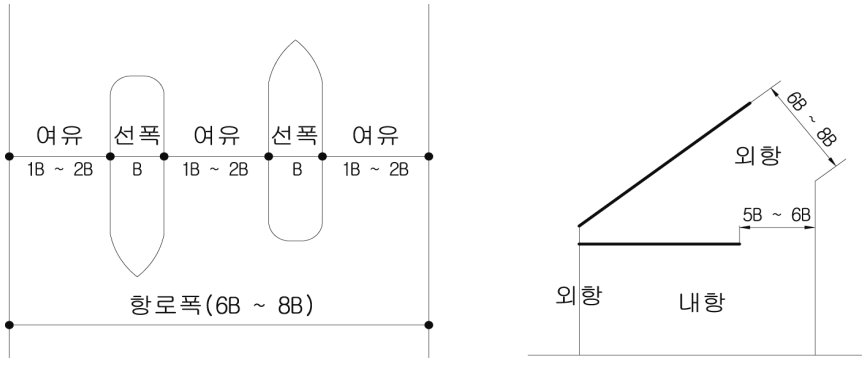
해설 표 (1-1) 어선을 대상으로 하는 항로 폭(왕복항로)

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.

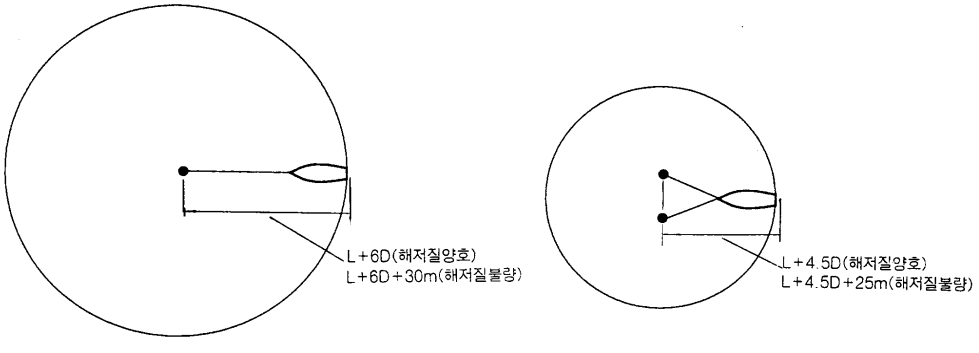
(6) 여러 개의 돌제가 병열(並列)하여 있는 경우, 돌제사이의 박지 폭은 다음 값을 참고로 하여 정한다.

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.

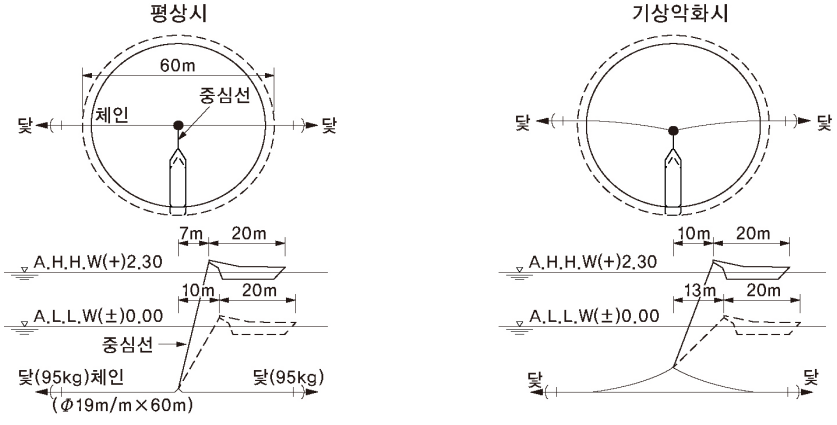
○ 횡접안 시 박지면적 : 1.2L 및 (B+1)을 변의 길이로 하는 직사각형의 면적

○ 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.

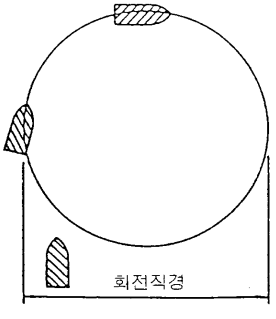
1-4-5 어선용 선회장

[1] 일반

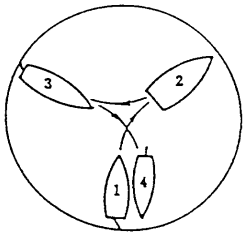
어선용 선회장은 어선의 접·이안 등을 위하여 어선을 선회하는데 필요한 수역으로, 어선이 안전하게 조선할 수 있도록 일정한 규모 이상의 수면적과 수심 및 정온도 등이 확보되어야 한다.

[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.

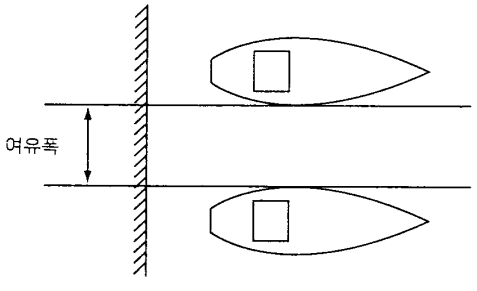
(2) 선유장의 면적은 선박의 점유면적, 통항로 및 선회장을 고려하여 정하지만 악천후시의 대피상황을 염두에 두고 충분한 수면적을 확보하는 것이 바람직하다.

(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]

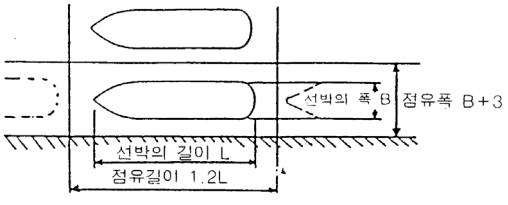
(1) 선유장의 형상은 부진동에 의한 선박끼리의 접촉사고, 계류라인의 절단 등이 일어나지 않도록 신중히 결정하여야 하며, 가능하면 형상을 복잡하게 하거나 소파시설, 경사면 설치 등의 조치가 효과적이다. 소형선의 점유면적은 다음을 참고로 한다.

① 횡접안 시 1.2L 및 (B+1)을 각 변으로 하는 직사각형의 면적

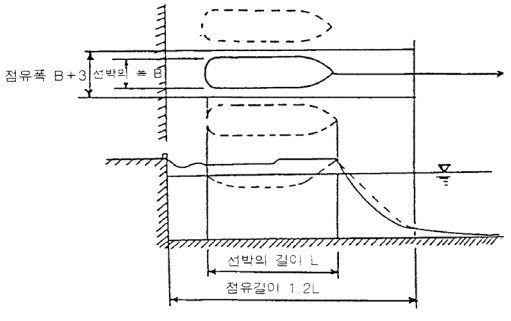
② 종접안 시 (L+5) 및 (B+3)을 각 변으로 하는 직사각형의 면적

③ 2중 종접안 시 2.5L 및 (B+3)을 각 변으로 하는 직사각형의 면적

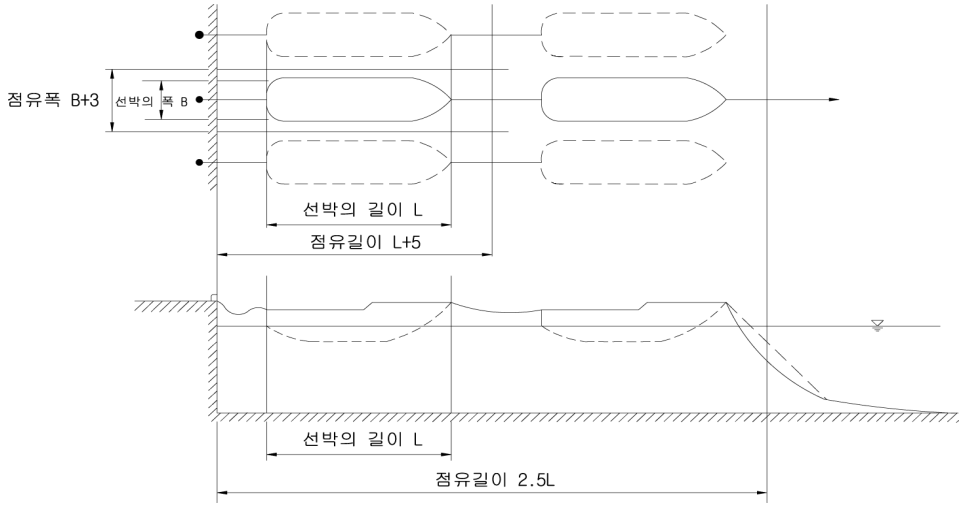
횡접안은 참고 그림 (1-3)과 같이 계류한 경우이며, 2중 횡접안의 경우도 점유면적은 같다. 종접안은 참고 그림 (1-4)와 같으며, 닻줄이 해저까지 닿는 길이까지를 점유길이로 하고, 2중 종접안은 참고 그림 (1-5)와 같다.



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]

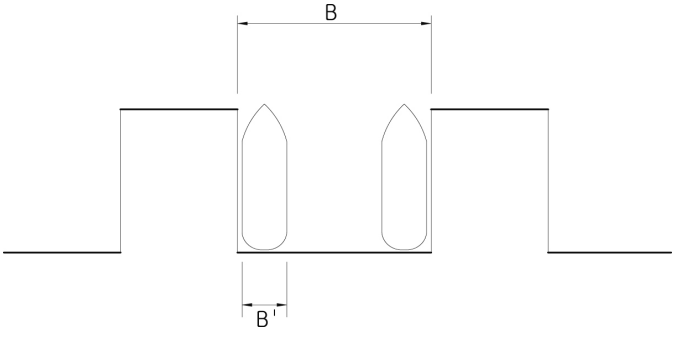
다수의 돌제가 병열로 시설되어 있을 경우 슬립의 폭은 다음의 값을 표준으로 한다.

(1) 슬립의 양쪽에 각 1선석을 계획하는 경우

$B = 2B' + (10 \sim 40m)$

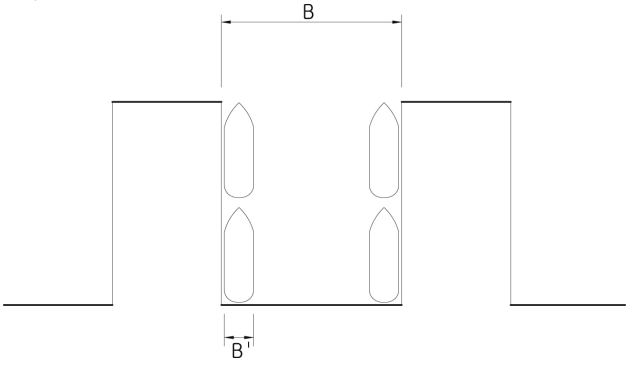
여기서, B는 슬립의 폭

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)

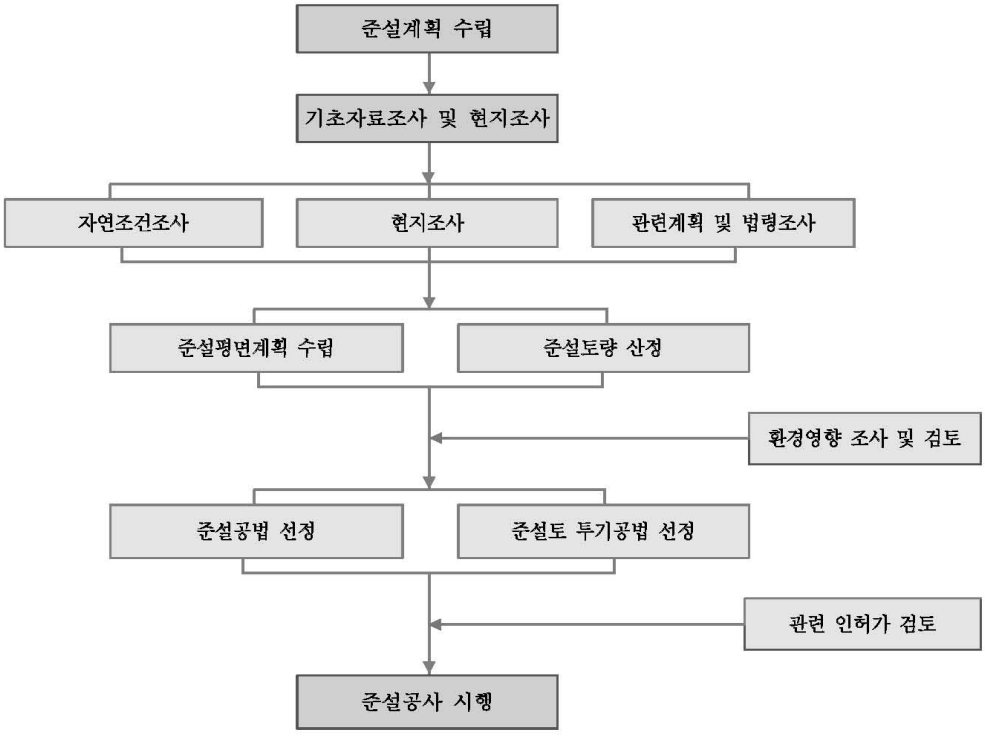
2-1 일 반

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

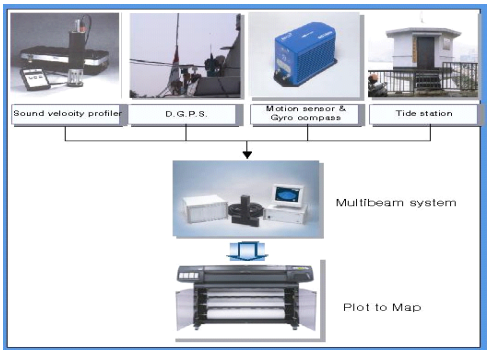
수심측량은 준설량을 산정할 때와 공사가 끝난 다음 계획수심확인을 위하여 정확하게 조사되어야 한다. 수심 측정점의 위치측량은 수심측량 성과의 신뢰도와 정밀도에 미치는 영향이 크므로 공사현장여건에 따라 적절한 방법으로 위치측정의 정밀도를 확보하여야 한다.

[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.





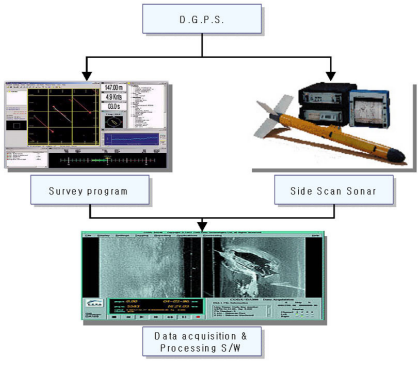
(3) 수심측량에서 중요한 점은 수심측정점의 위치확인이며, 해양수산부가 운영하는 베콘(beacon) 기준국과 연동한 인공위성 자기위치확인 장치(DGPS)를 장착하여 측량위치를 정확히 확인하여야 한다. 수심측량 시 측량범위는 평면계획이나 단면에 의한 토량계산이 가능하도록 충분한 여유면적을 측량하여야 한다.

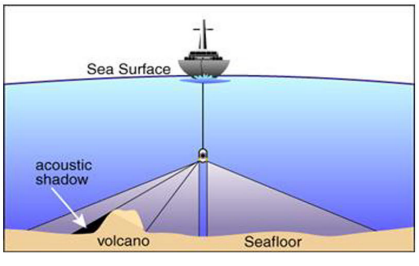
2-2-4 위험물 탐사(危險物 探査)

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

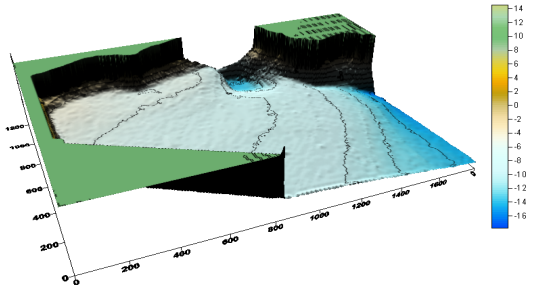
준설토 투기방법에 따른 투기장 조사 및 허가 사항과 준설장비 투입을 위한 준설선단의 회항조건, 조수대기(潮水待期), 이상기상 시 대피 등 기타 사항에 대하여도 면밀한 조사와 계획이 이루어져야 한다.

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.

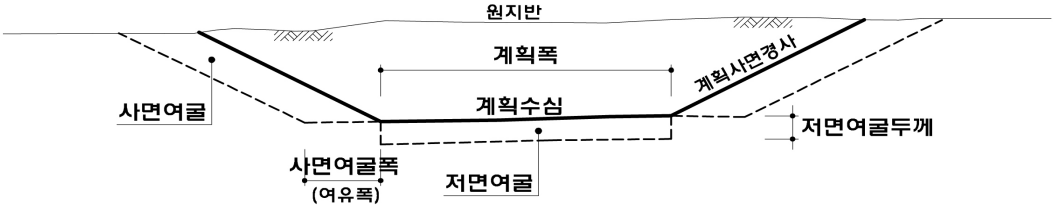


해설 그림 (2-2) 3차원 모델링

(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

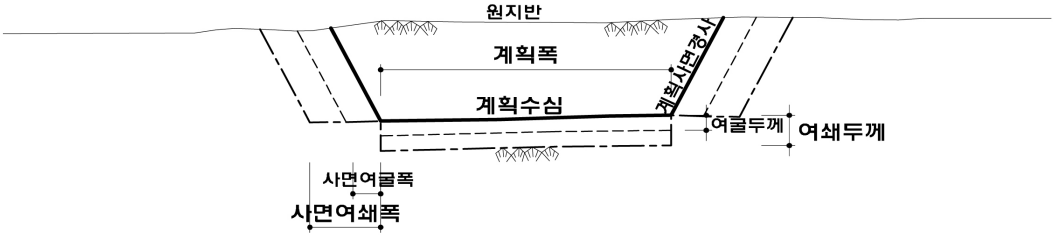
(주) 상기 표의 폭은 양쪽 기준이며, 한쪽 준설 폭 및 유지준설일 경우는 본 표 값의 1/2을 적용한다.

(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.

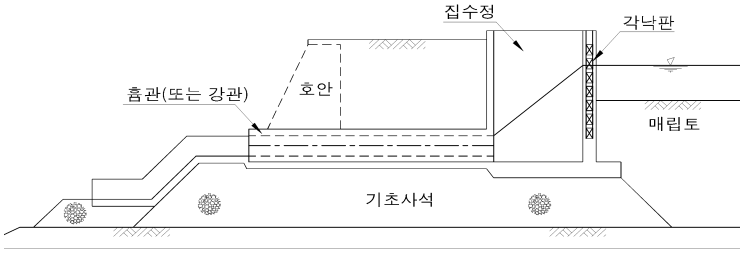
④ 여수토 위치는 배사관 출구로부터 멀리 떨어지게 하며 배송되는 준설토의 침강거리를 길게 함으로써 준설 오니중 함유된 토립자를 완전히 침강시켜 가능한 준설토의 유실이 최소화되도록 계획한다.

(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)

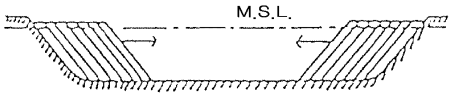
y : isbash 정수(파묻혀 있는 돌 : 1.2)

γ_γ : 재료의 상대비중(t/㎥)

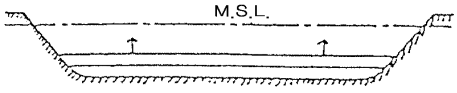
V : 사석 상면에서의 유속(m/sec)

θ : 사면의 기울기(°) → cot θ = 2.0

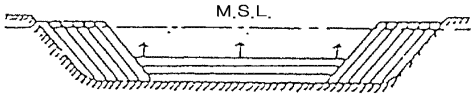
일반적으로 시행하는 물막이공사의 공사방법은 점축방법(deep sill-sub critical method)와 점고방법(high sill-critical flow method) 그리고 점축과 점고의 복합방법(사석, 돌망태, 케이슨 등)이 있다.(해설 그림 (3-2) 참조)



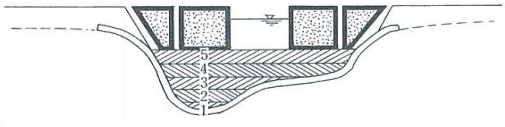
(1) 점축 방법



(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

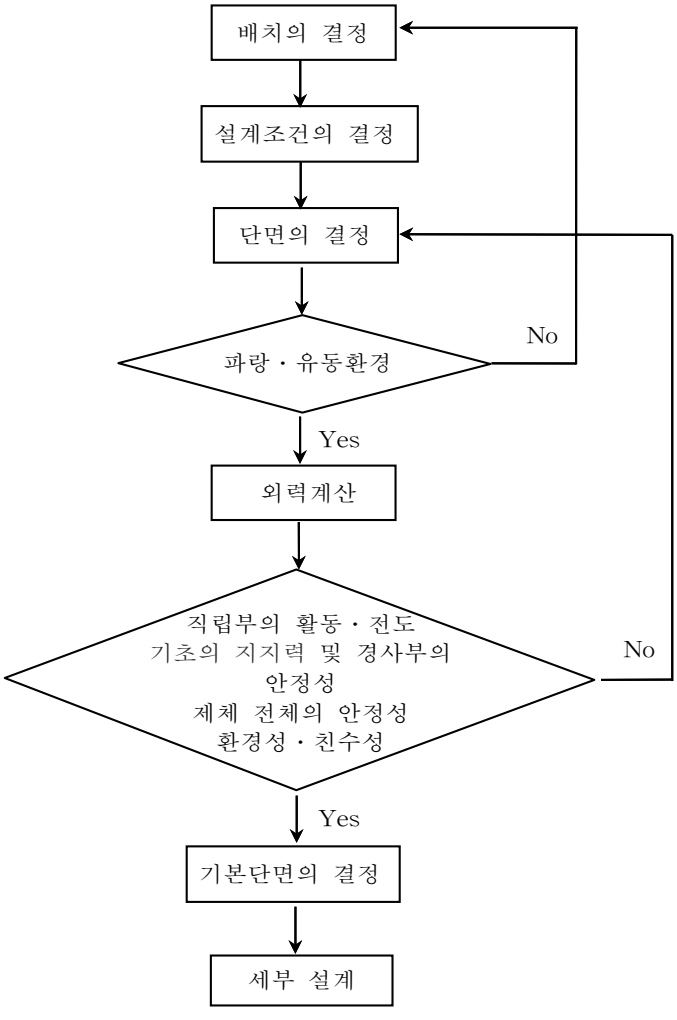
방파제의 설계에 있어서는 필요에 따라 다음 사항을 검토한다.
(1) 방파제의 배치
(2) 주변 지형에 대한 영향
(3) 주변 환경과의 조화
(4) 설계조건
(5) 구조형식
(6) 다목적사용의 유무
(7) 설계법
(8) 시공법
(9) 경제성

[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.

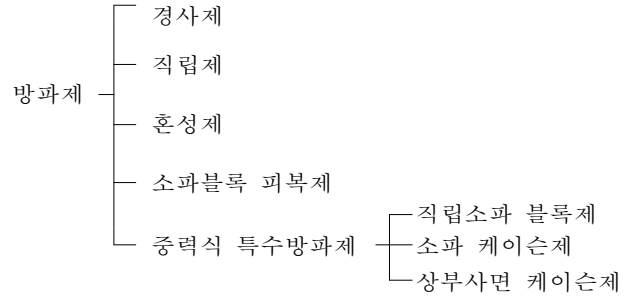
2-4 구조형식의 선정

방파제의 구조형식은 각 구조형식의 특성과 다음의 주요 사항을 비교·검토하여 선정한다.

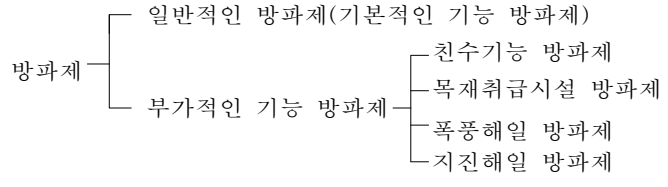
(1) 자연조건
(2) 이용조건
(3) 배치조건
(4) 시공조건
(5) 경제성
(6) 공사기간
(7) 중요성
(8) 재료구입의 난이도
(9) 유지관리의 난이도

[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

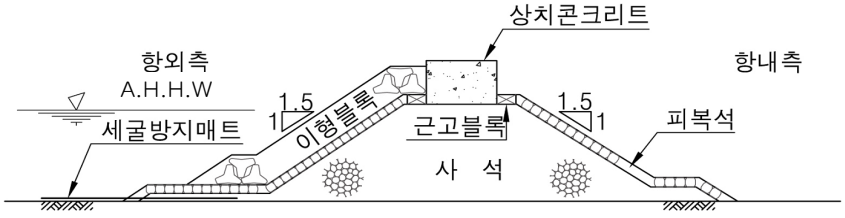


(b) 기능에 따른 분류

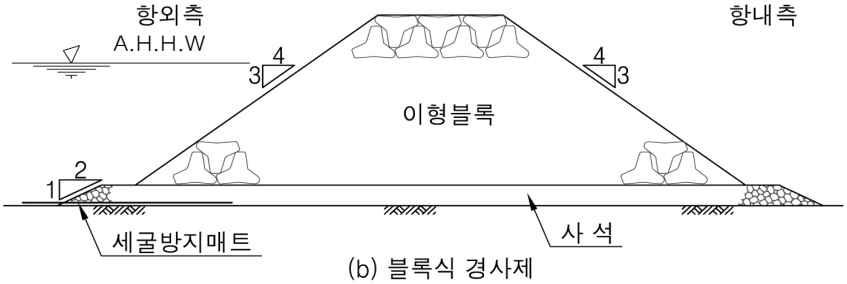
참고 그림 (2-2) 방파제의 분류

(2) 경사제는 암석이나 콘크리트 소파블록을 사다리꼴 형상으로 쌓아올린 것으로서 주로 사면상의 쇄파 및 투수성과 조도에 의하여 파랑의 에너지를 소산시키거나 반사시켜 파랑의 항내진입을 차단한다.

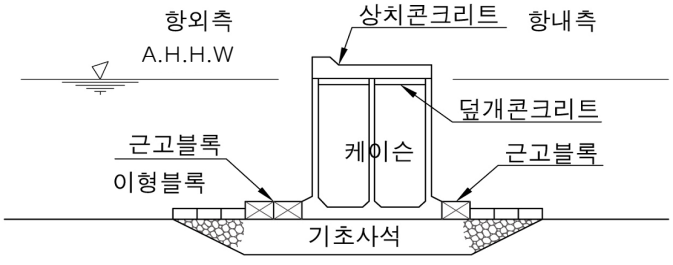
(3) 직립제는 전면이 연직인 벽체를 수중에 설치한 구조물로서 주로 파랑의 에너지를 반사시켜 파랑의 항내진입을 차단한다.



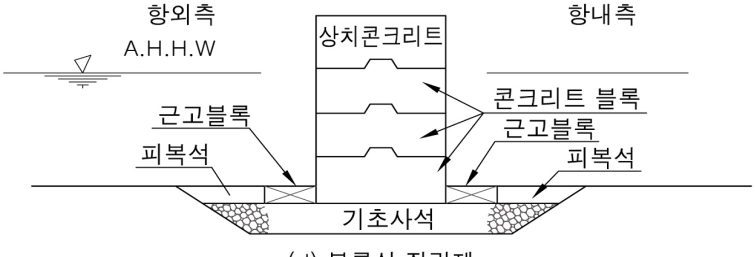
(a) 사석식 경사제



(b) 블록식 경사제

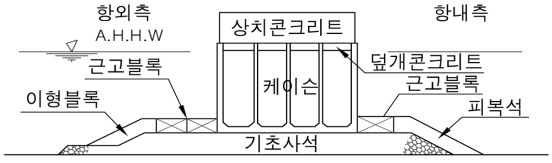


(c) 케이슨식 직립제

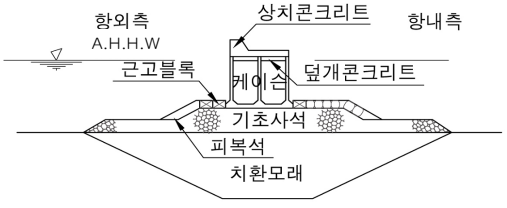


(d) 블록식 직립제

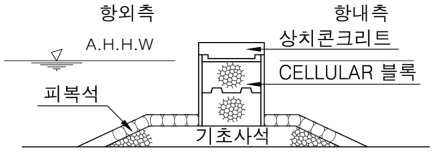
참고 그림 (2-3) 방파제의 형식



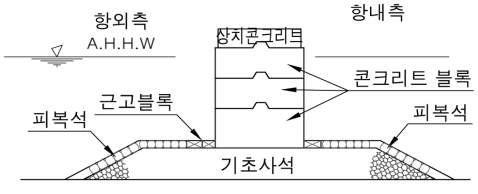
(e) 케이슨식 혼성제



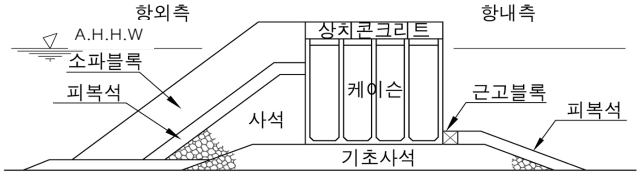
(f) 케이슨식 혼성제 (연약지반)

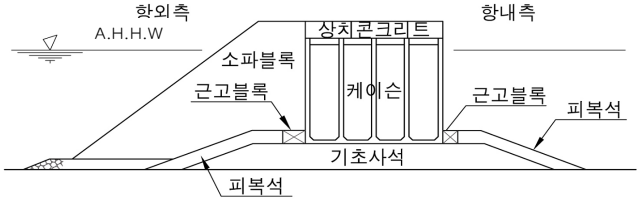


(g) 셀블록 혼성제



(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.

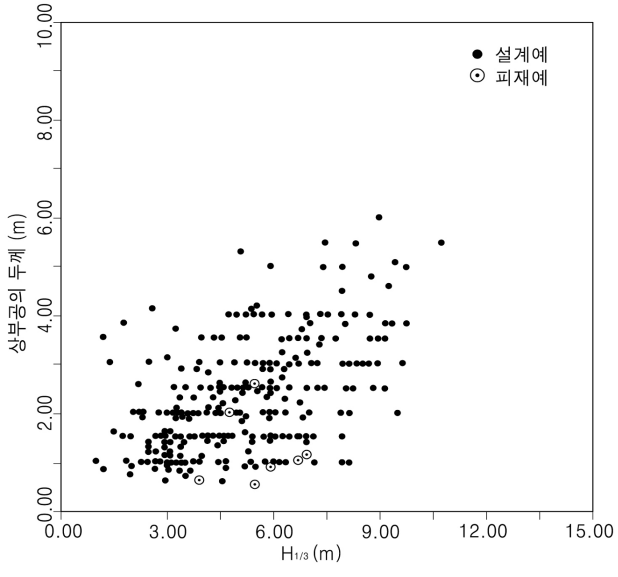
(4) 케이슨 상면의 높이가 낮으면 케이슨의 거치, 속 채움 모래의 투입 및 덮개 콘크리트 상부의 상치콘크리트 타설 작업에 제약을 받게 되므로 케이슨 상면의 높이는 약최고고조위 이상으로 하는 것이 일반적이다.

(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 $0.6H_{⅓}$ 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.

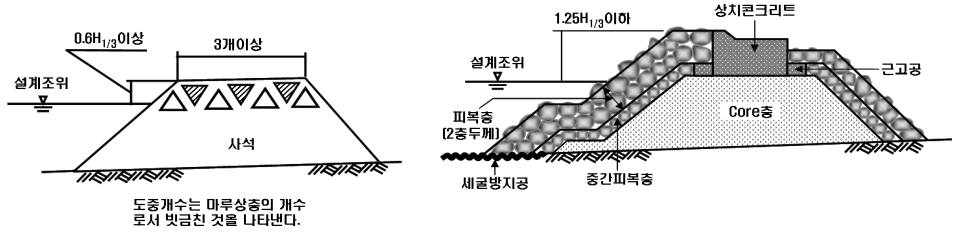
(7) 비탈경사는 안정계산에 의하여 적절히 결정하며 비탈경사는 사석제의 경우 항외 측 1:2 전후, 항내 측 1:1.5 전후가 많고 소파블록으로 피복하는 경우 1:1.3~1:1.5전후가 많다. 또, 항외 측에서 비탈면의 상부와 하부의 경사와 피복재의 중량을 달리하는 경우에는 경사와 피복재의 중량이 바뀌는 지점을 설계기준 수면하 $2.0H_{1/3}$ 보다 깊은 곳으로 하는 것이 일반적이나, 조위변화특성 및 파랑특성을 고려하여 최적의 단면을 결정하여 안정성과 파랑제어기능을 극대화하도록 한다. 복합단면 및 평단부를 가지는 구조 형식으로 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.

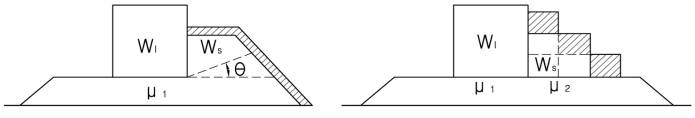
② 콘크리트 블록의 활동저항력(참고 그림 (2-4)(b) 참조)

$$R = \mu_2 W_s \qquad \text{참고 (2-4)}$$

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.

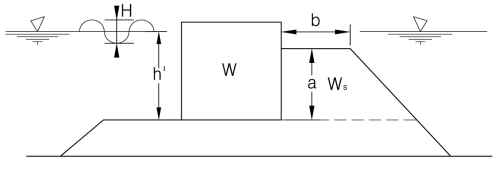
여기서,

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]

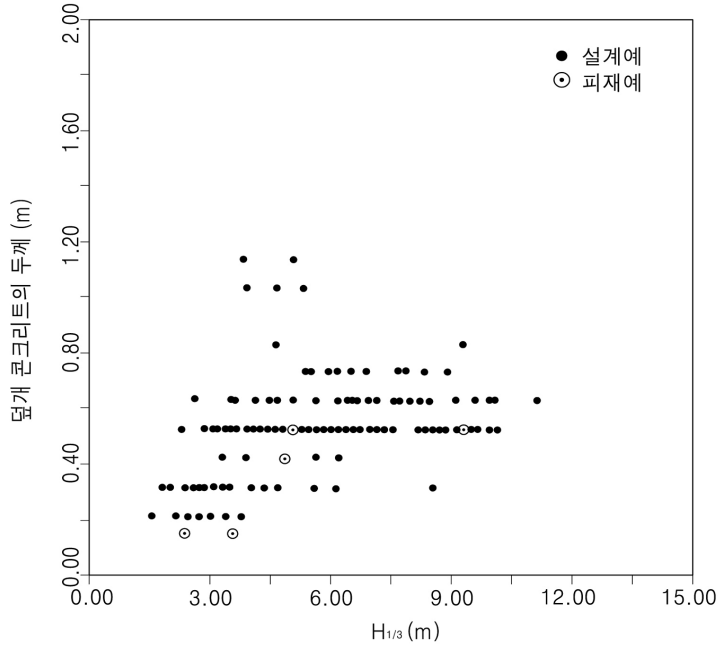
(1) 케이슨식 직립제

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.

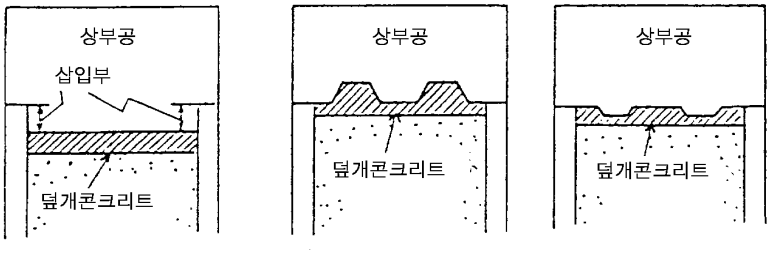
② 덮개 콘크리트의 두께는 통상 30㎝ 이상, 파랑환경이 험한 곳에서는 50㎝ 이상으로 한다. 파랑조건이 험하고 덮개 콘크리트의 상태로 장기간 방치하는 경우 1.0m 이상으로 시공한 예도 있다. (참고 그림 (2-6) 참조) 파랑이 험한 곳에서 프리캐스트(precast)덮개 콘크리트를 사용하면 프리캐스트와 케이슨 간의 간격에 타설한 현장타설 콘크리트가 파랑에 의하여 분리되어 속채움 모래가 빠져나오는 경우가 있으므로 이 경우에는 덮개 콘크리트 밑에 쇄석을 30~50cm 부설하는 경우도 있다. 또, 파랑이 험한 곳에서 덮개 콘크리트에 파랑의 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



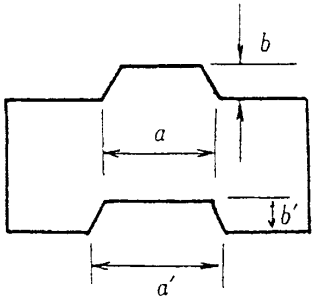
참고 그림 (2-7) 상부 콘크리트 타설면

(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.

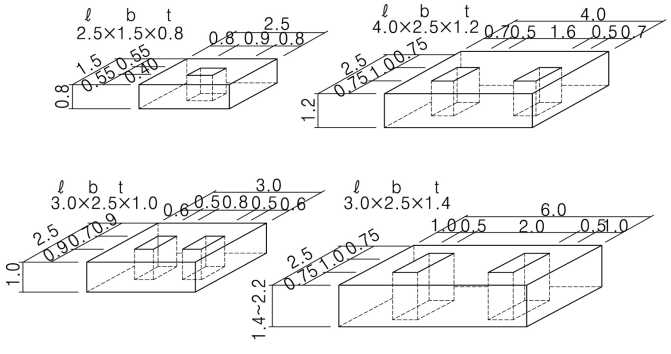
(6) 사석기초부는 다짐효과를 얻기 위하여 한 계절 동안 방치하는 것이 좋으며 이렇게 하면 직립부 거치후의 침하도 적다.

(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.

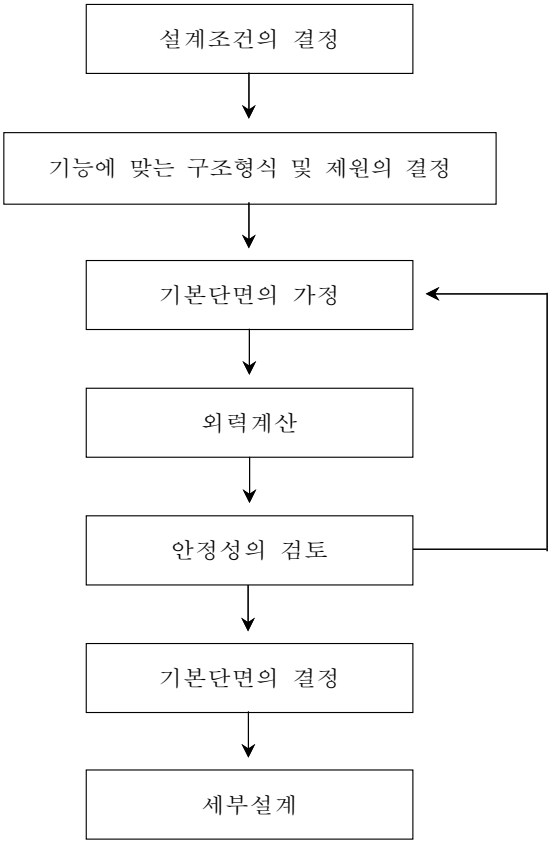
(4) 직립소파형 케이슨은 일반적으로 파랑환경이 잔잔한 곳에서 쓰여 왔으나 이중원통케이슨 등과 같이 대수심, 고파랑 지역으로 적용성을 확장할 수 있는 것이 있다.

(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

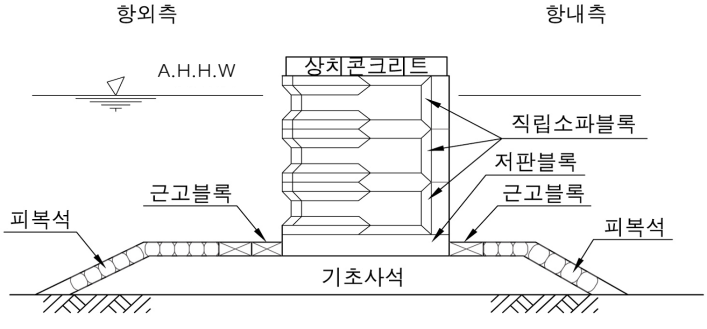
직립소파 블록제는 소파성능 등을 충분히 조사하여 적절한 블록을 선정하고 필요에 따라 수리모형실험을 행하여 설계한다.

[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.

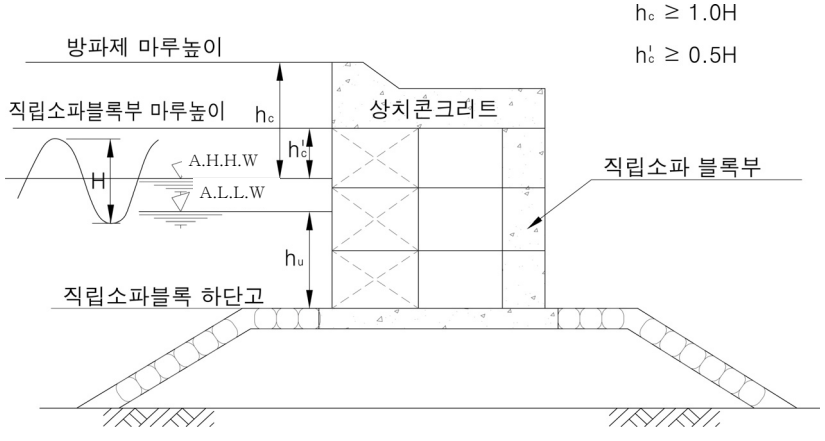
[해 설]

(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).



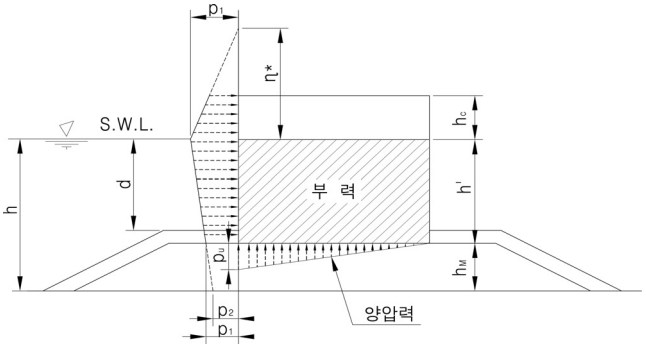
참고 그림 (2-11) 직립소파 블록식 방파제 마루높이

[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.

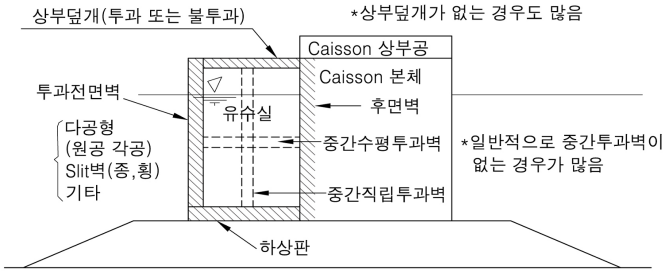
(1) 반사파를 저감시킬 수 있다.

(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]

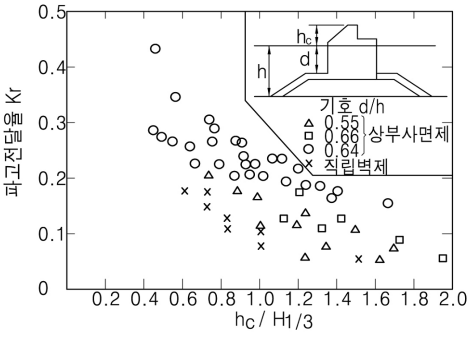
상부사면 케이슨제는 수평파력을 저감하는 동시에 사면벽에 작용하는 파력을 제체의 안정에 이용할 수 있는 방파제 구조형식이다. 기본형식의의 직립제와 비교하여 전달파고가 커지므로 항내정온도 등을 고려하여 마루높이를 결정한다.

[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.

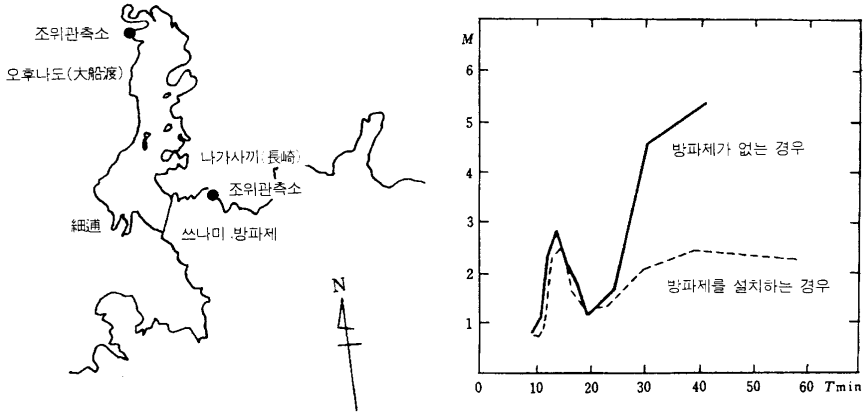
(2) 지진해일 시에 제체에 가하는 외력으로는 제체 내외의 수위 차에 의한 정수압과 지진해일에 의한 파력이 있다. 더구나 방파제 배후의 수위는 지진해일의 유입 유출에 따라서 반드시 정수면과 일치하지 않는다는 점에 유의할 필요가 있다. 지진해일에 의한 파력에 대하여는 해명되지 않은 부분이 많기 때문에 수리모형실험 등의 적절한 방법에 의하여 파력을 확인하는 것이 필요하다.

(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.

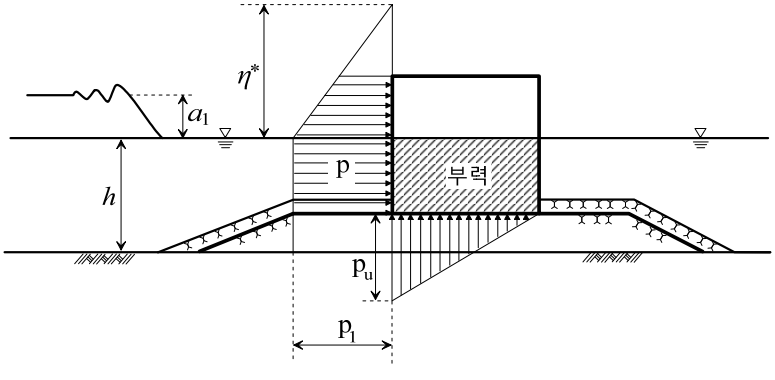


해설 그림 (2-4) 지진해일 방파제의 효과(오후나도만의 경우)

(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.

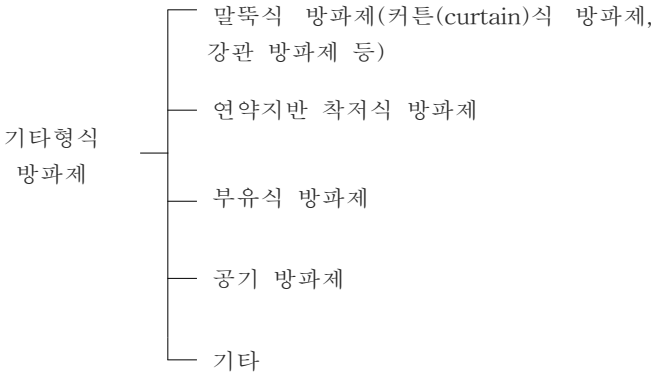
① 중력식 이외의 방파제는 연약지반 등 특수한 환경조건이나 이용목적에 따라서 이점이 있는 경우에 사용한다. 고파랑 및 장주기파에 대한 파랑제어기능의 한계 등 성능의 한계가 있어 일반적으로 만내 또는 항내 등 파고가 비교적 작은 곳에서 적용할 수 있는 형식이다.

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.

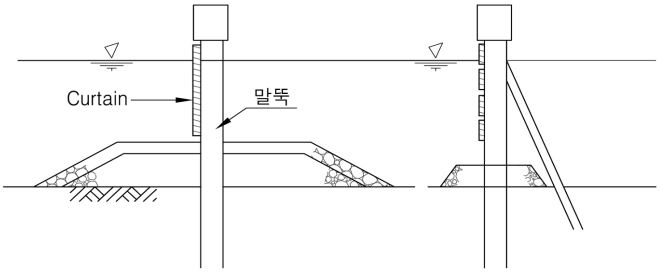
3-2 말뚝식 방파제

3-2-1 일 반

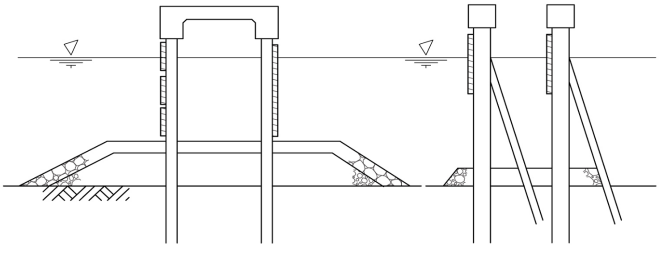
말뚝식 방파제는 반사율, 투과율 등을 고려하여 적절한 구조를 선정하고 필요에 따라 수리모형실험을 행하여 설계하는 것이 바람직하다.

[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.

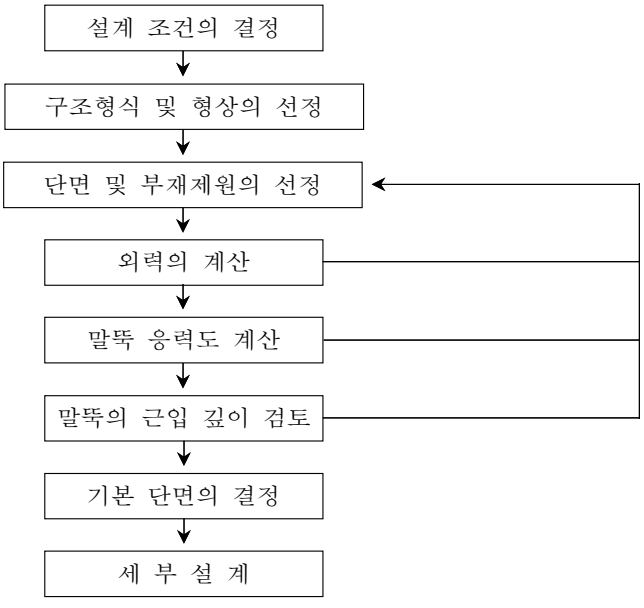
(4) 말뚝식 방파제의 설계조건은 본편 2-3 설계조건의 결정에 준하여 결정한다. 단, 말뚝식 방파제의 반사율, 투과율은 파형경사 등에 따라 변화하므로 이들을 검토함에 있어서는 일반적으로 항만의 이용에 지장을 주리라고 예상되는 비교적 빈도가 높은 파랑을 검토대상으로 한다.

(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]

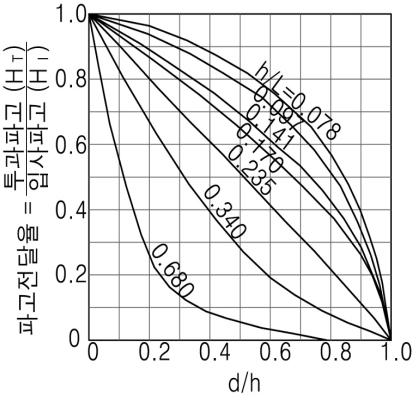
(1) 커튼식 방파제의 설계는 다음의 순서로 하는 것이 좋다.(참고 그림 (3-1) 참조)



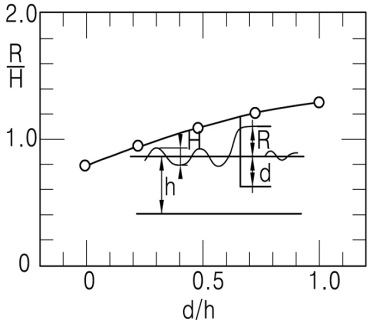
참고 그림 (3-1) 커튼식 방파제의 설계순서

(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.

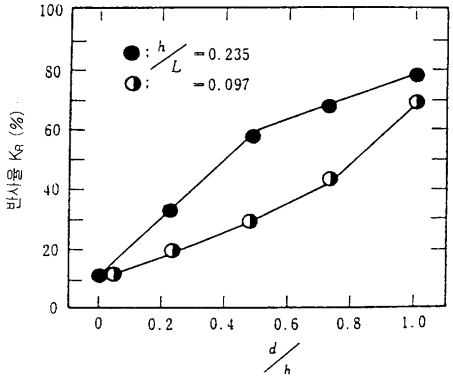
(3) 강관 방파제에서는 강관의 간격을 넓혀 타입하면 투과식 방파제가 된다. 동형식의 방파제에 의한 파랑의 투과율 Y_T와 말뚝간격의 관계는 참고 그림 (3-5)와 같다. 또, 파력에 의한 모멘트는 말뚝간격이 넓을수록 감소하지만 그 효과가 있는 것은 말뚝의 간격 b/D = 0.1 정도까지이다. 또한, 이 형식의 방파제는 말뚝간 기초지반의 세굴에 유의하여야 한다.



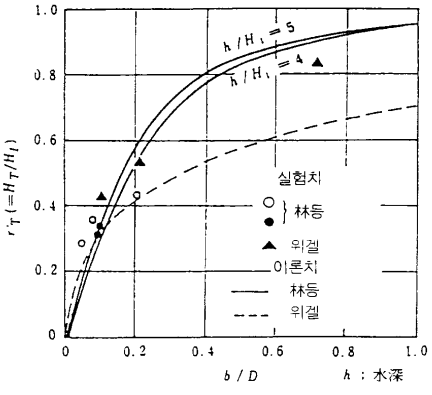
참고 그림 (3-2) 파고전달율과 d/h의 관계(단일 커튼)



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]

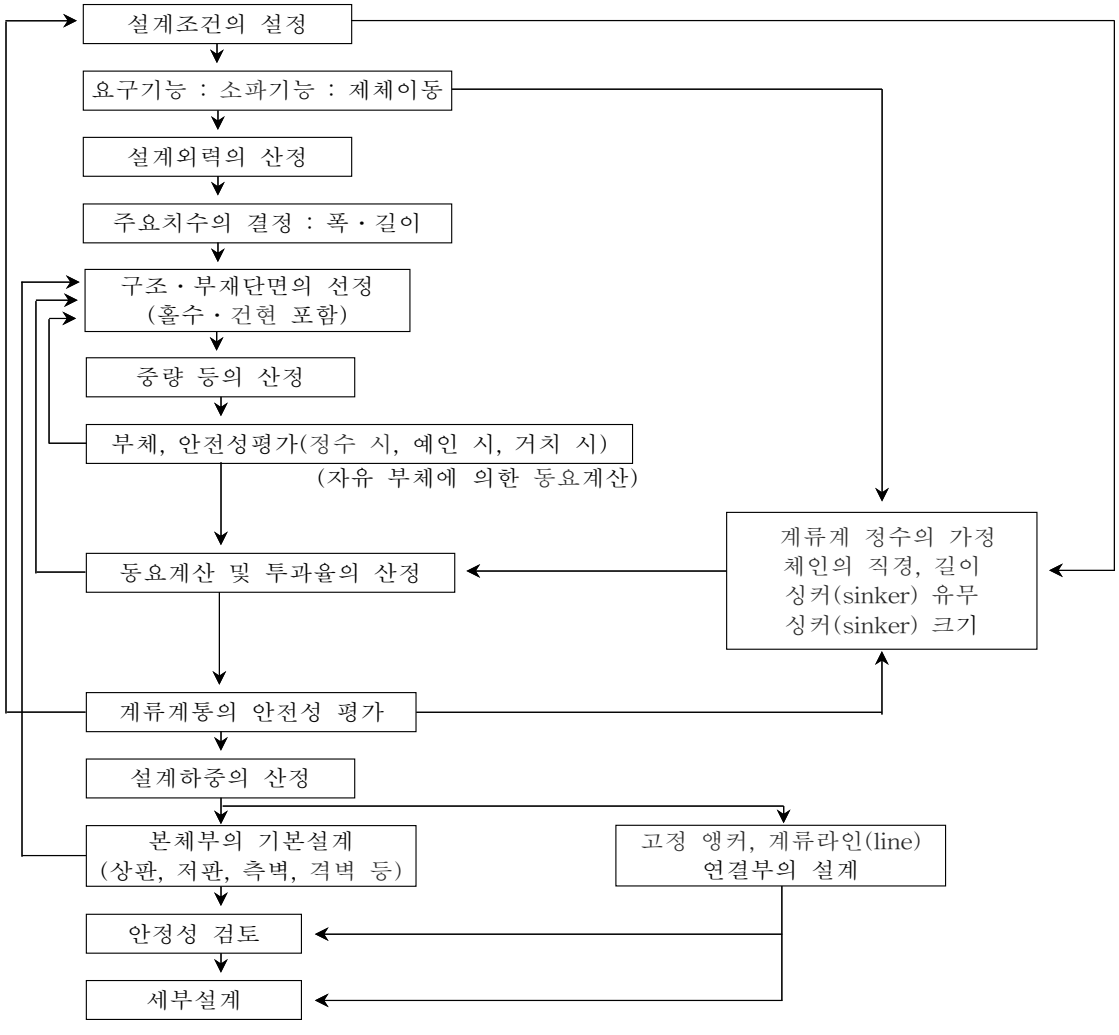
(1) 부유식 방파제는 부유물체를 배치하여 파랑을 막는 구조형식으로 해수나 표사의 움직임을 방해하지 않고 조차나 지반상태에 영향을 받지 않으며 이동 가능한 이점 등이 있으나 상당한 전달파가 생기며, 입사파의 특성에 따라 그 효과가 현저히 다르고 내파력에 한계가 있어 파랑환경이 비교적 험하지 않은 곳에서 유용한 형식이라 수 있으며 충격적인 반복하중에 대한 계류시스템의 역학적 특성이 충분히 해명되어있지 않는 등의 문제가 있다. 또, 계류라인이 절단되면 부체가 표류하며 2차적 재해를 일으킬 우려가 있다.

(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.

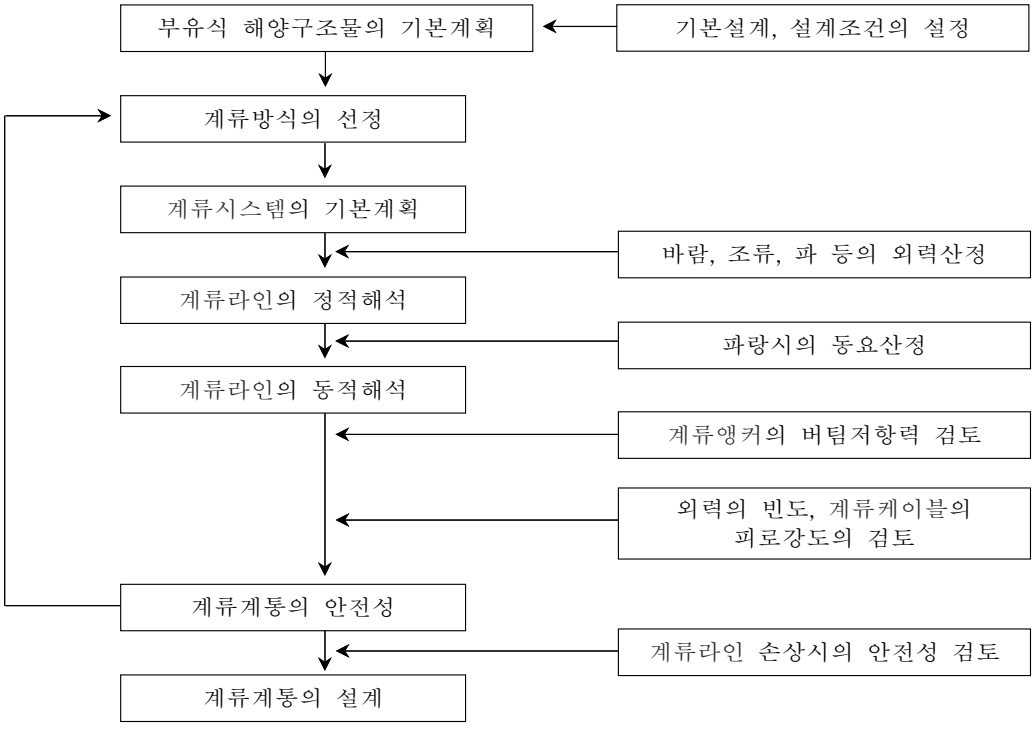
② 상기 ①에서 구한 장력 등을 기초로 실제의 계류라인 및 고정싱커의 상세설계를 하고 그 안전성을 확인하는 단계 등의 2단계로 구분할 수가 있다.

(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.

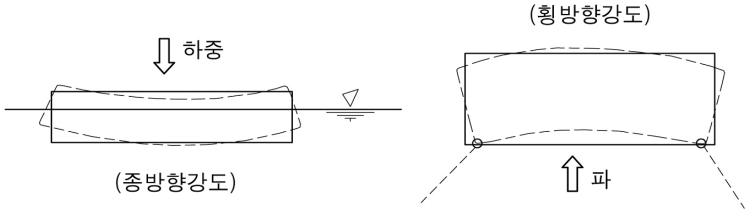
(2) 부유식 방파제에 관하여 구조강도상 고려해야 할 하중은 다음과 같이 정하중과 동하중으로 구분된다.

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.

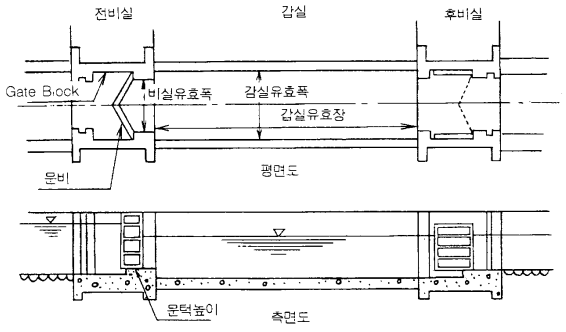
① 유효수심 = 통행선박의 흘수 + 여유수심

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.

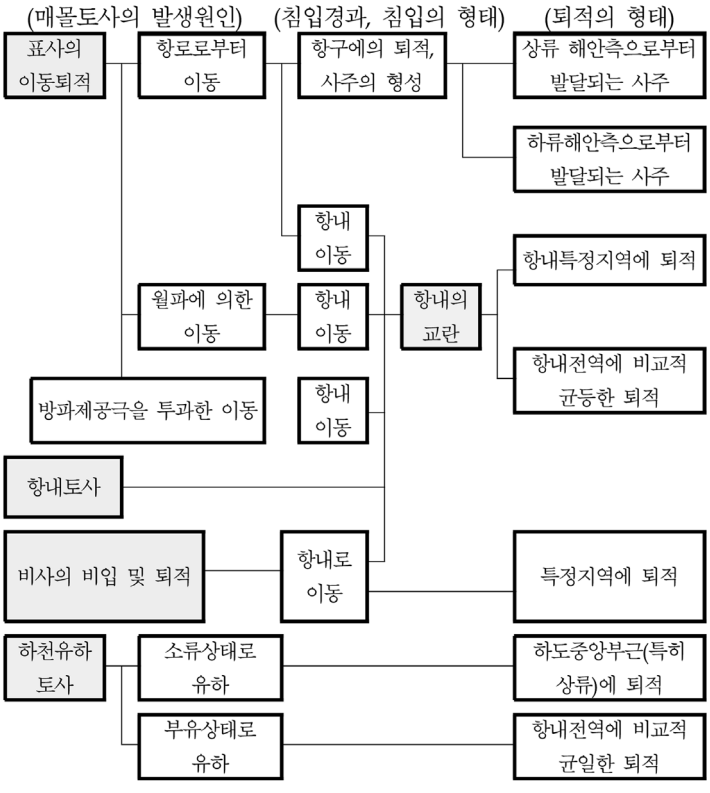
매몰은 다음과 같은 원인에 의하여 발생한다.

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

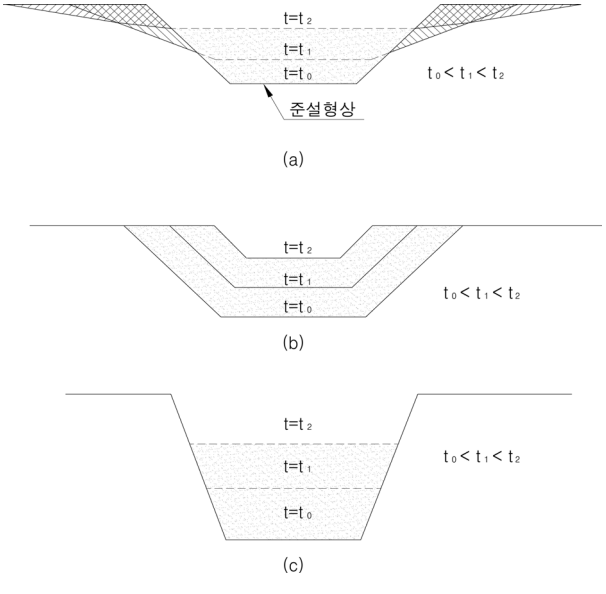
(2) 매몰의 형태

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]

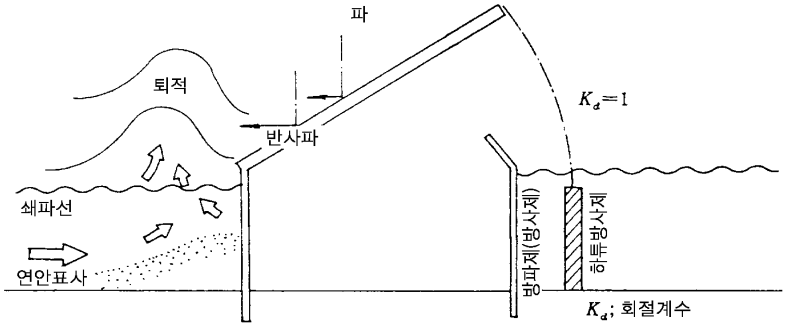
방사제와 방파제

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

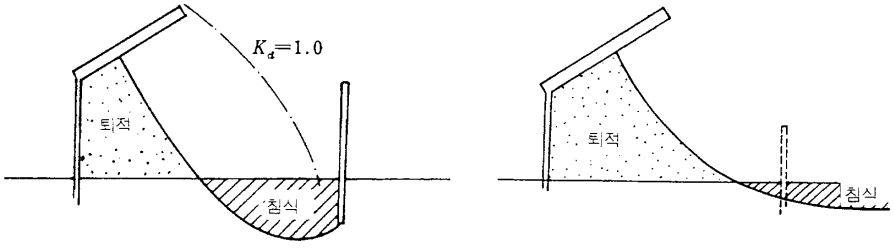
상류 측 방파제의 기부는 연안표사를 저지하고 그 위쪽에 토사의 퇴적을 도모하는 것이므로 쇄파선(碎波線)을 넘을 때까지 해안선에 직각방향으로 연장한다(참고 그림 (5-1) 참조). 이 부분의 연장이 짧거나 또는 해안선에 대하여 하류 측으로 기울어져있으면 상류의 토사포착능력이 적고 토사가 쉽게 방파제의 기울어진 부분에 연하여 항구부로 향하게 된다. 또, 이 부분을 해안선에 대하여 하류 측으로 기울여서 연장한다면 상류 측 해안의 국소세굴의 원인이 되기 쉽다. 쇄파선을 지나서는 제체를 굴곡 시켜 방파제로서 파의 차폐를 함과 동시에 반사파, 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.



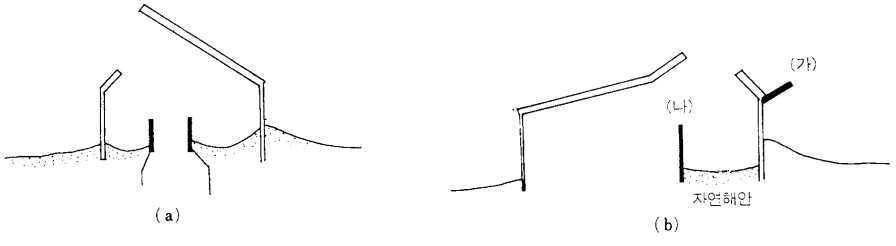
(a) 하류방파제의 신장이 빠른 경우　　(b) 하류방파제의 신장이 지연된 경우

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]

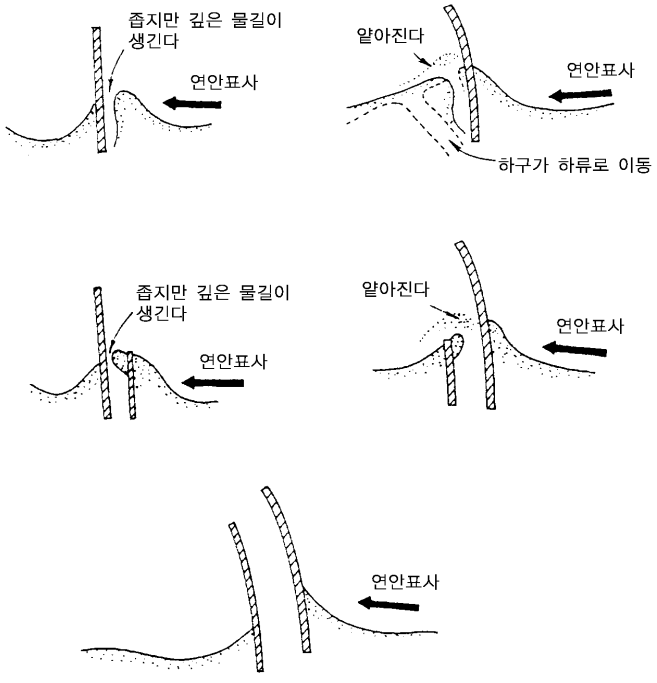
(1) 하구도류제의 기능의 다양성

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

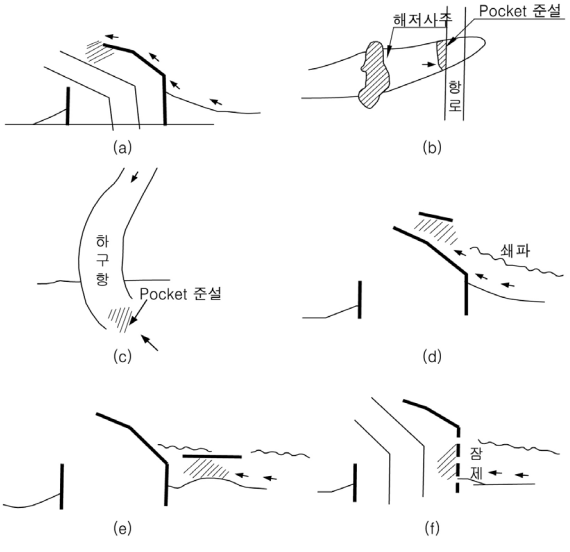
연안표사 포착시설로는 이안제(離岸堤)를 설치하거나 상류 방파제의 일부의 마루높이를 낮추어 퇴사지역을 한정시키는 방식이 외국에서 많이 사용되고 있다. 이 이외에 해협 등에서 해저사주를 가로질러 굴착한 항로에서 사주의 복원작용에 의하여 국부적으로 생기는 매몰의 경우의 대책 및 하천유하 토사에 의한 매몰대책으로 고려되는 포켓(pocket) 준설도 표사 등의 포착시설이다.

(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.

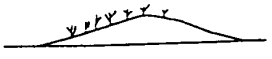
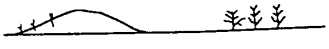
(1) 퇴사울타리(담) 및 방풍책(防風柵) : 종래 높이 1m정도의 낮은 울타리 등을 여러겹으로 설치하여 비사를 포착하고 이에 의하여 인공사구를 육성해서 방사 효과를 높이는 공법이 쓰이고 있다. 근래에는 매립 조성지 주변 또는 분말자재 적치장의 주변에 비교적 높은 방풍책을 설치하여 토사 등의 비산을 방지하는 경우도 많다.

(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.

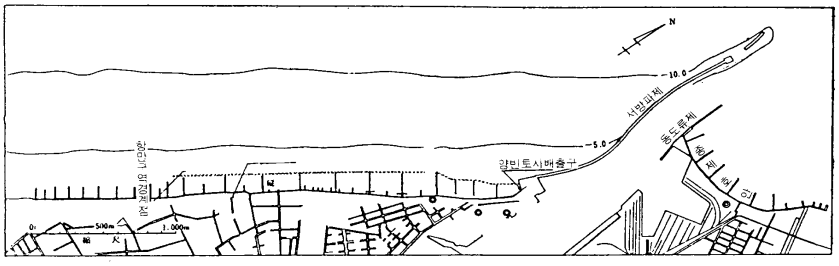
이안제는 다른 대책공법과 비교하여 일반적으로 건설비와 유지비가 더 들어 돌제군 또는 호안을 병용해도 침식을 방지할 수 없을 때 축조하는 것이 보통이다.

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

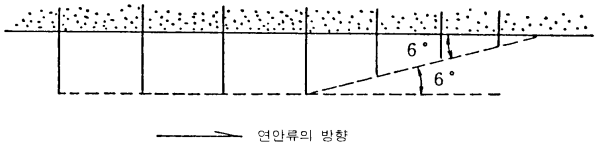
㉮ 일반적으로 돌제 기부의 파괴는 그 배후를 돌아 들어오는 파랑이 돌출제의 하류 측을 세굴함으로서 일어난다.

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.

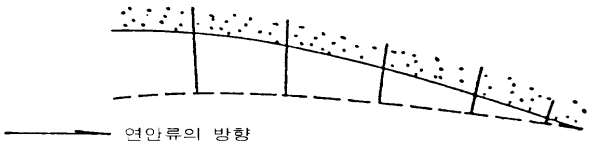
㉰ 돌제군의 기능을 충분히 발휘시키며, 또한 인접한 해빈에 미치는 영향을 더욱 적게 하기 위하여 연안류의 상류 및 하류 측의 구역에서 해빈에 완만하게 접속할 수 있도록 돌제의 길이를 점차적으로 짧게 배치하는 것이 필요하다. 여기에는 다음과 같은 방법이 있다.

㉠ 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.

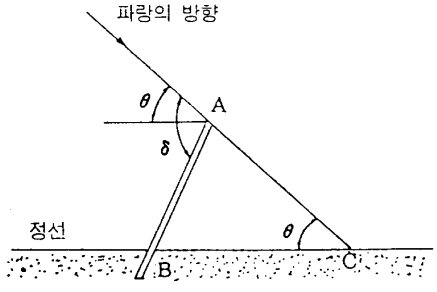
㉣ 이상의 방법은 모두 충분하다고 할 수 없으므로 시공할 때에는 계획 돌제의 길이를 한꺼번에 시공하지 말고 퇴적된 모래의 상태를 보아서 점차적으로 연장하여 완성할 수 있도록 하여야 한다.

㉤ 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

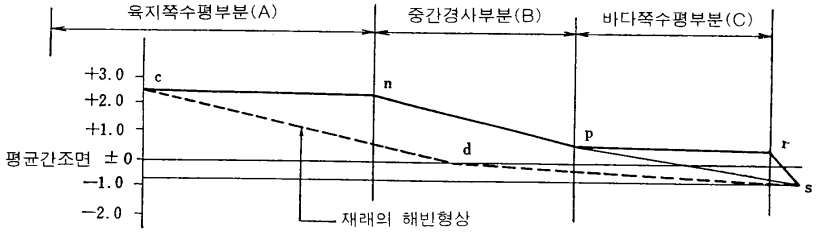
돌제의 마루높이는 참고 그림 (6-4) (A) (B) (C)의 세부분으로 나누어 생각한다.

㉮ 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

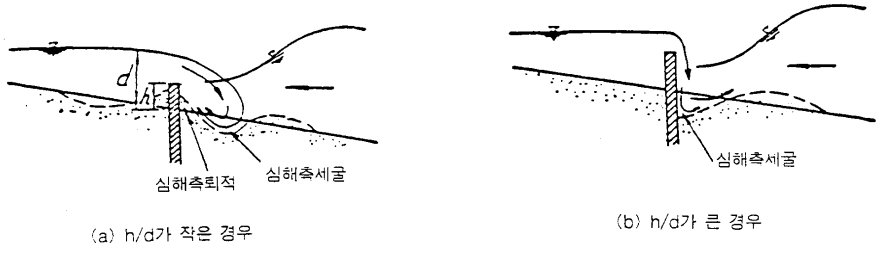
㈎ 톰볼로를 형성하여 연안표사를 저지하려는 경우에는 이안제의 길이, 마루높이 및 두부에서의 회절파를 고려하여 해안선으로부터의 거리를 결정한다. 세비지(savage)는 톱밥을 이용한 실험으로 파장(L)에 대한 해안선으로부터 이안제까지의 거리(ℓ)의 비, 즉 ℓ/L이 톰볼로 발생에 중요하다는 것을 알아냈으며 파장 80cm, 주기 0.8sec 이안제의 길이가 파장과 같은 때에는 톰볼로가 생기는 한계의 ℓ/L을 5/4라는 것을 실험적으로 나타냈다.

㈏ 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.

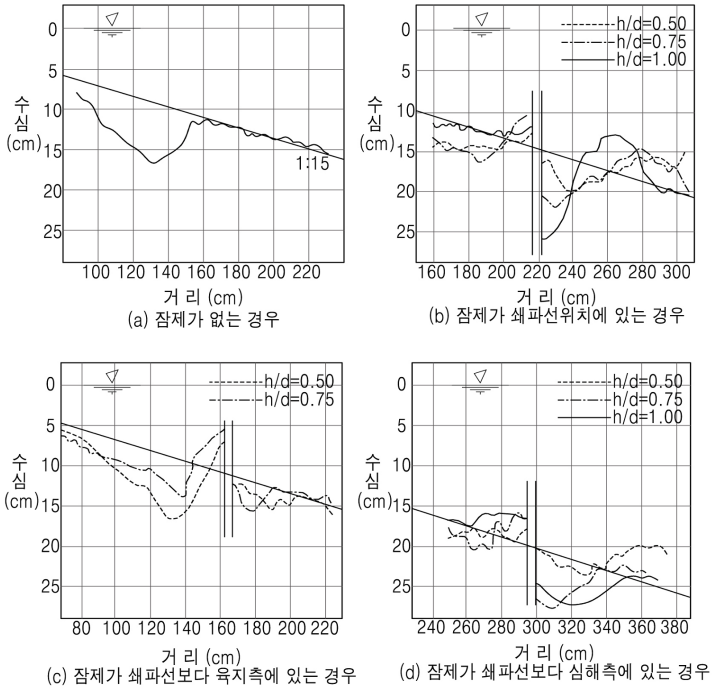
㈐ 악천후 시에 항상 내습하는 파랑의 쇄파위치에 이안제를 설치하면 제체나 기초의 안전에 대하여 좋지 않다. 또한 월파에 의한 교란이 제체 배면의 기초 또는 해저까지 미치지 않는 수심으로 해야 한다.

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)



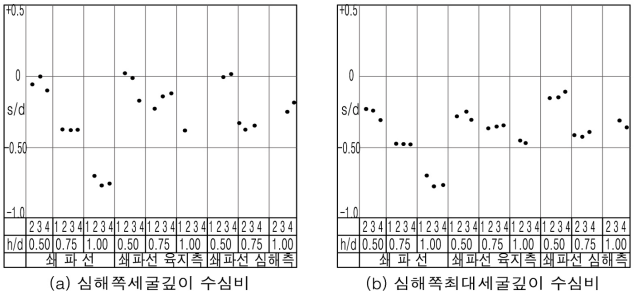
(a) h/d가 작은 경우　　(b) h/d가 큰 경우

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

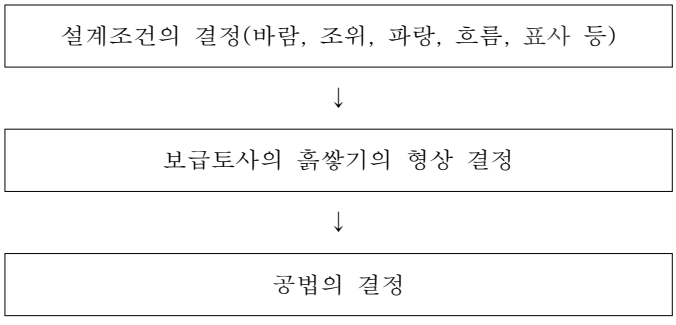
㉮ 이안제의 형식과 구조를 선정할 때에는 본편 제2장 방파제에 준하나, 그 외에 투수성, 비탈경사, 조도 등이 파고전달이나 기초의 세굴 등에 미치는 영향을 고려하여야 한다.

㉯ 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

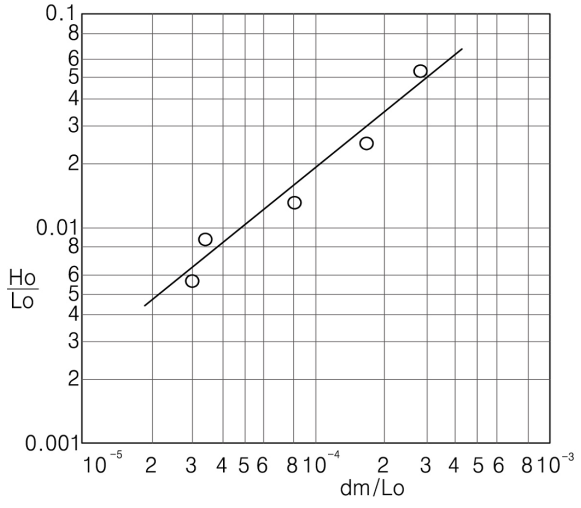
가. 보급된 토사는 파랑에 의한 체가름 작용을 받아서 보급토사의 입도조성에 대응하는 경사가 된다. 일반적으로 입경이 작으면 완경사가 되고, 크면 급경사가 된다고 생각하고 있으나, 실제로는 이것을 정량적으로 어려우므로 토사를 보급하기전의 해빈 또는 부근의 조건이 비슷한 해빈의 경사를 측정하고 입도를 분석하여 참고로 하는 것이 좋다.

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.

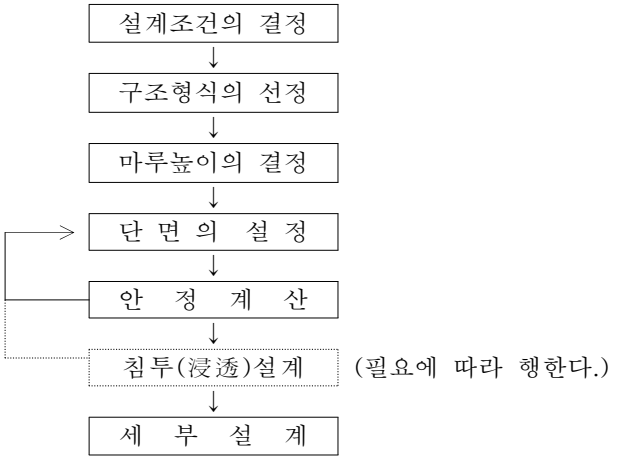
(1) 파랑 및 고조에 의하여 매립지의 보전 및 이용에 지장을 초래하지 않을 마루높이로 한다.
(2) 파압, 토압 등의 외력에 대하여 안정된 구조로 한다.
(3) 매립토 등이 누출(漏出)하지 않을 구조로 한다.
(4) 매립중의 탁수(濁水)의 유출방지 등 주변수역에 대한 영향을 고려해야 한다.
(5) 친수호안(親水護岸)의 경우에는 이용자가 안전하고 쾌적하게 이용할 수 있는 구조로 한다.

[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)

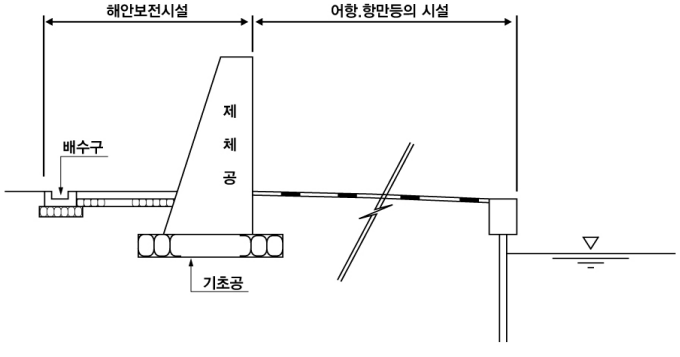
8-1 설계의 기본방침

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

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 교수	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.**