

발 간 등 록 번 호

11-1611000-002161-14

도로교 설계기준

(한계상태설계법)

2012

국 토 해 양 부

설계기준 제정에 따른 경과 조치

이 설계기준은 발간시점부터 적용되어야 하나, 변화된 설계법의 숙지에 소요되는 시간을 감안하여 2015. 1. 1 (3년 유예)부터 시행한다. 다만, 시행시점에서 이미 시행 중 이거나 유예기간 중 진행될 설계용역에 대하여는 발주기관의 장이 필요하다고 인정하는 경우에 한하여 적용할 수 있다.

머 리 말

교량은 도로를 연장하는 주요 구조물로서 국가 교통망의 중추적 역할을 수행하여 산업 및 경제 발전에 많은 기여를 해오고 있으며, 근래에 들어서는 환경친화적인 요소가 대두되면서 여객과 화물을 수송하는 기능적 역할 뿐만 아니라 지역을 대표하는 상징적 구조물로서의 미학적 기능을 요구받고 있습니다.

이번 개정에서는 허용응력설계법과 강도설계법에 기반한 설계기준의 개선으로는 교량의 안전성 확보 및 경제적 설계를 추구하기 위한 노력에 한계가 있으며, 신뢰도 기반 설계기준의 적용을 의무화하고 있는 국제사회의 흐름을 더 이상 외면할 수 없는 것이 무한경쟁에 놓인 우리의 현실이라 생각합니다.

이에 따라 국내 도로교 설계기술의 도약 계기를 마련하고, 해외 교량 설계시장 진출을 기술적으로 지원하기 위하여 도로교 설계기준 한계상태설계법을 제시(별권)하게 되었습니다. 동 한계상태설계법은 국제표준에 부합되는 신뢰도기반 설계기준으로서 다년간의 국내 연구성과를 집대성한 결실입니다.

이 설계기준의 제정을 위해 많은 토론과 검증을 거쳤으나, 건설기술자들이 실무에 적용하는데 일부 부족한 부분이 있으리라 생각합니다. 이에 대해서는 지속적으로 보완해 나아갈 것이며, 실무적용을 지원하기 위한 다양한 노력도 함께 해나갈 것입니다.

끝으로 도로교 설계기준 한계상태설계법의 제정을 위하여 헌신적으로 참여해 주신 한국도로교통협회 집필위원 및 자문위원, 중앙건설기술심의위원 그리고 관계 공무원 여러분의 노고에 감사드리며, 이 설계기준이 교량의 기술발전 그리고 국민의 편리와 안전에 도움이 되길 기대합니다.

2011년 12월

국토해양부 도로정책관 도 태 호



차 례

제1장 총 칙

1.1 적용범위	1-1	1.4 교량의 등급	1-6
1.2 정의	1-1	1.5 품질보증 요건	1-6
1.3 설계원칙	1-3	1.6 설계도에 기재할 사항	1-6
1.3.1 일반사항	1-3	1.7 기록	1-7
1.3.2 한계상태	1-3		
1.3.3 연성	1-4		
1.3.4 여용성	1-5		
1.3.5 구조물의 중요도	1-5		

제2장 설계개요

2.1 적용범위	2-1	2.5.2.4 주행성	2-8
2.2 용어정의	2-1	2.5.2.5 배관로	2-9
2.3 위치 선정	2-3	2.5.2.6 처짐	2-9
2.3.1 노선 선정	2-3	2.5.2.7 향후 확폭의 고려	2-11
2.3.2 교량의 배치	2-4	2.5.3 시공성	2-12
2.3.3 다리밑공간	2-5	2.5.4 경제성	2-12
2.3.4 환경	2-6	2.5.5 교량 미학	2-12
2.4 지반 조사	2-7	2.6 수문 및 수리	2-13
2.5 설계 목적	2-7	2.6.1 일반사항	2-13
2.5.1 안전성	2-7	2.6.2 부지자료	2-14
2.5.2 사용성	2-7	2.6.3 수문분석	2-14
2.5.2.1 내구성	2-7	2.6.4 수리분석	2-15
2.5.2.2 검사성	2-8	2.6.5 암거 위치, 길이와 수로면적	2-17
2.5.2.3 유지관리성	2-8	2.6.6 도로배수	2-17

제3장 하 중

3.1 적용범위	3-1	3.6.2.2 빈도	3-15
3.2 용어정의	3-1	3.6.2.3 피로설계에서의 하중분배	3-16
3.3 기호	3-2	3.6.3 궤도차량하중	3-16
3.4 하중의 종류와 하중조합	3-5	3.6.4 보도하중	3-16
3.4.1 하중의 종류	3-5	3.7 충격하중 : IM	3-17
3.4.2 하중계수와 하중조합	3-7	3.7.1 일반사항	3-17
3.4.3 가설시 하중에 대한		3.7.2 매설된 부재	3-17
하중계수	3-11	3.7.3 목재부재	3-18
3.4.4 긴장력과 포스트텐션힘을		3.8 프리스트레스힘 : PS	3-18
위한 하중계수	3-11	3.9 콘크리트의 크리프 : CR ...	3-19
3.5 고정하중 : DC, DW	3-11	3.10 콘크리트의 건조수축 : SH	3-19
3.6 활하중	3-12	3.11 토압 : EH, ES, LS, DD ·	3-19
3.6.1 차량활하중 : LL	3-12	3.12 정수압, 유수압, 부력, 파압	
3.6.1.1 설계차로의 수	3-12	: WA, BP, WP	3-20
3.6.1.2 활하중의 동시재하	3-12	3.12.1 정수압	3-20
3.6.1.3 설계 차량활하중	3-13	3.12.2 유수압	3-20
3.6.1.3.1 표준트럭하중	3-13	3.12.2.1 종방향	3-20
3.6.1.3.2 표준차로하중	3-13	3.12.2.2 횡방향	3-20
3.6.1.4 바닥판과 바닥틀을 설계하는		3.12.3 부력(BP)	3-21
경우의 설계차량활하중 ...	3-14	3.12.4 파압(WP)	3-21
3.6.1.5 주거터를 설계하는 경우의		3.12.5 세굴에 대한 한계상태에서의	
설계차량활하중	3-14	기초의 변화	3-22
3.6.1.6 흙 채움에 의한		3.13 풍하중	3-22
윤하중의 분배	3-14	3.13.1 풍속	3-22
3.6.1.7 처짐 평가를 위한		3.13.1.1 기본풍속	3-22
하중재하	3-15	3.13.1.2 설계기준풍속	3-22
3.6.2 피로하중	3-15	3.13.1.3 시공기준풍속	3-23
3.6.2.1 크기와 형태	3-15	3.13.2 설계풍압	3-24

3.13.2.1 일반 중소지간 교량의 설계풍압	3-24	3.21.1 일반사항	3-31
3.13.2.2 태풍이나 돌풍에 취약한 지역에 위치한 중대지간 교량의 설계풍압	3-25	3.21.2 교량 발주자의 책임	3-32
3.13.2.3 하부구조에 작용하는 풍압	3-26	3.21.3 중요도 등급	3-32
3.13.3 거스트계수	3-26	3.21.4 설계선박	3-32
3.13.3.1 강체구조물	3-26	3.21.5 연간파괴빈도	3-33
3.13.3.2 유연구구조물	3-26	3.21.5.1 선박의 빈도분포	3-33
3.13.4 공기역학적 안정성	3-27	3.21.5.2 항로이탈확률	3-34
3.14 온도변화	3-28	3.21.5.3 기하학적 확률	3-36
3.14.1 평균온도(TU)	3-28	3.21.5.4 파괴확률	3-37
3.14.1.1 온도범위	3-28	3.21.6 설계 충돌 속도	3-38
3.14.1.2 가설 기준온도	3-28	3.21.7 선박충돌에너지	3-39
3.14.1.3 계절별 온도변화	3-28	3.21.8 교각에 작용되는 선박 충격력	3-39
3.14.2 온도경사(TG)	3-28	3.21.9 선박의 이물손상길이	3-40
3.15 지진의 영향 : EQ	3-29	3.21.10 상부구조물에 작용하는 선박의 충격력	3-40
3.16 설하중 및 빙하중 : IC	3-29	3.21.10.1 이물의 충돌	3-40
3.17 지반변동 및 지점이동의 영향 : GD, SD	3-30	3.21.10.2 갑판실과의 충돌	3-40
3.18 원심하중 및 제동하중 : CF, BR	3-30	3.21.10.3 돛대와의 충돌	3-41
3.19 가설시 하중 : ER	3-30	3.21.11 교각에 작용하는 바지선의 충격력	3-41
3.20 차량충돌하중 : CT	3-31	3.21.12 바지선의 이물 손상길이	3-42
3.20.1 구조물의 보호	3-31	3.21.13 극단상황한계상태에서의 손상	3-42
3.20.2 구조물과 차량이나 열차의 충돌	3-31	3.21.14 충격력의 작용	3-43
3.21 선박충돌하중 : CV	3-31	3.21.14.1 하부구조 설계	3-43
		3.21.14.2 상부구조 설계	3-44
		3.21.15 하부구조물의 보호	3-44
		3.22 마찰력 : FR	3-45

제4장 구조해석

4.1 적용범위	4-1	4.6.2.8 종방향 단부보	4-20
4.2 용어정의	4-1	4.6.2.9 진입부 바닥판	4-20
4.3 기호	4-2	4.6.2.10 프리스트레스에 의한 부정정 휨모멘트	4-21
4.4 구조해석법	4-7	4.6.2.11 바닥판의 응력 검사	4-21
4.5 해석 모델	4-7	4.6.3 보-슬래브 교량의 근사적 해석방법	4-21
4.5.1 일반사항	4-7	4.6.3.1 적용	4-21
4.5.2 구조재료의 거동	4-7	4.6.3.2 모멘트 및 전단 분배계수	4-25
4.5.2.1 일반사항	4-7	4.6.3.3 전단력에 대한 분배계수	4-29
4.5.2.2 탄성거동	4-8	4.6.3.4 타 교통에 대한 특별 하중	4-32
4.5.2.3 비탄성 거동	4-8	4.6.4 슬래브 교에 대한 등가 스트립 폭	4-33
4.5.3 기하학적 형상	4-8	4.6.5 트러스교와 아치교의 근사적 해석방법	4-34
4.5.3.1 미소변위 이론	4-8	4.6.6 유효길이계수, K	4-34
4.5.3.2 대변위 이론	4-9	4.6.7 플랜지 유효폭	4-38
4.5.3.3 근사적인 해석법	4-9	4.6.7.1 일반사항	4-38
4.5.4 경계조건의 모델링	4-12	4.6.7.2 강거더교	4-39
4.5.5 등가부재	4-12	4.6.7.3 상자형 세그멘탈 콘크리트 보 및 단 격실 상자형 현장타설 콘크리트 보	4-41
4.6 정적 해석	4-12	4.6.7.4 현장타설 콘크리트 다중박스거더	4-44
4.6.1 평면 형상의 영향	4-12	4.6.7.5 직교이방성 강바닥판	4-44
4.6.1.1 평면 변장비(aspect ratio)	4-12	4.6.8 다중보 교량의 횡방향 풍하중 분포	4-46
4.6.1.2 곡선교	4-13	4.6.8.1 I형 단면	4-46
4.6.2 바닥판의 해석방법	4-15	4.6.8.2 박스형 단면	4-46
4.6.2.1 적용범위	4-15	4.6.8.3 시공	4-47
4.6.2.2 설계일반	4-15		
4.6.2.3 바닥판의 지간	4-15		
4.6.2.4 단순판 및 연속판	4-17		
4.6.2.5 캔틸레버 바닥판	4-18		
4.6.2.6 사변이 지지된 바닥판	4-19		
4.6.2.7 등분포 고정하중에 의한 휨모멘트	4-19		

4.6.9 횡방향 지진하중 분포	4-47	4.6.12.3 근사해석법	4-53
4.6.9.1 적용범위	4-47	4.6.13 온도 해석	4-53
4.6.9.2 설계 기준	4-47	4.6.14 FEM 국부해석법	4-54
4.6.9.3 하중분배	4-47	4.6.14.1 일반사항	4-54
4.6.10 세그멘탈 콘크리트 교량의		4.6.14.2 해석모델구성	4-54
근사적 해석	4-48	4.7 동적 해석	4-54
4.6.10.1 일반사항	4-48	4.7.1 구조 동역학의 기본사항	4-54
4.6.10.2 스트럿-타이 모델	4-48	4.7.1.1 일반사항	4-54
4.6.10.3 플랜지 유효폭	4-48	4.7.1.2 질량의 분포	4-55
4.6.10.4 횡방향 해석	4-49	4.7.1.3 강성	4-55
4.6.10.5 종방향 해석	4-49	4.7.1.4 감쇠	4-55
4.6.11 정밀 해석법	4-50	4.7.1.5 고유진동수	4-55
4.6.11.1 일반사항	4-50	4.7.2 탄성 동적응답	4-55
4.6.11.2 바닥판	4-50	4.7.2.1 차량에 의한 진동	4-55
4.6.11.3 보-슬래브교	4-51	4.7.2.2 풍하중에 의한 진동	4-56
4.6.11.4 박스거더교	4-51	4.7.3 비탄성 동적 응답	4-57
4.6.11.5 트러스교	4-52	4.7.3.1 일반사항	4-57
4.6.11.6 아치교	4-52	4.7.3.2 소성 힌지와 항복선	4-57
4.6.11.7 사장교	4-52	4.7.4 충돌하중에 대한 해석	4-57
4.6.11.8 현수교	4-53	4.8 실험에 의한 해석	4-58
4.6.12 연속교의 부모멘트 재분배	4-53	4.8.1 축소 모형 실험	4-58
4.6.12.1 일반사항	4-53	4.8.2 교량 실험	4-58
4.6.12.2 정밀 해석법	4-53		

제5장 콘크리트교

5.1 일반 사항	5-1	5.3.2.2 특성	5-22
5.1.1 목적 및 범위	5-1	5.3.2.3 설계 가정	5-24
5.1.2 용 어	5-1	5.3.3 프리스트레싱 강재	5-24
5.1.3 기 호	5-3	5.3.3.1 일 반	5-24
5.2 설계 원칙	5-8	5.3.3.2 특성	5-25
5.2.1 설계 요구 조건	5-8	5.3.3.3 설계 가정	5-27
5.2.2 설계 기본 변수 정의	5-8	5.4 구조해석	5-28
5.2.2.1 한계상태	5-8	5.4.1 일반 사항	5-28
5.2.2.2 하 중	5-8	5.4.2 구조물의 이상화	5-29
5.2.2.3 재료	5-9	5.4.2.1 전체 해석을 위한	
5.2.2.4 구조물 치수	5-9	구조 모델	5-29
5.2.2.5 설계 강도	5-9	5.4.2.2 기하학적 자료	5-30
5.2.3 설계 사항	5-9	5.4.3 휨모멘트 재분배	5-31
5.2.3.1 일 반	5-9	5.4.4 소성해석	5-32
5.2.3.2 극한한계상태	5-9	5.4.4.1 일반사항	5-32
5.2.3.3 사용한계상태	5-11	5.4.4.2 보와 골조 및 슬래브에	
5.2.3.4 피로한계상태	5-11	대한 소성해석	5-32
5.3 재료	5-11	5.4.4.3 회전 능력	5-32
5.3.1 콘크리트	5-11	5.4.4.4 스트럿-타이 모델에 의한	
5.3.1.1 일반사항	5-11	해석	5-33
5.3.1.2 강 도	5-11	5.4.5 비선형 해석	5-33
5.3.1.3 탄성변형	5-14	5.4.6 장주 효과	5-34
5.3.1.4 크리프	5-15	5.4.6.1 일반사항	5-34
5.3.1.5 건조수축	5-17	5.4.6.2 모멘트 확대계수법의 적용	5-34
5.3.1.6 응력-변형률 관계	5-18	5.4.7 프리스트레스트 구조물	5-36
5.3.1.7 설계압축강도 및		5.4.7.1 개 요	5-36
설계인장강도	5-21	5.4.7.2 프리스트레스 힘	5-36
5.3.1.8 증기양생 콘크리트 재료 ·	5-21	5.4.7.3 프리스트레스 힘	5-37
5.3.2 철근	5-22	5.4.7.4 프리스트레스의 손실	5-38
5.3.2.1 일반	5-22	5.4.7.5 프리스트레스의 고려 사항	5-41

5.4.7.6 극한한계상태의 프리스트레스 영향	5-41	5.5.4.4 전단철근이 있는 슬래브 또는 기둥 기저부의 편칭전단강도	5-61
5.4.7.7 사용한계상태 및 피로한계상태시의 프리스트레스 영향	5-42	5.5.5 스트럿-타이 모델	5-62
5.4.8 전단벽	5-42	5.5.5.1 일 반	5-62
5.5 극한한계상태	5-43	5.5.5.2 스트럿	5-62
5.5.1 휨과 축력	5-43	5.5.5.3 타 이	5-63
5.5.1.1 일 반	5-43	5.5.5.4 절점영역	5-63
5.5.1.2 휨 및 축력이 작용하는 부재의 극한한계상태 검증	5-43	5.5.6 지압부 설계	5-65
5.5.1.3 축력과 2축 휨이 작용하는 부재의 휨강도	5-45	5.5.7 3겹판요소 모델	5-66
5.5.2 전 단	5-47	5.5.7.1 판요소 설계	5-66
5.5.2.1 일 반	5-47	5.5.7.2 쉘요소 설계	5-68
5.5.2.2 전단보강철근이 없는 부재	5-48	5.6 사용한계상태	5-69
5.5.2.3 전단보강철근이 배치된 부재	5-49	5.6.1 일 반	5-69
5.5.2.4 T형 단면 부재의 플랜지와 복부 사이 계면 전단	5-52	5.6.1.1 적용 범위	5-69
5.5.2.5 서로 다른 시기에 타설한 콘크리트의 계면 전단	5-54	5.6.1.2 노출 환경과 한계 기준	5-69
5.5.3 비틀림	5-55	5.6.2 응력 한계	5-70
5.5.3.1 일반	5-55	5.6.2.1 기본 사항	5-70
5.5.3.2 설계	5-56	5.6.2.2 응력 계산 방법	5-71
5.5.3.3 뒤틀림	5-58	5.6.3 균 열	5-71
5.5.4 편 칭	5-58	5.6.3.1 일반 사항	5-71
5.5.4.1 일반	5-58	5.6.3.2 최소철근량	5-72
5.5.4.2 편칭전단 설계	5-58	5.6.3.3 간접 균열 제어	5-73
5.5.4.3 전단철근이 없는 슬래브 또는 기둥 기저부의 편칭전단강도	5-60	5.6.3.4 균열폭 계산	5-74
		5.6.4 처 짐	5-76
		5.6.4.1 일반 사항	5-76
		5.6.4.2 직접 처짐 계산을 생략하는 경우	5-76
		5.6.4.3 직접 처짐 계산에 의한 검증	5-77
		5.7 피로한계상태	5-79
		5.7.1 일 반	5-79

5.7.2 철근	5-79	5.9.4.8 기계적 장치에 의한 정착	5-99
5.7.3 프리스트레스 긴장재	5-80	5.9.5 철근의 이음	5-99
5.7.4 철근의 용접 이음부 혹은 기계적 이음장치	5-80	5.9.5.1 일반사항	5-99
5.8 내구성 및 피복두께	5-81	5.9.5.2 겹침이음	5-99
5.8.1 일반 사항	5-81	5.9.5.3 겹침이음 길이	5-100
5.8.2 환경 조건	5-83	5.9.5.4 겹침이음 영역에서의 횡방향 철근	5-101
5.8.3 내구성을 위한 요구사항	5-84	5.9.5.5 용접철망의 겹침이음	5-103
5.8.4 콘크리트 피복두께	5-84	5.9.6 지름이 큰 철근에 대한 추가 규정	5-104
5.8.4.1 일반 사항	5-84	5.9.7 다발철근에 대한 추가 규정	5-105
5.8.4.2 최소피복두께	5-84	5.9.7.1 일반사항	5-105
5.8.4.3 설계 편차 허용량	5-87	5.9.7.2 다발철근의 정착	5-106
5.9 철근 상세	5-88	5.9.7.3 다발철근의 겹침이음	5-107
5.9.1 일반	5-88	5.9.8 프리스트레스 콘크리트 긴장재의 상세	5-107
5.9.2 철근 구부리기	5-88	5.9.8.1 일반사항	5-107
5.9.2.1 철근 구부림의 최소 내면 반지름	5-88	5.9.8.2 프리스트레싱 강연선의 정착	5-108
5.9.3 철근의 간격	5-90	5.9.8.3 슬래브에서 덕트의 파상의 영향	5-109
5.9.3.1 철근의 최소간격	5-90	5.9.8.4 외부긴장재의 지지점	5-109
5.9.3.2 철근의 최대간격	5-90	5.9.8.5 포스트텐션 긴장재의 연결장치	5-109
5.9.3.3 프리스트레싱 긴장재 및 덕트의 최소간격	5-90	5.9.9 기타 철근 상세	5-110
5.9.3.4 슬래브에서의 프리스트레싱 긴장재와 덕트의 최대간격	5-91	5.9.9.1 인장 연결 부재의 이음	5-110
5.9.4 철근의 정착	5-92	5.10 부재 상세	5-110
5.9.4.1 일반사항	5-92	5.10.1 일반 사항	5-110
5.9.4.2 표준갈고리	5-92	5.10.2 보	5-110
5.9.4.3 부착 강도	5-93	5.10.2.1 주철근	5-110
5.9.4.4 기본 정착길이	5-94	5.10.2.2 종방향 인장 철근의 길이 방향 배치	5-111
5.9.4.5 설계 정착길이	5-94		
5.9.4.6 스티럽, 띠철근의 정착	5-97		
5.9.4.7 용접철근에 의한 정착	5-98		

5.10.2.3 단부 하부 철근의 정착	5-112	5.10.7 속빈 사각형 단면	
5.10.2.4 내측 받침부 하부		압축부재의 보강철근	5-131
철근의 정착	5-113	5.10.7.1 일반사항	5-131
5.10.2.5 보의 횡방향 철근	5-114	5.10.7.2 철근 간격	5-132
5.10.2.6 전단철근	5-114	5.10.7.3 띠철근	5-132
5.10.2.7 비틀림 철근	5-115	5.10.7.4 겹침이음	5-132
5.10.2.8 표피 철근	5-116	5.10.7.5 폐쇄철근	5-132
5.10.2.9 반력이 직접 작용하지		5.10.8 벽체	5-133
않는 지점부	5-117	5.10.8.1 일반사항	5-133
5.10.2.10 곡선 긴장재의 영향을		5.10.8.2 수직 철근	5-133
고려한 부재 상세	5-117	5.10.8.3 수평 철근	5-133
5.10.3 슬래브	5-119	5.10.8.4 횡방향 철근	5-133
5.10.3.1 휨철근	5-119	5.10.9 깊은 보	5-133
5.10.3.2 전단철근	5-120	5.10.10 기초판	5-134
5.10.4 플랫 슬래브	5-121	5.10.10.1 말뚝 머리판	5-134
5.10.4.1 플랫 슬래브의 정의	5-121	5.10.10.2 확대기초판	5-135
5.10.4.2 등가골조법	5-121	5.10.10.3 타이보	5-136
5.10.4.3 기둥이 불규칙하게		5.10.10.4 암반 위 기둥의 기초	5-136
배치된 플랫 슬래브	5-122	5.10.10.5 현장 타설 말뚝	5-137
5.10.4.4 플랫 슬래브의		5.10.11 응력교란영역	5-138
철근 배치	5-123	5.10.11.1 라멘 우각부	5-138
5.10.5 교량의 콘크리트 바닥		5.10.11.2 내민받침	
슬래브	5-125	(브래킷, 코벨)	5-140
5.10.5.1 일반 사항	5-125	5.10.12 포스트텐션 정착부	5-141
5.10.5.2 경험적 설계법	5-126	5.10.12.1 일반사항	5-141
5.10.5.3 전통적 설계법	5-127	5.10.12.2 기하조건	5-141
5.10.6 기 둥	5-128	5.10.12.3 정착부의 검토	5-141
5.10.6.1 적용범위	5-128	5.10.12.4 정착부의 상세 설계	5-143
5.10.6.2 기둥의 축방향 철근	5-128	5.10.13 프리텐션 정착부	5-143
5.10.6.3 기둥의 횡방향 철근	5-129	5.10.13.1 계수파열저항력	5-143
5.10.6.4 나선철근 상세	5-130	5.10.13.2 횡구속 철근	5-144
5.10.6.5 띠철근 상세	5-131	5.10.14 결속 구조계	5-144
		5.10.14.1 일반 사항	5-144

5.10.14.2 타이 설계	5-144	5.11.2 거더 교량	5-158
5.10.14.3 타이의 연속성과 정착	5-146	5.11.2.1 일반 사항	5-158
5.10.15 건조수축 및 온도 철근	5-147	5.11.2.1 프리캐스트 거더 교량	5-158
5.10.15.1 일반 사항	5-147	5.11.2.3 현장타설 거더 교량	5-159
5.10.15.2 두께 1200mm 이하인 부재	5-147	5.11.3 세그멘탈 공법 교량	5-160
5.10.14.3 두께 1200mm를 초과하는 부재	5-148	5.11.3.1 일반 사항	5-160
5.11 구조 형식에 따른 추가 규정	5-148	5.11.3.2 세그멘탈 공법 교량의 해석	5-160
5.11.1 프리캐스트 콘크리트		5.11.3.3 세그멘탈 공법 교량의 설계	5-160
구조물의 일반사항	5-148	5.11.3.4 세그멘탈 공법 교량의 이음부 설계	5-164
5.11.1.1 범 위	5-148	5.11.3.5 캔틸레버 공법 교량	5-164
5.11.1.2 설계 원칙	5-149	5.11.3.6 경간진행공법 교량	5-165
5.11.1.3 바닥슬래브의 구속 모멘트	5-149	5.11.3.7 연속압출공법 교량	5-165
5.11.1.4 벽체와 바닥슬래브의 연결	5-149	5.11.3.8 세그멘탈 공법 교량의 하부구조	5-166
5.11.1.5 바닥 시스템	5-150	5.11.4 아치 교량	5-167
5.11.1.6 프리캐스트 요소의 연결부와 받침	5-151	5.11.4.1 일반 사항	5-167
5.11.1.7 프리캐스트 요소의 받침부 지압판	5-154	5.11.4.2 아치 리브	5-167
5.11.1.8 포켓 기초	5-157	5.11.5 슬래브 교	5-167
5.11.1.9 결속 구조계	5-158	5.11.5.1 현장타설 슬래브 상부구조	5-167
		5.11.5.2 현장타설 속빈 슬래브 교	5-168
		5.11.5.3 프리캐스트 슬래브 교	5-169

제6장 강교

6.1 적용범위	6-1	6.6.1 피로	6-27
6.2 용어정의	6-1	6.6.1.1 일반사항	6-27
6.3 기호	6-7	6.6.1.2 하중유발 피로	6-27
6.4 재료	6-17	6.6.1.3 변형유발 피로	6-36
6.4.1 강재	6-17	6.6.2 인성요구조건	6-37
6.4.1.1 사용강재	6-17	6.7 부재에 관한 일반 사항	6-39
6.4.1.2 접합재료	6-20	6.7.1 유효지간	6-39
6.4.2 철근 및 콘크리트	6-21	6.7.2 솟음	6-39
6.4.3 형상 및 치수	6-21	6.7.3 강재의 최소두께	6-39
6.4.4 재료의 강도	6-21	6.7.4 다이아프램 및	
6.4.4.1 강재의 강도	6-21	수직브레이싱	6-39
6.4.4.2 접합재료의 강도	6-23	6.7.4.1 일반사항	6-39
6.4.4.3 철근 및 콘크리트의 강도	6-23	6.7.4.2 직선교의 I형 단면	6-40
6.4.5 물리상수	6-23	6.7.4.3 직선교의 박스거더 단면	6-40
6.4.6 기타 강재	6-24	6.7.4.4 트러스교 및 아치교	6-41
6.4.6.1 핀, 롤러 및 록커	6-24	6.7.5 수평브레이싱	6-41
6.4.6.2 스티드 전단연결재	6-24	6.7.5.1 일반사항	6-41
6.4.6.3 스테인레스 강재	6-24	6.7.5.2 직선교의 I형 단면	6-42
6.4.6.4 케이블	6-24	6.7.5.3 직선교의 박스거더 단면	6-42
6.5 한계상태	6-24	6.7.5.4 트러스교	6-42
6.5.1 일반사항	6-24	6.7.6 핀	6-42
6.5.2 사용한계상태	6-25	6.7.6.1 위치	6-42
6.5.3 피로 및 파괴한계상태	6-25	6.7.6.2 강도	6-43
6.5.4 극한한계상태	6-25	6.7.6.3 아이바 핀의 최소치수	6-44
6.5.4.1 일반사항	6-25	6.7.6.4 핀과 너트	6-44
6.5.4.2 저항계수	6-25	6.8 인장부재	6-44
6.5.5 극단한계상태	6-27	6.8.1 일반사항	6-44
6.6 피로 및 파단	6-27	6.8.2 인장강도	6-45
		6.8.2.1 일반사항	6-45
		6.8.2.2 감소계수 U	6-45

6.8.2.3 인장과 휨의 조합	6-46	6.10.2.1 단면비	6-57
6.8.3 순단면적	6-46	6.10.2.2 복부판 세장비	6-57
6.8.4 세장비의 제한	6-47	6.10.2.3 플랜지의 단면비	6-57
6.8.5 조립부재	6-47	6.10.3 적용	6-58
6.8.5.1 일반사항	6-47	6.10.3.1 합성단면	6-58
6.8.5.2 유공판	6-47	6.10.3.2 합성단면의 시공성 검토	6-60
6.8.6 아이바	6-48	6.10.3.3 비합성단면	6-61
6.8.6.1 설계강도	6-48	6.10.3.4 강성	6-62
6.8.6.2 아이바의 규격	6-48	6.10.3.5 거더 플랜지에 미치는 풍하중의 영향	6-63
6.8.6.3 연결	6-48	6.10.3.6 유효단면	6-64
6.8.7 핀연결판	6-48	6.10.3.7 부모멘트 구간의 최소 바닥판 철근	6-64
6.8.7.1 일반사항	6-48	6.10.4 극한한계상태에 대한 휨강도	6-65
6.8.7.2 핀보강판	6-48	6.10.4.1 휨강도의 분류	6-65
6.8.7.3 규격	6-49	6.10.4.2 휨강도의 정의	6-69
6.8.7.4 연결	6-49	6.10.4.3 플랜지-강도감소계수	6-77
6.9 압축부재	6-50	6.10.4.4 탄성해석에 따른 모멘트재분배	6-79
6.9.1 일반사항	6-50	6.10.5 사용한계상태에 따른 영구처짐의 제한	6-80
6.9.2 압축강도	6-50	6.10.5.1 일반사항	6-80
6.9.2.1 축방향 압축	6-50	6.10.5.2 플랜지 응력 제한	6-80
6.9.2.2 축방향 압축과 휨	6-50	6.10.6 복부판 피로설계조건	6-80
6.9.3 세장비의 제한	6-51	6.10.6.1 일반사항	6-80
6.9.4 비합성단면	6-51	6.10.6.2 피로하중	6-81
6.9.4.1 공칭압축강도	6-51	6.10.6.3 휨	6-81
6.9.4.2 축방향 압축부재의 목-두께비 제한	6-52	6.10.6.4 전단	6-81
6.9.4.3 조립부재	6-53	6.10.7 전단저항강도	6-82
6.9.5 합성단면	6-54	6.10.7.1 일반사항	6-82
6.9.5.1 공칭압축강도	6-54	6.10.7.2 비보강 복부판의 공칭강도	6-82
6.9.5.2 제한사항	6-55		
6.10 휨을 받는 I형 단면	6-56		
6.10.1 일반사항	6-56		
6.10.2 단면비의 제한	6-56		

6.10.7.3 보강된 복부판의 공칭강도	6-83	6.11.7 영구처짐에 대한 사용한계상태	6-112
6.10.7.4 전단연결재	6-86	6.12 기타 휨부재	6-113
6.10.8 보강재	6-90	6.12.1 일반사항	6-113
6.10.8.1 중간수직보강재	6-90	6.12.1.1 적용범위	6-113
6.10.8.2 하중집중점 지압보강재 ·	6-92	6.12.1.2 극한한계상태	6-113
6.10.8.3 수평보강재	6-94	6.12.2 공칭휨강도	6-114
6.10.9 뒤편판	6-95	6.12.2.1 일반사항	6-114
6.10.9.1 일반사항	6-95	6.12.2.2 비합성부재	6-114
6.10.9.2 단부조건	6-95	6.12.2.3 합성부재	6-115
6.10.10 비탄성 해석	6-96	6.12.3 합성부재의 공칭전단강도	6-117
6.10.10.1 극한한계상태	6-96	6.12.3.1 매입형 형강	6-117
6.10.10.2 영구처짐의 사용한계상태 검토 ···	6-101	6.12.3.2 충전형 강관	6-117
6.11 휨을 받는 박스거더 단면	6-103	6.13 연결	6-118
6.11.1 일반사항	6-103	6.13.1 일반사항	6-118
6.11.1.1 다중 박스거더 단면 ···	6-104	6.13.2 볼트 연결	6-119
6.11.1.2 단일 박스거더	6-104	6.13.2.1 일반사항	6-119
6.11.2 박스단면의 극한한계상태	6-106	6.13.2.2 설계강도	6-119
6.11.2.1 휨	6-106	6.13.2.3 볼트, 너트, 와셔	6-120
6.11.2.2 전단	6-109	6.13.2.4 볼트구멍	6-121
6.11.3 보강재	6-110	6.13.2.5 볼트 크기	6-122
6.11.3.1 복부판 보강재	6-110	6.13.2.6 볼트 간격	6-122
6.11.3.2 압축플랜지 보강재 ····	6-110	6.13.2.7 전단강도	6-124
6.11.4 플랜지와 복부판의 연결	6-111	6.13.2.8 마찰강도	6-125
6.11.5 시공성	6-111	6.13.2.9 볼트구멍의 지압강도 ··	6-126
6.11.5.1 일반사항	6-111	6.13.2.10 인장강도	6-127
6.11.5.2 복부판	6-111	6.13.2.11 인장과 전단의 조합 ··	6-128
6.11.5.3 압축플랜지	6-111	6.13.3 용접 연결	6-129
6.11.5.4 전단	6-112	6.13.3.1 일반사항	6-129
6.11.6 외측 부재에 대한 풍하중의 영향	6-112	6.13.3.2 설계강도	6-129
		6.13.3.3 유효면적	6-131
		6.13.3.4 필릿용접의 치수	6-131

6.13.3.5 필릿용접의 최소 유효길이	6-132	6.14.4.1 해석방법	6-143
6.13.3.6 필릿용접 단부의 돌림용접	6-132	6.14.4.2 하중	6-143
6.13.3.7 내밀용접	6-132	6.14.5 강재 바닥판	6-143
6.13.4 블록전단파괴강도	6-132	6.14.5.1 일반사항	6-143
6.13.5 연결 요소	6-133	6.14.5.2 강재 격자형 바닥판	6-143
6.13.5.1 일반사항	6-133	6.14.5.3 직교이방성 강상판	6-145
6.13.5.2 인장	6-133	6.14.6 콘크리트 바닥판	6-150
6.13.5.3 전단	6-133	6.14.6.1 일반사항	6-150
6.13.6 이음	6-134	6.14.6.2 경험적 설계	6-150
6.13.6.1 볼트이음	6-134	6.14.6.3 휨 설계	6-154
6.13.6.2 용접이음	6-138	6.14.6.4 존치 거푸집	6-154
6.13.7 강절연결	6-139	6.14.6.5 거더 위의 프리캐스트 바닥판 슬래브	6-156
6.13.7.1 일반사항	6-139	6.14.6.6 세그먼트 공법으로 시공된 바닥판	6-156
6.13.7.2 복부판	6-139	6.15 구조형식	6-157
6.14 바닥판과 바닥틀	6-140	6.15.1 종로교와 하로교	6-157
6.14.1 적용범위	6-140	6.15.2 트러스교	6-157
6.14.2 일반적인 설계규정	6-141	6.15.2.1 일반사항	6-157
6.14.2.1 상호작용	6-141	6.15.2.2 트러스 부재	6-157
6.14.2.2 바닥판 배수	6-141	6.15.2.3 2차 응력	6-158
6.14.2.3 콘크리트 부대시설	6-141	6.15.2.4 다이어그램	6-158
6.14.2.4 단부 지지	6-141	6.15.2.5 솟음	6-158
6.14.2.5 캔틸레버부를 위한 존치거푸집	6-141	6.15.2.6 부재축선(working line)과 도심축	6-158
6.14.3 한계상태	6-142	6.15.2.7 교문브레이싱과 수직브레이싱	6-158
6.14.3.1 일반사항	6-142	6.15.2.8 연결판	6-159
6.14.3.2 사용한계상태	6-142	6.15.2.9 종로교	6-159
6.14.3.3 피로와 파괴한계상태	6-142	6.15.2.10 설계강도	6-160
6.14.3.4 극한한계상태	6-142	6.15.3 강바닥판	6-160
6.14.3.5 극한하중한계상태	6-143	6.15.3.1 일반사항	6-160
6.14.4 해석	6-143		

6.15.3.2 바닥판의 유효폭	6-160	6.16.2 구조적인 저항	6-163
6.15.3.3 전체 및 국부적 영향의 중첩	6-160	6.16.3 압축저항	6-164
6.15.3.4 횡방향휨	6-161	6.16.3.1 축압축	6-164
6.15.3.5 다이아프램	6-162	6.16.3.2 축압축과 휨의 조합	6-164
6.15.4 총복아치	6-162	6.16.3.3 좌굴	6-164
6.15.4.1 처짐에 관한 모멘트 확대	6-162	6.16.4 최대허용항타응력	6-164
6.15.4.2 복부판의 세장비	6-162	부록 A - 휨부재에 관한	
6.15.4.3 플랜지 좌굴	6-163	기타공식	6-165
6.16 말뚝	6-163	부록 B - 강교상부구조	
6.16.1 일반	6-163	설계순서	6-168

제7장 하부구조

7.1 개요	7-1	7.6.1.6 인접 구조물	7-22
7.2 용어정의	7-1	7.6.2 사용한계상태의 변위와 지지력	7-22
7.3 기호	7-3	7.6.2.1 일반사항	7-22
7.4 흙 물성값의 결정	7-13	7.6.2.2 변위	7-22
7.4.1 지반조사	7-13	7.6.2.3 사용한계상태의 지지력 ...	7-32
7.4.2 실내시험	7-13	7.6.3 극한한계상태의 지지력	7-32
7.4.2.1 일반사항	7-13	7.6.3.1 지지력	7-32
7.4.2.2 토질시험	7-13	7.6.3.2 암반 지지력	7-49
7.4.2.3 암석시험	7-14	7.6.3.3 활동 파괴	7-49
7.4.3 현장시험	7-14	7.6.4 구조 설계	7-51
7.4.3.1 일반사항	7-14	7.7 타입말뚝	7-51
7.4.3.2 현장토질시험	7-14	7.7.1 일반사항	7-51
7.4.3.3 현장암반시험	7-15	7.7.1.1 용도	7-51
7.5 한계상태와 저항계수	7-15	7.7.1.2 말뚝의 관입	7-51
7.5.1 일반사항	7-15	7.7.1.3 지지력	7-52
7.5.2 사용한계상태	7-16	7.7.1.4 지반침하와 하향력의 영향	7-52
7.5.3 극한한계상태	7-16	7.7.1.5 말뚝 간격, 여유 거리, 관입 깊이	7-53
7.5.4 하중조합과 하중계수	7-17	7.7.1.6 경사 말뚝	7-53
7.5.5 저항계수	7-17	7.7.1.7 지하수위와 부력	7-53
7.5.6 극단상황한계상태 (extreme event limit state)	7-21	7.7.1.8 부식 방지	7-53
7.6 확대기초	7-21	7.7.1.9 인발	7-54
7.6.1 일반적인 고려사항	7-21	7.7.1.10 설계 길이	7-54
7.6.1.1 일반사항	7-21	7.7.1.11 최소 선단깊이	7-54
7.6.1.2 깊이	7-21	7.7.1.12 성토체를 관통하는 말뚝	7-54
7.6.1.3 앵커	7-21	7.7.1.13 시험 말뚝	7-55
7.6.1.4 지하수	7-22	7.7.1.14 파동방정식 해석	7-55
7.6.1.5 양압력	7-22	7.7.1.15 동적 측정	7-55
		7.7.1.16 최대 허용항타하중	7-55

7.7.2 사용한계상태의 변위와 지지력	7-56	7.8.1.6 무리말뚝의 말뚝간격	7-81
7.7.2.1 일반사항	7-56	7.8.1.7 경사 현장타설말뚝	7-81
7.7.2.2 수평변위에 대한 기준	7-57	7.8.1.8 지하수위와 부력	7-81
7.7.2.3 침하	7-58	7.8.1.9 인발	7-81
7.7.2.4 선단지지력의 추정값	7-59	7.8.2 사용한계상태의 변위	7-81
7.7.3 극한한계상태의 지지력	7-59	7.8.2.1 일반사항	7-81
7.7.3.1 일반사항	7-59	7.8.2.2 수평변위에 대한 기준	7-81
7.7.3.2 말뚝의 축방향 하중	7-59	7.8.2.3 침하	7-82
7.7.3.3 말뚝 지지력의 반경험적 평가	7-60	7.8.3 극한한계상태의 지지력	7-82
7.7.3.4 현장 원위치시험을 통한 말뚝지지력의 평가	7-68	7.8.3.1 일반사항	7-82
7.7.3.5 암반 지지 말뚝	7-72	7.8.3.2 현장타설말뚝의 축방향 하중	7-82
7.7.3.6 말뚝재하시험	7-74	7.8.3.3 점성토에 설치한 현장타설 말뚝의 지지력 산정	7-82
7.7.3.7 인발	7-74	7.8.3.4 사질토에 설치한 현장타설 말뚝의 지지력 산정	7-84
7.7.3.8 수평하중	7-76	7.8.3.5 암반에 설치한 현장타설 말뚝의 지지력 산정	7-86
7.7.3.9 경사말뚝의 지지력	7-77	7.8.3.6 재하시험	7-88
7.7.3.10 무리말뚝의 축방향 지지력	7-77	7.8.3.7 인발	7-88
7.7.3.11 무리말뚝의 횡방향 지지력	7-78	7.8.3.8 수평하중	7-89
7.7.4 구조설계	7-79	7.8.3.9 현장타설 무리말뚝의 지지력	7-90
7.7.4.1 일반사항	7-79	7.8.4 구조설계	7-90
7.7.4.2 말뚝의 좌굴	7-79	7.8.4.1 일반사항	7-90
7.8 현장타설말뚝	7-80	7.8.4.2 현장타설말뚝의 좌굴	7-90
7.8.1 일반사항	7-80	7.8.5 현장타설말뚝의 구조세목	7-90
7.8.1.1 범위	7-80	7.8.5.1 일반사항	7-90
7.8.1.2 근입	7-80	7.8.5.2 보강	7-91
7.8.1.3 지름과 확대선단부	7-80	7.8.5.3 수평방향 배근	7-91
7.8.1.4 지지력	7-80	7.8.5.4 콘크리트	7-91
7.8.1.5 하향력	7-80	7.8.5.5 상부구조체 연결	7-91
		7.8.5.6 확대선단부	7-91

7.9 교대와 재래식 옹벽	7-92	7.11.2 하중	7-99
7.9.1 일반적인 고려사항	7-92	7.11.3 사용한계상태의 변위와 안정성	7-99
7.9.1.1 일반사항	7-92	7.11.3.1 변위	7-99
7.9.1.2 하중	7-92	7.11.3.2 전체 안정성	7-99
7.9.1.3 상부일체식 교대	7-92	7.11.4 지반 파괴에 대한 안전성	7-99
7.9.1.4 날개벽	7-93	7.11.4.1 전체 안정성	7-99
7.9.1.5 철근 보강	7-93	7.11.5 구조적 파괴에 대한 안전성	7-100
7.9.1.6 신축 및 수축이음	7-93	7.11.5.1 연직 벽체 요소	7-100
7.9.2 사용한계상태의 변위	7-94	7.11.5.2 전면판	7-100
7.9.2.1 교대	7-94	7.11.6 방식	7-100
7.9.2.2 재래식 옹벽	7-94	7.11.7 배수	7-100
7.9.2.3 전체 안정성	7-94	7.12 앵커지지 벽체	7-101
7.9.3 극한한계상태의 지지력과 안정성	7-94	7.12.1 일반사항	7-101
7.9.3.1 일반사항	7-94	7.12.2 하중	7-101
7.9.3.2 지지력	7-94	7.12.3 사용한계상태의 변위와 안정성	7-102
7.9.3.3 전도	7-97	7.12.3.1 변위	7-102
7.9.3.4 지중 침식	7-97	7.12.3.2 전체 안정성	7-102
7.9.3.5 수동 저항력 (passive resistance)	7-97	7.12.4 지반 파괴에 대한 안전성	7-102
7.9.3.6 활동	7-97	7.12.4.1 지지력	7-102
7.9.4 구조적 파괴에 대한 안전성	7-97	7.12.4.2 앵커의 인발저항력 (pullout capacity)	7-102
7.9.5 배수	7-98	7.12.4.3 수동 저항력	7-103
7.10 교각	7-98	7.12.5 구조적 파괴에 대한 안전성	7-103
7.10.1 교각의 하중	7-98	7.12.5.1 앵커	7-103
7.10.2 교각 보호	7-98	7.12.5.2 연직 벽체 요소	7-103
7.10.2.1 충돌	7-98	7.12.5.3 전면판	7-104
7.10.2.2 충돌방호벽	7-98	7.12.6 방식	7-104
7.10.2.3 세굴	7-98	7.12.7 시공과 설치	7-104
7.10.2.4 전면판	7-98		
7.11 비중력식 캔틸레버 벽체 ...	7-99		
7.11.1 일반사항	7-99		

7.12.7.1 앵커의 긴장(stressing)과 시험	7-104	7.13.7 배수	7-126
7.12.8 배수	7-104	7.13.8 지중 침식	7-126
7.13 보강토 옹벽	7-104	7.13.9 외부 상재하중 및 기타 하중조건	7-127
7.13.1 일반사항	7-104	7.13.9.1 집중 사하중	7-127
7.13.2 구조물 구성요소	7-105	7.13.9.2 교통 하중과 방호벽	7-128
7.13.2.1 보강재의 최소길이	7-106	7.13.9.3 정수압	7-130
7.13.2.2 전면부 최소 근입깊이	7-106	7.13.9.4 보강토 영역에서 방해물	7-130
7.13.2.3 전면판	7-107	7.13.10 보강토 교대	7-131
7.13.3 하중	7-108	7.14 기성 모듈식 옹벽	7-132
7.13.4 사용한계 상태의 변위와 안정성	7-109	7.14.1 일반사항	7-132
7.13.4.1 침하	7-109	7.14.2 하중	7-133
7.13.4.2 횡변위	7-109	7.14.3 사용한계상태의 변위	7-133
7.13.4.3 전반적인 안정성	7-109	7.14.4 지반파괴에 대한 안전성	7-133
7.13.5 지반파괴에 대한 안전성	7-110	7.14.4.1 일반사항	7-133
7.13.5.1 일반사항	7-110	7.14.4.2 활동	7-133
7.13.5.2 하중	7-110	7.14.4.3 지지력	7-134
7.13.5.3 활동	7-111	7.14.4.4 전도	7-134
7.13.5.4 지지력	7-111	7.14.4.5 지중 침식	7-134
7.13.5.5 전도	7-111	7.14.4.6 전체 안정성	7-134
7.13.6 구조적 파괴에 대한 안전성 (내적 안정성)	7-112	7.14.4.7 수동저항력과 활동	7-134
7.13.6.1 일반사항	7-112	7.14.5 구조적인 파괴에 대한 안전성	7-134
7.13.6.2 하중	7-112	7.14.5.1 모듈 부재	7-134
7.13.6.3 보강재 인발	7-115	7.14.6 교대	7-135
7.13.6.4 보강재 강도	7-118	7.14.7 배수	7-135

제8장 내진설계

8.1 일반사항	8-1	8.4.7.2 기초의 설계지진력	8-13
8.1.1 적용범위	8-1	8.4.7.3 교대 및 옹벽	8-14
8.1.2 용어의 정의	8-1	8.4.8 설계변위	8-14
8.1.3 기호	8-3	8.4.9 지반의 액상화 평가	8-16
8.2 내진설계의 기본방침	8-6	8.5 해석방법	8-17
8.2.1 목적	8-6	8.5.1 일반사항	8-17
8.2.2 내진설계기준의 기본개념	8-6	8.5.2 탄성지진응답계수	8-17
8.2.3 품질보증 요건	8-7	8.5.3 단일모드스펙트럼해석법	8-18
8.2.4 지진응답 계측	8-7	8.5.4 다중모드스펙트럼해석법	8-19
8.2.4.1 일반사항	8-7	8.5.4.1 일반사항	8-19
8.2.4.2 계측기기의 설치와 관리	8-7	8.5.4.2 수학적 모형	8-19
8.3 설계 일반사항	8-7	8.5.4.3 진동모드의 형상과 주기	8-20
8.3.1 설계지반운동	8-7	8.5.4.4 다중모드스펙트럼 해석	8-20
8.3.1.1 일반사항	8-7	8.5.4.5 부재력과 변위	8-20
8.3.1.2 가속도계수	8-8	8.6 기초 및 교대의 내진설계	8-21
8.3.2 내진등급과 설계지진수준	8-9	8.6.1 적용범위	8-21
8.3.3 지반의 분류	8-9	8.6.2 기 초	8-21
8.3.4 응답수정계수	8-10	8.6.2.1 조 사	8-21
8.4 해석 및 설계에 대한 규정 ·	8-11	8.6.2.2 기초설계를 위한 해석과 검토	8-21
8.4.1 일반사항	8-11	8.6.2.3 말뚝설계시 특별히 요구되는 사항	8-22
8.4.2 해석방법	8-11	8.6.3 교 대	8-23
8.4.3 탄성력 및 탄성변위	8-11	8.6.3.1 일반사항	8-23
8.4.4 직교 지진력의 조합	8-11	8.6.3.2 독립식 교대	8-23
8.4.5 단경간교의 설계규정	8-12	8.6.3.3 일체식 교대	8-23
8.4.6 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교의 설계지진력 ·	8-12	8.7 강교 설계	8-24
8.4.7 설계지진력	8-12	8.7.1 일반사항	8-24
8.4.7.1 구조부재 및 연결부의 설계지진력	8-12	8.7.2 P- Δ 효과	8-24

8.8 콘크리트교 설계	8-24	8.8.5.2 소요연성도	8-35
8.8.1 일반사항	8-24	8.8.5.3 심부구속 횡방향철근량 ...	8-37
8.8.2 교각의 해석 및 설계 강도	8-24	8.8.5.4 전단 설계	8-38
8.8.2.1 일반사항	8-24	8.9 지진격리교량의 설계	8-40
8.8.2.2 교각의 휨강성	8-25	8.9.1 일반사항	8-40
8.8.2.3 교각의 P- Δ 효과	8-26	8.9.1.1 적용범위	8-40
8.8.2.4 교각의 설계휨강도	8-26	8.9.2 지진격리설계의 기본방침 ...	8-40
8.8.2.5 교각의 최대 소성힌지력 ·	8-26	8.9.2.1 목적	8-40
8.8.2.6 교각의 설계전단강도	8-27	8.9.2.2 기본개념	8-40
8.8.3 기둥	8-28	8.9.3 지진격리교량의 가속도계수	8-41
8.8.3.1 일반사항	8-28	8.9.4 지진격리교량의 내진등급과	
8.8.3.2 단부구역과 소성한지구역의		설계지진수준	8-41
설계	8-29	8.9.5 지진격리교량의 지반계수 ...	8-41
8.8.3.3 축방향철근과 횡방향철근	8-29	8.9.6 지진격리교량의	
8.8.3.4 소성한지구역에서의		응답수정계수	8-42
심부구속 횡방향철근량 ...	8-30	8.9.7 해석방법	8-42
8.8.3.5 심부구속 횡방향철근상세	8-32	8.9.7.1 일반사항	8-42
8.8.3.6 결합나선철근	8-33	8.9.7.2 등가정적하중법	8-44
8.8.4 벽식 교각	8-33	8.9.7.3 단일모드스펙트럼해석법 ..	8-45
8.8.5 철근콘크리트 기둥의		8.9.7.4 다중모드스펙트럼해석법 ..	8-45
연성도 내진설계	8-34	8.9.7.5 시간이력해석법	8-46
8.8.5.1 일반사항	8-34	8.9.8. 기타 요구조건	8-47

제9장 신축이음, 받침 및 방호울타리

9.1 적용범위	9-1	9.4.5.1 일반	9-21
9.2 용어정의	9-1	9.4.5.2 요구 성능	9-21
9.2.1 신축이음관련 용어정의	9-1	9.4.5.3 하중 및 하중계수	9-21
9.2.2 받침관련 용어정의	9-2	9.4.5.4 윤하중 분배	9-21
9.2.3 지진격리받침관련 용어정의 ..	9-5	9.4.6 핑거형 신축이음 (Finger Expansion Joint) ..	9-22
9.3 기호	9-7	9.4.6.1 일반	9-22
9.3.1 신축이음관련 기호	9-7	9.4.6.2 요구 성능	9-22
9.3.2 받침관련 기호	9-7	9.4.6.3 하중 및 하중계수	9-23
9.3.3 지진격리받침관련 기호	9-13	9.5 받침	9-23
9.4 신축이음	9-17	9.5.1 일반	9-23
9.4.1 요구사항	9-17	9.5.2 설계일반	9-23
9.4.1.1 일반사항	9-17	9.5.2.1 일반	9-23
9.4.1.2 구조설계	9-17	9.5.2.2 슬라이딩에 대한 안전	9-23
9.4.1.3 형상	9-18	9.5.2.3 이동량	9-24
9.4.1.4 재료	9-18	9.5.2.4 받침 저항 성능	9-25
9.4.1.5 유지관리 및 교체	9-18	9.5.2.5 받침유격	9-26
9.4.2 선정 및 위치	9-18	9.5.2.6 받침부품 손실에 대한 안전 ..	9-27
9.4.3 설계	9-19	9.5.3 강재보강 탄성받침	9-27
9.4.3.1 설계 이동량 계산 및 허용 틈새 간격	9-19	9.5.3.1 일반	9-27
9.4.3.2 설계 하중	9-19	9.5.3.2 압축특성과 전단특성	9-27
9.4.3.3 구조해석	9-19	9.5.3.3 재료	9-28
9.4.3.4 설계상세	9-20	9.5.3.4 형상과 치수	9-29
9.4.4 제작 및 현장이음 설계	9-20	9.5.3.5 허용압축응력	9-32
9.4.4.1 제작	9-20	9.5.3.6 설계원리	9-33
9.4.4.2 현장 이음 설계	9-20	9.5.3.7 형상계수	9-34
9.4.5 모듈러형 신축이음 (Modular Expansion Joint) ..	9-21	9.5.3.8 압축하중에 의한 설계변형률	9-35
		9.5.3.9 전단변형률	9-35
		9.5.3.10 각회전으로 인한 설계변형률	9-36

9.5.3.11 보강판 규정	9-36	9.5.6.10 마찰계수	9-54
9.5.3.12 안정성	9-36	9.5.7 연결 이음부 설계	9-56
9.5.3.13 구조물에 가해지는 힘, 모멘트, 변형	9-38	9.5.7.1 상부구조 및 하부구조와의 앵커부 설계	9-56
9.5.3.14 내진규정	9-39	9.5.7.2 볼트 이음부 설계	9-56
9.5.3.15 기타	9-39	9.5.7.3 용접 이음부 설계	9-59
9.5.4 포트받침	9-40	9.6 적층고무형 지진격리받침 ...	9-59
9.5.4.1 설계일반	9-40	9.6.1 설계일반	9-59
9.5.4.2 재료	9-40	9.6.2 압축특성과 전단특성	9-59
9.5.4.3 회전수용능력	9-40	9.6.3 설계 요구조건	9-60
9.5.4.4 수직처짐	9-41	9.6.3.1 수평 변형에 의한 전단변형율	9-60
9.5.4.5 하중분산	9-41	9.6.3.2 총 전단변형율	9-61
9.5.4.6 탄성패드 설계	9-42	9.6.3.3 회전 성능	9-62
9.5.4.7 포트 설계	9-42	9.6.3.4 좌굴 검토	9-62
9.5.4.8 봉함링 설계	9-42	9.6.3.5 최대압축응력	9-62
9.5.4.9 피스톤과 포트 접촉부 검토	9-43	9.6.3.6 부반력으로 인한 안정성 검토	9-63
9.5.5 곡면의 미끄럼 면을 가진 받침	9-44	9.6.4 품질 기준	9-63
9.5.5.1 설계일반	9-44	9.7 방호울타리	9-64
9.5.5.2 설계요건	9-44	9.7.1 일반 사항	9-64
9.5.5.3 슬라이딩 곡면의 설계검토	9-44	9.7.2 설치	9-65
9.5.6 받침 마찰요소의 설계	9-46	9.7.3 난간	9-65
9.5.6.1 설계일반	9-46	9.7.4 차량방호울타리	9-65
9.5.6.2 마찰요소의 조합	9-46	9.7.5 난간겸용차량방호울타리	9-66
9.5.6.3 변형 수용 능력	9-46	9.7.6 차량방호울타리 및 난간겸용차량방호울타리에 충돌하는 차량이 바닥판에 미치는 영향	9-66
9.5.6.4 마찰계수	9-46		
9.5.6.5 재료	9-47		
9.5.6.6 미끄럼요소 설계	9-50		
9.5.6.7 스테인리스강 설계	9-52		
9.5.6.8 지지판(backing plate) 설계	9-53		
9.5.6.9 설계검증	9-54		

제1장 총 칙

제1장 총 칙

1.1 적용범위

이 설계기준의 규정은 도로교의 설계, 평가 및 보수에 적용함을 그 목적으로 한다. 이 설계기준에는 고정교와 가동교가 포함되나 가동교의 기계적, 전기적인 사항, 특수차와 보행자 안전에 관한 사항은 취급되지 않았으며 철도, 궤도교통 또는 공공설비 전용교량에 대한 규정도 포함되지 않았다. 이 설계기준에서 완전하게 다루어지지 않은 교량의 경우에는 필요한 기준을 보완하여 이 설계기준의 규정을 적용할 수 있다.

이 설계기준은 교육이나 설계자의 판단을 대신하기 위한 것이 아니고 단지 공공의 안전을 위해 필요한 최소필요조건을 기술한 것이다. 발주자 또는 설계자는 최소필요조건보다 높은 수준의 설계나 재료 및 시공의 품질을 요구할 수 있다.

여용성과 연성에 의거한 안전의 개념과 세굴 및 충돌에 대한 방호개념을 더욱 강조하였다.

이 설계기준의 설계규정은 「하중 저항계수 설계법」(LRFD 방법)을 적용하였다. 이 계수들은 하중과 구조적 성능에 관한 현시점에서의 통계적 지식에 근거한 신뢰도 이론으로부터 개발되었다. 이전 설계기준에 포함되지 않은 해석방법과 이에 적용되는 모델링 기법이 포함되었으며 따라서 이들의 사용을 권장한다.

1.2 정의

가동교	- 차량 또는 선박에 대한 형하공간이 가변적인 교량
극한한계상태	- 항복, 소성힌지의 형성, 골조 또는 부재의 안정성, 인장파괴, 피로파괴 등 안정성과 최대하중 지지력에 대한 한계상태
고정교	- 차량 또는 선박에 대한 다리밑공간이 고정되어 있는 교량
공칭저항	- 설계기준에 명시된 규격, 허용응력, 변형 또는 규정된 재료강도에 의해 산출되는 구성요소 또는 연결부의 하중영향에 대한 저항
극단상황한계상태	- 교량의 설계수명을 초과하는 재현주기를 갖는 지진, 유빙하중, 차량과

	선박의 충돌 등과 같은 사건과 관련한 한계상태
기술자	- 교량설계의 책임자
다재하경로 구조물	- 하중을 지지하는 주된 구성요소 또는 연결부의 하나가 기능을 상실한 경우에도 규정하중을 지지할 수 있는 구조물
구조해석모델	- 해석을 위한 구조물의 이상화
발주자	- 교량에 대한 관할권을 가진 개인 또는 기관
보수	- 교량의 저항성을 복구하거나 증가시키는 작업
붕괴	- 교량의 사용불능을 초래하는 기하구조의 심한 변형
사용수명	- 교량이 사용될 것으로 기대되는 기간
사용한계상태	- 균열, 처짐, 피로 등의 사용성에 관한 한계상태로서, 일반적으로 구조물 또는 부재의 특정한 사용 성능에 해당하는 상태
설계수명	- 통행 하중의 통계적 산출 근거 기간으로 이 설계기준의 경우 100년
연성도	- 비탄성응답을 허용하는 구성요소 또는 접합부의 특성
저항계수	- 공칭저항에 곱하는 통계기반 계수이며, 일차적으로 재료특성과 구조물 치수 및 시공숙련도에 있어서의 변동성과 저항의 예측에 있어서의 불확실성을 고려하기 위한 계수이다. 보정과정을 통하여 하중의 통계특성과도 연관되어 있다.
정상상태	- 특별허가차량의 통행, 25 m/sec를 초과하는 바람, 그리고 세굴 등의 극단 상황을 제외한 조건
평가	- 기존 교량의 내하력 결정
하중계수	- 하중효과에 곱하는 통계에 기반한 계수이며, 일차적으로 하중의 가변성, 해석정확도의 결여 및 서로 다른 하중의 동시작용확률을 고려하며, 계수 보정과정을 통하여 저항의 통계와도 연관되어 있다.
하중수정계수	- 교량의 연성, 여유성 및 중요도를 고려한 계수
하중영향	- 작용하중, 부과된 변형, 체적변화로 인하여 발생하는 변형, 응력 또는 단면력(축력, 전단력, 비틀모멘트, 또는 휨모멘트)
한계상태	- 교량 또는 구성요소가 사용성, 안전성, 내구성의 설계규정을 만족하는 최소한의 상태로서, 이 상태를 벗어나면 관련 성능을 만족하지 못하는 한계

1.3 설계원칙

1.3.1 일반사항

교량은 2.5에 규정된 바와 같이 점검, 경제성 및 미관에 대해 적절히 고려를 하면서 시공성, 안전성 및 사용성의 목표를 달성할 수 있도록 규정된 한계상태에 대하여 설계되어야 한다. 적용 해석 방법과 관계없이 규정된 하중효과와 그 조합에 대하여 식 (1.3.1)을 만족하여야 한다.

1.3.2 한계상태

(1) 일반사항

별도의 규정이 없는 한 교량의 각 구성요소와 연결부는 각 한계상태에 대하여 식 (1.3.1)을 만족하여야 한다. 사용한계상태에 대한 저항계수는 1.0을 적용하며, 극단상향한계상태에 대한 저항계수는 5.2.3.2 및 6.5.5를 적용한다. 모든 한계상태는 동등한 중요도를 갖는 것으로 고려해야 한다.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq R_r \quad (1.3.1)$$

여기서,

- 최대하중계수가 적용되는 하중의 경우

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (1.3.2)$$

- 최소하중계수가 적용되는 하중의 경우

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \quad (1.3.3)$$

여기서,

R_r = 계수저항 : 콘크리트부재에 대하여는 $R_r = R\{\phi_i X_i\}$, 그 이외에는 $R_r = \phi R_n$ 을 적용한다. (여기서, X_i 는 재료의 기준강도)

Q_i = 하중효과

R_n = 공칭저항

γ_i = 하중계수 : 하중효과에 적용하는 통계적 산출계수

ϕ = 저항계수 : 5장, 6장 및 7장에 규정된 바와 같이 공칭저항에 적용하는 통계적 산출계수.

- η_i = 하중수정계수 : 연성, 여용성, 구조물의 중요도에 관련된 계수
 η_D = 1.3.3에 규정된 연성에 관련된 계수
 η_R = 1.3.4에 규정된 여용성에 관련된 계수
 η_I = 1.3.5에 규정된 구조물중요도에 관련된 계수

(2) 사용한계상태

사용한계상태는 정상적인 사용조건 하에서 응력, 변형 및 균열폭을 제한하는 것으로 규정한다.

(3) 피로와 파단한계상태

피로한계상태는 기대응력범위의 반복 횟수에서 발생하는 단일 피로설계트럭에 의한 응력 범위를 제한하는 것으로 규정한다.

파단한계상태는 「KSD3515-용접구조물 압연강재」에 제시하고 있는 재료인성요구사항으로 규정한다.

(4) 극한한계상태

극한한계상태는 교량의 설계수명 이내에 발생할 것으로 기대되는, 통계적으로 중요하다고 규정한 하중조합에 대하여 국부적/전체적 강도와 안정성을 확보하는 것으로 규정한다.

(5) 극단상황한계상태

극단상황한계상태는 지진 또는 홍수 발생시, 또는 세굴된 상황에서 선박, 차량 또는 유빙에 의한 충돌 시 등의 상황에서 교량의 붕괴를 방지하는 것으로 규정한다.

1.3.3 연성

교량구조계는 극한한계상태 및 극단상황한계상태에서 파괴 이전에 현저하게 육안으로 관찰될 정도의 비탄성 변형이 발생할 수 있도록 형상화 및 상세화 되어야 한다.

콘크리트 구조의 경우 연결부의 저항이 인접구성요소의 비탄성 거동에 의해 발생하는 최대 하중효과의 1.3배 이상이면 연성요구조건을 만족하는 것으로 간주할 수 있다.

에너지 소산장치는 연성을 제공하는 방법으로 인정될 수 있다.

- 극한한계상태에 대해서는 :

$$\begin{aligned} \eta_D &\geq 1.05, \text{ 비연성 구성요소 및 연결부} \\ &= 1.00 \text{ 이 설계기준에 부합하는 통상적인 설계 및 상세} \\ &\geq 0.95 \text{ 이 설계기준이 요구하는 것 이외의 추가 연성보강장치가 규정되어 있는 구성요} \\ &\text{소 및 연결부} \end{aligned}$$

- 기타 한계상태의 경우 :

$$\eta_D = 1.00$$

1.3.4 여용성

특별한 이유가 없는 한 다재하-경로구조와 연속구조로 한다.

파괴시 교량의 붕괴를 초래할 수 있는 주부재와 구성요소는 파괴임계부재/요소로 지정하며, 관련 구조계는 비-여용구조계로 지정해야한다. 인장파괴-임계부재는 파쇄임계부재로 지정할 수 있다.

파괴가 되더라도 교량의 붕괴를 초래하지 않는 부재와 구성요소는 비파괴임계부재/요소로 지정하며 관련 구조계는 여용구조계로 지정한다.

- 극한한계상태의 경우 :

$$\begin{aligned} \eta_R &\geq 1.05 \text{ 비여용부재} \\ &= 1.00 \text{ 통상적 여용수준} \\ &\geq 0.95 \text{ 특별한 여용수준} \end{aligned}$$

- 기타 다른 한계상태의 경우

$$\eta_R = 1.00$$

1.3.5 구조물의 중요도

이 절은 극한한계상태와 극단상황한계상태에만 적용한다.

발주자는 특정교량 또는 그 교량의 구조요소 및 접합부를 중요한 구조로 지정할 수 있다.

- 극한한계상태 :

$$\eta_I \geq 1.05 : \text{중요 교량}$$

- = 1.00 : 일반 교량
- ≥ 0.95 : 상대적으로 중요도가 낮은 교량

- 기타 한계상태 :

$$\eta_I = 1.00$$

1.4 교량의 등급

3.6.1.3에 규정된 설계 차량활하중 KL-510으로 설계하는 교량을 1등급교로 한다.
2등급교는 1등급 활하중효과의 75%를 적용하며, 3등급교는 2등급 활하중효과의 75%를 적용한다.
교량의 등급은 원칙적으로 발주자가 정한다.

1.5 품질보증 요건

구조물의 적절한 품질보증 요건을 만족시키기 위하여 설계자는 공사품질에 관한 특별 시방서를 작성하여야 하며, 도급자는 품질요건을 만족시키도록 품질관리를 실시하고, 구조물 소유주는 도급자의 직접고용자가 아닌 자로 감리 또는 감독체제를 구성하여 공사과정을 철저히 감독하여야 한다.

품질보증 활동과 관련된 수행과정과 결과는 기록으로 보존되어야 한다.

기본설계, 실시설계의 각 단계에서 설계 품질관리를 위한 검토가 이루어져야 한다.

1.6 설계도에 기재할 사항

설계도에는 다음 사항을 기재하여야 한다.

- 노선명 및 교량 위치
- 교량명
- 책임기술자, 참여기술자
- 설계년월일
- 주된 설계조건 및 설계변경기록
- 내진기준

1.7 기록

(1) 교량대장

교량대장에는 교량길이, 교폭, 설계하중(시방서명), 설계지진도, 기초의 형식과 근입깊이, 지반조건, 주요 부분의 구조도, 준공년월일, 기타 장래의 유지관리에 필요한 사항을 기재하여 이것을 보관하여야 한다. 또한 교량에 관한 주요 정보를 디지털자료로도 보관하여야 한다.

(2) 교명판

교량에는 교명판을 부착시킴을 원칙으로 한다.
교명판의 치수와 기재사항은 그림 1.7.1에 따르는 것을 표준으로 한다.

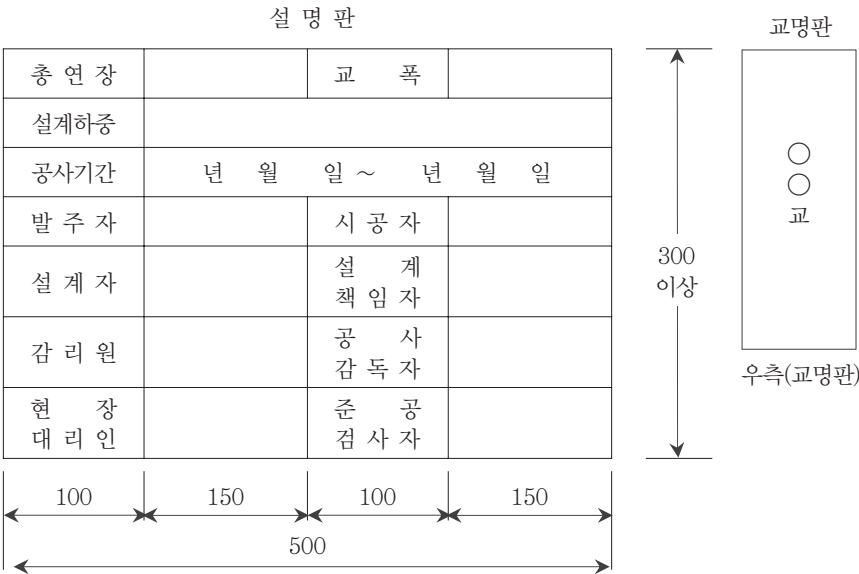


그림 1.7.1 교명판

제2장 설계개요

제2장 설계개요

2.1 적용범위

시설한계, 환경보호, 교량미학, 지질학적 조사, 경제성, 주행성, 내구성, 시공성, 검사성 및 유지관리성에 대한 최소요구사항이 제시되었다.

교통안전에 대한 최소요구사항이 언급되었다.

배수시설과 물, 얼음, 및 수인성 염분에 대한 내구 방책의 최소요구사항이 포함되었다.

세굴에 의한 교량파괴가 많이 발생하였으므로 수리, 수문학적 사항이 상세히 다루어졌다.

2.2 용어정의

초과홍수	- 유량이 100년 빈도 홍수보다 많고 500년 빈도 홍수보다 적은 홍수 또는 조석흐름
교량세굴 검측홍수	- 세굴설계홍수를 초과하는 유량을 야기하는 폭우, 폭풍 해일 또는 조석에 의하여 발생하는 홍수로 어느 경우에도 재현주기 500년을 넘지는 않는다. 교량세굴 검측홍수는 교량기초가 이러한 흐름과 이에 의하여 발생하는 세굴에 대하여 안전하며 안정을 유지할 수 있는가의 조사·평가에 사용한다(초과홍수 참조).
교량세굴 설계홍수	- 교량기초에 최대의 세굴을 야기할 수 있는 재현기간 100년 이하의 홍수흐름. 도로나 교량은 교량세굴 설계홍수시 침수될 수 있다. 최악의 세굴조건은 압력차에 의한 흐름의 결과인 월류홍수시 형성될 수 있다.
국부세굴	- 교각, 교대 또는 흐름에 대한 장애물 주위에 국부적으로 발생하는 수로 또는 범람원의 세굴
도류제	- 흐름의 변경, 퇴적물 또는 세굴의 유도를 위해 제방의 인접부 또는 하상에 설치한 구조물 또는 하천의 흐름과 퇴적상황을 변경하기 위한 다른 방도.

만조	- 만월 또는 신월의 매 2주 만에 발생하는 대조
물끓기 흠	- 표면을 따라 물이 흘러 떨어지도록 한 구성요소 하부의 직선 흠
보도폭	- 분리대 사이 또는 연석과 분리대 사이의 장애물이 없는 보행자 전용공간.
배수구	- 바닥판에 설치된 배수시설
100년빈도홍수	- 연 발생확률이 1% 또는 이를 초과하는 폭우 또는 조석에 의한 홍수
비상주차대	- 사고차량의 조치를 위해 통행로 경계외측에 위치한 장애물이 없고 비 교적 평탄한 지역, 통행로는 갓길이나 보조차선을 포함하지 않는다.
설계유량	- 적용설계조건을 초과하지 않고 교량이 수용할 수 있는 최대 유량.
수로	- 하천, 강, 연못, 호수 또는 바다.
수로개구부	- 흐름의 진행방향과 직각으로 특정수위에서 측정한 교량 개구부의 폭 또는 면적.
수로개구부 설계홍수	- 수로나 범람원을 가로질러 설치하는 교량 또는 도로의 설계에 적용되는 초과확률개념을 포함하는 최대유량, 체적, 수위 또는 파고. 정의에 의 거하여, 도로나 교량은 수로개구부 설계 홍수에 침수되지는 않는다.
수리학	- 주로 수로에서의 유체의 거동과 흐름에 관한 과학.
수문학	- 강우량, 유출 및 지표수를 포함하는 지구상 물의 발생, 분포 및 순환에 관한 과학.
안정수로	- 심각한 하상저하, 상승 또는 제방침식이 발생하지 않고 상류유역에서 내려오는 유량 및 유사를 수로로 통과시킬 수 있는 하상경사와 단면을 갖는 하천의 상황
여유공간	- 장애물이 없는 수직 또는 수평 공간
500년 빈도 홍수	- 연 발생확률이 0.2% 또는 이를 초과하는 폭우 또는 조석에 의한 홍수
월류홍수	- 도로, 교량, 유역경계 또는 비상 배수시설 위로 넘치는 홍수흐름. 월류 홍수로 인해 최악의 세굴조건이 발생할 수 있다.
유수지	- 유출을 억제하였다가 방류구조물을 통하여 일시적으로 하류수로로 방 류하는 우수관리 시설
유역	- 배출구가 하나인 배수경계로 제한된 배수면적, 한 곳의 유출에 기여하 는 전체 배수면적.
일반 또는 축소단면세굴	- 흐름에 대한 장애물 또는 교각 주위에 국한되지 않는 수로 또는 범람 원의 세굴. 수로의 경우 일반/축소단면세굴은 수로의 전폭 또는 대부 분에 영향을 주며 일반적으로 흐름의 수축에 의해 발생한다.

조석	- 공전하는 지구에 미치는 해와 달의 영향으로 발생하는 해수의 주기적 상승/강하.
제수구	- 홍수터흐름의 통과가 가능하도록 범람원 제방에 설치한 개구부.
복합홍수	- 태풍에 의한 만조 또는 폭설 위의 강우 등과 같이 둘 이상의 원인에 의한 홍수흐름.
편경사	- 수평곡선부에서 발생하는 차량의 원심력을 부분 상쇄시키기 위한 노면의 경사
하상상승	- 퇴적물로 인한 하상 종단의 일반적/점진적인 상승.
하상저하	- 장기 침식으로 인한 하상종단의 일반적/점진적인 강하.
하천 지형형태학	- 하천과 범람원의 형성, 표면 형상 및 침식과 침식 잔해물의 집적에 의한 변화를 연구하는 학문.

2.3 위치 선정

2.3.1 노선 선정

(1) 일반사항

교량의 위치는 몇 개의 검토안 중에서 경제적, 공학적, 사회적, 환경적 요인과 구조물의 유지관리 및 검사 또한 이들 상호간의 중요도를 고려하여 선정하여야 한다.

최상의 교량 위치 선정을 위하여 다음과 같은 조건 및 이에 상응하는 정도의 세밀한 검토가 이루어져야 한다.

- 횡단하는 장애물로 인한 조건에 부합
- 설계, 시공, 운용, 검사 및 유지관리 면에서 실제적/경제적인 방안의 확보
- 요구되는 수준의 사용성과 안전성의 확보
- 도로에 미치는 불리한 영향의 최소화

(2) 하천과 범람원 통과

하천을 통과하는 경우는 교량의 초기 건설비 및 수로정리를 위한 하안 공사와 침식을 감소시키기 위한 유지관리 조치가 포함된 총비용의 최적화를 고려하여 위치를 선정해야 한다. 교량 위치에 대한 대안을 조사하는 경우 다음과 같은 사항들을 평가한다.

- 수로의 안정성, 홍수기록, 그리고 하구의 경우는 조차 및 조석주기를 포함하는 하천과 범람원의 수리, 수문학적 특성.
- 교량의 설치가 홍수흐름양상에 미치는 영향과 이에 의한 교량 기초에서의 세굴가능성.
- 새로운 홍수위험의 발생 또는 기존 홍수위험의 심화가능성.
- 하천과 범람원에 미치는 환경적 영향.

범람원에 설치하는 교량과 진입로의 위치선정 및 설계에는 범람원의 활용목적과 함께 다음 사항을 고려한다.

- 범람원이 비경제적으로, 위험하게 또는 적절치 못하게 활용·개발되는 것의 방지.
- 가능한 한 심각한 종방향 및 횡방향 잠식의 방지.
- 가능한 한 도로가 미치는 악영향의 최소화 및 완화.
- 국가 또는 지역의 홍수방재계획에 부합.
- 장기 하상상승 또는 저하
- 환경영향 평가에 의한 인가를 받도록 한 사항.

2.3.2 교량의 배치

(1) 일반사항

교량의 위치와 선형은 교량 상·하부 교통상황을 모두 만족하도록 선정한다. 교량이 통과하는 수로, 도로 또는 철도의 폭 또는 선형의 향후 변화 가능성을 고려한다.

해당되는 경우 향후 추가될 대중교통 수단이나 교량의 확폭 가능성을 고려한다.

(2) 교통안전

① 구조물의 보호

교량 상·하부를 통과하는 차량이 안전하게 통행하도록 하여야 한다. 주행차로부터 안전거리를 두고 방호물을 설치하여 비상주차대의 사고차량에 대한 위험을 최소화한다. 입체교차로의 교각 기둥 또는 벽체는 「도로의 구조·시설기준에 관한 규칙」(국토해양부)에 제시되어 있는 비상주차대개념에 부합하도록 위치한다. 건설비, 구조물의 형식, 통행 교통량과 설계속도, 경간배분, 사각, 지형조건의 제약으로 인해 위 지침을 만족시키는 것이 어려운 경우에는 가드레일이나 기타 분리대를 설치하여 교각기둥 또는 벽체를 보호한다. 견고한 분리대가 설치되지 않을 경우 가드레일 또는 기타 분리대는 가능한 한 독립기초로 하고, 도로측 전면은 교각이나 교대의 전면으로부터

터 최소 600 mm의 이격거리를 갖도록 한다.

가드레일 또는 기타 분리대의 전면은 갓길차선으로부터 600 mm 이상의 이격거리를 갖도록 한다.

② 사용자의 보호

방호울타리는 구조물의 연단을 따라 9장의 규정에 맞도록 설치해야 한다.

모든 방호물은 차로 이탈 차량을 안전하게 유도할 수 있도록 적절한 면 특성과 완화구간이 있어야 한다.

가동교의 경우 경고판, 경고등, 경고음, 차단기, 분리대 및 기타 안전장치를 제공하여 보행자와 자전거이용자, 차량을 보호해야 한다. 이런 장치들은 가동경간이 개방되기 전에 작동을 해서 가동경간이 완전히 폐쇄될 때까지 작동하도록 설계해야 한다.

발주자가 규정하는 곳에는 보도를 분리대로 보호해야 한다.

③ 구조규격기준

「도로의 구조·시설기준에 관한 규칙(국토해양부)」의 요구사항을 만족하여야 하며, 예외사항에 대해서는 그 사유가 정당화되어야 한다. 길어깨의 폭과 교통분리대의 규격은 발주자의 시방서를 만족해야 한다.

④ 노면

교량의 노면은 「도로의 구조·시설기준에 관한 규칙(국토해양부)」 또는 국지적 요구사항에 부합하는 마찰특성, 노면배수, 편경사가 주어져야 한다.

⑤ 선박충돌

교량구조물은 3.21.15에 규정된 대로 방충재나 제방, 또는 계선부표를 설치하여 선박충돌하중으로부터 보호하거나 3.21.14에 규정된 대로 충격하중효과에 저항할 수 있도록 설계해야 한다.

2.3.3 다리밑공간

(1) 항로상 교량

항로상에 건설되는 교량은 해양항만청 또는 유관기관의 허가를 취득해야 한다. 항해를 위한 수평, 수직 다리밑공간은 해양항만청과 협의하여 설정해야 한다.

(2) 도로상 교량

도로구조물의 수직 다리밑공간은 도로의 구조·시설기준에 관한 규칙(국토해양부)을 만족하여야 하며 예외사항에 대해서는 그 사유가 정당화되어야 한다. 고가도로의 침하에 의한 수직 다리 밑공간의 감소 가능성에 대한 조사가 시행되어야 한다. 침하량이 25 mm 이상으로 예측되는 경우는 규정된 다리밑공간에 그 값을 추가해야 한다.

도로 표지판과 육교의 수직 다리밑공간은 도로 구조물의 여유공간보다 300 mm 이상 커야 하며, 트러스 구조물에서 도로와 상부횡브레이싱 간의 수직여유공간은 5,000 mm 이상 확보해야 한다.

교량아래의 수평 여유공간은 2.3.2의 요구조건을 만족하도록 한다.

교량의 위나 아래에 분리대를 제외한 어떠한 물체도 주행차로 경계로부터 1200 mm 이내에 위치하지 않도록 한다. 분리대의 내측면은 물체면 또는 주행차로 경계로부터 최소 600 mm의 이격거리를 갖도록 한다.

(3) 철로상 교량

철로 위를 통과하도록 설계한 구조물은 그 철도의 통상적 사용을 위한 기준에 부합하도록 설계해야 한다. 이러한 구조물에는 관련법규(국가 및 지방)를 적용해야 한다.

법규, 지방서, 기준은 최소한 도로교 설계기준(국토해양부)과 철도설계기준(국토해양부), 철도 건설규칙(국토해양부)을 만족하도록 한다.

2.3.4 환경

교량과 진입로의 설치가 지역사회, 유적지, 습지와 기타 미관적, 환경적, 생태학적으로 민감한 지역에 미치는 영향을 고려하여야 한다. 하천 지형형태학, 강바닥 세굴의 결과, 제방사면 보호식생의 제거 및 필요한 경우 하구조석거동에 대한 영향을 고려해야 한다.

2.4 지반 조사

(1) 일반사항

하부구조의 설계에 적절하고 충분한 자료를 제공하기 위한 시추조사와 토질시험을 포함한 지반조사는 7.4의 규정에 따라 시행해야 한다. 기초의 형식과 공사비는 교량의 위치와 형식을 선정하기 위한 경제성/미관성 분석시 고려한다.

(2) 지형학적 조사

교량가설 부지의 현 지형상태는 지도와 항공사진을 사용하여 결정해야 한다. 이러한 연구에는 토사와 암석의 침식, 지각의 변동사항과 하천의 유동에 대한 부지의 역사적 변천과정을 포함해야 한다.

2.5 설계 목적

2.5.1 안전성

기술자의 첫번째 책무는 공공의 안전을 확보하는 것이다.

2.5.2 사용성

2.5.2.1 내구성

(1) 재료

구조용 강재는 내후성을 사용하거나, 내후성 코팅 또는 음극방식으로 보호해야 한다.

대기 또는 수인성 염분에 노출될 가능성이 있는 콘크리트 구성요소의 철근과 프리스트레싱 강선은 에폭시 또는 아연코팅, 콘크리트 피복, 밀도, 또는 공기연행제를 포함하는 콘크리트 화학성분 그리고 콘크리트 표면의 불투수도장 또는 음극방식의 적절한 조합으로 보호해야 한다.

덕트 내부의 프리스트레스 강선은 그라우팅이나 그 외의 부식 방지책으로 보호해야 한다.

목조 구조물의 부착물과 고정 장치는 스테인레스강, 가단주철, 알루미늄을 사용하거나 아연 코팅, 카드뮴 도금 또는 기타 코팅처리된 강재를 사용해야 한다. 목재구성요소는 방부처리해야 한다. 알루미늄 제품은 강재와 콘크리트 구성요소로부터 전기적으로 격리해야 한다.

복사열 또는 대기오염에 의해 피해가 발생할 수 있는 재료의 경우도 보호대책을 마련해야 한다. 지반 또는 물과 직접 접촉하는 재료는 내구성을 고려해야 한다.

(2) 내구 방책

물끓기 흙은 콘크리트 바닥판 하부를 따라 측면 경계로부터 250 mm를 초과하지 않도록 설치되어야 한다. 방수처리된 바닥판 이음부 위치에서 교량받침 거치면을 제외한 교각과 교대의 상부 표면은 연단으로 최소 5%의 경사를 갖도록 시공해야 한다. 방수처리되지 않은 이음부 위치에서 이 값은 15%로 증가되어야 하고 받침은 염분 및 콘크리트 잔해와 접촉되지 않도록 조치되어야 한다.

포장면은 바닥판 이음부에서 분리해야 하며 이음장치에 원활하게 연결해야 한다.

2.5.2.2 검사성

보다 실용적인 검사방법이 없다면 교량 점검용 통로, 사다리, 개폐출입구 및 필요한 경우 조명 등이 제공되어야 한다.

가능한 한 상대적 거동이 발생할 수 있는 셀형 구성요소의 내부 및 접촉면에는 수검사 또는 육안검사를 위한 접근로와 적절한 공간이 확보되어야 한다.

2.5.2.3 유지관리성

유지 관리가 어려울 것으로 예상되는 구조계는 배제하도록 한다. 기후 또는 교통조건 등으로 바닥판을 교량 사용수명 이전에 교체할 필요가 있는 경우는 설계서에 바닥판의 교체를 명시하거나 또는 구조적 보강을 제시해야 한다.

받침부 주위와 바닥판 신축 이음부 위치의 하부는 긴장작업, 청소, 받침과 신축 이음부의 수리, 교체가 용이하도록 설계한다.

작업장비 설치 지점은 설계도상에 명시해야 하며 구조물은 3.4.4에 명시한 긴장력을 고려하여 설계해야 한다. 접근이 불가능한 공간은 배제한다. 사람이나 동물이 거주할 수 있는 공간은 배제하거나 안전조치를 취해야 한다.

2.5.2.4 주행성

교량바닥판은 원활한 교통흐름이 가능하도록 설계해야 한다. 포장도로에서는 접속슬래브가 진입로와 교대사이에 위치하도록 한다. 바닥판중단면의 허용시공오차는 설계도, 설계기준 또는 특

별규정에 명시해야 한다.

바닥판이음부의 개수는 가능한 한 최소화해야 한다. 차량과 접촉하는 콘크리트 바닥판이음부의 모서리는 마모되거나 파손되지 않도록 보호한다. 조립식 이음계획에는 기조립된 이음부를 일체로 가설하도록 명시해야 한다.

노출 콘크리트 바닥판의 경우 그라인딩에 의한 바닥판 종단면의 수정 그리고 마모에 의한 두께 손실을 고려해서 10 mm의 여유두께를 제공한다.

2.5.2.5 배관로

필요한 경우 배관로를 유지, 지지하기 위한 규정을 제시해야 한다.

2.5.2.6 처짐

(1) 일반 사항

처짐으로 인한 바람직하지 못한 구조적 또는 심리적 영향을 배제할 수 있도록 교량을 설계한다. 직교이방성 강바닥판을 제외하고 처짐과 높이의 제한이 선택적이라 하더라도 세장성과 처짐에 관한 기존의 성공적 실례와 많은 차이가 있을 경우에는 설계검토를 수행하여 교량의 적절한 기능 수행여부를 결정한다.

동적 해석을 하는 경우, 4.7의 원칙과 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 처짐기준

아래 사항을 제외하고 이 장의 기준은 선택적인 것으로 간주해야 한다.

- 직교이방성 바닥판에 대한 규정은 필수적인 것으로 간주해야 한다.
- 격자 강바닥판, 기타 경량 강바닥판 및 경량콘크리트 바닥판은 6.14.3.2의 사용성 규정을 준수해야 한다.

이 기준을 적용하는 경우 차량 활하중에는 충격하중 효과를 포함해야 한다.

발주자가 처짐의 제한을 요구하는 경우 다음 원칙을 적용할 수 있다.

- 최대처짐을 조사하는 경우 모든 설계차로에 하중을 재하하며 모든 지점은 동일한 처짐을 갖는 것으로 가정한다.
- 합성설계의 경우 설계단면은 도로의 전폭과 구조적으로 연속적인 난간, 보도, 중앙분리대를

포함한다.

- 부재간 상대처짐을 조사하는 경우 상대처짐이 가장 크게 발생할 수 있는 재하차로의 개수와 위치를 선정한다.
- 표 3.4.1에 제시된 사용하중조합 I의 활하중 비율은 충격하중계수 IM 을 포함하여 사용한다.
- 활하중은 3.6.1.7에 의거한다.
- 3.6.1.2의 활하중 동시재하에 대한 규정을 적용한다.
- 사교의 경우 교축직각단면을 사용할 수 있고, 곡교나 곡사교의 경우 방사방향 단면을 사용할 수 있다.

기타 기준이 없는 경우, 아래의 처짐 제한을 강, 알루미늄 또는 콘크리트 구조물에 적용할 수 있다.

• 차량하중, 일반	지간/800
• 차량하중 또는 보행자하중	지간/1000
• 내민보의 차량하중	지간/300
• 내민보의 차량하중 또는 보행자하중	지간/375

I형 강재 보와 거더 그리고 강상자형, 강박스형 거더에서 플랜지응력 조정으로 영구처짐을 제한하는 경우 6.10.5.2와 6.11.7의 규정을 적용해야 한다.

기타 기준이 없는 경우, 아래의 처짐 제한을 목재 구조물에 적용할 수 있다.

• 차량하중과 보행자 하중	지간/425
• 목재 바닥판위의 차량하중 (인접판간의 극대상대처짐)	2.5 mm

직교이방성 강바닥판에는 다음 규정을 적용해야 한다.

• 강바닥판 위의 차량하중	지간/300
• 직교이방성 강바닥판 가로보 위의 차량하중	지간/1000
• 직교이방성 강바닥판 가로보 위의 차량하중 (인접 가로보간의 극대상대처짐)	2.5 mm

(3) 경간-높이비에 대한 선택적 기준

발주자가 경간-높이비에 대한 제한을 고려할 것을 요구하는 경우 다른 기준이 없다면 표 2.5.1의 제한값을 적용할 수 있으며, 여기서 S 는 슬래브 경간장, L 은 경간장이며 모두 mm 단위

이다. 언급이 없으면 표 2.5.1의 제한값은 전체높이에 적용하여야 한다.

표 2.5.1 일정단면 상부구조의 통상적 최소 높이

상 부 구 조		최소높이(바닥판 포함) 변단면의 경우 정·부 모멘트 단면의 상대 강성변화를 고려하여 조정할 수 있다.	
재료	형식	단경간	다경간
철근 콘크리트	차량 진행방향의 주철근 배치 슬래브	$\frac{1.2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	T형 보	$0.070 L$	$0.065 L$
	박스형 보	$0.060 L$	$0.055 L$
	보행자 구조물 보	$0.035 L$	$0.033 L$
프리스트레스 콘크리트	슬래브	$0.030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0.027 L \geq 165 \text{ mm}$
	현장타설 박스형 보	$0.045 L$	$0.040 L$
	프리캐스트 I형 보	$0.045 L$	$0.040 L$
	보행자 구조물 보	$0.033 L$	$0.030 L$
	인접 박스형 보	$0.030 L$	$0.025 L$
강 재	합성형 I형 보의 전체 높이	$0.040 L$	$0.032 L$
	합성형 I형 보에서 I형 보의 높이	$0.033 L$	$0.027 L$
	트 러 스	$0.100 L$	$0.100 L$

2.5.2.7 향후 확폭의 고려

(1) 다거더 교량의 외측거더

향후 확폭이 배제되지 않는 경우 외측거더의 내하력은 내측거더의 내하력보다 작지 않도록 하여야 한다.

(2) 하부구조

향후 확폭이 예상되는 경우 확폭조건을 하부구조 설계에 반영한다.

2.5.3 시공성

교량의 적절한 시공을 위하여 다음을 고려한다.

- 교량은 지나친 어려움 또는 문제점 없이 제작, 설치될 수 있어야하고, 또한 잔류 시공하중의 영향이 허용치 이내가 되도록 설계한다.
- 고정하중 하에서의 응력도입을 위해 특별공정을 설계자가 의도한 경우, 이러한 공정을 특별 시방서에 명시하여야 한다.
- 외부여건 또는 기타 이유로 시공법에 제약이 발생 또는 발생 가능한 경우, 이러한 사항을 설계도서에 명시하여야 한다.
- 협소한 장소에서의 용접 또는 조밀하게 조립한 철근 사이로의 콘크리트 타설이 요구되는 세부설계는 배제한다.
- 교량의 시공에 영향을 줄 수 있는 기후와 수리학적 조건을 고려해야 한다.

2.5.4 경제성

(1) 일반 사항

구조물의 형식, 경간장, 재료는 공사비를 고려하여 선정하여야 한다. 교량사용 수명 기간의 생애주기비용을 고려한다. 자재확보, 제작, 부지, 수송 및 설치상 제약과 같은 국지적 요소를 고려하여야 한다.

(2) 대안

경제성 분석으로 분명한 결정이 이루어지지 않는 경우 발주자는 경쟁력 있는 대안입찰을 요구할 수 있다. 대안입찰의 설계는 동등한 안전성, 사용성 그리고 미관성을 제공해야 한다. 항로상의 가동교는 가급적 배제한다. 가동교가 제안되는 경우 적어도 하나의 고정교가 대안으로 제시되어 경제적 비교를 수행한다.

2.5.5 교량 미학

교량은 적절한 강성을 가진 우아한 모양을 갖추어 주위의 환경과 조화하도록 한다.

기술자는 각 구조요소의 형상과 배치를 개선함으로써 더욱 만족스러운 외관을 갖도록 한다. 비구조적이고 과장된 장식의 사용은 배제한다.

아래의 지침을 고려한다.

- 교량의 설치 장소를 선정하는 단계에서는 교각의 수가 적거나 없는 설계안을 검토하고, 기본 설계단계에서 상세히 논의한다.
- 교각의 형상은 서로 일치되고 상부구조와 균형을 이루도록 한다.
- 각 구성요소의 형상과 구조형식의 급격한 변화는 배제한다. 서로 다른 구조형식의 연결이 불가피한 경우에는 외관상 자연스럽게 연결되도록 한다.
- 바닥판배수 홈통과 같은 세부 설계에 주의하는 것을 간과하지 않도록 한다.
- 기능성 또는 경제적 관점에서 하로트러스교와 같은 교량 형식이 불가피한 경우는 개방적이고 혼잡하지 않은 외관을 제공하는 구조계를 선정한다.
- 교량을 교통 표지판, 조명등 또는 현수막을 지지하는 구조로 사용하는 것은 가능한 한 배제한다.
- 지점 이외에 설치된 횡방향 복부판 보강재는 측면에서 보이지 않도록 한다.

2.6 수문 및 수리

2.6.1 일반사항

하천을 횡단하는 교량 부지에 대한 수리 수문학적인 검토와 평가는 기본계획개발의 일부로서 완수되어야 한다. 이러한 검토의 자세한 사항들은 구조물의 중요성 및 연관 위험성과 동등하게 취급한다.

시공자의 사용 또는 시공 중 교통소통을 위한 임시 구조물은 범람원 자연자원에 미치는 영향의 최소화는 물론 인접 시설물의 소유자 및 대중교통의 안전을 고려하여 설계해야 한다. 발주자는 임시 구조물의 예상사용기간과 이에 의한 홍수 위험을 고려하여 설계요구조건의 변경을 허가할 수 있다. 임시 구조물에 대한 계약서에는 시공자가 제기한 책임소재와 위험요인들이 개괄적으로 기술되어야 한다.

교량대안설계에 대한 평가는 하천의 안정, 역류, 흐름의 분배, 유속, 세굴가능성, 홍수위험, 조석거동(해당되는 경우)을 고려해야 하며 하천정비 기본계획 및 하천설계기준(국토해양부)의 설정기준치와의 부합성을 고려해야 한다.

2.6.2 부지자료

부지특성 자료의 수집 계획에는 아래 사항을 고려하여야 한다.

- 교량이 설치되는 위치의 주하천수로와 범람원 및 적절한 상·하류구간을 포함하는 항공측량 또는 지상측량자료의 수집
- 검토대상 범주에 속하는 하천과 범람원의 조도계수 평가
- 세굴 해석에 요구되는 재료 특성을 분석하기에 충분한 깊이의 하상재료채취
- 지반 시추조사
- 하천, 저수지, 유수지, 조석의 최고수위 그리고 홍수조절 구조물 및 가동공정을 포함하는 수위에 영향을 미치는 요인
- 하천정비기본계획의 규정에 의거하여 수행된 자료를 포함하는 기존 연구자료와 보고서
- 관측된 세굴, 제방침식 및 잔해물이나 결빙체에 의한 구조물의 손상을 포함하는 과거 홍수시 구조물의 성능과 하천의 거동에 관해 입수 가능한 역사적 정보
- 수로내 가능한 지형변화

2.6.3 수문분석

발주자는 도로의 기능분류, 국가 및 지자체의 요구조건과 부지의 홍수위험에 기초하여 수문분석의 범위를 결정해야 한다.

수문분석시 다음과 같은 홍수흐름을 적절히 검토한다.

- 홍수위험평가와 범람원 유지관리 요구조건의 만족 - 100년 빈도 홍수
- 도로 사용자에게 대한 위험 및 교량과 진입로에 대한 파손의 평가 - 월류홍수 또는 교량 세굴 설계홍수
- 위험성이 높은 부지에서의 홍수재해평가 - 발주자가 부지조건과 내포된 위험성을 고려하여 적절히 선택한 규모의 검측홍수
- 세굴에 저항할 수 있는 교량기초의 적합성 검토 - 교량 세굴 검측 홍수
- 관련부서의 설계정책과 기준의 만족 - 수로개구부 설계홍수와 고속도로의 여러 기능등급에 대한 교량 세굴 설계 홍수
- 수위산정의 보정 및 기존 구조물의 성능 평가 - 과거의 기록된 홍수
- 환경조건의 평가 - 갈수량 또는 기저유출자료 및 하구를 통과하는 교량의 경우 조차, 해양이

나 하구에 설치되는 구조물의 경우 해수위 상승이 조차에 미치는 영향에 대한 검토를 규정하도록 한다.

2.6.4 수리분석

(1) 일반사항

기술자는 발주자가 인정하고 요구되는 해석수준에 부합하는 해석모델과 기술을 사용하여야 한다.

(2) 하천의 안정

하천의 안정과 시설물이 하천에 미치는 영향을 평가하기 위한 연구를 수행해야 하며, 다음과 같은 항목들을 고려해야 한다.

- 하상의 저하, 상승 또는 평형상태 여부
- 합류부 근처에 교량을 설치할 경우 주 하천과 지류가 홍수위, 유속, 흐름의 배분, 수류의 수직 수평운동에 미치는 영향과 이러한 조건들이 교량의 수리설계에 미치는 영향
- 하천의 직선형, 곡선형, 수축부 또는 천이구역을 고려한 교량의 최적위치 및 기존 또는 향후의 하천조건으로부터 교량을 보호하기 위한 통제시설물의 위치
- 제안된 수로변경의 영향
- 골재채취 또는 기타 수로에서의 활동에 의한 영향
- 토지사용변경에 의한 유출량 또는 유출률의 변화 가능성
- 자연적 하천지형변화가 설치예정인 구조물에 미치는 영향
- 설치예정인 구조물에 의해 발생한 지형변화가 인접한 기존 구조물에 미치는 영향

불안정한 하천이나 흐름조건의 경우 하천의 향후 수직 수평 형상변화가능성을 평가하고 교량과 진입로의 안전을 위한 대비책을 설계시 또는 그 이후에 결정하기 위해 특별 검토를 수행해야 한다.

(3) 교량수로

교량수로의 규모를 결정하기 위한 설계과정에는 아래사항을 포함해야 한다.

- 기존 조건에서 주 수로와 범람원의 홍수 흐름 양상에 대한 평가
- 설계목적에 부합하는 도로 종단, 선형 및 교량 길이의 다양한 조합에 대한 평가.

기존의 홍수검토를 이용하는 경우 그 정확도를 결정해야 한다.

(4) 교량기초

① 일반사항

기본설계의 인증 전에 기초설계의 구조적, 수리적, 지반역학적 사항들이 정리되고 문제점이 해결되어야 한다.

② 교량 세굴

3.12.5에 요구된 바와 같이 교량기초의 세굴은 (하천설계기준 37.3 세굴평가 및 세굴방토공 참조) 다음 두 조건에 대하여 검토한다.

- 세굴설계홍수의 경우, 전 세굴깊이에 걸쳐있는 하상퇴적물은 제거된 것으로 가정하는 것을 설계조건으로 해야 한다. 폭풍해일설계홍수, 조석 또는 복합홍수는 100년 빈도홍수 또는 그 보다는 재현기간이 작은 월류홍수보다 큰 강도로 정해야 한다.
- 세굴검측홍수의 경우 초과홍수에 의해 야기되는 세굴조건에 대해 교량기초의 안정성을 검토해야 한다. 이러한 조건에 대한 안정성 검토에 요구되는 것보다 과도한 여유는 불필요하다. 극단상황한계상태를 적용해야 한다.

결빙체나 잔해물의 집적과 합류부의 저수위 조건에 의해 세굴설계홍수 또는 세굴검측홍수로 보다 큰 강도의 홍수가 요구되면 기술자는 이를 사용할 수 있다.

토사 또는 침식암 위의 확대기초는 세굴 검측홍수로 결정되는 세굴깊이의 아래에 기초하부가 위치해야 한다.

세굴 염려가 없는 암반위의 확대기초는 기반암과 일체가 유지되도록 설계, 시공해야 한다. 깊은기초는 홍수흐름의 방해와 이에 의한 국부세굴을 가능한 한 최소화하기 위하여 기초의 상부가 산정된 축소단면세굴깊이의 아래에 위치하도록 설계해야 한다. 수류에 노출되어 방식 및 부식에 의한 손상가능성이 우려되는 경우의 파일기초는 더 낮은 위치에 설치하는 것을 고려한다. 여건상 기초의 상부가 하상보다 위에 위치해야 하는 경우 설계시 세굴가능성에 유의해야 한다.

방충재 또는 기타 교각보호시설물을 사용하는 경우 교각세굴과 잔해물 집적에 미치는 영향을 설계시 고려해야 한다.

난류 수역에 위치한 교대의 안정성에 대해서는 철저한 검토를 수행해야 한다. 노출된 제방경사지는 적절한 세굴방지대책으로 보호한다.

(5) 교량진입로

교량은 범람원내에 있는 교량진입로와 함께 설계를 수행하여 전체 홍수흐름의 양상이 하나의 연관된 일체시스템으로 개발, 분석되어야 한다. 범람원내의 진입로가 홍수시 흐름을 방해하는 경우 범람원 경계내의 도로 구간은 홍수위험을 최소화하도록 설계되어야 한다.

역류와 홍수흐름 방해로 타 구역까지 흐름의 영향이 미치는 경우 설계평가를 수행하여 타구역 홍수위험에 관한 법적 요구조건을 만족해야 한다.

2.6.5 암거 위치, 길이와 수로면적

2.6.3과 2.6.4의 규정과 함께 아래의 조건을 고려한다.

- 어류와 야생동물의 통로
- 큰 출구부 유속과 흐름의 집중이 암거출구부, 하류수로 및 인접 시설물에 미치는 영향
- 암거입구부에 작용하는 부력효과
- 교통안전
- 하류통제와 폭우고조로 야기되는 하류 고수위의 영향

2.6.6 도로배수

(1) 일반사항

통과차량의 안전을 최대화하고 교량의 파손을 최소화하기 위하여 교량바닥판과 진입로는 통행로로부터의 노면수를 효과적이고 안전하게 배수할 수 있도록 설계해야 한다. 차도, 자전거 이용도, 보도를 포함한 바닥판의 횡단배수는 충분히 자연배수가 되도록 횡단경사 또는 편경사를 제공하여야 한다. 각 방향 3차선 이상의 광폭교량은 바닥판배수의 특별설계 또는 특별한 거친 노면처리로 수막현상의 발생가능성을 감소시켜야 할 필요가 있는 경우도 있다. 측구로 배수되는 물은 교량 위로 흘러들지 않도록 차단해야 한다. 교량 양단에서의 배수는 모든 유출량을 충분히 감당할 수 있는 용량이 되어야 한다.

교량 아래의 수로로 배출할 수 없는 특수한 환경 민감조건의 경우, 교량 하부에 부착한 종방향 배수로를 사용하여 교량 단부의 지상에 위치한 적절한 시설로 배수하거나 불가피한 경우 환경을 저감시킬 수 있는 별도의 방안을 수립하여야 한다.

(2) 설계강우강도

교량바닥판 배수에 적용하는 설계강우강도는 발주자가 규정하지 않는 한 인접도로의 포장 배수설계에 적용하는 설계강우강도보다 작지 않아야 한다.

(3) 배수시설의 형식, 규격 및 개수

바닥판배수시설의 개수는 수리조건을 만족시키는 범위에서 최소로 한다.

평경사가 변하는 곳에서는 배수흐름을 고려한 등고선을 작성하여 신속하게 교면수를 유도할 수 있도록 교면배수시설을 설치하여야 한다.

바닥판 배수시설의 집수구는 수리학적으로 효과적이고 청소를 위한 접근이 가능해야 한다.

(4) 바닥판 배수시설로부터의 유출

바닥판 배수시설은 바닥판이나 노면의 지표수가 교량 상부구조부재와 하부구조로부터 원활히 제거 될 수 있도록 설계하고 위치해야 한다.

발주자가 배수시설 및 배수관으로부터의 유출에 대한 통제에 특별한 요구조건을 제시하지 않을 경우, 아래 사항들을 고려한다.

- 인접한 상부구조요소의 최저부 아래로 최소 100 mm의 돌출부
- 45° 경사의 원추형 분사가 구조요소에 접촉하지 않는 관로 유출구의 위치
- 실제로 허용되는 경우 난간의 개구부 또는 자유 낙하이용
- 45°를 초과하지 않는 굴곡부 사용
- 청소

바닥판과 배수시설로부터의 유출은 환경 및 안전요구조건에 부합하도록 처리해야 한다.

(5) 구조물의 배수

구조물에 물이 고일 수 있는 공간이 있는 경우는 가장 낮은 위치에서 배수시키도록 조치하여야 한다. 바닥판과 포장면 특히 바닥판 이음부는 물이 고이지 않도록 설계해야 한다. 포장면이 일체로 시공되지 않거나 현장거치 거푸집을 사용하는 교량바닥판의 경우 접합부에 고이는 물의 제거를 고려해야 한다.

제3장 하 중

제3장 하 중

3.1 적용범위

이 장은 교량의 설계에서 사용되는 하중들에 대한 최소한의 요구 조건, 적용한계, 하중계수 및 하중조합에 대해 규정한다. 또한 이 규정은 기존 교량의 구조적 안전성 평가에도 적용될 수 있다. 이 규정들은 하중에 대한 최소 요구조건이므로, 필요한 경우 발주자의 판단에 따라 이 기준 이상의 하중을 사용할 수 있다.

3.2 용어정의

공칭하중	- 설계기준에 명시된 하중 또는 하중영향
국부	- 요소 또는 요소의 부품에 관련된 항목
결빙	- 난류로 인해 어는 현상
노출	- 배의 어떤 부분과 물리적인 충돌에 의한 교량 하부구조 또는 상부구조 부분의 상태
도로폭	- 방호벽이나 도로경계석 사이의 공간
돌핀	- 선박을 계류하기 위하여 해중에 설치한 접안시설물
등가유체	- 토압과 같은 크기의 압력을 계산하기 위해 등가의 밀도로 가정한 유체
바퀴	- 축의 끝에 하나 또는 두 개의 타이어
바퀴라인	- 종방향 또는 횡방향의 바퀴 그룹
방충재	- 선박의 충격에너지를 일부 흡수 또는 감소시키므로써 선박과 접안 시설을 보호할 목적으로 접안시설 등에 설치하는 시설
변형	- 구조물의 기하학적인 변화
상부구조	- 구조물 하부 및 기초를 제외한 부분
상재하중	- 흙의 자중에 의한 하중을 제외한 지반위에 가해지는 모든 형태의 하중
설계차로	- 도로를 가로지르는 개념상의 차로

설계열운동범위	- 최대 설계온도와 최소 설계온도 차이에서 오는 구조물의 움직임의 범위
설계수심	- 만조시의 수심
영구하중	- 완성된 구조물에 영구적으로 작용하는 힘이나 하중
영향면	- 판 구조물 위를 단위하중이 지나갈 때 특정점의 모멘트, 전단력 등과 같은 각종 물리량의 변화를 하중의 위치의 함수로 나타낸 곡면
원심력	- 차량이 곡선을 통과할 때 곡선외방으로 작용하는 힘.
정착장치	- 상부부재끼리 또는 상부부재와 하부부재간의 열운동에 의한 힘을 이동 시키거나 줄이기 위한 장치
진동모드	- 진동수에 관련된 동적인 변형
전체안정성	- 교대를 포함하는 사면 또는 구조체의 전체적인 안정성
차로	- 하나의 차 또는 하나의 등분포선을 받는 바닥판의 범위
충격하중계수	- 교량과 이동중인 차량간의 동적인 작용을 계산하기위한 정적인 하중효과 과의 증가
축단위	- 1축 또는 2축
탄성진동	- 구조물의 바람에 의한 주기적이고 탄성적인 응답
하부구조	- 교량의 상부구조를 지탱하며 지반과 연결시키는 부분구조계를 총칭하 는 말로 교대와 교각 등이 이에 해당
하중	- 구조물 또는 부재에 응력 및 변형의 증감을 유발시키는 외부에서 작용 하는 일체의 작용
허용차량	- 무게나 크기가 관리 기준을 초과하지 않는 차량
호안	- 하안 또는 제방을 유수로 인한 파괴와 침식으로부터 직접 보호하기 위 하여 그 비탈에 설치한 구조물

3.3 기호

AF	= 연간파괴빈도
a_B	= 바지선의 이물 손상길이 (3.21.25 참조)
a_S	= 손상을 입은 이물의 길이 (3.21.18 참조)
B	= 교량총폭
B_e	= 굴착폭
B_p	= 교각폭

B_M	= 바지선, 예인선, 선박 등의 폭
BR	= 제동하중
b	= 역직벽 요소의 폭
b_f	= 기초의 두께
C	= 원심하중 계산시 계수 (3.18.1 참조)
C_D	= 항력계수
C_H	= 수리동적질량계수
C_L	= 횡방향 항력계수
c	= 단위 점착력
D	= 교량 총높이
D_B	= 이물의 깊이
DWT	= 배의 적재중량 톤 수
E	= 탄성계수
E_B	= 변형에너지
f_i	= 구조물의 바람방향 1차 모드 고유진동수
G_r	= 거스트계수 (3.13.4 참조)
g	= 중력가속도
H_p	= 교각 내하력
H_s	= 상부구조물 횡방향 내하력
IM	= 충격하중
KE	= 선박의 충돌에너지
L	= 시간장
LOA	= 설계선박 전체 길이
M	= 선박의 용적톤수
m	= 차량활하중의 동시재하계수
N	= 형태, 크기 및 하중조건에 의해 분류된 수로를 이용하는 연간 선박의 수 (3.21.1 참조)
N_s	= 안정수
P	= 차륜의 중량, 집중하중, 선박충격하중 (3.21.11 참조)
PA	= 선박의 항로이탈 확률

$\overline{P}_B$	= 연구에서 얻어진 평균 등가정적 바지선 충격력
P_{BH}	= 노출된 상부구조물에 작용하는 이물충격력
P_{DH}	= 선박갑판실의 충격력
PC	= 항로이탈한 선박과 충돌할 때 교량이 파괴될 확률
PG	= 항로이탈한 선박이 교각이나 상판과 충돌할 기하학적 확률
P_s	= 등가정적선박 충격하중 (3.21.17 참조)
p	= 한 차로에서의 트럭교통량 비율 (표 3.6.2 참조), 풍압 (3.13.3 참조)
q_i	= 하중 또는 하중효과
R	= 재현기간 (3.13.2 참조), 통행차선의 회전반경 (3.18.1 참조)
R_B	= 교량의 위치에 따른 보정계수 (3.21.2 참조)
R_{BH}	= 노출된 상부
R_c	= 선박의 통과경로에 평행한 유속에 대한 보정계수 (3.21.2 참조)
R_D	= 통행 선박의 밀도에 대한 보정계수
R_{DH}	= 감소계수 (3.21.21 참조)
R_{XC}	= 선박의 통과경로의 직각방향 유속에 대한 보정계수
t	= 콘크리트 상판의 두께
V	= 설계충격속도 (3.21.6 참조), 선박충돌속도 (3.21.17 참조)
V_c	= 배의 통과경로에 평행한 유속성분 (3.21.6 참조)
V_D	= 설계기준풍속 (3.13.1 참조)
V_{MIN}	= 최소설계충격속도
V_T	= 정상기상조건에서 수로를 지나는 선박의 보통속도
V_{10}	= 기본풍속
v	= 도로설계속도
W	= 설계차로폭 (3.6.1 참조)
W_C	= 연석간의 교폭
X	= 수로의 중심선에서 교각표면까지의 거리 (3.21.6 참조)
X_C	= 수로의 중심선에서 호안까지의 거리 (3.21.6 참조)
X_L	= 설계선박 전체길이 3배거리 (3.21.6 참조)

z_5	= z 와 5 m중 큰 값 (3.13.4 참조)
θ	= 꺾임 혹은 곡선영역의 회전 각도 (3.21.5 참조), 수평에 대한 벽체 배면의 각도 (3.11.5 참조)
γ_{EQ}	= 지진하중 고려시의 활하중계수
γ_i	= 하중계수 (표 3.4.1과 3.4.1 참조)
γ_{SR}	= 침하에 대한 하중계수
γ_{TG}	= 온도 구배에 대한 하중계수
ξ	= 한계감쇠에 대한 구조 감쇠비
η_i	= 하중수정계수 (1.3.2항 참조)

3.4 하중의 종류와 하중조합

3.4.1 하중의 종류

설계에 있어서는 다음 하중을 고려한다.

- 지속하는 하중
 - (1) 고정하중
 - 구조부재와 비구조적 부착물의 중량(DC)
 - 포장과 설비의 고정하중(DW)
 - (2) 프리스트레스힘(PS)
 - 포스트텐션에 의한 2차하중효과를 포함한, 시공과정 중 발생한 누적 하중효과
 - (3) 시공중 발생하는 구속응력(EL)
 - (4) 콘크리트 크리프의 영향(CR)
 - (5) 콘크리트 건조수축의 영향(SH)
 - (6) 토압
 - 수평토압(EH)
 - 상재토하중(ES)
 - 수직토압(EV)
 - 말뚝부마찰력(DD)

- 변동하는 하중

- (7) 활하중

- 차량활하중(LL)
 - 상재활하중(LS)
 - 보도하중(PL)

- (8) 충격(IM)

- (9) 풍하중

- 차량에 작용하는 풍하중(WL)
 - 구조물에 작용하는 풍하중(WS)

- (10) 온도변화의 영향

- 단면평균온도(TU)
 - 온도구배(TG)

- (11) 지진의 영향(EQ)

- (12) 정수압과 유수압(WA)

- (13) 부력 또는 양압력(BP)

- (14) 설하중 및 빙하중(IC)

- (15) 지반변동의 영향(GD)

- (16) 지점이동의 영향(SD)

- (17) 파압(WP)

- (18) 원심하중(CF)

- (19) 제동하중(BR)

- (20) 가설시하중(ER)

- (21) 충돌하중

- 차량충돌하중(CT)
 - 선박충돌하중(CV)

- (22) 마찰력(FR)

3.4.2 하중계수와 하중조합

하중계수를 고려한 총 설계하중은 다음과 같이 결정된다.

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i q_i \quad (3.4.1)$$

여기서,

η_i = 하중수정계수 (1.3.2항 참조)

q_i = 하중 또는 하중효과

γ_i = 하중계수 (표 3.4.1과 표 3.4.2 참조)

교량의 부재들과 연결부들은 다음의 각 한계상태에서 규정된 극한하중효과의 조합들에 대하여 식(3.4.1)에 의해 검토하여야 한다.

- 극한한계상태 하중조합 I – 일반적인 차량통행을 고려한 기본하중조합. 이때 풍하중은 고려하지 않는다.
- 극한한계상태 하중조합 II – 발주자가 규정하는 특수차량이나 통행허가차량을 고려한 하중조합. 풍하중은 고려하지 않는다.
- 극한한계상태 하중조합 III – 풍속 90 km/hr (25 m/sec)를 초과하는 풍하중을 고려하는 하중조합.
- 극한한계상태 하중조합 IV – 활하중에 비하여 고정하중이 매우 큰 경우에 적용하는 하중조합.
- 극한한계상태 하중조합 V – 90 km/hr의 풍속과 일상적인 차량통행에 의한 하중효과를 고려한 하중조합.
- 극단상황한계상태 하중조합 I – 지진하중을 고려하는 하중조합.
- 극단상황한계상태 하중조합 II – 빙하중, 선박 또는 차량의 충돌하중 및 감소된 활하중을 포함한 수리학적 사건에 관계된 하중조합. 이때 차량충돌하중 CT의 일부분인 활하중은 제외된다.
- 사용한계상태 하중조합 I – 교량의 정상 운용 상태에서 발생 가능한 모든 하중의 표준값과 25 m/s의 풍하중을 조합한 하중상태이며, 교량의 설계 수명 동안 발생 확률이 매우 적은 하중조합이다. 이 하중조합은 철근콘크리트의 사용성 검증에 사용할 수 있다. 또한 옹벽과 사면의 안정성 검증, 매설된 금속구조물, 터널라이닝판과 열가소성 파이프에서의 변형제어에도 적용한다.
- 사용한계상태 하중조합 II – 차량하중에 의한 강구조물의 항복과 마찰이음부의 미끄러짐에 대한 하중조합.

- 사용한계상태 하중조합Ⅲ - 교량의 정상 운용 상태에서 설계 수명 동안 종종 발생 가능한 하중조합이다. 이 조합은 부착된 프리스트레스 강재가 배치된 상부구조의 균열폭과 인장응력 크기를 검증하는데 사용한다.
- 사용한계상태 하중조합Ⅳ - 설계수명 동안 종종 발생 가능한 하중조합으로 교량 특성상 하부구조는 연직하중보다 수평하중에 노출될 때 더 위험하기 때문에 연직 활하중 대신에 수평 풍하중을 고려한 하중조합이다. 따라서 이 조합은 부착된 프리스트레스 강재가 배치된 하부구조의 사용성 검증에 사용해야 한다. 물론 하부구조는 사용하중조합Ⅲ에서의 사용성 요구조건도 동시에 만족하도록 설계하여야 한다.
- 피로한계상태 하중조합 - 3.6.2항에 규정되어 있는 피로설계트럭하중을 이용하여 반복적인 차량하중과 동적응답에 의한 피로파괴를 검토하기 위한 하중조합.

본 설계기준의 하중조합들에 적용되는 하중계수는 표 3.4.1에 정리되어 있다. 설계시 적절한 모든 하중조합들에 대한 검토가 이루어져야 할 것이다. 각 하중조합에서 모든 하중들은 적절한 하중계수에 의해 보정되어야 하며, 필요시에는 3.6.1.2에 제시된 다차로재하계수에 의해 보정되어야 한다. 보정된 하중들은 식(1.3.1)에 의해 조합되고, 최종적으로 1.3.2의 하중수정계수에 의해 보정되어야 한다.

하중계수들은 최대하중조합효과가 계산되도록 선정되어야 하며, 각 하중조합에서 정과 부의 극한상태가 모두 검토되어야 한다. 한 하중이 다른 하중의 효과를 감소시키는 하중조합에서는 그러한 하중에 최소하중계수를 적용하여야 한다. 상시하중효과에 대해서는 표 3.4.2에 제시된 두가지 하중계수중에서 큰 하중조합효과를 주는 하중계수가 적용되어야 한다. 반면에 상시하중효과가 구조물의 안정성이나 내하성능의 증가를 가져오는 경우에는 최소 하중계수가 적용되어야 한다.

TU, CR 및 SH하중에 제시된 두 가지 하중계수중에서 큰 값은 변형량 계산에 적용되며, 나머지 모든 경우에는 작은 값이 적용된다.

뒷채움이나, 얇은 기초 또는 깊은 기초의 설치와 관계없이 사면의 전체 안정성은 7.5.2와 7.5.6에서 규정된 적절한 저항계수와 사용한계상태조합1에 근거하여 평가되어야 한다.

온도구배에 대한 하중계수(γ_{TG})와 침하에 대한 하중계수(γ_{SE})는 공사별 특별시방에 의해 결정하여야 한다. 공사별 하중계수값이 없는 경우에는 다음과 같이 결정한다.

- 극한한계상태와 극단상황한계상태 조합 - 0.0 (고려하지 않음)
- 활하중이 고려되지 않는 사용한계상태조합 - 1.0
- 활하중이 고려되는 사용한계상태조합 - 0.5

세그먼트방식으로 가설되는 교량에서는 사용한계상태에 대하여 식(3.4.2)의 하중조합이 고려되어야 한다.

$$DC+DW+EH+EV+ES+WA+CR+SH+TG+PS \quad (3.4.2)$$

극단상항한계상태조합 I 에서의 활하중계수(γ_{EQ})는 공사별 특별시방에 의해 결정하여야 한다.

표 3.4.1 하중조합과 하중계수

한계상태 하중조합	하중	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS CF	WA BP WP	WS	WL	FR	TU	TG	GD SD	이 하중들은 한번에 한가지만 고려 γ_p			
											EQ	IC	CT	CV
극한 I		γ_p	1.80	1.00	-	-	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
극한 II		γ_p	1.40	1.00	-	-	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
극한 III		γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
극한 IV - EH, EV, ES, DW DC 만 고려		γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/ 1.20	-	-	-	-	-	-
극한 V		γ_p	1.40	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
극단상황 I		γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
극단상황 II		γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
사용 I		1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
사용 II		1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/ 1.20	-	-	-	-	-	-
사용 III		1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
사용 IV		1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/ 1.20	-	1.0	-	-	-	-
피로 - LL, M & CE만 고려		-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

표 3.4.2 γ_p 에 관한 하중계수

하중의 종류	하중계수	
	최대	최소
DC : 구조부재와 비구조적 부착물	1.25 1.50(극한한계상태 조합IV에서만)	0.90
DD : 말뚝부마찰력	1.80	0.45
DW : 포장과 시설물	1.50	0.65
EH : 수평토압 • 주동 • 정지	1.50 1.35	0.90 0.90
EV : 연직토압 • 전체안정 • 옹벽 및 교대 • 강성 압거 (예, 콘크리트 박스) • 뼈대형 강성구조물 (예, 라멘형) • 연성 압거 (예, 파형강관) • 박스형 연성 강재압거	1.00 1.35 1.30 1.35 1.95 1.50	— 1.00 0.90 0.90 0.90 0.90
ES : 상재토하중	1.50	0.75
EL : 시공중 발생하는 구속응력	1.0	1.0
PS : 프리스트레스힘 • 세그멘탈콘크리트교량의 상부, 하부구조 • 비세그멘탈콘크리트교량 상부구조 • 비세그멘탈콘크리트교량 하부구조 – I_g를 사용하는 경우 – $I_{effective}$를 사용하는 경우 • 강재 하부구조	1.0 1.0 1.0 0.5 1.0	
CR, SH : 크리프, 건조수축 • 세그멘탈콘크리트교량의 상부, 하부구조 • 비세그멘탈콘크리트교량 상부구조 • 비세그멘탈콘크리트교량 하부구조 – I_g를 사용하는 경우 – $I_{effective}$를 사용하는 경우 • 강재 하부구조	DC에 대한 γ_p 사용 1.0 0.5 1.0 1.0	

3.4.3 가설시 하중에 대한 하중계수

구조물과 부속물의 중량에 대한 하중계수는 1.25이상의 값을 택해야 한다.

발주자에 의해 특별히 제시되지 않은 경우에는 시공하중, 설비하중 그리고 동적효과에 대한 하중계수는 1.5이상의 값을 택해야 한다. 풍하중에 대한 하중계수는 1.25이상의 값이어야 한다. 모든 다른 하중계수들은 1.0을 택한다.

3.4.4 긴장력과 포스트텐션힘을 위한 하중계수

발주자에 의해 정하지 않았다면, 사용하는 설계긴장력을 긴장위치에 가장 가까운 지점에 발생하는 고정하중에 의한 반력의 1.3배보다 작아서는 안된다. 긴장작업시 교통통제가 이루어지지 않은 경우에는 활하중계수를 곱한 활하중에 의한 반력을 포함하여야한다. 포스트텐션의 정착부에 대한 설계력은 최대긴장력의 1.2배를 택한다.

3.5 고정하중 : DC, DW

고정하중은 구조물의 자중·부속물과 그곳에 부착된 제반설비, 토피, 포장, 장래의 덧씌우기와 계획된 확폭 등에 의한 모든 예측 가능한 중량을 포함한다. 고정하중을 산출할 때는 표 3.5.1에 나타난 단위질량을 사용하여야 한다. 다만, 실질량이 명백한 것은 그 값을 사용한다.

표 3.5.1 재료의 단위질량

재료		단위질량(kg/m ³)
강재, 주강, 단강		7,850
주철, 주물강재		7,250
알루미늄 합금		2,800
철근콘크리트		2,500
프리스트레스트 콘크리트		2,500
콘크리트		2,350
시멘트 모르타르		2,150
역청재(방수용)		1,100
아스팔트 포장재		2,300
목재	단단한 것	960
	무른 것	800
용수	담수	1,000
	해수	1,025

3.6 활하중

3.6.1 차량활하중 : LL

3.6.1.1 설계차로의 수

연석간의 교폭 W_C 에 따른 설계차로의 수 N 은 표 3.6.1에 따라 결정한다. 이에 따른 설계차로 폭 W 는 식(3.6.1)과 같이 정한다.

$$W = \frac{W_C}{N} \leq 3.6 \text{ m} \quad (3.6.1)$$

표 3.6.1 설계차로의 수

W_C 의 범위(m)	N	W_C 의 범위(m)	N
$6.0 \leq W_C < 9.1$	2	$23.8 \leq W_C < 27.4$	7
$9.1 \leq W_C < 12.8$	3	$27.4 \leq W_C < 31.1$	8
$12.8 \leq W_C < 16.4$	4	$31.1 \leq W_C < 34.7$	9
$16.4 \leq W_C < 20.1$	5	$34.7 \leq W_C < 38.4$	10
$20.1 \leq W_C < 23.8$	6		

3.6.1.2 활하중의 동시재하

이 조항은 설계차로수에 관계없이 한대의 피로설계트럭하중이 재하되는 피로설계에는 적용되지 않는다. 특별한 언급이 없는 한, 활하중의 최대 영향은 표 3.6.2의 다차로재하계수를 곱한 재하차로의 모든 가능한 조합에 의한 영향을 비교하여 결정되어야 한다. 3.6.4에 규정된 보도하중과 1차로 이상의 차량하중을 포함하는 하중조건의 경우에 보도하중을 하나의 재하차로로 취할 수 있다.

표 3.6.2 다차로재하계수

재하차로의 수	다차로재하계수 'm'
1	1.0
2	0.9
3	0.8
4	0.7
5 이상	0.65

3.6.1.3 설계 차량활하중

교량이나 이에 부수되는 일반구조물의 노면에 작용하는 차량활하중('KL-510'으로 명명함)은 3.6.1.3.1에 규정된 표준트럭하중과 3.6.1.3.2에 규정된 표준차로하중으로 이루어져 있다.

이 하중들은 설계차로내에서 횡방향으로 3000 mm의 폭을 점유하는 것으로 가정한다.

3.6.1.3.1 표준트럭하중

표준트럭의 중량과 축간거리는 그림 3.6.1과 같다. 충격하중은 3.7에 규정된 대로 적용되어야 한다.

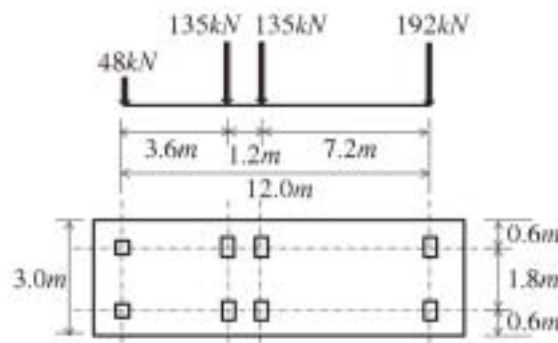


그림 3.6.1 표준트럭하중

3.6.1.3.2 표준차로하중

표준차로하중은 종방향으로 균등하게 분포된 하중으로 표 3.6.3의 값을 적용한다. 횡방향으로는 3,000 mm의 폭으로 균등하게 분포되어있다. 표준차로하중의 영향에는 충격하중을 적용하지 않는다.

표 3.6.3 표준차로하중

$L \leq 60 \text{ m}$	$\omega = 12.7 \text{ (kN/m)}$
$L > 60 \text{ m}$	$\omega = 12.7 \times \left(\frac{60}{L}\right)^{0.18} \text{ (kN/m)}$

L : 표준차로하중이 재하되는 부분의 지간

3.6.1.4 바닥판과 바닥틀을 설계하는 경우의 설계차량활하중

- (1) 바닥판과 바닥틀을 설계하는 경우에는 차도부분에 표준트럭하중을 재하한다. 표준트럭하중은 종방향으로는 차로당 1대를 원칙으로 하고, 횡방향으로는 재하 가능한 대수를 재하하되 동시 재하계수를 고려하여 설계부재에 최대응력이 일어나도록 재하한다. 교축직각방향으로 볼 때, 표준트럭하중의 최외측 차륜중심의 재하위치는 차도부분의 단부로부터 300 mm로 한다.
- (2) 차륜의 접지면은 표준트럭하중의 각 차륜에 대해 면적이 $\frac{12500}{9}P(\text{mm}^2)$ 인 하나의 직사각형으로 간주하며 이 직사각형의 폭과 길이의 비는 2.5 : 1로 한다. 여기서, P 는 차륜의 중량(kN)이다. 접지면이 연속적인 표면인 경우에 접지압은 규정된 접지면에 균일하게 분포하는 것으로 가정한다. 접지면이 단속적인 경우에는 접지압은 바퀴자국이 있는 실제의 접촉면에 균등하게 분포되어 있으며 규정된 접지면과 실제 접지면의 비만큼 압력을 증가시킨다.

3.6.1.5 주거터를 설계하는 경우의 설계차량활하중

- (1) 만약 다른 특별한 규정이 없다면 최대 하중영향은 아래의 경우 중 큰 값을 사용한다.
 - 3.6.1.3.1에 정의된 표준트럭하중의 영향
 - 3.6.1.3.1에 정의된 표준트럭하중 영향의 75%와 3.6.1.3.2에 정의된 표준차로하중의 영향의 합
- (2) 최대 하중효과에 영향을 주지 않는 바퀴는 무시해도 된다.
- (3) 설계차로와 각 차로에 재하되는 3,000 mm폭은 최대 하중영향을 갖도록 배치되어야한다.
- (4) 표준트럭하중 최외측 차륜중심의 횡방향 재하위치는 차도부분의 단부로부터 600 mm로 한다.

3.6.1.6 흙 채움에 의한 윤하중의 분배

채움의 깊이가 600 mm보다 작은 경우 활하중 분배에 대한 채움의 영향을 무시할 수 있다. 암거상부의 활하중분배는 4.6.2.1과 4.6.3.2의 차량방향과 평행한 바닥판의 규정을 근거로 한다.

채움의 깊이가 600 mm를 초과할 때는 정밀해석 대신에 윤하중이 3.6.1.4(2)에 규정된 타이어 접촉면적과 크기가 같은 직사각형에 균등하게 작용하는 분포하중으로 간주하며 양질의 입상 채움에서는 깊이의 1.15배, 다른 채움에서는 그 깊이만큼 증가시킨다. 3.6.1.3의 규정이 적용된다.

몇 개의 바퀴하중이 중복되어 받는 경우에 전체하중은 전면적에 균일하게 분포시킬 수 있다.

단경간 암거에서 채움의 깊이가 2,400 mm이상이며 경간 길이보다 큰 경우에는 활하중 효과를 무시할 수 있다. 다경간 암거의 경우에는 채움의 깊이가 벽사이 거리보다 크면 활하중효과를 무시할 수 있다. 흙채움을 통한 하중분배에 기초한 콘크리트 바닥판의 활하중과 충격하중에 의한

모멘트가 4.6.2.1과 4.6.3.2에서 계산된 활하중이나 충격하중의 모멘트보다 크면 후자의 모멘트를 사용한다.

3.6.1.7 처짐 평가를 위한 하중재하

만약 발주자가 규정된 활하중에 대한 처짐의 허용기준을 요구할 때 처짐은 아래의 값 중 큰 값을 사용해야한다.

- 표준트럭하중만으로 얻은 처짐
- 표준차로하중과 조합된 표준트럭하중의 25%에 의해 얻은 처짐

3.6.2 피로하중

3.6.2.1 크기와 형태

피로 하중은 세 개의 축으로 이루어져 있으며 총중량을 351 kN로 환산한 한 대의 설계트럭하중 또는 축하중이다 (그림 3.6.2). 3.7에 규정된 충격하중도 피로하중에 적용된다.

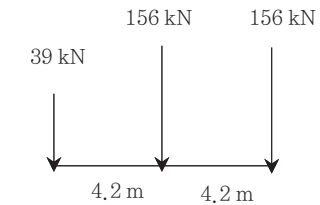


그림 3.6.2 피로설계트럭하중

3.6.2.2 빈도

피로하중의 빈도는 단일차로 일평균트럭교통량($ADTT_{SL}$)을 사용한다. 이 빈도는 교량의 모든 부재에 적용하며 통행차량수가 적은 차로에도 적용한다.

단일차로의 일평균트럭교통량에 대한 확실한 정보가 없을 때는 식(3.6.2)의 차로당 통행비율을 적용하여 산정할 수 있다. 즉,

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \quad (3.6.2)$$

여기서,

$ADTT$ = 한 방향 일일트럭교통량의 설계수명기간동안 평균값

$ADTT_{SL}$ = 한 방향 한 차로의 일일트럭교통량의 설계수명기간동안 평균값

p = 표 3.6.2의 값

표 3.6.2 한 차로에서의 트럭교통량 비율, p

트럭이 통행가능한 차로수	p
1차로	1.00
2차로	0.85
3차로 이상	0.80

3.6.2.3 피로설계에서의 하중분배

(1) 정밀한 방법

교량을 4.6.11에 규정된 정밀한 방법으로 해석하는 경우 고려하는 상세부위에 최대응력이 발생하도록 바닥판의 통행위치나 설계차로의 위치에 관계없이 횡방향, 종방향으로 하나의 설계트럭을 배치한다.

(2) 근사적 방법

교량을 4.6.3에 규정된 것처럼 근사적 하중 분배로 해석하는 경우 한 차선의 분배계수를 사용해야한다.

3.6.3 궤도차량하중

교량에 궤도차량하중이 있다면 발주자가 궤도차량하중의 특성과 궤도차량과 일반차량간의 예상되는 상호관계를 규정해야한다.

3.6.4 보도하중

- (1) 바닥판과 바닥틀을 설계하는 경우에 보도 등에는 $5 \times 10^{-3} \text{MPa}$ 의 보도하중이 설계차량활하중과 동시에 적용된다.
- (2) 주거터를 설계하는 경우에 보도 등에는 표 3.6.4의 등분포하중을 재하한다.
- (3) 보도나 보행자 또는 자전거용 교량에서 유지관리용 또는 이에 부수되는 차량통행이 예상되는 경우 이 하중은 설계에 고려되어야한다. 이 차량에 대해 충격하중은 고려하지 않는다.

표 3.6.4 보도 등에 재하하는 등분포하중

지간장 $L(m)$	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$L > 130$
등분포하중의 크기	3.5×10^{-3}	$(4.3 - 0.01L) \times 10^{-3}$	3.0×10^{-3}

3.7 충격하중 : IM

3.7.1 일반사항

3.7.2와 3.7.3에서 허용된 경우를 제외하고 원심력과 제동력 이외의 표준트럭하중에 의한 정적효과는 표 3.7.1에 규정된 충격하중의 비율에 따라 증가시켜야한다.

정적 하중에 적용시켜야 할 충격하중계수는 다음과 같다 : $(1+IM/100)$

충격하중은 보도하중이나 표준차로하중에는 적용되지 않는다.

표 3.7.1 충격하중계수, IM

성 분		IM
바닥판 신축이음장치 모든 한계상태		70%
모든 다른 부재	피로한계상태를 제외한 모든 한계상태	25%
	피로한계상태	15%

다음과 같은 경우에는 충격하중을 적용할 필요가 없다.

- 상부구조물로부터 수직반력을 받지 않는 옹벽
- 전체가 지표면이하인 기초부재

충격하중은 4.7.2.1의 규정에 따라 충분한 증거에 의해 검증될 수 있다면 연결부를 제외한 다른 부재에 대하여 감소시킬 수 있다.

3.7.2 매설된 부재

암거나 매설된 구조물에 대한 충격하중은 백분율로 식(3.7.2)와 같다.

$$IM = 40(1.0 - 4.1 \times 10^{-4} D_E) \geq 0\% \quad (3.7.2)$$

여기서,

D_E = 구조물을 덮고 있는 최소깊이(mm)

3.7.3 목재부재

목교나 교량의 목재부재에 대해서는 3.6.2.1에 규정된 충격하중을 표 3.7.1에 제시된 값의 50%로 줄일 수 있다.

3.8 프리스트레스힘 : PS

구조물에 프리스트레스힘을 도입하는 경우에는 설계에 이를 고려하여야 한다. 프리스트레스 콘크리트에 도입하는 프리스트레스힘에 관해서는 다음과 같이 정한다.

- (1) 설계시에 고려하여야 할 프리스트레스힘은 프리스트레싱 직후의 프리스트레스힘과 유효프리스트레스힘이다. 또 프리스트레스힘에 의하여 부정정력이 일어나는 경우에는 이들도 고려하여야 한다.
- (2) 프리스트레싱 직후의 프리스트레스힘의 감소는 프리텐션 방식에서는 콘크리트의 탄성변형만을 고려하여야 하고, 포스트텐션 방식에서는 콘크리트의 탄성변형, PS강재와 쉬스의 마찰, 정착장치 및 정착부 내부의 마찰, 정착장치에서의 활동량을 고려하여야 한다.
- (3) 유효프리스트레스힘은 (2)항의 규정으로 산출한 프리스트레싱 직후의 프리스트레스힘에 다음의 영향을 고려하여 산출한다.
 - ① 콘크리트의 크리프
이 경우에 고려하는 지속하중은 프리스트레스힘과 고정하중이다.
 - ② 콘크리트의 건조수축
 - ③ PS강재의 릴랙сей션
- (4) 일반적으로 프리스트레스힘에 의해 보의 변형이 구속되어 이로 인하여 부정정력이 발생하게 되는데 단면의 응력을 검사할 경우에 이 부정정력을 고려하여야 한다. 유효프리스트레스힘에 의한 부정정력은 PS강재 인장력의 유효계수를 부재 전체에 걸쳐 평균한 값을 프리스트레싱 직후의 부정정력에 곱하여 산출할 수 있다.

3.9 콘크리트의 크리프 : CR

콘크리트와 목재의 크리프 변형도는 각각 제5장과 제8장의 규정에 따른다. 크리프로 인한 하중과 변형량을 결정하기 위하여 시간의존성과 압축응력의 변화를 고려하여야 한다.

3.10 콘크리트의 건조수축 : SH

다른 재령과 재질의 콘크리트 사이, 콘크리트와 강재 또는 목재와의 사이에서 발생하는 부등건조수축에 의한 변형도는 일반적으로 제5장의 규정에 따라 결정되어야 한다.

3.11 토압 : EH, ES, LS, DD

토압은 구조물과 지반의 상대적인 변위와 관계하여 정지토압, 주동토압 및 수동토압으로 구분된다.

토압과 토압분포는 구조물과 지반과의 상대적인 변위, 구조물의 형태, 토질종류, 토층상태, 배면지형, 상재하중조건 등을 고려하여 산정한다.

토압은 다음과 같은 요인에 의하여 영향을 받는다.

- 지반의 종류와 밀도
- 함수비
- 흙의 크리프특성
- 다짐도
- 지하수위
- 지반-구조물 상호작용
- 상재하중
- 지진효과
- 후면경사각
- 벽체 경사

3.12 정수압, 유수압, 부력, 파압 : WA, BP, WP

3.12.1 정수압

정수압은 수압을 지지하고 있는 구조물의 벽면에 직각으로 작용한다고 가정한다. 압력은 작용 점으로부터 연직상방 수면까지의 거리에 물의 밀도와 중력가속도 (g)를 곱하여 계산된다. 다양한 한계상태의 설계수위는 발주자에 의해 규정된 것이거나 승인 받은 것이어야 한다.

3.12.2 유수압

3.12.2.1 종방향

하부구조물에 종방향으로 작용되는 유수에 의한 압력은 식(3.12.1)과 같이 구한다.

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2 \quad (3.12.1)$$

여기서,

p = 유수에 의한 압력(MPa)

C_D = 표 3.12.1에 의해 주어지는 교각의 기하학적 형상에 따른 항력계수

V = 설계홍수시의 설계유속(m/s)

표 3.12.1 항력계수

교각의 단면 형상	C_D
반원형(선단) 교각	0.7
사각형 교각	1.4
부유물질이 부착·집적된 교각	1.4
썰기형 선단 교각(선단각 90° 이하)	0.8

종방향 항력은 종방향 동수압과 흐름에 노출된 투영면적을 곱하여 구한다.

3.12.2.2 횡방향

교각단면의 종축에 θ 의 각도로 접근하는 흐름이 하부구조에 미치는 횡방향 등분포 압력은 식 (3.12.2)와 같이 구한다.

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \quad (3.12.2)$$

여기서,

p = 횡방향 압력(MPa)

C_L = 표 3.12.2로 주어지는 횡방향 항력계수

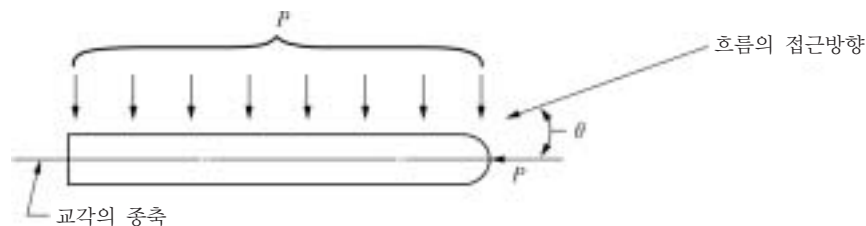


그림 3.12.1 동수압을 보여 주는 교각의 평면도

표 3.12.2 횡방향 항력계수

흐름과 교각의 종축이 이루는 각도, θ	C_L
0°	0.0
5°	0.5
10°	0.7
20°	0.9
$\geq 30^\circ$	1.0

횡방향 항력은 횡방향 동수압과 흐름에 노출된 면적의 곱으로 구한다.

3.12.3 부력(BP)

부력은 양압력으로 간주되며, 3.12.1에 기술된 바와 같이 설계수면고 하부의 모든 구조물에 작용하는 정수압의 연직상방분력의 합으로 취한다.

3.12.4 파압(WP)

상당한 파력이 발생하는 지역에서 파랑에 노출된 교량구조물에 대해서는 이의 영향을 고려하여야 한다.

3.12.5 세월에 대한 한계상태에서의 기초의 변화

2.6.4(4)의 규정이 적용된다. 세굴설계홍수로 인한 기초상태 변화의 영향은 교량의 극한한계상태 및 사용한계상태 검토 시 고려한다. 세굴검측홍수 및 태풍에 의한 기초상태 변화의 영향은 극단상황한계상태 검토 시 고려한다.

3.13 풍하중

3.13.1 풍속

3.13.1.1 기본풍속

기본풍속(V_{10})이란 재현기간 100년에 해당하는 개활지에서의 지상 10 m의 10분 평균 풍속을 말한다. 기본풍속은 대상지역 인근 기상관측소의 장기풍속기록(태풍 또는 계절풍)과 지역적 위치를 동시에 고려하여 극치분포로부터 추정하거나 태풍자료의 시뮬레이션 등의 합리적인 방법으로 추정한다. 단 대상지역의 풍속자료가 가용치 못한 경우에는 표 3.13.1에 주어진 지역별 기본풍속을 사용할 수 있다.

표 3.13.1 지역별 기본풍속(V_{10})

구분	지역	지명	기본풍속(m/s)
I	내륙	서울, 대구, 대전, 춘천, 청주, 수원, 추풍령, 전주, 익산, 진주, 광주	30
II	서해안	서산, 인천	35
III	서남해안 남해안 동남해안	군산 여수, 충무, 부산 포항, 울산	40
IV	동해안 제주지역 특수지역	속초, 강릉 제주, 서귀포 목포	45
V		울릉도	50

3.13.1.2 설계기준풍속

- ① 일반 중소지간 교량의 설계기준풍속(V_D)은 40 m/s로 한다.
- ② 태풍이나 돌풍에 취약한 지역에 위치한 중대지간 교량의 설계기준풍속(V_D)은 대상지역의

풍속기록과 구조물 주변의 지형 및 환경 그리고 교량상부구조의 지상 높이 등을 고려하여 합리적으로 결정한 10분 평균 풍속이다. 그러나 대상지역의 풍속자료가 가용치 못한 경우에는 고도보정을 위하여 식 (3.13.1)을 사용할 수 있다.

$$V_D = 1.723 \left(\frac{Z_D}{Z_G} \right)^\alpha V_{10} \quad (3.13.1)$$

여기서,

α = 표 3.13.2의 지표조도지수

z = 지상 또는 수면으로부터 구조물의 대표 높이(m)로 교량 주거터와 같은 수평 구조물의 경우에는 평균 높이를, 교각과 같은 수직 구조물의 경우에는 총 높이의 65%를 사용한다.

V_D = 설계고도 z 에서의 10분 평균 설계기준풍속(m/s)

z_D = z 와 표 3.13.2의 z_b 중에서 큰 값

표 3.13.2 지표조도구분에 의한 각종 계수들

지표조도 구분	지 표 상 황	α	α_2	β	c	ε	$l(m)$	$z_b(m)$	$z_G(m)$
I	• 해상, 해안	0.12	0.174	1.25	0.15	0.125	200	2	200
II	• 개활지, 농지, 전원 수목과 저층건축물이 산재하여 있는 지역	0.16	0.210	1.54	0.20	0.200	150	5	300
III	• 수목과 저층건축물이 밀집하여 있는 지역 • 중, 고층 건물이 산재하여 있는 지역 • 완만한 구릉지	0.22	0.286	2.22	0.30	0.333	100	10	400
IV	• 중, 고층 건물이 밀집하여 있는 지역 • 기복이 심한 구릉지	0.29	0.400	3.33	0.45	0.500	50	20	500

3.13.1.3 시공기준풍속

시공기준풍속은 태풍에 취약한 지역에 위치한 중장대 지간 교량의 시공중 검토를 위한 풍속으로, 공사기간에 대한 최대풍속의 비초과확률 80%에 해당하는 10분 평균 풍속이다. 이때 재현기간 R , 비초과확률 P_{NE} , 공사기간 N 의 관계는 식 (3.13.2)를 사용하여 구할 수 있다.

$$R = \frac{1}{1 - (P_{NE})^{1/N}} \quad (3.13.2)$$

3.13.2 설계풍압

3.13.2.1 일반 중소지간 교량의 설계풍압

① 박스거더교, 플레이트거더교, 슬래브교에 작용하는 풍압은 표 3.13.3에 나타난 값으로 한다.

표 3.13.3 거더교의 풍압(kPa)

단면형상	풍압(kPa)
$1 \leq B/D < 8$	$\left(4.0 - 0.2 \frac{B}{D}\right)$
$8 \leq B/D$	2.4

여기서,

B = 교량 총폭(m) (그림 3.13.1 참조)

D = 교량 총높이(m) (그림 3.13.1 참조)

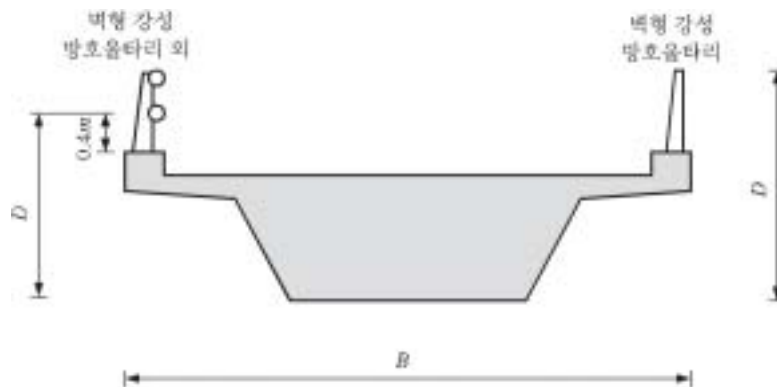


그림 3.13.1 교량 총폭 B 와 총높이 D

- ② 풍상측 트러스에는 활하중 비재하시 유효연직투영면적당 $2.4/\sqrt{\phi}$ 의 풍압이 작용하고, 풍하측 트러스에는 그 절반이 작용한다. 이때 ϕ 는 트러스의 충실률로 트러스 외곽 면적에 대한 트러스 투영면적의 비율이다.
- ③ 기타 형식 교량의 주거더 부분에 작용하는 풍하중은 주거더의 형상에 따라 ①항 또는 ②항을 적용한다. ①항 또는 ②항에 규정되지 않은 부재에 작용하는 활하중 비재하시 풍압은 단면형상에 따라 표 3.13.4에 나타난 값을 사용한다.

표 3.13.4 기타 교량 부재에 작용하는 풍압(kPa)

단면형상	풍상측 부재	풍하측 부재
원형	1.5	1.5
각형	3.0	1.5

- ④ 거더교가 병렬로 놓여있는 경우에는 이 영향을 고려하여 풍하중을 적절히 보정하여야 한다.
 ⑤ 활하중 재하시에는 풍압을 절반만 재하할 수 있다. 활하중이 재하될 때에는 교면상 1.5 m의 높이에서 1.5 kN/m의 풍하중이 활하중에 작용하여 상부구조로 전달되는 것으로 본다.

3.13.2.2 태풍이나 돌풍에 취약한 지역에 위치한 중대지간 교량의 설계풍압

구조물의 정적설계를 위한 단위면적당 작용하는 풍압 p (Pa)는 설계기준풍속 V_D (m/s), 공기밀도 ρ (=1.25 kg/m³), 항력계수 C_d 및 거스트계수 G 를 사용하여 식 (3.13.3)에 의하여 구한다.

$$P = \frac{1}{2} \rho V_D^2 C_d G_r \quad f_1 > 1Hz$$

$$P = \frac{1}{2} \rho V_D^2 C_d G_f \quad f_1 \leq 1Hz$$
(3.13.3)

여기서, f_1 은 구조물의 바람방향 1차 모드 고유진동수이고, 항력계수 C_d 는 기존 문헌, 실험, 해석 등의 합리적인 방법으로 산정한다. 거스트계수 G 는 풍속의 순간적인 변동의 영향을 보정하기 위한 계수이며, 강체 및 유연 구조물에 따라 구분하며 3.13.3의 방법에 따라 구한다.

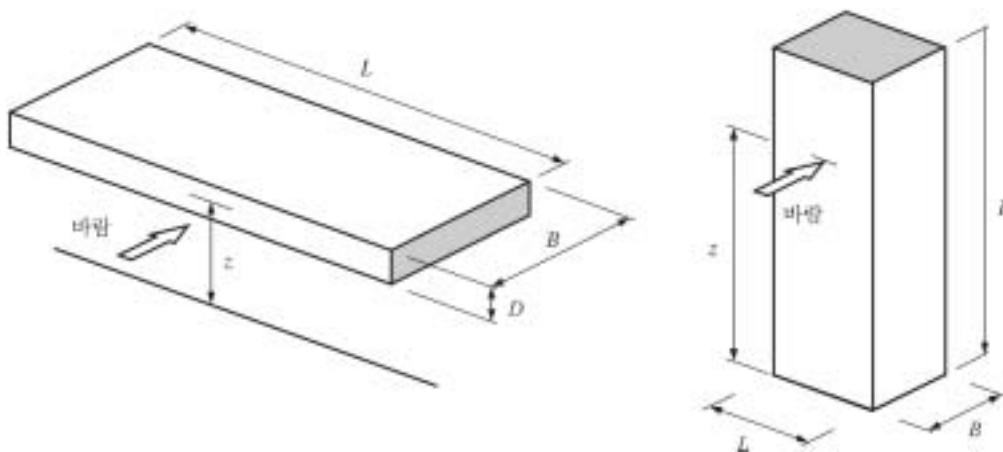


그림 3.13.2 수평 및 수직 구조물의 제원

3.13.2.3 하부구조에 작용하는 풍압

하부구조에 직접 작용하는 풍압은 교축직각방향 및 교축방향에 작용하는 수평하중으로 한다. 그러나 동시에 2방향으로 작용하지 않는 것으로 한다. 풍압의 크기는 표 3.13.4의 값을 사용하거나, 유효연직투영면적에 대하여 식 (3.13.3)을 사용하여 구한다. 식 (3.13.3)을 적용할 경우에 항력계수로 원형 및 트랙형 단면의 경우에 0.6, 각형 단면의 경우에 1.2를 사용할 수 있다.

3.13.3 거스트계수

3.13.3.1 강체구조물

바람방향 1차 모드 고유진동수가 1Hz를 초과하는 구조물은 강체구조물로 분류되며, 거스트계수 G_r 은 식 (3.13.4)와 표 3.13.2에 의하여 구한다.

$$G_r = K_p \frac{1 + 5.78 I_z Q}{1 + 5.78 I_z} \quad (3.13.4)$$

여기서,

B, D, L = 그림 3.13.2의 제원

$I_z = c \left(\frac{10}{z_D} \right)^{1/6}$: 난류강도

$L_z = l \left(\frac{z_D}{10} \right)^\epsilon$ = 난류길이

z_5 : z 와 5m 중 큰 값

$K_p = 2.01 \beta^2 \left(\frac{10 z_5}{z_D z_G} \right)^{\alpha_2}$: 풍압보정계수

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \left(\frac{L + D}{L_z} \right)^{0.63}}}$$

3.13.3.2 유연구조물

바람방향 1차 모드 고유진동수가 1 Hz 이하인 구조물은 유연구조물로 분류되며, 거스트계수 G_f 는 식 (3.13.5)와 표 3.13.2에 의하여 구한다.

$$G_f = K_p \frac{1 + 1.7I_z \sqrt{11.56Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 5.78I_z} \quad (3.13.5)$$

여기서,

$B, D, L, K_p, I_z, Q = 3.13.3.1$ 절의 값을 사용

ξ = 한계감쇠에 대한 구조 감쇠비(예를 들면, 감쇠비 2%인 경우에 0.02를 사용)

$$B_1 = 15.4f_1 \frac{B}{V_D}$$

$$D_1 = 4.6f_1 \frac{D}{V_D}$$

$$L_1 = 4.6f_1 \frac{L}{V_D}$$

$$N_1 = \frac{f_1 I_z}{V_D}$$

$$R_n = \frac{7.47N_1}{(1 + 10.3N_1)^{5/3}}$$

$$R_B = \frac{1}{B_1} - \frac{1}{2B_1^2} (1 - e^{-2B_1})$$

$$R_D = \frac{1}{D_1} - \frac{1}{2D_1^2} (1 - e^{-2D_1})$$

$$R_L = \frac{1}{L_1} - \frac{1}{2L_1^2} (1 - e^{-2L_1})$$

$$R = \sqrt{\frac{1}{\xi} R_n R_D R_L (0.53 + 0.47 R_B)}$$

$$g_R = \sqrt{2 \log_e (600f_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \log_e (600f_1)}}$$

3.13.4 공기역학적 안정성

주경간 길이가 200 m 이상인 장대 특수교량이나 주경간 길이와 폭(또는 높이)의 비율이 30을 넘는 교량이나 부재는 바람에 의한 진동이 발생하기 쉽다. 장대 특수교량이나 세장 구조부재는 전향의 정적설계 결과에 대하여, 동적해석과 풍동실험을 통하여 풍하중의 동적효과에 대한 제반 공기역학적 안정성을 검토하여야 한다. 또한 가설단계에서의 내풍안정성에 대해서도 충분히 검토하여야 한다.

3.14 온도변화

3.14.1 평균온도(TU)

3.14.1.1 온도범위

온도에 관한 정확한 자료가 없을 때, 온도의 범위는 표 3.14.1에 나타낸 값을 사용한다. 온도에 의한 변형효과를 고려하기 위하여 설계 시 기준으로 택했던 온도와 최저 혹은 최고온도와의 차이 값이 사용되어야 한다.

표 3.14.1 온도의 범위

기후	강교(강바닥판)	합성교(강거더와 콘크리트바닥판)	콘크리트교
보통	-10° 에서 50°C	-10° 에서 40°C	-5° 에서 35°C
한랭	-30° 에서 50°C	-20° 에서 40°C	-15° 에서 35°C

3.14.1.2 가설 기준온도

교량이나 교량부재의 가설 기준온도는 가설 직전 24시간 평균값을 사용하여야 한다.

3.14.1.3 계절별 온도변화

계절별 온도 변화는 가설지점이나 가장 가까운 기상청의 자료를 사용할 수 있다.

3.14.2 온도경사(TG)

바닥판이 콘크리트인 강재나 콘크리트 상부구조에서 수직온도경사는 그림 3.14.1과 같이 택한다. 그림 3.14.1에서 "A"의 제원은 다음과 같다.

- 두께가 400 mm 이상인 콘크리트 상부구조물의 경우,
 $A = 300 \text{ mm}$
- 400 mm이하의 콘크리트단면의 경우,
 $A = \text{실제 두께보다 } 100 \text{ mm 작은 값}$
- 강재로 된 상부구조물인 경우,
 $A = 300 \text{ mm}, t = \text{콘크리트 바닥판의 두께}$

상부의 온도가 높을 때의 T_1 과 T_2 의 값은 표 3.14.2와 같다. 하부의 온도가 높을 때의 값은 표 3.14.2에 정해진 값에 콘크리트 포장에는 -0.3 을, 아스팔트포장에는 -0.2 를 곱하여 구한다.

현장조사에 의하여 T_3 의 값을 정하지 않는 경우, T_3 의 값은 영(0°C)으로 하여야 한다. 그러나 3°C 를 넘어서는 안된다.

온도경사를 고려할 때 양 또는 음의 온도변화에 의한 내부응력과 구조변형은 4.6.6에 의하여 결정하여야 한다.

표 3.14.2 온도경사 기본값

$T_1(^{\circ}\text{C})$	$T_2(^{\circ}\text{C})$
23	6

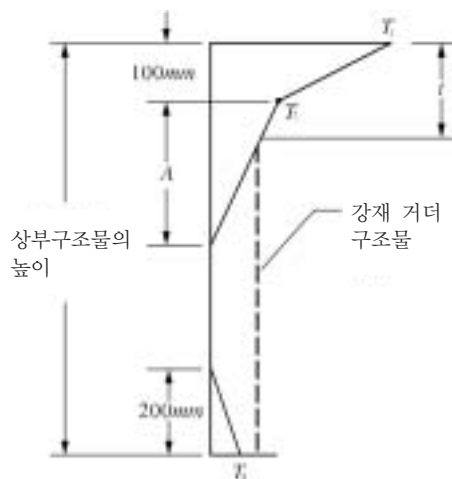


그림 3.14.1 콘크리트와 강재상부구조물에 발생하는 온도의 수직변화곡선

3.15 지진의 영향 : EQ

지진의 영향에 대해서는 8장 내진설계에서 정하는 바에 따른다.

3.16 설하중 및 빙하중 : IC

설하중 및 빙하중을 고려할 필요가 있는 지방에서는 가설지점의 실제 상황에 따라 적당한 값을 정하도록 한다.

3.17 지반변동 및 지점이동의 영향 : GD, SD

하부 구조물들 사이 또는 하부구조물의 세부구조들 사이에서 발생하는 최대 부등침하에 의한 하중을 고려하여야 한다. 침하량의 산정은 7.7.2.3의 규정에 따라 계산한다.

3.18 원심하중 및 제동하중 : CF, BR

(1) 원심하중

원심하중은 표준트럭하중의 축중량에 계수 C 를 곱한 값이다. C 는 식(3.18.1)과 같다.

$$C = \frac{4}{3} \frac{v^2}{gR} \quad (3.18.1)$$

여기서,

v = 도로 설계속도(m/s),

g = 중력가속도(m/s^2),

R = 통행차선의 회전반경(m)이다.

도로 설계속도는 도로 설계 기준(2005)에서 규정된 값보다 적어서는 안된다.

3.6.1.2에 규정된 동시재하계수를 적용해야한다.

원심하중은 교면상 1800 mm 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.

(2) 제동하중

자동차의 제동하중 및 궤도차량의 제동하중은 극단적으로 가벼운 교량 및 궤도가 있는 교량 등 특별한 경우에 고려하는 것으로 한다. 자동차의 제동하중은 최대하중 효과가 발생되도록 설계 차로 위에 재하한 표준트럭하중의 10%로 하고 교면상 1,800 mm되는 위치에서 자동차의 진행방향으로 작용하는 것으로 본다. 궤도상의 제동하중은 윤하중 전체의 10%로 하고 레일면상 1,800 mm 높이에서 차량의 진행방향으로 작용하는 것으로 한다.

3.19 가설시 하중 : ER

교량 가설시에는 가설단계별 가설방법과 가설중의 구조를 고려하여 자중, 가설장비, 기자재, 바람, 지진의 영향 등 모든 재하조건에 대한 안전도 검토를 수행하여야 한다.

3.20 차량충돌하중 : CT

3.20.1 구조물의 보호

구조물이 아래와 같이 충돌로부터 보호된 경우 차량충돌하중을 적용시킬 필요가 없다.

- 제방
- 구조적으로 독립된, 충돌에 강한 높이 1,370 mm가 넘는 방호울타리가 보호받아야 할 구조물로부터 3,000 mm내에 있는 경우
- 높이 1,070 mm인 방호울타리가 보호받아야 할 구조물로부터 3,000 mm이상 떨어져 있는 경우

이러한 경우 방호울타리는 구조적, 기하적으로 ‘도로안전시설 설치 및 관리 지침’의 규정에 따라야 한다.

3.20.2 구조물과 차량이나 열차의 충돌

3.20.1에서 허용된 경우를 제외하고 도로의 가장자리로부터 9,000 mm내에 위치하거나, 궤도의 중심선으로부터 15,000 mm거리내에 위치한 교대나 교각은 1,800 kN 크기의 등가정적 하중에 대해 설계된다. 이 하중은 노면상 1,200 mm높이에서 수평으로 임의의 방향으로 작용할 수 있다.

3.21 선박충돌하중 : CV

3.21.1 일반사항

설계수심이 600 mm 이상 되는 곳에 위치하며 배가 통행할 수 있는 수로에 건설된 교량의 모든 구조부재는 설계 시에 선박 충돌의 영향을 고려하여야 한다.

하부구조물의 설계를 위한 최소 설계충돌하중은 수로에서의 연평균유속과 같은 속도로 떠내려가는 빈 호퍼바지선을 기준으로 계산하여야 한다. 만일 교량 발주자에 의해서 특별히 승인된 것이 없다면, 설계 바지선은 화물을 싣지 않은 경우 중량이 200톤이고 10,700 mm × 60,000 mm 크기의 것으로 한다.

교량이 깊은 수로를 가로지르며 놓여 있고 배와 부딪치는 것을 예방할 수 있을 만큼 높이 설치

되어있지 않은 경우에, 상부구조물에 가해지는 충격의 최소 설계값은 3.21.10.3에 규정된 뜻대의 충돌에 의한 충격하중을 사용할 수 있다.

선박에 의한 충돌이 예상되는 하천에 건설되는 구조물은 다음의 사항을 만족하여야 한다.

- 선박에 의한 충돌하중에 견딜 수 있게 설계되거나,
- 방호물, 계선말뚝, 통로 또는 다른 안전을 위한 시설에 의해서 적절히 보호되어야 한다.

선박과의 충돌에 의한 충격하중은 교량과 아래사항과의 관계를 고려하여 결정하여야 한다.

- 수로의 기하학적 형상
- 수로를 이용하는 선박의 크기, 형태, 하중조건, 통과빈도
- 가용 수심
- 선박의 속도와 방향
- 충돌에 의한 교량의 구조적 거동

3.21.2 교량 발주자의 책임

교량 발주자는 교량의 중요도 등급, 해당교량에 대한 수로를 통행하는 선박의 밀도와 선박의 설계속도, 선박통과를 고려한 다리밑공간 확보를 위한 높이를 규정하거나 승인하여야 한다. 발주자는 방호시스템을 포함한 교량의 구성부재에 발생이 허용되는 손상의 정도를 규정하거나 승인해야 한다.

3.21.3 중요도 등급

3.21의 조항을 위하여, 항행 수로에 있는 모든 교량에 대하여 '중요' 또는 '보통'의 중요도등급을 결정하여야 한다. 중요 교량은 보통 교량에 비하여 발생확률이 더 적은 충돌 후에도 제 기능을 발휘해야한다.

3.21.4 설계선박

각 교각과 경간구조부재에 대한 설계선박을 선택하여야 한다. 이때, 그 설계선박 보다 더 큰 선박에 대하여 3.21.5에 의하여 계산한 추정 연간파괴빈도가 그 구조부재의 허용기준 보다 작아

야 한다.

설계선박은 교량의 중요도등급과 선박, 교량 및 항로의 특성에 의하여 결정된다.

3.21.5 연간파괴빈도

교량구성부재의 연간파괴빈도는 식(3.21.1)과 같이 산정한다.

$$AF = (N)(PA)(PG)(PC) \quad (3.21.1)$$

여기서,

AF = 선박충돌에 의한 교량구성부재 파괴의 연간빈도

N = 형태, 크기 및 하중조건에 의해 분류된 수로를 이용하는 연간 선박의 수

PA = 선박의 항로이탈 확률

PG = 항로이탈한 선박이 교각이나 상판과 충돌할 기하학적 확률

PC = 항로이탈한 선박과 충돌할 때 교량이 파괴될 확률

AF 는 각 교량구조부재와 선박 등급별로 계산되어야 한다. 전 교량에 대한 연간파괴빈도는 모든 부재의 AF 를 합하여 구한다.

중요 교량에 대하여 전 교량에 대한 최대 연간파괴빈도 AF 는 0.0001을 사용한다.

보통 교량에 대하여 전 교량에 대한 최대 연간파괴빈도 AF 는 0.001을 사용한다.

설계선박 전체길이(LOA)의 6배보다 작은 수로에 대하여, 각 교각과 선박 상부구조물 구성부재의 연간 파괴빈도에 대한 허용기준은 전 교량의 허용기준을 수로에 위치한 교각과 경간구성부재에 분포시킴으로 결정할 수 있다.

폭이 LOA 의 6배보다 큰 넓은 수로에 대하여, 각 기둥과 경간구조부재의 연간파괴빈도에 대한 허용기준은 전체 교량에 대한 허용기준을 입출항 항로의 두 중심선에서 좌우로 LOA 의 3배 거리 내에 위치한 기둥과 상부 구조재들에 분포시켜 결정하여야 한다.

3.21.5.1 선박의 빈도분포

크기, 형태, 하중조건 및 이용가능수심에 근거하여 교량 밑을 통과하는 선박의 수(N)를 각각 기둥과 지간부재들에 대하여 구한다. 수로의 상태에 따른 왕래하는 선박의 수와 하중조건 간의 차이를 고려하여야 한다.

3.21.5.2 항로이탈확률

(1) 일반사항

선박의 항로이탈확률(PA)은 통계적 방법이나 근사적 방법으로 결정할 수 있다.

(2) 통계적 방법

해당 수로에서의 선박충돌, 추돌, 좌초에 대한 역사적 자료와 사고가 보고된 기간 동안 해당 수로를 통과한 선박 수에 대한 자료를 활용하여 통계분석 함으로써 항로이탈확률을 계산할 수 있다.

(3) 근사적 방법

항로이탈확률은 식(3.21.2)와 같이 구할 수 있다.

$$PA = (BR)(R_B)(R_C)(R_{XC})(R_D) \quad (3.21.2)$$

여기서,

PA = 항로이탈확률

BR = 항로이탈의 기본율

R_B = 교량의 위치에 따른 보정계수

R_C = 선박의 통과경로에 평행한 유속에 대한 보정계수

R_{XC} = 선박의 통과경로의 직각방향 유속에 대한 보정계수

R_D = 통행선박의 밀도에 대한 보정계수

항로이탈의 기본율(BR)은 다음과 같다.

• 배의 경우: $BR = 0.6 \times 10^{-4}$

• 바지선의 경우: $BR = 1.2 \times 10^{-4}$

그림 3.21.1에 나타낸 세 가지 수로영역에 대한 교량의 상대적인 위치에 관련된 교량위치에 따른 보정계수(R_B)는 식(3.21.3~5)와 같다.

• 직선 영역: $R_B = 1.0$ (3.21.3)

• 전이 영역: $R_B = 1 + \frac{\theta}{90^\circ}$ (3.21.4)

- 꺾임/곡선 영역:

$$R_B = 1 + \frac{\theta}{45^\circ} \quad (3.21.5)$$

여기서,

θ = 그림 3.21.1에 나타난 꺾임 혹은 곡선영역의 회전 각도(단위: 도)

배의 통과경로에 평행한 유속에 대한 보정계수(R_C)는 식(3.21.6)과 같다.

$$R_C = 1 + \frac{V_c}{19} \quad (3.21.6)$$

여기서,

V_c = 배의 통과경로에 평행한 유속성분(단위: km/hr)

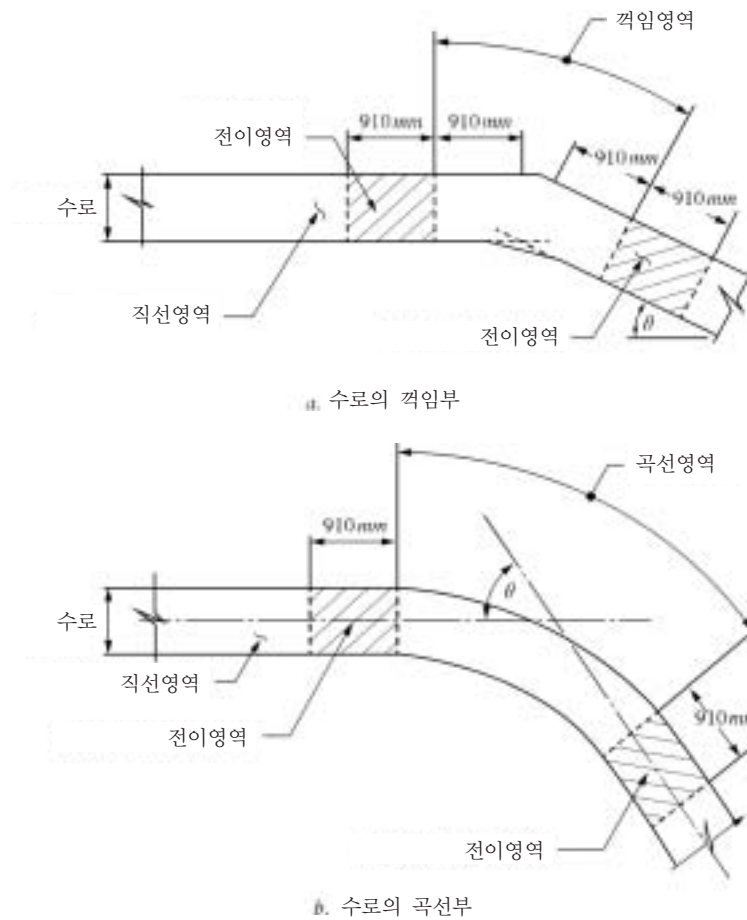


그림 3.21.1 교량 위치에 대한 수로 영역

수로에서 배의 통과경로에 직각방향 유속에 대한 보정계수(R_{XC})는 식(3.21.7)과 같다.

$$R_{XC} = 1.0 + 0.54 V_{XC} \quad (3.21.7)$$

여기서,

V_{XC} = 배의 통과경로에 직각방향 유속성분(단위: km/h)

통행선박의 밀도에 대한 보정계수(R_D)는 교량에 인접한 수로에서 선박의 통행 밀도에 의해 선정된다.

- 저밀도 : 교량 인접부근에서 선박이 서로 만나거나 추월 하는 것이 드문 경우

$$R_D = 1.0 \quad (3.21.8)$$

- 평균밀도 : 교량 인접부근에서 선박이 서로 만나거나 추월하는 것이 간혹 있는 경우

$$R_D = 1.3 \quad (3.21.9)$$

- 고밀도 : 교량 인접부근에서 선박들이 일상적으로 만나거나 추월하는 경우

$$R_D = 1.6 \quad (3.21.10)$$

3.21.5.3 기하학적 확률

교량부근에서 항로를 이탈한 선박의 항로를 모형화하는데 정규분포를 이용할 수 있다. 기하학적 확률분포(PG)는 그림 3.21.2에 나타낸 바와 같이 교각의 양 측면에 놓인 두 선박의 중심선 사이의 범위에서 정규분포곡선을 적분한 면적이다. 이 정규분포의 표준편차(σ)는 3.21.4에 따라서 선택된 설계선박의 총길이(LOA)와 같다고 가정한다.

이 정규분포의 평균위치는 선박통과경로의 중심선으로 잡아야 한다. PG는 각 선박분류등급에 대한 선폭(B_M)에 근거하여 결정되거나 모든 분류간격에 대해 3.21.4에 따라 선택된 설계선박의 선폭(B_M)을 이용하여 결정될 수 있다.

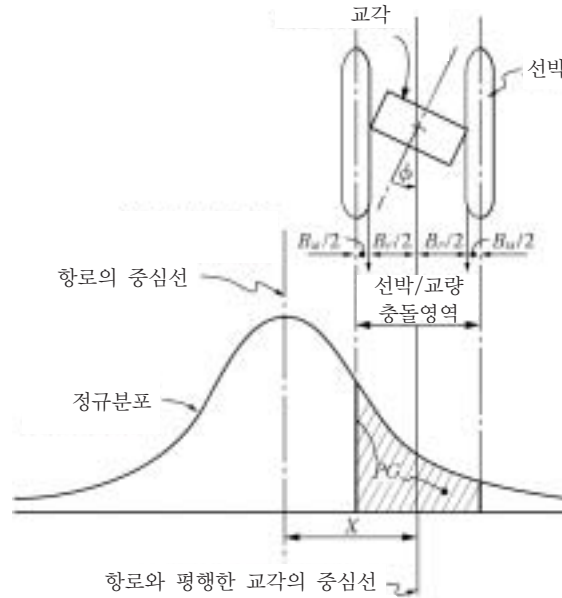


그림 3.21.2 교각충돌의 기하학적 확률

3.21.5.4 파괴확률

교량파괴확률(PC)은 선박의 충격하중(P)에 대한 교각의 횡방향 내하력(H_p)과 경간의 횡방향 내하력(H_g)의 비율에 따라 식(3.21.11~13)과 같이 결정된다.

- $0.0 \leq H/P < 0.1$ 이면,

$$PC = 0.1 + 9 \left(0.1 - \frac{H}{P} \right) \quad (3.21.11)$$

- $0.1 \leq H/P < 1.0$ 이면,

$$PC = \frac{1}{9} \left(1.0 - \frac{H}{P} \right) \quad (3.21.12)$$

- $\frac{H}{P} \geq 1.0$ 이면,

$$PC = 0.0 \quad (3.21.13)$$

여기서,

PC = 파괴확률

H = 교각내하력(H_p)이 상부구조물의 횡방향 내하력(H_g)으로 표현되는 수평하중에 대한 교량구조물의 강도(단위: N)

P = 선박충격하중, P_S , P_{BH} , P_{DH} 또는 P_{MT} , 이들은 각각 3.21.8, 3.21.10.1, 3.21.10.2 및 3.21.10.3에 기술되었다.(단위:N)

3.21.6 설계 충돌 속도

설계충돌속도는 그림 3.21.3에서와 같이 결정된다.

V = 설계충돌속도(단위:m/s)

V_T = 정상기상조건에서 수로를 지나는 선박의 보통 속도(단위:m/s)로서 반드시 V_{MIN} 보다 커야 한다.

V_{MIN} = 최소설계충돌속도(단위:m/s), 교량이 설치된 곳의 연평균유속보다 커야 한다.

X = 수로의 중심선에서 교각표면까지의 거리(단위:mm)

X_C = 수로의 중심선에서 항로폭 끝단까지의 거리(단위:mm)

X_L = 설계선박의 전체길이의 3배거리(단위:mm)

바지선 예인의 경우에 설계선박의 전체길이(LOA)는 바지선과 예인선 길이의 합에 예인 로우프의 길이를 더하여 구한다.

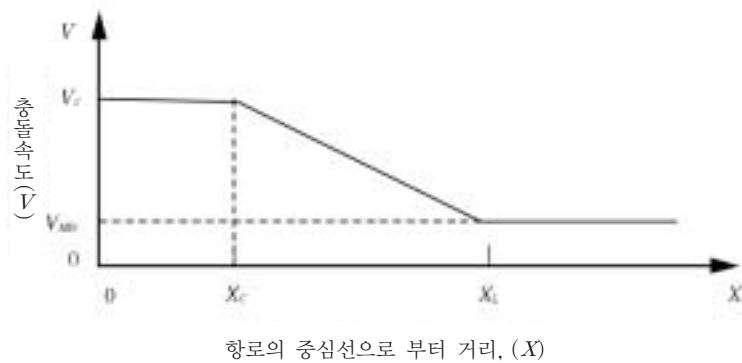


그림 3.21.3 설계충돌속도의 분포도

3.21.7 선박충돌에너지

이동 중인 선박이 교각과 정면으로 충돌하는 경우의 운동에너지는 식(3.21.14)와 같이 구한다.

$$KE = 500 C_H M V^2 \quad (3.21.14)$$

여기서,

KE = 선박의 충돌 에너지(단위: joule)

M = 선박의 용적 톤수(단위: 미터톤)

C_H = 수리동적질량계수

V = 선박충돌속도(단위: m/s)

선박의 질량(M)은 선박의 재하조건에 따라 결정되고 적재선박의 경우에는 비적재선박의 질량에 화물질량을 더하여 계산하며, 비적재나 가벼운 화물만을 실은 경우에는 비적재 선박의 질량에 선박의 수송을 위한 water ballast의 질량을 더하여 계산한다. 견인되는 바지선의 경우에는 용적 톤수는 예인선의 질량과 예인되는 바지선들의 질량의 합이다.

수리동적질량계수 C_H 는 식(3.21.15~16)과 같이 구할 수 있다.

- 용골과 수로바닥과의 간격이 선박의 흘수 $\times 0.5$ 보다 큰 경우 :

$$C_H = 1.05 \quad (3.21.15)$$

- 용골과 수로바닥과의 간격이 선박의 흘수 $\times 0.1$ 보다 작은 경우 :

$$C_H = 1.25 \quad (3.21.16)$$

용골과 수로바닥과의 간격이 위의 기준치 사이에 있는 경우에는 적절히 보간하여 C_H 값을 구한다. 용골과 수로바닥과의 간격(underkeel clearance)은 선박의 바닥과 수로의 바닥간의 간격으로 한다.

3.21.8 교각에 작용되는 선박 충격력

선박과 교각이 정면충돌하는 경우에 교각에 작용되는 힘은 식(3.21.17)과 같다.

$$P_s = 1.2 \times 10^5 V \sqrt{DWT} \quad (3.21.17)$$

여기서,

- P_s = 등가 정적선박충격하중(단위: N)
 DWT = 선박의 적재중량톤수(단위: 미터톤)
 V = 선박의 충돌속도(단위: m/s)

3.21.9 선박의 이물손상길이

견고한 물체에 부딪쳐 부서진 이물의 수평길이는 식(3.21.18)과 같이 구할 수 있다.

$$a_s = 1.54 \times 10^3 \left(\frac{KE}{P_s} \right) \quad (3.21.18)$$

여기서,

- a_s = 손상을 입은 이물의 길이(단위: mm)
 KE = 배의 충돌에너지(단위: joule)
 P_s = 식 3.21.8-1에서 규정된 배의 충격력(단위:N)

3.21.10 상부구조물에 작용하는 선박의 충격력

3.21.10.1 이물의 충돌

상부구조물에 작용되는 이물충격력은 식(3.21.19)와 같다.

$$P_{BH} = (R_{BH})(P_s) \quad (3.21.19)$$

여기서,

- P_{BH} = 노출된 상부구조물에 작용하는 이물충격력(단위:N)
 R_{BH} = 노출된 상부구조부깊이의 전체이물 깊이에 대한 비
 P_s = 식(3.21.17)에서 규정된 선박의 충격력(단위: N)

이 조항에서 노출부는 충격영역에서 선박과 교량상부구조가 연직으로 겹쳐진 부분을 나타낸다.

3.21.10.2 갑판실과의 충돌

갑판실과의 충돌에 의하여 상부구조부에 미치는 충격력은 식(3.21.20)과 같이 구한다.

$$P_{DH} = (R_{DH})(P_S) \quad (3.21.20)$$

여기서,

P_{DH} = 선박 갑판실의 충격력(단위: N)

R_{DH} = 아래에 규정된 감소계수

P_S = 식(3.21.17)에서 규정된 선박의 충격력(단위 : N)

선박이 100,000 DWT이상인 경우에는 R_{DH} 는 0.1로 간주하고, 선박이 100,000 DWT이하인 경우에는 감소계수를 식(3.21.21)과 같이 구한다.

$$R_{DH} = 0.2 - (DWT/10,000) \times 0.10 \quad (3.21.21)$$

3.21.10.3 돛대와의 충돌

돛대와의 충돌에 의하여 상부구조부에 미치는 충돌력은 식(3.21.22)와 같이 구한다.

$$P_{MT} = 0.10P_{DH} \quad (3.21.22)$$

여기서,

P_{MT} = 선박의 돛대 충격력 (단위: N)

P_{DH} = 식(3.21.20)에서 규정된 갑판실의 충격력 (단위: N)

3.21.11 교각에 작용하는 바지선의 충격력

3.21에서는 표준호퍼바지선을 다음과 같은 제원을 가진 내륙하천에서 운항되는 바지선으로 택한다.

폭 = 10,700 mm

길이 = 60,000 mm

깊이 = 3,700 mm

비적재 흘수 = 520 mm

적재 흘수 = 2,700 mm

질량 = 1,730 미터톤

교각에 작용되는 표준호퍼바지선의 충격력은 다음과 같이 구한다.

- $a_B < 100 \text{ mm}$ 인 경우

$$P_B = 6.0 \times 10^4 a_B \quad (3.21.23)$$

- $a_B > 100 \text{ mm}$ 인 경우

$$P_B = 6.0 \times 10^6 + 1,600 a_B \quad (3.21.24)$$

여기서,

P_B = 등가정적 바지선의 충격력(단위: N)

a_B = 식(3.21.25)에 규정된 바지선의 이물 손상길이(단위: mm)

표준호퍼바지선 보다 큰 설계바지선의 충격력은 표준호퍼바지선의 충격력을 표준호퍼바지선 폭에 대한 큰 바지선 폭의 비율만큼 증가시켜서 사용한다.

3.21.12 바지선의 이물 손상길이

표준호퍼바지선에 대한 바지선의 이물 수평손상길이는 식(3.21.25)와 같이 구할 수 있다.

$$a_B = 3,100 (\sqrt{1 + 1.3 \times 10^{-7} KE} - 1) \quad (3.21.25)$$

a_B = 바지선의 이물 손상길이(단위: mm)

KE = 선박의 충돌에너지(단위: joule)

3.21.13 극단상황한계상태에서의 손상

극단상황한계상태에서 상부구조의 붕괴를 방지하기 위한 충분한 연성과 구조여용력이 잔여 구조계에 존재하는 경우에는 하부구조와 상부구조 부재에 대하여 비탄성 거동과 하중 재분배를 허용할 수 있다.

다른 방법으로서 교량구조물에 작용하는 선박의 충돌 하중을 없애거나 허용수준까지 줄이기 위해서 교각방호공을 설치할 수도 있다.

3.21.14 충격력의 작용

3.21.14.1 하부구조 설계

하부구조물의 설계를 위하여 항해수로의 중앙선에 평행한 방향 및 수직인 방향으로의 등가정적하중을 다음과 같이 독립적으로 작용시켜야 한다.

- 항해수로의 중앙선과 평행한 방향으로 작용하는 설계충격하중의 100%, 또는
- 항해수로의 중앙선과 수직인 방향으로 작용하는 설계충격하중의 50%

설계선박에 대하여 선체의 어떤 부분이나 이물 등에 의한 접촉에 노출되어 있는 하부구조물의 모든 부재는 작용하는 하중을 견뎌낼 수 있도록 설계되어야 한다. 배나 바지선 이물의 돌출부, 경사 또는 flair 거리(overhang, rake or flair distance) 등은 선박과의 접촉에 노출되어 있는 하부구조물의 부위를 결정하는데 고려되어야 한다. 선체의 이물이 파손되어 하부구조의 퇴행부분이 접촉되는 경우도 고려되어야 한다.

여기에서 규정된 두 가지 설계의 경우에 있어서 충격하중은 하부구조물에 다음과 같이 작용되어야 할 것이다.

- 전체적인 안정을 위해서, 설계충격하중은 그림 3.21.4에서와 같이 수로의 평균수위 높이에서 하부구조물에 집중하중의 형태로 가해진다.
- 국부적인 충돌하중에 대해서, 설계충격하중은 그림 3.21.5에서와 같이 이물 깊이에 대하여 등분포된 수직선상의 하중으로 가한다. 하부구조물에 충격하중이 가해질 수 있는 접촉면적을 결정하는데 있어서 이물의 형태는 전방으로 경사됐다고 가정한다. 바지선에 있어서의 국부적인 충격하중은 그림 3.21.6과 같이 최선단 블럭의 깊이에 대하여 등분포된 수직선상의 하중으로 고려한다.

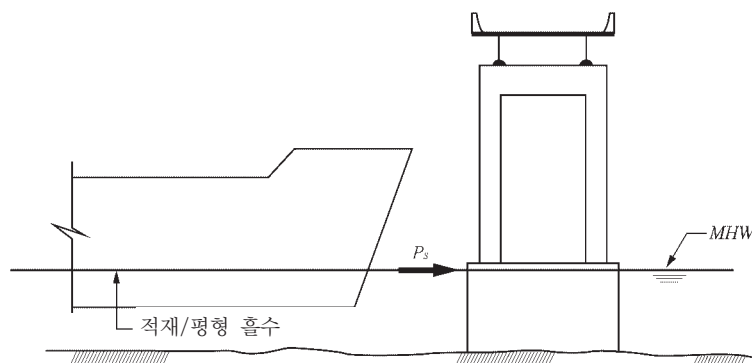


그림 3.21.4 교각에 작용되는 배의 집중충격력

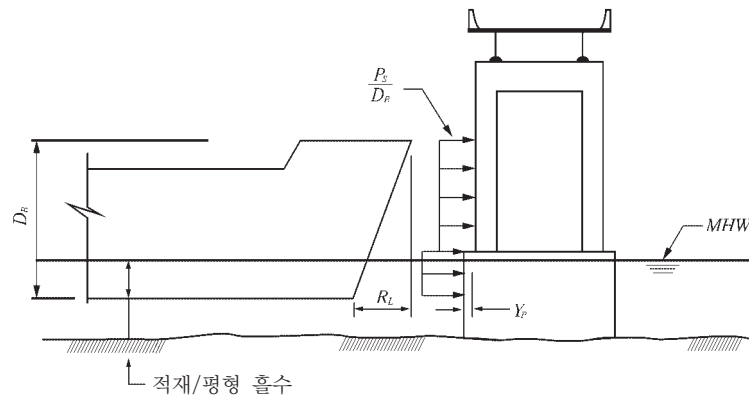


그림 3.21.5 교각에 작용되는 배의 선충격력

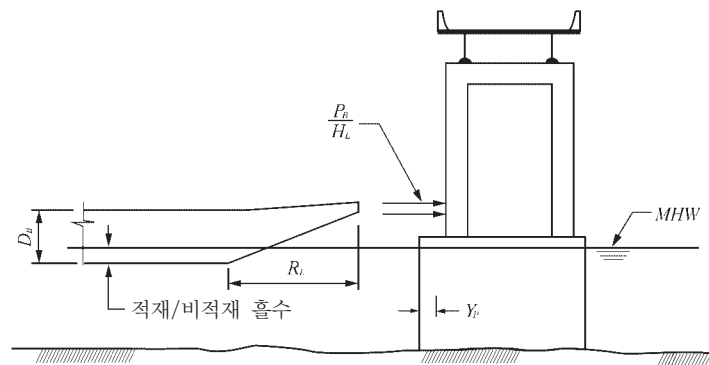


그림 3.21.6 교각에 작용되는 바지선의 충격력

3.21.14.2 상부구조 설계

상부구조물의 설계시에 설계충격하중은 항행항로 중심선에 평행한 방향을 따라 상부구조 부재에 횡방향으로 재하한다. 이 때 설계충격하중은 등가정적하중으로 재하한다.

3.21.15 하부구조물의 보호

선박충돌에 대한 교각의 노출 위험도를 줄이거나 없애기 위해 펜더, 군말뚝, 말뚝지지 구조물, 돌핀, 인공섬 또는 이들을 조합한 방호공을 설치할 수 있다.

방호공은 충돌에 대해 심한 손상을 받거나 붕괴될 수도 있지만 이는 충돌선박이 교각에 충돌 전에 방호공에 의해 정지되거나 또는 방향이 재조정되어 교각으로부터 멀어지는 경우에 한한다.

3.22 마찰력 : FR

마찰력은 마찰면 사이의 최대 마찰계수에 기초하여 계산하여야 한다. 일반적인 경우에 수분의 영향과 마찰면 또는 회전면의 마모 또는 오염으로 인한 마찰계수의 변화를 고려하여야 한다.

제4장 구조해석

제4장 구조해석

4.1 적용범위

이 장에서는 교량의 설계와 구조적인 평가를 위한 해석 방법을 규정하고, 구조물의 해석 모델링과 하중영향을 결정하는 방법을 기술한다.

규정한 해석방법 이외에도 입증된 재료 특성을 사용하고 평형 조건과 적합 조건을 만족시키는 다른 해석 방법도 사용할 수 있다.

일반적으로 교량 구조물의 해석은 탄성 해석을 원칙으로 한다. 그러나 일부 연속보 상부 구조물에서는 하중영향에 대한 비탄성해석이나 부모멘트의 재분배를 할 수 있다. 또한 비탄성 거동을 하는 압축 부재와 극단상황한계상태에 대한 비탄성 해석법을 규정한다.

4.2 용어정의

국부해석	- 전체 해석에서 얻어지는 부재 단면력을 사용하여 국부 요소의 하중영향을 정밀하게 구하기 위한 해석
단구역(end zone)	- 구조적인 불연속성이나 집중하중의 분포형태로 인해 일반적인 보 이론이 적용되지 못하는 구조물의 부분
동적 자유도	- 질량 또는 질량효과와 관련된 자유도
등가 보	- 휨과 비틀효과에 저항할 수 있는 이상화된 단일 직선 혹은 곡선으로 대체시킨 보
등가 스트립	- 교축방향 또는 교축직각 방향에 대해 바닥판을 근사 해석하기 위해 원래의 바닥과 등가의 강성을 갖도록 대체시킨 가상의 선요소
바닥틀	- 바닥판과 바닥판 지지부재
바닥판	- 표층의 유무에 상관없이 차량하중을 직접 지지하는 부분
비탄성	- 응력과 변형도의 비가 일정하지 않고 하중이 제거된 후에도 변형의 일부가 남아 있는 구조적 재료 거동

- 뼈대작용(frame action) - 상자형 단면의 바닥과 복부판간 또는 대형교량의 바닥과 주 부재 간에 발생하는 횡방향 연속성 거동
- 사각 - 지점의 중심선과 교축에 수직한 선 사이의 각
- 순간격(core width) - 일체로 시공된 상부 구조 단면의 전체 폭에서 바닥 내민 부분의 길이를 뺀 값
- 응축(condensation) - 해석 과정에서 제거해야 할 변수와 남겨 놓아야 할 변수와의 연관 관계를 이용하여 풀어야 할 수식의 숫자를 감소시키는 과정
- 일체시공 - 일체로 제작 또는 타설한 강재 혹은 콘크리트 박스형 단면, 속이 차있거나 빈 현장 일체 타설 콘크리트 바닥틀, 횡방향의 포스트텐션을 사용하여 일체로 연결한 프리캐스트 바닥의 시공
- 자유도 - 절점의 움직임을 정의하는 데 필요한 이동 변위나 회전 변위를 정의하는 기준. 부재나 전체 구조물의 변형된 형상은 자유도의 개수로서 정의될 수 있다.
- 지렛대 법칙 (lever rule) - 한 점을 중심으로 모멘트를 취하여 다른 점에서의 반력을 계산하는 방법
- 직교 이방성 - 두개 이상의 직각 방향으로의 서로 다른 물리적 특성을 갖고 있는 재료의 성질
- 차로활하중 - 설계트럭하중과 설계등분포하중의 조합
- 탄성 - 하중 제거 시 원래의 상태로 되돌아가는 구조 재료의 성질. 일반적으로 선형 탄성 거동을 가정한다.
- 바람에 대한 뼈대작용 - 횡방향 풍하중이 바닥에 전달되도록 하는 보의 복부판 및 보강재의 횡방향 휨 작용
- 하중영향 - 작용 하중, 변형 혹은 기하적 변화에 의해 발생하는 단면력, 응력 또는 변형

4.3 기호

- A = 세로보, 보 혹은 부재의 단면적(mm^2) (4.6.3.1) (4.6.11.7)
- A_s = 보강재의 전체면적(mm^2) (4.6.7.5)
- a = 짧은 지간의 길이(mm); 복부판 각면의 플랜지폭과 지간길이의 1/4 중에서 작은 값을 플랜지 유효폭으로 취하였을 경우 유효폭이 변화되는 지간 부위; 종방향 보

	강재의 간격 혹은 직교이방성 강상판의 리브 폭(mm) (4.6.2.6) (4.6.7.3) (4.6.7.5)
B	= 보의 간격 혹은 변곡점 간이 거리(mm) (4.6.7.5)
b	= 긴 지간의 길이(mm); 타이어 길이(mm); 보의 폭(mm); 평판요소의 폭(mm); 복부판 간격의 1/2혹 또는 플랜지 돌출폭; 복부판 어느 한쪽으로의 플랜지 폭(mm) (4.6.2.6) (4.6.2.8) (4.6.3.1) (4.6.7.2) (4.6.7.3)
b_e	= 특별한 지점단면의 플랜지 유효폭(mm) (4.6.7.3)
b_f	= 내부 지간에 대한 플랜지 유효폭을 결정하기 위한 계수.
b_m	= 정간의 내부구간에서의 플랜지 유효폭(mm) (4.6.7.3)
b_s	= 내부지점 또는 캔틸레버 구간에서의 플랜지 유효폭 (4.6.7.3)
C	= 연속계수(Continuity factor); 강성도 변수 (4.6.2.8) (4.6.3.1)
C_m	= 모멘트 구배 계수 (4.5.3.3 (2))
D	= 차로 당의 분포 폭(mm) (4.6.2.8) (4.6.3.1)
D_x	= 주부재 방향의 휨 강성($N \cdot mm^2/mm$) (4.6.2.8)
D_y	= 주부재 직각 방향의 휨강성($N \cdot mm^2/mm$) (4.6.2.8)
d	= 세로보 및 보의 높이(mm); 부재의 높이(mm) (4.6.3.1)
d_e	= 외부거더의 중심선과 차량방호책 또는 연석의 내측단부까지의 거리(mm) (4.6.3.1)
d_o	= 상부구조물의 높이(mm) (4.6.7.3)
E	= 탄성계수(MPa); 등가폭(mm) (4.5.3.3 (2)) (4.6.4) (4.6.11.7)
E_B	= 보재료의 탄성계수 (4.6.3.1)
E_D	= 바닥판재료의 탄성계수 (4.6.3.1)
e	= 분배 수정계수; 각 거더의 무게중심으로부터 설계트럭과 설계차선하중의 편심거리 (mm); 강상판에서의 리브 간격(mm) (4.6.3.1) (4.6.3.2) (4.6.7.5)
e_g	= 보의 중심과와 바닥판 중심 사이의 거리(mm) (4.6.3.1)
G_D	= 설계하중에 의한 하중영향 (4.6.3.4)
G_P	= 부가하중트럭에 의한 하중영향 (4.6.3.4)
g	= 분배계수; 중력가속도(m/s^2) (4.6.3.1)
g_1	= 한차로의 활하중 분배계수 (4.6.3.4)
g_m	= 다중차로 활하중 분배계수 (4.6.3.4)
H, H_1, H_2	= 케이블하중의 수평성분(N) (4.6.11.7)
h	= 바닥의 두께(mm) (4.6.2.3)

I	= 단면 2차 모멘트(mm ⁴) (4.5.3.3.(2)) (4.6.3.1)
I_c	= 기둥의 단면 2차 모멘트(mm ⁴) (4.6.6)
I_g	= 들보 혹은 다른 구속 부재의 단면 2차 모멘트(mm ⁴) (4.6.6)
I_p	= 극관성모멘트(mm ⁴) (4.6.3.1)
I_s	= 등가 스트립의 단면 2차 모멘트(mm ⁴) (4.6.2.5)
J	= 생 베낭(St. Venant) 비틀림상수(mm ⁴) (4.6.3.1)
K	= 기둥의 유효 길이계수; 아치 리브의 유효길이 계수; 시공형태에 따른 상수; (4.5.3.3 (2)) (4.6.6) (4.5.3.3 (3)) (4.6.3.1)
K_g	= 종방향 강성도 변수(mm ⁴) (4.6.3.1)
k_s	= 스트립 강성도 계수(N/mm) (4.6.2.5)
L	= 바닥판 지간장(mm); 종방향 단부보 지간(mm); 보의 지간장(mm) (4.6.2.3) (4.6.2.8) (4.6.3.1)
L_b	= 지지점의 간격(mm)
L_c	= 기둥의 브레이싱이 되지 않은 길이(mm) (4.6.6)
L_g	= 들보 혹은 다른 구속 부재의 지지점간의 거리(mm) (4.6.6)
L_1	= 실제 지간장과 18000 mm 중 작은 값을 사용한 지간장(mm); 가로보의 변곡점 사이의 길이(mm) (4.6.4) (4.6.7.5)
L_2	= 가로보의 변곡점 사이의 길이(mm) (4.6.7.5)
l	= 등가 지간장 (4.6.7.2)
l_i	= 지간장 (4.6.7.2)
l_u	= 압축부재의 지점 간 길이(mm); 아치 리브 길이의 1/2(mm) (4.5.3.3 (2)) (4.5.3.3 (3))
M_c	= 이차 효과를 고려하여 수정된 설계모멘트(N·mm); 온도효과에 의한 부반력을 저항하는데 필요한 모멘트(N·mm) (4.5.3.3 (2))
M_t	= 주철근이 차량방향에 직각인 경우 바닥판의 폭 1m에 대한 교축직각방향 활하중 모멘트(kN·m) (4.6.2.4(1))
M_l	= 주철근이 차량방향에 평행인 경우 단순 바닥판의 폭 1m에 대한 교축방향 활하중 모멘트(kN·m) (4.6.2.4(2))
M_w	= 설계풍하중으로 인한 플랜지에서의 최대 횡방향 모멘트(N·mm)
M_{1b}	= 큰 횡방향 변위를 발생시키지 않는 중력으로 인한 압축부재에서의 작은 단모멘트.

모멘트가 단일 곡물로 휘는 경우는 양, 이중 곡물로 휘는 경우는 음이 된다.
(N·mm) (4.5.3.3 (2))

M_{2b}	= 가로 흔들이가 거의 발생하지 않는 계수하중을 재하시켜 선형 뼈대 해석으로 구한 압축부재 모멘트, 항상 양의 값을 가진다. (N·mm) (4.5.3.3 (2))
M_{2s}	= $l_u/1500$ 보다 큰 가로 흔들이를 발생시키는 계수하중을 재하시켜 선형 뼈대 해석으로 구한 압축부재 모멘트, 양의 값을 가진다. (N·mm) (4.5.3.3 (2))
N_b	= 보, 세로보, 거더의 개수 (4.6.3.1) (4.6.3.2)
N_c	= 콘크리트 박스 거더의 격실 개수 (4.6.3.1)
N_L	= 3.6.1.1에 정의된 설계차로 수 (4.6.3.1) (4.6.4) (4.6.3.2)
n	= 보와 바닥판 사이의 탄성계수비 (4.6.3.1)
P	= 설계차량활하중의 1후륜하중(kN) (4.6.2.4)
P_D	= 설계횡방향 풍압(MPa)
P_e	= 오일러(Euler) 좌굴하중 (N) (4.5.3.3.(2))
P_u	= 계수축하중(N) (4.5.3.3.(2))
P_w	= 지지점에 가해진 횡방향 풍력(N)
R	= 차로수에 따른 외측거더의 반력계수 (4.6.3.2)
r	= 사교에서의 종방향 부재단면력의 감소계수 (4.6.4)
S	= 지지 부재의 간격(mm); 보 또는 복부판의 간격(mm); 지간에 수직한 선으로부터 측정된 지점의 사각(도) (4.6.2.3) (4.6.3.1)
S_b	= 격자부재의 간격(mm) (4.6.2.3)
s	= 측면요소의 길이(mm)
T_G	= 온도 구배(Δ ℃)
T_u	= 단면 평균 온도(℃)
T_{UG}	= 단면적에 대한 평균 온도(℃)
t	= 평판형태 요소의 두께(mm); 직교이방성 강상판의 플랜지판의 두께(mm) (4.6.7.5)
t_g	= 강재격자 혹은 주름진 강판의 높이(mm) (4.6.3.1)
t_o	= 구조적 덧씌움 두께(mm) (4.6.3.1)
t_s	= 콘크리트 슬래브의 두께(mm) (4.6.3.1)
W	= 최외측 면간의 교폭(mm); 실제 교폭(mm) 단위길이당의 설계풍력 (N/mm); 케이블의 총중량(N) (4.6.3.1) (4.6.4) (4.6.11.7)

W_e	= 복부판 간격의 절반과 내민부분의 합(mm) (4.6.3.1)
W_1	= (한 차로 재하의 경우 : 실제 교폭과 9000 mm 중 작은 값) (두 차로 이상 차로 재하의 경우 실제 교폭과 18000 mm 중 작은 값)을 취한 교량 단면의 수정된 전체 폭(mm) (4.6.4)
w	= 단면에서의 부재 폭(mm)
Z	= 한차로의 활하중 분배계수에 대해서 지렛대법칙이 사용되지 않으면 1.2를 사용하고, 지렛대 법칙이 사용되는 경우에는 1.0을 사용하는 계수 (4.6.3.4)
z	= 단면의 무게중심으로부터의 수직거리(mm)
X	= 하중에서 지점까지의 거리(mm) (4.6.2.3)
X_{ext}	= 거더의 무게중심으로부터 설계트럭과 설계차선하중의 편심거리(mm) (4.6.3.2)
x	= 거더의 무게중심에서 각 들보까지의 수평거리(mm)
α	= 케이블이 수평과 이루는 각도(도); 온도팽창계수(mm/mm/°C); 일반화된 유연도 (4.6.11.7)
γ	= 하중계수; 일반화된 질량
Δw	= 내민 폭 길이(mm)
δ_b	= 지지된 형상의 처짐에 대한 모멘트 혹은 응력의 확대계수 (4.5.3.3 (2))
δ_s	= 지지되지 않은 형상의 처짐에 대한 모멘트나 응력의 확대계수 (4.5.3.3 (2))
θ	= 사교의 사각(도) (4.6.3.1)
ν	= 포아송 비 (4.6.3.1)
f_c	= 이차 효과를 고려한 설계응력(MPa) (4.5.3.3 (2))
f_{2b}	= M_{2b} 에 의한 응력(MPa) (4.5.3.3 (2))
f_{2s}	= M_{2s} 에 의한 응력(MPa) (4.5.3.3 (2))
ϕ	= 압축력 저항계수; 단위길이 당 회전각 (4.5.3.3 (2))(4.6.14)

4.4 구조해석법

평형조건과 적합조건을 만족시키며 재료의 응력-변형도 관계를 이용하는 다음과 같은 해석법을 사용할 수 있다.

- 고전적 응력법과 변위법
- 유한요소법
- 기타 : 격자유사법, 유한차분법, 절판법, 유한대판법, 급수법, 항복선법 등

설계 시 해당 구조물의 설계특성에 적합한 구조해석용 컴퓨터 프로그램을 사용하고, 합리적으로 그 결과를 분석하고 적용해야 한다.

소프트웨어는 일반적으로 통용되는 상용프로그램을 사용하도록 하며, 자체개발 프로그램 사용 시에는 프로그램 검증내용을 구조계산서에 수록하여야 한다.

4.5 해석 모델

4.5.1 일반사항

구조해석을 위한 해석 모델에는 하중, 기하학적 형상, 재료의 특성, 경계조건 등을 가급적 실제 조건과 동일 또는 유사하게 표현하여야 하며, 필요한 경우에는 기초의 응답특성을 포함시켜야 한다. 한계상태 및 하중영향, 그리고 필요한 해석의 정밀도에 따라 해석 모델을 선정한다.

구조적으로 불연속인 난간, 연석, 중앙분리대와 방호울타리의 강성도는 구조해석에서 고려하지 않는다. 다만, 구조적으로 연속인 방호울타리는 사용한계상태 및 피로한계상태에 대한 검토와 구조적인 평가 시에만 해석 모델에 포함시킨다.

기초의 해석 모델에는 교량을 지지하는 지반의 성질을 적절히 고려하여야 한다.

4.5.2 구조재료의 거동

4.5.2.1 일반사항

재료는 탄성한계까지는 선형으로 거동하고 탄성한계를 넘어서는 비선형 거동을 한다고 가정한다.

해석 결과 구해진 극단상황한계상태에서의 구조물의 거동은 탄성이나 비탄성 영역 모두에 있을 수 있다.

4.5.2.2 탄성거동

탄성재료의 성질과 특성은 5장과 6장의 규정에 따른다. 재령에 따른 콘크리트의 강도 변화와 환경적인 영향으로 인한 재료의 물성치 변화를 모델에 적절히 포함시켜야 한다.

콘크리트와 합성부재의 해석에서는 예상되는 거동에 따라 균열 또는 비균열단면을 사용한다. 보-슬래브 교량에서는 콘크리트 바닥의 강성을 모두 고려하여도 좋다.

4.5.2.3 비탄성 거동

구조물을 비탄성 해석하는 경우에는 부재의 연성을 고려하여야 한다. 이 경우, 적절한 파괴 메커니즘과 그에 따른 소성힌지의 위치를 결정하여야 한다. 구조 부재에서의 전단, 좌굴, 부착력 상실에 의한 파괴가 휨 비탄성 파괴 메커니즘보다 먼저 발생하지 않는지 확인할 필요가 있다. 소성힌지가 발생할 것으로 예상되는 부재에서는 초과 강도가 발생한 경우를 검토하여야 한다. 대변형이 발생할 수 있는 경우에는 구조물의 기하학적 일체성이 손상되는지를 검토하여야 한다.

재료의 비탄성 모델은 실험 결과에 따르거나 실험으로 입증된 하중-변형 거동에 따라 결정하여야 한다. 심부구속 등으로 인하여 비탄성거동이 예상되는 경우에는 실험 모델에 그러한 구속을 가할 수 있는 것을 포함시켜야 한다. 극한 하중영향이 반복적으로 발생할 것으로 예상되는 경우에는 실험에 그 주기적인 성질을 반영하여야 한다.

특별히 규정된 경우가 아니면, 등단면 부재에 발생하는 응력과 변형은 단면 내에서 변형도를 선형분포로 가정하여 결정한다. 깊은(deep) 보 또는 전단에 취약한 보는 전단변형 효과를 고려할 필요가 있다. 콘크리트 부재에 발생하는 최대변형도는 5장에서 규정된 변형도의 한계를 넘지 않아야 한다.

필요한 경우 압축부재의 비탄성 거동을 고려하여야 한다.

4.5.3 기하학적 형상

4.5.3.1 미소변위 이론

구조물의 변형으로 인하여 하중영향이 크게 변화하지 않는다면, 구조물의 형상변화로 인한 이차 응력효과는 무시할 수 있다.

4.5.3.2 대변위 이론

만약 구조물의 변형으로 인하여 하중영향이 크게 변한다면, 평형방정식에 변형효과를 고려하여야 한다.

안정성해석과 대변위해석 시 변형효과와 부재의 초기 처짐 문제도 고려하여야 한다.

콘크리트 장주 해석 시, 구조 형상을 크게 변화시킬 수 있는 이력 의존적 재료 특성을 고려하여야 한다.

뼈대구조나 트러스를 해석하는 경우, 인접한 부재에 발생하는 인장 및 압축력의 상호작용효과를 고려하여야 한다.

비선형 영역에서는 계수하중만 사용하며 하중영향의 중첩은 허용되지 않는다. 비선형해석 시 하중을 가하는 순서에 따라 해석결과가 달라지므로, 실제 교량의 하중조건에 부합하도록 하중을 재하시켜야 한다.

4.5.3.3 근사적인 $P-\Delta$ 해석법

(1) 일반사항

5장과 6장에 규정된 조항을 만족하는 보-기둥과 아치구조에서, 모멘트 확대계수법과 시스템 $P-\Delta$ 해석법의 두 가지 근사법으로 하중영향에 대한 처짐의 영향을 구할 수 있다.

(2) 모멘트 확대계수법 - 보-기둥의 경우

변형이 하중영향에 미치는 영향을 고려하기 위하여 계수모멘트 또는 계수응력을 다음과 같이 증가시킬 수 있다.

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (4.5.1)$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s} \quad (4.5.2)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_e}} \geq 1.0 \quad (4.5.3)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_k \sum P_e}} \quad (4.5.4)$$

여기서,

$$P_u = \text{계수축하중(N)}$$

P_e = 오일러 좌굴하중(N)

ϕ_k = 강성감소계수로서 콘크리트구조의 경우 0.75, 강구조의 경우 1.0 적용

M_{2b} = 가로 흔들이가 거의 발생하지 않는 계수하중을 재하시켜 선형 뼈대 해석으로 계산된 항상 양의 값을 갖는 압축부재의 모멘트(N·mm).

f_{2b} = M_{2b} 에 의한 응력(MPa)

M_{2s} = $l_u/1500$ 보다 큰 가로 흔들이를 발생시키는 계수하중을 재하시켜 선형 뼈대 해석으로 계산된 항상 양의 값을 갖는 압축부재의 모멘트(N·mm).

f_{2s} = M_{2s} 에 의한 응력(MPa)

오일러 좌굴하중 P_e 는 식(4.5.5)를 따른다. 다만, 강재/콘크리트 합성기둥의 P_e 는 6.9.5.1의 규정에 따라 결정하여야 한다.

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} \quad (4.5.5)$$

여기서,

l_u = 압축 부재의 지점 간 길이(mm)

K = 4.6.6항에 규정된 유효길이 계수

E = 탄성계수(MPa)

I = 고려하고 있는 축에 대한 단면 2차 모멘트(mm⁴)

콘크리트 압축부재의 경우는 5.4.6항의 규정도 적용된다.

해석을 통하여 더 작은 값을 사용하여도 좋다고 인정된 경우 외에는 브레이싱에 의하여 가로 흔들이가 구속되는 부재의 δ_s 는 1.0을 사용한다. 가로흔들이가 구속되지 않는 부재의 δ_b 는 가로흔들이를 구속시켜서 산정하고, δ_s 는 가로흔들이 구속을 해제한 상태에서 δ_b 산정 시 구속에 의한 반력을 역으로 재하하여 계산한다.

가로흔들이가 구속되어 있고 지점사이에 횡하중이 없는 부재에 대한 C_m 은 다음의 식으로부터 계산된다.

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \quad (4.5.6)$$

여기서,

M_{1b} = 재단모멘트 중 작은 값

M_{2b} = 재단모멘트 중 큰 값

M_{1b}/M_{2b} 의 비는 부재가 단일곡률로 휘면 양으로, 이중곡률로 휘면 음으로 취한다.

기타의 경우에는 C_m 을 1.0으로 취한다.

가로흔들이가 구속되지 않은 구조물에서는 압축부재와 뼈대를 형성하는 휨부재와 기초부는 연결부 압축부재의 재단모멘트의 합에 대하여 설계하여야 한다.

압축부재가 두개의 주축에 대해 힘을 받는 경우, 각 주축에 대한 모멘트를 각 주축의 구속 조건으로부터 정해지는 δ 만큼 증가시켜야 한다.

같은 높이에서의 여러 개의 압축부재군이 벤트(bent)를 형성하는 경우나 동일한 상부구조에 연결되어 구조물의 가로흔들이에 일체로 저항하는 경우 모든 압축부재에 대하여 δ_s 를 계산하여야 하며, 모든 압축부재에 작용하는 압축력의 합 $\sum P_u$ 와 $\sum P_e$ 를 사용한다.

(3) 모멘트 확대계수법 - 아치의 경우

미소변위해석에서 활하중과 충격모멘트에 대한 면내 모멘트 확대계수 δ_b 를 계산하기 위하여 아래 정의 및 4.5.3.3(2)에 규정을 적용한다.

l_u = 아치 리브 길이의 1/2(mm)

K = 표 4.5.1 에서 규정된 유효길이계수

C_m = 1.0

표 4.5.1 아치 리브의 유효길이계수, K

높이 대 지간장 비	3 힌지 아치	2 힌지 아치	고정 아치
0.1 - 0.2	1.16	1.04	0.70
0.2 - 0.3	1.13	1.10	0.70
0.3 - 0.4	1.16	1.16	0.72

(4) 시스템 $P-\Delta$ 해석법

컴퓨터 프로그램을 이용하여 축방향력에 대한 추가적인 휨모멘트의 확대효과를 정확히 산정할 수 있는 시스템 $P-\Delta$ 해석법은 다음과 같다.

먼저, 계수하중에 대한 선형탄성해석으로 각 부재의 축력을 구하고, 이 축력을 고려한 기하학적 강도행렬을 탄성강도행렬에 추가하여 시스템 강도행렬을 구성하고 계수하중에 대한 하중영향을 산정한다.

4.5.4 경계조건의 모델링

경계조건은 지점 및 연속성에 대한 실제 특성을 잘 모델링할 수 있어야 한다.

교량이 설치되는 지반의 성질, 지반-말뚝의 상호작용과 말뚝의 탄성적 거동을 잘 나타낼 수 있도록 기초를 모델링하여야 한다.

4.5.5 등가부재

변단면 부재를 몇 개의 등가 뼈대요소로 나누어 모델링할 수 있다. 이 경우 각 등가 뼈대요소는 실제 부재의 강성 특성을 잘 나타낼 수 있어야 한다.

등가부재가 구성하는 부재들의 강성을 잘 대표할 수 있다면, 변단면 유무에 관계없이 교량의 구성 부재들을 단일 등가부재로 치환하여 모델링할 수 있다. 이때 등가강성을 구하기 위하여 엄밀해, 수치적분법, 그리고 직렬과 병렬 유사법 등을 사용할 수 있다.

4.6 정적 해석

4.6.1 평면 형상의 영향

4.6.1.1 평면 변장비(aspect ratio)

비틀강성이 큰 폐단면으로 이루어진 상부구조에서 지간장이 폭에 대비하여 2.5배 보다 클 때, 상부 구조를 등가보로 이상화시킬 수 있다. 이 규정에서 사용하는 치수는 다음과 같다.

- 폭 : 일체로 시공된 바닥판의 순간격, 또는 외측 복부판 바깥면 간의 평균 거리
- 단순 지지된 직교의 지간장 : 바닥판 신축이음간 거리
- 연속교 또는 사교의 지간장 : 가장 짧은 지간의 폭 방향에서 바라본 평면에서 직사각형을 그렸을 때 긴 변의 길이

이 규정은 현장타설 다중박스거터교에는 적용하지 않는다.

4.6.1.2 곡선교

(1) 일반사항

상부구조물 부재들의 조화가 요구되는 모멘트, 전단력과 기타 부재력 효과는 전체구조물의 합리적 해석을 통하여 산정된다.

받침을 포함한 전체 상부구조물은 하나의 구조물로 고려된다. 경계조건은 설계에 사용된 받침 또는 일체 연결부로서 규정되는 절점을 구현한다.

기술자에 의하여 보다 엄격한 접근이 필요하지 않다고 판단될 경우, 해석은 탄성 미소 변위이론에 따라 산정될 수 있다.

해석 시 받침 방향과 하부구조에 의한 받침의 구속을 고려한다. 이들 하중영향은 받침, 브레이싱(cross-frame), 다이아프램, 브레이싱과 바닥판 등을 설계함에 있어서 고려되어야 한다.

폐합단면의 왜곡(distortion)은 구조해석 시 고려되지 않아도 된다.

원심력 효과는 3.18에 따라 고려된다.

(2) 비틀 강성이 큰 단일 거더 곡선교

4.6.1.1의 요구사항을 만족시키는 비틀강성이 큰 단일거더 곡선교의 경우에는 등가곡선보로 가정하여 전체 하중영향에 대하여 해석할 수 있다.

이러한 보에서는 단면의 질량 중심선으로 중심선 위치를 취하고, 전체 부피를 고려하여 고정하중의 편심량을 결정한다.

(3) 다중보로 이루어진 상부구조

기타 하중영향에 관한 다른 규정이 없다면, 수평면에서 곡면을 가지는 현장타설 다중박스 거더교의 경우 한 지간 안에서 중심각 34도 까지는 직선 부재로 이루어진 단일 등가보로 이상화 할 수 있다.

(4) 다중 강거더교

1) 일반사항

수평면에서 곡면을 가지는 곡선교는 각각의 부재(segment)를 두 절점 사이의 직선으로 가정한 격자구조 또는 연속체로 해석할 수 있다. 한 부재(segment)의 실제 편심량은 절점 간격의 2.5%이하여야 한다.

2) 플레이트 거더교

안정성 검토 시 곡률 효과는 모든 곡선플레이트 거더교에서 고려되어야 한다.

플레이트 거더교가 다음 4가지 조건을 만족시킬 경우, 주축에 대한 휨 전단력을 결정할 때 곡률의 효과를 무시할 수 있다.

- 거더의 곡률중심은 일치한다.
- 받침선의 사각은 방사선에 대하여 10° 미만이다.
- 거더들의 강성은 동일하다.
- 모든 지간에서, 원호지간(the arc span)을 거더반지름(mm)으로 나눈 값이 0.06 rad 이하이다.

여기서, 원호 지간, L_{as} 은 다음과 같다.

단경간의 경우 ; $L_{as} = \text{거더의 원호길이(mm)}$

연속거더 외측지간의 경우 ; $L_{as} = \text{거더의 원호길이} \times 0.9(\text{mm})$

연속거더 내측 지간의 경우 ; $L_{as} = \text{거더의 원호길이} \times 0.8(\text{mm})$

이러한 조건을 만족하는 I형거더는 원호길리와 동일 지간을 가진 하나의 독립적인 직선 거더로서 해석될 수 있다. 플랜지의 횡방향 휨 효과는 적절한 가정으로부터 결정되어야하고, 설계 시 고려되어야 한다.

브레이싱(cross-frame) 또는 다이어프램 부재는 합리적인 방법에 따라 계산된 부재력에 대하여 6.7.4와 6.13에 따라 설계되어야 한다.

브레이싱(cross-frame) 간격은 거더에서 플랜지 횡방향 좌굴을 제한할 수 있도록 결정되어야 한다.

3) 폐단면 박스와 상부개단면(tub) 거더

강도와 안정성에 대한 곡률의 효과는 모든 곡선 강박스거더교에 대하여 고려되어야 한다.

박스거더교가 다음 3가지 조건을 만족할 경우, 주축에 대한 휨모멘트와 휨전단을 결정하는 해석에서 곡률효과를 무시할 수 있다.

- 거더의 곡률중심은 일치한다.
- 받침들에 사각이 없고,
- 모든 지간에서, 원호지간(the arc span)을 거더반지름(mm)으로 나눈 값이 0.3 rad 이하이

다. 그리고, 지간 중앙(middepth)에서 거더의 높이는 박스 폭보다 적다. 여기서 원호지간(the arc span), L_{as} 은 상기 2)항에서 정의된 바와 같다.

이러한 조건을 만족하는 박스거더교는 원호길이와 동일 지간을 가진 하나의 독립적인 직선 거더로서 해석될 수 있다. 플랜지의 횡방향 휨 효과는 적절한 가정으로부터 결정되어야하고, 설계시 고려되어야 한다.

브레이싱(cross-frame) 또는 다이어프램 부재는 6.7.4와 6.13의 규정에 따라 설계되어야 하고, 횡방향 브레이싱 부재는 합리적인 방법에 따라 계산된 부재력에 대하여 6.7.5와 6.13에 따라 설계되어야 한다.

4.6.2 바닥판의 해석방법

4.6.2.1 적용범위

이 절은 지간과 한 변의 길이비(변장비)가 1:2를 넘는 철근콘크리트 바닥판, 프리스트레스트 콘크리트 바닥판 및 프리캐스트 콘크리트 바닥판의 기존 설계법에 대한 규정이다. 바닥판 단면내면내 압축력을 고려한 경험적 설계법은 6.14.6.2절의 규정을 따른다.

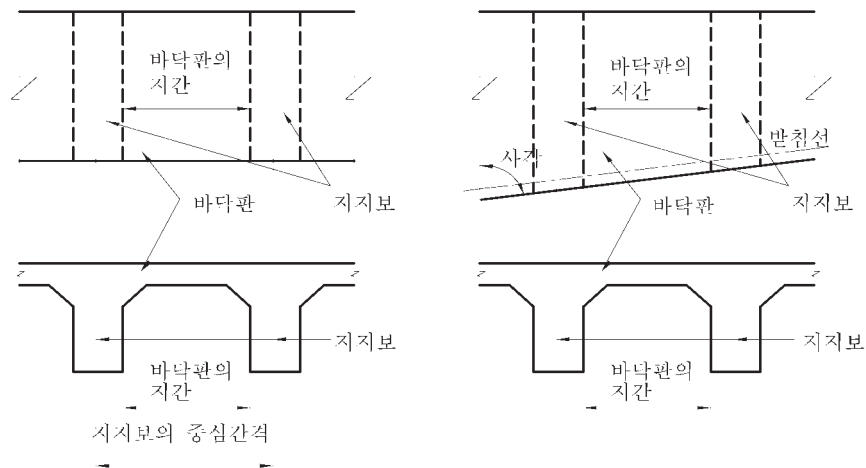
4.6.2.2 설계일반

- (1) 난간 및 자동차 방호책에 작용하는 충돌하중의 영향은 9장의 관련규정을 따른다.
- (2) 철근콘크리트 바닥판에 사용하는 콘크리트의 설계기준강도는 27 MPa 이상으로 한다.
- (3) 이 절의 규정에 따라 바닥판을 설계하는 경우에는 바닥판의 전단력에 대한 검토를 생략할 수 있다.

4.6.2.3 바닥판의 지간

- (1) 단순지지의 경우 지지보의 중심 간격으로 바닥판의 지간을 설정한다. 이 때 지간은 바닥판의 순지간에 바닥판의 두께를 더한 길이를 초과할 필요는 없다.
- (2) 세 개 이상의 지지보 위에 연속인 바닥판의 경우 하중분배와 휨모멘트의 계산에 사용되는 유효지간의 길이를 아래와 같이 산정한다.
 - ① 현치가 없이 보 또는 벽체와 일체이며 두께가 일정한 바닥판의 경우, 순지간으로 바닥판의 지간을 산정한다.

- ② ①의 경우에서 현치가 있는 경우, 현치를 고려한 두께가 바닥판의 두께의 1.5배가 되는 위치로부터 유효지간을 산정한다.
- ③ 프리스트레스트 콘크리트 보의 두꺼운 상부플랜지 위에 지지되고 바닥판 두께에 대한 상부 플랜지 폭 비가 4보다 작은 경우, 바닥판의 인접한 상부 플랜지 끝단 사이의 순지간으로 유효지간을 산정한다.
- ④ 프리스트레스트 콘크리트 보의 얇은 상부플랜지 위에 지지되고 바닥판의 두께에 대한 상부 플랜지 폭비가 4 이상인 경우, 바닥판의 인접한 상부 플랜지 돌출폭 중앙점 사이의 거리로 유효지간을 산정한다.



(가) 직교의 경우

(나) 사교의 경우

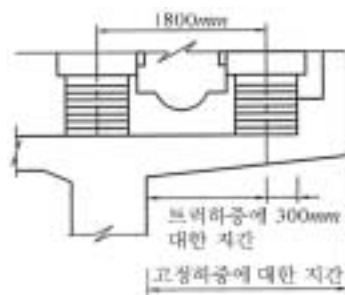
그림 4.6.1 단순판 및 연속판의 지간

(3) 캔틸레버 바닥판의 경우, 하중분배와 휨모멘트의 계산에 사용되는 유효지간은 아래와 같이 산정한다.

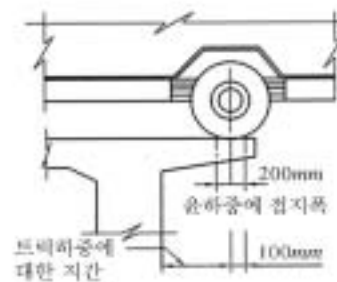
- ① 보 또는 벽체와 일체이며 바닥판의 두께가 일정한 바닥판의 경우, 보 또는 벽체의 외측단에서 캔틸레버 끝단까지의 거리로 바닥판의 지간을 산정한다.
- ② ①의 경우에서 현치가 있는 경우, 바닥판과 현치를 함께 고려한 두께가 바닥판의 두께의 1.5배가 되는 위치로부터 캔틸레버 끝단까지의 거리를 유효지간으로 산정한다.
- ③ 프리스트레스트 콘크리트 보의 두꺼운 상부플랜지 위에 지지되고 바닥판 두께에 대한 상부 플랜지 폭 비가 4보다 작은 경우, 유효지간은 상부 플랜지 끝단에서 캔틸레버 끝단까지의 순지간으로 정의된다.
- ④ 프리스트레스트 콘크리트 보의 얇은 상부플랜지 위에 지지되고 바닥판 두께에 대한 상부플

랜지 폭 비가 4 이상인 경우, 유효지간은 상부플랜지 돌출폭 중앙점에서 캔틸레버 끝단까지의 거리로 정의된다.

- ⑤ 차량진행방향에 직각으로 캔틸레버판이 있을 때에 트럭하중의 교축방향에 대한 외측 차륜 중심의 재하위치를 차도 끝에서 300 mm 떨어진 곳으로 한다. 차량진행방향과 평행으로 캔틸레버판이 있을 때의 트럭하중에 대한 지간은 윤하중의 접지폭을 고려하여 캔틸레버 끝단에서 100 mm 떨어진 곳으로 한다.



(가) 차량진행방향에 직각으로
캔틸레버판이 있는 경우



(나) 차량진행방향에 캔틸레버판이
있는 경우

그림 4.6.2 캔틸레버판의 지간

- (4) 사교의 지간은 주철근 방향으로 재는 것으로 한다.

4.6.2.4 단순판 및 연속판

바닥판의 단위폭(1 m)에 대한 활하중 휨모멘트의 크기를 산정하기 위하여 주철근의 방향과 차량의 진행방향에 따라 두 가지의 방법으로 간략식을 적용할 수 있다. 단 차량바퀴의 접지면적을 고려한 정밀해석방법으로 산정한 경우는 예외로 한다. 정밀 해석 시 요구되는 차량바퀴의 접지면적은 3.6.1.4절의 규정에 따른다.

다음 규정은 1등급에 대한 기준으로, 2등급은 1등급 활하중효과의 75%를 적용하며, 3등급은 2등급 활하중효과의 75%를 적용한다.

L : 바닥판의 지간(m)

E : 1차륜이 분포되는 바닥판의 폭(m)

P : 설계차량활하중의 1후륜하중(kN)으로 96 kN 적용

- (1) 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우 (지간 : 0.6 m ~ 6 m)

단순판의 폭 1 m에 대한 활하중 휨모멘트를 다음 식으로 계산한다(충격은 별도로 생각한다).

$$M_t = (L + 0.6)P/9.6 \quad (4.6.1)$$

바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 정·부의 휨모멘트의 크기는 위의 값의 0.8배를 취한다.

(2) 주철근방향이 차량진행방향에 평행한 경우

윤하중이 분포되는 바닥판 E 를 다음 식으로 산출한다. 그러나 그 값이 2.1 m 이하이어야 한다.

$$E = 1.2 + 0.06 L \quad (4.6.2)$$

이 폭을 갖는 바닥판에 소정의 트럭 윤하중이 작용하는 것에 대하여 설계해야 한다.

단순판에서 폭 1 m에 대한 휨모멘트의 값(충격은 별도로 고려)은 6 m 이하의 지간에 대하여 다음과 같다.

$$M_l = 18L(\text{kN} \cdot \text{m/m}) \quad (4.6.3)$$

(3) 지간의 길이가 6 m를 초과하는 연속바닥판인 경우

트럭하중 또는 차선하중을 고려한 정밀해석방법을 통해 휨모멘트를 산정한다.

4.6.2.5 캔틸레버 바닥판

캔틸레버 바닥판에 작용하는 윤하중의 분포를 고려해서 바닥판에 작용하는 휨모멘트의 크기를 주철근의 방향과 차량의 진행방향에 따라 두 가지의 방법으로 간략식을 이용하여 산정할 수 있다. 트럭 윤하중의 접지면적을 고려한 정밀한 해석 방법을 사용하는 경우에는 간략식을 사용하지 않아도 된다. 정밀 해석 시 요구되는 트럭 윤하중의 접지 면적은 3.6.1.4절의 규정을 따른다.

(1) 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우

캔틸레버 바닥판에 작용하는 윤하중은 다음과 같은 폭에 분포한다고 가정한다.

$$E = 0.8X + 1.14 \quad (4.6.4)$$

이 때 폭 1 m당의 휨모멘트를 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$M = \frac{P}{E}X \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \quad (4.6.5)$$

여기서, X 는 하중점에서 지지점까지의 거리(m) 이다.

(2) 주철근방향이 차량진행방향에 평행한 경우

캔틸레버 바닥판 위에 작용하는 트럭 윤택중은 다음과 같은 폭에 분포한다고 가정한다.

$$E = 0.35X + 0.98 < 2.1\text{m} \quad (4.6.6)$$

이 때 폭 1 m당의 휨모멘트를 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$M = \frac{P}{E}X \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad (4.6.7)$$

4.6.2.6 사변이 지지된 바닥판

(1) 사변이 지지되어 양방향으로 철근을 보강하는 교량바닥판의 경우, 짧은 지간 방향으로 전달되는 하중비율은 다음과 같은 식으로 표현된다.

$$\begin{aligned} \text{등분포하중의 경우, } p &= b^4 / (a^4 + b^4) \\ \text{중앙에 집중하중이 작용하는 경우, } p &= b^3 / (a^3 + b^3) \end{aligned} \quad (4.6.8)$$

여기서,

p = 짧은 지간 방향으로 전달되는 하중의 비율

a = 짧은 지간의 길이

b = 긴 지간의 길이

(2) 바닥판의 길이가 바닥판의 폭의 1.5배 이상일 경우, 전체 하중을 횡방향 철근이 받는다고 산정할 수도 있다.

(3) 어느 한 방향에 대해 구한 하중 분포폭을 다른 방향의 하중분포폭으로도 사용할 수 있다. 해석을 통해 얻어진 휨모멘트를 설계 시 바닥판 지간의 중앙부 1/2 구간에 적용하고, 나머지 구간에 대해서는 중앙부에 소요되는 철근량의 50% 이상을 배근하면 된다. 지지보의 설계 시 지지보에 전달되는 하중의 크기가 지지보를 따라서 일정하지 않다는 사실을 고려할 수 있다.

4.6.2.7 등분포 고정하중에 의한 휨모멘트

등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(1 m)당의 설계휨모멘트는 표 4.6.2에 의해 계산한다.

표 4.6.2 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(1 m)당 설계휨모멘트(kN·m/m)

판의 구분	휨모멘트의 종류	바닥판 지간방향의 휨모멘트
단순판	지간 휨모멘트	$+ w l_d^2/8$
캔틸레버판	지점 휨모멘트	$- w l_d^2/2$
연속판	지간 휨모멘트	$+ w l_d^2/10$
	지점 휨모멘트	$- w l_d^2/10$

여기서,

w = 등분포 고정하중(kN/m²)

l_d = 고정하중에 대한 바닥판의 지간(m)

4.6.2.8 종방향 단부보

(1) 주철근의 방향이 차량진행방향에 평행할 때에는 종방향으로 단부보가 있어야 한다. 단부보는 바닥판과 함께 거동하는 다양한 형식을 사용할 수 있는데, 바닥판의 두께나 철근 배근량을 늘리거나 또는 바닥판과 방호벽이 일체로 함께 거동하는 형식 등으로 구성될 수 있다.

(2) 단부보의 설계에 사용되는 활하중 휨모멘트의 크기는 다음과 같다.

단순판 : $0.10PL$ (kN·m/m)

연속판 : $0.08PL$ (kN·m/m) (4.6.9)

여기서,

P = 윤하중

L = 종방향 단부보의 지간(m)

(3) 연속지간의 경우, 좀 더 정확한 해석을 통하여 활하중에 의한 휨모멘트의 크기를 줄일 수 있다.

4.6.2.9 진입부 바닥판

이 절에 나타난 설계식들은 지지되지 않은 단부 바닥판의 효과를 포함하고 있지 않다. 따라서 교량의 진입부 또는 경간 내부의 바닥판의 연속성이 단절되는 곳의 바닥판을 격벽이나 다른 적절한 방법으로 지지시키는 것이 좋다. 이 때 격벽은 트럭 윤하중에 의해 발생하는 휨모멘트와 전단력을 지지할 수 있을 정도로 설계되어야 한다.

4.6.2.10 프리스트레스에 의한 부정정 휨모멘트

연속바닥판에 프리스트레스를 도입하는 경우에는 프리스트레싱에 의해 생기는 부정정 휨모멘트를 고려해야 한다. 다만, 부정정 휨모멘트가 작게 일어나도록 PS강재를 배치하는 경우에는 이 부정정 휨모멘트를 무시할 수 있다.

4.6.2.11 바닥판의 응력 검사

- (1) 4.6.2.4에서 4.6.2.11까지의 규정에 따라 계산된 설계휨모멘트를 이용하여 바닥판의 응력을 산정한다.
- (2) 설계휨모멘트의 방향과 강재의 배치 방향이 다른 경우에는 그 영향을 고려하여야 한다. 설계휨모멘트의 방향과 강재의 배치방향이 다를 때에는 설계휨모멘트 방향에 대한 강재의 유효단면적을 사용하거나 또는 프리스트레스 힘의 분력을 이용하여 설계를 수행하여야 한다.

4.6.3 보-슬래브 교량의 근사적 해석방법

4.6.3.1 적용

4.6.3.4에서 규정된 경우를 제외하고, 이 조항들은 다음과 같은 경우에 대하여 해석되는 교량들에 대해 적용된다.

- 일차로 하중
- 각 차로마다 근사적으로 동일한 하중영향을 나타내는 다차로 활하중

한 차로에 특정한 차량이나 계산이 허용되는 차량이 재하된 경우라면, 혼합된 교통으로 인해 유발되는 거더당 설계하중영향을 4.6.3.4에 규정된 바에 따라 결정할 수 있다.

4.6.3.2와 4.6.3.3에 있는 표에서 규정된 적용범위를 초과하는 간격을 갖는 보의 경우, 차로에 재하된 하중에 의하여 발생하는 반력을 지렛대 법칙으로 계산하여 그 반력을 각각의 보의 활하중으로 취할 수 있다. 단, 별도의 규정이 있는 경우에는 그 규정을 따른다.

지렛대 법칙에 의한 하중 분배법에서는 3.6.1.2의 다차로재하계수를 사용할 수 있으나, 근사적 해석법의 경우는 다차로재하계수가 이미 반영되어 있기 때문에 다차로재하계수를 중복 적용할 필요가 없다.

이 규정에 해당되지 않는 교량은 4.6.11에 따라 해석한다.

아래의 조건을 만족시킴과 동시에, 본 규정의 분배계수 표에서 명시된 조건을 만족시키는 거

더, 보, 세로보에 대한 활하중 분배는 4.6.3.2와 4.6.3.3의 규정을 사용할 수 있다.

- 바닥판의 폭은 일정하다.
- 다른 규정이 없는 한, 네 개 이상의 보가 있다.
- 보는 평행하며 거의 동일한 강성을 갖는다.
- 차도의 내민부분(d_e)은 910 mm를 초과하지 않는다.
- 면내 곡률은 4.6.1.2의 한계값보다 작다.
- 단면이 표 4.6.3에 보이는 단면중의 하나와 부합된다.

등폭의 바닥판 또는 평행한 보들로부터 크지 않은 편차가 존재할 때에는 교축을 따라 분배계수를 변화시키거나 적절한 보 간격에 대한 단일 분배계수를 적용할 수 있다.

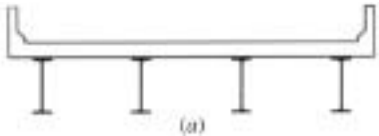
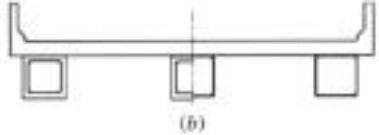
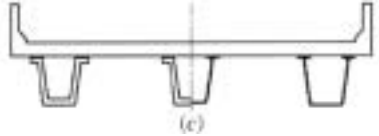
현장타설 콘크리트 다중박스거더 교량형태는 전폭을 갖는 교량으로 설계할 수 있다. 그러한 단면은 4.6.3.2와 4.6.3.3에 있는 거더개수와 복부판의 폭을 곱하여 내측 거더에 대해 활하중 분배계수를 구해야 한다.

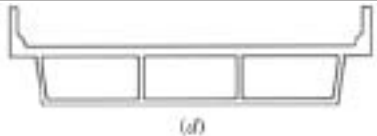
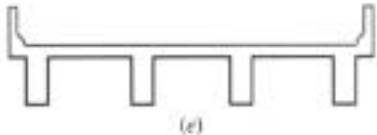
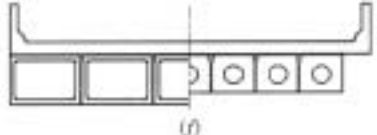
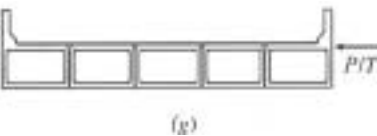
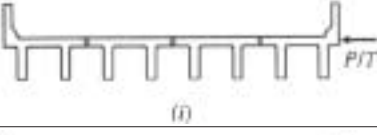
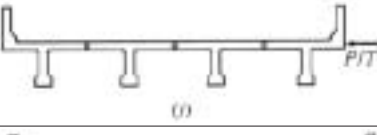
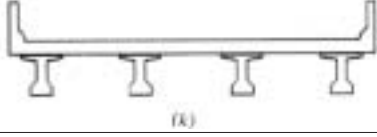
콘크리트 바닥판이 있는 강 박스거더에 대하여는 4.6.3.2.(1)에 규정되어 있다.

여기서 규정된 조건을 만족시키는 교량에서 바닥판에 작용하는 고정하중을 보 및 세로보에 등 분포시킬 수 있다.

여기서 규정된 활하중 분배계수는 차량의 전폭이 설계차량의 폭과 유사한 허용차량이나 내하력평가 차량에 대해 사용될 수 있다.

표 4.6.3 4.6.3.2와 4.6.3.3에서 기술된 상부구조 형식

바닥판 지지 유형	바닥판 형태	전형적인 단면 형상
강재 거더	현장 타설 콘크리트 슬래브, 프리캐스트 콘크리트 슬래브, 강재 격자	
폐단면 강 또는 프리캐스트 콘크리트 박스거더	현장 타설 콘크리트 슬래브	
개단면 강 또는 프리캐스트 콘크리트 박스거더	현장 타설 콘크리트 슬래브, 프리캐스트 콘크리트 바닥판 슬래브	

바닥판 지지 유형	바닥판 형태	전형적인 단면 형상
현장 타설 콘크리트 다중박스거더	일체로 시공된 콘크리트	 (d)
현장 타설 콘크리트 T형 거더	일체로 시공된 콘크리트	 (e)
전단키가 있는 중실, 중공, 격실 프리캐스트 콘크리트 박스거더	현장타설 콘크리트 덧씌움	 (f)
포스트 텐션 또는 그외 방법으로 조립된, 전단키가 있는 중실, 중공, 격실 프리 캐스트 콘크리트 박스거더	지지 단면 상부 콘크리트	 (g)
전단 키가 있는 ㄷ형 프리캐스트 콘크리트	현장타설 콘크리트 덧씌움	 (h)
포스트 텐션 또는 그외 방법으로 조립된, 전단키가 있는 더블 T형 프리캐스트 콘크리트	지지 단면 상부 콘크리트	 (i)
포스트 텐션 또는 그외 방법으로 조립된, 전단키가 있는 T형 프리캐스트 콘크리트	지지 단면 상부 콘크리트	 (j)
I 형 또는 역 T형 프리캐스트 콘크리트	현장 타설 콘크리트, 프리캐스트 콘크리트	 (k)

본 규정 4.6.3.2와 4.6.3.3에 있는 표에서 사용된 기호의 정의는 다음과 같다.

- A = 세로보, 보 및 거더의 단면적(mm^2)
 b = 보의 폭(mm)
 C = 강성도 변수
 d = 세로보 및 보의 높이(mm)

d_e	= 외측거더의 중심선과 차량 방호벽 또는 연석의 내측단부까지의 거리(mm)
D	= 차로 당 분배 폭(mm)
e	= 분배수정계수
g	= 분배계수
I_p	= 극관성 모멘트(mm ⁴)
J	= 생 베냥 비틀림상수(mm ⁴)
K	= 시공방법에 따른 상수
K_g	= 종방향 강성도 변수(mm ⁴)
L	= 보의 지간(mm)
N_b	= 보, 세로보, 및 거더의 개수
N_c	= 콘크리트 박스 거더에서 격실의 개수
N_L	= 3.6.1.1에 규정된 설계차로 수
S	= 보 또는 복부판의 간격(mm)
t_g	= 강재 격자구조 또는 주름진 강판의 높이(mm)
t_o	= 구조적 덧씌움의 두께(mm)
t_s	= 콘크리트 슬래브의 두께(mm)
W	= 최외측 면간의 교폭(mm)
W_e	= 복부판 간격의 절반과 내민부분의 합(mm)
θ	= 사교의 사각(도)
ν	= 포아송비

달리 규정되지 않는다면, 여기서 사용되거나 4.6.3.2와 4.6.3.3에 있는 면적과 단면2차모멘트, 비틀림상수에 대한 구조적인 인자들은 공용중 합성단면의 단면상수를 적용한다.

종방향 강성도 변수(K_g)는 다음과 같이 산정된다.

$$K_g = n(I + A e_g^2) \quad (4.6.12)$$

여기서,

$$n = \frac{E_B}{E_D} \quad (4.6.13)$$

E_B	= 보재료의 탄성계수
E_D	= 바닥판재료의 탄성계수
I	= 보의 단면 2차 모멘트(mm ⁴)
e_g	= 보의 중심과 바닥판의 중심 사이의 거리(mm)

식 4.6.12에서 상수 A 와 I 는 비합성단면의 값을 사용한다.

4.6.3.2와 4.6.3.3의 표에 나타난 교량 형식은 표 4.6.3에 보인 바와 같고, 이러한 형식의 교량에 대하여는 이 규정의 근사적인 방법을 적용할 수 있다.

2.5.2.7(1)에서 허용된 경우를 제외하고, 근사적이든 혹은 정밀한 방법이든 간에 해석방법에 관계없이 다중보로 이루어진 교량의 외측거더들은 내측거더보다 저항성이 떨어져서는 안 된다.

표 4.6.3에서 단면유형 “d”로 표기된 현장타설 콘크리트 다중박스거더에 대해 4.6.3.2와 4.6.3.3에 있는 분배계수는 복부판, 외측 복부판의 내민부분, 시공중인 복부판과 인접복부판 사이의 플랜지 절반으로 구성되는 전형적인 형상에 적용되어야 한다.

4.6.3.2 모멘트 및 전단 분배계수

(1) 콘크리트 바닥판을 지지하는 내측거더

콘크리트 바닥판을 지지하는 내측거더에서 활하중에 의한 휨모멘트를 표 4.6.4의 설계 재하차로 수에 따른 분배계수를 적용하여 결정할 수 있다.

기본 설계 시 $K_g/(Lt_s^3)$ 항과 I/J 를 1.0으로 취할 수 있다.

전단키가 있는 다중보 바닥에 사용된 콘크리트 거더(박스단면 제외)의 경우에는 다음 규정을 따른다.

- 적절한 하중 분배를 위하여, 높고 강성이 큰 단부 다이아프램을 설치하여야 한다.
- 거더와 슬래브가 일체인 경우 거더와 거더 사이 간격이 1200 mm보다 작거나 3000 mm 보다 클 경우, 4.6.11의 정밀 해석방법을 사용한다.

표 4.6.4의 분배계수를 사용하여 콘크리트 바닥판이 있는 다중 강 박스거더에 대한 활하중에 의한 휨모멘트를 계산할 수 있다.

박스거더의 간격이 교축 방향에 따라 변할 경우 설계차로 수 N_L 값을 3.6.1.1에서 규정한 바와 같이 지간 중앙의 폭 W 를 사용하여 결정한다.

표 4.6.4 내측거더의 휨 모멘트 계산을 위한 차로당 활하중 분배계수

보의 형태	표 4.6.3 의 적용 단면	분배 계수	적용 범위
콘크리트 바닥판, 완전채움 격자 또는 부분채움 격자 바닥판을 지지하는 강재 보 또는 T형 및 더블 T 형 단면 콘크리트 거더	a, e, k, i, j 일체로 거동하게 서로 연결된 경우	한개 설계차로 재하: $0.83 \left(0.06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \times \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.1} \right)$ 두개 이상 설계차로 재하: $0.9 \left(0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \times \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.1} \right)$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		$N_b=3$ 을 사용한 식의 값과 지렛대 법칙을 사용한 값 중 작은 값	$N_b = 3$
현장타설 콘크리트 다중박스	d	한개 설계차로 재하: $0.83 \left(\left(1.75 + \frac{S}{1100} \right) \times \left(\frac{300}{L} \right)^{0.35} \left(\frac{1}{N_c} \right)^{0.45} \right)$ 두개 이상 설계차로 재하: $0.9 \left(\left(\frac{13}{N_c} \right)^{0.3} \times \left(\frac{S}{430} \right) \left(\frac{1}{L} \right)^{0.25} \right)$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18000 \leq L \leq 73000$ $N_c \geq 3$ 만약 $N_c > 8$ 이면 $N_c = 8$
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더	b, c	한개 설계 차로 재하: $0.83 \left(\left(\frac{S}{910} \right)^{0.35} \left(\frac{Sd}{L^2} \right)^{0.25} \right)$ 두개 이상 설계 차로 재하: $0.9 \left(\left(\frac{S}{1900} \right)^{0.6} \left(\frac{Sd}{L^2} \right)^{0.125} \right)$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		지렛대 법칙 사용	$S > 5500$
다중 보 바닥판을 지지하는 콘크리트 거더	f	한개 설계 차로 재하: $0.83 \left(k \left(\frac{b}{2.8L} \right)^{0.5} \left(\frac{I}{J} \right)^{0.25} \right)$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37000$ $5 \leq N_b \leq 20$
	g 일체로 거동하도록 상호 연결된 경우	여기서, $k = 2.5(N_b)^{-0.2} \geq 1.5$ 두개 이상 설계 차로 재하: $0.9k \left(\frac{b}{7600} \right)^{0.6} \left(\frac{b}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{I}{J} \right)^{0.06}$	
	h	재하 차로수에 무관하게 적용 : S/D	$Skew \leq 45^\circ$ $N_L \leq 6$
	g, i, j 접합면에서 상대 수직변위가 일어나지 않을 정도로 연결된 경우	여기서, $C = K(W/L) \leq K$ $C \leq 5$ 일 때 $D = 300[11.5 - N_L + 1.4N_L(1 - 0.2C)^2]$ $C > 5$ 일 때 $D = 300(11.5 - N_L)$ $K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$	

보의 형태	표 4.6.3 의 적용 단면	분배 계수	적용 범위														
		기본설계 시 사용할 수 있는 K 값 : <table><tr><th>보 형태</th><th>K</th></tr><tr><td>중실 직사각형 보</td><td>0.7</td></tr><tr><td>중공 직사각형 보</td><td>0.8</td></tr><tr><td>박스거더</td><td>1.0</td></tr><tr><td>ㄷ형 보</td><td>2.2</td></tr><tr><td>T 형 보</td><td>2.0</td></tr><tr><td>더블 T형 보</td><td>2.0</td></tr></table>	보 형태	K	중실 직사각형 보	0.7	중공 직사각형 보	0.8	박스거더	1.0	ㄷ형 보	2.2	T 형 보	2.0	더블 T형 보	2.0	
보 형태	K																
중실 직사각형 보	0.7																
중공 직사각형 보	0.8																
박스거더	1.0																
ㄷ형 보	2.2																
T 형 보	2.0																
더블 T형 보	2.0																
강격자 바닥판을 지지하는 강재 거더	a	한개 설계차로 재하: $t_g < 100 \text{ mm}$ 시 $S/2760$ $t_g \geq 100 \text{ mm}$ 시 $S/3660$ 두개 이상 설계차로 재하: $t_g < 100 \text{ mm}$ 시 $3S/8000$ $t_g \geq 100 \text{ mm}$ 시 $9S/30500$	$S \leq 1800 \text{ mm}$ $S \leq 3200 \text{ mm}$														
콘크리트 바닥판을 지지하는 다중 강박스거더	b, c	재하차로수에 관계없이 적용: $0.05 + 0.85 \frac{N_L}{N_b} + \frac{0.425}{N_L}$	$0.5 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1.5$														

(2) 외측거더

외측거더의 활하중에 의한 휨모멘트를 표 4.6.5의 설계 재하차로수에 따른 분배계수를 적용하여 결정할 수 있다.

거더의 외측 복부가 방호책 보다 안쪽으로 위치할 경우 거리(d_e)는 양의 값으로 하고, 방호책이 나 연석의 바깥쪽에 위치할 경우 음의 값으로 취급한다.

격벽이나 수직 브레이싱이 있는 보-슬래브 교량 단면에 대한 외측거더의 분배계수는 단면을 강체로 가정하여 유도된 식 (4.16.14)의 값과 비교하여 큰 값을 취한다.

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum_{N_b}^{N_L} e}{\sum x^2} \quad (4.6.14)$$

여기서,

R = 차로수에 따른 외측거더의 반력계수

N_L = 주목하는 재하차로 수

e = 각 거더의 무게중심으로부터 설계트럭과 설계차선하중의 편심거리(mm)

X_{ext} = 거더들의 무게중심으로부터 외측거더에 이르는 수평거리(mm)

N_b = 거더의 총수

표 4.6.5 외측거더의 휨 모멘트 계산을 위한 차로 당 활하중 분배계수

상부구조의 형태	표 4.6.3의 적용단면	한개 설계 차로 재하	두개 이상 설계 차로 재하	적용 범위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	a, e, k i, j (일체로 거동하게 서로 연결된 경우)	지렛대 법칙	$g = 0.9eg_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			$N_b=3$ 을 사용한 식의 값과 지렛대 법칙을 사용한 값 중 작은 값	$N_b = 3$
콘크리트 다중박스거더, 박스 단면	d	$g = \frac{W_e}{5160}$ 혹은 4.6.3.1에 규정된 전체폭 설계에 대한 조항	$g = \frac{9W_e}{43000}$	$W_e \leq S$
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더	b, c	지렛대 법칙	$g = 0.9eg_{interior}$ $e = 0.97 + \frac{d_e}{8700}$	$0 \leq d_e \leq 1400$ $1800 < S \leq 5500$
			지렛대 법칙	$S > 5500$
다중 보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더	f, g	$g = 0.83eg_{interior}$ $e = 1.125 + \frac{d_e}{9100}$ ≥ 1.0	$g = 0.9eg_{interior}$ $e = 1.04 + \frac{d_e}{7600}$ ≥ 1.0	$d_e \leq 600$
다중보 바닥판에 사용된 박스거더 외의 콘크리트 거더	h	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
	i, j 접합면에서 상대수직변위가 일어나지 않을 정도로 연결된 경우			
강 격자 바닥판을 지지하는 강재 거더	a	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
콘크리트 바닥판을 지지하는 다중 박스거더	b, c	표 4.6.4 규정 적용		

(3) 사교

인접지반 지지부의 사각 차이가 10° 미만인 사교에서는 보의 휨 모멘트를 표 4.6.6과 같이 감소시킬 수 있다.

표 4.6.6 사교지지부에서 교축방향 보의 모멘트 하중분배계수의 감소계수

상부 구조의 형태	표 4.6.3의 적용 단면	감소 계수	적용 범위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재 거더 또는 T형 및 더블 T 형 단면 콘크리트 거더	a, e, k i, j 일체로 거동하게 서로 연결된 경우	$1 - c_1 (\tan \theta)^{1.5}$ $c_1 = 0.25 \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.25} \times \left(\frac{S}{L} \right)^{0.5}$ 만약 $\theta < 30^\circ$ 이면 $c_1 = 0.0$ 만약 $\theta > 60^\circ$ 이면 $\theta = 60^\circ$	$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 박스거더, 다중 보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	b, c, d, f, g	$1.05 - 0.25 \times \tan \theta \leq 1.0$ 만약 $\theta > 60^\circ$ 이면 $\theta = 60^\circ$ 를 사용	$0 \leq \theta \leq 60^\circ$

4.6.3.3 전단력에 대한 분배계수

(1) 내측거더

내측거더의 활하중에 대한 전단력은 표 4.6.7의 분배계수를 적용하여 결정할 수 있다. 표 4.6.7에 포함되어 있지 않은 형식의 내측거더에 대한 전단력 계산 시 지점부에 재하되는 윤하중 혹은 축하중에 대한 횡분배는 지렛대 법칙을 이용한다.

기본설계에서는 I/J 항을 1.0으로 취할 수 있다.

다중-보 바닥판에 사용되는 콘크리트 박스거더에 대해서 I 값이나 J 값이 표 4.6.7의 적용범위를 벗어날 경우, 전단력에 대한 분배계수를 모멘트에 대한 경우와 동일하게 취급할 수 있다.

표 4.6.7 내측거더에서 전단력 계산을 위한 차로당 활하중 분배

상부구조의 형태	표 4.6.3의 적용단면	한개 설계 차로 재하	두개 이상 설계 차로 재하	적용 범위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	a, e, k	$0.83\left(0.36 + \frac{S}{7600}\right)$	$0.9\left(0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}\right)$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
	i, j 일체로 거동하게 서로 연결된 경우			
콘크리트 다중 박스거더, 박스 단면	d	$0.83\left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$0.9\left(\frac{S}{2200}\right)^{0.9}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73000$ $890 \leq d \leq 2800$ $N_c \geq 3$
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더	b, c	$0.83\left(\frac{S}{3050}\right)^{0.6}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$0.9\left(\frac{S}{2250}\right)^{0.8}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		지렛대 법칙	지렛대 법칙	$S > 5500$
다중보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더	f, g	$0.58\left(\frac{b}{L}\right)^{0.15}\left(\frac{I}{J}\right)^{0.05}$	$0.9\left(\frac{b}{4000}\right)^{0.4}\left(\frac{b}{L}\right)^{0.1}$ $\times \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05}\left(\frac{b}{1200}\right)$ $\frac{b}{1200} \geq 1.0$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37000$ $5 \leq N_b \leq 20$ $1.0 \times 10^{10} \leq J \leq 2.5 \times 10^{11}$ $1.7 \times 10^{10} \leq I \leq 2.5 \times 10^{11}$
다중보 바닥판에 사용된 박스거더 외의 콘크리트 거더	h	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
	I, j 접합면에서 상대수직변위가 일어나지 않을 정도로 연결된 경우			
강 격자 바닥판을 지지하는 강재 거더	a	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재 다중 박스거더	b, c	표 4.6.4의 규정 적용		

(2) 외측거더

외측거더에 대한 활하중에 의한 전단력은 표 4.6.8의 분배계수를 적용하여 결정된다. 표 4.6.7과 표 4.6.8에 포함되어있지 않은 경우에는 외측거더에 대한 활하중 분배를 결정하기 위하여 지렛대 법칙을 이용한다.

거리(d_e)는 거더의 외측 복부가 방호책 보다 안쪽으로 위치할 경우 양의 값으로, 방호책이나 연석의 바깥쪽에 위치할 경우 음의 값으로 취급한다.

격벽이나 수직 브레이싱(cross frames)이 있는 보-슬래브 교량 단면에 대한 외측거더의 전단력 분배계수는 단면을 강체로 가정하여 유도된 식 (4.16.14)의 값과 비교하여 큰 값을 취한다.

표 4.6.8 외측거더 전단력 계산을 위한 차로 당 활하중 분배

상부구조의 형태	표 4.6.3의 적용단면	한개 설계 차로 재하	두개 이상 설계 차로 재하	적용 범위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	a, e, k	지렛대 법칙	$g = 0.9eg_{interior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
	i, j 일체로 거동하게 서로 연결된 경우		지렛대 법칙	$N_b = 3$
콘크리트 다중 박스거더, 박스 단면	d	지렛대 법칙	$g = 0.9eg_{interior}$ $e = 0.64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \leq d_e \leq 1500$
		혹은 4.6.3.1에 규정된 전체 폭설계에 대한 조항들		
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 단일 박스거더	b, c	지렛대 법칙	$g = 0.9eg_{interior}$ $e = 0.8 + \frac{d_e}{3050}$	$0 \leq d_e \leq 1400$
			지렛대 법칙	$S > 5500$
다중보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더	f, g	$g = \frac{1}{1.2}eg_{interior}$ $e = 1.25 + \frac{d_e}{6100}$ ≥ 1.0	$g = 0.9eg_{interior} \left(\frac{1200}{b} \right)$ $\frac{1200}{b} \leq 1.0$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + b - 610}{12200} \right)^{0.5}$ ≥ 1.0	$d_e \leq 600$
다중보 바닥판에 사용된 박스거더 외의 콘크리트 거더	h, i, j 접합면에서 상대수직변위가 일어나지 않을 정도로 연결된 경우	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
강 격자 바닥판을 지지하는 강재 거더	a	지렛대 법칙	지렛대 법칙	N/A
콘크리트 바닥판을 지지하는 다중 강 박스거더	b, c	표 4.6.4의 규정 적용		

(3) 사고

사고의 둔각부 외측거더 지점에서 발생하는 전단력은 직교에서 계산된 값을 보정하여 산정한다. 표 4.6.9에서 구한 보정계수로 내측거더에 대해서는 표 4.6.7의 분배계수를 보정하고, 외측거더에 대해서는 표 4.6.8의 분배계수를 보정하여 사용한다.

다중보 사고에서 지점부 전단력을 보정할 때, 내측거더 및 외측거더를 둔각부 모서리에 있는 외측거더와 같이 취급하여 표 4.6.9를 사용한다.

표 4.6.9 둔각부 지점 전단력 계산용 하중 분배계수에 대한 보정계수

상부 구조의 형태	표 4.6.3의 적용단면	보정 계수	적용 범위
콘크리트 바닥판을 지지하는 강재거더 또는 T형 및 더블 T형 단면 콘크리트 거더	a, e, k I, j 만약 단일체로 거동하도록 충분히 연결되면	$1.0 + 0.20 \left(\frac{Lt_s^3}{K_g} \right)^{0.3} \times \tan \theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$
콘크리트 다중 박스거더, 박스 단면	d	$1.0 + \left(0.25 + \frac{L}{70d} \right) \times \tan \theta$	$0^\circ < \theta \leq 60^\circ$ $1800 < S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73000$ $900 \leq d \leq 2700$ $N_c \geq 3$
콘크리트 바닥판을 지지하는 일련의 콘크리트 박스거더	b, c	$1.0 + \frac{\sqrt{Ld}}{6S} \times \tan \theta$	$0^\circ < \theta \leq 60^\circ$ $1800 \leq S \leq 3500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
다중보 바닥판을 지지하는 콘크리트 박스거더	f, g	$1.0 + \frac{L\sqrt{\tan \theta}}{90d}$	$0^\circ < \theta \leq 60^\circ$ $6000 \leq L \leq 37000$ $430 \leq d \leq 1500$ $900 \leq b \leq 1500$ $5 \leq N_b \leq 20$

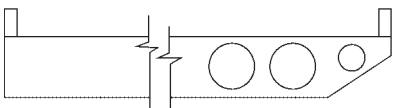
4.6.3.4 타 교통에 대한 특별 하중

표 3.4.1의 극한한계상태하중조합-II을 고려하는 것 같이, 한 차로에 특정한 차량이나 계산이 허용되는 차량이 재하 되는 경우에는 거더의 설계하중영향은 4.6.11의 정밀해석법에 따라 산출한다.

4.6.4 슬래브 교에 대한 등가 스트립 폭

이 규정은 표 4.6.10의 그림에서 주어진 단면유형에 적용된다. 현장타설중공(中空) 슬래브 교량을 슬래브교로 취급할 수 있다.

표 4.6.10 슬래브교의 단면 유형

지점 요소	바닥판 형태	단면 유형
현장타설 콘크리트 슬래브 또는 중공 슬래브	일체식 바닥판	

한 차로에만 재하 된 경우 차로 당 전단력과 모멘트에 대한 교축방향 스트립의 등가폭을 다음과 같이 결정한다.

$$E = 250 + 0.42 \sqrt{L_1 W_1} \quad (4.6.15)$$

두 차로 이상 재하 된 경우 차로 당 전단력과 모멘트에 대한 교축방향 스트립의 등가폭은 다음과 같이 결정한다.

$$E = 2100 + 0.12 \sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L} \quad (4.6.16)$$

여기서

E = 등가폭(mm)

L_1 = 실제 지간장과 18000 mm 중 작은 값(mm)

W_1 = 한 차로 재하의 경우 : 실제 교폭과 9000 mm 중 작은 값

두 차로 이상 차로 재하의 경우 : 실제 교폭과 18000 mm 중 작은 값

W = 실제 교폭(mm)

N_L = 3.6.1.1에서 규정된 설계차로 수

사교의 교축방향 하중영향을 다음과 같은 계수 r 에 의해서 감소시킬 수 있다.

$$r = 1.05 - 0.25 \tan \theta \leq 1.00 \quad (4.6.17)$$

여기서, θ = 사각(도)

4.6.5 트러스교와 아치교의 근사적 해석방법

트러스교와 아치교를 평면 2차원 구조로 해석할 경우에는 지렛대 법칙을 사용하여 중력에 의한 하중을 분배시킬 수 있다. 3차원 해석을 수행할 경우에는, 지렛대 법칙을 사용하여 하중을 분배하거나, 바닥판(deck)이나 바닥틀(deck system)에 직접 하중을 재하시킬 수 있다.

부재의 자중과 풍하중 이외의 하중이 연결부(panel point)에서 트러스로 전달되는 경우에는 트러스의 절점을 힌지로 간주하여 해석할 수 있다.

4.6.6 유효길이계수, K

회전과 병진운동에 대한 기둥의 양단 지지조건을 적절히 고려하기 위하여 유효길이 계수 K 를 기둥의 실제 길이에 곱해야 한다. 이상화된 구속 조건이 실제 구속조건을 완전히 충족시킬 수 없기 때문에 표 4.6.11에서 주어진 바와 같이 이상화된 구속 조건에 대한 K 의 이론치보다 큰 값을 설계 시의 K 값으로 사용한다.

표 4.6.11 유효길이계수, K

유효 길이 계수, K						
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
점선은 좌굴 형상						
K 의 이론치	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
이상화된 지지조건이 근사적으로 성립할 경우 K 의 설계치	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
지지 조건						
			회전 변위 구속	수평 이동 구속	회전 변위 자유	수평 이동 자유
			회전 변위 자유	수평 이동 구속	회전 변위 구속	수평 이동 자유
			회전 변위 구속	수평 이동 자유	회전 변위 자유	수평 이동 구속
			회전 변위 자유	수평 이동 자유	회전 변위 구속	수평 이동 구속

모든 기둥이 탄성 거동을 하고, 동시에 좌굴한다고 가정하면, 유효길이계수를 다음과 같이 구할 수 있다.

브레이싱이 설치된 뼈대구조 :

$$\frac{G_a G_b \left(\frac{\pi}{K}\right)^2}{4} + \frac{G_a + G_b}{2} \left(1 - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)}\right) + \frac{2 \tan(0.5\pi/K)}{\pi/K} = 1 \quad (4.6.18)$$

브레이싱이 없는 뼈대구조:

$$\frac{G_a G_b \left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 36}{6(G_a + G_b)} = \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)} \quad (4.6.19)$$

여기서, 아래첨자 a 및 b 는 각각 기둥의 양단을 표시하며, 사용된 기호의 정의는 다음과 같다.

$$G = \frac{\sum (E_c I_c / L_c)}{\sum (E_g I_g / L_g)} \quad (4.6.20)$$

여기서,

- Σ = 힘이 발생하는 면내의 기둥 한쪽단에 강결된 부재의 물성치 합
- I_c = 기둥의 단면 2차 모멘트(mm⁴)
- L_c = 기둥의 브레이싱이 되지 않은 길이(mm⁴)
- I_g = 들보 혹은 다른 구속 부재의 단면 2차 모멘트(mm⁴)
- L_g = 들보 혹은 다른 구속 부재의 지지점간의 거리(mm)
- K = 기둥의 유효길이계수

식 4.6.18와 4.6.19에 대응하는 그림 4.6.3과 4.6.4는 K , G_a 그리고 G_b 의 관계를 나타내는 차트이며, 이 차트를 사용하여 K 의 값을 직접 구할 수 있다.

식 4.6.18와 4.6.19 및 그림 4.6.3과 4.6.4에 주어진 차트는 모두 이상화된 지지조건으로 유도된 것이다. 실제의 조건이 위에서 설명한 이상화된 조건과 현저하게 다를 경우, 그림 4.6.3과 4.6.4의 차트를 사용하면 실제 상황과 맞지 않는 비현실적인 설계가 될 수 있다.

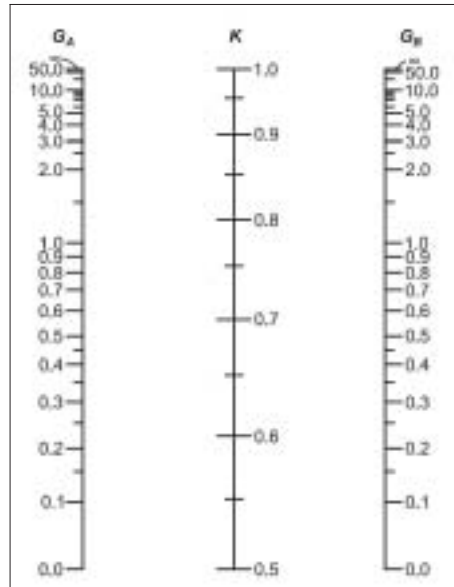


그림 4.6.3 브레이싱이 설치된 뼈대의 유효좌굴계수를 구하기 위한 차트

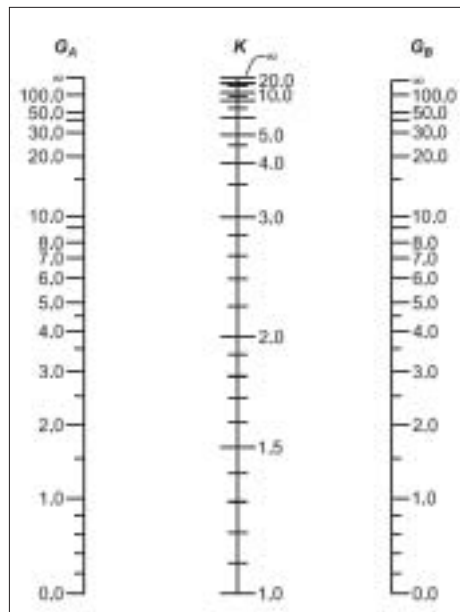


그림 4.6.4 브레이싱이 없는 뼈대의 유효좌굴계수를 구하기 위한 차트

다음 사항들을 그림 4.6.3, 그림 4.6.4와 함께 고려할 수 있다.

- 기둥 지점이 기초나 지반에 의해 지지되고 있으나 완전히 강결되어 있지 않을 때, G 값은 이론적으로 무한히 큰 값을 가진다. 그러나 실제로는 마찰없는 활절로 설계된 경우를 제외하고는 실제 설계에서는 G 값을 10 으로 취할 수 있다. 만약 기둥의 끝이 적절히 설계된 기초에 완전히 강결되었다면 G 값을 1로 취할 수 있으며, 해석에 의해 검증된다면 이보다 더 작은 값을 사용할 수 있다.
- 그림 4.6.3 및 4.6.4를 이용하여 K 를 구할 경우, 모든 절점들은 강결되어 있다는 가정을 전제로 한다. 만약 거더의 원단(far end)에서 가정과 다른 경계조건을 갖는다면 거더길이는 표 4.6.12와 같이 수정할 필요가 있다. 즉 상대 강성비인 G 값 산정 시, 실제 거더길이 L_g 대신에 수정 거더길이 L_g' 을 적용한다.

표 4.6.12 거더의 수정길이 L_g'

원단의 경계조건	브레이싱이 설치된 뼈대구조	브레이싱이 없는 뼈대구조
고정단	$0.5 L_g$	$1.5 L_g$
힌지단	$L_g/1.5$	$2.0 L_g$

- 기초와 일체로 시공된 기둥의 유효길이계수 계산 시에는 기초의 고정성(fixity)을 적절히 평가하여야 한다. 일반적으로 다음과 같은 값을 사용할 수 있다.

조건	G
암반에 정착된 기초	1.5
암반에 정착되지 않은 기초	3.0
토사에 지지된 기초	5.0
선단 지지 무리 말뚝위에 설치된 기초	1.0

대각 브레이싱이나 그 외의 적절한 방법으로 횡방향 안정성을 확보한 트러스 및 뼈대 구조물에서 정밀 해석을 하지 않을 경우, 압축 부재의 브레이싱 평면에서 유효길이 계수 K 는 다음과 같다:

- 양단이 볼트 연결되어 있거나 용접되어 있는 경우 : $K = 0.750$
- 양단이 핀연결되어 있는 경우 : $K = 0.875$

비렌덜(vierendeel) 트러스는 브레이싱되지 않은 뼈대 구조물로 간주한다.

보다 정확한 유효길이계수가 요구되는 경우에는 소위 시스템 탄성좌굴해석을 이용한 다음의 산정법을 적용할 수 있다.

- 계수하중에 대한 선형탄성해석으로부터 각 부재의 축력 P 를 산정한다.
- 탄성강도행렬과 축력에 대한 기하학적 강도행렬을 이용하여 좌굴고유치 λ_{cr} 를 산정한다.
- 결국, 개별부재의 유효길이계수를 다음 식으로 구한다.

$$KL = \pi \sqrt{\frac{EI}{P\lambda_{cr}}} \quad (4.6.21)$$

여기서,

P = 개별부재의 축방향력

EI = 개별부재의 탄성 휨강성

$KL(=L_E)$ = 개별부재의 유효좌굴길이

4.6.7 플랜지 유효폭

4.6.7.1 일반사항

상세한 해석을 수행하지 않거나 혹은 본 설계기준에서 별도의 규정을 제시하지 않은 경우, 모든 한계상태 구조물의 저항성을 산정하기 위하여 합성거동을 하는 콘크리트 슬래브의 유효폭을 여기서 규정한다. 처짐 계산을 계산할 때에는 전체 플랜지폭을 기반으로 해야 한다. 활하중에 대한 처짐계산이 요구될 경우에는 2.5.2.6의 조항을 적용하여야 한다.

플랜지의 유효폭을 계산하는데 사용하는 등가지간장은 단순지지된 지간에서는 실제 지간장을 사용하고, 연속 지지의 경우에는 고정하중에 의하여 발생하는 정모멘트 구간의 거리 혹은 부모멘트 구간의 거리 중에서 고려하고 있는 단면이 속한 구간의 거리를 사용한다.

내측거더의 플랜지 유효폭은 다음의 값들 중 가장 작은 값으로 한다.

- 등가지간장의 1/4
- 슬래브 평균두께의 12배 + Max(복부 두께, 주거더 상부플랜지폭의 1/2)
- 인접한 보사이의 평균 간격

외측거더의 플랜지 유효폭은 인접한 내측거더 유효폭의 절반과 다음 값 중의 최솟값의 합으로 한다.

- 등가지간장의 1/8
- 슬래브 평균두께의 6배 + Max(복부 두께의 절반, 주거더 상부플랜지폭의 1/4)
- 내민부분(overhang)의 폭

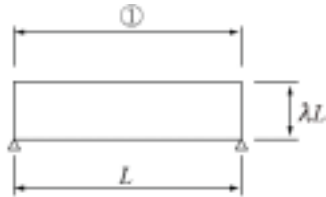
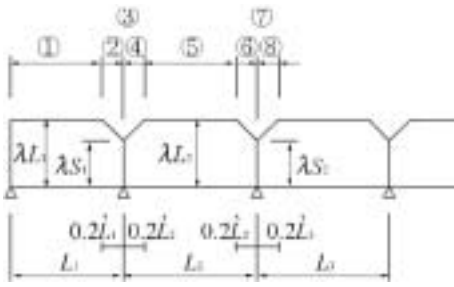
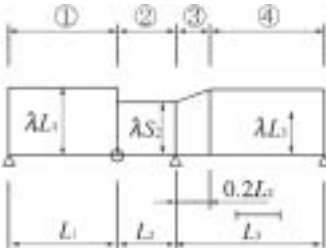
4.6.7.2 강거더교

이 조항은 강바닥판교 또는 강-콘크리트 합성거더교에서 주거더의 플랜지로 작용하는 강바닥판 또는 콘크리트 바닥판의 유효폭에 대하여 규정한다.

응력과 변형을 계산하기 위한 플랜지의 유효폭 λ 는 식 (4.6.22), (4.6.23) 또는 그림 4.6.6에 의해 계산하도록 한다. 여기서, 주거더 사이에 있는 플랜지의 폭을 b , 주거더의 등가지간장을 l 로 놓는다.

등가지간장 l 과 실제의 지간장 L 과의 관계 및 식 (4.6.22), 식 (4.6.23)의 적용방법을 표 4.6.13에 나타낸다. 여기서, 중간지점과 지간중양부 사이의 유효폭은 표 4.6.13에 나타난 바와 같이 직선적으로 변화한다고 본다.

표 4.6.13 등가지간장과 적용식

	유효폭의 변화 상태	구간	등가지간장	적용식
단 순 거 더		①	λL (거더전장) : $l = L$	(4.6.22)
연 속 거 더		①	λL_1 (지간중양부) : $l = 0.8L_1$	(4.6.22)
		⑤	λL_2 (지간중양부) : $l = 0.6L_2$	(4.6.22)
		③	λS_1 (중간지점) : $l = 0.2(L_1 + L_2)$	(4.6.23)
		⑦	λS_2 (중간지점) : $l = 0.2(L_2 + L_3)$	(4.6.23)
		②④ ⑥⑧	양단의 유효폭을 사용하여 직선적으로 변화한다.	
게 르 버 거 더		①	λL_1 (지간중양부) : $l = L_1$	(4.6.22)
		④	λL_3 (지간중양부) : $l = 0.8L_3$	(4.6.22)
		②	λS_2 (켄틸레버부) : $l = 2L_2$	(4.6.23)
		③	양단의 유효폭을 사용하여 직선적으로 변화한다.	

$$\begin{aligned}
 b/l \leq 0.05 & \quad \lambda_L = b \\
 0.05 < b/l < 0.30 & \quad \lambda_L = \{1.1 - 2(b/l)\} \cdot b \\
 b/l \geq 0.3 & \quad \lambda_L = 0.15l
 \end{aligned} \tag{4.6.22}$$

$$\begin{aligned}
 b/l \leq 0.02 & \quad \lambda_s = b \\
 0.02 < b/l < 0.30 & \quad \lambda_s = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot b \\
 b/l \geq 0.30 & \quad \lambda_s = 0.15l
 \end{aligned} \tag{4.6.23}$$

여기서,

λ = 플랜지의 한쪽 유효폭(mm) (그림 4.6.5)

b = 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm) (그림 4.6.5)

l = 등가지간장(mm) (표 4.6.13)

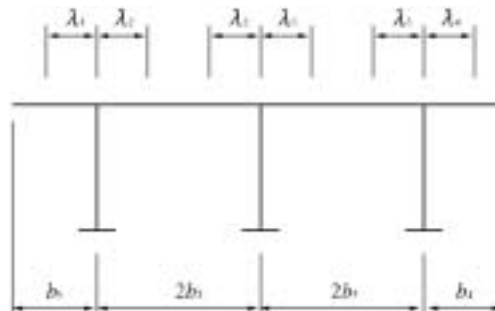


그림 4.6.5 플랜지의 유효폭

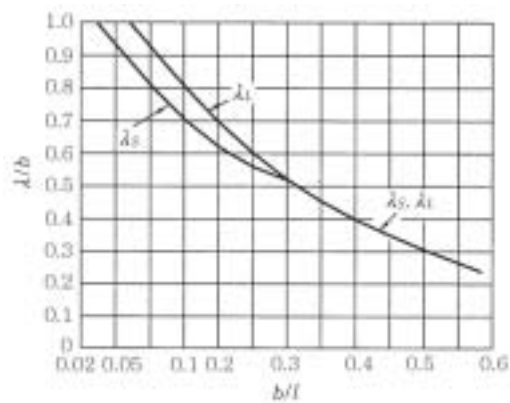


그림 4.6.6 플랜지의 유효폭 산정

4.6.7.3 상자형 세그멘탈 콘크리트 보 및 단 격실 상자형 현장타설 콘크리트 보

플랜지 유효폭은 다음의 조건을 만족시키는 경우 실제 플랜지의 폭으로 가정할 수 있다:

$$b \leq 0.1l_i$$

$$b \leq 0.3d_o$$

그렇지 않은 경우, 플랜지 유효폭은 그림 4.6.7~10에 규정된 폭을 취한다.

여기서 사용된 기호는 다음과 같다:

d_o = 상부구조물의 높이(mm)

b = 복부판 어느 한쪽으로의 플랜지폭(mm)

예를 들면, 그림 4.6.9에 있는 b_1 , b_2 및 b_3

b_e = 그림 4.6.7에서 규정된 경간내의 특별한 지점단면의 플랜지유효폭(mm)

b_m = 그림 4.6.8에서 결정된 경간의 내부 구간에서의 플랜지유효폭(mm); b_e 의 특별한 경우

b_s = 그림 4.6.8에서 결정된 내부지점 혹은 캔틸레버 구간에서의 플랜지 유효폭(mm);
 b_e 의 특별한 경우

a = 그림 4.6.7에 보인 바와 같이 복부판 각면의 플랜지폭과 지간길이의 1/4 중에서
작은 값을 플랜지 유효폭으로 취하였을 경우 유효폭이 변화되는 지간 부위

l_i = 그림 4.6.7에서 정의된 b_s 및 b_m 을 결정하기 위해 그림 4.6.8에 규정된 지간장

플랜지 유효폭 계산 시 다음 사항도 적용하여야 한다.

- 어떠한 경우에도 플랜지유효폭은 물리적인 폭보다 커서는 안 된다.
- 비대칭 하중에 의한 플랜지 유효폭의 변화는 무시한다.
- b_s 의 값은 지점부에 인접한 지간의 유효지간장 중에서 큰 값을 사용하여 결정하여야 한다.
- b_s 보다 b_m 의 값이 작은 지간 내에서 플랜지 유효폭의 변화 형태는 양 인접지점부에서의 유효 폭 b_s 를 연결하여 결정할 수 있다.

국부적인 하중영향과 전체 구조물에서의 하중영향을 중첩할 경우, 전체구조물에서 하중영향으로 인한 플랜지의 응력분포는 그림 4.6.9(다)와 같이 직선으로 가정할 수 있다. 그림 4.6.9(다)에 보인 직선 응력 분포는 플랜지 유효폭에 작용한다고 가정한 등분포 응력의 합과 플랜지에 작용하는 선형 응력 분포의 합이 동일하다는 조건과 복부판 양측으로 작용하는 선형 응력이 분포되는 최대폭은 플랜지 유효폭의 2배라는 조건을 이용하여 결정한다.

단면에 수직인 하중에 대한 플랜지 유효폭은 그림 4.6.8에 주어진 규정에 따르거나 혹은 보다 상세한 해석을 통해 결정하여야 한다.

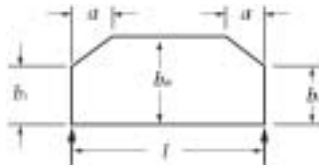
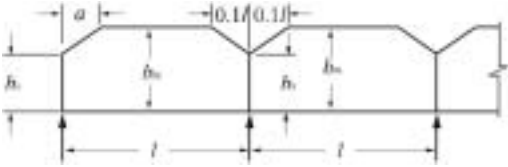
시스템		b_m/b 의 형태
단일 지간 거더 $l_i = 1.0l$		
연속 거더	외측 지간 $l_i = 0.8l$	
	내측 지간 $l_i = 0.6l$	
캔틸레버 부분 $l_i = 1.5l$		

그림 4.6.7 플랜지 유효폭계수 b_m 과 b_s 의 형태

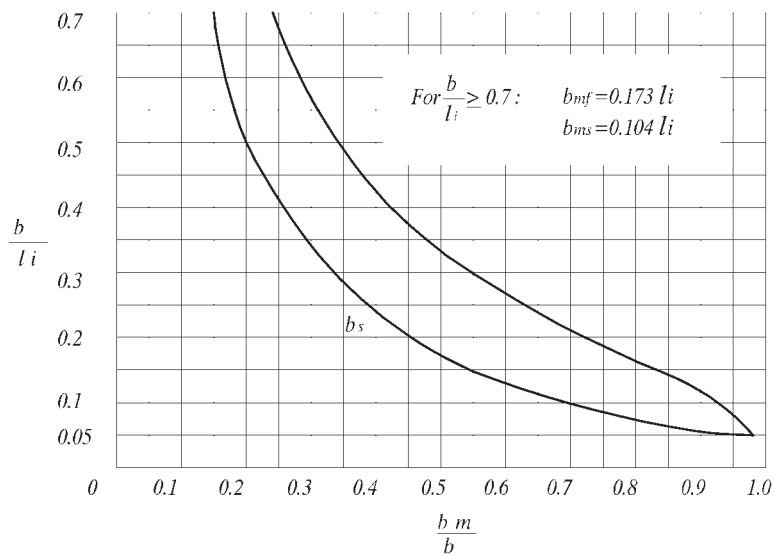


그림 4.6.8 주어진 b/l_i 값에 대한 유효 플랜지폭 계수 b_m 과 b_s

(b/l_i 값이 주어졌을 때 b_m 과 b_s 에 대한 유효 플랜지폭 계수)

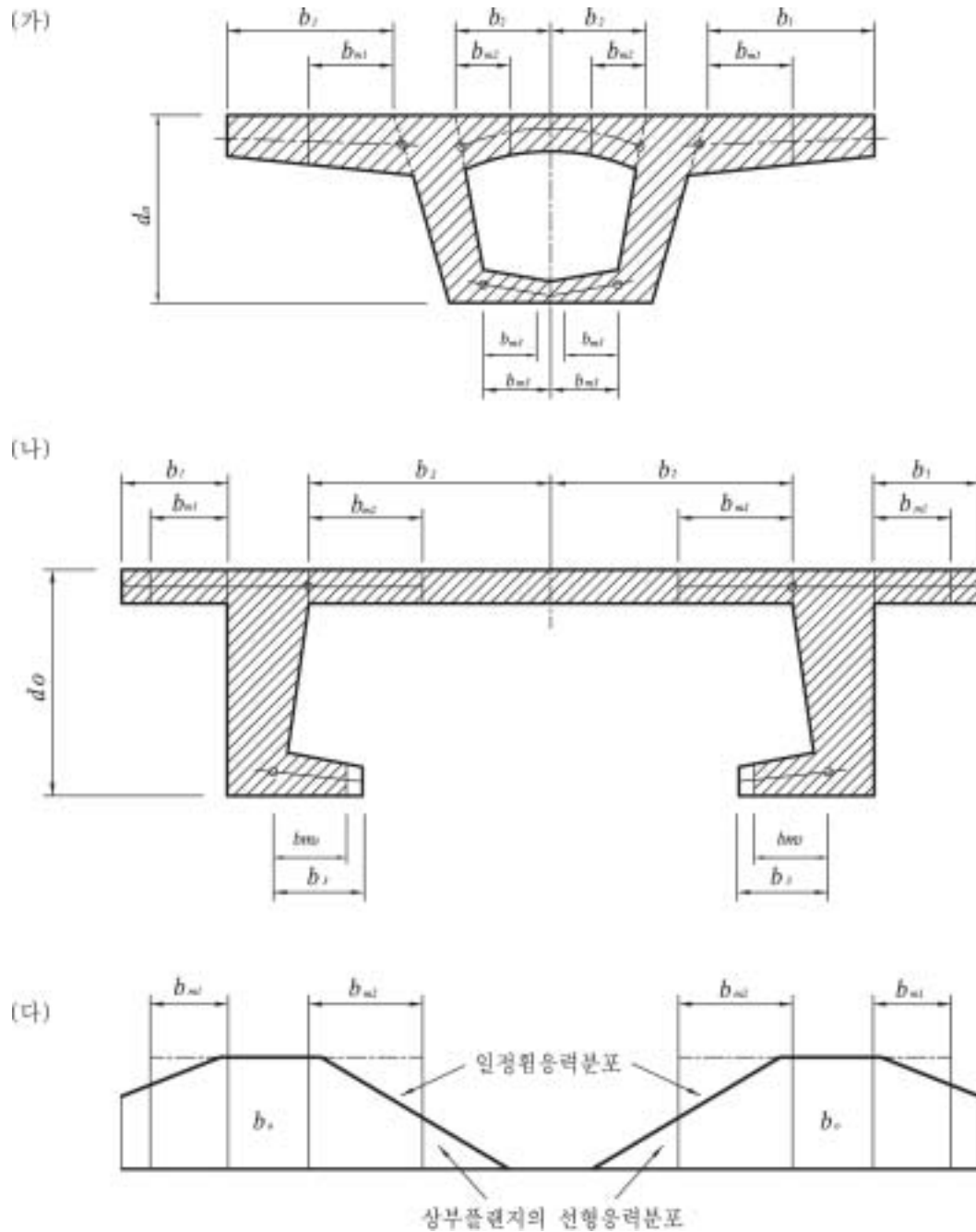
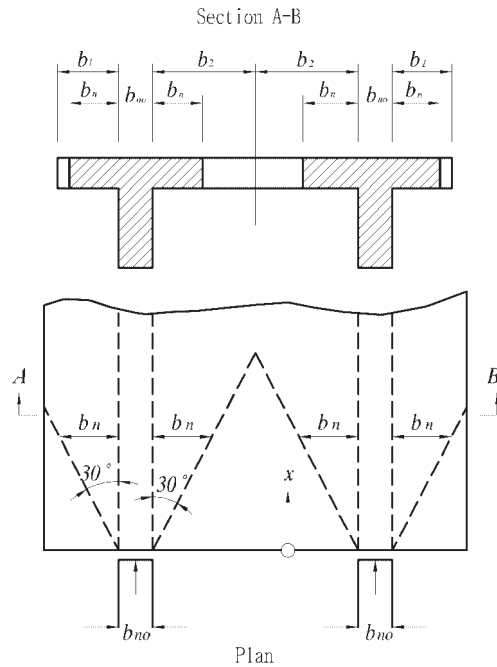


그림 4.6.9 휨과 전단에 대한 단면과, 이에 상응하는 유효 플랜지 폭, b_e
(단면과, 휨과 전단에 상응하는 유효 플랜지 폭)

그림 4.6.10 축방향력에 대한 유효 플랜지 폭 b_n

4.6.7.4 현장타설 콘크리트 다중박스거더

현장타설 콘크리트 다중박스거더의 유효폭은 각 복부판을 보로 간주하여 4.6.7.1 절에서 규정한 사항에 따라 결정할 수도 있고, 바닥 슬래브의 전체 폭을 유효폭으로 간주할 수도 있다. 후자의 경우 단부에서 전단지연(shear lag) 효과를 반드시 검토하여야 한다.

4.6.7.5 직교이방성 강바닥판

종방향 보강재 혹은 종방향 리브의 상부플랜지 역할을 하는 바닥판의 유효폭은 표 4.6.14의 규정을 따른다.

세로보 또는 가로보처럼 거동하는 보강재나 리브의 상부플랜지 역할을 하는 바닥판의 유효폭은 인정된 해석방법을 사용하거나 그림 4.6.11의 규정을 사용하여 결정한다.

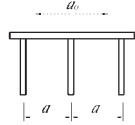
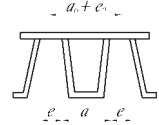
그림 4.6.11에서 L_1 , L_2 로 표시된 유효지간장은 단순지지된 경우는 실제 지간장으로 간주하고, 연속 지간에서는 고정하중에 의한 처짐 곡선의 변곡점 사이 거리를 취한다.

가로보와 같이 거동하는 바닥 상판의 유효폭을 결정하기 위해 그림 4.6.11를 사용할 경우, 사용된 기호의 정의는 다음과 같다.

- B = 그림 4.6.11에서 보인 간격(mm)
 L_1, L_2 = 그림 4.6.11에서 보인 변곡점 간의 거리
 A_s = 보강재의 전체 면적(mm²)
 t = 플랜지 판의 두께(mm)

가로보의 내민부분에서는 L 을 실제 길이의 2배로 취한다.

표 4.6.14 리브가 있는 바닥판의 유효폭

구 분		
바닥판의 강성 계산과 고정하중에 의한 휨 효과 계산을 위한 리브의 단면 성질	$a_0 = a$	$a_0 + e_0 = a + e$
윤하중에 의한 휨 효과 계산 시 사용하는 리브의 단면치	$a_0 = 1.1a$	$a_0 + e_0 = 1.3(a + e)$

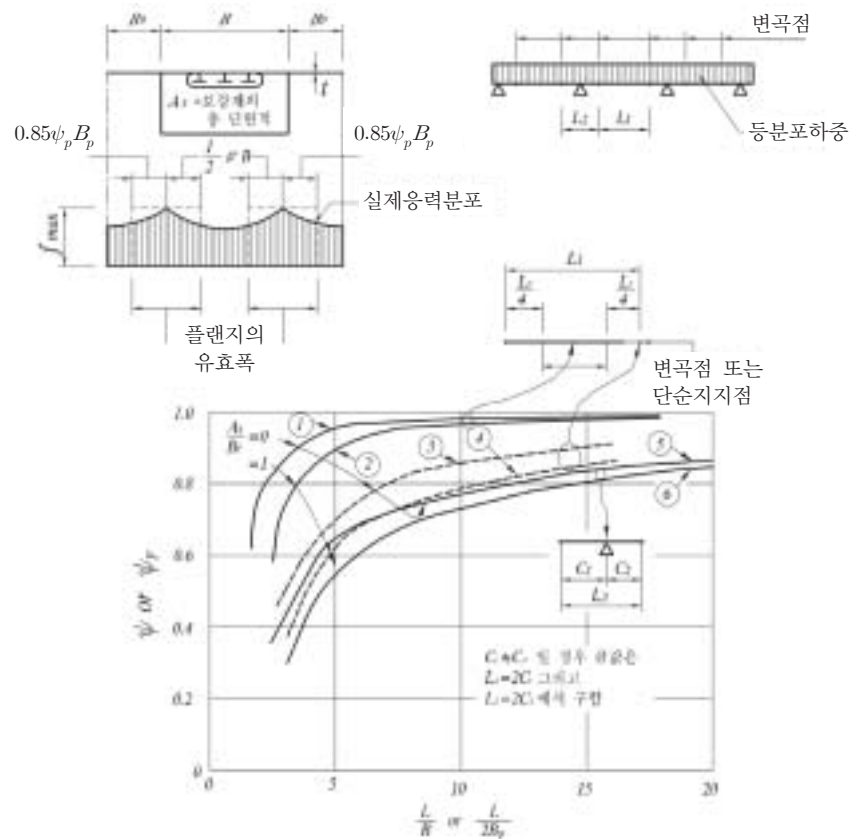


그림 4.6.11 바닥판의 유효폭

4.6.8 다중보 교량의 횡방향 풍하중 분포

4.6.8.1 I형 단면

합성형 바닥판, 콘크리트 현치가 있는 비합성형 바닥판, 그 외에 수평 다이아프램 작용을 하는 바닥판이 설치된 교량에서, 외측 보 높이의 상부 1/2, 바닥판, 차량, 방호울타리 및 부착물 등에 작용하는 풍하중은 바닥에 직접 작용한다고 가정한다. 이 때 바닥판은 횡하중을 지점으로 전달하는 횡방향 다이아프램의 역할을 한다. 외측 보 높이의 하부 1/2에 작용하는 풍하중은 하부 플랜지에 횡방향으로 작용한다고 가정한다.

수평 다이아프램 역할을 못하는 바닥이 설치된 교량의 상부 및 하부 플랜지에 작용하는 풍하중의 분포는 지렛대 법칙을 사용하여 구한다.

상부 및 하부 플랜지의 휨 작용에 의해 인접한 브레이싱 고정점으로 횡방향 풍하중이 전달된다. 브레이싱 고정점은 내풍 브레이싱의 절점이나 수직 브레이싱(cross frame) 및 다이아프램이 위치한 곳이다.

플랜지를 통하여 브레이싱 고정점에 전달된 횡하중은 다음과 같은 하중 경로중 한 경로를 따라 지점으로 전달된다.

- 플랜지 평면내에서의 수평 브레이싱의 트러스 거동을 통한 하중 전달
- 수직 브레이싱 혹은 다이아프램의 뼈대 작용에 의하여 바닥과 다른쪽 플랜지 평면내의 수평 브레이싱으로 풍하중이 전달. 이렇게 전달된 풍하중은 바닥의 다이아프램 거동 혹은 수평 브레이싱의 트러스 거동을 통하여 지점에 전달
- 횡하중을 받는 플랜지와 동일 평면에 있으면서 수평브레이싱으로 연결된 다른 플랜지의 횡방향 힘을 통해 지간 단부로 풍하중을 전달. 예를 들면 바닥이 수평 격벽 역할을 못하거나 상하부 플랜지 평면 내에 수평 브레이싱이 없는 경우

4.6.8.2 박스형 단면

외측 박스거더의 하부플랜지에 박스형 단면에 작용하는 풍하중의 1/4을 재하시켜야 한다. 풍하중에 저항하는 단면을 5장 및 6장에 따라 결정할 수 있는 복부판의 일부와 하부플랜지로 간주한다. 박스형 단면에 작용하는 풍하중의 나머지 3/4과 차량, 방호울타리 및 부착물 등에 작용하는 풍하중은 바닥의 다이아프램 역할에 의하여 지점으로 전달된다고 가정한다.

풍하중에 저항할 수 있다고 가정한 단면이 충분하지 못하다고 판단되면, 박스거더 사이에 수평 브레이싱을 설치하여야 한다.

4.6.8.3 시공

I 형 및 박스형 단면 교량에서는 시공 중 발생할 수 있는 일시적인 풍하중에 대한 브레이싱의 필요성을 검토하여야 한다.

4.6.9 횡방향 지진하중 분포

4.6.9.1 적용범위

이 조항들은 주로 지진시 횡력에 대한 시스템의 요소인 다이어프램, 수직브레이싱, 횡브레이싱 등에 적용된다.

4.6.9.2 설계 기준

설계 시 하부구조물에 대한 명백하고 직접적인 하중경로를 계획하여야 하며, 모든 구성부재와 연결부위들은 계획된 하중경로에 따라 전달되는 하중에 저항할 수 있어야 한다.

가정된 하중경로에서 주거더의 플랜지와 복부판, 수직브레이싱, 연결부, 슬래브와 보의 경계면, 그리고 교량받침부의 상부 플랜지 접합면부터 앵커볼트의 구속면 혹은 하부구조물의 유사한 장치들을 비롯하여 힘의 흐름에 영향을 받는 부재와 상세부재를 검토하여야 한다.

단부 다이어프램과 수직브레이싱의 해석과 설계는 교량받침의 수평저항을 고려해야 한다. 횡방향 저항시스템을 이루는 브레이싱 부재들의 세장성(slenderness)과 연결조건은 주요부재 설계에 규정된 조항들에 부합되어야 한다.

교량받침으로 지진하중을 전달하는 하중경로의 한 부분으로서 설계자에 의해 결정된 다이어프램과 수직브레이싱 부재들은 모든 설계지진하에서 교량받침의 종류에 상관없이 적용가능한 전단면을 기준으로 탄성상태를 유지하도록 설계되어야 한다. 주요부재의 설계에 대하여는 가능한 조항들이 적용될 수 있다.

4.6.9.3 하중분배

바닥판, 다이어프램, 수직브레이싱, 횡브레이싱의 강도 특성에 근거해서 횡하중을 기초에 전달할 수 있도록 가능한 하중경로가 설정되어야 한다. 보다 정교한 해석이 이루어지지 않는다면, 근사적인 하중경로가 아래와 같이 가정될 수 있다.

- 수평방향의 다이어프램 거동을 할 수 있는 콘크리트 바닥판 또는 상부플랜지 윗면의 수평브

레이싱 시스템을 가지는 교량의 경우:

바닥판에 부가되는 횡방향 하중은 단부 다이아프램과 수직브레이싱을 통해서 직접적으로 전달된다고 가정되어야 한다. 바닥판과 수평브레이싱을 통해 하중경로에 대한 개발과 해석은 만약 그런 경우가 있다면, 풍하중 해석에 사용된 것과 흡사하게 구조적인 거동을 가정할 수 있다.

- 수평방향의 다이아프램 거동을 할 수 없는 콘크리트 바닥판 또는 상부플랜지 윗면에 수평브레이싱 시스템이 없는 경우:

바닥판에 부가되는 횡방향 하중은 중간 다이아프램과 수직브레이싱을 통해 하부의 횡방향 브레이싱 혹은 하부플랜지, 그리고 교량받침에 이르기까지, 그리고 단부 다이아프램과 수직 브레이싱에 대해서는 각각의 강성과 바닥판의 대표질량 속성에 맞게 분산 되어야 한다.

- 하부에 수평브레이싱 시스템이 없거나 횡하중을 전달할 정도의 충분한 하부플랜지가 안될 경우에는 데크를 필요한 수평다이아프램 거동을 할 수 있도록 상세설계가 이루어져야 한다.

4.6.10 세그멘탈 콘크리트 교량의 근사적 해석

4.6.10.1 일반사항

부재의 설계 단면력과 처짐을 구할 때는 탄성해석과 보 이론을 사용해도 좋다. 이 경우 크리프, 건조수축, 온도변화 및 전단지연효과를 고려해야 하며 전단지연은 4.6.10.3 절과 부합되어야 한다.

콘크리트 교량의 경우에는 콘크리트 탄성계수의 변화, 콘크리트 건조수축과 크리프계수의 변화 등 시공 중에 발생될 수 있는 사항을 고려하여야 한다.

4.6.10.2 스트럿-타이 모델

하중이 재하되는 면적이나 기하학적으로 불연속성이 있는 곳에서의 해석에는 스트럿-타이 모델을 사용해도 좋다.

4.6.10.3 플랜지 유효폭

설계 단면력의 영향을 계산하기 위한 단면의 성질은 유효플랜지폭을 사용해야 한다. (사용하중 응력에 대한) 유효플랜지폭은 4.6.7.2 절을 이용하여 산정하여도 좋으며 그림 4.6.8에 따르거나 보다 정밀한 해석을 통해 결정 할 수 있다.

힘, 전단 및 축 방향력으로 인한 응력을 계산할 때는 각각 그 대응되는 단면성질을 사용하여야 한다. 각각에 부합되는 가중치를 고려한 저항을 사용하여 평가될 수 있다. 극한한계상태에서는 전 압축플랜지폭이 유효한 것으로 보고 단면의 성질을 계산하여도 좋다.

4.6.10.4 횡방향 해석

박스거더 세그먼트의 횡방향 힘을 해석할 때는 세그먼트를 강성이 강한 상자형 골조구조로 해석한다. 이 경우 플랜지와 복부 사이의 변단면까지 고려한다면 플랜지를 변단면부재로 보고 해석해야 한다. 최대모멘트를 발생시키는 곳에 차륜하중을 재하시켜야 하며, 탄성해석 결과에 의하여 각 재하 위치에 대한 차륜하중의 유효 종방향 분포를 구해야 한다. 편심재하 또는 구조의 비대칭 기하형상 때문에 발생하는 복부전단증가 및 기타 영향도 고려하여야 한다.

박스형 단면의 상부플랜지에 미치는 활하중과 충격모멘트 효과를 평가할 때는 Homberg (1968)와 Pucher(1964)에 의해 제안된 영향면을 사용하는 방법이나, 기타 탄성해석방법을 사용해도 좋다.

프리스트레싱에 의한 탄성 및 크리프변형과 건조수축도 횡방향해석에 고려해야 한다.

사용한계상태와 시공상태에서의 응력을 계산할 때는 프리스트레싱에 의한 2차모멘트의 영향을 포함시켜야 한다. 극한한계상태에서의 모멘트와 전단력을 계산할 때는 하중계수 1.0을 적용한 프리스트레싱에 의한 2차 모멘트나 전단력을 산술적으로 환산된 고정하중과 활하중 및 다른 사용하중에 의한 하중영향에 가산해야 한다.

극한한계상태에서 하중계수 1.0을 갖는 프리스트레싱에 의한 2차하중영향은 산술적으로 환산된 고정하중과 활하중 및 다른 사용하중에 의한 하중영향에 산술적으로 합산된다.

거더형 세그먼트 교량에서 상부슬래브의 횡방향설계는 4.6.2의 조항과 부합될 수 있다.

4.6.10.5 종방향 해석

(1) 일반사항

세그먼트 콘크리트 교량의 종방향 해석 시에는 특수한 시공법, 시공단계 및 공사일정, 콘크리트의 크리프, 건조수축 및 프리스트레스 손실 같은 시간종속영향들을 고려해야 한다.

사용한계상태에서의 응력을 계산할 때는 프리스트레싱으로 인한 2차모멘트의 영향을 고려해야 한다.

극한한계상태에서의 모멘트와 전단력을 계산할 때는 하중계수 1.0을 적용한 프리스트레싱에 의한 2차 모멘트나 전단력을 산술적으로 환산된 고정하중과 활하중 및 다른 사용하중에 의한 하

중영향에 가산해야 한다.

(2) 시공중 해석

시공단계별로 구조를 해석할 때는 5.11.3.3에 규정된 시공 시 하중조합, 응력, 안전성 등을 고려해야 한다.

(3) 최종 구조계의 해석

최종구조계를 해석할 때는 5.11.3.2을 적용해야 한다.

4.6.11 정밀 해석법

4.6.11.1 일반사항

- (1) 교량의 정밀해석법으로 4.4 절에 제시된 방법을 사용할 수 있다. 유한요소법과 같이 해석영역을 이산화해야 하는 수치 해석법에서는 대상 구조물의 기하학적, 역학적 거동 특성을 적절히 반영할 수 있도록 적합한 요소를 선택하고, 요소 분할방법, 요소 및 절점의 위치와 개수(총 자유도), 절점에 반영되는 하중값과 경계조건 등을 잘 결정해 주어야 해석결과의 정확성을 확보할 수 있다. 형상이 왜곡되거나 변장비가 큰 요소(일반적으로 1:3이상)는 해석의 정밀도를 저하시키므로 가급적 정사각형(정삼각형) 혹은 정육면체(정사면체)에 가까운 요소를 사용하여야 한다. 또한 요소 크기와 형상의 급격한 변화는 가급적 피하여야 한다.
- (2) 구조적으로 연속되어 지지 구조물과 일체로 거동하는 방호울타리, 방호벽, 중앙분리대 등은 사용한계상태와 피로한계상태에서 구조 부재로서 고려할 수 있다.

4.6.11.2 바닥판

(1) 일반사항

별도의 규정이 없으면 바닥판의 휨 변형과 비틀 변형을 고려하여 해석하여야 한다. 바닥판의 면외 방향으로 발생하는 전단 변형은 무시할 수 있다.

하중 재하 시 균열이 발생할 수 있거나, 바닥 부재의 경계면을 따라서 분리가 발생하는 바닥을 해석할 경우에는 포아송 효과를 무시할 수 있다. 윤하중은 3.6.1.4에 규정된 바와 같이 부분 분포 하중으로 취급한다. 포장과 바닥판의 합성 여부에 관계없이 포장 두께에 따른 윤하중 확산 효과를 고려할 수 있다. 일반적으로 윤하중은 포장 두께에 따라 모든 방향으로 45° 각도로 확산된다고 가정하고 윤하중 분포 면적을 증가시켜 바닥판에 재하할 수 있다. 윤하중의 분포 면적을

증가시키기 위하여 사용하는 포장의 두께는 사용 기간 동안 발생할 수 있는 마모량을 고려하여 감소된 두께를 적용하여야 한다.

(2) 등방성 판 모델

충실 바닥판의 두께가 일정하거나 거의 일정하며 바닥판의 강성도가 바닥판 면내의 모든 방향으로 거의 일정한 경우에는 바닥판을 등방성 판으로 모델링 할 수 있다.

(3) 직교 이방성 판 모델

직교 이방성 판 모델을 사용할 경우에는 바닥판 휨 강성을 바닥판 단면에 따라 일정하게 분포시킬 수 있다. 두께가 일정한 충실 바닥판이 아닌 경우에는 실험, 3차원 해석, 또는 일반적으로 사용되고 있거나 입증된 근사식에 의하여 바닥판의 비틀 강성을 결정하여야 한다.

4.6.11.3 보-슬래브교

- (1) 유한요소나 격자 패넌의 변장비를 5.0 이하로 유지하여야 한다.
- (2) 해석 시 사용하는 절점 하중은 실제 하중과 정역학적으로 등가이어야 한다.
- (3) 슬래브교의 해석은 반침부의 조건 및 사각 등을 고려하여 판이론에 따라 수행하는 것을 원칙으로 한다. 단, 슬래브의 지간과 한 변의 길이비(변장비)가 1:2를 넘고, 사각이 15° 이하인 경우에는 4.6.4에 따라 해석할 수 있다.
- (4) T형교에서 거더의 단면력은 격자 구조이론에 의하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, 폭원이 일정하며, 4개 이상의 평행하게 배치된 거더로 구성된 교량의 경우에는 4.6.3에 따라 계산할 수 있다.

4.6.11.4 박스거더교

- (1) 박스거더교는 평면 2차원 형상과 경계조건을 적절히 모델링하여 4.4 구조해석법(항복선법 제외)에 따라 정밀해석하는 것을 원칙으로 한다. 단, 4.6.3의 적용이 가능한 구조물의 경우에는 근사적 해석방법으로 해석할 수 있다.
- (2) 뒹(warping)이나 단면의 뺨대 작용을 고려하려면 반드시 3차원 모델을 사용하여야 한다.
- (3) 단일 박스거더로 구성된 상부 구조를 휨과 비틀 모멘트를 동시에 받는 하나의 등가 보로 해석할 수 있다.
- (4) 강 박스 내부에 단면 형상을 유지하기 위한 브레이싱이나 다이어프램 등이 적절히 설치된 경

우에 한하여 단면을 비틀림에 대하여 강체로서 가정할 수 있다.

(5) 받침부의 횡방향 위치도 해석 모델에 포함시켜야 한다.

4.6.11.5 트러스교

(1) 뼈대 구조물의 정밀 해석을 위한 모델에서는 다음과 같은 사항을 고려하여야 한다.

- 바닥판 또는 바닥틀과의 합성 작용
- 부재 간 연속성
- 부재의 자중에 의한 하중영향, 변형에 의한 기하학적 형상 변화, 부재 연결부에서의 축방향 편심
- 초기처짐, 부재 간 연속성, 각 부재에 작용하는 축력 등을 고려한 구조물의 면내 및 면외 좌굴

(2) 중로 트러스에서는 상현재의 면외 좌굴을 검토하여야 한다. 바닥보가 있는 횡방향 뼈대에 의해 수평방향 안정성을 유지하는 트러스에서는 차량하중에 의한 바닥보의 변형을 고려하여야 한다.

4.6.11.6 아치교

4.6.11.5의 규정 중에서 아치교에도 적용 가능한 항목은 아치교의 정밀해석에 적용되어야 한다. 지간이 긴 아치를 해석할 경우에는 표 4.5.1에 규정한 근사법인 모멘트 확대계수법 보다는 대변위 이론에 근거한 정밀 해석법을 적용하는 것이 바람직하다.

트러스형 아치의 상현재와 하현재 사이의 응력분배가 가설방법에 따라 다를 경우, 가설방법을 설계 도서에 명시하여야 한다.

4.6.11.7 사장교

주탑의 형상, 케이블 면수와 상부구조바닥의 비틀 강성을 고려한 평면 혹은 입체 구조해석에 의하여 사장교의 각 부재에 발생하는 하중영향을 산정할 수 있다. 사장교 해석에서는 다음과 같은 요인에 의하여 발생하는 비선형성을 고려해야 한다.

- 모든 한계상태에서의 사장재의 새그(sag) 변화
- 모든 한계상태에서의 보강 거더와 주탑의 $P-\Delta$ 효과 및 대변위 거동
- 극단상황한계상태에서의 재료의 비탄성 및 비선형성

4.6.11.8 현수교

현수교에서는 대변위 이론에 근거한 해석법에 의하여 수직 하중에 대한 하중영향을 산정하여야 한다. 수평 풍하중에 대한 해석에서는 케이블에 도입된 장력에 의한 강성 증가 효과를 고려하여야 한다.

현수교에서 고정하중의 정확한 산정은 매우 중요하기 때문에 최종 설계단계에서는 특히 세심한 주의가 필요하다. 비선형 해석을 적용하는 경우에는 고정하중과 케이블 장력 간 평형이 이루어진 후의 교량 형상이 목표형상을 구현할 수 있도록 초기형상해석을 수행하여야 한다.

4.6.12 연속교의 부모멘트 재분배

4.6.12.1 일반사항

연속 거더교에서는 비탄성 휨 거동에 의하여 발생하는 하중영향의 재분배를 고려할 수 있다. 보와 거더의 휨에 대한 비탄성 거동만을 고려할 수 있으며, 전단 및 좌굴 거동에 대한 비탄성 해석은 허용되지 않는다. 하중영향의 횡방향 재분배를 고려하지 않는다.

4.6.12.2 정밀 해석법

단면의 모멘트-회전각 관계에 기초한 모멘트 재분배법을 사용하여 선형 탄성해석에서 계산된 지점부의 부모멘트를 감소시킬 수 있다. 모멘트-회전각 관계는 이 설계기준의 규정이나 실험에 의하여 규명된 관계식을 따른다.

4.6.12.3 근사해석법

4.6.12.2에서 기술한 해석법 대신에 5장과 6장에서 콘크리트 보와 강재 보에 대하여 각각 기술된 단순 재분배 절차를 사용할 수 있다.

4.6.13 온도 해석

온도에 따른 축방향 변형 및 휨 변형이 유발하는 내부 응력을 고려하여 단면내의 온도 변화에 따른 하중영향을 산정하여야 한다. 단면 내에서의 온도 변화는 3.12.3의 규정을 사용한다.

4.6.14 FEM 국부해석법

4.6.14.1 일반사항

일반적인 뼈대 구조 해석법에 의하여 정확한 응력을 산정할 수 없는 응력집중부나 부재연결부 등의 정밀 해석에 사용된다.

4.6.14.2 해석모델구성

정밀 해석이 필요한 영역을 포함하도록 해석 영역을 전체 구조물에서 분리하여 정의하고, 전체 구조물과 분리된 해석 영역의 경계면에서 경계 조건으로서 뼈대 구조물의 해석에서 구한 변위나 부재력을 적용한다.

정밀 해석 대상 영역에서 응력 분포 특성이 충분히 소산되어 일반적인 뼈대 해석법과 상세해석법의 응력분포가 동일하게 되는 곳으로 상세 해석을 위한 해석 영역의 경계면을 설정한다. 일반적으로 정밀해석이 필요한 관심 영역의 최대 치수의 적어도 2배 이상의 해석 영역을 설정하여야 한다.

변위법에 기초한 해석법에서는 일반적으로 변위가 부재력에 비하여 보다 정확하기 때문에 변위 경계 조건을 적용하는 것이 바람직하다.

4.7 동적 해석

4.7.1 구조 동역학의 기본사항

4.7.1.1 일반사항

교량의 동적거동을 해석하기 위해서는 구조요소의 강성도, 질량 및 감쇠특성을 실제상황에 가깝게 모델링하여야 한다.

동적해석 시 필요한 해석 정확도를 바탕으로 해석모델을 구성하고 합리적인 동적해석법을 선택하여야 한다. 고유진동수와 모드형상을 산정할 경우에는 필요한 고유진동수 및 모드형상을 적절히 표현할 수 있는 요소와 경계조건을 사용하여야 하며, 자세히 검토하고자 하는 범위내의 차수별 모드형상을 표현하기에 충분한 수준의 자유도를 사용하여야 한다. 시간이력해석 시에는 사용하는 시간 적분법에 따라 적절한 시간 간격을 사용하여야 한다. 동적 모델에는 다음과 같은 구조물과 동적 가진력의 특성이 포함되어야 한다.

- 질량 분포
- 강성도 분포
- 감쇠 특성
- 가진력의 진동수 특성
- 지속시간
- 작용 방향

4.7.1.2 질량의 분포

질량을 모델링할 때는 모델의 이산화 정도와 예상되는 운동을 고려하여야 한다.

4.7.1.3 강성

교량은 고유진동모드와 진동수를 나타낼 수 있는 자유도로 모델링하여야 한다. 모델요소의 강성은 모델링 대상 교량과 잘 부합되도록 정의되어야 한다.

4.7.1.4 감쇠

구조물의 동적 거동에 의하여 발생하는 에너지 손실을 나타내기 위하여 등가 점성 감쇠를 사용할 수 있다.

4.7.1.5 고유진동수

4.7.2경우나 발주처의 특별한 요구가 없는 한 탄성 무감쇠 고유진동모드와 진동수를 사용한다. 그러나 지진 해석 시에는 관련된 모든 감쇠모드와 진동수를 고려한다.

4.7.2 탄성 동적응답

4.7.2.1 차량에 의한 진동

교량과 활하중의 동적상호작용에 대한 해석이 필요한 경우, 해석 시 필요로 하는 노면조도, 차량의 속도 및 동적 특성은 발주자가 지정하거나 혹은 승인한 값을 사용한다. 충격은 정적 하중영향에 대한 극한 동적 하중영향의 비율로 산정한다.

설계 시 사용하는 충격계수는 어떤 경우에도 표 3.7.1에 규정된 값의 50% 보다 작은 값을 사용할 수 없다. 신축이음에 대하여는 충격계수를 감소시킬 수 없다.

4.7.2.2 풍하중에 의한 진동

(1) 풍속

아치교의 행어, 사장교, 현수교 등 풍하중에 민감한 구조물에 대해서는, 풍동실험을 통하여 최대 양압과 음압의 작용 위치와 강도를 결정한다. 설계 풍속을 결정하기 위하여 해당지역의 장기 풍속관측자료를 활용하는 것이 바람직하다. 해당지역과 지리적으로 가까운 관측소의 자료보다는 풍환경이 유사한 곳에 설치된 관측소의 자료가 보다 합리적일 수 있으므로 관측소의 선택에 주의하여야 한다. 장기간에 걸친 관측소 주변지형의 변화를 감안하여 관측된 자료의 신뢰도를 평가하여야 한다.

(2) 동적 효과

아치교의 행어, 사장교, 현수교 등 풍하중에 민감한 구조물에 대해서는 필요한 경우 난류나 돌풍에 의한 버페팅과 같은 동적인 효과 뿐만 아니라 갬로핑과 플러터와 같은 불안정한 바람-구조물 상호작용 해석을 수행한다. 길이에 비하여 폭이 작거나 비틀 강성이 작은 구조물은 횡좌굴, 큰 횡력 및 다이버전스에 대한 해석을 수행해야 한다. 이 때 사용하는 공탄성 모델은 널리 알려진 것을 사용하여야 하며 삼분력계수나 플러터계수와 같이 정상 및 비정상 공기력을 평가하기 위한 계수들은 풍동실험을 통하여 구하는 것이 원칙이다.

(3) 설계 시 고려사항

풍하중으로 인하여 발생하는 진동 변형 때문에 구조물에 과도한 응력 및 피로가 유발되지 않아야 하며, 사용자가 불안과 불편을 느껴서도 안 된다. 교량의 바닥판, 사장재, 행어 케이블 등에 과도한 와류진동이나 풍우진동이 발생하지 않도록 해야 한다. 과도한 동적 응답을 제어할 필요가 있다고 판단되면 감쇠기의 사용을 검토해야 한다. 감쇠기의 설치나 형상 변경이 어려운 경우는 풍하중에 의한 진동을 억제할 수 있도록 구조계를 변화시켜야 한다.

구조물의 진동 외에도 교량이 협곡이나 풍속이 급격히 변화하는 구간에 위치한 경우 수평 바람에 의한 차량의 주행성을 확보 여부를 평가하여야 한다. 필요에 따라 방풍벽 등의 설치여부를 고려할 수 있다.

(4) 가설 중의 검토

가설 중의 구조계는 완성계의 구조계와 다르므로 별도의 구조해석 모델로 풍하중에 대한 안전성을 검토하여야 한다. 이 때 구조해석 모델은 가설 중의 경계조건이나 하중 이력 등이 적절히 반영된 것이라야 하며 동바리 등을 활용하지 않고 켄틸레버 시공되는 교량 등에 대해서는 가설

중 풍하중에 대하여 특히 주의가 필요하다. 가설 중 상부구조 단면 형상이 완성계와 차이가 클 경우, 가설 중의 공기역학적 해석에 사용하는 계수들은 별도로 구할 필요가 있다.

4.7.3 비탄성 동적 응답

4.7.3.1 일반사항

강진이나 선박 충돌에 의한 에너지는 다음 중 한 가지 이상의 현상에 의하여 소산된다.

- 구조물과 충돌하는 물체의 탄성 및 비탄성 변형
- 구조물과 부속물의 비탄성 변형
- 구조물과 부속물의 영구변위
- 에너지 소산을 위하여 특별히 설치된 시설물의 비탄성 변형

4.7.3.2 소성 힌지와 항복선

구조 해석을 위하여, 구조 부재에서 발생하는 비탄성 변형에 의한 에너지 손실은 소성힌지와 항복선에 집중된다고 가정할 수 있다. 손실된 에너지에 대한 하한치의 해를 구하는 반복적인 근사방법에 의해 이러한 단면의 위치를 결정할 수 있다. 이러한 단면에 대한 모멘트-회전 이력 곡선은 검증된 해석적인 재료 모델을 사용하여 결정할 수 있다.

4.7.4 충돌하중에 대한 해석

3장의 조항을 만족하는 경우, 선박의 충돌에 대한 동적인 해석은 등가 정적탄성해석으로 대신할 수 있다. 비탄성해석이 요구되는 경우에는 가능한 기타의 다른 하중이 있다면 이에 대한 효과도 같이 고려하여야 한다.

4.8 실험에 의한 해석

4.8.1 축소 모형 실험

구조적인 거동을 정립하고 검증하기 위하여 발주처는 전체구조물 혹은 일부분에 대하여 축소 모형 시험을 요구할 수 있다. 구조물의 제원, 재료 특성뿐만 아니라 경계조건과 하중을 기하학적 또는 재료적인 상사법칙에 따라 정확하게 모델링하여야 한다. 동적해석 시에는, 질량 축소 비율이나 지반 진동 및 감쇠 함수를 적절하게 적용하여야 한다. 극한한계상태 실험에서는 하중계수를 적용한 고정하중을 사용하여야 한다. 실험 장치는 모형 구조물의 응답에 영향을 주지 않도록 설치하여야 한다. 특별한 조사 또는 연구를 목적으로 하는 모형 실험체의 설계는 이 설계기준 또는 재료성능실험을 위한 다른 기준을 따르지 않을 수 있다. 다만 재료강도와 구조체의 저항 성능은 변동성을 고려한 근거가 명시되어야 한다.

4.8.2 교량 실험

하중영향, 내하력 산정 및 수치해석모델의 개선을 위하여, 사용 중에 있는 유사한 교량에 계측 기기를 설치하여 여러 가지 교통 상황과 환경 하중 또는 특수 목적 차량하중 하에서 실험을 실시할 수 있다.

제5장 콘크리트교

제5장 콘크리트교

5.1 일반 사항

5.1.1 목적 및 범위

- (1) 이 장에서 다루는 콘크리트교량구조설계기준은 무근콘크리트, 철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트 교량 구조물과 그 부대 시설물을 설계하기 위하여 필요한 기술적 원리와 최소한의 요구 사항을 규정함으로써 콘크리트 교량 구조물의 안전성, 사용성 및 내구성을 확보하기 위한 것이다.

5.1.2 용 어

계수하중(factored load)

- 하중 특성값에 하중계수를 곱하여 구한 하중

긴장재

- 단독 또는 몇 개의 다발로 사용되는 프리스트레싱 강재(강선, 강봉, 강연선)

깊은 보

- 순경간이 부재 깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재 깊이의 2배 거리 이내에 작용하는 보

덕트

- 프리스트레스트 콘크리트를 시공할 때 긴장재를 배치하기 위한 원형 관

등가 박벽관

- 비틀림 설계할 때 단면의 속이 빈 것으로 가정한 가상의 관

비부착 외부강선

- 콘크리트 구체 외부에 설치하여 긴장한 강선

스트럿-타이 모델

- 2축 응력이 작용하여 균열이 발생한 부재의 응력교란영역에서 하중저항 메커니즘을 단순화한 설계 모델

응력교란영역

- 부재 단면에서 변형전의 평면은 변형 후에도 평면으로 유지된다는 베르누이 적합 조건을 적용할 수 없는 영역으로, 집중하중이 작용하는 점 부근, 기하적 불연속이 존재하는 구간 부근으로 응력분포가 복잡하여 응력이 교란된 영역(disturbed region)으로 부르며, 줄여서 D-영역이라고 한다.

- 응력균일영역 - 부재에서 D-영역을 제외한 나머지 영역으로써, 단면에 베르누이 적합 조건을 적용할 수 있는 구간으로 줄여서 B-영역이라고 한다.
- 재료계수 - 재료설계값을 구하기 위하여 재료 기준값에 곱하는 부분안전계수로서 1.0보다 작은 값으로 재료저항계수라고도 한다.
- 재료 공칭값(nominal value of material)
- 보통 재료 기준값으로 사용하는 값으로써, 한국산업규격 또는 제품제작회사에서 기준으로 설정한 값
- 재료 설계값(design value of material)
- 재료 기준값에 재료계수를 곱하여 구한 값, 또는 특수한 조건에서 직접 정한 값
- 재료 기준값(characteristic value of material)
- 재료의 특정 성질(강도)에 대해 실험으로 구한 많은 자료의 통계적 분포 곡선으로부터 결정한 재료 특성값. 어떤 경우에는 공칭값(강도)을 기준값(강도)으로 사용한다.
- 지속하중조합(sustained loads, or permanent combination)
- 설계수명 동안 항상 작용하는 하중들의 합
- 직접하중 - 하중의 일종으로서, 구조물에 직접적으로 작용하는 힘 또는 힘의 집단을 말하며 힘하중이 이에 해당된다.
- 콘크리트 유효 압축강도
- 콘크리트가 충분히 양생된 상태가 아닌 경우이거나, 또는 1축-응력 상태가 아닌 다축-응력을 받는 상태일 때의 콘크리트 압축강도를 말한다.
- 트러스모델 - 2축 응력이 작용하는 철근콘크리트 면요소에서 균열이 발생한 이후의 하중 저항 메커니즘을 단순화한 이론으로써, 사인장 균열로 구획된 콘크리트 경사 압축재와 수평 및 수직 철근으로 트러스를 형성하여 하중에 저항한다고 하는 모델이다.
- 표피철근(skin reinforcement)
- 주철근이 단면의 일부에 집중 배치된 경우일 때 부재의 측면에 발생 가능한 균열을 제어하기 위한 목적으로 주철근 위치에서부터 중립축까지의 표면 근처에 배치하는 철근을 말한다.
- 프리스트레스 - 프리스트레싱은 강재를 긴장하여 콘크리트에 힘을 미리 가하는 것을 의미한다. 프리스트레스는 이 프리스트레싱에 의한 효과로 단면에 발

생하는 내(부)력과 변형을 일컫는다.

프리캐스트 구조물 - 프리캐스트 구조물은 최종 위치에서가 아닌 다른 장소 또는 공장에서 제작되는 구조 부재로 구성된다. 조립된 구조물에서는 구조적인 일체성을 확보하도록 각 부재들을 연결한다.

하중영향((influence of load)

- 구조 부재에 나타나는 힘 또는 변형 하중의 영향으로, 내(부)력, 휨모멘트, 응력, 변형률이거나, 또는 구조물 전체의 처짐 및 변형

하중조합(combination of actions)

- 서로 다른 하중이 동시에 작용하고 있을 때, 한계상태의 구조적 신뢰성을 검증하는데 적용하는 하중의 조합

5.1.3 기 호

이 기준에서 사용된 기호들은 ISO 3898:1987에 주어진 일반적인 기호들과 이들로부터 유도된 것에 근거한다.

A_{bf}	= 플랜지에 배치되는 횡방향 휨인장 철근량(mm ²)
A_c	= 콘크리트 단면적(mm ²)
A_{cp}	= 콘크리트 단면에서 외부 둘레로 둘러싸인 면적(mm ²)
A_{ct}	= 인장 영역의 콘크리트 인장 단면적(mm ²)
A_{cte}	= 인장 영역의 콘크리트 유효 인장 단면적(그림 5.6.1 참조)(mm ²)
A_{c0}	= 지압력이 작용하는 재하 면적(mm ²)
A_{c1}	= 지압강도를 계산하는데 사용하는 면적(mm ²)
A_o	= 전단류의 중심선으로 구획된 면적(그림 5.5.8 참조)(mm ²)
A_p	= 프리스트레스 강재의 면적(량)(mm ²)
A_s	= 인장 철근 단면적(량)(mm ²)
A_{sl}	= 부재의 종방향의 배치한 철근량(mm ²)
$A_{s,min}$	= 최소 인장철근량(mm ²)
A_v	= 전단철근 면적(량)(mm ²)
A_{vf}	= 플랜지에 배치되는 종방향 전단철근 면적(량)(mm ²)

$A_{v, \max}$	= 최대 전단철근면적(량)(mm^2)
E_{ce}	= 장기 거동을 반영한 콘크리트의 유효탄성계수
E_s	= 철근이나 프리스트레스 강재의 탄성계수
I	= 단면2차모멘트
I_{cr}	= 균열단면의 단면2차모멘트
I_g	= 총단면의 단면2차모멘트
M_{cr}	= 단면에 균열을 유발시키는 휨모멘트
M_d	= 사용 고정하중에 의해 단면에 유발되는 휨모멘트 값
M_l	= 사용 활하중에 의해 단면에 유발되는 휨모멘트 값
M_u	= 계수하중에 의한 단면의 휨모멘트 값
N_{cr}	= 단면에 균열을 유발시키는 축인장력
N_u	= 계수하중에 의한 축력(인장 혹은 압축) 값
T	= 인장력
T_d	= 부재의 설계비틀림강도
$T_{d, \max}$	= 부재의 최대 설계비틀림강도
T_u	= 계수하중에 의한 비틀림모멘트
V	= 전단력
V_{cd}	= 콘크리트가 기여하는 설계전단강도
V_d	= 단면의 설계전단강도
$V_{d, \max}$	= 복부 스트럿의 압축 파괴를 기준으로 한 최대 설계전단강도
$V_{cd, \min}$	= 콘크리트 인장강도를 기준으로 한 최소 설계전단강도
V_{sd}	= 복부 철근의 항복을 기준으로 한 설계전단강도
V_u	= 작용하는 계수하중에 의한 단면 전단력
a	= 전단경간, 즉 받침부 내면과 집중하중점 사이 거리
b	= 단면 폭(mm)
b_w	= T-, I-, L-형 단면의 복부폭(mm)
$b_{w, \text{nom}}$	= 프리스트레싱 덕트를 고려한 공칭복부폭(nominal width)
c	= 단면의 압축 연단에서 중립축까지 깊이(mm)
d	= 단면의 유효깊이(mm)

d_{cte}	= 부재 단면의 유효인장면적의 깊이(mm)
d_b	= 철근의 지름(mm)
d_{bm}	= 서로 다른 지름의 철근이 다발을 이룰 경우의 평균 지름(mm)
d_p	= 프리스트레스 강재의 지름(mm)
d_g	= 최대 골재 공칭 크기
f_b	= 콘크리트에 유발된 휨응력(N/mm ²)
f_{c2}	= 스트럿 콘크리트에 작용하는 압축응력(N/mm ²)
f_{cd}	= 콘크리트 압축강도의 설계값(설계압축강도 = $\phi_c f_{ck}$, N/mm ²)
f_{ck}	= 28일 콘크리트 공시체의 기준압축강도(N/mm ²)
f_{cm}	= 콘크리트 압축강도의 평균값(N/mm ²)
f_{ctk}	= 콘크리트 하위 0.05 분위 기준인장강도(N/mm ²)
f_{ctm}	= 콘크리트 평균인장강도(N/mm ²)
f_{ctd}	= 콘크리트 설계인장강도 (= $\phi_c f_{ct}$, N/mm ²)
f_{cte}	= 콘크리트 유효인장강도(N/mm ²)
f_{fat}	= 반복 피로하중에 의해 유발된 응력 범위(N/mm ²)
f_n	= 축력 또는 프리스트레스에 의한 단면의 직각응력(N/mm ²)
f_r	= 콘크리트 휨인장강도(파괴계수) (N/mm ²)
f_s	= 철근의 응력(N/mm ²)
f_{sp}	= 콘크리트 쪼갬인장강도(N/mm ²)
f_{sr}	= 균열 발생 직후 균열 면에서 계산한 철근 응력(N/mm ²)
f_{so}	= 균열 면에서 균열 단면으로 계산한 철근 응력(N/mm ²)
f_{vy}	= 전단 보강 철근의 기준항복강도(N/mm ²)
f_y	= 철근의 기준항복강도(N/mm ²)
f_{yd}	= 철근의 설계항복강도(= $\phi_s f_y$, N/mm ²)
h	= 부재(단면)의 전체 깊이
l	= 길이 또는 지간
l_e	= 유효 길이; 유효 지간
l_r	= 균열 간격
$l_{r,max}$	= 설계균열폭 계산에 사용하는 최대 균열 간격

l_t	= 부착 전달길이
n	= 콘크리트 탄성계수비
p_{cp}	= 면적 A_{cp} 를 가지는 콘크리트 단면의 둘레 길이(mm)
p_o	= 면적 A_o 를 가지는 콘크리트 단면적의 둘레 길이(mm)
r	= 단면의 회전 반경 또는 부재의 기하적 곡률 반경
s	= 스테럽의 간격(mm)
$s_{\max}$	= 스테럽의 최대간격(mm)
t_c	= 콘크리트 피복 두께(mm)
$t_{c,\min}$	= 콘크리트 피복 최소 두께(mm)
$t_{c,nom}$	= 콘크리트 피복 공칭 두께(mm)
$t_{c,\min,b}$	= 부착응력에 의한 최소 피복두께(mm)
$t_{c,\min,dur}$	= 철근과 프리스트레싱 강재의 내구성을 고려한 콘크리트 최소 피복두께(mm)
t_f	= 플랜지 두께(mm)
v_u	= 계수하중에 의한 전단응력
v_{uf}	= 플랜지와 복부 계면에 작용하는 계수전단응력
w_k	= 설계 균열폭(mm) (식 (5.6.4) 참조)
z	= 단면의 내부 모멘트 팔길이(mm)
α_{cw}	= 축력이 전단강도에 미치는 영향을 반영하는 계수(5.5.2.3(3) 참조)
β	= 힘부재의 압축 합력의 작용점 위치 계수
$\beta_{cc}(t)$	= 재령에 따른 콘크리트 강도 보정 계수
β_{sc}	= 시멘트 종류에 따른 콘크리트 강도 보정 계수
ρ	= 힘인장(주인장) 철근비
ρ_e	= 유효 인장철근비
ρ_l	= 면요소의 종방향 철근비
ρ_t	= 면요소의 횡방향 철근비
γ_g	= 골재의 절대(노)건조 밀도
γ_i	= 하중계수(부분안전계수)
λ	= 부재의 전단경간-깊이 비
θ	= 부재 복부에 형성된 스트럿의 경사각

θ_f	= 거더 플랜지에 형성된 스트럿의 경사각
μ_1	= 시공이음면에서 콘크리트 인장강도에 따른 부착계수
μ_2	= 계면의 거칠기에 따른 작용 직각응력 마찰계수(표 5.5.1 참조)
ϕ_c	= 콘크리트의 재료계수(표 5.2.1 참조)
ϕ_s	= 철근과 강재의 재료계수(표 5.2.1 참조)
τ	= 비틀림력에 의한 비틀림 응력
ε_c	= 콘크리트의 압축 변형률
ε_{co}	= 최대 압축응력에서의 콘크리트 압축 변형률
ε_{cu}	= 콘크리트 극한한계상태의 압축변형률
ε_s	= 철근의 인장 변형률
ε_{sh}	= 콘크리트의 건조수축 변형률
ε_{su}	= 철근 혹은 프리스트레스 강재의 극한한계상태의 변형률
ε_y	= 철근의 항복변형률
η	= 휨부재의 극한한계상태에서 단면 응력블록 등가응력 계수(5.3.1.6 참조)
η_l	= 경량콘크리트 계수
ζ	= 인장강화효과를 반영하는 분포계수
ν	= 2축-응력 상태인 콘크리트의 유효강도계수
$\varphi(t, t_o)$	= 시간 t 와 t_o 사이의 크리프 계수
$\Delta t_{c,dur,\gamma}$	= 기준/5.8.4.2(5)에서 추천하는 추가의 피복두께(mm), 일반적으로 0 mm임.
$\Delta t_{c,dur,st}$	= 스테인레스 강재를 사용할 경우 기준/5.8.4.2(6)에서 추천하는 최소 피복두께의 감소값(mm). 일반적으로 0 mm로 추천함.
$\Delta_{uncrack}$	= 비균열 상태일 때의 변형량(처짐, 곡률, 수축량 등)
Δ_{crack}	= 균열 상태일 때의 변형량(처짐, 곡률, 수축량 등)

5.2 설계 원칙

5.2.1 설계 요구 조건

- (1) 콘크리트 교량은 목표하는 수명 동안 사용 중 발생 가능한 모든 하중과 환경에 견딜 수 있는 구조적 저항 성능을 가져야 하며, 사용 용도에 부합하는 적합한 재료의 선정, 적절한 설계 및 상세, 엄격한 시공 관리를 통해 사용성과 내구성을 만족하도록 설계하여야 한다.
- (2) 콘크리트 교량의 설계는 의도하는 용도에 적합한 조합 하중에 근거하여야 하며, 재료 및 구조물 치수에 대한 적절한 설계값을 선택한 후 합리적인 거동 이론을 적용하여 구한 구조 성능이 요구되는 한계 기준을 만족한다는 것을 검증하여야 한다.

5.2.2 설계 기본 변수 정의

5.2.2.1 한계상태

- (1) 한계상태는 설계에서 요구하는 성능을 더 이상 발휘할 수 없는 한계이다. 이 한계상태는 극한 한계상태, 사용한계상태와 피로한계상태의 세 종류로 구분하여 검증하여야 한다.
- (2) 극한한계상태는 붕괴, 사용자의 안전을 위협하게 하는 구조적 손상 또는 파괴에 관련된 것으로, 현실적 단순화를 위하여 붕괴 자체 대신에 붕괴 직전 상태를 극한한계상태로 간주할 수 있다.
- (3) 사용한계상태는 정상적 사용 중에 구조적 기능과 사용자의 안녕 그리고 구조물의 외관에 관련된 특정한 사용성 요구 성능을 더 이상 만족시키지 않는 한계상태이다.
- (4) 피로한계상태는 규칙적으로 반복되는 하중이 작용하는 부재를 구성하고 있는 철근과 콘크리트에 대해서 각각 수행하여야 한다.

5.2.2.2 하 중

- (1) 콘크리트 교량 설계에 필요한 하중 특성값, 하중조합 및 하중계수는 3장에서 규정한 값을 사용하여야 한다.
- (2) 작용 하중에 의해 구조물의 각 부위에 유발되는 하중영향은 설계 상황에 적합한 하중 크기와 조합, 구조물의 기하적 치수와 사용하는 재료의 설계값을 기준으로 산정하여야 한다.

5.2.2.3 재료

- (1) 설계에 사용하는 재료의 성질에 관한 기준값은 적절한 시험 방법에 의해 획득한 실제 실험 자료의 통계적 분포에서 특정한 분위수에 해당하는 값으로 정해야 한다.
- (2) 재료의 공칭값을 기준값으로 사용할 수 있다. 이 공칭값은 한국산업규격에서 정해진 값 또는 이와 동등한 자격을 갖춘 시험 기관이나 제조회사에서 제공하는 자료로 정할 수 있다.
- (3) 재료의 설계값은 재료 기준값에 재료계수를 곱하여 결정한 값이다.

5.2.2.4 구조물 치수

- (1) 하중영향과 저항성능을 산정하는 데 사용하는 구조물 치수에 관련한 설계값은 특성값으로 나타낼 수 있다.
- (2) 구조물의 치수에 관련된 오차가 해당 구조물의 신뢰성에 현저한 영향을 미칠 경우에 치수의 설계값은 특성값에 변동 편차를 고려하여 결정하여야 한다.

5.2.2.5 설계 강도

- (1) 구조물 또는 부재의 설계 강도는 충분히 정확한 역학적 거동 모델에 재료의 설계 강도, 구조물의 공칭치수를 적용하여 산정하여야 한다.
- (2) 특수한 상황에서 구조물의 설계 강도를 실험에 의하여 결정할 수 있다.

5.2.3 설계 사항

5.2.3.1 일 반

- (1) 모든 가능한 설계 상황에 부합하는 하중조합에서, 하중영향과 설계강도를 기준으로 적합한 한계상태를 초과하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.
- (2) 구조 계산은 모든 변수를 포함하고 있는 적절한 설계 모델을 사용하여 수행하여야 한다. 이 설계 모델은 구조 거동을 충분히 정밀하게 예측할 수 있는 것이어야 한다.

5.2.3.2 극한한계상태

(1) 검증 항목

- ① 구조계의 정력학적 평형 한계상태를 검토할 때, 안정화 하중영향 값이 불안정화 하중영향 값

보다 크다는 것을 검증하여야 한다.

- ② 구조물의 단면 또는 연결부의 파괴나 과도한 변형에 대한 한계상태를 검토할 때, 설계저항강도가 계수하중영향 보다 크다는 것을 검증하여야 한다.
- ③ 2차효과에 의해 유발되는 안정성 한계상태를 검토할 때, 작용 하중이 계수하중을 초과하지 않는 한, 불안정이 발생하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.
- ④ 피로 하중에 의해 유발되는 파괴 한계상태를 검토할 때, 작용 응력진폭에 의한 누적손상에 의해 파괴되지 않는다는 것을 검증하여야 한다.
- ⑤ 콘크리트교량을 설계할 때, 3장에서 정의한 부재저항계수는 특별한 규정이 없는 한 항상 1.0을 적용하여 극한한계상태를 검증하여야 한다.

(2) 하중 조합

- ① 하중의 크기와 하중계수, 하중조합은 원칙적으로 3장의 규정을 적용하여야 한다.
- ② 각각의 불리하게 작용하는 하중 경우 마다, 동시에 발생한다고 간주되는 하중들의 조합에 의해 유발되는 계수하중영향값을 결정하여야 한다.
- ③ 구조물 해석에서 고정하중의 하중영향이 위치마다 큰 폭으로 변화하는 경우에는 불리한 하중 조합과 유리한 하중 조합을 분리하여 별도로 검토하여야 한다.
- ④ 3장에서 정한 여러 하중 조합에서, 활하중의 하중영향을 증가시킴으로서 구조물에 불리하게 작용하는 고정하중은 3장에서 주어진 상한 하중계수를 적용하고, 반면에 활하중의 하중영향을 감소시킴으로서 구조물에 유리하게 작용하는 고정하중은 하한 하중계수를 적용한다.

(3) 재료저항계수

- ① 설계상황을 반영하는 각 하중조합에서 한계상태를 검증할 때 적용하는 재료저항계수는 표 5.2.1에서 주어진 값을 적용하여야 한다.
- ② 충분한 품질관리에 의해 보증할 수 있다면, 표 5.2.1에서 주어진 재료저항계수를 증가시킬 수 있다.

표 5.2.1 재료저항계수

하중조합	콘크리트 ϕ_c	철근, 또는 프리스트레스 강재 ϕ_s
극한하중조합-I, -II, -III, -IV	0.65	0.95
극단상황하중조합-I, -II	0.85	1.0
사용하중조합-I, -III, -IV, 지속	1.0	1.0
피로하중조합	1.0	1.0

5.2.3.3 사용한계상태

- (1) 사용성 요구조건을 만족시키기 위해서는 3장에 규정된 사용하중조합에 의한 하중영향이 적합한 사용한계기준을 초과하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.
- (2) 사용한계기준은 구조물의 형태와 현장 주변 환경에 따른 사용성 요구조건을 고려하여 정하여야 한다.
- (3) 적합한 사용하중조합에서 콘크리트 압축응력의 한계값을 설정하여 콘크리트의 손상이나 과도한 크리프 변형을 방지해야 한다.
- (4) 적합한 사용하중조합에서 철근의 인장응력 한계값을 설정하여 비탄성 변형과 과도한 균열을 제한하여야 한다.
- (5) 사용한계상태를 검증하기 위한 간단한 보조 방법이 주어진 경우에는 여러 조합하중에 대한 상세한 계산을 생략할 수 있다.
- (6) 사용한계상태를 검토할 때, 특별히 지정하지 않는 한, 재료저항계수값은 1.0을 취해야 한다.

5.2.3.4 피로한계상태

- (1) 규칙적인 교번 하중이 작용하는 구조 요소와 부재에 대하여 피로한계상태를 검증하여야 한다.
- (2) 콘크리트 교량의 피로한계상태의 검증은 5.7에 따라 수행하여야 하며 교번 응력이 없거나 현저하지 않은 경우는 피로를 검토하지 않아도 된다.

5.3 재료

5.3.1 콘크리트

5.3.1.1 일반사항

- (1) 이 절에서 다루는 사항은 기준압축강도가 70 MPa 이하인 보통 및 고강도 콘크리트와 경량콘크리트에 대한 규정을 명시한 것이다.

5.3.1.2 강 도

- (1) 콘크리트의 압축강도는 KS F 2403(콘크리트 강도 시험용 공시체 제작 방법)에 따라 제작되고 KS F 2405(콘크리트의 압축강도시험방법)에 따라 결정된 재령 28일에 평가한 원주형 공

시체의 압축강도를 기준압축강도 f_{ck} 로 나타낸다.

- (2) 설계에 대한 검증과 콘크리트의 다른 성질을 평가하기 위해서 실제 콘크리트의 평균압축강도가 필요할 경우가 있다. 충분한 통계 자료가 없다면 평균압축강도 f_{cm} 은 다음과 같이 평가할 수 있다.

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (5.3.1)$$

여기서, Δf 는 기준압축강도 40 MPa미만의 콘크리트에 대해서는 4 MPa, 기준압축강도 60 MPa이상의 콘크리트에 대해서는 6 MPa이며, 기준압축강도 40 MPa이상, 60 MPa이하의 콘크리트에 대해서는 두 값에 대한 직선보간으로 결정한다.

- (3) 재령 t 일에서 콘크리트의 압축강도는 시멘트 종류, 온도 및 양생조건에 따라 다르다. 표준 양생된 콘크리트의 각 재령에서 평균압축강도 $f_{cm}(t)$ 는 아래 식을 이용하여 평가할 수 있다.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (5.3.2)$$

여기서 콘크리트 재령에 따라 발현되는 강도 보정 계수는

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left\{\beta_{sc}\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\} \quad (5.3.3)$$

$f_{cm}(t)$: 재령 t 일에서 콘크리트 평균압축강도

f_{cm} : 재령 28일에서 콘크리트 평균압축강도

t : 콘크리트의 재령(일)

β_{sc} : 시멘트 종류에 따른 상수로

= 0.35 : 1종 시멘트 습윤 양생

= 0.15 : 1종 시멘트 증기 양생

= 0.25 : 3종 시멘트 습윤 양생

= 0.12 : 3종 시멘트 증기 양생

= 0.40 : 2종 시멘트

- (4) 콘크리트의 평균인장강도 f_{ctm} 은 직접인장강도 시험에 의해 구하는 것을 원칙으로 하나, 부득이한 경우 간접적인 방법으로 구할 수 있다.

- (가) 쪼갬 인장강도의 평균값 f_{spm} 으로 인장강도를 결정할 경우, 평균인장강도 f_{ctm} 은 아래 식에 의해 근사적으로 결정할 수 있다.

$$f_{ctm} = 0.9f_{spm} \quad (5.3.4)$$

- (나) 휨인장강도의 평균값 f_{rm} 으로 인장강도를 결정할 경우, 평균인장강도 f_{ctm} 은 아래 식에 의해 근사적으로 결정할 수 있다.

$$f_{ctm} = 0.5f_{rm} \quad (5.3.5)$$

휨 인장강도는 단면의 높이에 따라 다른 값이므로, 단면의 높이를 고려하는것이 필요한 경우에는 보다 정밀한 식을 사용하여야 한다.

- (다) 콘크리트의 인장시험 결과가 없는 경우, 콘크리트의 평균인장강도는 콘크리트의 평균압축강도로부터 다음 관계식을 이용하여 평가할 수 있다.

$$f_{ctm} = 0.30(f_{cm})^{\frac{2}{3}} \quad (5.3.6)$$

- (라) 콘크리트의 기준인장강도는 평균인장강도로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_{ctk} = 0.70f_{ctm} \quad (5.3.7)$$

- (마) 콘크리트 인장강도의 시간에 따른 증진은 시험에 의해서 구하는 것을 원칙으로 하나, 적절한 시험을 행하기 어려운 경우 다음의 근사식을 사용할 수 있다.

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^{\alpha} \cdot f_{ctm} \quad (5.3.8)$$

여기서, $\beta_{cc}(t)$: 식 (5.3.3)의 값

α : t 가 28일 미만이면 $\alpha = 1$

t 가 28일 이상이면 $\alpha = 2/3$

f_{ctm} : 재령 28일 평균인장강도

- (5) 경량 골재는 아래의 표 5.3.1의 밀도에 따라 분류한다. 또한 표에는 설계 목적으로 자중이나 고정하중을 계산하는 데 사용할 수 있는 무근콘크리트와 보통의 철근량을 포함하고 있는 철근콘크리트의 밀도가 주어져 있다.
- (6) 철근량이 전체 밀도에서 차지하는 부분은 별도로 계산하여 결정할 수 있다.
- (7) 경량콘크리트의 인장강도는 보통콘크리트의 평균인장강도 f_{ctm} 에 다음 계수를 곱하여 얻을 수 있다.

$$\eta_l = 0.40 + 0.60\gamma_g/2200 \quad (5.3.9)$$

여기서, γ_g 는 절대 건조 밀도의 상한값이다.

표 5.3.1 경량 콘크리트의 골재 밀도와 설계 단위 질량

절대건조 밀도 γ_g (kg/m ³)		801~ 1000	1001~ 1200	1201~ 1400	1401~ 1600	1601~ 1800	1801~ 2000
단위 질량 (kg/m ³)	무근콘크리트	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	철근콘크리트	1150	1350	1550	1750	1950	2150

5.3.1.3 탄성변형

- (1) 콘크리트의 탄성계수는 구성 성분의 탄성계수에 지배된다. 규암을 골재로 사용한 보통 콘크리트의 탄성계수 E_c ($0.4f_{cm}$ 점에서 구한 할선 탄성계수)의 근사값은 다음 식으로 평가할 수 있다.

$$E_c = 0.077m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cm}} \text{ (MPa)} \quad (5.3.10)$$

여기서, m_c 는 콘크리트의 단위 질량 (kg/m³)이다.

- (2) 경량 콘크리트의 탄성계수는 보통 콘크리트에 대한 식 (5.3.10)의 E_c 에 다음 계수를 곱하여 구할 수 있다.

$$\eta_E = (\gamma_g/2200)^2 \quad (5.3.11)$$

여기서, γ_g 는 절대건조 밀도의 상한값이다.

- (3) 포아송 비의 값은 실험에 의하지 않는 경우 일반적으로 비균열 콘크리트에 대해 1/6, 균열 콘크리트에 대해 0을 취할 수 있다.
- (4) 정밀한 자료가 없는 경우, 열팽창계수는 $10 \times 10^{-6} / ^\circ C$ 로 간주한다.
- (5) 경량 콘크리트의 열팽창계수는 주로 사용된 골재의 종류에 따라 다른데, 약 $4 \times 10^{-6} / ^\circ C$ 과 $14 \times 10^{-6} / ^\circ C$ 사이의 값이다.
- (6) 시간에 따른 탄성계수의 변화는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$E_c(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} E_c \quad (5.3.12)$$

여기서, $E_c(t)$ 는 재령 t 일에서의 값이고, E_c 는 재령 28일에서 결정되는 값이다. $\beta_{cc}(t)$ 는 식 (5.3.3)을 따른다.

5.3.1.4 크리프

콘크리트의 크리프는 다음의 규정에 따라 예측할 수 있다.

- (1) 시간 t' 에서 작용응력 $f_c(t')$ 에 의한 콘크리트의 순간 변형 및 크리프 변형을 함께 고려한 전체 변형률 $\epsilon_{cs}(t, t')$ 는 콘크리트의 압축강도 또는 설계기준압축강도, 부재의 크기, 평균 상대습도, 재하할 때의 재령, 재하기간, 시멘트 종류, 양생온도, 온도변화, 작용응력의 크기 등에 따라 식 (5.3.13)을 사용하여 구할 수 있다.

$$\epsilon_{cs}(t, t') = f_c(t') \left[\frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\varphi(t, t')}{E_{ci}} \right] \quad (5.3.13)$$

여기서, E_{ci} 는 초기접선 탄성계수로 식 (5.3.10)에 의하여 구한 할선탄성계수를 이용하여 식 (5.3.14)의 관계식에 의하여 구한다. t' 시간에서 초기접선 탄성계수 $E_{ci}(t')$ 는 E_{ci} 와 $E_{ci}(t)$ 사이에 식 (5.3.15)과 같은 관계가 성립하는 것으로 하여 구하여야 한다.

$$E_{ci} = E_c / 0.85 \quad (5.3.14)$$

$$E_{ci}(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} E_{ci} \quad (5.3.15)$$

여기서, $E_{ci}(t')$ 는 재령 t' 일에서의 초기접선 탄성계수이고, E_{ci} 는 재령 28일에서 초기접선 탄성계수 값이다. $\beta_{cc}(t)$ 는 식 (5.3.3)을 따른다.

- (2) 식 (5.3.13)에서 크리프계수 $\varphi(t, t')$ 는 양생온도가 20℃이고, 하중이 작용하는 동안의 기온도 20℃인 경우를 기준으로 한 것으로서 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\varphi(t, t') = \varphi_o \beta_c(t - t') \quad (5.3.16)$$

$$\text{여기서, } \varphi_o = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t') \quad (5.3.17)$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - 0.01RH}{0.10 \sqrt[3]{h}} \quad (5.3.18)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (5.3.19)$$

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}} \quad (5.3.20)$$

$$\beta_c(t-t') = \left[\frac{(t-t')}{\beta_H + (t-t')} \right]^{0.3} \quad (5.3.21)$$

$$\beta_H = 1.5 [1 + (0.012RH)^{18}] h + 250 \leq 1,500 (\text{일}) \quad (5.3.22)$$

h = 개념부재치수(mm) = $2A_c/u$

u = 단면적 A_c 의 둘레 중에서 수분이 외기로 확산되는 둘레길이(mm)이다.

f_{cm} 은 식 (5.3.1)을 따른다.

- (3) 작용 응력의 크기, 온도 및 시멘트의 종류에 따라 식 (5.3.16)의 크리프계수는 다음과 같이 보정하여야 한다.

(가) 양생 온도 및 시멘트 종류에 따른 보정계수

양생 동안 온도의 변화가 있거나 20°C 가 아닌 대기에 노출되어 있는 경우, 재하할 때의 콘크리트 재령 t' 는 온도와 시멘트 종류를 고려하여 다음과 같이 보정하여야 한다.

$$t' = t'_T \left[\frac{9}{2 + (t'_T)^{1.2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0.5 (\text{일}) \quad (5.3.23)$$

$$t'_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp \left(- \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} + 13.65 \right) \quad (5.3.24)$$

$$\alpha = \begin{cases} -1 & : 2\text{종 시멘트} \\ 0 & : 1\text{종, } 5\text{종 시멘트} \\ 1 & : 3\text{종 시멘트} \end{cases}$$

여기서, $T(\Delta t_i)$ 는 Δt_i 일 동안 지속된 온도($^\circ\text{C}$), Δt_i 는 일정한 온도가 지속된 기간(일)이고, n 은 일정한 온도를 유지한 단계의 수이다.

(나) 작용 응력의 크기에 따른 보정계수

작용 응력 $f_c(t')$ 가 $0.4 f_{cm}(t') < |f_c(t')| < 0.6 f_{cm}(t')$ 인 경우 식 (5.3.17)의 φ_o 를 식 (5.3.25)과 같이 보정하여 크리프의 비선형성을 고려한다.

$$\varphi_{o,k} = \varphi_o \exp \left[1.5 \left(\frac{|f_c(t')|}{f_{cm}(t')} - 0.4 \right) \right] \quad (5.3.25)$$

여기서, $f_{cm}(t')$ 는 식 (5.3.2)와 식 (5.3.3)에 의해 구할 수 있다.

(다) 온도변화에 따른 보정계수

지속하중이 작용하는 동안 온도가 5℃에서 80℃까지 변화할 때 크리프계수는 식 (5.3.18)의 φ_{RH} 를 식 (5.3.27)으로, 그리고 식 (5.3.22)의 β_H 를 식 (5.3.29)로 보정하여 식 (5.3.26)에 의해 구하여야 한다.

$$\varphi(t, t') = \beta_c(t - t')\varphi_o + 0.0004(T - 20)^2 \quad (5.3.26)$$

$$\varphi_{RH, T} = \varphi_T + (\varphi_{RH} - 1.0)\varphi_T^{1.2} \quad (5.3.27)$$

여기서, $\varphi_T = \exp[0.015(T - 20)] \quad (5.3.28)$

$$\beta_{H, T} = \exp\left[\frac{1,500}{273 + T} - 5.12\right]\beta_H \quad (5.3.29)$$

5.3.1.5 건조수축

(1) 콘크리트의 건조수축 변형률은 대기의 평균상대습도, 부재의 크기 등을 고려하여 다음 식 (5.3.30)에 따라 구할 수 있다.

$$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho}\beta_s(t - t_s) \quad (5.3.30)$$

여기서, ε_{sho} 와 $\beta_s(t - t_s)$ 는 다음 식 (5.3.31)에서 식 (5.3.34)까지에 의해 계산하여야하며, t_s 는 콘크리트가 대기 중에 노출되었을 때의 재령(일) 이다.

$$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cm})\beta_{RH} \quad (5.3.31)$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/10)] \times 10^{-6} \quad (5.3.32)$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55[1 - (RH/100)^3] & (40\% \leq RH < 99\%) \\ 0.25 & (RH \geq 99\%) \end{cases} \quad (5.3.33)$$

$$\beta_s(t - t_s) = \sqrt{\frac{(t - t_s)}{0.035 h^2 + (t - t_s)}} \quad (5.3.34)$$

$$\beta_{sc} = \begin{cases} 4 : 2\text{종 시멘트} \\ 5 : 1\text{종, 5종 시멘트} \\ 8 : 3\text{종 시멘트} \end{cases}$$

(2) 외기의 온도가 20℃가 아닌 경우 β_{RH} 및 $\beta_s(t - t_s)$ 는 다음 식 (5.3.35)와 식 (5.3.36)에 의해 보정하여야 한다.

$$\beta_{RH,T} = \left[1 + \left(\frac{8}{103 - RH} \right) \left(\frac{T - 20}{40} \right) \right] \beta_{RH} \quad (5.3.35)$$

$$\beta_s(t - t_s) = \sqrt{\frac{(t - t_s)}{0.035h^2 \exp[-0.06(T - 20)] + (t - t_s)}} \quad (5.3.36)$$

5.3.1.6 응력-변형률 관계

(1) 비선형 해석을 위한 응력-변형률 관계

- ① 비선형 구조해석을 위해 단기 1축 압축력을 받는 콘크리트의 응력-변형률 곡선은 다음 식으로 표현할 수 있다.(그림 5.3.1)

$$f_c = f_{cm} \left[\frac{k(\varepsilon_c / \varepsilon_{co,r}) - (\varepsilon_c / \varepsilon_{co,r})^2}{1 + (k - 2)(\varepsilon_c / \varepsilon_{co,r})} \right] \quad (5.3.37)$$

여기서, $k = 1.1E_c\varepsilon_{cu,r}/f_{cm}$ 이고,

$\varepsilon_{co,r}$ 은 최대 응력에 도달하였을 때의 정점 변형률이며,

$\varepsilon_{cu,r}$ 은 극한한계변형률을 나타낸다.(표 5.3.2)

- ② 식 (5.3.37)과 다르게 표현된 응력-변형률 관계가 사용 콘크리트의 거동을 잘 표현한다면, 이를 적용할 수 있다.

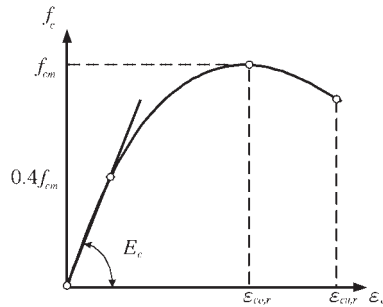


그림 5.3.1 비선형 해석을 위한 콘크리트의 응력-변형률 곡선

표 5.3.2 비선형 해석을 위한 콘크리트 응력-변형률 곡선의 콘크리트 강도 변화에 따른 계수값

f_{ck} (MPa)	18	21	24	27	30	35	40	50	60	70
$\varepsilon_{co,r}$ (‰)	1.92	2	2.05	2.1	2.2	2.25	2.3	2.45	2.6	2.7
$\varepsilon_{cu,r}$ (‰)				3.3				3.2	3.1	3.0

(2) 단면 설계를 위한 응력-변형률 관계

- ① 휨부재의 단면 설계를 위하여 포물선-직선 형상의 응력-변형률 관계를 사용할 수 있다.(그림 5.3.2)

$$0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \text{ 구간에서, } f_c = \phi_c(0.85f_{ck}) \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^n \right] \quad (5.3.38)$$

$$\varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \text{ 구간에서, } f_c = \phi_c(0.85f_{ck}) \quad (5.3.39)$$

여기서, ϕ_c 는 콘크리트에 대한 재료계수로 5.2.3.2에서 정의된 값이며,
 n 은 상승 곡선부의 형상을 나타내는 지수,
 ε_{co} 는 최대 응력에 처음 도달할 때의 변형률,
 ε_{cu} 는 극한변형률이다.

콘크리트 강도가 40 MPa 이하인 경우, n , ε_{co} , ε_{cu} 는 각각 2.0, 0.002, 0.0033으로 한다.
 콘크리트 강도가 40 MPa를 초과할 경우에는 매 10 MPa의 강도 증가에 대하여, n , ε_{co} , ε_{cu} 의 값을 각각 0.1씩 감소, 0.0001씩 증가, 0.0001씩 감소시킨다.(표 5.3.3)

$$n = 2.0 - \left(\frac{f_{ck} - 40}{100} \right) \leq 2.0 \quad (5.3.40)$$

$$\varepsilon_{co} = 0.002 + \left(\frac{f_{ck} - 40}{100,000} \right) \geq 0.002 \quad (5.3.41)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0033 - \left(\frac{f_{ck} - 40}{100,000} \right) \leq 0.0033 \quad (5.3.42)$$

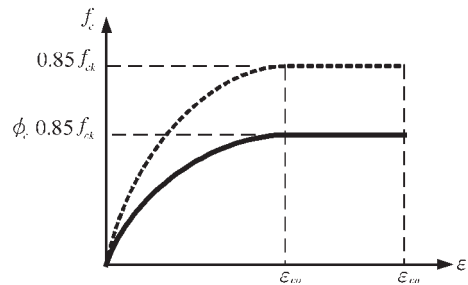


그림 5.3.2 단면설계를 위한 응력-변형률 곡선

표 5.3.3 단면설계를 위한 응력-변형률 곡선의 콘크리트 강도 변화에 따른 계수값

f_{ck} (MPa)	18	21	24	27	30	35	40	50	60	70
n				2.0				1.9	1.8	1.7
ε_{co} (‰)				2.0				2.1	2.2	2.3
ε_{cu} (‰)				3.3				3.2	3.1	3.0

(3) 횡방향으로 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계

- ① 구속된 콘크리트는 훨씬 높은 강도와 큰 한계변형률을 나타내므로, 이러한 경우 유효응력-변형률 관계를 수정하여야 한다. 설계와 관련된 그 밖의 기본적인 재료특성은 영향을 받지 않는 것으로 간주할 수 있다.
- ② 별도로 조사된 상세한 자료가 없는 경우, 그림 5.3.3에 보인 것과 같은 응력-변형률 관계식을 사용할 수 있으며, 구속된 콘크리트의 압축기준강도 및 변형률의 증가는 다음 식과 같다.

$$f_{cck} = f_{ck}(1.0 + 5.0f_{c2}/f_{ck}), \quad f_{c2} < 0.05f_{ck} \text{ 일 때} \quad (5.3.43)$$

$$f_{cck} = f_{ck}(1.125 + 2.50f_{c2}/f_{ck}), \quad f_{c2} > 0.05f_{ck} \text{ 일 때} \quad (5.3.44)$$

$$\varepsilon_{co,c} = \varepsilon_{co}(f_{cck}/f_{ck})^2 \quad (5.3.45)$$

$$\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu} + 0.2f_{c2}/f_{ck} \quad (5.3.46)$$

여기서, $f_{c2}(=f_{c3})$ 는 극한한계상태에서 구속에 의해서 발생하는 횡방향 유효 압축응력이다. 구속은 콘크리트의 횡방향 팽창을 막을 수 있게 적절하게 배치된 폐합 철근 또는 결속 철근이 소성상태에 도달하여 발휘된다.

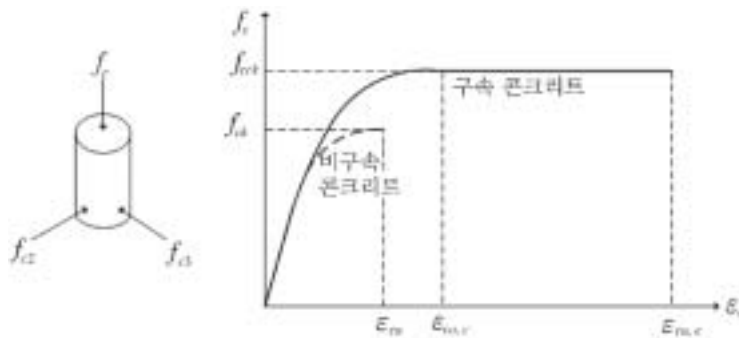


그림 5.3.3 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계

5.3.1.7 설계압축강도 및 설계인장강도

(1) 설계압축강도

콘크리트의 설계압축강도는 다음 식과 같이 기준압축강도에 재료계수와 유효계수를 곱하여 구한다.

$$f_{cd} = \phi_c 0.85 f_{ck} \quad (5.3.47)$$

여기서, f_{cd} 는 설계압축강도이고, ϕ_c 는 표 5.2.1에 주어진 콘크리트의 재료계수이다. 장기하중이 편심으로 작용할 경우의 유효계수로 휨-압축을 받는 부재에 대해 0.85의 값을 취하며, 그 밖의 부재에서는 1.0의 값을 취한다.

(2) 설계인장강도

콘크리트의 휨인장강도를 포함한 설계인장강도는 다음 식과 같이 기준인장강도에 재료계수를 곱하여 구한다.

$$f_{ctd} = \phi_c f_{ctk} \quad (5.3.48)$$

여기서, f_{ctd} 는 설계인장강도이고, ϕ_c 는 표 5.2.1에 주어진 콘크리트의 재료계수이다.

5.3.1.8 증기양생 콘크리트 재료

(1) 강도

- ① 콘크리트 요소를 증기 양생하는 경우 28일 이전 t 일의 콘크리트 압축강도 $f_{cm}(t)$ 는 식 (5.3.2)에 온도에 따라 조정된 콘크리트 재령 t 를 대입하여 구할 수 있다.(식 (5.3.24) 참조) 이 때 계수 $\beta_{cc}(t)$ 는 1.0이하이다. 또한, 증기양생의 효과는 식 (5.3.49)을 사용할 수 있다.

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \quad (5.3.49)$$

여기서, f_{cmp} 는 증기양생 후 평균압축강도로 부재와 동일한 증기양생을 수행한 시험체에 대하여 시간 t_p ($t_p < t$)에서 시험에 의하여 측정한 값이다.

(2) 크리프와 건조수축

- ① 콘크리트 요소를 증기 양생한 경우, 크리프 변형은 식 (5.3.23)에 따라 시간함수를 사용하여 구할 수 있다.
- ② 크리프 변형을 구하기 위하여 식 (5.3.20)의 재하시의 콘크리트 재령 t' (일)은 식 (5.3.23)과 식 (5.3.24)에서 얻어진 등가 콘크리트 재령으로 바꾸어야 한다.
- ③ 증기 양생한 콘크리트 요소에서는 다음을 가정한다.:
 - a) 증기양생 동안에는 건조수축 변형은 크지 않다.
 - b) 자기 수축 변형은 0이다.

5.3.2 철근

5.3.2.1 일반

- (1) 이 설계기준의 보강용 강재에 관련된 규정들은 KS D 3504(철근콘크리트용 봉강), KS D 3552(철선)과 KS D 7017(용접철망)의 각 규격에 적합한 강재를 사용할 경우에만 적용된다. 이 규정들은 특수 도막 처리된 보강용 강재인 경우에는 적용되지 않는다.
- (2) 철근 성질에 대한 요구 조건들은 경화된 콘크리트 내부에 배치되어 보강재로서의 기능을 확보하기 위한 것이다. 현장 가공에 의하여 철근의 특성이 영향을 받는 경우, 가공 이후의 특성에 대한 검증이 이루어져야 한다.
- (3) 한국산업규격에 적합하지 않은 철근을 사용하는 경우 그 역학적 성질은 이 설계기준의 요구 조건에 의해 검증되어야 한다.

5.3.2.2 특성

- (1) 이 설계기준은 KS D 3504 규격에 적합한 성질을 갖는 철근에 적용된다. 현장에서 철근을 구부리거나 용접할 경우 온도범위는 한국산업규격에서 허용하는 범위이내로 제한하여야 한다.
- (2) 이 설계기준에 있는 설계 및 상세 규정은 설계기준항복강도, 600 MPa 이하의 철근에만 유효하다. 단, 내진설계에 적용하는 경우 8장의 내용에 따르도록 한다.
- (3) 부착과 정착 - 이형철근의 표면 형상은 철근이 설계강도에 도달할 때까지 철근과 콘크리트의 적절한 부착이 확보되도록 제작하여야 한다. 이형철근의 표면형상이 KS D 3504의 규격을 만족하는 경우 그 철근은 충분한 부착강도를 갖고 있는 것으로 가정할 수 있다. 다른 표면 형상을 갖는 보강재의 부착특성은 반드시 검증되어야 한다. 또한, 용접철망의 정착길에서

의 용접점의 강도는 적절하여야 한다.

- (4) 강도 - 철근의 기준항복강도 f_y (또는 $f_{0.2k}$: 0.2% 오프셋 항복강도) 와 인장강도 f_u 는 각각 항복하중의 기준 값과 직접 1축 인장의 최대하중을 공칭단면적으로 나눈 값으로 정의한다. 실제 시험을 통하여 얻어지는 항복 응력은 기준항복강도의 1.3배를 초과하지 않아야 한다.
- (5) 연성 - 항복강도에 대한 인장강도의 비 $(f_u/f_y)_k$ 와 최대하중에서의 극한변형률로 정의되는 철근의 적절한 연성을 확보하여야 한다. 일반적으로 다음의 조건을 만족하는 경우 적절한 연성을 갖고 있는 것으로 가정할 수 있다.

$$f_u/f_y > 1.08 \text{ 이며 극한 변형률 } \epsilon_{su} > 0.050$$

여기서, ϵ_{su} 는 최대하중을 받을 때의 변형률이다.

또한, 철근은 적절한 굽힘 가공성을 가져야 한다.

그림 5.3.4는 일반적인 열간압연가공 및 냉간 압연 가공 강재에 대한 응력-변형률 곡선을 보인 것이다.

(6) 용접

- ① 모든 용접은 KS D 0816-0892의 규격에 따라 수행하여야 하며, 그 용접성은 KS B 0804를 따라야 한다.
- ② 용접철망의 정착 길이를 따라 있는 용접 연결부의 강도는 충분하여야 한다.
- ③ 용접철망의 용접 연결부에 있어서 각 연결부가 규정된 기준항복강도와 공칭 단면적을 곱한 값의 30% 이상의 전단력을 견딘다면 그 강도가 적절한 것으로 가정할 수 있다. 철망의 두 강선의 지름이 다른 경우 이 힘은 더 굵은 강선의 단면적에 기초하여 구한다.
- (7) 피로 - 피로강도가 요구되는 경우 KS B 0802에 따라 검증되어야 한다.

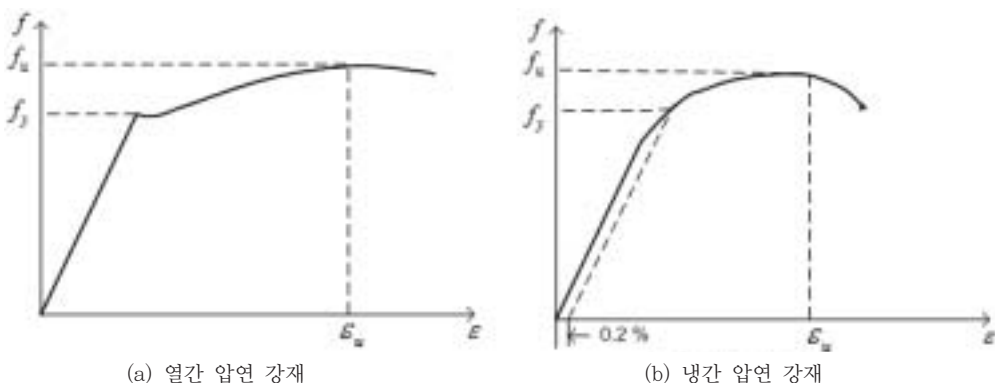


그림 5.3.4 보통 철근의 응력-변형률 관계

5.3.2.3 설계 가정

- (1) 설계는 철근의 공칭단면적과 5.3.2.2에 주어진 기준강도로부터 도출된 설계강도에 기초하여 수행되어야 한다. 철근의 설계강도는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$f_{yd} = \phi_s f_y \quad (5.3.50)$$

- (2) 철근의 항복 이후 응력-변형률 관계는 극한변형률까지 수평 직선으로 가정하여 설계에 사용할 수 있다. (그림 5.3.5 참조)
- (3) 철근의 평균 단위 질량은 7850 kg/m^3 으로 간주할 수 있다.
- (4) 철근의 평균 탄성계수의 값 E_s 는 $200 \text{ GPa}(\text{kN/mm}^2)$ 로 가정할 수 있다.
- (5) 철근의 열팽창계수는 $12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ 로 가정할 수 있다. 이 값과 콘크리트 열팽창계수 값과의 차이는 일반적으로 무시해도 좋다.

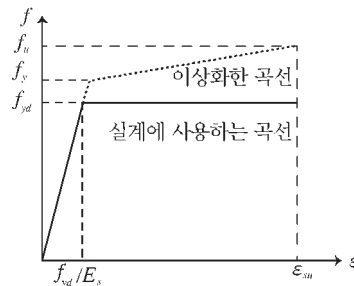


그림 5.3.5 철근의 설계 응력-변형률 선도

5.3.3 프리스트레싱 강재

5.3.3.1 일 반

- (1) 이 절은 콘크리트 구조물에서 프리스트레싱 긴장재로 사용되는 강선, 강봉 및 스트랜드에 적용된다.
- (2) 프리스트레싱 긴장재는 그 성능을 저하시킬 수 있는 결함이 없어야 한다.
- (3) 프리스트레싱 긴장재는 응력 부식이 일어날 가능성이 충분히 낮은 수준이어야 한다.
- (4) 프리스트레싱 긴장재는 KS D 7002(PC 강선 및 PC강연선) 및 KS D 3505(PC 강봉) 혹은 동종의 강재에 적용되는 KS에 규정된 품질시험에 준한 시험을 행하여 품질을 조사, 확인하고 인장강도, 기준항복강도 등을 정하여야 한다. 특히 일반적이지 않은 고강도의 PS강재를

사용하는 경우에는 지면 파괴의 검토 등 설계와 시공 상의 주의사항에 대해 별도의 검토가 필요하다.

- (5) 프리스트레싱 긴장재의 성질에 대한 요구조건은 긴장재가 부재 내에서 최종적인 위치에 배치 되는 재료인 경우에 대한 것이다. 프리스트레싱 긴장재의 생산방법, 시험 및 인증의 적합성이 관련 KS 규격을 따르는 경우 그 긴장재는 이 설계기준의 요구조건을 만족하는 것으로 가정할 수 있다.
- (6) 이 설계기준을 따르는 프리스트레싱 강재는 인장강도, 기준항복강도(f_{py} 또는 $f_{p0.2k}$: 0.2% 오프셋 항복강도), 최대하중에서의 신장량이 기준값의 향으로 규정될 수 있으며, 그 값은 각각 f_{pu} , f_{py} 및 ϵ_{uk} 로 나타낸다.
- (7) f_{pu} 및 f_{py} 는 각각 구조물에 쓰일 때 요구되는 프리스트레싱 강재의 성질에 기초한 기준인장 강도 및 기준항복강도 값으로서 이들 두 값 사이에는 직접적인 관계는 없다.
- (8) 각 제품은 5.3.3.2(2)의 구분 체계에 따라 명확히 구분할 수 있어야 한다.
- (9) 프리스트레싱 긴장재는 릴랙세이션에 관한 성질에 따라, 또는 관련 KS 규격에 따라 구분되어야 한다.
- (10) 모든 제품의 배송은 5.3.3.2(2)의 (가)~(라)에 따라 제품의 구분에 필요한 정보가 전부 포함된 증명서를 포함하여야 하며, 필요한 경우 추가적인 정보도 함께 포함되어야 한다.
- (11) 강선 및 강봉에 용접부가 있어서는 안 된다. 스트랜드의 개별 강선은 냉간 인발 이전에 만들어진 엇갈림(staggered) 용접부만을 포함할 수 있다.
- (12) 코일 형태의 긴장재는 일정 길이를 풀어 놓은 후에 강선 또는 강연선의 최대 굽힘 높이(bow height)가 관련 KS 규격에 적합하여야 한다.

5.3.3.2 특성

- (1) 프리스트레싱 강재의 성질은 KS D 3505, KS D 3552 및 KS D 7002 등에 주어져 있다.
- (2) 프리스트레싱 강재(강선, 강연선 및 강봉)는 다음 항에 따라 구분된다.
 - (가) 등급(Grade), 기준항복강도(f_{py} 또는 $f_{p0.2k}$), 기준인장강도값의 기준항복강도값에 대한 비(f_{pu}/f_{py}) 및 최대하중에 대한 신장량(ϵ_{uk})을 말한다.
 - (나) 구분(Class), 릴랙세이션 거동을 가리킨다.
 - (다) 크기(치수)
 - (라) 표면 특성

- (3) 프리스트레싱 긴장재의 실제 무게는 공칭 무게와 비교하여 KS에 규정된 한계 이상 차이가 나지 않아야 한다.
- (4) 강도 - 기준항복강도(f_{py}) 및 기준인장강도(f_{pu})의 값은 축방향 인장 하중을 가할 때 각각 0.2% 영구연신율이 일어나는 하중과 인장파단이 일어나는 최대하중의 값을 공칭 단면적으로 나눈 값으로 정의된다.
- (5) 연성 - 프리스트레싱 강재는 KS D 3505, KS D 3552 및 KS D 7002 등의 규격에 따라 적절한 연성을 가져야 한다.
- (6) 피로 - 프리스트레싱 긴장재는 적절한 피로강도를 가져야 하며, 프리스트레싱 긴장재의 피로응력범위는 관련 KS 규격의 규정에 따라야 한다. 프리스트레싱 강재의 피로설계 요구조건은 5.7.3을 참고하여야 한다.
- (7) 릴랙세이션
- ① 종류 - 이 설계기준에는 3 가지 종류의 릴랙세이션이 정의되어 있다.
 - Class 1: 강선 또는 강연선 - 보통 릴랙세이션 긴장재
 - Class 2: 강선 또는 강연선 - 저 릴랙세이션 긴장재
 - Class 3: 열연(hot-rolled) 강봉
 - ② 프리스트레싱 강재의 릴랙세이션에 의한 손실의 설계 계산은 평균기온 20℃에서 긴장한 이후 1000시간이 경과하였을 때의 릴랙세이션 손실인 ρ_{1000} (%) 값에 기초하여야 한다. 여기서, ρ_{1000} 값은 초기 응력에 대하여 백분율로 표시되며, 초기응력을 $0.7f_p$ 와 같게 놓고 얻는다. f_p 는 프리스트레싱 강재 시편의 인장강도이다. 설계 계산을 할 때는 기준인장강도(f_{pu})를 사용하여야 한다.
 - ③ ρ_{1000} 값은 생산자가 제공한 시험 증명서로부터 구하나, 그렇지 않으면 Class 1에 대하여 8%, Class 2에 대하여 2.5% 및 Class 3에 대하여 4%로 가정할 수 있다.
 - ④ 릴랙세이션 손실은 초기 프리스트레싱 응력에 대한 프리스트레싱 응력 변화의 백분율로 정의된다. 릴랙세이션 손실은 다음 식으로 계산할 수 있다. 식 (5.3.51) 및 식 (5.3.52)는 보통 프리스트레싱을 하는 강선 또는 스트랜드 및 저 릴랙세이션 긴장재에 각각 적용되며, 식 (5.3.53)는 열연강봉에 적용된다.

$$\text{Class 1: } \frac{\Delta f_{pr}}{f_{\pi}} = 5.39\rho_{1000}e^{6.7\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)}10^{-3} \quad (5.3.51)$$

$$\text{Class 2: } \frac{\Delta f_{pr}}{f_{\pi}} = 0.66\rho_{1000}e^{9.1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)}10^{-3} \quad (5.3.52)$$

$$\text{Class 3: } \frac{\Delta f_{pr}}{f_{\pi}} = 1.98 \rho_{1000} e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-3} \quad (5.3.53)$$

여기서, Δf_{pr} = 프리스트레스의 변화량

f_{π} = 초기 응력(5.4.7.2(1) 참조)

여기서 : 프리텐서닝 부재의 경우 정착장치의 활동에 의한 손실을 초기

프리스트레싱 응력에서 빼도 좋다.(5.4.7.4(1)① 긴장작업 시의 손실 참조)

t = 긴장 이후 경과 시간(시간)

$\mu = \frac{f_{pr}}{f_{pu}}$, 여기서 f_{pu} 는 프리스트레싱 강재의 기준인장장강도.

ρ_{1000} = 평균기온 20℃,에서 긴장 이후 1000시간이 경과하였을 때의 릴랙세이션 손실 (%)

- ⑤ 릴랙세이션 손실의 장기(최종)값은 500,000시간(약 57년)에 대하여 산정하여도 좋다.
- ⑥ 릴랙세이션 손실은 강재의 온도에 매우 민감하다. 열처리를 하는 경우에는 해당 규정을 적용하여야 하며, 그렇지 않은 경우 강재의 온도가 30℃를 넘을 것으로 예상되면 시험에 의한 특별 검증이 수행되어야 한다.

5.3.3.3 설계 가정

- (1) 구조해석은 프리스트레싱 강재의 공칭단면적 및 f_{py} , f_{pu} 및 ε_{uk} 의 값에 기초하여 수행하여야 한다.
- (2) 강선 및 강봉에 대한 탄성계수의 설계값, E_p 은 200 GPa로 가정하여도 좋다. 실제값은 제작 과정에 따라 195에서 210 GPa의 범위에 있을 수 있다.
- (3) 스트랜드에 대하여 탄성계수의 설계값 E_p 를 200 GPa로 가정하여도 좋다. 실제값은 제작과정에 따라 185에서 205 GPa의 범위에 있을 수 있다.
- (4) 설계 목적으로 사용되는 평균 밀도는 다음과 같이 가정하여도 좋다.

강선 및 강연선에 대하여, 7850 kg/m³
강봉에 대하여, 7850 kg/m³

- (5) 설계 목적으로 사용되는 열팽창계수는 $12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ 로 가정하여도 좋다. 이 값과 콘크리트 열팽창계수의 차이는 일반적으로 무시하여도 좋다.
- (6) 위에 주어진 값들은 완성된 구조물 내에서 프리스트레싱 강재의 온도 범위가 -40℃와 +10

0℃사이엔 있으면 유효한 것으로 가정해도 좋다.

- (7) 강재 응력에 대한 설계값은 이상화된 특성선도를 프리스트레싱 강재에 대한 재료계수 ϕ_s 를 곱하여 구한다.(5.2.3.2 참조)
- (8) 단면 설계에서 프리스트레싱 긴장재의 응력-변형 관계는 다음 중 하나로 가정하여도 좋다.
 - 항복 이후 변형을 한계 $\varepsilon_{ud} = 0.9\varepsilon_{uk}$ 인 경사 직선 부분으로 가정.
 - 항복점 이후 변형을 한계가 없는 수평 직선 부분으로 가정.

5.4 구조해석

5.4.1 일반 사항

- (1) 이 절의 규정 이외의 사항은 제 4장의 규정을 적용하여야 한다.
- (2) 보, 슬래브, 또는 이와 유사한 휨부재와 기둥과 같이 축력과 휨모멘트가 동시에 작용하는 부재는 일반적으로 평면유지의 가정이 유효하다고 간주할 수 있다. 다만, 깊은 보, 브래킷, 내민받침, 벽체 등과 같이 평면유지의 가정이 유효하지 않은 부재와 응력교란영역에 대해서는 이들의 영향을 고려하여야 한다.
- (3) 기하학적인 오차 그리고 하중재하 위치에서 발생 가능한 오차는 주요 허용오차와 관계된 기하학적 결함으로써 부재와 구조물의 해석에 포함하여야 한다. 5.5.1.2(5)에 규정된 최소 편심량은 단면 설계에 대한 것으로서 이를 구조해석에 포함하여서는 안된다. 하중이 재하되지 않은 구조물에서의 기하 형상 오차는 구조물에 불리하게 영향을 미치는 경우 극한한계상태에서 고려하여야 하며, 사용한계상태에서는 고려할 필요가 없다.
- (4) 변형 또는 내부 단면력의 변동과 같은 콘크리트의 시간 의존적 거동에 의한 하중영향은 일반적으로 사용한계상태에서 고려하면 되지만, 2차 효과에 민감하거나 내부 단면력의 재분배가 불가능한 구조물 또는 요소 부재와 같은 특수한 경우에는 극한한계상태에서도 이들의 영향을 고려하여야 한다.
- (5) 프리캐스트구조물의 해석에서는 다음을 고려하여야 한다.
 - ① 각 시공 단계에서 적절한 기하 조건과 역학적 성질
 - ② 연결부의 실제 변형 및 강도
- (6) 지지된 요소의 자중에 의한 마찰로 발생하는 유리한 수평 구속 효과는 아래의 조건을 모두 만족하는 경우 고려할 수 있다.
 - ① 마찰에 의해 구조의 전체 안정성이 좌우되지 않을 때

- ② 받침의 배치가 요소의 교변 하중하에서 불균등하여 반대방향 미끄러짐이 중첩되는 것을 방해할 때(예를 들어 단순지지 요소의 접촉 단부의 교변 온도 영향 작용)
 - ③ 심각한 충격하중의 가능성이 없을 때
 - ④ 비내진 구조 요소
- (7) 구조물의 강도와 접합부의 일체성에 관련하여 설계할 때 수평 이동의 영향을 고려하여야 한다.

5.4.2 구조물의 이상화

5.4.2.1 전체 해석을 위한 구조 모델

- (1) 구조의 요소들은 그들의 특성과 기능을 고려하여 보, 기둥, 슬래브, 판, 아치, 셸 등으로 분류할 수 있으며, 이러한 요소들의 조합으로 이루어진 구조물의 해석을 위해서 아래의 규칙을 따라야 한다.
- ① 전체 단면 깊이에 대하여 4배 보다 큰 경간을 갖는 부재는 보로 해석하여야 하며 그렇지 않은 경우에는 깊은 보로 해석하여야 한다.
 - ② 전체 단면 깊이에 대하여 5배 이상의 폭을 갖는 부재는 슬래브로 해석하여야 하며, 등분포 하중이 지배적인 슬래브는 다음의 경우 일방향 슬래브로 해석할 수 있다.
 - 두개의 자유단과 평행한 변을 갖는 경우
 - 변장비가 2.0이상인 4변 지지 직사각형 슬래브의 중심 부분
 - ③ 리브 슬래브 또는 와플 슬래브는 플랜지와 횡방향 리브가 다음의 조건을 만족하는 충분한 비틀림 강성을 갖는다면, 분리된 요소로 해석할 필요가 없다.
 - 리브 간격이 1,500 mm 이하이다.
 - 플랜지 아래의 리브 깊이가 리브 폭의 4배 이하이다.
 - 횡방향 리브의 순간격은 슬래브 전체 깊이의 10배 이하이다.
 - 최소 플랜지 두께가 리브 순간격의 1/10 이상이다.
 - 최소 플랜지 두께가 일반적인 경우에는 50 mm보다 크며 리브 사이를 영구 블록으로 채운 경우에는 40 mm 보다 크다.
 - ④ 단면 깊이가 폭의 4배 이하이며 높이가 단면 깊이의 3배 이상인 부재로서 축압축력을 주로 받는 부재는 기둥으로 해석하여야 하며, 그렇지 않은 경우에는 벽체로 해석하여야 한다.

5.4.2.2 기하학적 자료

- (1) T형 보의 유효 플랜지폭은 4장의 규정에 따른다.
 (2) 보와 슬래브의 유효 경간 l_{eff} 은 다음 식과 같이 산정하여야 한다.

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \quad (5.4.1)$$

여기서, l_n = 받침점 면사이의 순경간

a_1 과 a_2 는 지지조건에 따라 정해지는 값 (그림 5.4.1 참조)

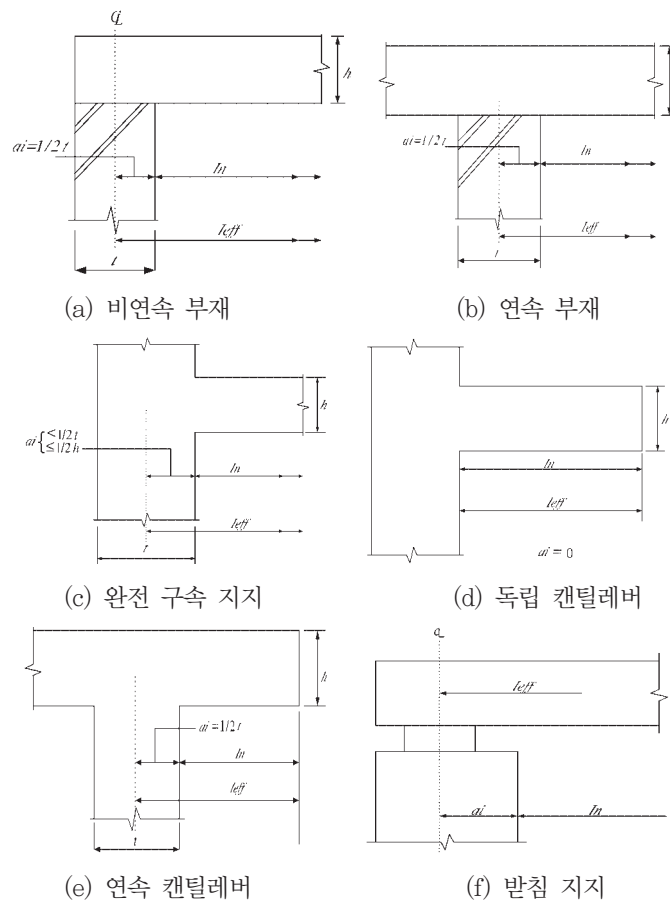


그림 5.4.1 구속조건에 따른 유효경간

- (3) 보 또는 슬래브가 받침점과 일체로 된 곳에서 받침점에서의 위험 설계모멘트는 받침점 면에서의 값을 취하여야 하며, 이 때 받침점면의 모멘트 값은 고정단 모멘트 값의 0.65배 이상이어야 한다.
- (4) 기둥과 벽체 등과 같이 지지하는 요소로 전달되는 설계 모멘트와 반력은 탄성 또는 재분배된 값 중에서 큰 값을 취하여야 한다.
- (5) 벽체 상단 등과 같이 회전 구속은 없다고 간주되는 받침점을 갖는 연속 보 또는 슬래브에서 경간을 지점의 중심간 거리로 간주하여 계산된 받침점의 계수 휨모멘트는 해석 방법에 관계 없이 다음의 ΔM_u 양 만큼 감소시킬 수 있다.

$$\Delta M_u = f_{u, sup} t / 8 \quad (5.4.2)$$

여기서, $f_{u, sup}$ 는 받침점의 계수 반력이고, t 는 받침점 폭 (그림 5.4.1b 참조)이다.

5.4.3 휨모멘트 재분배

- (1) 극한한계상태의 검증에서 한정된 재분배를 하는 선형 해석을 구조물의 부재 해석에 적용할 수 있다.
- (2) 휨모멘트 재분배의 영향은 설계의 모든 관점에서 고려하여야 한다.
- (3) 연속보 또는 슬래브에 대하여 회전능력에 대한 명확한 검토가 없어도 다음의 조건을 만족할 경우에는 식 (5.4.3)의 비율로 휨모멘트를 재분배할 수 있다.
- 휨이 지배적이며
 - 인접한 슬래브의 지간의 비가 0.5와 2의 범위 안에 있을 때

$$\eta \leq 1 - \frac{0.0033}{\varepsilon_{cu}} \left(0.6 + \frac{c}{d} \right) \leq 0.15 \quad (5.4.3)$$

여기서,

- η = 탄성해석으로 구한 휨모멘트에 대한 재분배할 수 있는 휨모멘트의 비
- c = 극한한계상태에서의 중립축의 깊이
- d = 단면의 유효깊이
- ε_{cu} = 5.3.1.6에 따른 단면의 극한한계변형률

5.4.4 소성해석

5.4.4.1 일반사항

- (1) 소성해석에 기초한 방법은 극한한계상태에서만 적용하여야 한다.
- (2) 위험 단면의 연성은 예상된 붕괴 메커니즘에 도달하기에 충분하도록 커야 한다.
- (3) 소성해석은 하한계해나 상한계해에 기초하여야 한다.
- (4) 하중은 점진적으로 증가하는 단조증가 하중으로 가정할 수 있다.

5.4.4.2 보와 골조 및 슬래브에 대한 소성해석

- (1) 소성해석을 극한한계상태에 적용하기 위해서는 5.4.4.3의 회전 능력 요구 조건을 만족하여야 한다.
- (2) 다만, 아래의 조건을 만족하면 회전능력 요구 조건을 검토하지 않아도 소성해석을 극한한계 상태에 적용할 수 있다.
 - ① 인장철근량은 어느 단면에서나 아래의 조건을 만족한다.

$$c/d \leq 0.15 \quad (\text{콘크리트 압축강도가 } 40 \text{ MPa 이하인 경우})$$

$$c/d \leq 0.10 \quad (\text{콘크리트 압축강도가 } 45 \text{ MPa 이상인 경우})$$
 - ② 받침부의 부모멘트에 대한 경간 중앙의 정모멘트 비는 0.5와 2.0 사이에 있다.

5.4.4.3 회전 능력

- (1) 극한한계상태에서의 소성회전 조건을 충족하기 위해서는 다음의 조건을 만족하여야 한다.
 - ① 소성힌지영역에서 인장철근량은 아래의 조건을 만족한다.

$$c/d \leq 0.30 \quad (\text{콘크리트 압축강도가 } 40 \text{ MPa 이하인 경우})$$

$$c/d \leq 0.23 \quad (\text{콘크리트 압축강도가 } 45 \text{ MPa 이상인 경우})$$
 - ② 소성힌지영역에서 계산된 회전각(θ_s)이 허용 소성회전각($\theta_{pl,d}$) 이하이다.
- (2) 허용 소성회전각($\theta_{pl,d}$)은 다음 식에 의해 계산할 수 있다.

$$\theta_{pl,d} = k_{\lambda} \theta_{pl} \quad (5.4.4)$$

여기서,

$$k_{\lambda} = \text{전단지간비에 따른 보정계수}(= \sqrt{\lambda/3})$$

$$\lambda = \text{전단지간비}(= M_u / (V_u d))$$

θ_{pl} = 그림 5.4.2의 기준 소성회전각으로서 45 MPa에서 80 MPa 범위의 콘크리트 압축 강도에 상응하는 값은 보간하여 구한다.

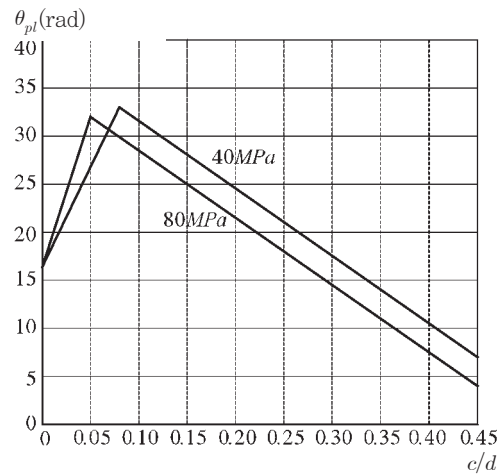


그림 5.4.2 기준 소성회전각(θ_{pl})

5.4.4.4 스트럿-타이 모델에 의한 해석

- (1) 스트럿-타이 모델은 응력교란영역의 상세설계에 사용할 수 있다. 일반적으로 이 모델은 불연속 지점으로부터 거리 h (부재단면의 깊이)에까지 적용한다
- (2) 스트럿-타이 모델은 압축응력장을 대표하는 스트럿과 철근을 대표하는 타이, 그리고 절점영역으로 구성된다. 스트럿-타이 모델의 요소들이 받는 힘은 극한한계상태에서 적용된 하중과 평형을 유지하는 조건으로부터 산정하여야 한다.
- (3) 스트럿-타이 모델의 요소들은 5.5.5.1~5.5.5.4의 규정에 따라 크기를 정하여야 한다.
- (4) 스트럿-타이 모델에서 타이는 대응하는 철근의 위치와 방향이 일치하여야 한다.

5.4.5 비선형 해석

- (1) 평형조건과 적합조건을 만족하며, 재료의 비선형 거동이 적절히 반영되었다면, 비선형 해석법은 극한한계상태와 사용한계상태 모두에 대하여 적용하여도 좋다. 해석은 1차 또는 2차 해석을 할 수 있다.
- (2) 극한한계상태에서 비탄성 변형이 발생하는 것으로 해석된 국부 위험단면의 강도는 불확실성을 적절히 고려하여 검토하여야 한다.

- (3) 비선형해석을 하는 경우, 파괴에 대한 불확실성을 고려하는 것을 제외하고는 실질적인 강성을 나타내는 재료 성질을 사용하여야 한다. 적용 범위를 명확히 하여야 한다.

5.4.6 장주 효과

5.4.6.1 일반사항

- (1) 축력과 휨모멘트가 동시에 작용하는 부재(휨압축부재) 중 횡방향 상대변위가 구속되어 있지 않은 비횡구속 골조의 휨압축부재에서 세장비 kl_u/r 의 값이 22 이하인 경우에는 장주 효과를 무시할 수 있다.
- (2) 횡방향 상대변위가 구속되어 있는 횡구속 골조의 휨압축부재에서 세장비 kl_u/r 의 값이 $34 - 12(M_1/M_2)$ 이하인 경우에는 장주 효과를 무시할 수 있다. 이때 휨압축부재 양단 모멘트 중 절대값이 작은 모멘트를 M_1 으로 하고 큰 모멘트를 M_2 로 하며, $34 - 12(M_1/M_2)$ 는 40을 초과할 수 없다. M_1/M_2 의 값은 기둥이 단일 곡률일 때 양(+)으로, 이중 곡률일 때 음(-)으로 취하여야 한다.
- (3) 장주 효과는 4.5.3.2의 대변위 이론에 따라 2차해석($P-\Delta$ 해석)을 적용하여 하중효과에 대한 횡방향 처짐의 영향을 고려하여야 하지만, 세장비 kl_u/r 이 100 미만인 철근콘크리트 휨압축부재를 설계할 때에는 근사해석법으로 4.5.3.3(2)에 따라 모멘트 확대계수를 사용하는 단일 단계 조정법을 적용할 수 있다.
- (4) 4.5.3.3(2)에 따라 모멘트 확대계수법을 적용하여 철근콘크리트 휨압축 부재를 설계할 때에는 5.4.6.2에 따라야 한다.
- (5) 2축 휨이 작용하는 휨압축 부재는 단면의 두 주축에 대하여 장주 효과를 고려하여야 한다.

5.4.6.2 모멘트 확대계수법의 적용

- (1) 모멘트 확대계수법을 적용하여 철근콘크리트 휨압축부재를 설계할 때에는 탄성해석으로 결정되는 계수축력 N_u 와 4.5.3.3(2)의 (2)에 명시된 확대계수모멘트 M_c 에 근거하여 설계하여야 한다.
- (2) 계수축력 N_u 와 기둥 양단의 계수휨모멘트 M_1 과 M_2 는 탄성골조해석에 따라 계산하여야 한다. 이때 탄성골조해석에서 단면 특성으로 다음 값을 사용할 수 있다. 다만 횡방향 지속하중이 작용할 경우와 안정성을 검토할 경우에는 단면2차모멘트를 $(1 + \beta_d)$ 로 나누어야 한다.
 - ① 탄성계수 : 5.3.1.3에 규정된 콘크리트의 탄성계수 E_c

- ② 단면2차모멘트 : 보- $0.35I_g$ 기둥- $0.70I_g$ 비균열 벽체- $0.70I_g$
 균열 벽체- $0.35I_g$
- ③ 단면적 : $1.0A_g$
- (3) 횡구속 골조에서 β_d 는 각각의 하중조합에서 최대 계수축력에 대한 최대 계수지속 축력의 비이며, 비횡구속 골조에서 β_d 는 1개 층 전체에서의 최대 계수전단력에 대한 최대 계수지속전단력의 비이다. 비횡구속 골조에서 안정성 검토를 하는 경우, β_d 는 1개 층 전체에서의 최대 계수축력에 대한 최대 계수지속축력의 비이다.
- (4) 압축부재의 비지지길이 l_u 는 압축부재를 횡방향으로 지지할 수 있는 부재의 순간적으로 취한다. 현치가 있는 경우에는 현치 끝에서 비지지길이를 취한다.
- (5) 회전반경 r 은 전체 콘크리트 단면에 대하여 계산하여야 한다.
- (6) 횡구속 골조구조물의 휨압축부재의 유효길이계수 k 는 해석에 의해 보다 작은 값이 타당하다는 것이 증명되지 않는다면 유효길이계수 k 는 1.0으로 하여야 한다. 해석에 의해 k 를 결정할 때는 5.4.6.2(2)에 따라 상대강성을 고려하여야 한다.
- (7) 비횡구속 골조구조물의 휨압축부재의 유효길이계수 k 는 5.4.6.2(2)에 따라 상대강성을 고려하여 결정하여야 하며 1.0 이상이어야 한다.
- (8) 모멘트 확대계수를 계산할 때, 더욱 정밀한 해석에 의하지 않는다면, 좌굴하중 P_c 를 결정하는데 사용되는 EI 는 다음 중 큰 값을 적용한다.

$$EI = \frac{(0.2E_cI_g + E_sI_s)}{1 + \beta_d} \quad (5.4.5)$$

$$EI = \frac{0.4E_cI_g}{1 + \beta_d} \quad (5.4.6)$$

여기서,

E_c = 콘크리트의 탄성계수(MPa)

I_g = 도심축에 대한 콘크리트 총단면의 단면 2차모멘트(mm^4)

E_s = 종방향 철근의 탄성계수(MPa)

I_s = 도심축에 대한 종방향 철근의 단면 2차모멘트(mm^4)

β_d = 횡구속 골조에서 최대 계수축력에 대한 최대 계수지속축력의 비, 비횡구속 골조에서는 최대 계수전단력에 대한 최대 계수지속전단력의 비이며, 항상 양(+)이다.

- (9) 편심을 가지고 긴장된 부재는, 긴장력에 의한 횡방향 처짐의 영향을 고려하여 확대 모멘트를 계산하여야 한다.

5.4.7 프리스트레스트 구조물

5.4.7.1 개 요

- (1) 이 절에서 프리스트레스트는 긴장된 텐던에 의해 콘크리트에 도입되는 것을 말한다.
- (2) 프리스트레싱에 의한 하중영향과 강도를 검토하여야 하며, 그에 따른 정착부의 지압강도를 검증하여야 한다.
- (3) 일반적으로 프리스트레스트는 조합하중의 일부로서 작용력 조합으로 반영되며, 하중영향은 내부힘모멘트와 축력에 포함되어야 한다.
- (4) 부재의 취성파괴를 피하여야 한다.
- (5) 일반적인 경우의 프리스트레스트 콘크리트 구조물은 다음의 최소조건을 만족하여야 한다.
 - 포스트텐션 부재의 콘크리트 설계기준압축강도는 30 N/mm^2 이상, 프리텐션 부재의 콘크리트 설계기준압축강도는 35 N/mm^2 이상이어야 한다.
 - 프리스트레스트 콘크리트 개별 부재의 기압축 인장영역의 긴장재는 소수의 강재의 파괴가 전체 부재의 파괴를 유발하지 않도록 표 5.4.1의 최소한의 개수의 강재로 이루어져야 한다.

표 5.4.1 프리스트레스트 콘크리트 개별 부재의 기압축 인장 영역에 배치되어야 할 긴장재의 최소 개수

긴장재 종류	최소 개수
강봉 또는 강소선	3
강연선 또는 다발 강선의 소선	7
강연선 이외의 긴장재	3

5.4.7.2 프리스트레스트 힘

(1) 최대 긴장력

- ① 긴장재에 가하는 최대 힘, P_{zo} (즉, 긴장작업시 긴장단에서의 힘)는 다음 값을 초과해서는 안된다.

$$P_o = A_p f_{o, \max} \quad (5.4.7)$$

여기서, A_p 는 텐던의 단면적이며, $f_{o, \max}$ 는 텐던의 최대 응력으로 $0.8 f_{py}$ 또는 $0.9 f_{p0.2k}$ 중에서 작은 값이다.

- ② 만일 긴장력을 최종 프리스트레스트 힘의 $\pm 5\%$ 정확도로 측정할 수 있다면 초과 긴장을 할

수 있다. 이때 (예를 들어 롱라인 프리텐션 작업에서 예상보다 높은 마찰이 발생할 경우) 최대 프리스트레스 힘 P_o 는 $0.95 f_{p0.2k}$ 까지 증가시킬 수 있다.

(2) 콘크리트 응력의 제한

- ① 포스트텐션 정착장치 위치의 국부적인 콘크리트의 파쇄나 쪼갬응력은 관련된 설계규정에 적합하도록 제한하여야 한다.
- ② 프리스트레스를 도입 할 때의 콘크리트의 강도는 관련된 규정에서 정의한 최소 값보다 작아서는 안된다.
- ③ 프리스트레스가 개개의 텐던에 순차적으로 도입될 때, 소요 콘크리트 압축강도는 도입되는 프리스트레스에 따라서 선형적으로 감소될 수 있다. 시간 t 에서의 최소압축강도 $f_{cm}(t)$ 는 관련된 규정에 제시된 풀 프리스트레싱에 대한 소요 콘크리트 압축강도의 30% 이상 이어야 한다.
- ④ 긴장시 또는 프리스트레스 도입시 작용되는 프리스트레스 힘과 기타 하중에 의한 구조물 내의 콘크리트 압축응력은 다음과 같이 제한하여야 한다.

$$f_c \leq 0.6 f_{ck}(t) \quad (5.4.8)$$

여기서, $f_{ck}(t)$ 는 프리스트레스 힘을 받게 되는 시간 t 일 때의 콘크리트의 설계기준압축강도이다. $f_{ck}(t)$ 는 5.2.2.3에 따라 정할 수 있다. 프리텐션 부재의 경우, 실험이나 경험에 의해 입증될 수 있다면 프리스트레스 전달시의 응력은 $0.7 f_{ck}(t)$ 로 증가될 수 있다. 만일 압축응력이 영구히 $0.45 f_{ck}(t)$ 를 초과할 때에는 크리프의 비선형성을 고려하여야 한다.

(3) 계측

- ① 포스트텐션의 경우, 프리스트레스 힘과 텐던의 신장량은 계측을 통해 검사하여야 하며, 마찰에 의한 실제 손실량을 조절하여야 한다.

5.4.7.3 프리스트레스 힘

- (1) 긴장 및 정착 직후(포스트텐션) 또는 프리스트레스 도입직후(프리텐션), 시간 t_0 에서 콘크리트에 전달되는 프리스트레스 힘 P_{mo} 는 다음 값을 초과해서는 안된다.

$$P_{mo} = A_p f_{pmo} \quad (5.4.9)$$

여기서, f_{pmo} 는 긴장 도입 직후의 긴장재의 응력 $0.75f_{py}$ 또는 $0.85f_{p,0.2k}$ 중 작은 값이며, t_0 는 긴장력이 도입되는 시간이다.

- (2) 임의 시간 t 및 긴장재의 긴장단으로부터의 거리 x (또는 원호길이)에서의 긴장력 $P(x,t)$ 는 긴장단에서의 최대 힘 P_{mo} 에서 손실을 제외한 값이다.
- (3) 프리스트레스 힘 P_{mo} 를 결정할 때는 다음의 영향을 고려하여야 한다.
 - 탄성변형에 의한 ΔP_c
 - 단기적 릴랙세이션에 의한 ΔP_r
 - 마찰에 의한 손실 $\Delta P_{u(x)}$
 - 정착장치의 활동에 의한 ΔP_{s1}
- (4) 시간 t 가 t_0 를 초과할 때의 프리스트레스 힘의 평균값 $P_{m,t}$ 는 프리스트레싱 방법에 따라 결정되어야 한다. 이때 5.4.7.3(3)에 제시된 영향뿐만 아니라, 콘크리트의 크리프와 건조수축 및 PS강재의 장기 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 손실도 고려하여야 한다.

5.4.7.4 프리스트레스의 손실

(1) 프리텐션닝에 대한 프리스트레스의 즉시 손실

- ① 프리텐션 작업시 발생하는 다음의 손실들을 고려하여야 한다.
 - (가) 긴장 작업시 : 굴곡부(곡선 배치된 PS강선, 강연선의 경우)에서의 마찰에 의한 손실과 정착장치의 활동에 의한 손실
 - (나) 프리스트레스를 콘크리트에 도입하기 이전 : 긴장재를 긴장한 후 콘크리트에 프리스트레스를 전달할 때까지 경과되는 시간동안 텐던의 릴랙세이션에 의한 손실
 - (다) 프리스트레스를 콘크리트에 도입할 때 : 정착장치로부터 해방되는 PS긴장재의 작용에 의한 콘크리트의 탄성 변형에 의한 손실

(2) 포스트텐션에서 프리스트레스 즉시손실

- ① 콘크리트 탄성 변형에 의한 손실
 - (가) 텐던의 긴장 순서를 고려하여 콘크리트의 변형에 따른 힘의 손실을 고려하여야 한다.
 - (나) 탄성변형에 의한 손실 ΔP_c 는 다음과 같이 개개의 텐던의 평균적인 손실로 가정할 수 있다.

$$\Delta P_c = A_p E_p \sum \left[\frac{j \Delta f_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (5.4.10)$$

여기서, $\Delta f_c(t)$ 시간 t 일 때 도입되는 텐던의 도심위치에서의 응력 변화량

$j = (n-1)/2n$ 또는 1(프리스트레싱 이후에 가해지는 영구하중에 의한 응력 변화량에 대하여)

$n =$ 연속적으로 긴장되는 동일한 텐던의 개수, n 의 값이 큰 경우 근사적으로 $\frac{1}{2}$ 을 취할 수 있다.

② 마찰에 의한 손실

(가) 포스트텐션 방식에서 긴장재의 마찰에 의한 손실, $\Delta P_\mu(x)$ 는 다음과 같이 계산한다.

$$\Delta P_\mu(x) = P_o (1 - e^{-(\mu\theta + kx)}) \quad (5.4.11)$$

여기서, θ : 거리 x 에 걸쳐 누적된 각 변화량 (방향 또는 부호에 무관)

μ : 곡률마찰계수

k : 파상마찰계수 (/단위길이)

x : 프리스트레스 힘이 P_o 인 점으로부터 긴장재를 따라 켄 거리

(나) 식 (5.4.11)을 사용할 때, μ 값에 대한 보다 정확한 자료가 없을 경우에는 표 5.4.2의 값으로 가정해도 좋다.

(다) 정확한 자료가 없는 경우, 파상마찰계수 k 의 값은 단위 m당 일반적인 범위인 0.001 ~ 0.007을 사용할 수 있다.

(라) 평행한 강선이나 강연선으로 구성된 외부 긴장재에 대해서는 프리스트레스의 파상마찰 손실을 무시할 수 있다.

표 5.4.2 포스트텐션 긴장재 및 외부 비부착 긴장재의 곡률마찰계수, μ

	포스트텐서닝 긴장재	비부착 외부 긴장재			
		강재덕트/ 윤활유 주입안함	폴리에틸렌덕트/ 윤활유 주입안함	강재덕트/ 윤활유 주입	폴리에틸렌덕트/ 윤활유 주입
냉간압연강선	0.17	0.25	0.14	0.18	0.12
강연선	0.19	0.24	0.12	0.16	0.10
이형강봉	0.65	—	—	—	—
원형강봉	0.33	—	—	—	—

③ 정착장치에서 손실

(가) 긴장 후 정착 작업 중에 정착장치의 활동에 의한 손실과 정착장치 자체의 변형에 의한 손실을 고려하여야 한다.

(나) 정착장치의 활동량은 제조사의 자료를 사용할 수 있다.

(3) 프리텐션 방식과 포스트텐션 방식에서의 프리스트레스의 장기 손실

① 장기 손실은 다음의 두 가지 응력 감소를 고려하여 계산할 수 있다.

(가) 지속하중에서 크리프와 건조수축에 의한 콘크리트의 변형에 의해 발생하는 변형률의 감소에 의한 응력 감소

(나) 인장 상태에서 릴랙세이션에 의한 강재의 응력 감소

강재의 긴장력은 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의한 변형률 감소에 상호 의존한다. 이러한 상호관계는 일반적으로 감소계수 0.8을 적용함으로써 근사적으로 고려할 수 있다.

② 지속하중에서 x 위치에서의 장기 손실은 간편식인 식 (5.4.12)를 사용하여 산정할 수 있다.

$$\Delta f_{p,c+s+r} = \frac{\epsilon_s(t, t_o) E_p + 0.8 \Delta f_{pr} + \alpha \varphi(t, t_o) (f_{c(g+q)} + f_{cpo})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0.8 \phi(t, t_o)]} \quad (5.4.12)$$

여기서,

$\Delta f_{p,c+s+r}$ = 시간 t 일 때 크리프, 건조수축, 그리고 릴랙세이션에 의한 x 위치에서의 강재의 응력변화량

$\epsilon_s(t, t_o)$ = 최종건조수축에 대한 식 (5.3.30)의 값으로부터 얻는 건조수축 변형률

α = E_p / E_{cm}

E_p = PS강재의 탄성계수 (5.3.3.4(2)참조)

E_{cm} = 콘크리트의 탄성계수 (식 (5.3.10) 참조)

$\Delta f_{pr} = f_p = f_{p(g+q)}$ 일 때의 응력

f_{pgo} = 프리스트레스와 반영구적 하중에 의한 강재의 초기응력

$\varphi(t, t_o)$ = 시간 t_o 일 때 재하된 하중에 의한 시간 t 일 때의 크리프 계수

$f_{c(g+q)}$ = 고정하중과 기타 반영구적 하중에 의한 강재위치에서의 콘크리트 응력

f_{cpo} = 프리스트레스에 의한 강재 위치에서의 콘크리트 초기응력

- A_p = PS긴장재의 단면적
 A_c = 콘크리트의 단면적
 I_c = 콘크리트 단면의 단면2차모멘트
 z_{cp} = 콘크리트 단면의 도심과 긴장재 도심 사이의 거리

식 (5.4.12)에서 압축응력과 압축변형률은 (-)부호를 사용하여야 한다.

- ③ 식 (5.4.12)는 각 위치의 응력을 사용하는 경우에 부착 긴장재에 대하여, 평균적 응력을 사용하는 경우에 비부착 긴장재에 대하여 적용한다. 평균응력은 외부 긴장재의 경우에는 방향변환점으로 구분되는 직선구간에서, 내부 긴장재의 경우에는 전체 길이를 따라서 산정하여야 한다.

5.4.7.5 프리스트레스의 고려 사항

- (1) 외부 긴장재에 의한 프리스트레싱으로 2차 휨모멘트가 발생할 수 있다.
- (2) 어떤 다른 힘이나 휨모멘트의 재분배를 고려하기 이전에 프리스트레싱에 의한 1차 및 2차 효과에 의한 선형해석이 수행되어야 한다(5.4.2 참조).
- (3) 소성 및 비선형 해석에서 프리스트레스의 2차 효과는 추가적인 소성회전으로 취급될 수 있으며, 이는 회전능력의 검토 시에 포함되어야 한다.
- (4) 부착 긴장재를 그라우팅한 이후에는 강재와 콘크리트는 완전부착으로 가정할 수 있다. 그러나 그라우팅 시행 전의 긴장재는 비부착으로 고려하여야 한다.
- (5) 외부 긴장재는 방향변환장치 사이에서 일직선으로 가정한다.

5.4.7.6 극한한계상태의 프리스트레스 영향

- (1) 일반적으로 프리스트레스 힘의 계수값은 $P_d = \gamma_p P_{m,t}$ 로 결정된다($P_{m,t}$ 에 대한 정의는 5.4.7.3(4) 참조). 그러나 비선형 해석시에는 $\gamma_p = 1$ 로 가정하여야 한다.
- (2) 영구적인 비부착 텐던의 프리스트레스 부재의 경우, PS강재의 응력 증가량을 계산할 때에는 일반적으로 부재 전체의 변형을 고려하는 것이 필요하다. 상세한 계산을 하지 않는 경우라면, 유효 프리스트레스로부터 극한한계상태까지의 응력의 증가는 5%로 가정할 수 있다.
- (3) 전체 구조계의 변형 상태를 이용하여 응력 증가량을 계산할 경우에는 평균적인 재료성질 값을 사용하여야 한다. 응력 증가량의 설계 값 $\Delta f_{pd} = \gamma \Delta f_p$ 를 정할 때, 안정성에 유리하게 하는 경우에는 하중계수 $\gamma = 0.8$ 을 적용하고, 불리한 경우에는 $\gamma = 1.2$ 를 적용하여 결정하여

야 한다. 만일, 비균열 단면으로 선형해석을 하는 경우에는, 보다 낮은 변형 한계를 가정할 수 있고 유리한 경우 $\gamma = 1.0$, 불리한 경우 $\gamma = 1.4$ 를 사용할 수 있다.

5.4.7.7 사용한계상태 및 피로한계상태시의 프리스트레스 영향

- (1) 사용성 검토에는 프리스트레스의 변화 가능성을 감안하여야 한다. 사용한계상태에서 프리스트레스 힘의 두 가지 기준값은 다음 식으로 계산한다.

$$P_{k,h} = \gamma_h P_{m,t}$$

$$P_{k,l} = \gamma_l P_{m,t}$$

여기서, $P_{k,h}$ 는 상한 계수긴장력이며 $P_{k,l}$ 는 하한 계수긴장력이고, γ_h 와 γ_l 은 해당 하중계수이다.

- (2) 일반적으로 다음의 γ_h 와 γ_l 를 가정할 수 있다.

$\gamma_h=1.05$, $\gamma_l=0.95$: 프리텐션 부재와 비부착 강선

$\gamma_h=1.10$, $\gamma_l=0.90$: 포스트텐션 부재와 부착 강선

적절하게 측정하는 경우(예를 들어서 사용상태에서 비부착 강선의 응력을 직접 측정하는 경우)에는 γ_h 와 γ_l 를 1.0으로 할 수 있다.

5.4.8 전단벽

- (1) 전단벽은 구조물의 횡방향 안정성에 기여하는 무근 또는 철근콘크리트 벽체이다.
- (2) 구조물에서 각각의 전단벽에 의하여 저항하는 횡방향 하중은 작용하중, 구조물의 전단중심에 대한 하중의 편심거리와 다른 구조벽들과의 상호작용을 고려하여 구조물의 전체해석으로부터 구하여야 한다.
- (3) 풍하중의 비대칭 효과를 고려하여야 한다.
- (4) 축하중과 전단력의 조합 효과를 고려하여야 한다.

5.5 극한한계상태

5.5.1 힘과 축력

5.5.1.1 일 반

- (1) 이 절의 규정은 보, 슬래브, 및 기둥과 같이 휨모멘트 또는 휨모멘트와 축력이 동시에 작용하는 부재 중에서 평면 보존 가정이 유효한 응력균일영역의 설계에 적용한다. 평면 보존 가정이 적용되지 않는 응력교란영역에 해당하는 구간 또는 부재의 설계는 5.5.5의 규정을 따라야 한다.
- (2) 철근콘크리트 또는 프리스트레스트 부재의 단면 강도를 산정할 때 다음의 가정을 적용한다.
 - ① 변형 전의 평면은 하중에 의해 변형된 후에도 평면을 유지한다.
 - ② 콘크리트에 부착된 철근과 프리스트레싱 긴장재의 변형률은 인장 상태나 압축 상태에서 주변 콘크리트의 변형률과 같다.
 - ③ 콘크리트의 인장강도는 무시한다.
 - ④ 콘크리트의 압축응력분포는 5.3.1.6에 규정된 응력-변형률 관계와 같다.
 - ⑥ 철근의 응력은 5.3.2.2(그림 5.3.4)에서 규정한 응력-변형률 관계로 결정한다.
 - ⑦ 프리스트레싱 강재의 응력은 5.3.2.3(그림 5.3.5)에서 규정한 응력-변형률 관계와 같다. 프리스트레싱 긴장재의 응력은 긴장재의 초기 변형률을 고려하여 결정한다.

5.5.1.2 휨 및 축력이 작용하는 부재의 극한한계상태 검증

- (1) 휨과 축력이 동시에 작용하는 부재에서 중립축이 단면 내에 있을 경우에는 콘크리트 압축 연단의 변형률은 5.3.1.6의 콘크리트 강도에 따라 규정된 한계변형률 ϵ_{cu} 이하로 제한하여야 하며, 철근과 프리스트레스 강재의 극한한계변형률은 5.3.2와 5.3.3에서 규정된 한계변형률 ϵ_{su} 이하로 제한하여야 한다.
- (2) 기둥이나 상자형 단면 거더의 압축 플랜지처럼 중심축 압축력($e/h \leq 0.1$)이 작용하는 상태일 때 이 요소의 극한한계변형률은 5.3.1.6에 규정된 콘크리트 정점변형률 ϵ_{co} 이하로 제한하여야 한다.
- (3) 휨과 축력이 동시에 작용하는 부재에서 압축력이 지배적이어서 중립축이 단면 밖에 놓일 경우에는 압축연단의 한계변형률은 그림 5.5.1에 보인 것과 같이 c 점을 기준으로 회전하여 구한 ϵ_{co} 에서 ϵ_{cu} 사이 값 이하로 제한하여야 한다. 따라서 휨과 축력이 동시에 작용하는 부재의 가능한 변형률 분포 범위는 아래 그림 5.5.1과 같다.

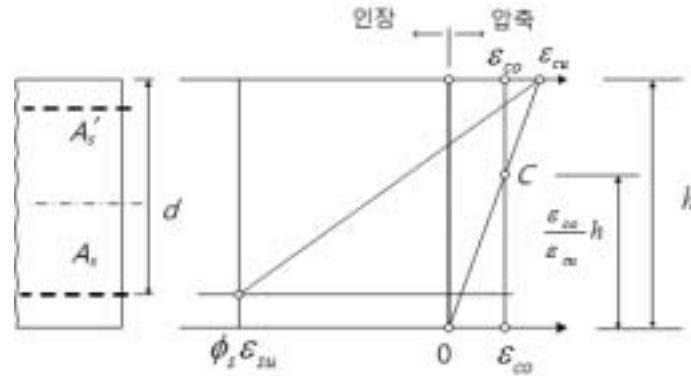


그림 5.5.1 극한한계상태의 단면 변형률 분포

- (4) 휨 또는 휨 및 축력이 작용하는 철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트의 부재는 휨의 평형조건과 변형적합조건을 만족시켜야 하며, 5.5.1.1(2)의 가정을 적용하여 강도를 산정하여야 한다.
- (5) 휨과 축력이 동시에 작용하는 부재는 축력이 e_o 의 최소편심을 가지고 작용하는 것으로 가정하여 계산한 휨모멘트 $M_u = e_o N_u$ 보다 큰 휨모멘트가 작용하는 휨압축부재로 설계하여야 한다. 최소편심 e_o 는 $h/30$ 로서 20 mm 이상의 값으로 결정하여야 한다. 여기서 h 는 단면의 깊이이다.
- (6) 부재 단면 외부에 설치한 긴장재의 변형률은 정착부나 방향전환부 등 접촉구간 내에서 일정하다고 가정한다. 이 변형률은 긴장력 도입 후의 초기 변형률과 접촉구간 내에 발생하는 변형에 따른 증가분을 고려하여 결정하여야 한다.
- (7) 프리스트레스트 콘크리트 구조물은 급작스런 취성 파괴를 방지하기 위해 다음의 두 조건 중에서 하나를 선택하여 이를 충족하도록 설계하여야 한다.
- ① 사용하중조합-III에 의해 관찰 가능한 휨균열이 발생할 수 있도록, 긴장재 수를 가상으로 감소시켜서 남아 있는 긴장재가 사용하중조합-III에 의해 발생하는 휨모멘트를 저항할 수 있도록 하는 방법이다. 이 때 균열휨모멘트를 산정할 때 인장강도 f_{ctm} 을 사용하며, 부정정 구조일 때 휨모멘트 재분배를 반영할 수 있다.
 - ② 식 (5.5.1)에 의해 산정된 최소철근량을 배치하는 방법이다.

$$A_{s,min} = \frac{M_r}{z_s f_y} \quad (5.5.1)$$

여기서, M_r 은 거더의 균열휨모멘트로 연단 응력이 프리스트레스 영향을 무시하고 콘크리

트 인장강도 f_{ctm} 에 도달할 때의 휨모멘트이며, z_s 는 철근만에 의한 단면 내부팔길이이다. 이 최소철근량은 사용하중조합-I에 의해 인장응력이 유발된 영역에 배치하여야 하며, 경간의 받침부까지 연장 배치하여야 한다.

5.5.1.3 축력과 2축 휨이 작용하는 부재의 휨강도

- (1) 휨과 축력이 작용하는 부재의 2축 휨강도는 5.5.1.2의 규정을 적용하여 해석하는 것을 원칙으로 하지만, 아래 (2)와 (3)항의 규정을 적용하여도 좋다.
- (2) 세장비 비율이 식 (5.5.2)을 모두 만족하고, 상대 편심 e_z/h_{eq} 와 e_y/b_{eq} 가 식 (5.5.3)를 만족한다면 2축 휨강도의 검토는 생략할 수 있다.

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \leq 2 \text{ 와 } \frac{\lambda_z}{\lambda_y} \leq 2 \quad (5.5.2)$$

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0.2 \text{ 와 } \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0.2 \quad (5.5.3)$$

여기서,

b = 단면의 폭

h = 단면의 깊이

b_{eq} = 단면의 등가폭, $b_{eq} = r_y \sqrt{12}$

h_{eq} = 단면의 등가깊이, $h_{eq} = r_z \sqrt{12}$

λ_y = 단면의 y 축 세장비, $\lambda_y = l/r_y$

λ_z = 단면의 z 축 세장비, $\lambda_z = l/r_z$

r_y = 단면의 y 축 회전반지름

r_z = 단면의 z 축 회전반지름

e_z = M_{uy}/P_u

e_y = M_{uz}/P_u

M_{uy} = 2차 모멘트를 포함하는 y 축에 대한 계수휨모멘트

M_{uz} = 2차 모멘트를 포함하는 z 축에 대한 계수휨모멘트

N_u = 각 하중조합에서의 계수축력

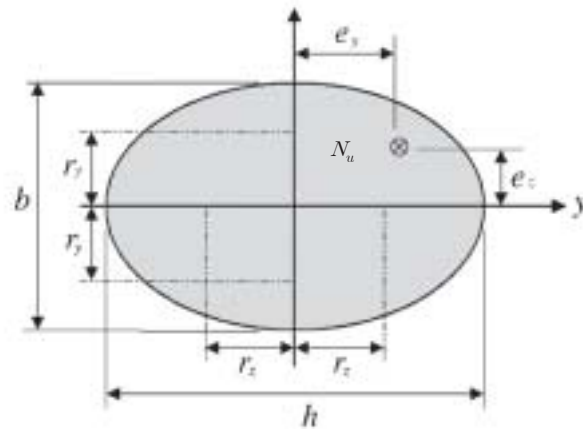


그림 5.5.2 편심의 정의 및 단면의 등가폭과 등가깊이

- (3) 휨과 압축력이 작용하는 부재에 대하여 5.5.1.2과 5.5.1.3의 규정에 따라 단면해석을 수행하여 2축 휨강도를 검증하는 대신에 다음 식으로 검증할 수 있다.

$$\left(\frac{M_{uy}}{M_{dy}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{uz}}{M_{dz}}\right)^\alpha \leq 1.0 \quad (5.5.4)$$

여기서, M_{uy} , M_{uz} = 2차 모멘트를 포함하는 y와 z의 두 주축에 대한 계수휨모멘트

 M_{dy}, M_{dz} = y와 z의 두 주축에 대한 설계힘강도 α = 단면 형상과 축력비에 따른 지수

원형 단면과 타원형 단면의 경우, $a = 2.0$

직사각형 단면에서, $N_u/N_{od} \leq 0.1$ 인 경우, $\alpha = 1.0$

$$N_u/N_{od} = 0.7 \text{ 인 경우, } \alpha = 1.5$$
$$N_u/N_{od} = 1.0 \text{ 인 경우, } \alpha = 2.0$$

중간 값에 대해서는 선형 보간 한다.

$$N_u = \text{계수하중에 의한 축력}$$
$$N_{od} = \text{단면의 설계중심축압축강도}, N_{od} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$$

5.5.2 전 단

5.5.2.1 일 반

- (1) 5.5.5에 규정한 스트럿-타이 모델에 따라 설계된 부재를 제외하고는 전단력이 작용하는 부재의 단면은 식 (5.5.5)를 만족하는지를 검증하여야 한다.

$$V_u \leq V_d \quad (5.5.5)$$

여기서, V_u 는 계수하중에 의한 단면 전단력이며, V_d 는 그 단면의 설계전단강도이다.

- (2) 전단보강철근이 없는 부재의 설계전단강도 V_d 는 5.5.2.2에 규정된 전단보강철근이 없는 부재의 콘크리트 설계전단강도 V_{cd} 값으로 하여야 한다.

$$V_d = V_{cd} \quad (5.5.6a)$$

- (3) 전단보강철근이 배치된 부재의 설계전단강도 V_d 는 5.5.2.3에 규정된 전단보강철근의 항복을 기준으로 정한 설계전단강도 V_{sd} 값으로 하여야 한다. 이 때 V_{sd} 의 값은 콘크리트 스트럿의 압축 파괴를 기준으로 정한 최대설계전단강도 $V_{d,max}$ 를 초과하지 않아야 한다. 즉,

$$V_d = V_{sd} \leq V_{d,max} \quad (5.5.6b)$$

- (4) 깊이가 변하는 부재의 경사진 상현재와 하현재에 작용하는 힘의 수직 성분과, 프리스트레스 트 부재의 경사진 긴장력의 수직 성분을 설계전단강도에 추가할 수 있다.
- (5) 작용 계수하중에 의한 단면의 전단력 V_u 가 콘크리트 설계전단강도 V_{cd} 보다 작은 구간에는 전단철근량 계산이 불필요하다. 이러한 경우에는 5.10.2에 따른 최소전단철근량을 배치하여야 한다.
- (6) 작용 계수하중에 의한 단면의 전단력 V_u 가 콘크리트 설계전단강도 V_{cd} 보다 큰 구간에는 5.5.2.3의 규정에 따라 충분한 전단철근을 배치하여 $V_u \leq V_d$ 가 되도록 하여야 한다.
- (7) 부재의 어느 구간에서도 작용 전단력 V_u 는 설계최대전단강도 $V_{d,max}$ 를 초과하지 않아야 한다.
- (8) 등분포하중이 지배적으로 작용하는 부재의 경우, 작용 전단력은 받침부 내면부터 유효깊이 d 떨어진 단면에서 취한다. 이 때 소요 전단철근은 받침부까지 연장 배치하여야 한다.
- (9) 전단에 의해 유발된 인장력은 종방향 인장철근이 저항할 수 있어야 한다.

5.5.2.2 전단보강철근이 없는 부재

- (1) 전단철근이 없는 부재의 설계전단강도 V_{cd} 는 식 (5.5.7)로 산정하여야 하며, 이 값은 식 (5.5.8)로 계산한 최소설계전단강도 $V_{cd,min}$ 보다 작게 취할 필요가 없다.

$$V_{cd} = [0.85\phi_c\kappa(\rho f_{ck})^{1/3} + 0.15f_n]b_w d \quad (5.5.7)$$

$$V_{cd,min} = (0.4\phi_c f_{ctk} + 0.15f_n)b_w d \quad (5.5.8)$$

여기서, ϕ_c 는 콘크리트 재료계수로 표 5.2.1에 정해진 값이며, f_{ck} 와 f_{ctk} 는 각각 콘크리트 기준압축강도와 인장강도로 N/mm^2 단위이다. 계수 κ 는 $1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$ 로 정의된 크기효과를 반영하는 값으로, 여기서 d 는 mm 단위이다. 철근비 ρ 는 $A_s/(b_w d) \leq 0.02$ 이며, 여기서 A_s 는 주인장 철근량, b_w 는 단면의 복부폭이다. f_n 은 $N_u/A_c \leq 0.2\phi_c f_{ck}$ (N/mm^2)인 종방향 직각응력으로, 여기서 N_u 는 축력(압축일 때 +)이고 A_c 는 단면적 (mm^2)이다.

- (2) 전단철근이 없는 프리스트레스트 부재에서 휨균열이 발생한 구간의 설계전단강도는 식 (5.5.7)을 이용하여 구한다. 그러나 휨균열이 발생하지 않는 구간의 전단강도는 식 (5.5.9)으로 산정하여야 한다.

$$V_{cd} = \frac{I \cdot b_w}{Q} \sqrt{(\phi_c f_{ctk})^2 + \alpha_l f_n \phi_c f_{ctk}} \quad (5.5.9)$$

여기서, I 는 단면2차모멘트, b_w 는 단면의 복부폭, Q 는 도심축 위쪽 단면의 도심축에 대한 단면1차모멘트이고, $\alpha_l = l_x/l_{pt2}$ 으로 프리텐션 부재에서 $\alpha_l \leq 1.0$, 기타 프리스트레스트 부재에서 $\alpha_l = 1.0$ 을 취하여야 하며, 여기서, l_x 는 전달길이의 시작점부터 검토하는 단면까지의 거리, l_{pt2} 는 프리스트레싱 긴장재의 전달길이이다. f_n 은 축하중 또는 프리스트레싱에 의한 도심축 위치에서 압축응력으로 $f_n = (N_u - A_s \phi_s f_y)/A_c$ 이며 N/mm^2 단위이고, 압축인 경우에 +로 취한다.

- (3) 받침점 내면으로 부터 $0.5d \leq x < 2d$ 인 구간 내에 하중이 작용하는 깊은 부재의 설계전단강도를 식 (5.5.10)으로 계산한 값까지 증가시킬 수 있다. 이러한 전단강도의 증가는 하중이 부재의 상면에 작용하고, 종방향 철근이 단부에 완전 정착된 경우에만 유효하며, 식 (5.5.11)로 계산한 $V_{cd,max}$ 를 초과 할 수 없다.

$$V_{cd} = [0.85\phi_c\kappa(\rho f_{ck})^{1/3} \left(\frac{2d}{x}\right) - 0.15f_n]b_w d \quad (5.5.10)$$

$$V_{cd,max} = 0.5\phi_c \nu f_{ck} b_w d \quad (5.5.11)$$

여기서 ν 는 다음 식으로 정의된 콘크리트 압축강도 유효계수이다.

$$\nu = 0.6(1 - f_{ck}/250) \quad (5.5.12)$$

- (4) 경량콘크리트로 제작되었으며 전단철근이 없는 부재의 설계전단강도 V_{cd} 는 식 (5.5.13)으로 산정하여야 하며, 이 값은 식 (5.5.14)로 계산한 최소설계전단강도 $V_{cd,min}$ 보다 작게 취할 필요가 없다.

$$V_{cd} = [0.70\eta_l\phi_c\kappa(\rho f_{ck})^{1/3} + 0.15f_n]b_w d \quad (5.5.13)$$

$$V_{cd,min} = (0.35\eta_l\phi_c f_{ctk} + 0.15f_n)b_w d \quad (5.5.14)$$

여기서 η_l 은 $0.4 + 0.6\gamma_g/2200$ 로 정의된 경량콘크리트 계수이며, γ_g 는 표 5.3.1에 주어진 절대건조 밀도이다. 이 때 주인장철근비 ρ 는 0.005보다 작게 취할 필요는 없다.

- (5) 전단철근 뿐만 아니라 휨철근 까지 배치하지 않는 무근콘크리트 부재에서 전단에 대한 극한한계상태를 검증하는데 콘크리트의 인장강도를 고려할 수 있다. 다만 이러한 경우에는 균열에 의한 취성파괴가 발생하지 않는다는 것이 보장되어야 한다. 무근콘크리트 부재에서 단면이 완전 압축 상태에 있거나 또는 작용 하중에 의한 주응력이 콘크리트의 설계인장강도를 초과하지 않는다면, 극한한계상태에서 균열이 발생하지 않는다고 간주할 수 있다.

5.5.2.3 전단보강철근이 배치된 부재

- (1) 축력이 작용하지 않는 경우, 수직 스터럽이 배치된 부재의 설계전단강도 V_d 는 식 (5.5.15)로 산정하여야 하며, 이 값은 식 (5.5.16)로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d,max}$ 보다 크지 않아야 한다.

$$V_d = \frac{\phi_s f_{vy} A_v z}{s} \cot\theta \quad (5.5.15)$$

$$V_{d,max} = \frac{\nu\phi_c f_{ck} b_w z}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (5.5.16)$$

여기서, ϕ_s 와 ϕ_c 는 각각 철근과 콘크리트의 재료계수이며, f_{vy} 는 전단철근의 항복강도이고, A_v 는 전단 철근량, z 는 단면 내부 팔길이로 근사적으로 $0.9d$ 값을 사용할 수 있다. s 는 전단 철근 간격이고, b_w 는 복부 폭이며, ν 는 식 (5.5.12)로 정의한 콘크리트 유효강도계수, θ 는 콘크리트 스트럿과 주인장 철근 사이의 경사각으로 $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$ 범위 내에서 선택하여야 한다.

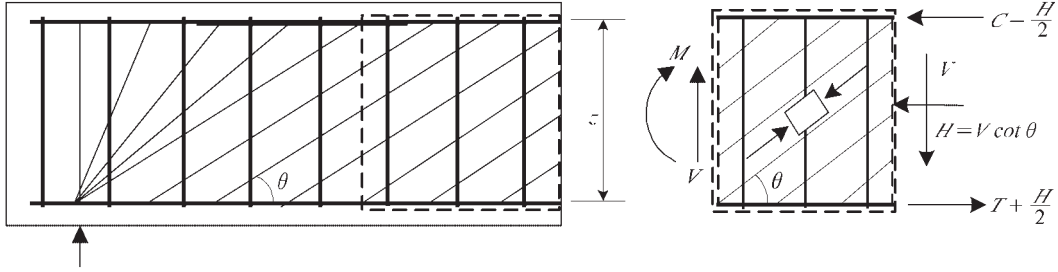


그림 5.5.3 트러스 모델과 전단보강 부재의 기호 정의

- (2) 축력이 없는 경우, 경사 전단철근이 배치된 부재의 설계전단강도 V_d 는 식 (5.5.17)로 산정하여야 하며, 이 값은 식 (5.5.18)로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d,max}$ 보다 크지 않아야 한다.

$$V_d = \frac{\phi_s f_{vy} A_v z}{s} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (5.5.17)$$

$$V_{d,max} = \nu \phi_c f_{ck} b_w z (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (5.5.18)$$

여기서 α 는 경사전단철근과 주인장철근 사이의 경사각이다.

- (3) 프리스트레스를 포함하여 축방향 압축력이 작용하고 있는 부재의 최대설계전단강도 $V_{d,max,com}$ 는 다음과 같이 계산하여야 한다.

$$V_{d,max,com} = \alpha_{cw} V_{d,max} \quad (5.5.19)$$

여기서 $V_{d,max}$ 는 각각 식 (5.5.16)과 식 (5.5.18)로 구하고, α_{cw} 값은 다음과 같다.

$$0 < f_n \leq 0.25 \phi_c f_{ck} : \alpha_{cw} = (1 + f_n / \phi_c f_{ck}) \quad (5.5.20)$$

$$0.25 \phi_c f_{ck} < f_n \leq 0.5 \phi_c f_{ck} : \alpha_{cw} = 1.25 \quad (5.5.21)$$

$$0.5 \phi_c f_{ck} < f_n \leq 1.0 \phi_c f_{ck} : \alpha_{cw} = 2.5 (1 - f_n / \phi_c f_{ck}) \quad (5.5.22)$$

여기서, f_n 는 계수하중에 의해 단면에 유발된 평균 압축 응력이다.

- (4) 받침점 내면으로부터 $0.5d < x < 2.0d$ 인 구간 내에 하중이 작용하는 깊은 부재의 설계전단강도는 다음 값으로 증가시킬 수 있다.

$$V_d = V_{cd} + \phi_s f_{vy} A_v \sin \alpha \quad (5.5.23)$$

여기서, V_{cd} 는 가장 불리한 x 값으로 식 (5.5.10)에 따라 계산하고, $\phi_s f_{vy} A_v$ 는 하중점과 받침

점 사이의 전단경간에 발생하는 경사균열과 교차하는 전단철근의 강도이며(그림 5.5.4 참조), 이 전단경간의 중앙부 $0.75a$ 내에 위치하는 전단철근만을 고려하여야 한다. 위 식으로 구한 V_d 는 각각 식 (5.5.16)과 식 (5.5.18)로 산정된 $V_{d,max}$ 값을 초과할 수 없다.

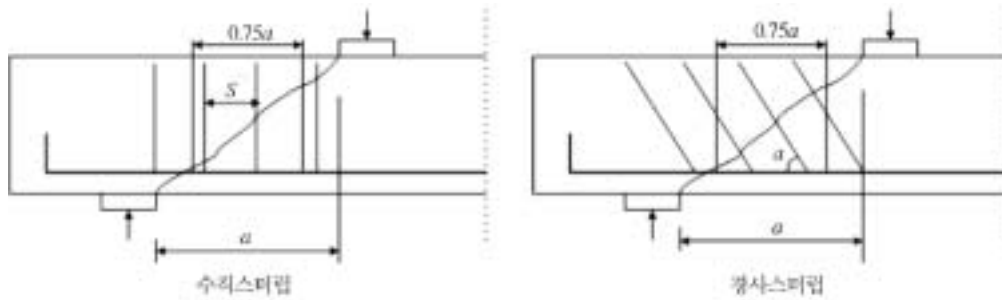


그림 5.5.4 짧은 보의 유효 전단철근

- (5) 복부에 지름이 $b_w/8$ 이상인 프리스트레싱 덕트가 있는 부재의 최대 설계전단강도 $V_{d,max,com}$ 는 아래 규정한 공칭복부폭을 사용하여 산정하여야 한다.

$$\text{그라우트 된 덕트 : } b_{w,nom} = b_w - 0.5 \Sigma \Phi \quad (5.5.24)$$

$$\text{그라우트 안된 덕트(비부착 텐던 포함) : } b_{w,nom} = b_w - 1.2 \Sigma \Phi \quad (5.5.25)$$

여기서, Φ 는 덕트의 외측 지름이고, $\Sigma \Phi$ 는 가장 불리한 위치에서 구한다.

- (6) 작용 전단력 V_u 에 의해 종방향 철근에 발생하는 추가 인장력 ΔT 는 식 (5.5.26)로 계산하여야 한다.

$$\Delta T = 0.5 V_u (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (5.5.26)$$

- (7) 하중이 단면의 하면 근처에 작용하는 경우, 단면 상면으로 하중을 전달하기 위해 충분한 수직 철근을 전단 저항에 필요한 전단철근량에 추가하여 배치하여야 한다.
- (8) 프리캐스트 요소를 외부 긴장재로 연결하는 세그먼트 가설 공법으로 제작된 거더의 경우, 작용 하중이 증가함에 따라 각 세그먼트 이음부에 틈이 벌어져 복부 경사 압축대의 압축 응력을 전달하는데 유효한 단면 깊이가 중립축 깊이 c 값까지 감소한다. 이 경우 유효한 전단강도는 먼저 θ 를 가정하고 식 (5.5.16)을 변환한 식 (5.5.27)에 따라 깊이 c 의 최소값을 도출하여 산정하여야 한다.

$$c = \frac{V_u}{b_w \nu \phi_{cf} f_{ck}} (\cot \theta + \tan \theta) \quad (5.5.27)$$

이 때, 사용한 중립축 깊이 c 가 유지되도록 충분한 프리스트레스 힘을 확보하여야만 휨과 전단이 조합된 극한한계상태에서 이음부의 틈을 $h - c$ 값까지로 제한 할 수 있다. 이 때 작용 전단력을 저항할 수 있도록 식 (5.5.28)로 구한 전단철근량을 각 세그먼트 이음면으로 부터 $c/\tan\theta$ 거리 이내에 배치하여야 한다.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u}{c\phi_s f_{vy} \cot\theta} \quad (5.5.28)$$

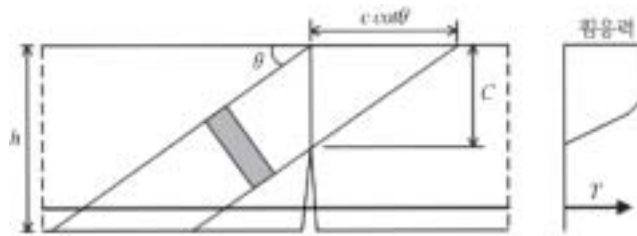


그림 5.5.5 세그먼트 조립 공법으로 시공된 교량 상부구조 복부의 경사 응력장의 제한

- (9) 부재가 경량콘크리트로 제작되었을 경우에는 앞 (1)에서 (8) 까지의 규정에 나타나는 콘크리트 유효강도계수를 식 (5.5.29)로 치환한 값을 적용하여 모든 $V_{d,max}$ 를 산정하여야 한다. 여기서 η_l 은 식 (5.3.9)로 규정된 경량콘크리트 계수이다.

$$\nu = 0.5\eta_l(1 - f_{ck}/250) \quad (5.5.29)$$

5.5.2.4 T형 단면 부재의 플랜지와 복부 사이 계면 전단

- (1) 플랜지 내민부와 복부 사이 연직 계면의 작용하중에 의한 종방향 전단응력 v_{uf} 는 식 (5.5.30)에 의해 산정하여야 한다.

$$v_{uf} = \frac{\Delta C}{t_f \Delta x} \quad (5.5.30)$$

여기서 ΔC 는 그림 5.5.6에 보인 것처럼 구간 Δx 에서 플랜지 단면에 작용하는 종방향력의 차이이며, t_f 는 계면에서 플랜지의 두께이고, Δx 는 검토하는 구간 길이로 모멘트가 0인 단면에서 최대모멘트가 발생하는 단면까지 거리의 1/2이하 이어야 하며, 집중하중이 작용하는 부재에서는 집중하중 간의 간격보다 크지 않게 취하여야 한다.

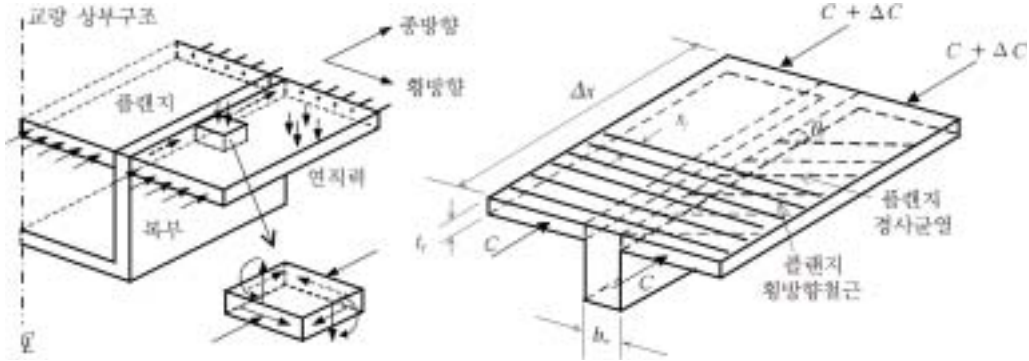


그림 5.5.6 플랜지의 전단

- (2) 플랜지의 단위 길이당 횡방향 소요 철근량은 식 (5.5.31)에 의해 결정하여야 한다.

$$A_{vf} \geq \frac{v_{uf} t_f s_f}{\phi_s f_y \cot \theta_f} \quad (5.5.31)$$

여기서 s_f 는 플랜지 내의 횡방향 철근 간격이고, θ_f 는 정밀한 계산법을 적용하지 않는 경우에는 다음 값을 사용할 수 있다.

압축플랜지인 경우 $1.0 \leq \cot \theta_f \leq 2.0$ ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26.5^\circ$)

인장플랜지인 경우 $1.0 \leq \cot \theta_f \leq 1.25$ ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38.6^\circ$)

- (3) 플랜지 콘크리트의 압축 파괴를 방지하기 위하여 다음 조건이 충족되어야 한다.

$$v_{uf} < \phi_c \nu f_{ck} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (5.5.32)$$

- (4) 플랜지와 복부 사이의 연직 계면에 전단과 휨모멘트가 조합된 경우의 횡방향 소요 철근량은 식 (5.5.31)의 소요 전단철근량이거나 또는 이 전단철근량의 1/2과 횡방향 소요 휨철근량의 합 중에서 큰 값으로 하여야 한다. 후자일 경우, 휨철근은 휨인장 영역에 배치하여야 하고, 전단에 필요한 철근의 1/2은 휨인장 영역과 휨압축영역 사이에 나누어 배치하여야 한다. 또한, 콘크리트 경사 스트럿의 압축 파괴를 검증하기 위한 전단응력 v_{uf} 는 플랜지 깊이 t_f 를 휨압축 영역에 해당하는 두께로 감소시켜 산정하여야 한다. 전단과 동시에 횡방향 휨이 작용하는 플랜지는 5.5.8의 3겹 판요소모델 설계법을 적용하여 정밀한 검증을 수행할 수 있다.

- (5) v_{uf} 가 $0.4\phi_c f_{ctk}$ 이하인 경우 휨철근량 이상의 추가적인 철근은 배치할 필요가 없다.

- (6) 플랜지의 종방향 인장철근은 이 철근이 필요한 단면에서 복부까지 힘을 전달하는 스트럿을 지나서 정착하여야 한다.

5.5.2.5 서로 다른 시기에 타설한 콘크리트의 계면 전단

- (1) 서로 다른 시기에 타설한 콘크리트 사이 시공 이음 계면의 전단은 5.5.2.1에서 5.5.2.4까지의 규정뿐 만 아니라 식 (5.5.33)도 검증하여야 한다.

$$v_u \leq v_d \quad (5.5.33)$$

여기서, v_u 는 계면에서 계수하중에 의한 전단응력이며, v_d 는 계면의 설계전단강도이다.

- (2) 계면에 작용하는 전단응력은 식 (5.5.34)로 산정하여야 한다.

$$v_u = \frac{\beta V_u}{z b} \quad (5.5.34)$$

여기서, β 는 나중에 친콘크리트에 작용하는 종방향 휨압축력과 총 휨압축력 M_u/z 의 비이고, V_u 는 계수전단력, z 는 단면의 내부 모멘트팔길이, b 는 계면의 폭이다.

- (3) 계면의 설계전단강도 v_d 는 식 (5.5.35)로 산정한 값으로 하여야 한다.

$$v_d = \phi_c \mu_1 f_{ctk} + \mu_2 f_n + \phi_s \rho f_y (\mu_2 \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \phi_c \nu f_{ck} \quad (5.5.35)$$

여기서, μ_1 과 μ_2 는 계면 거칠기에 따른 계수로 표 5.5.1에서 정한 값이며, f_n 은 계면에 전단력과 동시에 작용하는 최소 직각응력(압축이 +)으로 압축일 경우 $0.6 \phi_c f_{ck}$ 이하로, 인장일 경우 0으로 취한다. 철근비 $\rho = A_s/A_c$ 로 A_s 는 계면을 가로지르는 철근량이고 A_c 는 계면의 면적이다. α 는 그림 5.5.7에 정의한 사잇각으로 $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ 의 범위이어야 하며, ν 는 식 (5.5.12)로 정한 콘크리트 유효강도계수이다.

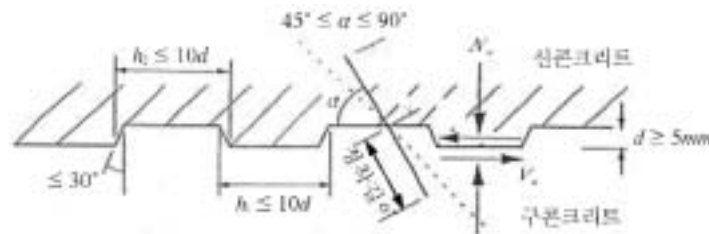


그림 5.5.7 요철을 갖는 시공 이음부

표 5.5.1 계면의 표면 상태 분류

표면 구분	계 수	해당 표면 상태
매우 매끄러움	$\mu_1 = 0.25, \mu_2 = 0.5$	강재, 플라스틱 또는 특별히 제작된 목재 거푸집에 타설한 표면
매끄러움	$\mu_1 = 0.35, \mu_2 = 0.6$	슬립폼 또는 사출 성형 거푸집에 타설한 표면 및 진동 다짐 후 더 이상의 표면처리하지 않은 자유 표면
거침	$\mu_1 = 0.45, \mu_2 = 0.7$	표면을 긁어 거칠게 하거나 골재를 노출시키거나 또는 기타 방법을 통해 약 40 mm 간격에 적어도 3 mm 거침이 있는 표면
요철 표면	$\mu_1 = 0.50, \mu_2 = 0.9$	5 mm 이상의 깊은 요철이 확실하게 사전 제작된 표면

- (4) 시공 이음 계면에 현저하게 큰 균열이 발생할 가능성이 있는 경우이거나 또는 피로 또는 동적 하중이 작용하는 경우의 μ_1 값으로 매끄러운 이음 및 거치른 이음에서는 0으로, 요철이 있는 이음에서는 0.5를 취하여야 한다.
- (5) 합성 거더교의 거더와 바닥판 사이 계면에는 종방향으로 계단처럼 몇 구간으로 구분하여 각 구간마다 횡방향 철근 또는 전단연결재를 등간격으로 배치할 수 있다. 이 때 설계전단강도 v_d 는 $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$ 경사로 배치된 각 철근으로부터 구한 인장 합력을 기준으로 산정하여야 한다.

5.5.3 비틀림

5.5.3.1 일반

- (1) 구조물에서 비틀림에 대해 정력학적 평형 확보가 구조 요소의 안정성에 필수적인 경우에는 극한한계상태와 사용한계상태에서 비틀림에 대한 검증을 수행하여야 한다. 반면에 비틀림이 구조물의 안정성을 지배하지 않는 부정정 구조물의 요소 부재는 비틀림에 관한 검증이 필요하지 않는다. 그러나 비틀림에 관한 검증이 불필요한 경우에도 균열이 과도하게 발생하는 것을 방지하기 위해서 5.6.3 및 5.10.2에 규정된 횡방향 및 종방향 최소철근량을 배치하여야 한다.
- (2) 단면의 설계비틀림강도는 적합한 박벽관 이론을 바탕으로 산정하여야 한다. 속찬 단면은 등가의 박벽관으로 치환하여 설계비틀림강도를 산정한다. T-형 단면과 같은 복합 단면은 일련의 요소 단면으로 분할하여 각 요소 단면의 비틀림강도를 계산하며 총 비틀림강도는 각 요소의 강도를 합하여 구한다.
- (3) T-형 단면 등과 같은 복합 단면의 각 요소 단면에 작용 하중에 의해 유발되는 비틀림 모멘트는 각 요소의 비균열 단면 비틀림 강성에 비례하여 배분할 수 있으며, 분할된 각 요소 단면은

독립적으로 안전성에 대한 검증을 수행하여야 한다.

5.5.3.2 설계

- (1) 속빈 단면을 구성하고 있는 i 번 벽체에 비틀림모멘트에 의해 유발되는 전단력 $V_{u,i}$ 는 식 (5.5.36)으로 산정하여야 한다(그림 5.5.8 참조).

$$V_{u,i} = qy_i \quad (5.5.36)$$

$$q = v_i t_i = \frac{T_u}{2A_o} \quad (5.5.37)$$

여기서, T_u 는 작용 계수하중에 의한 비틀림모멘트이고, A_o 는 벽체의 중심선으로 둘러싸인 면적으로 내부 공간 면적도 포함된 것이며, q 는 벽을 따라 흐르는 전단류이고, v_i 는 i 번 벽체의 전단응력, $t_i = A_{cp}/p_{cp}$ 로 결정하는 유효 벽두께로 철근의 중심과 벽체 표면과 사이 거리의 2배보다 작게 취할 필요는 없다. A_{cp} 는 단면의 바깥쪽 둘레로 싸인 면적, p_{cp} 는 단면 표면 둘레 길이이며, y_i 는 인접 벽체와의 교차점 사이의 거리로 정의된 i 번 벽의 측면 길이이다.

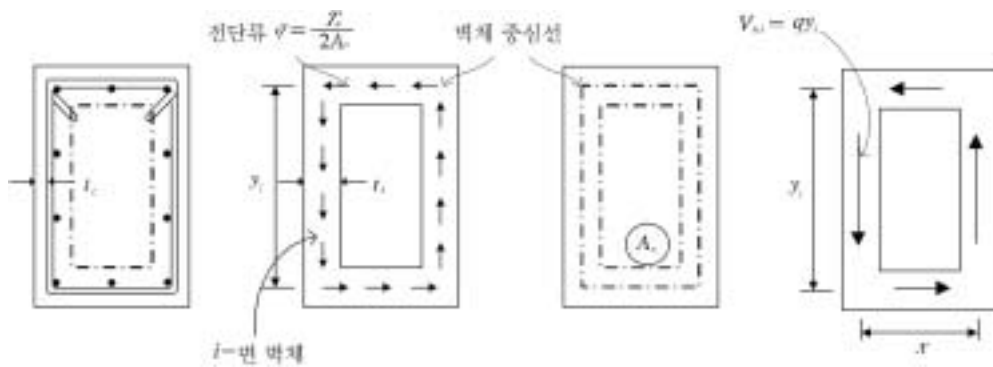


그림 5.5.8 사용한 부호와 정의

- (2) 비틀림모멘트에 의해 유발된 각 벽체의 전단력 $V_{u,i}$ 는 5.5.2.3의 전단 규정에 따라 설계하여야 한다. 비틀림과 전단에 각각 필요한 횡방향 철근은 중첩하여 배치하여야 한다. 비틀림과 전단이 동시에 작용하는 부재의 최대 강도는 아래 (4)항의 규정을 만족하여야 한다.

- (3) 종방향 비틀림 철근의 소요 단면적 ΣA_{sl} 은 다음 식으로 산정 할 수 있다.

$$\Sigma A_{sl} = \frac{T_u p_o}{2\phi_s f_y A_o} \cot\theta \quad (5.5.38)$$

여기서, p_o 는 면적 A_o 의 표면 둘레 길이, f_y 는 종방향 철근의 항복응력, θ 는 압축 스트럿의 경사각으로 $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ 에서 선정할 수 있다. 압축현재의 종방향 비틀림 철근량은 작용 휨압축력의 크기에 비례하여 감소시킬 수 있다. 인장현재의 종방향 비틀림 철근량은 휨철근량에 추가하여야 한다. 일반적으로 종방향 철근은 단면 둘레를 따라 분산 배치해야 한다. 비교적 작은 단면에서는 모서리에 집중 배치하여야 한다.

- (4) 비틀림과 전단이 동시에 작용하는 부재의 최대 강도는 압축스트럿의 강도에 의해 제한된다. 이 강도를 초과하지 않기 위해서는 다음 조건을 만족하여야 한다. 전단과 비틀림의 조합하중이 작용하는 상자형 단면 거더인 경우에는 최대설계전단강도 $V_{d,max}$ 를 기준으로 콘크리트의 한계상태를 검토하여야 한다.

$$- \text{속찬 단면의 경우} : (T_u / T_{d,max})^2 + (V_u / V_{d,max})^2 \leq 1.0 \quad (5.5.39)$$

$$- \text{속빈 단면의 경우} : T_u / T_{d,max} + V_u / V_{d,max} \leq 1.0 \quad (5.5.40)$$

여기서 T_u 와 V_u 는 각각 비틀림모멘트와 전단력이며, $T_{d,max} = 2\phi_c \nu f_{ck} A_o t_i \sin\theta \cos\theta$ 로 계산한 최대 설계비틀림강도이고, $V_{d,max}$ 는 5.5.2.3에서 규정한 최대설계전단강도이다.

- (5) 속찬 직사각형 단면인 경우 다음 조건이 만족된다면 5.10.2에서 규정한 최소철근량 만이 필요하다.

$$T_u \leq \frac{V_u b_w}{4.5} \quad (5.5.41)$$

$$V_u \left[1 + \frac{4.5 T_u}{V_u b_w} \right] \leq V_{cd} \quad (5.5.42)$$

- (6) 부착된 프리스트레스 강재가 없는 프리캐스트 상자형 세그멘탈 공법으로 시공된 거더에서 각 세그먼트 이음부에 비틀림에 의해 발생하는 국부적 전단력을 저항하는 적절한 전단키가 설치되어 있지 않는 경우, 인장 영역에서 큰 이음부 열림은 거더의 실질적 비틀림 저항 기구를 단힌단면에서 열린단면 저항기구로 근본적으로 변화시킨다. 따라서 비틀림에 의해 유발된 실제 복부 전단력은 두 배가 된다. 이러한 상황의 간단한 극한한계상태 검증은 휨, 전단 및 비틀림의 조합을 고려하여 가장 큰 응력이 발생하는 복부에 대하여 수행하여야 한다.

5.5.3.3 뒤틀림

- (1) 극한한계상태는 일반적으로 뒤틀림을 무시하는 것이 안전하다.
- (2) 속빈 닫힌 단면이나 속찬 단면의 경우에는 일반적으로 뒤틀림은 무시할 수 있다.
- (3) 속빈 열린 단면 부재에서는 뒤틀림을 고려할 수 있다. 세장한 단면 거더에서 뒤틀림을 고려해야 할 경우에는 보-격자모델에 기초하고, 기타 경우에는 트러스모델에 기초하여 계산한다. 두 경우 모두 설계는 휨, 축력 및 전단에 대한 설계 규정을 만족하도록 하여야 한다.

5.5.4 편 칭

5.5.4.1 일반

- (1) 슬래브 또는 기초판에서 비교적 작은 재하 면적 A_{load} 에 작용하는 집중하중이나 반력에 의해 유발되는 편칭전단강도는 위험단면에서 검토하여야 한다.
- (2) 극한한계상태에서 편칭파괴를 검토하기 위한 모델은 그림 5.5.9와 같다.

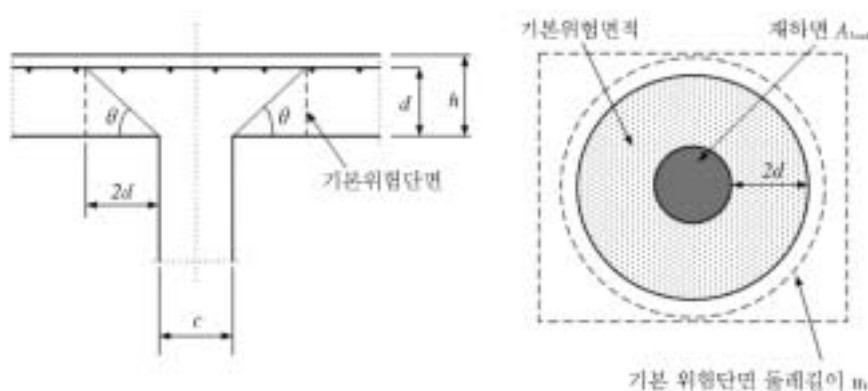


그림 5.5.9 편칭전단 검증모델

- (3) 확대기초판에서 위험단면 둘레 이내에 작용하는 하중은 편칭전단강도를 증가시키므로 강도를 산정할 때 이를 고려하여서는 안된다.

5.5.4.2 편칭전단 설계

- (1) 편칭전단 설계 절차는 기본 위험단면과 유사한 형상을 갖는 일련의 위험단면 둘레에 대한 응력 검토에 기초한다. 위험단면에서 설계편칭전단강도는 다음과 같이 구분하여 정의한다.

v_{cd} : 검토하는 위험단면에 편칭전단철근이 없는 슬래브의 설계편칭전단강도(응력)

v_{csd} : 검토하는 위험단면에 편칭전단철근이 있는 슬래브의 설계편칭전단강도(응력)

$v_{d, \max}$: 검토하는 위험단면에서 최대 설계편칭전단강도(응력)

(2) 편칭전단 설계는 다음과 같이 하여야 한다.

- ① 기둥 둘레 또는 재하면 둘레에서 계수하중에 의해 유발된 최대 편칭전단응력은 $v_u < v_{d, \max}$ 조건을 만족하여야 한다.
- ② 검토하는 위험단면에서 계수하중에 의한 최대 편칭전단응력 v_u 가 v_{cd} 보다 작은 경우에는 편칭전단철근을 배치할 필요가 없다.
- ③ 검토하는 위험단면에서 v_u 가 v_{cd} 를 초과하는 경우에는 5.5.4.4의 규정에 따라 편칭전단 보강 철근을 배치하여야 한다.

(3) 계수하중에 의한 최대 전단응력은 식 (5.5.43)으로 산정하여야 한다.

$$v_u = \frac{V_u}{u_i d} \quad (5.5.43)$$

여기서 d 는 슬래브의 평균 유효깊이로써 $(d_y + d_z)/2$ 값을 취하는데 d_x 와 d_y 는 각각 위험단면에서 y -방향 및 z -방향 유효깊이이고, u_i 는 검토하는 위험단면의 둘레길이이다.

(4) 받침점 반력이 위험단면 둘레에 대해 편심으로 작용하는 경우의 계수하중에 의한 최대 전단응력은 식 (5.5.43)의 값에 β 를 곱하여야 하며, β 의 값은 다음과 같이 구하여야 한다.

$$\textcircled{1} \text{ 사각형 기둥의 경우 : } \beta = 1 + k \frac{M_u}{V_u} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (5.5.44)$$

여기서, u_1 = 기본 위험단면 둘레길이

k = 기둥 치수 c_1 과 c_2 의 비에 따른 계수이며, 이 값은 비균일 전단 및 휨과 비틀림에 의한 불균형모멘트에 비례하는 함수이다(표 5.5.2 참조).

c_1 = 하중 편심방향과 평행한 방향의 기둥 치수

c_2 = 하중 편심방향에 직각인 방향의 기둥 치수

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c : \text{그림 5.5.10과 같은 전단력 분포 형태에}$$

대응하는 값

$$\textcircled{2} \text{ 내부 원형기둥인 경우 : } \beta = 1 + 0.6\pi \frac{e}{D + 4d} \quad (5.5.45)$$

- (5) 기둥 기저부의 계수편칭전단력 V_u 는 계수기둥하중에서 검토하는 위험단면 둘레 내의 순 상향력을 차감한 값으로 하여야 한다.
- (6) 기초판의 계수편칭전단력 V_u 는 토압이 유리하게 작용할 때 감소시킬 수 있다.
- (7) 위험단면과 교차하는 경사진 프리스트레싱 긴장재의 직각 성분 긴장력 V_p 는 유리한 작용으로 취급하여 계산에 고려할 수 있다.

표 5.5.2 사각형 재하면인 경우 k 값

c_1/c_2	≤ 0.5	1.0	2.0	≥ 3.0
k	0.45	0.60	0.70	0.80

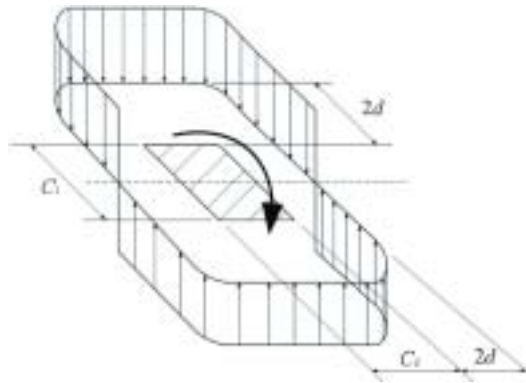


그림 5.5.10 슬래브-내부기둥 접합부의 불평형 휨모멘트에 의한 전단력 분포

5.5.4.3 전단철근이 없는 슬래브 또는 기둥 기저부의 편칭전단강도

- (1) 슬래브의 설계편칭전단강도는 다음과 같이 산정한다.

$$v_{cd} = 0.85\phi_c\kappa(\rho_l f_{ck})^{1/3} - 0.10f_n \geq (0.4\phi_c f_{ctk} - 0.10f_n) \quad (5.5.46)$$

여기서, f_{ck} 와 f_{ctk} 는 콘크리트 기준압축강도와 인장강도로 N/mm^2 단위

$\kappa = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$ 이며, d 는 mm 단위

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly}\rho_{lz}} \leq 0.02$ 로, ρ_{ly} 과 ρ_{lz} 각각 y -방향 및 z -방향의 인장철근비이다. 이 ρ_{ly}, ρ_{lz} 은 각 방향의 슬래브 폭을(재하폭+3d)로 한 평균값으로 계산한다.

$f_n = (f_{ny} + f_{nz})/2$ 로, $f_{ny} = \frac{N_{uy}}{A_{cy}}$, $f_{nz} = \frac{N_{uz}}{A_{cz}}$ 로 계산한 위험단면에서 y -방향 및 z -방향의 콘크리트 직각응력(압축이 -)이며, N_{uy}, N_{uz} 는 내부 기둥인 경우 기둥 사이의 전체 거리에 걸친 종방향 힘이고, 가장자리 외측 기둥인 경우 위험단면에 작용하는 계수 종방향력이다. 이 힘은 작용 계수하중 또는 프리스트레스에 의해 유발된다. A_c 는 N_u 를 결정할 때 사용한 콘크리트 면적이다.

(2) 기둥 기저부의 설계편칭전단강도는 다음과 같이 산정한다.

$$v_d = 0.85\phi_c\kappa(\rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} \geq 0.4\phi_c f_{ctk} \frac{2d}{a} \quad (5.5.47)$$

여기서, a 는 기둥면에서부터 검토하는 위험단면까지 거리

5.5.4.4 전단철근이 있는 슬래브 또는 기둥 기저부의 편칭전단강도

(1) 전단철근이 필요한 경우, 소요 전단철근량은 다음 식에 의해 계산하여야 한다.

$$v_{csd} = 0.75v_{cd} + 1.5(d/s_r)A_v\phi_s f_{vy,ef}(1/(u_1 d))\sin\alpha z \quad (5.5.48)$$

여기서,

- A_v = 기둥 주변의 각 위험단면의 전단철근의 면적
- s_r = 전단철근의 층의 반경방향 간격
- $f_{vy,ef}$ = 편칭전단철근의 유효설계강도로써 $\phi_s f_{vy,ef} = 250 + 0.25d \leq \phi_s f_{vy}$ (MPa)
- d = 슬래브의 평균 유효깊이(mm)
- α = 전단철근과 슬래브 평면 사이의 각

(2) 편칭전단철근의 상세 규정은 5.9.4.4(3)에 규정한다.

(3) 전단철근이 필요하지 않는 위험단면 둘레길이 u_{out} (또는 $u_{out,ef}$, 그림 5.5.11 참조)는 식 (5.5.49)로부터 계산하여야 한다.

$$u_{out,ef} = V_u / (v_{cd} d) \quad (5.5.49)$$

전단철근의 가장 바깥쪽의 둘레는 u_{out} (또는 $u_{out,ef}$, 그림 5.5.11 참조) 안쪽으로 $1.5d$ 이하의 거리에 위치해야 한다.

- (4) 폐쇄된 수직철근, 굽힘철근 또는 철망 이외 형태의 전단철근의 경우, v_{csd} 는 실험을 통해 결정한다.

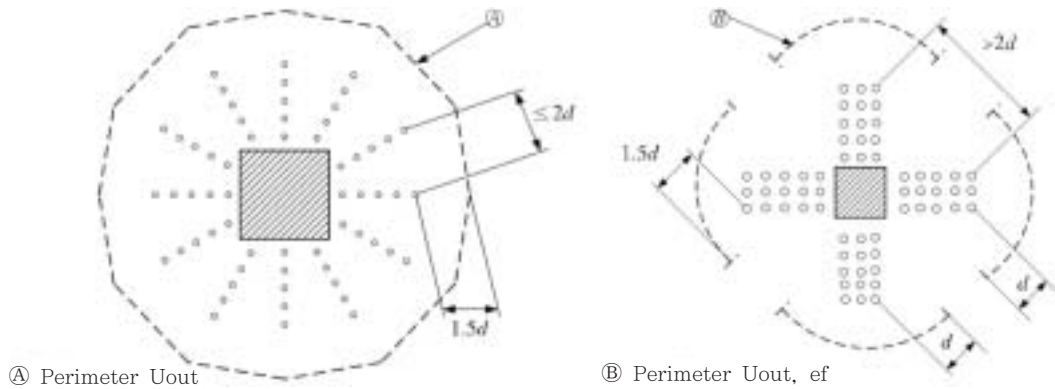


그림.5.5.11 내부기둥의 위험단면 둘레길이

5.5.5 스트럿-타이 모델

5.5.5.1 일 반

- (1) 부재의 응력교란영역의 설계를 위하여 스트럿-타이 모델을 사용할 수 있다.
- (2) 스트럿은 부재내의 균등한 압축응력장의 합력선을 나타낸다.
- (3) 타이는 철근 또는 강선의 인장응력의 합력을 나타내며, 타이에 대응하는 강재의 위치와 방향이 일치해야 한다.
- (3) 절점은 스트럿과 타이이 만나는 점, 스트럿 또는 타이의 방향전환 위치의 구속된 콘크리트 국부 영역을 나타낸다.

5.5.5.2 스트럿

- (1) 횡방향 압축응력이 작용하거나, 횡방향 응력이 작용하지 않는 콘크리트 스트럿(예, 기둥)의 유효설계강도는 식 (5.5.50)으로 계산할 수 있다. (그림 5.5.12(a) 참조)

$$f_{cd, \max} = 0.85\phi_c f_{ck} \quad (5.5.50)$$

다축 압축응력이 작용하는 영역에서는 더 높은 설계강도로 가정하는 것이 적절할 수 있다.

- (2) 균열이 발생한 압축 영역의 가상의 콘크리트 스트럿의 설계강도는 횡방향 인장철근에 따라 다음과 같이 정한다.

- ① 횡방향 인장 철근이 0.4% 미만인 압축영역 (그림 5.5.12(b) 참조)

$$f_{cd, \max} = 0.6(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \quad (5.5.51)$$

- ② 횡방향 철근이 0.4% 이상인 압축영역 (그림 5.5.12(c) 참조)

$$\theta \geq 75^\circ \text{ 일 때: } f_{cd, \max} = 0.72(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \quad (5.5.52)$$

$$75^\circ \geq \theta \geq 60^\circ \text{ 일 때: } f_{cd, \max} = 0.60(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \quad (5.5.53)$$

$$\theta \leq 60^\circ \text{ 일 때: } f_{cd, \max} = 0.46(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \quad (5.5.54)$$

여기서, θ 는 철근이 1방향으로만 배치된 경우에서 스트럿과 횡방향 철근 사이의 각도이다. 철근이 2방향 이상 배치되면 스트럿에 의해 발생하는 횡방향 응력을 저항하기 위해 철근이 배치되었는지의 여부를 고려하여 각도를 정한다.

- (3) 깊은 보와 브래킷과 같이 집중 하중점 사이 영역의 전단 설계 방법이 5.5.2.3에 주어져 있다.

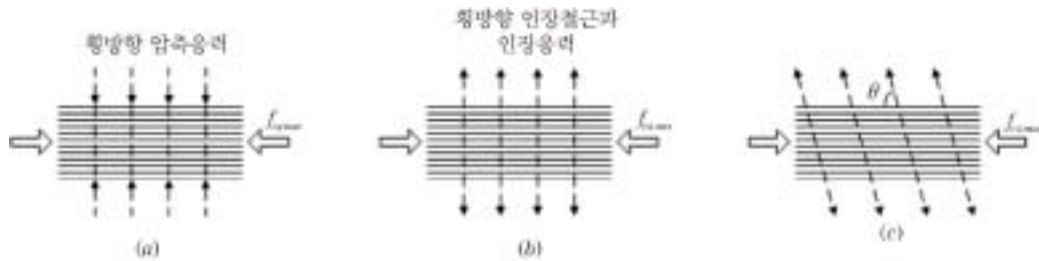


그림 5.5.12 콘크리트 스트럿의 종류

5.5.5.3 타 이

- (1) 타이의 설계강도는 5.3.2와 5.3.3에 따라 제한된다.
- (2) 철근은 절점영역에 적절히 정착되어야 한다.

5.5.5.4 절점영역

- (1) 이 절의 규정은 집중하중이 부재에 작용하나 스트럿-타이 모델에 의해 설계되지 않는 영역에도 적용한다.
- (2) 절점영역에 작용하는 힘들은 평형조건을 만족해야 한다. 절점 평면에 직각으로 작용하는 면의 인장력을 고려해야 한다.

- (3) 절점력에 저항하는 철근은 충분히 정착되어야 한다.
- (4) 절점영역의 크기와 상세는 지압강도의 결정에 크게 영향을 미친다. 예를 들어 집중하중이 작용하는 곳, 지점, 철근 또는 프리스트레스 강선이 집중된 정착영역, 철근을 구부린 곳, 부재의 이음과 모서리 같은 곳에 절점영역이 존재한다.
- (5) 절점영역내의 압축응력의 최대설계유효강도 값은 다음과 같이 정할 수 있다.
- ① 타이가 정착되지 않은 압축 절점(C-C-C 절점, 그림 5.5.13(a) 참조):

$$f_{cd, \max} = 0.85(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \quad (5.5.55)$$

여기서, $f_{cd, \max}$ 는 $f_{c1} = C_1/w_1t$, $f_{c2} = C_2/w_2t$, $f_{c3} = C_3/w_3t$ 중 큰 값이다.

- ② 한쪽에 정착 타이가 있는 압축-인장 절점(C-C-T 절점, 그림 5.5.13(b) 참조):

$$f_{cd, \max} = 0.72(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \quad (5.5.56)$$

여기서, $f_{cd, \max}$ 는 f_{c1}, f_{c2} 중 큰 값이다.

- ③ 두 방향으로 정착 타이가 있는 압축-인장 절점(C-T-T 절점, 그림 5.5.13(c) 참조):

$$f_{cd, \max} = 0.60(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \quad (5.5.57)$$

- (6) 다음과 같은 조건 중에서 적어도 1개의 조건이 적용된다면 (5)에 주어진 설계압축강도는 10% 까지 증가할 수 있다.
- ① 3축 압축 상태
- ② 스트럿과 타이 사이의 모든 사잇각이 55° 보다 큰 경우
- ③ 지점과 집중하중에 작용하는 하중은 등분포이며 절점은 스테리트로 구속될 때
- ④ 철근이 여러 층 배치된 경우
- ⑤ 절점이 지압 또는 마찰에 의해 충분히 구속 되었을 때
- (7) 3축 압축 절점영역은 3방향 스트럿 모두에 대해 힘의 분배를 안다면 $f_{cd, \max}$ 는 $3(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck}$ 값 이하로 하여 식 (5.3.44)와 식 (5.3.45)에 따라 검토할 수 있다.
- (8) 압축-인장 절점영역의 철근 정착은 절점영역의 시작점에서 시작한다. 예를 들어 지점에서는 정착은 그 내면에서 시작한다.(그림 5.5.13 참조) 정착길이는 전체 절점영역 길이에 걸쳐서 연장해야한다. 어떤 경우에는 철근을 절점영역밖에 정착할 수 있다. 철근의 정착과 굽힘에 대해서는 5.9.4를 따라야 한다.
- (9) 3개의 스트럿이 만나는 곳의 평면 압축 절점은 그림 5.5.13(a)에 따라 검토한다. 최대 평균 절점 주응력을 위 (5)의 ①항에 규정된 최대 설계유효강도에 따라 검증하여야 한다.

- (10) 철근을 굽힌 곳의 절점영역은 그림 5.5.13(c)에 따라 해석할 수 있다. 이 때 스트럿의 압축 응력은 위 (5)의 ③항을 기준으로 검증하여야 한다. 굽힘 지름은 5.9.2에 따라야 한다.

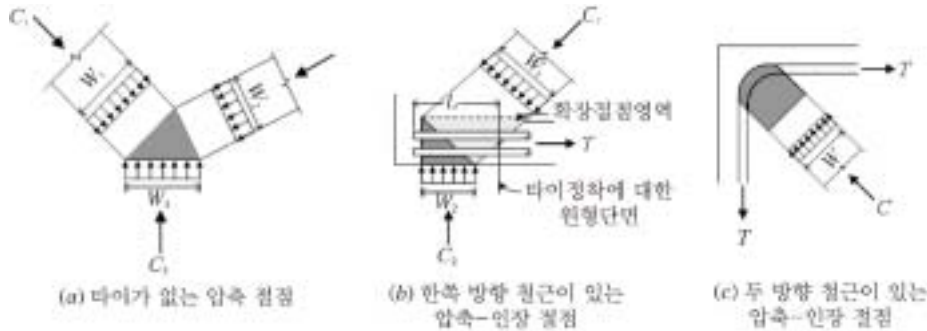


그림 5.5.13 절점의 종류

5.5.6 지압부 설계

- (1) 부분 영역에 큰 압축력이 작용하는 지압부에서는 콘크리트의 국부적 압축 파괴와 횡방향 파열 인장 한계를 검증하여야 한다.
- (2) 등분포 하중이 면적 A_{c0} 에 작용할 경우의 설계지압강도 F_d 는 식 (5.5.58)로 산정할 수 있다.

$$F_d = \phi_c f_{ck} A_{c0} \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3.0 \phi_c f_{ck} A_{c0} \quad (5.5.58)$$

여기서, A_{c0} 는 지압력 재하 면적이며(그림 5.5.14 참조), A_{c1} 은 A_{c0} 와 같은 형상을 가지는 최대 설계 분포 면적으로 다음 조건을 만족하여야 한다.

- ① 하중 작용 방향의 분포 높이는 그림 5.5.14에 보인 것처럼 $(b_1 - b_0)$ 와 $(d_1 - d_0)$ 중 작은 값과 같게 한다.
 - ② 분포 면적 A_{c1} 의 중심은 재하 면적 A_{c0} 의 중심선 상에 있어야 한다.
 - ③ 콘크리트 표면에 두개 이상의 압축력이 작용할 때 분포 면적 A_{c1} 은 겹칠 수 없다.
- (3) 설계지압강도 F_d 값은 하중이 재하면에 균등하게 재하되지 않거나, 높은 전단력이 작용할 때 감소시켜야 한다.

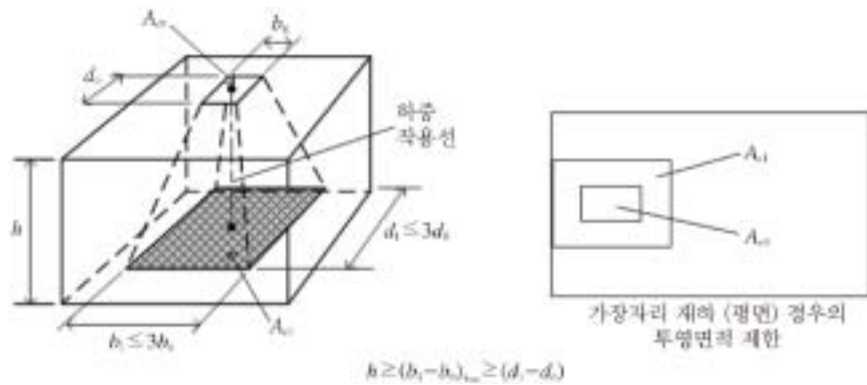


그림 5.5.14 부분 재하 영역의 설계 분포 면적

5.5.7 3겹판요소 모델

5.5.7.1 판요소 설계

- (1) 평면 요소의 중심면에 작용선이 포함되는 면내력 만이 작용하는 면요소를 판요소라고 하며 그림 5.5.15와 같이 종방향 축력, 횡방향 축력과 면내 전단력이 있다.

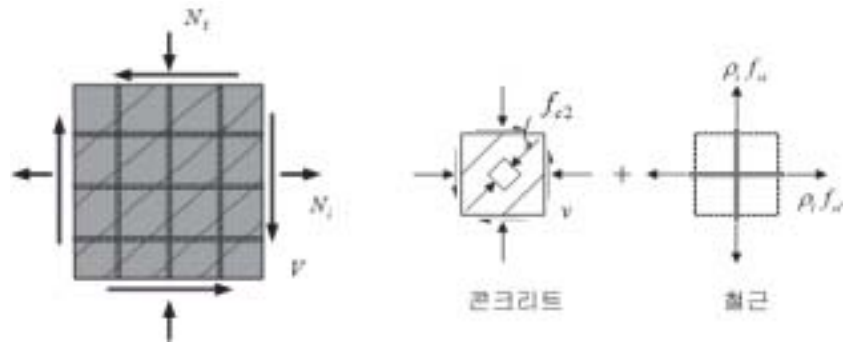


그림 5.5.15 면내력이 작용하는 철근콘크리트 판요소와 응력

- (2) 철근콘크리트 판요소를 설계 할 때, 종방향과 횡방향 축에 일치하게 직교 2방향으로 배치한 철근의 콘크리트 단면적에 대한 비를 각각 ρ_t 과 ρ_l 이라면, 계수하중에 의해 유발된 철근과 콘크리트의 응력은 아래 식을 만족하여야 한다.

$$\rho_t f_{st} = f_{nt} + v \tan \theta \leq \phi_s \rho_t f_{yt} \quad (5.5.59)$$

$$\rho_l f_{sl} = f_{nl} + v \cot \theta \leq \phi_s \rho_l f_{yl} \quad (5.5.60)$$

$$f_{c2} = v(\tan \theta + \cot \theta) \leq \phi_c f_{c2, \max} \quad (5.5.61)$$

여기서 f_{nl} 과 f_{nt} 는 각각 요소의 종방향과 횡방향으로 작용하는 직각응력(인장일 때 +), v 는 전단응력이며, f_{c2} 는 콘크리트 스트럿에 유발된 압축응력이고, $f_{c2, \max}$ 는 스트럿의 최대 유효 압축강도이며, f_{st} 와 f_{sl} 은 균열면에서 각각 횡방향과 종방향 철근 응력이고, f_{yl} 과 f_{yt} 는 각각 종방향 철근과 횡방향 철근의 항복응력이다. θ 는 종방향 축(철근)으로부터 켄 스트럿의 경사각이다.

- (3) 콘크리트 판요소는 소성이론의 하한해를 적용하여 설계할 수 있다.
- (4) 콘크리트의 기준강도가 50 MPa 이하이며, 위 (3)의 규정에 따라 설계자가 설계에 사용한 경사각과 주응력 방향각과의 차이가 있다면 식 (5.5.61)의 검증에 사용하는 스트럿의 최대 유효강도는 식 (5.5.62)와 같이 감소시킨 값이어야 한다.

$$f_{c2, \max} = \nu f_{ck} (1 - 0.032|\theta - \theta_{el}|) \quad (5.5.62)$$

여기서, θ 는 소성이론 하한해를 적용할 때 사용한 경사각이고, θ_{el} 은 작용하중에 의해 탄성 이론으로 계산한 응력 상태의 주응력 경사각이며, ν 는 식 (5.5.12)에 정의된 유효강도계수이다. 현저한 유효 강도 감소를 방지하기 위해 경사각의 차이 $|\theta - \theta_{el}|$ 는 극한한계상태에서는 15도 이하로, 사용한계상태 검증에서는 5도 이하로 제한하여야 한다.

- (5) 극한한계상태에서 두 방향 철근이 모두 항복강도 이하일 경우에는 철근의 응력 크기에 따라 콘크리트 스트럿의 최대 유효강도를 νf_{ck} 와 $0.85f_{ck}$ 사이의 값을 갖도록 다음 식으로 정하여야 한다.

$$f_{c2, \max} = \left[0.85 - \frac{f_s}{\phi_s f_y} (0.85 - \nu) \right] f_{ck} \quad (5.5.63)$$

여기서 f_s 는 종방향과 횡방향 철근 응력 중에서 큰 값이다.

- (6) 판요소가 2축 압축상태이며 전단응력 v 가 작용하는 경우의 콘크리트 스트럿 최대 유효강도는 식 (5.5.64)로 정하여야 한다.

$$f_{c2, \max} = 0.85f_{ck} \frac{1 + 3.8(f_{c1}/f_{c2})}{[1 + (f_{c1}/f_{c2})]^2} \quad (5.5.64)$$

여기서 f_{c1} 과 f_{c2} 는 주응력으로 모두 압축 응력이어야 하며, 콘크리트의 기준강도가 50 MPa 이하인 경우일 때에 유효하다.

5.5.7.2 셸요소 설계

- (1) 면내력과 동시에 면외력이 작용하는 면요소를 셸요소라고 하며, 이 절의 규정에 따라 설계하여야 한다.
- (2) 셸요소는 두께 방향의 각 깊이 마다 균열 발생 여부를 먼저 파악하여 설계하여야 한다.
 - ① 만약 극한한계상태에서 전 깊이에 걸쳐 비균열 상태이면, 압축주응력이 설계압축강도보다 작다는 것에 대한 검증만 필요하다.
 - ② 만약 극한한계상태에서 균열이 발생한다면 셸요소의 설계와 검증에 3겹판요소 모델을 적용하여야 한다.
- (3) 3겹판요소 모델에서는 그림 5.5.16에 나타난 것과 같이 셸요소를 세 개의 판으로 분할하여서 양 바깥 판은 모든 면내력과 휨모멘트에 대해 저항하고, 중앙의 핵판은 면외 전단력만을 저항한다고 간주한다. 각 판의 두께는 반복법에 의해 검증하여 결정하여야 한다.

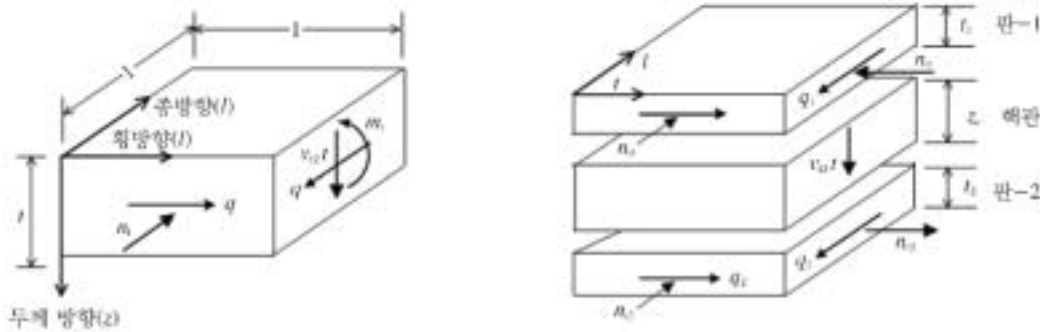


그림 5.5.16 셸요소를 3겹판요소로 변환

- (4) 면외 전단력을 저항하는 핵판의 설계는 5.5.2에서 규정한 보의 전단설계 방법에 따라 수행하여야 한다.
- (5) 그림 5.5.16에 나타난 셸요소의 단위폭당 면내 전단력 q , 면외 전단력 $v_{tz}t$, 면내 종방향 축력 n_l 과 횡방향 휨모멘트 m_t 가 작용할 때, 양 바깥 판은 아래 식으로 산정한 면내 응력이 작용하는 판으로 간주하여 설계할 수 있다.

$$\text{판-1의 전단응력 : } v_1 = \frac{q_1}{t_1} = \frac{q(t-t_2)}{(2t-t_1-t_2)t_1} \quad (5.5.65)$$

$$\text{판-2의 전단응력 : } v_2 = \frac{q_2}{t_2} = \frac{q(t-t_1)}{(2t-t_1-t_2)t_2} \quad (5.5.66)$$

$$\text{판-1의 종방향 압축응력 : } f_{n11} = \frac{n_{l1}}{t_1} = \frac{n_l(t-t_2)}{(2t-t_1-t_2)t_1} \quad (5.5.67)$$

$$\text{판-2의 종방향 압축응력 : } f_{nl2} = \frac{n_{l1}}{t_2} = \frac{n_l(t-t_1)}{(2t-t_1-t_2)t_2} \quad (5.5.68)$$

$$\text{판-1의 횡방향 압축응력 : } f_{nt1} = \frac{m_u}{z_c t_1} = \frac{m_u}{[t-(t_1+t_2)/2]t_1} \quad (5.5.69)$$

$$\text{판-2의 횡방향 인장응력 : } f_{nt2} = \frac{m_u}{z_c t_2} = \frac{m_u}{[t-(t_1+t_2)/2]t_2} \quad (5.5.70)$$

여기서, t 는 셸요소의 두께이고, t_1 와 t_2 는 각 판의 두께이다.

- (6) 앞 (5)에서 산정한 면내력이 작용하는 상층과 하층의 최적의 두께는 5.5.7.1의 설계 방법을 반복 수행하여 결정할 수 있으며, 두 층의 경사각을 다르게 설정하여 설계해도 좋다.

5.6 사용한계상태

5.6.1 일 반

5.6.1.1 적용 범위

- (1) 이 절은 콘크리트 교량 구조물과 그 부대 시설을 구성하고 있는 부재가 충분한 기능을 발휘할 수 있도록 사용 중의 응력 한계, 균열폭 제한 및 처짐 제한에 관련된 사용한계상태의 검증에 관한 규정을 다룬 것이다.

5.6.1.2 노출 환경과 한계 기준

- (1) 교량과 그 부대 시설의 구성 요소는 표 5.6.1에 정해진 노출 환경으로 구분하여 설계하여야 한다. 부재에 발생하는 균열폭은 노출 환경 상태에 따라 정해진 한계 균열폭을 초과하지 않아야 한다.
- (2) 교량 구조물과 그 부재의 소요 사용 성능을 확보하기 위해서는 이 절에서 정한 노출 환경에 따른 응력과 균열폭 제한 규정을 시공 중인 임시 상황뿐만 아니라 운용 중인 정상 상황에서 예측되는 적합한 하중조합에서 적용하여야 한다.
- (3) 부재 설계에 적용하는 영응력과 균열폭 한계 기준은 표 5.6.2에 주어진 값으로 하여야 한다. 이 표에 주어진 영응력 한계 기준과 균열폭 한계 기준을 동시에 만족시키도록 설계하여야 한다. 여기서 영응력 상태는 긴장재에서 25 mm 주변 콘크리트가 압축 상태이어야 한다.

표 5.6.1 노출 환경에 따라 요구되는 최소 설계 등급

노출 환경	최소 설계 등급			
	포스트 텐션	프리 텐션	비부착 프리스트레싱	철근콘크리트
건조 또는 영구적 수중 환경 (EC1)	D	D	E	E
부식성 환경 (습기 또는 물과 장기간 접촉 환경; EC2, EC3, EC4)	C	C	E	E
고부식성 환경 (염화물 또는 해수에 노출된 환경; ED1, ED2, ED3, ES1, ES2, ES3)	C	B	E	E

표 5.6.2 설계 등급에 따른 사용 한계값

설계 등급	한계상태 검증을 위한 하중조합		표면 한계균열폭(mm)
	영(0)응력 한계상태	균열폭 한계상태	
A	사용하중조합-I	-	-
B	사용하중조합-III/IV	사용하중조합-I	0.2
C	지속하중조합	사용하중조합-III/IV	0.2
D	-	사용하중조합-III/IV	0.3
E	-	지속하중조합	0.3

5.6.2 응력 한계

5.6.2.1 기본 사항

- (1) 구조물의 정상적 기능 발휘에 영향을 주는 균열 또는 큰 크리프 변형을 방지하기 위해 콘크리트의 압축응력의 크기를 제한하여야한다.
 - ① 유효 프리스트레스와 지속하중조합에 의한 콘크리트 압축응력이 $0.45f_{ck}$ 를 초과하지 않아야 한다.
 - ② 유효 프리스트레스와 사용하중조합-I에 의한 콘크리트 압축응력이 $0.6f_{ck}$ 를 초과하지 않아야한다. 또한 부재를 제작하고 운반하는 시공 상황에서도 콘크리트 압축응력은 $0.6f_{ck}$ 를 초과하지 않아야한다.
- (2) 철근의 비탄성 변형을 방지하고 부재의 과도한 균열 또는 변형을 방지하기 위해 철근과 강재의 응력은 다음과 같이 제한하여야한다.
 - ① 사용하중조합-I에 의해 유발된 보통 철근의 인장응력은 $0.8f_y$ 를 초과하지 않아야 한다.
 - ② 유효 프리스트레스와 지속하중조합에 의한 프리스트레스 강재의 응력은 $0.65f_{py}$ 를 초과하지 않아야한다.

5.6.2.2 응력 계산 방법

- (1) 5.6.2.1에서 명시된 한계 응력을 검증하기 위해서는 다음의 가정을 적용하여 응력을 계산하여야 한다.
 - ① 사용하중조합-1 상태에서 비균열 단면 해석으로 계산한 콘크리트 최대 인장응력이 콘크리트 인장강도 미만이면 비균열 단면으로, 초과한 곳은 균열 단면으로 간주한다.
 - ② 비균열 단면이 사용된 곳에는 모든 콘크리트 단면이 유효하며 철근과 콘크리트는 모두 인장과 압축에서 선형탄성이라 간주한다.
 - ③ 균열 단면이 사용된 곳에는 콘크리트는 인장력에 저항할 수 없으며 압축에서 탄성이라고 간주한다.
 - ④ 고정하중과 활하중의 비에 따라 추정된 10에서 15사이의 탄성계수 비를 사용하여 시간 의존적인 크리프에 의한 장기 영향을 반영할 수 있다.
 - ⑤ 간접 변형하중이 지배 하중으로 작용하는 구조물에서 보통 철근의 응력 한계를 만족시키기 위해서는 5.6.3.2에서 정한 최소철근량을 배치하여야 한다.

5.6.3 균 열

5.6.3.1 일반 사항

- (1) 구조물의 기능과 내구성을 손상시키거나 또는 외관상 수용할 수 없을 정도의 균열폭은 제한하여야 한다. 발생 가능 균열의 폭은 구조물의 기능과 환경을 고려하여 표 5.6.2에서 규정한 표면 한계균열폭을 초과하지 않아야 한다.
- (2) 5.6.3.4의 규정에 따라 균열폭을 직접 계산할 수 있다. 간접적인 간단한 대안으로 5.6.3.3의 규정에 따라 철근의 지름 또는 간격을 제한하는 방법을 적용할 수 있다.
- (3) 부식성 환경과 고부식성 환경에 노출된 프리스트레스트 부재의 인장 연단에서 균열 발생을 허용하지 않는다.
- (4) 균열이 구조물의 기능을 손상 시키지 않는 경우에는 균열폭을 제한하지 않아도 된다.
- (5) 비부착 긴장재만이 배치된 프리스트레스트 부재에는 철근콘크리트 부재의 요구조건을 적용하며, 비부착 긴장재와 부착 긴장재가 혼합되어 배치된 부재는 부착 프리스트레스트 부재의 요구조건을 적용하여야 한다.
- (6) 간접적으로 균열폭을 제한하기 위해 표 5.6.4와 표 5.6.4에서 주어진 기준은 프리스트레스트 부재에는 0.2 mm, 철근콘크리트 부재에서는 0.3 mm 한계균열폭을 만족시키기 위한 기준이다.

5.6.3.2 최소철근량

- (1) 인장응력이 유발되는 영역으로 균열제어가 필요한 부재에는 최소철근량을 배치하여야 한다. 이 때 소요 최소철근량은 균열 직전의 콘크리트 인장력과 균열 직후의 철근 인장력이 같다는 평형조건으로 산정할 수 있는데, 철근 인장응력은 항복응력이나 또는 필요하다면 항복응력보다 낮은 응력을 허용할 수 있다.
- (2) 균열폭을 제한할 필요가 있는 콘크리트 인장 영역에는 최소 철근량을 배치하여야 한다. 이 때 소요 최소 철근량 $A_{s,min}$ 은 식 (5.6.1)로 산정하여야 한다.

$$A_{s,min} = k_c k A_{ct} \frac{f_{ct}}{f_s} \quad (5.6.1a)$$

여기서 A_{ct} 는 첫 균열 발생 직전 상태에서 계산된 콘크리트의 인장 영역 단면적,

f_s 는 첫 균열 발생 직후에 허용하는 철근의 인장응력,

f_{ct} 는 첫 균열이 발생할 때 유효한 콘크리트 인장강도,

k_c 는 하중영향에 의한 균열 발생 직전의 단면 내 응력 분포 상태를 반영하는 계수로서,

다음 식으로 정한 값이다.

$$k_c = 0.4 \left[1 - \frac{f_n}{k_1 (h/h^*) f_{ct}} \right] \leq 1 \quad (5.6.1b)$$

여기서 f_n 은 검토하는 단면의 콘크리트에 작용하는 평균 직각응력($=N_u/bh$)인데, N_u 는 단면에 작용하는 축력(압축이 +)으로 프리스트레스와 사용하중조합-I 상태에서 결정한 값이다. h^* 는 실제 부재 깊이로 $h < 1.0$ m이면 $h^* = h$ 이고, $h \geq 1.0$ m이면 $h^* = 1.0$ m을 취한다. k_1 은 축력이 응력 분포에 미치는 영향을 반영하는 계수로서, 만약 축력 N_u 가 압축력이면 1.5, 인장력이면 $2h^*/3h$ 의 값을 취한다.

k 는 간접하중효과에 의해 부등분포하는 응력의 영향을 반영하는 계수로서, 단면 깊이가 300 mm 이하일 경우는 이 계수 값을 1.0이고, 깊이가 800 mm 이상이면 0.65를 적용한다. 단면 깊이가 300에서 800 mm 사이이면 위 두 값 사이를 보간한 값을 사용할 수 있다.

- (3) 부착된 프리스트레스 긴장재 주변으로 피복이 150 mm 인 사각형 단면 내에 필요한 최소 철근량은 $\xi_1 A_p$ 만큼 감소시킬 수 있다. 여기서 A_p 는 프리스트레스 긴장재의 단면적이다. 여기서 ξ_1 은 철근과 긴장재의 서로 다른 지름의 영향을 반영하기 위한 계수로 다음과 같이 계산한다. 이 때 부착강도 비 ξ 는 표 5.6.3에 주어진 값을 사용할 수 있다.

$$\xi_1 = \sqrt{\xi d_b / d_p} \quad (5.6.2)$$

- (4) 유효 프리스트레스와 사용하중조합-I에 의해 콘크리트가 압축 상태에 있으면, 프리스트레스 부재의 단면에는 최소 철근량이 필요하지 않다.

표 5.6.3 철근에 대한 강재의 부착강도 비, ξ

PC 강재	부착강도 비 ξ		
	프리 텐션 강재	부착된 포스트 텐션 강재	
		$\leq 40 \text{ MPa}$	$> 40 \text{ MPa}$
원형강봉과 강선	사용되지 않음	0.3	0.15
강연선	0.6	0.5	0.25
이형 강선	0.7	0.6	0.3
이형 강봉	0.8	0.7	0.35

5.6.3.3 간접 균열 제어

- (1) 균열이 직접하중에 의해 주로 발생하는 부재에서 5.6.3.2의 규정에 따라 최소 철근량 조건을 만족하고, 배치된 철근이 표 5.6.4의 최대 지름과 표 5.6.5의 최대 철근간격 중의 하나를 만족한다면 균열폭이 허용 한계값 이내에 있다고 간주할 수 있다. 이 때 철근 응력은 적합한 하중 조합과 균열 단면을 기준으로 계산하여야 한다.
- (2) 균열이 간접하중인 변형 구속에 의해 지배적으로 발생하는 부재에서 5.6.3.2의 규정에 따라 최소 철근량 조건을 만족하고, 균열 발생 직후에 구한 철근 응력에서 표 5.6.4에 주어진 지름을 초과하지 않는 철근을 배치했을 때, 균열폭이 허용 한계값 이내에 있다고 간주할 수 있다.

표 5.6.4 균열 제어를 위한 최대 철근 지름

철근 응력* (N/mm^2)	최대 철근 지름 (mm)	
	철근 콘크리트	프리스트레스 콘크리트
160	32	25
200	25	16
240	16	12
280	12	8
320	10	6
360	8	5

표 5.6.5 균열 제어를 위한 최대 철근 간격

철근 응력* (N/mm^2)	최대 철근 간격 (mm)		
	철근콘크리트 순수휨 단면	철근콘크리트 순수인장 단면	프리스트레스 콘크리트 단면
160	300	200	200
200	250	150	150
240	200	125	100
280	150	75	50
320	100	—	—
360	50	—	—

- (3) 깊이가 1000 mm 이상인 보에서 주철근이 단면의 인장역 일부에 집중 배치된 경우, 복부 측면의 균열을 제어하기 위한 표피철근을 배치하여야 한다. 이 철근은 주인장 철근 위치에서부터 중립축 위치까지 균등 분포시켜야 하며, 배치 철근량은 식 (5.6.1)에서 k_c 는 0.5이며 f_s 는 f_y 를 취하여 계산한 값 이상이어야 한다. 적정한 철근 지름과 간격은 순수 인장 상태로 가정하여 표 5.6.4와 표 5.6.5로부터 구할 수 있으며, 이 표피철근량의 절반은 주인장철근 역할을 한다고 간주할 수 있다.
- (4) 응력이 급변하는 단면에는 큰 균열이 발생할 위험이 특히 크다는 것에 주의하여야 하며, 균열 폭을 최소화할 수 있는 조치를 강구하여야 한다.
- (5) 콘크리트 교량 상부 구조의 복부에서 균열 제어는 복부에서의 주응력과 유효 인장강도를 계산하여 수행하여야 한다. 2축 응력 상태에 있는 거터 복부의 유효인장강도 f_{cte} 는 다음 식으로 산정한다.

$$f_{cte} = \left(1 - 0.8 \frac{f_{c2}}{f_{ck}}\right) f_{ctk} \quad (5.6.3)$$

여기서, f_{c2} 는 압축주응력으로(압축일 경우 +) $f_{c2} \leq 0.6f_{ck}$ 이어야 한다. 만약 동반하는 인장 주응력 f_{c1} 이 f_{cte} 보다 작으면 비균열 상태로 판별할 수 있으며, 이 때는 최소 철근량을 표 5.6.4와 표 5.6.5에 따라서 계산하여 종방향으로 배치하여야 한다. 만약 동반하는 인장주응력 f_{c1} 이 f_{cte} 보다 크면 복부 균열이 발생한 상태이며, 5.6.3.3과 5.6.3.4의 규정에 따라 균열 폭을 제어하여야 한다.

- (6) 상이한 철근 지름을 혼합하여 사용한 단면에서는 평균 지름 $d_{b,m} = \Sigma d_{b,i}^2 / \Sigma d_{b,i}$ 를 사용할 수 있다. 다발철근을 사용한 경우에는 실제 지름 대신에 등가지름을 사용할 수 있다.
- (7) 2중선 용접철망을 사용한 경우에는 한 가닥의 철선 지름을 사용할 수 있다.
- (8) 스트럿-타이 모델을 적용하여 부재를 설계할 경우, 타이로부터 멀리 떨어진 영역의 양 측면에는 $0.015 A_c$ 만큼의 표피철근을 배치하여야 한다.

5.6.3.4 균열폭 계산

- (1) 균열 발생 후의 모든 하중 단계에서 설계 균열폭은 식 (5.6.4)로 산정할 수 있다.

$$w_k = l_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (5.6.4)$$

여기서, $l_{r,\max}$ 는 최대 균열 간격이고, ε_{sm} 은 적합한 하중조합에 의해 발생한 철근 평균 변형률로 인장강화효과를 고려한 값이며, ε_{cm} 은 인접된 균열 사이 콘크리트의 평균 변형률이다.

(2) 변형률 차이 $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ 는 식 (5.6.5)로 계산 할 수 있다.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{f_{so}}{E_s} - 0.4 \frac{f_{cte}}{E_s \rho_e} (1 + n \rho_e) \geq 0.6 \frac{f_{so}}{E_s} \quad (5.6.5)$$

여기서 f_{so} 는 균열면에서 계산한 철근 인장응력이고, n 은 탄성계수비 E_s/E_c 이며, ρ_e 는 식 (5.6.6)으로 계산한 유효 철근비이다.

$$\rho_e = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p}{A_{cte}} \quad (5.6.6)$$

여기서, A_{cte} 는 유효 인장 면적으로 그림 5.6.1에 보인 것처럼 인장철근 주변 깊이 $2.5(h-d)$, $(h-c)/3$, 또는 $h/2$ 중에서 작은 값으로 구분된 영역의 면적이다.

$\xi_1^2 = \xi d_b/d_p$ 로 정의된 프리스트레스 강재의 부착 특성을 고려하기 위한 계수이며 ξ 는 표 5.6.4에 주어진 값을 사용한다.

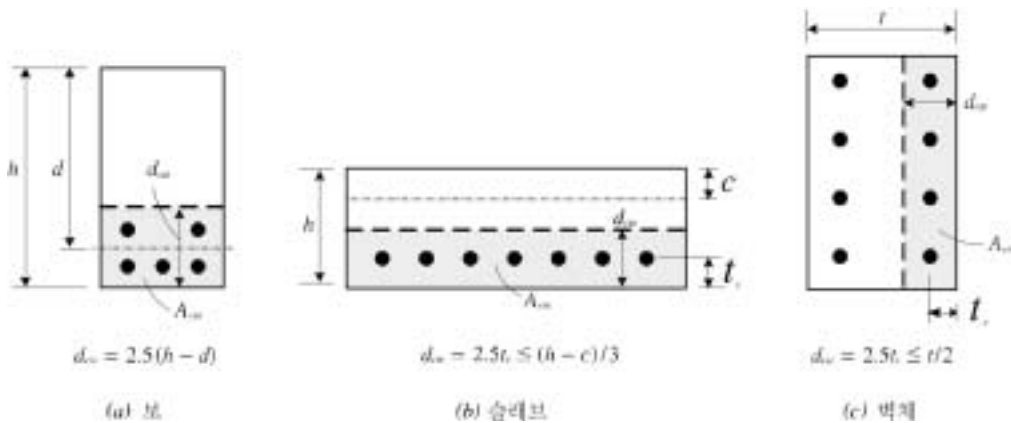


그림 5.6.1 유효 인장 면적

(3) 최종 균열의 최대 간격은 다음 식으로 산정할 수 있다.

$$l_{r,max} = \frac{d_b}{3.6 \rho_e} \leq \frac{f_s d_b}{3.6 f_{ct}} \quad (5.6.7)$$

용접철망이 사용된 경우에는 최종 균열의 최대 간격이 철망 줄눈 간격의 두 배를 초과하지 않는다고 간주할 수 있다.

(4) 직교 2방향으로 보강된 부재에서 주응력 축과 철근 방향 사이의 각이 15° 보다 클 때는 다음 식으로 최대균열간격 $l_{r,max}$ 를 산정할 수 있다.

$$l_{r, \max} = \frac{1}{(\cos\theta/l_{rx, \max}) + (\sin\theta/l_{ry, \max})} \quad (5.6.8)$$

여기서 θ 는 x 방향 철근과 인장 주응력 방향 사이 각이고, $l_{rx, \max}$ 과 $l_{ry, \max}$ 는 x 와 y 방향으로 각각 계산한 균열 간격이다.

5.6.4 처짐

5.6.4.1 일반 사항

- (1) 콘크리트 부재 또는 구조물의 변형이 원래 기능 또는 외관에 심각한 영향을 주지 않도록, 구조물의 특성, 부대시설, 고정 장치 및 기능을 고려하여 적절한 처짐 한계값을 설정하여야 한다.
- (2) 구조물의 기능 또는 외관 손상을 방지하기 위해, 부재에 작용하는 지속하중에 의한 처짐을 지간의 1/250 이하로 제한할 수 있다. 이 때 처짐은 받침점을 기준으로 산정한다. 처짐의 일부 또는 전체를 보정하기 위해 사전 솟음을 갖도록 시공할 수 있는데, 이 때 솟음량은 지간의 1/250을 초과하지 않아야 한다.
- (3) 인접된 구조 부재에 손상을 줄 수 있는 처짐은 제한하여야 한다. 일반적으로 시공 후에 장기적 거동에 의해 유발되는 한계값은 지간의 1/500을 적절한 값으로 간주할 수 있다. 그러나 인접 부재의 예민도에 따라 다른 한계값을 설정할 수 있다.
- (4) 처짐 한계 상태는 5.6.4.2에 의해 지간/깊이-비를 제한하는 방법 또는 5.6.4.3의 직접 계산 처짐량을 한계값과 비교하는 방법 중의 하나로 검증할 수 있다.

5.6.4.2 직접 처짐 계산을 생략하는 경우

- (1) 식 (5.6.9)로 주어지는 한계 지간/깊이-비보다 작게 부재를 설계하였다면, 그 처짐은 5.6.4.1 (2)와 (3)에서 설정한 처짐 한계값을 초과하지 않는다고 간주할 수 있다.

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho} + 3.2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_o}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{if } \rho \leq \rho_o \quad (5.6.9a)$$

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_o}} \right] \quad \text{if } \rho > \rho_o \quad (5.6.9b)$$

여기서,

k = 부재의 지지 조건을 반영하는 계수 (표 5.6.6 참조)

$$\begin{aligned}\rho_o &= \text{기준 철근비} (= \sqrt{f_{ck}} 10^{-3}) \\ \rho &= \text{지간 중앙의 인장 철근비} \\ \rho' &= \text{지간 중앙의 압축 철근비} \\ f_{ck} &= \text{콘크리트 기준압축강도 (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

- (2) 식 (5.6.9)는 단순 지지된 슬래브에 대해 5.6.4.3의 공식을 적용한 결과를 단순화 한 것으로써 부재의 중앙 단면의 철근 인장응력이 310 MPa라고 가정하고, 지속하중은 설계하중의 50 %라고 가정하여 유도한 것이다. 만약 철근 인장응력 수준이 이 가정과 다른 값이라면, 위 식으로 얻은 값에 $310/f_s$ 를 곱해 보정해야 한다.
- (3) 플랜지를 갖는 단면에서 플랜지 폭이 복부폭을 3배 이상 초과한다면, 위 식으로 구한 l/d 값에 0.8을 곱해야 한다.
- (4) 지간이 7 m를 초과하며 과도한 처짐에 의한 지지 시설 손상 가능성이 있는 보와 슬래브에서는 위 식으로 계산한 l/d 값에 $7/l_e$ (l_e 는 미터 단위)를 곱하여야 한다.

표 5.6.6 축력이 작용하지 않은 철근콘크리트부재의 기본 지간/유효깊이 비

구조계	k	높은 콘크리트 응력 $\rho = 1.5\%$	낮은 콘크리트 응력 $\rho = 0.5\%$
단순지지보, 1방향- 또는 2방향 단순 지지 슬래브	1.0	14	20
연속보의 외측지간, 1방향- 또는 2방향 단순 지지 슬래브의 외측 판	1.3	18	26
보와 슬래브의 내측 지간	1.5	20	30
플랫슬래브 (지지보 없이 기둥만으로 지지되는 슬래브)	1.2	17	24
캔틸레버	0.4	6	8

5.6.4.3 직접 처짐 계산에 의한 검증

- (1) 직접 계산에 의한 처짐 검증이 필요하다고 생각되는 곳에서는 목적에 적합한 하중조합에 의한 처짐량을 계산하여 5.6.4.1에 규정된 허용 최대 한계값과 비교하여 검증하여야 한다.
- (2) 채택한 계산 방법은 구조물의 실제 거동을 표현할 수 있는 방법이어야 한다.
- (3) 균열이 전혀 발생하지 않은 부재, 비균열 상태와 완전 균열 상태 사이의 중간 거동을 하는 부재, 그리고 주로 힘을 받는 부재들에 대한 처짐은 식 (5.6.10)을 적용하여 산정할 수 있다.

$$\Delta_e = \zeta \Delta_{crack} + (1 - \zeta) \Delta_{uncrack} \quad (5.6.10)$$

여기서 Δ_e 는 부재 전 경간에 걸친 평균 유효 변형량(처짐, 곡률, 축변형량 등을 포함)이고, $\Delta_{uncrack}$ 은 비균열 상태일 때의 변형량이며, Δ_{crack} 은 완전균열상태일 때의 변형량이다. ζ 는 식 (5.6.11)로 주어진 분포 계수이다.

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{f_{sr}}{f_{so}} \right)^2 \quad (5.6.11)$$

여기서 β 는 평균 변형률에 미치는 하중의 반복 지속 기간을 반영하는 계수로, 단순 단기 하중에 대해 1.0을 반복 장기하중에 대해 0.5를 취하며, f_{so} 는 균열 단면을 기준으로 계산한 인장 철근 응력, f_{sr} 는 첫 균열이 발생한 직 후에 균열 면에서 계산한 철근 인장응력이다. 분포계수는 $0 \leq \zeta \leq 1.0$ 범위로 비균열 부재에서 $\zeta = 0$ 이다.

- (4) 크리프 변형이 발생하는 지속하중에서의 총변형량은 식 (5.6.12)에 의한 콘크리트 유효탄성 계수를 적용하여 계산할 수 있다.

$$E_{ce} = \frac{E_c}{1 + \varphi(\infty, t_o)} \quad (5.6.12)$$

여기서, $\varphi(\infty, t_o)$ 는 하중과 지속 기간에 맞는 크리프계수 이다.(5.3.1.4 참조)

- (5) 건조수축에 의한 곡률은 식 (5.6.13)으로 평가할 수 있다.

$$\frac{1}{r_{sh}} = n \varepsilon_{sh} \frac{S}{I} \quad (5.6.13)$$

여기서, $1/r_{sh}$ 는 건조수축에 의해 유발된 곡률이고, ε_{sh} 는 건조수축 변형률(5.3.1.5 참조)이며, S 는 단면 중심에 대한 철근 면적의 1차모멘트이다.

5.7 피로한계상태

5.7.1 일 반

- (1) 규칙적인 교번 하중이 작용하는 구조 요소와 부재에 대하여 피로한계상태를 검증하여야 하며, 이 검증은 해당 부재를 구성하고 있는 철근과 콘크리트에 대해 각각 수행하여야 한다.
- (2) 피로는 다중 거더 구조를 가지는 상부구조의 콘크리트 바닥판에서는 검증할 필요가 없다.
- (3) 피로한계상태를 검증할 필요가 있는 곳의 교번응력진폭은 표 3.4.1에 명시된 피로하중조합을 사용하여 결정하여야 한다.
- (4) 고정하중과 프리스트레스에 의한 압축 영역의 압축응력이 3.6.1.4의 규정과 표 3.4.1에 명시된 피로하중조합으로 계산한 최대 활하중 인장응력의 두 배 미만인 경우에만 피로한계상태를 검증하여야 한다.
- (5) 사용하중조합-III에 의한 인장 연단의 인장응력이 5.7.2에 명시된 인장응력 한계를 만족하는 프리스트레스 부재는 피로한계상태를 검증하지 않아도 된다.
- (6) 하중계수를 곱하지 않은 고정하중 및 프리스트레스와 피로하중의 1.5배가 조합된 하중에 의해 유발된 응력이 인장이면서 그 크기가 $0.25\sqrt{f_{ck}}$ 를 초과하는 경우에는 균열단면 성질을 사용하여 피로한계상태를 검증하여야 한다.

5.7.2 철근

- (1) 표 3.4.1에 명시된 피로하중조합에 의해 직선 철근에 유발된 응력 f_{fat} 는 식 (5.7.1)을 만족하여야 한다.

$$f_{fat} \leq 145 - 0.33f_{min} + 55\left(\frac{r}{h}\right) \quad (5.7.1)$$

여기서, f_{fat} 는 피로응력범위(MPa), f_{min} 은 표 3.4.1에 명시된 피로하중조합에 의한 최소 활하중 응력(MPa)으로, 인장일 때 +값이다. r/h = 압연 철근의 마디 높이에 대한 반지름의 비로써 실제 값을 알 수 없는 경우 0.3을 사용하여도 좋다.

5.7.3 프리스트레스 긴장재

- (1) 프리스트레스 텐던에서 피로응력범위는 다음 크기를 초과해서는 안된다.
- 곡률 반경이 9000 mm 이상인 텐던에는 125 MPa
 - 곡률 반경이 3600 mm을 넘지 않은 텐던에는 70 MPa
- (2) 곡률 반경이 3600 mm 과 9000 mm 사이의 값을 갖는 텐던에서 선형보간법을 이용하여도 좋다.

5.7.4 철근의 용접 이음부 혹은 기계적 이음장치

- (1) 반복하중을 받는 용접 이음부 혹은 기계적 이음장치의 피로응력범위 f_{fat} 가 표 5.7.1에 주어진 공칭피로강도를 초과해서는 안 된다.

표 5.7.1 이음부의 공칭피로강도

이음부 종류	1백만회를 초과하는 경우의 f_{fat}
에폭시 코팅 처리 되거나 되지 않은 그라우트 채움 연결부	126 MPa
냉간-압연 무나선 연결 슬리브, 일체식 단조 연결 장치 썬기식 강재 슬리브, 일체식 경사-나선 연결 장치 V-홈 직접 용접 이음부	84 MPa
그 외 모든 이음	28 Mpa

- (2) 전체 하중재하수 N_{cyc} 가 1백만회 이하인 경우 피로응력범위는 168 MPa 만큼 증가할 수 있다. 다만, 증가된 값은 식 (5.7.1)에 주어진 f_{fat} 값보다 크지 않아야 한다. 실제 사용될 것과 동일한 이음 장치에 대한 피로 실험에 의해 확인되었다면 식 (5.7.1)에 의해 주어진 값보다 높은 f_{fat} 값을 사용할 수 있다.

5.8 내구성 및 피복두께

5.8.1 일반 사항

- (1) 콘크리트 교량은 사용수명 기간 동안 각각의 요소에 현저한 손상이 없어야 하며 과도한 유지보수를 하지 않아도 사용성, 강도 및 안정성의 요구조건을 만족하여야 한다.
- (2) 구조물의 손상 방지 대책은 기능, 사용수명, 유지관리 계획 및 작용하중을 고려하여 수립하여야 한다.
- (3) 내구성 설계를 수행할 때 직접하중과 간접하중, 환경 조건(5.8.2 참조), 크리프와 건조수축(5.3.1.4와 5.3.1.5 참조)에 의한 변형 등의 영향을 반영하여야 한다.
- (4) 철근의 부식방지는 콘크리트의 밀도와 품질, 피복두께 및 균열폭의 결정에 영향을 받는다. 콘크리트의 밀도와 품질은 최대 물-시멘트비와 최소 시멘트량을 조절함으로써 얻을 수 있고, 표 5.8.1에 규정한 콘크리트의 최저 소요 강도와 관련이 있다.
 - ① 철근의 부식방지와 콘크리트의 성능저하를 억제하기 위한 내구적인 콘크리트를 위해서는 콘크리트의 구성에 대해서 고려해야 하며, 이에 따라 구조 계산에 의하여 요구되는 강도보다 높은 압축강도를 요구할 수 있다. 표 5.8.2에 정의된 환경조건에 따른 노출등급에서 요구되는 최소 콘크리트 강도는 표 5.8.1에 제시되고 있다.
 - ② 결정된 강도값이 구조계산에 의하여 요구되는 강도값보다 클 경우 더 큰 강도의 f_{ctm} 값을 5.6.3.2에 따른 최소철근량, 5.6.3.3 및 5.6.3.4에 따른 균열폭 제어 계산에 적용하여야 한다.
- (5) 영구히 노출된 금속 정착장치는 점검 및 교체가 가능하다면 코팅된 재료를 사용해야 하지만, 그렇지 않은 경우는 방청 재료를 사용하여야 한다.
- (6) 5.8은 콘크리트 교량의 설계내구수명 표 5.8.2 확보를 위한 최소한의 요구조건이다. 그러나, 가설 혹은 기념비적인 구조물, 극한 혹은 비정상적 하중을 받는 구조물의 경우는 5.8의 요구조건을 수정할 수 있다. 또한, 신뢰할 수 있는 특별한 방법으로 내구성을 검증할 수 있다면 5.8의 요구조건을 수정할 수도 있다.

표 5.8.1 노출환경등급에 따른 최소 콘크리트강도(MPa)

노출환경 (표 5.8.2)	부식									
	탄산화에 의한 부식				염화물에 의한 부식			해수의 염화물에 의한 부식		
	EC1	EC2	EC3	EC4	ED1	ED2	ED3	ES1	ES2	ES3
최소 콘크리트 강도(MPa)	20	25	30		30		35	30	35	

노출환경 (표 5.8.2)	콘크리트의 손상						
	위험없음	동결/융해 침투			화학적 침투		
	E0	EF1	EF2	EF3/EF4	EA1	EA2	EA3
최소 콘크리트 강도(MPa)	12	30	25	30	30		35

표 5.8.2 환경 조건에 따른 노출 등급

노출 등급	환경 조건	해당 노출 등급이 발생할 수 있는 사례
1. 부식이나 침투 위험 없음		
E0	- 철근이나 매입금속이 없는 콘크리트 : 동결/융해, 마모나 화학적 침투가 있는 곳을 제외한 모든 노출 - 철근이나 매입금속이 있는 콘크리트 : 매우 건조	공기 중 습도가 매우 낮은 건물 내부의 콘크리트
2. 탄산화에 의한 부식		
EC1	건조 또는 영구적으로 습윤한 상태	- 공기 중 습도가 낮은 건물의 내부 콘크리트 - 영구적 수중 콘크리트
EC2	습윤, 드물게 건조한 상태	- 장기간 물과 접촉한 콘크리트 표면 - 대다수의 기초
EC3	보통의 습도인 상태	- 공기 중 습도가 보통이거나 높은 건물의 내부 콘크리트 - 비를 맞지 않는 외부 콘크리트
EC4	주기적인 습윤과 건조 상태	EC2 노출등급에 포함되지 않는 물과 접촉한 콘크리트 표면
3. 염화물에 의한 부식		
ED1	보통의 습도	공기 중의 염화물에 노출된 콘크리트 표면
ED2	습윤, 드물게 건조한 상태	- 수영장 - 염화물을 함유한 공업용수에 노출된 콘크리트 부재
ED3	주기적인 습윤과 건조 상태	- 염화물을 함유한 비말대에 노출된 교량 부위 - 포장 - 주차장 슬래브
4. 해수의 염화물에 의한 부식		
ES1	해수의 직접적인 접촉없이 공기 중의 염분에 노출된 해상대기중	해안 근처에 있거나 해안가에 있는 구조물
ES2	영구적으로 침수된 해중	해양 구조물의 부위
ES3	간만대 혹은 비말대 지역	해양 구조물의 부위
5. 동결/융해 침식		
EF1	제빙화학제가 없는 부분포화상태	비와 동결에 노출된 수직 콘크리트 표면
EF2	제빙화학제가 있는 부분포화상태	동결과 공기 중 제빙화학제에 노출된 도로 구조물의 수직 콘크리트 표면
EF3	제빙화학제가 없는 완전포화상태	비와 동결에 노출된 수평 콘크리트 표면

노출 등급	환경 조건	해당 노출 등급이 발생할 수 있는 사례
EF4	제빙화학제나 해수에 접한 완전포화상태	• 제빙화학제에 노출된 도로와 교량 바닥판 • 제빙화학제를 함유한 비말대와 동결에 직접 노출된 콘크리트 표면 • 동결에 노출된 해양 구조물의 몰보라 지역

6. 화학적 침투

EA1	조금 유해한 화학환경	• 천연 토양과 지하수
EA2	보통의 유해한 화학환경	• 천연 토양과 지하수
EA3	매우 유해한 화학환경	• 천연 토양과 지하수

- 주 1. 중공 구조물의 내부는 차도로부터의 배수 또는 누출수에 의해 영향을 받을 수 있는 표면을 제외하고 노출등급 EC3으로 간주할 수 있다
- 주 2. 규정에 따라 방수처리된 표면은 노출등급 EC3으로 간주할 수 있다.
- 주 3. 제빙화학제에 직접적으로 영향을 받는 모든 표면들은 ED등급에 대하여 표 5.8.6에 주어진 피복두께의 적절한 범위 내에서 각각 노출등급 ED3, EF2, EF4로 간주되어야 한다. 이것은 차도로부터 4m 이내에 있는 모든 난간, 벽체, 교각을 포함하며, 또한 차도로부터 배출되는 물에 노출되기 쉬운 신축이음부(expansion joints) 하부 교각의 윗부분과 같은 표면을 포함한다.
- 주 4. 방수처리나 표면처리를 하지 않은 노출 콘크리트 바닥판의 피복두께는 마모에 대비하여 최소 10mm만큼 증가시켜야 한다.

5.8.2 환경 조건

- (1) 노출 조건은 외부하중에 추가하여 구조물이 노출되어 있는 화학적이고 물리적인 조건을 말한다.
- (2) 환경 조건은 일반적으로 표 5.8.2와 같이 분류할 수 있다.
- (3) 표 5.8.2의 조건 외에 다음의 손상을 포함하는 유해한 하중 혹은 간접하중을 고려하여야 한다.

다음의 화학적 손상

- 건물이나 구조물의 용도(액체 저장 등)
- 산이나 황산염 용액
- 콘크리트에 포함된 염화물
- 알칼리 골재 반응

다음의 물리적 손상

- 온도 변화
- 마모
- 물의 침투

5.8.3 내구성을 위한 요구사항

- (1) 구조물의 소요 사용수명을 확보하기 위해서는 주변의 환경조건에 대해 각각의 구조 부재를 보호하기 위한 적절한 조치를 하여야 한다.
- (2) 다음 항목들을 내구성에 대한 요구사항에 포함시켜야 한다.
 - 구조 개념
 - 재료 선정
 - 건설 상세
 - 현장 시공
 - 품질 관리
 - 검사
 - 검증
 - 특수 조치(예 : 스테인레스 철근, 코팅, 전기방식의 사용)

5.8.4 콘크리트 피복두께

5.8.4.1 일반 사항

- (1) 콘크리트 피복두께는 철근(횡방향 철근, 표피철근 포함)의 표면과 그와 가장 가까운 콘크리트 표면 사이의 거리이다.
- (2) 공칭피복두께 $t_{c,nom}$ 는 도면에 명시하여야 한다. 공칭피복두께 $t_{c,nom}$ 는 최소 피복두께 $t_{c,min}$ (5.8.4.2 참조)와 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$ (5.8.4.3 참조)의 합으로 구한다.

$$t_{c,nom} = t_{c,min} + \Delta t_{c,dev} \quad (5.8.1)$$

5.8.4.2 최소피복두께

- (1) 콘크리트 최소피복두께 $t_{c,min}$ 는 아래 사항을 고려하여 규정하여야 한다.
 - 부착력의 안전한 전달
 - 철근의 부식 방지(내구성)
 - 적절한 내화성
- (2) 부착과 환경조건에 대한 요구사항을 만족하는 $t_{c,min}$ 중 큰 값을 설계에 사용하여야 한다.

$$t_{c,min} = \max\{t_{c,min,b}; t_{c,min,dur} + \Delta t_{c,dur,\gamma} - \Delta t_{c,dur,st} - \Delta t_{c,dur,add}; 10mm\} \quad (5.8.2)$$

- (3) 부착력을 안전하게 전달하고 충분한 다짐을 위하여 최소피복두께는 표 5.8.3에 주어진 $t_{c,min,b}$ 값보다 더 큰 값을 사용하여야 한다.
- (4) 철근과 프리스트레싱 강재의 내구성을 고려한 최소피복두께 $t_{c,min,dur}$ 는 환경조건에 관련된 노출등급에 따라 각각 표 5.8.4 및 표 5.8.5에 제시되어 있다. 사용수명이 50년이고 특수한 보호처리를 하지 않는 보통 중량 콘크리트와 보통 탄소강을 사용한 콘크리트 교량의 최소피복두께 $t_{c,min,dur}$ 는 표 5.8.6에 제시되어 있으며, 이는 피복등급 TC4에 해당한다.
- (5) 사용수명이 50년보다 길 경우 최소피복두께를 증가시켜야 한다. 100년 사용수명의 경우 피복두께의 증가는 10 mm 정도 된다. 사용연한이 짧은 경우에는 표 5.8.4, 표 5.8.5, 표 5.8.6 및 표 5.8.7을 고려하여 최소피복두께를 감소시킬 수 있다.
- (6) 스테인레스 철근을 사용하거나 다른 특별한 조치를 취한 경우에는 최소피복두께를 감소시킬 수 있다. 이러한 경우 부착강도를 비롯한 모든 관련된 재료적 특성에 의한 영향을 고려하여야 한다.
- (7) 코팅과 같은 추가 표면처리를 한 콘크리트의 경우 최소피복두께를 감소시킬 수 있다.
- (8) 프리캐스트나 현장 타설 콘크리트와 같은 다른 콘크리트 부재에 접하여 콘크리트를 타설할 경우 철근에서 표면까지의 최소피복두께는 다음 요구조건을 만족하면 표 5.8.3의 부착에 대한 최소피복두께 값으로 감소시킬 수 있다.
 - 콘크리트 강도는 25 MPa 이상이다.
 - 콘크리트 표면이 외기에 노출된 시간이 짧다.(28일 미만)
 - 접촉면이 거칠게 처리되어 있다.
- (9) 특별한 조성(시멘트 종류, 물-시멘트비, 미분말 채움재)을 갖는 적은 투수계수의 콘크리트를 사용할 경우 최소피복두께는 감소시킬 수 있다.
- (10) 노출 골재 등과 같은 요철 표면의 경우 최소피복두께는 적어도 5 mm를 증가시켜야 한다.
- (11) 콘크리트에 동결융해 또는 화학적 침투(EF, EA 등급)가 우려될 때, 콘크리트 배합에 특별히 주의해야 하며, 표 5.8.4와 표 5.8.5에 의한 피복두께는 보통 이러한 조건을 포함한 것이다.

표 5.8.3 부착에 대한 최소피복두께 $t_{c,min,b}$ 요구사항

부착 요구사항	
강재의 종류	최소피복두께 ¹ ($t_{c,min,b}$)
일반	철근 지름
다발	등가 지름
포스트텐션부재	- 원형 덕트 경우 : 덕트의 지름 - 직사각형 덕트 경우 : 작은 치수 혹은 큰 치수의 1/2배 중 큰 값으로서 50 mm이 상인 값 단, 두 종류의 덕트에 대하여 피복두께가 80 mm 보다 큰 경우는 없음.
프리텐션부재	- 강연선 및 원형 강선 경우 : 지름의 2배 - 이형 강선 경우 : 지름의 3배

주 1 : 공칭 최대 골재 치수가 32 mm 보다 크다면 $t_{c,min,b}$ 은 다짐을 위하여 5 mm 증가시켜야 한다.

표 5.8.4 철근의 내구성을 고려한 최소피복두께, $t_{c,min,dur}$ (mm)

피복등급	노출등급						
	E0	EC1	EC2/EC3/EF2	EC4/EF1/EF3	ED1/ES1/EA1	ED2/ES2/EA2	ED3/ES3/EA3
TC1	10	10	10	15	20	25	30
TC2	10	10	15	20	25	30	35
TC3	10	10	20	25	30	35	40
TC4	10	15	25	30	35	40	45
TC5	15	20	30	35	40	45	50
TC6	20	25	35	40	45	50	55

표 5.8.5 프리스트레싱 강재의 내구성을 고려한 최소피복두께, $t_{c,min,dur}$ (mm)

피복등급	노출등급						
	E0	EC1	EC2/EC3/EF2	EC4/EF1/EF3	ED1/ES1/EA1	ED2/ES2/EA2	ED3/ES3/EA3
TC1	10	15	20	25	30	35	40
TC2	10	15	25	30	35	40	45
TC3	10	20	30	35	40	45	50
TC4	15	25	35	40	45	50	55
TC5	15	30	40	45	50	55	60
TC6	20	35	45	50	55	60	65

표 5.8.6 사용수명 50년의 최소피복두께(mm)

구분	표 5.8.2에 따른 노출환경조건						
	E0	EC1	EC2/EC3 /EF2	EC4/EF1/ EF3	ED1/ES1 /EA1	ED2/ES2 /EA2	ED3/ES3 /EA3
$t_{c,min}^1$ 철근	10	15	25	30	35	40	45
$t_{c,min}^1$ 프리스트레싱 강재	15	25	35	40	45	50	55

주 1 : 표 5.8.1에 제시한 최소 콘크리트 강도보다 더 큰 강도의 철근콘크리트 구조물의 최소피복두께는 2단계의 강도등급에 따라 5 mm정도 감소시킬 수 있다.

표 5.8.7 표 5.8.4 및 표 5.8.5의 피복 노출 등급 제한

구분	표 5.8.2에 따른 노출 등급									
	위험도 매우낮음	탄산화에 노출 경우			염화물에 노출 경우			해수의 염화물에 노출 경우		
	E0	EC1	EC2/EC3 /EF2	EC4/EF1 /EF3	ED1 /EA1	ED2 /EA2	ED3 /EA3	ES1	ES2	ES3
100년 사용수명	2등급 상향 조정									
콘크리트 강도 등급 1,2	≥30MPa	≥30 MPa	≥35MPa	≥40 MPa	≥40 MPa	≥40 MPa	≥45 MPa	≥40 MPa	≥45 MPa	≥45 MPa
	1등급 하향 조정									
슬래브 형상의 부재 경우 (시공과정 중에 철근위치가 변동없는 경우)	1등급 하향 조정									
특수한 품질관리가 요구되는 경우	1등급 하향 조정									

주1 : 콘크리트 강도와 물-시멘트비는 서로 관련된 값이다. 작은 투수계수를 갖는 콘크리트를 위한 특수한 배합 (시멘트 종류, 물-시멘트비, 분말채움재 등)은 피복두께를 조정할 수 있다.

주2 : 4% 이상의 AE제를 사용하면 피복두께는 강도크기에 따라 하향 조정될 수 있다.

5.8.4.3 설계 편차 허용량

- (1) 공칭피복두께는 최소피복두께에 설계 편차 허용량($\Delta t_{c,dev}$)을 더하여야 한다. 소요 최소피복두께는 현장시공기준에 제시된 허용편차량에 따라 증가시켜야 하며, 이는 구조물의 종류에 따라 달라진다.
- (2) 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$ 는 10 mm를 적용한다.
- (3) 특정 상황에 따라 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$ 는 감소시킬 수 있다.
 - 모니터링 항목에 콘크리트의 피복두께 측정을 포함하는 품질보증 시스템을 적용하는 경우,

설계편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$ 를 아래와 같이 감소시킬 수 있다.

$$10 \text{ mm} \geq \Delta t_{c,dev} \geq 5 \text{ mm} \quad (5.8.3)$$

- 모니터링에 매우 정밀한 측정 장치를 사용하고, 프리캐스트 부재 등과 같이 규준에 맞지 않는 부재는 적용되지 않았다면 설계편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$ 를 아래와 같이 감소시킬 수 있다.

$$10 \text{ mm} \geq \Delta t_{c,dev} \geq 0 \text{ mm} \quad (5.8.4)$$

- (4) 울퉁불퉁한 표면에 타설한 콘크리트의 최소피복두께는 일반적으로 증가시켜야 한다. 최소피복두께는 요철 메우기 등 미리 준비된 지면에 타설한 콘크리트에 대하여는 20 mm, 토양에 직접 타설한 콘크리트에 대하여는 50 mm이다. 요철 마감과 골재가 노출된 경우와 같은 표면 상태에서는 피복두께를 증가시켜야 한다. (5.8.4.2(10) 참조)

5.9 철근 상세

5.9.1 일반

- (1) 이 절의 규정은 기본적으로 정적하중이 작용하는 이형철근, 철망, PS강재에 적용한다. 일반 적인 교량에 적용할 수 있으나, 지진, 기계적 진동, 충격에 의한 동적하중이 작용하는 요소와 페인트, 에폭시, 아연 등으로 표면 처리된 도막철근에는 적용할 수 없다.
- (2) 콘크리트 최소피복두께는 내구성 설계기준에 따른다. 경량 콘크리트의 경우에는 일반 콘크리트에 대해 정해진 최소 콘크리트 피복두께를 5 mm 증가시켜야 한다.

5.9.2 철근 구부리기

5.9.2.1 철근 구부림의 최소 내면 반지름

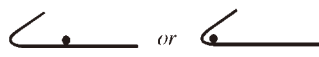
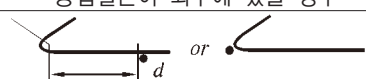
- (1) 철근을 구부릴 때는 철근 구부림에 의한 철근 자체의 손상을 막고, 구부린 철근 내부 콘크리트의 손상을 막을 수 있게 최소 내면 반지름 이상으로 구부려야 한다.
- (2) 철근 구부림에 의한 철근 자체의 손상을 막기 위한 최소 내면 반지름은 표 5.9.1과 같다.

표 5.9.1 철근 자체의 손상을 막기 위한 최소 내면반지름

(1) 일반 철근 (절곡, 갈고리, 루프를 포함하는 구부린 철근)

구 분	일반 철근	
	D16이하의 철근	D19이상의 철근
원형 철근	$1.25d_b$	$2.5d_b$
이형철근	$2d_b$	$3.5d_b$

(2) 용접철망

구 분	용접철근이 내부에 있을 경우	용접철근이 외부에 있을 경우	
			
최소 내면 반지름	$2.5d_b$	$d < 3d_b$	$2.5d_b$
		$d \geq 3d_b$ 또는 곡선 영역에서의 용접	$10d_b^{*)}$

주*) 용접 품질에 따라서 곡선 영역의 최소 내면 반지름을 $2.5d_b$ 까지 줄일 수 있다. 감소가 가능한 용접품질은 prEN ISO 17660 Annex B에 준한다.

(3) 구부린 철근 내부의 콘크리트 손상을 막기 위한 최소 내면 반지름은 다음과 같다.

$$\phi_m \geq T_{bt} ((1/a_b) + 1/(2d_b)) / f_{cd} \quad (5.9.1)$$

여기서,

T_{bt} = 철근 또는 서로 접촉된 철근망의 굽힘 시작점 위치에서의 극한하중에 의한 인장력

ϕ_m = 구부림 지름

a_b = 굽힘 면에 수직인 철근(접촉된 철근망)의 중심사이 거리의 1/2, 부재 표면에 인접한 철근 또는 철근망의 경우 a_b 는 피복두께에 $d/2$ 를 더하여야 한다.

콘크리트 강도 f_{ck} 가 30 MPa 이상이고 철근 강도 f_y 가 500 MPa 이하인 경우에는 표 5.9.2를 사용할 수 있다.

표 5.9.2 콘크리트의 손상을 막기 위한 최소 내면 반지름

굽힘 면에 수직인 콘크리트의 최소 피복두께 또는 이웃하는 철근 사이의 자유길이(free distance)의 1/2	bent-up 철근 또는 기타 곡선철근(curved bars)의 최소 내면 반지름
$>100 \text{ mm}$ 이고 $>7d_b$	$5d_b$
$>50 \text{ mm}$ 이고 $>3d_b$	$7.5d_b$
$\leq 50 \text{ mm}$ 또는 $\leq 3d_b$	$10d_b$

5.9.3 철근의 간격

5.9.3.1 철근의 최소간격

- (1) 현장 타설 콘크리트에서 철근의 수평 순간격은 다음 값 이상으로 하여야 한다.
- 철근 공칭지름의 1.5배
 - 굵은 골재 최대치수의 1.5배
 - 40 mm
- (2) 공장 또는 공장과 같은 관리조건 하에 제작된 프리캐스트 콘크리트에서 철근의 수평 순간격은 다음 값 이상으로 하여야 한다.
- 철근의 공칭지름
 - 굵은골재 최대치수의 1.33배
 - 25 mm
- (3) 교량 바닥판을 제외한 구조요소에서, 각 단 사이의 순간격이 150 mm 이하인 다단배근의 경우 상하철근은 동일 연직면 내에 배치되어야 하며 각 단 간의 연직 순간격은 25 mm 이상, 철근의 공칭지름 이상으로 하여야 한다.
- (4) (1), (2), (3)항에 규정된 철근사이의 순간격 제한값은 겹침이음과 겹침이음 사이 또는 겹침이음과 철근 사이의 순간격에도 적용된다.

5.9.3.2 철근의 최대간격

철근의 최대 간격은 5.10의 규정에 따라야 하고 5.6.3.2의 최소철근량을 만족하도록 해야 한다.

5.9.3.3 프리스트레싱 긴장재 및 덕트의 최소간격

(1) 프리텐션 강연선

5.9.5.7에 규정된 정착길이 이내에 있는 부재의 양 단부에서 프리텐션 강연선(피복이 있는 것도 포함)의 순간격은 골재 최대치수의 1.33배 이상으로 하여야 하며 중심 간격은 표 5.9.3의 값 이상으로 하여야 한다.

실물실험에 의하여 검증된다면 부재단부에서 프리텐션 강연선의 순간격을 감소시켜도 좋다. 강연선 다발 사이의 순간격은 골재 최대치수의 1.33배 이상, 25 mm 이상으로 하여야 한다. 프리텐서닝 강연선을 절곡하는 경우 절곡하는 위치와 절곡위치 사이에서는 상하로 접촉하는

표 5.9.3 프리텐션 강연선의 중심 간격

강연선 지름 (mm)	간격 (mm)
15,24 14,29 special 14,29	51
12,70 11,11 12,70 special	44
9,53	38

다발을 형성할 수 있다. 상하로 접촉하는 다발 이외의 다른 방법으로 다발을 형성할 때에는 다발을 구성하는 강연선의 수가 4개를 초과해서는 안된다.

(2) 평면상 곡선이 아닌 포스트텐션 덕트

직선으로 배치되는 포스트텐션 덕트의 순간격은 38 mm 이상, 굵은골재 최대치수의 1.33배 이상으로 하여야 한다.

정착부로부터 900 mm 이내인 구간에서 덕트 간의 간격이 상기 규정대로 유지된다면 3개 이하의 덕트를 다발로 사용해도 좋다. 세그멘탈공법 이외에는 덕트다발 사이의 수평 순간격은 100 mm 이상으로 하여야 한다. 2개 이상의 평면으로 배치되는 덕트는 동일평면에서 2개까지의 덕트를 다발로 만들 수 있다. 덕트 다발의 연직 순간격은 38 mm 이상, 굵은골재 최대치수의 1.33배 이상으로 하여야 한다.

프리캐스트공법에서 덕트다발의 수평 순간격은 75 mm 까지 감소되어도 좋다.

(3) 곡선 포스트텐션 덕트

곡선 덕트의 순간격은 5.10.2.10에 규정된 바와 같은 긴장재 휨구속을 위해 요구되는 간격 이상으로 하여야 하며 직선 덕트에 요구되는 순간격보다 작아서는 안된다.

5.9.3.4 슬래브에서의 프리스트레싱 긴장재와 덕트의 최대간격

- (1) 프리캐스트 슬래브의 프리텐션 강연선은 합성슬래브 총 두께의 1.5배 이하, 450 mm 이하의 간격으로 대칭으로 등분포 배치되어야 한다.
- (2) 슬래브의 포스트텐션 긴장재는 중심간의 간격이 합성슬래브 최소두께의 4배 이하여야 한다.

5.9.4 철근의 정착

5.9.4.1 일반사항

각 단면의 철근에서 계산된 힘이 매입길이, 갈고리나 기계적 장치, 또는 이들의 조합에 의해 단면의 양 측에서 발휘될 수 있도록 철근을 정착하여야 한다. 갈고리는 인장철근을 정착하는데만 유효하다.

5.9.4.2 표준갈고리

(1) 종방향 철근의 표준갈고리는 구부림 각도가 90° 에서 150° 사이, 150° 이상인 경우, 루프(loop), 횡방향 철근이 용접된 경우로 구분할 수 있다. 각 표준갈고리는 다음 규정을 만족하여야 한다.

- ① 구부림 각도가 90° 에서 150° 사이인 경우에 구부린 반원 끝에서 $5d_b$ 이상 더 연장되어야 한다.
- ② 구부림 각도가 150° 이상인 경우에 구부린 반원 끝에서 $5d_b$ 이상 더 연장되어야 한다.
- ③ 루프인 경우에는 양 가지가 같이 힘을 받는 것으로 한다.
- ④ 횡방향 철근이 용접된 경우에 횡방향 철근의 지름은 종방향 철근 지름의 0.6배 보다는 커야 한다.

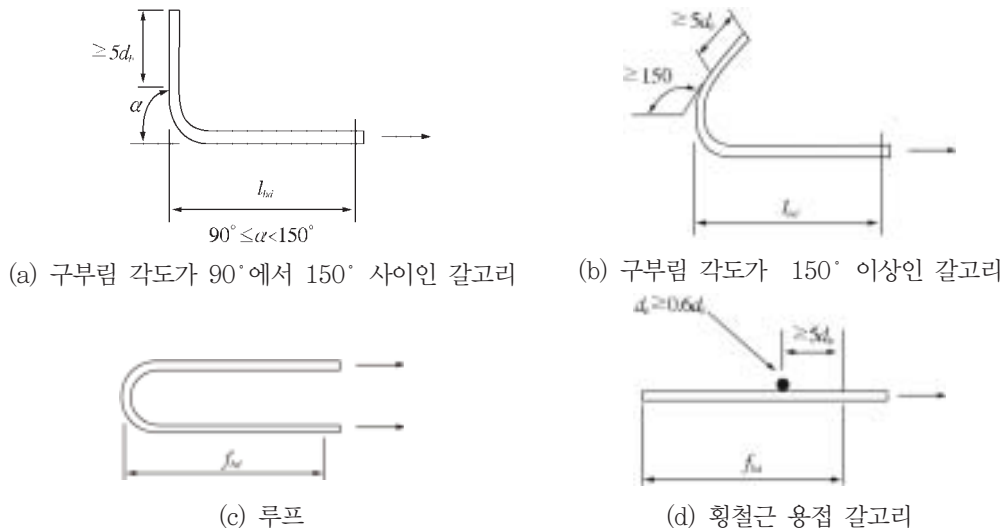


그림 5.9.1 표준 갈고리

(2) 표준 갈고리의 정착길이는 등가인장 직선 정착길이를 계산한다. 직선철근이 아닌 경우의 정착길이 계산은 5.9.4.4와 5.9.4.5의 방법을 따른다.

5.9.4.3 부착 강도

- (1) 극한상태의 부착 강도는 부착파괴에 대해 충분한 여유를 가지고 있어야 한다.
 (2) 이형 철근의 극한 부착 강도에 대한 설계강도는 다음과 같이 취한다.

$$f_{bd} = 2.25\eta_1\eta_2f_{ctd} \quad (5.9.2)$$

여기서,

f_{ctd} 콘크리트 설계인장강도 $f_{ctk}/\phi_c = 0.7 \times 0.3 \times f_{cm}^{2/3}/\phi_c$

고강도 콘크리트의 경우 취성이 커지기 때문에 평균부착강도가 $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$ 일 때의 값 이상으로 커진다는 것이 입증되지 않으면 f_{ctk} 값은 $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$ 일 때의 값($f_{ctk} = 3.07 \text{ MPa}$)로 제한되어야 한다. ϕ_c 는 강재의 재료계수로 표 5.2.1을 따른다.

η_1 부착조건과 콘크리트 타설시의 철근의 위치에 관계되는 계수,

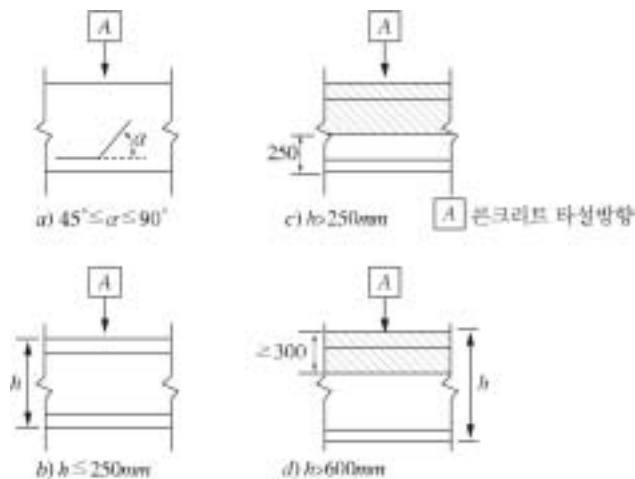
$\eta_1 = 1.0$ 양호한 조건의 경우

$\eta_1 = 0.7$, 그 외의 경우와 양호한 부착조건이 아닌 슬립폼으로 만들어진 구조 부재 내의 철근의 경우.

η_2 철근의 지름에 관계되는 계수

$\eta_2 = 1.0$, $d_b < 32 \text{ mm}$

$\eta_2 = (132 - d_b)/100$, $d_b > 32 \text{ mm}$ 의 경우



a)와 b) 모든 철근이 양호한 부착조건

c)와 d) 빗금치지 않은 영역-양호한 부착조건 빗금 친 영역-불량 부착조건

그림 5.9.2 부착조건

5.9.4.4 기본 정착길이

- (1) 기본정착길이(l_b)는 균일한 부착응력 f_{bd} 을 가정하여 철근의 힘 $A_s f_{yd}$ 를 정착하는데 필요한 직선구간 길이이다. 기본정착길이의 산정에는 철근의 종류와 철근의 부착특성을 고려하여야 한다.
- (2) 절곡 철근의 정착길이는 철근의 중심선을 따라 켜 값으로 한다.
- (3) 지름이 d_b 인 철근의 기본적인 정착길이는 다음과 같다.

$$l_b = (d_b/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) \quad (5.9.3)$$

여기서, σ_{sd} 는 철근의 설계 응력이다.

f_{bd} 는 5.9.4.3에서 계산한 값이다.

- (4) 와이어나 철근의 다발(pairs of wires/bars)이 용접된 섬유구조(welded fabric)인 경우에는 식 (5.9.3)의 지름 d_b 는 등가의 지름 $d_{b,n} = d_b \sqrt{2}$ 로 바꾸어 계산한다.

5.9.4.5 설계 정착길이

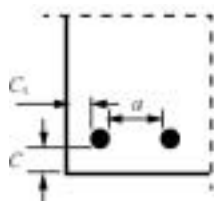
- (1) 설계정착길이는 다음 식으로 계산한다.

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_b \geq l_{b, \min} \quad (5.9.4)$$

여기서 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ 는 표 5.9.4의 계수이다.

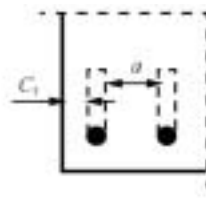
α_1 = 적절한 피복두께를 가진 철근의 형상효과(그림 5.9.1 참조)

α_2 = 콘크리트 피복두께의 효과(그림 5.9.3 참조)



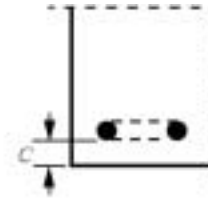
a) 직선 철근

$$C_d = \min(a/2, c_1, c)$$



b) 절곡 철근 또는 갈고리

$$C_d = \min(a/2, c_1)$$



c) 루프 철근

$$C_d = c$$

그림 5.9.3 보와 슬래브에서 C_d 의 크기

α_3 = 횡철근에 의한 구속 효과

α_4 = 설계정착길이 l_{bd} 내에 하나 또는 하나 이상의 용접된 횡철근의 영향, 여기서 $d_{b,t}$ 는 횡철근의 지름으로 $d_{b,t} > 0.6d_b$ 이어야 한다.

α_5 = 설계정착길이를 따라 발생하는 쪼갬 면(plane of splitting)을 가로지르는 압력에 대한 효과

$$(\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5) \text{의 곱} \geq 0.7$$

α_6 = 표준갈고리의 전 정착길이에 배근된 피철근이나 스티럽에 의한 구속 효과

여기서 표준갈고리란 그림 5.9.3의 조건을 만족하는 갈고리를 뜻한다.

l_b = 식 (5.9.3)과 같다.

$l_{b,min}$ = 다른 제한 조건이 더 이상 적용되지 않는 경우, 최소 정착길이

- 인장측에서의 정착길이 : $l_{b,min} > \max(0.3l_b; 15d_b; 100 \text{ mm})$
- 압축측에서의 정착길이 : $l_{b,min} > \max(0.6l_b; 15d_b; 100 \text{ mm})$

표 5.9.4 계수 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5, \alpha_6$

영향 인자	정착부 형태	철근	
		인장측	압축측
철근의 형상	직선	$\alpha_1 = 1.0$	$\alpha_1 = 1.0$
	직선 외 형태 (그림 5.9.1(a), (b), (c))	$C_d > 3d_b$ 이면 $\alpha_1 = 0.7$ 아니면 $\alpha_1 = 1.0$ (C_d 에 대한 크기는 그림 5.9.3 참조)	$\alpha_1 = 1.0$
콘크리트 피복	직선	$\alpha_2 = 1 - 0.15(C_d - d_b)/d_b$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	$\alpha_2 = 1.0$
	직선 외 형태 (그림 5.9.1(a), (b), (c))	$\alpha_2 = 1 - 0.15(C_d - 3d_b)/d_b$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	$\alpha_2 = 1.0$
주철근에 용접되어 있지 않는 횡철근에 의한 구속	모든 형태	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	$\alpha_3 = 1.0$
용접된 횡철근에 의한 구속*	모든 형태 그림 5.9.1(d)에 의한 위치와 크기	$\alpha_4 = 0.7$	$\alpha_4 = 0.7$

영향 인자	정착부 형태	철근	
		인장측	압축측
횡방향 압력에 의한 구속	모든 형태	$\alpha_5 = 1 - 0.04p$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	—
표준갈고리	그림 5.9.5와 그림 5.9.7를 만족하는 경우	$\alpha_6 = 0.7/\alpha_1$	—
	그림 5.9.5와 그림 5.9.7를 만족하는 경우	$\alpha_6 = 0.5/\alpha_1$	—
	그림 5.9.5와 그림 5.9.6과 그림 5.9.7을 모두 만족하는 경우	$\alpha_6 = 0.4/\alpha_1$	—
	그 외의 형태	$\alpha_6 = 1.0$	—

여기서,

$$\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st, \min}) / A_s$$

$\sum A_{st}$ = 설계정착길이 l_{bd} 내의 횡철근의 단면적

$\sum A_{st, \min}$ = 최소 횡철근의 단면적. (= $0.25A_s$ (보), 0 (슬래브))

A_s = 최대지름을 가진 정착철근 한개의 단면적

K = 그림 5.9.4에 나타난 크기

p = l_{bd} 내의 극한상태에서의 횡방향 압력(MPa)

* 5.9.4.7에 따르면 직접 지지부(direct support)의 경우, l_{bd} 는 $l_{b, \min}$ 보다 작아야 하고 지지 부내에는 하나 이상의 횡방향 용접와이어를 배치해야 한다. 또한, 받침부 면으로부터 15 mm 이상이어야 한다.

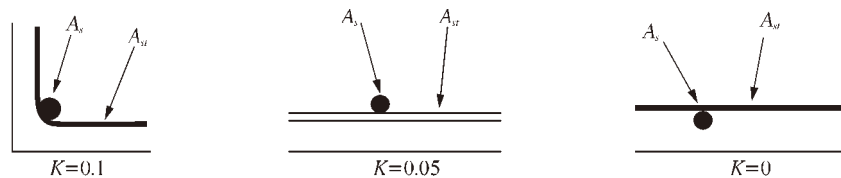


그림 5.9.4 보 또는 슬래브의 K 값

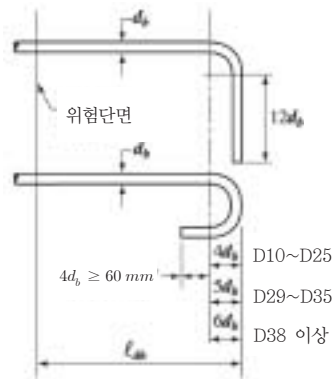


그림 5.9.5 표준갈고리의 정착을 위한 갈고리 철근 상세

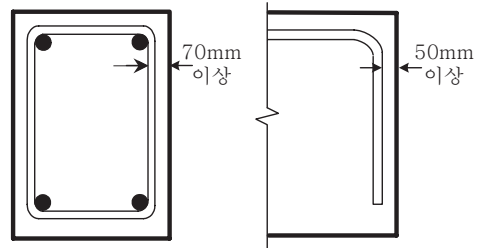


그림 5.9.6 표 5.9.4에 규정한 표준갈고리의 피복두께

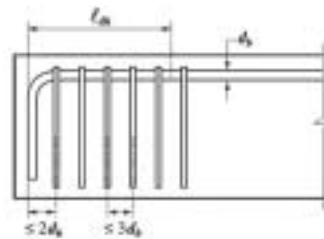
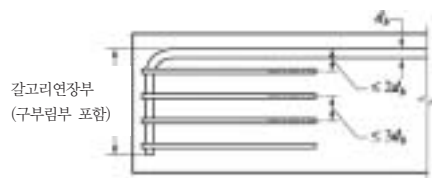


그림 5.9.7 표 5.9.4에 규정한 표준갈고리 연장부를 띠철근 또는 스테럽을 정착된 철근에 평행으로 둘러싼 경우

5.9.4.6 스테럽, 띠철근의 정착

- (1) 스테럽, 띠철근은 일반적으로 절곡, 갈고리 또는 용접 횡철근에 의해 정착된다. 철근은 갈고리 또는 절곡의 안쪽에 배치하여야 한다.
- (2) 정착은 그림 5.9.8에 의한다.
용접은 EN10080과 EN ISO 17660에 부합되어야 하고 5.9.4.7(2)의 용접성능을 가져야 한다.

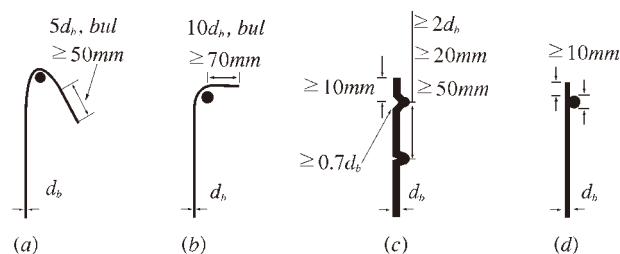


그림 5.9.8 스테럽, 띠철근의 정착

5.9.4.7 용접철근에 의한 정착

(1) 정착은 5.9.4.5, 5.9.4.6에 따른다.

콘크리트의 지압으로 횡방향 용접철근에 의하여 추가적인 정착력이 얻어진다.

용접 조인트의 품질이 적절하다는 것을 보여야 한다.

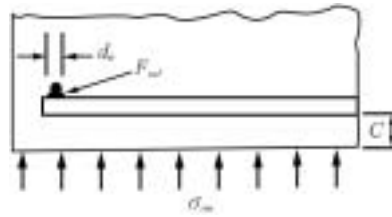


그림 5.9.9 정착장치로서의 횡방향 용접철근

(2) 횡방향 용접철근(지름 14 mm–32 mm) 하나의 정착력은 다음과 같이 계산된다.

$$F_{btd} = l_{td} \leq F_{wd} \quad (5.9.5)$$

여기서,

F_{wd} = 용접의 설계전단강도(항복력 $A_s f_y$ 에 계수를 곱하여 정한다. 예를 들어 $0.5 A_s f_{yd}$,

A_s 는 정착철근의 단면적, f_{yd} 는 설계 항복강도)

l_{td} = 횡방향 철근의 설계길이

l_t = 횡방향 철근의 길이

$d_{b,t}$ = 횡방향 철근의 지름

y = 함수 ($y = 0.015 + 0.14e^{(-0.18x)}$)

x = 형상과 관련 있는 함수($x = 2/(c/d_{b,t}) + 1$)

c = 양쪽철근에 수직인 콘크리트 피복두께

(3) 같은 크기의 두 철근이 정착되는 철근의 맞은 편에 용접되는 경우의 정착력은 식 (5.9.5) 값의 두 배로 한다.

(4) 두 철근이 $3d_b$ 의 최소 간격으로 같은 면에 용접되는 경우에는 정착력을 1.41배 한다.

(5) 공칭지름 12 mm 이하의 $f_{yd} = 500$ MPa 철근의 경우, 용접된 횡철근(cross bar)의 정착력은 주로 용접 조인트의 설계강도에 의해 결정 된다. 최대 지름 12 mm의 용접된 횡철근의 정착력은 다음 식으로 계산된다.

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 12A_s f_{cd} d_{b,t} / d_b \quad (5.9.6)$$

여기서, F_{wd} = 설계전단 용접 강도(식 (5.9.5) 참조)

$d_{b,t}$ = 횡방향 철근의 공칭지름 $d_{b,t} \leq 12 \text{ mm}$

d_b = 정착철근의 공칭지름 $d_b \leq 12 \text{ mm}$

$d_{b,t}$ 보다 작은 간격으로 두개의 용접된 철근을 사용하는 경우, 식 (5.9.6)의 정착길이는 1.4 배 하여야 한다.

5.9.4.8 기계적 장치에 의한 정착

콘크리트에 손상을 주지 않고 철근의 강도를 발휘할 수 있도록 설치한 어떠한 기계적 장치도 정착장치로 사용해도 좋다. 기계적 정착장치의 거동은 시험에 의해 입증되어야 한다.

철근의 정착은 기계적 장치와 철근의 최대 응력점과 기계적 정착장치 사이 철근의 추가 매입길이의 조합으로 이루어져도 좋다.

기계적 정착과 정착장치를 사용한다면 상세한 내용이 설계도서에 제시되어야 한다.

5.9.5 철근의 이음

5.9.5.1 일반사항

(1) 철근에 작용하는 힘은 다음의 방법으로 다른 철근에 전달된다.

- 겹침이음
- 용접
- 기계적 장치

(2) 철근의 이음 및 이음부를 엇갈리게 배치하는 것에 대한 허용 위치, 형태 및 치수는 설계도서에 명시되어야 한다.

5.9.5.2 겹침이음

(1) 철근 사이의 겹침이음 상세는 다음과 같아야 한다.

- 하나의 철근에서 다른 철근으로의 하중전달이 확실하여야 한다.
- 이음부 근처에서 콘크리트의 박리가 발생하지 않아야 한다.
- 구조물의 성능에 영향을 주는 커다란 균열은 발생하지 않아야 한다.

(2) 겹침이음

- 철근 사이에서 서로 엇갈리게 배치하고 응력이 큰 영역에서는 배치하지 않는다. 예외는 아래 (4)와 같다.
- 일반적으로 대칭으로 배치한다.

(3) 겹침이음 철근의 배치는 그림 5.9.10을 따른다.

- 겹침이음된 두 철근 사이의 횡방향 순거리는 $4d_b$ 또는 50 mm보다 커서는 안된다. 이를 만족하지 못하는 경우, 겹침이음 길이는 $4d_b$ 또는 50 mm를 넘는 순간격만큼 동등한 길이로 증가시켜야 한다.
 - 인접한 두 겹침이음의 축방향 거리는 겹침이음 길이(l_0)의 0.3배보다 작아서는 안된다.
 - 인접한 겹침이음의 경우, 철근사이의 순거리는 $2d_b$ 또는 20 mm보다 작아서는 안된다.
- (4) 상기 (3)항에 부합되는 경우, 인장측에서의 철근의 겹침이음 허용비율은 모든 철근이 한층에 배치되어 있을 경우 100%로 할 수 있다. 만약, 철근이 여러 층에 배치되어 있는 경우에는 50%로 감소시켜야 한다.

압축측의 모든 철근과 배력 철근은 한 단면에서 겹침이음이 되어도 된다.

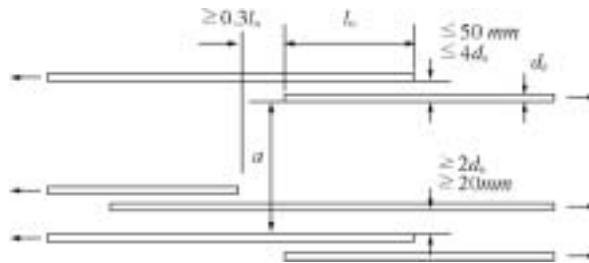


그림 5.9.10 인접 겹침이음

5.9.5.3 겹침이음 길이

(1) 설계 겹침이음길이는 다음과 같이 계산한다.

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_b A_{s,reg} / A_{s,prov} \geq l_{0,min} \quad (5.9.7)$$

여기서,

$$l_{0,min} > \max(0.3 \alpha_6 l_b; 15d_b; 200 \text{ mm}) \quad (5.9.8)$$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$ 의 값들은 표 5.9.4와 같다. 그러나, α_3 의 계산에 있어서 $\sum A_{st,min}$ 는 $1.0A_s$

로 하여야 한다. A_s 는 겹침이음철근 1개의 면적이다. $A_{s,reg}$ 는 필요 철근 단면적이며, $A_{s,prov}$ 는 사용한 철근의 단면적이다.

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0.5}$ 이지만 1.5를 넘어서는 안된다. 여기서, ρ_1 은 고려하는 겹침길이의 중앙으로부터 $0.65 l_0$ 내에 겹침이음된 철근의 비이다.(그림 5.9.11참조) α_6 의 값은 표 5.9.5에 주어져 있다.

표 5.9.5 계수 α_6

총 단면적에 대한 겹침이음철근의 비율	<25%	33%	50%	>50%
α_6	1	1.15	1.4	1.5

주) 중간 값들은 보간법으로 결정할 수 있다.

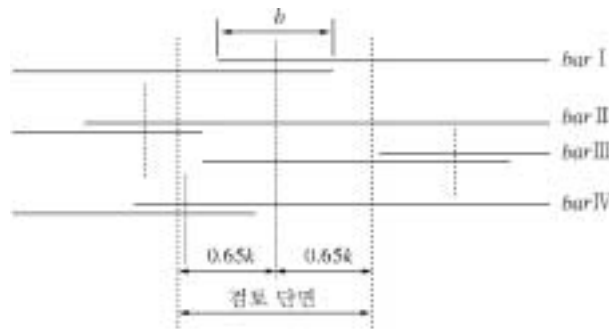


그림 5.9.11 하나의 단면에서 겹침이음된 철근의 비율

주) 그림에서 II번 철근과 III번 철근은 고려하는 단면의 외측에 있다. 따라서 이경우의 겹침이음의 비율은 50%이고 $\alpha_6=1.4$ 이다.

5.9.5.4 겹침이음 영역에서의 횡방향 철근

(1) 인장철근의 횡방향 철근

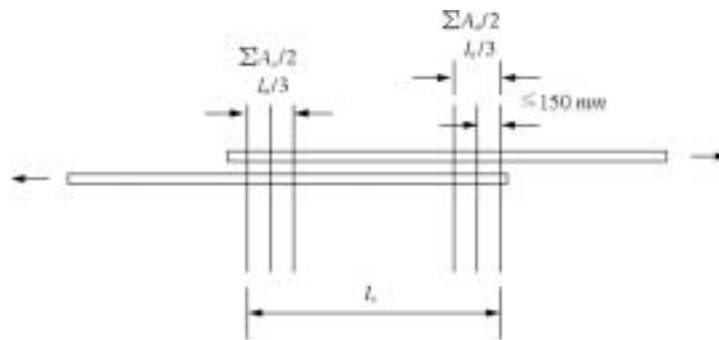
- ① 겹침이음 구역에서의 횡방향 인장력에 저항하도록 횡방향철근을 배치하여야 한다.
- ② 겹침이음 철근의 지름이 20 mm 보다 작은 경우 또는 겹침이음철근의 비율이 어느 한 부분에서 25%보다 작은 경우에는, 전단철근이나 띠철근으로 배치된 횡방향 철근이 횡방향 인장력에 대해 충분하다고 가정할 수 있다.
- ③ 겹침이음철근의 지름이 20 mm 이상인 경우, 횡방향 철근의 전체면적 A_{st} (겹침이음된 철근에 평행한 모든 횡방향 철근 단면적의 합)은 겹침이음된 철근 하나의 면적(A_s)보다 작아서는 안된다($\sum A_{st} \geq 1.0 A_s$).

횡방향철근은 겹침이음철근과 콘크리트 표면 사이에 겹침이음철근의 방향에 수직으로 배치하여야 한다. 만약에 50%이상의 철근이 한 지점에서 겹침이음되고 또한, 단면 내에서 이웃하는 겹침이음 사이의 거리(a)가 $10d_b$ 이하라면(그림 5.9.10 참조) 횡방향 철근은 띠 철근 또는 단면 내에 정착되는 U형 철근형태로 배치하여야 한다.

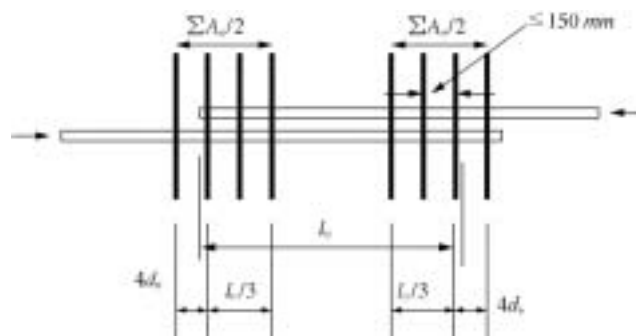
- ④ 전술한 ③항의 횡방향 철근은 그림 5.9.12(a)에서와 같이 겹침이음의 바깥쪽 단면에 배치되어야 한다.

(2) 지속하중으로 압축력을 받는 압축철근의 횡방향 철근

인장을 받는 철근에 관한 규정 외에 겹침이음길이 양단의 바깥부분 $4d_b$ 안에 하나의 횡방향 철근을 배치하여야 한다. (그림 5.9.12(b))



(a) 인장철근



(b) 압축철근

그림 5.9.12 겹침이음부의 횡방향 철근

5.9.5.5 용접철망의 겹침이음

(1) 주철근

- ① 겹침이음은 교번배열(intermeshing) 또는 층배열(layering of fabrics)로 만들 수 있다. (그림 5.9.13)
- ② 피로 하중이 발생하는 경우에는 교번배열을 적용하여야 한다.
- ③ 교번배열의 경우, 주철근을 위한 겹침 배열(lapping arrangement)는 5.9.5.2를 따라야 한다. 횡방향 철근의 어떠한 유리한 효과라도 무시하여야 한다. 따라서, $\alpha_3 = 1.0$ 을 취한다.

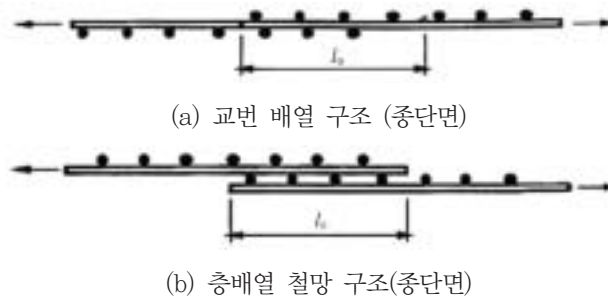


그림 5.9.13 용접철망의 겹침이음

- ④ 층배열 철망의 경우, 주철근의 겹침이음은 일반적으로 한계상태에서 계산된 주철근의 응력이 설계강도의 80%를 넘지 않는 영역에서 가능하다.
- ⑤ 전술한 ④를 만족하지 않는다면 휨저항 강도를 계산하기 위한 철근의 유효깊이는 인장면에서 가장 멀리 떨어진 층으로 하여야 한다.
또한, 겹침이음 끝단부 바로 다음 영역에서 균열을 검토하는 경우, 사용상태에서 철근의 응력은 겹침이음부 끝단의 불연속성때문에 25%를 증가시켜야 한다.
- ⑥ 어느 한 단면에서 겹침이음되는 주철근의 비율은 아래에 따라야 한다.
교번배열의 경우, 표 5.9.5에 주어진 값을 적용할 수 있다.
층배열 격자의 경우, 임의의 단면에서 겹침이음되는 주철근의 비율은 용접철망의 단위 단면적 $(A_s/s)_{prov}$ 에 따라 다르다.
 - $(A_s/s)_{prov} \leq 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$ 의 경우, 100%
 - $(A_s/s)_{prov} \geq 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$ 의 경우, 60%
 여기서 s 는 철근 간격

$(A_s/s)_{prov}$ 는 사용한 철근의 단위 단면적 (철근단면적을 철근 간격으로 나눈 값)이다.
복수 층의 연결부는 최소한 $1.3l_0$ 만큼 엇갈리게 배치해야 한다. (l_0 는 5.9.5.3에서 결정된다)

- ⑦ 겹침이음 영역에서의 추가적인 횡방향 철근은 필요하지 않다.

(2) 배력(Secondary) 또는 분배용 철근(distribution)의 겹침이음

- ① 모든 배력 철근은 같은 위치에서 겹침이음 할 수 있다. 이 때 이음 길이 l_0 의 최소값은 표 5.9.6과 같고 겹침이음 길이 내에 최소한 두 개의 횡방향 철근을 배치하여야 한다.

표 5.9.6 배력 층배열 철망(secondary layered fabric)의 소요 겹침이음 길이

철근의 지름	겹침이음길이
$d_b \leq 6$	$\geq 150 \text{ mm}$: 겹침이음길이내에서 최소한 1와이어 피치
$6 < d_b \leq 8.5$	$\geq 250 \text{ mm}$: 최소한 2 와이어 피치
$8.5 < d_b \leq 12$	$\geq 350 \text{ mm}$: 최소한 2 와이어 피치

5.9.6 지름이 큰 철근에 대한 추가 규정

- (1) 지름이 32 mm를 초과하는 철근의 경우는 앞 절에서 주어진 규정 외에 다음 규정이 적용된다.
- (2) 지름이 큰 철근을 사용하는 경우, 표피철근을 사용하거나 해석을 수행하여 균열을 제어 할 수 있다.
- (3) 지름이 큰 철근 인해 조깅 힘은 더욱 커지고 다월 작용도 더욱 커진다. 이러한 철근에는 기계적 정착이 필요하다. 직선 철근으로 정착하는 경우에는 구속철근으로서 갈고리를 가진 횡방향 철근을 사용하여야 한다.
- (4) 일반적으로 지름이 큰 철근은 겹침이음을 하지 않지만, 단면 치수가 1.0 m이상이거나 철근응력이 설계강도의 80%를 넘지 않는 단면에서는 예외로 한다.
- (5) 횡방향 압축응력이 존재하지 않는 정착구역에는 전단철근 외에 압축용 횡방향 철근을 추가로 배치하여야 한다.
- (6) 직선의 정착길이에 대한 경우, 위의 (5)에 기술된 추가적인 보강철근의 단면적은 다음의 값 이상이어야 한다.
 - 인장면에 평행한 방향으로 : $A_{sh} = 0.25A_s n_1$
 - 인장면에 수직인 방향으로 : $A_{sv} = 0.25A_s n_2$

여기서,

- A_s = 정착철근의 단면적
 n_1 = 부재내의 같은 위치에 정착된 철근 층의 수
 n_2 = 각 층에서 정착된 철근의 수

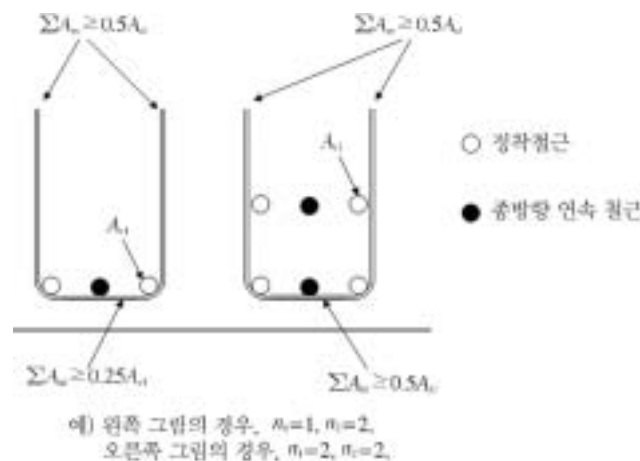


그림 5.9.14 횡방향 압축력이 작용하지 않는 구역에서 지름이 큰 철근을 정착

- (7) 추가된 횡방향 철근은 정착구역에서 균일하게 분포되어야 하고 철근의 간격은 주철근 지름의 5배를 넘어서는 안된다.
 (8) 지름이 큰 철근에 대한 표피철근량은 큰 지름 철근의 직각 방향으로는 $0.01 A_{ct, ext}$, 평행한 방향으로는 $0.02 A_{ct, ext}$ 보다 작아서는 안된다.

5.9.7 다발철근에 대한 추가 규정

5.9.7.1 일반사항

- (1) 여러 개의 철근을 묶어서 단일 철근의 기능을 발휘하게 하는 것을 다발철근이라 한다. 다발로 사용하는 경우 철근의 수는 4개를 초과할 수 없으며, 휨부재에서 D35 를 초과하는 철근은 2개까지 다발로 사용할 수 있다
 (2) 다른 언급이 없다면, 개별철근에 대한 규정은 다발철근에도 적용된다. 다발철근에서 철근은 동일한 특성(형태 및 등급)을 지녀야 한다. 지름의 비가 1.7을 넘지 않는 경우에는 다른 크기의 철근으로 묶을 수 있다.

- (3) 설계에서 다발철근은 동일한 면적과 동일한 무게 중심을 가지는 가상의 철근으로 대체한다. 이 가상 철근의 등가지름은 다음과 같다.

$$d_{b,n} = d_b \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (5.9.9)$$

여기서,

n_b 는 다발에서 철근의 수로 제한 값은 다음과 같다.

$n_b \leq 4$; 압축영역의 수직철근과 겹침이음 연결부의 철근

$n_b \leq 3$; 그 외의 경우

- (4) 다발철근에서 철근의 간격은 5.9.3의 규정을 따른다. 이 때 다발사이의 순 거리는 실제적인 철근 다발의 외곽선로부터 측정값을 사용한다.
- (5) 두 개의 철근이 아래 위로 접촉되는 경우와 부착조건이 양호한 경우에는, 이들 철근을 다발철근으로 취급할 필요는 없다.
- (6) 다발철근은 스티럽이나 띠철근으로 둘러싸여야 한다. 다발철근 내의 각 철근이 지간 내에서 끝날 때에는 적어도 철근 지름의 40배 이상 길이로 서로 엇갈리게 끝내야 한다. 철근 사이의 간격제한이 철근 크기를 기준으로 적용될 경우 다발의 지름은 등가 단면적으로 환산되는 한 개의 철근 지름으로 계산하여야 한다.

5.9.7.2 다발철근의 정착

- (1) 인장 영역의 다발철근은 단부 지점부와 중간 지점부를 넘어 자를 수 있다. 등가 지름이 32 mm미만인 다발은 엇갈리지 않고 지점부 근처에서 자를 수 있다. 지점부 근처에서 정착된 등가 지름이 32 mm 이상의 다발철근은 그림 5.9.15에 나타난 것과 같이 종방향으로 서로 엇갈리게 배치되어야 한다.
- (2) 개별 철근이 $1.3l_b$ (여기서 l_b 는 개별철근의 지름에 따른 값이다)보다 큰 엇갈림 거리로 정착되는 경우, l_{bd} (그림 5.9.15 참조)를 산정할 때 철근의 지름을 사용할 수 있다. 그 외의 경우에는 다발철근의 지름 $d_{b,n}$ 을 사용하여야 한다.

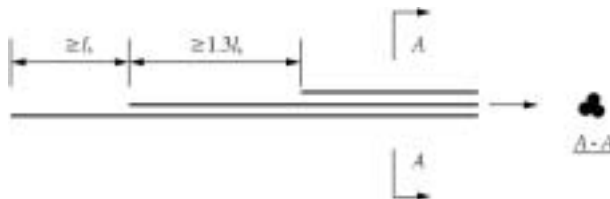


그림 5.9.15 넓은 폭에 걸쳐 엇갈린 다발철근의 정착

- (3) 압축 영역에 정착되는 다발철근은 엇갈리게 배치할 필요 없다. 등가지름이 32 mm 이상인 다발철근은 단부에 지름이 12 mm 이상인 횡철근을 최소한 4개 배치하여야 한다. 단락된 철근 단부를 바로 넘어서는 영역에는 또 다른 횡철근을 배치하여야 한다.

5.9.7.3 다발철근의 겹침이음

- (1) 겹침 이음 길이는 등가지름 $d_{b,n}$ 을 사용하여 5.9.5.3을 따라 계산하여야 한다.
- (2) 등가 지름이 32 mm 이하인 2개의 철근으로 구성된 다발철근은 개별 철근을 엇갈리지 않고 겹쳐 이을 수 있다.
- (3) 등가 지름이 32 mm 보다 큰 2개의 철근으로 구성되거나 또는 3개의 철근으로 구성된 다발철근의 경우, 개별 철근은 그림 5.9.16에 나타난 것과 같이 종방향으로 최소한 $1.3l_0$ 정도 엇갈리게 배치되어야 한다. 이런 경우 철근 1개의 지름을 l_0 의 계산에 사용할 수 있다. 어떠한 겹침이음 단면에서도 4개 이상의 철근이 배치되지 않도록 주의하여야 한다.

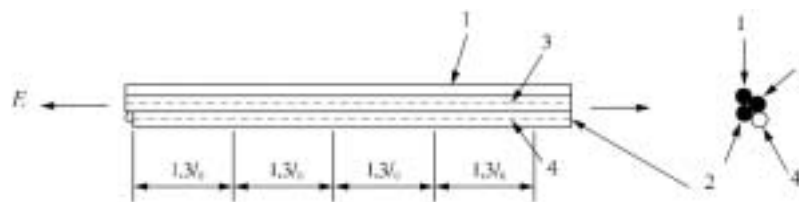


그림 5.9.16 4개의 철근을 포함하는 인장 영역의 겹침이음 연결부

5.9.8 프리스트레스트 콘크리트 긴장재의 상세

5.9.8.1 일반사항

- (1) 복부를 지나는 긴장재는 스티럽 내부에, 플랜지나 슬래브를 지나는 긴장재는 가능한 한 횡방향철근 내부에 배치하여야 한다.
- (2) 두께가 변하는 세그먼트의 하부 플랜지에 배치되는 덕트는 각 세그먼트 표면에 횡구속철근이 배근되어야 한다. 이때의 가외철근은 각 덕트의 양쪽 옆을 지나는 2열의 D13 이상이어야 하며 수직길이는 슬래브 두께에서 상하의 피복두께를 뺀 길이이어야 한다. 덕트 내에 작용하는 그라우팅 압력의 영향을 고려하여야 한다.

5.9.8.2 프리스트레싱 강연선의 정착

(1) 일반사항

프리텐션 콘크리트 부재의 끝단에서의 강도를 결정할 때 전달길이와 정착길이내에서 긴장력의 점차적인 발현이 고려되어야 한다. 프리스트레싱력은 부착이 시작되는 점에서 0.0으로부터 전달 길이에서 최대값으로 선형적으로 변한다고 가정할 수 있다.

전달길이와 정착길이사이에서는 긴장력은 포물선 형태로 증가하고 전달길이에서 긴장재의 인장강도에 도달한다고 가정될 수 있다. 이 절의 목적을 위해 전달길이는 긴장재 지름의 60배로 하고 정착길이는 5.9.8.2 (2)의 규정에서 취한다. 비부착의 효과는 5.9.8.2 (3)에 규정된 것을 고려할 수 있다.

(2) 부착된 강연선

프리텐서닝 강연선은 위험단면을 지나 다음과 같은 정착길이(mm) 만큼 부착되어야 한다.

$$\ell_d \geq k(0.15f_{ps} - 0.097f_{pe})d_b \quad (5.9.10)$$

여기서,

d_b = 강연선의 공칭지름 (mm)

f_{ps} = 부재의 공칭강도를 구할 때 긴장재에서의 평균응력 (MPa)

f_{pe} = 손실 후의 긴장재에서의 유효 응력 (MPa)

κ = 1.6 프리캐스트, 프리스트레스트 보

κ = 1.6 프리캐스트 프리스트레스트 슬래브와 파일, 다른 값이 승인기관에 의해 연구 혹은 이전의 적용 경험에 비추어 주어질 수 있다.

식 (5.9.10)의 대신 다음의 식이 프리텐션 보에 대해 사용될 수 있다.

$$\ell_d \geq \frac{102f_{pbt}d}{f'_c} + \frac{163(f_{ps} - f_{pe})d_b}{f'_c} + 254 \quad (5.9.11)$$

여기서,

d_b = 강연선의 공칭지름(mm)

f_{pbt} = 프리스트레스 긴장재의 긴장시 PS 강재의 응력(MPa)

f_{pe} = 전 손실 이후의 PS강재의 유효응력(MPa)

f_{ps} = 부재의 공칭강도가 필요할 때의 PS 강재의 평균응력 (MPa)

f'_c = 28일 콘크리트 압축강도(MPa)

300 mm 혹은 그 이상의 콘크리트가 아래에 타설된 프리텐션 보의 어떤 긴장재에 대해서도 식 (5.9.11)에 1.3의 승수가 곱해질 수 있다.

(3) 부분적으로 부착안된 강연선

비부착 영역의 끝에서 평가된 정착길이는 식 (5.9.10)을 사용하고 $\kappa=2.0$ 의 값으로 결정될 수 있다. 부분적으로 부착안된 강연선의 수는 총 강연선 수의 25%를 넘지 않아야 한다. 어떠한 수평 열에서의 부착안된 강연선의 수는 그 열에 배치된 강연선 수의 40%를 초과하지 않아야 한다. 임의의 강연선의 부착안된 길이는 검토하려는 단면에서 발휘되는 총 저항능력을 고려하여 모든 한계상태를 만족시킬 수 있는 값이어야 한다. 부착안된 강연선은 부재의 중심선에 대해 대칭으로 배치되어야 한다. 부재의 중심선에 대해 대칭으로 배치된 각 쌍의 강연선의 부착안된 길이는 같아야 한다. 각 수평열에서 외곽에 배치된 강연선은 전 길이가 부착되어야 한다.

5.9.8.3 슬래브에서 덕트의 파상의 영향

각 방향으로 중심간 간격이 300 mm 미만으로 배치된 덕트는 본 항에서는 근간격으로 배치된 것으로 간주된다. 근간격으로 배치된 종방향 또는 횡방향 덕트가 플랜지에 배치되고 덕트의 파상을 최소화하는 규정이 설계도서에 명시되어 있지 않다면, 상하부 철근망은 D10의 가외철근으로 결속하여야 한다. 가외철근의 간격은 각 방향으로 450 mm 또는 슬래브 두께의 1.5배를 초과할 수 없다.

5.9.8.4 외부긴장재의 지지점

동적해석에 의하여 입증되지 않는 한, 외부긴장재 지지점 사이의 거리는 7500 mm를 초과해서는 안된다.

5.9.8.5 포스트텐션 긴장재의 연결장치

종방향 포스트텐션 긴장재는 전체 긴장재 중 50%를 초과하는 긴장재가 한 위치에서 연결되어서는 안되며, 인접 연결장치와의 간격이 한 세그먼트 길이 이상, 부재 두께의 2배 이상이어야 한다. 포스트텐션 긴장력이 도입될 때의 응력을 계산 할 때 연결장치 주변의 내부 공동은 단면적의 계산과 단면2차모멘트의 계산에서 제외하여야 한다.

5.9.9 기타 철근 상세

5.9.9.1 인장 연결 부재의 이음

인장 연결 부재의 철근 이음은 완전 용접이음 또는 완전 기계적 연결 중 한가지로만 이루어져야 한다. 인접 철근의 이음은 750 mm 이상 떨어져서 서로 엇갈리게 되도록 해야 한다.

5.10 부재 상세

5.10.1 일반 사항

- (1) 안전성, 사용성, 내구성에 대한 요구조건은 해당 규정과 더불어 이 장에서 제시된 규정을 만족하여야 한다.
- (2) 부재 상세는 채택된 설계 모델과 일관성이 있어야 한다.

5.10.2 보

5.10.2.1 주철근

- (1) 해석에 의해 인장철근 보강이 요구되는 보의 모든 단면에 대하여 아래의 예외 경우를 제외하고는 식 (5.10.1)과 식 (5.10.2)에 의해서 계산된 값 중 큰 값 이상으로 하여야 한다. 균열제한이 필요한 경우에는 5.6.3.2의 균열제한을 위한 최소 철근 단면적보다는 많이 배치하여야 한다.

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d \quad (5.10.1)$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d \quad (5.10.2)$$

－ 예외 경우

- (가) 플랜지가 인장상태인 정정 구조물에 대하여 철근의 단면적 $A_{s,min}$ 은 위의 식 (5.10.1)과 식 (5.10.2)에서 b 와 $2b_w$ 중 작은 값을 대입하여 계산되는 단면적 이상으로 하여야 한다.
- (나) 부재의 모든 단면에서 해석에 의해 필요한 철근량보다 1/3 이상 인장철근이 더 배치되는 경우는 위의 식을 따를 필요가 없다.
- (다) 두께가 균일한 구조용 슬래브의 기초판에 대하여 경간방향으로 보강되는 인장철근의

최소 단면적은 필요한 수축 철근과 같아야 한다. 철근의 최대간격은 슬래브 또는 기초 판의 두께의 3배와 450 mm 중 작은 값을 초과하지 않도록 하여야 한다.

- (2) (1)항의 규정을 만족하지 않는 철근 단면적 또는 긴장재 단면적이 배치된 단면은 무근 콘크리트 단면으로 간주하여야 한다.
- (3) 극한한계상태에서 중립축의 깊이가 식(5.10.3)으로 결정되는 최대 중립축 깊이 이하가 되도록 인장철근 단면적 또는 긴장재 단면적을 제한하거나 압축철근 단면적을 증가시켜야 한다.

$$c_{\max} = \left(\frac{\delta \varepsilon_{cu}}{0.0033} - 0.6 \right) d \quad (5.10.3)$$

여기서, $c_{\max}$ = 극한한계상태에서의 최대중립축 깊이

δ = 모멘트 재분배 후의 계수휨모멘트/탄성휨모멘트 비율, 모멘트를 재분배하지 않는 경우에는 $\delta = 1$

d = 단면의 유효깊이

ε_{cu} = 표 5.3.3에 따른 콘크리트의 극한변형률

- (4) 겹침이음부를 제외한 일반 단면에서 인장철근 단면적은 콘크리트 단면적의 0.04배 이하이어야 하며, 압축철근을 배치하는 경우 압축철근 단면적은 콘크리트 단면적의 0.04배 이하이어야 한다.
- (5) 비부착 긴장재를 사용하거나, 외부 긴장 방식으로 긴장하는 프리스트레스 콘크리트 부재에서는 휨강도가 균열휨모멘트의 1.15배 이상이 되어야 한다.
- (6) 설계에서 단순지지로 가정한다 하더라도, 콘크리트가 일체로 시공되는 경우에는 지점부가 부분적으로 구속되는 효과를 고려하여 경간 내에서 발생하는 최대 휨모멘트의 15%이상의 휨모멘트에 저항할 수 있도록 지점부 단면을 설계하여야 한다.
- (7) 연속보의 내부 받침부에서 플랜지에 배치되는 총 인장철근단면적 A_s 는 플랜지의 유효폭 전체에 걸쳐 분포하여 배치하여야 한다. 이 인장철근의 일부를 복부폭 내부에 집중 배치할 수 있다.

5.10.2.2 종방향 인장 철근의 길이 방향 배치

- (1) 모든 단면에는 전단력에 의하여 복부와 플랜지에 발생하는 경사균열효과를 포함한 인장력포락선에 저항하도록 충분한 철근을 배치하여야 한다.
- (2) 전단 철근이 배치된 부재에 대해서는 경사균열에 의한 추가되는 인장력 ΔT 를 5.5.2.3(6)에

따라 계산하여야 한다. 전단철근이 배치되지 않은 부재에 대해서는 경사균열에 의한 추가 인장력을, 모멘트 포락곡선과 비례하는 철근의 인장력 분포를 그림 5.10.1의 B곡선과 같이 부재 길이에 따라 $a_l = d$ 만큼 이동시키는 방법으로 반영할 수 있다. 이 규정은 전단 철근이 배치된 부재에 대해서도 적용할 수 있다. 경사균열에 의한 추가 인장력은 그림 5.10.1에 나타나 있다.

$$a_l = \frac{z(\cot \theta - \cot \alpha)}{2} \quad (5.10.4)$$

여기서, α = 전단철근과 주인장 현재 사이의 경사각

θ = 콘크리트 압축 스트럿과 주인장 철근 사이의 경사각

- (3) 철근의 인장력은 정착길이 내에서 그림 5.10.1과 같이 선형으로 변화하는 것으로 가정할 수 있다. 충분히 안전측으로 설계하기 위한 목적으로 정착길이 내 철근의 선형분포 인장력을 무시할 수도 있다.
- (4) 전단강도에 기여하는 굽힘철근의 정착길이는, 인장 영역에서는 $1.3l_{bd}$, 압축영역에서는 $0.7l_{bd}$ 이상이어야 한다. 이때의 정착길이는 굽힘철근의 축과 종방향 철근의 교차점을 기준으로 한다.

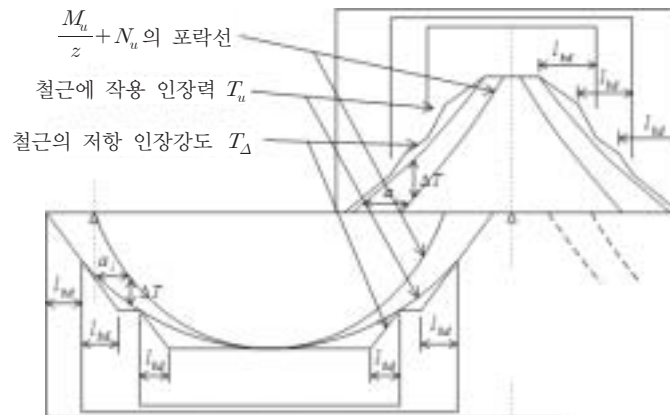


그림 5.10.1 전단균열 전이효과에 따른 주철근의 절단점

5.10.2.3 단부 하부 철근의 정착

- (1) 단부가 회전구속되지 않은 경우라도 받침부에는 경간 내에 배치된 철근량의 1/3 이상의 철근을 배치하여야 한다.
- (2) 정착 영역에 작용하는 힘은 5.5.2.3(6)(전단철근이 배치된 부재)에 따라 결정하여야 한다. 이

때 축력의 영향이 다음 식과 같이 포함되어야 하며, 경사균열에 의한 영향을 인장력으로 직접 고려하는 방법이나 인장력 포락곡선을 이동시키는 전이법칙을 적용하여야 한다.

$$T = \frac{V_u a_l}{z} + N_u \quad (5.10.5)$$

여기서, N_u 는 축력으로 인장이 양의 값으로 정의된다. (a_l 은 5.10.2.2(2) 참조)

- (3) 정착길이 l_{bd} 는 보와 받침부가 접촉하는 받침부 내면을 기준으로 결정한다. 직접반력이 작용하는 경우에는 이 반력에 의하여 철근에 작용하는 횡방향 구속압력의 효과를 고려할 수 있다. (그림 5.10.2 참조)



(a) 직접 반력이 작용하는 경우 (b) 간접 반력이 작용하는 경우
그림 5.10.2 단부 하부 철근의 정착

5.10.2.4 내측 받침부 하부 철근의 정착

- (1) 내측 받침부에는 경간 내에 배치된 철근량의 1/4 이상의 철근을 배치하여야 한다.
- (2) 직선 철근의 정착길이는 $10 d_b$ 이상이어야 한다. 갈고리 철근의 경우, 지름이 16 mm 이상인 철근의 정착길이는 갈고리 구부림 반지름의 2배 이상이어야 하며, 지름이 16 mm 미만인 철근의 정착길이는 갈고리 구부림 반지름의 4배 이상이어야 한다. (그림 5.10.3(a) 참조) 좀 더 정밀한 해석을 수행하는 경우 이러한 최소값보다 작은 정착길이를 설계할 수 있다.
- (3) 내측 받침부의 받침침하 등에 의하여 발생할 수 있는 정모멘트에 저항할 수 있도록 정모멘트 철근을 배치하여야 한다. 이때에는 그림 5.10.3(b)와(c)와 같이 겹침이음으로 연속시키는 방법으로 정모멘트철근의 역할을 하도록 하여도 좋다.

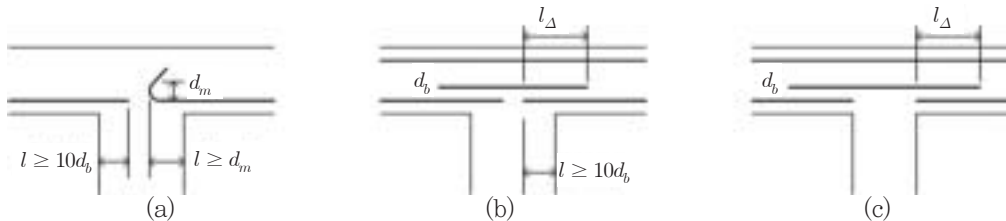


그림 5.10.3 내측 받침부의 철근 정착

5.10.2.5 보의 횡방향 철근

- (1) 보의 횡방향 철근은 띠철근, 스테럽 또는 등가용접철망으로 구성한다.
- (2) 휨강도나 연성을 증가시키기 위해 압축철근이 배치된 경우, 압축철근이 배치된 전 구간에 횡방향 철근을 배치하여야 한다. 이때 축방향 철근 D32 이하에 대해서는 D10 이상, 축방향 철근 D35 이상이나 다발철근에 대해서는 D13 이상인 횡방향 철근으로 축방향 철근을 둘러싸야 하며, 횡방향 철근의 간격은 축방향 철근지름의 16배 이하이어야 한다.

5.10.2.6 전단철근

- (1) 전단철근은 부재 종방향 축과의 각도 α 가 45° 에서 90° 사이가 되도록 배치하여야 한다.
- (2) 전단철근은 다음의 조합으로 구성될 수 있다.
 - 종방향 인장철근과 압축부를 둘러싸는 폐쇄철근 또는 U형 철근 (그림 5.10.4 참조)
 - 굽힘철근
 - 종방향 철근을 둘러싸지 않지만 압축영역과 인장영역에 적절히 정착된 단일 철근

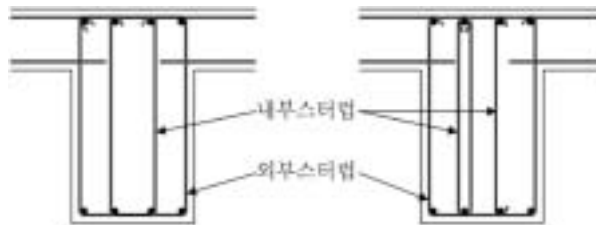


그림 5.10.4 전단철근의 예

- (3) 전단철근은 충분히 정착되어야 한다. 비틀림모멘트가 작용하지 않는 경우에는 전단철근이 복부 면 근처에서 겹침이음 하여도 좋다.
- (4) 한 단면에서 전단철근 중 최소한 50%는 폐쇄철근이나 U형철근의 형태를 사용하여야 한다.
- (5) 전단철근비 ρ_v 는 식 (5.10.6)을 따른다 :

$$\rho_v = A_v / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \quad (5.10.6)$$

여기서,

ρ_v = 전단철근비

A_v = 길이 s 내의 전단철근 단면적

- s = 부재의 종방향 축을 따른 전단철근의 간격
 b_w = 부재의 복부 폭
 α = 전단철근과 부재축과의 각

ρ_v 는 다음 최소값 이상이어야 한다.

$$\rho_{v, \min} = (0.08 \sqrt{f_{ck}}) / f_y \quad (5.10.7)$$

(6) 부재 종방향으로 전단철근의 최대 간격 $s_{\max}$ 는 다음 식과 같다.

$$s_{\max} = 0.75d(1 + \cot \alpha) \quad (5.10.8)$$

(7) 굽힘철근의 최대 종방향 간격은 다음과 같다.

$$s_{\max} = 0.6d(1 + \cot \alpha) \quad (5.10.9)$$

(8) 한 단면 내에 배치되는 전단철근의 최대 폭방향 간격은 다음과 같다.

$$s_{\max} = 0.75d \leq 600 \text{ mm} \quad (5.10.10)$$

(9) 압축철근은 압축철근 지름의 15배 이하의 간격을 갖는 전단철근으로 둘러싸인 경우에만 휨 강도 해석에 포함하여야 한다.

5.10.2.7 비틀림 철근

(1) 비틀림 철근은 폐합되어야 하며 겹침이음이나 갈고리에 의해 정착되어야 하며, 부재축과 직각이어야 한다. (그림 5.10.5 참조) 내측 지점부에는 경간 내에 배치된 철근량의 1/4 이상의 철근을 배치하여야 한다.

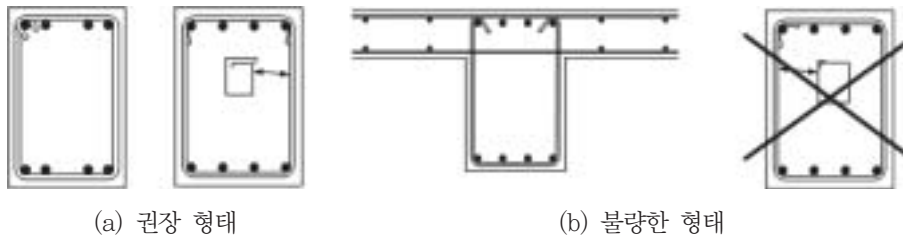


그림 5.10.5 비틀림 철근의 예

(2) 최소 비틀림철근은 5.10.2.6 (5)와 (6)의 규정에 따른다.

- (3) 비틀림철근의 종방향 간격은 $p_{cp}/8$ 을 초과하지 않아야 한다. 여기서 p_{cp} 는 단면 외부표면의 둘레길이(5.5.3.2의 규정 그림 5.5.8 참조)이다. 또 종방향 간격이 5.10.2.6(6)의 요구조건을 만족하여야 하며 단면의 작은 치수를 초과하지 않아야 한다.
- (4) 비틀림철근의 각 모서리에 적어도 하나씩의 종방향 철근이 배치되어야 하며 안쪽 둘레에 종방향 철근이 균일하게 분포되어야 한다. 이 때 종방향 철근의 간격은 350 mm를 넘지 않아야 한다.

5.10.2.8 표피 철근

- (1) 표피철근(skin reinforcement)은 균열을 제어하고 피복의 박리를 방지하기 위해서 배치한다.
- (2) 피복박리에 저항하기 위한 표피 철근은 다음과 같은 경우에 배치되어야 한다.
- 주철근 지름이 32 mm보다 큰 경우
 - 등가지름이 32 mm보다 큰 다발철근이 주철근으로 사용된 경우(그림 5.10.6 참조)
- 표피철근은 철망 혹은 작은 지름의 철근망으로 구성하여야 하며 그림 5.10.6과 같이 횡방향 철근의 바깥쪽에 배치하여야 한다.

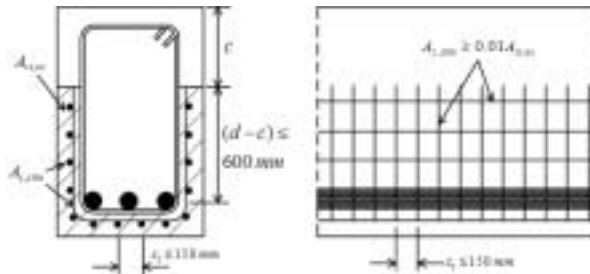


그림 5.10.6 표피철근의 예 (c는 극한한계상태에서 중립축 깊이)

- (3) 보에서 표피철근량 $A_{s,surf}$ 는 인장 철근과 평행한 방향과 수직인 방향의 양방향에 대해서 $0.01A_{ct,ext}$ 이상이어야 한다. 여기서 $A_{ct,ext}$ 는 횡방향철근 외측의 인장콘크리트 면적이다. (그림 5.10.6 참조)
- (4) 피복두께가 70 mm를 초과하는 경우 내구성을 증진시키기 위한 표피철근이 사용되어야 하며, 이 때 표피철근량은 각 방향으로 $0.005A_{ct,ext}$ 이상이어야 한다.
- (5) 표피철근의 피복두께는 5.8.4.2의 최소피복두께 이상이어야 한다.
- (6) 철근의 정착과 상세 규정을 만족한다면, 종방향 표피철근을 종방향 휨철근에 포함하여 휨강도를 해석할 수 있으며 횡방향 표피철근은 전단철근에 포함하여 전단강도를 해석할 수 있다.

5.10.2.9 반력이 직접 작용하지 않는 지점부

- (1) 보가 벽이나 기둥 대신에 또 다른 보에 의해서 지지되는 경우에는 추가 철근이 배치되어야 한다. 이 규정은 슬래브가 보의 윗부분에 의해 지지되지 않는다면 슬래브에도 적용된다.
- (2) 두 보의 연결부에서 지지 철근은 지지하는 부재의 주철근은 횡방향철근으로 둘러싸야 한다. 이러한 추가 횡방향철근은 그림 5.10.7에 제시된 범위 내에서 부재가 만나는 부분의 외부까지 배치하여도 좋다.



그림 5.10.7 두 개의 보의 교차 영역에 대한 철근의 배치

5.10.2.10 곡선 긴장재의 영향을 고려한 부재 상세

- (1) 곡선 긴장재는 철근으로 횡구속시켜야 한다. 횡구속 철근은 사용한계상태에서의 철근응력이 $0.6f_y$ 를 초과하지 않도록 하여야 하며 f_y 의 가정값은 420 MPa를 초과해서는 안된다. 횡구속철근의 간격은 덕트 외측지름의 3배 또는 600 mm를 초과해서는 안된다.
- (2) 긴장재가 곡선 복부나 플랜지에 배치되거나 오목한 모서리나 내부 공동에 인접하여 곡선배치된 경우, 콘크리트 피복두께를 증가하거나 횡구속철근을 배치하여야 한다. 오목한 모서리나 내부 공동은 인근 덕트와의 거리가 덕트 지름의 1.5배 이상이어야 한다.
- (3) 긴장재가 양방향으로 곡선을 이룰 때에는 면내력과 면외력을 벡터합으로 더하여야 한다.

① 면내력의 영향

- 긴장재의 배치방향의 변화로 발생하는 면내력은 다음과 같이 산정하여야 한다.

$$F_{u-in} = \frac{P_u}{R} \quad (5.10.11)$$

여기서,

F_{u-in} = 긴장재의 단위길이당 곡률면내 방향변환력 (N/mm)

P_u = 3.4.3에 의한 계수 긴장력 (N)

R = 검토대상 위치의 긴장재의 곡률 반지름 (mm)

- 최대 방향변환력은 예비의 긴장재를 포함한 모든 긴장재가 인장을 받고 있다는 기본가정 하에서 결정되어야 한다.
- 방향변환력에 의한 박리(pull-out)에 대한 콘크리트 피복두께의 전단강도 V_r 은 다음과 같다.

$$V_r = V_d \quad (5.10.12)$$

이 식에서

$$V_d = 0.33d_c\sqrt{\phi_c f_{ci}} \quad (5.10.13)$$

여기서,

V_d = 단위길이 당 전단저항면 2면의 설계전단강도 (N/mm)

d_c = 덕트의 최소 콘크리트 피복두께 + 덕트 지름의 1/2 (mm)

ϕ_c = 5.2.3.2의 콘크리트 재료계수

f_{ci} = 초기 재하시 또는 긴장시의 콘크리트 압축강도 (MPa)

- 계수 면내 방향변환력이 식 (5.10.12)에 규정된 콘크리트 피복두께의 설계전단강도를 초과하면, 면내 방향변환력에 저항할 수 있도록 완전히 정착된 철근이나 긴장재로 묶어서 보강하여야 한다.
- 여러 단으로 쌓은 덕트가 곡선거더에 사용되는 경우 콘크리트 피복두께의 휨강도를 검토하여야 한다.
- 곡선거더에 대해서는 면내력에 의한 전체적인 휨의 영향을 검토하여야 한다.
- 약 90°로 교차하지 않는 긴장재의 곡선덕트에서 한 긴장재에 의한 면내력 방향이 다른 긴장재 쪽을 향하도록 배치되어 있을 경우 덕트는 다음과 같이 횡구속되어야 한다.
 - 식 (5.10.12)에 규정된 전단강도에 적합하도록 덕트 간격 유지
 - 방사력에 저항하도록 횡구속철근 또는 긴장재 배치
 - 인접한 외측 덕트의 긴장재를 긴장하기 전에 각 내측 덕트를 그라우팅

② 면외력의 영향

- 강연선의 켜기작용에 의하여 덕트에 작용하게 되는 면외력은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$F_{u-out} = \frac{P_u}{\pi R} \quad (5.10.14)$$

여기서,

F_{u-out} = 긴장재의 단위길이 당 면외력 (N/mm)

P_u = 3.4.3에 의한 긴장력 (N)

R = 검토대상 위치에서 긴장재의 연직면 곡률반지름 (mm)

- 식 (5.10.13)의 설계전단강도가 충분하지 않은 경우, 총 면외력에 저항하도록 곡선구간을 국부적인 횡구속철근으로 보강하여야 한다. 이때의 보강은 나선철근을 사용하는 것이 좋다.

5.10.3 슬래브

- (1) 이 규정은 단면 폭(b)과 유효 지간(l_e)이 슬래브 두께의 5배 이상인 1방향과 2방향 슬래브에 적용한다. (5.4.2.1 참조)

5.10.3.1 휨철근

(1) 일반사항

- ① 주방향에 대한 최소 및 최대철근비는 5.10.2.1(1)과 (3)을 적용한다. 그러나 슬래브의 최소인장철근은 극한한계상태에 필요한 철근량의 1.5배보다 클 필요는 없다.
- ② 일반적으로 1방향 슬래브의 경우 주철근량의 20% 이상의 배력철근을 배치하여야 한다. 배력 방향 휨모멘트가 발생하지 않는 영역에서는 받침점 부근의 상부 주철근에 대한 배력철근을 배치할 필요가 없다.
- ③ 철근 최대간격에 관한 규정은 다음과 같다.
 - 주철근 : $3h \leq 450 \text{ mm}$ (h 는 슬래브 깊이)
 - 배력철근 : $3.5h \leq 450 \text{ mm}$
- ④ 집중하중 또는 최대 휨모멘트가 작용하는 영역에 대해서는 다음 철근간격 규정을 적용한다.
 - 주철근 : $2h \leq 250 \text{ mm}$
 - 배력철근 : $3h \leq 400 \text{ mm}$

- ⑤ 슬래브에 대하여 5.10.2.2의 규정에서 a_l 을 d 로 대체하여 해당 규정의 조항을 적용할 수 있다.

(2) 슬래브 받침부 철근

- ① 단순지지된 슬래브에서, 경간 내부에 배치된 철근의 1/2은 받침부까지 연속시켜야 하며 5.9.5.2에 따라 정착되어야 한다.
- ② 해석에서는 고려하지 않더라도, 테두리보 등에 의하여 슬래브의 단부가 회전에 대하여 구속될 수 있는 경우에는 인접경간 최대모멘트의 최소 25%를 저항할 수 있도록 슬래브에 상부철근을 배치하여야 한다. 받침부 표면에서부터 켜 철근의 길이는 인접한 경간 길이의 0.2배 이상이어야 한다. 이 철근은 내부지점을 가로질러 연속되어야하며, 단부지점에서 정착되어야 한다. 단부지점에서의 작용 휨모멘트는 인접 경간 최대모멘트의 15% 이상으로 한다.

(3) 슬래브 모서리 철근

- ① 모서리에서 슬래브의 솟음이 구속되어 있는 경우에는 지점부에 적절한 철근을 배치하여야 한다.

(4) 자유단 모서리 철근

- ① 지지되지 않은 슬래브 자유단 모서리에는 축방향 철근과 횡방향 철근을 배치하여야 하며, 일반적으로 그림 5.10.8과 같이 배치한다.
- ② 슬래브에 배치된 정상적인 철근은 모서리철근의 역할을 한다.



그림 5.10.8 슬래브의 자유단 모서리철근

5.10.3.2 전단철근

- (1) 슬래브에 전단철근을 사용하는 경우 슬래브의 최소두께는 200 mm 이상이어야 한다.

- (2) 다음의 규정에 따라 수정되지 않는 경우, 전단철근의 상세는 5.10.2.6의 철근비 정의와 최소 값을 적용한다.
- (3) 전단철근의 종방향 최대간격은 다음과 같다.

$$s_{\max} = 0.75d(1 + \cot\alpha) \quad (5.10.15)$$

굽힘철근의 종방향 최대간격은 :

$$s_{\max} = d \quad (5.10.16)$$

5.10.4 플랫 슬래브

5.10.4.1 플랫 슬래브의 정의

- (1) 기둥으로 지지된 슬래브를 플랫슬래브라 한다.
- (2) 플랫 슬래브는 일정한 두께를 갖거나 또는 지판(drop panel)과 일체가 되어야 한다.
- (3) 플랫 슬래브는 격자해석, 유한요소법, 항복선 또는 등가골조법과 같은 검증된 방법을 사용하여 해석하여야 한다. 이 때 적절한 기하학적 특성 및 재료 특성을 사용하여야 한다.

5.10.4.2 등가골조법

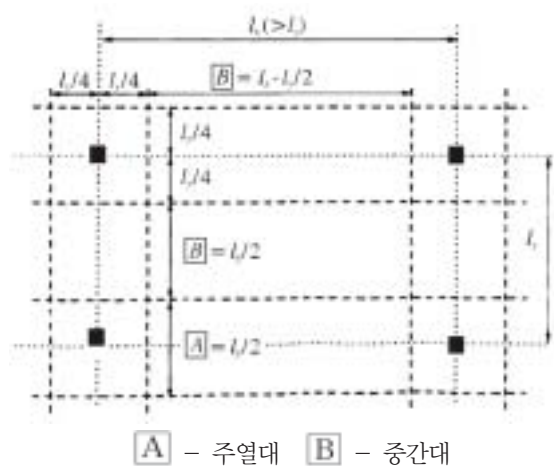
- (1) 플랫 슬래브 구조물은 인접 패널(4개의 인접지점에 의해 구분된 영역)의 중심선 사이의 슬래브 단면과 기둥으로 구성된 뼈대로, 가로방향과 세로방향의 양방향으로 나누어야 한다. 부재의 강성은 전단면을 사용하여 계산할 수 있다. 연직 하중에 대한 강성은 패널의 전체 폭을 기준으로 계산할 수 있다. 수평 하중에 대하여는 패널 전체 폭에 대한 강성의 40%를 사용하여야 한다. 패널에 작용하는 하중은 전체하중을 각 방향의 해석에 대해서 사용한다.
- (2) 해석으로 구한 총 휨모멘트는 슬래브 폭 전역에 분포되어진다. 탄성 해석에서는 부(-)모멘트가 기둥의 중심선 쪽으로 집중되는 경향이 있다,
- (3) 패널은 그림 5.10.9와 같이 주열대와 중간대로 나누어 설계하며, 휨모멘트는 표 5.10.1과 같이 배분한다.
- (4) 그림 5.10.9에 나타낸 것과 같이 주열대의 폭이 $0.5l_x$ 와 다른 경우, 예를 들어 지판의 폭과 같은 경우, 주열대와 중간대에 의해 저항되는 설계휨모멘트는 수정된 폭에 비례하여 조정하여야 한다.
- (5) 비틀림에 대해 적절하게 설계된 테두리 보가 없는 경우, 외부기둥 또는 모서리 기둥으로 전달

되는 휨모멘트는 사각형 기둥의 경우 $0.17b_e d^2 f_{ck}$ (b_e 의 정의는 그림 5.10.10 참조)이하로 취한다. 이 경우 외측경간의 정 모멘트는 적절하게 조정하여야 한다. 사각형 단면이 아닌 기둥의 경우에는 등가 사각형 단면으로 치환하여 적용한다.

표 5.10.1 플랫 슬래브에 대한 휨모멘트의 단순 분배

구 분	부(-)모멘트	정(+)모멘트
주열대	60-80%	50-70%
중간대	40-20%	50-30%

주) 주열대와 중간대의 부모멘트와 정모멘트의 총합은 항상 100%가 되어야 한다.



참고: 지판의 폭이 ($l_y/3$) 보다 큰 경우, 주열대는 지판의 폭을 사용한다.

중간대의 폭은 적절하게 조정하여야 한다.

그림 5.10.9 플랫 슬래브의 패널 구분

5.10.4.3 기둥이 불규칙하게 배치된 플랫 슬래브

(1) 기둥이 불규칙하게 배치된 플랫 슬래브의 경우에는 등가뼈대법, 격자해석 또는 유사한 탄성 해석법이 적용되지 않는다. 이러한 경우 다음 순서에 따른 단순 방법을 적용하여 해석을 수행하여도 좋다.

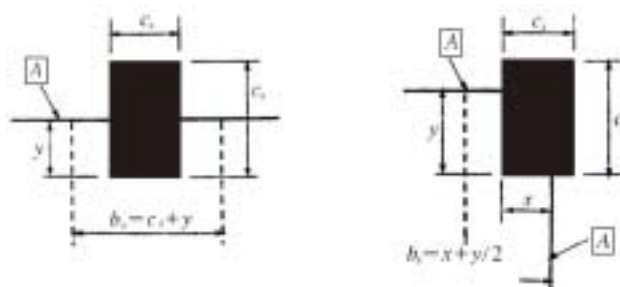
① 총계수하중에 대한 슬래브 해석

② 경간 중앙과 기둥의 휨모멘트는, 하나씩 건너뛴 경간에 하중이 재하되지 않음으로써 휨모

멘트가 증가하는 효과를 반영하여야 한다. 따라서 위험경간에는 총계수하중을 재하하고 나머지 경간은 계수고정하중을 재하 한다. 경간들 사이의 고정하중의 편차가 큰 곳에서는 하중이 재하되지 않은 경간에 대해서는 고정하중계수로 1.0을 사용하여야 한다.

- ③ 이러한 특별한 하중 재하에 대한 영향은 다른 위험 경간과 지점에 대해 동일한 방법으로 적용할 수 있다.

(2) 외측 기둥에 대한 휨모멘트 전달을 고려한 구속 효과는 5.10.4.2를 적용해야 한다.



A - 슬래브 모서리

참고: y 는 C_y 보다 클 수 있다. Note: x 는 C_x 보다 클 수 있고, y 는 C_y 보다 클 수 있다.

a) 가장자리 기둥 b) 모서리 기둥

참고: y 는 슬래브 모서리로부터 기둥의 가장 안쪽 표면까지의 거리

그림 5.10.10 슬래브 모서리의 유효폭의 정의

5.10.4.4 플랫 슬래브의 철근 배치

(1) 내측 기둥부 슬래브 철근

- ① 플랫 슬래브의 내측 기둥에는 기둥 중심선을 양방향 대칭으로 $0.67 A_{cs}$ 의 상부 철근을 주 열대 폭의 1/2 내부에 배치하여야 한다. A_{cs} 는 주열대에서 부모멘트에 저항하기 위한 소요 철근량을 나타낸다(그림 5.10.9 참조).
- ② 각각의 직교축 방향으로 기둥을 통과하는 2개 이상의 하부 철근을 내측 기둥부에 배치 하여야 한다.

(2) 외측 기둥부 슬래브 철근

- ① 슬래브에서 외측 기둥으로 휨모멘트를 전달하기 위한 철근은 그림 5.10.10에 나타난 유효 폭(b_e) 내에 자유단 모서리에 직각 방향으로 배치하여야 한다.

(3) 2방향(편칭) 전단철근

- ① 2방향 전단철근이 요구되는 부분(5.5.4 참조)은 집중 하중이 재하되면 돌레 또는 기둥과 전단철근이 더 이상 요구되지 않는 위험단면돌레의 $1.5d$ 사이에 2방향전단철근을 배치해야 한다. 2방향전단철근은 두 개 이상의 전단철근을 사용해야 한다(그림 5.10.11 참조). 이 때 전단철근의 수평간격은 $0.75d$ 이하이어야 한다.
- 위험단면돌레 주변의 전단철근 간격은 첫 번째 지배단면 전단철근이 필요하지 않은 첫 번째 위치, 재하면에서 $2d$ 떨어진 위치)내에서 $1.5d$ 이하이어야 하며, 첫 번째 지배 단면을 벗어난 위치에서는 $2d$ 이하이어야 한다(그림 5.5.8 참조).
- ② 2방향전단철근이 필요한 위치에서의 최소 전단철근량 $A_{v,min}$ 는 식 (5.10.17)과 같다.

$$A_{v,min} (1.5 \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r s_t) \geq (0.8 \sqrt{(f_{ck} f_{ck0})}) / f_y \quad (5.10.17)$$

여기서,

- α = 주철근과 전단철근 사이의 경사각(예, 수직전단철근 $\alpha = 90^\circ$, $\sin \alpha = 1$)
- s_r = 경사방향의 전단철근 간격
- s_t = 접선방향의 전단철근 간격
- $f_{ck0} = 1 \text{ MPa}$

- ③ 굽힘철근이 재하면을 통과하거나, 재하면으로부터 $0.25d$ 이내에 있는 경우 굽힘철근을 전단철근으로 사용할 수 있다.

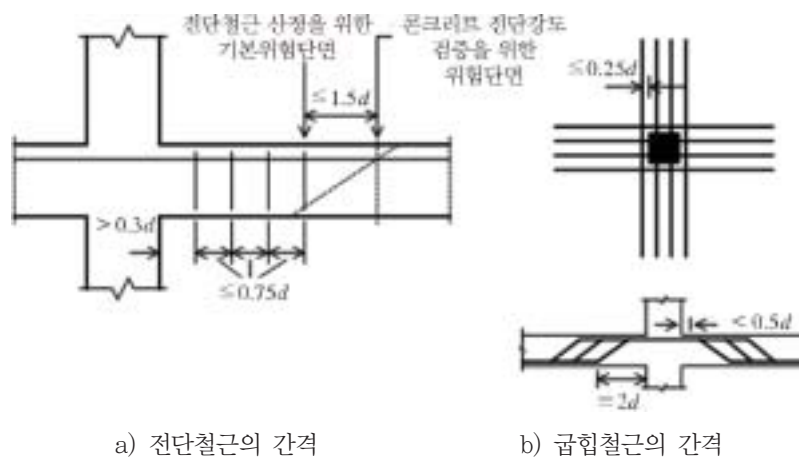


그림 5.10.11 2방향 전단철근

- ④ 받침부 표면 또는 재하면의 주변과 가장 가까운 전단철근 사이의 거리는 $d/2$ 이하로 하여야 한다. 이 거리는 인장철근 위치에서 취해야 한다. 만약 굽힘철근이 1개의 철근으로 배치된 경우라면 굽힘철근의 경사각은 30° 이상을 사용할 수 있다.

5.10.5. 교량의 콘크리트 바닥 슬래브

5.10.5.1 일반 사항

- (1) 교량의 콘크리트 슬래브로 된 바닥판은 지지하는 거더 또는 요소 부재와 합성되도록 하여야 한다. 완전 합성작용이 발휘되도록 바닥 슬래브와 지지 요소 사이에는 충분한 전단연결재를 배치하여야 한다.
- (2) 바닥판은 처짐을 포함한 과대한 변형이 발생하지 않도록 설계하여야 한다. 활하중과 그 동적 효과에 의해 유발되는 바닥판 처짐량은 다음의 한계값을 초과하지 않아야 한다.
 - 사람의 통행이 없는 바닥판; $L/800$
 - 제한된 수의 사람이 통행하는 바닥판; $L/1000$
 - 많은 사람이 통행하는 바닥판; $L/1200$
 여기서 L 은 바닥판 받침부의 중심간 거리이다.
- (3) 콘크리트 슬래브 바닥판의 피로한계상태에 대한 검증을 수행하지 않아도 된다. 또한, 극단상 황하중조합에서 바닥판을 검토하지 않아도 된다.
- (4) 지간과 폭의 비가 1:2를 넘는 콘크리트 바닥판에서 하중영향을 해석하기 위하여 4.6.2에 규정된 근사해석법을 적용할 수 있다.
- (5) 특별히 요구되지 않는 한, 콘크리트 바닥판은 흙 또는 마모 방지 층의 두께를 뺀 판 최소 두께는 240mm 보다 작아서는 않된다. 바닥판의 최소 피복 두께는 5.8의 규정을 따라야 한다.
- (6) 콘크리트 거더로 지지되는 콘크리트 바닥판의 전단연결재는 5.5.2.5절의 규정에 따르고, 강재 거더에 지지되는 바닥판은 6장의 해당 규정에 따라 전단연결재를 설계하여야 한다.
- (7) 바닥판의 경사각이 25° 이하 일 경우에는 주철근을 경사 방향으로 배치할 수 있다. 그러나 경사각이 이보다 클 경우에는 주 교각에 직각 방향으로 주철근을 배치하여야 한다.
- (8) 트럭 운하중의 접지에 의한 바닥판의 편칭 전단 영향을 5.5.4절에 따라 검토하여야 한다.
- (9) 교량의 진입부 또는 지간 내부의 바닥판의 연속성이 확보되어 있지 않는 바닥판 모서리 영역에는 격벽이나 다른 선부재로 보강하여 지지되도록 하여야 한다. 이 격벽은 트럭 운하중에 의해 유발되는 휨모멘트와 전단력을 저항할 수 있도록 바닥판과 일체로 설계되어야 한다.

5.10.5.2 경험적 설계법

(1) 적용 범위

- ① 교량 바닥 슬래브에 대한 경험적 설계법은 운하중을 지지하는 교량 바닥판의 주요한 구조적 거동이 휨이 아닌 아치 작용이라는 사실에 근거한 설계법이다. 이 설계법을 적용하여 바닥판을 설계하는 경우 별도의 구조 해석을 수행하지 않아도 된다.
- ② 경험적 설계법은 이 절 이외의 어떤 항에도 적용할 수 없다.
- ③ 이 설계법은 3개 이상의 지지 거더와 합성으로 거동하고, 바닥판의 지간 방향이 차량 진행 방향에 직각인 경우의 콘크리트 바닥판에만 적용할 수 있다.
- ④ 이 절의 규정들은 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없으며, 캔틸레버 바닥판에 대한 설계는 일반 슬래브 설계 방법을 따른다.

(2) 경험적 설계법을 사용하여 바닥판을 설계할 때, 바닥 슬래브의 유효 지간은 다음과 같게 취하여야 한다.

- ① 바닥판이 벽체 또는 보와 일체로 되어 있는 경우, 받침부 내면사이 순거리
- ② 강재 거더 또는 콘크리트 거더로 지지된 바닥판인 경우, 플랜지 끝까지의 거리에다 복부 내면에서 플랜지 맨 끝단까지 거리를 합한 값

(3) 설계 조건

교량 바닥 슬래브의 두께는 바닥판의 흠집, 마모, 철근 피복 두께를 제외한 수치로 하며, 다음의 조건을 만족시킬 경우에만 경험적 설계법을 적용할 수 있다.

- ① 바닥판이 콘크리트 거더 또는 강재 거더에 합성 지지된 경우
- ② 가로보 또는 격벽이 교각 선상에 설치되어 있는 경우
- ③ 거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게 한 곳을 제외하고 전체적으로 바닥판의 두께가 균일해야 함
- ④ 바닥판의 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상 15 이하인 경우
- ⑤ 바닥판의 상하부 철근의 외측면 사이의 두께가 100mm 이상인 경우
- ⑥ 유효 지간이 3.6 m를 초과하지 않는 경우
- ⑦ 바닥판의 흠집, 마모면, 그리고 보호피복두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240mm 이상인 경우
- ⑧ 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 5배 이상이거나 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께에 3배 이상이고 연속인 콘크리트 방호책과 구조적으로 합성이 된 경우
- ⑨ 콘크리트는 현장 타설되어 습윤 양생되어야 하며, 기준압축강도가 27 MPa 이상인 경우

- ⑩ 콘크리트 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전합성거동을 하여야 함
- ⑪ 콘크리트 또는 강 거더교인 경우, 위 조항을 만족시키기 위하여 바닥판과 콘크리트 주거더를 합성시키는 전단연결재가 충분히 배치되어야 한다.

(4) 보강 철근량

- ① 현장 타설 콘크리트 바닥판에는 4개 층의 철근을 배치한다. 철근은 콘크리트 피복두께 요구 조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배치하며, 유효 경간 방향으로 배치되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배치하여야 한다.
- ② 배치해야 되는 4개 층의 철근량은 아래에서 정한 최소값 이상이어야 한다.
 경간 방향 : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상
 상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상
 경간방향에 직각방향 : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상
 상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

(5) 철근의 종류 및 배치

- ① 배치되는 철근은 SD400 이상이어야 한다.
- ② 모든 철근은 직선으로 배치하며 겹침이음만 사용할 수 있다.
- ③ 철근의 중심간격은 100mm 이상 또한 300mm 이하로 한다. 다만, 바닥판 지간방향의 하부 인장 주철근의 중심 간격은 바닥판의 두께를 넘어서는 안 된다.
- ④ 사교의 경사각이 20°를 넘는 경우, 단부 바닥판의 철근은 단부 끝단에서 바닥판의 유효지간에 해당하는 위치까지 (4)항에서 규정한 철근량의 2배를 배치한다.

5.10.5.3 전통적 설계법

- (1) 이 절에서 규정한 바닥판의 전통적 설계법은 네층으로 구성된 철근이 배치되고 5.10.5.1의 일반 사항에 부합된 경우에만 적용한다.
- (2) 배력철근
 - ① 집중하중으로 작용하는 윤하중을 수평 방향으로 분산시키기 위해 정모멘트에 발생되는 바닥판 하부에는 주철근의 직각 방향으로 배력 철근을 배치하여야 한다. 이 때 철근량은 정모멘트에 의해 소요되는 주철근량에 대해 다음과 같이 계산한 백분율을 적용한 값으로 한다.
 - 주철근이 차량 진행 방향에 직각인 경우

$$\frac{120}{\sqrt{L}} \leq 67\%$$

- 주철근이 차량 진행 방향에 평행한 경우

$$\frac{55}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

여기서 L은 바닥판의 지간(m)이다.

- ② 주철근이 차량 진행 방향에 직각인 경우 위에서 산정한 배력철근을 바닥판 지간 중앙부 1/2 구간에 배치하며, 나머지 구간에는 산정된 배력철근량의 50% 이상 배치한다.
- ③ 배치할 배력철근량은 온도 및 건조수축에 소요되는 철근량 이상이어야 한다.

5.10.6 기 등

5.10.6.1 적용범위

- (1) 이 규정은 단면의 큰 치수가 작은 치수의 4배 이하인 기등에 적용한다.

5.10.6.2 기등의 축방향 철근

- (1) 비합성 기등의 축방향 긴장재 및 철근은 다음 식을 만족하는 최대단면적 이하로 배치하여야 한다.

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08 \quad (5.10.18)$$

$$\frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f_{ck}} \leq 0.3 \quad (5.10.19)$$

여기서,

A_s = 겹침이음된 철근을 포함한 모든 철근의 총 단면적(mm²)

A_g = 기등의 단면적(mm²)

A_{ps} = 프리스트레싱 강재의 단면적 (mm²)

f_{pu} = 프리스트레싱 강재의 설계인장강도(MPa)

f_y = 축방향 철근의 설계기준항복강도(MPa)

f_{ck} = 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)

f_{pe} = 프리스트레싱 강재의 유효 긴장응력(MPa)

- (2) 비합성 기둥의 축방향 긴장재 및 철근은 다음 식을 만족하는 최소단면적 이상으로 배치하여야 한다.

$$\frac{A_s f_y}{A_g f_{ck}} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_{ck}} \geq 0.135 \quad (5.10.20)$$

여기서, A_s = 겹침이음 위치가 아닌 일반 단면에서의 축방향 철근 단면적(mm²)

- (3) 다각형 단면 기둥의 경우 각 모서리에 최소한 1개의 축방향 철근이 배치되어야 하며, 원형 단면은 4개 이상의 축방향철근을 배치하여야 한다.

5.10.6.3 기둥의 횡방향 철근

- (1) 기둥의 횡방향 철근은 사각형 후프띠철근과 보강띠철근, 원형 띠철근, 단일 철근으로 제작된 나선철근, 기계적 이음으로 연결된 나선철근으로 구성한다. 내진 설계의 경우에는 해당 규정에 따라 횡방향 철근을 배치하도록 한다.
- (2) 기둥의 횡방향 철근은 축방향 철근 최대 지름의 1/4 이상의 지름을 가진 철근이어야 한다. 횡방향 철근으로 용접강선망을 사용하는 경우 강선의 지름은 5 mm 이상이어야 한다.
- (3) 기둥의 횡방향 철근은 적절하게 정착되어야 한다.
- (4) 기둥 횡방향 철근의 수직 간격은 다음 중 가장 작은 값 이하이어야 한다.
 - ① 축방향 철근 최소 지름의 20배
 - ② 기둥 단면의 최소치수
 - ③ 400 mm
- (5) 보 또는 슬래브의 상부 또는 하부와, 기초의 상부와 접하는 기둥 단면의 치수 중 큰 치수와 동일한 거리 이내에 있는 기둥 단면은 (4)항의 최대 간격을 계수 0.6을 적용하여 감소시켜야 한다.
- (6) D13 이상의 축방향 철근이 겹침이음된 구간의 기둥 단면은 (4)항의 최대 간격을 계수 0.6을 적용하여 감소시켜야 하며, 겹침이음된 구간에 3개 이상의 횡방향 철근을 등간격으로 배치하여야 한다.
- (7) D35 이상의 축방향 철근이 한 다발 내에 2개 이상으로 묶어 있을 경우에는 횡방향 철근 간격을 (4)항에 규정된 간격의 1/2로 취하여야 한다.
- (8) 기둥의 크기가 변하는 구간과 같이 축방향 철근의 방향이 변하는 위치에서는 횡방향 철근의 간격은 횡방향력을 포함하여 계산해야 한다. 이 영향은 방향의 변화가 1/12 이하인 경우 무

시할 수 있다.

- (9) 원형 단면과 타원형 단면을 제외한 기둥 단면에서는 모든 모서리에 있는 축방향 철근과 하나 건너 있는 축방향 철근이 135° 이하로 구부린 띠철근의 모서리에 의하여 횡지지되도록 띠철근을 배치하여야 하며, 어떤 축방향 철근도 띠철근을 따라 횡지지된 축방향 철근의 양쪽으로 중심간격이 600 mm를 초과하지 않아야 한다.
- (10) 하나의 후프띠철근에 보강띠철근을 추가로 사용할 때는 하나의 연속된 철근으로 한쪽 단에 135° 이상의 갈고리를 갖고, 다른 쪽 단에 90° 이상의 갈고리를 갖는 보강띠철근을 사용하여 한다. 이때, 135° 갈고리는 띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 가져야 하며, 90° 갈고리는 띠철근 지름의 6배 이상의 연장길이를 가져야 한다.
- (11) 축방향 철근이 원형으로 배치된 경우에는 원형 띠철근을 사용할 수 있으며, 원형 띠철근의 이음부분이 엇갈리도록 배치하여야 한다.
- (12) 기둥의 최하단 띠철근은 기초나 하단 연결 부재의 상부로부터 횡방향 철근 간격의 1/2 이내에 배치하여야 하며, 최상단 띠철근은 상단 연결 부재의 최하단 수평철근으로부터 횡방향 철근 간격의 1/2 이내에 배치하여야 한다.
- (13) 기둥에 소성힌지가 형성되도록 설계하는 경우에는 소성힌지구역의 철근상세를 내진설계기준의 철근상세에 따라야 한다.

5.10.6.4 나선철근 상세

- (1) 5.10.6.3의 횡방향 철근의 일반 규정 외에 나선 철근에 대해서는 이 절의 상세 규정을 적용한다.
- (2) 말뚝을 제외한 압축부재의 나선철근으로는 최소지름 9 mm 이상의 이형철근, 원형철근, 또는 철선을 사용하며, 한 개 또는 다수의 연속 나선이 일정 간격으로 배치되어야 한다. 나선철근은 모든 축방향 철근을 둘러싸고 접촉한 상태로 배치되어야 한다.
- (3) 나선철근의 순간격은 25 mm 이상, 굵은골재 최대치수의 1.33배 이상으로 하며 나선철근 중심간의 간격은 축방향 철근 지름의 6배 이하, 150 mm 이하로 하여야 한다.
- (4) 나선철근은 압축부재 양단에서 $1\frac{1}{2}$ 회전만큼 더 연장하여 정착시켜야 한다.
- (5) 나선철근은 다음 중 하나의 방법으로 연결할 수 있다.
 - 일반 철근의 경우 철근 지름의 48배 이상, 도막철근의 경우 철근 지름의 72배 이상, 철선의 경우 지름의 48배 이상의 겹침이음
 - 성능이 확인된 기계적 연결 장치

- 성능이 확인된 용접 이음

5.10.6.5 띠철근 상세

- (1) 5.10.6.3의 횡방향 철근의 일반 규정 외에 띠 철근에 대해서는 이절의 상세 규정을 적용한다.
- (2) 띠철근 압축부재에서는 모든 축방향 철근을 다음과 같은 띠철근으로 둘러싸야 한다.
 - D29 이하의 축방향철근 : D10의 띠철근
 - D35 이상의 축방향철근 : D16의 띠철근
 - 다발철근 : D16의 띠철근
 철근대신 등가단면적의 이형철선이나 용접철선망을 띠철근으로 사용해도 좋다.
- (3) 띠철근의 간격은 압축부재의 최소치수 이하, 300 mm 이하로 하여야 한다. D35를 초과하는 철근을 다발로 한 경우에, 띠철근의 간격은 부재 최소치수의 $\frac{1}{2}$ 이하, 150 mm 이하로 하여야 한다.
- (4) 띠철근은 모든 모서리에 있는 축방향철근과 하나 건너 있는 축방향철근이 135° 이하로 구부린 띠철근의 모서리에 의하여 횡지지되도록 배치하여야 하며, 어떤 축방향철근도 띠철근을 따라 횡지지된 축방향철근의 양쪽으로 중심간격이 610 mm를 초과하지 않아야 한다. 기둥에 소성 힌지가 형성되도록 설계하는 경우에는 어떤 축방향철근도 횡지지된 축방향철근과의 순간격이 150 mm를 초과하지 않아야 한다.
- (5) 축방향철근이 원형으로 배치된 경우에는 원형띠철근을 사용할 수 있으나 띠철근의 이음부분이 엇갈리도록 원형띠철근을 배치하여야 한다.
- (6) 압축부재의 최하단 띠철근은 기초나 하단연결부재의 상부로부터 띠철근간격의 $\frac{1}{2}$ 이내에 배치하여야 하며, 최상단 띠철근은 상단연결부재의 최하단 수평철근으로부터 띠철근간격의 $\frac{1}{2}$ 이내에 배치하여야 한다.

5.10.7 속빈 사각형 단면 압축부재의 보강철근

5.10.7.1 일반사항

- (1) 단면내의 종방향철근의 총단면적은 콘크리트 면적의 0.01배 보다 작아서는 안된다.
단면의 각 벽에는 2개층의 철근을 배치하여야 하며 1개층은 벽면 가까이 배치하여야 한다.
2개층의 철근량은 거의 같아야 한다.

5.10.7.2 철근 간격

- (1) 종방향 철근의 중심간격은 벽체두께의 1.5배와 450 mm 중 작은 값보다 커서는 안된다. 횡방향철근의 수직방향으로의 중심간격은 벽체두께의 1.25배와 300 mm 중 작은 값보다 커서는 안된다.

5.10.7.3 띠철근

- (1) 각 벽체에 배치된 2개층의 철근에는 중간띠철근을 배치하여야 한다. 중간띠철근의 한쪽단에는 135° 표준갈고리가 있어야 하고 다른단에는 90° 의 표준갈고리가 설치되어야 한다. 중간띠철근은 종방향철근과 횡방향철근의 교차점에 배치하여야 한다. 그리고 모든 중간띠철근의 갈고리는 교차점에서 종방향철근과 횡방향철근 모두를 감싸야 한다. 종방향철근과 횡방향철근은 각각 600 mm 이하의 간격을 갖는 중간띠철근 갈고리로 감싸야 한다.
- (2) 세그먼트로 시공되는 부재에는 각 세그먼트의 상부 및 하부 모서리를 따라 추가적인 중간띠철근을 배치하여야 한다. 단면의 벽체에 배치된 1쌍의 내측 및 외측 종방향 철근 단부를 연결하기 위해서 중간띠철근을 배치하여야 한다.

5.10.7.4 겹침이음

횡방향 철근은 단면의 모서리에서 90° 갈고리를 겹쳐이어 연결할 수 있다. 횡방향철근의 직선 겹침이음은 허용되지 않는다. 만약, 종방향철근과 횡방향철근의 교차점에 위치하는 4개 이상의 중간띠철근의 갈고리가 겹침이음된 철근의 겹침이음 길이 전체를 둘러싼다면 직선 겹침이음도 허용된다.

5.10.7.5 폐쇄철근

- (1) 단면의 모서리에 위치한 종방향철근은 폐쇄철근으로 둘러싸야 한다. 만약 폐쇄철근을 배치할 수 없다면 다리 길이가 적어도 벽체두께의 2배이고 끝단이 다른 끝단쪽으로 90° 꺾어진 한 쌍의 U-형 철근을 사용할 수 있다.
- (2) 단면 모서리에 위치한 포스트텐션 덕트는 폐쇄철근 또는 끝단에 90° 의 갈고리를 갖는 스트립을 사용하여 모서리 영역에 정착시켜야 한다. 이 때 스트립의 경우, 단면의 외측면 가까이에 배치된 하나 이상의 종방향철근을 감싸야 한다.

5.10.8 벽체

5.10.8.1 일반사항

이 규정은 두께에 대한 길이의 비가 4 이상인 철근콘크리트 벽체에 적용한다. 벽체의 철근량과 철근상세는 스트럿-타이 모델을 적용하여 설계 할 수 있다(5.5.5 참조). 주로 면외힘을 받는 벽체의 경우에는 슬래브의 규정을 적용한다(5.10.3 참조).

5.10.8.2 수직 철근

- (1) 콘크리트의 비균열이 보장되거나, 극한한계상태에서 완전한 강도를 발휘하는 것이 증명되지 않는다면, 겹침이음 위치가 아닌 부분의 수직 철근량은 $0.002A_c \sim 0.04A_c$ 이어야 한다.
- (2) 설계에서 최소철근량이 지배적인 경우, 이 철근량의 1/2을 벽체 각 표면에 배치하여야 한다.
- (3) 두 수직 철근 사이의 간격은 벽체 두께의 3배 또는 400 mm 중 작은 값 이하이어야 한다.

5.10.8.3 수평 철근

- (1) 벽면에 평행한 수평 철근은 각 벽체의 표면에 배치되어야 한다. 수평 철근량은 수직 철근량의 25% 또는 $0.001A_c$ 이상이어야 한다.
- (2) 두 수평 철근 사이의 간격은 400 mm 이하이어야 한다.

5.10.8.4 횡방향 철근

- (1) 두 면에서 총 수직 철근량이 $0.002A_c$ 를 초과하는 벽체 부분에 대해서는 기둥의 철근상세 규정과 동일하게 전단철근 형태의 횡방향 철근을 배치하여야 한다(5.10.6.3 참조).
- (2) 지름이 16 mm 이하인 용접강선망이 지름의 2배 이상의 피복두께를 갖도록 배치된 경우 외에는 주철근이 벽체 표면 가장 가까이에 배치된 곳에서 벽체 단위면적당 4개의 횡방향 철근을 배치하여야 한다.

5.10.9 깊은 보

- (1) 깊은 보 (5.4.2.1(1)①항의 정의 참조)는 각각의 면에 인접한 직교 철근망을 수직과 수평 방향으로 배치하여야 한다. 이때 깊은 보 양면 각각의 철근망은 최소 0.1%의 철근비로서 1 m 당 $150 \text{ mm}^2 (a_s = 150 \text{ mm}^2/\text{m})$ 이상이어야 한다.

- (2) 철근망의 두 인접한 철근 사이의 간격은 벽체 두께의 2배 또는 300 mm 중 작은 값 이하여야 한다.
- (3) 절점영역과 보의 단부 사이에 정착길이 l_{bd} 가 충분하지 않은 경우, 설계 모델에서 고려된 타이에 해당하는 철근은 굽힘철근, U형 또는 정착장치를 사용하여 절점영역에서 힘의 평형을 만족하기 위하여 완전히 정착되어야 한다.

5.10.10 기초판

5.10.10.1 말뚝 머리판

- (1) 말뚝의 외측으로부터 머리판(pile cap) 단부까지의 거리는 머리판에서 인장력이 적절하게 지지될 수 있는 거리로 하여야 한다. 또 현장에서 예상되는 말뚝의 시공오차도 고려하여야 한다.
- (2) 말뚝 머리판의 철근은 스트럿-타이 모델 또는 적절한 휨해석 방법을 적용하여 설계하여야 한다.
- (3) 하중에 저항하기 위한 주인장철근은 말뚝 상단 위의 응력 도입 영역에 집중 배치되어야 한다. 만약 인장철근량이 최소철근량 이상인 경우 판의 하부 표면을 따라 고르게 분포되는 철근은 생략할 수 있다. 만약 기초판의 측면과 상부 표면에 인장력 발생의 가능성이 없다면 기초판의 측면과 상부 표면에 철근을 배치하지 않을 수 있다.
- (4) 인장철근의 정착을 위해 횡방향 용접철근을 사용할 수 있다. 이런 경우의 횡방향 철근은 철근의 정착구역에서 횡방향 철근의 일부분으로 간주할 수 있다.
- (5) 말뚝의 상향 반력에 의해 발생된 압축력은 말뚝 단부로부터 45° 각도로 퍼진다고 가정할 수 있다(그림 5.10.12참조). 이 압축력은 정착길이 계산시 고려하여야 한다.

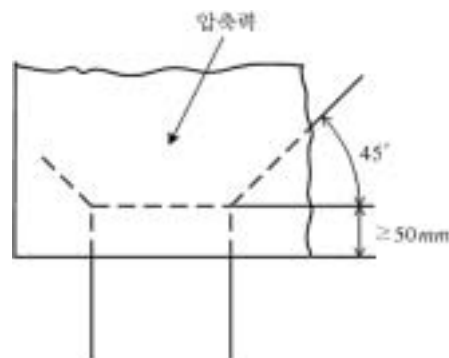


그림 5.10.12 정착 성능이 증가하는 압축영역의 확대

5.10.10.2 확대기초판

(1) 일반

- ① 주철근은 5.9.4의 규정에 따라 정착되어야 한다. 확대기초판 설계 시에는 5.10.10.2(2)의 설계모델을 사용할 수 있다.
- ② 원형 확대기초판의 주철근은 직교 방향으로 배치하여야 하며 기초판 지름의 $50\% \pm 10\%$ 폭에 해당하는 기초판 중앙부에 집중 배치되어야 한다(그림 5.10.13참조). 이 경우 철근이 배치되지 않은 부분은 무근 콘크리트로 취급하여야 한다.
- ③ 하중에 의해 확대기초판 상부 표면에 인장력이 유발되는 경우, 인장응력의 영향을 검토해야 하며 필요에 따라 보강하여야 한다.

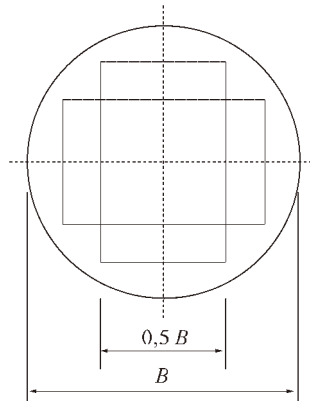


그림 5.10.13 원형 확대기초판의 직교 철근

(2) 철근의 정착

- ① 철근의 인장력은 그림 5.10.14 같이 경사균열의 영향을 고려한 평형조건을 적용하여 결정해야 한다. x 위치의 인장력 T_s 는 기초 단부로부터 동일한 거리 x 이내의 콘크리트에 정착되어야 한다.
- ② 정착된 철근의 인장력은 다음과 같다

$$T_s = R \cdot z_e / z_i \quad (5.10.21)$$

여기서,

R = x 거리 이내 지반반력의 합력

z_e = 외적 팔길이, 즉 R 과 수직력 N_u 사이의 거리

N_u = A 단면과 B 단면 사이의 총 지반압력에 해당하는 수직력

z_i = 내적 팔길이, 즉 수평력 C와 철근 사이의 거리

C = 최대인장력 $T_{s,max}$ 에 해당하는 압축력

- ③ 팔길이 z_e 와 z_i 는 N_u 와 C에 대한 압축영역을 고려하여 결정할 수 있다. 단, 단순계산법으로서 z_e 는 $e = 0.15b$ 로 가정하여 결정할 수 있고(그림 5.10.14참조), z_i 는 $0.9d$ 를 사용하여 결정할 수 있다.
- ④ 그림 5.10.14의 l_b 는 직선 철근에서 정착길이를 이용할 수 있는 길이를 나타낸다. 만약 T_s 를 정착하기 위한 정착길이가 충분하지 않은 경우 정착길이를 증가시키기 위해 갈고리 철근이나 단부정착장치를 사용할 수 있다.
- ⑤ 직선 철근의 정착에 대해서는 x 의 최소값이 가장 큰 영향을 미친다. x 의 최소값을 근사적으로 결정할 때는 $x_{min} = h/2$ 로 가정할 수 있다. 그 외 다른 종류로 정착되는 철근에 대해서는 더 큰 x 값을 사용할 수 있다.

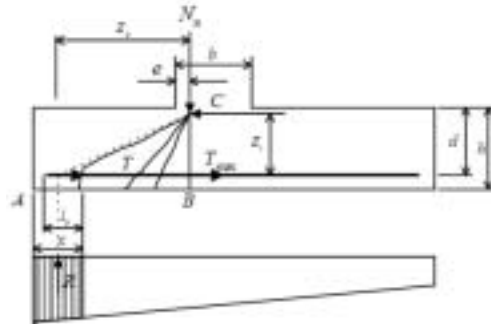


그림 5.10.14 경사균열의 영향을 고려한 철근인장력 해석

5.10.10.3 타이보

- (1) 기초에 편심하중이 발생하지 않도록 타이보(Tie beams)를 사용할 수 있다. 타이보는 휨모멘트와 전단력에 저항하도록 설계해야 한다.
- (2) 다짐기계의 작용이 타이보에 영향을 미칠 수 있는 경우, 타이보는 최소 10 kN/m의 하향하중을 고려하여 설계해야 한다.

5.10.10.4 암반 위 기둥의 기초

- (1) 극한한계상태의 지반반력이 5 MPa 이상인 기초에서 쏘갸력에 저항하기 위한 횡방향 철근이 배치되어야 한다. 이 때의 횡방향 철근은 쏘갸력이 작용하는 방향에 대해 높이 h 이상 균일하

게 배치하여야 한다(그림 5.10.15 참조).

(2) 쏘갠력 F_s 는 다음과 같이 계산할 수 있다(그림 5.10.15 참조).

$$F_s = 0.25(1 - c/h) N_u \quad (5.10.22)$$

여기서, h 는 b 와 H 중 작은 값

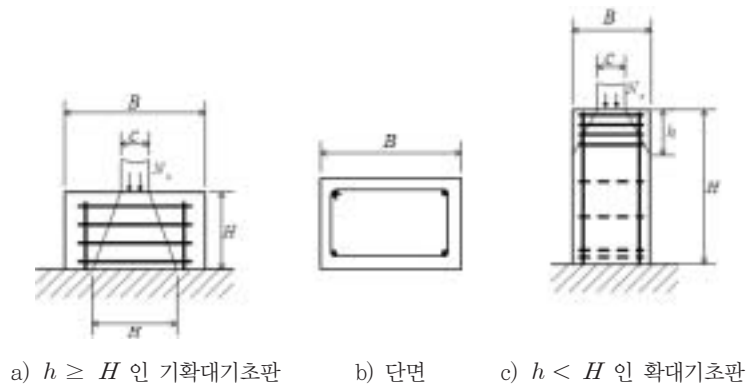


그림 5.10.15 암반 위 기초의 쏘갠 방지 철근

5.10.10.5 현장 타설 말뚝

- (1) 이 규정은 철근콘크리트 현장 타설 말뚝에 적용한다.
- (2) 철근상세는 콘크리트의 타설에 부정적인 영향을 주지 않도록 설계하여야 한다.
- (3) 지름이 600 mm 이하인 현장 타설 말뚝은 표 5.10.2에 따라 최소 축방향 철근량 이상의 철근을 단면 주변에 배치하여야 한다.
- (4) 축방향 철근의 최소 지름은 16 mm 이상이어야 한다. 말뚝은 최소한 6개의 축방향 철근이 배치되어야 한다. 철근 사이의 순간격은 200 mm 이하이어야 한다.

표 5.10.2 현장 타설 말뚝의 최소 축방향 철근량

말뚝의 단면적, A_c	최소 축방향 철근량, A_s
$A_c \leq 0.5m^2$	$A_s \geq 0.005 \cdot A_c$
$0.5m^2 < A_c \leq 1.0m^2$	$A_s \geq 25cm^2$
$A_c > 1.0m^2$	$A_s \geq 0.0025 \cdot A_c$

5.10.11 응력교란영역

- (1) 응력교란영역의 설계는 5.5.5의 스트럿-타이 모델을 적용하고, 철근상세는 5.9장의 규정에 따라야 한다.
- (2) 타이에 해당하는 철근은 5.9.5에 따른 정착길이 l_{db} 로서 완전히 정착되어야 한다.

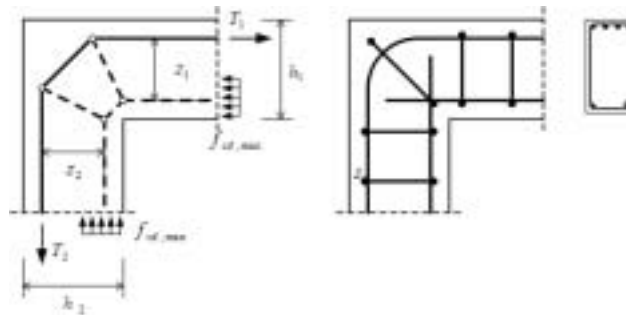
5.10.11.1 라멘 우각부

(1) 일반

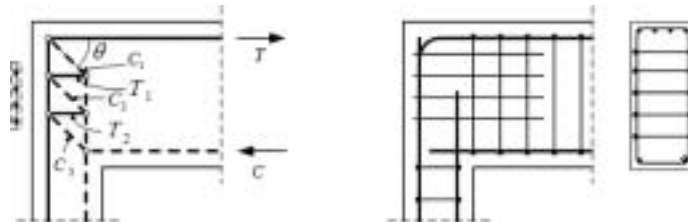
- ① 압축영역의 콘크리트 설계강도, $f_{cd, max}$ 은 5.5.5.2에 따라 결정해야 한다.

(2) 단힘모멘트가 작용하는 라멘 우각부

- ① 기둥과 보의 깊이가 비슷한 경우($2/3 < h_2/h_1 < 3/2$) (그림 5.10.16(a) 참조), 또는 보-기둥 접합부내의 전단철근 설계와 정착길이 검토는 수행하지 않아도 된다. 보의 모든 인장 철근은 우각부 주위에서 구부려서 배치하여야 한다.



(a) 기둥과 보의 깊이가 동일한 경우



(b) 기둥과 보의 깊이가 크게 다른 경우

그림 5.10.16 단힘모멘트가 있는 라멘 우각부의 모델과 철근상세

- ② 그림 5.10.16(b)는 $0.4 \leq \tan\theta \leq 1$ 인 곳에서 $h_2/h_1 > 3/2$ 인 경우에 대한 스트럿-타이 모델을 나타낸다.
- ③ 정착길이 l_{db} 는 $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$ 에 대하여 결정하여야 한다.
- ④ 면내절점에 수직으로 작용하는 횡방향인장력에 대하여 철근을 배치하여야 한다.

(3) 열림모멘트가 작용하는 라멘 우각부

- ① 기둥과 보의 깊이가 비슷한 경우는 그림 5.10.17(a)와 그림 5.10.18(a)에 나타난 스트럿-타이 모델을 사용할 수 있다. 우각부에서의 철근은 그림 5.10.17(b)와 그림 5.10.18(b)에 나타난 것과 같이 폐합 형태 또는 두 개의 U형 철근을 겹친 형태와 경사 방향 연결 철근의 조합으로 구성하여야 한다.
- ② 열림모멘트가 크게 작용하는 우각부의 경우 그림 5.10.18에 나타난 것과 같이 찰갬을 방지하기 위한 경사철근과 전단철근을 배치하여야 한다.

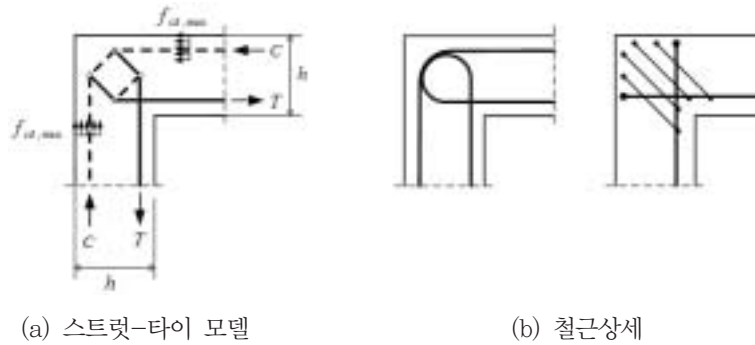


그림 5.10.17 작은 열림모멘트가 작용하는 라멘 우각부($A_s / bh \leq 2\%$)

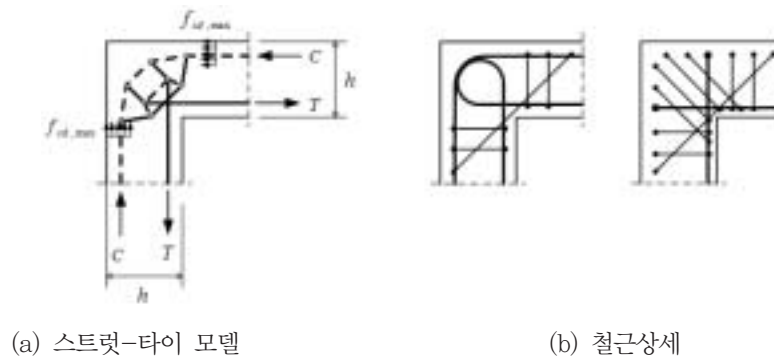


그림 5.10.18 큰 열림모멘트가 작용하는 라멘 우각부($A_s / bh > 2\%$)

5.10.11.2 내민받침 (브래킷, 코벨)

- (1) 그림 5.10.18와 같이 $a < z_o$ 인 내민받침은 5.5.5에 기술된 스트럿-타이 모델을 적용할 수 있다. 스트럿의 경사는 $1.0 \leq \tan \theta \leq 2.5$ 로 제한된다.
- (2) $a < 0.5h$ 인 경우, $A_{s,ink} \geq 0.5A_{s,main}$ 인 폐합수평철근 또는 폐합경사철근을 주인장철근에 추가하여 배치하여야 한다(그림 5.10.19(a) 참조).
- (3) $a > 0.5h$ 이고, $F_u > V_{d,ct}$ (5.5.2.2 참조)인 경우, $A_{s,ink} \geq F_{wd}/f_{yd}$ 인 폐합수직철근을 주인장철근에 추가하여 배치하여야 한다(그림 5.10.19(b) 참조).
- (4) 내민받침에서 주인장철근의 정착을 검증하여야 한다. 수직 부재에서 주철근이 구부러진 경우에 대한 정착길이는 재하판의 단부 안쪽부터 측정한다.
- (5) 균열 제어가 필요한 경우, 열림모멘트에 의하여 인장력이 작용하는 부분에 대각선 방향으로 철근을 배치하여야 한다.

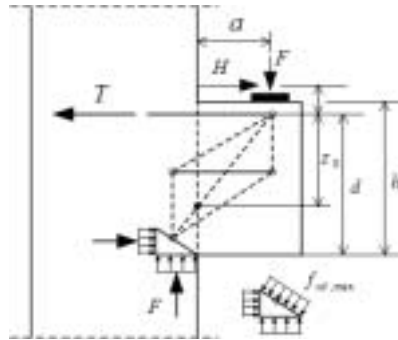


그림 5.10.18 내민받침의 스트럿-타이 모델

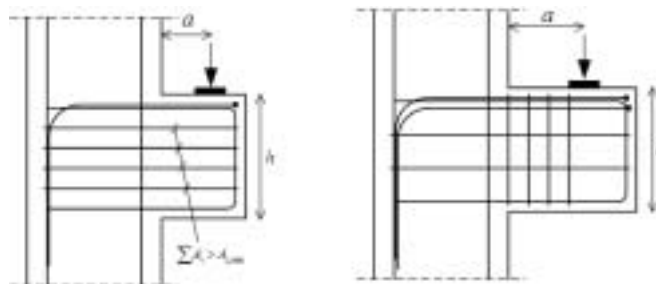
(a) $a \leq 0.5h$ 일 때 철근상세(b) $a > 0.5h$ 일 때 철근상세

그림 5.10.19 내민받침의 철근상세

5.10.12 포스트텐션 정착부

5.10.12.1 일반사항

- (1) 정착부는 정착장치에 집중된 프리스트레스 힘이 횡방향으로 분산되어 단면전체에 선형의 응력분포가 되기까지의 부재 영역을 말한다.
- (2) 정착부는 5.4.1에서 정의한 응력교란영역으로 프리스트레스를 받는 부재의 강도한계상태에 대하여 설계하여야 한다.
- (3) 프리스트레스를 정착장치에 작용하는 집중하중으로 간주하면 그 설계값은 5.2.3.2을 따르고, 5.3.1.2에 따라 콘크리트 기준인장강도를 사용해야 한다.

5.10.12.2 기하조건

- (1) 부재나 세그먼트의 단부에 위치하고 있는 정착부의 횡방향 치수는 단면의 높이와 폭으로 한다. 단, 이는 부재 또는 세그먼트의 종방향 길이보다 크지 않아야 한다. 정착부의 긴장재 방향으로 종방향 치수는 정착영역의 횡방향 치수 중 큰 값 이상이어야 하며 그 값의 1.5배를 넘지 않아야 한다.
- (2) 중간정착부에서 정착영역은 정착부의 단면 치수 중 큰 값보다 작지 않은 거리만큼 정착력의 반대방향으로 연장되어야 한다.

5.10.12.3 정착부의 검토

- (1) 정착부의 강도한계상태의 안전을 검토하기 위하여 스트럿-타이 모델, 탄성해석 모델, 비선형 해석 모델과 그 외의 검증된 방법을 사용할 수 있다.
- (2) 정착부의 검토에서는 다음의 힘을 고려한다.
 - 지압응력: 정착판 앞의 콘크리트 압축응력
 - 파열력: 정착장치 앞부분에 긴장재 축에 횡방향으로 작용하는 인장력
 - 할렬력: 부재의 횡방향 단부에 인접하여 평행하게 작용하는 인장력
 - 종방향 단부 인장력: 부재의 종방향 단부에 인접하여 평행하게 작용하는 인장력
- (3) 지압응력의 검토에서 지압면적은 정착판(2 대칭축이라 가정하면)과 같은 중심, 같은 대칭축을 가지는 정착면적에 따르며 다음 식을 만족해야 한다.

$$\frac{P_0}{c \cdot c} = 0.6f_{ck} \quad (5.10.23)$$

여기서,

P_0 는 5.4.7.2에 따른 강선에 작용하는 최대 인장력

c, c' 는 해당 직사각형 단면의 치수

$f_{ck}(t)$ 는 긴장시의 콘크리트 강도

직사각형 단면에서 정착판과 정착면적은 근사적으로 닮은꼴이 된다. 즉, c/a 와 c'/a' 는 $1.25\sqrt{\frac{c \cdot c'}{a \cdot a'}}$ 보다 크지 않다. 여기서 a 와 a' 는 정착판을 포함하는 최소 직사각형의 치수이다. 같은 단면에서 정착부의 직사각형 면적은 콘크리트 내부에 있어야 하며 겹치지 않아야 한다. “지압면적을 계산하기 위한 응력 분포의 입체 그림”은 각 정착부(이 입체 그림은 정착판 바로 아래의 매우 높은 응력을 받는 부분이 일축압축응력상태의 분포 응력으로 변하는 모양을 공간상에 나타낸 것이다.)에 따라 계산하여야 한다. 이 입체의 축은 강선의 축이며 그 바닥은 정착부의 사각형이며, 정착부 이하의 깊이는 $1.2\text{Max}(c, c')$ 이다. 각각 다른 정착부의 입체는 겹칠 수 있으나, 콘크리트 내부에 있어야 한다.

- (4) (3)항에 따른 콘크리트의 지압 파괴를 막기위해 지압부는 다음의 최소 횡철근 단면적으로 보강해야한다.

$$A_s = 0.15 \frac{P_0}{\phi_s f_y} \quad (5.10.24)$$

여기서, P_0 는 5.4.7.2에 따른 강선에 작용하는 최대 인장력이며, f_y 는 철근의 기준항복강도이다.

- (5) 집중하중으로 인한 인장력은 스트럿 타이 모델 또는 다른 적절한 방법(5.4 참조)으로 계산해야 한다. (2)항의 인장력을 저항할 수 있게 철근 상세를 결정한다. 이 때 철근은 설계강도를 갖는 것으로 한다. 철근응력이 300 MPa 이하이면 균열에 대한 검토는 필요없다.
- (6) 근사적으로 프리스트레싱 힘은 정착기구의 끝에서 부터 2β 의 각도(그림 5.10.20 참조)로 확산되는 것으로 가정할 수 있다. 여기서 β 는 $\tan^{-1}(2/3)$ 으로 가정할 수 있다.

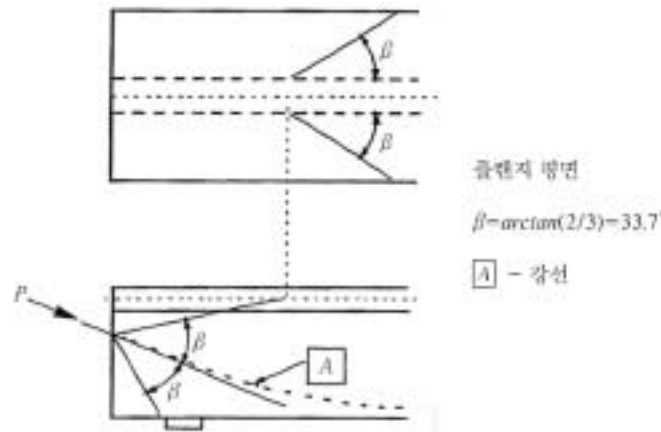


그림 5.10.20 프리스트레스의 전달

5.10.12.4 정착부의 상세 설계

긴장재의 선정과 정착장치의 위치 결정, 철근 보강, 긴장 순서를 포함한 전반적인 설계와 시공에 관련된 상세 사항은 설계 도면으로 작성하여 시공 전에 공사 책임자의 승인을 받아야 한다.

5.10.13 프리텐션 정착부

5.10.13.1 계수파열저항력

프리텐션 보에 있어서 프리텐션 정착영역의 파열저항력은 프리텐션 단부의 수직철근에 의해 발휘되며 사용한계상태에서 다음과 같이 산정한다.

$$P_r = f_{yd} A_s \quad (5.10.25)$$

여기서,

f_{yd} = 철근의 설계 항복강도, 140 MPa 이하(MPa)

A_s = 보의 단부에서 $h/4$ 이내에 배치되는 횡방향 철근의 총면적(mm^2)

h = 프리캐스트 보의 높이(mm)

저항력은 전달 긴장력의 4% 이상이어야 한다.

단부 수직철근은 가능한 한 보의 단부에 근접하여 배치하여야 한다.

5.10.13.2 횡구속 철근

상자형 단면을 제외한 보의 경우, 단부에서 1.5d 지점까지의 하부플랜지에는 프리스트레싱 강재를 횡구속하기 위한 철근을 배치하여야 한다. 횡구속 철근은 D10 이상의 이형철근을 사용하며 간격은 150 mm를 초과하지 않아야 하고 스트랜드를 둘러싼 형태여야 한다.

상자형 단면 보의 경우, 횡철근을 설치하고 스테럽의 단부를 거더의 복부까지 연장시켜 정착하여야 한다.

5.10.14 결속 구조계

5.10.14.1 일반 사항

- (1) 극단상황하중조합에 대하여 견디도록 설계되지 않은 구조물은 국부적인 손상 후의 하중경로에 의한 점진적인 붕괴를 방지하기 위해 적절한 결속 구조계(tying system)로 설계해야 한다.
- (2) 다음과 같은 결속 구조계를 사용할 수 있다.
 - ① 주변타이(peripheral tie)
 - ② 내부타이(internal tie)
 - ③ 수평기둥 또는 벽체 타이(horizontal column or wall tie)
- (3) 신축이음장치에 의해 정정구조물로 구분된 구조물의 각 부분은 독립된 결속구조계로 설계해야 한다.
- (4) 타이 설계시 다음의 조항에 규정된 철근의 강도 특성과 인장력 전달능력을 가지는 것으로 가정할 수 있다.
- (5) 기둥, 벽체, 보와 바닥판에 다른 목적을 위해 배치된 철근은 검토하는 하중 경우에 따라 타이의 전체 또는 일부분으로서 간주될 수 있다.

5.10.14.2 타이 설계

(1) 일반

- ① 타이는 시공 오차등을 고려한 구조해석에 의해 요구되는 추가적인 철근으로서가 아니라, 최소량으로 설계해야 한다.

(2) 주변타이

- ① 각 층과 지붕 위치에는 연단으로부터 1.2 m 이내에 적절하게 연속된 주변타이가 배치되어야 한다. 이 타이는 내부타이로 사용된 철근을 포함한다.
- ② 주변타이는 다음의 인장력에 저항할 수 있어야 한다.

$$F_{tie} = l_i \cdot 10 \text{ N/m} \leq 70 \text{ kN} \quad (5.10.26)$$

여기서, F_{tie} = 타이의 작용 인장력

l_i = 외측 경간길이

- ③ 구조물 내부에 테두리 보가 설치되는 구조물은 완전 정착된 외부 테두리 보의 경우와 동일한 방법으로 주변타이를 배치하여야 한다.

(3) 내부타이

- ① 내부타이는 근사적으로 직각인 두 방향에서 각 바닥판 위치에 있어야 한다. 내부타이는 타이길이 전체에 적절하게 연속되어야 하며, 기둥 또는 벽체에 대한 수평타이로서 연속되지 않는 한 각 단부에서 주변타이에 정착되어야 한다.
- ② 전체 또는 부분적으로, 내부타이는 슬래브에 고르게 분포되거나, 보, 벽체 등 적당한 위치에서 모여 있는 것이 일반적이다. 벽체에서 내부타이는 바닥슬래브의 상단 또는 하단으로부터 0.5 m 이내에 있어야 한다.
- ③ 각 방향에서 내부타이는 다음의 인장력 F_{tie} 에 저항할 수 있어야 한다.

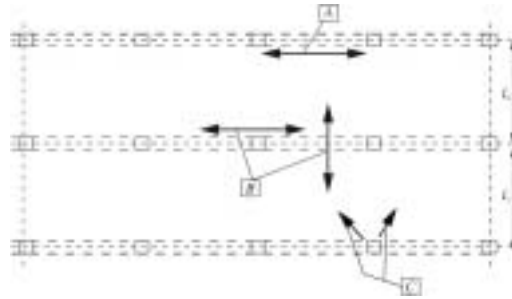
$$F_{tie} = 20 \text{ kN/m} \quad (5.10.27)$$

- ④ 타이가 지간방향을 가로질러 분포될 수 없는 경우에는 횡방향 타이는 보의 길이 방향으로 모이게 된다. 이러한 경우 내부 보 길이방향의 최소인장력은 다음과 같다.

$$F_{tie} = (l_1 + l_2) / 2 \cdot 20 \text{ kN/m} \leq 70 \text{ kN} \quad (5.10.27)$$

여기서 l_1, l_2 는 보의 측면에 대한 슬래브의 지간길이(m) (그림 5.10.21 참조)

- ⑤ 내부타이는 힘의 전달을 보장하기 위해 주변타이에 연결되어야 한다.



A - 주변타이 **B** - 내부타이 **C** - 수평기둥 또는 벽체 타이

그림 5.10.21 사고상황에 대비한 타이

(4) 기둥 또는 벽체에 연결된 수평타이

- ① 외측 단부기둥과 벽체는 각 층과 지붕 위치에서 구조물에 대해 수평으로 접합되어야 한다.
- ② 이 때의 타이는 구조물 전면에 대해 미터(m) 당 $F_{tie} = 20 \text{ kN}$ 의 인장력에 저항 할 수 있어야 한다. 기둥에 대해서는 기둥당 $F_{tie} = 150 \text{ kN}$ 을 초과할 필요는 없다.
- ③ 모서리 기둥은 두 방향으로 접합되어야 한다. 이러한 경우 주변타이로 배근된 철근은 수평 타이로 사용될 수 있다.

(5) 수직타이

- ① 일반적으로 연속수직타이는 기둥/벽체 위의 바닥판에 작용하는 사고설계상황에서도 하중을 지지할 수 있도록 최저부터 최고 높이 까지 전체에 걸쳐 배치해야 한다. 평형조건과 충분한 변형성능이 검증된 경우 다른 해결방법, 예로서 잔류 벽체 부재의 격벽작용(diaphragm action)에 근거한 방법 또는 바닥판의 막작용(membrane action)에 근거한 방법이 사용될 수 있다.
- ② 보나 플랫슬래브 등 기초가 아닌 다른 부재에 의해 지지되어 있는 기둥 또는 벽체의 설계에서는 극단하중에 의한 손상을 고려하여야 하며, 하중경로가 적절한 대안으로 제공되어야 한다.

5.10.14.3 타이의 연속성과 정착

- (1) 두 수평방향에 대한 타이는 구조물 주위에서 적절하게 연속 되고 정착되어야 한다.
- (2) 타이는 현장 타설 콘크리트 상단 또는 연결부 내에 전체적으로 배치해야 한다. 타이가 한쪽

면에서 연속되지 않는 곳에서는 편심에 의한 휨작용을 고려해야 한다.

- (3) 프리캐스트 부재 사이의 좁은 연결부에서는 일반적으로 타이의 겹침이음을 허용하지 않는다.
이러한 경우에는 기계적 정착을 사용하여야 한다.

5.10.15 건조수축 및 온도 철근

5.10.15.1 일반 사항

일상의 온도 변화에 노출되는 콘크리트 표면 부분과 매스콘크리트에는 건조수축 및 온도변화에 따른 응력에 대한 철근을 배치하여야 한다. 온도철근과 건조수축 철근을 더한 노출면에서의 총 철근량은 다음 절의 규정량 이상이어야 한다.

5.10.15.2 두께 1200 mm 이하인 부재

- (1) 건조수축 및 온도변화에 대한 보강은 철근, 용접철선망 또는 프리스트레싱 긴장재를 사용할 수 있다.
철근이나 용접철선망의 각 방향별 단면적 A_s 는 다음 값을 만족하여야 한다.

$$A_s \geq 0.75 A_g / f_y \quad (5.10.29)$$

여기서,

A_g = 부재의 총 단면적(mm²)

f_{yd} = 철근의 설계기준항복강도(MPa)

- (2) 철근은 단면의 양면에 균등 배치하여야 한다. 그러나 두께가 150 mm 이하인 부재에는 철근을 1열로 배치해도 좋다. 건조수축 및 온도변화에 대한 철근의 간격은 부재두께의 3배 또는 450 mm를 초과하지 않아야 한다. 건조수축 및 온도변화에 대한 보강으로 프리스트레싱 긴장재를 사용할 때에는 손실 발생후의 유효긴장응력을 기준으로 하며, 검토하는 방향의 전체 단면에 0.75 MPa 이상의 평균압축응력이 작용할 수 있도록 하여야 한다. 긴장재의 간격은 1,800 mm나 5.9.3.3에 명시된 간격을 초과하지 않아야 한다. 긴장재의 간격이 1400 mm를 초과하는 경우에는 긴장재가 콘크리트에 부착되어야 한다.
- (3) 구조물 벽체와 기초에는 부재의 양면에 양방향으로 간격 300 mm 이하의 철근을 배치하되 다음 값을 초과하는 건조수축 및 온도 철근량을 사용할 필요는 없다.

$$\sum A_b = 0.0015 A_g \quad (5.10.30)$$

5.10.14.3 두께 1200 mm를 초과하는 부재

- (1) 단면의 최소치수가 1200 mm를 초과하는 구조용 매스콘크리트는 D19 이상의 철근을 450 mm 이하의 간격으로 긴조수축 및 온도철근을 배치하여야 하며, 다음 식을 만족하는 철근량을 부재의 양면에 양방향으로 균등배치하여야 한다.

$$\sum A_b \geq \frac{s (2 d_c + d_b)}{100} \quad (5.10.31)$$

여기서,

A_b = 최소 철근 단면적(mm²)

s = 철근 간격(mm)

d_c = 부재표면에서 가장 근접한 철근 또는 철선의 중심까지의 콘크리트 피복두께(mm)

d_b = 철근 또는 철선의 지름(mm)

($2d_c + d_b$)의 값은 75 mm를 초과해서는 안 된다.

- (2) 긴조수축 및 온도변화에 대한 보강에 프리스트레싱 긴장재를 사용하는 경우에는 5.10.14.2에 따라야 한다.

5.11 구조 형식에 따른 추가 규정

5.11.1 프리캐스트 콘크리트 구조물의 일반사항

5.11.1.1 범 위

- (1) 이 절은 부분 또는 완전 프리캐스트로 만들어진 구조물에 대한 추가 요구조건을 규정한 것이다.
- (2) 프리캐스트 콘크리트 구조물 시공 중의 상황은 다음을 포함한다.
- ① 거푸집 제거
 - ② 보관장소까지 운반
 - ③ 보관 (지점과 하중 조건)
 - ④ 현장에 운반
 - ⑤ 가설
 - ⑥ 시공 (조립)

5.11.1.2 설계 원칙

- (1) 프리캐스트콘크리트 요소 구조물의 설계 및 상세에는 다음 사항을 특별히 고려하여야 한다.
- 제작 과정
 - 임시 또는 영구 받침
 - 요소간의 연결과 이음
- (2) 제작 과정에서 발생하는 동적효과를 고려하여야 한다. 정밀한 해석을 하지 않는다면 정적효과에 적절한 계수를 곱함으로써 동적효과를 반영할 수 있다.

5.11.1.3 바닥슬래브의 구속 모멘트

- (1) 바닥슬래브의 단부 구속 모멘트는 프리캐스트 요소의 연결부 또는 마감부에 배치된 상부철근으로 저항할 수 있다. 이 때, 연결부의 수평 전단력은 5.5.2.5에 따라 검토하여야 한다. 상부철근의 길이는 5.10.2.2에 따라야 한다.
- (2) 단순지지 슬래브의 단부에는 의도하지 않는 구속 모멘트가 발생할 수 있으므로 이에 따른 모서리 철근을 배치하여야 한다.

5.11.1.4 벽체와 바닥슬래브의 연결

- (1) 바닥슬래브 위에 설치되는 벽체에는 연직 하중의 편심 또는 집중에 대비하는 철근을 배치하여야 한다.
- (2) 연직 하중이 $0.5\phi_c f_{ck} h$ 보다 크지 않은 경우, 바닥슬래브에 위에 설치된 벽체 요소에는 보강 철근을 배치하지 않아도 좋다. 여기서 h 는 벽체 두께이다.
- (3) 연직 하중이 $0.5\phi_c f_{ck} h$ 보다 크고 $0.6\phi_c f_{ck} h$ 보다 크지 않은 경우, 바닥슬래브 위에 설치된 벽체 요소에는 그림 5.11.1과 같이 지름이 6 mm보다 큰 철근을 h 와 200 mm 중 작은 값보다 크지 않은 간격 s 로 배치하여야 한다.
- (4) 수직 하중이 $0.6\phi_c f_{ck} h$ 보다 큰 경우, 바닥 슬래브에 위에 설치된 벽체 요소에는 벽체단부에 작용하는 수직 하중의 가능한 편심과 집중에 대한 철근을 배치하여야 한다.
- (5) 바닥 슬래브에 대하여는 5.11.1.3에 따라 설계하여야 한다.

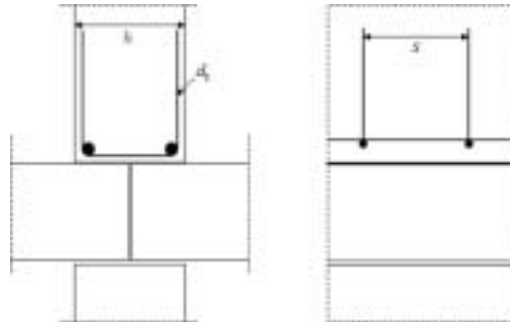


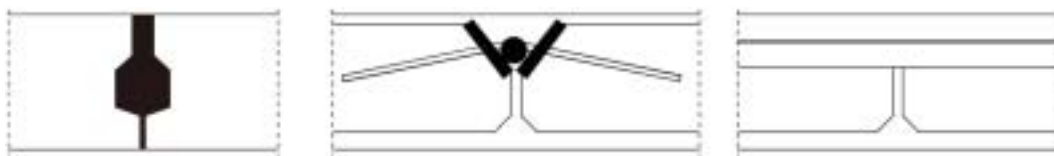
그림 5.11.1 2개의 슬래브 연결부 위 벽체의 철근 배치

5.11.1.5 바닥 시스템

- (1) 바닥 시스템의 상세는 전체 구조물의 해석 및 설계때 적용한 가정과 일치되어야 하며, 프리캐스트 제품 규격을 고려하여야 한다.
- (2) 인접 요소 사이에서 횡방향 전단력 발생이 예상되는 경우에는 적절한 전단연결재를 배치하여야 한다.
- (3) 설계에서 단순 지지상태로 가정한다 하여도 프리캐스트 요소의 가능한 구속 효과를 고려하여야 한다.
- (4) 연결부의 전단 전달은 그림 5.11.2와 같이 주로 3가지 방법으로 설계할 수 있다.
- (5) 하중의 횡방향 분포는 프리캐스트 요소 사이에서의 가능한 하중 변화를 고려하여 해석 또는 실험에 근거하여 정하여야 한다. 바닥 요소 사이에서의 전단력의 합력은 연결부와 인접부의 요소(예를 들어 바깥쪽 리브와 복부)의 설계에서 고려하여야 한다. 상세한 해석을 하지 않는 경우 등분포하중을 받는 바닥판에서의 횡방향 전단력은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$V_u = q_u b_e \quad (5.11.1)$$

여기서, q_u 계수하중에 의한 전단 응력이고, b_e 는 연결 방향의 길이로서 일반적인 경우 500 mm이다.



a) 콘크리트 또는 그라우팅 연결

b) 용접 또는 볼트 연결

c) 배근된 마감 연결

그림 5.11.2 전단력 전달을 위한 연결부의 예

- (6) 프리캐스트 바닥판이 브레이싱 요소에 수평하중을 전달하는 다이어프램으로 작용하는 곳에서는 아래 사항을 고려하여야 한다.
- ① 다이어프램은 브레이싱 요소와 변형적합조건을 만족하도록 실제적인 구조 모델을 구성하여 해석하여야 한다.
 - ② 수평 변형 영향은 수평 하중을 전달하는 모든 구조 요소에 대하여 고려하여야 한다.
 - ③ 다이어프램은 해석 모델에서 가정한 인장력에 저항 할 수 있어야 한다.
 - ④ 개구부와 연결부의 응력집중은 보강철근의 상세에 반영되어야 한다.
- (7) 다이어프램에서 연결을 통한 전단전달을 위한 횡철근은 구조 모델과 일치하게 타이를 형성하여 지점을 따라 집중될 수 있다. 이 철근은 마감피복이 있다면 마감에 배치할 수 있다.
- (8) 마감이 적어도 40 mm 이상인 프리캐스트 요소는 연결부의 전단을 5.5.2.5를 따라 검토한다면 합성부재로 설계할 수 있다. 프리캐스트 요소는 합성작용이 유효하기 전과 후의 모든 시공 과정에서 검토하여야 한다.
- (9) 휨과 다른 하중에 대한 횡방향 철근은 모두 마감 안에 둘 수 있다. 예를 들어 두 방향지지를 가정한다면 상세는 구조 모델과 일치하여야 한다.
- (10) 독립 바닥슬래브 요소의 복부는 보와 같이 전단 철근이 배치되어야 한다.
- (11) 연결부를 콘크리트로 채우거나 그라우팅한 슬래브 요소 사이의 다이어프램 작용에서 길이 방향의 전단강도 V_d 는 매우 평탄한 면에서는 0.1 MPa로, 보통 평탄하거나 거친 면에서는 0.15 MPa로 제한된다. 여기서, 표면 상태에 대한 정의는 5.5.2.5를 참조한다.

5.11.1.6 프리캐스트 요소의 연결부와 받침

- (1) 연결부에 사용되는 재료는 다음 조건을 만족하여야 한다.
 - ① 구조 수명 동안 안정적이고 내구성이 확보되어야 한다.
 - ② 화학적, 물리적으로 적합하여야 한다.
 - ③ 불리한 화학적 및 물리적 작용에 대해 보호되어야 한다.
 - ④ 구조물의 내화성에 맞는 내화성능을 가져야 한다.
- (2) 받침판은 설계조건에 맞는 강도와 강성을 가져야 한다.
- (3) 표 5.8.2의 환경조건 E0와 EC1이외의 경우와 환경에 대해 보호되지 않다면 도금된 금속 체결장치는 방식 재료라야 한다. 검사가 가능하다면 피복된 재료도 사용할 수 있다.
- (4) 용접, 담금질 또는 냉간가공을 하기 전에 재료의 적합성을 검토하여야 한다.
- (5) 연결부는 설계조건과 일치하는 하중영향에 대하여 구조적으로 필요한 강도와 강성을 충분히

확보할 수 있어야 한다.

(6) 요소의 단부에서 콘크리트의 쪼갬 또는 박리를 방지하기 위하여 다음 사항을 고려하여야 한다.

- ① 요소 사이의 상대적인 이동
- ② 허용오차
- ③ 조립 요구조건
- ④ 가설의 용이함
- ⑤ 점점의 용이함

(7) 연결부의 강도와 강성은 해석 또는 실험에 바탕을 두어야 한다. 불완전성을 고려하여야 한다. 실험에 근거한 설계에서는 시험조건에서 불리한 변동을 고려하여야 한다.

(8) 압축력을 전달하는 연결은 다음 조건을 만족하여야 한다.

- ① 압축 연결에서 전단력은 압축력의 10 % 이하이면 무시할 수 있다.
- ② 모르타르, 콘크리트 또는 폴리머와 같은 부착 재료를 사용하는 연결부에서는 재료가 굳는 동안 콘크리트 표면 사이의 상대 변위는 방지되어야 한다.
- ③ 부착 재료를 사용하지 않는 연결(건식연결)은 적합한 작업숙련도가 확보될 때만 사용하여야 한다. 평면 사이의 평균 지압응력은 $0.3\phi_c f_{ck}$ 를 넘지 않아야 한다. 오목한 면을 포함하는 곡선의 건식이음에서는 기하조건을 고려하여 설계하여야 한다.
- ④ 인접 요소의 횡방향 인장응력을 고려하여야 한다. 이는 그림 5.11.3a)와 같이 집중 압축력에 의한 것일 수도 있고, 그림 5.11.3b)와 같이 무른 접착층의 팽창에 의한 것일 수도 있다. (a) 경우에 철근은 5.5.5에 따라 산정하고 배치한다. (b) 경우에는 인접 요소의 표면에 가깝게 배치한다.
- ⑤ 정밀한 모델이 없다면, (b)의 경우에 철근은 식 (5.11.2)에 따라 계산할 수 있다.

$$A_s = 0.25(t/h) N_u / f_{yd} \quad (5.11.2)$$

여기서, A_s = 각 표면에서 철근 면적

t = 연결층의 두께

h = 철근방향으로 접착층의 치수

N_u = 연결부의 계수압축력

⑥ 압축 연결부의 최대강도는 5.5.6 또는 실험에 의해 결정할 수 있다.

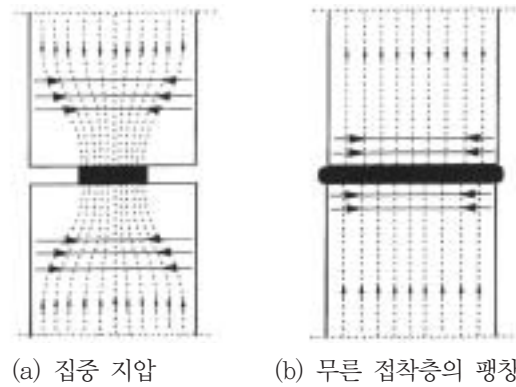


그림 5.11.3 압축연결부의 횡방향 인장 응력

- (4) 전단력을 전달하는 연결부에서 두 콘크리트(예를 들어 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트) 사이의 계면에서의 전단력의 전달에 대해서는 5.5.2.5에 따른다.
- (5) 휨 또는 인장력을 전달하는 연결부는 다음 조건을 만족하여야 한다.
- ① 철근은 연결부를 지나 연속하여 배치되고 인접 요소에 정착하여야 한다.
 - ② 아래 방법을 사용하여 연결할 수 있다.
 - 철근의 겹침 이음
 - 루프 철근의 겹침
 - 철근 또는 강판의 용접
 - 프리스트레싱
 - 기계적 장치(나사식 또는 채움식 슬리브 이음)
- (6) 내민코 이음은 5.5.5의 스트럿 타이 모델을 이용하여 설계할 수 있다. 이때 적용 가능한 두 가지 모델을 그림 5.11.4에 나타냈다. 이 두 모델은 조합해서 다른 모델을 구성해도 된다.

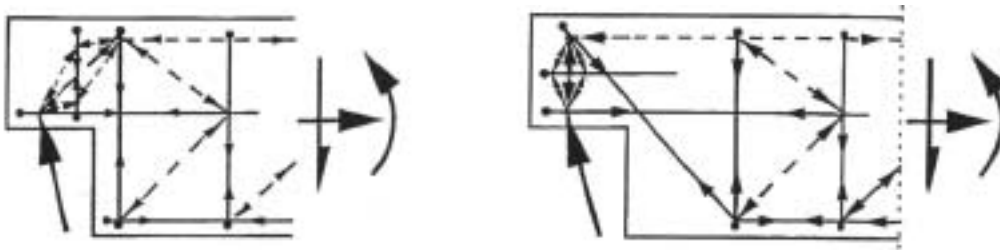


그림 5.11.4 내민코 이음부 철근 상세의 개략 모델

- (7) 받침에서 철근 정착은 지지하거나 지지되는 부재의 철근은 각각의 절점에 허용값 이내에서 정착을 확보할 수 있게 그림 5.11.5와 같이 배치하여야 한다. 여기서, 유효 지압길이 α_1 은 다음 식으로 정해지는 요소 단부에서 떨어진 거리 d 에 따라 결정하여야 한다.

$$d = c + \Delta\alpha_2 \quad \text{수평루프 또는 다른 방법으로 단부 정착된 철근에 대하여}$$

$$d = c + \Delta\alpha_2 + \gamma \quad \text{수직으로 굽힌 철근에 대하여}$$

여기서, c 는 콘크리트 피복 두께이며 $\Delta\alpha_2$ 는 허용오차로서 정의에 대해서는 그림 5.11.5 및 그림 5.11.7을 참조한다.

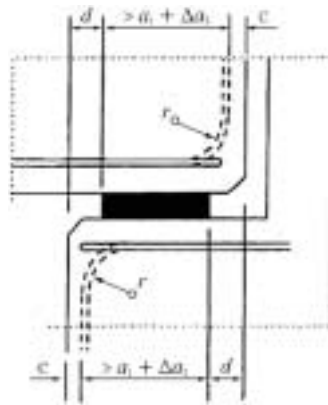


그림 5.11.5 받침부의 철근 상세 예

5.11.1.7 프리캐스트 요소의 받침부 지압판

- (1) 받침지압판은 응력제한, 인접부재 보강 및 이동 또는 구속할 수 있는 장치 등에 의해 적절한 기능을 확보하여야 한다.
- (2) 이동과 회전을 허용하지 않는 고정받침지압판인 경우에는 크리프, 건조수축, 온도, 정렬오류 등에 의해 유발된 영향을 인접 부재설계에서 고려하여야 한다.
- (3) 위 (2)항의 영향은 지지하거나 지지되는 부재의 횡방향 철근이나 두 부재를 함께 연결하는 연속 철근이 필요하게 된다. 이들은 해당 부재의 주 철근의 설계에서도 또한 영향을 미칠 수 있다.
- (4) 지압판은 제작과 가설시의 오차를 고려하여 정확한 위치를 확보할 수 있게 설계되고 상세가 이루어져야 한다.
- (5) PS강선 정착부와 프리스트레싱을 위하여 설치한 오목한 부분의 영향을 고려하여야 한다.
- (6) 그림 5.11.6에 보는 바와 같은 단순 받침부의 공칭길이는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} \quad (5.11.3)$$

여기서,

a_1 = 지압응력을 고려한 순 지압판 길이, $a_1 = F_u / (b_1 f_d)$,
이 값은 표 5.11.1의 최소값보다 작지 않아야 한다.

F_u = 받침점 반력

b_1 = 받침부의 순 폭, (3)항 참조

f_d = 설계지압강도, (2)항 참조

a_2 = 지지하는 부재의 바깥쪽 끝에서 받침부 외측까지의 거리, (그림 5.11.6과 표 5.11.2 참조)

a_3 = 지지되는 부재의 바깥쪽 끝에서 받침부 외측까지의 거리

Δa_2 = 지지하는 부재사이의 간격에 대한 오차의 허용 값

Δa_3 = 지지되는 부재의 길이에 대한 오차 허용 값

$\Delta a_3 = l_n / 2500$ 여기서 l_n 은 부재 길이

특별히 정한 다른 규정이 없다면 다음 값들을 지압 강도로 쓴다.

$f_d = 0.4 f_{cd}$: 건식 연결

$f_d = f_{bed} \leq 0.85 f_{cd}$: 그 외의 모든 경우

여기서,

f_{cd} = 지지하거나 지지되는 부재의 가장 낮은 설계강도

f_{bed} = 접착 재료의 설계강도

- (7) 만약 모르타르, 네오프렌 또는 유사한 종류의 연결재로 지압력을 균등하게 하는 조치가 취해 졌다면 설계 받침 b_1 은 받침의 실제폭으로 할 수 있다. 위와 같은 조치를 하지 않고 또한 정밀한 해석을 하지 않는다면 b_1 은 600 mm 이하로 취하여야 한다.

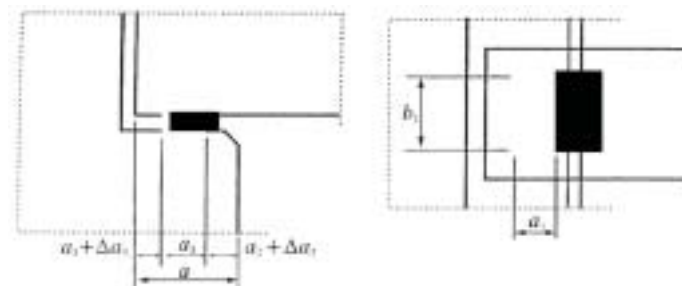


그림 5.11.6 받침의 예

표 5.11.1 a_1 의 최소값 (단위 mm)

상대 지압 응력 f_u/f_{cd}	≤ 0.15	$0.15 - 0.4$	> 0.4
선지지 (바닥 지붕)	25	30	40
리브 바닥과 도리	55	70	80
집중 지점 (보)	90	110	140

표 5.11.2 : 지지하는 부재의 바깥쪽 끝으로부터 가정한 길이 a_2 (단위 mm),
(-)의 경우는 콘크리트 지지석을 사용한 경우

지점 재료와 종류	f_u/f_{cd}	≤ 0.15	$0.15 - 0.4$	> 0.4
강재	선지지	0	0	10
	집중 지지	5	10	15
철근 콘크리트 강도 ≥ 30 MPa	선지지	5	10	15
	집중 지지	10	15	25
무근 콘크리트, 철근과 콘크리트 강도 ≤ 30 MPa	선지지	10	15	25
	집중 지지	20	25	35
벽돌쌓기 구조	선지지	10	15	(-)
	집중 지지	20	25	(-)

표 5.11.3 지지되는 부재의 바깥쪽 끝으로부터 가정한 길이 a_3 (단위 mm)

철근의 배근 상세	지점	
	선지지	집중 지지
지점 넘어 연속 철근 배근 (구속되어나 안된 경우)	0	0
수평 직선철근을 부재 끝 근처까지 배근	5	15, 단부 피복두께보다 작아서는 안된다.
강선 또는 철근이 부재 끝에 노출된 경우	5	15
수직 루프 철근 배근	15	단부 피복두께+ 굽힘철근의 내부 반경

표 5.11.4 받침면 사이 순간격의 오차에 대한 허용값 $\Delta\alpha_2$

지지 재료	$\Delta\alpha_2$
강재 또는 프리캐스트 콘크리트	$10 \leq l/1200 \leq 30$ mm
벽돌쌓기 부재 또는 현장 타설 콘크리트	$15 \leq l/1200 + 5 \leq 40$ mm

여기서, l 은 지간 길이

- (8) 파괴시 다른 하중경로가 없는 독립 부재의 지압판은 다음사항을 추가로 만족시켜야 한다.
- ① 공칭길이는 비 독립 부재에 비하여 20 mm 더 크게 하여야 한다.
 - ② 받침부에서 지압판의 이동을 허용한다면, 순지압 길이는 가능한 이동거리를 확보하기 위하여 증가시켜야 한다.
 - ③ 부재가 지압판높이와 다른 높이에 연결되었다면, 순지압 길이 a_1 은 연결재 주위로의 회전 가능성을 고려하여 증가시켜야 한다.

5.11.1.8 포켓 기초

- (1) 콘크리트 포켓기초는 기둥의 수직력, 휨 모멘트와 수평 전단력을 지반에 전달할 수 있어야 한다. 포켓은 기둥 아래와 주위에 콘크리트를 제대로 채울 수 있게 충분히 커야 한다.
- (2) 표면에 요철을 갖는 포켓
- ① 요철 또는 전단키가 있는 포켓은 기둥과 일체로 작용하는 것으로 간주할 수 있다.
 - ② 휨모멘트 전달에 의해 수직 인장력이 발생하는 곳에서는 겹침이음된 철근의 분리를 고려한다면, 기둥과 기초의 겹침철근에 대해 세심한 상세가 필요하다. 5.8.12.5에 의한 겹침이음 길이는 적어도 기둥과 기초의 철근 사이의 수평 간격만큼 증가시켜야 한다(그림 5.11.7(a) 참조). 겹침 이음에 대해 적절한 수평 철근을 배치하여야 한다.
 - ③ 기둥과 기초 사이의 전단력의 전달이 충분하다면 편칭 전단 설계는 5.6.4에 따라 그림 5.11.7(a)와 같이 일체로 된 기둥/기초에서와 같이 하여야 한다. 그렇지 않으면 편칭 전단은 요철면이 없는 포켓에서와 같이 검토한다.
- (3) 요철면이 없는 포켓
- ① 기둥에서 기초로 힘과 모멘트의 전달은 그림 5.11.7(b)에서와 같이 채움 콘크리트와 이에 따른 마찰력을 통한 압축력 F_1 , F_2 , F_3 로 이루어진다고 가정해도 좋다. 이 모델에서 $l \geq 1.2h$ 이어야 한다.
 - ② 마찰계수 $\mu = 0.3$ 보다 크게 취해서는 안된다.
 - ③ 다음에 대해 특별히 고려하여야 한다.
 - 포켓 벽 상부에서 F_1 에 대한 배근 상세
 - 측벽을 따라 기초에 F_1 의 전달
 - 기둥과 포켓 벽에서의 주 철근의 정착
 - 포켓내에서의 기둥의 전단 저항력

- 기둥에 작용하는 힘에 의한 기초 슬래브의 펀칭 강도. 그 계산은 프리캐스트 요소아래에 현장타설 콘크리트가 있는 경우를 고려하여야 한다.

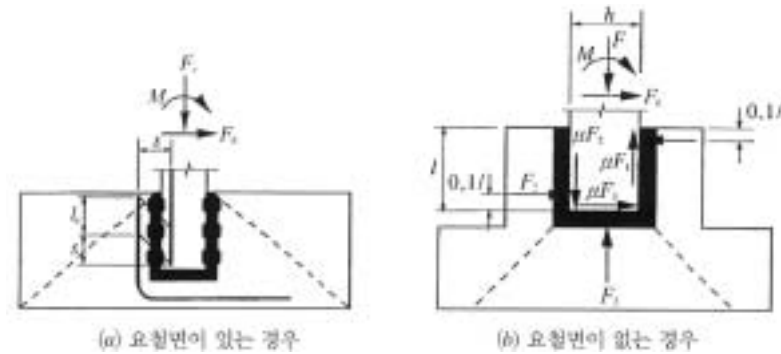


그림 5.11.7 포켓기초

5.11.1.9 결속 구조계

- (1) 벽체와 바닥 다이어프램 처럼 자체 평면 내에 힘을 받는 판요소는 주변 또는 내부 결속재로 구조를 연결하여 붕괴시 순차적 파괴를 방지할 수 있어야 한다.

5.11.2 거더 교량

5.11.2.1 일반 사항

- (1) 이 규정은 현장 타설 또는 프리캐스트 공법으로 제작되는 사각형, I형, T형과 π 형단면 형상으로써 닫힌 단면이나 열린 단면 형으로 된 보 또는 거더 형 상부구조에 적용하여야 한다.

5.11.2.1 프리캐스트 거더 교량

- (1) 프리캐스트 콘크리트 거더의 설계는 거푸집 제거, 저장, 운반 및 가설을 포함하는 초기 제작 단계부터 상부 구조체의 완성 단계까지의 모든 하중, 구속 및 불안정 조건을 검토하여야 한다. 운반과 가설은 시공자의 책임 하에 수행하여야 한다.
- (2) 프리캐스트 콘크리트 거더의 구성 요소 두께는 아래에 규정된 값보다 작아서는 안된다.
 - 상부플랜지 50 mm
 - 복부, 포스트텐션이 아닌 경우 125 mm
 - 복부, 포스트텐션인 경우 165 mm

하부 플랜지 125 mm

- (3) 현장이 아닌 다른 장소에서 제작된 프리캐스트 부재의 최대 치수와 중량은 지역별 수송제한 규정을 따라야 한다.
- (4) 만일 인양 장치를 위한 정착구가 설치된 부재의 표면이 완성 후에 보행자의 시야나 부식 물질에 노출될 것으로 예상되는 경우, 인양 장치의 매설 위치, 제거 깊이와 그 빈 공간을 메우는 방법을 시공 계약 도서에 명시하여야 한다.
- (5) 철근, 연결부, 받침판, 격벽에 대한 매입물이나 정착구, 콘크리트 피복두께, 개구부, 그리고 제작과 설치 허용값의 모든 상세가 시공 계약 도서에 명시되어야 한다. 시공계약자가 책임져야 할 프리스트레스트용 자재의 선정이나 공사 방법에 대해서는 공사용 상세도를 작성하고 승인을 받아야 한다.
- (6) 지연 양생 콘크리트에 있어서는 90일 압축강도가 90일이 지난 후에 일어나는 모든 응력조합에 대하여 사용되어도 좋다. 보통 콘크리트에 대해, 지연 양생 콘크리트의 90일 강도는 28일 강도에 1.15를 곱한 값과 같다고 추정하여 사용할 수 있다.

5.11.2.3 현장타설 거더 교량

- (1) 현장 타설로 시공되는 상자형 거더 및 T형 거더에서 바닥판으로 이용하는 상부 플랜지의 두께는, 횡방향 프리스트레싱을 위한 정착과 피복두께에 필요한 두께보다 커야 하며, 동시에 인접 거더 사이의 순간격의 1/20보다 작지 않아야 한다.
- (2) 현장 타설 거더의 하부 플랜지 두께는 140 mm보다 커야 하며, 또한 철근콘크리트 거더 사이 순간격의 1/16, 또는 프리스트레스트 거더 사이 순간격의 1/30보다 작지 않아야 한다.
- (3) 현장 타설 거더의 복부 두께는 전단, 비틀림, 콘크리트 타설과 피복두께에 대한 요구 조건을 만족하도록 결정하여야 한다.
- (4) 현장 타설 T형 거더 및 상자형 거더에서 바닥판의 철근은 5.9에 규정된 설계 방법으로 결정하여도 좋다.
- (5) 거더 상부 플랜지 면적의 0.5 퍼센트에 해당하는 철근량을 단층 혹은 겹으로 균등하게 거더 지간에 평행하게 하부 슬래브에 배치하여야 한다. 이 철근의 간격은 450 mm 이하이어야 한다.

5.11.3 세그멘탈 공법 교량

5.11.3.1 일반 사항

- (1) 여기에 명시한 규정들은 세그멘탈 공법으로 시공되는 콘크리트 교량 상부구조에 대한 일반 규정들을 보완하기 위한 것이다. 따라서 이 절의 규정들은 보통콘크리트로 만든 세그멘탈 공법에만 적용하여야 한다.
- (2) 설계시 가정된 시공 방법은 시공 계약 도서에 명시되어야 하며, 또한 구조체나 요소 부재가 자중 및 후속 작용 하중을 지지할 수 있게 되기까지 필요한 임시 지지 구조도 시공 계약 도서에 명시되어야 한다.

5.11.3.2 세그멘탈 공법 교량의 해석

- (1) 세그멘탈 공법으로 시공되는 교량의 해석은 4장 및 5.5의 규정과 여기에 명시된 규정을 따라야 한다.
- (2) 시공 단계별 해석은 5.11.3.3의 규정에 따른 시공하중 조합, 응력 및 안정성을 검토하여야 한다.
- (3) 완성 구조계 해석에서는 내부 변형, 지점 조건 및 시공 과정에서 발생하는 구속 조건의 변화에 의한 간접하중 효과를 검토하여야 한다.
- (4) 비부착 포스트텐션 긴장재에 의해서 연결되는 세그먼트 거더의 이음부는 동시에 발생하는 축력, 모멘트, 및 전단력에 대해서 검토되어야 한다.

5.11.3.3 세그멘탈 공법 교량의 설계

- (1) 3장에서 정의된 하중 외에 아래의 (2), (3), 및 (4)에서 규정한 시공하중을 고려하여야 한다.
- (2) 부재 단면 치수 및 철근량과 프리스트레스 크기를 결정하기 위해 사용하는 시공하중과 조건은 허용하는 최대값을 시공 계약 도서에 명시하여야 하며, 다음과 같은 시공하중을 고려하여야 한다.

DC = 지지되는 구조물의 중량

$DIFF$ = 불균형 하중 : 균형 캔틸레버 공법에서만 발생하는 하중차이로 한쪽 캔틸레버에 작용하는 고정하중의 2 퍼센트를 취한다.

DW = 부가 고정하중으로 시공중에는 일반적으로 없는 경우가 많다.

CLL = 시공중 분포 활하중 : 주요 특수시설장비와는 별도로 플랜트, 기계류 등 잡동사니에 의한 것으로 바닥 면적당 480 N/m^2 를 취한다. 캔틸레버공법에서 이 하

중은 한 쪽에는 480 N/m^2 , 반대편은 240 N/m^2 을 적용한다.

- CE* = 특수 가설장비 : 이동식 거푸집, 이동식 가설 거더와 윈치, 트러스나 유사한 주요 보조시설, 세그먼트 운반트럭 등의 특수 장비하중과 세그먼트 인양시 가설장비에 의한 최대하중
- IE* = 가설장비에 의한 동적하중영향 : 사용할 기계형식에 따라 결정
- CLE* = 종방향 가설장비 하중영향 : 가설장비에 의한 종방향 하중
- U* = 세그먼트의 불균형 하중 : 균형을 이루지 못하는 세그먼트 또는 다른 적용 가능한 비정상적조건에 의한 영향. 원칙적으로 균형캔틸레버 공법에 적용되나 일반 가설 방법이 갖고 있는 주 특징은 아니지만 비정상적 인양 순서가 이용될 경우 까지 포함하여 확대되어도 좋다.
- WS* = 제3장에 규정에 따른 구조물에 작용하는 수평 풍하중
- WE* = 장비에 작용하는 수평 풍하중으로 노출면에 $4.8 \times 10^{-3} \text{ MPa}$ 을 적용
- WUP* = 캔틸레버에 작용하는 상향 풍하중 : 균형캔틸레버 공법을 적용하는 경우 현장 조건 혹은 구조물 형상에 대한 별도의 해석이 없는 한 바닥판 면적 당 240 N/m^2 을 한 쪽에만 적용
- A* = 취급하는 프리캐스트 세그먼트의 정적 무게
- AI* = 프리캐스트 세그먼트 하중의 예기치 못한 이완이나 설치 혹은 기타의 정적 하중의 갑작스런 작용에 의한 동적응답. 하중 *A*의 100퍼센트를 적용
- CR* = 크리프 영향
- SH* = 건조수축 영향
- T* = 온도 영향 : 균일한 온도변화(*TU*)와 상하면의 온도경사(*TG*)에 의한 영향의 합

- (3) 휨인장응력과 주인장응력은 표 5.11.5에 주어진 사용하중조합 상태에서 계산하여야 한다. 각각의 허용응력은 원칙적으로 5.7.2의 규정으로 따라야 한다. 각각의 가설하중의 분포와 작용은 시공 단계에 부합 하면서 가장 불리한 영향을 주는 경우를 선택하여야 한다. 시공하중에 의한 콘크리트의 압축응력은 $0.5f_{ck}$ 를 초과할 수 없다. 여기서 f_{ck} 는 하중 재하시의 압축강도이다. 시공하중에 의한 콘크리트의 인장응력은 표 5.11.5에 명시된 값을 초과해서는 안된다.
- (4) 5.6 규정에 의해 산정한 부재의 설계강도는 아래의 시공하중조합에 의한 계수하중 영향보다 작지 않아야 한다.

$$\bullet \text{ 최대 단면력 산정시 : } \Sigma \gamma Q = 1.1(DL + DIFF) + 1.3CE + A + AI \quad (5.11.4)$$

$$\bullet \text{ 최소 단면력 산정시 : } \Sigma \gamma Q = DL + CE + A + AI \quad (5.11.5)$$

- (5) 교량의 시공 중 발생하는 온도 영향을 고려하여야 한다. 교량받침과 신축이음장치에대한 설치 온도 변동 폭에 관한 내용이 공사 계약 도서에 명시되어야 한다.
- (6) 크리프계수와 건조수축량은 5.3의 규정 또는 적절한 시험에 의하여 결정되어야 한다. 응력은 계약 도서에 나타난 시공 계획에 따라 크리프와 건조수축에 의한 구속응력의 재분배에 따라 결정하여야 한다. 최종 프리스트레스를 결정하기 위하여 프리스트레스의 손실량은 계약 도서에 나타난 시공 계획에 따라 계산하여야 한다.
- (7) 총 손실량 개념에 의한 프리스트레스 손실량의 간략 산정은 오직 예비설계의 목적으로만 사용될 수 있다. 예비설계 이외의 모든 설계 검토를 할 경우 프리스트레스 손실량은 계약서에 제시된 시간 경과에 연관된 시공법과 공정을 감안하여 5.5 절에 규정된 방법으로 산정하여야 한다.

표 5.11.5 시공하중조합의 하중계수 및 허용인장응력

하중조합	하중 계수															허용 인장응력한계				주
	고정 하중			활 하중			풍 하중			기타 하중				토압	휨인장응력		주인장응력			
	DC	DIF	U	CL	IE	CLE	WS	WU	WE	CR	SH	TU	TG	WA	$\frac{EH}{EV}$ $\frac{ES}{ES}$	가타하중 제외	기타하중 포함	가타하중 제외	기타하중 포함	
a	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.50 \sqrt{f_{ck}}$	$0.58 \sqrt{f_{ck}}$	$0.30 \sqrt{f_{ck}}$	$0.33 \sqrt{f_{ck}}$	
b	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.50 \sqrt{f_{ck}}$	$0.58 \sqrt{f_{ck}}$	$0.30 \sqrt{f_{ck}}$	$0.33 \sqrt{f_{ck}}$	
c	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.50 \sqrt{f_{ck}}$	$0.58 \sqrt{f_{ck}}$	$0.30 \sqrt{f_{ck}}$	$0.33 \sqrt{f_{ck}}$	
d	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.7	1.0	0.7	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.50 \sqrt{f_{ck}}$	$0.58 \sqrt{f_{ck}}$	$0.30 \sqrt{f_{ck}}$	$0.33 \sqrt{f_{ck}}$	1
e	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.50 \sqrt{f_{ck}}$	$0.58 \sqrt{f_{ck}}$	$0.30 \sqrt{f_{ck}}$	$0.33 \sqrt{f_{ck}}$	2
f	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.50 \sqrt{f_{ck}}$	$0.58 \sqrt{f_{ck}}$	$0.30 \sqrt{f_{ck}}$	$0.33 \sqrt{f_{ck}}$	3

주1) 장비가 작동하지 않는 경우

주2) 정상적인 가설의 경우

주3) 장비가 이동하는 경우

- (8) 내부 긴장재로 설계된 상부구조에는 시공 중 또는 준공 후에 예상치 못한 프리스트레스 손실과 고정하중 증가에 대한 보정과 균열 및 처짐 제어를 위해 프리스트레스를 추가할 수 있는 예비 덕트와 정착구를 두어야 한다. 이러한 예비 장치가 필요한 곳에는 아래에서 정한 요구조건들이 만족하여야 한다.

- ① 내부 긴장재 가진 교량에 있어서, 교량 중심선을 따라 대칭으로 위치한 정·부모멘트용 긴장재를 위한 예비 정착구와 덕트의 용량은 당초 시공시의 포스트텐션 힘을 증가 시킬 수 있도록 설치하여야 한다. 정·부모멘트용 정착구와 덕트 설치시 고려되는 예비 긴장력의 총량

- 은 정·부 모멘트용 각각의 총 포스트텐션 힘의 크기의 5 %보다 작지 않아야 한다. 예비 프리스트레싱을 위한 정착구는 교량의 길이를 따라 3개의 세그먼트 간격으로 일정하게 분포되어야 한다.
- ② 복부마다 최소한 한 개의 속이 빈 덕트가 있어야 한다. 연속교의 경우 예비 정모멘트용 덕트와 정착구는 교각지점의 어느 한 편으로 경간 길이의 25 % 내에는 사용할 필요가 없다.
- ③ 포스트텐션 힘의 조정을 위해 사용되지 않는 예비 덕트는 지간 내 다른 덕트들과 동시에 그라우팅하여야 한다.
- ④ 교량 중심선에 대칭인 상자형 단면 내부에 부식방지된 비부착 외부 긴장재를 차후에 추가 설치하기 위한 통로, 정착구 설치, 통과 구멍 및 방향변환 블록에 대한 규정이 제정되어야 한다. 이때의 추가 포스트텐서닝 힘은 정·부 모멘트용 포스트텐서닝 힘의 10 % 이상이어야 한다.
- (9) 공사 계약 도서에는 설계 내용을 구현할 수 있는 한 가지 시공 방법에 관한 기술이 포함되어야 하며, 설계도면은 이 도로교설계기준이 정하는 규정에 따라 상세하게 작성되어야 한다.
- (10) 상자형 거더의 단면 치수는 아래에서 정한 값을 만족하여야 한다.
- ① 상부 및 하부 플랜지의 두께는 다음에서 정한 값보다도 작아서는 안된다.
- 복부 또는 현치 사이 순간격의 1/30. 플랜지의 두께가 이 치수보다 작을 경우엔 복부 순간격과 같은 간격으로 횡방향 리브를 배치하여야 한다.
 - 횡방향 프리스트레스를 도입한 경우에는 상부 플랜지의 두께는 정착구 영역에서는 225 mm 이상 이어야 하며, 정착구 이외의 영역에서는 200 mm 이상이어야 한다.
- ② 복부 또는 현치 사이의 순간격이 4500 mm 이상인 곳에는 횡방향 프리스트레스를 도입하여야 한다. 횡방향 프리텐션에 사용되는 강연선의 지름은 12.7 mm 이하이어야 한다.
- ③ 여기에 명시되어 있는 사항을 제외하고는 다음의 최소 값을 적용하여야 한다.
- 종방향 또는 수직방향의 포스트텐션 긴장재를 사용하지 않은 복부 - 200 mm
 - 종방향 또는 수직방향의 포스트텐션중 하나의 긴장재만을 사용한 복부 - 300 mm
 - 종방향 과 수직방향의 포스트텐션 긴장재를 모두 사용한 복부 - 375 mm
- 다만, 리브가 설치된 복부의 최소 두께는 175 mm를 취하여도 좋다.
- ④ 내민 상부플랜지 길이는 복부 사이 간격의 0.45배를 초과하지 않도록 하여야 한다.
- ⑤ 상자형 단면 거더의 전체 단면 치수는 총 단면2차모멘트와 할선탄성계수를 사용하여 구한 충격을 포함한 활하중 처짐이 지간의 1/1000 이하로 되는 단면 치수보다 작지 않아야 한다. 이 경우 활하중은 3.6.1.1에 명시된 바와 같이 전차선에 재하하고, 재하차선 수에 대

한 보정계수를 적용하여 구한 처짐이어야 한다.

- (11) 세그멘탈 공법으로 시공된 교량에서 동결융해와 제빙염에 노출된 모든 바닥판은 추가적인 덧씌움층을 설치하여야 한다.
- (12) 상부구조와 기둥이 모멘트 저항구조로 연결된 세그멘트 상부구조는 3.10.9.4에 따라 기둥으로부터 소성 힌지력을 고려하여 설계하여야 한다.

5.11.3.4 세그멘탈 공법 교량의 이음부 설계

- (1) 세그멘트를 조립하여 시공되는 상부구조는 콘크리트 타설 방법과 사용될 가설공법에 기초하여 아래의 규정을 만족시켜야 한다.
- (2) 프리캐스트 콘크리트 세그멘트의 압축 강도는 거푸집 제거 이전에 17 MPa 이상 이어야 하며, 상부구조체로 조립되기 이전에는 21℃에서 14일간 양생된 것과 동일한 숙성도를 가져야 한다.
- (3) 사전 제작된 각 세그멘트 간의 연결은 현장치기 폐합식 이음 또는 볼록 연결식 이음이어야 한다. 내부 포스트텐션 긴장재를 사용하는 세그멘탈 교량과 동결온도 이하 혹은 제빙제를 사용하는 지역의 교량은 볼록 연결식 이음을 적용하여야 한다. 임시적 프리스트레싱 이음에서는 접착 에폭시는 경화될 때까지 최소 0.2 MPa의 압축응력과 0.3 MPa의 평균 응력이 전이음면에 작용되도록 프리스트레스하여야 한다.
- (4) 현장타설 세그멘트 간의 이음면은 의도적으로 거칠게 하여 골재를 노출시키거나 전단키를 설치하여야 한다. 현장치기 폐합식 이음부의 폭은 긴장재 덕트의 연결을 허용할 수 있어야 한다.

5.11.3.5 캔틸레버 공법 교량

- (1) 이 규정은 프리캐스트와 현장타설 캔틸레버 공법에 모두 적용하여야 한다.
- (2) 종방향 긴장재는 복부, 슬래브 또는 이로부터 연장시킨 돌출부에 정착시킬 수 있으며, 최소 2개의 종방향 긴장재가 각 세그멘트에 정착되어야 한다.
- (3) 캔틸레버 부분은 가설 중의 전도에 관해 검토되어야 한다. 전도에 대한 안전율은 5.11.3.3(3)에 명시된 어떠한 하중조합에 대하여도 1.5보다 작아서는 안된다. 만일, 분석이나 기상학적 기록에 의해 더 나은 예상 풍속이 추정되지 않는다면 가설 중 안정성 해석을 위한 최소 풍속은 25 m/sec로 하여야 한다.
- (4) 연속 긴장재는 이론적으로 응력이 요구되는 지점에서 최소한 세그멘트 하나의 여유를 두고 정착하여야 한다.

- (5) 각 세그먼트 길이는 도면에 표시되어야 하며 시공자에 의해 제안된 변경사항은 시공법의 재 분석과 최종 응력 계산에 의해 확인되어야 하며, 응력을 계산할 때 가정한 이동식 거푸집의 중량을 명시하여야 한다.

5.11.3.6 경간진행공법 교량

- (1) 경간진행공법의 설계에서는 시공이 진행됨에 따라 구조계의 변화로 인해 누적되는 시공 응력에 대한 대처 방안이 마련되어야 한다.
- (2) 구조계의 변화로 인한 응력, 특히 한 구조계에 하중이 작용하고 다른 구조계에서 하중이 제거 될 때의 효과 등을 검토하여야 한다.
- (3) 크리프의 비율과 크기에 있어서 가능한 변화폭에 대한 허용범위가 설정되어야 한다.

5.11.3.7 연속압출공법 교량

- (1) 부착된 철근과 내부 긴장재를 가진 거더의 모든 압출 단계에서의 응력은 5.7.2에 명시된 제한 값을 초과해서는 안된다.
- (2) 압출 도중 하부구조에 작용하는 마찰력에 저항하고, 구조물이 어떤 경사를 가지고 아래로 압출될 경우 상부구조를 구속하기 위한 대책을 마련하여야 한다.
- (3) 가장 불리한 경우의 마찰력을 결정하기 위하여 압축 받침판의 마찰계수를 0에서 0.04까지 변하는 것으로 가정하고 불리한 계수를 적용한다.
- (4) 다음과 같은 허용 시공오차로 인한 영향은 중력하중에 의한 하중영향에 중첩하여야 한다.
 - 인접한 두 받침판 사이에서 종방향으로 5 mm
 - 인접한 두 받침판 사이에서 횡방향으로 2.5 mm
 - 조립장과 압출 장비 사이에 종방향과 횡방향으로 2.5 mm
 - 복부의 바깥면에 횡방향 편차 2.5 mm
- (5) 압출용 받침판의 측면 가이드에 작용하는 수평력은 수직반력의 1 퍼센트보다 작게 취해서는 안된다.
- (6) 시공 중의 응력에 관해서 시공오차에 의한 하중영향의 1/2과 5.11.3.3에 따른 온도에 의한 하중 영향의 1/2이 중력하중에 의한 하중영향에 합산되어야 한다. 조합된 모멘트에 의해 콘 크리트에 발생하는 인장응력은 $0.58 \sqrt{f_{ck}}$ 를 초과하면 안된다.
- (7) 교각과 상부구조 격벽은 모든 압출 단계에서 상부구조를 긴장 할 수 있고 영구 받침을 설치할 수 있도록 설계되어야 한다. 압출 중의 마찰력은 하부구조 설계시 반영하여야 한다. 압출 도

중에 복부 바닥면에 발생하는 국부응력이 검토되어야 한다. 다음과 같은 요구조건이 만족되어야 한다.

- 압출판은 복부 바깥면으로 75 mm 이상 떨어져서 설치되어야 한다.
 - 바닥면과 포스트텐션 덕트 사이의 콘크리트 피복두께는 150 mm보다 커야 하며
 - 복부와 바닥면 모서리에서의 지압력을 검토하여야 하며, 그라우트되지 않은 덕트의 영향과 복부와 바닥슬래브 중심선의 교차점과 받침판 중심선 사이의 편심도 고려하여야 한다.
- (8) 압출에 필요한 직선 긴장재는 상자형 거더인 경우 상하부 슬래브에, T-형 단면인 경우 복부의 아래 1/3 지점에 설치된다. 한 시공이음부에서 50 퍼센트 이상의 긴장재가 연결되어서는 안된다. 직선 긴장재의 정착과 위치는 긴장시의 콘크리트 강도에 맞추어 설계되어야 한다.
- (9) 시공 이음면에는 전단키를 두거나, 최소 6 mm의 조도높이를 가진 거친면을 둔다. 이음부에 있는 모든 콘크리트면에는 부착된 철근을 종·횡 방향으로 이음면의 한 쪽으로 2.1 m의 길이에 걸쳐 설치하여야 한다. 최소철근량은 D16 철근을 125 mm 간격으로 배치한 것과 동등한 것이라야 한다.
- (10) 압출을 위한 시공 장비에 관한 설계 내용을 계약 도서에 명시하여야 한다.
- (11) 복부의 외측과 활동면의 아래의 거푸집은 닢지 않고 충분한 강성을 갖추어 타설 중 변형이 2 mm 를 초과하지 않도록 하여야한다.

5.11.3.8 세그멘탈 공법 교량의 하부구조

- (1) 교각과 교대는 5.6 및 5.8의 규정과 이 절 규정에 따라 설계하여야 한다.
- (2) 계약 도서에 명시되어 있는 시공 방법에 의해 교각과 교대에 작용하는 가설하중, 모멘트, 전단력을 고려하여야 한다. 필요에 따라 보조 지지대와 브레이싱을 설치하여야 한다.
- (3) 가설 중 하부구조에 유발되는 인장응력은 표 5.11.6에 주어진 시공하중 조합 중에서 합당한 조합에 대하여 계산하여야 한다.
- (4) 중공 상자형 단면 프리캐스트 세그멘트의 조합으로 만든 교각에서 세그멘트 간의 이음면을 지나야 하는 종방향 철근의 최소량은 건조수축과 온도에 관한 철근 규정을 만족하여야 한다.

5.11.4 아치 교량

5.11.4.1 일반 사항

- (1) 아치의 형상은 고정하중과 활하중의 조합 영향에 의해 휨모멘트가 최소로 유발되도록 선정하여야 한다.

5.11.4.2 아치 리브

- (1) 아치 리브의 면내 안정성은 리브에 작용하는 조합하중, 적합한 탄성계수, 및 단면2차모멘트를 사용하여 검토하여야 한다. 좌굴에 대한 유효길이는 정확한 해석에 의하지 않는 한 아치 지간 길이의 1/2 값에 4.5.3.3에 명시된 계수를 곱하여 산정할 수 있다.
- (2) 아치 리브를 해석할 때 4.5.3.2의 규정을 적용할 수 있다. 이 경우에는 근사 단면2차모멘트 수정에 필요한 할선탄성계수는 $0.40f_{ck}$ 의 강도에 기초하여 5.3의 규정에 따라 산정하여야 한다.
- (3) 아치 리브는 압축 부재로서 철근이 배치되어야 한다. 콘크리트 총 단면적의 1 퍼센트에 해당하는 최소 철근량을 리브 단면에 대하여 고르게 분포시켜야 한다. 또한, 기둥 부재에서 요구되는 횡방향 구속철근을 배치하여야 한다.
- (4) 높이 7.5 m 이상이며 내부가 빈 테두리 벽체는 부벽이나 격벽으로 브레이싱 하여야 한다. 테두리 벽체에는 신축이음을 설치하여야 하며, 이음부의 간격에 따라 온도철근을 배치하여야 한다. 테두리 벽체는 아치 시점부에서 연결되어야 하며, 벽체를 채울 때는 효과적인 배수를 고려하여야 한다.

5.11.5 슬래브 교

5.11.5.1 현장타설 슬래브 상부구조

- (1) 종방향으로 철근이나 프리스트레스로 보강되고 현장 타설된 슬래브는 교량으로 사용할 수 있다.
- (2) 활하중 분포는 정밀한 해석이나 4.6.2.3에서 명시된 방법에 의해 결정할 수 있다. 4.6.2.3에 따른 모멘트에 대해 설계된 슬래브나 슬래브교는 전단에 대해 안전한 것으로 간주하여도 좋다.
- (3) 암거의 상판과 교량 바닥판을 제외하고, 슬래브 위의 채움 토사의 두께가 600 mm 이상인 모든 슬래브의 아래 면에는 횡방향 배력철근을 배치하여야 한다. 아래면 횡방향 철근량은 2차원 해석에 의해 결정하든지 또는 정모멘트에 요구되는 주철근량의 비로 취할 수 있으며 그

비는 다음과 같다.

$$\bullet \text{ 철근콘크리트 슬래브 : } \frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\% \quad (5.11.6)$$

$$\bullet \text{ 프리스트레스트 슬래브 : } \frac{1750}{\sqrt{L}} \frac{f_{pe}}{410} \leq 50\% \quad (5.11.7)$$

여기서,

L = 경간길이 (mm)

f_{pe} = 손실 발생 후 프리스트레스 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

(4) 슬래브 상면에는 횡방향 건조수축 및 온도 철근을 배치하여야 한다.

5.11.5.2 현장타설 속빈 슬래브 교

- (1) 현장치기로 시공되는 속빈 슬래브는 종방향과 횡방향 양쪽으로 포스트텐션하여도 좋다.
- (2) 속빈부가 원형 공극일 경우, 공극의 중심간 간격은 슬래브의 전체 높이 보다 작지 않아야 하며, 공극의 중심선에서 슬래브 외면에 수직으로 취한 콘크리트의 최소 두께는 140 mm보다 작지 않아야 한다.
공극이 사각형일 경우, 공극의 횡방향 폭은 공극높이의 1.5배를 초과해서는 안되며 공극사이의 복부 두께는 바닥판 전체 높이의 20퍼센트보다 작지 않아야 하고 공극위의 콘크리트 최소 두께는 175 mm보다 작지 않아야 한다.
- (3) 하부 플랜지의 두께는 5.11.2.1의 규정을 만족하여야 한다.
- (4) 공극이 위에서 규정한 치수 조건을 만족하고, 공극율이 40% 이하일 경우 상부구조는 4.6.2.3의 규정이나 등방성판에 대한 2차원 해석 방법을 사용하여 슬래브로 해석할 수 있다.
공극율이 40% 이상일 경우 슬래브는 다중구조로 취급하여야 하며, 4.6.2.2에 명시된 일체로 된 다연박스, 직방성판, 또는 3차원 연속체 구조형식으로 해석하여야 한다.
- (5) 기둥을 상부구조와 일체로 된 뼈대 구조로 할 수도 있고, 연속 상부구조의 내측 교각 위에 한 개 이상의 교량 받침을 사용할 수도 있다. 외측 교대에는 최소한 2개 이상의 교량 받침을 사용하여야 한다. 상부구조의 횡방향 회전각은 사용한계상태에서 0.005를 초과해서는 안된다.
- (6) 지간의 단부에는 지간 길이의 5 퍼센트 이상이고 최소길이 900 mm인 속찬 단면부가 설치되어야 한다. 정밀한 해석을 하지 않을 경우, 바닥판의 속찬 단면부는 하중을 교량 받침과 포스트텐션정착부에 대해 분산시키는 횡방향보로 보고 해석하여도 좋다.
- (7) 강재 공극 거푸집으로 만든 원형공극 위의 슬래브상부는 횡방향으로 포스트텐션 하여야 한다. 가장 얇은 두께의 콘크리트에서는 손실 후 평균압축 프리스트레스가 3.5 MPa 보다 작지

않아야 한다. 횡방향으로 프리스트레스 한 경우에는 원형 공극 위의 콘크리트에 철근을 추가로 배치할 필요가 없다.

- (8) 속빈 슬래브의 바닥에 배치되는 횡방향 건조수축 및 온도철근을 배치하여야 한다.
- (9) 내측 교각부에서 압축응력을 받고 있는 단면 부분은 수평 기둥으로 보고 이에 상응하게 철근을 배치하여도 좋다.
- (10) 공극내의 배수를 위한 적절한 시설을 하여야 한다.

5.11.5.3 프리캐스트 슬래브 교

- (1) 프리캐스트 콘크리트 판 요소를 종방향으로 서로 인접 배치하고 횡방향으로 함께 연결시켜 슬래브 구조계를 만들 수 있다. 프리캐스트 콘크리트 판 요소는 활하중만 저항할 수 있도록 또는 고정구하중과 활하중 모두에 저항하도록 제작하여 연속화하여도 좋다.
- (2) 구조용 콘크리트 덧씌우기를 하지 않는 곳에서는, 콘크리트의 최소 두께는 원형 속빈부재의 공극 상부에서 140 mm, 다른 형태 속빈 부재의 공극 상부에서 175 mm이어야 한다.
- (3) 종방향 프리캐스트 부재는 높이 175 mm보다 작지 않은 전단키에 의해 횡방향으로 서로 연결되어도 좋다. 종방향 전단전달이음은 해석 목적상 힌지로 모델링되어야 한다. 이음부는 24시간 경과 후 35 MPa의 최소 압축강도를 갖는 무수축 그라우트로 채워져야 한다.
- (4) 종방향 프리캐스트 부재는, 횡방향 포스트텐서닝, 현장타설 폐합이음, 구조용 덧씌우기 또는 이러한 것의 조합으로 연결할 수 있다.
- (5) 전단-휨 전달이음으로 된 바닥판은 연속판으로 모델링하여야 한다.
- (6) 횡방향 포스트텐션 긴장재는 종방향으로 균등하게 분포시켜야 한다. 포스트텐션 덕트의 이음을 용이하게 하기 위해 돌출 블록을 사용하여도 좋다. 이음부의 압축깊이는 175 mm보다 작지 않아야 하며, 모든 손실후의 프리스트레스는 1.7 MPa보다 작아서는 안된다.
- (7) 프리캐스트 콘크리트 힘부재 사이의 종방향 시공이음은 24시간 내에 35 MPa의 압축강도를 갖는 무수축모르타르로 채워진 키로 구성되어야 한다. 키의 깊이는 165 mm 이상 확보되어야 한다.
- (8) 현장치기 폐합이음부의 콘크리트는 프리캐스트 부재의 강도와 동등한 강도를 가져야 한다. 종방향 이음부의 폭은 이음부 내의 철근 정착이 가능하도록 충분히 커야 하며 이음부 폭은 어떤 경우라도 300 mm보다 작아서는 안된다.
- (9) 하중의 분배 성능을 향상하기 위한 목적의 구조용 덧씌우기 콘크리트의 두께는 115 mm보다 작아서는 안된다. 직교 철근망을 5.8의 규정에 충족되도록 배치하여야 한다. 이 때, 프리캐스트 부재의 상면은 거칠게 하여야 한다.

제6장 강 교

제6장 강교

6.1 적용범위

이 장에서는 보, 강절뼈대구조, 트러스, 아치, 케이블구조 및 강바닥판구조 등과 연결부의 설계 규정을 다룬다.

6.2 용어정의

2차부재	- 주하중을 받도록 설계되지 않은 부재
U형박스거더 단면	- 상부플랜지가 서로 연결되어 있지 않은 U자 모양의 단면
개단면 리브	- 강상판에 있는 하나의 판 또는 말린 단면으로 구성된 리브로 바닥강판에 용접됨.
거세트판	- 트러스의 부재, 스트럿, 또는 브레이싱을 보 또는 기둥에 연결하는 판 요소
게이지의 간격	- 연결재 게이지선 사이의 응력 수직방향 중심간격
격실을 갖는 바닥판	- 공극비가 40%를 초과하는 콘크리트 바닥판
공극	- 자중을 감소시키는 바닥 내부의 빈공간
공칭치수	- 단면의 특성을 산정하는데 적용되도록 인정된 치수
구조재로서의 덧씌움	- 아스팔트 콘크리트나 콘크리트로 구성된 바닥판에 부착시킨 덧씌움재
국부좌굴	- 국부적인 영역에서 발생하는 압축부재나 요소의 좌굴현상
국부크리플링	- 집중하중이나 반력에 바로 인접한 부분에서 복부판의 국부 파괴의 한계상태
국부항복	- 부재의 국부적인 영역에서 발생하는 항복
국부휨	- 집중인장하중에 의한 플랜지변형의 한계상태
그루브용접	- 접합부재면에 홈을 만들어(개선하여) 이루어지는 용접
끼움재	- 부재의 두께를 늘리기 위해 사용되는 판재

내부 합성작용	- 바닥판과 구조재로 쓰이는 덧씌움 사이에 발생하는 상호작용
내후성강	- 적절히 조치된 고강도, 저합금강으로써 부식방지를 위한 도막 없이 대기에 노출되어 사용되는 강재
다이하프램	- 전단강도나 전단강성을 확보하기 위하여 설치하는 박스단면내의 격벽
등가띠	- 한 개의 차선에 작용하는 차륜하중에 의하여 횡적 또는 종적으로 콘크리트 슬래브에 발생하는 실제 단면력을 산정할 수 있도록 구조해석의 목적으로 바닥판으로부터 분리 이상화 시킨 선형 요소
등방성 철근	- 본질적으로 같은 성질을 갖는 두 방향 철근으로 서로 수직으로 배근됨.
등방성 판	- 두개의 주방향으로 본질적으로 같은 구조적 성질을 가지는 판 - 비틀림에 대한 전체저항중 단면의 뒤틀림에 저항하는 부분
마찰접합부	- 조임력이 유발하는 마찰력에 의해 연결되도록 설계된 볼트접합부
맞춤지압보강재	- 지점이나 집중 하중점에 사용되는 보강재로써, 지압을 통하여 하중을 전달하기 위하여 보의 한쪽 혹은 양쪽 플랜지에 꼭 맞도록 만든 보강재
모멘트재분배	- 부정정구조물에 비탄성변형이 발생되어 모멘트가 변하는 과정
바닥구조	- 차륜하중을 직접적으로 지지하고 다른 부재들에 의해 지지되는 상부 구조
바닥틀	- 바닥구조를 지지하여 차륜하중을 주부재에 전달하는 역할을 하는 상부 구조
바닥판 이음부	- 구조물의 구성요소들 간의 상대적인 운동을 조절하기 위한 바닥판의 완전한 또는 부분적인 불연속부
보강재	- 하중을 분배하거나, 전단력을 전달하거나, 좌굴을 방지하기 위해 부재에 부착하는 ㄱ형강이나 판재 같은 구조요소
복부판 횡좌굴	- 휨부재에서 집중압축력 작용점 반대편의 인장플랜지에서 과도한 횡방향변형에 의해 복부판에 발생하는 좌굴
볼스터	- 강상판과 보 사이의 간격을 띄우는 것
볼트의 순간격	- 인접한 볼트구멍 가장자리 간의 거리
볼트의 순연단거리	- 부재 끝에서 볼트구멍 가장자리까지의 거리
볼트의 연단거리	- 볼트의 중심으로부터 부재의 연단까지의 거리
봉합 연결부	- 프리캐스트 부재들 사이에 연속성을 제공하기 위해 현장타설되는 콘크리트

부분용입그루브용접	- 연결부재의 전체 두께보다 적게 내부 용입된 그루브용접
부분 합성작용	- 두 개 또는 그 이상의 요소들과 부재들이 그들의 접촉면에서 상대적 변위를 100%가 아닌 부분적으로만 억제하는 합성작용
블록전단파단	- 접합부에서, 한쪽 방향으로의 인장파단, 다른 방향으로의 전단항복 혹은 전단파단이 발생하는 한계상태
붕괴유발부재	- 파괴될 경우 교량의 붕괴 또는 그 기능 상실을 유발시키는 부재
비조밀단면	- 국부좌굴이 발생하기 전에 압축요소에 항복응력이 발생할 수 있으나 소성힌지의 회전능력을 갖지 못하는 단면
비지지길이	- 좌굴 또는 뒤틀림에 저항하는 두 브레이싱 사이의 거리
비탄성재분배	- 한개 이상의 단면에 발생한 비탄성변형에 의해 구조물 또는 부재의 단면력이 탄성해석에 따른 단면력과 다르게 나타나는 것
비탄성해석	- 소성해석을 포함한 재료의 비탄성거동을 고려한 구조해석
비틀림좌굴	- 압축부재가 전단중심축에 대해 비틀리는 좌굴모드
사각	- 교량의 종방향 축에 수직인 직선과 교좌부 축사이의 각, 즉 0도의 사각은 직각 교량을 의미함.
설계하중	- 한계상태설계법의 하중조합에 따라 결정되는 적용하중
세그멘탈 시공	- 공장제작 또는 현장타설 등으로 만든 콘크리트 세그먼트를 종방향으로, 현장에서 프리스트레스를 가하면서 조립하는 교량건설 방법
세장비	- 휨축과 동일한 축의 단면2차반경에 대한 유효길이의 비
세장판단면	- 탄성범위 내에서 국부좌굴이 발생할 수 있는 세장판요소가 있는 단면
소성단면계수	- 휨에 저항하는 완전항복단면의 단면계수로서, 소성중립축 상하의 단면적의 중립축에 대한 1차모멘트
소성모멘트	- 완전히 항복한 단면의 저항모멘트
소성해석	- 강재의 완전탄성-완전소성거동의 가정에 근거한 구조해석
소요강도	- 한계상태설계 하중조합에 대한 구조해석에 의해 산정된 구조부재에 작용하는 힘, 응력, 또는 변형을 지칭
수직보강재	- 복부판에 부착하는 플랜지와 직각을 이루는 복부판 보강재
순경간	- 지지요소 간의 면과 면사이의 거리
순두께	- 강재 거푸집의 물결모양으로 타설된 콘크리트를 제외한 콘크리트의 두께
슬롯트용접	- 부재를 다른 부재에 부착시키기 위해 긴 홈을 뚫어서 하는 용접
신축롤러	- 둥근 강재봉 형태로, 부재의 신축을 수용할 수 있는 지지부

아이바	- 균일한 두께를 가진 특수한 형태의 편접합 부재로서, 편구멍이 있는 머리와 구멍이 없는 몸체에 거의 동일한 강도를 부여하도록, 몸체의 폭보다 크게 단조되거나 산소절단된 머리 폭을 가진 인장부재
아치효과	- 차륜하중이 주로 슬래브에 형성된 압축 스트럿에 의해 전달되는 구조적 현상
양면지지판	- 하중의 방향과 평행하는 두 변이 연속으로 지지된 평판요소
연마면	- 기계를 사용하여 평평하고 매끄러운 상태로 만든 면
열린 격자바닥	- 속이 채워지지 않은 강재 격자 바닥
열절단	- 가스, 플라즈마 및 레이저를 이용한 절단
완전용입그루브용접	- 용접재가 조인트 두께를 넘어 완전히 용접되는 그루브용접(강관구조 접합부에서는 예외)
완전합성보	- 충분한 개수의 전단연결재를 사용하여 합성단면의 공칭소성휨강도를 발휘하는 합성보
요구강도	- 한계상태설계법의 하중조합을 적용하여 구조해석에 의해 산정되는 부재의 단면력 또는 변형
용입재	- 용접접합을 구성하는데 첨가되는 금속 또는 합금재
용착금속	- 용접과정에서 완전히 용융된 부분. 용착금속은 용접과정에서 열에 의해 녹은 용입재와 모재로 구성되어 있음.
용접접근공	- 뒷받침판 등의 설치를 위한 구멍, 일명 스켈럽
우각부	- 따내기나 용접접근공에서 오목한 노출면의 방향이 급변하는 절단면
유효순단면	- 전단지연의 영향을 고려하여 보정된 순단면적
유효좌굴길이	- 압축재 좌굴공식에 사용되는 등가좌굴길이 KL 로서 분기좌굴해석으로부터 결정
유효좌굴길이계수 K	- 유효좌굴길이와 부재의 비지지길이의 비
응력범위	- 차륜활하중으로 발생하는 최대응력과 최소응력크기의 차이
응력재분배	- 모멘트재분배의 결과로 발생한 휨응력
인장강도	- 재료가 견딜 수 있는 최대인장응력
인장역작용	- 복부판에 전단력이 작용할 때 복부판의 대각작용으로 인장력이 발생하고 수직보강재에 압축력이 발생하는 패널의 거동
인장파단	- 인장력에 의한 파단한계상태
인장항복	- 인장에 의한 항복
일정진폭피로한계	- 부재가 피로파괴 없이 일정한 응력범위 내에서 무한대의 반복횟수에 견딜 수 있는 최대 응력범위

자유돌출판	- 하중방향과 평행한 두변 중에서 한 변은 자유지지되고, 그 다른 변은 고정지지된 평판요소
재하경로	- 하중이 작용점에서부터 지점까지 전달되는 과정에 있는 부재와 연결부의 연속경로
국부 해석	- 전체 해석에서 구한 단면력 결과들을 사용하여 부재간에 또는 부재 내부에 발생하는 변형도와 응력해석
저항계수	- 공칭강도와 설계강도 사이의 불가피한 오차 또는 파괴모드 및 파괴결과가 부차적으로 유발하는 위험도를 반영하기 위한 계수, ϕ
적합성	- 함께 연결된 요소 또는 부재들의 사이에 발생하는 변형이 같게 되는 성질
전단연결재	- 두 합성부재의 접촉면에 수직과 수평 방향의 상대적인 운동을 방지하기 위한 역학적 장치
전단연속성	- 합성되는 두 부재의 접촉면에서 전단력이 전달되는 조건
전단지연	- 접합부에서 응력이 집중되거나 응력이 전달되지 않는 현상
전단좌굴	- 면내에 순수 전단력에 의해 보의 복부판과 같은 판요소가 변형하는 좌굴모드, 복부판의 전단상수
전단키	- 부재들 사이의 전단 연속성을 제공하려는 의도로 만들어진 그라우트로 채워질 프리캐스트 부재의 측면에 미리 형성된 구멍, 또는 세그먼트의 표면에 움푹 파인 곳과 돌출부의 시스템
전단파단	- 전단력에 의한 파단 한계상태
전단항복(뚫림)	- 강관접합에서, 지강관이 붙어있는 주강관의 면외전단강도에 기반 한 한계상태
접지면	- 차륜과 도로표면 사이의 접촉 면적
존치거푸집	- 건설이 끝난 후에도 현장에 남아있는 영구적인 강재 또는 프리캐스트 콘크리트 거푸집
주방향	- 등방성 바닥의 경우는 짧은 경간 방향; 직교이방성 판의 경우는 주하중 전달 요소 방향
직교이방성 판	- 두개의 주방향으로 서로 다른 구조적 성질을 가지는 판
조립부재	- 용접, 볼트접합, 리벳 접합된 구조용 금속소재로 제작된 부재
조밀단면	- 힘을 받을 때 플랜지나 복부판에 국부좌굴이 일어나지 않고 완전소성 상태에 도달하는 단면으로서 이 단면은 플랜지와 복부판의 세장비와 브레이싱에 관한 요구 조건들을 만족해야 함.

좌굴	- 임계하중상태에서 구조물이나 구조요소가 기하학적으로 갑자기 변화하는 한계상태
중공바닥판	- 공극 면적이 전체 면적의 40%이상 초과하지 않는 콘크리트바닥
지강관	- 강관접합에서, 주강관 또는 주요부재에 붙어있는 부재
지압	- 볼트접합부에서, 볼트가 접합요소에 전달하는 전달력에 의한 한계상태
충전형합성기둥	- 콘크리트로 충전된 각형 또는 원형강관으로 이루어진 합성기둥
커버플레이트	- 단면적, 단면계수, 단면 2차모멘트를 증가시키기 위하여 부재의 플랜지에 용접이나 볼트로 연결된 플레이트
콘크리트 슬래브 코아 두께	- 콘크리트 슬래브에서 제일 위에 배근된 철근의 윗부분에서 제일 아래 배근된 철근의 아래 부분까지의 거리
콘크리트압괴	- 콘크리트가 극한변형률에 도달함으로써 압축파괴를 일으키는 한계상태
콘크리트 현치	- 강거더와 콘크리트 슬래브가 이루는 합성구조단면에서 강거더 상단과 슬래브 하단 사이 전단연결재가 위치하는 콘크리트 단면
타이다운	- 접촉면에서 수직한 상대적 운동을 방지하는 역학적 장치
타이드아치	- 아치 리브의 수평하중이 수평인장부재에 의해 저항되는 아치
단면2차모멘트계수	- 단면2차모멘트를 도심축에서 단면의 양 끝까지의 거리로 나눈값
파괴인성	- 구조용 재료 또는 요소가 파괴되지 않고 흡수할 수 있는 에너지의 양. 일반적으로 샤피 V-노치 시험에 의해 결정함.
플레이트거더	- 상하부 플랜지와 복부판을 용접으로 접합한 I형 단면을 가지는 거더
피로강도	- 특정 반복횟수 동안 부재에 파괴가 일어나지 않고 저항할 수 있는 최대응력범위
피로설계수명	- 피로균열의 발생 없이 설계교통하중에 저항할 수 있는 기간으로서 설계기준에서는 100년으로 하였음.
필릿용접	- 용접되는 부재의 교차되는 면 사이에 일반적으로 삼각형의 단면이 만들어지는 용접
필릿용접보강	- 그루브용접을 보강하기 위해 추가된 필릿용접
하이브리드 거더	- 상, 하부 플랜지에 사용한 강판과 다른(일반적으로 낮은) 최소항복강도를 갖는 강판을 복부판으로 사용한 거더
합성	- 내부 힘의 분산에 있어 강재요소와 콘크리트요소가 일체로서 거동하는 조건

항복강도	- 응력과 변형의 비례상태의 규정된 변형한계를 벗어날 때의 응력
항복모멘트	- 작용하중에 의하여 발생하는 단면 최연단부의 휨응력이 항복응력에 도달했을 때 그 단면에 발생하는 휨모멘트
항복선 방법	- 콘크리트 슬래브의 여러 개의 가능한 항복선 형태 중에서 최소 하중 전달 능력을 결정하는 해석 방법
항복선	- 소성 힌지 선
항복선 해석	- 소성힌지 메카니즘 형성에 근거를 둔 부재의 하중 전달 능력을 결정하는 방법
휨 연속성	- 부재들 사이 또는 부재 내부에서 회전변위를 통하여 모멘트를 전달하는 성질
횡방향보강재	- 복부판에 부착되고 플랜지와 수직을 이루는 복부판 보강재
횡방향철근	- 매입형합성기둥에서 강재코아 주위의 콘크리트를 구속하는 역할을 하는 폐쇄형 타이나 용접철망과 같은 철근
횡지지부재	- 횡비틀림좌굴이 방지되도록 설계된 부재
횡비틀림좌굴	- 횡방향 변형과 비틀림을 동반하는 좌굴
휨좌굴	- 단면의 비틀림이나 형상의 변화 없이 압축부재가 휨으로 휘는 좌굴 모드

6.3 기호

A	= 단면적; 피로상세범주 A ; 지간계수; 리브 복부판의 간격 중에서 큰 것(mm)
A_b	= 핀 플레이트의 지압면적; 볼트의 단면적(mm ²)
A_c	= 콘크리트 단면적; 압축 플랜지 단면적(mm ²)
$A_{d,eff}$	= 종방향 리브를 포함한 바닥판의 유효 단면적(mm ²)
$ADTT$	= 일평균 트럭 교통량
$ADTT_{SL}$	= 일차선당 일평균 트럭 교통량
A_e	= 플랜지 유효단면적(mm ²)
A_f	= 집중하중을 전달하는 플랜지의 면적(mm ²)
A_{fb}	= 하부플랜지 단면적(mm ²)
A_{fc}	= 상부플랜지 단면적(mm ²)

A_g	= 압축 부재의 전단면적(mm ²)
A_{gn}	= 감소계수가 고려되지 않은 순단면적(mm ²)
A_n	= 인장 부재의 순단면적(mm ²)
A_{ne}	= 감소계수가 고려된 순단면적(mm ²)
A_o	= 박스거더 단면의 내부단면적(mm ²)
A_p	= 연결부의 윗판과 아랫판의 접합단면적의 합이나 연결판의 면적 중 적은면적(mm ²)
A_{pn}	= 보강재의 유효단면적(mm ²)
A_r	= 주철근 단면적; 플랜지 유효폭 내의 철근단면적(mm ²)
A_s	= 강재 단면적; 슬래브 단면적; 보강재의 전단면적(mm ²)
A_{sc}	= 전단연결재 단면적(mm ²)
A_t	= 인장플랜지 단면적(mm ²)
A_{tf}	= 합성단면에서 유효폭 내의 철근과 플랜지의 총단면적(mm ²)
A_{tg}	= 블록전단 상태에서 인장항복이 일어나는 전단면적(mm ²)
A_{tn}	= 블록전단 상태에서 인장파괴가 일어나는 순단면적(mm ²)
A_v	= 사인장을 지지하는 수직철근 단면적(mm ²)
A_{vg}	= 블록전단 상태에서 전단항복이 일어나는 전단면적(mm ²)
A_{vn}	= 블록전단 상태에서 전단파괴가 일어나는 순단면적(mm ²)
A_w	= 복부판단면적(mm ²)
a	= 탄성중립축에서 응력블럭 도심까지의 거리(mm); 볼트중심에서 연단까지의 거리; 다중박스거더 단면에서 인접 상자간의 플랜지 중심간 거리(mm)
B	= 수직보강재 단면에 대한 상수
B_r	= 지압강도(N)
b	= 아이바 몸체의 폭(mm)
b_c	= 압축 플랜지 폭(mm)
b_f	= 플랜지 폭(mm)
b_{fb}	= 하부플랜지 폭(mm)
b_1	= 종방향보강재의 폭(mm)
b_t	= 인장플랜지 폭(mm); 수직보강재의 폭(mm)
b_w	= 풍하중을 받는 하부플랜지의 폭(mm)

C	= 전단좌굴응력 대 전단항복강도의 비; 직교이방성에 있는 리브를 조절하기 위한 바닥 흙의 두께(mm)
C_b	= 모멘트 변화 보정계수
C_1, C_2, C_3	= 표 6.9.2에서의 합성기동상수
c	= 주철근 중심을 기준으로 한 피복두께(mm); 휨강도 결정 계수
D	= 원형강관의 외경; 복부판높이; 수평보강재 안의 최대복부판 높이; 핀 직경(mm)
D	= 콘크리트 슬래브의 최대변형율이 파쇄변형율이론치와 같을 때 조밀단면이 소성모멘트한계치에 도달할 때의 조밀단면 높이(mm)
D_c	= 탄성상태에서 압축력을 받는 복부판높이(mm)
D_{cp}	= 소성모멘트 상태에서의 압축력을 받는 복부판높이(mm)
D_p	= 소성모멘트 상태의 합성단면에서 슬래브 상부에서 중립축간의 거리(mm); 수평보강재간의 최대복부판높이(보강재가 없을경우 복부판높이)
d	= 강재단면의 높이, 볼트 직경, 스티드 직경, 휨면에서의 부재높이, 전단면에서의 부재높이, 볼트의 공칭직경(mm); 유효길이: 외측 압축 섬유와 인장 철근 중심사이의 거리(mm)
d_b	= 보의 높이(mm)
d_c	= 기둥의 높이(mm)
d_n	= 합성단면의 하부 플랜지 하단에서 중립축까지의 거리(mm)
d_o	= 수직보강재의 간격(mm)
d_s	= 강재의 높이(mm)
e	= 직교 강상판에서 폐단면 리브사이의 순간격(mm)
E	= 강재의 탄성계수(MPa)
E_c	= 콘크리트의 탄성계수(MPa)
FCM	= 붕괴유발부재
F_{cf}	= 이음점에서 제어플랜지의 설계응력(MPa)
F_{cr}	= 임계 좌굴응력(MPa)
F_e	= 합성부재의 공칭압축강도(MPa)
F_{exx}	= 용접금속의 분류강도(MPa)
F_n	= 응력으로 표현된 공칭휨강도(MPa)
F_r	= 응력으로 표현된 설계휨강도(MPa)

F_s	= 사용하중II에 의한 이음점 플랜지의 설계응력(MPa)
F_u	= 강재의 최소인장강도; 풍하중을 제외한 설계하중에 의한 바닥플랜지의 휨응력; 전단연결재의 최소인장강도(MPa)
F_{ub}	= 볼트의 최소인장강도(MPa)
F_w	= 풍하중에 의한 플랜지 연단의 휨응력(MPa)
F_y	= 핀의 항복강도; 강재의 최소항복강도(MPa)
F_{yb}	= 하부플랜지의 항복강도(MPa)
F_{yc}	= 압축플랜지의 최소항복강도(MPa)
F_{yce}	= 압축플랜지의 유효항복강도(MPa)
F_{yf}	= 플랜지의 최소항복강도(MPa)
F_{yr}	= 철근의 최소항복강도(MPa)
F_{yre}	= 주철근의 유효항복강도(MPa)
F_{ys}	= 보강재의 최소항복강도(MPa)
F_{yt}	= 인장플랜지의 최소항복강도(MPa)
F_{yte}	= 인장플랜지의 유효항복강도(MPa)
F_{yw}	= 복부판의 최소항복강도(MPa)
F_{ywe}	= 복부판의 유효항복강도(MPa)
f_a	= 설계하중에 의한 축방향응력(MPa)
f_b	= 모멘트 확대 계수를 고려한 설계하중에 의한 최대응력(MPa)
f_c	= 설계하중에 의한 압축플랜지응력(MPa)
f_{cf}	= 설계피로하중의 두 배와 하중계수가 고려되지 않은 영구사용하중에 의한 압축플랜지의 탄성 휨응력(MPa)
f_{ck}	= 콘크리트의 최소압축강도(MPa)
f_f	= 설계하중에 의한 탄성 플랜지응력(MPa)
f_{fl}	= 각 플랜지의 설계하중에 의한 응력과 최소항복응력중 작은 값(MPa)
f_{fr}	= 재분배된 플랜지 응력(MPa)
f_g	= 바닥판의 전체 축방향 응력(MPa)
f_{ncf}	= 설계하중으로 인한 비제어 플랜지 중앙점의 휨응력(MPa)
f_r	= M_y 상태의 철근응력(MPa); 리브 복부판에서 면외 휨응력 (MPa)

f_s	= 사용하중조합II에 의한 이음점에서 검토대상 플랜지 두께 중앙에서의 최대 휨응력(MPa)
f_{sr}	= 교각 주철근의 휨응력 범위(MPa)
f_t	= 서로 다른 하중으로 발생하는 인장플랜지 휨응력의 합(MPa)
f_u	= 검토대상 패널에서 설계하중에 의한 압축 또는 인장플랜지의 휨응력(MPa)
f_v	= 박스거더에서 플랜지의 최대비틀전단응력(MPa)
f_{vg}	= 바닥판의 전체전단응력(MPa)
g	= 볼트열간의 거리(mm)
h'	= 리브 복부판의 경사부분의 길이(mm)
H	= 필릿용접의 유효목두께(mm)
H_{uw}	= 이음점에서 복부판의 높이 중앙에 작용하는 수평합력(kN)
h_w	= 항복된 복부판높이(mm)
I	= 합성단면의 단면2차모멘트(mm ⁴)
I_l	= 수평보강재의 단면2차모멘트(mm ⁴)
I_p	= 이음판으로 연결된 복부판 볼트군의 극관성모멘트(mm ⁴)
I_s	= 단부를 기준으로 한 수평보강재의 단면2차모멘트(mm ⁴); 아치리브보강재의 단면2차모멘트(mm ⁴)
I_t	= 수직보강재의 총단면2차모멘트(mm ⁴)
I_y	= 단부를 기준으로 한 수직보강재의 단면2차모멘트(mm ⁴); 약축에 대한 단면2차모멘트(mm ⁴)
I_{yc}	= 압축플랜지의 단면2차모멘트(mm ⁴)
IM	= 3.6.2에서의 충격계수
J	= 순수비틀상수(mm ⁴)
K	= 유효좌굴길이계수
K_h	= 볼트연결부에서의 구멍크기계수
K_s	= 볼트연결부에서의 표면상태계수
KL/r	= 세장비
k	= 전단좌굴계수; 플랜지 하면에서 필릿용접 끝단까지의 거리; 표 6.9.1에서의 판좌굴계수; 리브를 따라 휨모멘트의 분포를 나타내는 계수
L	= 지간길이; 부재길이; 연결부의 길이

L_b	= 비지지길이; 고정점간 거리; 부재단부에서 첫 브레이싱점까지의 거리(mm)
L_c	= ㄷ형강전단연결재의 길이; 볼트구멍 순간격 혹은 볼트 연단거리(mm)
L_{cp}	= 덮개판 길이(mm)
L_p	= 소성거동을 보장하는 비지지길이의 한계(mm)
L_r	= 비탄성 횡-비틀좌굴을 보장하는 비지지길이의 한계(mm)
LE	= 활하중
LFD	= 하중계수 설계법
$LRFD$	= 하중저항계수 설계법
l	= 비지지길이(mm)
M_c	= 설계하중에 의한 기동모멘트(N·mm)
M_{cp}	= 최대정모멘트에 의한 내측 지점의 설계모멘트(N·mm)
M_{fb}	= 가로보의 설계모멘트(N·mm)
M_{fl}	= 인접보로부터 전달되는 축중하중에 의한 바닥판의 종방향 설계모멘트(N·mm)
M_{ft}	= 인접리브로부터 전달되는 축중하중에 의한 바닥판의 횡방향 설계모멘트(N·mm)
M_h	= 소성한지에서의 설계모멘트(N·mm)
M_l	= 비지지부재 단부에서의 설계하중에 의한 최소모멘트(N·mm)
M_{max}	= 최대휨강도(N·mm)
M_n	= 공칭휨강도(N·mm)
M_{np}	= 내측지점에서의 공칭휨강도(N·mm)
M_p	= 소성휨강도(N·mm)
M_{pe}	= 유효소성휨강도(N·mm)
M_{ps}	= 콘크리트로 채워진 부재에서 강재단면의 소성휨강도(N·mm)
M_r	= 설계휨강도(N·mm)
M_{rb}	= 가로보의 설계휨강도(N·mm)
M_{rr}	= 종방향리브의 설계휨강도(N·mm)
M_{rt}	= 인접리브로부터 전달되는 축중하중에 의한 바닥판의 설계휨강도(N·mm)
M_{rx}, M_{ry}	= x -방향, y -방향의 저항계수가 고려된 설계휨강도(N·mm)
M_u	= 설계하중에 의한 휨모멘트; 설계하중에 의한 최대 패널모멘트(N·mm)
M_{ur}	= 강바닥판리브의 국부설계휨모멘트(N·mm)

M_{uw}	= 이음점에서 복부판 높이 중앙에서의 설계모멘트(N·mm)
M_{ux}, M_{uy}	= x -방향, y -방향에서의 설계하중에 의한 휨모멘트(N·mm)
M_w	= 설계풍하중에 의한 하부플랜지의 최대 횡방향모멘트(N·mm)
M_y	= 항복휨강도; 복부판항복을 고려하지 않을 경우의 항복휨모멘트(N·mm)
M_{yc}	= 콘크리트로 채워진 부재에서 합성단면의 항복휨강도(N·mm)
M_{yr}	= 복부판의 항복을 고려할 경우 항복모멘트능력(N·mm)
m	= 복부판이음판 볼트의 수직방향 열수
N	= 응력범위의 반복횟수
NDT	= 비파괴검사
N_s	= 전단단면수; 볼트당 전단단면수
n	= 트럭당 응력범위의 반복횟수; 강재에 대한 콘크리트의 탄성계수비; 전단연결재의 수; 볼트의 수
n_{AC}	= 부모멘트 영역에서의 비합성단면의 고정하중에 의한 모멘트부호변환점에서 요구되 는 추가전단연결재의 갯수
P_A	= 비지지 구간의 1/4지점에서 압축플랜지 하중의 절대값(N)
P_B	= 비지지 구간의 중앙지점에서 압축플랜지 하중의 절대값(N)
P_C	= 비지지 구간의 3/4지점에서 압축플랜지 하중의 절대값(N)
P_h	= 설계하중에 의해 최대모멘트가 발생될 때의 브레이싱점에서 압축플랜지에 발생하 는 하중(N)
P_l	= 설계하중에 의해 최소모멘트가 발생될 때의 브레이싱점에서 압축플랜지에 발생되 는 하중(N)
P_{max}	= 비지지구간에서 최대압축플랜지 하중의 절대값(N)
P_n	= 공칭강도; 공칭지압강도; 공칭압축강도
P_{nu}	= 순단면의 파단에 대한 공칭인장강도(N)
P_{ny}	= 전단면의 항복에 대한 공칭인장강도(N)
P_r	= 축방향 설계강도; 핀 보강판의 설계지압강도; 바닥판의 공칭인장강도(N)
P_t	= 볼트의 최소 소요인장력(N)
P_u	= 설계 축방향하중; 설계하중에 의한 볼트당 인장력 혹은 전단력; 강바닥판 리브의 하중(N)
p	= 전단연결재의 피치(mm)

q	= 하중강도(MPa)
Q	= 정모멘트부에서 합성단면의 중립축에 대한 슬래브 환산단면 바닥판의 단면 1차 모멘트, 또는 부모멘트부에서 합성단면의 중립축에 대한 바닥판 종방향 철근의 단면 1차 모멘트(mm ³)
Q_{fl}	= 플랜지 항복강도에 대한 좌굴강도의 비
Q_n	= 전단연결재의 설계강도
Q_p	= M_r 의 휨강도를 확보하기 위한 복부와 압축플랜지의 세장비
Q_r	= 전단연결재의 설계강도
Q_u	= 설계하중에 의한 볼트당 프라잉 인장력
R	= 소성회전, 전단상관계수
R_b^*	= 합성단면의 하중저감계수(load-shedding factor)
R_b, R_h	= 플랜지 강도감소계수
R_{cf}	= 이음점에서 F_{cf} 와 f_{cf} 비의 절대값
R_n	= 볼트연결부의 공칭강도(N 또는 MPa)
$(R_{pB})_r$	= 핀의 지압강도(N)
R_r	= 극한한계상태에서 볼트 또는 용접연결부의 설계강도(N 또는 MPa)
R_s	= 전단과 인장을 동시에 받는 볼트의 공칭전단강도(N)
r_s	= 좌굴이 발생하는 축에 대한 단면회전반경(mm)
r_t	= 합성단면에서 수직축에 대해 압축플랜지와 압축을 받는 복부판의 1/3을 포함한 단면 회전반경(mm); 비합성단면에서 수직축에 대한 압축플랜지의 단면회전반경(mm)
r_y	= 고정점 사이에서 복부판 평면의 수직축에 대한 단면회전반경(mm)
S	= 탄성단면계수(mm ³); 유효경간 길이(mm)
S_{xc}	= 단면의 수평, 주축에 대한 압축플랜지에 관련된 단면계수(mm ³)
s	= 구멍의 핏치; 횡방향 철근의 종방향 간격(mm)
T	= 설계하중으로 인한 내적토크(N·mm)
T_n	= 볼트의 공칭인장강도(N)
T_u	= 사용한계상태 하중조합 II에 의한 볼트 한 개가 받는 인장력(N)
t	= 판두께(mm); 집중하중을 받는 플랜지의 두께(mm); 슬래브 또는 판의 두께(mm)
t_b	= 압축플랜지의 두께(mm)

t_c	= 보강될 플랜지의 두께(mm)
$t_{d,eff}$	= 표면의 보강효과를 포함하는 바닥판의 유효두께(mm)
t_f	= 플랜지의 두께(mm); ㄷ형 전단연결재 플랜지의 두께(mm)
t_{fb}	= 하부플랜지의 두께(mm)
t_h	= 강재단면 플랜지위의 콘크리트현치 두께(mm)
t_p	= 횡방향 하중을 받는 판의 두께(mm); 보강재의 두께(mm)
t_r	= 리브 복부판의 두께(mm)
t_s	= 콘크리트 바닥판의 두께(mm); 보강재의 두께(mm)
t_t	= 강재의 인장플랜지의 두께(mm)
t_w	= 복부판 또는 강관의 두께(mm)
U	= 전단지연에 의한 감소계수
V	= 유공판에 추가적으로 작용하는 전단력(N)
V_h	= 전단연결재가 받는 수평전단력의 합(N)
V_n	= 공칭전단강도(N)
V_p	= 소성전단강도(N)
V_r	= 설계전단강도(N)
V_{sr}	= 전단력의 범위(N)
V_u	= 설계하중에 의한 전단력(N)
V_{ui}	= 경사진 복부판의 설계하중에 의한 전단력(N)
V_{uw}	= 이음점 복부판의 설계전단력(N)
v_{cf}	= 활하중에 의한 전단력(N); 순수단면 복부판에 작용하는 전단력(N)
w	= 플랜지에 있는 수평보강재의 간격과 복부판에 가장 가까운 플랜지 수평보강재와 복부판간의 거리중 큰 값(mm); 박스거더 단면에서 플랜지의 중심간격(mm)
x	= 부재연결에서 전단을 받는 연결면과 단면 도심간 거리(mm)
Z	= 소성단면계수(mm ³)
Z_r	= 전단연결재의 피로전단강도(N)
α	= 플랜지 이음판 설계시 적용되는 계수
β	= 플랜지 유효단면적 계산시 플랜지 전단면적에 적용되는 계수
γ	= 표 3.4.1에 있는 하중계수

(Δf)	= 활하중의 응력범위(MPa)
$(\Delta F)_n^c$	= 상세범주 C에 대한 공칭피로강도(MPa)
$(\Delta F)_n$	= 공칭피로강도(MPa)
(ΔF_{TH})	= 일정진폭 피로한계값(MPa)
λ	= 기둥의 세장비 계수
λ_b	= b/t와 관계된 계수
θ	= 수직축에 대한 복부판의 경사각(DEG)
ϕ_b	= 지압에 대한 저항계수
ϕ_{bb}	= 지압볼트의 저항계수
ϕ_{bc}	= 블록전단에 대한 저항계수
ϕ_c	= 압축에 대한 저항계수
ϕ_{e1}	= 완전 그루브용접에 사용되는 용접재료의 전단 또는 인장에 대한 저항계수
ϕ_{e2}	= 부분 그루브용접에 사용되는 용접재료의 저항계수
ϕ_f	= 휨에 대한 저항계수
ϕ_s	= 볼트의 전단에 대한 저항계수
ϕ_{sc}	= 전단연결재의 저항계수
ϕ_t	= 고장력볼트의 인장에 대한 저항계수
ϕ_u	= 인장부재의 파단에 대한 저항계수
ϕ_v	= 전단에 대한 저항계수
ϕ_w	= 필릿용접의 전단에 대한 저항계수
ϕ_y	= 인장부재의 항복에 대한 저항계수

6.4 재료

6.4.1 강재

6.4.1.1 사용강재

(1) 구조용 강재는 표 6.4.1에 나타난 한국산업표준(이하 “KS”)에 적합한 것을 사용한다.

표 6.4.1 주요 구조용 강재의 규격 및 기호

	규격	강재기호
구조용 강재	KS D 3503 ¹⁾	일반구조용 압연강재 SS400
	KS D 3515	용접구조용 압연강재 SM400, SM490, SM490Y SM520, SM570
	KS D 3529	용접구조용 내후성 열간압연강재 SMA400, SMA490, SMA570
	KS D 3868	교량구조용 압연강재 HSB500, HSB600, HSB800
	KS D 3566	일반구조용 탄소강관 STK400, STK490, STK500
	KS D 3568	일반구조용 각형강관 SPSR400, SPSR490
	KS D 3780	철탑용 고장력강 강관 STKT540, STKT590
	KS D 4108	용접구조용 원심력 주강관 SCW490-CF
	KS F 4602	강관말뚝 SKK400, SKK490
	KS F 4605	강관시트파일 SKY400, SKY490
	KS D 3530 KS D 3558	일반구조용 경량형강 일반구조용 용접경량 H형강 SSC400 SWH400, SWH400L
	KS D 3602	강제갑판(데크플레이트) SDP1, 2, 3,
	KS D 3858	냉간성형 강널말뚝 SPY345, SPY345W, SPY450, SPY345M
	KS F 4603	H형강 말뚝 SHP400W, SHP490W
	KS F 4604	열간압연 강널말뚝 SY295, SY390
	KS D 3542	고내후성 압연강재 SPA-H, SPA-C

주1) SS400의 교량적용은 비용접부재로 한정. 단, 판두께 22 mm 이하의 SS400을 가설자재로 사용하거나, 2차부재의 형강이나 박판으로서 SM재 입수가 곤란한 경우에는 용접성에 문제가 없음을 확인한 후 사용가능하다.

(2) 표면처리제품, 주단조품, 선재 및 선재2차제품은 표 6.4.2에 나타난 KS에 적합한 것을 사용한다.

표 6.4.2 표면처리제품, 주단조품, 선재 및 선재2차제품 강재의 규격 및 기호

강재의 종류	규 격		강 재 기 호
표면처리제품	KS D 3506	용융아연도금 강판 및 강대	SGH400, SGH440, SGH490, SGH540 SGC400, SGC440, SGC490, SGC570
주단조품	KS D 3752	기계구조용 탄소강재	SM35C, SM45C
	KS D 3710	탄소강 단강품	SF490A, SF540A
	KS D 4101	탄소강 주강품	SC450, SC480
	KS D 4102	구조용 고장력 탄소강 및 저합금강 주강품	SCMn1A, SCMn2A
	KS D 4106 ¹⁾	용접구조용 주강품	SCW410, SCW480
	KS D 4118	도로교량용 주강품	SCHB1, SCHB2, SCHB3
	KS D 4301	회주철품	GC250
	KS D 4302	구상 흑연주철품	GCD400, GCD450
선재 및 선재2차제품	KS D 3509	피아노선재	SWRS
	KS D 3510	경강선	SW-A, SW-B, SW-C
	KS D 3514	와이어 로프	—
	KS D 3556	피아노선	PW-1, PW-2, PW-3
	KS D 3559	경강선재	HSWR
	KS D 7002	PC 강선 및 PC 강연선	SWPC1, SWPD1, SWPC2, SWPD3, SWPC7, SWPC19
	KS D 3505	PC 강봉	SBPR 785/1030, SBPR 930/1080 SBPR 930/1180

주1) 주단조품 중 KS D 4106에 해당되는 SCW410, SCW480 강재는 용접하여 사용 가능하다. 그 외 주단조품을 용접하여 사용하고자 할 경우, 사전에 용접성 검증이 필요하다.

- (3) 강종은 판의 두께에 따라서 표 6.4.3을 기준으로 하여 선정하는 것을 원칙으로 한다. 단, 인장 또는 교번 응력을 받는 부재에 대해서는 6.6.2를 따른다.

표 6.4.3 판두께에 따른 강재종류 선정기준

강 종		판두께 (mm)									
		6	8	16	25	32	40	50	80	100	
일반구조용 압연강재	SS400										
용접구조용 압연강재	SM400A										
	SM400B										
	SM400C										
	SM490A										
	SM490B										
	SM490C										
	SM490C-TMC										
	SM490YA										
	SM490YB										
	SM520B										
	SM520C										
	SM520C-TMC										
	SM570										
	SM570-TMC										
용접구조용 내후성열간 압연강재	SMA400A										
	SMA400B										
	SMA400C										
	SMA490A										
	SMA490B										
	SMA490C										
교량구조용 압연강재	SMA570										
	HSB500										
	HSB500L										
	HSB500W										
	HSB600										
	HSB600L										
	HSB600W										
	HSB800										
	HSB800L										

주1) 판두께가 8 mm 미만의 강재에 대해서는 도로교설계기준의 강바닥판 구조 세목에 따른다.

주2) 판두께 25 mm로 부터 32 mm 사이의 SM490YB는 진정강괴로 제조해야 한다.

6.4.1.2 접합재료

- (1) 일반볼트, 고장력볼트, 기초볼트와 턴버클 등은 표 6.4.4에 나타난 KS에 적합한 것을 사용한다.

표 6.4.4 볼트, 고장력볼트 및 기초볼트 등의 제품 규격

번 호	명 칭	종 류
KS B 1002	육각볼트	보통형
KS B 1010	마찰접합용 고장력 육각볼트, 육각 너트, 평와서의 세트	F8T, F10(F8), F35 F10T, F10, F35 F13T, F13, F35
KS B 1012	육각너트	보통형
KS B 1016	기초볼트	J형, L형
KS B 1324	스프링 와셔	
KS B 1326	평와서	

(2) 용접재료

용접재료는 표 6.4.5에 나타난 KS에 적합한 것으로 하고, 모재의 재질 및 용접조건을 고려하여 적절히 선택한다.

표 6.4.5 용접재료

번 호	명 칭
KS D 3508	피복아크 용접봉 심선재
KS D 3550	피복아크 용접봉 심선
KS D 7004	연강용 피복아크 용접봉
KS D 7005	연강용 가스 용접봉
KS D 7006	고장력강용 피복아크 용접봉
KS D 7023	저온용 강용 피복아크 용접봉
KS D 7025	연강 및 고장력강용 마그용접 솔리드 와이어
KS D 7101	내후성강용 피복아크 용접봉
KS D 7102	탄소강 및 저합금강용 서브머지드 아크용접 플럭스
KS D 7103	탄소강 및 저합금강용 서브머지드 아크용접 와이어
KS D 7104	연강, 고장력강 및 저온용 강용 아크용접 플럭스 코아선
KS D 7105	일렉트로 가스 아크용접용 플럭스 코아선
KS D 7106	내후성강용 탄산가스 아크용접 솔리드 와이어
KS D 7109	내후성강용 탄산가스 아크용접 플럭스 충전 와이어

6.4.2 철근 및 콘크리트

철근 및 콘크리트의 품질은 “콘크리트구조설계기준”을 따른다.

6.4.3 형상 및 치수

- (1) 구조용 강재의 형상, 치수 및 그 허용차와 관련하여 강재는 “도로교표준시방서”의 규정에 따른다.
- (2) 볼트, 고장력볼트, 기초볼트 및 턴버클 등 접합요소의 형상 및 치수는 표 6.4.4에 나타난 KS의 규정에 적합한 것으로 한다.
- (3) 용접에 의한 조립재는 “도로교표준시방서”에서 규정하는 제품정밀도 기준에 적합한 형상 및 치수로 한다.

6.4.4 재료의 강도

6.4.4.1 강재의 강도

- (1) 표 6.4.1에 나타난 구조용 강재의 항복강도 F_y 및 인장강도 F_u 는 표 6.4.6~표 6.4.8에 나타난 값으로 한다. 다만, 표 6.4.6~표 6.4.8에 항복강도 및 인장강도가 정의되지 아니한 강재는 표 6.4.1의 관련 KS 규격에 명시된 재료의 강도값을 사용한다.

표 6.4.6 주요 구조용 강재의 재료강도(MPa)

강도	강재 기호	SS400 SM400 SMA400	SM490 SMA490	SM520 SM490Y	SM570 SMA570
	판두께				
F_y	40mm 이하	235	315	355	450
	40mm 초과 75mm 이하	215	295	335	430
	75mm 초과 100mm이하	215	295	325	420
F_u	100mm이하	400	490	520 (490) ¹⁾	570

강도	강재기호 판두께	SM490C-TM C	SM520C-TM C	SM570TMC	HSB500	HSB600	HSB800
F_y	100mm이하	315	355	450	380	450	690 ²⁾
F_u	100mm이하	490	520	570	500	600	800 ²⁾

주1) SM490Y의 인장강도는 490 MPa

주2) HSB800의 경우 적용 판두께는 80mm 이하

표 6.4.7 강관용 강재의 재료강도(MPa)

강재 기호		STK400 SKK400 SKY400	SPSR400	STK490 SKK490 SKY490 SCW490-CF	SPSR490	STK500	STKT540	STKT590
강도	F_y	235	245	315 (325, 295) ¹⁾	325	355	390	440
	F_u	400	400	490	490	500	540	590

주1) SCW490-CF는 판두께 40 mm 이하일 때 항복강도 325 MPa 이상, 40 mm 초과 60 mm 이하일 때 항복강도는 295 MPa 이상

표 6.4.8 경량 및 기타 구조용 강재의 재료강도(MPa)

강재 기호		SSC400 SWH400 SWH400L SHP400W	SY295	SHP490W	SPY345 SPY345W SPY345M	SY390	SPY450	SPA-H	SPA-C	SDP1	SDP2	SDP3
강도	F_y	245 (235) ¹⁾	295	325 (315) ²⁾	345	390	450	355	315	206	245	315
	F_u	400	490	490	450 (485) ³⁾	540	550	490 ⁴⁾	450	270	400	450

주1) 두께 16 mm 이상 SHP400W의 항복강도는 235 MPa 이상

주2) 두께 16 mm 이상 SHP490W의 항복강도는 315 MPa 이상

주3) SPY345M의 인장강도는 485 MPa

주4) 3 mm 미만의 SPA-H의 인장강도는 주문자 제조자 협정에 따라 510 MPa 이상 적용 가능

(2) 표 6.4.2에 나타난 표면처리제품, 주단조품, 선재 및 선재2차제품의 항복강도 F_y 및 인장강도 F_u 는 해당 KS 규격에 명시된 재료의 강도값을 사용한다. 특히, 주단조품의 경우 해당 KS 규격에서 명시하고 있는 열처리 조건에 따른 재료의 강도값을 사용해야 한다.

6.4.4.2 접합재료의 강도

(1) 고장력볼트의 재료강도는 표 6.4.9에 나타난 값으로 한다.

표 6.4.9 고장력볼트의 재료강도(MPa)

강도 \ 등급	F8T	F10T	F13T
F_y	640	900	1170
F_u	800	1000	1300

(2) 볼트의 재료강도는 표 6.4.10와 같고, 표에서 규정하는 것 이외의 일반볼트에 대한 항복강도 및 인장강도는 “KS B 1002”에 정해진 항복강도 및 인장강도의 최소값으로 한다.

표 6.4.10 볼트의 재료강도(MPa)

강종	SS400, SM400의 일반볼트
F_y	235
F_u	400

(3) 용접이음재료의 강도는 강재의 용접후 모재의 재료강도 이상을 확보한다.

6.4.4.3 철근 및 콘크리트의 강도

철근 및 콘크리트의 강도는 “콘크리트구조설계기준”을 따른다.

6.4.5 물리상수

설계 계산에 사용되는 강재의 물리상수의 값은 표 6.4.11을 사용한다.

표 6.4.11 물리상수

종 류	물리상수의 값
강과 주강의 탄성계수(MPa)	205,000
PS강선, PS강연선, PS강봉의 탄성계수(MPa)	200,000
주철의 탄성계수(MPa)	100,000
강의 전단탄성계수(MPa)	79,000
강과 주강의 포아송비	0.30
주철의 포아송비	0.25
강의 열팽창계수($^{\circ}\text{C}$)	1.2×10^{-5}

6.4.6 기타 강재

6.4.6.1 핀, 롤러 및 록커

핀, 롤러 및 록커의 재료 강도는 6.4.1.1절의 해당 재료의 KS 규격에 따른다.

6.4.6.2 스티드 전단연결재

스티드 전단연결재의 줄기 지름은 19 mm, 22 mm 및 25 mm를 표준으로 하며 재질은 KS B 1062(머리볼이 스티드)를 따른다. 스티드 전단연결재의 항복강도는 235 MPa 이상, 인장강도는 400 MPa 이상으로 한다.

6.4.6.3 스테인레스 강재

스테인레스 강재는 KS D 3698(냉간압연 스테인레스 강판 및 강대), KS D 3705(열간압연 스테인레스 강판 및 강대), KS D 3706(스테인레스 강봉), KS D 3697(냉간압조용 스테인레스 강선) 등의 KS 규격에 따른다.

6.4.6.4 케이블

케이블로 사용되는 강재는 표 6.4.2의 선재·선재 2차 제품의 관련 KS규격에 따른다.

6.5 한계상태

6.5.1 일반사항

강재 또는 강재와 다른 재료를 결합시켜 만들어진 부재의 구조적 거동은, 건설 중, 이동 운반 중, 또는 가설시 뿐만 아니라 그 구조물의 공용 기간 동안 가장 큰 응력이 발생될 수 있는 모든 단계에 대해 검토해야 한다.

구조 부재는 극한한계상태, 극단상황한계상태, 사용한계상태 및 피로한계상태에서 요구되는 조건을 적절히 만족시켜야 한다.

6.5.2 사용한계상태

2.5.2.6절 및 6.10.5절의 규정을 적용한다.

강구조물은 표 3.4.1에 있는 사용한계상태조합 II의 조건을 만족시켜야 한다.

6.5.3 피로 및 파괴한계상태

- (1) 각 구조부재 및 상세는 6.6절에 규정된 피로에 대한 검토가 있어야 한다.
- (2) 표 3.4.1의 피로한계상태조합 및 3.6.1.4절에 규정된 피로 활하중을 적용한다.
- (3) 플레이트 거더의 복부판은 6.10.6절의 규정을 만족시켜야 한다.
- (4) 6.10.7.4(2)절 및 6.10.7.4(3)절에 있는 전단연결재의 피로에 대한 적절한 규정을 적용한다.
인장피로를 받는 볼트는 6.13.2.10(3)절의 규정을 만족시켜야 한다.
요구되는 파괴인성치는 6.6.2절에 따른다.

6.5.4 극한한계상태

6.5.4.1 일반사항

강도 및 안정성 검토시 표 3.4.1에 규정된 적합한 극한한계상태 조합을 이용한다.

6.5.4.2 저항계수

극한한계상태에 대한 저항계수 ϕ 는 다음 값을 취한다.

• 힘에 대해	$\phi_f = 1.00$
• 전단에 대해	$\phi_v = 1.00$
• 축방향 압축력에 대해(강재)	$\phi_c = 0.90$
• 축방향 압축력에 대해(합성부재)	$\phi_c = 0.90$
• 인장력에 대해(순단면 적용시 파단)	$\phi_u = 0.80$
• 인장력에 대해(총단면 적용시 항복)	$\phi_y = 0.95$
• 핀의 지압력에 대해	$\phi_b = 1.00$
• 볼트의 지압력에 대해	$\phi_{bb} = 0.80$
• 전단연결재에 대해	$\phi_{sc} = 0.85$

- 인장력을 받는 고장력 볼트 F8T, F10T, F13T에 대해 $\phi_t = 0.80$
- 인장력을 받는 일반볼트에 대해 $\phi_t = 0.80$
- 전단력을 받는 고장력 볼트 F8T, F10T, F13T에 대해 $\phi_t = 0.80$
- 전단력을 받는 일반볼트에 대해 $\phi_s = 0.65$
- 블록전단에 대해 $\phi_{bs} = 0.80$
- 완전용입 그루브용접시의 용접 금속에 대해:
 - 유효단면적에 대한 전단력 $\phi_{e1} = 0.85$
 - 유효단면적에 수직한 인장 또는 압축력 $\phi = \text{모재 } \phi$
 - 용접선에 평행한 인장 또는 압축력 $\phi = \text{모재 } \phi$
- 부분용입 그루브용접시 용접금속에 대해:
 - 용접선에 평행한 전단력 $\phi_{e2} = 0.80$
 - 용접선에 평행한 인장 또는 압축력 $\phi = \text{모재 } \phi$
 - 유효단면적에 수직한 압축력 $\phi = \text{모재 } \phi$
 - 유효단면적에 수직한 인장력 $\phi_{e1} = 0.80$
- 필릿용접시에 용접금속에 대해:
 - 용접선에 평행한 방향의 인장 또는 압축력 $\phi = \text{모재 } \phi$
 - 용접금속의 목에 작용하는 전단력 $\phi_{e2} = 0.80$
- 관입상태가 불량한 지반으로 인한 영향을 받고 압축력을 받는 말뚝의 축방향력에 대해:
 - H형 말뚝 $\phi_c = 0.50$
 - 강관 말뚝 $\phi_c = 0.60$
- 관입상태가 양호한 지반에서 압축력을 받는 말뚝의 축방향력에 대해:
 - H형 말뚝 $\phi_c = 0.60$
 - 강관 말뚝 $\phi_c = 0.70$
- 비항타말뚝의 축방향력과 힘의 조합에 대해:
 - H형 말뚝의 축방향력에 대해 $\phi_c = 0.70$
 - 강관 파일의 축방향력에 대해 $\phi_c = 0.80$
 - 힘에 대해 $\phi_f = 1.00$
- 항타시의 저항계수에 대해 $\phi = 1.00$

6.5.5 극단한계상태

표 3.4.1의 모든 적용 가능한 극단한계상태조합에 대해 검토한다.

극단한계상태에 대한 저항계수는 볼트의 경우를 제외하고는 모두 1.0을 취한다.

내하력 설계에 의해 보호되지 않은 볼트 조인트는 극단한계상태에 대해 지압이음 형식으로 거동하는 것으로 가정하며, 저항계수는 6.5.4.2에 주어진 볼트 지압력에 대한 값을 적용한다.

6.6 피로 및 파단

6.6.1 피로

6.6.1.1 일반사항

피로는 하중유발 피로와 변형유발 피로로 분류된다.

6.6.1.2 하중유발 피로

(1) 적용

강교량 구조상세에 대한 피로설계시 고려해야 할 응력은 활하중에 의해 발생된 응력범위이다.

전 길이에 걸쳐 전단연결재가 설치되고 6.10.3.7절의 조항을 만족하는 바닥판 철근이 배근된 휨부재에 대하여, 활하중에 의해 발생된 응력범위는 콘크리트 바닥판에 발생하는 정모멘트부와 부모멘트부 모두가 부재 전체에 대해 유효하다고 가정한 합성단면으로 계산할 수 있다.

잔류응력은 피로설계시 고려하지 않는다.

이 규정들은 순인장응력을 받는 상세에만 적용된다. 하중계수를 적용하지 않은 고정하중이 압축응력을 발생시키는 부분의 경우, 이 압축응력이 표 3.4.1에 규정된 피로한계상태조합으로 인한 최대 활하중 인장응력의 2배보다 작은 경우에만 피로 문제를 고려한다.

(2) 설계기준

하중유발피로를 고려하는 경우, 각 구조상세는 다음 조건을 만족시켜야 한다:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n \quad (6.6.1)$$

여기서,

- γ = 표 3.4.1에 규정된 피로한계상태 조합에 대한 하중계수
 (Δf) = 하중효과, 즉 3.6.1.4절에 규정된 피로하중 통과시 발생하는 활하중 응력범위 (MPa)
 $(\Delta F)_n$ = 6.6.1.2(5)절에 규정된 공칭피로강도(MPa)

(3) 상세범주

피로강도가 상세범주 C보다 낮거나 같은 부재와 이음부는 각각 그 상세범주에 해당하는 조건을 만족하도록 설계한다. 상세범주는 표 6.6.1과 6.6.2에 요약되어 있으며 그림 6.6.1에 예시되어 있다.

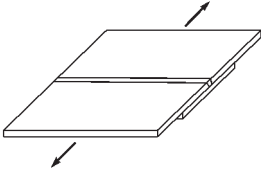
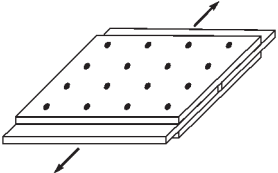
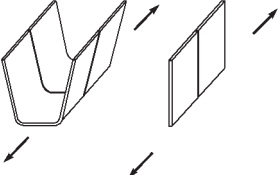
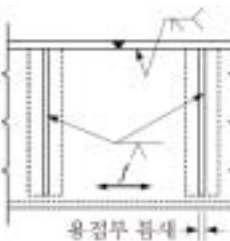
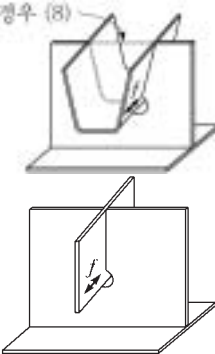
표 6.6.1 하중유발 피로에 대한 상세범주

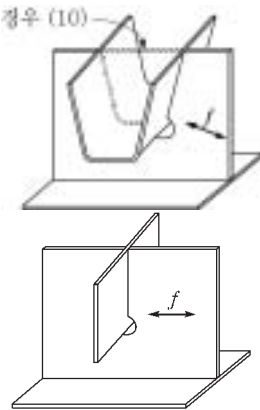
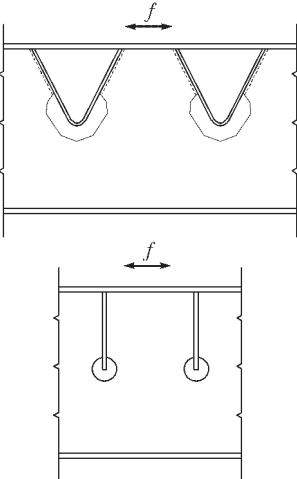
일반조건	상 황	상세범주	그림으로 본 실예 참조 : 그림 6.6.1
단순부재	모재금속 : • 압연면 또는 부착물이 없는 깨끗한 표면을 갖는 경우 (가스 절단부의 경우 0.025 mm이하의 평탄도) • 무도장 내후성강재 전등급 • 아이바의 머리부분과 핀연결 보강판의 순단면적 고려	A B E	1, 2
	부착물이 없는 연결부가 다음과 같이 연결될 때 모재와 용접 금속 : • 받침봉을 제거한 연속 완전용입그루브용접 • 응력 작용방향과 평행인 연속 필릿용접 • 받침봉을 제거하지 않은 연속 완전용입그루브용접 • 응력 작용방향과 평행한 연속 부분용입그루브용접 부재보다 짧은 길이의 덮개판의 끝부분에서의 모재 : • 마찰이음 고장력볼트로 끝부분이 연결된 경우	B B B' B' B	3, 4, 5, 7 22
	• 끝부분 돌림용접 여부와 관계없이 덮개판 폭이 플랜지보다 좁을 경우 또는 끝부분 돌림용접을 하고 덮개판 폭이 플랜지 보다 넓은 경우 • 플랜지 두께 ≤ 20 mm • 플랜지 두께 > 20 mm • 끝부분 돌림용접이 없으면서 덮개판 폭이 플랜지 보다 넓은 경우	E E' E'	7
용접의 긴장성이 비파괴시험으로 입증되고 응력작용방향으로 연마가 되어 있는 그루브 용접 이음부	완전용입그루브용접 이음부의 모재와 용접 금속으로: • 서로 비슷한 단면을 가진 강판들의 용접부위를 연마하여 연결부위가 원래 판면과 같이 처리된 경우 • 용접부 연마가 되어있고 폭으로 600 mm의 변화부 반경을 갖는 경우	B B	8, 10 13

일반조건	상 황	상세 범주	그림으로 본 실예 참조 : 그림 6.6.1
	• 폭이나 두께 방향 변화부 기울기가 1.0 : 2.5 이하가 되도록 용접부위를 연마한 경우	B	11, 12
	• 폭이나 두께 방향 변화부 기울기가 1.0 : 2.5 이하거나 변화부 여부와 상관없이 용접부 보강을 위한 용융접덧살을 제거하지 않는 경우	C	8, 10, 11, 12
종 방 향 으 로 응 력 을 받 는 그 루 브 용 접 부 착 물	완전용입 또는 부분용입 그루브용접으로 부착된 이음부의 모재로 : • 이음부의 길이가 응력이 작용하는 방향으로 :		
	• 50 mm 이하일 때	C	6, 15
	• 50 mm와 이음부 판두께의 12배 이내일 때, 단, 100 mm 이하	D	15
	• 이음부 두께의 12배 또는 100 mm 이상일 때	E	15
	• 이음부 두께 < 25 mm	E'	15
	• 이음부 두께 ≥ 25 mm		16
	• 이음부 길이에 관계없이 용접단을 매끈하게 연마하였으며 변화부의 반경이 다음과 같을 때:		
	• 변화부 반경 ≥ 600 mm	B	
	• 600 mm > 변화부 반경 ≥ 150 mm	C	
	• 150 mm > 변화부 반경 ≥ 50 mm	D	
횡 방 향 으 로 응 력 을 받 는 그 루 브 용 접 된 부 착 물 의 용 접 건 전 도 가 비 파 괴 시 험 으 로 입 증 되 고 응 력 작 용 방 향 과 직 각 으 로 연 마 가 되 어 있 을 때	완전용입 그루브용접으로 된 모재와 용접금속으로 변화부의 반경이 다음과 같을 때 : • 동일한 판두께이고 용접덧살이 제거되었을 때		16
	• 변화부 반경 ≥ 600 mm	B	
	• 600 mm > 변화부 반경 ≥ 150 mm	C	
	• 150 mm > 변화부 반경 ≥ 50 mm	D	
	• 변화부 반경 < 50 mm	E	
	• 동일한 판두께이고 용접덧살이 제거되지 않았을 때		
	• 변화부 반경 ≥ 150 mm	C	
	• 150 mm > 변화부 반경 ≥ 50 mm	D	
	• 변화부 반경 < 50 mm	E	
	• 다른 판두께이고 용접덧살이 제거되지 않았을 때		
	• 변화부 반경 ≥ 50 mm	D	
	• 변화부 반경 < 50 mm	E	
	• 다른 판두께이고 용접덧살이 제거되지 않았을 때 변화부 반경에 상관없이	E	

일반조건	상	상세 범주	그림으로 본 실에 참조 : 그림 6.6.1
응력작용방향 에 직각으로 필릿용접된 연결부	모재금속 : • 수직보강재를 플랜지에 또는 수직보강재를 복부판에 부착시키는 경우를 제외한 모든 이음부	C범주 또는 식 6.6.4 중 낮은 값	14
	• 수직보강재를 플랜지에 또는 수직보강재를 복부판에 용접할때의 용접 단부	C'	6
응력작용 방향 에 직각 또는 평행하게 필릿 용접된 연결부	용접목에 작용하는 전단응력 용접단에서의 모재금속	E	9
종 방 향 으 로 응력을 받는 필릿용접 부 착물	필릿용접으로 부착된 이음부의 모재금속으로 : • 응력이 작용하는 방향으로 이음부 길이가 : • 50 mm 이내 또는 스테드 형태의 전단연결재 • 50 mm 이내 또는 이음부판 두께의 12배 이내일 때, 단, 100 mm 이하 • 이음부 두께의 12배 또는 100 mm 이상일 때 • 이음부 두께 < 25 mm • 이음부 두께 ≥ 25 mm • 이음부의 길이에 관계없이, 용접단을 매끈하게 연마하였으며 다 음과 같은 변화부 반경을 가졌을 때 :	C D E E'	15, 17, 18, 20 15, 17 7, 9, 15, 17
	• 변화부 반경 ≥ 50 mm • 변화부 반경 < 50 mm • 용접단을 매끈하게 연마하지 않았을 때 변화부 반경에 대하여	D E E	16
	필릿용접으로 부착된 이음부의 모재금속: • 용접단을 매끈하게 연마하였으며 다음과 같은 변화부반경을가 졌을 때 : • 변화부 반경 ≥ 50 mm • 변화부 반경 < 50 mm • 용접단을 매끈하게 연마하지 않았을 때 변화부 반경에 대하여	D E E	16
	모재금속 :		21
볼트 및 리벳 연결부	• 연결부재에 면외힘을 일으키는 축방향 힘을 받는 이음부를 제외 한, 고장력 볼트 마찰이음의 전단면적에 대한 응력 • 고장력 볼트를 사용하였으나 마찰이음이 아닐 때 순단면적에 대 한 응력 • 리벳을 사용한 이음부의 순단면적에 대한 응력	B B D	
아이바 혹은 핀 연결보강판	아이바의 머리부분 또는 핀연결 보강판 등의 순단면적에 대한 모재 금속 아이바 주요부 또는 핀연결 보강판의 거친부분의 모재금속 :	E	23,24
	• 압연 또는 매끄럽게 처리된 면	A	23,24
	• 가스절단부	B	23,24

표 6.6.2 하중으로 인하여 강바닥판에 발생하는 피로균열의 상세범주

그림 예	상세	조건 설명	상세범주
	종방향 또는 횡방향의 바닥판 또는 리브 이음 맞대기 일면 그루브용접	(1) 세라믹 받침봉을 제거하고 응력과 평행한 방향으로 용접부를 연마한 경우	B
		(2) 세라믹 받침봉을 제거하고 용접부를 연마하지 않은 경우	C
		(3) 받침봉을 제거하지 않은 경우	D
	볼트가 적용된 바닥판 또는 리브 이음부	(4) 비대칭 이음부는, 응력 계산시 편심의 영향을 고려해야 한다.	B
	바닥판 또는 종리브 이음부 양면 그루브용접	(5) 용접 연결부를 모재와 같은 단면이 되도록 편평하게 연마하고, 단부도 응력방향으로 연마한 경우	B
		(6) 용접덧살의 높이가 용접폭의 20%를 넘지 않는 경우	C
	현장용접을 위한 구멍이 있는 리브 용접이음부 맞대기 일면 그루브용접	(7) 리브 이음을 위한 영구받침봉을 적용한 경우 용접 갭 > 리브 두께 $f = \text{리브 바닥에서의 축응력범위}$	D
	종리브와 가로보 교차부에서의 종리브판 종리브와 가로보복부판 사이의 필릿용접	(8) 개단면 종리브 또는 내부 다이아프램이 있는 폐단면 리브 $f = \text{횡리브와 종리브 용접 하단부의 종리브판에 작용하는 축응력범위}$	C
		(9) 내부 다이아프램이 없는 폐단면 리브 $f = f_1 + f_2$ $f_1 = \text{종리브판에 작용하는 축응력범위}$	C

그 림 예	상 세	조 건 설 명	상세범주
		f_2 = 합리적 해석을 통해 얻는 종리브와 가로보 교차부의 상호작용에 기인한 면외 방향 휨에 의한 종리브판의 국부적인 휨응력범위	
 경우 (10) 종리브와 가로보 교차부의 가로보 복부판 종리브와 가로보 복부판 사이, 내부 다이아프램과 종리브 사이의 필릿용접	종리브와 가로보 교차부의 가로보 복부판 종리브와 가로보 복부판 사이, 내부 다이아프램과 종리브 사이의 필릿용접	(10) 개단면 종리브 또는 내부 다이아프램이 있는 폐단면 리브 $f =$ 가로보 복부판에서 발생하는 용접과 수직인 방향의 축응력범위 $= f_1 + f_2$ f_1 = 복부판에서의 축응력범위 f_2 = 지지점에서 종리브의 회전에 기인한 면외 방향 휨에 의해 복부판에 발생하는 휨응력범위 (응력 f_1, f_2 모두 정성적 해석을 통해 구함) (11) 내부 다이아프램이 없는 폐단면 종리브 $f = f_1 + f_2$ f_1 = 합리적 해석으로부터 구한 횡리브 또는 가로보 복부판과 종리브 사이의 상호작용에 의한 응력범위 f_2는 (10)과 동일	C범주 또는 식 6.6.4 중 낮은값 C
	횡리브 또는 가로보 복부판과 접합된 바닥판	(12) f = 가로보와 바닥판 용접부의 바닥판에 발생하는 축응력범위	E

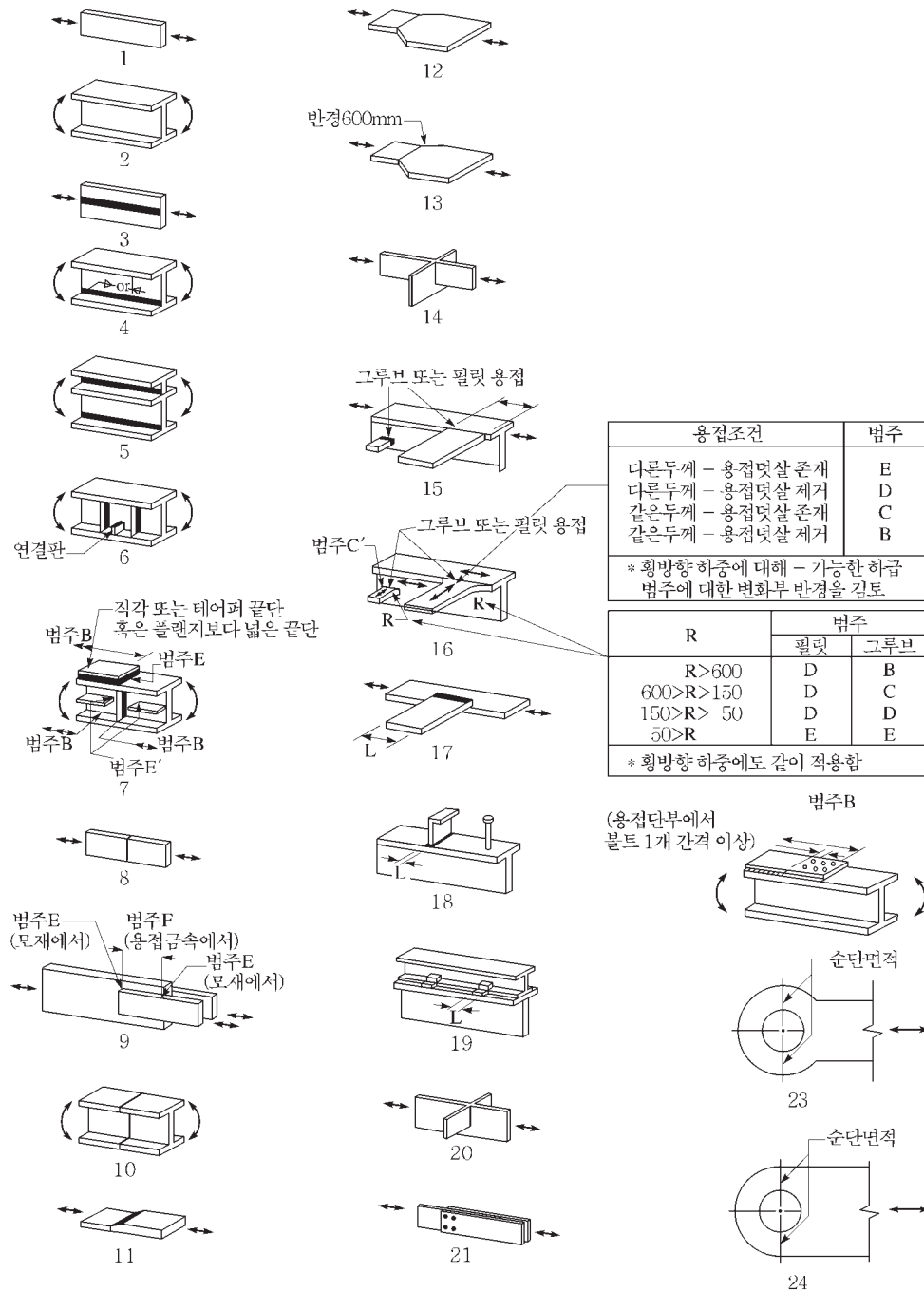


그림 6.6.1 피로상세범주 예

(4) 사용해서는 안되는 구조상세

6.14.5.3(7)②에 허용된 것을 제외하고는, 횡방향 하중을 받는 곳에는 부분용입그루브용접이 사용되어서는 안 된다.

또한 횡방향 필릿용접만으로 거더 플랜지 표면에 거셋판을 부착해서도 안 된다.

(5) 피로강도

이후에 규정된 것을 제외한 공칭피로강도는 다음과 같이 구한다.

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2} (\Delta F)_{TH} \quad (6.6.2)$$

여기서,

$$N = (365)(100)n(ADTT)_{SL} \quad (6.6.3)$$

A = 표 6.6.3에서 선택한 상수(MPa³)

n = 표 6.6.4에서 선택한 트럭 한 대 통과시 발생하는 응력범위의 반복회수

$(ADTT)_{SL}$ = 3.6.1.4에서 규정한 한차선당 ADTT(일평균 트럭교통량)

$(\Delta F)_{TH}$ = 표 6.6.5에서 택한 일정 피로 진폭 한계값(MPa)

응력 방향과 수직인 방향으로 필릿 용접연결된 불연속판 상세부 모재에 대한 공칭 피로강도 범위는 $(\Delta F)_n^c$ 보다 작아야 한다. 이때의 공칭피로강도 범위는 다음과 같다.

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_n^c \left(\frac{0.094 + 1.23 \frac{H}{t_p}}{1.1 t_p^{1/6}} \right) \leq (\Delta F)_n^c \quad (6.6.4)$$

여기서,

$(\Delta F)_n^c$ = 범주 C에 대한 공칭피로강도(MPa)

H = 필릿용접의 유효목두께(mm)

t_p = 하중을 받는 판의 두께(mm)

표 6.6.3 구조 상세범주 상수, A

상세범주	상수, $A \times 10^{11} (\text{MPa}^3)$
A	82.0
B	39.3
B'	20.0
C	14.4
C'	14.4
D	7.21
E	3.61
E'	1.28
축방향 인장을 받는 F8T볼트	5.61
축방향 인장을 받는 F10T 볼트	10.3
축방향 인장을 받는 F13T 볼트	4.32

표 6.6.4 트럭 통과당 반복회수, n

종방향 부재	경간 길이	
	$>12000 \text{ mm}$	$\leq 12000 \text{ mm}$
단순경간 거더	1.0	2.0
연 속 주 형		
1) 내측 지점 부근	1.5	2.0
2) 기타	1.0	2.0
캔틸레버 거더	5.0	
트럭 스	1.0	
횡방향 부재	간격	
	$>6000 \text{ mm}$	$\leq 6000 \text{ mm}$
	1.0	2.0

표 6.6.5 일정 피로 진폭 한계값

상세범주	한계 값(MPa)
A	165.0
B	110.0
B'	82.7
C	69.0
C'	82.7
D	48.3
E	31.0
E'	17.9
축방향 인장을 받는 F8T 볼트	100
축방향 인장을 받는 F10T 볼트	110
축방향 인장을 받는 F13T 볼트	80

6.6.1.3 변형유발 피로

횡방향 부재를 종방향 부재의 단면을 포함하는 적절한 구조요소에 연결함에 따라, 예상하였거나 예상치 못한 하중을 전달하기에 충분한 하중경로를 제공할 수 있어야 한다. 이러한 하중경로는 여러 구조 요소를 용접 또는 볼트로 연결하여 확보할 수 있다.

복부판의 좌굴과 면외변형을 제어하기 위해 6.10.6의 규정을 만족해야 한다.

(1) 수직연결판

연결판은 다음과 같은 단면의 압축 및 인장 플랜지 모두에 대해 용접 또는 볼트연결해야 한다.

- 연결 다이아프램이나 수직브레이싱(cross-frame)은 횡방향 연결판 또는 연결판으로서의 기능을 갖는 수직보강재에 부착해야 한다.
- 내·외부 다이아프램이나 브레이싱은 횡방향 연결판 또는 연결판으로서의 기능을 갖는 수직보강재에 부착해야 한다.
- 가로보는 횡방향 연결판 또는 연결판으로서의 기능을 갖는 수직보강재에 부착해야 한다. 특별한 조건이 주어지지 않는 한, 용접 및 볼트 연결은 직선교의 경우 90,000 N의 횡하중에 저항하도록 설계해야 한다.

(2) 수평연결판

플랜지에 수평연결판을 붙이는 것이 곤란할 경우에는, 보강된 복부판에 부착되는 수평연결판은 플랜지에서 플랜지폭의 1/2이상 떨어져야 한다. 비보강 복부판에 부착된 수평연결판은 플랜지에서 150 mm이상 및 플랜지 폭의 1/2이상 떨어져야 한다.

수평연결판으로 연결된 수평브레이싱 부재의 끝은 복부판 및 수직보강재로부터 최소 100 mm의 거리를 유지해야만 한다.

보강재가 사용된 복부판의 수평연결판은 보강재의 중심에 있어야 한다. 또한, 수평연결판은 보강재로써 복부판의 같은 면에 위치한다. 수평연결판과 보강재가 복부판의 같은 면에 위치한 경우에는 수평연결판을 보강재에 부착해야 한다.

이 경우에 수직보강재는 압축플랜지로부터 인장플랜지까지 연속된 판으로서 양쪽 플랜지 모두에 부착해야 한다.

(3) 강바닥판

강바닥판에 대한 구조상세는 6.14.5.3(7)의 규정을 만족해야 한다.

6.6.2 인성요구조건

- (1) 인장 또는 교변응력을 받는 주부재의 사용 강재는 표 6.6.7에 따라서 샤르피 흡수에너지로 나타내는 저온인성 규격을 만족해야 한다.
- (2) 인장 또는 교변응력을 받는 주부재의 최대 허용 판두께는 교량이 건설되는 지역의 온도구역에 따라 표 6.6.7에 규정한 값으로 한다.
- (3) 국내의 지역별 온도구역은 표 6.6.6에 따른다.
- (4) 인장 또는 교변응력을 받는 주부재는 도면과 공사시방서 등에 명시해야 한다.

표 6.6.6 국내 지역별 최저 공용온도에 따른 온도구역 구분

구 분	최저 공용온도(T)	대 상 지 역 ¹
온도구역 Ⅰ	$-15^{\circ}\text{C} \leq T$	부산, 울산, 광주 전체 지역
		전라남도 전체 지역
		경상남도 전체 지역
		경상북도 전체 지역
		제주도 전체 지역
온도구역 Ⅱ	$-25^{\circ}\text{C} \leq T < -15^{\circ}\text{C}$	서울, 인천, 대구, 대전 전체 지역
		경기도 동부를 제외한 지역
		충청남도 전체 지역
		전라북도 전체 지역
		경상북도 내륙 지역
		강원도 해안 지역
온도구역 Ⅲ	$-35^{\circ}\text{C} \leq T < -25^{\circ}\text{C}$	경기도 동부지역(동두천, 이천, 양평 등)
		강원도 내륙 지역
		충청북도 전체 지역

주 1. 교량이 건설되는 지역의 온도구역 구분이 명확하지 않은 경우에는, 대상 지역의 기상청 관측자료를 기준으로 최근 30년 내 최저기온에 따라 온도구역을 구분한다.

표 6.6.7 인장 또는 교번응력을 받는 주부재의 강종별 인성규격과 온도구역별 최대 허용 판두께

강종		온도구역		온도구역 I (-15℃) ¹⁾	온도구역 II (-25℃) ¹⁾	온도구역 III (-35℃) ¹⁾
		충격시험 ³⁾		최대 허용 판두께 ²⁾ (mm)		
구분	기호	시험 온도	샤르피 흡수에너지			
용접 구조 용 압연 강재	SM400B	0℃	27J이상	40	40	40
	SM400C	0℃	47J이상	100	100	95
	SM490B	0℃	27J이상	40	40	40
	SM490C	0℃	47J이상	95	80	70
	SM490C-TMC	0℃	47J이상	95	80	70
	SM490YB	0℃	27J이상	40	40	40
	SM520B	0℃	27J이상	40	40	40
	SM520C	0℃	47J이상	85	70	60
	SM520C-TMC	0℃	47J이상	85	70	60
	SM570	-5℃	47J이상	70	60	50
	SM570-TMC	-5℃	47J이상	70	60	50
용접 구조 용내 후성 열간 압연 강재	SMA400B	0℃	27J이상	40	40	40
	SMA400C	0℃	47J이상	100	100	95
	SMA490B	0℃	27J이상	40	40	40
	SMA490C	0℃	47J이상	85	70	60
	SMA570	-5℃	47J이상	70	60	50
교량 구조 용 압연 강재	HSB500	-5℃	47J이상	85	70	60
	HSB500L	-20℃	47J이상	100	95	80
	HSB500W	-5℃	47J이상	85	70	60
	HSB600	-5℃	47J이상	70	60	50
	HSB600L	-20℃	47J이상	95	80	65
	HSB600W	-5℃	47J이상	70	60	50
	HSB800	-20℃	47J이상	55	45	40
	HSB800L	-40℃	47J이상	80	70	60

- 주 1. 선형 보간법에 따라 최대 허용 판두께를 산정할 때 사용되는 각 구역별 기준 공용온도.
 2. 교량이 건설되는 지역의 최근 30년 내 최저기온(T)을 알고 있는 경우, 주 1의 기준 공용온도에 따른 선형 보간법을 적용하여 최대 허용 판두께를 산정해도 좋다. 예를 들어 SM520C의 경우, 어느 지역의 최저기온(T)이 -20℃라면 구역 I의 -15℃와 구역 II의 -25℃를 기준으로 하여 최대 허용 판두께는 77.5 mm(≒ 78 mm)로 된다. 단, 최저기온의 범위가 -15℃ ≤ T < -35℃일 때만 선형 보간을 적용할 수 있다.
 3. KS B 0810 “금속 재료 충격 시험 방법”에 따른다.

6.7 부재에 관한 일반 사항

6.7.1 유효지간

지간은 받침부나 기타 지지부의 중심 간격으로 한다.

6.7.2 솟음

고정하중에 의한 처짐의 보정 및 현장에서의 원활한 부재조립을 위하여 부재의 제작시 솟음을 설치해야 한다.

트러스교, 아치교 및 사장교에서 다음과 같은 경우에는 선택적으로 부재의 길이를 적절히 조절할 수 있다.

- 고정하중에 의한 처짐으로 인하여 다른 부재들과의 연결이 곤란한 경우
- 아치 리브가 고정하중에 의하여 줄어드는 것을 상쇄시킬 필요가 있는 경우
- 부정정구조물에서 고정하중에 의한 휨모멘트도의 조절이 필요한 경우

6.7.3 강재의 최소두께

수직브레이싱, 수평브레이싱 및 연결판을 포함한 모든 강재의 최소두께는 8.0 mm 이상으로 한다. 단, 압연형강의 복부판, 강바닥판의 폐단면리브, 채움재 및 난간용 재료는 이 규정을 따르지 않아도 좋다.

압연형강이나 C형강의 복부판 및 강바닥판의 폐단면리브의 두께는 7.0 mm 이상으로 한다.

부식이 우려되는 곳에서는 부식방지 조치를 취하거나, 부식두께를 예측하여 그만큼 두께를 증가시켜야 한다.

6.7.4 다이어프램 및 수직브레이싱

6.7.4.1 일반사항

교량의 단부 및 내부지점과 지간 중간부에는 필요에 따라 다이어프램이나 수직브레이싱을 설치해야 한다.

모든 시공단계 및 사용단계에서 다이어프램이나 수직브레이싱의 필요성을 다음과 같이 검토한다.

- 주형의 아랫부분에서 바닥틀로, 그리고 바닥틀에서 받침부로 횡방향 풍하중의 전달
- 모든 하중에 대한 압축플랜지의 안정성
- 콘크리트 바닥판이 양생되기 이전의 상부압축플랜지의 안정성
- 수직방향의 고정하중 및 활하중의 분배

사용단계에서 필요한 다이아프램이나 수직브레이싱 이외에도 시공 중 필요시에는 임시로 브레이싱을 설치한다.

수직브레이싱이나 다이아프램이 하중을 받는 경우에는 이에 대응하도록 설계해야 한다. 적어도 다이아프램이나 수직브레이싱은 4.6.8에 따라 풍하중을 전달할 수 있도록 설계해야 하며, 6.8.4 또는 6.9.3에 규정된 세장비 규정을 만족시켜야 한다.

다이아프램과 수직브레이싱의 연결판은 6.6.1.3(1)을 만족시켜야 한다.

교량 단부 및 슬래브의 이음부에는 다이아프램을 설치하거나 6.14.2.4에 규정된 방법으로 슬래브의 캔틸레버부가 지지되도록 한다.

6.7.4.2 직선교의 I형 단면

압연거더에 설치되는 다이아프램이나 수직브레이싱의 높이는 거더 높이의 1/2 이상으로 하고, 플레이트 거더에 설치되는 경우에는 가능한 한 높게 한다.

단부에 설치되는 다이아프램이나 수직브레이싱은 모든 횡방향 하중을 받침부로 전달할 수 있도록 설계한다. 다이아프램이나 수직브레이싱이 교축방향과 수직이 아닌 경우에는 전달되는 힘의 교축방향 성분을 고려한다. 사각이 20° 이상인 사교의 중간에 설치되는 수직브레이싱은 교축방향과 직각으로 한다. 사교의 경우 지점부의 수직브레이싱은 받침의 가로방향 연결선과 일치하지 않아도 좋다.

단부에 설치되는 다이아프램은 바닥틀이나 바닥틀 연결부에서 전달되는 힘과 뒤틀림에 저항할 수 있도록 설계한다. 교축방향 부재와 다이아프램의 연결부 설계시 다이아프램의 단부 휨모멘트를 고려해야 한다.

6.7.4.3 직선교의 박스거더 단면

단면의 회전, 변위 및 뒤틀림에 저항할 수 있도록 각 지점부에는 박스거더 단면 내부에 다이아프램이나 수직브레이싱을 설치하고, 박스거더로부터 받침부로 비틀림모멘트나 횡방향 하중을 전달할 수 있도록 설계해야 한다.

인장력에 저항하거나 연결을 위해 다이아프램을 설치할 경우, 박스거더 단면의 복부판과 플랜

지에 연결해야 한다.

내부 출입문은 가능한 크게 설치해야 하고, 내부 출입문의 설치로 인한 다이아프램의 응력집중을 검토하여 필요시 보강해야 한다.

6.11.1.1의 규정대로 다중 박스거더 단면을 설계할 경우 단면 내부나 단면과 단면 사이에 영구적인 다이아프램이나 수직브레이싱을 설치하지 않아도 좋다. 단실 박스거더 단면인 경우에는 단면변형을 방지하기 위하여 적당한 간격으로 내부에 다이아프램이나 수직브레이싱을 설치해야 한다.

6.7.4.4 트러스교 및 아치교

집중하중의 작용점, 가로보 연결부 및 기타 연결부에는 다이아프램을 설치한다. 교량의 뒤틀림을 방지하기 위하여 중간에 다이아프램을 설치하는 것이 좋다.

트러스교 단부의 지지부 편에 연결된 연결판은 다이아프램으로 연결한다. 지지부의 복부판은 다이아프램으로 연결한다.

뒷개판이나 복부판의 단부가 주부재의 교차점으로부터 1200 mm 이상 떨어져 있을 경우에는 주부재를 연결하는 연결판 사이에 다이아프램을 설치한다.

6.7.5 수평브레이싱

6.7.5.1 일반사항

모든 시공단계나 사용단계에서 수평브레이싱의 필요성을 반드시 검토하고, 필요시 플랜지면 근처에 수평브레이싱을 설치한다. 수평브레이싱의 필요성을 검토할 때 다음 사항을 고려한다.

- 4.6.8에 규정된 횡방향 풍하중의 받침부로의 전달
- 4.6.9에 규정된 횡방향 하중의 전달
- 제작, 가설 및 바닥틀의 설치 시에 발생하는 변형 방지

시공 후 필요치 않은 임시 수평브레이싱은 철거하여도 좋다.

영구 수평브레이싱의 설계 시에는 적어도 6.8.4 및 6.9.3을 만족해야 한다.

수평브레이싱의 연결판은 6.6.1.3(2)를 만족시켜야 한다.

수평브레이싱의 내진설계 시에는 4.6.9를 만족시켜야 한다.

6.7.5.2 직선교의 I형 단면

필요할 경우 외측 거더 사이에 수평브레이싱을 설치한다. 충분한 강성을 갖고 있는 바닥틀에 연결된 플랜지에는 수평브레이싱을 설치하지 않아도 좋다.

연속교 주형의 부모멘트 구간에는 가설 중 부재의 안정성을 위한 수평브레이싱의 필요 여부를 검토해야 한다.

6.7.5.3 직선교의 박스거더 단면

제작, 가설 및 콘크리트의 타설 도중에 발생하는 단면의 변형을 방지하기 위하여 각 박스거더 단면의 플랜지 사이에 상부수평브레이싱의 필요성을 검토해야 한다.

바닥콘크리트가 굳기 이전에 발생하는 전단흐름에 저항할 수 있도록 상부수평브레이싱을 설치하고, 이 때 박스거더의 휨으로 인해 발생하는 하중을 고려해야 한다.

브레이싱이 복부판과 연결되어 있는 경우, 브레이싱의 실제 위치를 고려하여 전단흐름을 계산하기 위해 단면적을 감소시켜야 하고, 브레이싱으로 부터 상부플랜지로 하중이 전달될 수 있도록 적절한 수단을 강구해야 한다.

6.7.5.4 트러스교

하로트러스교와 상로트러스교에는 상부수평브레이싱과 하부수평브레이싱을 각각 설치한다. X형 브레이싱의 경우, 인장 및 압축부재의 세장비 규정을 만족하도록 하며, 교차점에서 서로 연결한다.

압축을 받는 현재에 연결된 브레이싱 부재는 가능한 한 높을수록 좋고, 상·하부플랜지에 연결한다.

수평브레이싱의 설치가 원활하도록 가로보 연결부의 위치를 결정한다. 가로보와 교축방향의 주부재가 만나는 곳에서는 수평브레이싱을 양 부재에 연결한다.

6.7.6 핀

6.7.6.1 위치

편심을 최소화할 수 있도록 핀의 위치를 결정한다.

6.7.6.2 강도

(1) 휨과 전단의 조합

휨과 전단을 동시에 받을 경우에는 다음 식을 만족시켜야 한다.

$$\frac{6.0M_u}{\phi_f D^3 F_y} + \left(\frac{2.2 V_u}{\phi_v D^2 F_y} \right)^3 \leq 0.95 \quad (6.7.1)$$

여기서,

D = 핀의 직경(mm)

M_u = 설계하중에 의한 휨모멘트(N·mm)

V_u = 설계하중에 의한 전단력(N)

F_y = 핀의 항복강도(MPa)

ϕ_f = 6.5.4.2에 규정된 휨에 대한 저항계수

ϕ_v = 6.5.4.2에 규정된 전단에 대한 저항계수

M_u 와 V_u 는 동일한 단면에서 구한 값을 사용한다.

(2) 지압

핀의 지압강도는 다음과 같다.

$$(R_{pB})_r = \phi_b (R_{pB})_n \quad (6.7.2)$$

여기서,

$$(R_{pB})_n = 1.5tDF_y \quad (6.7.3)$$

여기서,

$(R_{pB})_r$ = 설계지압강도(N)

$(R_{pB})_n$ = 공칭지압강도(N)

t = 판의 두께(mm)

D = 핀의 직경(mm)

ϕ_b = 6.5.4.2에 규정된 지압에 대한 저항계수

6.7.6.3 아이바 핀의 최소치수

핀의 직경 D 는 다음의 값보다 커야 한다.

$$D \geq \left(\frac{3}{4} + \frac{F_y}{2760} \right) b \quad (6.7.4)$$

여기서,

F_y = 핀의 최소항복강도(MPa)

b = 아이바 몸체의 폭(mm)

6.7.6.4 핀과 너트

핀은 나사부가 연결부재 내에 있지 않도록 충분한 길이를 가져야 한다.

6.8 인장부재

6.8.1 일반사항

축방향인장을 받는 부재 및 이음재는 다음을 검토한다.

- ① 식(6.8.1)에 의한 전단면 항복
- ② 식(6.8.2)에 의한 순단면 파단

순단면은 다음 사항을 고려하여 구한다.

- ① 감소계수가 적용되거나 단면적의 감소가 적용되는 전단면적
- ② 설계단면에서 모든 구멍에 대한 감소분
- ③ 지그재그로 볼트를 체결한 경우 6.8.3에 따른 볼트 구멍의 감소분에 대한 보정
- ④ 전단지연을 고려하기 위하여 이음부재에 적용되는 6.8.2.2와 이음판 및 기타 이음재에 적용되는 6.13.5.2에서 규정된 감소계수 U
- ⑤ 6.13.5.2에서 규정된 이음판 및 기타 이음재의 순단면적의 최대값은 전단면적의 85%를 초과할 수 없음.

인장부재는 6.8.4에 있는 세장비 규정과 6.6.1의 피로에 관한 규정을 만족해야 하며, 6.13.4에서 규정된 연결부 끝부분에서 블록전단강도에 관한 검토를 수행해야 한다.

6.8.2 인장강도

6.8.2.1 일반사항

인장강도 P_r 은 다음의 두 값 중에서 작은 값으로 한다.

$$P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y f_y A_g \quad (6.8.1)$$

$$P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_u f_u A_n U \quad (6.8.2)$$

여기서,

P_{ny} = 전단면의 항복에 대한 공칭인장강도(N)

f_y = 항복강도(MPa)

A_g = 부재의 전단면적(mm²)

P_{nu} = 순단면의 파단에 대한 공칭인장강도(N)

f_u = 인장강도(MPa)

A_n = 6.8.3에 따라 구한 부재의 순단면적(mm²)

U = 전단지연을 고려하기 위한 감소계수(부재내의 모든 요소에 인장력이 작용될 경우에는 1.0으로 하고, 기타 경우에는 6.8.2.2를 따른다)

ϕ_y = 6.5.4.2에 규정된 인장부재의 항복에 대한 저항계수

ϕ_u = 6.5.4.2에 규정된 인장부재의 파단에 대한 저항계수

6.8.2.2 감소계수 U

정밀해석이나 실험을 하지 않을 경우에는 연결부에서 전단지연을 고려하기 위하여 다음에 주어진 감소계수를 사용할 수 있다.

볼트나 용접 연결 단면내에서 각 연결요소에 직접적으로 인장력이 전달되는 단면의 경우 :

$$U = 1.0$$

볼트연결부에서,

- ① 플랜지폭이 복부판 높이의 2/3 이상인 압연 I형 단면 및 I형 단면으로부터 한쪽 플랜지가 제거된 T형 단면에서, 응력방향으로 한 접합선당 3개 이상 볼트로 플랜지에서 연결된 부재 : $U = 0.90$

- ② ①에 해당되지 않은 부재에서 응력방향으로 한 접합선당 3개 이상의 볼트를 사용한 부재 : $U = 0.85$

③ 응력방향으로 한 접합선당 2개의 볼트를 사용한 모든 부재 : $U = 0.75$

인장력이 단면 일부분의 필릿 용접부로 전달되는 경우에는 용접강도로 설계한다.

6.8.2.3 인장과 휨의 조합

인장과 휨을 동시에 받는 부재는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{P_u}{P_r} < 0.2 \text{ 인 경우 : } \frac{P_u}{2.0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (6.8.3)$$

$$\frac{P_u}{P_r} \geq 0.2 \text{ 인 경우 : } \frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (6.8.4)$$

여기서,

P_r = 6.8.2.1에 규정된 설계인장강도(N)

M_{rx}, M_{ry} = 6.10.4와 6.12에 규정된 x 와 y 축에 관한 설계휨강도(N·mm)

M_{ux}, M_{uy} = 설계하중에 의한 x 와 y 축에 관한 휨모멘트(N·mm)

P_u = 설계하중에 의한 축방향력(N)

축방향 인장력과 휨모멘트를 동시에 받아 순압축응력이 작용하는 플랜지는 국부좌굴에 대한 검토가 필요하다.

6.8.3 순단면적

인장부재의 순단면적 A_n 은 각 요소의 가장 작은 순폭과 두께의 곱이다. 볼트구멍의 지름은 볼트의 공칭지름에 3.2 mm를 더한 값으로 한다. 6.13.2.4(1)에서 허용하고 있는 표준보다 큰 구멍이나 길쭉한 구멍의 경우 폭의 감소분은 6.13.2.4(2)에 있는 구멍의 크기에 1.6 mm를 더한 값으로 한다. 순폭을 결정할 경우 응력방향과 직각 방향, 대각선 방향, 또는 지그재그로 배치된 모든 볼트선을 조사하여 가장 작은 값을 취한다.

각각의 볼트선에 대한 순폭은, 전폭에서 조사선상에 있는 모든 구멍의 지름을 뺀 다음 인접한 지그재그로 배열된 인접한 두개의 볼트사이 마다 구한 $s^2/4g$ 값을 더하여 구한다. 여기서,

s = 인접한 두 볼트구멍의 응력방향 간격(mm)

g = 인접한 두 볼트구멍의 응력직각방향 간격(mm)

L 형의 경우 볼트구멍 중심간 거리 g 는 L 형의 뒷면을 따라 켜 구멍의 중심간 거리에서 두께를 뺀 값으로 한다.

6.8.4 세장비의 제한

아이바, 봉강, 케이블 및 판을 제외한 모든 인장부재의 세장비는 다음을 만족해야 한다.

① 교변응력을 받는 주부재	$L/r \leq 140$
② 교변응력을 받지 않는 주부재	$L/r \leq 200$
③ 브레이싱 부재	$L/r \leq 240$

여기서,

L = 비지지 길이(mm)

r = 단면회전반경(mm)

6.8.5 조립부재

6.8.5.1 일반사항

압연형강이나 용접형강을 사용하여 조립된 인장부재의 주요 요소들은 연속판이나 타이플레이트 등을 사용하여 연결한다. 형강과 연결판 사이의 용접은 연속용접으로 한다. 형강과 연결판을 볼트로 연결하는 경우 6.13.2를 따른다.

6.8.5.2 유공판

응력방향으로 켜 구멍길이는 구멍폭의 2배를 초과할 수 없다. 응력방향으로 켜 구멍간의 순간 격은 인접한 연결선 간의 거리 보다 커야 하며, 판의 단부에서 첫 번째 구멍의 단부까지의 거리는 인접한 연결선간의 거리의 1.25배 보다 커야 한다. 구멍의 곡률반경은 38 mm 이상이어야 한다. 연단거리도 부재의 순단면적을 구할 때 포함시켜도 좋다. 부재의 양측에 있는 유공판 구멍의 위치가 서로 엇갈리는 경우 구멍이 동일 단면에 있는 것으로 간주하여 순단면적을 구한다.

6.8.6 아이바

6.8.6.1 설계강도

아이바의 설계인장강도의 계산은 식(6.8.1)을 따른다.

6.8.6.2 아이바의 규격

아이바의 두께는 13 mm 이상, 50 mm 이하이어야 한다.

핀구멍의 중심선에서 켄 머리부분의 순폭은 필요한 몸체부의 폭의 135% 이상이어야 한다.

핀구멍을 지나 아이바의 길이방향에서 켄 머리부분의 순폭은 몸체부 폭의 75% 이상이어야 한다.

몸체부의 폭은 두께의 8배를 초과해서는 안 된다.

핀구멍의 중심은 아이바 몸체의 중심축선상에 있어야 한다.

핀구멍의 직경은 핀의 직경보다 0.8 mm 이상 커서는 안 된다.

최소항복강도가 460 MPa 보다 큰 강재를 사용할 경우 구멍의 직경은 아이바 두께의 5배를 초과할 수 없다.

6.8.6.3 연결

여러 개의 아이바를 동시에 사용될 경우 가능한 한 서로 평행해야 하고, 연결되는 부재의 중심면에 대하여 대칭으로 배열해야 한다. 아이바는 횡방향 이동 및 사교에서 발생할 수 있는 횡방향 뒤틀림에 대하여 구속되어야 한다.

인접한 아이바의 간격은 13 mm 이상이어야 한다. 동일한 핀으로 연결된 인접한 아이바의 사이를 고리모양으로 된 채움재를 사용해야 한다. 대각선으로 교차하는 아이바 간의 간격이 작을 경우 교차점에서 서로 크래핑 시켜야 한다.

6.8.7 핀연결판

6.8.7.1 일반사항

핀연결판은 가능한 한 사용하지 않는 것이 좋으며 사용 시에는 6.8.2.1의 규정을 따른다.

6.8.7.2 핀보강판

핀보강판의 설계지압강도 P_r 은 다음과 같이 구한다.

$$P_r = \phi_b P_n = \phi_b A_b f_y \quad (6.8.5)$$

여기서,

P_n = 공칭 지압강도(N)

A_b = 판에 투영된 지압면적(mm²)

f_y = 판의 최소 항복강도(MPa)

ϕ_b = 6.5.4.2에서 규정된 지압에 대한 저항계수

구멍 근처는 편연결판을 사용하여 모재판의 두께를 증가시킬 수 있다.

핀보강판을 사용할 경우 핀보강판으로 부터 모재판으로 지압력을 전달할 수 있도록 볼트나 충분한 용접으로 부착시켜야 하고, 하중의 편심을 최소화하도록 한다.

6.8.7.3 규격

핀구멍의 중심선을 지나는 횡단면에서 모재판과 핀보강판의 순단면적의 합은 핀구멍이 없는 단면에서 필요한 모재판의 순단면적의 1.4배 보다 커야 한다.

핀구멍을 지나 종방향으로의 모재판과 핀보강판의 순단면적의 합은 핀구멍이 없는 단면에서 필요한 모재판의 순단면적보다 커야 한다.

핀구멍의 중심은 모재판의 종축선 상에 위치해야 한다. 핀구멍의 직경은 핀의 직정보다 0.8 mm 이상 커서는 안 된다.

최소항복강도가 460 MPa 보다 큰 강재의 경우 구멍의 직경은 모재판과 핀보강판의 두께를 합한 값의 5배를 초과해서는 안 된다.

모재판과 핀보강판의 두께의 합은 구멍 끝에서 핀 연단거리의 12%보다 작아서는 안 된다. 모재판의 두께는 핀구멍이 없는 단면의 폭의 12%보다 커야 한다.

6.8.7.4 연결

핀으로 연결된 부재들은 횡방향으로의 이동이나 사교에서 발생하는 횡방향뒤틀림에 대해 구속되어야 한다.

6.9 압축부재

6.9.1 일반사항

이 규정은 최소한 하나의 대칭면을 갖고 횡방향 압축 또는 축방향 압축과 대칭축에 대한 힘을 동시에 받는 균일단면 강부재에 적용한다. 아치교의 경우도 6.15.4의 규정을 만족해야 한다. 중로교 트러스의 압축재들은 6.15.2.9의 규정을 만족해야 한다.

6.9.2 압축강도

6.9.2.1 축방향 압축

부재의 설계압축강도 P_r 은 다음과 같이 산정한다.

$$P_r = \phi_c P_n \quad (6.9.1)$$

여기서,

P_n = 6.9.4와 6.9.5절의 공칭압축강도(N)

ϕ_c = 6.5.4.2절의 압축에 관한 저항계수

6.9.2.2 축방향 압축과 휨

설계하중에 대해 탄성해석에 의해 계산된 축방향력 P_u 와 모멘트 M_{ux} , M_{uy} 는 다음 관계를 만족시켜야 한다.

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{P_r} < 0.2 \text{인 경우 :} \\ \frac{P_u}{2.0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \end{aligned} \quad (6.9.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{P_r} \geq 0.2 \text{인 경우 :} \\ \frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \end{aligned} \quad (6.9.3)$$

여기서,

P_r = 6.9.2.1의 설계압축강도(N)

M_{rx} = 6.10.4 및 6.12에 규정된 x축에 관한 설계 휨저항강도(N·mm)

M_{ry} = 6.10, 6.11 및 6.12에 규정된 y 에 관한 설계 휨저항강도(N·mm)

M_{ux} = 다음의 규정에 따라 계산된 x 축에 관한 설계휨모멘트(N·mm)

M_{uy} = 다음의 규정에 따라 계산된 y 축에 관한 설계휨모멘트(N·mm)

각 대칭축에 관한 설계휨모멘트 M_{ux} 와 M_{uy} 는 다음 중 하나로 결정한다.

- 설계하중으로 인해 발생하는 모멘트의 증가를 고려한 2차 탄성해석
- 4.5.3.2.2b에 규정된 근사방법

6.9.3 세장비의 제한

압축부재의 세장비는 다음을 만족해야 한다.

• 주부재 : $\frac{Kl}{r} \leq 120$

• 브레이싱 : $\frac{Kl}{r} \leq 140$

여기서,

K = 4.6.6에 규정된 유효좌굴길이계수

l = 비지지길이(mm)

r = 단면회전반경(mm)

이 항에 한하여, 다음 경우의 회전반경은 단면의 일부를 제외하고 계산할 수 있다.

- 실제단면과 회전반경을 바탕으로 한 부재의 능력이 설계하중을 초과하고,
- 부재의 면적을 감소시킨 유효단면과 그 회전반경에 의한 부재의 능력이 설계하중을 초과할 경우

6.9.4 비합성단면

6.9.4.1 공칭압축강도

6.9.4.2의 폭-두께비 규정을 만족시키는 부재에 대한, 공칭압축강도 P_n 은 다음과 같다.

$\lambda \leq 2.25$ 인 경우: $P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_s$ (6.9.4)

$\lambda > 2.25$ 인 경우 :

$$P_n = \frac{0.88 F_y A_s}{\lambda} \quad (6.9.5)$$

단,

$$\lambda = \left(\frac{Kl}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E} \quad (6.9.6)$$

여기서,

A_s = 전단면적(mm²)

F_y = 항복강도(MPa)

E = 탄성계수(MPa)

K = 4.6.6에 규정된 유효좌굴길이계수

l = 비지지길이(mm)

r_s = 회전반경(mm)

6.9.4.2 축방향 압축부재의 폭-두께비 제한

판의 세장비 b/t 는 다음을 만족시켜야 한다.

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (6.9.7)$$

여기서,

k = 표 6.9.1에 규정된 판좌굴계수

b = 표 6.9.1에 규정된 판의 폭(mm)

t = 판 두께(mm)

강관단면의 두께는 다음을 만족시켜야 한다.

- 원형강관 : $\frac{D}{t} \leq 2.8 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.9.8)$

- 사각형 강관 : $\frac{b}{t} \leq 1.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.9.9)$

여기서,

D = 강관의 직경(mm)

b = 강관의 폭(mm)

t = 강관의 두께(mm)

표 6.9.1 폭-두께비의 제한

한쪽 단이 지지된 판	k	b
플랜지와 자유돌출판	0.56	• I형 단면의 플랜지 폭의 반
		• C형 단면의 플랜지 전폭
		• 자유단과판의 첫 번째 볼트 연결선 또는 용접선간의 거리
		• 맞대어진 두 L형강에서 맞대어지지 않은 한 L형강의 다리길이
압연 T형강의 복부판	0.75	• T형강
기타 돌출부재	0.45	• 단일 L형강 또는 분리재를 갖는 이중 L형강에 있어서 돌출 다리의 전체폭
		• 기타 경우는 전 돌출폭
양단이 지지된판	k	b
박스거더 단면의 플랜지와 덮개판	1.40	• 박스거더 단면의 플랜지의 경우 복부판간 순간격에서 내부 모서리 반경을 뺀 거리
		• 플랜지 덮개판의 용접선 또는 볼트선간 거리
복부판과 기타 판 요소	1.49	• 압연 보의 복부판에서 플랜지간 순간격에서 필릿 반경을 뺀 거리
		• 기타의 모든 경우는 지지점간 순 간격
유공덮개판(cover plate)	1.86	• 지지점간 순간격

6.9.2.2의 식들을 사용하여 설계된 부재의 경우 F_y 는 축방향 설계하중과 이로 인하여 발생하는 휨모멘트를 사용하여 계산한 최대압축응력으로 대체할 수 있다.

6.9.4.3. 조립부재

(1) 일반사항

6.9.4.2의 규정을 적용한다. 연결볼트 사이에 있는 요소의 폭-두께비는 부재 세장비의 75%를 넘지 않도록 한다.

(2) 유공판

유공판은 6.9.4.2 및 6.8.5.2를 만족해야 하고 설계하중에 의한 전단력과 다음의 추가 전단력과 다음의 추가 전단력의 합에 대하여 설계한다.

$$V = \frac{P_r}{100} \left\{ \frac{100}{(l/r) + 10} + \frac{8.8(l/r)F_y}{E} \right\} \quad (6.9.10)$$

여기서,

V = 추가전단력(N)

P_r = 6.9.2.1 또는 6.9.2.2에 규정된 설계압축강도(N)

l = 부재길이(mm)

r = 판에 수직인 축에 대한 회전반경(mm)

F_y = 항복강도(MPa)

6.9.5 합성단면

6.9.5.1 공칭압축강도

이 규정은 힘을 받지 않는 합성단면 기둥에 적용한다. 힘을 받는 합성단면기둥에는 6.12.2.3의 규정을 적용한다.

6.9.5.2의 규정을 만족하는 합성단면기둥의 공칭압축강도는 다음과 같다.

$$\lambda \leq 2.25 \text{ 일 경우 : } P_n = 0.66^\lambda F_e A_s \quad (6.9.11)$$

$$\lambda > 2.25 \text{ 일 경우 : } P_n = \frac{0.88 F_e A_s}{\lambda} \quad (6.9.12)$$

여기서,

$$\lambda = \left(\frac{Kl}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_e}{E_e} \quad (6.9.13)$$

$$F_e = F_y + C_1 F_{yr} \left(\frac{A_r}{A_s} \right) + C_2 f'_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \quad (6.9.14)$$

$$E_e = E \left[1 + \left(\frac{C_3}{n} \right) \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \right] \quad (6.9.15)$$

여기서,

A_s = 강재 단면적(mm²)

A_c = 콘크리트 단면적(mm²)

A_r = 종방향철근의 전단면적(mm²)

F_y = 강재의 최소항복강도(MPa)

F_{yr} = 종방향철근의 최소항복강도(MPa)

f'_c = 콘크리트 28일 압축강도(MPa)

- E = 강재의 탄성계수(MPa)
 l = 기둥의 비지지길이(mm)
 K = 4.6.6에 규정된 유효길이계수
 n = 6.10.3.1(1)②규정된 탄성계수비
 r_s = 강재단면의 휨 면에서의 회전반경(mm). 단, 콘크리트로 둘러싸인 합성단면에 대해서는 합성부재 폭의 0.3배 이상.

C_1, C_2, C_3 = 표 6.9.2에 규정된 합성단면기둥의 상수

표 6.9.2 합성단면기둥의 상수

	콘크리트로 채워진 강관	콘크리트로 둘러싸인 강재
C_1	1.0	0.7
C_2	0.85	0.6
C_3	0.4	0.2

4.5.3.2(2)②에 규정된 근사방법에 의한 휨과 압축을 받는 합성단면부재에 대한 모멘트확대계수를 결정하기 위해서는 다음을 적용한다.

$$P_e = \frac{A_s F_e}{\lambda} \quad (6.9.16)$$

6.9.5.2 제한사항

(1) 일반사항

강재의 단면적이 전체 단면적의 4% 이상일 때는 6.9.5.1의 규정에 의해 압축강도를 결정한다.

강재 또는 강관의 단면적이 전체 단면적의 4%이하일 경우에는 5장의 철근콘크리트기둥으로 계산한다. 콘크리트 압축강도는 20 MPa 이상, 55 MPa 이하로 한다. 공칭압축강도 계산을 위한 강재와 종방향철근의 항복강도는 400 MPa을 넘지 않도록 한다. 합성단면기둥에 의해 전달되는 모든 하중은 인접한 지지부재의 설계시 고려해야 한다. 단면은 최소한 하나의 대칭축을 가져야 한다.

(2) 콘크리트로 채워진 강관

콘크리트로 채워진 합성강관의 두께는 6.9.4.2 규정을 적용한다.

(3) 콘크리트로 둘러싸인 단면

콘크리트로 둘러싸인 단면은 종방향 및 횡방향으로 보강해야 한다. 단, 횡방향 띠철근 간격은 다음을 초과할 수 없다.

- 종방향 철근지름의 16배
- 띠철근 지름의 48배
- 합성단면 최소변길이의 1/2

하나의 합성단면에 여러 개의 강재가 들어 있는 경우에는 각 강재의 좌굴을 방지하기 위해 콘크리트 타설 전에 브레이싱 또는 연결판으로 서로 연결시켜야 한다.

6.10 힘을 받는 I형 단면

6.10.1 일반사항

이 규정은 복부판 중심선의 수직축에 대하여 대칭인 직선 플레이트거더의 휨 설계에 적용한다. 복부판의 항복강도가 플랜지의 항복강도보다 작은 하이브리드단면의 경우도 이 규정을 적용할 수 있다. 복부판의 항복강도가 플랜지의 항복강도보다 큰 경우도 이 규정을 적용할 수 있으나, 이러한 단면을 하이브리드단면으로 취급해서는 안 된다. 이 규정은 조밀 또는 비조밀단면과 합성 또는 비합성단면에 적용된다. 휨 부재는 다음의 규정에 따라 설계한다.

- 휨에 대한 극한한계상태 : 6.10.4 조항
- 영구처짐에 대한 사용한계상태 : 6.10.5 조항
- 구조상세에 관한 피로 및 파괴한계상태 : 6.6.3 조항 및 6.10.6 조항
- 전단에 대한 극한한계상태 : 6.10.7 조항
- 시공성 : 6.10.3.2 조항

필요시에는 2.5.2.6(2) 조항의 처짐규정을 고려할 수도 있다.

6.10.2 단면비의 제한

휨을 받는 I형 단면의 단면비는 다음의 조건들을 만족해야 한다. 6.10.2.2 조항의 f_c 와 D_c 는 설계하중을 적용하여 구한다.

6.10.2.1 단면비

휨 부재를 구성하는 요소들은 다음을 만족해야 한다.

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \quad (6.10.1)$$

여기서,

I_y = 복부판 중심선의 수직축에 관한 단면 2차모멘트(mm⁴)

I_{yc} = 복부판 중심선의 수직축에 관한 압축플랜지의 단면 2차모멘트(mm⁴)

6.10.2.2 복부판 세장비

복부판은 다음의 세장비조건을 만족해야 한다.

$$\text{수평보강재가 없는 경우 : } \frac{2D_c}{t_w} \leq 6.77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \leq 200 \quad (6.10.2)$$

$$\text{수평보강재가 있는 경우 : } \frac{2D_c}{t_w} \leq 13.54 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \leq 400 \quad (6.10.3)$$

여기서,

D_c = 탄성영역내에서 압축을 받는 복부판의 높이(mm)

f_c = 설계하중에 의한 압축플랜지의 응력(MPa)

6.10.2.3 플랜지의 단면비

압축플랜지의 폭은 다음을 만족해야 한다.

$$b_f \geq 0.3 D_c \quad (6.10.4)$$

여기서,

b_f = 압축플랜지의 폭(mm)

D_c = 탄성영역에서 압축을 받는 복부판의 높이(mm)

인장플랜지의 세장비는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{b_t}{2t_t} \leq 12.0 \quad (6.10.5)$$

여기서,

b_t = 인장플랜지의 폭(mm)

t_t = 인장플랜지의 두께(mm)

6.10.3 적용

6.10.3.1 합성단면

합성단면은 6.10.7.4에 규정된 전단연결재에 의해 콘크리트 바닥판이 강재단면과 연결된 단면을 의미한다. 그리고 합성작용이 확실하고 횡방향지지가 충분한 다른 형태의 바닥시스템에도 적용할 수 있다.

(1) 응력

① 하중재하순서

외력에 의해 합성단면 임의의 점에서 발생하는 탄성응력은 다음과 같은 단면에 각각 작용하는 하중에 의해 발생한 응력의 합으로 구한다.

- 강재단면
- 단기합성단면
- 장기합성단면

콘크리트 바닥판의 강도가 f_{ck} 의 75%에 도달하기 전에 작용하는 영구하중은 강재단면만이 지지하는 것으로 간주해야 한다. 콘크리트 강도가 f_{ck} 의 75%에 이른 후에 작용하는 영구하중과 활하중은 합성단면이 지지하는 것으로 간주한다. 동바리공법을 적용하여 시공하는 경우 모든 장기하중은 콘크리트 강도가 f_{ck} 의 75% 이상 발현된 후에 작용하는 것으로 간주해야 한다.

② 정모멘트

휨응력을 계산할 때의 합성단면은 강재단면과 콘크리트 바닥판 유효폭의 환산단면으로 구성된다. 단기합성단면에 작용하는 일시적인 하중에 대해서는, 단기 탄성계수비 n 을 사용하여 바닥판의 환산단면적을 구해야 한다. 장기합성단면에 작용하는 영구하중에 대해서는 탄성계수비 $3n$ 또는 n 중 큰 응력을 주는 값을 사용하여 바닥판의 환산단면적을 구한다.

보통 밀도 콘크리트의 탄성계수비 n 은 E/E_c 이다.

③ 부모멘트

장기 및 단기합성 모멘트에 의한 응력을 계산할 때 환산단면은 강재단면과 바닥판 유효폭 내의 축방향 철근으로 구성된다. 단, 6.6.1.2(1), 6.10.5.1 또는 6.10.10.2(1)에서 본 규정과 다르게 허용된 경우나, 6.10.3.1(1)②를 적용하여 콘크리트 바닥판의 응력을 계산하는 경우는 예외로 한다.

④ 바닥판의 유효폭

바닥판의 유효폭을 결정하는 특별한 다른 방법이 없을 경우에는 4.6.7 규정을 적용한다.

(2) 항복모멘트

합성단면의 항복모멘트 M_y 는 하이브리드단면에서 복부판의 항복을 무시하는 경우, 강재단면, 단기합성단면 및 장기합성단면에 각각 작용하는 모멘트의 합이 상하부 어느 한 쪽 강재플랜지에 최초 항복을 일으킬 때의 값으로 한다.

(3) 소성모멘트

소성모멘트 M_p 는 소성단면력의 소성중립축에 대한 일차모멘트로 구한다. 단면의 강재 부분의 소성력은 플랜지, 복부판 및 철근의 항복강도를 사용하여 계산한다. 단면의 압축부 콘크리트의 소성단면력은 직사각형 응력블록으로 구하며 인장부 콘크리트는 무시한다. 소성중립축의 위치는 단면력의 평형조건을 적용하여 구한다.

(4) 복부판의 압축 측 높이

① 탄성모멘트 적용 시

정모멘트를 받는 단면의 경우, 탄성설계모멘트 적용시 복부판의 압축 측 높이 D_c 는 고정하중, 활하중 및 충격하중에 의한 강재단면, 장기합성단면과 단기합성단면의 합응력이 압축인 복부판 높이로 한다. 부모멘트를 받는 단면의 경우, D_c 는 강재 거더와 축방향 철근만으로 구성된 단면으로 계산한다.

② 소성모멘트 적용시

소성모멘트 적용시 복부판의 압축 측 높이 D_{cp} 는 다음과 같이 구한다.

- 정모멘트를 받는 단면에서 소성중립축이 복부판 내에 있을 때 D_{cp} 는 다음과 같다.

$$D_{cp} = \frac{D}{2} \left[\frac{F_{yt}A_t - F_{yc}A_c - 0.85f_{ck}A_s - F_{yr}A_r}{F_{yw}A_w} + 1 \right] \quad (6.10.6)$$

여기서,

D_{cp} = 소성모멘트 적용시 복부판 압축 측 높이(mm)

D = 복부판 높이(mm)

A_s = 바닥판 단면적(mm²)

A_t = 인장플랜지 단면적(mm²)

A_c = 압축플랜지 단면적(mm²)

A_w = 복부판 단면적(mm²)

A_r = 단면에 포함된 측방향 철근 단면적(mm²)

F_{yc} = 압축플랜지의 항복강도(MPa)

F_{yr} = 단면에 포함된 측방향 철근의 항복강도(MPa)

F_{yt} = 인장플랜지의 항복강도(MPa)

F_{yw} = 복부판의 항복강도(Mpa)

f_{ck} = 콘크리트의 28일 압축강도(MPa)

- 위의 경우를 제외한 정모멘트 단면에서 D_{cp} 는 0으로 하고, 복부판은 6.10.4.1(2)에 규정된 조밀단면 복부판 세장비 조건을 만족해야 한다.
- 부모멘트를 받는 단면에서 소성중립축이 복부판 내에 있을 때 D_{cp} 는 다음과 같다.

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_w f_{yw}} (F_{yt}A_t + F_{yw}A_w + F_{yr}A_r - F_{yc}A_c) \quad (6.10.7)$$

- 그 밖의 모든 부모멘트 단면에서 D_{cp} 는 D 로 한다.

6.10.3.2 합성단면의 시공성 검토

(1) 일반사항

시공성을 확보하기 위하여, 최종 조건은 합성이지만 시공 중에는 비합성인 단면은 적절한 하중 조합을 적용하여 바닥판의 시공단계별로 비합성단면 검토를 수행해야 한다. 이 조합에 따라 공칭 휨강도를 계산하기 위하여 사용하는 기하학적인 특성, 비지지길이 및 응력은 설계시공하중을 재 하하는 강재단면에만 국한된다. 콘크리트 타설 단계 별 하중, 강성 및 비지지길이 조건의 변화를

반드시 고려해야 한다.

(2) 공칭휨강도

거더의 시공성에 대한 검토는 비조밀단면 압축플랜지의 세장비 조항인 6.10.4.1(4)부터 시작한다. 합성거더가 아직 합성되지 않은 경우와 비합성거더는 시공 중에 다음 요구사항을 만족해야 한다.

$$f_{cw} \leq \frac{0.9E\alpha k}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \leq F_{yw} \quad (6.10.8)$$

여기서,

- f_{cw} = 복부판의 최대 휨압축응력(MPa)
- α = 1.25 : 수평보강재가 없는 경우
1.00 : 수평보강재가 있는 경우
- D = 복부판 높이(mm)
- t_w = 복부판 두께(mm)
- F_{yw} = 복부판의 항복강도(MPa)
- k = $9.0(D/D_c)^2 \geq 7.2$: 수평보강재가 없는 경우
식 6.10.63 또는 식 6.10.64 : 수평보강재가 있는 경우
- D_c = 탄성 범위 내에서 복부판의 압축 측 높이(mm)

(3) 공칭전단강도

수직보강재가 부착된 균질한 복부판의 경우, 수평보강재의 부착 여부와는 관계없이 설계영구 하중에 대한 검토를 위한 공칭전단강도는 다음과 같다.

$$V_n = CV_p \quad (6.10.9)$$

여기서,

- C = 6.10.7.3(3)①항에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력 비
- V_p = 6.10.7.3(3)①에 규정된 소성전단강도(N)

6.10.3.3 비합성단면

기술적으로 가능한 한 합성단면으로 시공하는 것이 좋다. 6.10.7.4 조항에 따라 설계된 전단연

결재로 콘크리트 바닥판이 강재단면에 연결되지 않은 단면은 비합성단면으로 간주한다.

(1) 항복모멘트 및 소성모멘트

하이브리드단면의 복부판항복을 무시하면, 비합성단면의 항복모멘트 M_y 는 상부 또는 하부플랜지에 최초 항복응력을 발생시키는 모멘트이다. 비합성단면의 소성모멘트 M_p 는 완전소성응력 상태에서 구한 모멘트이다.

(2) 소성모멘트 적용시 복부판의 압축 측 높이

소성모멘트 하에서 복부판의 압축 측 높이는 다음과 같다.

$F_{yw}A_w \geq |F_{yc}A_c - F_{yt}A_t|$ 인 경우 :

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_w f_{yw}} (F_{yt}A_t + F_{yw}A_w - F_{yc}A_c) \quad (6.10.10)$$

그 밖의 경우 :

$$D_{cp} = D \quad (6.10.11)$$

여기서,

D_{cp} = 소성모멘트 적용시 복부판의 압축 측 높이(mm)

D = 복부판 높이(mm)

A_t = 인장플랜지 단면적(mm²)

A_c = 압축플랜지 단면적(mm²)

A_w = 복부판 단면적(mm²)

F_{yc} = 압축플랜지의 항복강도(MPa)

F_{yt} = 인장플랜지의 항복강도(MPa)

F_{yw} = 복부판의 항복강도(MPa)

6.10.3.4 강성

다음의 강성을 휨부재의 해석 시에 적용한다.

- 비합성단면에 작용하는 하중 : 강재단면의 강성
- 합성단면에 작용하는 영구하중 : 전 시간에 걸쳐서 콘크리트 바닥판이 유효하다고 가정하여 구한 장기합성단면의 강성

- 합성단면에 작용하는 임시하중 : 전 시간에 걸쳐서 콘크리트 바닥판이 유효하다고 가정하여 구한 단기합성단면의 강성

6.10.3.5 거더 플랜지에 미치는 풍하중의 영향

(1) 조밀단면

횡방향 풍하중에 의한 하부플랜지의 설계모멘트는 하부플랜지의 양쪽 폭 b_w 에 의해서 지지된다고 가정한다. b_w 는 아래 식으로 구한다.

$$b_w = \frac{b_{fb} - \sqrt{b_{fb}^2 - \frac{4M_w}{t_{fb}F_{yb}}}}{2} \leq \frac{b_{fb}}{2} \quad (6.10.12)$$

여기서,

b_{fb} = 하부플랜지 폭(mm)

t_{fb} = 하부플랜지 두께(mm)

F_{yb} = 하부플랜지의 항복강도(MPa)

M_w = 설계풍하중에 의한 하부플랜지의 최대 횡방향모멘트((N·mm)

하중조합에 적용된 수직하중은 하부플랜지의 각 모서리로부터 폭 b_w 를 제외한 유효조밀단면에 의해서 지지된다고 가정한다. 필요한 모든 강도의 계산은 이 유효단면을 근거로 한다.

(2) 비조밀단면

비조밀단면의 하부플랜지 응력은 다음과 같이 조합하여 구한다.

$$(F_u + F_w) \leq F_r \quad (6.10.13)$$

$$F_w = \frac{6M_w}{t_{fb}b_{fb}^2} \quad (6.10.14)$$

여기서,

F_w = 설계풍하중에 의한 하부플랜지 모서리의 휨응력(MPa)

F_u = 풍하중을 제외한 설계하중에 의한 하부플랜지 모서리의 휨응력(MPa)

F_r = 6.10.4 조항에 의한 플랜지의 설계휨강도(MPa)

M_w = 설계풍하중에 의한 최대 횡방향모멘트(N·mm)

상부플랜지에 대한 검토는 불필요하다. 공칭휨강도를 6.10.4.2(3) 조항에 따라 계산하는 경우에는 6.10.3.5(1)의 유효단면을 사용해야 한다.

6.10.3.6 유효단면

극한한계상태에서는 인장플랜지에 구멍이 있는 휨부재의 단면은 유효플랜지 단면적을 사용하여 계산한다. 유효인장플랜지 단면적은 다음과 같이 구한다.

$$A_e = A_n + \beta A_g \leq A_g \quad (6.10.15)$$

여기서,

$$\beta = \left(\frac{A_n}{A_g} \right) \left[\left(\frac{\phi_u F_u}{\phi_y F_{yf}} \right) - 1 \right] \geq 0.0 \quad : \text{구멍의 지름이 32 mm 이하인 경우}$$

$$\beta = 0.0 \quad : \text{구멍의 지름이 32 mm를 초과하는 경우}$$

$$A_n = 6.8.3\text{에 규정된 플랜지 순단면적}(\text{mm}^2)$$

$$A_g = \text{플랜지 전단면적}(\text{mm}^2)$$

$$\phi_u = 6.5.4.2\text{에 규정된 인장부재의 파단에 대한 저항계수}$$

$$\phi_y = 6.5.4.2\text{에 규정된 인장부재의 항복에 대한 저항계수}$$

$$F_u = \text{플랜지의 인장강도}(\text{MPa})$$

$$F_{yf} = \text{플랜지의 항복강도}(\text{MPa})$$

압축플랜지의 유효단면적은 다음과 같이 전단면적을 취한다.

$$A_e = A_g \quad (6.10.16)$$

6.10.3.7 부모멘트 구간의 최소 바닥판 철근

계수시공하중 또는 표 3.4.1의 사용하중조합 II에 의한 바닥판의 교축방향 인장응력이 식 (5.3.48)의 설계인장강도를 초과하는 경우, 교축방향 철근 단면적은 계산에 의해 결정하되 적어도 바닥판 총단면적의 1% 이상이어야 한다. 이 때 적용하는 철근의 최소 항복강도는 400 MPa 이상이어야 하며, D19 이하의 철근을 사용해야 한다.

철근을 바닥판 전폭에 걸쳐서 등간격 및 2단으로 배근하며, 필요시 2/3를 상단에 배치할 수 있다. 또한 철근의 간격은 300 mm를 넘지 않도록 배근해야 한다. 부모멘트 구간에 전단연결재를 사용하지 않은 경우, 모든 교축방향 철근은 6.10.7.4(3)에 규정된 추가 전단연결재 설치 구간

을 지나 정모멘트 구간까지 연장해야 한다.

6.10.4 극한한계상태에 대한 휨강도

모멘트 및 응력으로 표시되는 설계휨강도는 다음과 같다.

$$M_r = \phi_f M_n \quad (6.10.17)$$

$$F_r = \phi_f F_n \quad (6.10.18)$$

여기서,

ϕ_f = 6.5.4.2에서 규정된 휨에 대한 저항계수

M_n = 단면의 공칭휨강도(N·mm)

F_n = 각 플랜지의 공칭휨강도(MPa)

6.10.4.4의 모멘트재분배에 대한 사항은 단순보에는 적용되지 않는다. 연속보의 모멘트재분배는 6.10.4의 탄성해석에 대한 규정이나 6.10.10의 비탄성해석을 이용해서 검토할 수 있다. 내측 지점부 단면이 조밀단면이고 강재의 항복강도가 355 MPa 이하이며 높이가 일정한 조밀 또는 비조밀 I형 단면의 경우에만 6.10.10의 비탄성해석을 적용할 수 있다.

6.10.4.1 휨강도의 분류

(1) 강재의 항복강도

6.10.2의 규정을 만족하는 I형 단면의 휨강도 검토는 다음 절차를 따른다.

- 강재의 항복강도가 460 MPa를 넘지 않고, 거더의 높이가 일정하면서 복부판에 수평보강재가 없고 인장플랜지에 구멍이 없는 경우는, 6.10.4.1(2)의 조밀단면의 복부판 세장비 규정에 서부터 휨강도 검토를 시작한다.
- 강재의 항복강도가 460 MPa를 초과하거나 거더의 높이가 변하거나 복부판에 수평보강재가 설치되었거나 혹은 인장플랜지에 구멍이 있는 경우는
 - 정모멘트를 받는 합성단면은 6.10.4.2(4)의 비조밀단면의 플랜지 휨강도 규정을 적용하여 각 플랜지의 휨강도를 구한다.
 - 그 밖의 단면은 6.10.4.1(4)의 비조밀단면 압축플랜지 세장비 규정으로 검토한다.

인장플랜지에 구멍이 있는 휨부재의 유효단면은 6.10.3.6의 규정을 따라야 한다.

(2) 조밀단면의 복부판 세장비

다음 식을 만족하면 복부판은 조밀한 것으로 본다.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.19)$$

여기서,

D_{cp} = 소성모멘트 적용시 압축력 측 복부판의 높이(mm)

F_{yc} = 압축플랜지의 항복강도(MPa)

식(6.10.19)를 만족하는 조밀 복부판의 경우, 정모멘트를 받는 합성단면에서는 6.10.4.2(2)의 정모멘트 구간 합성조밀단면의 휨강도 규정을 적용해서 휨강도를 구한다. 그 밖의 단면의 경우는 6.10.4.1(3)의 조밀단면의 압축플랜지 세장비 규정을 만족하는지 검토해야 한다.

식(6.10.19)를 만족하지 못하는 비조밀 복부판의 경우 6.10.4.1(5)의 Q 공식을 적용하지 않는다면

- 정모멘트를 받는 합성단면에서는 6.10.4.2(4)의 비조밀단면의 플랜지의 휨강도 규정에 따라 각 플랜지의 휨강도를 구한다.
- 그 밖의 모든 단면에서는 6.10.4.1(4)의 비조밀단면의 압축플랜지 세장비 규정으로 검토한다.

Q 공식을 적용하려면 6.10.4.1(5)의 규정을 만족하는지 검토해야 한다.

(3) 조밀단면의 압축플랜지 세장비

압축플랜지가 다음 조건을 만족하면 압축플랜지는 조밀한 것으로 본다.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.20)$$

여기서,

b_f = 압축플랜지의 폭(mm)

t_f = 압축플랜지의 두께(mm)

위 조건을 만족하면 6.10.4.1(6)의 조밀단면의 복부판과 압축플랜지의 상관관계 규정을 만족하

는지 검토한다. 이를 만족하지 않으면, 압축플랜지가 비조밀한 것으로 간주한다. 비조밀단면의 휨 강도 산정에 Q공식을 사용하지 않는 경우 6.10.4.1(4)의 비조밀단면의 압축플랜지 세장비 규정을 검토해야 하고, Q공식을 적용하려면 6.10.4.1(5) 규정을 만족하는지 검토해야 한다.

(4) 비조밀단면의 압축플랜지 세장비

압축플랜지가 다음 조건을 만족하면 6.10.4.1(9)의 비조밀단면 압축플랜지 비지지길이 규정을 만족하는지 검토한다.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \quad (6.10.21)$$

여기서,

b_f = 압축플랜지의 폭(mm)

t_f = 압축플랜지의 두께(mm)

위 조건을 만족하지 못할 경우는 단면을 다시 설계해야 한다.

(5) Q 공식 적용성 검토

부모멘트 구간에서 강재의 항복강도가 460MPa를 초과하지 않고, 거더의 높이가 일정하면서 복부판 수평보강재가 설치되어 있지 않고 인장플랜지에 구멍이 없는 경우, Q 공식을 적용하기 위해서는 6.10.4.1(8)의 복부판과 압축플랜지 세장비 규정을 만족해야 한다. 그 밖의 모든 단면은 6.10.4.1(4)의 비조밀단면 압축플랜지 세장비 규정으로 Q 공식 적용성을 검토한다.

(6) 조밀단면의 복부판과 압축플랜지 세장비 상관관계

① 일반사항

다음 두 식 중 하나를 만족하면 6.10.4.1(7)의 압축플랜지 비지지길이 규정으로 검토한다.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 0.75 (3.76) \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.22)$$

또는

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.75 (0.382) \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.23)$$

위 조건을 만족하지 않으면 6.10.4.1(6)②로 검토한다.

② 상호작용(interaction) 규정

다음 조건을 만족하는 경우는 6.10.4.1(7)의 조밀단면 압축플랜지 비지지길이 규정을 만족하는지 검토한다.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} + 9.35 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \leq 6.25 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.24)$$

위 조건을 만족하지 못할 경우, Q 공식을 사용하지 않을 때는 6.10.4.1(4)의 비조밀단면의 압축플랜지 세장비 규정을 검토해야 한다. Q 공식을 적용하려면 6.10.4.1(5)의 Q 공식 적용성 규정을 만족해야 한다.

(7) 조밀단면 압축플랜지 비지지길이

조밀단면이 되기 위해서는 압축플랜지 비지지길이가 다음 식을 만족해야 한다.

$$L_b \leq [0.124 - 0.0759 \left(\frac{M_\ell}{M_p} \right)] \left[\frac{r_y E}{F_{yc}} \right] \quad (6.10.25)$$

여기서,

L_b = 비지지길이(mm)

r_y = 수직축에 대한 강재단면의 회전반경(mm)

M_ℓ = 설계하중에 의한 비지지 지간의 양단에 발생하는 모멘트 중 작은 값(N·mm)

M_p = 소성모멘트(N·mm)

F_{yc} = 압축플랜지의 항복강도(MPa)

비지지길이 사이에서 이중 곡률이 존재한다면, 위 식의(M_ℓ/M_p)는 음의 값을 갖는다.

위 조건을 만족하고, 조밀단면에 대한 압축플랜지의 세장비 규정인 6.10.4.1.(6)① 또는 6.10.4.1(6)②를 만족한다면, 압축플랜지를 조밀한 것으로 간주하고 6.10.4.2(1)을 적용하여 휨강도를 구한다. 6.10.4.1(6)① 또는 6.10.4.1(6)②를 만족하지 못하는 단면은 6.10.4.2(3)의 Q 공식으로 휨강도를 계산한다.

비지지길이가 식(6.10.25)를 만족하지 못하면 6.10.4.1(9)의 비조밀단면의 압축플랜지 비지지길이 규정을 검토한다.

(8) Q 공식 적용을 위한 복부판과 압축플랜지 세장비

다음 두 조건을 만족하면 6.10.4.1(7)의 조밀단면 압축플랜지 비지지길이 규정으로 검토한다.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 6.77 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.26)$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 2.52 \sqrt{\frac{E}{F_{yc} \sqrt{\frac{2D_{cp}}{t_w}}}} \quad (6.10.27)$$

위 조건을 만족하지 않으면, 6.10.4.1(4)의 비조밀단면의 압축플랜지 세장비 규정을 검토해야 한다.

(9) 비조밀단면의 압축플랜지 비지지길이

압축플랜지 비지지길이가 식(6.10.28)을 만족시키는 경우 플랜지의 휨강도는 6.10.4.2(4) 비조밀단면의 압축플랜지 휨강도 규정을 적용해서 구한다.

$$L_b \leq L_p = 1.76r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.28)$$

여기서,

r_t = 강재단면의 압축플랜지와 압축응력을 받는 복부판 높이의 1/3로 이루어진 단면의
연직축에 관한 회전반경(mm)

F_{yc} = 압축플랜지의 항복강도(MPa)

압축플랜지 비지지길이가 식(6.10.28)을 만족시키지 못하는 경우, 최종 합성단면의 휨강도는 6.10.4.2(5)의 횡비틀림좌굴을 고려한 플랜지 휨강도 규정으로 구한다. 비합성단면 또는 합성단면의 시공 중 휨강도는 6.10.4.2(6)의 횡비틀림좌굴을 고려한 비합성단면의 플랜지 휨강도 규정으로 구한다.

6.10.4.2 휨강도의 정의

단면이 M_p 에 도달하기 위해서는 브레이싱을 적절히 설치해야 한다.

(1) 일반적인 조밀단면의 휨강도

공칭휨강도는 다음과 같다.

$$M_n = M_p \quad (6.10.29)$$

여기서,

$M_p = 6.10.3.1(3)$ 에 규정된 소성모멘트(N·mm)

(2) 정모멘트를 받는 합성조밀단면의 휨강도

① 일반사항

단순교 또는 연속교 내측 지점 위의 부모멘트 구간이 조밀단면인 경우 정모멘트를 받는 합성조밀단면의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

- $D_p \leq D'$ 이면,

$$M_n = M_p \quad (6.10.30)$$

- $D' < D_p \leq 5D'$ 이면,

$$M_n = \frac{5M_p - 0.85M_y}{4} + \frac{0.85M_y - M_p}{4} \left[\frac{D_p}{D'} \right] \quad (6.10.31)$$

여기서,

D_p = 슬래브의 상단에서 소성모멘트의 중립축까지의 거리(mm)

D' = 6.10.4.2(2)②에 규정된 높이(mm)

M_y = 항복모멘트(N·mm)

내측 지점부가 비조밀단면인 연속보의 경우, 정모멘트를 받는 조밀단면의 공칭휨강도는 아래의 두 가지 방법으로 구할 수 있다. 그러나 식(6.10.30)이나 식(6.10.31)로 계산한 M_n 보다 커서는 안 된다.

- 근사해석

$$M_n = 1.3R_h M_y \quad (6.10.32)$$

- 정밀해석

$$M_n = R_h M_y + A |M_{np} - M_{cp}| \quad (6.10.33)$$

여기서,

M_{np} = 내측 지점부의 공칭휨강도(N·mm)

M_{cp} = 공칭휨강도를 구하는 단면에 설계하중 하에서 최대 정모멘트가 발생할 때 내측지점의 모멘트(N·mm)

A = 외측지간의 경우는 외측 지점으로부터 공칭휨강도를 구하는 단면까지의 거리를 지간길이를 나눈 값이고, 내측 지간의 경우는 1.0으로 한다.

R_h = 6.10.4.3(1)에 규정된 하이브리드 단면의 강도감소계수

내측지간의 ($M_{np} - M_{cp}$)값은 양 지점부 값 중에서 작은 값으로 한다.

정밀해석을 적용할 때, 양 지점부에 최대 부모멘트를 유발하는 설계하중에 의한 정모멘트는 $R_h M_y$ 를 초과할 수 없다.

② 연성요구조건

합성단면이 소성모멘트에 도달하기 이전에 콘크리트 바닥판에 미리 파손이 일어나서는 안 된다. 보다 엄밀한 해석 대신, 본 규정을 사용하여 이 같은 연성요구조건을 검토할 수 있다. 정모멘트를 받는 조밀합성단면의 경우, 설계하중에 의한 플랜지 응력이 항복강도에 하이브리드단면의 강도감소계수 R_h 를 곱한 값을 초과한다면 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{D_p}{D'} \leq 5 \quad (6.10.34)$$

여기서,

$$D' \leq \beta \frac{(d + t_s + t_h)}{7.5} \quad (6.10.35)$$

여기서,

β = 0.9($F_y = 240$ MPa)

= 0.7($F_y = 360$ MPa)

= 0.7($F_y = 460$ MPa)

D_p = 콘크리트 슬래브의 상단에서 소성모멘트의 중립축까지의 거리(mm)

d = 강재단면의 높이(mm)

t_s = 콘크리트 슬래브의 두께(mm)

t_h = 콘크리트 현치의 두께(mm)

(3) Q 공식에 의한 휨강도

휨강도 M_n 은 다음 식으로 구한 값 중 작은 값을 사용한다.

$$M_n = M_p \quad (6.10.36)$$

$$M_n = \left[1 - \left(1 - \frac{0.7}{\left(\frac{M_p}{M_y} \right)} \right) \left(\frac{Q_p - Q_{fl}}{Q_p - 0.7} \right) \right] M_p \quad (6.10.37)$$

여기서,

- 비대칭 단면의 경우 :

$$Q_p = 5.47 \left(\frac{M_p}{M_y} \right) - 3.13 \quad (6.10.38)$$

- 대칭 단면의 경우 :

$$Q_p = 3.0 \quad (6.10.39)$$

그리고, 다음 식을 만족할 경우 :

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.40)$$

$$Q_{fl} = \frac{30.5}{\sqrt{\frac{2D_{cp}}{t_w}}} \quad (6.10.41)$$

기타의 경우 :

$$Q_{fl} = \frac{4.45}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2 \sqrt{\frac{2D_{cp}}{t_w}}} \frac{E}{F_{yc}} \quad (6.10.42)$$

여기서,

M_p = 소성모멘트(N·mm)

F_{yc} = 압축플랜지의 항복강도(MPa)

M_y = 6.10.3.1(2)에 규정된 항복모멘트(N·mm)

(4) 비조밀단면의 플랜지 휨강도

① 압축플랜지

응력으로 표시되는 압축플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

- 정모멘트 구역의 합성단면 :

$$F_n = R_b R_h F_{yc} \quad (6.10.43)$$

- 기타 단면과 시공 중인 단면 :

$$F_n = R_b R_h F_{cr} \quad (6.10.44)$$

여기서,

복부판에 수평보강재가 없는 경우 :

$$F_{cr} = \frac{1.904E}{\left[\frac{b_f}{2t_f} \right]^2 \sqrt{\frac{2D_c}{t_w}}} \leq F_{yc}$$

복부판에 수평보강재가 있는 경우 :

$$F_{cr} = \frac{0.166E}{\left[\frac{b_f}{2t_f} \right]^2} \leq F_{yc}$$

여기서,

b_f = 압축플랜지의 폭(mm)

D_c = 탄성영역 내에서 압축을 받는 복부판의 높이(mm)

R_h = 6.10.4.3(1)에 규정된 하이브리드단면의 플랜지 강도감소계수

R_b = 6.10.4.3(2)에 규정된 복부판 국부좌굴에 대한 플랜지 강도감소계수

F_{yc} = 압축플랜지의 항복강도(MPa)

② 인장플랜지

응력으로 표시되는 인장플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$F_n = R_b R_h F_{yt} \quad (6.10.45)$$

여기서,

F_{yt} = 인장플랜지의 항복강도(MPa)

(5) 횡비틀좌굴을 고려한 합성단면 플랜지의 휨강도

① 압축플랜지

응력으로 표시되는 압축플랜지의 공칭휨강도는 식(6.10.44)로 구한다. 그러나 횡비틀좌굴을 고려한 다음 식을 초과할 수는 없다.

$L_b \leq L_r = 4.44 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ 인 경우 :

$$F_n = C_b R_b R_h F_{yc} \left\{ 1.33 - 0.187 \left(\frac{L_b}{r_t} \right) \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \right\} \quad (6.10.46)$$

$$\leq R_b R_h F_{yc}$$

그 밖의 경우:

$$F_n = C_b R_b R_h \left[\frac{9.86 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \right] \leq R_b R_h F_{yc} \quad (6.10.47)$$

여기서,

- 브레이싱이 없는 캔틸레버나 브레이싱 사이에서 발생하는 휨모멘트가 부재 양단의 모멘트중 큰 값을 초과하는 경우 :

$$C_b = 1.0 \quad (6.10.48)$$

- 그 밖의 경우 :

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{P_\ell}{P_h} \right) + 0.3 \left(\frac{P_\ell}{P_h} \right)^2 \leq K_b \quad (6.10.49)$$

여기서,

C_b = 모멘트 변화를 고려한 보정계수

P_L = 설계하중 하에서 양 브레이싱점에서 발생하는 압축플랜지 단면력 중 작은 값(N)

P_h = 설계하중 하에서 양 브레이싱점에서 발생하는 압축플랜지 단면력 중 큰 값(N)

L_b = 브레이싱 간의 거리(mm)

r_t = 압축플랜지와 압축을 받는 복부판 높이의 1/3을 합한 면적의 연직축에 대한 회전반경(mm)

F_{yc} = 압축플랜지의 항복강도(MPa)

R_h = 6.10.4.3(1)에 규정된 하이브리드단면의 플랜지 강도감소계수

R_b = 6.10.4.3(2)에 규정된 복부판 국부좌굴에 대한 플랜지 강도감소계수

K_b = 1.75, P_L/P_h 의 계산시 P_l 과 P_h 의 값으로 양 브레이싱점에서 각각 발생 가능한 최대 모멘트를 사용한 경우

K_b = 2.3, P_L/P_h 의 계산시 P_h 를 발생시키는 설계하중과 동일한 하중 상태에서 다른 쪽 브레이싱점에서 발생하는 하부(압축)플랜지 축력을 P_l 로 사용한 경우 (P_l/P_h)는 P_l 이 인장력이면 음의 값을 취한다.

② 인장플랜지

인장플랜지의 공칭휨강도는 응력의 함수로 다음과 같다.

$$F_n = R_b R_h F_{yt} \quad (6.10.50)$$

여기서,

F_{yt} = 인장플랜지의 항복강도(MPa)

(6) 횡비틀좌굴을 고려한 비합성단면의 플랜지 휨강도

① 압축플랜지

압축플랜지의 공칭휨강도는 식(6.10.44)로 구하지만, 횡비틀좌굴을 고려한 다음의 휨강도를 S_{xc} 로 나눈 값을 초과할 수는 없다.

- 복부판에 수평보강재가 있거나,

- $\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_b \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ 이면,

$$M_n = 3.14 E C_b R_h \left(\frac{I_{yc}}{L_b} \right) \sqrt{0.772 \left[\frac{J}{I_{yc}} \right] + 9.87 \left[\frac{d}{L_b} \right]^2} \leq R_h M_y \quad (6.10.51)$$

- 그 밖의 경우:

$$L_b \leq L_r = 4.44 \sqrt{\frac{I_{yc} d}{S_{xc}} \frac{E}{F_{yc}}} \quad \text{이면,}$$

$$M_n = C_b R_b R_h M_y \left[1 - 0.5 \left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \right] \leq R_b R_h M_y \quad (6.10.52)$$

그 밖의 경우는

$$M_n = C_b R_b R_h \frac{M_y}{2} \left[\frac{L_r}{L_b} \right]^2 \leq R_b R_h M_y \quad (6.10.53)$$

여기서,

$$J = \frac{Dt_w^3 + b_f t_f^3 + b_t t_t^3}{3} \quad (6.10.54)$$

$$L_p = 1.76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.55)$$

여기서,

$\lambda_b = 5.76$ (D_c 가 $D/2$ 이하인 단면)

$\lambda_b = 4.64$ (D_c 가 $D/2$ 보다 큰 단면)

$C_b = 6.10.4.2(5)①$ 에 규정된 모멘트 변화에 대한 보정계수

$I_{yc} =$ 복부판을 지나는 연직축(약축)에 대한 압축플랜지의 단면2차모멘트(mm^4)

$S_{xc} =$ 단면의 수평축(강축)에 대한 압축플랜지의 단면계수(mm^3)

$M_y = 6.10.3.3(1)$ 에서 정의된 압축플랜지의 항복모멘트($\text{N}\cdot\text{mm}$)

$R_h = 6.10.4.3(1)$ 에 규정된 하이브리드단면의 플랜지 응력 감소계수

$R_b = 6.10.4.3(2)$ 에 규정된 복부판 국부좌굴에 대한 플랜지 강도감소계수

$r_t =$ 연직축에 대한 압축플랜지의 회전반경(mm)

$t_f =$ 플랜지 두께(mm)

$F_{yc} =$ 압축플랜지의 항복강도(MPa)

$D_c =$ 탄성영역 내에서 압축을 받는 복부판의 높이(mm)

$d =$ 강재단면의 높이(mm)

$b_f =$ 압축플랜지의 폭(mm)

$b_t =$ 인장플랜지의 폭(mm)

$t_t =$ 인장플랜지의 두께(mm)

② 인장플랜지

응력으로 표시되는 인장플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$F_n = R_b R_h F_{yt} \quad (6.10.56)$$

여기서,

$$F_{yt} = \text{인장플랜지의 항복강도(MPa)}$$

6.10.4.3 플랜지-강도감소계수

(1) 하이브리드단면의 플랜지 강도감소계수, R_h

① 일반사항

균질단면인 경우는 R_h 는 1.0으로 취한다. 설계하중 재하시 양 플랜지의 응력이 복부판의 항복 강도를 초과하지 않는 하이브리드단면에 대해서는 R_h 는 1.0으로 취한다. 한쪽 플랜지가 설계하중 재하시 항복강도에 도달하는 하이브리드단면은 6.10.4.3(1)② 또는 6.10.4.3(1)③이나 혹은 양 규정을 모두 적용해도 좋다. 6.10.3.1(3)에 규정된 바와 같이 소성모멘트의 산정시 하이브리드단면의 영향이 고려되기 때문에 이 감소계수는 조밀단면에 대해서는 적용하지 않는다.

② 정모멘트를 받는 합성단면

합성하이브리드단면의 플랜지 강도감소계수는 다음과 같이 구한다.

$$R_h = 1 - \left\{ \frac{\beta\psi(1-\rho)^2(3-\psi+\rho\psi)}{6+\beta\psi(3-\psi)} \right\} \quad (6.10.57)$$

여기서,

$$\rho = F_{yw}/F_{yb}$$

$$\beta = A_w/A_{fb}$$

$$\psi = d_n/d$$

$$d_n = \text{하부플랜지의 외측 면에서부터 단기합성단면의 중립축까지 거리(mm)}$$

$$d = \text{강재단면의 높이(mm)}$$

$$F_{yb} = \text{하부플랜지의 항복강도(MPa)}$$

$$F_{yw} = \text{복부판의 항복강도(MPa)}$$

$$A_w = \text{복부판의 단면적(mm}^2\text{)}$$

$$A_{fb} = \text{하부플랜지의 단면적(mm}^2\text{)}$$

③ 비합성단면과 부모멘트를 받는 합성단면

6.10.3.1(4)①에 의해서 결정되는 합성하이브리드단면의 중립축 또는 비합성하이브리드단면

의 중립축이 복부판 중앙으로부터 복부판 높이의 10%안에 있을 때, 플랜지 강도감소계수는 다음과 같이 구한다.

$$R_h = \frac{12 + \beta(3\rho - \rho^3)}{12 + 2\beta} \quad (6.10.58)$$

여기서,

$$\rho = F_{yw}/f_{fl} \leq 1.0$$

$$\beta = 2A_w/A_{tf}$$

f_{fl} = 항복응력과 설계하중으로 인해 발생하는 상하 플랜지 응력 중 작은 값 (MPa)

A_{tf} = 합성단면에서는 상하 강재 플랜지와 콘크리트 바닥판 유효폭 내에 있는 종방향 철근 면적의 합, 비합성단면에서는 상하 강재 플랜지 면적의 합 (mm²)

그 밖의 하이브리드합성 또는 비합성하이브리드단면에 대해서는 플랜지 강도감소계수를 아래와 같이 구한다.

$$R_h = \frac{M_{yr}}{M_y} \quad (6.10.59)$$

여기서,

M_y = 복부판의 항복을 무시할 경우의 항복모멘트(N·mm)

M_{yr} = 복부판의 항복을 고려할 경우의 항복모멘트(N·mm)

(2) 복부판 국부좌굴을 고려한 플랜지 강도감소계수, R_b

① 압축플랜지

복부판이 식(6.10.60)을 만족하거나 혹은 한 개 또는 두 개의 수평보강재가 설치된 복부판이 식(6.10.61)을 만족하면 R_b 는 1.0을 사용한다.

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_b \sqrt{\frac{E}{f_c}} \quad (6.10.60)$$

$$\frac{D}{t_w} \leq 1.01 \sqrt{\frac{Ek}{f_c}} \quad (6.10.61)$$

그 밖의 경우에는 아래와 같이 구한다.

$$R_b = 1 - \left(\frac{a_r}{1200 + 300a_r} \right) \left(\frac{2D_c}{t_w} - \lambda_b \sqrt{\frac{E}{f_c}} \right) \quad (6.10.62)$$

여기서,

$$\frac{d_s}{D_c} \geq 0.4 \text{ 이면,}$$

$$k = 5.17 \left(\frac{D}{d_s} \right)^2 \geq 9.0 \left(\frac{D}{D_c} \right)^2 \geq 7.2 \quad (6.10.63)$$

$$\frac{d_s}{D_c} < 0.4 \text{ 이면,}$$

$$k = 11.64 \left(\frac{D}{D_c - d_s} \right)^2 \geq 9.0 \left(\frac{D}{D_c} \right)^2 \geq 7.2 \quad (6.10.64)$$

$$a_r = \frac{2D_c t_w}{A_c} \quad (6.10.65)$$

여기서,

$$\lambda_b = 5.76 \text{ } (D_c \text{가 } D/2 \text{ 이하인 경우})$$

$$\lambda_b = 4.64 \text{ } (D_c \text{가 } D/2 \text{ 보다 큰 경우})$$

$$f_c = \text{설계하중에 의한 압축플랜지의 응력(MPa)}$$

$$A_c = \text{압축플랜지 단면적(mm}^2\text{)}$$

$$d_s = \text{수평보강재 중심선과 압축플랜지 안쪽 면 사이의 거리(mm)}$$

$$D_c = \text{탄성범위에서 압축을 받는 복부판 높이(mm)}$$

② 인장플랜지

인장플랜지의 경우는 R_b 는 1.0을 취한다.

6.10.4.4 탄성해석에 따른 모멘트재분배

강재의 항복강도가 355 MPa를 넘지 않는 연속보에서, 내측 지점 위에 있는 부모멘트 단면이 6.10.4.1(2)와 6.10.4.1(3), 6.10.4.1(6)① 혹은 6.10.4.1(6)② 그리고 6.10.4.1(7)을 만족하는 경우, 설계하중 하에서 탄성해석으로 계산한 지점에서의 부모멘트를 최대 10%까지 감소시킬 수 있다. 이처럼 부모멘트를 감소시키는 경우에는 양쪽 지간에서 정력학적으로 동등한 양 만큼 정모멘트를 증가시켜야 한다. 모멘트재분배는 캔틸레버의 부모멘트에는 적용되지 않는다.

부모멘트를 받는 내측 지점부가 조밀단면이면서 강재의 항복강도가 355 MPa를 넘지 않는 경

우, 모멘트재분배를 위해 6.10.10에 규정된 비탄성 해석방법을 적용해도 좋다.

6.10.5 사용한계상태에 따른 영구처짐의 제한

6.10.5.1 일반사항

하중은 표 3.4.1에 있는 사용한계상태조합 II를 적용해야 한다.

6.10.4의 규정에 따라 탄성 또는 비탄성해석을 할 수 있다. 극한한계상태나 영구처짐에 대한 검토시 예도 탄성 또는 비탄성해석으로 수행할 수 있지만 일관성 있는 동일한 해석방법을 적용해야 한다.

탄성영역에서 압축을 받는 복부판의 높이 D_c 를 사용하는 경우에, 복부판은 식(6.10.8)을 만족해야 한다. 6.10.3.7을 만족하면서 전 길이에 걸쳐 전단연결재가 부착된 부재의 경우, 합성단면에 별개로 작용하는 하중에 의한 휨응력은 단기 또는 장기 합성단면으로 가정하여 계산한다. 이때 콘크리트 바닥판은 정모멘트 및 부모멘트의 경우 모두 전단면을 유효단면으로 가정한다.

6.10.5.2 플랜지 응력 제한

정모멘트 및 부모멘트에 의한 플랜지 응력은 다음을 만족해야 한다.

$$\textcircled{1} \text{ 합성단면의 상하 플랜지} : f_f \leq 0.95 F_{yf} \quad (6.10.66)$$

$$\textcircled{2} \text{ 비합성단면의 상하 플랜지} : f_f \leq 0.80 F_{yf} \quad (6.10.67)$$

여기서,

f_f = 설계하중에 의해서 발생하는 플랜지의 탄성응력(MPa)

F_{yf} = 플랜지의 항복강도(MPa)

6.10.4.4 규정을 만족하는 부재의 경우, 영구처짐을 검토할 때에 모멘트 재분배를 사용할 수 있다.

6.10.6 복부판 피로설계조건

6.10.6.1 일반사항

반복적인 활하중하에서 휨과 전단으로 인한 복부판 면외 휨을 제한하기 위한 규정이다.

6.10.6.2 피로하중

3.6.1.4에서 규정된 피로하중에 의한 활하중 휨응력과 전단응력은 표 3.4.1에 있는 피로하중 조합으로 계산한 값의 2배로 한다.

6.10.6.3 휨

복부판 종방향으로 보강재 유무에 관계없이 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 0.95 \sqrt{\frac{kE}{F_{yw}}} \text{ 이면,}$$

$$f_{cf} \leq F_{yw} \quad (6.10.68)$$

그렇지 않으면,

$$f_{cf} \leq 0.9kE \left(\frac{t_w}{D} \right)^2 \quad (6.10.69)$$

여기서,

D = 복부판높이 (mm)

f_{cf} = 6.10.6.2에서 규정된 하중계수를 곱하지 않은 압축플랜지에서 지속하중과 피로하중으로 인한 최대 탄성휨압축응력(MPa)

F_{yw} = 복부판 항복강도(MPa)

k = 종방향보강재가 없는 복부판에 대하여 $9.0(D/D_c)^2 \geq 7.2$ 와 같은 값을 갖는 복부판에 대한 탄성휨좌굴계수이며, 종방향보강재가 있는 복부판에 대해서 k 는 식 (6.10.63) 또는 식(6.10.64) 중 적절한 값으로 한다.

D_c = 탄성범위에서 압축을 받는 복부판의 높이(mm)

t_w = 복부판의 두께(mm)

6.10.6.4 전단

수직보강재와 종방향보강재의 유무에 관계없이 균일 단면의 복부판은 다음 식을 만족해야 한다.

$$v_{cf} \leq 0.58CF_{yw} \quad (6.10.70)$$

여기서,

v_{cf} = 6.10.6.2에 규정된 하중계수를 곱하지 않은 지속하중과 피로하중으로 발생하는 복

부판의 최대 탄성전단응력(MPa)

$C = 6.10.7.3(3)①$ 에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력비

$F_{yw} =$ 복부판의 항복강도(MPa)

6.10.7 전단저항강도

6.10.7.1 일반사항

보나 거더에 대한 설계전단강도 V_r 은 다음과 같이 구한다.

$$V_r = \phi_v V_n \quad (6.10.71)$$

여기서,

$V_n =$ 6.10.7.2와 6.10.7.3에 규정된 비보강 또는 보강된 복부판에 대한 공칭전단강도(N)

$\phi_v =$ 6.5.4.2에 규정된 전단에 대한 저항계수

중간수직보강재는 6.10.8.1로, 그리고 수평보강재는 6.10.8.3에 따라 설계해야 한다.

또한 균질단면의 보강복부판 패널은 6.10.6.4의 반복활하중 재하상태시의 전단에 대하여 검토해야 하며, 6.10.7.3(3)에서 규정한 전단 및 모멘트 상관관계에 대하여 검토해야 한다.

- 균질단면거더 및 하이브리드단면거더의 중간복부판 패널 : 수평보강재가 없는 경우 수직보강재 간격은 $3D$ 를 초과하지 말아야 하며, 보강이 필요한 경우에는 6.10.7.3을 적용한다. 만일 패널을 보강할 필요가 없을 경우에는 6.10.7.2를 적용한다.
- 단부 패널 : 6.10.7.3(3)③ 또는 6.10.7.3(4)를 적용한다.

6.10.7.2 비보강 복부판의 공칭강도

하이브리드 또는 균질단면 거더의 비보강 복부판의 공칭전단강도는 다음과 같이 정한다.

$$V_n = C V_p \quad (6.10.72)$$

여기서,

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \quad (6.10.73)$$

여기서,

C = 6.10.7.3(3)①에 규정된 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력의 비로서, 전단좌굴계수 k 는 5.0으로 한다.

V_p = 소성전단력(N)

F_{yw} = 복부판 항복강도(MPa)

D = 복부판 높이(mm)

t_w = 복부판 두께(mm)

6.10.7.3 보강된 복부판의 공칭강도

(1) 일반사항

수직보강재나 수평보강재가 있는 하이브리드단면이나 균질단면에 대한 중간 및 단부복부판 패널의 공칭전단강도는 각각 6.10.7.3(4)와 6.10.7.3(3)의 규정과 같다. 수평보강재가 있는 복부판 패널의 공칭전단강도를 구하는데 있어서는 복부판의 전체 높이 D 를 사용한다. 수직보강재는 패널에 작용하는 최대전단력을 고려하여 간격을 정한다. 보강재는 6.10.8에서 규정한 요구사항을 만족해야 한다.

(2) 설계요구조건

수평보강재가 없는 복부판 패널에서는 다음 식과 같은 조건일 경우에는 수직보강재를 사용해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} > 150 \quad (6.10.74)$$

수직보강재의 간격, d_0 는 다음을 만족해야 한다.

$$d_0 \leq D \left[\frac{260}{(D/t_w)} \right]^2 \quad (6.10.75)$$

(3) 균질단면

① 조밀단면의 중간 패널

조밀단면 거더의 중간복부판 패널의 공칭전단강도는 6.10.7.1에 따라 다음과 같이 구한다.

만약 $M_u \leq 0.5 \phi_f M_p$ 이면,

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2}} \right] \quad (6.10.76)$$

만약 $M_u > 0.5 \phi_f M_p$ 이면,

$$V_n = R V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2}} \right] \geq C V_p \quad (6.10.77)$$

윗 식에서,

$$R = \left[0.6 + 0.4 \left(\frac{M_r - M_u}{M_r - 0.75 \phi_f M_y} \right) \right] \leq 1.0 \quad (6.10.78)$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \quad (6.10.79)$$

여기서,

M_u = 설계하중에 의한 패널의 최대모멘트(N-mm)

V_n = 공칭전단강도(MPa)

V_p = 소성전단력(MPa)

M_r = 6.10.4 또는 6.11.2.1(1)(MPa)에 규정된 설계휨강도(N-mm)

ϕ_f = 6.5.4.2에 규정된 휨에 대한 저항계수

M_y = 6.10.3.1(2) 또는 6.10.3.3(1)에 규정된 항복모멘트(N-mm)

D = 복부판의 높이(mm)

d_o = 보강재 간격(mm)

C = 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력비

전단좌굴응력비 C 는 아래와 같이 계산한다.

$$\frac{D}{t_w} < 1.10 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \text{ 이면 } C = 1.0 \quad (6.10.80)$$

$$1.10 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} \leq 1.38 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \text{ 이면 } C = \frac{1.10}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \quad (6.10.81)$$

$$\frac{D}{t_w} > 1.38 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \text{ 이면, } C = \frac{1.52}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \quad (6.10.82)$$

여기서,

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} \quad (6.10.83)$$

② 비조밀단면의 중간 패널

비조밀단면의 내부 보강복판패널의 공칭전단저항은 6.10.7.1에 따라 다음과 같이 계산한다.
만약 $f_u \leq 0.75 \phi_f F_y$ 이면,

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2}} \right] \quad (6.10.84)$$

만약 $f_u > 0.75 \phi_f F_y$ 이면,

$$V_n = R V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2}} \right] \geq C V_p \quad (6.10.85)$$

윗 식에서,

$$R = \left[0.6 + 0.4 \left(\frac{F_r - f_u}{F_r - 0.75 \phi_f F_y} \right) \right] \quad (6.10.86)$$

여기서,

f_u = 검토대상 패널에서 설계하중에 의한 압축 또는 인장플랜지의 휨응력(MPa)

C = 6.10.7.3(3)①에 규정한 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력의 비

F_r = 6.10.4 또는 6.11.2.1(1)의 규정으로 구한 f_u 에 대한 플랜지의 설계휨강도(MPa)

③ 단부 패널

단부 패널의 공칭전단강도는 다음과 같은 전단좌굴강도 또는 전단항복강도 이하이어야 한다.

$$V_n = C V_p \quad (6.10.87)$$

윗 식에서,

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \quad (6.10.88)$$

여기서,

$$C = 6.10.7.3(3)①에 규정되어 있는 전단항복강도에 대한 전단좌굴응력의 비$$

$$V_p = \text{소성전단력(N)}$$

수평보강재의 유무와 관계없이 단부 패널에서의 수직보강재 간격은 $1.5D$ 를 초과할 수 없다.

(4) 하이브리드단면

6.10.7.3(3)③의 수직보강재의 간격에 대한 요구조건은 하이브리드 단면에서도 동일하다. 중간 또는 단부의 복부판 패널의 공칭전단강도는 전단좌굴 또는 전단항복 이하이어야 한다.

$$V_n = C V_p \quad (6.10.89)$$

6.10.7.4 전단연결재

(1) 일반사항

합성단면에서, 스티드나 ㄷ형강의 전단연결재는 콘크리트 바닥판과 강재단면 사이의 내부전단에 저항하기 위해 설치한다. 단경간 합성교는 지간길이 전체에 걸쳐 전단연결재를 설치한다. 연속 합성교는 보통 교량의 전체길이에 걸쳐 전단연결재를 설치해야 한다. 부모멘트 영역에서는 축방향 철근 합성단면의 일부분으로 고려되는 구간에 전단연결재를 설치한다. 그렇지 않을 경우, 전단연결재는 부모멘트 영역에 설치할 필요는 없지만, 6.10.7.4(3)에 따라 영구하중에 의하여 휨의 부호가 서로 상반되는 변곡점 구간에는 추가적인 연결재를 설치해야 한다. 부모멘트 영역에서 전단연결재를 사용하는 구간에서는 6.10.3.7에 따라 축방향 철근을 정모멘트 구간내로 연장시켜야 한다.

① 형태

스티드와 ㄷ형강 전단연결재는 본 규정에 따라 설계해야 한다. 전단연결재는 표면 전체가 콘크리트와 접촉될 수 있도록 콘크리트를 철저히 다짐할 수 있는 형태이어야 한다. 전단연결재는 콘크리트와 강재 사이에서 수직 및 수평 등 모든 방향의 이동에 저항할 수 있어야 한다. 스티드 전단연결재의 직경에 대한 높이의 비는 4.0 이상이어야 한다. ㄷ형강 전단연결재는 5 mm 보다 큰 치수로 필릿용접을 해야 한다.

② 피치

전단연결의 피치는 6.10.7.4(2)와 6.10.7.4(3)에 규정된 피로한계상태를 만족해야 한다. 전단

연결재의 갯수는 6.10.7.4(4)에 규정된 극한한계상태를 만족하기 위한 소요갯수 보다 많아야 한다. 전단연결재의 피치 p 는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$p = \frac{n Z_r I}{V_{st} Q} \quad (6.10.90)$$

여기서,

- p = 거더방향으로 배치된 전단연결재의 피치 (mm)
- n = 횡 단면으로 배치된 전단연결재의 개수
- I = 단기합성단면의 단면2차모멘트(mm⁴)
- Q = 단기합성단면의 중립축에 대한 바닥판 환산단면적의 단면1차모멘트(mm³)
- V_{st} = 피로한계상태에 대한 LL+IM(활하중+충격)하의 전단력 발생범위(N)
- Z_r = 6.10.7.4(2)에 의해 결정된 전단연결재 한 개의 전단피로저항강도 (N)

전단연결재의 중심과 중심사이의 피치는 600 mm를 초과해서는 안 되며, 직경의 6배 이상이어야 한다.

③ 횡방향 간격

전단연결재는 상부플랜지의 횡방향으로 배치되며 규칙적이거나 다양한 간격을 갖는다. 스티드 전단연결재는 거더직각방향으로 스티드의 중심과 중심 사이의 간격이 스티드 직경의 4배 이상이어야 한다. 상부플랜지의 연단과 가장 인접한 전단연결재 간의 연단거리는 25 mm 이상이어야 한다.

④ 덮개와 관입

전단연결재 위의 콘크리트 피복 덮개 높이는 50 mm 이상이어야 한다. 전단연결재는 적어도 50 mm를 슬래브 내부로 관입시켜야 한다.

(2) 합성단면 전단연결재의 피로저항

전단연결재의 피로강도 Z_r 은 아래와 같이 구한다.

$$Z_r = \alpha d^2 \geq \frac{38 d^2}{2} \quad (6.10.91)$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \log N \quad (6.10.92)$$

여기서,

d = 스티드의 직경(mm)
 N = 6.6.1.2(5)에 규정된 반복하중 수

전단연결재 피치 Z_r 값과 전단력범위 V_{sr} 을 이용하여 식(6.10.90)으로부터 구한다. 플랜지의 피로강도에 대한 전단연결재의 효과는 6.6.1.2로 검토한다.

(3) 영구하중에 의한 역방향 휨 발생부위에 대한 특별 요구사항

정(+)방향 휨 구간내의 합성 연속거더는 부(-)방향 휨 구간 내에 배치되는 전단연결재를 포함하지 않으며, 영구적인 하중으로 인한 휨의 변곡점 구간에는 추가적인 전단연결재를 설치해야 한다. 추가적인 연결재의 개수 n_{ac} 는 다음과 같다.

$$n_{ac} = \frac{A_c f_{st}}{Z_r} \quad (6.10.93)$$

여기서,

A_c = 유효플랜지폭내의 철근의 총단면적(mm²)
 f_{st} = 축방향철근의 응력범위(MPa)
 Z_r = 6.10.7.4(2)에 규정한 전단연결재 한 개의 전단피로강도(N)

추가적인 전단연결재는 영구적인 하중에 의한 휨의 변곡점에서 양쪽으로 유효바닥판 폭의 1/3 거리 이내에 설치해야 한다. 현장 이음판들은 전단연결재와 간섭하지 않도록 배치해야 한다.

(4) 극한한계상태

① 일반사항

전단연결재의 설계강도는 다음과 같다.

$$Q_r = \phi_{se} Q_n \quad (6.10.94)$$

여기서,

Q_n = 6.10.7.4(4)③에 규정된 공칭전단강도(N)
 ϕ_{se} = 6.5.4.2에 규정된 전단연결재에 대한 저항계수

최대 정모멘트의 단면과 양측으로 인접한 모멘트가 0이 되는 구간 또는 내부지점부의 중심에서 양측으로 인접한 모멘트가 0인 지점 구간에서의 전단연결재의 개수는 다음 식보다 많아야 한다.

$$n = \frac{V_h}{Q_r} \quad (6.10.95)$$

여기서,

V_h = 6.10.7.4(4)②에 규정된 공칭수평전단력(N)

Q_r = 6.10.7.4(4)①에 규정한 전단연결재 한 개에 대한 설계전단강도(N)

② 공칭수평전단력

최대 정모멘트 지점과 양측으로 인접한 모멘트가 0이 되는 구간에서의 총공칭전단력 V_h 는 다음 값보다 작아야 한다.

$$V_h = 0.85 f_{ck} b t_s \quad (6.10.96)$$

또는

$$V_h = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_t t_t + F_{yc} b_f t_f \quad (6.10.97)$$

여기서,

f_{ck} = 콘크리트 28일 압축강도(MPa)

b = 바닥판 유효폭(mm)

b_c = 압축플랜지 폭(mm)

b_t = 인장플랜지 폭(mm)

t_s = 바닥판 두께(mm)

F_{yw} = 복부판 항복강도(MPa)

F_{yt} = 인장플랜지 항복강도(MPa)

F_{yc} = 압축플랜지 항복강도(MPa)

D = 복부판 높이(mm)

t_t = 인장플랜지의 두께(mm)

t_w = 복부판 두께(mm)

연속경간의 합성단면에서 양쪽으로 인접한 각각의 모멘트가 0인 위치와 내부지점 중심간의 총 수평전단력은 다음과 같다.

$$V_h = A_r F_{yt} \quad (6.10.98)$$

A_r = 바닥판 유효폭 내 내부지점 위의 축방향철근의 총단면적 (mm^2)

F_{yi} = 축방향철근의 항복강도 (MPa)

③ 공칭전단강도

콘크리트 바닥판 내에 매립된 스티드 전단연결재 한 개에 대한 공칭전단강도는 다음과 같다.

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_{ck} E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (6.10.99)$$

여기서,

A_{sc} = 스티드 전단연결재의 단면적(mm²)

f_{ck} = 콘크리트 28일 압축강도(MPa)

E_c = 콘크리트의 탄성계수(MPa)

F_u = 6.4.6.2에서 규정된 스티드 전단연결재의 최소인장강도 (MPa)

콘크리트에 매립된 ㄷ형강 전단연결재의 공칭전단강도는 다음과 같다.

$$Q_n = 0.3 (t_t + 0.5 t_w) L_c \sqrt{f_{ck} E_c} \quad (6.10.100)$$

여기서,

t_t = ㄷ형강 전단연결재의 플랜지 두께(mm)

t_w = ㄷ형강 전단연결재의 복부판 두께(mm)

L_c = ㄷ형강 전단연결재의 길이(mm)

6.10.8 보강재

6.10.8.1 중간수직보강재

(1) 일반사항

수직보강재는 판 또는 L형강을 사용하여 복부판의 한쪽 또는 양쪽에 볼트나 용접으로 접합한다. 수직보강재는 압축플랜지에 틈이 없도록 밀착시켜야 하나, 인장플랜지와는 밀착시키지 않아도 된다. 다이어프램이나 수직브레이싱의 이음판으로 사용되는 보강재는 양 플랜지에 볼트나 용접으로 접합시킨다. 수직보강재는 복부판에 부착시키는 용접 끝에서 인접한 복부판과 플랜지 필릿용접단까지의 거리는 $4t_w$ 이상이고 $6t_w$ 이하이어야 한다.

(2) 수직보강재의 돌출폭

수직보강재의 돌출폭 b_t 는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$b_t \geq 50.0 + \frac{d}{30.0} \quad (6.10.101)$$

$$16.0t_p \geq b_t \geq 0.25b_f \quad (6.10.102)$$

여기서,

- d = 강재단면의 높이(mm)
 t_p = 수직보강재의 두께(mm)
 b_f = 플랜지의 전폭(mm)

(3) 단면2차모멘트

수직보강재의 단면2차모멘트는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$I_t \geq d_0 t_w^3 J \quad (6.10.103)$$

여기서,

$$J = 2.5 \left(\frac{D}{d_0} \right)^2 - 2.0 \geq 0.5 \quad (6.10.104)$$

여기서,

- I_t = 한 측면만 보강된 경우는 복부판과의 접합면에 대하여, 양면 보강된 경우에는 복부판의 중심축에 대한 수직보강재의 단면2차모멘트(mm^4)
 t_w = 복부판 두께(mm)
 d_0 = 수직보강재의 간격(mm)
 D = 복부판의 높이(mm)

수평보강재가 있는 경우, 수직보강재는 또한 다음을 만족해야 한다.

$$I_t \geq \left(\frac{b_t}{b_l} \right) \left(\frac{D}{3d_0} \right) I_l \quad (6.10.105)$$

여기서,

- b_t = 수직보강재의 돌출폭(mm)
 b_l = 수평보강재의 돌출폭(mm)
 I_l = 복부판과의 접합면에 대한 수평보강재의 단면2차모멘트(mm^4)

D = 복부판 높이(mm)

(4) 면적

6.10.7.3에 규정된 복부판 사인장작용에 의한 힘을 지지해야 하는 중간수직보강재는 다음을 만족해야 한다.

$$A_s \geq [0.15B \frac{D}{t_w} (1 - C) \frac{V_u}{V_r} - 18] (\frac{F_{yw}}{F_{cr}}) t_w^2 \quad (6.10.106)$$

여기서,

$$F_{cr} = \frac{0.311E}{(\frac{b_t}{t_p})^2} \leq F_{ys}$$

여기서,

V_r = 6.10.7.1에 규정된 설계전단강도(N)

V_u = 극한한계상태의 설계하중에 의한 전단력(N)

A_s = 수직보강재의 단면적; 양면 수직보강재의 전면적(mm²)

B = 1.0 : 양면 보강된 경우

B = 1.8 : 한쪽면만 L형강으로 보강된 경우

B = 2.4 : 한쪽면만 판으로 보강된 경우

C = 6.10.7.3(3)①에 규정된 전단좌굴응력대 전단항복강도의 비

F_{yw} = 복부판의 항복강도(MPa)

F_{ys} = 수직보강재의 항복강도(MPa)

6.10.8.2 하중집중점 지압보강재

(1) 일반사항

시공 도중 또는 완공 후에 작용하는 지점 반력과 기타 집중하중은 보강재로 지지해야 한다. 압연형강보의 경우에 모든 지점과 집중하중이 작용하는 위치에서 다음의 조건이 성립되면 수직 지압보강재를 두어야 한다.

$$V_u > 0.75\phi_b V_n \quad (6.10.107)$$

여기서,

ϕ_b = 6.5.4.2에 규정된 지압에 대한 저항계수

V_u = 설계하중에 의한 전단력(N)

V_n = 6.10.7에 의하여 계산되는 공칭전단강도(N)

플레이트거더의 경우에는 모든 지점과 집중하중이 작용하는 위치에 지압보강재를 두어야 한다. 지압보강재는 단일 또는 여러 개의 판 또는 L형강을 복부판 양면에 용접 또는 볼트로 접합시켜 설계하중에 의한 전 수직력을 전달할 수 있도록 한다. 각 지압보강재는 플랜지에 밀착되어 반력을 지지할 수 있도록 플랜지에 가능한 한 가깝도록 복부판의 전 높이까지 연장시켜야 하며, 공장가공이 이루어지거나, 완전용입그루브용접으로 플랜지와 접합시켜야 한다.

(2) 돌출폭

지압보강재의 돌출폭 b_t 는 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (6.10.108)$$

여기서,

t_p = 지압보강재 두께(mm)

F_{ys} = 지압보강재의 항복강도(MPa)

(3) 지압강도

설계지압강도 B_r 은 아래와 같이 계산해야 한다.

$$B_r = 1.4\phi_b A_{pn} F_{ys} \quad (6.10.109)$$

여기서,

F_{ys} = 지압보강재의 항복강도(MPa)

A_{pn} = 복부판 용접면으로부터 돌출된 지압보강재의 단면적(mm²)

ϕ_b = 6.5.4.2에 규정된 지압에 대한 저항계수

(4) 지압보강재의 축방향강도

① 일반사항

설계축방향강도 P_r 은 6.9.2.1에 의하여 결정해야 한다. 회전반경은 복부판중심축에 대해 계산

하며 계산 시에 사용할 유효폭은 $0.75D$ 이며, 이 때 D 는 복부판 높이이다.

② 유효폭

복부판에 볼트로 접합된 보강재의 경우는 지압보강재만을 유효기둥단면으로 취급한다. 복부판에 용접으로 접합된 한 쌍 이상의 지압보강재가 사용된 경우는 모든 지압보강재와 지압보강재 중 가장 외측 돌출 요소로부터 $9t_w$ 이내의 복부판을 유효기둥단면으로 본다. 하이브리드단면으로 된 연속지간의 내부지점에서 다음 조건이 만족되면 복부판은 유효단면에서 제외시켜야 한다.

$$\frac{F_{yw}}{F_{yf}} < 0.70 \quad (6.10.110)$$

여기서, F_{yw} = 복부판의 항복강도(MPa)

F_{yf} = 양 플랜지의 항복강도 중 큰 값(MPa)

6.10.8.3 수평보강재

(1) 일반사항

수평보강재는 필요부분에 따라 복부판의 한 면에 수평방향으로 용접된 플레이트 혹은 볼트로 체결된 앵글로 구성한다. 수평보강재는 식(6.10.8)로 규정된 시공성 기준 그리고 극한한계상태에서의 필요조건을 모두 만족하는 복부판에 수직으로 배치해야 한다. 설계하중에 의해 발생하는 수평보강재의 휨응력은 $\phi_f F_{ys}$ 를 초과해서는 안 된다. 여기서, ϕ_f 는 극한한계상태에서 휨에 대한 저항계수이며, F_{ys} 는 보강재의 항복강도이다.

(2) 돌출폭

수평보강재의 돌출폭, b_l 은 다음을 만족해야 한다.

$$b_l \leq 0.48t_s \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (6.10.111)$$

여기서,

t_s = 수평보강재의 두께(mm)

F_{ys} = 수평보강재의 최소항복강도 (MPa)

(3) 단면 2차모멘트

수평보강재의 단면특성은 유효단면을 기초로 구하며, 복부판 중심선에서 $18t_w$ 를 초과할 수 없

다. 수평보강재는 다음을 만족해야 한다.

$$I_l = Dt_w^3 \left(2.4 \left(\frac{d_0}{D} \right)^2 - 0.13 \right) \quad (6.10.112)$$

$$r \geq 0.23d_0 \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}} \quad (6.10.113)$$

여기서,

I_l = 복부판과 만나는 끝단에서 복부판과 수평보강재의 단면 2차모멘트(mm⁴)

r = 수평보강재의 회전반경(mm)

D = 복부판의 높이(mm)

d_o = 수평보강재 간격(mm)

t_w = 복부판 두께(mm)

F_{ys} = 수평보강재의 항복강도(MPa)

6.10.9 덮개판

6.10.9.1 일반사항

부재에 덧붙여지는 각 덮개판의 길이 L_{cp} (mm)는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$L_{cp} \geq 2d_s + 900 \quad (6.10.114)$$

여기서,

d_s = 강재 단면의 전체높이 (mm)

플랜지에 인장응력과 압축 인장응력을 일으키는 교번하중을 받는 단재하경로 구조물에서 두께 20mm 이상 되는 플랜지에는 부분용접을 한 덮개판을 사용해서는 안 된다. 각 덮개판의 최대 두께는 덮개판이 붙여지는 플랜지 두께의 2배를 초과해서는 안 된다. 덮개판을 여러 겹으로 용접해 붙이는 것은 허용되지 않는다. 덮개판의 폭은 덮개판이 붙여지는 플랜지폭보다 좁거나 넓게 할 수 있다.

6.10.9.2 단부조건

(1) 일반사항

이론적인 덮개판의 끝단은 설계하중에 의한 모멘트 M_u 나 휨응력값 F_u 가 그곳에서 플랜지의

설계휨강도 값과 같아지는 단면으로 산정할 수 있다. 덮개판의 길이는 이론적인 덮개판의 끝단보다 다음과 같은 조건을 만족하도록 연장해야 한다.

- 실제 덮개판의 끝단은 10.1.2에 규정된 피로조건에 응력범위 내에 있어야 한다.
- 설계하중에 의한 이론적인 끝단에서의 덮개판에 발생하는 축력은 덮개판의 이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 용접이나 볼트를 통하여 전달될 수 있어야 한다. 단면변화를 준 덮개판 끝의 폭은 75 mm 이상이어야 한다.

(2) 용접단

덮개판의 이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 용접은 이론적인 끝단에서 덮개판에 발생하는 단면력을 충분히 전달할 수 있어야 한다. 덮개판의 폭이 플랜지폭보다 더 넓은 경우, 용접은 덮개판의 끝돌림용접을 해서는 안 된다.

(3) 볼트연결단

이론적인 끝단과 실제 끝단 사이의 플랜지와 덮개판을 마찰연결로 할 때 이 볼트는 이론적인 끝단에서 설계하중에 의해서 계산되는 덮개판의 축방향력을 충분히 저항할 수 있어야 한다. 단부볼트연결의 미끄럼강도는 6.13.2.8에 따라서 결정한다. 덮개판과 플랜지의 종방향 용접은 연속적이어야 하고, 단부 볼트연결부의 첫 번째 볼트 열과 만나기 전 볼트간격만큼 떨어진 곳에서 용접을 끝내야 한다.

6.10.10 비탄성 해석

6.10.10.1 극한한계상태

(1) 일반사항

비탄성해석법은 최소항복강도가 355MPa를 초과하지 않고 이 항의 규정들을 만족하는 합성 또는 비합성인 높이가 일정한 연속보의 I형 단면 강재에 적용될 수 있다.

극한한계상태에서의 비탄성해석법은 다음을 고려한다.

- 소성힌지가 발생한 단면으로부터 나머지 단면들로의 모멘트재분배
- 소성회전이 유지되기 위한 단면의 비탄성모멘트 회전특성
- 합성부재내의 강재단면에만 작용하는 하중

해석은 각각 6.10.10.1(2)이나 6.10.10.1(3)에 규정된 붕괴메카니즘법(mechanism method)이나 통합자동응력법(unified autostress methods)을 따른다.

소성모멘트 M_p 에 도달한 후 추가의 소성회전을 견디기 위해서 요구되는 단면은 이 조항에 규정된 복부판의 세장비, 압축플랜지의 세장비, 압축플랜지의 횡지지 및 지점보강재에 관한 조건을 만족해야 한다. 정모멘트를 받는 합성 단면은 설계휨강도에 도달한 이후에는 추가의 비탄성회전을 견딜 수 있다고 가정해서는 안 된다.

① 복부판 세장비

소성회전을 유지하기 위하여 요구되는 단면의 복부판 세장비는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.115)$$

여기서,

F_{yc} = 압축플랜지의 항복강도(MPa)

D_{cp} = 소성모멘트 상태에서의 압축력을 받는 복부판 높이(mm)

t_w = 복부판 두께(mm)

② 압축플랜지 세장비

소성회전을 유지하기 위하여 요구되는 단면의 압축플랜지 세장비는 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.116)$$

여기서,

b_f = 플랜지 폭(mm)

③ 세장비 상호작용

소성회전을 유지하기 위해 요구되는 단면의 복부판 세장비와 압축플랜지 세장비 모두가 식(6.10.115)와 식(6.10.116)에 규정된 값의 75%를 초과할 때는 다음의 세장비 상호관계식을 적용한다.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} + 9.35 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \leq 6.25 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.117)$$

④ 압축 플랜지 비지지길이

소성회전을 유지하도록 압축플랜지는 횡방향 변위에 대하여 지지해야 한다. 횡지지는 L_b 간격으로 설치한다. L_b 는 다음을 만족해야 한다.

$$L_b \leq \left[3.15 - 1.93 \left(\frac{M_l}{M_h} \right) \right] \left[\frac{r_y E}{F_{yc}} \right] \quad (6.10.118)$$

여기서,

- L_b = 소성회전이 유지되기 위한 단면에 인접한 첫 횡지지점사이의 거리(mm)
- r_y = 첫 번째 횡지지점과 소성회전을 유지하기 위한 단면의 복부판 면내 연직축에 대한 강재단면의 단면회전반경(mm)
- M_l = 비탄성해석법에 따라 설계하중에 대하여 계산된 첫 번째 횡지지점에서의 모멘트(N·mm)
- M_h = 비탄성해석법에 따라 설계하중에 대하여 계산된 소성회전을 유지하도록 요구되는 단면에서의 모멘트(N·mm)
- F_{yc} = r_y 를 계산한 단면에서 압축플랜지의 항복강도(MPa)

만약, 횡지지점 사이의 부재부분이 이중곡률로 휘다면 M_l / M_h 의 비는 음의 값을 취한다.

⑤ 지점보강재

6.10.8.2에 의해서 설계된 지점보강재는 소성회전을 유지하기 위해 각 단면마다 설치한다.

(2) 붕괴메카니즘법

① 일반사항

설계휨강도 M_r 은 다음과 같다.

$$M_r = \phi_f M_n \quad (6.10.119)$$

여기서,

- ϕ_f = 6.5.4.2에 규정된 휨저항계수
- M_n = 6.10.10.1(2)② 또는 6.10.10.1(2)③에 규정된 공칭휨강도(N·mm)

설계전단강도 V_r 은 다음과 같다.

$$V_r = \phi_v V_n \quad (6.10.120)$$

여기서,

ϕ_v = 6.5.4.2에 규정된 전단저항계수

V_n = 6.10.7에 규정된 공칭전단강도(N)

② 소성회전의 유지를 위하여 필요한 단면의 공칭휨강도

소성회전의 유지가 필요한 단면의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$M_n = M_{pe} \quad (6.10.121)$$

여기서,

M_n = 소성회전의 유지를 위하여 필요한 소성한지단면에서의 공칭휨강도(N·mm)

M_{pe} = 6.10.10.1(2)④에 규정된 유효소성휨강도(N·mm)

③ 소성회전의 유지가 필요 없는 단면의 공칭휨강도

소성회전의 유지가 필요 없는 단면의 공칭휨강도는 다음과 같다.

• 조밀단면에 대해서는

$$M_n = M_p \quad (6.10.122)$$

여기서,

M_p = 6.10.3.1(3) 또는 6.10.3.3(1)에 규정된 소성모멘트(N·mm)

• 비조밀단면에 대해서는

$$M_n = R_b R_h M_y \quad (6.10.123)$$

여기서,

M_y = 6.10.3.1(2) 또는 6.10.3.3(1)에 규정된 항복휨강도(N·mm)

R_b, R_h = 6.10.4.3(1)과 6.10.4.3(2)에 규정된 플랜지 강도감소계수; 정모멘트를 받는 합성단면에 대해서 R_b 는 1.0으로 취한다.

④ 유효소성모멘트

유효소성모멘트는 6.10.3.1(3)의 원리에 근거한 완전소성응력 분포에 의해 발생한 모멘트이고 다음과 같은 유효항복강도를 이용한다.

$$F_{yce} = 0.0845E \left(\frac{2t_f}{b_f} \right)^2 \leq F_{yc} \quad (6.10.124)$$

$$F_{yte} = 0.0845E \left(\frac{2t_f}{b_f} \right)^2 \leq F_{yt} \quad (6.10.125)$$

$$F_{ywe} = 1.32E \left(\frac{t_w}{D_{cp}} \right)^2 \leq F_{yw} \quad (6.10.126)$$

$$F_{yce} = F_{yr} \quad (6.10.127)$$

여기서,

F_{yc} = 압축플랜지의 항복강도(MPa)

F_{yce} = 압축플랜지의 유효항복강도(MPa)

F_{yt} = 인장플랜지의 항복강도(MPa)

F_{yte} = 인장플랜지의 유효항복강도(MPa)

F_{yw} = 복부판의 항복강도(MPa)

F_{ywe} = 복부판의 유효항복강도(MPa)

F_{yr} = 종방향철근의 항복강도(MPa)

F_{yre} = 종방향철근의 유효항복강도(MPa)

t_f = 플랜지의 두께(mm)

b_f = 압축플랜지의 폭(mm)

t_w = 복부판 두께(mm)

D_{cp} = 6.10.3.1(4)② 또는 6.10.3.3(2)에 규정된 압축을 받는 복부판 높이(mm)

(3) 통합자동응력법

통합자동응력법은 비탄성해석법으로 설계시 극한한계상태에서 I형 단면의 플랜지나 복부판의 치수를 결정하는데 사용된다. 이 방법을 적용하는 데 있어, 설계소성회전곡선은 항복이 발생될 것으로 예상되는 모든 단면에서 휨강도를 구하기 위해 사용된다. 각 설계소성회전곡선은 공칭소성회전곡선의 증거에 6.5.4.2에서 규정된 휨에 대한 저항계수를 곱하여 구한다. 전단에 대해서는 6.10.7을 적용한다.

(4) 보의 플랜지에 미치는 풍하중의 영향

플랜지를 6.6.2.7의 규정에 따라 풍하중을 전달하도록 설계할 경우 6.10.3.5(1)의 규정을 적용한다.

6.10.10.2 영구처짐의 사용한계상태 검토

(1) 일반사항

표 3.4.1에 규정된 사용한계상태조합 II로 영구처짐을 검토해야 한다. 복부판은 탄성범위 내에서 압축력을 받는 복부판의 높이 D_c 는 적절한 값을 사용하며 식(6.10.8)을 만족해야 한다. 6.10.3.7의 규정을 만족하며 부재 전장에 전단 연결재를 갖는 부재에 대해서, 합성단면에 분산되어 작용하는 하중에 대한 휨응력은 적절하게 콘크리트 슬래브가 정모멘트와 부모멘트 모두에 유효하다고 가정하며 단기합성단면 또는 장기합성단면을 사용하여 계산한다.

(2) 정모멘트단면

- 합성단면의 양쪽 강재 플랜지에 대해서는

$$(f_f + f_{fr}) \leq 0.95F_{yf} \quad (6.10.128)$$

- 비합성단면의 양쪽 강재 플랜지에 대해서는

$$(f_f + f_{fr}) \leq 0.80F_{yf} \quad (6.10.129)$$

여기서,

F_{yf} = 플랜지 항복강도(MPa)

f_f = 설계하중에 의한 탄성 플랜지응력(MPa)

f_{fr} = 6.10.10.2(4)에 규정된 재분배된 플랜지응력(MPa)

(3) 부모멘트단면

- 내측지점 합성단면의 플랜지에서 $f_f > 0.95F_{yf}$ 이거나

- 내측지점 비합성단면의 플랜지에서 $f_f > 0.80F_{yf}$ 이면,

모멘트의 비탄성재분배는 6.10.10.2(4)에 따라 정해야 하며 다음과 같은 한계값을 적용한다.

- 합성단면의 플랜지단면 변화 위치에서는

$$(f_f + f_{fr}) \leq 0.95F_{yf} \quad (6.10.130)$$

- 비합성단면의 플랜지단면 변화 위치에서는

$$(f_f + f_{fr}) \leq 0.80F_{yf} \quad (6.10.131)$$

- 내측지점 최대 부모멘트단면에서의 응력은 이와 같은 제한을 받지 않는다.

여기서,

f_f = 설계하중에 의한 탄성 플랜지응력(MPa)

f_{fr} = 6.10.10.2(4)에 규정된 재분배된 플랜지응력(MPa)

F_{yf} = 플랜지 최소항복강도(MPa)

부모멘트 단면에 대해서는 6.10.10.1(1)①, 6.10.10.1(1)②, 6.10.10.1(1)③ 및 6.10.10.1(1)④에 의한 복부판의 세장비, 압축플랜지의 세장비 및 압축플랜지의 비지지길이 규정을 적용해야 한다.

(4) 모멘트의 비탄성재분배

6.10.10.2(3)에 의해 요구되는 경우, 연속보의 부모멘트영역에서 항복으로 인한 재분배응력은 비탄성해석법에 의해 계산한다.

① 해석적 방법

보선법(beam-line method)과 통합자동응력법(unified autostress method)의 사용이 허용된다. 통합자동응력법에서 재분배응력을 계산할 때 소성회전곡선에는 저항계수를 곱하지 않는다.

② 활하중

재분배응력을 계산할 경우, 재분배 모멘트가 허용치 이내로 수렴될 때까지 각 내측지점에 인접한 두 지간에는 연속적으로 하중이 재하 되어야 한다.

③ 합성단면

합성부재에서 모멘트재분배는 정모멘트단면에서 단기합성단면의 강성을 이용하여 계산한다. 정모멘트를 받는 합성단면에서의 재분배응력을 계산하는데 사용하는 단면계수는 장기합성단면을 사용하여 계산한다.

④ 소성회전곡선

소성회전곡선을 사용할 수 없는 특정 단면에 대해서는 식(6.10.132)에 주어진 소성회전곡선이 부모멘트 단면에 대해 사용될 수 있다. 이 곡선은 8.0mRAD 이상의 소성회전각에는 적용할 수 없다.

$$\frac{M_u}{M_{\max}} = 0.7 + 0.06R \leq 1.0 \quad (6.10.132)$$

여기서,

M_u = 설계하중에 의한 모멘트(N·mm)

$M_{\max}$ = 최대휨강도(N·mm)

R = 소성회전각(mRAD)

더 나은 자료가 없는 경우, $M_{\max}$ 는 6.10.3.1(3) 또는 6.10.3.3(1)에 규정된 소성모멘트 M_p 로 취할 수 있다.

6.11 힘을 받는 박스거더 단면

6.11.1 일반사항

이 규정은 6.11.1.1(1)과 6.11.1.2(1)의 규정을 만족시키며, 복부판면의 수직축에 대하여 대칭인 강합성 다중 박스거더나 단일 박스거더 직선부재의 단면에 적용된다. 박스거더 단면은 다음의 규정에 따라 설계해야 한다.

- ① 극한한계상태는 6.11.2의 규정을 따른다.
- ② 복부판에서의 피로조건은 6.10.6의 규정을 따른다.
- ③ 시공성은 6.11.5의 규정을 따른다.
- ④ 기타의 한계상태는 6.5의 규정을 따른다.
- ⑤ 영구처집에서 사용한계상태는 6.11.7의 규정을 따른다.

박스거더 단면에서 복부판은 하부플랜지에 수직하거나 경사지게 설계할 수 있다. 이때, 복부판의 경사도는 1/4을 넘어서는 안 된다. 외부로 통하는 문은 개폐가 가능해야 하며 잠금장치를 해야 한다. 박스거더 단면의 모든 개구부는 동물이나 조류의 침입을 차단할 수 있도록 해야 한다. 내측 복부판에는 통풍구를 설치해야 한다. 내부 도색은 밝은 색으로 칠해야 한다.

6.11.1.1 다중 박스거더 단면

(1) 일반

6.11의 규정은 다음에 언급된 기하학적 조건을 만족하며 지간 100 m 이내인 다중 박스 합성거더 단순교나 연속교에 적용한다. 지간 중앙에서의 인접 박스간 플랜지의 중심간격 a 는 각 박스단면의 플랜지 중심간격 W 의 80% 보다 크고 120% 보다 작아야 한다(그림 6.11.1). 또한, 평행하지 않은 박스거더 단면을 사용하는 경우 중앙 지간에서의 요구조건 외에 지점에서의 인접한 박스거더의 플랜지 중심간격은 각 박스단면의 플랜지 중심간격의 65%이상 135%이내이어야 한다. 박스단면의 플랜지 중심간격은 동일해야 한다. 해석시 합성거더의 강성도는 비균열 상태를 기준으로 한다. 난간이나 연석을 포함한 바닥판의 내민부는 인접 박스간 상부 강재플랜지의 평균 중심간격 a 의 60%를 초과할 수 없으며, 또한 1,800 mm 이내이어야 한다. 부모멘트를 받는 박스거더 단면에는 전단연결재를 설치해야 하며, 이 이외에는 6.10.3.7의 규정을 만족해야 한다.

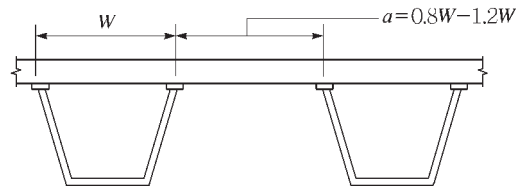


그림 6.11.1 플랜지 중심간 거리

(2) 활하중 분배

다중 박스거더 단면에서 각 박스에 발생하는 활하중에 의한 휨모멘트는 4.6.2.2(2)(확인필요)의 규정에 따라 결정한다.

6.11.1.2 단일 박스거더

(1) 일반사항

이 규정을 다실 단일 박스거더 단면에 적용해서는 안 된다. 박스거더 단면은 전체 단면의 중심에 위치해야 하며, 고정하중의 무게중심은 가능한 한 박스의 전단중심에 가까워야 한다. 박스의 상면은 강판으로 폐합할 수도 있으며, 폐합하지 않을 수도 있다. 플랜지와 복부판간 용접은 6.11.4를 따라야 한다. 바닥콘크리트의 양생 전에 작용하는 하중에 대하여 정모멘트 작용부의 강판은 6.11.2.1(3)①의 압축플랜지에 관한 규정에 따라 설계해야 한다. 상부강판과 바닥콘크리트간의 전단연결재는 적용가능한 모든 하중에 의한 전단에 대하여 설계해야 한다. 바닥콘크리트의 설치전이나 설치도중에 발생하는 강판의 좌굴에 대하여 검토해야 하며 필요시에는 보강재를

사용할 수 있다. 단일 박스거더 단면에 대한 해석결과 인장을 받는 강재부재가 완전 파단된 후에도 그 단면이 총 고정하중과 활하중을 지지할 수 있지 않는 한, 인장부재는 붕괴유발부재로 간주해야 한다.

(2) 해석

단일 박스거더의 해석은 4.6.1.2(2)의 유사해석법을 이용할 수 있지만, 해석시에는 비틀림과 휨에 대한 영향을 모두 고려해야 한다. 박스 내부에 단면의 변형을 막기 위한 적절한 브레이싱이나 다이어프램이 설치되어 있지 않으면 비틀림의 영향을 고려해야 한다. 또한 해석에는 받침의 횡방향 위치를 고려해야 한다. 피로해석시 축방향 뒤틀림(warping stress)을 고려해야 하지만, 극한한계상태에서는 이를 무시할 수 있다. 뒤틀림(distortion)에 대한 영향을 무시할 수 있을 경우에 박스거더 단면의 순수비틀림상수 J 는 다음의 식을 사용할 수 있다.

$$J = 4 \frac{A_o^2}{\sum \frac{b}{t}} \quad (6.11.1)$$

여기서,

A_o = 박스거더 단면의 폐합단면적(mm²)

b = 구형판 요소의 폭(mm)

t = 판 두께(mm)

(3) 받침

단일 박스거더 단면의 받침은 가능한 한 지점부에 쌍으로 설치해야 한다. 박스거더 단면의 복부판 내외측에 이중 받침을 설치할 수 있다. 단일 받침이 하부플랜지폭보다 좁은 경우는 전단중심선을 따라 배치해야 하며, 기타 지점은 모든 하중경우에 대하여 전도가 발생하지 않도록 배치해야 한다. 받침은 거더의 종방향에 대하여 직각방향으로 배치해야 한다. 하부고정받침을 사용할 때에는 설계시 이들로부터 야기되는 하중효과도 고려해야 한다.

6.11.2 박스단면의 극한한계상태

6.11.2.1 휨

(1) 설계휨강도

모멘트와 응력으로 표현한 박스거더 단면의 설계휨강도는 다음과 같다.

$$M_r = \phi_f M_n \quad (6.11.2)$$

$$F_r = \phi_f F_n \quad (6.11.3)$$

여기서,

ϕ_f = 6.5.4.2에 규정된 휨에 대한 저항계수

M_n = 6.11.2.1(2)①에 규정된 공칭휨강도(N·mm)

F_n = 6.11.2.1(2) 또는 6.11.2.1(3)에 규정된 응력으로 표현된 공칭휨강도(MPa)

인장플랜지에 구멍이 있는 휨부재의 유효단면은 6.10.3.6의 규정에 따라 결정해야 한다.

(2) 정모멘트 구간

① 공칭휨강도

인장플랜지에 구멍이 없는 다중 박스거더 단면은 6.10.4.1(2)와 6.10.4.2(2)②에 규정된 요구 조건을 만족해야 하며, 공칭휨강도는 6.10.4.2(2)①에 의해 산정한다. 인장플랜지에 구멍이 있는 다중 박스거더 단면은 6.10.2.2의 규정을 만족해야 하며, 공칭휨강도는 6.10.4.2(4)에 의해 산정한다.

단일 박스거더 단면은 6.10.2.2의 규정을 만족해야 하고, 상부플랜지에서의 공칭휨강도는 6.10.4.2(4)의 규정에 따라 결정해야 한다. 단일 박스거더 단면의 하부플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$F_n = R_b R_h F_{yt} \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yt}} \right)^2} \quad (6.11.4)$$

여기서,

F_{yt} = 인장플랜지의 최소항복강도(MPa)

R_b, R_h = 6.10.4.3에 규정된 플랜지 강도감소계수

$$\begin{aligned}
 f_v &= \text{설계하중에 의한 플랜지의 최대 St. Venant 비틀전단응력(MPa)} \left(f_v = \frac{T}{2 A_0 t} \right) \\
 T &= \text{설계하중에 의한 내부 비틀모멘트(N·mm)} \\
 A_0 &= \text{박스거더 단면의 폐합단면적(mm}^2\text{)} \\
 t &= \text{판 두께(mm)}
 \end{aligned}$$

설계하중에 의해 단일 박스에 작용하는 전단 및 휨응력은 박스 플랜지상의 동일한 위치에서 계산해야 한다. 다중 박스거더 및 단일 박스거더 단면에 대하여도 6.11.2.1(2)②의 압축플랜지 브레이싱 규정을 적용해야 한다. 단순지간의 경우 하부플랜지의 폭이 지간장의 1/5을 초과하지 않으면 다중 박스거더 및 단일 박스거더 단면의 하부플랜지폭 전체를 휨에 대한 유효폭으로 본다. 하부플랜지의 폭이 지간장의 1/5을 초과할 때에는 지간장의 1/5을 휨에 대한 유효폭으로 본다. 연속지간에서는 상기 조건을 영구하중 작용시 변곡점간의 거리에 대하여 적용한다.

② 압축플랜지 브레이싱

극한한계상태의 계산시 정방향 힘을 받는 다중 박스거더나 단일 박스거더 단면은 브레이싱에 대한 규정을 적용할 필요가 없다. 콘크리트 바닥판 타설을 포함한 시공 전과정을 통하여 박스거더 단면의 형태를 유지시키기 위하여 설치하는 일시적이거나 영구적인 압축플랜지 브레이싱은 6.11.5.1의 규정을 따른다.

(3) 부모멘트 구간

이 규정은 보강 또는 비보강 압축플랜지와 인장플랜지에 대하여 적용한다.

① 공칭휨강도

다중 박스거더와 단일 박스거더 단면에서 공칭휨강도는 다음의 규정에 의한다. 종방향보강재로 보강된 압축플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
 \text{가) } \frac{w}{t_f} \leq 0.57 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} \text{ 인 경우 :} \\
 F_n = R_b R_h F_{yc} \quad (6.11.5)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{나) } 0.57 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} < \frac{w}{t_f} \leq 1.23 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} \text{ 인 경우 :} \\
 F_n = 0.592 R_b R_h F_{yc} (1 + 0.687 \sin \frac{c\pi}{2}) \quad (6.11.6)
 \end{aligned}$$

다) $\frac{w}{t_f} > 1.23 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$ 인 경우 :

$$F_n = 181,000 R_b R_h k \left(\frac{t_f}{w} \right)^2 \quad (6.11.7)$$

윗 식에서,

$$c = \frac{1.23 - \frac{w}{t_f} \sqrt{\frac{F_{yc}}{kE}}}{0.66} \quad (6.11.8)$$

k 는 다음에 규정된 좌굴계수로

• $n = 1$ 인 경우:

$$k = \left(\frac{8I_s}{wt_f^3} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 4.0 \quad (6.11.9)$$

• $n = 2, 3, 4, 5$ 인 경우:

$$k = \left(\frac{14.3I_s}{wt_f^3 n^4} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 4.0 \quad (6.11.10)$$

여기서,

- F_{yc} = 압축플랜지의 항복강도(MPa)
- w = 압축플랜지의 종방향보강재 사이 폭 또는 복부판으로부터 가장 가까운 종방향 보강재까지의 거리 중 큰 값(mm)
- t = 압축플랜지의 두께(mm)
- R_b, R_h = 6.10.4.3에 규정된 플랜지응력 감소계수
- n = 등간격인 종방향보강재의 수
- I_s = 보강되는 판의 보강재쪽 표면을 기준으로한 종방향보강재의 단면2차모멘트(mm⁴)

종방향보강재는 6.11.3.2(1)의 규정을 만족해야 한다. 종방향보강재가 없는 압축플랜지에서의 공칭휨강도는 보강재가 있을 때의 규정값에 w 대신 복부판간 압축플랜지의 폭 b 로 치환하고 좌굴 계수 $k = 4$ 를 적용한다.

인장플랜지에서의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$F_n = R_b R_n F_{yt} \quad (6.11.11)$$

여기서,

F_{yt} = 인장플랜지의 항복강도(MPa)

② 복부판 세장비

6.10.2.2의 규정을 따른다.

6.11.2.2 전단

(1) 일반사항

박스거더의 설계전단강도 V_r 은 다음과 같다.

$$V_r = \phi_v V_n \quad (6.11.12)$$

여기서,

ϕ_v = 6.5.4.2에 규정된 전단에 대한 저항계수

V_n = 경사진 복부판을 제외하고 6.10.7에 규정된 하나의 복부판에 대한 공칭전단강도(N)

경사진 복부판의 경우에는 6.10.7의 복부판 높이 D 는 경사를 고려한 높이를 사용해야 한다. 각 복부판은 설계하중에 의한 전단력 V_{ui} 에 대하여 설계해야 한다.

$$V_{ui} = \frac{V_u}{\cos\theta} \quad (6.11.13)$$

여기서,

V_{ui} = 경사진 복부판의 설계하중에 의한 전단력(N)

θ = 연직축에 대한 복부판의 경사각

단일 박스거더 단면에 대하여는 힘에 대한 최대전단력과 비틀림에 의한 최대전단력의 각 절대값을 더하여 사용하거나 힘과 비틀림이 동시에 발생할 때의 최대전단력을 사용한다.

(2) 전단연결재

직선부재의 전단연결재는 6.10.7.4의 규정에 따른다. 부모멘트 구간에도 전단연결재를 사용한다. 단일 박스거더 단면에서는 전단연결재를 힘과 비틀림에 의한 전단력에 대하여 설계한다. 힘에 의한 전단력을 계산할 때 콘크리트 바닥판 전체가 유효한 것으로 보아야 한다. 총 설계전단력은 각 전단력의 벡터합 또는 절대값의 합으로 결정한다.

6.11.3 보강재

6.11.3.1 복부판 보강재

- 다중 박스거더나 단일 박스거더 단면에서 복부판의 모든 중간수직보강재는 6.10.8.1의 규정에 따라 설계한다.
- 박스거더 단면의 복부판의 수평보강재는 6.10.8.3의 규정에 따라 설계한다.
- 단일 박스거더나 다중 박스거더 단면에서의 모든 지점부보강재는 6.10.8.2의 규정에 따라 설계한다.

6.11.3.2 압축플랜지 보강재

(1) 종방향보강재

다중 박스거더나 단일 박스거더 단면의 압축플랜지 종방향보강재는 등간격으로 배치해야 한다. 보강재의 폭 b_l 은 다음을 만족해야 한다.

$$b_l \leq 0.48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.11.14)$$

여기서,

t_p = 보강재의 두께(mm)

F_{yc} = 압축플랜지의 항복강도(MPa)

보강재가 연결된 플랜지와 평행한 축에 관한 플랜지 중심면에서의 각 보강재 단면2차모멘트 I_l 은 다음을 만족해야 한다.

$$I_l \geq \psi w t_f^3 \quad (6.11.15)$$

ψ = $0.125 k^3$ (n=1인 경우)

$0.07 k^3 n^4$ (n=2, 3, 4, 5인 경우)

n = 등간격인 종방향보강재의 수

w = 압축플랜지의 종방향보강재 사이 폭과 복부판에서 가장 가까운 종방향보강재까지의 거리 중 큰 값(mm)

t_f = 압축플랜지 두께(mm)

k = 6.11.2.1(3)①에 규정된 좌굴계수

(2) 횡방향보강재

플랜지에 횡방향보강재를 사용할 때에는 종방향보강재와 크기가 같아야 한다. 보강재의 폭은 6.11.3.2(1)의 규정을 만족해야 한다.

6.11.4 플랜지와 복부판의 연결

이 절에 규정된 경우를 제외하고는 플랜지-복부판 용접의 총 유효두께는 복부판 두께 보다 작아서는 안 된다. 한 지간 내에 두 개 이상의 중간 다이아프램이 설치된 경우의 용접치수는 6.13.3.4의 규정치보다 작아서는 안 된다. 만약, 필릿용접을 사용할 때는 연결플랜지 또는 복부판 양측 모두 용접해야 한다.

6.11.5 시공성

6.11.5.1 일반사항

박스거더 단면 부재는 시공 단계별 강도와 안정성을 검토해야 한다. 박스거더 단면은 시공 중에 단면 변형이 생기지 않도록 해야 한다. 내부 또는 외부 다이아프램, 수직브레이싱 및 상부 수평브레이싱 등이 제작, 가설 및 콘크리트 타설 단계에서 박스거더 단면의 변형을 적절히 제어할 수 있도록 해야 한다. 콘크리트 바닥판의 양생 전에는 U형 박스거더 단면의 상부플랜지는 내부 크로스프레임이나 상부 수평브레이싱이 부착된 곳에서만 보강된 것으로 본다. 캔틸레버 바닥판의 거푸집을 플랜지나 복부판에 설치시킬 때 발생하는 힘에 대해서도 고려해야 한다.

6.11.5.2 복부판

바닥판 타설 단계에서 강박스거더 단면의 복부판은 식(6.10.8)의 규정을 만족해야 한다.

6.11.5.3 압축플랜지

정모멘트 구간에서, 바닥판의 타설단계에서 다중 박스거더와 단일 박스거더의 압축플랜지는 6.10.4.1(4)의 비합성 압축플랜지의 세장비 규정으로 검토해야 한다.

6.11.5.4 전단

바닥판 타설단계를 고려한 설계하중에 의한 전단력 V_u 는 다음과 같은 설계전단강도 V_r 을 초과하지 않아야 한다.

$$V_r = \phi_v V_n \quad (6.11.16)$$

여기서,

V_n = 6.10.3.2(3)에 규정된 공칭전단강도(N)

ϕ_v = 6.5.4.2에 규정된 전단에 대한 저항계수

6.11.6 외측 부재에 대한 풍하중의 영향

수평 방향 설계풍하중을 지지하기 위한 단면은 하부플랜지가 복부판으로 작용하고 복부판은 두께의 12배의 폭을 갖는 플랜지로 작용하는 것으로 본다.

6.11.7 영구처짐에 대한 사용한계상태

표 3.4.1의 사용한계상태 II 하중조합을 적용한다. 복부판은 탄성영역에서 압축을 받는 복부판 높이 D_c 를 이용하여 식(6.10.8)을 만족해야 한다. 다중 박스거더 단면의 정모멘트 구간에서 플랜지 응력은 다음을 만족해야 한다.

$$f_f \leq 0.95 F_{yf} \quad (6.11.17)$$

여기서,

f_f = 설계하중에 의한 탄성플랜지응력(MPa)

F_{yf} = 플랜지의 항복강도(MPa)

6.12 기타 휨부재

6.12.1 일반사항

6.12.1.1 적용범위

이 항의 규정은 다음의 경우에 적용한다.

- 휨을 받는 비합성 H-형 부재
- 비합성 박스형 부재
- 비합성 원형강관
- □형강, L형강, T형강 및 봉
- 매입형 압연형강
- 합성강관

6.12.1.2 극한한계상태

(1) 휨

설계휨강도 M_r 은 다음과 같다.

$$M_r = \phi_f M_n \quad (6.12.1)$$

여기서,

M_n = 6.12.2.2 및 6.12.2.3에 규정된 비합성 및 합성부재에 대한 공칭휨강도(N·mm)

ϕ_f = 6.5.4.2에 규정된 휨에 대한 저항계수

(2) 축방향력과 휨모멘트의 조합

6.8.2.3에 규정된 축방향 인장력과 휨모멘트의 조합에 관한 연관관계식 또는 6.9.2.2에 규정된 축방향 압축력과 휨모멘트의 조합에 관한 연관관계식을 적용한다.

(3) 전단력

설계전단강도 V_r 은 다음과 같다.

$$V_r = \phi_v V_n \quad (6.12.2)$$

여기서

V_n = 비합성 및 합성부재의 복부판에 대한 6.10.7.2 및 6.12.3에 규정된 공칭전단강도(N)

ϕ_v = 6.5.4.2에 규정된 전단에 대한 저항계수

6.12.2 공칭휨강도

6.12.2.1 일반사항

형-비틀좌굴에 관한 규정을 합성부재, 비합성 박스형 부재, 복부판과 평행한 축에 대해 힘을 받는 H형 부재 및 원형강관에는 적용할 필요가 없다.

6.12.2.2 비합성부재

(1) H형 부재

이 규정은 H형 부재와 두개의 C형강의 플랜지가 복부판으로 연결되는 부재에 적용한다.

6.10.4의 규정은 복부판에 수직한 축에 대한 힘의 경우에 적용한다.

복부판과 평행한 축에 대한 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$M_n = M_p \quad (6.12.3)$$

여기서,

M_p = 복부판과 평행한 중심축에 관한 소성휨강도 (N·mm)

(2) 박스형 부재

공칭휨강도는 다음과 같다.

$$M_n = F_y S \left[1 - \frac{0.064 F_y S \ell}{A E} \left(\sum \frac{\left(\frac{b}{t} \right)^{0.5}}{I_y} \right) \right] \quad (6.12.4)$$

여기서,

S = 휨 축에 관한 단면계수(mm³)

A = 박스를 형성하는 판의 중심선으로 둘러싸인 면적(mm²)

ℓ = 비지지길이(mm)

I_y = 휨 축에 수직한 축에 대한 단면2차모멘트(mm⁴)

b = 판 사이의 순간격(mm)

t = 판두께(mm)

(3) 원형강관

비합성 원형강관의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$$\frac{D}{t} < 2\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 인 경우: } M_n = M_p \quad (6.12.5)$$

$$2\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{D}{t} \leq 8.8\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ 인 경우: } M_n = M_y \quad (6.12.6)$$

여기서,

D = 원형관의 외경(mm)

t = 관두께(mm)

(4) □형강, L형강, T형강 및 강봉

① 비틀림이 구속된 □형강

하중 작용점과 지점의 비틀림이 구속된 □형강의 경우에는 6.10.4의 규정을 적용한다.

② 기타의 경우

6.12.2.2(4)①에 포함되지 않은 □형강, L형강, T형강 및 강봉의 공칭휨강도는 다음 중 최소 값을 취한다.

- 항복
- 횡방향 비틀림좌굴
- 요소(element)의 국부좌굴

6.12.2.3 합성부재

(1) 매입형 형강

6.9.5.2(3)의 규정을 만족하는 매입형 형강이 압축력을 받지 않는 경우, 공칭휨강도는 다음 값 중 작은 값으로 한다.

$$M_n = M_{ps} \quad (6.12.7)$$

$$M_n = M_{yc} \quad (6.12.8)$$

6.9.2.2의 규정을 고려하기 위하여 압축력과 힘을 동시에 받는 매입형 형강의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.3$ 인 경우 :

$$M_n = ZF_y + \frac{(d-2c)A_r F_{yr}}{3} + \left(\frac{d}{2} - \frac{A_w F_y}{1.7 f_{ck} b} \right) A_w F_y \quad (6.12.9)$$

$0.0 < \left(\frac{P_u}{\phi_c P_n} \right) < 0.3$ 인 경우:

M_n 은 $P_u = 0$ 일 때 식(6.12.7)과 식(6.12.8)로 계산되는 M_n 과 $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.3$ 일 때의 식(6.12.9)에 의한 M_n 사이를 선형보간으로 결정한다.

여기서,

P_u = 설계축방향하중(N)

P_n = 6.9.5.1에 규정된 공칭압축강도(N)

ϕ_c = 6.5.4.2에 규정된 압축에 대한 저항계수

M_{ps} = 강재단면의 소성모멘트(N·mm)

M_{yc} = 6.10.5.1(2)에 규정된 합성단면의 항복모멘트(N·mm)

Z = 소성단면계수(mm³)

A_w = 복부판 단면적(mm²)

f_{ck} = 콘크리트 28일 압축강도(MPa)

A_r = 주철근 단면적(mm²)

c = 주철근 중심을 기준으로 한 피복두께(mm)

d = 힘 평면에서의 부재 높이(mm)

b = 힘 평면에 수직인 부재의 폭(mm)

F_{yr} = 철근의 항복강도(MPa)

(2) 충전형 강관

6.9.5.2의 규정을 만족하는 충전형 강관의 공칭휨강도는 다음과 같다.

$\frac{D}{t} < 2.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우:

$$M_n = M_{ps} \quad (6.12.10)$$

$2.0\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{D}{t} \leq 8.8\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 인 경우:

$$M_n = M_{yc} \quad (6.12.11)$$

6.12.3 합성부재의 공칭전단강도

6.12.3.1 매입형 형강

공칭전단강도는 다음과 같다.

$$V_n = 0.58F_{yw}Dt_w + \frac{F_{yr}A_v(d-c)}{s} \quad (6.12.12)$$

여기서,

- F_{yw} = 강재 복부판의 항복강도(MPa)
- F_{yr} = 전단철근의 항복강도(MPa)
- D = 강재의 복부판 높이(mm)
- t_w = 강재의 복부판 두께(mm)
- A_v = 사인장균열에 대한 전단철근의 단면적(mm²)
- s = 전단철근의 간격(mm)
- d = 전단평면 내의 부재 높이(mm)
- c = 주철근 중심을 기준으로 한 피복 두께(mm)

6.12.3.2 충전형 강관

(1) 직사각형 강관

공칭전단강도는 다음과 같다.

$$V_n = 1.16Dt_wF_y \quad (6.12.13)$$

여기서,

- D = 강관의 복부판 높이(mm)
- t_w = 강관의 두께(mm)

(2) 원형강관

원형강관의 공칭전단강도는 강관만을 고려하여 산정한다.

6.13 연결

6.13.1 일반사항

주부재의 이음과 연결부는 다음의 2가지 하중조건 중 큰 값에 대해 극한한계상태로써 설계한다.

- 연결부에서의 설계하중에 의한 단면력(휨모멘트, 전단력, 축방향력)과 이음되는 부재의 설계강도(설계휨강도, 설계전단강도, 설계 축방향강도)의 평균값
- 부재의 설계강도(설계휨강도, 설계전단강도, 설계 축방향강도)의 75%

다이하프랩, 수직 브레이싱, 수평 브레이싱 또는 직선 가로보의 단부 연결은 설계하중에 의한 부재력에 대해 설계한다.

연결은 가능한 한 부재의 축에 대칭이 되도록 한다. 난간 등을 제외한 이음부에서는 한 볼트군 당 2개 이상의 볼트 또는 이와 동등한 용접이 되도록 한다. 브레이싱을 포함한 부재는 편심연결이 되지 않도록 연결해야 한다. 편심연결이 불가피한 곳에서는 편심에 의해 생기는 전단과 모멘트를 고려하여 설계한다.

부재 단부의 전체 전단력을 전달하는 연결부의 경우는 연결된 요소의 전체 단면을 전체 단면으로 취해야 한다.

바닥판의 가로보와 거더의 단부연결용 L형강의 두께는 9.5 mm 이상으로 해야 한다. 바닥판 가로보와 거더의 단부연결은 두개의 L형강을 사용한다. 가설시 지지용으로 사용될 수 있는 브래킷 또는 받침용 L형강은 부재단부의 전단력에 대한 연결부 설계시 고려하지 않는다.

보, 거더 및 바닥판의 가로보 등의 단부는 고장력 볼트를 사용하여 연결해야 한다. 볼트연결이 불가능할 경우 용접연결도 허용된다. 용접연결은 전단력과 휨모멘트에 대하여 설계한다.

목재세로보가 강재가로보에 설치된 곳에서는 보강재가 있는 받침용 L형강이 총 반력을 지지할 수 있도록 설계한다. 받침용 L형강의 두께는 11 mm 이상이 되도록 한다.

6.13.2 볼트 연결

6.13.2.1 일반사항

볼트연결부는 도장을 할 수도 있고 안 할 수도 있으며, 볼트를 체결한 뒤에는 견고하게 서로 맞아야 한다. 볼트 연결면의 먼지, 이물질 또는 느슨한 흑피 등은 제거해야 한다. 고장력 볼트에 의한 연결은 마찰연결 또는 지압연결로 설계한다. 마찰연결은 6.13.2.8에 따른다. 볼트의 연결부에는 강재만 사용한다.

(1) 마찰연결

교번응력, 충격하중, 심한 진동을 받는 연결부는 마찰연결로 설계한다. 마찰연결로 설계해야 하는 경우는 다음과 같다.

- 연결부가 피로하중을 받는 경우
- 정규 볼트 구멍보다 직경이 큰 구멍에 체결된 볼트가 전단력을 받는 경우
- 슬롯에 체결된 볼트가 슬롯에 수직이 아닌 방향의 전단력을 받는 경우
- 심한 교번하중을 받는 연결부
- 볼트와 용접이 동일한 접합면에서 함께 힘을 전달하는 연결부
- 볼트가 축방향 인장력 또는 동시에 축방향 인장력과 전단력을 받는 경우
- 6.13.6.1(3)에 따라 설계된 연결부를 제외한, 압축력만을 받는 연결부
- 구조물의 사용성을 확보하기 위하여 연결부의 미끄러짐이 발생하면 안 되는 경우

마찰연결은 표 3.4.1의 사용한계상태의 하중조합 II에 대해 미끄러짐을 방지할 수 있도록 설계해야 한다. 또한, 극한한계상태의 하중조합에 대해 지압, 전단 및 인장력에 저항할 수 있어야 한다. 6.13.2.2의 규정에 따른다.

(2) 지압연결

지압연결은 축방향 압축을 받는 연결부 또는 브레이싱 연결부에 대해서만 허용되며 극한한계 상태에서 설계강도 R_r 을 만족해야 한다.

6.13.2.2 설계강도

마찰연결의 경우 사용한계상태의 하중조합 II 상태에서 볼트의 설계강도 R_r 은 다음과 같다.

$$R_r = R_n \quad (6.13.1)$$

여기서,

R_n = 6.13.2.8에 규정된 공칭강도(N)

극한한계상태에서 볼트연결부의 설계강도는 R_n 또는 T_n 중 하나를 취한다.

$$R_r = \phi R_n \quad (6.13.2)$$

$$T_r = \phi T_n \quad (6.13.3)$$

여기서,

R_n = 볼트 연결부의 공칭강도(N)

- 볼트의 전단에 대한 공칭강도, R_n 은 6.13.2.7에 따른다.
- 연결부재의 지압에 대한 공칭강도, R_n 은 6.13.2.9에 따른다.
- 연결부재의 인장 또는 전단에 대한 공칭강도, R_n 은 6.13.5에 따른다.

T_n = 볼트의 공칭강도(N)

- 볼트의 축방향 인장력에 대한 공칭강도, T_n 은 6.13.2.10에 따른다.
- 볼트의 축방향 인장력과 전단력의 조합에 대한 공칭강도, T_n 은 6.13.2.11에 따른다.

ϕ = 6.5.4.2에 규정된 볼트의 저항계수

- ϕ_s : 전단력을 받는 볼트
- ϕ_t : 인장력을 받는 볼트
- ϕ_{bb} : 지압력을 받는 볼트
- ϕ_y, ϕ_u : 인장력을 받는 연결부재
- ϕ_v : 전단력을 받는 연결부재

6.13.2.3 볼트, 너트, 와셔

(1) 볼트와 너트

6.4.1.2의 규정을 적용한다.

(2) 와셔

볼트연결에 사용된 와셔는 6.4.1.2의 규정을 만족해야 한다. 다음과 같은 경우 고장력볼트를 사용한 연결부에서는 경화와셔를 사용한다.

- 볼트 연결된 외측 면이 볼트 축에 수직인 면에 대해서 경사가 1:20 이상인 경우
- 조임은 검증된 렌치로 실시하는데, 이 경우 와서는 조이는 측에 사용
- 볼트의 조임 방법에 상관없이 항복강도가 355 MPa 이하인 재료에 볼트를 체결하는 경우
- 과대볼트구멍 또는 슬롯이 필요한 경우
- M24 이상인 볼트가 과대볼트구멍 또는 짧은 슬롯에 설치되는 경우에는 볼트머리와 너트 하부에 최소두께가 8 mm인 와서를 사용한다. 경화와서를 여러 개 겹쳐서 사용해서는 안 된다.

연결부재 외측면의 과대볼트구멍과 짧은 슬롯 위에는 경화와서를 사용한다. 긴 슬롯에는 슬롯을 완전히 덮을 수 있도록 두께 8 mm 이상의 판 와서를 사용한다. 고장력 볼트에 사용되는 경화 와서는 판 와서의 외측 면에 두도록 한다.

경화와서 또는 판 와서와 같이 설치하지 않은 경우에는 연결부재 외측면의 과대볼트구멍 또는 슬롯 위에 볼트 축력의 크기를 나타내는 장치를 사용하지 않는다.

6.13.2.4 볼트구멍

(1) 형식

① 표준 볼트구멍

별도의 규정이 없으면 고장력볼트를 이용한 연결에는 표준볼트구멍을 사용한다.

② 과대 볼트구멍

마찰연결부에는 과대 볼트구멍을 사용할 수 있으나 지압연결부에서는 사용하지 않는다.

③ 짧은 슬롯

짧은 슬롯은 마찰연결부 또는 지압연결부에 사용할 수 있다. 지압연결부의 경우에는 슬롯의 길이방향과 하중작용방향은 직각이 해야 한다.

④ 긴 슬롯

긴 슬롯은 가능한 한 연결부의 한쪽에만 사용한다. 마찰연결은 슬롯의 방향과 하중작용방향에 관계없이 사용할 수 있으나 지압연결은 슬롯의 길이방향과 하중작용방향이 직각이 되도록 해야 한다.

(2) 크기

볼트구멍의 크기는 표 6.13.1에 주어진 값들을 초과해서는 안 된다.

표 6.13.1 볼트구멍의 최대 크기(mm)

볼트 직경	표준볼트구멍	과대볼트구멍	짧은 슬롯	긴 슬롯
d	직경	직경	폭 × 길이	폭 × 길이
16	18,0	20,0	18,0 × 22,0	18,0 × 40,0
20	22,0	24,0	22,0 × 26,0	22,0 × 50,0
22	24,0	28,0	24,0 × 30,0	24,0 × 55,0
24	26,0	30,0	26,0 × 33,0	26,0 × 60,0
27	30,0	35,0	30,0 × 37,0	30,0 × 67,0
30	33,0	38,0	33,0 × 40,0	33,0 × 75,0

6.13.2.5 볼트 크기

볼트의 직경은 16 mm 이상이어야 한다. 다리길이가 64 mm인 L형강 및 연결부 상세에 대한 다른 규정을 만족시키기 위해 별도로 직경 16 mm 볼트의 사용이 요구되는 경우를 제외하고는, 주부재에 직경 16 mm의 볼트를 사용하지 않는다.

직경 16 mm 볼트의 사용이 어려운 형강은 핸드레일에만 사용한다.

구조계산에 의해 치수를 결정하지 않은 L형강에는 다음과 같은 볼트를 사용할 수 있다.

- 다리길이 50 mm인 L형강 : 직경 16.0 mm 볼트
- 다리길이 64 mm인 L형강 : 직경 20.0 mm 볼트
- 다리길이 75 mm인 L형강 : 직경 24.0 mm 볼트
- 다리길이 90 mm인 L형강 : 직경 27.0 mm 볼트

주부재로 사용된 L형강의 볼트 직경은 볼트 체결 측 L형강 다리길이의 1/4보다 작게 한다.

6.13.2.6 볼트 간격

(1) 최소 간격과 순간격

볼트의 최소중심간격은 볼트직경의 3배 보다 작아서는 안 된다. 과대볼트구멍이나 슬롯의 경우 힘작용 방향 및 힘작용 방향에 수직인 방향으로의 인접 구멍 간 최소 순간격은 볼트지름의 2배 이상이어야 한다.

(2) 봉합볼트의 최대피치

봉합볼트의 경우 외측 판 혹은 형강의 자유단에 인접한 볼트선의 볼트간격은 다음을 만족해야 한다.

$$p \leq (100 + 4.0t) \leq 175 \quad (6.13.4)$$

자유단에 인접한 두 볼트선의 게이지가 $38 + 4.0t$ 미만이고, 볼트가 서로 균일하게 엇갈려서 배치된 경우 엇갈린 볼트의 피치, p 는 다음을 만족해야 한다.

$$p \leq 100 + 4.0t - \left(\frac{3.0g}{4.0} \right) \leq 175 \quad (6.13.5)$$

엇갈린 볼트의 피치는 한 볼트선상의 간격에 대해 요구되는 최대 값의 반절보다 작을 필요는 없다.

여기서,

t = 외측판 또는 형강의 얇은 쪽 두께(mm)

g = 인접한 두 볼트선의 게이지(mm)

(3) 누빔볼트의 최대간격

누빔볼트는 2개 이상의 판이나 형강을 볼트로 조립하여 만든 부재에 사용한다.

압축부재에서 누빔볼트의 피치는 $12.0t$ 를 초과해서는 안 된다. 인접한 두 볼트선의 게이지는 $24.0t$ 를 초과할 수 없다. 엇갈려 배치된 볼트의 엇갈린 피치는 다음을 만족해야 한다.

$$p \leq 15.0t - \left(\frac{3.0g}{8.0} \right) \leq 12.0t \quad (6.13.6)$$

인장부재에 대한 피치는 압축부재에 대해서 규정된 값의 2배를 초과해서는 안 된다. 인장부재에 대한 볼트선 게이지는 $24.0t$ 를 초과할 수 없다. 볼트를 사용한 조합 단면의 부재에서 최대 볼트 간격은 봉합볼트나 누빔 볼트에 대한 요건 중 작은 값을 초과해서는 안 된다.

(4) 압축부재 단부의 누빔 볼트 최대피치

압축부재를 연결하는 볼트의 피치는 압축부재 최대 폭의 1.5배 구간에 대해서는 볼트 직경의 4배를 초과할 수 없다. 이 구간을 지나서 압축부재 최대 폭의 1.5배에 달하는 구간에서는 6.13.2.6(3)에 규정된 최대피치에 도달할 때까지 점차적으로 피치를 증가시킬 수 있다.

(5) 힘방향의 연단거리

모든 형태의 볼트구멍에 대해서 볼트중심으로부터 힘작용 방향의 연단거리는 표 6.13.2에 규정된 거리 이상이어야 한다. 과대구멍 또는 슬롯이 사용된 경우에는 힘작용 방향의 최소 순 연단거리가 볼트직경보다 커야한다. 힘 작용방향의 최대 연단거리는 6.13.2.6(6)에 규정된 최대 연단거리로 한다.

(6) 힘 수직 방향의 연단거리

최소 연단거리는 표 6.13.2에 규정에 따른다. 최대 연단거리는 가장 얇은 외측판 두께의 8배 또는 125 mm 이하로 한다.

표 6.13.2 최소 연단거리

볼트의 호칭	전단 전단연, 수동가스절단연	압연연, 다듬질연, 자동가스 절단연
16	28	22
20	34	26
22	38	28
24	42	30
27	48	34
30	52	38

6.13.2.7 전단강도

길이가 1270mm 이하인 연결부에서 극한한계상태의 고장력볼트의 공칭전단강도는 다음과 같다.

- 전단 단면에 나사산이 없을 경우 :

$$R_n = 0.48 A_b F_{ub} N_s \quad (6.13.7)$$

- 전단 단면에 나사산이 있을 경우 :

$$R_n = 0.38 A_b F_{ub} N_s \quad (6.13.8)$$

여기서,

A_b = 공칭직경에 의한 볼트 단면적(mm²)

F_{ub} = 6.4.4.2에 규정된 볼트의 최소인장강도(MPa)

N_s = 볼트 1개당 전단 단면 수

길이가 1270 mm 이상인 연결부에서의 볼트 1개 당의 공칭전단강도는 식(6.13.7) 또는 식(6.13.8)의 값에 0.8배한 것이다.

전단 단면에 볼트의 나사산이 있는지를 판단할 경우, 나사부의 길이는 나사부의 공칭길이에 나사산 피치의 2배를 더한 것으로 한다.

연결부의 전단단면에 나사산이 있을 경우 전단 강도는 나사부의 값으로 계산한다.

6.13.2.8 마찰강도

마찰연결에서 볼트의 공칭마찰강도는 다음과 같다.

$$R_n = K_h K_s N_s P_t \quad (6.13.9)$$

여기서,

N_s = 볼트 1개당 미끄러짐면의 수

P_t = 표 6.13.3에 규정된 볼트의 설계 축력(N)

K_h = 표 6.13.4에 규정된 볼트 연결부에서의 구멍크기계수

K_s = 표 6.13.5에 규정된 볼트 연결부에서의 표면상태계수

표 6.13.3 볼트의 설계 축력

볼트 직경 mm	볼트축력 P_t (kN)		
	F8T	F10T	F13T
20	130	160	215
22	160	200	265
24	190	235	305
27	- ¹⁾	310	- ¹⁾
30	- ¹⁾	375	- ¹⁾

1) : 현재 사용 가능하지 않음

표 6.13.4 K_h 값

표준 구멍	1.0
과대볼트구멍 또는 짧은 슬롯	0.85
재하 방향에 직각인 긴 슬롯	0.70
재하 방향에 평행인 긴 슬롯	0.60

표 6.13.5 K_s 값

등급 A 표면상태	0.33
등급 B 표면상태	0.40
등급 C 표면상태	0.33

표 6.13.5의 등급별 표면상태는 다음과 같다.

- 등급 A : 페인트칠하지 않은 깨끗한 흑피 또는 녹을 제거하고 A등급 도장을 한 표면
- 등급 B : 도장을 하지 않고 녹을 제거한 깨끗한 표면, 녹을 제거한 깨끗한 표면에 등급 B 도장을 한 표면
- 등급 C : 용융 도금한 표면과 거친 표면

전 처리를 하지 않은 연결부의 경우 볼트구멍연단에서 볼트직경 또는 25 mm 이내의 구간 및 볼트배치부에는 도장을 하지 않도록 계약서에 명시해야 한다.

도장을 하는 등급을 사용한 연결 면은 녹을 깨끗이 제거하고 실험에 합격한 등급의 도장을 사용하도록 계약서에 명시해야 한다.

만일 평균 표면 상태 계수가 실험에 의해 정해졌고 책임 기술자가 승인하는 경우에는 0.33보다 작은 값을 사용할 수 있다. 이 경우 공칭마찰강도는 실험에서 구한 표면상태계수의 값에 의해 계산한다.

계약서에는 다음 사항이 규정해야 한다.

- 도장한 접합면은 최소경화시간을 경과한 후에 조립해야 한다.
- 도금 처리하도록 규정된 접합면은 용융아연도금을 해야 한다. 도금 후에 수동 와이어-브러시를 사용하여 표면을 거칠게 해주어야 하며, 자동 와이어-브러시는 사용해서는 안 된다.

마찰연결부에 조임력(clamping force)을 감소시키는 인장력이 작용하는 경우, 공칭마찰강도는 식(6.13.17)에 의해 규정된 계수를 곱하여 감소시켜야 한다.

6.13.2.9 볼트구멍의 지압강도

볼트의 유효지압면적은 볼트의 지름에 연결부재의 두께를 곱한 값과 같다. 원추형 구멍을 갖는 연결부재의 유효두께는 연결부재의 두께에서 원추부 높이의 차의 절반을 뺀 값과 같다.

표준구멍, 과대볼트구멍, 짧은 슬롯과 지압력 방향에 평행한 긴 슬롯에 대해 안쪽 볼트구멍과 가장자리 볼트구멍의 공칭 지압강도 R_n 은 극한한계상태에서 다음과 같다.

- 볼트구멍의 순간격, 또는 응력방향의 순연단거리가 $2d$ 이상으로 배열된 경우

$$R_n = 2.4 d t F_u \quad (6.13.10)$$

- 볼트구멍들의 순간격, 또는 응력방향의 순연단거리가 $2d$ 보다 작은 경우

$$R_n = 1.2 L_c t F_u \quad (6.13.11)$$

지압력 방향에 수직인 긴 슬롯에 대해:

- 볼트구멍의 순간격 및 순연단 거리가 $2d$ 이상인 경우

$$R_n = 2.0 d t F_u \quad (6.13.12)$$

- 볼트구멍들의 순간격 또는 응력방향의 순연단 거리가 $2d$ 보다 작은 경우

$$R_n = L_c t F_u \quad (6.13.13)$$

여기서,

d = 볼트 공칭직경(mm)

t = 연결부재 두께(mm)

F_u = 표 6.4.4.2에 규정된 연결부재의 인장강도(MPa)

L_c = 구멍 사이의 순간격 또는 구멍과 부재의 응력방향의 순연단거리(mm)

6.13.2.10 인장강도

(1) 일반사항

고장력볼트에는 표 6.13.3에 규정된 인장력을 도입한다. 작용 인장력은 설계하중에 의한 인장력과 6.13.2.10(4)에 규정된 연결부의 변형에 따른 프라인 작용에 의한 모든 인장력을 더한 값을 사용한다.

(2) 공칭인장강도

볼트의 공칭인장강도 T_n 은 초기에 도입된 힘과 무관하게 다음과 같이 결정한다.

$$T_n = 0.76 A_b F_{ub} \quad (6.13.14)$$

여기서,

A_b = 공칭직경에 대한 볼트의 단면적(mm²)

F_{ub} = 6.4.4.2에 규정된 볼트의 인장강도(MPa)

(3) 피로강도

고장력볼트가 축방향의 피로하중을 받는 경우 볼트의 응력범위 Δf 는 3.6.1.4에 규정된 충격을 포함하는 피로설계 활하중에 프라잉력을 합한 것이며 식(6.6.1)을 만족해야 한다.

볼트의 응력범위 산정에는 볼트의 공칭직경이 사용된다. 계산된 프라잉 작용력은 외부 하중으로 인한 작용력의 60%를 초과해서는 안 된다. ASTM A307에 따른 저탄소강 볼트는 피로하중을 받는 연결부에 사용할 수 없다.

(4) 프라잉 작용

프라잉 작용에 의한 인장력은 다음과 같다.

$$Q_u = \left(\frac{3b}{8a} - \frac{t^3}{328000} \right) P_u \quad (6.13.15)$$

여기서,

Q_u = 설계하중으로 인한 볼트 1개당 프라잉 인장력(N)으로서 압축인 경우는 0으로 한다.

P_u = 설계하중에 의한 볼트 1개당 인장력(N)

a = 볼트의 중심에서 연단까지 거리(mm)

b = 볼트의 중심에서 연결부의 필릿 용접단까지 거리(mm)

t = 가장 얇은 연결부의 두께(mm)

6.13.2.11 인장과 전단의 조합

전단과 인장을 동시에 받는 볼트의 공칭인장강도는 다음과 같다.

$$\frac{P_u}{R_n} \leq 0.33 \text{ 인 경우 } T_n = 0.76 A_b F_{ub} \quad (6.13.16)$$

$$\frac{P_u}{R_n} > 0.33 \text{ 인 경우 } T_n = 0.76 A_b F_{ub} \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{\phi_s R_n} \right)^2} \quad (6.13.17)$$

여기서,

A_b = 공칭직경에 대한 볼트의 단면적(mm²)

F_{ub} = 6.4.4.2에 규정된 볼트의 최소인장강도(MPa)

P_u = 설계하중에 의한 볼트의 전단력(N)

R_n = 6.13.2.7에 규정된 볼트의 공칭전단강도(N)

표 3.4.1에 규정된 사용한계상태조합 II의 설계하중에 대해 인장과 전단이 동시에 작용할 때의 마찰연결 볼트의 공칭강도는 6.13.2.8에 규정된 공칭마찰강도에 아래의 계수를 곱한 값 이하이어야 한다.

$$1 - \frac{T_u}{P_t} \quad (6.13.18)$$

여기서,

T_u = 사용한계상태조합 II 에서 설계하중에 의한 인장력(N)

P_t = 볼트의 최소소요 인장력(N)

6.13.3 용접 연결

6.13.3.1 일반사항

용접에 관한 일반사항은 도로교표준시방서 2-4 용접에 따른다.

그루브용접과 필릿용접에는 매칭 용접금속을 사용하여야 한다. 그러나 필릿용접의 상세를 정하는 데 있어서 건전한 용접이 이루어지도록 용접절차와 용접금속이 선정되어야 한다면 모재보다 낮은 강도의 용접봉 등급이 규정될 수 있다.

6.13.3.2 설계강도

(1) 일반사항

극한한계상태에서 용접연결의 설계강도 R_r 은 6.13.3.2(2)부터 6.13.3.2(4)의 규정에 따라 정한다.

용접의 유효면적은 6.13.3.3의 규정에 따른다. 연결재료의 설계강도 6.13.5의 규정에 따른다.

(2) 완전용입 그루브용접 연결부

① 인장과 압축

유효면적에 직각으로 또는 용접축에 평행으로 인장 또는 압축을 받을 경우, 용접의 설계강도는 모재의 설계강도를 취한다.

② 전단

유효면적에 전단력이 작용할 때 완전용입 그루브용접의 설계강도는 식(6.13.19)의 값이나 모재의 인장에 대한 설계강도의 60% 중 작은 값을 사용한다.

$$R_r = 0.6\phi_{e1}F_{exx} \quad (6.13.19)$$

여기서,

F_{exx} = 용접금속의 분류강도(MPa)

ϕ_{e1} = 6.5.4.2에 규정된 용접금속의 저항계수

(3) 부분용입 그루브용접 연결부

① 인장 또는 압축

용접축에 평행으로 인장 또는 압축을, 또는 유효면적에 수직으로 압축을 받는 부분용입 그루브용접의 설계강도는 모재의 설계강도를 취한다. 유효면적에 직각인 방향의 인장력에 대한 부분용입 그루브용접의 설계강도는 다음 식에서 주어진 값과 모재의 설계강도 중 작은 값으로 한다.

$$R_r = 0.6\phi_{e1}F_{exx} \quad (6.13.20)$$

여기서,

ϕ_{e1} = 6.5.4.2에 규정된 용접금속의 저항계수

② 전단

용접축에 평행한 전단력에 대한 부분용입 그루브용접의 설계강도는 6.13.5에 규정된 연결재료의 공칭설계강도와 다음 식에 의한 설계강도 중에서 작은 값으로 정한다.

$$R_r = 0.6\phi_{e2}F_{exx} \quad (6.13.21)$$

여기서,

ϕ_{e2} = 6.5.4.2에 규정된 용접금속의 저항계수

(4) 필릿용접 연결

① 인장과 압축

용접축에 평행한 압축이나 인장에 대한 필릿용접의 설계강도는 모재의 설계강도를 사용한다.

② 전단

매칭 또는 언더매칭 용접금속을 사용하고 전형적인 용접형상이며, 전단력을 받는 필릿용접 연결의 설계강도는 6.13.3.3에 규정된 용접부의 유효면적과 다음 식의 용접금속에 대한 강도를 곱하여 구한다.

$$R_r = 0.6\phi_{e2}F_{exx} \quad (6.13.22)$$

6.13.3.3 유효면적

유효면적은 유효용접 길이에 유효 목두께를 곱한 값과 같다. 유효목두께는 부재접합부 루트에서 용접면까지의 최단거리다.

6.13.3.4 필릿용접의 치수

연결부의 설계시 가정하는 필릿용접의 치수는 설계하중이 6.13.3.2에 규정된 설계강도를 초과하지 않도록 정한다.

연결되는 부재의 연단을 따라 용접한 필릿용접의 최대치수는 다음과 같다.

- 두께가 6 mm 미만인 부재 : 그 부재의 두께
- 두께가 6 mm 이상인 부재 : 계약서에 용접을 전체 목두께만큼 육성하도록 명시되지 않는 한 그 부재 두께보다 2 mm 작은 값

필릿용접의 최소치수는 표 6.13.6과 같다. 용접 크기는 연결부의 얇은 부재의 두께를 초과할 필요가 없다. 작용 응력의 크기와 적절한 예열이 함께 사용될 경우 더 작은 필릿용접 치수의 사용을 감독으로부터 승인 받을 수 있다.

표 6.13.6 필릿용접의 최소치수

연결부의 두꺼운 부재의 두께(T)	필릿용접의 최소치수
(mm)	(mm)
$T \leq 20$	6
$20 < T$	8

6.13.3.5 필릿용접의 최소 유효길이

필릿용접의 최소유효길이는 용접치수의 4배, 그리고 어떤 경우에도 40 mm보다 길어야 한다.

6.13.3.6 필릿용접 단부의 돌림용접

용접 축에 평행하지 않게 작용하는 인장력을 지지하거나, 반복하중을 지지하도록 설계된 필릿 용접은 부재 또는 요소의 모퉁이에서 끝나면 안 된다. 동일평면에서 그런 모퉁이의 돌림이 이루어질 수 있는 곳에서는 같은 용접치수로 모퉁이를 돌아 용접치수의 2배의 길이만큼 연속해서 용접을 해야 한다. 용접단부의 돌림은 설계도서에 명시 되어야 한다. 두 부재가 서로 접촉하는 공유 평면의 서로 반대쪽에 용접되는 필릿용접은 양쪽 용접의 공통된 모퉁이에서 끝내야 한다.

6.13.3.7 내밀용접

내밀용접은 채움기능과 강도기능을 발휘할 수 있도록 연속적인 용접을 해야 한다. 내밀용접에서는 강도상의 이유나 필릿용접의 최소치수 규정을 만족하기 위하여서만 단면을 변화시킬 수 있다.

6.13.4 블록전단파괴강도

플랜지가 절취된 보의 복부판 연결부와 연결판, 이음판, 연결판을 포함한 모든 인장 연결부는, 설계강도가 발휘되도록 적절하게 부재가 연결되어 있는지를 검토해야 한다.

연결부는 부재나 연결판의 모든 가능한 파괴면에 대해서 검토해야 한다. 파괴면은 작용하중에 평행 또는 수직인 면을 포함해야 한다. 작용하중에 평행인 면은 전단응력만 지지하도록 하고, 작용하중에 수직인 면은 인장응력만 지지하도록 한다.

평행면과 수직면을 동시에 고려한 설계강도는 다음과 같다.

$A_{tn} \geq 0.58A_{vn}$ 인 경우 ;

$$R_r = \phi_{bs} (0.58F_y A_{vg} + F_u A_{tn}) \quad (6.13.23)$$

그 외의 경우 ;

$$R_r = \phi_{bs} (0.58F_u A_{vn} + F_y A_{tg}) \quad (6.13.24)$$

여기서,

A_{vg} = 전단력에 저항하는 단면의 전단면적(mm²)

- A_{vn} = 전단력에 저항하는 단면의 순단면적(mm²)
 A_{tg} = 인장력에 저항하는 단면의 전단면적(mm²)
 A_{tn} = 인장력에 저항하는 단면의 순단면적(mm²)
 F_y = 연결재의 최소항복강도(MPa)
 F_u = 연결재의 최소 인장강도(MPa)
 ϕ_{bs} = 6.5.4.2에 주어진 블록 전단에 대한 저항계수

전단면적은 면의 길이와 부재의 두께의 곱으로 결정한다. 순단면적은 총단면적에서, (구멍 치수 + 2 mm) × (구멍 개수)에 부재의 두께를 곱한 값을 빼준다.

인장응력을 받는 예상 파단면의 순단면적을 결정함에 있어, 절단면 주위의 지그재그 배치된 구멍의 효과는 6.8.3에 따라 결정한다. 전단응력에 대한 순단면적에서는 예상 파단면에서 직경 2배 내에 중심을 둔 총 유효직경을 감하고 그 이외의 구멍은 무시한다.

6.13.5 연결 요소

6.13.5.1 일반사항

다음 사항은 인장이나 전단에 대한 연결판, 연결용 형강, 브래킷, 그 외 연결판과 같은 연결요소의 설계에 적용한다.

6.13.5.2 인장

인장에 대한 설계강도 R_t 은 항복과 파괴에 대해서 각각 식(6.8.1)과 식(6.8.2)에 주어진 값과 6.13.4에 주어진 블록전단파괴 강도 중에서 작은 값을 취한다.

식(6.8.2)를 적용하여 연결판에 대한 P_{nu} 를 결정할 때, 6.8.2.2에 주어진 감소계수 U 는 1.0으로 하고 식(6.8.2)에 사용된 연결판의 순단면적 A_n 은 판의 전단면적의 85%를 넘지 않도록 한다.

6.13.5.3 전단

전단에 대한 연결요소의 설계강도 R_v 은 다음과 같다.

$$R_v = \phi_v R_n \quad (6.13.25)$$

$$R_n = 0.58 A_g F_y \quad (6.13.26)$$

여기서,

- R_n = 공칭전단강도(N)
- A_g = 연결요소의 전단면적(mm²)
- F_y = 연결요소의 최소항복강도(MPa)
- ϕ_v = 6.5.4.2에 규정된 전단에 대한 저항계수

6.13.6 이음

6.13.6.1 볼트이음

(1) 일반

볼트이음은 6.13.1에 규정된 요건을 만족하도록 극한한계상태에 대해 설계해야 한다.

(2) 인장부재

인장부재에 대한 이음은 6.13.5.2에 규정된 요건들을 만족시켜야 한다. 인장부재의 이음은 6.13.2.1(1)에 규정된 마찰 연결과 같이 설계해야 한다.

(3) 접촉연결 압축부재

기계 가공한 단부를 서로 완전 접촉시켜 부재 단부 사이의 지압으로 힘이 전달되도록 한 압축 부재의 이음은 연결되는 부재의 작은 쪽 설계강도의 50% 이상에 대해 설계해야 한다.

트러스의 현재, 아치의 부재, 그리고 기둥의 이음은 되도록 절점에 가까이, 그리고 일반적으로 힘에 의한 효과가 작게 일어나는 쪽에 위치하도록 해야 한다.

판, L-형강, 또는 이음요소들은 이음부 부재의 모든 요소에 미쳐지는 힘의 효과에 대해 적합해야 한다.

(4) 휨부재

① 일반

연속경간에서 이음은 고정하중에 의한 휨모멘트 방향의 변환점 또는 그 근처에 있도록 해야 한다.

응력 작용방향이 변하는 복부판과 플랜지의 이음은 정과 부의 휨모멘트에 대해 모두 검토해야

한다. 복부판과 플랜지의 이음에서 이음 한쪽 편에 볼트를 2줄 미만으로 해서는 안 된다.

과대구멍과 슬롯트 구멍은 볼트 이음에서 부재나 이음판 어느 쪽에도 사용해서는 안 된다.

힘부재의 볼트이음은 6.13.2.1(1)의 규정에 따른 마찰이음으로 설계해야 한다. 강구조물의 가설과 바닥판의 콘크리트 타설 도중에 이음부에서 미끄러짐이 발생하지 않도록 설계해야 한다.

이음점에서 극한한계상태에 대한 플랜지의 설계힘강도는 6.10.4의 관련 조항을 만족시켜야 한다.

이음점에서의 극한한계상태의 설계하중에 의한 휨응력과 볼트이음의 미끄러짐에 대한 검토를 위한 휨응력은 전체단면을 사용하여 구한다.

플랜지 L-형강 이음은 힘부재 양쪽 면에 각각 1개씩 2개의 L-형강을 사용해야 한다.

② 복부판 이음

복부판이음판과 복부판의 연결은 복부판 이음점에서의 전단력과 이 전단력의 편심작용으로 인한 모멘트, 그리고 이음점에서 복부판이 분담해야 하는 휨모멘트에 대해 설계해야 한다.

극한한계상태에서 최소 값으로 설계전단력, V_{uw} 는 다음과 같다.

$$V_{uw} = 1.5 V_u \quad (V_u < 0.5 \phi_v V_n \text{인 경우}) \quad (6.13.27)$$

$$V_{uw} = \frac{(V_u + \phi_v V_n)}{2} \quad (V_u \geq 0.5 \phi_v V_n \text{인 경우}) \quad (6.13.28)$$

여기서,

V_u = 이음점에서 설계하중에 의한 전단력(N)

V_n = 6.10.7.2에 규정된 복부판의 공칭전단강도(N)

극한한계상태에서의 설계 전단력은 6.13.4에 규정된 복부판이음판의 설계강도와 6.13.5.3에 규정된 복부판이음판의 설계강도 중 작은 값을 초과해서는 안 된다.

전단력의 편심거리는 이음의 중심선으로부터 고려중인 이음 한쪽 편에 있는 볼트들의 무게 중심까지의 거리를 취해야 한다.

극한한계상태에서 복부판이음판의 휨응력은 이음판의 항복강도에 6.5.4.2의 저항계수를 곱한 값을 초과해서는 안 된다.

복부판이음의 볼트는 최대 볼트 설계력에 대해 마찰이음으로 설계해야 한다. 복부판 이음볼트의 미끄러짐을 검토하기 위해서 최소값으로 설계전단력은 표 3.4.1에 규정된 사용한계상태 II 하중조합 작용 하에 이음점에서의 전단력을 취해야 한다.

복부판은 복부판 양면에 이음판으로 대칭이 되도록 연결한다. 복부판이음판은 가능한 한 플랜

지 사이의 복부판 전 높이를 덮을 수 있도록 연장해야 한다.

③ 플랜지 이음

극한한계상태에서 제어플랜지의 이음판과 볼트이음은 설계응력 F_{cf} 에 이음의 양측 유효플랜지 면적중 작은 값인 A_e 를 곱하여 구한 최소강도 이상을 갖도록 설계해야 한다. 여기서 A_e 는 6.10.3.6에 규정되어 있으며, F_{cf} 는 다음과 같다.

$$F_{cf} = \frac{\left(\left| \frac{f_{cf}}{R_n} \right| + \alpha \phi_f F_{yf} \right)}{2} \geq 0.75 \alpha \phi_f F_{yf} \quad (6.13.29)$$

여기서,

- f_{cf} = 이음점에서 설계하중에 의한 제어플랜지 두께 중심에서의 최대 휨응력(MPa)
- R_n = 식(해설6.13.3) 참조
- α = 1.0(단, F_n 이 F_{yf} 보다 작은 비조밀단면의 플랜지에 대해 1.0보다 작은 (F_n/F_{yf}) 의 값을 사용할 수 있다.)
- ϕ_f = 6.5.4.2에 규정된 휨에 대한 저항계수
- F_n = 플랜지의 공칭휨강도(MPa)
- F_{yf} = 플랜지의 항복강도(MPa)

극한한계상태에서 비제어플랜지의 이음판과 볼트이음은 설계응력 F_{ncf} 에 이음의 양측 유효플랜지면적중 작은 값인 A_e 를 곱하여 구한 최소강도 이상을 갖도록 설계해야 한다. 여기서 A_e 는 6.10.3.6에 규정되어 있으며, F_{ncf} 는 다음과 같다.

$$F_{ncf} = R_{cf} \left| \frac{f_{ncf}}{R_h} \right| \geq 0.75 \alpha \phi_f F_{yt} \quad (6.13.30)$$

여기서,

- R_{cf} = 제어 플랜지의 f_{cf} 에 대한 F_{cf} 의 비의 절대값
- f_{ncf} = f_{nf} 와 동일한 이음점에서의 비제어 플랜지 두께 중앙점의 설계휨응력, 인장응력은 (+) 압축응력은 (-) (MPa)
- R_h = 6.10.4.3(1)에 하이브리드단면 플랜지 강도감소계수

극한한계상태에서 인장력을 받는 이음판의 설계단면력은 6.13.5.2에 규정된 설계 인장강도를

초과하지 않도록 해야 한다. 압축력을 받은 이음판의 설계단면력은 다음의 설계압축강도, R_r 을 초과하지 않도록 해야 한다.

$$R_r = \phi_c F_y A_s \quad (6.13.31)$$

여기서,

$$\begin{aligned} \phi_c &= 6.5.4.2에\ 규정된\ 압축에\ 대한\ 저항계수 \\ F_y &= 이음판의\ 항복강도(MPa) \\ A_s &= 이음판의\ 전\ 단면적(mm^2) \end{aligned}$$

플랜지의 볼트이음은 플랜지의 설계 단면력에 대해 마찰 연결로 설계해야 한다. 플랜지 볼트이음부의 미끄러짐에 대한 검토를 위한 플랜지의 설계단면력은 사용한계상태Ⅱ 하중조합에 의한 설계응력, F_s 에 이음 양측의 플랜지 전 단면적 중 작은 값을 곱하여 구한 값 이상이어야 한다. 여기서 F_s 는 다음과 같다.

$$F_s = \frac{f_s}{R_h} \quad (6.13.32)$$

여기서,

$$\begin{aligned} f_s &= 사용한계상태Ⅱ 하중조합에 의한 이음점에서 작은 쪽 단면의 검토대상 플랜지 두께 중앙에서의 최대휨응력(MPa) \\ R_h &= 6.10.4.3(1)에 하이브리드단면 플랜지 강도감소계수 \end{aligned}$$

채움판이 필요한 경우에는 6.13.6.1(5)의 규정을 적용해야 한다.

(5) 채움재

본 항목의 조항들은 지압연결부에 적용한다.

볼트가 6 mm이상의 두께를 갖는 채움재를 거쳐 하중을 지지할 때에는

- 채움재를 거셋이나 이음재를 지나서까지 연장해야 하고 채움재 연장부는 채움재와 부재 합성 단면 전체에 걸쳐 부재 응력이 균등히 분포하도록 추가적인 볼트로 고정해야 한다. 혹은
- 대안으로, 채움재를 연장하지 않는다면 다음 식에 의한 6.13.2.2절의 극한전단강도 상태인 볼트의 설계강도에 적당해야 한다.

$$R = \left[\frac{(1+\gamma)}{(1+2\gamma)} \right] \quad (6.13.33)$$

여기서,

$$\gamma = \frac{A_f}{A_p}$$

A_f = 연결부의 윗판과 아랫판의 채움재의 총단면적(mm²)

A_p = 연결부의 윗판과 아랫판의 접합단면적의 합이나 연결판의 면적 중 적은 면적(mm²)

마찰연결에서 설계마찰강도는 6.13.2.2의 사용한계상태 II 하중조합을 따르고 채움재의 효과를 위해 조정하지 않는다.

두께 6mm이상의 채움재는 기술자가 승인하지 않는 한, 2개 이상의 판으로 구성되어서는 안 된다.

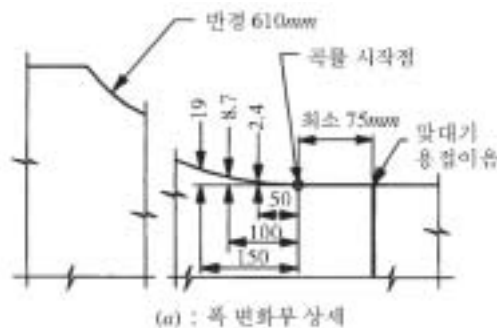
6.13.6.2 용접이음

용접이음의 설계나 세부사항은 ANSI/AASHTO/AWS Bridge Welding Code D1.5의 최신판이나 여기에 명시된 사항을 따른다. 용접이음은 6.13.1에 규정된 설계모멘트, 설계전단력 혹은 설계축방향력에 저항하도록 설계해야 한다. 인장과 압축부재는 완전용입맞대기용접으로 이어질 수 있는데, 이때 이음판을 사용하지 않아도 된다.

현장 용접이음은 상향자세를 피하도록 설계해야 한다.

서로 다른 폭을 갖는 부재에 대한 맞대기용접이음은 그림 6.13.1에서와 같은 대칭인 변화부를 가져야 한다.

계약서에는 서로 다른 두께의 맞대기 용접 이음부의 오프셋 표면 기울기가 1/2.5 이하가 되도록 규정해야 한다.



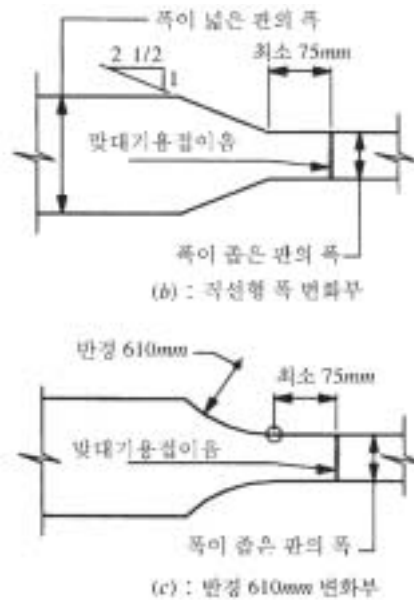


그림 6.13.1 이음부 상세

6.13.7 강절연결

6.13.7.1 일반사항

모든 강절 연결부는 극한한계상태에서 설계하중으로 인한 모멘트, 전단력, 그리고 축방향력에 저항하도록 설계한다.

6.13.7.2 복부판

보강재를 갖지 않는 보의 복부판 두께는 다음과 같아야 한다.

$$t_w \geq \sqrt{3} \left(\frac{M_c}{\phi_v F_y d_b d_c} \right) \quad (6.13.34)$$

여기서,

F_y = 복부판의 항복강도(MPa)

M_c = 설계하중에 의한 기둥의 모멘트 (N·mm)

d_b = 보의 높이(mm)

d_c = 기둥단면의 높이(mm)

ϕ_v = 6.5.4.2절에 규정된 전단에 대한 저항계수

연결 복부판의 두께가 식(6.13.34) 보다 작을 때에는 복부판을 대각 보강재나 연결면적 전체에 걸쳐 복부판과 접촉하는 보강판으로 보강해야 한다.

한 부재의 양 플랜지가 다른 부재의 플랜지에 강철로 연결될 때 다음과 같은 조건의 경우 한 부재의 압축플랜지 맞은편 부재의 복부판을 보강해야 한다.

$$t_w < \frac{A_f}{t_b + 5k} \quad (6.13.35)$$

또한, 다음과 같은 조건의 경우 한부재의 인장플랜지 맞은편 부재의 복부판을 보강해야 한다.

$$t_c < 0.4 \sqrt{A_f} \quad (6.13.36)$$

여기서,

t_w = 보강될 복부판의 두께(mm)

k = 플랜지 하면에서 필릿용접 끝단까지의 거리(mm)

t_b = 집중하중을 전달하는 플랜지의 두께(mm)

t_c = 보강될 플랜지의 두께(mm)

A_f = 집중하중을 전달하는 플랜지의 면적(mm²)

6.14 바닥판과 바닥틀

6.14.1 적용범위

이 장은, 연직하중을 받는 강재, 콘크리트 또는 그의 조합의 교량 바닥판과 바닥틀의 해석 및 설계의 조항을 포함한다.

규정된 조건을 만족하는 일체로 된 콘크리트 교량 바닥판은 어떤 해석도 요구하지 않는 경험적 설계를 허용한다.

바닥판과 지지구조물은 연속구조로 하는 것이 바람직하다.

기술적으로 가능한 경우에는 바닥판과 그 지지구조물을 합성시키는 것이 좋다.

6.14.2 일반적인 설계규정

6.14.2.1 상호작용

바닥판은 특별한 사유가 없는 한 바닥판을 지지하는 부재들과 합성시킨다. 합성되지 않은 바닥판이 지지부재와 수직으로 분리되는 것을 막기 위해 지지 부재와 연결시켜야한다. 바닥판과 지지 부재 사이의 전단연결재와 다른 연결재들은, 완전 합성작용을 가정하여 설계해야 한다. 전단연결 부의 상세 설계는 6.10.7.4의 적용조항을 만족해야 한다.

바닥판과 부대시설 또는 바닥판과 다른 구조 요소 사이에 작용하는 힘의 영향도 설계시 고려해야 한다.

6.14.2.2 바닥판 배수

바닥판 상면의 횡구배와 종구배는 2.6.6의 적용규정을 따른다.

바닥판 설계시 배수 공간의 구조적 영향을 고려해야 한다.

6.14.2.3 콘크리트 부대시설

발주자에 의해 다르게 명시되지 않았으면, 콘크리트 연석, 난간, 방호울타리, 분리대는 구조적으로 연속적으로 만들어져야 한다. 바닥판 설계시 부대시설의 구조적 역할은 6.14.3.1에 따라 고려한다.

6.14.2.4 단부 지지

단부의 끝부분이 윤하중을 지지하도록 설계되지 않은 경우에는 단부보를 두어 보강해야 한다.

바닥판과 일체가 아닌 단부보는 6.14.6.1(4)의 조항에 따른다.

6.14.2.5 캔틸레버부를 위한 존치거푸집

현장치기 콘크리트와 합성으로 거동하지 못하는 존치거푸집은 캔틸레버부에는 사용하지 않는다.

6.14.3 한계상태

6.14.3.1 일반사항

바닥판에 대한 콘크리트 부대시설의 구조적인 역할은 사용하중상태와 피로한계상태에 대한 설계시 고려할 수 있으며, 저항강도나 극한하중 한계상태에 대해서는 고려하지 않는다.

6.14.6.2의 경험적 설계규정을 만족시키는 바닥판은 사용성, 피로, 파괴와 극한한계상태의 요구를 모두 만족하는 것으로 가정할 수 있으며, 6.14.3의 다른 조항은 만족할 필요가 없다.

6.14.3.2 사용한계상태

사용한계상태에서는 바닥구조와 바닥틀을 전체 탄성 구조로 해석하고 제5장, 제6장의 조항을 만족하도록 설계해야 한다.

바닥판의 과도한 변형과 처짐을 설계시 고려해야 한다. 충격계수를 고려한 설계트럭하중 작용시 바닥판의 허용처짐량은 다음과 같다.

$L/800$: 보도부가 없는 바닥판

$L/1000$: 보도부가 있는 바닥판

$L/1200$: 보도부가 매우 중요한 바닥판

여기서, L = 바닥판 지지부재의 중심간 거리

6.14.3.3 피로와 파괴한계상태

콘크리트 바닥판은 피로에 대한 검토가 필요 없다.

강재 격자와 강바닥판은 6.14.5의 조항을 따른다.

여러 개의 거더 위에 설치되지 않는 콘크리트 바닥판은 5.7에 기술된 피로한계상태에 대하여 검토해야 한다.

6.14.3.4 극한한계상태

극한한계상태에서는 바닥판과 바닥틀을 탄성구조 또는 비탄성 구조로 해석할 수 있고 제5장, 제6장의 조항을 만족하도록 설계해야 한다.

6.14.3.5 극한하중한계상태

바닥판은 차량하중과 난간에 작용하는 하중으로부터 전달되는 힘에 대하여 설계해야 한다.

6.14.4 해석

6.14.4.1 해석방법

4.6.2에 기술된 해석의 근사적 탄성방법이나, 4.6.11.2에 기술된 개선된 방법 또는 6.14.6에 기술된 콘크리트 슬래브의 경험적 설계는 6.14.3에 허용된 다양한 한계상태에 대하여 적용될 수 있다.

6.14.4.2 하중

하중, 하중 위치, 타이어 접지 면적 그리고 하중 조합은 제3장의 조항에 따른다.

6.14.5 강재 바닥판

6.14.5.1 일반사항

강재 바닥판은 제6장의 규정을 만족하도록 설계해야 하며, 차륜 접지면적은 3.6.1.2(5)의 규정에 따라 결정된다.

6.14.5.2 강재 격자형 바닥판

(1) 일반사항

격자형 바닥판은 보, 세로보 또는 가로보 사이에 걸쳐있는 주부재와 이 주부재 사이를 서로 연결시켜주는 2차부재로 구성되어있다. 주부재와 2차부재는 직사각형 또는 대각선의 형태로 견고하게 서로 연결된다.

하중의 영향은 아래의 방법 중의 하나를 이용하여 결정할 수 있다.

- 1) 4.6.2에 제시된 근사해법
- 2) 직교이방성 판이론
- 3) 등가 격자구조
- 4) 바닥판의 성능이 기술적 증거들에 의해 충분히 입증되는 경우, 제작자가 제시한 설계 보조

자료의 사용

완전히 채워지거나 부분적으로 채워진 격자형 바닥판을 직교이방성판 또는 등가 격자형으로 해석하기 위해 모델링하는 경우, 휨강성 및 비틀강성은 입증된 다른 근사해법이나 물리적 실험에 의해 얻을 수 있다.

이러한 근사해법 중의 하나는 환산 단면에 기초를 두고 있다. 격자요소와 콘크리트 사이의 합성작용을 증가시키기 위하여, 톱니 또는 요철 모양의 돌기, 표면 모래코팅, 기타 다른 적당한 장치를 포함한 전단 전달장치를 사용할 수 있다.

만일 완전히 채워지거나 부분적으로 채워진 바닥판이 설계상 이들을 지지하고 있는 부재와 일체로 작용하는 경우, 합성단면에서 슬래브의 유효폭은 4.6.7.2의 규정을 따른다.

(2) 개단면 격자형 바닥틀

개단면 격자형 바닥틀은 용접이나 볼트 등으로 주부재에 연결시킴으로써 지지하고 있는 부재와 연결된다. 용접을 하는 경우, 주부재의 일방향으로 75 mm 길이 용접을 하거나 혹은 양방향 40 mm 용접을 한다.

저축되는 조항이 없으면, 개단면 격자형 바닥틀은 상세 범주 “E”용접으로 간주되며, 6.6의 규정이 적용된다.

차량하중에 직접 노출된 개단면 격자형 바닥틀의 끝 또는 단부는 마감봉 혹은 다른 효과적인 방법으로 지지한다.

(3) 완전히 채워지거나 부분적으로 채워진 격자형 바닥판

① 일반사항

이러한 바닥판들은 콘크리트가 완전히 또는 부분적으로 채워진 강재 격자형으로 구성된다.

6.14.5.2(1)은 완전히 채워진 또는 부분적으로 채워진 격자형 바닥판에 적용된다.

가능하다면, 40 mm 두께의 구조적 덧댐이 요구된다.

두 면 사이에서 전단을 전달하기 위해 완전히 채워지거나 또는 부분적으로 채워진 격자형은 용접이나 전달 연결재에 의하여 지지하고 있는 부재에 부착된다.

② 설계요구사항

콘크리트 채움재의 무게는 바닥판의 강재 부분이 지지한다고 가정한다. 변동 하중과 상시 하중은 합성 작용을 하는 격자봉과 콘크리트가 지지한다고 가정한다. 구조적 덧댐 부분은 합성형 바닥판의 구조적 일부분으로 작용한다고 본다.

③ 피로와 파괴한계상태

완전히 채워진 격자형 바닥판의 경우, 강재격자 요소들 간의 내부연결은 피로에 대하여 고려하지 않아도 된다.

부분적으로 채워진 격자형 바닥판의 경우, 콘크리트로 채워진 강재격자 부분의 내부연결은 피로에 대하여 고려하지 않아도 되지만, 콘크리트로 채워지지 않은 강재격자 요소들 간의 내부 연결 용접은, 반대 근거가 제시되지 않는 한, 상세범주 “E” 용접에 속하는 것으로 간주한다.

(4) 철근콘크리트 슬래브와 합성된 채워지지 않은 격자형 바닥판

① 일반사항

채워지지 않은 격자형 합성 바닥틀은 6.14.5.2(1)의 요구조항을 따르는 채워지지 않은 강재 격자형 구조체로 구성되며, 이는 채워지지 않은 강재 바닥판 위에 철근콘크리트 슬래브가 놓이는 형태를 갖는다. 전단연결재 또는 다른 유효한 방법을 사용하여 접촉면 사이에서 전단의 수평 및 수직 성분에 저항할 수 있어야 콘크리트 슬래브와 격자형 바닥판의 합성작용이 보장된다.

격자형 바닥판과 지지부재와의 합성작용은 역학적으로 전단연결재에 의해 보장된다.

다른 규정이 없다면 6.14.5.2(2)의 규정이 적용된다.

이러한 바닥판에서 불연속부분 및 시공 이음부는 최소화해야 한다.

② 설계

콘크리트 슬래브의 설계는 제5장의 규정을 따르며, 여기서 각 주응력 방향으로 한 층의 철근을 배열하는 조항은 예외로 한다.

콘크리트 슬래브와 강재 격자 구조 간의 접촉면은 6.10.7.4를 만족해야 한다.

③ 피로한계상태

6.14.5.2(2)의 피로 조항이 적용된다. 응력범위의 계산시 합성 철근콘크리트 슬래브도 포함된다.

6.14.5.3 직교이방성 강상판

(1) 일반사항

직교이방성 강상판은 세로리브와 가로보에 의해 지지되고 보강되는 바닥판으로 구성된다. 이 때 바닥판은 세로리브와 가로보의 플랜지로 작용하는 동시에 주형의 플랜지로도 작용한다.

보수·보강시, 직교이방성 바닥판이 이미 존재하는 가로보에 의해 지지되고 있는 경우에는 비록 가로보의 설계 시에 합성작용이 무시되었다고 할지라도, 가로보와 바닥판 사이의 연결은 완전히 일체가 되도록 설계해야 한다. 실제로 가로보와 주형사이의 합성작용을 증가시키는 적절한 연결이 요구된다.

(2) 차륜의 분포하중

바닥판에 작용하는 차륜하중은 접지 면적으로부터 바닥판의 중립면까지 모든 방향으로 45°의 분포를 갖는다고 가정한다. 타이어의 접촉면은 3.6.1.2(5)에 제시한 바와 같다.

(3) 포장

포장은 전체 직교이방성 바닥판 구조의 한 부분으로 취급되며, 바닥판의 상부에 접착해야 한다. 포장의 구조적 성질 및 접착성이 섭씨 -30° 에서 50° 범위에서 만족스럽게 작용한다면, 포장이 직교이방성 바닥판 부재들의 강성에 미치는 영향을 고려할 수도 있다. 만일 포장의 강성에 대한 영향을 설계에서 고려하는 경우, 요구되는 포장의 성질을 공사 계약서에 명시해야 한다.

예상되는 극한 사용온도 하에서 포장의 성질에 대한 고려와 함께 바닥판과 포장의 접촉면에서 또는 포장 내에서 하중의 영향이 검토해야 한다.

포장과 바닥판 사이의 장기적 합성거동은 정적 및 주기반복 하중시험을 통하여 입증해야 한다.

포장 자체와 포장의 바닥판 접착에 대한 설계를 하는 경우, 바닥판이 합성으로 설계되었는지 아니든지에 상관없이 포장이 바닥판과 합성으로 거동한다고 가정한다.

(4) 세부해석

직교이방성 바닥판에 있어서 하중의 영향은 제4장에서 규정된 등가 격자법, 유한대판법 또는 유한요소법과 같은 탄성해석에 의해 결정할 수 있다.

(5) 근사해석

① 유효폭

세로 리브와 같이 거동하는 바닥판의 유효폭은 4.6.7.4에 따라 결정된다.

② 개단면 리브를 갖는 바닥판

세로 리브는 가로보에 의해 지지되는 연속보로 해석될 수 있다.

지간이 4,500 mm를 넘지 않는 리브의 경우, 하나의 리브에 작용하는 차륜하중은 리브들에 의

해 고정지지 되는 연속 바닥판의 반력으로 구할 수 있다. 지간이 4,500 mm 이상인 경우, 차륜하중의 횡분배에 대한 리브 유연성의 영향은 탄성해석에 의해 구할 수 있다.

리브의 지간이 3,000 mm를 넘지 않는 경우, 하중의 영향을 계산하는 과정에서 가로보의 유연성이 고려해야 한다.

피로검토가 필요한 리브와 가로보 연결부의 국부응력은 상세해석으로부터 구한다.

③ 폐단면 리브를 갖는 바닥판

폐단면 리브가 있는 바닥판을 해석하기 위하여, 어느 정도 경험에 바탕을 둔 Pelikan-Esslinger 방법을 사용할 수 있다. 피로검토가 필요한 리브와 가로보 연결부의 국부응력은 상세해석으로 구한다. 지간이 6000 mm 보다 작은 폐단면 리브에 대한 하중의 효과는, 인접한 횡방향의 차륜하중의 효과를 무시하고, 오직 한 리브 위에 차륜하중을 재하시켜 계산할 수 있다.

지간이 6000 mm 이상의 폐단면 리브에 대한 하중의 효과는 인접한 횡방향의 차륜하중의 효과를 고려하여 적절히 보정해 주어야 한다.

(6) 설계

① 국부적인 효과와 전체적인 효과의 중첩

바닥판의 최대 하중효과를 계산하기 위해서, 국부적인 효과와 전체적인 효과의 조합을 6.14.3에 따라 결정해야 한다.

② 한계상태

직교이방성 바닥판은 다른 규정이 없으면, 모든 적용 가능한 한계상태에 대한 제6장의 규정들에 따라 설계한다.

사용한계상태에서, 바닥판은 2.5.2.6의 규정을 만족해야 한다.

국부 하중효과와 전체 하중효과와의 조합에 대한 극한한계상태는 6.14.3의 규정이 적용된다.

직교 이방성판의 좌굴 효과는 극한한계상태에 대하여 검토해야 하며, 좌굴을 제어할 수 없는 경우, 직교 이방성판의 저항은 단면의 어느 위치에서 항복강도에 도달하는 것에 근거한다.

피로한계상태에서, 하중으로 유발된 피로에 대해 6.6.1.2의 내용과 표 6.6.2가 적용되며, 6.14.5.3(7)의 세부 요구조건들과 함께 6.6.1.3(3)의 조항들이 뒤틀림으로 유발된 피로를 받는 요소에 적용된다.

(7) 세부 요구조건

① 판의 최소두께

바닥판의 두께는 14 mm 또는 리브 복부판의 간격 중 큰 것의 4% 보다 작아서는 안 된다.

② 폐단면 리브

폐단면 리브의 두께는 4.8 mm보다 작아서는 안 된다.

직교이방성 강상판의 단면 치수는 아래의 식을 만족해야 한다.

$$\frac{t_r a^3}{t_{d,eff}^3 h'} \leq 400 \quad (6.14.1)$$

여기서,

t_r = 리브 복부판의 두께(mm)

$t_{d,eff}$ = 6.14.5.3(3) 규정과 같이 표면의 강도효과를 고려한 바닥판의 유효두께(mm)

a = 리브 복부판 간격 중 큰 것(mm)

h' = 리브 복부판의 경사진 길이(mm)

폐단면 리브의 내부는 다음과 같이 밀봉해야 한다.

- 1) 리브와 바닥판 접촉부의 연속용접
- 2) 용접된 리브 덧판 부위의 용접
- 3) 다이어프램 부위에서 리브 끝단의 용접

폐단면 리브의 복부판과 바닥판 사이에서 80% 부분관통용접이 허용된다.

③ 직교이방성 판에서 금지된 용접

부착물, 설비 지지대, 계단 손잡이 혹은 전단연결재 등을 바닥판이나 리브에 용접하는 것은 허용되지 않는다.

④ 바닥판과 리브의 상세규정

표 6.6.2와 그림 6.14.3에 나타난 상세규정을 적용하여, 바닥판과 리브의 덧판을 고강도 볼트로 단단히 연결하거나 용접으로 연결해야 한다. 그림 6.14.3에 보인 바와 같이 리브를 가로보 복부판의 홈을 지나도록 연속적으로 설치한다. 그림 6.14.3에 표시한 상세부에 대해서는 다음 제작규정을 따라야 한다.

- a) 가로보 복부판의 절단 금지
- b) 용접시에는 돌림용접 사용
- c) 그라인딩에 의한 표면 다듬기
- d) 리브 하단까지 내부 다이아프램을 연결하지 않은 경우에는 최소 25 mm 확보
- e) 필릿용접만으로 표 6.6.2의 (10)항목에 규정된 강도조건을 만족시키기 어려운 경우에는 필릿용접과 그루브용접을 조합하여 용접한다.

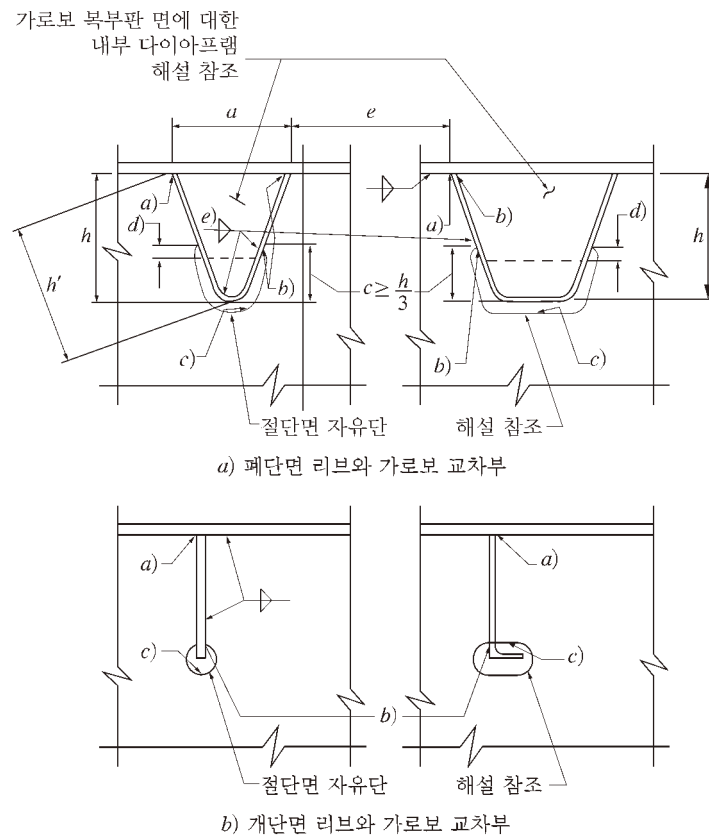


그림 6.14.3 직교이방성 판에 대한 상세 요구조건

6.14.6 콘크리트 바닥판

6.14.6.1 일반사항

(1) 최소 두께와 최소 피복두께

발주자에 의해 승인되지 않은 한, 콘크리트 바닥판의 최소두께는 바닥판의 흠집, 마모면 그리고 보호덮개를 제외하고 220 mm보다 작아서는 안 된다. 프리스트레스트 콘크리트 바닥판의 최소두께는 200 mm 이상이어야 한다.

최소 피복두께는 5.4절에 따라야 한다.

(2) 합성 작용

전단연결재는 6.10.7.4의 규정을 따른다.

(3) 사교의 바닥판

사교의 경사각이 25° 를 넘지 않는 경우 주철근은 경사 방향으로 배근할 수 있으며, 사교의 경사각이 25° 를 넘는 경우에는 주철근을 지지 부재에 수직으로 배근해야 한다.

(4) 단부지지

특별한 제한사항이 명시되지 않는 한, 교량 바닥판의 단부는 보강되거나, 보로 지지되거나 또는, 다른 구조부재로 보강해야 한다. 단부보나 다른 구조부재는 바닥판과 합성구조 또는 일체구조여야 한다. 단부보는 4.6.2절에 나타난 조향과 같이 바닥판의 유효폭이 고려된 보로서 설계해야 한다.

(5) 캔틸레버 바닥판의 설계

캔틸레버 바닥판은 3.6.1.3(4)와 방호울타리의 충격하중에 관련된 조향에 따라 설계해야 한다.

차량 충돌에 의한 난간기둥 또는 방호울타리의 바깥쪽 앞부리에서의 편칭전단 효과를 검토해야 한다.

6.14.6.2 경험적 설계

(1) 일반사항

6.14.6.2절의 규정은 주로 교축방향 부재들에 의해 지지되는 콘크리트 바닥판에 대한 경험적

설계방법에 대한 내용이며, 적용조건에 해당되지 않는 경우 이 장 이외의 어떤 항에도 적용할 수 없다.

양방향으로 같게 배근되는 교축방향 철근은 연속 구조물의 내부지점에서 발생하는 부모멘트를 저항할 수 있어야 한다.

(2) 적용

철근 콘크리트 바닥판의 경험적 설계방법은 6.14.6.2(4)절에 설명된 조건을 만족시키는 경우에 한하여 사용할 수 있다.

이 절의 조항들은 캔틸레버부에 적용될 수 없다.

캔틸레버 바닥판은 다음과 같은 하중에 대해 설계해야 한다.

- 1) 불연속 난간과 방호울타리를 가진 캔틸레버 바닥판은 단위폭에 대한 윤하중
- 2) 3.6.1.3(4)에 명시된 연속 방호울타리를 가진 캔틸레버 바닥판은 3.6.1.3(4)에 명시된 등가 선 하중
- 3) 부록13.2에 명시된 파괴 메카니즘을 사용한 충돌 하중

(3) 유효지간

경험적 설계법을 사용하여 바닥판을 설계할 때 바닥판의 유효지간은 다음과 같다.

- 1) 벽 또는 보와 일체로 된 바닥판의 경우 : 순지간
- 2) 강거더 또는 콘크리트 거더로 지지된 바닥판의 경우 : 상부플랜지 끝단 사이의 거리에 필릿을 고려하지 않은 복부판 한쪽면에서 플랜지 끝까지의 거리를 더한 거리

지지보의 간격이 일정하지 않는 경우에는 유효지간 $S_{effective}$ 는 그림 6.14.5에 나타난 바와 같이 두 위치에서의 바닥판 길이 중 큰 것으로 한다.

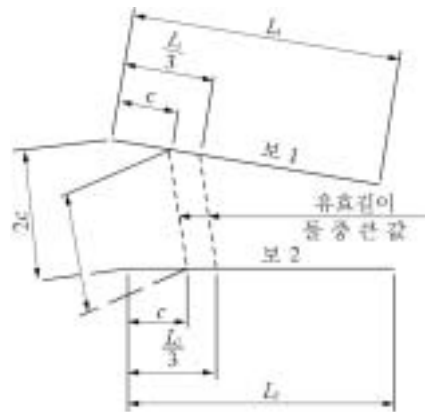


그림 6.14.5 지지보의 간격이 일정하지 않는 경우의 유효지간

(4) 설계 조건

이 절의 목적으로, 슬래브의 설계 두께는 바닥판의 흙집, 마모면, 그리고 마감층을 제외한 수치로 한다.

경험적 설계는 다음의 조건들을 모두 만족시키는 경우에만 사용할 수 있다.

- 1) 지점선의 단면에 가로보 또는 격벽이 사용된 경우
- 2) 따로 분리된 박스 거더와 같이 비틀림 강성이 큰 단면은 박스 사이의 중간격벽 간격이 8000 mm를 초과하지 않는 경우이며, 그렇지 않는 경우 박스단면 사이의 횡방향 휨에 대한 검토를 수행하여 필요시 추가 철근을 배근한다.
- 3) 지지부재들이 강재 또는 콘크리트로 된 경우
- 4) 콘크리트의 바닥판이 현장타설되고 습윤양생된 경우
- 5) 거더 플랜지부의 헌치와 국부적으로 두껍게 한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정한 경우
- 6) 바닥판의 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상이고 15 이하인 경우
- 7) 슬래브의 코아 두께는 150 mm 이상인 경우
- 8) 6.14.6.2(3)절에 명시된 유효지간은 3600 mm 이하인 경우
- 9) 보호면의 두께를 제외한 슬래브의 최소 두께는 240 mm 이상인 경우
- 10) 외측 거더 중심선에 내민부의 길이는 적어도 슬래브 두께의 5배 이상인 경우, 내민부의 길이가 슬래브의 두께의 적어도 3배 이상이 되고, 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호벽과 합성된 경우에도 적용 가능.

- 11) 콘크리트의 28일 압축강도는 27.0 MPa 이상인 경우
- 12) 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 합성거동을 하는 경우

경험적 설계법을 적용하기 위해서는 강합성 구조로된 연속보의 부모멘트부에는 전단 연결재를 600 mm 간격으로 적어도 2개 설치해야 한다. 또한 6.10.3절의 조향도 만족해야 한다.

(5) 철근 배근량

경험적 설계법으로 설계되는 콘크리트 바닥판은 4개 층의 철근이 등방향으로 배근된다. 철근은 콘크리트 피복두께의 요구조건이 허용하는 한도 내에서 바깥 표면에 가까이 배근한다. 철근은 슬래브 양면에 배근하며, 유효길이 방향으로 배근되는 철근이 가장 바깥쪽 층에 배근된다.

배근해야 되는 4개층의 최소철근량은 아래와 같다.

지간방향 : 하부철근량 = 콘크리트바닥판 단면의 0.3% 이상

상부 철근량 = 콘크리트바닥판 단면의 0.25% 이상

지간방향에 직각방향 : 하부철근량 = 콘크리트바닥판 단면의 0.3% 이상

상부 철근량 = 콘크리트바닥판 단면의 0.25% 이상

철근 간격은 100 mm 이상 또한 300 mm를 초과할 수 없다. 철근의 항복 강도는 400 MPa 이상이어야 한다.

모든 철근은 직선으로 연속적으로 배근해야 하며, 필요시 절곡 철근이 사용될 수 있다.

겹침 이음과 기계적 이음을 사용할 수 있다. 기계적 이음은 5.7.4절의 철근의 용접 또는 기계적 이음의 피로한계를 넘지 않는지 시험을 통해 검증받아야 한다. 도막철근의 이음은 도막에 손상이 가지 않는 형식의 이음방법을 사용해야 한다.

사교의 경사각이 25°를 넘는 경우, 바닥판의 단부 철근은 앞에 언급된 철근량의 2배를 배근한다. 즉, 6.14.6.2(3)절에 명시된 바와 같이 단부 끝단에서 바닥판 유효지간에 해당하는 위치까지 2배의 철근을 배치한다.

(6) 콘크리트 타설 후 거푸집을 제거하지 않는 시공

주름진 강재 거푸집으로 만들어진 바닥판인 경우, 슬래브의 설계두께는 최소 콘크리트 두께로 가정한다. 콘크리트 거푸집을 사용하는 바닥판의 경우 지간방향에 직각방향의 하부철근이 연속되면 경험적 설계법을 적용할 수 있다. 만약, 지간방향에 직각방향의 하부철근이 연속되지 않는 경우에는 휨설계 방법을 적용한다.

6.14.6.3 휨 설계

(1) 일반사항

이 절의 조항은 각 방향으로 2층씩 총 4개 층의 철근배근이 되어 있고, 6.14.6.1.(1)절을 따르는 콘크리트 바닥판에 적용된다.

(2) 배력철근

하부 배력철근은 정모멘트의 크기에 따라 설계된 주철근에 대한 백분율로 다음과 같이 배근된다.

1) 주철근이 차량진행방향에 평행한 경우	$1750/\sqrt{S} \leq 50\%$
2) 주철근이 차량진행방향에 수직인 경우	$3840/\sqrt{S} \leq 67\%$

여기서,

S = 6.14.6.2(3)절에 명시된 유효지간과 동등하다고 간주되는 유효지간 길이(mm)

6.14.6.4 존치 거푸집

(1) 일반

존치거푸집은 시공시 부하되는 하중 하에서 탄성적으로 거동하게 설계해야 한다. 시공하중은 거푸집과 콘크리트의 고정하중에 2.4×10^{-3} MPa을 더한 수치 이상으로 설계된다.

계수가 곱해지지 않은 시공하중에 대한 휨응력은 다음 수치를 초과할 수 없다.

- 1) 강재 항복강도의 75%, 또는
- 2) 압축을 받는 경우 콘크리트 28일 압축강도의 65%, 인장을 받는 프리스트레스 콘크리트 거푸집에 대해서는 콘크리트 인장강도의 65%

거푸집, 타설된 콘크리트와 철근의 고정하중에 의한 탄성 처짐은 다음 값을 넘지 않아야 한다.

- 1) 거푸집 지간이 3.0 m 이하일 때 거푸집 지간을 180으로 나눈 값으로 13 mm를 초과하지 못하며,
- 2) 거푸집 지간이 3.0 m 이상일 때 거푸집 지간을 240으로 나눈 값으로 20 mm를 초과하지 않아야 한다.

(2) 강재 거푸집

강재 거푸집은 연결부에서 역학적으로 서로 연결해야 하며 지지부에 단단하게 고정해야 한다. 계약문서에서 명기되지 않는 한, 강재 거푸집을 고정하기 위해서 지지부재에 용접을 허용하지 않는다.

강재 거푸집은 콘크리트 슬래브와 합성으로 고려하지 않는다.

(3) 콘크리트 거푸집

① 두께

콘크리트 거푸집은 콘크리트 바닥판 시공시 과도한 처짐이 발생하지 않는 충분한 강성이 확보해야 한다.

반두께(half-depth) 프리캐스트 존치 거푸집의 두께는 후 타설되는 콘크리트의 건조수축에 의한 균열발생을 감소시키기 위해 최종 슬래브 두께의 55%를 초과할 수 없고, 90mm 보다도 커야 한다.

다양한 형태의 콘크리트 거푸집의 경우 발주자의 승인을 득한 후 적용해야 한다.

② 철근배근

콘크리트 거푸집은 주철근 방향 또는 설계방향으로 프리스트레스될 수 있다. 프리캐스트 거푸집인 경우, 강선은 슬래브에 배근된 주철근으로 간주될 수 있다. 스트랜드의 전달 길이와 정착길이를 가설중 조건과 사용중 조건에 대해서 검토해야 한다. 프리캐스트 패널에서 사용되는 프리스트레싱 스트랜드 또는 철근은 패널 위의 현장타설되는 콘크리트 내부로 연장시킬 필요는 없다.

하부 배력철근을 배근하는 경우에는 패널의 바로 윗면에 배근할 수 있다. 상부 주철근 이음은 패널 연결부위에 위치해서는 안 된다.

스트랜드에 대한 콘크리트 피복 덮개는 20 mm 이상이어야 한다.

③ 크리프와 건조 수축 조절

현장타설 콘크리트를 타설하는 시점에서 패널 콘크리트의 재령은 프리캐스트 패널의 수축 및 크리프와 현장타설 콘크리트의 수축에 의한 차이가 최소로 되도록 해야 한다.

패널의 상부표면은 현장타설 콘크리트와의 합성이 잘되도록 표면 거칠기가 보장해야 한다.

④ 패널 설치

거푸집 패널의 단부는 연속적인 모르타르 기초 위에 지지되거나, 또는 가설 중에는 현장타설 콘크리트가 콘크리트 기초를 형성하기 위해 패널과 지지 구조 사이로 흘러가는 방식으로 지지해야 한다.

6.14.6.5 거더 위의 프리캐스트 바닥판 슬래브

(1) 일반사항

철근만 배근되거나 또는 프리스트레스트된 두 가지 종류의 프리캐스트 콘크리트 슬래브 패널을 사용할 수 있다. 마모, 흠집, 보호덮개층을 제외한 바닥 슬래브의 두께는 200mm 이상이어야 한다.

(2) 횡방향으로 연결된 바닥판

프리캐스트 패널들이 전단키에 의해 연결된, 힘에 불연속인 바닥판이 사용될 수 있다. 전단키와 전단키에 사용된 그라우트에 대한 설계는 발주자에 의해 승인해야 한다.

6.14.6.4(3)④절의 조항을 바닥판의 설계에 대해서 적용할 수 있다.

(3) 교축방향으로 포스트텐션된 프리캐스트 바닥판

프리캐스트 부재들은 보 위에 설치될 때, 교축방향 포스트텐션에 의하여 서로 연결된다. 최소 평균 유효긴장력은 1.7 MPa 이상이어야 한다.

프리캐스트 부재사이의 횡방향 연결부와 포스트텐션 덕트의 공간들은 24시간에 최소 압축강도가 35 MPa를 초과하는 무수축 그라우트로 채워야 한다.

전단 연결재 설치를 위한 전단연결부도 포스트텐션이 끝난 후에 같은 종류의 무수축 그라우트로 채워져야 한다.

6.14.6.6 세그먼트 공법으로 시공된 바닥판

(1) 일반사항

이 조항은 단면이 단일 또는 다중 상자로 구성된 포스트텐션된 이중합성거더의 상부 슬래브에 적용한다. 이 슬래브는 4.6.2절의 조항에 따라서 해석한다.

(2) 바닥판 연결부

프리캐스트 세그멘탈 교량의 바닥 연결부는 에폭시 접합 또는 현장타설 콘크리트로 연결한다. 건조 연결은 시공이음부로 수분과 염소이온 등의 침투로 강재의 부식이 쉽게 발생되기 때문에 실교량에 적용할 수 없다.

현장타설 콘크리트 연결시 콘크리트 강도는 프리캐스트 콘크리트의 강도 이상 이어야 한다. 현장타설 콘크리트 연결시 그 폭은 연결부에서의 철근배근 또는 덕트의 연결이 가능하게 해야 하며 어떠한 경우에도 300 mm보다 작아서는 안 된다.

6.15 구조형식

6.15.1 종로교와 하로교

종로교나 하로교의 주부재인 보나 주형은 횡변형을 방지하기 위하여 연결판이나 니브레이스(knee brace) 등으로 반드시 보강해야 한다. 연결판이나 니브레이스는 주부재 또는 가로보의 보강재에 연결된 복부판을 가지고 있어야 한다. 연결판의 설계는 6.15.2.8의 규정을 만족시켜야 한다.

6.15.2 트러스교

6.15.2.1 일반사항

트러스에는 경사진 교문구를 설치하고 각 격점은 횡방향으로 지지한다. 각각의 주트러스들은 전도를 방지하기 위하여 충분한 중심간 거리를 둔다.

트러스의 유효높이는 다음과 같이 정한다.

- 볼트연결인 경우 현재의 무게중심간 거리
- 핀연결인 경우 핀의 중심간 거리

6.15.2.2 트러스 부재

트러스 부재는 트러스의 중심면에 대하여 대칭되게 배치해야 한다.

압축현재는 가능한 한 접합부 없는 부재를 사용한다.

교변 응력을 받는 복부판재들의 단연결에서는 핀연결을 피한다.

대재(counters)는 사용하지 않는 것이 좋다.

6.15.2.3 2차 응력

2차응력이 작게 발생하게 해야 한다. 부재의 고정하중 모멘트에 의한 응력들과 또는 부재축선의 편심에 의한 응력을 고려해야 한다. 트러스의 뒤틀림 또는 가로보의 처짐에 의한 2차 응력은 뒤틀림 평면에 평행한 부재폭이 부재길이의 1/10보다 작을 경우에는 고려할 필요가 없다.

6.15.2.4 다이아프램

트러스의 다이아프램은 6.7.4.4에 따른다.

6.15.2.5 솟음

트러스의 솟음은 고정하중에 의한 처짐 이상이 되도록 한다.

트러스의 처짐을 계산할 때에는 부재의 전단면적을 사용하되, 유공판의 경우 구멍 중심간의 순체적을 구멍 중심간의 길이로 나눈 값을 유효단면적으로 하여 계산한다. 유공판의 설계는 6.8.5.2와 6.9.4.3(2)를 따른다.

6.15.2.6 부재축선(working line)과 도심축

트러스의 주부재는 가능하면 부재의 도심축이 단면의 중앙부에 위치하도록 설계한다.

비대칭 단면 압축부재는 고정하중휨에 대한 보정으로 편심을 주는 경우를 제외하고는 부재축선과 도심을 가능한 한 일치되게 한다. 두 개의 L형강으로 구성되는 하현재 또는 사재의 부재축선은 용접으로 맞대었을 경우에는 단면의 도심축으로, 그리고 볼트 연결인 경우에는 모서리에서 가장 가까운 종방향 볼트중심선으로 한다.

6.15.2.7 교문브레이싱과 수직브레이싱

(1) 일반사항

트러스에서는 수직브레이싱의 필요성을 검토해야 한다. 모든 한계상태에서 평형, 적합 그리고 안정조건이 만족된다면 중간 수직브레이싱을 고려하지 않는 해석도 타당하다고 보아도 된다.

(2) 하로교

하로교는 교문브레이싱을 설치하거나, 그렇지 않으면 브레이싱된 교문 없이도 트러스의 강도와 강성이 충분하다는 것이 입증해야 한다. 교문브레이싱이 사용된 경우에 단주와 상현재 플랜지에 강결된 이중평면형 또는 박스형이어야 하며, 여유공간이 허용하는 한 깊게 연결해야 한다. 만약 단일 2평면 교문이 사용되었다면 교문응력을 분포시키기 위하여 단주의 복부판사이에 다이아프램을 두어야하며 단주의 중앙 휨평면에 위치시켜야 한다.

브레이싱의 유무와 관계없이 교문은 상현재의 횡방향으로의 모든 반력을 받도록 하고, 단주는 이 반력을 트러스 받침부에 전달할 수 있도록 설계한다.

(3) 상로교

상로교는 단주가 이루는 면내에 수직브레이싱을 설치하거나, 그렇지 않으면 수직브레이싱이 없어도 트러스의 강도와 강성이 충분하다는 것이 입증해야 한다. 수직브레이싱은 트러스바닥틀로부터 전높이에 걸쳐서 설치한다. 단부 수직브레이싱은 상부에서 발생하는 모든 횡방향하중을 단주를 통하여 받침부에 전달시키는 데 적합하게 설계한다.

6.15.2.8 연결판

6.13.4와 6.13.5의 규정을 적용한다.

편연결 부재를 제외한 주부재의 연결에는 연결판을 사용한다. 각 부재들을 연결하는 볼트는 부재축에 가능한한 대칭이 되도록 배열하고 부재와 연결판의 접촉면 전체에 걸쳐 배치해야 한다.

설계휨하중 및 설계축방향하중의 조합으로 인한 최대응력은 전면적을 기준으로 할 경우 $\phi_v F_y$ 를 초과하지 못한다. 설계하중에 의한 단면의 최대전단응력은 순수전단인 경우 $\phi_v F_u / \sqrt{3}$ 으로 하고, 설계전단력을 전단을 받는 면적으로 나눠 구한 휨전단응력은 $\phi_v 0.74 F_u / \sqrt{3}$ 으로 한다.

연결판의 지지되지 않은 가장자리의 길이가 판두께의 $2.06(E/F_y)^{0.5}$ 배를 초과할 경우에는 가장자리를 보강해야 한다. 보강되거나 또는 보강되지 않은 연결판의 가장자리는 이상화된 기둥단면으로 보고 설계해야 한다.

6.15.2.9 종로교

종로교의 수직재와 가로보 그리고 그 부재들의 연결부는 각 트러스 상현재의 부재접합점에 작용하는 4.38 N/mm 이상의 횡방향력에 대하여 저항하도록 설계해야 한다.

이 횡방향력은 강도하중조합 I의 영구 하중으로 간주하여 구한 하중계수를 사용한다.
상현재는 부재접합점에 횡방향으로 탄성지지된 기둥으로 보아야 한다.

6.15.2.10 설계강도

인장부재의 설계강도는 6.8.2절의 규정을 따른다.

압축부재의 설계강도는 6.9.2절의 규정을 따른다.

부재의 공칭휨강도는 6.12절의 규정에 따라 산정되며, 그 부재들의 설계강도는 6.8.2.3절 또는 6.9.2.2절의 규정에 제시된 식을 만족시켜야 한다.

6.15.3 강바닥판

6.15.3.1 일반사항

이 규정은 보강된 강판을 바닥판으로 하는 강교의 설계에 적용한다.

강바닥판은 교량 상부구조의 일부분으로 간주하며 교량에 작용하는 전반적 하중을 분담한다.
교량의 주부재와 바닥판의 연결은 6.14.2.1절의 규정에 따라 설계해야 한다. 강바닥판 박스거더 교를 해석할 때는 단면 형상의 뒤틀림 변형을 고려해야 한다.

6.15.3.2 바닥판의 유효폭

4.6.7절의 규정을 적용한다.

6.15.3.3 전체 및 국부적 영향의 중첩

(1) 일반사항

바닥판에서 하중에 의한 최대효과를 산정할 때는 전체 및 국부적 영향이 중첩해야 한다.
이러한 하중효과의 조합은 동일한 형태 및 위치의 활하중에 대하여 계산한다.

(2) 전체인장을 받는 바닥판

전체인장, 국부휨 및 전체 전단력을 동시에 받는 바닥판은 다음을 만족해야 한다.

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_{ur}}{M_{rr}} \leq 1.33 \quad (6.15.1)$$

여기서,

$$P_u = A_{d,eff}(f_g^2 + 3f_{vg}^2)^{0.5} \quad (6.15.2)$$

여기서,

f_g = 바닥판의 전체 축방향 응력(MPa)

f_{vg} = 바닥판의 전체전단응력(MPa)

$A_{d,eff}$ = 종방향리브를 포함한 바닥판의 유효단면적(mm²)

P_r = 바닥판의 유효폭을 고려한 바닥판의 설계인장강도(N)

M_{ur} = 설계하중에 의한 종방향리브의 국부 휨모멘트(N·mm)

M_{rr} = 연단의 항복 도달을 기준으로 한 종방향 리브의 휨강도(N·mm)

(3) 전체압축을 받는 바닥판

종방향리브의 국부 휨압축력과 전체 압축력에 의한 전체적인 좌굴해석을 수행하지 않을 경우에는, 강바닥판의 유효폭을 포함하는 종방향리브를 가로보에 의해 단순지지된 기둥으로 설계해야 한다.

6.15.3.4 횡방향휨

가로보와 상판의 설계휨강도는 다음 조건을 만족해야 한다.

$$\frac{M_{fb}}{M_{rb}} + \frac{M_{ft}}{M_{rt}} \leq 1.0 \quad (6.15.3)$$

여기서,

M_{fb} = 설계하중에 의해 가로보에 작용되는 모멘트(N·mm)

M_{rb} = 가로보의 설계휨강도(N·mm)

M_{ft} = 인접리브로부터 전달되는 축중하중에 의한 바닥판의 횡방향 설계모멘트(N·mm)

M_{rt} = 인접리브로부터 전달되는 축중하중에 의한 바닥판의 횡방향 설계휨강도(N·mm)

가로보의 간격이 종방향리브의 복부판 간격의 3배 이상이 되는 형상을 가진 바닥판에서는 식 (6.15.3)의 2번째 항을 생략할 수 있다.

6.15.3.5 다이아프램

다이아프램 혹은 수직 브레이싱은 지점마다 설치해야 하며 횡방향력을 지점에 전달하고 횡방향 회전과 변위 그리고 뒤틀림에 견딜 수 있는 충분한 강도와 강성을 가지게 해야 한다. 중간다이아프램과 수직브레이싱은 거더의 해석결과에 따라 배치해야 하며 횡방향 뒤틀림에 견딜 수 있도록 충분한 강성과 강도를 가지게 해야 한다.

6.15.4 중복아치

6.15.4.1 처짐에 관한 모멘트 확대

모멘트 확대는 4.5.3.2절의 규정에 따라야 한다.

6.15.4.2 복부판의 세장비

아치리브 복부판의 세장비는 다음 식을 만족해야 한다.

$$\frac{D}{t_w} = k \sqrt{\frac{E}{f_a}} \quad (6.15.4)$$

여기서,

f_a = 설계하중에 의한 축방향응력(MPa)

k = 표 6.15.1에 규정된 보강재의 좌굴계수

표 6.15.1 아치의 보강재 세장비

조건	k	I_s
수평보강재가 없는 경우	1.25	—
수평보강재가 1단인 경우	1.88	$I_s = 0.75D_{tw}^3$
수평보강재가 2단인 경우	2.51	$I_s = 2.2D_{tw}^3$

보강재가 부착된 복부판 표면을 기준으로 한 보강재의 단면2차 모멘트는 표 6.15.1에 규정된 값 이상이어야 한다.

보강재의 폭-두께비는 다음 식을 만족해야 한다.

$$\frac{b}{t_s} \leq 0.408 \sqrt{\frac{E}{f_a + \frac{f_b}{3}}} \leq 12 \quad (6.15.5)$$

여기서,

f_b = 모멘트 확대계수를 고려한 설계하중에 의한 최대응력(MPa)

6.15.4.3 플랜지 좌굴

플랜지의 폭-두께비는 다음을 만족해야 한다.

- 복부판 사이에 있는 플랜지의 경우 :

$$\frac{b}{t} \leq 1.06 \sqrt{\frac{E}{f_a + f_b}} \quad (6.15.6)$$

- 복부판 외측 플랜지의 경우 :

$$\frac{b}{t} \leq 0.408 \sqrt{\frac{E}{f_a + f_b}} \leq 12 \quad (6.15.7)$$

6.16 말뚝

6.16.1 일반

말뚝은 모든 상재하중을 안전하게 지지할 수 있는 구조부재로 설계해야한다.

횡하중을 받는 연직말뚝 만으로 구성된 군말뚝의 경우, 말뚝의 구조해석시 10.7.3.11 조항에 규정된 바와 같이 흙-구조물 상호작용을 반드시 고려해야 한다.

6.16.2 구조적인 저항

극한한계상태의 저항계수 ϕ 는 6.5.4.2 조항에 규정된 값으로 한다. 말뚝 타입에 의해 손상을 입는 압축력을 받는 말뚝의 축력에 대한 저항계수는 손상을 받기 쉬운 단면에만 적용한다. 그러므로 휨하중 없이 압축력만을 받는 말뚝에 대한 0.50-0.70의 값을 가지는 축저항계수 ϕ_c 는 말뚝의 압축성능에만 적용한다. 저항계수 ϕ_c 값 0.70-0.80 그리고 ϕ_f 값 1.0은 압축과 휨에 대한 상관관계식에서 말뚝의 압축과 휨 저항에 각각 적용한다.

6.16.3 압축저항

6.16.3.1 축압축

압축하중을 받는 말뚝의 경우 설계압축강도 P_r 은 6.9.2.1절의 규정에 따라 결정하고, 저항계수 ϕ_c 는 6.5.4.2절에 규정한 값으로 한다.

6.16.3.2 축압축과 휨의 조합

축하중과 휨을 받는 말뚝은 6.9.2.2절에 따라 설계해야 한다. 이 때, 저항계수 ϕ_c 와 ϕ_f 는 6.5.4.2절에 규정한 값으로 한다.

6.16.3.3 좌굴

수중 또는 대기 중으로 연장된 말뚝의 안정문제는 6.9 조항에 규정된 바와 같이 검토해야 한다. 수중 또는 대기 중으로 연장된 말뚝은 지표면으로부터 적당한 높이에서 고정된 것으로 간주한다. 안정문제는 6.9절의 압축부재에 관한 규정에 따라 횡방향 비지지길이와 고정점까지의 매입 깊이를 합한 말뚝의 등가길이를 적용하여 검토한다. 고정점까지의 깊이는 경사말뚝에 대하여는 10.7.4.2절 그리고 수직말뚝에 대하여는 $P-\Delta$ 해석을 적용하여 구한다.

6.16.4 최대허용항타응력

두부 항타 강말뚝의 최대허용항타응력은 10.7.1.16절에 따라 정한다.

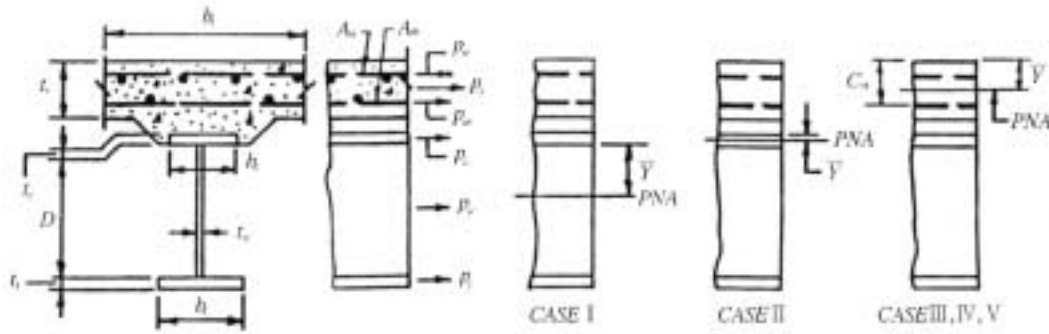
부록 A - 휨부재에 관한 기타공식

A6.1 소성모멘트

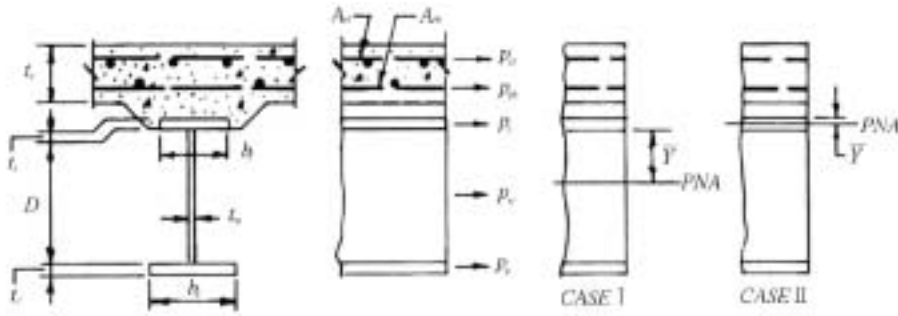
M_p 에 대한 공식에서 d 는 합력과 소성중립축간의 거리이다. 합력은 1) 플랜지와 슬래브의 중심점, 2) 복부판의 중간점, 3) 철근의 중심에 작용한다. 모든 합력, 치수 및 거리는 양의 값을 취한다. 소성중립축의 위치와 소성모멘트는 아래 표에 주어진 순서에 따라 검토한다. 즉, 소성중립축은 아래 표의 경우 I 부터 차례로 검토하여 합력조건을 맨 먼저 만족하는 경우에 해당된다.

표 A6.1.1 정모멘트 단면에 대한 $\bar{Y}$ 와 M_p

경우	소성중립축	조건	$\bar{Y}$ 와 M_p
I	복부판	$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[\frac{P_t - P_c - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D} \left[\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] +$ $[P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_{rt} d_{rb} + P_t d_t]$
II	상부플랜지	$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left[\frac{P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2t_c} \left[\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2 \right] +$ $[P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_{rt} d_{rb} + P_t d_t]$
III	슬래브 (P_{rb} 아래부분)	$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(t_s\right) \left[\frac{P_c + P_w + P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) +$ $[P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
IV	슬래브 (P_{rb} 부분)	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = c_{rb}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) +$ $[P_{rt} d_{rt} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
V	슬래브 (P_{rb} 위부분)	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(t_s\right) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t + P_{rt}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) +$ $[P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$

표 A6.1.2 부모멘트 단면에 대한 $\bar{Y}$ 와 M_p

경우	소성중립축	조건	$\bar{Y}$ 와 M_p
I	복부판	$P_c + P_w \geq P_t + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2} \right) \left[\frac{P_c - P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D} \left[\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] + [P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_t d_t + P_c d_c]$
II	상부플랜지	$P_c + P_w + P_t \geq P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2} \right) \left[\frac{P_w + P_c - P_{rt} - P_{rb}}{P_t} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_t}{2t_t} \left[\bar{Y}^2 + (t_t - \bar{Y})^2 \right] + [P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_w d_w + P_c d_c]$



여기서,

$$P_{rt} = F_{yrt} A_{rt}$$

$$P_s = 0.85 f_{ck} b_s t_s$$

$$P_{rb} = F_{yrb} A_{rb}$$

$$P_c = F_{yc} b_f t_b$$

$$P_w = F_{yw} D t_w$$

$$P_t = F_y t_b t_t$$

A6.2 합성단면의 항복모멘트

합성단면의 항복모멘트는 다음과 같다.

- 1) 콘크리트의 28일 압축강도의 75%가 발현되기 전에 작용 예상되는 모든 영구설계하중에 의한 모멘트를 계산하여 강재단면에 적용한다.
- 2) 나머지 설계고정하중에 의한 모멘트를 계산하여 장기합성단면에 적용한다.
- 3) 단기합성단면에서 한쪽 플랜지를 항복시킬 수 있는 추가 모멘트를 계산한다.
- 4) 항복모멘트는 총 영구하중에 의한 모멘트와 이 방법에 의해 결정된 추가 모멘트의 합이다.

이 과정을 식으로 표현하면 다음과 같다.

- 1) 다음 식으로부터 M_{AD} 를 구한다.

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT+}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

- 2) $M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$

여기서,

S_{NC} = 비합성 단면계수

S_{ST} = 단기합성 단면계수

S_{LT} = 장기합성 단면계수

M_{D1} , M_{D2} , M_{AD} = 단면에 작용하는 설계하중에 의한 모멘트

M_y 는 양쪽 플랜지에서 구한 최소값을 취한다. 특별한 규정이 없는 한 F_y 는 플랜지에 대한 값이고 단면계수는 플랜지의 외측 연단에 대한 값이다.

부록 B – 강교상부구조 설계순서

B6.1 일반사항

본 부록은 단순설계법에 의한 설계과정을 개괄적으로 설명하기 위함이다.

B6.2 고려사항

- A. 설계개념(1.3.1)
- B. 한계상태(1.3.2)
- C. 설계 및 위치(2.3)(2.5)

B6.3 상부구조설계

A. 형상선정

- 1. 교폭
- 2. 경간배치(2.3.2)(2.3.5)(2.5.5)(2.6)
- 3. 교량형식 선정 – I-거더 또는 박스거더

B. 단면선정 및 설계근거

- 1. I-거더
 - 일반사항(6.10.1)
 - (1) 탄성 또는 비탄성해석(6.10.4)
 - (2) 합성 또는 비합성(6.10.3)
 - (3) 균일재료 또는 비균일재료 단면(6.10.4.3(1))
- 2. 박스거더
 - a. 일반사항(6.11.1)
 - (1) 다박스거더(6.11.1.1)
 - (2) 단일 박스거더(6.11.1.2)
 - (3) 직교이방성 바닥판(6.15.3)
 - b. 세부요구조건
 - (1) 복부판 보강재(6.11.3.1)

- (2) 압축플랜지 보강재(6.11.3.2)
- (3) 플랜지-복부판 연결(6.11.4)
- c. 시공성(6.11.5)

C. 철근콘크리트 바닥판 설계

1. 바닥판 슬래브(4.6.2.1)
2. 최소두께(6.14.6.1(1))
3. 경험적 설계법(6.14.6.2)
4. 전통적 설계법(6.14.6.3)
5. 스트립법(4.6.2.1)
6. 활하중재하(3.6.1.3.3)(4.6.2.1.5)
7. 철근배근(6.14.6.3(2))
8. 외팔보부 설계(A13.4)(3.6.1.3.4)
9. 부모멘트부 배근(6.10.3.7)

D. 저항계수 선정

- 극한한계상태(6.5.4)

E. 하중보정계수 선정

1. 연성도(1.3.3)
2. 여용성(1.3.4)
3. 공용중 중요도(1.3.5)

F. 하중조합 및 하중계수 선정

1. 극한한계상태(6.10.4 및 6.11.2)
2. 사용한계상태(6.10.5 및 6.11.7)
3. 피로 및 파괴한계상태(6.6)

G. 활하중효과 계산

1. 활하중선정(3.6.1) 및 차선수(3.6.1.1)
2. 동시재하(3.6.1.1.2)
3. 동적하중계수(3.6.2)
4. 모멘트 분배계수(4.6.2.2.2)

- a. 콘크리트바닥판 내측보(4.6.2.2.2b)
- b. 외측보(4.6.2.2.2d)
- c. 사교(4.6.2.2.2e)
- 5. 전단 분배계수(4.6.2.2.3)
 - a. 내측보(4.6.2.2.3a)
 - b. 외측보(4.6.2.2.3b)
 - c. 사교(4.6.2.2.3c 및 표 4.6.2.2.3c-1)
- 6. 풍하중효과(4.6.2.7)(6.10.3.5)
- 7. 하부구조반력(3.6)

H. B6.3F의 기타하중에 의한 하중효과 계산

I. 단면설계 - I-거더의 경우

- 1. 복부판 휨이나 전단에 의한 피로에 대한 D_c/t_w 검토(6.10.6)
- 2. 휨설계
 - a. 재하 및 타설순서 고려(6.10.3.2)
 - b. 유효플랜지폭 계산(4.6.2.6)
 - c. 단면조밀성 검토
 - (1) 조밀단면의 휨강도
 - (a) 복부판 세장비(6.10.4.1(2))
 - (b) 플랜지 세장비(6.10.4.1(3))
 - (c) 플랜지 브레이싱(6.10.4.1(7))
 - (d) 휨강도계산(6.10.4.2(1))(6.10.4.2(2))
 - (e) 정모멘트 연성도 검토(6.10.4.2(2)②)
 - (2) 비조밀단면의 휨응력한계
 - (a) 복부판 세장비(6.10.2.2)
 - (b) 플랜지 세장비(6.10.4.1(4))
 - (c) 플랜지 브레이싱(6.10.4.1(9))
 - (d) 하중저감계수(6.10.4.3(2))
 - (e) 강도계산(6.10.4.2(4))
- 3. LTB의 휨응력(6.10.4.2(5))(6.10.4.2(6))
- 4. 전단설계
 - a. 비보강 복부판(6.10.7.2)
 - b. 보강 복부판(6.10.7.3)

- (1) 운반을 위한 최소치 규정(6.10.7.3(2))
 - (2) 균일단면(6.10.7.3(3))
 - (3) 합성단면(6.10.7.3(4))
- c. 보강재 설계(6.10.8)
 - (1) 중간수직보강재(6.10.8.1)
 - (2) 지점부보강재(6.10.8.2)
 - (3) 종방향보강재(6.10.8.3)
- d. 전단연결재(6.10.7.4)
 - (1) 피로강도(6.10.7.4(2))
 - (2) 극한한계상태(6.10.7.4(4))
 - (3) 상세(6.10.7.4(1))(6.10.7.4(3))
- 5. 시공성
 - a. 일반사항(6.10.2)
 - b. 휨(6.10.3.2(2))
 - c. 전단(6.10.3.2(3))
- J. 치수 및 상세 조건
 - 1. 재료두께(6.7.3)
 - 2. 처짐(2.5.2.6.2)
 - 3. 볼트연결(6.13.2)
 - a. 최소설계강도(6.13.1)
 - b. 순단면(6.8.3)
 - c. 볼트간격(6.13.2.6)
 - d. 마찰이음강도(6.13.2.2)(6.13.2.8)
 - e. 전단강도(6.13.2.7)
 - f. 지압강도(6.13.2.9)
 - g. 인장강도(6.13.2.10)
 - 4. 용접상세(6.13.3)
 - 5. 다이아프램 및 수직브레이싱(6.7.4)
 - 6. 수평브레이싱(6.7.5)
 - 7. 연결판(6.13.6)
 - 8. 피로 및 파괴 여부(6.5.3)

제7장 하부구조

제7장 하부구조

7.1 개요

이 장의 규정들은 확대기초, 타입말뚝, 현장타설말뚝, 교대 및 옹벽의 설계에 적용한다. 하중, 하중계수, 저항, 저항계수, 그리고 통계적 신뢰도 간 상호 조합을 포함하는 확률론적 LRFD 개념은 여기서 규정된 사항 이외의 저항을 계산하는 과정에도 적용될 수 있다. 지역 특성에 적합하고 일관된 신뢰성 이론을 통해 계수의 통계적 특성이 고려된 경우 발주처와 협의한 경우에는 다른 방법을 적용할 수 있다. 여기에서 다루고 있지 않는 형식의 구조물에 대해서는 별도의 연구 또는 검증을 거쳐 적용할 수 있다.

이 내용들은 AASHTO LRFD Specifications(2004년, 3판)을 기본으로 하고 있으며, 저항계수를 포함한 일부내용들은 같은 기준 4판(2007년)을 준용하였다. 지반공학 분야에서 한계상태설계법의 적용은 외국에서도 아직 관련 연구가 진행 중임을 감안하여 활용하도록 한다.

7.2 용어정의

강성 중력식 및 반중력식(재래식) 옹벽

– 옹벽 자체의 자중이나 옹벽 바닥면 위에 위치하는 흙의 무게로 토체에 대한 수평 지지와 옹벽의 안정성을 확보하는 구조물. 실무에서는 강성 중력식 옹벽과 반중력식 옹벽의 다른 형태들이 사용될 수 있으며, 그 내용은 다음과 같음.

- 중력식 옹벽 – 전체의 안정을 위하여 돌이나 콘크리트 석축 그리고 그 위에 위치하는 흙무게에 전적으로 의존함. 온도변화로 인한 옹벽 표면의 균열을 방지하기 위하여 표면 가까이에 철근을 배근함.
- 반중력식 옹벽 – 중력식 옹벽보다 벽체의 두께가 다소 얇으며, 벽체 내부에 연직방향으로 철근을 배근해야 하고, 기초와 연결되는 다우얼(dowel)을 설치해야 함. 콘크리트 표면 가까이에는 온도변화에 대비한 철근을 배근함.

- 캔틸레버 옹벽 - 콘크리트 벽체와 콘크리트 바닥 슬래브로 이루어지는데, 이들의 두께가 상대적으로 얇은 만큼 그에 작용하는 모멘트나 전단에 대해 저항할 수 있도록 충분한 철근 보강이 필요함.
- 부벽식 옹벽 - 연직 슬래브나 부벽을 얇은 콘크리트 전면판 슬래브의 안쪽에 일정한 간격으로 직각되게 설치하여 지지하는 옹벽. 전면판 슬래브와 부벽은 바닥면 슬래브에 연결되고, 바닥면 슬래브 위와 부벽 사이의 공간은 흙으로 뒤채움 함. 모든 슬래브는 충분히 철근 보강해야 함.

경사말뚝	- 수평 하중에 대한 저항성을 크게 하기 위해서 경사지게 설치한 말뚝
과압밀비(OCR, over consolidation ratio)	- 현재의 유효연직응력에 대한 선행압밀압력의 비
교각	- 교량의 상부 구조물과 기초 사이에 위치한 하부구조의 한 부분으로서 다양한 형태를 가짐
교대	- 교량의 양단에 위치하고 도로와 교량을 접속시키며 상부구조물의 하중 및 배면의 토압을 지지하는 구조물
기성 모듈식 옹벽	- 목재, 철근 콘크리트 또는 강재로 만든 상자에 흙을 채워 중력식 옹벽과 같이 토압에 저항하도록 만든 옹벽
기초 길이	- 평면으로 본 기초 형상 중에서 긴 쪽의 길이
기초 폭	- 평면으로 본 기초 형상 중에서 짧은 쪽의 길이
깊은기초	- 선단지지, 부착력(또는 마찰력) 또는 두 가지 성분 모두에 의해 일정심도의 흙이나 암반층으로 하중을 전달함으로써 구조물을 지지하는 기초
단일현장타설말뚝(pile bent)	- 캡 없이 기둥과 일체로 연결한 말뚝
단층경면(slikensides)	- 전단변위에 의해 형성된 점성토나 암체 내부에 존재하는 광택이 나고 매끄러운 면
마찰말뚝	- 말뚝 주변에 발생하는 흙의 마찰저항력을 위주로 하중을 지지하는 말뚝
말뚝	- 지중에 전부 혹은 일부가 관입된 기둥형 깊은기초로서, 타격, 천공, 진동, 압입 등의 방법으로 설치함. 주변과 선단하부 흙이나 암반층으로 하중을 전달함으로써 구조물을 지지함.
말뚝슈	- 말뚝을 매우 조밀한 지반에 타입할 때 말뚝선단의 파손을 방지하거나 말뚝의 관입력을 높이기 위해서 말뚝선단에 부착하는 금속 조각
모듈	- 콘크리트 또는 강재 등으로 미리 제작한 상자형 부재
보강토 옹벽	- 뒤채움흙 속에 설치되는 띠, 격자 형상의 금속재 또는 합성섬유재로 된 보강재와 연직 방향으로 설치되는 전면판 요소로 구성된 옹벽
복합기초	- 두 개 이상의 기둥을 한 개의 단위로 묶은 기초

비중력식 캔틸레버 옹벽	- 옹벽의 연직벽체부재의 지중 근입에 의한 수평 저항과 전면 벽체 부재에 의한 토류 작용을 하는 옹벽. 연직 벽체부재는 말뚝, 현장타설말뚝, 또는 오거타설말뚝을 일정한 간격으로 설치하고 그 사이를 흙막이판, 패널 또는 숏크리트와 같은 구조적인 전면판 요소로 설치한 비연속식 부재와 연직 벽체부재와 전면판 요소가 하나인 널말뚝, 지중연속벽, 연속식말뚝(tangent pile), 또는 연속식현장타설말뚝(tangent drilled shaft) 등과 같은 연속식 부재로 나눔
선단지지말뚝	- 주로 말뚝선단의 저항력으로 지지하는 말뚝
암질지수(RQD, rock quality designation)	- 암반시추로 회수한 암석코어 중에서 10 cm 이상인 코어편 길이의 합을 총시추 길이로 나누어 백분율로 나타낸 값
앵커설치 옹벽	- 구성 요소는 비중력식 캔틸레버 옹벽과 같지만 한 개 이상의 앵커를 설치하여 횡방향 지지력을 추가로 확보하는 옹벽
얕은기초	- 얕은 심도의 흙이나 암반에 직접 하중을 전달하여 구조물을 지지하는 기초
유효응력	- 흙 입자간의 접촉으로 전달되는 응력으로서, 일반적으로 전응력에서 간극수압을 뺀 값.
전응력	- 지반 속 임의면상에 작용하는 유효응력과 간극수압의 합
파이핑	- 지하수 침투에 의해 유발되는 흙의 진행성 침식 현상
현장타설말뚝	- 지중에 전부 혹은 일부 관입된 깊은기초로서 굴착공에 철근 또는 무근 콘크리트를 타설하여 시공하며, 말뚝 주변과 선단하부 지반에 하중을 전달함
확대기초	- 얕은기초의 대표적인 종류로서, 상부구조로부터 하중을 전달하는 기둥이나 벽의 하부에 지반과 직접 접하는 부분을 확대시켜 설치한 기초

7.3 기호

각 기호 설명 뒤에 나타낸 단위는 이 시방서에서 제안하는 단위이다. 구하고자 하는 값과 차원이 같은 다른 단위를 사용할 수도 있다.

A	= 편심하중을 받고 있는 기초의 탄성 침하량 결정을 위한 유효면적(mm ²)
A_c	= 보강재의 표면(mm ²)

A_p	= 말뚝선단의 면적 또는 현장타설말뚝의 바닥면 면적(m^2)
A_s	= 말뚝의 외주면적(m^2)
A_u	= 종모양으로 선단확대된 현장타설말뚝의 인발면적(m^2)
a_{si}	= 고려하고자 하는 지점의 말뚝 둘레(m)
B	= 기초의 폭(m); 무리말뚝의 폭(m); 옹벽 기초의 폭(m)
B'	= 유효 말뚝 폭(m)
b	= 보강의 단위 폭; 상자모듈의 폭(m)
b_f	= 적용된 기초 하중의 폭(m)
C	= 전반적인 보강 표면적 형상계수
C_{ae}	= 불교란 시료의 실내압밀시험으로 측정한 이차압축침하계수
C_c	= 간극비로 정의한 압축지수
C_{ce}	= 변형률로 정의한 압축지수
C_r	= 간극비로 정의한 재압축지수
$C_{r\epsilon}$	= 변형률로 정의한 재압축지수
C_o	= 암석의 일축압축강도(MPa)
CPT	= 콘관입시험
CR_{cr}	= 접합부에서 감소되는 극한강도를 고려하기 위한 장기 접합 강도 감소계수
C_u	= 균등계수
c_v	= 압밀계수(mm^2/yr)
C_{w1}, C_{w2}	= 지하수 효과를 고려하기 위한 무차원 보정계수
c	= 흙의 점착력(MPa); 비배수 전단강도(MPa)
c_q, c_γ	= 흙의 압축성 계수
c_1	= 그림 7.6.8에 제시된 상부층의 비배수 전단강도(MPa)
c_2	= 하부층의 전단강도(MPa)
c^*	= 관입 전단 파괴에서의 감소된 점착력(MPa)
D	= 말뚝 폭 또는 직경(m); 현장타설말뚝의 직경(m); 연직요소의 설계 근입 깊이(m); 철근이나 와이어의 직경(m)
D'	= 무리말뚝의 유효깊이(m)
D^*	= 부식 손실로 수정된 철근 혹은 와이어의 직경(m)

D_b	= 지지층내의 말뚝관입깊이(m)
D_f	= 지표면에서 기초의 바닥면까지로 계산되는 기초의 근입깊이(m)
D_i	= 고려하고자 하는 지점에서의 말뚝의 폭이나 직경(m)
D_p	= 현장타설말뚝 선단의 직경(m); 종모양 선단확대부의 직경(m)
D_s	= 말뚝이 암반에 관입됐을 때의 관입직경 (m)
D_w	= 지표면으로부터의 지하수위 깊이 (m)
D_{60}/D_{10}	= 입도분포곡선에서 통과중량백분율 60%와 10%의 입경비로 정의되는 흙의 균등계수
d	= 암반에서 말뚝의 선단지지력을 산정하기 위한 무차원 깊이계수; 앵커 천공경의 지름(m); 횡방향 벽체 변위(m)
d_q	= 깊이 계수
E_c	= 콘크리트의 탄성계수(MPa); 사용 수명 후의 금속보강재의 두께(mm)
E_i	= 무결암의 탄성계수(MPa)
E_m	= 추정 암반 탄성계수(MPa)
E_n	= 시공 당시 강재보강재의 공칭두께(mm)
E_o	= 무결암 탄성계수
E_p	= 말뚝 탄성계수(MPa)
E_s	= 지반 탄성계수(MPa); 사용수명 동안 균등하게 부식될 것으로 예상되는 강재의 부식두께(mm)
e	= 기초의 중심선으로부터의 하중의 편심(mm)
e_B	= 기초의 폭에 평행한 하중의 편심(mm)
e_L	= 기초 길이에 평행한 하중의 편심(mm)
e_0	= 초기 유효연직응력에서의 간극률
F_r	= 대구경 현장타설말뚝의 선단지지 저감계수
F_T	= 주동 토압의 합력(N/mm)
F_y	= 강재의 최소 항복 강도(MPa)
F^*	= 철근 인발 마찰계수
f'_c	= 28일 콘크리트 공시체의 표준압축강도
f_s	= CPT로부터 측정된 콘주면마찰력(MPa)
f_{si}	= 고려하고자 하는 지점에서 CPT로 구한 단위 국부 주면마찰력(MPa)
g	= 중력가속 (m/sec ²)

G_u	= 횡방향 요소 피복 블록 단위의 전면으로부터 측정한 골재성토를 포함한 무게중심으로부터의 거리(mm)
H	= 경사하중의 수평성분(N); 말뚝선단에서 부터 최저층의 상한선까지의 거리(mm); 옹벽의 높이(mm)
H_c	= 압축성 토층 깊이(mm)
H_d	= 압축성 토층 최대 배수 길이(mm)
H_h	= 부분 전면판의 힌지 높이(mm)
H_s	= 경사진 지반의 높이(mm); 말뚝 또는 현장타설말뚝 선단부의 암반 관입깊이(mm)
H_{s2}	= 기초 바닥면에서 두 번째 층 상부까지의 거리(mm)
H_u	= 분절로 이루어진 전면판 블록 유닛 높이(mm)
H_1	= 옹벽의 등가높이(mm)
h	= 지표면과 옹벽 바닥면 사이의 수직거리(mm)
h_i	= 고려 지점에서의 길이 간격(mm); i번째 보강재로 수평하중을 분담하는 보강된 토 체 영역의 높이(mm)
I	= 무리말뚝의 유효근입심도에 대한 영향계수
I_p	= 기초의 강성과 폭을 고려한 영향 계수; 말뚝의 관성모멘트(mm ⁴)
i_b	= 옹벽 배면 흙의 기울기(°)
i_q, i_γ	= 하중경사계수
K	= 하중전이계수
K_b	= 공내재하시험으로부터 얻은 암반의 지지계수
K_c	= 점성토에서 주면 마찰력에 대한 보정계수
K_e	= 탄성계수 수정비
K_s	= 사질토에서의 주면 마찰력에 대한 보정계수
K_{sp}	= 무차원 지지력계수
k	= 그림 7.6.10에서의 경험적 지지력계수
K_a	= 주동토압계수
K_{af}	= 뒤채움재의 주동토압계수
k_r	= 보강채움재의 수평토압계수
L	= 기초 길이(m); 연직부재간 또는 전면판 요소 지지대간의 간격; 보강토 옹벽과 그 기초의 보강요소의 길이(m)
L'	= 기초의 유효길이(m)
L_a	= 주동영역에서의 보강재 길이(mm)

L_b	= 앵커 접합길이(mm)
L_e	= 저항 영역에서의 보강재 길이(mm)
L_f	= 주면 마찰력 측정시 고려되는 점까지의 깊이(m)
L_i	= 고려하고자 하는 지점에서 길이 간격의 중간까지 깊이(m)
LL	= 흙의 액성한계
$MARV$	= 최소평균 물 값 (7.13.6.4(3)②)
M_{max}	= 연직벽체부재나 전면판에 발생하는 최대모멘트(N-mm, N-mm/mm)
N	= 표준관입시험 타격횟수(타/300mm)
$\bar{N}$	= 말뚝 주면부의 보정하지 않은 평균 SPT 타격횟수(타/300mm)
N_c, N_q, N_γ	= 지지력계수
$N_{cm}, N_{qm}, N_{\gamma m}$	= 수정 지지력계수
N_{corr}	= 보정한 SPT 타격횟수(타/300mm)
$\bar{N}_{corr}$	= 보정한 SPT 타격횟수의 평균값(타/300mm)
N_m	= 지지력계수
N_{ms}	= 암석 계수
N_u	= 종모양 선단확대부의 인발 점착력계수
N_{rm}	= 수정 지지력계수
N_1	= 근입깊이에 대해서 보정된 SPT 타격횟수(타/300mm); 지표면과 지표면 아래 8D 점 사이의 간격 수
N_2	= 지표면 아래 8D점과 말뚝의 선단사이의 간격 수
n_h	= 깊이에 따른 지반 탄성계수 증가율 (MPa/mm)
P_b	= 상자모듈 내부의 압력 (MPa)
P_H	= 토압의 수평성분(N/mm)
P_i	= i번째 보강재에서 보강토로 전달되는 옹벽의 mm당 수평력(N/mm)
P_L	= 소성한계
P_r	= 보강재 단위폭 당 극한 인발저항력(N/mm)
P_v	= 토압의 연직성분(N/mm)
P_v'	= 독립된 직사각형 기초의 하중 또는 점하중(N)
p	= 고려하고자 하는 벽체의 단면에 작용하는 토압, 상재하중, 수압을 고려한 평균수 평압력(MPa)

p_L	= 공내재하시험 결과로부터 구한 한계압력(MPa)
p_o	= 공내재하시험이 시행되는 심도에서의 총수평압력(MPa)
p_1	= 말뚝기초 바닥면의 위, 아래로 각각 직경의 2배 거리에서 실시한 공내재하시험의 평균값으로부터 결정된 한계 압력(MPa)
Q_{ep}	= 구조물의 설계수명동안 발휘되는 흙의 수동저항력(N)
Q_g	= 무리말뚝의 공칭저항력(N)
Q_L	= 외말뚝의 공칭 수평지지력(N)
Q_{Lg}	= 무리말뚝의 공칭 수평지지력(N)
Q_n	= 공칭 저항력(N); 공칭 앵커저항력(N)
Q_p	= 말뚝선단에서 지지하는 공칭하중(N)
Q_R	= 계수를 적용한 저항력(N), 설계 앵커저항력(N)
Q_s	= 말뚝 주변부에서 지지하는 공칭하중(N)
Q_{sbell}	= 종모양 선단확대말뚝의 공칭 인발저항력(N)
Q_{SR}	= 암반에 근입된 현장타설말뚝의 공칭 주변마찰력(N)
Q_{ug}	= 무리말뚝의 공칭 인발저항력(N)
Q_{ult}	= 전체 공칭지지력(N)
Q_τ	= 기초와 흙 사이의 최대 전단저항력(N)
q	= $2 D_s/3$ 에 작용하는 순 기초압력(MPa)
q_c	= 정적 콘저항력(MPa); 등가기초 하부 심도 B 이상 되는 지점에서의 평균 콘관입 저항력(MPa)
q_{c1}	= 말뚝 선단 하부 yD 위치에서의 최소 평균 정적콘저항력(MPa)
q_{c2}	= 말뚝 선단 상부 $8D$ 위치에서의 최소 평균 정적콘저항력(MPa)
q_l	= 한계선단지지력(MPa)
q_{max}	= 기초 바닥면에 작용하는 최대단위토압(MPa)
q_n	= 공칭지지력(MPa)
q_o	= 재하면적 저부의 수직응력(MPa)
q_p	= 공칭 단위 선단지지력(MPa)
q_{pr}	= 감소된 공칭 단위 선단지지력(MPa)
q_R	= 계수를 적용한 지지력(MPa)

q_s	= 단위 전단 저항력(MPa); 공칭 단위 주변마찰력; 상재응력(MPa)
q_{sbell}	= 종모양 선단확대 현장타설말뚝의 공칭 단위 인발저항력(MPa)
q_u	= 압 코어의 평균 일축압축강도(MPa)
q_{ult}	= 공칭지지력(MPa)
q_1	= 위층이 무한이 두껍다는 가정 하에 2층 구조 지반의 위층이 지지하는 기초의 극한 지지력(MPa)
q_2	= 2층 구조지반의 아래층에 의해서 지지되는 실제 기초와 모양과 크기가 같은 가상 기초의 극한 지지력(MPa)
R	= 옹벽 바닥면에서의 합력(N/mm)
R_{BH}	= 바닥 융기율
R_c	= 보강재 피복율
R_i	= 경사하중의 영향에 대한 무차원 감소계수
RF	= 설치시 피해, 크리프 및 합성섬유 보강재의 생화학적 노화 때문에 발생하는 장기간 퇴화를 고려한 저항계수
RF_C	= 합성섬유 보강재와 전면판 접합부의 장기 퇴화를 고려한 저항계
RF_{CR}	= 보강재의 장기 크리프 파단을 방지하기 위한 저항계수
RF_D	= 생화학적 퇴화에 의한 보강재 파단을 방지하기 위한 저항계수
RF_{ID}	= 보강재의 시공 중 피해 가능성을 고려한 저항계수
r	= 원형 기초의 반지름 또는 정사각형 기초의 $B/2$ (mm)
r_0	= 기초 바닥에서의 초기 전체 수직압력(MPa)
S_c	= 압밀침하량(mm)
S_e	= 탄성침하량(mm)
S_h	= 보강재의 수평간격(mm)
SPT	= 표준관입시험
S_s	= 이차압축침하량(mm)
S_t	= 가로 격자요소 사이의 간격(mm)
S_u	= 비배수 전단강도(MPa)
$\overline{S_u}$	= 말뚝 전체길이에 대한 평균 비배수 전단강도(MPa)
S_v	= 보강재의 연직간격(mm)

s_c, s_q, s_γ	= 형상 계수 (7.6.3.1(2b))
s_d	= 불연속면의 간격(mm)
T	= 시간계수
T_{ac}	= 보강재와 전면판 접합부의 공칭 장기설계강도(N/mm)
T_{al}	= 공칭 장기간 설계강도(N/mm)
T_{crc}	= 일련의 장기 연결 크리프 시험으로부터 만들어진 응력-파단 포락선에서 설계수명에 의해 결정되는 단위 보강폭 당 감소된 크리프 연결강도(N/mm)
T_{lot}	= 연결강도 시험을 위해 사용된 보강재 구획에 대한 단위 보강폭 당 극한광폭인장강도 (ASTM D4595 또는 D6637) (N/mm)
T_{max}	= 보강재에 작용하는 힘(N/mm)
T_{total}	= 벽체 단위길이당 보강재에 작용하는 총 하중(N/mm)
T_{ult}	= 보강재 극한인장강도(N/mm)
$T_{ultconn}$	= 단위 보강재 길이 당 극한접합강도(N/mm)
T_0	= 보강재/전면판 접합부에서의 설계 인장하중(N/mm)
t	= 주어진 1차원 압밀 침하가 발생하는 데까지 걸리는 시간(yr.); 가로축 요소의 두께 (mm)
t_d	= 불연속면의 폭(mm)
t_1, t_2	= S_s 를 결정하기 위한 임의의 시간 간격(yr.)
V	= 경사하중의 수직성분(N)
V_1	= 흙 상재하중을 배제한 벽체 뒷굽에 의해 전달되는 흙 하중(N/mm)
V_2	= 벽체 뒷굽 직상부의 흙 상재하중(N/mm)
W_g	= 흙, 말뚝 그리고 말뚝 캡으로 이루어진 복합체의 무게(N)
W_u	= 매트 폭(mm)
W_1	= 벽체 몸체 무게(N/mm)
W_2	= 벽체 바닥부의 무게(N/mm)
X	= 무리말뚝의 폭(mm)
x	= 연직지지부재 사이의 간격(mm)
Y	= 무리말뚝의 길이(mm)
Z	= 말뚝의 총 근입길이(mm); 옹벽의 유효상단 밑으로 깊이 또는 보강재까지 깊이 (mm)
Z_p	= 인발력 산출을 위한 저항 영역 초기에서 보강층 흙 심도(mm)

z	= 지표로부터 깊이(mm)
α	= S_u 에 대한 부착계수; 크기 영향 보정계수
α_E	= 감소계수
β	= 유효연직응력과 말뚝 또는 현장타설말뚝의 단위 주면마찰력간의 상관계수; 벽체 배면지반의 경사도($^{\circ}$)
β_m	= 관입지수
β_z	= 기초의 모양과 강성을 고려한 계수
γ	= 흙의 밀도(kN/m^3)
γ_{EQ}	= 3.4.1의 지진하중에 대한 하중계수
γ_D	= 3.4.1의 수직토압에 대한 하중계수
γ_s	= 흙의 밀도(kN/m^3)
γ_r	= 보강토 밀도(kN/m^3)
γ_f	= 뒤채움재 밀도(kN/m^3)
$\Delta\sigma_H$	= 집중 횡하중에 의한 보강재의 횡방향응력(MPa)
$\Delta\sigma_V$	= 기초 하중에 의한 연직응력(MPa)
δ	= 흙과 말뚝 사이의 전단저항각($^{\circ}$); 벽-뒤채움재 사이의 마찰각($^{\circ}$)
$\delta_{\max}$	= 최대 변위(mm)
δ_R	= 상대변위계수
η	= 무리말뚝 효율계수
θ	= 벽체 경사($^{\circ}$)
λ	= 말뚝의 단위 주면마찰력과 수동수평토압의 경험적인 계수
μ_c	= 3차원 효과를 고려한 압밀 침하의 감소계수
ρ	= 무리말뚝의 침하량(mm); 흙과 보강재 사이의 마찰각($^{\circ}$)
ρ_{base}	= 현장타설말뚝의 선단침하량(mm)
ρ_e	= 현장타설말뚝의 탄성압축량(mm)
$\sum P_i$	= 암반 관입부 상단에서의 작용하중(N)
σ_H	= 상재하중으로 인한 수평토압의 크기(MPa)
σ_{Hmax}	= 교대의 보강토 영역에서의 최대응력
σ_V	= 지반내의 연직응력(MPa)
σ_{V1}	= 유효 바닥 폭 위의 연직응력(MPa)

σ_f'	= 기초 아래 일정 깊이에서 지반의 최종 유효연직응력(MPa)
σ_o'	= 기초 아래 일정 깊이에서 지반의 초기 유효연직응력(MPa)
σ_p'	= 기초 아래 일정 깊이에서 최대 선행 유효연직응력(MPa)
σ_{pc}'	= 지반의 현재 유효응력, 단 기초 하중에 의한 추가 응력을 포함시키지 않음(MPa)
σ_v	= 말뚝기초 바닥면에서의 전체 수직응력(MPa)
σ_v'	= 유효연직응력(MPa)
τ_n	= 공칭 앵커 부착응력(MPa)
ϕ	= 저항계수
ϕ_{ep}	= 수동토압에 대한 저항계수
ϕ_f	= 흙의 내부마찰각(°)
ϕ_f'	= 흙의 유효내부마찰각(°)
ϕ_g	= 말뚝과 말뚝 사이에 위치한 흙이 일체로서 파괴되는 무리말뚝의 지지력에 대한 저항계수, 무리말뚝 저항계수
ϕ_L	= 수평하중에 대한 무리말뚝의 저항계수
ϕ_q	= 말뚝의 전체 지지력에 대한 저항계수. 총 저항력에서 선단지지력과 주면마찰력을 구분하지 않음
ϕ_{qs}	= 말뚝의 주면지지력에 대한 저항계수. 총 저항력에서 선단지지력과 주면마찰력을 구분함
ϕ_{qp}	= 말뚝의 선단지지에 대한 저항계수. 총 저항력에서 선단지지력과 주면마찰력을 구분함
ϕ_r	= 보강 채움재의 내부마찰각(°)
ϕ_τ	= 흙과 기초 사이의 전단에 대한 저항계수
ϕ_u	= 외말뚝의 인발저항력에 대한 저항계수
ϕ_{ug}	= 무리말뚝의 인발저항력에 대한 저항계수
ϕ_1'	= 상부층의 유효 내부 마찰각(°)
ϕ^*	= 관입 전단에서의 감소된 유효 내부마찰각(°)
ω	= 절편피복단위의 초과거리에서 기인한 벽체경사(°)

7.4 흙 물성값의 결정

7.4.1 지반조사

지반조사는 기초의 설계와 시공에 필요한 각 지층의 정보를 얻기 위해서 수행한다. 조사의 범위는 지반조건, 구조물의 종류, 그리고 시공 요구 조건들에 따라 결정하며, 지층의 성질과 종류, 암반의 형태, 흙과 암석의 공학적 성질, 액상화 가능성, 그리고 투수 특성 등 지하수 상태 등을 조사한다.

시추조사는 교각과 교대가 위치한 곳에서 실시한다. 지층의 종방향 및 횡방향 상태를 정확히 알기 위해서 충분히 많은 횡수로 가능한 깊은 심도까지 실시한다. 교각이나 기초의 폭이 30 m 미만일 경우는 해당 기초 1개소당 최소 1지점 이상의 조사를 실시하며, 교각이나 기초의 폭이 30m 이상일 경우는 해당 기초 1개소당 최소 2지점 이상의 조사를 실시한다. 캡 없이 교각 기둥과 말뚝이 일체로 연결된 단일 현장타설말뚝의 경우는 각 말뚝 위치마다 조사를 실시해야 한다. 지층 조건이 일반적이지 않을 경우는 추가적인 조사가 필요하다. 지반조사를 수행해야 하는 깊이는 충분한 지지력을 발휘할 수 있는 확실한 지층이 존재하는 깊이까지, 또는 기초하중에 의해 증가하는 지중응력이 원지반의 유효상재하중의 10%보다 작도록 충분히 깊은 심도까지 조사하도록 한다. 만약 얕은 깊이에 기반암이 존재할 때는 최소한 기반암 속 3m 깊이까지, 또는 제안된 기초 깊이 중에서 더 깊은 곳까지 시추를 실시한다. 말뚝의 경우 선단 아래로 6m 이상까지 조사하며, 암반 근입 말뚝은 선단 아래로 3m 이상 코어를 채취하여야 한다. 시추에서 얻은 흙 시료는 참고 자료로 보관하거나 시험에 사용한다. 시추주상도에는 지층 위치, 관입시험결과, 지하수와 피압수, 그리고 시료를 채취한 곳의 위치 등을 자세하게 기록한다. 또한 지층 경계에 얇은 이질층(seams)이 존재할 수 있으므로 각별하게 주의하여야 한다. 시험 후 시추공과 관입 시험공은 지하수의 오염을 막기 위해서 적정하게 메워야 한다.

7.4.2 실내시험

7.4.2.1 일반사항

실내시험은 관련된 한국산업규격(KS) 또는 사용자가 제공하는 규정에 따라 수행하며 흙과 암석에 대한 시험이 포함된다.

7.4.2.2 토질시험

실내 토질시험에는 다음과 같은 시험들이 있다.

- 함수비 - KS F 2306-00
- 밀도 - KS F 2308-06
- 입도분포 - KS F 2302-02
- 액성한계, 소성한계 - KS F 2303-00
- 직접전단시험 - KS F 2343-07
- 일축압축시험 - KS F 2314-01
- 비압밀-비배수 삼축시험 - KS F 2346-07
- 압밀-비배수 삼축시험 - ASTM D 4767-04, AASHTO T 297-94(07)
- 압밀시험 - KS F 2316-02
- 투수시험 - KS F 2322-00

7.4.2.3 암석시험

실내 암석시험에는 다음과 같은 시험들이 있다.

- 탄성계수시험 - ASTM D 3148-02
- 삼축압축시험 - ASTM D 2664-04, AASHTO T 226-90(08)
- 일축압축시험 - ASTM D 7012-10
- 할렬인장강도시험 - ASTM D 3967-08

7.4.3 현장시험

7.4.3.1 일반사항

현장시험은 설계 또는 분석을 목적으로 기초 지반의 흙이나 암반의 강도정수 및 변형계수를 얻기 위해 수행한다. 시험은 ASTM, AASHTO 및 KS의 규정에 맞게 수행하며, 흙과 암반에 대한 시험으로 나뉜다.

7.4.3.2 현장토질시험

현장토질시험에는 다음과 같은 시험들이 있다.

- 표준관입시험 - KS F 2307-07
- 콘관입시험 - ASTM D 5778-07

- 현장베인시험 - KS F 2342-01
- 공내재하시험 - ASTM D 4719-07
- 평판재하시험 - KS F 2310-00
- 우물시험 (현장투수시험) - ASTM D 4050-96(08)

7.4.3.3 현장암반시험

현장암반시험에는 다음과 같은 시험들이 있다.

- 현장 일축압축시험에 의한 연약 암반의 변형 및 강도시험 - ASTM D 4555-10
- 불연속면의 직접전단강도 시험 - ASTM D 4554-02(06)
- 연성평판재하방법을 이용한 암체의 변형계수시험 - ASTM D 4395-08
- 방사상잭시험을 이용한 암체의 변형계수시험 - ASTM D 4506-08
- 강성평판재하방법을 이용한 암체의 변형계수시험 - ASTM D 4394-08
- 플랫잭(flatjack)방법을 이용한 응력 및 변형계수시험 - ASTM D 4729-08
- 수압할렬방법을 이용한 암반의 응력측정시험 - ASTM D 4645-08

7.5 한계상태와 저항계수

7.5.1 일반사항

한계상태에 대한 규정은 1.3.2을 따르고, 이 장에서는 하부기초와 관련된 내용을 기술한다. 교대, 교각 및 옹벽의 설계는 7.5.2에 규정한 사용한계상태에 대한 기준과 7.5.3에 규정한 극한한계상태에 대한 기준을 만족해야 한다. 교대, 교각 및 옹벽은 모든 활하중과 사하중을 포함한 횡도압과 수압, 옹벽의 자중, 온도 및 수축 효과, 그리고 지진하중에 대하여 저항할 수 있도록 설계한다.

옹벽은 재료의 약화, 침투, 누설전류 및 기타 잠재적으로 악영향을 미치는 환경 요인들의 장기적 영향을 고려하여 전체 사용기간에 대해 설계한다. 영구 옹벽은 최소 75년의 사용기간에 대하여 설계한다. 사용기간이 36개월 이하인 옹벽은 임시구조물로 설계할 수 있다. 교대나 빌딩, 중요 시설 등 성능저하나 파괴 발생 시 그 파급효과가 심각한 구조물을 지지하는 옹벽의 경우 더 높은 안전 수준이나 장기 사용기간(즉, 100년)을 적용하는 것이 적합하다. 영구구조물은 심미적으로 아름답고 사용기간 내에 보수하지 않도록 설계한다.

7.5.2 사용한계상태

사용한계상태의 하부기초 설계 시 다음 사항들을 고려한다.

- 침하량
- 횡방향 변위량
- 지지력
- 전체 안정성

침하량은 주행성(rideability)과 경제성을 고려하여 결정한다. 토사면(earth slope)의 전체 안정성에 대한 평가는 기초의 유무와 관계없이 사용하중조합- I 과 그에 적합한 저항계수에 대해서 검토한다.

교대, 교각 및 옹벽에서의 과도한 변위, 전체 안정성에 대한 검토는 사용한계상태에서 검토한다. 옹벽에 대한 허용 연직/수평 변위 기준은 옹벽의 기능, 형태, 사용기간 그리고 옹벽의 과도한 변위가 옹벽의 벽체 및 인접구조물에 미치는 영향에 근거하여 결정한다. 전체 안정성은 한계평형 해석으로써 평가할 수 있다.

벽체의 연직 변위는 7.6.2.2, 7.7.2.3, 그리고 7.8.2.3에 명시된 규정에 의해 검토한다. 앵커 설치 옹벽의 변형은 7.12.3의 규정에 의해 검토하고, 보강토 옹벽의 변형은 7.13.4의 규정에 의해 검토한다.

7.5.3 극한한계상태

극한한계상태의 기초 설계 시 다음 사항들을 고려한다.

- 지지력
- 접지압
- 기초 저면의 활동
- 횡방향 지지력
- 구조적인 파괴

기초는 저항계수를 곱한 지지력이 3장에 규정된 하중계수를 곱한 하중보다 작지 않도록 설계한다.

극한한계상태의 교대와 옹벽을 설계할 때 다음 사항들을 고려한다.

- 지지력
- 횡방향 활동
- 저면 지반의 접지압
- 앵커나 보강재의 인발
- 구조적인 파괴

7.5.4 하중조합과 하중계수

교대, 교각 및 옹벽과 그 기초 그리고 기타 지보재들은 표 3.4.2의 규정에 명시된 모든 적용 가능한 하중조합에 대해 설계한다.

7.5.5 저항계수

기초 종류에 따른 극한한계상태의 저항계수는 지역적으로 규정된 값이 없는 한 표 7.5.1~표 7.5.4에 제시된 값을 사용한다. 사용한계상태에 대한 저항계수는 1.0을 적용한다. 표에 명시하였으나 본문에 제시되지 않은 식들은 해당 문헌을 참조한다.

엄지말뚝, 연속식 말뚝, 슬러리 트렌치 콘크리트 벽체 등의 연직 부재는 지지력 예측 시 7.6, 7.7, 7.8에 명시된 규정에 맞게 얕은기초 또는 깊은기초로 적용한다. 임시 구조물에 대해서는 규정된 값보다 큰 저항계수 값을 적용할 수 있다.

표 7.5.1 얕은기초의 극한한계상태에 대한 저항계수

방법 / 흙 / 조건			저항계수
지지력	ϕ_b	이론적방법(Munfakh et al., 2001), 점성토	0.50
		이론적방법(Munfakh et al., 2001), 사질토, CPT 사용	0.50
		이론적방법(Munfakh et al., 2001), 사질토, SPT 사용	0.45
		반경험적방법(Meyerhof, 1957), 모든 지반	0.45
		암반위에 설치된 기초	0.45
		평판재하시험	0.55
활동	ϕ_τ	사질토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트	0.90
		사질토 위에 설치된 현장타설 콘크리트	0.80
		점성토 위에 설치된 프리캐스트 콘크리트 또는 현장타설 콘크리트	0.85
		흙 위에 흙이 존재하는 경우	0.90
	ϕ_{ep}	활동에 저항하는 수동토압	0.50

표 7.5.2 축하중을 받는 타입말뚝의 극한한계상태에 대한 저항계수

조건 / 지지력 결정 방법		저항계수
외말뚝의 연직압축저항- 동역학적 해석법과 정재하시험, ϕ_{dyn}	정재하시험에 의해 항타관리기준이 검증된 경우. 동재하시험이나 보정된 파동방정식 또는 재하시험에 사용된 해머의 최소 항타저항으로서 항타관리를 수행함	아래의 표 A 참조
	교각 당 한개 이상 또는 표 B에서 제시된 횟수 이상의 말뚝에 대해서 초기 재항타시 동재하시험의 결과를 신호분석해석을 이용하여 항타관리기준을 설정한 경우. 잔여 말뚝은 상기 설정된 항타관리기준이나 동재하시험으로 항타관리를 수행함	0.65
	말뚝의 응력과 측정 없이 파동방정식해석	0.40
	FHWA 수정 Gates 공식	0.40
	Engineering News Record 공식	0.10

표 7.5.2A 현장에서 수행하는 정재하시험 횟수와 저항계수의 관계
(Paikowsky et al., 2004)

현장 정재하시험 수행횟수	저항계수, ϕ		
	현장 변동성		
	낮음*	보통*	높음*
1	0.80	0.70	0.55
2	0.90	0.75	0.65
3	0.90	0.85	0.75
≥ 4	0.90	0.90	0.80

* : 변동계수(COV, coefficient of variation)의 값으로써 아래와 같이 구분됨.

- i) COV < 25% : 낮음
- ii) 25 ≤ COV < 40% : 보통
- iii) COV ≥ 40% : 높음

표 7.5.2B 현장에서 수행해야 하는 동재하시험 횟수(Paikowsky et al., 2004)

현장 변동성	낮음*	보통*	높음*
현장내의 말뚝 수	신호분석해석을 포함한 동재하시험 수행 횟수(초기 재항타)		
≤ 15	3	4	6
16~25	3	5	8
26~50	4	6	9
51~100	4	7	10
101~500	4	7	12
> 500	4	7	12

* : 변동계수(COV, coefficient of variation)의 값으로써 아래와 같이 구분됨.

- i) COV < 25% : 낮음
- ii) 25 ≤ COV < 40% : 보통
- iii) COV ≥ 40% : 높음

표 7.5.2 축하중을 받는 타입말뚝의 극한한계상태에 대한 저항계수(계속)

조건 / 지지력결정 방법		저항계수
외말뚝의 연직압축저항력-정역 학적 해석법과 정재하시험, ϕ_{stat}	주면마찰력과 선단지지: 점성토와 혼합토	
	α 방법 (Tomlinson, 1987; Skempton, 1951)	0.35
	β 방법 (Esrig과 Kirby, 1979; Skempton, 1951)	0.25
	λ 방법 (Vijayvergiya와 Focht, 1972; Skempton, 1951)	0.40
	주면마찰력과 선단지지: 사질토	
	Nordlund/Thurman 방법 (Hannigan et al., 2005)	0.45
	SPT 방법 (Meyerhof)	0.30
	CPT 방법 (Schmertmann)	0.50
	암반에 선단근입된 경우(Canadian Geotech. Society, 1985)	0.45
블록파괴, ϕ_u	점성토	0.60
외말뚝의 인발저항력, ϕ_u	Nordlund 방법	0.35
	α 방법	0.25
	β 방법	0.20
	λ 방법	0.30
	SPT 방법	0.25
	CPT 방법	0.40
	재하시험	0.60
무리말뚝의 인발저항력, ϕ_{ug}	사질토와 점성토	0.50
외말뚝 또는 무리말뚝의 횡방향 저항	모든 토질과 암반	1.0
구조한계상태	강관말뚝 (6.5.4.2 참조) 콘크리트 말뚝 (5.2.3.2 참조) 본 한계상태설계법에는 목고편 생략	
말뚝의 향타 관입성 분석, ϕ_{da}	강관말뚝 (6.5.4.2 참조) 콘크리트 말뚝 (5.2.3.2 참조)	

표 7.5.3 축하중을 받는 현장타설말뚝의 극한한계상태에 대한 저항계수

방법/흙/조건			저항계수
외말뚝의 연직압축 저항, ϕ_{stat}	점성토의 주면마찰력	α 방법(O'Neill과 Reese, 1999)	0.45
	점성토의 선단지지력	전응력(O'Neill과 Reese, 1999)	0.40
	사질토의 주면마찰력	β 방법(O'Neill과 Reese, 1999)	0.55
	사질토의 선단지지력	O'Neill과 Reese (1999)	0.50
	IGM의 주면마찰력	O'Neill과 Reese (1999)	0.60
	IGM의 선단지지력	O'Neill과 Reese (1999)	0.55
	암반의 주면마찰력	Horvath와 Kenney (1979)	0.55
		O'Neill과 Reese (1999)	0.55
		Carter와 Kulhawy (1988)	0.50
	암반의 선단지지력	Canadian Geotech. Society (1985) 프레셔미터 시험법(Canadian Geotech. Society, 1985) O'Neill과 Reese (1999)	0.50
외말뚝의 인발저항력, ϕ_u	점성토	α 방법(O'Neill과 Reese, 1999)	0.35
	사질토	β 방법(O'Neill과 Reese, 1999)	0.45
	암반	Horvath와 Kenney (1979) Carter와 Kulhawy (1988)	0.40
무리말뚝의 인발저항력	사질토와 점성토		0.45

블록파괴, ϕ_{bl}	점성토	0.55
외말뚝 또는 무리 말뚝의 횡방향 저항	모든 재료	1.0
정재하시험(압축), ϕ_{load}	모든 재료	표 A 참조 (단, 0.70보다 크지 않아야 함)
정재하시험(인발), ϕ_{upload}	모든 재료	0.60

표 7.5.4 영구 옹벽의 저항계수

옹벽 형식과 조건		저항계수
앵커지지 옹벽		
연직부재의 지지력		표 7.5.1~3 참조
연직부재의 수동저항력		1.00
앵커의 인발저항력	• 사질토	0.65
	• 점성토	0.70
	• 압반	0.50
앵커의 인발저항력	• 검증시험 수행한 곳	1.0
앵커 인장재의 인장저항력	• 연강 (e.g. ASTM A 615)	0.90
	• 고강도 강재 (e.g. ASTM A 722)	0.80
수직부재의 휨 능력		0.90
보강토 옹벽		
지지력		표 7.5.1~3 참조
활동		표 7.5.1~3 참조
금속 보강재와 연결부의 인발저항력	띠 보강재	
	• 정재하	0.75
	• 복합 정재하/지진 하중	1.00
	격자 보강재	
	• 정재하	0.65
	• 복합 정재하/지진 하중	0.85
화학섬유 보강재와 연결부의 인발저항력	• 정재하	0.90
	• 복합 정재하/지진 하중	1.20
인장보강재의 인발저항력	• 정재하	0.90
	• 복합 정재하/지진 하중	1.20
기성 모듈식 옹벽		
지지력		7.5 참조
활동		7.5 참조
수동저항력		7.5 참조

7.5.6 극단상황한계상태(extreme event limit state)

기초, 교대, 교각 및 옹벽구조물과 그 기초, 기타 지보재들은 표 3.4.2의 규정에 제시된 적용 가능한 모든 하중 조합들을 검토해야 한다. 별도의 규정이 없는 한 극단상황한계상태에 대한 저항계수는 1.0의 값을 적용할 수 있다.

7.6 확대기초

7.6.1 일반적인 고려사항

7.6.1.1 일반사항

이 조항의 규정들은 독립기초와 일부 복합기초를 설계하는데 적용한다. 매립지반에 설치되는 기초는 특별히 주의한다. 기초 하부의 압력은 가급적 균등하게 분포하도록 설계한다. 흙 압력(soil pressure)의 분포는 흙 또는 암, 그리고 구조물의 특성에 따라 달라지며, 토질역학 및 암석역학적 원리들과 일치해야 한다.

7.6.1.2 깊이

기초의 깊이는 기초 재료의 특성과 침식 가능성을 고려하여 결정한다. 기초가 흐르는 물 속에 위치한 경우에는 2.6.4에 규정한 바와 같이 예상 최대세굴깊이보다 최소한 600mm 아래에 설치해야 한다.

흐르는 물에 노출되지 않는 기초는(또는 영향을 받지 않는 기초는) 동결선 아래 단단한 지반 위에 설치하거나 또는 대책공법(동결되기 쉬운 재료를 굴착해 내고 동결되지 않는 재료로 치환하는 등)을 적용한 후에 설치해야 한다. 사석, 교대 뒤채움시에는 파이핑 방지를 위해 토목섬유(geosynthetics)를 사용하거나 입도를 조정한 사질토 필터를 사용해야 한다.

7.6.1.3 앵커

기초가 경사지고 매끄러운 암반 표면에 설치되거나 상재하중에 의해 구속되지 않은 경우에는 록앵커, 록볼트, 다우얼(dowel), 키(key) 또는 다른 적절한 공법으로 정착시킨다. 암 제거를 위해 발파작업이 필요한 곳에 설치되는 폭이 넓은 기초의 경우 얇은 키를 설치하는 방법은 피해야 한다.

7.6.1.4 지하수

설계 지하수위는 예상 최고수위로 한다. 흙, 암반의 지지력 및 구조물의 침하에 대한 지하수위 영향을 고려해야 하며 침투압 발생 시에는 해석에 이를 반영한다.

7.6.1.5 양압력

양압력을 받는 기초는 인발저항력과 구조적 강도 모두에 대하여 그 영향을 조사한다.

7.6.1.6 인접 구조물

기존 구조물 근처에 기초를 설치해야 할 경우에는 구조물이 기초 거동에 미치는 영향과 기초가 구조물에 미치는 영향을 조사해야 한다.

7.6.2 사용한계상태의 변위와 지지력

7.6.2.1 일반사항

사용한계상태에서 기초의 연직침하와 횡방향 변위를 모두 조사해야 한다. 횡방향 변위를 조사해야 하는 경우는 다음과 같다.

- 수평 또는 경사하중이 작용할 때.
- 성토 사면위에 기초를 설치할 때.
- 침식 또는 세굴로 인하여 기초의 지지력 손실이 발생할 수 있을 때.
- 지지층의 경사가 심할 때.

7.6.2.2 변위

(1) 일반사항

구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명, 그리고 실용성 차원의 변위 한도에 따라 침하량과 횡방향 변위량의 기준을 설정한다. 경험적인 방법과 해석적인 방법 또는 두 방법 모두를 고려하여 허용변위 기준을 제시해야 한다.

(2) 하중

3.4.2에 제시한 사용하중조합- I (load combination Service-I)을 사용하여 즉시침하량을 결정한다. 점성토의 시간에 따른 침하량은 영구적인 하중만을 사용하여 결정한다.

교대 배면 성토에 의한 침하도 조사해야 한다. 지진활동지역에서는 사질토에 설치되는 기초의 진동하중에 의한 침하 가능성을 고려해야 한다.

(3) 침하 해석

① 일반사항

실내시험결과나 현장시험결과에 근거한 변형 해석을 통해 기초의 침하를 산정한다. 해석에 이용되는 제반 지반정수는 지반의 응력이력, 시공 순서, 지층 영향 등을 고려하여 산정한다. 시간 의존적 영향을 포함한 총 침하량과 부등침하량 모두를 고려해야 한다.

탄성, 압밀 그리고 이차압축침하를 모두 합친 총 침하량(S_t)은 다음과 같다.

$$S_t = S_e + S_c + S_s \quad (7.6.1)$$

여기서,

S_e = 즉시(탄성)침하량(mm)

S_c = 압밀침하량(mm)

S_s = 이차압축침하량(mm)

성토 하중이나 수평 그리고/또는 편심 하중, 그리고 사질토의 기초에 작용하는 동적인 활하중이나 지진으로 인한 진동하중 등과 같은 요소들도 적절하게 고려되어야 한다. 원(혹은 정사각형)이나 $L > 5B$ 인 긴 직사각형 기초의 아래에서 증가하는 연직 하중의 분포는 그림 7.6.1을 사용하여 구할 수 있다.

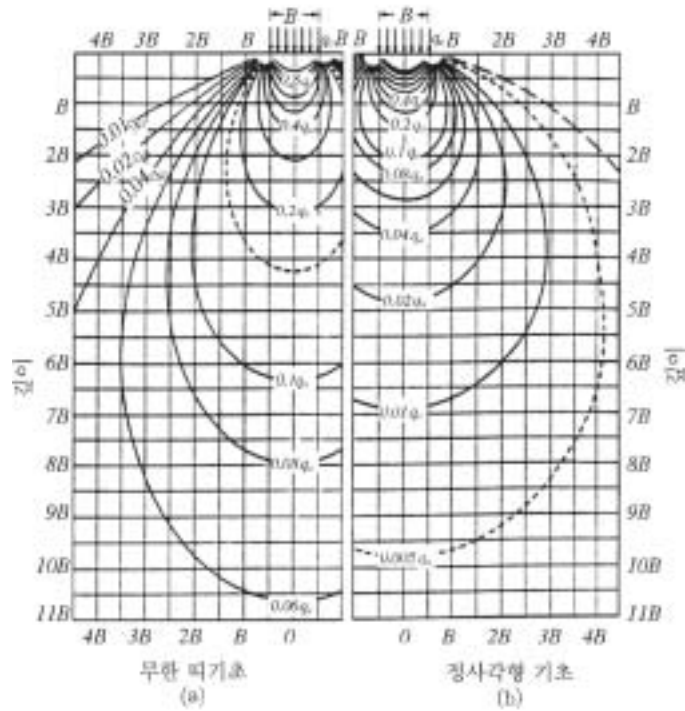


그림 7.6.1 정사각형 기초의 Boussinesq 연직응력 분포 (Sowers, 1979)

② 사질토에 놓인 기초의 침하

사질토 위의 기초 침하량은 경험적인 방법이나 탄성이론을 이용하여 계산할 수 있다. 사질토에 설치된 기초의 탄성침하하는 다음의 식을 사용하여 구할 수 있다.

$$S_e = \frac{[q_o(1-\nu^2)\sqrt{A}]}{E_s\beta_z} \quad (7.6.2)$$

여기서,

q_o = 하중강도(MPa)

A = 기초면적(mm²)

E_s = 실내시험결과 대신 표 7.6.1에 제시된 탄성계수(MPa)

β_z = 표 7.6.2에 제시된 형상계수

ν = 포아송 비, 현장이나 실내시험을 수행하지 않은 경우 표 7.6.1의 값 사용

E_s 가 깊이에 따라 크게 변하지 않는 한, E_s 는 기초 아래에서 기초폭의 1/2나 2/3 정도의 깊이에서 결정되어야 한다. 만일 지반 탄성계수가 깊이에 따라 크게 변한다면 E_s 의 가중 평균을 사용할 수도 있다. 표 7.6.1에 사용된 기호의 설명은 다음과 같다.

- N = 표준관입시험(SPT) 값
 N_1 = 깊이에 따른 SPT 수정값
 S_u = 비배수 전단강도(MPa)
 q_c = 콘 관입저항력(MPa)

표 7.6.1 미 해군성(1982)과 Bowles(1988) 이후에 수정된 다양한 흙에 대한 탄성계수

흙의 종류	값의 전형적인 범위	포아송 비 ν	N값을 이용한 E_s 의 산정	
	탄성계수, E_s (MPa)		흙의 종류	E_s (MPa)
점성토: 부드럽고 민감 중간정도 굳거나 굳음 매우 굳음	2.4~15	0.4~0.5 (비배수)	실트, 사질토질 실트, 약간의 점착력 혼합토	$0.4N_1$
	15~50		매우 가늘거나 중간정도의 사질토와 약간의 실트질 사질토	$0.7N_1$
	50~100		굵은 사질토와 약간의 자갈이 섞인 사질토	$1.0N_1$
			사질토질의 자갈과 자갈	$1.1N_1$
황토 실트	15~60 2~20	0.1~0.3 0.3~0.35	사질토질의 자갈과 자갈	$1.1N_1$
가는 사질토: 느슨 중간 조밀	7.5~10 10~20 20~25	0.25	S_u 를 이용한 E_s 의 산정	
사질토: 느슨 중간 조밀	10~25 25~50 50~75	0.20~0.35 0.30~0.40	부드럽고 민감한 점성토 중간정도 굳거나 굳은 점성토 매우 굳은 점성토	$400S_u \sim 1000S_u$ $1500S_u \sim 2400S_u$ $3000S_u \sim 4000S_u$
자갈: 느슨 중간 조밀	25~75 75~100 100~200	0.2~0.35 0.3~0.4	q_c 를 이용한 E_s 의 산정	
			사질토질의 흙	$4q_c$

표 7.6.2 강성에 따른 형상계수(EPRI, 1983)

L/B	연성, β_z (평균)	강성, β_z
원형	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

③ 점성토에 놓인 기초의 침하

단단한 점성토에 놓인 기초의 탄성침하량은 식 (7.6.2)로 구한다. 점성토 위에 있는 기초에 대해서는 탄성침하량 외에도 압밀침하량을 산정해야 한다. 소성이 큰 점성토나 유기질 점성토에서는 이차압축침하량이 중요하므로 침하 해석시에 이를 포함시켜야 한다.

실내시험결과를 간극비(e)로 표시할 때, 완전히 포화되었거나 거의 포화된 점성토에 놓인 기초의 압밀침하량은 다음과 같다.

- 과압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p > \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1 + e_o)} \right] \left[C_{cr} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right] \quad (7.6.3)$$

- 정규압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p = \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1 + e_o)} \right] \left[C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right] \quad (7.6.4)$$

- 미압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p < \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1 + e_o)} \right] \left[C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}} \right) \right] \quad (7.6.5)$$

실내시험결과를 연직변형률(ϵ_v)로 표시할 때, 압밀침하량은 다음과 같다.

- 과압밀 점성토 (즉 $\sigma'_p > \sigma'_o$)

$$S_c = H_c \left[C_{re} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_{ce} \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right] \quad (7.6.6)$$

- 정규압밀 점성토 (즉 $\sigma_p' = \sigma_o'$)

$$S_c = H_c C_{ce} \log \frac{\sigma_f'}{\sigma_p'} \quad (7.6.7)$$

- 미압밀 점성토 (즉 $\sigma_p' < \sigma_o'$)

$$S_c = H_c C_{ce} \log \frac{\sigma_f'}{\sigma_{pc}'} \quad (7.6.8)$$

여기서,

H_c = 압축성 토층 깊이(mm)

e_o = 초기 연직유효응력에서 간극비

C_r = 그림 7.6.2에서 정의된 재압축지수

C_c = 그림 7.6.2에서 정의된 압축지수

C_{ce} = 그림 7.6.3에서 정의된 압축지수

$C_{r\epsilon}$ = 그림 7.6.3에서 정의된 재압축지수

σ_p' = 기초 아래 일정 깊이의 과거 최대 유효연직응력

σ_o' = 기초 아래 일정 깊이의 초기 유효연직응력

σ_f' = 기초 아래 일정 깊이의 최종 유효연직응력

σ_{pc}' = 지반의 현재 연직유효응력, 단 기초의 무게로 인한 추가적인 응력은 포함시키지 않음

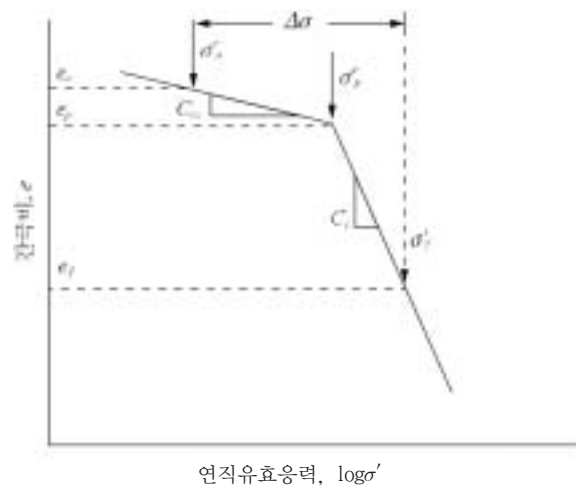


그림 7.6.2 과압밀 점성토의 전형적인 압밀곡선 - 간극비 대 연직유효응력(EPRI, 1983)

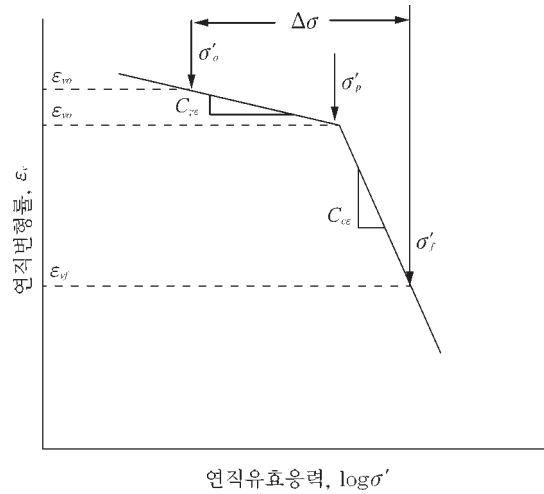


그림 7.6.3 과압밀 점성토의 전형적인 압밀곡선 - 연직변형을 대 연직유효응력(EPRI, 1983)

압축성 층의 두께보다 기초의 폭이 상대적으로 작을 경우에는 다음과 같이 3차원 하중효과를 고려해야 한다.

$$S_{c(3-D)} = \mu_c S_{c(1-D)} \quad (7.6.9)$$

여기서,

μ_c = 그림 7.6.4에서 정의된 감소계수

$S_{c(1-D)}$ = 1차원 압밀침하량(mm)

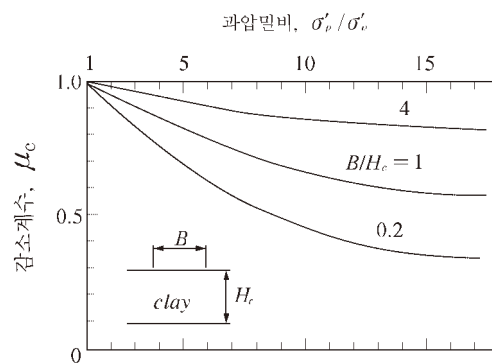


그림 7.6.4 3차원 압밀침하 효과를 고려한 감소계수(EPRI, 1983)

1차원 압밀침하량이 원하는 압밀도에 도달하는 데 걸리는 시간(t)은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$t = \frac{TH_d^2}{c_v} \quad (7.6.10)$$

여기서,

T = 그림 7.6.5에서 정의된 시간계수

H_d = 압축성 층의 최대 배수길이(mm)

c_v = 불교란시료를 이용한 실내 압밀시험의 결과 혹은 피에조미터나 피에조콘을 이용하여 현장에서 구한 압밀계수(mm²/yr.)

점성토에서 기초의 이차압축침하량은 다음과 같이 산정한다.

$$S_s = C_{ae} H_c \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right) \quad (7.6.11)$$

여기서,

t_1 = 이차압축침하가 시작되는 시간, 보통 평균압밀도 90%에 도달한 시간(yr.)

t_2 = 구조물의 사용 수명을 대표하는 임의의 시간(yr.)

C_{ae} = 불교란시료의 실내압밀시험의 결과로 구한 이차압축 침하계수

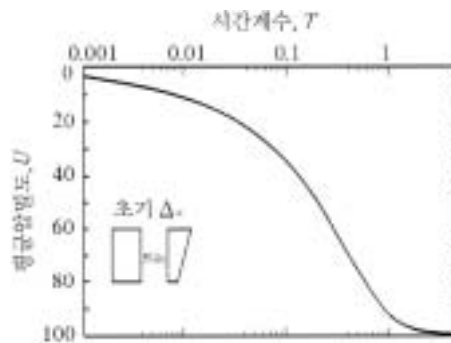


그림 7.6.5 시간계수 T 에 대한 압밀도(EPRI, 1983)

④ 암반에 놓인 기초의 침하

양호한 암반에 기초가 놓여 있고 7.6.3.2(2)에 근거하여 설계를 한 경우에 탄성침하량은 일반적으로 15 mm보다 작다고 가정할 수 있다. 이 정도의 탄성침하를 허용할 수 없거나 또는 암반의 상태가 양호하지 못한 경우에는 암반의 특성을 바탕으로 한 침하량 분석을 수행해야 한다.

암반이 파쇄되어 있거나 절리가 발달하여 양호한 암반 조건을 충족시키지 못하다면 암반의 종류, 불연속면의 상태, 풍화 정도 등이 침하분석에 고려되어야 한다. 파쇄되어 있거나 절리가 발달한 암반에 놓인 기초의 탄성침하량은 다음과 같다.

- 원형(혹은 정사각형) 기초

$$\rho = q_o(1 - \nu^2) \frac{r I_p}{E_m} \quad (7.6.12)$$

여기서,

$$I_p = \frac{\sqrt{\pi}}{\beta_z} \quad (7.6.13)$$

- 직사각형 기초

$$\rho = q_o(1 - \nu^2) \frac{B I_p}{E_m} \quad (7.6.14)$$

여기서,

$$I_p = \frac{(L/B)^{1/2}}{\beta_z} \quad (7.6.15)$$

여기서,

- q_o = 재하면적 바닥의 연직응력(MPa)
- ν = 포아송 비
- r = 원형 기초의 반지름 또는 정사각형 기초의 $B/2$ (mm)
- I_p = 기초의 강성과 치수(dimension)를 고려한 영향계수
- E_m = 암반의 변형계수(MPa)
- β_z = 기초의 모양과 강성에 관한 계수

강성기초의 경우 I_p 는 표 7.6.2에 제시된 β_z 를 이용하여 구할 수 있다. 실내시험결과를 이용할 수 없다면, 암반의 종류에 따른 전형적인 포아송 비(ν)를 표 7.6.3에서 구한다. 암반의 변형계수인 E_m 은 현장시험과 실내시험의 결과를 바탕으로 결정되어야 한다. 또는 E_m 은 암질지수(RQD)로부터 계산된 암반의 불연속면의 빈도를 고려한 저항계수 α_E 와 일축압축시험으로부터 구한 선암의 탄성계수 E_0 를 곱하여 다음과 같이 구할 수 있다(Gardner, 1987).

$$E_m = \alpha_E E_0 \quad (7.6.16)$$

여기서,

$$\alpha_E = 0.0231(RQD) - 1.32 \geq 0.15 \quad (7.6.17)$$

예비설계 단계 혹은 시공 현장의 시험결과를 이용할 수 없을 경우에는 표 7.6.4를 이용하여 E_0 을 구할 수 있다. 그리고 예비분석 단계나 현장시험결과 없이 최종설계를 수행할 때에는 α_E 를 0.15로 가정하고 E_m 을 구한다. 얇은 연약 층이 끼어 있는 암반의 압밀침하와 이차압축침하량은 7.6.2.2(3c)에 규정된 방법을 적용하여 계산할 수 있다.

표 7.6.3 신선암(intact rock)의 포아송 비(Kulhawy, 1978)

암석 종류	값의 번호	암석 종류의 번호	포아송비, ν			평균 오차
			최대	최소	평균	
화강암	22	22	0.39	0.09	0.20	0.08
반려암	3	3	0.20	0.16	0.18	0.02
휘록암	6	6	0.38	0.20	0.29	0.06
현무암	11	11	0.32	0.16	0.23	0.05
석영암	6	6	0.22	0.08	0.14	0.05
대리석	5	5	0.40	0.17	0.28	0.08
편마암	11	11	0.40	0.09	0.22	0.09
편암	12	11	0.31	0.02	0.12	0.08
사암	12	9	0.46	0.08	0.20	0.11
실트암	3	3	0.23	0.09	0.18	0.06
셰일	3	3	0.18	0.03	0.09	0.06
석회암	19	19	0.33	0.12	0.23	0.06
백운암	5	5	0.35	0.14	0.29	0.08

표 7.6.4 신선암(intact rock)의 탄성계수(Kulhawy, 1978)

암석 종류	값의 번호	암석 종류의 번호	탄성계수, E_0 ($MPa \times 10^3$)			평균 오차
			최대	최소	평균	
화강암	26	26	100.0	6,410	52.70	24.48
섬록암	3	3	112.0	17,100	51.40	42.68
반려암	3	3	84.1	67.60	75.80	6.69
휘록암	7	7	104.0	69,000	88.30	12.27
현무암	12	12	84.1	29,000	56.10	17.93
석영암	7	7	88.3	36,500	66.10	16.00
대리석	14	13	73.8	4,000	42.60	17.17
편마암	13	13	82.1	28,500	61.10	15.93
점판암	11	2	26.1	2,410	9.58	6.62
편암	13	12	69.0	5,930	34.30	21.93
천매암	3	3	17.3	8,620	11.80	3.93
사암	27	19	39.2	0,620	14.70	8.20
실트암	5	5	32.8	2,620	16.50	11.38
셰일	30	14	38.6	0,007	9.79	10.00
석회암	30	30	89.6	4,480	39.30	25.72
백운암	17	16	78.6	5,720	29.10	23.72

(4) 전체 안정성 손상

전체적인 안정성은 3.4.1의 규정에 따라 사용한계상태에서 평가한다.

7.6.2.3 사용한계상태의 지지력

(1) 지지력에 대한 추정값

추정값의 사용은 교량 부지나 그 인근 지역의 지질 상태에 근거해야 한다.

(2) 지지력을 결정하기 위한 반경험적 방법

암반의 지지력은 암반분류시스템, RMR 등의 상관성을 사용하여 경험적으로 결정할 수 있다. 이러한 반경험적인 방법을 사용할 때에는 해당 지역의 경험이 반영되어야 한다. 추정지지력이 암석의 일축압축강도와 기초 콘크리트의 공칭저항력 중 어느 하나보다 크다면, 암석의 일축압축강도와 콘크리트의 공칭저항력 중에서 작은 값을 추정지지력으로 한다. 콘크리트의 공칭저항력은 $0.3 f'_c$ 으로 간주할 수 있다.

7.6.3 극한한계상태의 지지력

7.6.3.1 지지력

(1) 일반사항

지지력은 기초 위치에서 가장 높이 예상되는 지하수위를 사용하여 결정해야 한다. 극한한계상태에서 감소된 지지력 q_R 은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_R = \phi q_n = \phi q_{ult} \quad (7.6.18)$$

여기서,

ϕ = 7.5.5항에서 규정된 저항계수.

$q_n = q_{ult}$ = 공칭지지력(MPa).

기초가 편심하중을 받을 때에는 지지력에 관련된 모든 공식, 표 및 그림에 표기된 L 과 B 대신 7.6.3.1(5)에 규정된 L' 과 B' 을 사용해야 한다.

(2) 이론적 계산

① 일반사항

실측된 지반정수를 가지고 객관성 있는 토질역학이론을 사용하여 공칭지지력을 계산해야 한다. 공칭지지력 해석에 사용되는 지반정수는 주어진 지반조건과 설계하중 하에서 발휘될 수 있는 흙의 전단강도를 나타내는 것이어야 한다. 사질토 위에 있는 기초의 공칭지지력은 흙의 배수강도 정수를 사용하여 유효응력해석 방법으로 계산해야 한다. 점성토 위에 있는 기초의 공칭지지력은 흙의 비배수강도정수를 사용하여 전응력 해석방법으로 계산해야 한다. 점성토가 시간에 따라서 연약해지거나 강도가 떨어지는 경우에는 영구하중조건에 대하여 배수전단강도를 사용하여 유효응력해석 방법으로 지반의 지지력을 계산해야 한다. 다져진 지반 위에 있는 기초에 대해서는 전응력 또는 유효응력해석 중에서 보다 보수적인 방법을 사용하여 공칭지지력을 계산해야 한다. 점성토 및 다져진 지반의 공칭지지력을 유효 응력해석으로 산정할 필요가 있는 경우 식 (7.6.22)을 적용한다.

국부전단파괴나 관입전단파괴가 발생한 경우 공칭지지력은 식 (7.6.19)과 식 (7.6.20)로 규정된 감소된 강도정수 c^* , ϕ^* 를 사용하여 산정한다(Terzaghi, 1943).

$$c^* = 0.67c \quad (7.6.19)$$

$$\phi^* = \tan^{-1}(0.67 \tan \phi) \quad (7.6.20)$$

여기서,

- c^* = 관입전단파괴의 감소된 점착력(MPa)
 ϕ^* = 관입전단파괴의 감소된 유효 내부마찰각(°)

기초 바닥으로부터 H_{CRIT} 보다 가까운 거리 내에 전단강도가 다른 층이 존재할 경우 지반의 지지력은 다음에 제시된 이층으로 구성된 지반에 대한 지침에 근거하여 산정한다. H_{CRIT} 는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$H_{CRIT} = \frac{3B \ln \left(\frac{q_1}{q_2} \right)}{2 \left(1 + \frac{B}{L} \right)} \quad (7.6.21)$$

여기서,

- q_1 = 위층이 무한히 두껍다는 가정 아래 2층 구조 지반의 위층이 지지하는 기초의 극한 지지력(MPa)
 q_2 = 2층 구조 지반의 아래층 표면에 의해서 지지되는 실제 기초와 모양과 크기가 같은 가상기초의 극한지지력(MPa)

바닥면이 기울어진 기초를 시공하는 것은 가능하면 피해야 한다. 만약 이것이 불가피하다면 이 지침에 따라 산정된 공칭지지력을 문헌에 근거하여 용인될 수 있는 수정법에 의해 조금 더 감소시켜야 한다.

② 포화 점성토

비배수 전단강도로부터 결정된 포화된 점성토의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = c N_{cm} + \gamma D_f N_{qm} \times 10^{-5} \text{ (MPa)} \quad (7.6.22)$$

여기서,

$c = S_u =$ 비배수 전단강도 (MPa)

$N_{cm}, N_{qm} =$ 기초형상, 근입깊이, 흙의 압축성, 경사하중의 함수인 수정지지력계수

$\gamma =$ 점성토의 전체단위중량 즉, 습윤단위중량 (kN/m^3)

$D_f =$ 기초의 근입깊이 (m)

지지력계수인 N_{cm} 과 N_{qm} 은 다음과 같다.

- $D_f/B \leq 2.5, B/L \leq 1, H/V \leq 0.4$ 일 때

$$N_{cm} = N_c [1 + 0.2(D_f/B)][1 + 0.2(B/L)][1 - 1.3(H/V)] \quad (7.6.23)$$

- $D_f/B \geq 2.5, H/V \leq 0.4$ 일 때

$$N_{cm} = N_c [1 + 0.2(B/L)][1 - 1.3(H/V)] \quad (7.6.24)$$

여기서,

$N_c = 5.0 =$ 비교적 평평한 지반, 식 (7.6.23)에 사용

$= 7.5 =$ 비교적 평평한 지반, 식 (7.6.24)에 사용

$=$ 그림 7.6.6의 N_{cq} : 경사 지반 위 또는 근처에 경사 지반이 있을 때

$N_{qm} = 1.0$: 비교적 평평한 지반의 포화된 점성토

$= 0.0$: 경사 지반 위 또는 근처에 경사 지반이 있을 때

$B =$ 기초의 폭(mm)

$L =$ 기초 길이(mm)

$H =$ 실제 수평하중(N)

$V =$ 실제 연직하중(N)

그림 7.6.6에서 안정계수, N_s 는 다음과 같다.

- $B < H_s$ 일 때

$$N_s = 0 \quad (7.6.25)$$

- $B \geq H_s$ 일 때

$$N_s = (g\gamma H_s / c) \times 10^{-9} \quad (7.6.26)$$

여기서,

H_s = 경사면의 높이(mm)

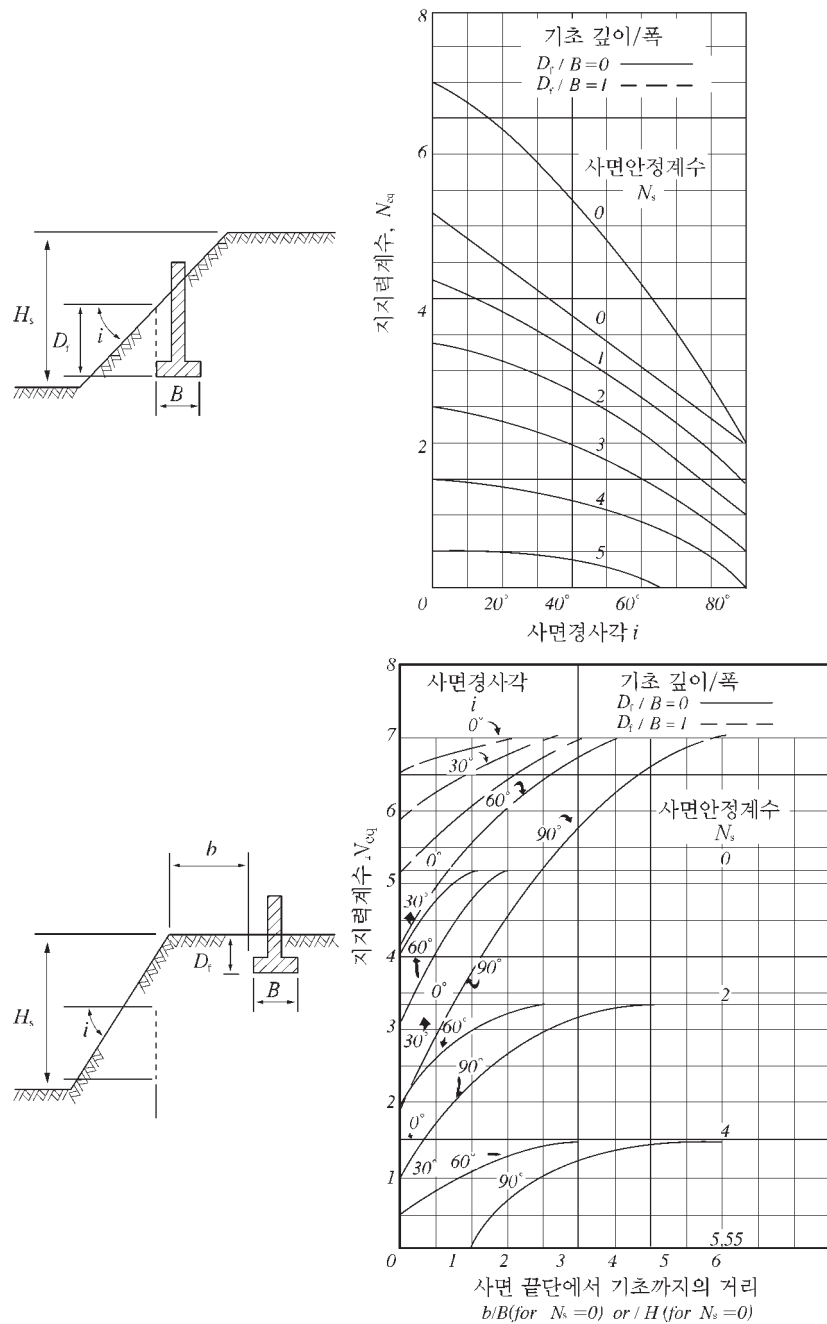


그림 7.6.6 경사 지반 위 혹은 근처에 경사 지반이 있는 경우에 대한 점성토 위 기초의 수정 지지력 계수 (Meyerhof, 1957)

2층으로 구성된 점성토의 기초에 비배수조건으로 하중이 재하된 경우 공칭지지력은 식 (7.6.22)를 이용하여 구할 수 있는데 식에 사용된 기호의 설명은 다음과 같다.

c_1 = 그림 7.6.8에 제시된 상부층의 비배수 전단강도(MPa)

$N_{cm} = N_m$, 아래에 서술한 지지력계수

$N_{qm} = 1.0$

지지층이 단단한 점성토 위에 있으면 N_m 은 그림 7.6.8에 제시된 값을 사용한다. 지지층이 연약한 점성토 위에 있으면 N_m 은 다음과 같다.

$$N_m = \left(\frac{1}{\beta_m} + \kappa s_c N_c \right) \leq s_c N_c \quad (7.6.27)$$

여기서,

$$\beta_m = \frac{BL}{2(B+L)H_{s2}} \quad (7.6.28)$$

$\kappa = c_2/c_1$

c_1 = 상부층의 전단강도(MPa)

c_2 = 하부층의 전단강도(MPa)

H_{s2} = 기초 바닥면에서 두 번째 층 상부까지의 거리(mm)

$s_c = 1.0$: 연속 기초

$= 1 + \frac{B}{L} \left(\frac{N_{qm}}{N_c} \right)$: $L < 5B$ 인 직사각형 기초 (7.6.29)

여기서,

N_c = 지지력계수

N_{qm} = 수정 지지력 계수

2층으로 구성된 점성토의 기초에 배수조건으로 하중이 재하된 경우 공칭지지력은 식 (7.6.33)을 이용하여 구한다.

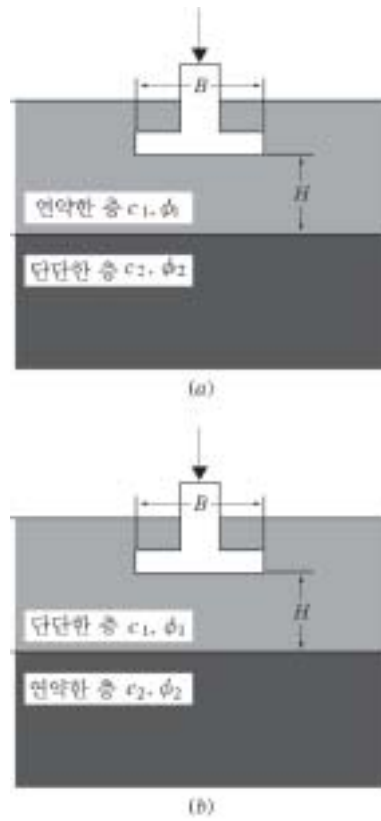


그림 7.6.7 2층으로 구성된 지반

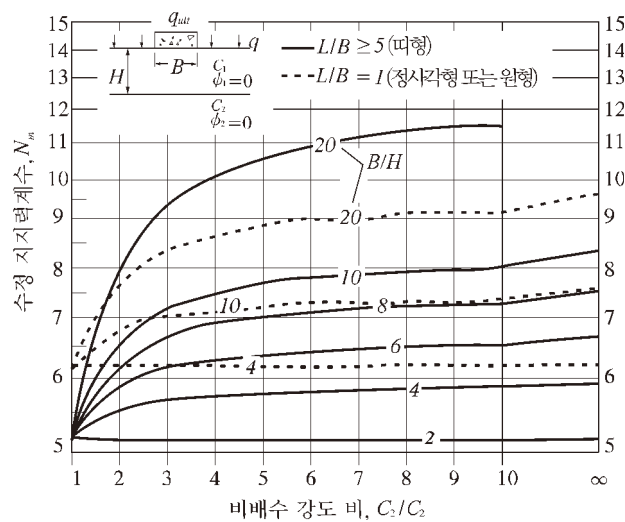


그림 7.6.8 연약층이 단단한 층 위에 놓인 점성토의 수정 지지력 계수(EPRI, 1983)

③ 사질토

모래나 자갈지반과 같은 사질토의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = 0.5 g \gamma B C_{w1} N_{\gamma m} \times 10^{-9} + g \gamma C_{w2} D_f N_{qm} \times 10^{-9} (\text{MPa}) \quad (7.6.30)$$

여기서,

D_f = 기초 깊이(mm)

γ = 사질토 또는 자갈의 전체단위중량 즉, 습윤단위중량(kN/m^3)

B = 기초 폭(mm)

C_{w1}, C_{w2} = D_w 의 함수로 표 7.6.5에 제시된 계수들

D_w = 지표면으로부터 측정한 지하수위

$N_{\gamma m}$ = 지반공학적 수정 지지력계수

표 7.6.5 여러 가지 지하수위에 대한 C_{w1}, C_{w2} 계수

D_w	C_{w1}	C_{w2}
0.0	0.5	0.5
D_f	0.5	1.0
$1.5B + D_f$	1.0	1.0

지하수위가 표 7.6.5에 제시된 위치의 중간에 존재할 경우에는 보간법에 의해 C_{w1} 과 C_{w2} 의 값을 결정해야 한다. 지지력계수, $N_{\gamma m}, N_{qm}$ 은 다음과 같다.

$$N_{\gamma m} = N_{\gamma} s_{\gamma} c_{\gamma} i_{\gamma} \quad (7.6.31)$$

$$N_{qm} = N_q s_q c_q i_q d_q \quad (7.6.32)$$

여기서,

N_{γ} = 비교적 평평한 지반의 기초에 대하여 표 7.6.6에 제시된 지지력계수

= 경사 지반 위 또는 그 근처에 놓인 기초에 대하여 그림 7.6.9에 제시된 $N_{\gamma q}$

N_q = 비교적 평평한 지반의 기초에 대하여 표 7.6.6에 제시된 지지력계수

= 0.0 : 경사 지반 위 또는 그 근처에 놓인 기초

s_q, s_{γ} = 표 7.6.7과 표 7.6.8에 제시된 형상계수

c_q, c_{γ} = 표 7.6.9와 표 7.6.10에 제시된 흙의 압축계수

i_q, i_{γ} = 표 7.6.11과 표 7.6.12에 제시된 하중경사계수

d_p = 표 7.6.13에 제시된 깊이계수

다음의 해석법을 적용한다.

- 표 7.6.9와 표 7.6.10에서 q 는 기초 깊이에서 초기의 유효연직응력이다. 즉, 수압이 보정된 굴착 전의 기초 바닥의 연직응력이다.
- 표 7.6.11과 표 7.6.12에서 H 와 V 는 각각 실제 수평응력, 실제 연직응력이다.
- 표 7.6.13의 d_q 는 기초 바닥면 위의 지반이 기초 아래의 지반처럼 양호하다면 사용할 수 있다. 지반이 연약하면 $d_q = 1.0$ 을 사용한다.

표 7.6.6 사질토 위 기초의 지지력계수 N_γ , N_q (Barker et al., 1991)

마찰각, $\phi_f(^{\circ})$	N_γ	N_q
28	17	15
30	22	18
32	30	23
34	41	29
36	58	38
38	78	49
40	110	64
42	155	85
44	225	115
46	330	160

표 7.6.7 사질토 위 기초의 형상계수 s_q (Barker et al., 1991)

마찰각, $\phi_f(^{\circ})$	s_q			
	$L/B=1$	$L/B=2$	$L/B=5$	$L/B=10$
28	1.53	1.27	1.11	1.05
30	1.58	1.29	1.11	1.06
32	1.62	1.31	1.12	1.06
34	1.67	1.34	1.13	1.07
36	1.73	1.36	1.14	1.07
38	1.78	1.39	1.16	1.08
40	1.84	1.42	1.17	1.08
42	1.90	1.45	1.18	1.09
44	1.96	1.48	1.19	1.10
46	2.03	1.52	1.21	1.10

표 7.6.8 사질토 위 기초의 형상계수 s_γ (Barker et al., 1991)

L/B	s_γ
1	0.60
2	0.80
5	0.92
10	0.96

표 7.6.9 사질토 위 정사각형 기초의 압축계수 c_γ, c_q (Barker et al., 1991)

상대밀도, $D_r(\%)$	마찰각, $\phi_f(^{\circ})$	$c_\gamma = c_q$			
		$q = 0.024$ MPa	$q = 0.048$ MPa	$q = 0.096$ MPa	$q = 0.192$ MPa
20	28	1.00	1.00	0.92	0.89
30	32	1.00	1.00	0.85	0.77
40	35	1.00	0.97	0.82	0.75
50	37	1.00	0.96	0.81	0.73
60	40	1.00	0.86	0.72	0.65
70	42	0.96	0.80	0.66	0.60
80	45	0.79	0.66	0.54	0.48
90	50	0.52	0.42	0.35	0.31

표 7.6.10 사질토 위 띠 기초의 압축계수 c_γ, c_q (Barker et al., 1991)

상대밀도, $D_r(\%)$	마찰각, $\phi_f(^{\circ})$	$c_\gamma = c_q$			
		$q = 0.024$ MPa	$q = 0.048$ MPa	$q = 0.096$ MPa	$q = 0.192$ MPa
20	28	0.85	0.75	0.65	0.60
30	32	0.80	0.68	0.58	0.53
40	35	0.76	0.64	0.54	0.49
50	37	0.73	0.61	0.52	0.47
60	40	0.62	0.52	0.43	0.39
70	42	0.56	0.47	0.39	0.35
80	45	0.44	0.36	0.30	0.27
90	50	0.25	0.21	0.17	0.15

표 7.6.11 기초의 폭 방향으로 하중이 경사졌을 때의 경사하중계수 i_γ , i_q (Barker et al., 1991)

H/V	i_γ			i_q		
	띠	$L/B=2$	정사각형	띠	$L/B=2$	정사각형
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.10	0.73	0.76	0.77	0.81	0.84	0.85
0.15	0.61	0.65	0.67	0.72	0.76	0.78
0.20	0.51	0.55	0.57	0.64	0.69	0.72
0.25	0.42	0.46	0.49	0.56	0.62	0.65
0.30	0.34	0.39	0.41	0.49	0.55	0.59
0.35	0.27	0.32	0.34	0.42	0.49	0.52
0.40	0.22	0.26	0.28	0.36	0.43	0.46
0.45	0.17	0.20	0.22	0.30	0.37	0.41
0.50	0.13	0.16	0.18	0.25	0.31	0.35
0.55	0.09	0.12	0.14	0.20	0.26	0.30
0.60	0.06	0.09	0.10	0.16	0.22	0.25
0.65	0.04	0.06	0.07	0.12	0.17	0.21
0.70	0.03	0.04	0.05	0.09	0.13	0.16

표 7.6.12 기초 길이 방향으로 하중이 경사졌을 때의 경사하중계수 i_γ , i_q (Barker et al., 1991)

H/V	i_γ			i_q		
	띠	$L/B=2$	정사각형	띠	$L/B=2$	정사각형
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.10	0.81	0.78	0.77	0.90	0.87	0.85
0.15	0.72	0.68	0.67	0.85	0.81	0.78
0.20	0.64	0.59	0.57	0.80	0.74	0.72
0.25	0.56	0.51	0.49	0.75	0.68	0.65
0.30	0.49	0.44	0.41	0.70	0.62	0.59
0.35	0.42	0.37	0.34	0.65	0.56	0.52
0.40	0.36	0.30	0.28	0.60	0.51	0.46
0.45	0.30	0.25	0.22	0.55	0.45	0.41
0.50	0.25	0.20	0.18	0.50	0.40	0.35
0.55	0.20	0.16	0.14	0.45	0.34	0.30
0.60	0.16	0.12	0.10	0.40	0.29	0.25
0.65	0.12	0.09	0.07	0.35	0.25	0.21
0.70	0.09	0.06	0.05	0.30	0.20	0.16

표 7.6.13 사질토의 깊이계수 d_q (Barker et al., 1991)

마찰각, $\phi_f(^{\circ})$	D_f/B	d_q
32	1	1.20
	2	1.30
	4	1.35
	8	1.40
37	1	1.20
	2	1.25
	4	1.30
	8	1.35
42	1	1.15
	2	1.20
	4	1.25
	8	1.30

2층으로 구성된 점성토의 기초에 배수조건으로 하중이 재하된 경우 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_u = [q_2 + (\frac{1}{K})c'_1 \cot \phi'_1] e^{2[1 + (\frac{B}{L})]K \tan \phi'_1 (\frac{H}{B})} - (\frac{1}{K})c'_1 \cot \phi'_1 \quad (7.6.33)$$

여기서,

$$K = \frac{1 - \sin^2 \phi'_1}{1 + \sin^2 \phi'_1} \quad (7.6.34)$$

여기서,

c_1 = 그림 7.6.8에 제시된 상부층의 비배수 전단강도(MPa)

q_2 = 2층구조 지반의 아래층에 의해서 지지되는 실제 기초와 모양과 크기가 같은 가상 기초의 극한지지력(MPa)

ϕ'_1 = 상부층의 유효 내부마찰각($^{\circ}$)

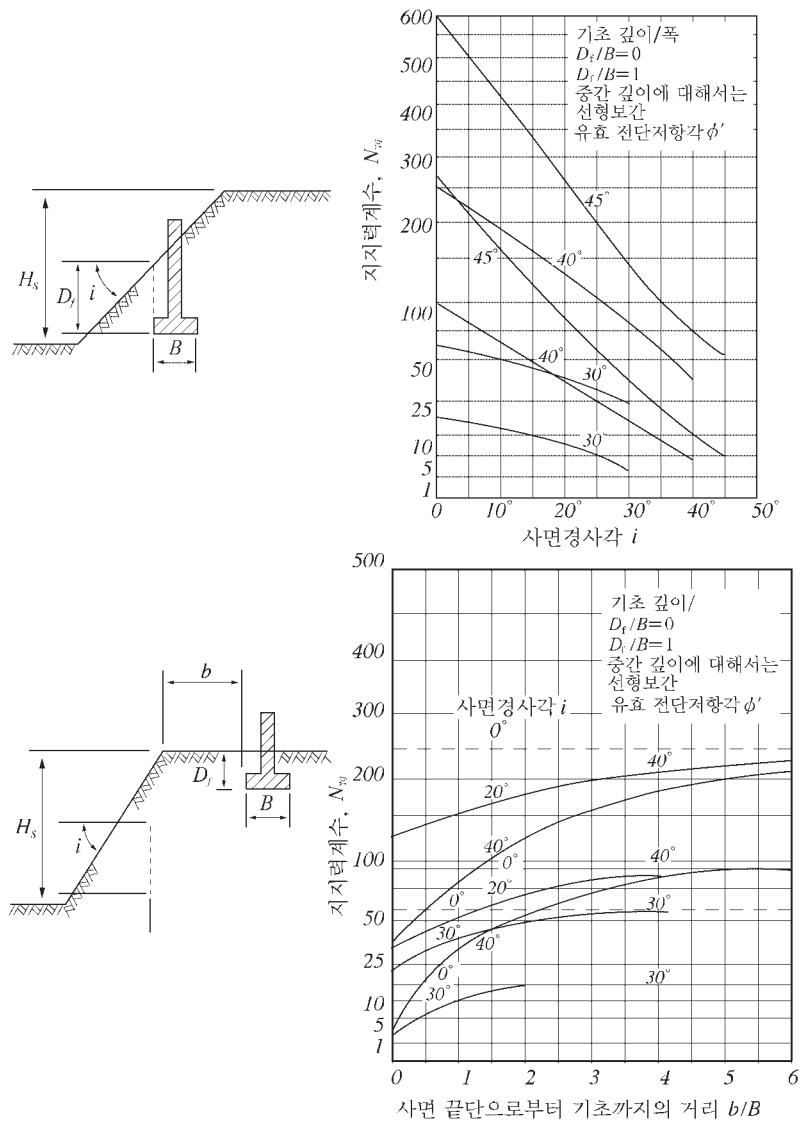


그림 7.6.9 경사 지반 위 혹은 근처에 경사 지반이 있는 경우에 대한
사질토 위 기초의 수정 지지력 계수(Meyerhof, 1957)

(3) 반경험적 방법

① 일반사항

기초지반의 공칭지지력은 현장시험결과 또는 유사한 지반에서 관찰된 지지력으로부터 계산할 수 있다. 어떤 특정한 현장시험을 수행하거나 시험결과를 해석할 때 해당지역의 경험이 있다면

반영해야 한다. 다음과 같은 현장시험법이 사용될 수 있다.

- 표준관입시험, SPT
- 콘관입시험, CPT
- 공내재하시험

② 표준관입시험(SPT)을 이용한 방법

표준관입시험(SPT)을 근거로 한 사질토의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = 3.2 \times 10^{-5} \overline{N_{corr}} B \left(C_{w1} + C_{w2} \frac{D_f}{B} \right) R_i \text{ (MPa)} \quad (7.6.35)$$

여기서,

$\overline{N_{corr}}$ = 기초저면과 그 아래 1.5B의 깊이사이의 보정된 SPT 타격수의 평균 값(타/300 mm)

B = 기초 폭(mm)

C_{w1}, C_{w2} = 표 7.6.5에 나타난 지하수 영향 보정계수

D_f = 기초의 근입깊이(mm)

R_i = 표 7.6.14와 표 7.6.15에 나타난 하중경사 보정계수

H = 표 7.6.14와 표 7.6.15의 H/V 비를 결정하기 위한 실제 수평하중

V = 표 7.6.14와 표 7.6.15의 H/V 비를 결정하기 위한 실제 수직하중

표 7.6.14 정사각형 기초에 대한 하중경사계수, R_i

H/V	하중경사계수, R_i		
	$D_f/B=0$	$D_f/B=1$	$D_f/B=5$
0.0	1.00	1.00	1.00
0.10	0.75	0.80	0.85
0.15	0.65	0.75	0.80
0.20	0.55	0.65	0.70
0.25	0.50	0.55	0.65
0.30	0.40	0.50	0.55
0.35	0.35	0.45	0.50
0.40	0.30	0.35	0.45
0.45	0.25	0.30	0.40
0.50	0.20	0.25	0.30
0.55	0.15	0.20	0.25
0.60	0.10	0.15	0.20

표 7.6.15 직사각형 기초에 대한 하중경사계수, R_i

H/V	하중경사계수, R_i		
	폭 방향으로 경사진 하중		
	$D_f/B=0$	$D_f/B=1$	$D_f/B=5$
0.0	1.00	1.00	1.00
0.10	0.70	0.75	0.80
0.15	0.60	0.65	0.70
0.20	0.50	0.60	0.65
0.25	0.40	0.50	0.55
0.30	0.35	0.40	0.50
0.35	0.30	0.35	0.40
0.40	0.25	0.30	0.35
0.45	0.20	0.25	0.30
0.50	0.15	0.20	0.25
0.55	0.10	0.15	0.20
0.60	0.05	0.10	0.15

H/V	하중경사계수, R_i		
	길이방향으로 경사진 하중		
	$D_f/B=0$	$D_f/B=1$	$D_f/B=5$
0.0	1.00	1.00	1.00
0.10	0.80	0.85	0.90
0.15	0.70	0.80	0.85
0.20	0.65	0.70	0.75
0.25	0.55	0.65	0.70
0.30	0.50	0.60	0.65
0.35	0.40	0.55	0.60
0.40	0.35	0.50	0.55
0.45	0.30	0.45	0.50
0.50	0.25	0.35	0.45
0.55	0.20	0.30	0.40
0.60	0.15	0.25	0.35

③ 콘관입시험(CPT)을 이용한 방법

CPT 결과를 근거로 한 사질토와 자갈지반 위에 설치된 기초의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = 8.2 \times 10^{-5} q_c B \left(C_{w1} + C_{w2} \frac{D_f}{B} \right) R_i \text{ (MPa)} \quad (7.6.36)$$

여기서,

q_c = 기초저면에서 깊이 B 까지의 평균 콘관입저항력(MPa)

B = 기초 폭(mm)

D_f = 기초의 근입깊이(mm)

R_i = 표 7.6.14와 표 7.6.15에 나타난 하중경사 보정계수

C_{w1}, C_{w2} = 표 7.6.5에 나타난 지하수 영향 보정계수

④ 공내재하시험을 이용한 방법

공내재하시험결과로부터 결정된 기초의 공칭지지력은 다음과 같다.

$$q_{ult} = [r_o + k(p_L - p_o)] R_i \text{ (MPa)} \quad (7.6.37)$$

여기서,

r_o = 기초 저면 위치의 초기 총연직압력(MPa)

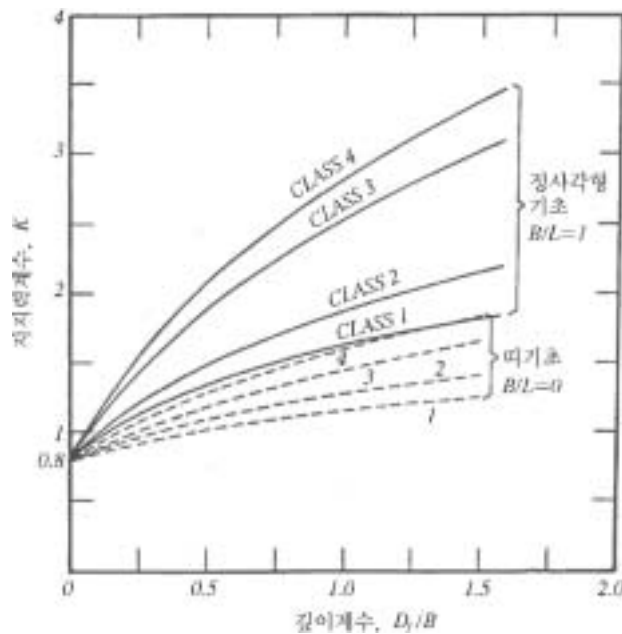
k = 그림 7.6.10에 제시한 경험적 지지력계수

p_L = 기초저면 아래위로 $1.5 B$ 사이에서 공내재하시험으로 얻은 한계압력의 평균값

p_o = 기초저면 위치의 총수평압력(MPa)

R_i = 표 7.6.14와 표 7.6.15에 나타난 하중경사 보정계수

만약 기초저면 아래위로 $1.5 B$ 사이의 p_L 값이 크게 변하면 특별한 평균기법을 사용해야 한다.



흙의 형태	연경도 또는 밀도	$(p_L - p_0)$ (MPa)	등급(class)
점성토	연약에서 매우 단단함	< 1.1	1
	단단함	$0.77 \sim 3.8$	2
사질토와 자갈	느슨	$0.38 \sim 0.77$	2
	매우 조밀	$2.9 \sim 5.8$	4
실트	느슨에서 중간	< 0.67	1
	조밀	$1.1 \sim 2.9$	2
암	매우 작은 강도	$0.96 \sim 2.9$	2
	작은 강도	$2.9 \sim 5.8$	3
	중간 강도에서 큰 강도	$5.7 \sim 9.6+$	4

그림 7.6.10 경험적인 지지력계수 값, k (Canadian Geotechnical Society, 1985)

(4) 평판재하시험

적절한 지반조사를 통하여 기초 아래 지반의 지층구성을 파악한 후에는 7.4.3.2에 제시한 평판재하시험으로 공칭지지력을 결정할 수 있다. 지층구성이 비슷한 인접기초에 대해서는 먼저 시행한 재하시험결과를 외삽하여 그 공칭지지력을 구할 수 있다.

(5) 편심하중의 영향

편심하중을 받는 기초의 경우에는 지반의 침하와 지지력 등을 구할 때 감소된 유효면적, $B' \times L'$ 을 사용해야 한다. 설계하중은 유효면적의 중심에 작용하고 따라서 등분포로 균등하게 작용한다고 가정한다. 편심하중을 받는 직사각형 기초의 감소된 크기는 다음과 같다.

$$B' = B - 2e_B \quad (7.6.38)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (7.6.39)$$

여기서,

$$e_B = B \text{ 방향의 편심거리(mm)}$$

$$e_L = L \text{ 방향의 편심거리(mm)}$$

편심하중을 받는 기초는 다음 사항을 확인하여 설계해야 한다.

- 감가된 지지력은 설계 하중보다 작지 않을 것,
- 설계하중을 근거로 계산한 기초의 편심은 기초 크기인 B 또는 L 의 1/4 미만일 것.

편심하중을 받는 기초의 구조설계에 있어서는, 설계 하중에 근거한 삼각형이나 사다리꼴 접지압 분포를 사용한다. 직사각형이 아닌 기초에 대해서는 위에 설명한 원리에 입각하여 비슷한 절차를 밟아서 설계한다.

7.6.3.2 암반 지지력

(1) 일반사항

암반 위에 놓인 기초의 설계 방법은 불연속면의 존재 및 그 방향과 상태, 풍화 정도 그리고 지역에 따른 특성들을 고려해야 한다. 양호한 암반 위에 설치된 기초의 경우, 암석의 일축압축강도와 RQD를 근거로 한 단순하면서도 직접적인 해석방법을 적용할 수 있다. 양호하지 못한 암반 기초의 경우에는 풍화 영향 및 불연속면의 존재와 상태를 고려하여 보다 자세한 조사와 해석을 수행해야 한다.

(2) 반경험적 방법

암반의 공칭지지력은 지반공학적 암체 평가법인 RMR이나 NGI의 암반분류법 등과 경험적 상관관계를 이용하여 결정할 수 있다. 이러한 반경험적인 방법을 사용할 때 지역적 경험이 있다면 반영해야 한다. 기초의 감가된 지지력은 기초 콘크리트의 설계 압축강도보다 더 클 수는 없다.

(3) 해석적 방법

암반 위에 설치된 기초의 공칭지지력은 암반 강도정수에 근거한 암석역학 이론에 의해 결정한다. 또한 파괴형태에 대한 불연속면의 영향을 고려해야 한다.

(4) 재하시험

가능하다면 암반 위에 설치된 기초의 공칭지지력을 결정하기 위하여 재하시험을 시행한다.

(5) 하중편심량의 제한

양호한 암반 위에 놓인 기초가 편심을 받을 때 지지력의 분포는 모든 한계상태에서 삼각형이나 사다리꼴 분포와 같이 선형적으로 변화한다고 가정한다. 하중에 대한 편심량은 기초 크기인 B 또는 L 의 $3/8$ 을 초과해서는 안 된다.

7.6.3.3 활동 파괴

경사하중을 지지하는 기초와 사면 위에 놓인 기초에 대해서는 활동에 의한 파괴여부를 조사해야 한다. 점성토 위에 설치된 기초에 대해서는, 점성토와 기초 사이에 수축에 의한 틈새 발생 가능성을 고려해야 한다. 만약 활동에 대한 저항력에 수동토압이 포함된 경우, 장래에 기초 앞면의 흙이 제거될 수 있는 가능성을 아울러 고려해야 한다.

활동파괴에 대한 설계 저항력은 다음과 같이 산정한다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep} \quad (7.6.40)$$

여기서,

ϕ_τ = 표 7.5.1에 제시된 흙과 기초 사이의 전단저항에 대한 저항계수

Q_τ = 흙과 기초 사이의 공칭 전단저항력(N)

ϕ_{ep} = 표 7.5.1에 제시된 수동저항에 대한 저항계수

Q_{ep} = 구조물의 총 설계 수명에 대한 흙의 공칭수동저항력

만약 기초 아래 흙이 사질토라면,

$$Q_\tau = V \tan \delta \quad (N) \quad (7.6.41)$$

여기서,

현장타설 콘크리트 기초에 대해서는, $\tan \delta = \tan \phi_f$

프리캐스트 콘크리트 기초에 대해서는, $\tan \delta = 0.8 \tan \phi_f$

여기서,

ϕ_f = 흙의 내부마찰각(°)

V = 총연직력(N)

점성토에 설치된 기초의 활동저항은 다음과 같은 사항 중에서 작은 값을 택해야 한다.

- 점성토의 점착력
- 옹벽에 대해 그림 7.6.11에 나타낸 것과 같이 기초가 적어도 150 mm 이상 다져진 사질토 위에 놓이는 경우에 기초와 흙사이 경계면상 수직응력의 1/2

다음은 그림 7.6.11에서 적용된 기호이다.

q_s = 단위 전단저항력, S_u 또는 $0.5\sigma'_v$ 중 작은 값

Q_τ = q_s 그림의 면적(어둡게 칠한 면적)

S_u = 비배수 전단강도(MPa)

σ'_v = 유효연직응력

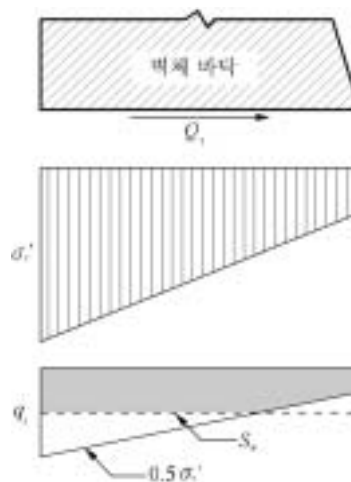


그림 7.6.11 점성토에 설치된 옹벽의 활동 저항력을 산정하는 과정

7.6.4 구조 설계

기초의 구조 설계는 5.10.10에 명시된 요구조건을 만족해야 한다.

7.7 타입말뚝

7.7.1 일반사항

7.7.1.1 용도

적절한 공사비로 암반이나 단단한 지반 또는 사질토 위에 기초를 건설하기 어려운 경우에 말뚝을 사용한다. 확대 기초의 사용이 가능할지라도 세굴이 예상되는 지역에서는 세굴을 방지하기 위해 말뚝을 사용할 수 있다.

7.7.1.2 말뚝의 관입

말뚝의 관입깊이는 연직이나 횡방향 하중에 대한 저항력과 말뚝과 지반 사이의 변위를 고려하여 결정해야 한다. 말뚝의 설계 관입깊이는 단단한 점성토나 조밀한 사질토에서는 3,000 mm 이상 그리고, 연약한 점성토나 느슨한 사질토에 대해서는 6,000 mm 이상 되어야 한다.

가교(trestle)나 단일현장타설말뚝(pile bents)에 사용하는 말뚝은 지반 상에 노출된 말뚝 길이

의 최소 1/3 깊이까지 관입해야 한다. 단단한 지층 위 연약층에 관입하는 말뚝은 충분한 지지력을 확보하고 말뚝의 변위를 억제하기 위해 지지층의 충분한 깊이까지 관입하도록 해야 한다.

7.7.1.3 지지력

말뚝은 적절한 지반지지력과 말뚝재료의 강도를 가지고 연직방향과 횡방향으로 허용변위 이내에서 거동하도록 설계해야 한다. 말뚝의 지지력은 지반과 말뚝의 상호작용, 재하시험 등에 근거한 정역학적 해석방법으로 결정해야 한다. 말뚝의 저지력은 지반 조사, 실내 및 현장 원위치시험, 해석적 방법, 말뚝 재하시험, 그리고 지반의 과거 이력상태를 참조하여 결정해야 한다. 또한 추가로 다음과 같은 사항들을 고려할 수 있다.

- 외말뚝과 무리말뚝의 저항력 차이
- 무리말뚝의 하중을 지지할 지지층의 지지력
- 인접구조물에 미치는 말뚝 타입의 영향
- 세굴의 가능성과 영향
- 압밀침하를 일으키는 흙으로부터 전이되는 부마찰력과 같은 하향력

현장재하시험 또는 항타분석기를 이용하여 구한 말뚝지지력에 대한 저항계수는 표 7.5.2에 규정되어 있다.

7.7.1.4 지반침하와 하향력의 영향

다음과 같은 지역에서는 하향력의 발생 가능성을 고려해야 한다.

- 하부에 압축성 점성토, 실트나 이탄층이 있는 경우
- 지표 위에 최근 성토한 곳
- 지하수위가 상당히 저하된 곳

하향력은 말뚝기초의 지지력과 침하량을 검토할 때 작용하중으로 고려해야 한다. 하향력은 7.7.3.3에 명시된 대로 산정할 수 있으며, 작용방향은 주변마찰력과 반대 방향이다. 설계 하향력은 극한한계상태에서 지지력을 평가할 때 깊은기초에 작용하는 설계 연직사하중에 더해줘야 한다. 하향력은 사용한계상태의 침하량 평가할 때 깊은기초에 작용하는 연직 사하중에 더해줘야 한다.

7.7.1.5 말뚝 간격, 여유 거리, 관입 깊이

말뚝 중심 간의 거리는 750 mm 또는 말뚝 직경이나 폭의 2.5배 중 큰 값보다 커야 한다. 말뚝 주면으로부터 말뚝머리 위 확대기초의 모서리 면까지의 여유 거리는 225 mm보다 커야 한다. 말뚝과 확대기초의 결합부는 말뚝머리 고정으로 설계하고 결합부에 생기는 모든 응력에 대해 안전 하도록 설계해야 한다.

7.7.1.6 경사 말뚝

부마찰력이 예상되는 곳은 경사말뚝을 설치해서는 안 된다. 경사말뚝은 연직말뚝이 기초에 전달되는 수평력을 견디지 못할 때나 전체 구조물의 강성을 증가시킬 필요가 있을 때 사용한다.

7.7.1.7 지하수위와 부력

지지력은 하중영향을 계산하는데 사용했던 것과 똑같은 높이의 지하수위를 사용하여 결정한다. 정수압의 영향도 설계에서 고려해야 한다.

7.7.1.8 부식 방지

최소한 다음과 같은 부식에 대비해야 한다.

- 강말뚝 기초의 부식 특히, 성토지반, pH가 낮은 지반 그리고 해상에 설치된 말뚝
- 콘크리트 말뚝에서 황산염, 염화물 그리고 산에 의한 화학 작용
- 목재말뚝에서 습윤과 건조의 반복 또는 해충 또는 해양 좀(marine borer)에 의한 썩음

다음과 같은 경우에 말뚝의 부식과 손상 가능성이 있는 것으로 간주한다.

- 전기비저항이 100 ohm/mm 이하
- pH가 5.5 이하
- pH가 5.5에서 8.5 사이에 있는 유기질 함량이 높은 흙
- 황산염 농축율이 1000 ppm 이상
- 쓰레기 및 분뇨 매립지역
- 광산 또는 산업폐수 배출지역
- 전기저항성이 높은 흙과 전기저항성은 낮으나 알칼리 성분이 많은 흙이 혼합된 지역,
- 해충의 존재(목재 말뚝)

다음과 같은 지하수 조건의 경우에 말뚝의 손상과 부식 가능성을 고려해야 한다.

- 염화물 함량이 500 ppm 이상
- 황산염 농축률이 500 ppm 이상
- 광산 또는 산업지역의 유출
- 유기질 함량이 높은 흙
- pH가 5.5 이하
- 해양 좀(marine borer)
- 말뚝이 습윤과 건조가 반복되는 상태로 노출될 때

화학 폐기물의 혼재 가능성이 있는 경우, 흙과 지하수 시료에 대한 종합적인 화학분석이 필요하다.

7.7.1.9 인발

인발력에 저항하도록 설계된 말뚝기초는 인장응력을 부담하는 말뚝재료의 강도와 인발저항력을 검토해야 한다.

7.7.1.10 설계 길이

각각의 하부구조에 대한 말뚝의 길이를 지반정보, 정적 지지력, 횡방향 지지력 그리고 과거 경험에 근거하여 신중하게 산정하고 도면에 표시한다.

7.7.1.11 최소 선단깊이

각각의 하부구조에 대한 추정된 말뚝 선단의 최소 깊이를 제시한다. 추정된 말뚝 선단깊이는 요구되는 말뚝의 극한지지력을 얻을 수 있는 깊이를 의미한다. 말뚝의 최소 선단깊이는 수평하중을 지지하기 위해 필요한 깊이, 세굴(필요시), 그리고/또는 상부 연약층을 통과해야 할 경우 등을 고려하여 결정해야 한다.

7.7.1.12 성토체를 관통하는 말뚝

성토체를 관통하는 말뚝은 기반암이나 양호한 지지층을 통과하지 않는 한 원래의 지표면을 기준으로 적어도 3000 mm 이상을 관입시켜야 한다. 성토 공사에 사용되는 뒤채움재는 말뚝이 필요

한 깊이만큼 관입되는 데에 지장을 초래해서는 안 되며, 성토재의 입자크기는 150 mm이하이어야 한다. 선 천공(predrilling) 말뚝, 특히 배토말뚝인 경우 반드시 위치를 명시해야 한다.

7.7.1.13 시험 말뚝

시험말뚝은 말뚝의 시공 특성을 파악하고, 깊이별 지지력을 평가하며 시공자가 말뚝의 주문 길이를 확인하기 위하여 기초의 형식별로 계획하여야 한다. 지반정보를 바탕으로 정적시험, 동적 시험, 항타관입성 연구 또는 이들의 조합 등에 의하여 말뚝재하시험을 수행한다. 지반이 불규칙할 경우는 시험말뚝 수량을 늘리도록 한다. 지반조건이 유사하고, 종류와 극한지지력이 동일한 말뚝에 대한 선행시험결과가 있다면 말뚝시험을 생략할 수 있다.

7.7.1.14 파동방정식 해석

타입말뚝 설계의 시공성은 파동방정식 해석 컴퓨터 프로그램으로 평가한다. 파동방정식은 적절한 규격의 타격시스템을 이용하여 7.7.1.16에 제시된 허용 타입하중기준(allowable driving load levels) 안에서 말뚝의 각 부분이 원하는 깊이와 극한지지력으로 시공되었는지를 파악하기 위하여 사용된다.

7.7.1.15 동적 측정

호박돌층 또는 심하게 경사진 기반암과 같이 불리한 지반조건에 시공되는 말뚝의 구조적인 지지력을 평가하기 위하여 동적측정을 수행한다. 또한 사업의 규모나 기타 요소에 의해 정적재하시험이 불가능할 때 지반공학적 검증을 위하여 동적측정을 수행하기도 한다.

7.7.1.16 최대 허용항타하중

타입하중은 파동방정식 해석, 또는 타격 중 말뚝 두부에 가해지는 힘과 가속도의 동적 모니터링으로 산정한다. 말뚝 상부의 최대 타입하중은 5, 6, 8장에 제시된 기호와 저항계수에 의거한 다음의 설계 지지력을 초과해서는 안 된다.

- 강재말뚝
 - 압축 = $0.90 \phi F_y A_g$
 - 인장 = $0.90 \phi F_y A_n$

- 콘크리트 말뚝
 - 압축 = $0.85 \phi f'_c A_c$
 - 인장 = $0.70 \phi F_y A_s$
- 프리스트레스 콘크리트 말뚝
 - 압축 = $\phi(0.85f'_c - f_{pe})A_c$
 - 인장 = 일반적 환경 = $\phi(0.25\sqrt{f'_c} + f_{pe})A_c$
부식성이 심한 환경 = $\phi f_{pe}A_{ps}$
- 목재말뚝
 - 압축 = $\phi F_{co} A$
 - 인장 = N/A

7.7.2 사용한계상태의 변위와 지지력

7.7.2.1 일반사항

무리말뚝의 침하를 계산하기 위해서는 그림 7.7.1에 나타나 있는 바와 같이 지층에 근입된 말뚝 깊이의 2/3에 위치한 등가 확대기초에 하중이 작용하는 것으로 가정할 수 있다. 사질토층에 있는 말뚝기초의 침하는 3.4.2에 규정된 사용하중조합-I 내의 적용 가능한 모든 하중을 사용하여 검토해야 한다. 또한 점성토층에 설치된 말뚝기초의 침하를 일시하중만을 제외하고 사용하중조합-1내의 적용 가능한 모든 하중을 사용하여 조사해야 한다. 3.4.2에 제시된 적용 가능한 모든 사용한계상태의 사용하중조합-I로 기초의 횡방향 변위를 평가해야 한다.

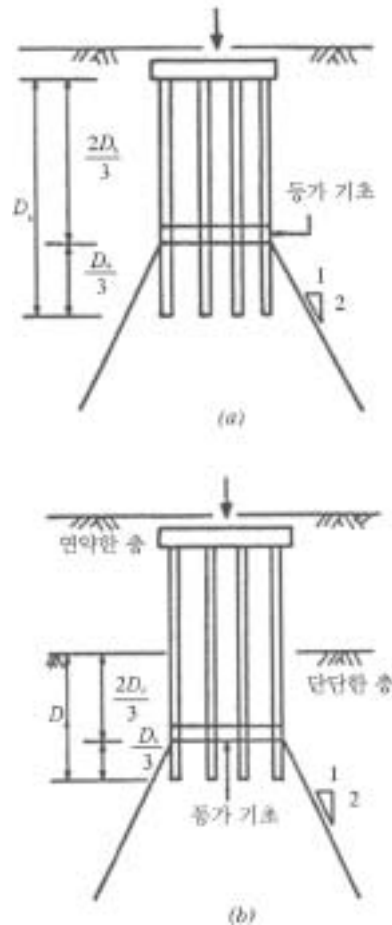


그림 7.7.1 등가 확대기초의 위치(Duncan과 Buchignani, 1976)

7.7.2.2 수평변위에 대한 기준

기초의 수평방향 허용변위량은 구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명, 차량 주행성, 과대변위발생시 구조물에 미치는 영향 등을 고려하여 결정하며, 38 mm를 초과해서는 안 된다. 단, 지반의 저항력과 말뚝변위의 비선형성을 고려할 수 있는 $p-y$ 해석 등의 정밀한 해석을 하는 경우 말뚝 본체에 구조적인 결함이 발생하지 않고 상부구조물의 유해한 영향을 미치지 않는 변위까지 허용할 수 있다.

7.7.2.3 침하

(1) 일반사항

말뚝기초의 침하는 7.6.2.2에 규정된 허용침하량을 초과해서는 안 된다.

(2) 점성토

무리말뚝의 침하량은 그림 7.7.1에 규정된 등가 확대기초의 위치와 확대기초에 사용한 절차를 사용하여 구할 수 있다.

(3) 사질토

사질토의 무리말뚝 침하는 현장 원위치시험 결과와 그림 7.7.1의 등가 확대기초의 위치를 이용하여 계산할 수 있다. 사질토에 설치된 무리말뚝의 침하는 다음과 같은 식으로 계산할 수 있다.

$$SPT = \rho = \frac{30qI\sqrt{X}}{N_{corr}} \quad (7.7.1)$$

$$CPT = \rho = \frac{qXI}{24q_c} \quad (7.7.2)$$

여기서,

$$I = 1 - 0.125 \frac{D'}{X} \geq 0.5 \quad (7.7.3)$$

$$N_{corr} = \left[0.77 \log_{10} \left(\frac{1.92}{\sigma_v'} \right) \right] N \quad (7.7.4)$$

여기서,

q = 그림 7.7.1에서 보는 것처럼 $2D_b/3$ 지점에 작용하는 순 기초 압력.

이 압력은 무리 말뚝의 상부에 가해진 하중을 등가 확대기초의 면적으로 나눈 것으로, 말뚝의 무게나 말뚝 사이의 흙 무게는 포함하지 않는다(MPa).

X = 무리말뚝의 폭이나 최소 치수(mm)

ρ = 무리말뚝의 침하(mm)

I = 무리말뚝의 유효근입깊이에 대한 영향계수

D' = 유효깊이($=2D_b/3$)

D_b = 그림 7.7.1에서 보는 것처럼 지지층에 근입된 말뚝의 길이(mm)

N_{corr} = 등가 확대기초 아래 임의의 깊이 z 까지의 SPT의 타격횟수로서 상재하중에 대해 보정한 대표적인 평균값(타/300 mm)

- N = 침하층에서 측정된 SPT의 타격횟수 (타/300 mm)
 σ_v' = 유효연직응력(MPa)
 q_c = 등가 확대기초 아래 임의의 깊이 z 에 대한 평균 정적 콘저항값(MPa)

7.7.2.4 선단지지력의 추정값

7.6.2.3의 규정에 따른다.

7.7.3 극한한계상태의 지지력

7.7.3.1 일반사항

고려해야 할 지지력에는 다음과 같은 것들이 있다.

- 말뚝의 지지력
- 말뚝의 인발저항력
- 연약한 지층 위에 있는 단단한 층의 말뚝 편칭에 대한 저항력
- 말뚝 재료의 강도

7.7.3.2 말뚝의 축방향 하중

말뚝 향타나 말뚝재하시험에서 측정한 현장 계측치를 참고로 정적해석 방법에 의해 설계한다. 비슷한 조건을 가진 인접 지반의 말뚝재하시험결과를 외삽하여 적용할 수도 있다. 말뚝의 지지력은 해석적 방법이나 현장 원위치시험 방법 등으로 산정할 수 있다.

말뚝의 감가된 지지력 Q_R 은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_q Q_{ult} \quad (7.7.5)$$

또는

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{qp} Q_p + \phi_{qs} Q_s \quad (7.7.6)$$

여기서,

$$Q_p = q_p A_p \quad (7.7.7)$$

$$Q_s = q_s A_s \quad (7.7.8)$$

여기서,

ϕ_q = 7.5.5에 규정된 외말뚝의 지지력에 대한 저항계수, 총 저항력에서 선단지지력과 주면마찰력을 구분하지 않음

Q_{ult} = 외말뚝의 지지력(N)

Q_p = 말뚝의 선단지지력(N)

Q_s = 말뚝의 주면마찰력(N)

q_p = 말뚝의 단위 선단지지력(MPa)

q_s = 말뚝의 단위 주면마찰력(MPa)

A_s = 말뚝 주면면적(mm²)

A_p = 말뚝 선단면적(mm²)

ϕ_{qp} = 선단과 주면 저항을 구별하는 방법일 경우 표 7.5.2에 규정된 말뚝의 선단지지에 대한 저항계수

ϕ_{qs} = 선단과 주면 저항을 구별하는 방법일 경우 표 7.5.2에 규정된 말뚝의 주면마찰에 대한 저항계수

7.7.3.3 말뚝 지지력의 반경험적 평가

(1) 일반사항

필요한 지반 강도정수값들이 있는 경우에는 전응력과 유효응력 방법 둘 다 쓸 수 있다. 반경험적 방법에 의하여 평가된 주면마찰력과 선단지지력에 대한 저항계수는 표 7.5.2에 규정되어 있다.

(2) 주면마찰력

다음 규정된 세 가지 방법 중 하나 또는 그 이상을 선택하여 사용한다.

① α 방법

전응력에 근거한 α 방법은 말뚝과 점성토사이의 부착력을 점성토의 비배수 전단강도와 관련지어 사용한다. MPa를 단위로 하는 공칭 단위 주면마찰력은 다음 식과 같다.

$$q_s = \alpha S_u \quad (7.7.9)$$

여기서,

S_u = 평균 비배수 전단강도(MPa)

α = S_u 에 곱해지는 부착계수

부착계수 α 는 그림 7.7.2와 같이 비배수강도 S_u 에 따라 달라진다.

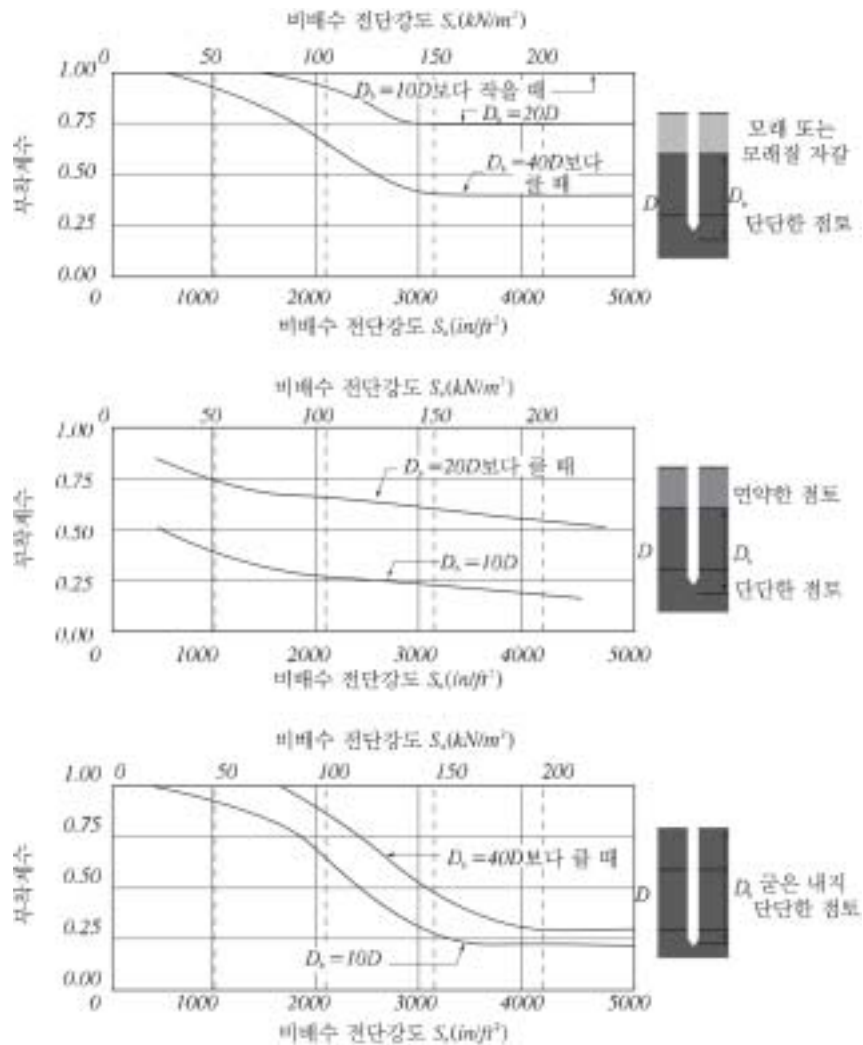


그림 7.7.2 점성토에 설치된 타입말뚝의 부착계수 설계곡선(Tomlinson, 1987)

② β 방법

유효응력법에 근거한 β 방법은 말뚝의 주면마찰력을 예측하는데 이용된다. MPa를 단위로 하는 공칭 단위 주면마찰력은 다음 식과 같이 유효응력에 근거하여 정의된다.

$$q_s = \beta \sigma_v' \quad (7.7.10)$$

여기서,

σ_v' = 연직유효응력(MPa)

β = 그림 7.7.3에서 제시한 계수

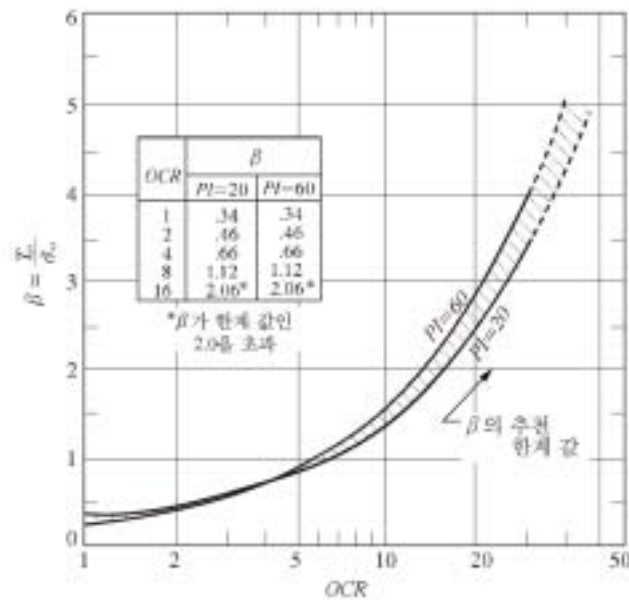


그림 7.7.3 배토 말뚝에 대한 β 와 OCR의 관계(Esrig과 Kirby, 1979)

Nordlund 방법은 점성토의 변단면(nonprismatic) 말뚝에 β 방법을 적용하는데 사용한다. 이 경우 저항계수는 표 7.5.2에 명시된 β 방법의 계수를 사용한다.

③ λ 방법

λ 방법은 단위 주면마찰력을 수동토압과 관련지어 사용하며 q_s 는 다음과 같이 구한다.

$$q_s = \lambda(\sigma_v' + 2S_u) \quad (7.7.11)$$

여기서,

$\sigma_v' + 2S_u$ = 수동토압(MPa)

λ = 그림 7.7.4에서 제시한 경험 계수

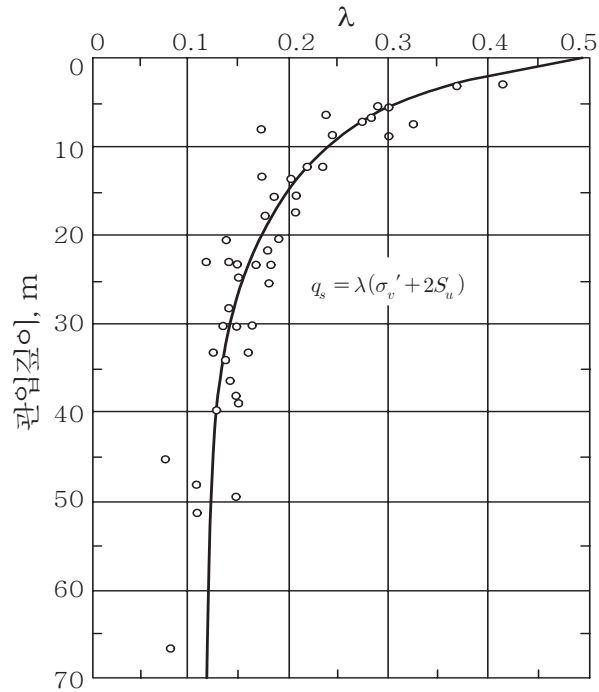


그림 7.7.4 타입 강관말뚝에 대한 λ 계수(Vijayvergiya와 Focht, 1972)

④ 사질토층에 대한 Nordlung/Thurman 방법

유효응력법은 모래층이나 비소성 실트층에 한해서 적용한다. 공칭 단위주면마찰력 q_s 는 다음과 같은 식에 의해서 산정되며 단위는 MPa이다.

$$q_s = K_\delta C_F \sigma_v' \frac{\sin(\delta + \omega)}{\cos \omega} \quad (7.7.12)$$

여기서,

K_δ = 지층의 중간 심도에서의 수평방향 토압계수 (그림 7.7.5~그림 7.7.8)

C_F = $\delta \neq \phi_f$ 일 경우 K_δ 의 수정계수 (그림 7.7.9)

σ_v' = 지층의 중간 심도에서의 유효 상재압 (MPa)

δ = 말뚝과 지반의 마찰각 ($^\circ$)(그림 7.7.10)

ω = 연직면에 대한 말뚝 직경의 측면경사각 ($^\circ$)

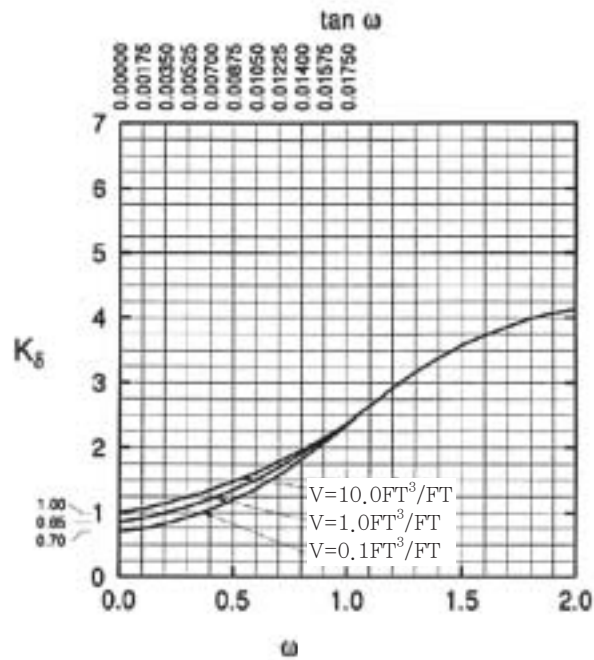


그림 7.7.5 $\phi_f=25^\circ$ 일 경우 K_δ (Hannigan 등, 2006)

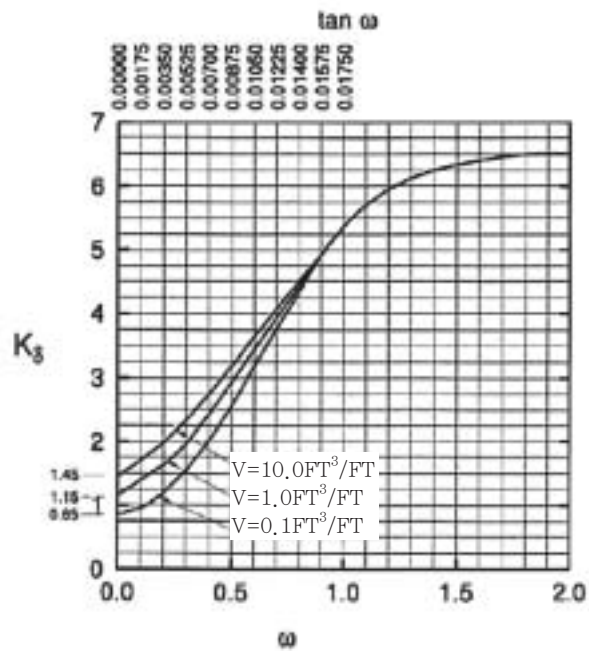
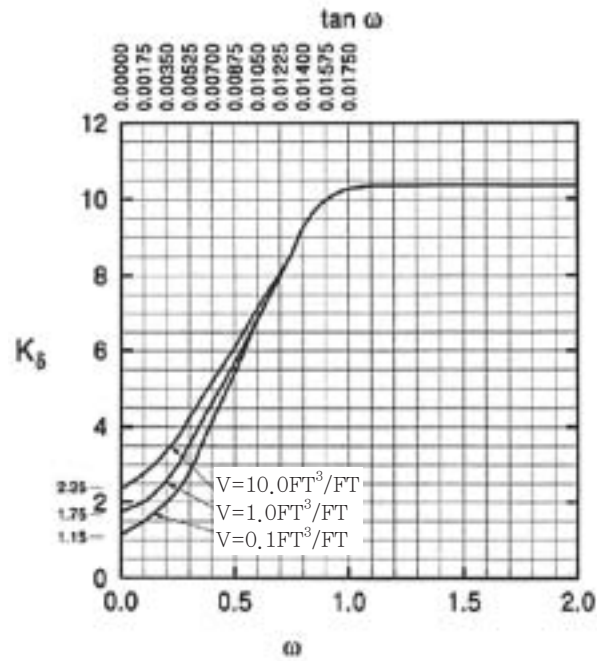
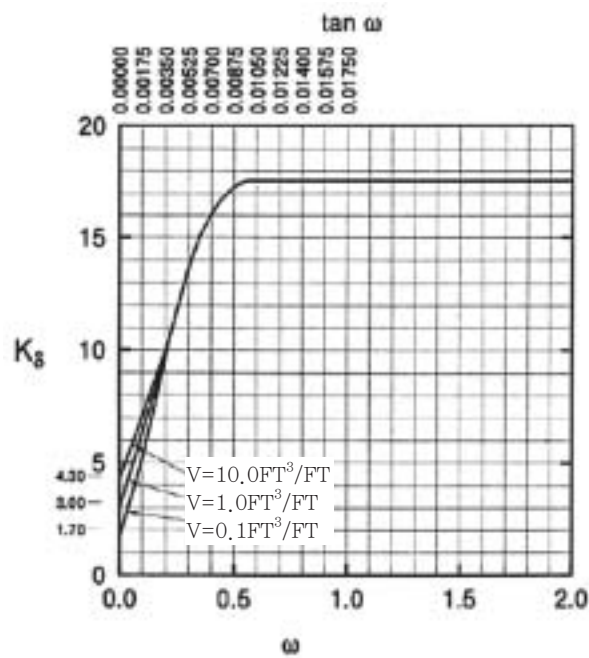


그림 7.7.6 $\phi_f=30^\circ$ 일 경우 K_δ (Hannigan 등, 2006)

그림 7.7.7 $\phi_f=35^\circ$ 일 경우 K_δ (Hannigan 등, 2006)그림 7.7.8 $\phi_f=40^\circ$ 일 경우 K_δ (Hannigan 등, 2006)

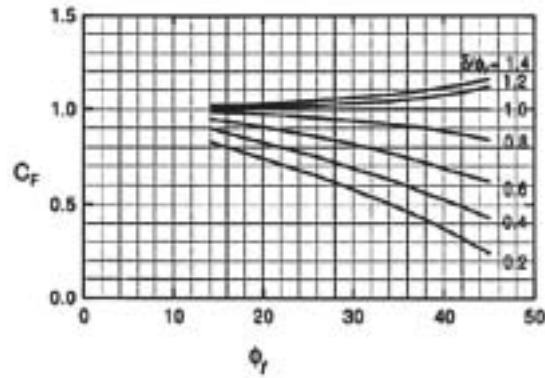
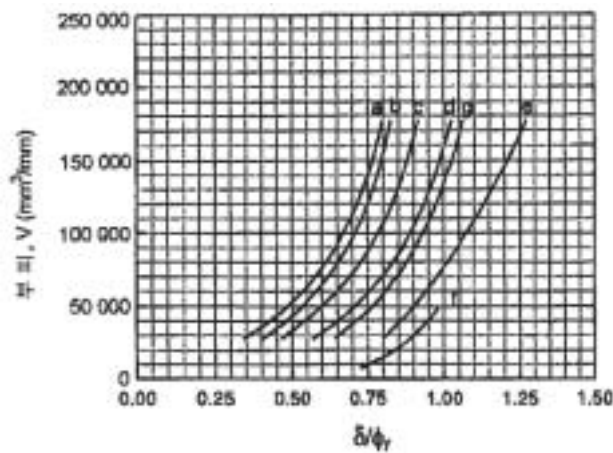


그림 7.7.9 $\delta \neq \phi_f$ 일 경우 K_δ 의 수정계수 (Hannigan 등, 2006)



a. 폐단강관 말뚝	b. 나무 말뚝
c. PC 말뚝	d. Raymond 계단식 테이퍼 말뚝
e. Raymond 테이퍼 말뚝	f. H 말뚝
g. 강관 테이퍼 말뚝	

그림 7.7.10 여러 가지 말뚝에 대한 말뚝 변위와 δ/ϕ_f (Hannigan 등, 2006)

공칭 단위선단지지력 q_p 는 다음 식으로 산정하며, 단위는 MPa이다.

$$q_p = \alpha_t N'_q \sigma'_v \leq q_L \quad (7.7.13)$$

여기서,

α_t = 수정계수 (그림 7.7.11)

N'_q = 지지력계수 (그림 7.7.12)

σ_v' = 말뚝 선단부 유효상재압 (MPa) ≤ 0.15 MPa

q_L = 한계 단위선단지지력 (그림 7.7.13)

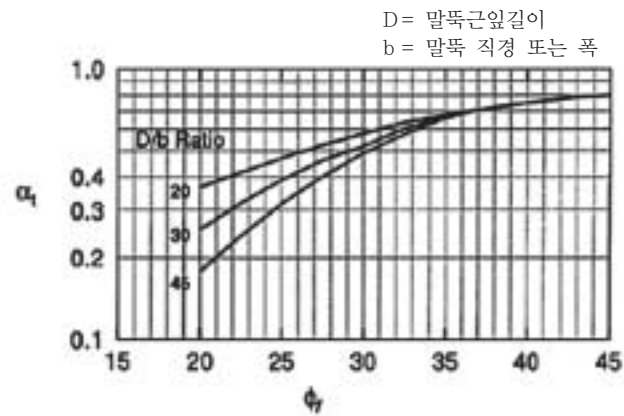


그림 7.7.11 α_t 계수 (Hannigan 등, 2006)

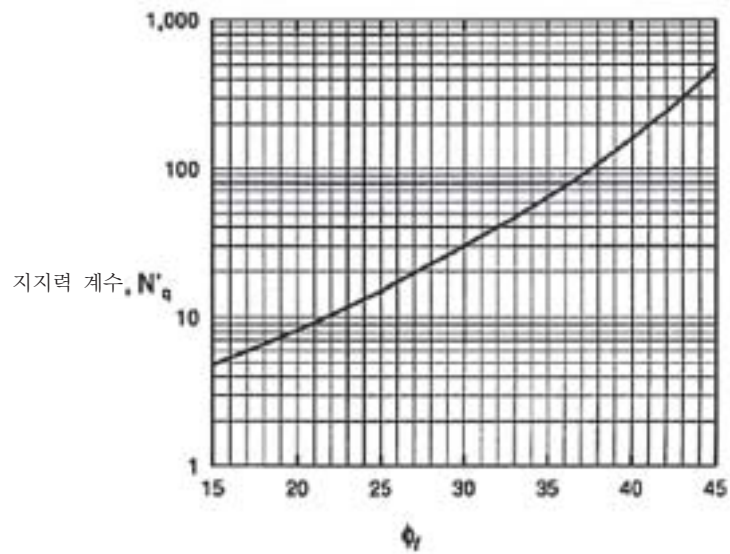


그림 7.7.12 지지력계수, N'_q (Hannigan 등, 2006)

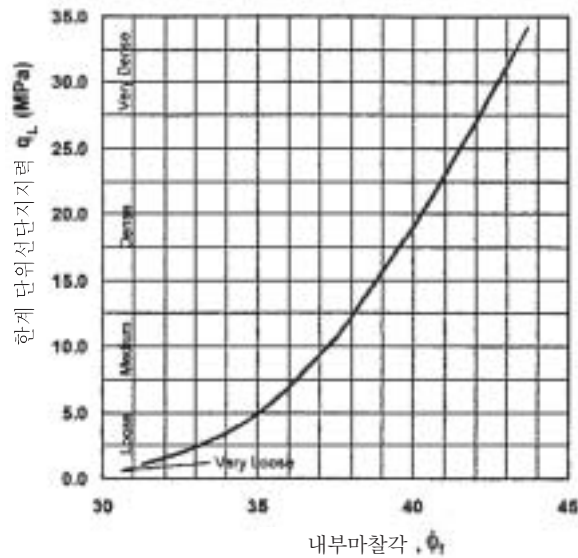


그림 7.7.13 한계 단위선단지지력(Hannigan 등, 2006)

(3) 선단저항

포화된 점성토에 설치된 말뚝의 공칭 단위선단지지력 q_p 는 다음과 같으며 단위는 MPa이다.

$$q_p = 9S_u \quad (7.7.14)$$

여기서,

S_u = 말뚝 선단근처 점성토의 비배수 전단강도(MPa)

7.7.3.4 현장 원위치시험을 통한 말뚝지지력의 평가

(1) 일반사항

현장 원위치시험법을 사용하여 평가한 주변마찰력과 선단지지력에 대한 저항계수는 표 7.5.2에 규정되어 있다.

(2) 표준관입시험(SPT)을 이용한 방법

이 방법은 사질토 및 비소성 실트에 대해 적용한다.

① 말뚝 선단지지력

사질토에서 깊이 D_b 까지 타입된 말뚝의 공칭 단위 선단지지력은 다음과 같고 단위는 MPa이다.

$$q_p = \frac{0.038 N_{corr} D_b}{D} \leq q_t \quad (7.7.15)$$

여기서,

$$N_{corr} = \left[0.77 \log_{10} \left(\frac{1.92}{\sigma_v'} \right) \right] N \quad (7.7.16)$$

여기서,

- N_{corr} = 상재응력 σ_v' 에 대하여 수정한 말뚝 선단근처의 대표적인 SPT 타격횟수(타/300 mm)
- N = SPT 타격횟수(타/300 mm)
- D = 말뚝의 폭 또는 직경(mm)
- D_b = 지지층에 관입된 말뚝길이 (mm)
- q_t = 한계 선단지지력으로 사질토인 경우 $0.4 N_{corr}$, 비소성 실트인 경우 $0.3 N_{corr}$ 을 사용한다(MPa).

② 주면마찰력

사질토에 설치된 말뚝의 공칭 주면마찰력 q_s 는 다음과 같으며 단위는 MPa이다.

• 배토 말뚝

$$q_s = 0.0019 \bar{N} \quad (7.7.17)$$

• 비배토 말뚝(예, H형 강말뚝)

$$q_s = 0.00096 \bar{N} \quad (7.7.18)$$

여기서,

- q_s = 타입말뚝에 대한 단위 주면마찰력(MPa)
- $\bar{N}$ = 말뚝 주면을 따라 얻은 보정하지 않은 평균 SPT 타격횟수(타/300 mm)

(3) 콘관입시험(CPT)을 이용한 방법

① 일반사항

CPT 결과는 다음과 같이 이용된다.

- 콘관입저항 q_c 를 말뚝의 선단지지력을 결정하는데 사용한다.
- 콘의 주변마찰력 f_s 를 주변마찰력을 결정하는데 사용한다.

② 말뚝의 선단지지력

선단지지력 q_p 는 그림 7.7.14로부터 결정하고 단위는 MPa이다.

$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (7.7.19)$$

여기서,

- q_{c1} = 말뚝 선단 아래(경로 a-b-c) yD 의 거리까지의 평균 q_c . 하향(경로 a-b) 및 상향(경로 b-c)의 q_c 값을 합한다. 경로 a-b와 최소경로 b-c를 따른 q_c 값을 사용한다. 0.7에서 4.0까지의 y 값에 대한 q_{c1} 을 계산하고 그중 최소값을 사용한다.
- q_{c2} = 말뚝 선단 위(경로 c-e) $8D$ 까지의 평균 q_c . q_{c1} 을 계산할 때의 경로 b-c와 같은 최소 경로법칙을 사용한다. 사질토인 경우 첨두 압력강하점 “ x ”는 무시하지만 점성토일 경우 최소 경로에 고려해 넣도록 한다.

말뚝선단 아래로 말뚝직경의 0.7배에서 4배 사이의 최소 평균 콘저항값은 최소 경로법칙과 함께 시행착오법을 통하여 결정한다. 최소 경로법칙은 선단 위로 말뚝 직경의 8배에 해당하는 거리까지의 흙에 대한 콘저항값을 얻는 데에도 똑같이 적용한다. 이 두 가지 값을 평균하여 말뚝의 선단지지력을 결정한다.

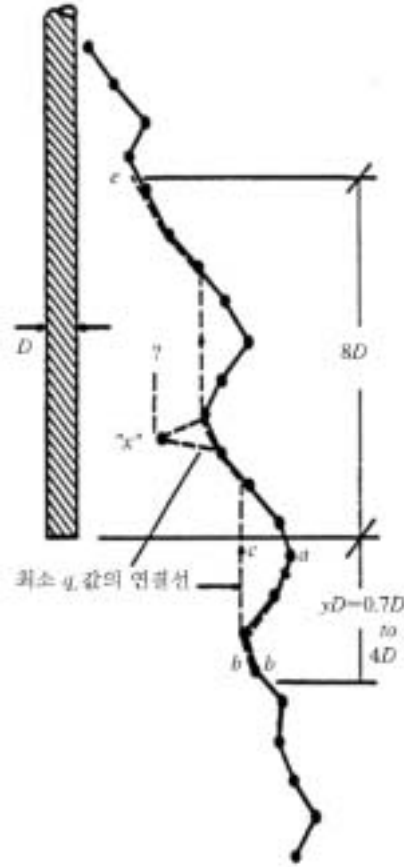


그림 7.7.14 말뚝의 선단지지력 계산 방법(Nottingham과 Schmertmann, 1975)

③ 주변마찰력

말뚝의 공칭 주변마찰력 Q_s 는 다음 식으로 계산하고 단위는 N이다.

$$Q_s = K_{s,c} \left[\sum_{i=1}^{N_1} \left(\frac{L_i}{8D_i} \right) f_{si} a_{si} h_i + \sum_{i=1}^{N_2} f_{si} a_{si} h_i \right] \quad (7.7.20)$$

여기서,

$K_{s,c}$ = 보정계수, 그림 7.7.15에서 점성토는 K_c , 사질토는 K_s 를 사용

L_i = 고려 지점에서 각 요소의 중간지점까지 깊이(mm)

D_i = 고려 지점에서 말뚝의 직경 또는 폭(mm)

f_{si} = 고려 지점에서 CPT로 구한 단위 국부 주변마찰력(MPa)

a_{si} = 고려 지점의 말뚝 둘레(mm)

h_i = 고려 지점의 요소 길이

N_1 = 지표면과 지표면 아래 $8D$ 점 사이의 요소 수

N_2 = 지표면 아래 $8D$ 점과 말뚝의 선단사이의 요소 수

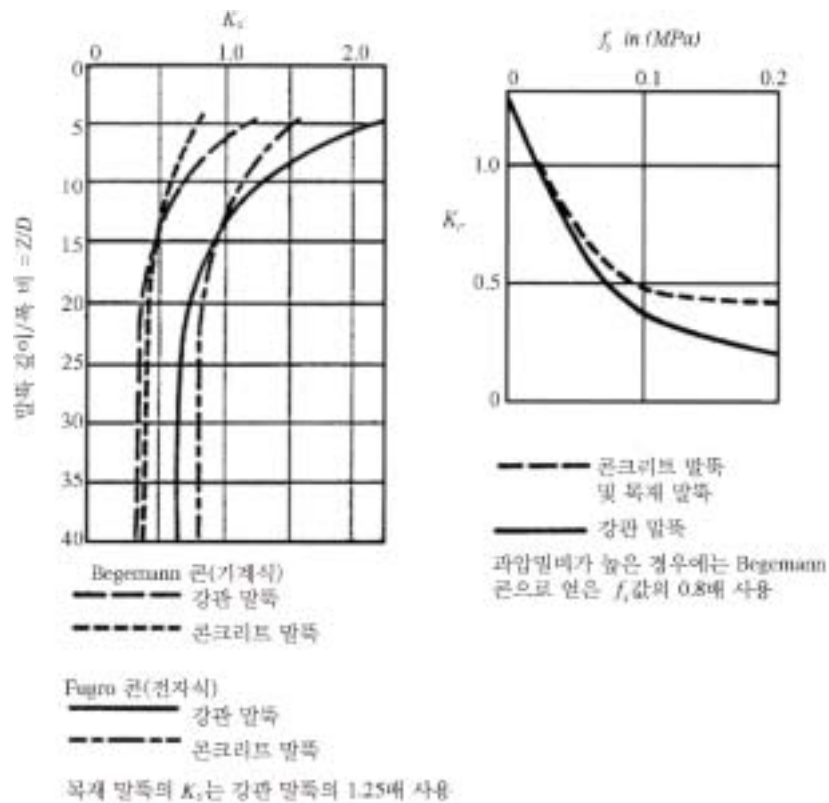


그림 7.7.15 주면마찰 보정계수 K_s 와 K_r (Nottingham과 Schmertmann, 1975)

7.7.3.5 암반 지지 말뚝

암반층에 지지되는 말뚝의 선단지지력에 대한 저항계수는 표 7.5.2에 나타나 있는 값들을 사용한다. 말뚝 폭(또는 직경)과 암반의 불연속면 간격이 300 mm보다 크거나, 속이 차 있지 않은 불연속면의 폭이 6.4 mm보다 작거나 혹은 흙 또는 암편으로 차있는 불연속면의 폭이 25 mm보다 작은 경우에 대해서 암반에 설치된 타입말뚝의 공칭 단위 선단지지력(MPa), q_p 는 다음 식을 통해 구한다.

$$q_p = 3q_u K_{sp} d \quad (7.7.21)$$

위의 식에서:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{s_d}}} \quad (7.7.22)$$

$$d = 1 + 0.4H_s/D_s \leq 3.4$$

여기서,

q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도(MPa)

d = 무차원 깊이계수

K_{sp} = 그림 7.7.16의 무차원 지지력계수

s_d = 불연속면 간격(mm)

t_d = 불연속면 폭(mm)

D = 말뚝 폭(mm)

H_s = 암반에 근입된 말뚝의 근입깊이로서 기반암에 위에 놓인 경우 0으로 본다.

D_s = 암반 근입부 말뚝 폭(mm)

이 방법은 연약한 세일 또는 연약한 석회암과 같은 연암에 대해서는 사용해서는 안 된다. 연약한 암반에 지지되는 말뚝은 7.7.3.3의 점성토에 의해 지지되는 말뚝과 7.7.3.4의 사질토에 의해 지지되는 말뚝에 대해 규정된 것과 같이 연약한 암반을 흙으로 보고 설계를 한다.

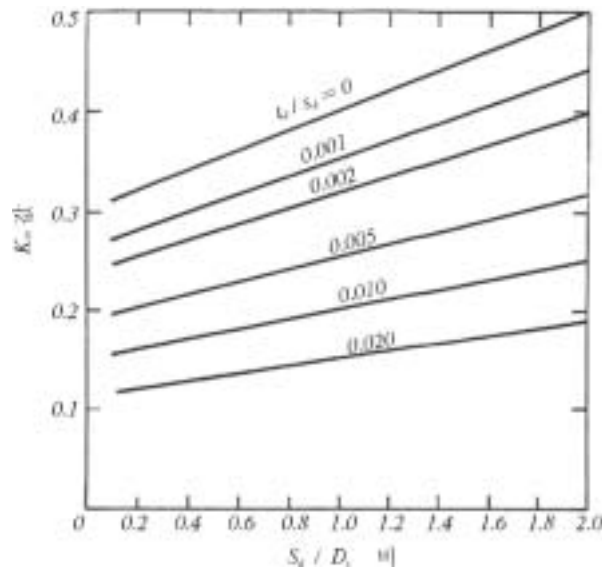


그림 7.7.16 지지력계수 (Canadian Geotechnical Society, 1985)

7.7.3.6 말뚝재하시험

말뚝에 대한 압축, 인장, 횡방향 재하시험은 다음 규정에 따라 실시한다.

- 정적 축방향 압축하중을 받는 말뚝에 대한 시험방법 - ASTM D1143-81(87), KS F 2445
- 정적 축방향 인장하중을 받는 외말뚝에 대한 시험방법 - ASTM D3689-90
- 횡방향하중을 받는 말뚝에 대한 시험방법 - ASTM D3966-90

말뚝재하시험으로부터 구한 축방향 압축지지력과 축방향 인발저항력에 대한 저항계수는 표 7.5.2에 나타나 있다. 항타 분석기를 이용한 현장시험은 다음 규정에 따라 실시한다.

- 말뚝의 고변형률 동적시험(high strain dynamic testing of piles)에 대한 시험방법 - ASTM D4945-89

항타 분석기를 이용하여 구한 축방향 지지력에 대한 저항계수는 표 7.5.2에 나타나 있다.

7.7.3.7 인발

(1) 일반사항

극한한계상태의 사용하중조합-I 을 고려하여 계산한 하중이 인장력일 경우에는 인발지지력을 고려해야 한다. 말뚝이 인발력을 받는 경우는 인발에 대한 저항력, 그리고 인장에 저항하고 하중을 다른 부재에 전달하는 구조적 성능을 평가하여야 한다.

(2) 외말뚝의 인발저항력

외말뚝의 인발저항력은 7.7.3.3와 7.7.3.4에 규정된 바와 같이 압축하중을 받는 말뚝의 주변 마찰력을 평가하는 방법과 유사한 방법으로 결정할 수 있다. 감가된 인발저항력(factored uplift resistance) Q_R 을 N 단위로 나타내면 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_u Q_s \quad (7.7.23)$$

여기서,

Q_s = 주변저항에 의한 공칭 인발저항력(N)

ϕ_u = 표 7.5.2에 규정된 인발저항력에 대한 저항계수

(3) 무리말뚝의 인발저항력

무리말뚝에서, 인발저항력 Q_R 을 N 단위로 나타내면 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{ug} Q_{ug} \quad (7.7.24)$$

여기서,

ϕ_{ug} = 표 7.5.2에 규정된 저항계수

Q_{ug} = 무리말뚝의 공칭 인발저항력 (N)

말뚝의 인발저항력, Q_{ug} 는 다음 두 값 중 작은 값으로 한다.

- 외말뚝의 인발저항력의 합
- 블록으로 고려한 무리말뚝의 인발저항력

사질토에 설치된 무리말뚝의 경우, 인발되는 블록의 중량은 그림 7.7.17과 같이 무리말뚝 선단면의 양 끝점으로부터 상향으로 수평과 연직의 비가 1:4가 되도록 선을 그어 형성되는 블록의 중량으로 계산한다. 지하수위 아래의 흙에 대해서는 수중 단위중량을 사용한다. 점성토에서는 그림 7.7.18과 같이 비배수 전단의 형태로서 인발에 저항하는 블록을 고려한다. 무리말뚝에 대한 공칭 인발저항력은 다음 식으로 구한다.

$$Q_n = Q_{ug} = (2XZ + 2YZ)\overline{S_u} + W_g \quad (7.7.25)$$

여기서,

X = 그림 7.7.18에서 무리말뚝의 폭(mm)

Y = 그림 7.7.18에서 무리말뚝의 길이(mm)

Z = 그림 7.7.18에서 말뚝캡 아래 블록의 깊이(mm)

$\overline{S_u}$ = 말뚝주면을 따라 발생하는 흙의 평균 비배수 전단강도(MPa)

W_g = 흙, 말뚝, 그리고 말뚝캡을 포함한 블록의 중량(N)

외말뚝 저항력의 합으로 결정되는 무리말뚝의 공칭 인발저항력, Q_{ug} 에 대한 저항계수는 표 7.5.2에 나타나 있는 것과 같이 외말뚝의 인발저항력에 대한 저항계수와 같은 값을 사용한다. 블록으로 고려하는 무리말뚝의 인발저항력에 대한 저항계수는 점성토와 사질토에 있는 무리말뚝에 대해 규정한 표 7.5.2의 값들을 사용한다.

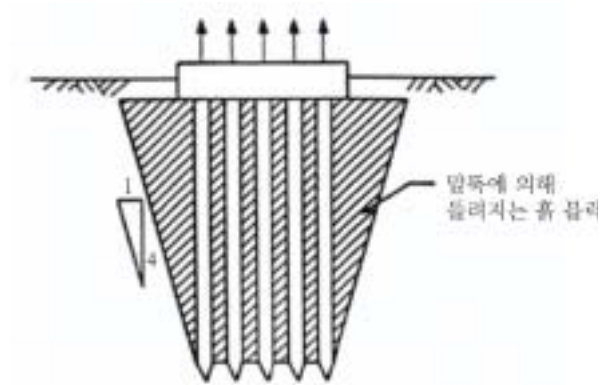


그림 7.7.17 사질토에서 말뚝 사이의 간격이 작은 무리말뚝의 인발(Tomlinson, 1987)

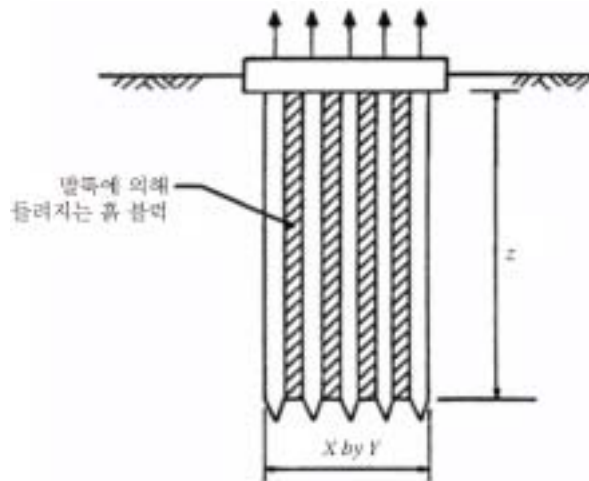


그림 7.7.18 점성토에 설치된 무리말뚝의 인발(Tomlinson, 1987)

7.7.3.8 수평하중

수평방향 하중을 받는 말뚝의 경우 말뚝머리는 말뚝캡에 고정되어야 한다. 말뚝을 타입하여 설치하는 과정에서 생기는 주변의 교란 부위와 빈 공간은 조립질 재료로 치환하여 다져야 한다. 수평방향 하중을 받는 말뚝의 경우, 무리말뚝을 이루는 말뚝수와 말뚝간격을 포함하여 지반과 말뚝 사이, 즉 흙-구조물 또는 암반-구조물 사이의 상호작용 효과를 고려해야 한다.

7.7.3.9 경사말뚝의 지지력

경사말뚝을 포함하는 무리말뚝의 지지력은 경사말뚝을 연직말뚝으로 가정하여 결정할 수 있다.

7.7.3.10 무리말뚝의 축방향 지지력

(1) 일반사항

무리말뚝의 감가된 지지력은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_g Q_g \quad (7.7.26)$$

여기서,

$$\begin{aligned} Q_g &= \text{무리말뚝의 공칭지지력(N)} \\ \phi_g &= \text{표 7.5.2에 규정된 무리말뚝의 저항계수} \end{aligned}$$

(2) 점성토

말뚝캡이 지반과 밀착된다면 효율을 감소시킬 필요는 없다. 캡이 지반과 밀착되지 않으나 지반이 단단한 경우에도 효율을 감소시킬 필요는 없다. 캡이 지반과 밀착되지 않고 지표면 흙이 연약한 경우, 각 말뚝의 지지력에 적절한 효율계수를 적용하도록 한다.

무리말뚝의 지지력은 다음 중 작은 값으로 한다.

- 무리말뚝 내의 각 말뚝의 수정 지지력의 합
- 등가피어(pier)의 지지력

등가피어(pier)를 결정할 때는

- 주면마찰력을 결정하기 위해 흙의 최대전단강도(full shear strength)를 사용한다.
- 선단지지력을 결정하기 위해 등가피어(pier)의 전체 선단면적을 사용한다.
- 말뚝캡의 부가적인 저항력은 무시한다.

등가피어(pier) 또는 블록파괴의 경우 저항계수는 표 7.5.2에 제시되어 있고 말뚝캡의 지반접촉 여부에 무관하게 적용된다. 개개의 지지력의 합을 사용해 계산한 무리말뚝에 대한 저항계수는 표 7.5.2에 규정된 외말뚝 지지력에 대한 것과 같은 값을 사용한다.

(3) 사질토

사질토에 설치된 무리말뚝의 지지력은 무리 내에 있는 모든 말뚝 지지력의 합과 같다. 효율계수는 말뚝캡의 지반과 밀착여부와 상관없이 1.0으로 고려한다. 저항계수는 표 7.5.2에 규정하였듯이 외말뚝에 대한 값과 같다.

(4) 연약 또는 압축성 지반 위의 단단한 지반에 설치된 무리말뚝

무리말뚝이 연약한 지반 위에 있는 단단한 지반에 근입된 경우, 연약 층의 말뚝선단의 관입파괴(punching failure)에 대한 가능성을 고려해야 한다. 단단한 층 아래의 흙이 연약한 압축성 흙으로 이루어져 있는 경우에는 이들 지층 때문에 많은 침하가 발생할 가능성을 고려해야 한다.

아래에 있는 연약지층의 지지력은 말뚝 선단에서부터 연직과 수평의 비가 2:1인 기울기로 투영된 면적에 하중이 퍼지면서 분포한다고 가정하여 추가하중을 계산한다. 말뚝 선단 아래의 지지력은 투영된 가상 기초의 크기에 따라 구한다. 지지력은 여기에 제시된 확대기초의 기준에 바탕을 두고 있다.

7.7.3.11 무리말뚝의 횡방향 지지력

무리말뚝의 설계 수평지지력 Q_R 은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi Q_{Lg} = \eta \phi_L \sum Q_L \quad (7.7.27)$$

여기서,

Q_L = 외말뚝의 공칭 수평지지력(N)

Q_{Lg} = 무리말뚝의 공칭 수평지지력(N)

ϕ_L = 표 7.5.2 규정된 무리말뚝에 대한 저항계수

η = 무리말뚝의 효율계수(점성토의 경우 0.85, 사질토의 경우 0.75)

무리말뚝의 횡방향 지지력은 효율계수를 적용한 외말뚝의 수정된 지지력의 합으로 구한다.

7.7.4 구조설계

7.7.4.1 일반사항

타입하여 설치하는 말뚝의 구조설계는 5, 6장의 규정에 따라 실시한다.

7.7.4.2 말뚝의 좌굴

지반면 위로 돌출되어 물이나 공기에 노출되어 있는 말뚝은 지반 아래 일정한 깊이에 고정되어 있는 것으로 가정한다. 횡방향으로 지지되지 않은 길이와 지반 속에 근입된 길이의 합인 말뚝의 등가길이를 사용하여, 4, 5, 6장의 압축부재에 대한 규정에 따라 안정성을 결정하게 된다. 고정점까지의 근입 깊이는 다음 식으로 나타낸다.

- 점성토인 경우 :

$$1.4 \left[\frac{E_p I_p}{E_s} \right]^{0.25} \quad (\text{mm}) \quad (7.7.28)$$

- 사질토인 경우 :

$$1.8 \left[\frac{E_p I_p}{n_h} \right]^{0.2} \quad (\text{mm}) \quad (7.7.29)$$

여기서,

E_p = 말뚝의 탄성계수(MPa)

I_p = 말뚝의 관성모멘트(mm⁴)

E_s = 점성토의 탄성계수 = $67 S_u$ (MPa)

S_u = 점성토의 비배수 전단강도(MPa)

n_h = 표 7.7.1에 규정된 사질토의 깊이에 따른 탄성계수 증가비(MPa/mm)

표 7.7.1 사질토의 깊이에 따른 탄성계수의 증가 비 n_h (MPa/mm)

연경도	건조 또는 습윤 상태	수침
느슨	9.4×10^{-3}	4.7×10^{-3}
보통	0.025	0.013
조밀	0.063	0.031

7.8 현장타설말뚝

7.8.1 일반사항

7.8.1.1 범위

이 절의 규정은 현장타설말뚝의 설계에 적용한다.

7.8.1.2 근입

현장타설말뚝의 근입은 충분한 연직, 횡방향 하중지지력을 발휘하고 허용변위량을 감당할 수 있을 만큼 충분해야 한다.

7.8.1.3 지름과 확대선단부

암반 소켓 현장타설말뚝 시공을 위해 상부토사의 붕괴방지용으로 케이싱이 필요한 경우 소켓 지름은 케이싱의 안지름보다 최소한 150 mm 작아야 한다. 케이싱이 필요하지 않은 암반 소켓 현장타설말뚝의 경우에는 소켓지름이 상부 말뚝지름과 같아도 된다.

단단한 점성토에서는 단위 선단지지압력을 감소시키기 위해서 또는 인발하중에 대한 추가적인 저항력을 제공하기 위해서 선단지지면적을 증가시키기 위하여 말뚝선단을 확대하거나 종 모양으로 할 수 있다. 콘크리트를 타설하기 전에 천공구멍 바닥면을 깨끗하게 하고 그 상태를 확인한 경우에는 전체 저부면적이 효과적으로 하중을 전달시킨다고 볼 수 있다.

7.8.1.4 지지력

7.7.1.3의 규정은 “말뚝” 대신에 “현장타설말뚝”으로 대체하여 적용할 수 있다. 시공방법이 현장타설말뚝 지지력에 영향을 끼칠 수 있으므로 설계할 때 이 점을 고려해야 한다. 현장타설말뚝의 시공은 건조시공, 케이싱 사용 시공, 습윤시공 또는 이들 방법을 조합하는 방법이 있다. 모든 시공법의 경우에 대하여 천공경의 굴착, 콘크리트 타설 그리고 현장타설말뚝 시공에 대한 기타 조건들은 이들 지방규정에 따라 실시하도록 한다.

7.8.1.5 하향력

하향력은 7.7.1.4에 규정된 방법에 의해 평가한다. 극한한계상태에서의 선단지지 현장타설말뚝에 작용하는 하향력의 하중계수는 표 7.5.3에 규정된 주면마찰력에 대한 저항계수의 역수를 적용한다.

7.8.1.6 무리말뚝의 말뚝간격

현장타설말뚝의 중심간 간격은 지름의 3배 또는 인접말뚝간의 상호간섭이 없는 최소간격보다 커야 한다. 더 좁은 간격이 요구되는 경우에는 시공절차를 설계도서에 명시해야 하고 인접 현장타설말뚝 간의 상호작용 효과를 평가하여야 한다.

7.8.1.7 경사 현장타설말뚝

경사 현장타설말뚝은 피하도록 한다. 횡방향 지지력을 증가시킬 필요가 있는 경우에는 말뚝지름을 크게 하거나 말뚝수를 증가시킨다.

7.8.1.8 지하수위와 부력

7.7.1.7의 규정이 적용된다.

7.8.1.9 인발

7.7.1.9의 규정을 적용한다. 팽창토에 대해 설계 및 시공되는 현장타설말뚝은 인발에 저항하기 위해 습윤조건에 대해 안정한 흙에 충분히 정착되도록 한다. 지반팽창조건에 의해 말뚝/말뚝캡에 인발하중이 작용하지 않도록 지표면과 캡의 아래 부분 또는 말뚝을 연결하는 빔 사이의 공간을 충분히 확보하도록 해야 한다.

7.8.2 사용한계상태의 변위

7.8.2.1 일반사항

7.7.2.1의 규정을 적용한다. 3.4.2에 제시된 사용하중조합-I 을 사용하는 것이 적합하다. 점성토에 설치된 현장타설말뚝의 사용한계상태 침하량을 추정하는 데는 영구하중만을 고려한다. 조립토에 설치된 말뚝의 침하량을 추정할 때는 영구하중에 일시적인 하중을 더한 값을 사용한다.

7.8.2.2 수평변위에 대한 기준

7.7.2.2의 규정을 적용한다.

7.8.2.3 침하

(1) 일반사항

외말뚝과 무리말뚝에 상관없이 현장타설말뚝기초의 침하량은 7.6.2.2의 기준을 초과해서는 안 된다.

(2) 현장타설 외말뚝의 침하량

현장타설 외말뚝의 침하량은 다음 사항을 고려하여 추정해야 한다 :

- 단기간 침하량
- 점성토에 시공될 경우에는 압밀침하량
- 현장타설말뚝의 축방향 압축량

(3) 무리말뚝의 침하량

7.7.2.3의 규정을 적용한다.

7.8.3 극한한계상태의 지지력

7.8.3.1 일반사항

7.7.3.1의 극한한계상태를 적용한다.

7.8.3.2 현장타설말뚝의 축방향 하중

7.7.3.2의 규정을 적용한다.

7.8.3.3 점성토에 설치한 현장타설말뚝의 지지력 산정

점성토에 설치된 현장타설말뚝의 저항력을 결정하기 위해 반경험적인 방법이 사용된다. 점성토의 현장타설말뚝은 비배수 하중조건과 배수 하중조건에 대하여 각각 전용력법과 유효응력법으로 설계해야 한다.

(1) 말뚝의 주변마찰력 산정

점성토에 설치되어 비배수 재하 상태에 있는 현장타설말뚝의 공칭 단위 주변마찰력은 다음과 같

이 α 방법으로 산정하며, 단위는 MPa이다.

$$q_s = \alpha S_u \quad (7.8.1)$$

여기서,

$$\frac{S_u}{p_a} \leq 1.5 \text{ 일 때, } \alpha = 0.55 \quad (7.8.1a)$$

$$1.5 \leq \frac{S_u}{p_a} \leq 2.5 \text{ 일 때, } \alpha = 0.55 - 0.1 \left(\frac{S_u}{p_a} - 1.5 \right) \quad (7.8.1b)$$

S_u = 평균 비배수전단강도(MPa)

α = 부착력 계수 (무차원값)

p_a = 대기압 (=0.101 MPa)

그림 7.8.1에 나타난 바와 같이 현장타설말뚝의 다음 부분들에서는 주면마찰력이 발휘되지 않는 것으로 간주한다.

- 말뚝의 머리로부터 최소한 1,500 mm까지
- 단면이 일정한 말뚝의 경우 선단으로부터 위로 말뚝의 지름만큼
- 확대선단말뚝에서 확대선단부의 주면
- 확대선단말뚝에서 확대선단부의 상단에서 위로 말뚝지름만큼

영구적인 케이싱을 사용하는 경우에는 케이싱의 종류와 길이, 설치 방법을 고려하여 주면마찰력 값을 적정하게 수정(무시 포함)하여야 한다.

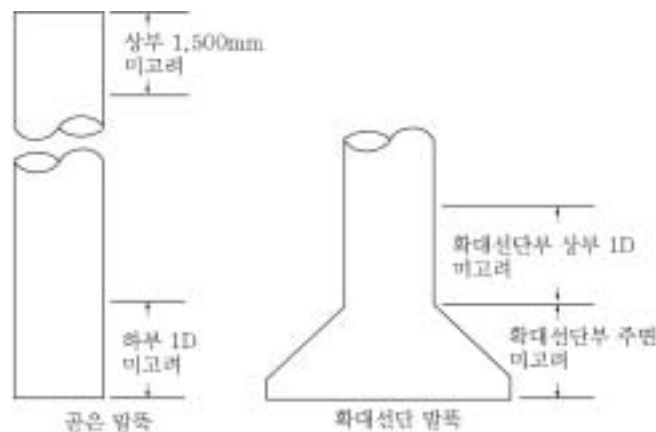


그림 7.8.1 주면마찰력을 계산할 때 고려하지 않는 현장타설말뚝의 각 부분에 대한 설명
(O'Neill과 Reese, 1999)

(2) 선단지지력

점성토에 설치되어 축하중을 받는 현장타설말뚝의 전응력 방법에 따른 공칭 단위 선단지지력은 다음의 O'Neill과 Reese(1999) 식으로 산정한다.

$$q_p = N_c S_u \leq 4.0 \text{ (MPa)} \quad (7.8.2)$$

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{Z}{D} \right) \right] \leq 9 \quad (7.8.3)$$

여기서,

- D = 말뚝의 지름(mm)
- Z = 말뚝의 관입깊이(mm)
- S_u = 비배수전단강도(MPa)

S_u 값은 현장타설말뚝의 선단으로부터 지름의 2배만큼 떨어진 깊이 이내의 위치에서 시행한 현장시험결과나 이 깊이에서 채취한 불교란시료를 사용한 실내시험결과로부터 결정한다. 만일 이렇게 구한 S_u 가 0.024 MPa 이하라면 N_c 값에 0.67을 곱한다(1/3만큼 저감).

7.8.3.4 사질토에 설치한 현장타설말뚝의 지지력 산정

(1) 일반사항

사질토 지반의 현장타설말뚝은 배수 조건의 유효응력법으로 설계하거나 현장시험 결과에 근거하여 경험적인 방법으로 설계해야 한다.

(2) 주면마찰력

사질토에 설치된 현장타설말뚝의 β 방법에 의한 공칭지지력 q_s 는 다음과 같이 구하며, 단위는 MPa이다.

$$0.25 \leq \beta \leq 1.2 \text{ 일 때, } q_s = \beta \sigma_v' \leq 0.19 \quad (7.8.4)$$

사질토 지반에서,

$$N_{60} \geq 15 \text{ 이면, } \beta = 1.5 - (7.7 \times 10^{-3} \sqrt{z}) \quad (7.8.4a)$$

$$N_{60} < 15 \text{ 이면, } \beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 7.7 \times 10^{-3} \sqrt{z}) \quad (7.8.4b)$$

여기서, σ_v' = 대상층 중간에서 연직유효응력 (MPa)

β = 하중전이계수 (무차원)

z = 대상층 중간까지 깊이 (mm)

N_{60} = 설계구역 지층의 평균 N값으로서, 해머 효율에 대해서 보정한 값

재하시험을 실시하였다면 더 큰 값을 사용할 수도 있다.

자갈질 모래층이나 자갈층에 대해서는 N_{60} 이 15 이상이라면 다음 식 (7.8.4c)를 적용하며, 그 외의 경우에는 식(7.8.4b)를 사용한다.

$$\beta = 2.0 - 0.00082(z)^{0.75} \quad (7.8.4c)$$

영구적인 케이싱을 사용하는 경우에는 케이싱의 종류와 길이, 설치 방법을 고려하여 주변마찰력 값을 적절하게 수정하거나 무시하여야 한다.

(3) 선단지지력

사질토에 설치한 현장타설말뚝의 공칭 선단지지력 q_p 는 O'Neill과 Reese(1999) 방법에 따라 다음과 같이 구하며, 단위는 MPa이다.

$$0.057N_{60} \leq 50 \text{ 일 때, } q_p = 1.2N_{60} \quad (7.8.5)$$

여기서, N_{60} = 설계구역 지층의 평균 N값으로서, 해머 효율에 대해서만 보정한 값

재하시험을 실시한 경우 외에는 식(7.8.5)로 구한 q_p 는 3.0 MPa 이내이어야 한다.

N_{60} 값이 50보다 큰 지층에 대해서는 중간지반(intermediated geomaterial)으로 간주하여 다음 식으로 선단지지력을 산정한다. 단위는 MPa이다.

$$q_p = 0.59 \left[N_{60} \left(\frac{p_a}{\sigma_v'} \right) \right]^{0.8} \sigma_v' \quad (7.8.6)$$

여기서,

σ_v' = 대상층 중간에서 연직유효응력 (MPa)

p_a = 대기압 (=0.101 MPa)

식(7.8.6)을 적용할 때 N_{60} 은 시험결과와 상관없이 상한값을 100으로 한다.

7.8.3.5 암반에 설치한 현장타설말뚝의 지지력 산정

(1) 일반사항

암반에 지지되는 현장타설말뚝은 다음 성분의 저항력으로 압축하중을 견뎌야 한다.

- 암반 근입부(소켓) 벽면의 주면마찰력, 또는
- 말뚝 선단 아래 지층의 지지력, 또는
- 위 두 가지 성분 모두

암반에 근입한 현장타설말뚝의 저항력을 산정할 주면마찰력과 선단지지력 각각의 발현에 필요한 변위의 차이를 고려하여야 한다. 암반의 선단지지력을 반영하는 경우에는 암반 벽면에서 전단 저항이 변형량에 따라서 최대 값을 지나 잔류상태로 저하되는 상황을 고려하여 암반의 주면마찰력을 평가하여야 한다.

(2) 주면마찰력

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력 q_s 는 Horvath와 Kenney(1979) 방법에 따른 다음 식으로 구하며, 단위는 MPa이다.

$$q_s = 0.65 \alpha_E p_a \left(\frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5} < 7.8 p_a \left(\frac{f'_c}{p_a} \right)^{0.5} \quad (7.8.7)$$

여기서,

q_u = 암의 일축압축강도 (MPa)

p_a = 대기압 (=0.101 MPa)

α_E = 암반 절리를 고려한 감소계수 (표 7.8.1)

f'_c = 콘크리트 압축강도 (MPa)

표 7.8.1

E_m/E_i	α_E
1.0	1.0
0.5	0.8
0.3	0.7
0.1	0.55
0.05	0.45

(3) 선단지지력

암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력 q_p 는 다음과 같이 산정한다. 단위는 MPa이다.

- 말뚝 선단 아래로 말뚝 지름(폭)의 2배 깊이까지 암반이 신선한 상태이거나 압축성 물질 없이 절리가 닫혀있는 경우, 그리고 암반 근입부(소켓)의 길이가 말뚝 지름(폭)의 1.5배 폭 이상일 경우:

$$q_p = 2.5q_u \quad (7.8.8)$$

- 말뚝 선단 아래로 말뚝 지름(폭)의 2배 깊이까지 암반이 여러 방향의 절리를 갖는 경우

$$q_p = [\sqrt{s} + \sqrt{(m\sqrt{s} + s)}]q_u \quad (7.8.9)$$

여기서,

s, m : 파쇄암반 정수 (표 7.8.2)

q_u = 암의 일축압축강도 (MPa)

표 7.8.2 비선형 강도 정의상 암질과 재료상수의 대략적인 관계(Hoek와 Brown, 1988)

암질	정수	암의 유형				
		A	B	C	D	E
신선암 시료 실험실 규격 시료상으로 절리가 없음 CSIR 등급: RMR=100	m_s	7.00 1.00	10.00 1.00	15.00 1.00	17.00 1.00	25.00 1.00
매우 양호한 암반 Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 절리가 풍화되지 않고, 단단히 결속된 불교란 상태(900~3000mm 크기에서) CSIR 등급: RMR=85	m_s	2.40 0.082	3.43 0.082	5.14 0.082	5.82 0.082	8.567 0.082
양호한 암반 절리가 있고, 약간 풍화되었거나 미미하게 교란된 상태(900~3000mm 크기에서) CSIR 등급: RMR=65	m_s	0.575 0.00293	0.821 0.00293	1.231 0.00293	1.395 0.00293	2.052 0.00293
보통의 암반 보통 정도 풍화된 절리를 다수 가지는 상태 (간격 300~900mm) CSIR 등급: RMR=44	m_s	0.128 0.00009	0.183 0.00009	0.275 0.00009	0.311 0.00009	0.458 0.00009

암질	정수	암의 유형				
		A	B	C	D	E
불량한 암반 50~300mm 간격의 풍화된 절리가 많고 비지 (gouge)가 있는 상태; clean compacted waste rock. CSIR 등급: RMR=23	m_s	0.0029×10^{-6}	0.041×10^{-6}	0.061×10^{-6}	0.069×10^{-6}	0.102×10^{-6}
매우 불량한 암반 간격 50mm 미만의 절리가 매우 많고 비지가 있음. Waste rock with fines, CSIR 등급: RMR=3	m_s	0.007×10^{-7}	0.010×10^{-7}	0.015×10^{-7}	0.017×10^{-7}	0.025×10^{-7}

7.8.3.6 재하시험

재하시험은 일반적으로 계획된 사용 말뚝과 동일한 방법, 치수, 재료로 만들어진 말뚝에 대하여 시행된다. 축방향 압축지지력, 축방향 인발지지력 또는 횡방향 지지력에 대한 저항계수는 표 7.5.3에 나타나 있다.

7.8.3.7 인발

(1) 일반사항

현장타설말뚝에 상향력이 작용할 때에는 인발저항력을 고려해야 한다. 상향력을 받는 말뚝에 대해서는 인발에 대한 말뚝의 구조적 강도에 대한 인발저항력과 지지부와 말뚝의 연결부위 강도에 대하여 검토해야 한다.

(2) 현장타설 외말뚝의 인발저항력

단면변화가 없는 현장타설 외말뚝의 인발저항력은 압축력을 받는 말뚝의 주면마찰력과 비슷한 방법으로 산정한다. 선단확대말뚝의 인발저항력은 선단 상부의 주면마찰력은 무시하고 종 모양의 선단이 앵커처럼 작용한다고 가정하고 산정한다. 현장타설말뚝의 인발저항력에 대한 강도감소계수는 표 7.5.3에 나타나 있다.

점성토에서 확대선단부를 가진 현장타설말뚝에 대해 감가된 인발저항력은 아래와 같이 산정된다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_s Q_{s,bell} \quad (7.8.9)$$

여기서,

$$Q_{s,bell} = q_{s,bell} A_u \quad (7.8.10)$$

여기서,

$$q_{s,bell} = N_u S_u$$

$$A_u = \pi(D_p^2 - D^2) / 4 (\text{mm}^2)$$

$$N_u = \text{인발 부착계수}$$

$$D_p = \text{확대선단부의 지름(mm)}$$

$$D_b = \text{지지층 근입깊이(mm)}$$

$$D = \text{말뚝지름(mm)}$$

$$S_u = \text{저면 위로 확대선단부 지름의 2배 거리 내 평균 비배수전단강도(MPa)}$$

$$\phi = \text{표 7.5.3에 나타나 있는 강도감소계수}$$

만일 지지층 상부에 팽창성 흙이 있다면 S_u 는 저면 바닥으로부터 상향으로 $2D_p$ 또는 지지층에 근입된 말뚝길이 중에서 작은 값에 대한 평균값으로 한다. N_u 값은 $D_b/D_p = 0.75$ 인 경우 0.0부터 $D_b/D_p = 2.5$ 인 경우 8.0까지 선형적으로 변한다고 가정한다. 여기서, D_b 는 지지층의 깊이이다. 지지층의 최상부는 계절에 따라 함수비가 변하는 구역의 바닥면으로 한다.

(3) 무리말뚝의 인발저항력

7.7.3.7 (3)의 규정을 적용한다. 현장타설 무리말뚝의 인발저항력에 대한 저항계수는 표 7.5.3에 나타나 있다.

7.8.3.8 수평하중

횡방향 하중을 받는 현장타설말뚝을 설계할 때에는 무리 내의 말뚝수를 포함하여 말뚝과 지반 사이의 상호작용 효과를 고려해야 한다. 현장타설말뚝 두부는 캡에 강결합시킨다.

7.8.3.9 현장타설 무리말뚝의 지지력

(1) 일반사항

무리효과에 의한 저항력의 감소를 고려해야 한다.

(2) 점성토

7.7.3.10 (2)의 규정을 적용한다. 등가피어 또는 블록파괴를 고려한 무리말뚝 지지력에 대한 저항계수는 표 7.5.3에 나타나 있으며 캡과 지반의 접촉여부에 상관없이 적용된다. 개개의 현장타설말뚝 지지력을 합해서 계산한 무리말뚝의 지지력에 대한 저항계수는 현장타설 외말뚝의 지지력에 대한 저항계수와 같다.

(3) 사질토

캡과 지반의 밀착여부에 상관없이 현장타설 무리말뚝의 지지력은 외말뚝의 지지력의 합에 적절한 효율계수를 곱한 값으로 산정한다.

(4) 압축성이 큰 연약지반 위의 단단한 지반에 있는 무리말뚝의 지지력

7.7.3.10 (4)의 규정을 적용한다.

7.8.4 구조설계

7.8.4.1 일반사항

현장타설말뚝의 구조설계는 5장의 철근콘크리트 설계에 대한 규정을 적용한다.

7.8.4.2 현장타설말뚝의 좌굴

7.7.4.2의 규정을 적용한다.

7.8.5 현장타설말뚝의 구조세목

7.8.5.1 일반사항

굴착공 내를 인력으로 조사하는 경우에는 말뚝지름이 750 mm보다 작아서는 안 된다. 말뚝에 지지되는 상부기둥의 지름은 현장타설말뚝의 지름을 초과해서는 안 된다.

7.8.5.2 보강

수평하중이 작용할 가능성이 적은 경우에는 축하중에 대해서만 현장타설말뚝을 보강할 수도 있다. 수평방향으로 지지되지 않는 부분은 5장에 따라서 철근 콘크리트 기둥으로 설계하고, 이때 철근은 지반 내 고정점(fixity point) 아래로 충분한 깊이까지 연장되어야 한다.

두께가 3.0 mm 이상인 영구적인 케이싱 강관을 사용할 경우에는 강관이 하중을 분담하는 것으로 고려할 수도 있다. 이 경우 강관의 부식을 고려하여야 한다.

7.8.5.3 수평방향 배근

수평방향 철근은 띠철근, 또는 나선철근으로 배근하며, 굳지 않은 콘크리트의 타설 압력을 견디도록 설계하여야 한다. 지진에 대한 규정은 8.6.2.3을 따른다.

7.8.5.4 콘크리트

말뚝에 사용하는 콘크리트는 최대 골재치수, 반죽정도, 습윤, 건조, 설계강도 등을 고려하여 배합설계하며, 상세 계획에 따라 제 위치에 적정하게 타설하여 견고해지도록 한다. 최대 골재치수는 철근 간격의 1/5을 초과할 수 없다.

7.8.5.5 상부구조체 연결

현장타설말뚝을 상부구조체와 연결하기 위해서는 적정한 배근을 하여야 한다. 캡 속으로 철근을 근입하는 방법은 5장의 관련 규정을 따르도록 한다.

7.8.5.6 확대선단부

확대선단부는 무근 콘크리트에 과도한 응력이 발생하지 않도록 설계해야 한다. 확대선단부는 연직선에 대하여 30° 이하의 각도로 경사지게 하고 바닥면의 지름은 말뚝지름의 3배를 넘지 않도록 한다. 확대선단부의 바닥 가장자리 두께는 150 mm보다 작아서는 안 된다.

7.9 교대와 재래식 옹벽

7.9.1 일반적인 고려사항

7.9.1.1 일반사항

중력식 및 반중력식 옹벽은 교량 하부의 구조물이나 토공부 지지 등의 목적으로 사용할 수 있다. 옹벽은 지지하는 토질 및 암반이 과대한 침하나 부등침하 하기 쉬운 곳에서는 깊은기초를 사용하여야 한다.

7.9.1.2 하중

교대와 옹벽은 다음에 대해서 검토해야 한다.

- 상재 활하중 및 사하중을 포함한 토압과 수압
- 교대/벽체의 자중
- 교량의 상부구조물로부터의 하중
- 온도 및 수축 변형에 의한 영향
- 제 3 장 및 이 시방서에서 규정하는 지진하중

3.11 및 7.5.4의 규정을 적용한다. 안정검토에 사용하는 토압은 3.4.2의 규정에 나타난 적합한 최대 그리고/또는 최소 하중계수를 곱하여 사용한다. 설계는 가장 가혹한 하중조건을 만들어낼 힘의 조합에 대해 수행되어야 한다. 보강토 및 기성 모듈식 옹벽 (prefabricated modular walls)의 설계는 7.13과 7.14를 따라야 한다.

교대에 작용하는 하중 계산시 경사식 및 계단식 배면에 또는 철근콘크리트 확대기초의 저판 위에 직접적으로 상재된 채움재의 중량은 교대의 유효중량의 일부로 고려할 수 있다. 확대기초가 사용되는 경우 후면 돌출부는, 더 정확한 방법을 사용하지 않는 한, 뒤채움재의 중량이 재하되고, 지점을 벽체로 하는 캔틸레버로 설계해야 한다.

7.9.1.3 상부일체식 교대

상부 일체식 교대는 상부구조물의 크리프, 건조수축 및 온도변형 등에 저항할 수 있거나 흡수할 수 있도록 설계해야 한다. 교대의 이동량을 결정할 때에는 이동량 계산시에 온도, 크리프 그리고 프리스트레스에 의한 장기적인 길이단축 등을 고려한다.

특이한 국지적 경험에 의해 별도의 방안을 필요로 하는 지역을 제외하고는 최대 스패 거리,

설계 고려사항 및 상세 등은 FHWA Technical Advisory T 5140.13(1980)에 제시되어 있는 추천사항들을 따라야 한다. 교대 뒤쪽으로의 물의 침투를 방지하기 위해서 접근 슬래브는 교대에 (날개벽이 아님) 직접 연결하여야 하며 또한 간헐있는 물의 배수를 위해서 적합한 방안을 강구하여야 한다.

7.9.1.4 날개벽

날개벽은 교대와 일체로 하거나 또는 신축이음을 주어서 교대 벽과 분리하여 독립시켜 설계할 수 있다. 날개벽의 길이는 도로의 경사를 고려하여 결정하며, 도로성토 유지하기에 그리고 침식에 대한 보호기능을 수행하기에 충분하여야 한다.

7.9.1.5 철근 보강

(1) 재래식 벽체와 교대

온도와 수축 균열에 저항하기 위한 보강철근은 5장에 명시한 대로 설계되어야 한다.

(2) 날개벽

날개벽과 교대의 연결부는 일정 간격으로 철근이나 적합한 형강을 배치하여 날개벽과 교대가 일체로 되도록 하여야 한다. 철근은 보강철근에 대해 규정된 철근의 강도를 발휘할 수 있도록 연결부로부터 양쪽의 구체 속으로 충분히 연장시켜야 하며, 철근들의 끝단부에서 콘크리트에 취약한 평면을 만들지 않도록 철근의 연장길이에 변화를 주어야 한다. 철근을 사용하지 않을 때에는 신축이음을 주어야 하고, 날개벽은 교대의 구체 속으로 엇물리게 한다.

7.9.1.6 신축 및 수축이음

재래식 옹벽과 교대에서는 9 m 간격 이내로 신축이음을 설치하여야 하며 27 m 간격 이내로 신축이음을 설치하여야 한다. 모든 이음부에는 이음의 기능을 보장할 수 있는 승인된 채움재로 충전한다. 교대부의 이음은 교대가 지지하는 교축방향 부재들의 중앙 부근에 위치시킨다.

7.9.2 사용한계상태의 변위

7.9.2.1 교대

7.6.2.2, 7.7.2.3, 7.8.2.3 및 7.5.2의 규정을 따른다.

7.9.2.2 재래식 옹벽

7.6.2.2, 7.7.2.2, 7.8.2.2 및 7.5.2의 규정을 따른다.

7.9.2.3 전체 안정성

배면경사가 있는 옹벽의 전체 안정성은 해석시 한계평형방법을 사용하여 평가하여야 한다. 시공 편의상 임시로 절토하는 경우도 그 경사에 대해 전체 안정성을 평가해야 한다. 연약한 지반 위에 시공하는 교대나 옹벽 등에 대해서는 별도의 조사, 시험 및 해석이 필요하다.

사면의 전체 안정성에 대한 평가는 사용하중조합-I 및 적합한 저항계수에 따라서 기초의 유무와 관계없이 검토하여야 한다. 저항계수 ϕ 는 더욱 상세한 자료가 없을 경우에는 다음의 값을 사용할 수 있다.

- 지반정수들이 분명하고 경사면이 구조요소를 지지하거나 포함하지 않는 곳 : 0.75
- 지반상수들이 분명하지 않거나 경사면이 구조요소를 지지하거나 포함하는 곳 : 0.65

7.9.3 극한한계상태의 지지력과 안정성

7.9.3.1 일반사항

교대와 옹벽은 지지력, 전도 그리고 활동에 대해 충분한 안정성을 갖도록 설계해야 한다. 또한 깊게 설치한 기초의 파괴에 대한 안정성도 7.6.2.2의 규정에 따라 검토하여야 한다.

7.9.3.2 지지력

지지력은 다음의 토압분포를 가정하고 계수가 적용된 하중과 지지력을 이용하여 극한한계상태에 대하여 검토하여야 한다.

- 벽체가 토질기초에 지지되는 경우 :
수직응력은 그림 7.9.1에 나타난 바와 같이 유효 저판 면적에 일정하게 분포하는 압력으로

가정하여 계산한다. 수직응력은 다음 식으로 계산한다.

$$\sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e} \quad (7.9.1)$$

여기서,

ΣV = 수직력의 합, 다른 변수들은 그림 7.9.1에 정의되어 있다.

- 벽체가 암반기초에 지지되는 경우 :

수직응력은 그림 7.9.2에 나타난 바와 같이 유효 저판면적에 선형 분포하는 압력으로 가정하여 계산한다. 만일 합력이 저판의 중앙부 1/3 범위에 있을 경우에는,

$$\sigma_{v \max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right) \quad (7.9.2)$$

$$\sigma_{v \min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B} \right) \quad (7.9.3)$$

여기서, 변수들은 그림 7.9.2에 정의되어 있다. 만일 합력이 저판의 중앙부 1/3 범위를 벗어날 경우에는,

$$\sigma_{v \max} = \frac{2 \Sigma V}{3 \left[(B/2) - e \right]} \quad (7.9.4)$$

$$\sigma_{v \min} = 0 \quad (7.9.5)$$

여기서, 변수들은 그림 7.9.2에 정의되어 있다.

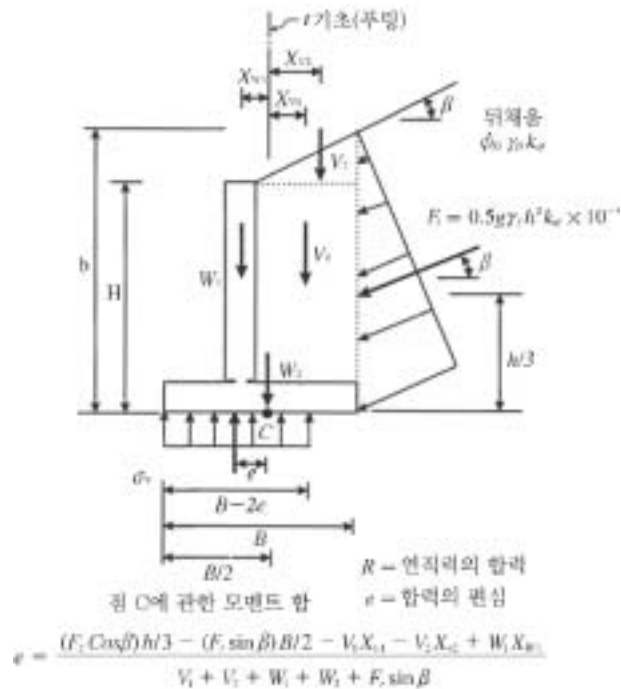


그림 7.9.1 토질기초에 지지된 벽체의 지지력 기준

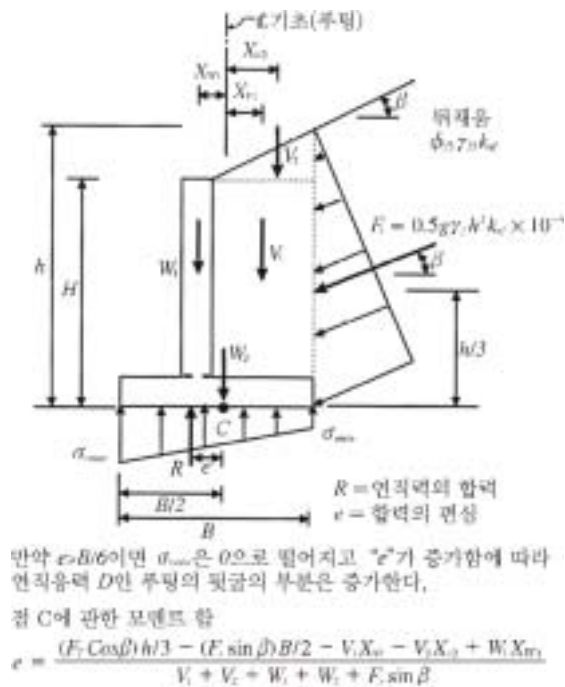


그림 7.9.2 암반기초에 지지된 벽체의 지지력 기준

7.9.3.3 전도

지반면 위의 기초에 대해서는 반력의 합력이 저판 폭의 중앙부 1/2 범위에 있도록 하여야 한다. 암반 위의 기초에 대해서는 반력의 합력이 저판 폭의 중앙부 3/4 범위에 있도록 하여야 한다.

7.9.3.4 지중 침식

강이나 개천을 따라 시공하는 벽체는 2.6.4.4.2의 규정에 따라서 기초부의 세굴에 대하여 검토하여야 한다. 잠재적으로 세굴 가능성이 있는 곳은 적합한 방호조치를 설계에 반영하여야 한다. 7.6.1.2의 규정을 적용한다.

동수경사는 지반종류에 따라 아래의 기준을 초과하지 않도록 한다.

- 실트나 점성토 : 0.20
- 사질토 : 0.30

벽체 밑으로 물이 새어 나올 수 있는 곳은 양압력과 침투력의 영향을 고려해야 한다.

7.9.3.5 수동 저항력 (passive resistance)

벽체 바닥면이 최대 세굴깊이, 동결깊이 또는 기타 교란깊이 아래까지 근입되지 않은 경우에는 안정성 계산시 수동저항력은 무시한다. 벽체 바닥면이 위의 여러 깊이 중에서 가장 큰 값보다 더 아래까지 근입된 경우에 한하여 수동저항력이 유효하다고 볼 수 있다. 교대 또는 재래식 옹벽의 전면에서 산정된 수동저항력은 벽체가 전면으로 과다한 변위를 발생시키지 않을 정도로 충분히 커야 한다. 만일 수동저항을 제공할 흙이 연약하고 느슨하거나 교란되었을 경우 또는 흙과 벽체 사이가 느슨할 경우에는 수동저항력을 무시하여야 한다.

7.9.3.6 활동

7.6.3.3의 규정을 적용한다.

7.9.4 구조적 파괴에 대한 안전성

각 벽체 요소와 벽체 기초의 구조설계는 5.6.7 그리고 5.6.8의 규정에 부합하여야 한다. 확대 기초의 구조설계를 위한 접지압의 분포를 결정할 때는 7.6.3.1 (5)의 규정을 적용한다.

7.9.5 배수

교대나 옹벽의 뒤채움흙은 배수가 잘 되어야 한다. 만약 배수상태가 불량한 경우에는 교대나 옹벽의 설계하중 결정시 토압과 더불어 뒤채움재 내의 물에 의한 정수압을 함께 고려해야 한다.

7.10 교각

7.10.1 교각의 하중

교각은 상부구조물로부터의 하중과 교각 자체의 자중을 기초에 전달할 수 있도록 설계해야 한다. 각종 하중과 사용하중조합-I은 3장에 명시한 내용을 따른다. 교각의 구조설계는 5, 6, 7 그리고 8장의 규정에 따른다.

7.10.2 교각 보호

7.10.2.1 충돌

자동차 또는 선박과 충돌 가능성이 있는 경우는 요구되는 충격저항 수준, 그리고/또는 적절한 방호공을 결정하기 위한 위험도 해석을 수행하여야 한다. 충돌하중은 3.6.5과 3.4.1에 명시된 바에 따라 결정한다.

7.10.2.2 충돌방호벽

교각이 철로에 아주 근접한 경우에는 철도 소유자가 충돌방호벽을 고려할 수 있다.

7.10.2.3 세굴

세굴 가능성을 평가하고, 세굴에 의한 피해가 최소화되도록 설계해야 한다. 이에 대하여는 2.6.4를 참조한다.

7.10.2.4 전면판

교각의 모서리는 유빙이나 부유물을 효과적으로 쪼개거나 회피할 수 있도록 설계한다.

7.11 비중력식 캔틸레버 벽체

7.11.1 일반사항

흙과 암반을 임시, 또는 영구적으로 지지하기 위하여 비중력식 캔틸레버 벽체를 사용할 수 있다. 비중력식 벽체의 적용 여부는 벽체를 지지하기 위한 연직부재의 근입길이 내의 토질 및 암석 상태가 적절한 지를 기준으로 정한다.

7.11.2 하중

7.9.1.2의 규정을 적용한다. 비중력식 캔틸레버 벽체를 설계할 때 횡방향 토압에 대하여 알맞은 계수를 적용하여야 한다.

7.11.3 사용한계상태의 변위와 안정성

7.11.3.1 변위

7.7.2 및 7.8.2의 규정을 적용한다. 인접 구조물에 미치는 벽체변위의 영향은 3.11의 규정에 따라서 설계토압의 선택시에 고려해야 한다.

7.11.3.2 전체 안정성

7.9.2.3의 규정을 적용한다.

7.11.4 지반 파괴에 대한 안전성

7.11.4.1 전체 안정성

7.9.2.3, 7.9.3.5의 규정을 적용한다. 연직부재는 부재와 부재 사이의 전체 설계토압, 상재하중, 양압력 그리고 수압을 지지할 수 있도록 설계해야 한다. 수동저항력을 발휘할 수 있는 매입 깊이를 결정할 때는 현장시험이나 실내시험으로부터 구한 지반이나 암반의 강도를 저하시키는 단층경면(slickensides), 층리면(bedding planes) 그리고 절리면(joint sets) 등과 같은 취약면을 고려해야 한다. 절리가 발달되어 있거나 절리면을 따라 파괴되지 않을 암반에 근입되는 경우 암반의 전단강도를 적용해야 한다.

7.11.5 구조적 파괴에 대한 안전성

7.11.5.1 연직 벽체 요소

연직 벽체 요소는 모든 수평토압, 상재하중, 수압 그리고 지진토압에 저항할 수 있도록 설계한다.

7.11.5.2 전면판

개별 연직 벽체요소의 최대 간격은 연직요소와 전면판의 상대강도, 지지해야 할 토질상태 그리고 연직 벽체요소가 매입될 지반 상태에 기초하여 결정해야 한다. 전면판은 지반의 아칭(arching) 현상을 고려하거나 요소와 요소를 단순지지로 가정하거나 또는 여러 개의 요소에 걸쳐 연속지지로 가정하여 설계한다.

만일 목재 전면판을 사용할 때는 응력등급별 압력처리된 목재를 사용한다. 부패성 유기체가 성장하기 쉬운 조건에 목재를 사용할 때에는 목재 자체가 본래 부패저항성이 있는 종이고 부패위험에 대하여 적합하다고 볼 수 있으며, 구조물의 공용기간을 기대할 수 있는 경우 이외에는 목재용 방부제로 압력 처리해야 한다.

7.11.6 방식

부식 방지대책의 수준과 범위는 지반환경 그리고 벽체파괴시의 영향 정도에 따른다.

7.11.7 배수

3.11의 규정을 따른다. 전면판 뒤쪽으로 벽체 저면이나 그 근처에 배수용 매개물을 설치하여 침투를 조절해야 한다. 배수패널은 설계토압과 상재하중 작용 상태에서 그 배수특성을 유지할 수 있어야 한다. 벽체 배면은 흙의 동결을 방지할 수 있도록 벽체에 절연방안을 강구하거나 또는 동결된 흙에 의해 벽체에 미치게 되는 압력을 설계 시에 고려해야 한다.

7.12 앵커지지 벽체

7.12.1 일반사항

앵커지지 벽체(anchored walls)는 그라우팅된 앵커 요소, 연직벽 요소 및 전면판으로 구성된다. 그림 7.12.1과 같이 앵커로 지지된 벽체는 토사 또는 암반을 지지하는 임시 또는 영구 지지구 조물로 사용될 수 있다.

앵커 지지 벽체의 적용 여부를 결정할 때는 앵커 정착장 주변의 지반 및 암반조건이 정착력을 발휘하는데 적합한지를 반드시 검토하여야 한다. 앵커의 자유장 주변이나 그 위에 흠채움을 할 경우, 앵커가 손상을 입지 않도록 설계 및 시공 기준을 마련해야 한다.

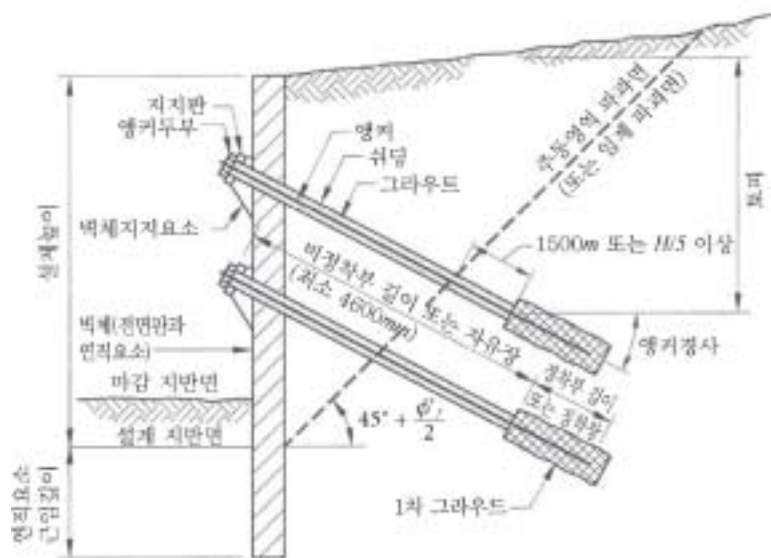


그림 7.12.1 앵커로 지지된 벽체의 명칭 및 앵커 근입 지침

7.12.2 하중

하중에 관해서는 7.9.1.2의 규정에 따르되, 건조 수축과 온도 변화에 의한 영향은 고려할 필요가 없다.

7.12.3 사용한계상태의 변위와 안정성

7.12.3.1 변위

7.6.2, 7.7.2, 7.8.2의 규정을 따른다. 벽체를 설계할 때에는 벽체 변위가 인접 구조물에 미치는 영향을 고려해야 한다.

7.12.3.2 전체 안정성

7.9.2.3의 규정을 따른다.

7.12.4 지반 파괴에 대한 안전성

7.12.4.1 지지력

7.6.3, 7.7.3, 7.8.3의 규정을 따른다. 지지력은 하층의 연직성분이 연직 벽체의 근입된 하부로 모두 전달된다고 가정하여 결정한다. 벽체 부재와 뒤채움 흙 사이의 측면 마찰은 연직 하중에 대한 저항력에 포함시키지 않는다.

7.12.4.2 앵커의 인발저항력(pullout capacity)

프리스트레스트 앵커(prestressed anchor)는 암반 또는 토사 내 정착길이에서 인발력에 견디도록 설계해야 한다. 저항계수를 고려한 토사 또는 암반에 설치된 앵커의 인발저항력, Q_R 은 다음 식으로 계산한다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi \pi d \tau_n L_b \quad (7.12.1)$$

여기서,

- ϕ = 앵커 인발저항력 저항계수
- Q_n = 앵커의 공칭인발저항력(N)
- d = 앵커 천공의 직경(mm)
- τ_n = 앵커의 공칭 부착응력(MPa)
- L_b = 앵커의 정착길이(mm)

예비설계의 경우, 앵커의 저항력은 앵커 인발력 시험의 결과에 따라 결정할 수 있으며, 또는 지질학적 및 보링 자료의 검토, 토질 및 암석 시료 조사, 실내 시험 및 기존 경험을 토대로 평가하

거나, 토질/암석 그라우트 정착 관련 문헌을 참조하여 산정할 수 있다. 최종 설계 단계에서는 시방서에 앵커의 길이와 지지력이 적합한지 확인하기 위하여 토층별로 희생 앵커(sacrificial anchor)를 이용한 검증시험이나 인발시험을 수행하도록 명기해야 한다. 그리고 인발저항력을 검증하기 위하여 모든 앵커에 대하여 설계하중의 1.0배를 적용하여 확인시험을 수행해야 한다.

앵커는 토체의 임계파괴면 보다 바깥쪽에 근입하여 앵커하중이 작용되도록 하여야 한다. 앵커의 자유장, 설치 각도, 상부 토피의 두께는 다음 사항들을 고려, 결정해야 한다.

- 벽체로부터 가장 멀리 떨어진 임계파괴면의 위치
- 장기간의 지반 변위로 인한 프리스트레스의 손실을 최소화시키기 위한 최소 길이
- 그림 7.12.1에 나타난 바와 같은 앵커 설치에 적절한 층까지의 깊이
- 그라우팅 방법과 앵커 설치 방법

앵커의 최소 수평간격은 정착부 직경의 3배 또는 1500 mm 중 큰 값으로 한다. 만약, 하중 지지를 위해 간격을 이보다 더 작게 해야 한다면 인접하는 앵커의 기울기를 다르게 하는 방법을 고려한다.

7.12.4.3 수동 저항력

7.9.3.5와 7.11.4.1 및 7.14.4.1의 규정을 따른다.

7.12.5 구조적 파괴에 대한 안전성

7.12.5.1 앵커

앵커설계하중의 수평 성분은 7.12.2의 규정을 이용하여 계산한다. 총 앵커설계하중은 앵커 경사각에 따라 결정하며, 이를 만족하도록 앵커의 수평 간격과 용량을 정한다.

7.12.5.2 연직 벽체 요소

연직 벽체 요소는 앵커 하중의 연직 성분을 포함한 여타의 연직 하중 뿐 아니라 수평토압, 상재 하중, 수압, 앵커와 지진 하중 등에 견디도록 설계해야 한다. 연직 벽체를 굴착 바닥면 아래로 충분히 근입시켰다면, 각 앵커 설치 지점 및 굴착 바닥면을 수평지지점으로 간주할 수 있다.

7.12.5.3 전면판

7.11.5.2의 규정을 따른다.

7.12.6 방식

프리스트레스트 앵커와 앵커 머리부는 설치 지점의 토질 및 지하수 조건에 따른 부식에 대비해야 한다. 방식의 수준과 범위는 지반 환경과 앵커 파괴 시의 잠재적 영향 정도에 따라 결정되어야 한다. 방식 규정은 국내의 관련 규정 또는 AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Section 6, Ground Anchors의 규정에 따른다.

7.12.7 시공과 설치

7.12.7.1 앵커의 긴장(stressing)과 시험

모든 앵커에 대해서 AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Article 6.5.5, Testing and Stressing 규정에 따라 시험과 긴장(stressing)을 실시한다. 극한 하중을 결정하여 설계하중의 안정성을 검증하거나, 과도한 크리프가 발생하는 하중을 파악하기 위한 특별한 조건에서는 사전 재하시험을 실시하도록 규정할 수 있다.

7.12.8 배수

7.11.7의 규정을 따른다.

7.13 보강토 옹벽

7.13.1 일반사항

중력식 옹벽, 캔틸레버 옹벽, 또는 부벽식 옹벽이 사용되는 경우, 특히 전체 침하 또는 부등침하가 크게 예상되는 경우 보강토 옹벽을 사용할 수 있다. 두 벽체의 교차각이 70° 이하일 때, 벽체 연결 부근은 정지토압계수를 이용하여 내부가 서로 이어진 상자형 구조로 설계해야 한다.

다음과 같은 조건에서는 보강토 옹벽을 사용하지 않는다.

- 도로 배수시설 외의 다른 시설물을 옹벽 보강 영역 내에 설치해야 할 경우, 즉 보강재를 손상하지 않고는 시설물에 접근할 수 없고, 시설물의 손상이 구조물의 안정성을 위협하는 경우
- 범람으로 인한 침식이나 세굴에 의해 보강토체, 전면판 그리고 기타 지지 기초의 하부층이 손상 받을 수 있는 경우
- 환경, 장기침식 또는 품질저하에 대한 연구가 수행되지 않은 조건에서, 보강재가 산성의 광산수에 의해 오염된 지표수 또는 지하수, 다른 산업 오염물질, 또는 AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 7.3.6.3에 해롭다고 명시된 기타 환경적 조건에 노출된 경우

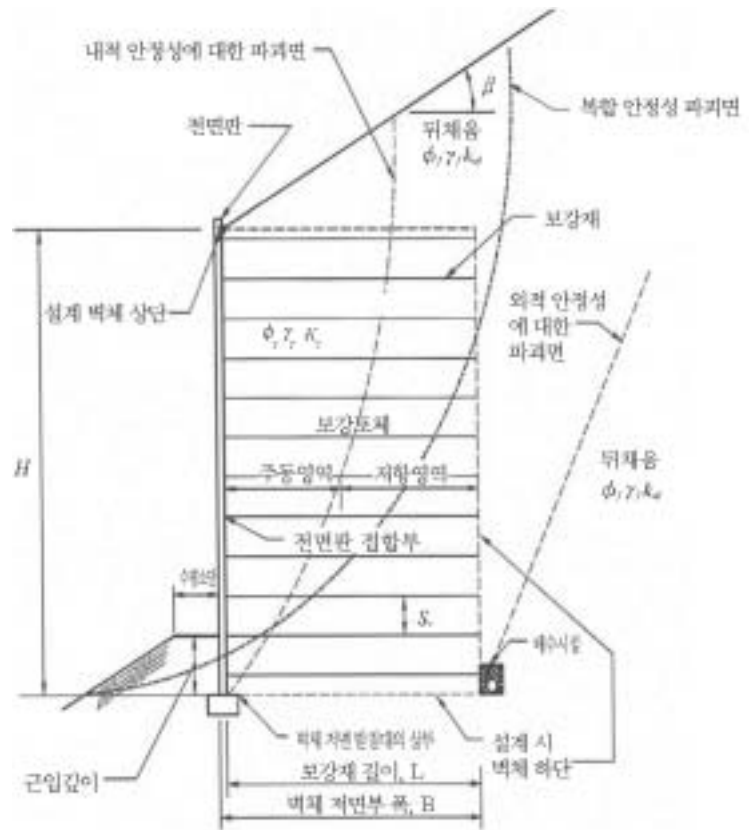
보강토 옹벽은 전면판 배면 보강토체의 내적 안정성뿐만 아니라 벽체 시스템의 외적 안정성을 고려하여 설계해야 한다. 전체안정성 파괴와 복합안정성 파괴를 고려해야 하며, 벽체 전면판의 구조적 설계가 포함되어야 한다.

여기에 명시된 보강토 옹벽에 대한 규정은 계단식 벽체(tiered walls, 층층이 쌓은 벽체), 등댄 벽체(back-to-back walls) 및 사다리꼴 단면의 벽체 같은 기하학적으로 복잡한 보강토 옹벽에는 적용되지 않는다. 이러한 경우 설계 기준은 FHWA publication No. FHWA-NHI-00-043(Elias et al., 2001)을 참고한다. 이러한 복잡한 보강토 옹벽의 복합안정성 또한 고려해야 한다(7.13.4.3 참고).

7.13.2 구조물 구성요소

설계에 필요한 보강토 옹벽 구성 요소는 그림 7.13.1과 같다. 보강토체의 크기와 보강재 근입 길이는 다음 조건들을 고려하여 결정한다.

- 중력식 옹벽의 안정을 위해 7.13.5에 규정한 안정성과 지반 강도에 대한 요구 조건
- 패널요소에 대해 7.13.6에 명시된 보강토체 내부의 구조적 저항과 가상파괴영역 바깥의 보강 능력의 발휘에 관한 요구 조건
- 7.13.2.1에 기술된 경우를 제외하고 벽체 높이의 70% 이상 보강재 길이에 대한 관례적인 요구 조건



외적 안정성 및 내적 안정성 계산 시, 일반적으로 전면판 요소의 무게와 크기는 무시된다. 하지만, 활동과 지지력 계산시에는 전면판의 크기와 무게를 포함하도록 한다. 내적 안정성 계산시, 벽체의 치수는 전면판 요소의 뒷면에서 시작한다고 간주한다.

그림 7.13.1 설계 시 필요한 보강토 옹벽 구성 요소

7.13.2.1 보강재의 최소길이

널판, 띠 및 격자 보강재의 경우 보강재의 최소 길이는 벽체 저면 받침대로부터 측정된 벽체높이의 70% 이상이어야 한다. 상재하중과 기타 외부 하중을 받는 경우, 기초지반이 연약한 경우에는 보강재 길이를 연장할 수 있다. 보강재 길이는 벽체 높이 전체에 대해서 일정하게 하며, 안정성이 확보된다는 확실한 근거를 제시할 경우에 한하여 그 길이를 다양하게 할 수 있다.

7.13.2.2 전면부 최소 근입깊이

보강토체 바닥판(전면부 기초 상부)의 최소 근입깊이는 7.6에서 결정되는 지지력, 침하량, 안정성 요구조건에 근거하여 결정해야 한다. 암반 기초에 건설되는 경우가 아니라면, 벽체 전면부

의 근입깊이는 다음의 수치보다 커야 한다.

- 벽체 하부의 흙이 동상에 민감한 경우 동결 심도
- 경사면(4:1(수평:연직) 및 더 가파른)위에 설치되거나 또는 침식이나 향후 굴착으로 인하여 벽체 앞굽 전면부의 흙의 유실 가능성이 있는 곳은 600 mm, 벽체 앞굽 전면부에 침식이나 향후 굴착의 가능성이 없는 평평한 지표면에서는 300 mm

강과 개울을 따라 시공하는 벽체의 근입깊이는 7.9.3.5에 따라 정한 예상 세굴깊이보다 최소 600 mm 이상 깊어야 한다. 동상에 민감한 흙에서 동결심도 밑으로 벽체를 근입시키는 방법 외에도 벽체 하부의 흙을 동상 피해를 받지 않는 상태가 좋은 자갈질 흙으로 교체하는 방법도 있다.

사면에 설치하는 벽체는 전면부에 폭이 1200 mm 이상인 수평 소단(bench)을 확보해야 한다. 최하부 뒤채움 보강층은 벽체 전면의 장기 지표면보다 위에 설치되어서는 안된다.

7.13.2.3 전면판

전면판 요소는 7.13.6.2에 제시된 바와 같이, 보강재에서 전면판 접합부까지 작용하는 보강재의 횡방향 힘에 저항하도록 설계해야 한다. 또한 벽체를 시공하는 동안 전면판 주변에서 발생하는 잠재적인 다짐 응력에 대해서도 안정성을 확보하여야 한다.

보강재의 인장력은 전면판 배면의 등분포 토압에 의해 지지된다고 가정한다. 전면판에서는 규정된 허용치를 넘어선 횡방향 처짐이나 부풀음이 발생해서는 안 된다. 보강토 옹벽의 전면판과 관련한 상세한 사항은 별도의 관련 규정이나 기준을 참조한다.

(1) 콘크리트, 강재 및 목재 전면판

콘크리트, 강재, 목재 전면판은 구조적으로 안정하게 설계되어야 한다. 콘크리트 및 강재 전면판은 각각 5장, 6장에 따른다.

근입된 접합부 그리고 그 응력 영향 범위에서 콘크리트 패널의 최소 두께는 140 mm이고, 그 밖에는 90 mm이다. 최소 콘크리트 피복 두께는 38 mm이다. 보강재는 각 패널의 평균하중조건에 견디도록 철근이 설치되어야 한다. 콘크리트 전면 패널의 구조적 안전성은 5장에 따라 전면판에 부착된 보강재 사이의 전단력과 모멘트에 대하여 평가된다.

분절 콘크리트 전면 블록의 전면판 안정성은 보강층 사이의 최대 연직간격, 최상부 보강층 위 최대 허용 전면판 높이, 구성 요소 간의 전단저항력, 그리고 부풀음(bulging)에 대한 전면판의 저항을 고려해서 평가해야 한다. 보강층 사이의 최대 연직간격은 분절 콘크리트 전면블록 너비

(W_u)의 두 배, 또는 810 mm 중 작은 값으로 제한된다. 최상부 보강층 위의 전면판이 상세 평가를 통해 전도되지 않는다는 가정 하에, 최상부 보강층 위 최대 허용 전면판 높이는 $1.5 W_u$ 또는 600 mm의 작은 값으로 제한된다. 최하부 보강층 밑으로 전면판의 최대 깊이는 제안된 분절 콘크리트 전면블록의 너비, W_u 까지로 제한된다.

(2) 연성 벽체 전면판

용접한 와이어, 얇은 금속판, 그리고 유사한 전면판이 사용되었을 경우, 다짐 응력이나 뒤채움의 자중으로 인하여 배면의 뒤채움이 압축하면서 전면판이 과도하게 부푸는 현상을 방지하도록 설계되어야 한다. 이를 위해서 개별 전면판 요소의 연직 방향 크기와 흙 보강재의 연직, 수평 간격을 제한하며, 전면판이 연직 방향으로 충분히 미끄러질 수 있도록 하고, 인접 요소들과 중첩 설치하도록 한다. 벽체 상부에 있는 최상부 연성 전면판은 상부 전면판에 안정성을 제공하기 위하여 보강토층에 부착되어야 한다.

일반적으로, 합성섬유 전면판 요소는 영구벽체의 경우 햇볕(특히 자외선)에 노출되지 않도록 해야 한다. 합성섬유 전면판 요소가 햇볕에 영구적으로 노출되어야 하는 경우에는 자외선에 견딜 수 있는 조치가 필요하다. 제품특성 시험자료가 제공되어, 외삽할 경우 설계수명까지 견딜 수 있는지 그리고 노출환경에서 의도한 대로 거동할 수 있는지 확인할 수 있어야 한다.

(3) 보강토 응벽 전면판에 대한 부식 고려

보강재 연결부와 콘크리트 전면판 보강철근 사이의 강재와 강재 간 접촉은 이질적인 금속 즉, 도금이 안 된 전면판 보강 철근과 도금된 흙 보강 철근간의 접합이 발생되지 않도록 피해야 한다. 염류분사가 예상되는 곳에는 방식 시스템이 제공되어야 한다.

7.13.3 하중

7.9.1.2의 규정을 따르되, 건조 수축과 온도 변화에 의한 영향을 고려할 필요는 없다.

7.13.4 사용한계 상태의 변위와 안정성

7.13.4.1 침하

7.9.2의 규정을 따른다. 보강토 벽체의 허용 침하량은 전면판의 종방향 변형성과 구조물의 용도에 따라 결정된다. 만약 주어진 지반 조건에서 짧은 거리 간격에 큰 부등침하가 예상된다면 옹벽 연직 전체높이 활동이음을 설치해야 한다. 벽체 전면부터 배면까지의 부등침하 역시 평가해야 하는데, 특히 전면판 변형과 정렬 및 연결부 응력의 효과를 고려해야 한다.

7.13.4.2 횡변위

벽체의 횡변위는 구조물 전체강성, 다짐 밀도, 흙의 종류, 보강재 길이, 보강재와 전면판 접합부의 이완 및 전면판 시스템의 변형성의 함수로 평가되거나 벽체거동에 대한 계측을 통해서 평가해야 한다.

7.13.4.3 전반적인 안정성

7.9.2.3의 규정을 사용한다. 복잡한 형상을 갖는 보강토 옹벽의 경우에, 특히 전체적인 안정성이 확보되지 않은 사면이나 연약 지반에 벽체가 위치한 경우, 그림 7.13.2에 나타난 바와 같이 보강토체 일부를 관통하는 복잡한 파괴면이 나타날 수 있다. 파괴면이 가로지르는 각 뒤채움 보강토체의 장기강도는 한계평형 사면안정해석에서 저항력으로써 고려되어야 한다.

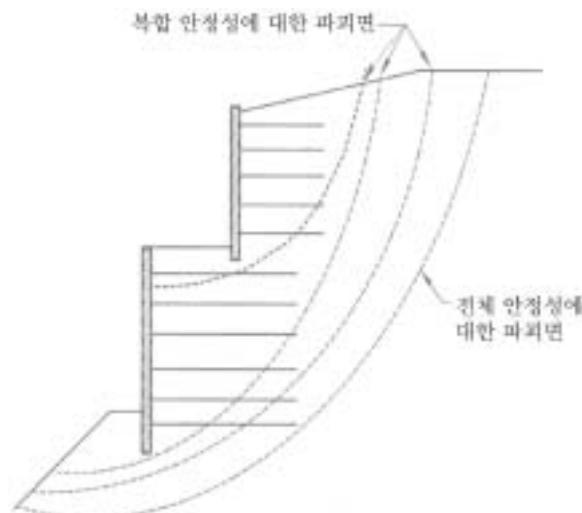


그림 7.13.2 복합 보강토 옹벽 시스템의 전반적인 안정성과 복합적인 안정성

7.13.5 지반파괴에 대한 안전성

7.13.5.1 일반사항

보강토 구조물의 안정성은 중력식 구조물에서 일반적으로 적용되는 전도와 활동에 대한 안정 규정에 따라 평가된다. 지반 파괴에 대한 안정성 평가 시에는 보강토체 전체를 강체로 가정한다.

보강토의 배면 뒤채움 토사에 의해 작용하는 주동토압 계산에 사용할 주동토압계수 K_a 는 뒤채움 흙의 내부마찰각으로부터 결정하는 것이 원칙이나 만약 측정된 값이 없다면 사질토에 대하여 내부마찰각의 최대값으로 30° 를 사용해도 된다. 점성토의 마찰각을 구하기 위한 시험은 배수상태, 비배수상태 모두에서 실시되어야 한다.

7.13.5.2 하중

외적안정과 내적 안정에 대한 하중의 적용은 각각 7.13.5과 7.13.6을 따른다. 상재하중의 적용은 7.13.10의 내용을 따른다. 이러한 하중에 대한 하중계수의 적용은 7.5.4를 따른다.

외부 안정성 계산의 경우에만 옹벽 뒤채움재에 대한, 즉 보강토체 배면의 성토에 대한 주동토압계수를 구할 때 $\delta = \beta$ 를 적용한다.

사하중은 7.13.9에 명시된 바와 같이 고려한다. 활동에 대한 안정성과 전도에 대한 안정성에 대해서는 연속교통 상재하중을 그림 7.13.3에 제시한 바와 같이 보강영역의 끝에서부터 고려한다. 이러한 하중에 대한 하중계수는 7.5.4를 따른다.

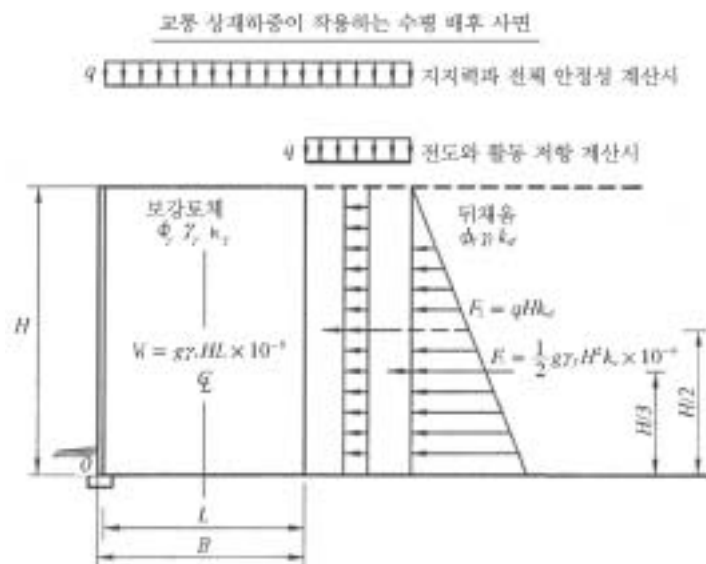


그림 7.13.3 교통 상재하중이 있는 수평배후 사면 벽체의 외적 안정성

7.13.5.3 활동

7.6.3.3의 규정을 적용한다. 보강토체 바닥면의 활동마찰계수는 기초 지반의 마찰각을 사용하여 결정한다. 띠보강재와 같은 불연속 보강재의 경우에 활동마찰계수는 보강토체의 마찰각 ϕ_r 와 기초 지반의 마찰각 ϕ_f 중 작은 값을 사용해야 한다. 격자나 판 형태의 연속 보강재의 경우 활동마찰계수는 ϕ_r , ϕ_f 및 흙-보강재 접촉 내부마찰각 ρ 중 가장 작은 값을 사용해야 한다. 만약 측정된 값이 없다면 기초지반의 최대 마찰각(ϕ_f)을 30° 로, 최대 흙-보강재 상호 내부마찰각 ρ 를 $(2/3)\phi_f$ 로 가정하여, 사용할 수 있다.

7.13.5.4 지지력

지지력을 계산할 때에는 등가 기초를 가정하는데, 그 길이는 벽체의 길이로, 폭은 기초 바닥면에서의 보강재의 길이로 간주한다. 기초의 바닥면 접지압은 7.6.3.1과 7.6.3.2의 규정에 따라 기초의 유효폭에 균등한 분포로 작용하는 것으로 가정하여 산정한다.

벽체 앞에 연약한 흙이나 경사진 지표면이 존재하는 경우, 전면판 요소 하부의 국부적인 지반응력과 보강토체 영역에서 계산된 지반응력의 상대적 차이를 지지력 평가시 고려해야 한다. 두 경우 모두 지지력 요구조건을 만족시키기 위해 벽체 저면 받침대(leveling pad)가 충분히 근접되어야 한다.

7.13.5.5 전도

7.9.3.3의 규정을 따른다.

7.13.6 구조적 파괴에 대한 안전성 (내적 안정성)

7.13.6.1 일반사항

구조적 파괴에 대한 안전성은 보강재의 인발과 파단을 고려하여 평가한다. 파괴면 바깥쪽 토체로부터의 보강재 인발을 근거로 안정화에 필요한 보강토체의 크기를 예비적으로 평가할 수 있다. 보강재의 인발 저항에 관해서는 7.13.6.3의 내용을 참조한다.

7.13.6.2 하중

보강재에서 하중은 최대응력 영역과 벽체 전면 접합부, 두 곳의 위험 위치에서 결정되어야 한다. 보강재의 파단과 인발에 대한 가능성은 그림 7.13.1에 제시된 주동영역(active zone)과 저항영역(resistant zone)의 경계로 추정되는 최대응력 영역에서 평가되어야 하며 보강재와 벽체 전면의 접합부에서도 평가되어야 한다. 보강토체 내의 횡방향 힘의 평가에 사용되는 마찰각의 최대값은 삼축시험이나 직접전단시험으로 구한 값이 없다면, 34° 로 가정된다. 간편법에서는 비록 측정된 마찰각이 40° 보다 크더라도 40° 보다 큰 설계 마찰각을 사용할 수 없다.

(1) 최대 보강재 하중

최대 보강재 하중은 간편법을 이용하여 계산한다. 즉, 보강재에 작용하는 연직토압에 횡방향 토압계수를 곱하고, 이를 보강재 영향 면적에 적용함으로써 보강재 하중을 얻을 수 있다. 보강재 하중의 계산에 널리 사용되는 다른 설계 방법들도 소유주나 승인기관의 재량으로 사용할 수 있다. 단 설계자가 채택한 방법에 대한 저항계수를 적절하게 개발한 경우에 한한다. 각 보강재에서 하중계수를 고려한 횡방향 압력 σ_H 는 다음과 같이 결정된다.

$$\sigma_H = \gamma_P(\sigma_v k_r + \Delta\sigma_H) \quad (7.13.1)$$

여기서,

γ_P = 표 3.4.2의 연직 토압 EV 에 대한 하중계수

k_r = 수평토압계수

σ_v = 보강벽 뒤채움 흙의 자중 및 상재하중의 합력으로 인한 압력(MPa)

$\Delta\sigma_H$ = 7.13.10.1에 명시된 집중 횡방향 추가 하중에 의한 보강재 높이의 횡방향 응력(MPa)

최대 보강재 하중을 계산할 때 연직 응력은 그림 7.13.4와 그림 7.13.5와 같이 결정된다.

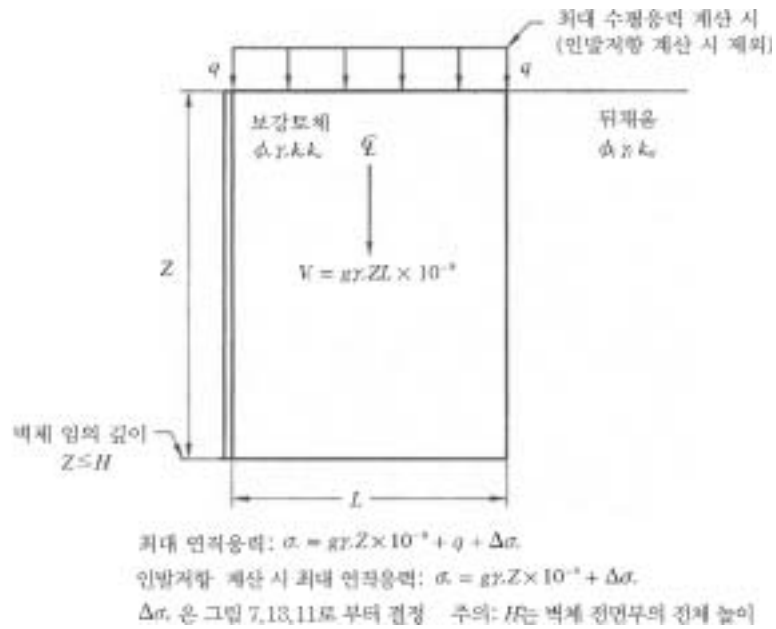


그림 7.13.4 내적안정성 분석에서 활하중과 사하중을 포함한 수평 배후사면 조건에서 연직응력의 계산

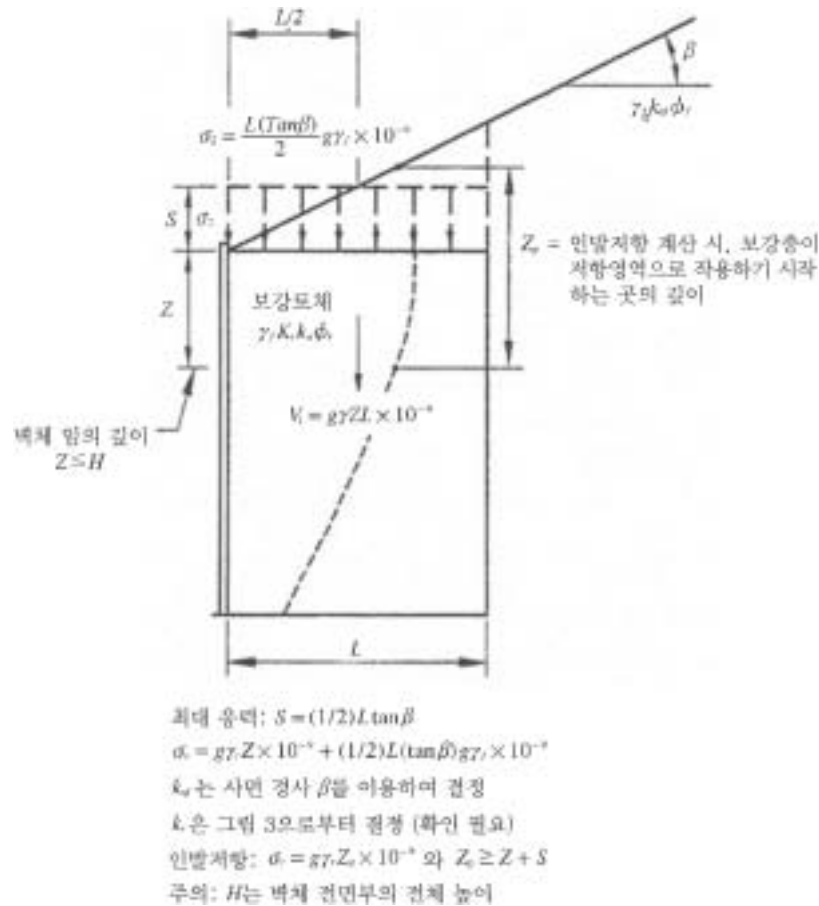


그림 7.13.5 내적안정성 분석에서 경사진 배후사면 조건에서 연직응력의 계산

횡토압계수 k_r 은 벽체와의 마찰이 없다는 가정 하에($\delta = \beta$), 주동토압계수 K_a 를 사용하여 구한다. k_r/K_a 는 그림 7.13.6에 따라 결정된다. 하중계수를 고려한 단위 폭에 작용하는 보강재 최대하중 $T_{\max}$ 는 다음과 같다.

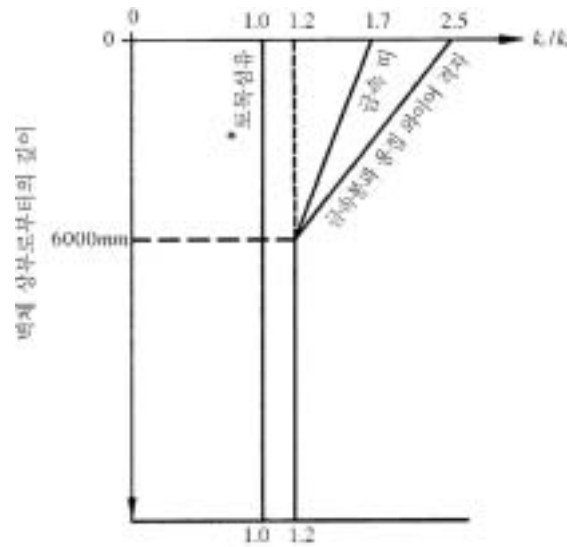
$$T_{\max} = \sigma_H S_v \quad (7.13.2)$$

여기서,

σ_H = 하중계수를 고려한 보강재에 작용하는 횡방향 압력(MPa)

S_v = 보강재의 수직 간격

810 mm보다 큰 연직 간격, S_v 은 실제크기의 벽체 자료(예 : 보강하중, 변형률, 전체적인 처짐)을 통한 검증이 없다면 사용할 수 없다. 활하중은 극한 하중 조건을 고려해야 한다.



*띠형 폴리머 보강재에는 적용하지 않음

그림 7.13.6 보강토 옹벽의 깊이에 따른 횡토압 비 k_r/k_a 의 변화

(2) 벽체 전면 연결부위의 보강 하중

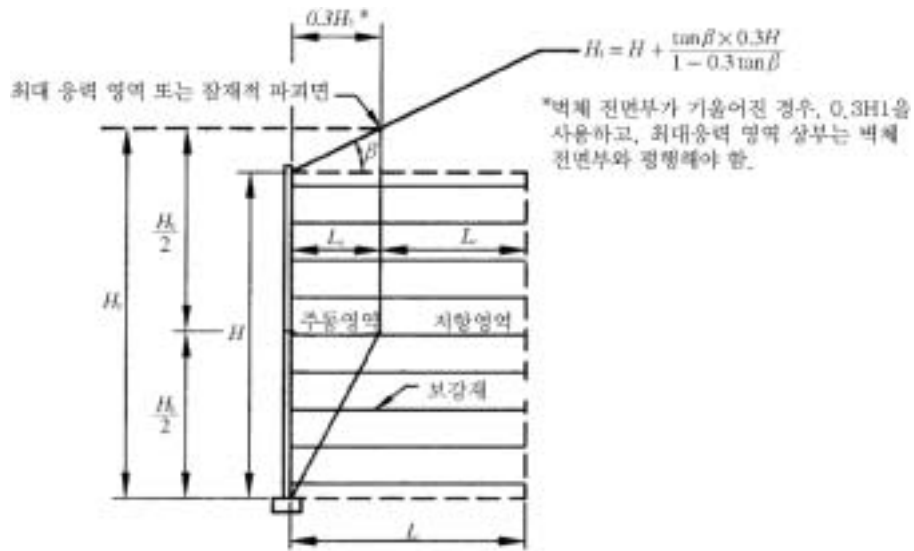
벽체 전면의 보강재 연결 부위에 작용하는 하중계수를 고려한 인장하중, T_0 은 벽체와 보강재 종류에 상관없이 모든 벽체 구조에 대하여 하중계수를 고려한 최대 보강 인장력 T_{max} 와 같다.

7.13.6.3 보강재 인발

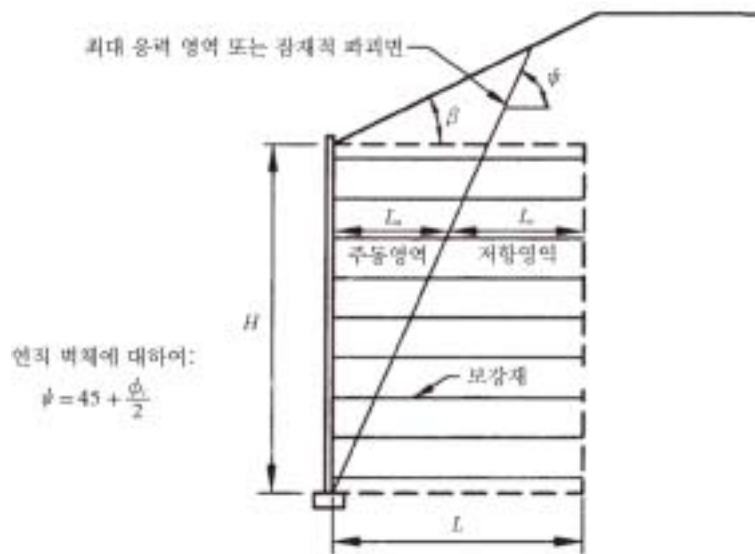
(1) 주동영역과 저항영역 사이의 경계

신장성/비신장성 보강재 벽체 시스템에 최대 응력이 발생하는 위치, 즉 주동영역과 저항영역의 경계점은 그림 7.13.7에 제시된 것과 같이 결정된다. 모든 벽체구조에 대해 최대응력 영역은 벽체 선단 전면부의 바로 뒤쪽에서 시작하는 것으로 가정한다.

10° 미만의 전면부 연직 경사를 갖는 신장성 보강재 벽체 시스템에 대한 최대 응력영역은 Rankine 방법을 이용하여 결정한다. 다만, Rankine 방법은 보강된 뒤채움 영역 위의 집중 상재 하중 효과와 벽체 전면부의 기울어짐을 고려할 수 없기 때문에, 10° 또는 그 이상의 연직 경사와 집중 상재하중이 작용하는 경우 신장성 보강재 벽체의 최대응력 영역위치는 Coulomb 방법을 적용하여 결정한다.



(a) 비신장성 보강재



(b) 신장성 보강재

그림 7.13.7 보강토 옹벽의 내적 안정성 설계를 위한 잠재적인 파괴면의 위치

* 연직 경사 10° 이상인 벽체,

$$\tan(\Psi - \phi_r) = \frac{-\tan(\phi_r - \beta) + \sqrt{\tan(\phi_r - \beta)[\tan(\phi_r - \beta) + \cot(\phi_r + \theta - 90^\circ)][1 + \tan(\delta + 90^\circ - \theta)\cot(\phi_r + \theta - 90^\circ)]}}{[1 + \tan(\delta + 90^\circ - \theta)[\tan(\phi_r - \beta) + \cot(\phi_r + \theta - 90^\circ)]}$$

$\delta = \beta$ 이다.

(2) 보강재 인발 설계

보강재 인발저항력은 각 단계별(모든 깊이별 보강재에 대하여) 인발파괴에 대하여 검토되어야 한다. 그림 7.13.7의 이론 파괴면 뒤로 근입된, 유효 인발길이만이 저항력 평가에 사용된다. 저항영역 최소 길이 L_e 는 900 mm이다. 보강재의 총 길이는 그림 7.13.7에서 보는 바와 같이 $L_a + L_e$ 이다. 교통하중은 인발 계산에서 고려하지 않는다.

유효 인발 길이는 다음 식을 이용하여 결정된다.

$$L_e \geq \frac{T_{\max}}{\phi F^* \sigma_v C R_c} \quad (7.13.3)$$

여기서,

L_e = 저항영역 보강재 길이(mm)

$T_{\max}$ = 식 (7.13.2)의 보강재에 작용하는 하중계수를 고려한 하중(N/mm)

ϕ = 표 7.5.4의 보강재 인발에 대한 저항계수

F^* = 인발마찰계수

α = 크기효과 보정계수

σ_v = 저항영역의 보강재 높이에서 하중계수를 고려하지 않은 수직응력(MPa)

C = 보강재의 총 주변길이에 기반을 둔 전체 보강 표면영역의 형상계수. 띠, 격자, 판 형태의 보강재 즉, 양면 보강재의 경우 2를 적용한다.

R_c = 7.13.6.4(1)의 보강재 점유율

F^* 과 α 는 사용할 채움재 또는 유사한 흙에 대한 인발 시험으로부터 구하거나, 경험적/이론적으로 결정할 수 있다. 입도균등한 사질토 즉, 균등계수 $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 4$ 인 사질토를 제외한 표준 채움재(AASHTO LRFD 교량건설 시방서, 규정 7.3.6.3)에 대하여 실내시험을 수행하지 못했을 경우, 그림 7.13.8과 표 7.13.1에서 제시된 보수적인 F^* 와 α 를 이용할 수 있다. 돌기가 있는 강재 띠에 대해서 벽체 뒤채움의 C_u 를 모른다면 C_u 를 4로 가정하고 F^* 를 결정한다.

표 7.13.1 크기효과 보정계수, α 의 기본값

보강재 형태	α 의 기본값
완전 강 보강재	1.0
지오그리드	0.8
토목섬유	0.6

격자 보강재의 가로 간격(근입길이 방향 간격) S_t 는 저항 구역에 집중되기 보다는 보강재 길이 방향으로 일정해야 한다.

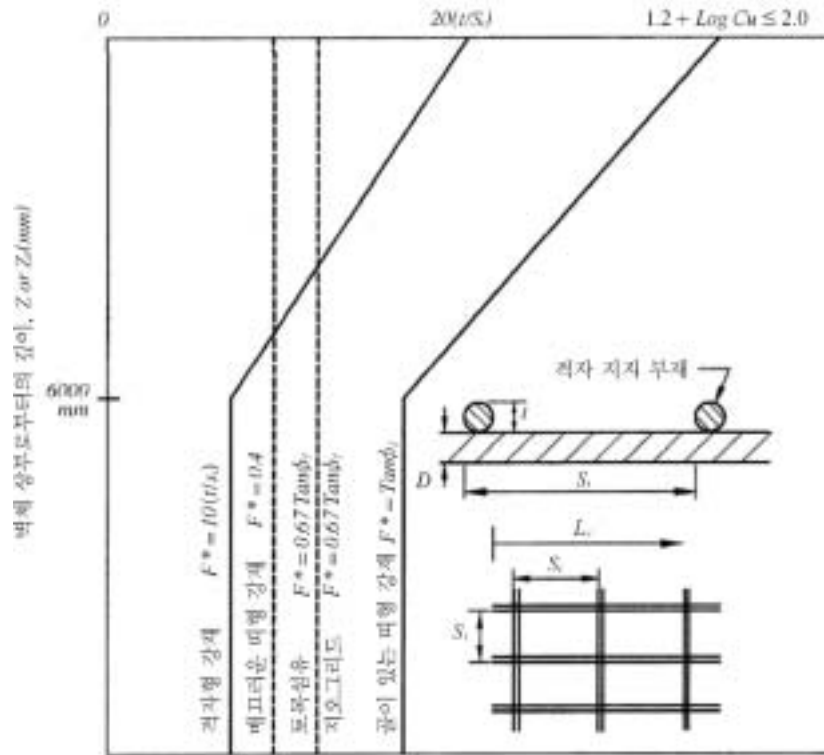


그림 7.13.8 인발마찰계수, F^* 의 기본값

7.13.6.4 보강재 강도

(1) 일반사항

보강재 강도는 벽체 내의 각 층별 보강재의 주동영역과 저항영역 사이의 경계(즉, 최대응력 영역)와 벽체전면의 보강재의 접합부에서 아래와 같이 적용 극한한계상태를 토대로 조사해야 한다.
최대 응력 영역에서

$$T_{\max} \leq \phi T_{al} R_c \quad (7.13.4)$$

여기서,

$T_{\max}$ = 식 (7.13.2)에서 결정된 보강재에 작용하는 하중계수를 고려한 설계하중

(N/mm)

 ϕ = 표 7.5.4에 명시된 보강재 인장에 대한 저항계수 T_{al} = 보강재/전면판 접합부의 공칭 장기 설계강도(N/mm) R_c = 7.13.6.4(1)에 명시된 보강재 점유율

T_{al} 은 강보강재의 경우 7.13.6.4(3)①, 토목섬유 보강재의 경우 7.13.6.4(3)②의 규정에 따른다.

벽체 전면부와 접합부에서

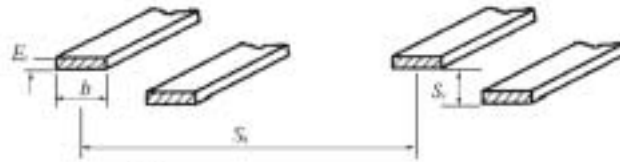
$$T_0 \leq \phi T_{ac} R_c \quad (7.13.5)$$

여기서,

 T_0 = 7.13.6.2에서 명시된 보강재/전면판 접합부에서 하중계수를 고려한 설계하중(N/mm) ϕ = 표 7.5.4에 명시된 접합부의 보강재 인장에 대한 저항계수 T_{ac} = 보강재/전면판 접합부의 공칭 장기 설계강도(N/mm) R_c = 7.13.6.4(1)에서 명시된 보강재 점유율

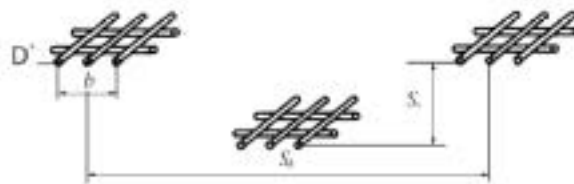
T_{ac} 은 강보강재의 경우 7.13.6.4(4)①에 토목섬유 보강재의 경우 7.13.6.4(4)②에 명시된 바에 따라 벽체 연결부위에서 결정한다. T_{ac} 을 결정할 때에는 벽체 전면의 바로 뒤쪽과 보강재 뒤 채움 영역 내의 환경적 조건 차이, 그리고 보강재 접합의 장기 내구성에 대한 효과를 고려해야 한다.

T_{al} 은 보강재의 단위 폭당 장기강도이며, 이 값에 보강재 점유율 R_c 을 곱하면 벽체 단위 폭당 하중인 T_{max} 와 바로 비교할 수 있다(T_{ac} 와 T_0 에도 마찬가지로 적용된다). 강재띠나 강봉과 같은 불연속 보강재의 경우, 보강재의 강도는 그림 7.13.9과 7.13.10에서 제시된 것처럼 벽체의 단위 폭 당 강도로 바뀐다. 연속 보강재 층의 경우 $b = 1$, $R_c = 1$ 이다.



$$A_s = bE_s$$

E_s = 부식에 의한 손실을 고려하여 수정된 락 두께



$$A_s = (\text{길이방향 봉 개수}) \pi \frac{D'^2}{4}$$

D' = 부식에 의한 손실을 고려하여 수정된 봉과 와이어의 지름

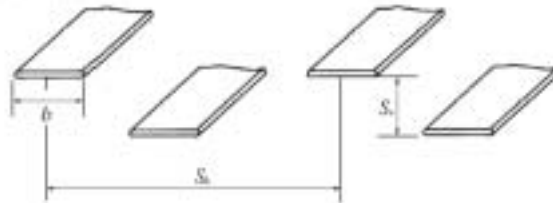
b = 보강재의 단위 폭(연속 보강재에 대해서는 l 단위 폭)

$$R_s = \text{보강재 점유율} = \frac{b}{S_s}$$

Use R_s = 연속 보강재에 대해서는 $R_s = l$ 을 적용하도록 한다. (즉, $S_s = b = l$ 단위 폭)

그림 7.13.9 금속 보강재에 대한 보강재 점유율

불연속 토목섬유재



연속적인 토목섬유 보강재



$$R_s = \text{보강재 점유율} = \frac{b}{S_s}$$

Use R_s = 연속 토목섬유재에 대해서는 $R_s = l$ 을 적용하도록 한다. (즉, $S_s = b = l$ 단위 폭)

그림 7.13.10 토목섬유 보강재에 대한 보강재 점유율

(2) 설계수명 고려사항

7.5.1을 따른다.

① 강재 보강재

강재 지반보강재의 설계는 AASHTO Bridge Construction 시방서 7.6.4.2의 강재 보강재 규정을 따른다. 강재 지반보강재와 접합부에 대한 구조적 설계는 보강재 두께 E_c 를 결정하는 것으로 이루어진다.

$$E_c = E_n - E_s \quad (7.13.6)$$

여기서,

E_c = 그림 7.13.9의 설계 수명 종료 시 금속 보강재 두께(mm)

E_n = 시공 시 강재 보강재의 공칭 두께(mm)

E_s = 구조물의 사용수명 동안 부식에 의해 손실될 것으로 예상되는 금속의 손실 두께(mm)

구조물 설계에서 손실 두께는 사용되는 뒤채움 흙이 비활성이라는 가정 하에 다음의 규정을 따라서 각각의 노출표면에 대해 계산한다.

- 도금의 유실 = 0.015 mm/yr., 처음 2년 동안
0.004 mm/yr., 나머지 기간 동안
- 탄소강의 유실 = 0.012 mm/yr., 아연 손실 후

다음의 조건을 만족한다면 흙은 비활성화된 것으로 간주한다.

- pH = 5 ~ 10
- 전기비저항 ≥ 3000 ohm-cm
- 염소 ≤ 100 ppm
- 황산 ≤ 200 ppm
- 유기물 함유량 $\leq 1\%$

만약 전기비저항이 5000 ohm-cm보다 크다면, 염소와 황산에 대한 조건은 고려하지 않아도 된다. 강봉이나 격자 보강재에 대하여 부식 후 강재의 단면적을 계산할 때 위에서 제시한 손실두께를 와이어나 봉의 반지름에 적용한다. 가로와 길이방향의 격자요소의 크기는 ASTM A 185을 따른다. 가로 와이어 직경은 길이방향 와이어의 직경과 같거나 혹은 작아야 한다. 띠 형태의 보

강재는 AASHTO M 111(ASTM A 123M)의 규정에 따라, 망이나 격자 강보강재는 ASTM A 641M의 따라 최소 $6.1 \times 10^{-7} \text{kg/mm}^2$ 또는 0.086 mm로 전기 도금한다.

② 토목섬유 보강재

벽체의 사용(또는 기능), 토질조건, 폴리머 종류가 어느 일정 범위 내에 있을 경우에는 환경적인 요인에 의한 강도감소가 최소화되고, 제품별로 비교적 일관된 결과를 기대할 수 있다. 그리고 발생할 강도 감소의 영향을 최소화할 수 있다. 이에 따라, 규정 7.13.6.4(3)②에 제시된, 장기 강도 감소를 고려한 극한 인장 강도의 단일 범용 감소계수 RF를 적용할 수 있다.

특정한 벽체 사용성, 흙의 활성성과 폴리머에 대한 요구 사항이 다음 조건과 같다면, 여기서 규정된 단일 범용 감소계수를 사용할 수도 있다.

- 파괴가 구조물 사용성에 문제를 유발하지만 심각한 결과를 초래하지 않는다.
 - 흙은 비활성으로 고려된다.
 - 폴리머 재료는 표 7.13.2에 제시된 요구조건을 만족한다.
- 1) 구조물 사용성 문제 : 사용성 저하 혹은 파괴의 결과가 심각한 경우에 대한 평가는 7.5.1에 기술되어 있다. 그러한 경우에는 최종설계 시 단일 범용 감소계수를 사용하지 않는다.
 - 2) 흙의 활성성 결정 : 토목섬유에 대한 흙의 활성성은 흙의 pH, 입도, 소성성, 유기물함유량과 지반의 온도 등에 의해 평가한다. 다음의 기준을 만족한다면 그 흙은 비활성적인 것으로 간주한다.
 - AASHTO T 289-91I에서 결정된 바에 따라,
 - 영구 적용의 경우, pH = 4.5 ~ 9
 - 임시 적용의 경우, pH = 3 ~ 10.
 - 실물 크기 피해 시험이 ASTM D 5818에 따라 수행되지 않은 경우에, 최대 흙입자의 크기가 19 mm보다 작은 경우
 - 2 mm(10번체)보다 작은 흙에 대하여 AASHTO T 267-86의 규정에 따라 측정한 흙의 유기물 함유량이 1% 이하인 경우
 - 벽체 위치의 설계 온도
 - 영구 적용의 경우, $\leq 30^\circ\text{C}$
 - 임시 적용의 경우, $\leq 35^\circ\text{C}$

여기에 명시된 조건을 만족하지 않는 뒤편 흙은 활성적인 것으로 간주한다. 전면의 안정성이

전면의 토목섬유 강도에 의존한다면, 즉 토목섬유 보강재가 벽체와 전면의 주요 연결부를 형성한다면 전면의 환경(environment)을 뒤채움과 더불어 평가해야 한다. 만약 주변의 원지반에서 보강토체로 지하수가 침투할 가능성이 있다면 원지반의 화학적 특성을 고려해야 한다. 비록 주변 환경이 비활성이거나 토목섬유 보강토체에 활성 유체가 장기적으로 유입되지 않는다 하더라도, 주변 지반 역시 뒤채움에 적용되는 화학적 요구조건을 만족해야 한다.

3) 폴리머 요구 조건 : 단일 범용 감소계수를 사용할 경우에는 보강재의 장기적 성능저하의 위험성을 최소화하기 위해 화학적 성능 저하에 대하여 장기적 내구성이 큰 폴리머를 사용해야 한다. Elias(2001)와 Elias(2000)에 기술된 자세한 제품에 대한 자료가 없다면, 표 7.13.2에 제시된 폴리머 재료에 대한 요구조건을 만족해야 한다. 구조물의 설계 수명까지 외삽한 자세한 제품 자료를 얻을 수 있다면 표 7.13.2의 조건을 충족하지 않은 폴리머라도 사용할 수 있다.

아래와 같은 조건에서는 제품의 장기적인 강도감소계수 RF를 결정하기 위하여 제품 사용에 앞서 내구성에 대한 연구가 수행되어야 한다.

- 사용성 저하 또는 파괴로 인해 심각한 결과를 초래할 경우
- 흡이 활성적인 경우
- 폴리머가 표 7.13.2에 정해진 요구조건을 만족하지 못하는 경우
- 여기서 권장하는 기본 감소 계수 보다 작은 전체 감소계수를 사용하려는 경우

이러한 제품에 대한 연구는 보강재 설계 수명에 걸쳐서 토목섬유 보강재의 강도와 변형특성에 대한 환경 요인들의 단기, 장기 영향을 평가하는데 사용된다.

표 7.13.2 장기적인 성능저하에 대한 기본 감소 계수의 사용을 허용하는
토목섬유 제품에 대한 최소 요구조건

중합체 종류	특성	실험 방법	기본 RF 사용을 허용하는 기준
폴리프로필렌	UV 산화 저지	ASTM D4355	weatherometer에서 500시간 후 최소 70% 강도 보유
폴리에틸렌	UV 산화 저지	ASTM D4355	weatherometer에서 500시간 후 최소 70% 강도 보유
폴리에스터	가수분해 저지	내부 점성도 방법(ASTM D4603)과 GRI 실험방법 또는 직접적으로 젤 침투 크로마토그래피를 결정한다.	25000 평균 몰무게의 최소 숫자
폴리에스터	가수분해 저지	GRI 테스트 방법 GG7	30의 카르복시기 그룹단의 최대값
모든 중합체	생존성	단위면적당 무게 (ASTM D5261)	최소 270 g/m ²
모든 중합체	소비자의 재사용후 중량 %	사용될 물질의 보증	최대 0%

(3) 설계 인장 저항력

① 강재 보강재

보강재의 공칭인장저항력은 항복응력과 부식에 의한 손실(그림 7.13.9) 이후의 강재 보강재의 단면의 곱으로 구한다. 부식에 의해 발생하는 강 단면의 손실에 대한 규정은 7.13.6.4(2)①에 제시되어 있다. 보강재의 인장 저항력은 다음과 같다.

$$T_{al} = \frac{A_c F_y}{b} \quad (7.13.7)$$

여기서,

- T_{al} = 공칭장기 보강재 설계강도(N/mm)
- F_y = 강재의 최소 항복강도(MPa)
- A_c = 부식 손실을 고려하여 수정된 보강재 단면의 면적(mm²)
- b = 보강재의 단위 폭(mm) (그림 7.13.9)

② 토목섬유 보강재

보강재의 공칭인장저항력은 다음과 같이 결정된다.

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF} \quad (7.13.8)$$

여기서,

$$RF = RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D \quad (7.13.9)$$

그리고

- T_{al} = 공칭장기 보강재 설계강도 (N/mm)
- T_{ult} = 최소 평균 물값(MARV) 극한 인장강도 (N/mm)
- RF = 설치 파손 및 크리프와 화학적인 노화로 인한 잠재적인 장기 손실을 고려한 조합된 강도 감소 계수
- RF_{ID} = 보강재의 설치 파손을 고려한 강도감소계수
- RF_{CR} = 장기적인 보강재의 크리프 파손을 고려한 강도감소계수
- RF_D = 화학적 및 생물학적인 성능저하로 인한 보강재의 파손을 고려한 강도감소 계수

RF_{ID} , RF_{CR} , RF_D 에 대한 값은 7.13.6.4(2)②에서 제시한 제품시방 실험결과로부터 결정한다. 제품 시험결과가 있더라도, RF_{ID} 와 RF_D 는 둘 다 1.1보다 작지 않다.

사용성이 떨어지거나 파괴가 발생하더라도 그 결과가 심각하지 않고, 비활성적인 흙의 조건을 가지며, 토목섬유가 표 7.13.3에 제시된 최소의 요구조건을 만족하는 경우라면 보강재의 장기적인 인장 강도는 제품 시험 결과가 없더라도 표 7.13.3에 제시된 RF 에 대한 기본 감소 계수를 사용하여 결정할 수 있다.

표. 7.13.3 토목섬유 극한 한계 상태 강도 감소 계수, RF 에 대한 기본과 최소값

적용	총 감소계수, RF
모든 적용 사례, 그러나 Elias et al.(2001) Elias(2000)에 따라 시험 시방 자료가 있는 경우	모든 감소계수는 물품시방자료에 기초를 둔다. RF_D 와 RF_D 둘 다 1.1보다 작지 않다.
영구적인 적용 사례, 사용성 저하와 파괴가 심각한 결과를 초래하지 않고, 비활성 흙과 표 7.13.2에 제안된 요구조건을 만족하는 폴리머의 경우	7.0
임시적인 적용 사례, 사용성 저하와 파괴가 심각한 결과를 초래하지 않고, 비활성 흙과, 시험 시방 자료가 없는 경우 표 7.13.2에 제안된 요구조건을 만족하는 폴리머의 경우	3.5

(4) 보강재/전면판 연결부 설계 강도

① 강재 보강재

연결부는 보강된 뒤채움과 벽체 전면판 사이의 변위 차이뿐만 아니라 7.13.6.2(2)에서 제시된 주동하중 T_0 에 의한 응력에 저항하도록 설계되어야 한다. 전면판에 근입된 연결요소는 연결하중을 지탱하기 위하여 적절한 결합길이와 지지면적을 가지도록 설계되어야 한다. 근입된 연결부의 지지 능력은 5.11.3에 제시된 실험을 통하여 검토한다. 강보강재와 벽체전면판 요소 사이의 연결, 예를 들어 용접, 볼트, 핀 등은 6.13의 규정에 의거하여 설계한다.

연결재료는 규정 7.13.6.4(2)①에 따라 부식에 의한 손실을 고려할 수 있도록 설계되어야 한다. 부식에 의해 잠재적 손실분을 평가할 때는 보강토체 내부의 환경과 전면판 환경의 가능한 차이점을 고려해야 한다.

② 토목섬유 보강재

콘크리트 전면판에 근입된 연결부위는 규정 5.11.3에 의하여 설계한다. 보강재의 단위 폭 당 하중에 대한 공칭 장기 토목섬유 연결강도 T_{ac} 는 다음과 같다.

$$T_{ac} = \frac{T_{ult} \times CR_{cr}}{RF_D} \quad (7.13.10)$$

여기서,

T_{ac} = 특정 구속압에서 전면판과 보강재 사이의 보강재 단위 폭 당 공칭 장기연결 설계강도(N/mm)

T_{ult} = 토질 보강재의 최소 평균 물 값(MARV) 즉 극한인장강도(N/mm)

CR_{cr} = 연결에 의해 감소된 극한강도를 고려한 장기연결 강도감소계수

RF_D = 화학적 및 생물학적인 성능저하로 인한 보강재 파손을 고려한 강도감소계수

CR_{cr} 과 RF_D 의 값은 달리 규정된 바가 없다면 제품시방규정으로부터 결정한다. 벽면연결부위의 환경은 옹벽으로부터 떨어진 뒤채움 지반의 환경과 다를 수 있으므로, CR_{cr} 과 RF_D 값을 결정할 때 이를 고려해야 한다. CR_{cr} 은 전면부 블록 사이 벽면에서 예상되는 연직 구속압에 의해 결정한다.

7.13.7 배수

보강토체 내부 배수는 보강된 뒤채움 지반의 포화를 막고, 표면수 흐름을 차단할 수 있도록 모든 구조물에 대해 고려되어야 한다. 지하수위가 존재하는 절토 및 산허리 성토지역 내의 보강토 옹벽은 보강 영역 뒷부분과 바로 아래 부분에 배수포를 함께 시공해야 한다.

겨울철에 화학적으로 제빙되는 도로를 지지하는 보강토 옹벽의 경우에는 포장 아래와 보강토의 첫 번째 층 바로 위에 제설 화학물의 흐름을 차단하기 위한 불투수성의 멤브레인을 설치해야 한다. 멤브레인은 전면판으로부터 보강 영역을 넘는 부분으로 배수가 이루어지도록 경사지게 해야 한다. 거친 표면을 가지며, 최소두께가 0.76 mm인 PVC, HDPE, LLDPE 토목 멤브레인을 일반적으로 사용하고, 멤브레인의 모든 연결부는 누수를 막기 위해 용접해야 한다.

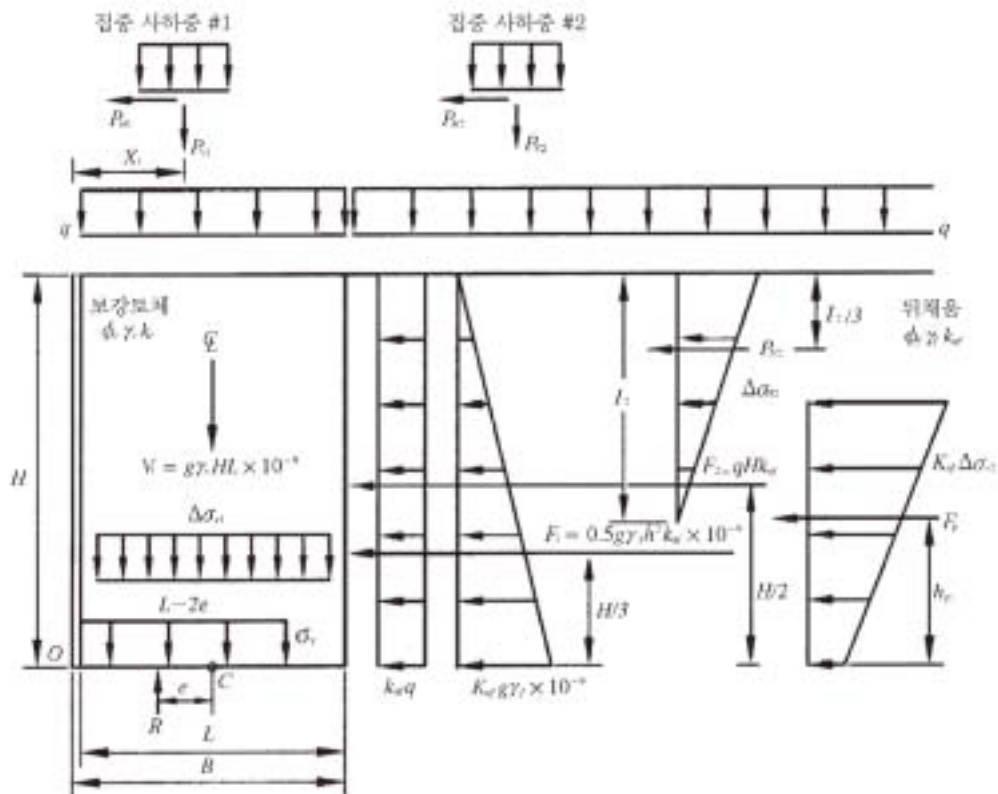
7.13.8 지중 침식

7.9.3.4를 따른다.

7.13.9 외부 상재하중 및 기타 하중조건

7.13.9.1 집중 사하중

벽체의 상부나 벽체의 뒷면에 작용하는 집중 하중으로부터 야기되는 벽체 내 응력 분포는 규정 3.11.6.3에 의해 결정된다. 그림 7.13.11은 내적, 외적 옹벽의 안정성을 평가하기 위하여 중첩의 원리로 조합한 하중을 나타낸다. 주동과 저항영역 사이의 경계 위치는 집중 사하중의 위치와 크기를 고려하여 그림 7.13.12와 같이 조정한다.



주의 : 이 관계식은 집중사하중 #2가 보강된 토체 뒤 주동영역 안에 위치한다는 가정에 근거한다.

주의 : 상대적으로 두꺼운 전면판 요소(예를 들어 계단 콘크리트 블록)의 경우, 활동, 전도, 지지력 계산에 전면판의 크기와 무게를 포함하는 것이 적절하다.

주의 : P_{v1} , P_{H1} , $\Delta\sigma_{v1}$, $\Delta\sigma_{v2}$, $\Delta\sigma_{H2}$, L_2 는 그림 3.11.22와 3.11.23을 이용하고, F_p 는 P_{v2} 로부터 결정한다.

그림 7.13.11 외적, 내적 안정성 평가를 위한 집중 사하중의 중첩

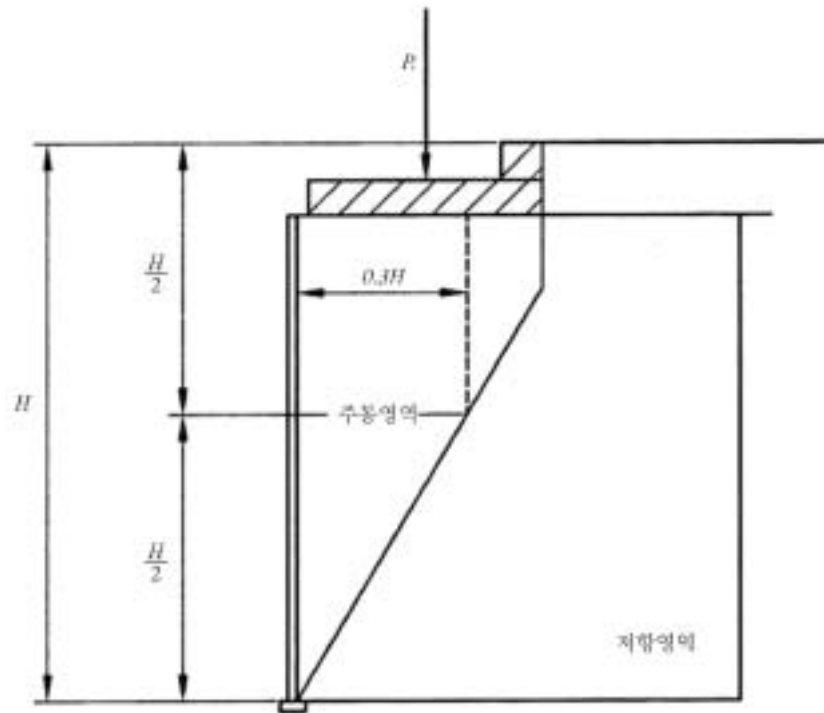


그림 7.13.12 상재 슬래브의 크기가 클 경우 최대 인장력 선의 위치(비신장성 보강재)

7.13.9.2 교통 하중과 방호벽

교통하중은 균등 상재하중으로 간주한다. 활하중 상재응력은 600 mm 두께의 토체보다 작지 않아야 한다. 벽체 전면을 따라서 일렬 또는 그 상부에 시공된 난간과 교통 방호벽은 그 자체 하중을 저항모멘트로 작용하도록 설계해야 한다. 바닥 슬래브는 시공이음을 제외하고는 가로 방향 이음을 두지 않으며, 인접슬래브와 전단 다우얼(dowel)에 의해 결합해야 한다. 보강토의 상부 층은 집중 수평하중 γP_H 에 대한 충분한 인장저항력을 가지며, 여기서 $P_H = 4.45 \times 10^4 N$ 는 1500 mm의 길이의 방벽에 걸쳐 분포한다. 이런 힘의 분포는 집중하중 근처 보강재의 국부 최대 하중을 고려한 것이다. 이 분포 하중은 γP_{H_1} 과 같다. (여기서 $\gamma P_{H_1} = 29.2 N/mm$), γP_{H_1} 은 b_f 가 바닥 슬래브의 폭과 같다고 가정하여, 보강재에 분포한다. 충돌하중이 보강토 상부 전면판에 직접 전달되지 않고, 교통방호벽과 슬래브에 의해 저항 할 수 있도록 하기 위해서 상부 전면판의 뒤쪽과 교통방호벽/슬래브 사이에 적절한 간격을 두어야 한다.

보강재의 인발 안정성을 점검하기 위해서 횡방향 교통 충돌하중을 상부 보강재에 분배하도록 한다. 여기서 b_f 는 바닥 슬래브의 폭과 같다고 가정한다. 충돌하중에 의한 인발저항 고려 시 보강

재의 전체 길이를 유효길이로 반영한다. 보강토의 상부층은 수평 하중 γP_{H_1} 을 지지하기 위한 충분한 인발저항력을 가져야 하며, 여기서 $P_{H_1} = 4.45 \times 10^4 N$ 은 6000 mm의 바닥 슬래브 길이에 걸쳐 분포된다.

보강재의 파단에 대한 설계 시, 교통장벽 충돌하중은 순간적으로 가해지기 때문에 토목섬유 보강재는 식 (7.13.11) 및 식 (7.13.12)와 같은 정적 및 일시적(충격) 하중 요소를 견디도록 설계해야 한다.

$$S_{rs} \geq \frac{T_{\max} RF}{\phi R_c} \quad (7.13.11)$$

$$\Delta\sigma_H S_v \leq \frac{\phi S_{rt} R_c}{RF_{ID} RF_D} \quad (7.13.12)$$

여기서,

- $\Delta\sigma_H$ = 규정 7.13.9.1에 따른 보강재 인접 영향영역의 교통방벽 충돌응력(MPa)
- S_{rs} = 정적인 하중 성분에 대한 보강재의 극한 인장저항력(N/mm)
- S_{rt} = 동적인 하중 성분에 대한 보강재의 극한 인장저항력(N/mm)
- S_v = 보강재의 수직간격(mm)
- $T_{\max}$ = 보강재에 작용하는 최대하중(N/mm)
- R_c = 규정 7.13.6.4(1)로부터 보강재 점유율
- RF = 설치손상, 크리프, 화학적 노화에 따른 장기간의 성능저하를 고려한 강도감소계수
- RF_{ID} = 규정 7.13.6.4(3)②에 제시된 보강재의 설치 파손을 고려한 강도감소계수
- RF_D = 규정 7.13.6.4(3)②에 제시된 화학적 및 생물학적인 성능저하로 인한 보강재의 파손을 고려한 강도감소계수

보강재의 안정성에 필요한 전체 극한강도 값은 정적인 하중성분에 대한 강도에 일시적인 동적 하중성분에 필요한 강도를 추가하여 결정된다. 난간과 교통장벽은 7.13.9.4에 기술된 것처럼 충돌실험 요구조건을 만족해야 한다. 앵커슬래브는 표준난간의 극한강도를 견디도록 충분히 견고해야 한다.

연성지주와 보방벽이 사용될 때는 옹벽 면으로부터 최소 900 mm 떨어져야 하고, 노면 아래로 1500 mm 근입되어야 하며, 가능하면 보강재를 피할 수 있도록 배치되어야 한다. 만약 보강재를 피할 수 없는 경우라면, 옹벽은 7.13.9.4에서 기술한 바와 같이 방해물의 존재를 고려하여 설계한다. 보강재의 상위 2열은 부가적인 수평하중 γP_{H_1} 에 대하여 설계한다. 여기서 P_{H_1} 은 옹벽의

단위길이 당 4.38 N이고 각 보강층에 50%씩 분배된다.

7.13.9.3 정수압

설계 시 강이나 넷물을 따라 세워진 구조물의 최소 부등정수압은 900 mm의 물의 높이와 같다고 가정한다. 가장 높은 수위에서 하중을 적용한다. 부등정수압에서 결정된 지하수위의 하부에서는 유효단위중량을 적용하여 내적, 외적 안정성을 평가한다.

7.13.9.4 보강토 영역에서 방해물

만약 지하 저류소, 수로 입출구, 표시판 기초, 방호책 지주 또는 암거와 같은 지장물이 보강토체 내 존재할 것으로 예상된다면, 지장물 주변 벽체 옹벽은 다음의 대안을 이용하여 수정, 설계한다.

- 1) 지장물의 위치에서 보강토층이 부분적 또는 전체적으로 손상될 것으로 판단된다면, 손상될 보강재의 하중까지 추가 분담할 수 있도록 주변 보강층을 설계한다.
- 2) 그림 7.13.13에 도시된 것처럼, 지장물 앞 보강재의 하중을 지장물 뒤의 골조에 연결된 보강재로 전달할 수 있도록 골조를 지장물 주위에 세운다.
- 3) 보강재가 분리된 띠로 구성되고, 지장물의 크기와 위치에 영향을 받는다면, 보강재를 방해물 주위 바깥쪽으로 벌리는 것도 가능하다.

첫 번째 대안에 대하여, 지장물 앞에 놓인 벽체전면은 토폴링(toppling)이나 활동파괴에 대하여 안정해야 한다. 만약 안정성이 확보되지 않는다면, 지장물과 벽체전면 사이의 보강재를 구조적으로 연결하여 토폴링을 막거나 또는 전면의 요소를 인접 요소와 구조적으로 연결하여 파괴를 막는다.

두 번째 대안에 대해, 골조와 연결부는 강체 골조에 대한 6장의 기준에 따라 설계한다. 세 번째 대안에 대해, 벽체전면에서 수직인 선으로부터 측정된 벌려진 각도는 보강재 또는 벽체 전면과 보강재의 연결 부분에서 모멘트가 발생하지 않도록 충분히 작아야 한다. 벌어진 보강재의 인장저항력은 벌어진 각도의 코사인 값의 크기로 감소한다.

지장물이 벽체 전면에 돌출되는 경우에는 전면판이 안정하도록 전면 요소가 지장물 주위에 잘 결합되도록 설계한다. 즉, 집중 하중을 피하고, 뒤채움 흙이 지장물과 결합된 벽체 면을 따라서 흘러나오지 않도록 설계한다. 따라서 방해물 주위의 옹벽 면 옆에는 칼라(collar)가 필요할 수 있다. 말뚝이나 현장타설말뚝이 보강토를 관통하여 시공되는 경우에는 7.13.10을 참조해야 한다.

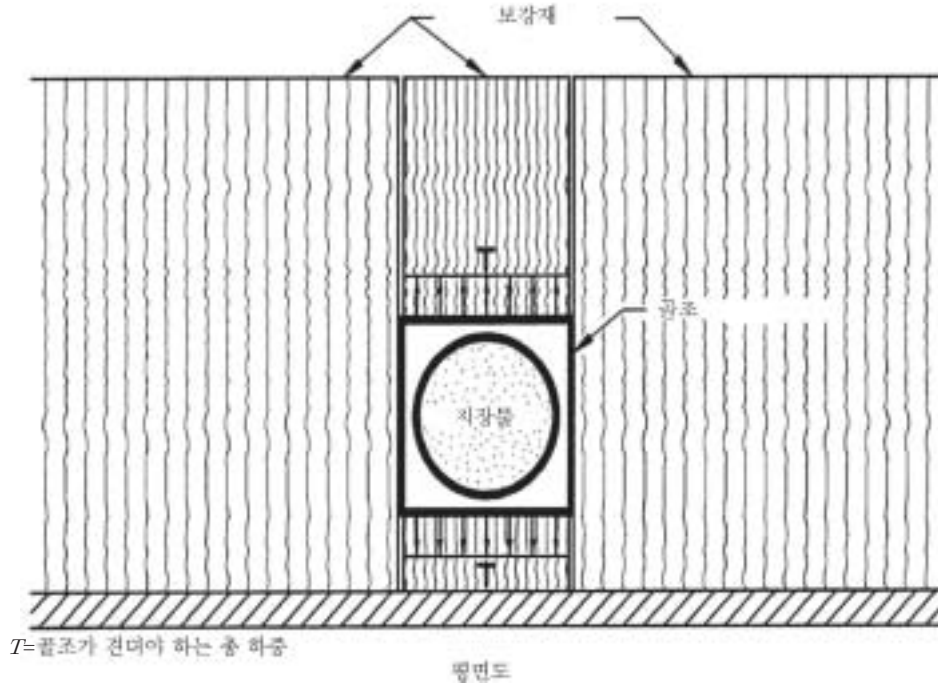


그림 7.13.13 뒤채움 방해물 주위의 보강토의 구조적인 연결

7.13.10 보강토 교대

보강토 옹벽의 교대는 7.9.2에서 7.9.5에 제시된 규정에 따라 형상을 결정한다. 교대 기초 아래의 보강토 옹벽은 기초의 압력에 의한 추가 하중과 교좌(bridge seat)에 작용하는 수평 하중을 옹벽 배면 토압에 부가하여 설계한다. 기초의 하중은 7.13.9.1에서 기술된 것처럼 분포한다. 임의의 보강재 위치에서 보강재에 작용하는 하중계수를 고려한 수평력, $T_{\max}$ 는 다음과 같다.

$$T_{\max} = \sigma_{H\max} S_v \quad (7.13.13)$$

여기서,

$\sigma_{H\max}$ = 식 (7.13.14)에 의해 정의된 i층의 하중계수를 고려한 수평응력(MPa)

S_v = 보강재 연직간격(mm)

7.13.9.1에 제시된 것처럼 보강된 교대의 수평응력은 다음과 같이 중첩에 의해 구한다.

$$\sigma_{H\max} = \gamma_p (\sigma_v k_r + \Delta \sigma_v k_r + \Delta \sigma_H) \quad (7.13.14)$$

여기서,

$$\begin{aligned}\gamma_p &= 3.4.2\text{에 제시된 수직 토압에 대한 하중계수} \\ \Delta\sigma_H &= \text{상재하중에 의한 횡방향 압력의 크기(MPa)} \\ \sigma_v &= \text{유효 기초 폭}(B-2e)\text{에 작용하는 수직 토압(MPa)} \\ \Delta\sigma_v &= \text{기초 하중에 인한 수직 토압(MPa)} \\ k_r &= 7.13.6.2(1)\text{에 규정된 } K_a \text{의 함수인 토압계수} \\ K_a &= 3.11.5.8\text{에 규정된 주동토압계수}\end{aligned}$$

교대 기초 아래의 내적 안정성 계산을 위한 유효길이는 7.13.9.1과 그림 7.13.12에 제시되어 있다. 교대 지지 중앙선으로부터 전면의 바깥쪽 끝단까지의 최소거리는 1070 mm이다. 패널의 뒷면과 기초의 최소거리는 150 mm이다.

7.13.2.2에 기술된 것처럼 동결침투가 예상되는 경우라면 교대기초는 900 mm 두께의 다짐 조립토 층 위에 위치해야 한다. 교대의 지지를 위해 설계된 보강재의 밀도, 길이, 단면은 교대 높이의 50%의 최소 수평거리에 대해 옹벽의 날개벽을 견뎌야 한다.

말뚝이나 현장타설말뚝으로 지지된 교대의 경우, 깊은 기초에 전달되는 수평력은 깊은 기초의 횡방향 지지력 또는 경사말뚝에 의해 지지된다. 깊은 기초에서 보강토의 뒤채움까지 전달되는 횡하중은 p-y 곡선의 횡하중 분석으로 결정한다. 전면판은 말뚝 또는 현장타설말뚝의 횡방향 변형과 관련된 수평하중에 영향 받지 않도록 460 mm 이상 이격되어야 한다. 말뚝 또는 현장타설말뚝은 벽체 시공 전에 완성되어야 하며, 매립층에서는 케이싱을 사용할 수도 있다.

전체 교대 및 보강토 시스템 평형은 좌대 아래의 각 보강재 깊이에서 점검되어야 한다. 패널 연결부위 주위의 지지압이 상대적으로 크기 때문에 패널 연결부의 적절성과 극한지지력은 실물 패널에 대한 인발과 모멘트 실험을 수행하여 결정해야 한다.

7.14 기성 모듈식 옹벽

7.14.1 일반사항

기성 모듈식 옹벽(prefabricated modular wall)은 중력식 옹벽, 캔틸레버식 옹벽, 또는 부벽식 콘크리트 옹벽이 적용되는 모든 곳에서 고려할 수 있다. 기성 모듈식 옹벽은 다음의 조건 하에서 사용할 수 없다.

- 도로 선형의 곡률반경이 240m보다 작고 곡선을 일련의 현으로 대체할 수 없는 경우
- 산성으로 오염된 지하수나 지표면 흐름이 있는 곳, 제설제 살포가 예상되는 곳에서는 강재 기성 모듈식 옹벽을 사용할 수 없다.

7.14.2 하중

7.9.1.2 및 3.11의 규정을 따르며 건조수축과 온도에 의한 영향은 고려할 필요가 없다.

7.14.3 사용한계상태의 변위

7.9.2의 규정을 적용해야 한다.

7.14.4 지반파괴에 대한 안전성

7.14.4.1 일반사항

활동과 전도의 안정성에 대하여 기성 모듈식 옹벽은 하나의 강체로 작용한다고 가정한다. 안정성의 결정은 모든 모듈 높이에서 이루어져야 한다. 옹벽의 저면이 세굴과 동결-융해 또는 기타 교란의 영향을 받는 최대 깊이 아래로 근입되지 않을 경우에, 수동토압은 안정성 계산에서 무시한다. 그러나 이러한 최대 깊이보다 더 아래로 근입될 경우, 수동저항력이 효과적으로 작용하는 것으로 판단해도 좋다.

7.14.4.2 활동

7.6.3.3의 규정에 따른다. 활동의 안정성에 대한 계산에서는 채움재와 기초 흙 사이의 마찰과 기성블록 하부 또는 기초와 지지지반 흙 사이의 마찰이 활동에 유효하게 저항하는 것으로 본다. 옹벽 저면에서 채움재와 기초 흙 사이의 활동에 대한 마찰계수는 채움재의 ϕ_f 와 기초 흙의 ϕ_f 중 작은 값을 택한다. 기성블록 하부 또는 기초와 지지지반 흙 사이의 활동에 대한 마찰계수는 접촉면을 미끄러운 면으로 가정할 때는 필요에 따라 감소시킬 수 있다.

별도의 자료가 없는 경우 조립질 흙의 마찰각 ϕ_f 는 30° 이하로 한다. 점성토의 마찰각을 결정하기 위해서는 반드시 배수와 비배수 조건에서 실험을 실시하여야 한다.

7.14.4.3 지지력

7.9.3.2의 규정을 따른다. 지지력은 사하중과 토압하중이 모듈의 뒤와 앞 또는 바닥 레그(leg)의 위치에서 단위 길이당 점지지에 의해 지지된다고 가정하여 계산해야 한다. 모듈 내부 흙 무게의 최소 80%가 전·후면부의 지지점으로 전달되는 것으로 고려해야 한다. 모듈 전체 면적을 기초로 고려하는 경우, 기성 모듈식 옹벽 내부의 전체 흙 무게를 고려해야 한다.

7.14.4.4.전도

7.9.3.3의 규정을 따른다. 기성 모듈식 옹벽 내부 채움재의 최대 80%가 전도 모멘트에 저항한다고 간주한다.

7.14.4.5 지중 침식

적합성이 인증된 경우에는 세굴 가능성이 큰 구역에 상자형 벽체를 사용할 수도 있다. 7.9.3.4의 규정을 따라야 한다.

7.14.4.6 전체 안정성

7.9.2.3의 규정을 따른다.

7.14.4.7 수동저항력과 활동

7.9.3.5와 7.9.3.6의 규정을 적절하게 적용한다.

7.14.5 구조적인 파괴에 대한 안전성

7.14.5.1 모듈 부재

기성 모듈식 옹벽의 모듈은 벽체 뒤에서 작용하는 설계 토압과 모듈 내부에서 발생한 설계 압력에 대하여 설계해야 한다. 배면판은 시공 중에 기성 모듈식 옹벽 내부에서 야기되는 설계토압과 시공 후 기성 모듈식 옹벽 내부와 벽체 뒤에서 발생하는 설계토압의 차이 값에 대하여 모두 설계해야 한다. 콘크리트 모듈에 대한 강도와 배근 조건은 5장에 제시되어 있다. 강재 모듈(steel module)에 대한 강도 조건은 6장에 제시되어 있다. 설계상의 순단면은 7.13.6.4(2)①에 따라서 줄일 수 있다.

모듈 내부의 설계압력은 각 모듈에서 동일해야 하며, 아래에서 계산되는 값보다 작지 않아야 한다.

$$P_b = \gamma_D g \gamma_s b \times 10^{-9} \quad (7.14.1)$$

여기서,

- P_b = 모듈 내부의 설계압력(MPa)
- g = 중력가속도(m/s^2)
- γ_s = 흙의 밀도(kg/m^3)
- γ_D = 3.4.2에 제시된 수직토압에 대한 하중계수
- b = 상자 모듈의 폭(mm)

7.14.6 교대

기성 모듈식 옹벽 위에 시공된 교대의 교좌는 토압과 교대 교좌 보에서 발생하는 부가적인 수평압력 및 후방벽에 작용하는 토압을 고려하여 설계해야 한다. 상단 모듈은 일반 토압과 교대로 인한 부가적인 토압의 합력에 대해 안전하도록 설계해야 하며, 최소 폭은 1,800 mm이어야 한다. 교좌 장치의 중심선은 상단 블록의 바깥 면으로부터 최소 600 mm 거리에 위치해야 한다. 교대 보 교좌는 상단 블록에 의하여 지지되어야 하며 상단 블록과 함께 타설되어야 한다. 상단 블록의 전면(front face) 두께는 부가적인 토압에 의하여 발생하는 벽체의 모멘트를 고려하여 설계해야 한다. 교대 보 교좌 하중은 기초로 전달되므로, 기초 설계 시 이를 고려해야 한다. 7.13.4에 기술한 부등침하 규정을 따른다.

7.14.7 배수

절토지역, 성토지역에서 기성 모듈식 옹벽을 시공할 경우 충분한 지하 배수시설을 설치해야 한다. 배수로의 위치는 기초 지반고를 기준으로 하며, 배수로는 연속적으로 이어지도록 하되 필요에 따라서는 외부로 배출할 수 있는 시설을 두어야 한다. 이러한 지역에서 만약 지하수위의 위치가 기초보다 위에 있게 되는 경우 연속적인 배수층을 설치하고 이를 종방향 배수시설에 연결한다. 전면이 개방된 경우 지표배수시설은 옹벽 구조물 상단 위에 설치한다.

제8장 내진설계

제8장 내진설계

8.1 일반사항

8.1.1 적용범위

이 장은 신설되는 교량의 내진설계에 적용한다. 적용하는 교량 및 준용의 방법은 1.1에 규정한 바와 같으며, 특수한 형식의 교량(아치교, 사장교, 현수교 등)은 이 장의 설계개념 및 원칙을 준수하고 적절한 보정을 한 내진설계기준을 작성하여 설계할 수 있다.

8.1.2 용어의 정의

이 장에서 사용하는 용어의 의미는 다음과 같다.

가속도계수(acceleration coefficient)

- 내진설계에 있어서 설계지진력을 산정하기 위한 계수로서 지진구역과 재현주기에 따라 그 값이 다르다.

내진등급

- 내진등급은 중요도에 따라서 교량을 분류하는 범주로서 내진Ⅱ등급, 내진Ⅲ등급으로 구분된다.

다중모드스펙트럼해석법(multimode spectral analysis method)

- 여러개의 진동모드를 사용하는 스펙트럼해석법

단경간교(single span bridge)

- 경간이 하나인 교량

단부구역

- 캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단 및 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단

단일모드스펙트럼해석법(single mode spectral analysis)

- 하나의 진동모드만을 사용하는 스펙트럼해석법

말뚝의 p-y곡선

- 말뚝의 근입깊이내에서 발생하는 말뚝의 수평변위 대 단위길이 당 지

	반반력의 상관곡선
모멘트-곡률 해석	- 철근콘크리트 구조물의 재료비선형 단면해석의 하나로서, 횡방향철근에 의한 횡구속효과와 축력의 영향 등을 고려하고 철근과 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 이용하여 모멘트와 곡률의 관계를 구하는 해석
설계변위	- 지진격리시스템의 설계에서 요구되는 수평방향의 지진변위
소성힌지구역	- 기둥과 말뚝가구의 단부구역 중 설계휨강도보다 큰 탄성지진모멘트가 작용하는 구역
액상화	- 진동하중에 의해 간극수압 상승과 유효응력 감소로 전단하중에 대한 전단저항을 상실하는 현상
옅셋변위	- 크리프, 건조수축 그리고 온도변위의 50 %에 해당하는 지진격리받침의 수평 변위.
유효강성	- 지진격리시스템이 최대수평변위를 일으키는 순간의 수평력을 최대수평변위로 나눈 값
위험도계수	- 평균 재현주기별 지진구역계수의 비
응답수정계수(response modification factor)	- 탄성해석으로 구한 각 요소의 내력으로부터 설계지진력을 산정하기 위한 수정계수
지반계수(site coefficient)	- 지반상태가 탄성지진응답계수에 미치는 영향을 반영하기 위한 보정계수
지반응답해석	- 토층의 저면에 입사되는 지진하중이 지표면으로 진행될 때 토층의 동적거동에 대한 해석
지반종류(soil profile type)	- 지진시에 지반의 응답특성에 따라 공학적으로 분류하는 지반의 종류
지진격리받침	- 지진격리교량이 지진 시 수평방향으로 큰 방향 변형을 허용할 수 있도록 수평방향으로는 유연하고, 수직방향으로는 강성이 높은 교량받침
지진격리시스템	- 수직강성, 수평유연도, 그리고 감쇠를 경계면으로부터 시스템에 제공하는 모든 요소의 집합
지진구역계수	- 우리나라의 지진재해도 해석결과에 근거한 지진구역에서의 평균재현주기 500년에 해당되는 암반상 지진지반운동의 세기를 나타내는 계수
지진보호장치	- 교량구조물의 내진성능과 내진안정성을 향상시키기 위한 모든 장치들로서, 지진격리받침, 감쇠기, 낙교방지장치 등이 이에 해당된다.
총설계변위	- 지진격리받침의 최대 수평방향 지진변위로서 해석의 결과와 지진격리

- 시스템의 설계에 필요한 변위로부터 산출되는 값이다. 이것은 강성중심에서의 병진변위 d_i 와 비틀림변위의 고려방향 성분을 포함한다.
- 최대 소성한지력 - 교각의 소성한지구역에서 설계기준 재료강도를 초과하는 재료의 초과강도와 심부구속효과로 인하여 발휘될 수 있는 최대 소성모멘트(휨 초과강도)를 전단력으로 변환한 신뢰도 95% 수준의 횡력
- 탄성중합체 - 압력을 가하여 상당한 변형이 있는 후 그 압력을 제거하면 초기의 크기와 형상으로 복원되는 고분자 물질로서 여기에서는 고무부품이나 고무부품의 성형에 사용하는 복합화합물을 말한다.
- 탄성지진응답계수(elastic seismic response coefficient)
- 평균반복전단응력 - 모드스펙트럼해석법에서 등가정적지진하중을 구하기 위한 무차원량
- 평균반복전단응력 - 불규칙한 지진하중을 일정한 반복하중으로 치환할 때, 등가의 전단응력
- 항복강성 - 축방향력과 콘크리트의 균열을 고려하여 축방향철근이 항복하는 시점의 강성으로서 항복모멘트와 항복곡률의 비율로 결정되는 교각의 강성
- 항복유효 단면2차모멘트 - 축방향력과 콘크리트의 균열을 고려하여 축방향철근이 항복하는 시점의 단면2차모멘트 강성으로서 간편식으로 산정되는 단면2차모멘트

8.1.3 기호

이 장에서 사용하는 기호와 정의는 다음과 같다.

- A = 8.3.1에서 결정하는 가속도계수(무차원량)
- A_c = 8.8에서 횡방향철근을 계산하는데 사용되는 철근콘크리트 기둥 심부의 면적(mm²)
- A_g = 8.8.2.1에서 횡방향철근을 계산하는데 사용되는 철근콘크리트 기둥의 총단면적(mm²)
- A_{sh} = 8.8.2.1에서 정의되는 직사각형 철근콘크리트 기둥에 쓰인 횡방향철근(후프 또는 스테럽)의 총단면적(mm²)
- a = 8.8.2.1에서 횡방향철근을 계산하는데 사용되는 직사각형 철근콘크리트 기둥에서 횡방향철근(후프 또는 스테럽)의 수직 간격(mm)
- C_s = 식(8.5.1)에서 정의되는 탄성지진응답계수(무차원량)
- C_{sm} = 식(8.5.2)에서 정의되는 탄성지진응답계수(무차원량)

- C_{si} = 식(8.9.8), (8.9.9)에서 정의되는 지진격리교량의 i 번째 모드의 탄성지진응답계수(무차원량)
 d = 지반에 대한 상부구조의 총변위($d_i + d_{sub}$)
 d_i = 고려방향에 대한 강성중심에서의 등가지진력에 의한 지진 시 설계변위
 d_n = 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대부변위
 d_p = 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대양변위
 d_s = 나선철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수(mm)
 d_{sub} = 등가지진력에 의한 하부구조의 지진 시 변위
 EDC = 한 사이클 당 소산된 에너지
 EI_y = 축방향력을 고려한 교각의 항복강성(축방향철근의 항복)
 F_e = 등가지진력
 F_n = 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대부변위량 발생시의 수평력
 F_p = 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대양변위량 발생시의 수평력
 FS_L = 식(8.8.1)에서 정의되는 액상화에 대한 안전율
 f_{ck} = 8.8에서 횡방향철근을 계산하는데 사용되는 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
 f_{yh} = 횡방향철근(띠철근 또는 나선철근)의 항복강도(MPa)
 g = 식(8.5.5)에서 교량의 주기를 계산하는데 사용되는 중력가속도(m/sec^2)
 H = 8.4.8에서 정의된 기둥 또는 교각의 높이(m)
 h = 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께
 h_c = 8.8에서 횡방향철근을 계산하는데 사용되는 직사각형 철근콘크리트 기둥 심부의 단면치수(mm)
 I = 8.3.1에서의 위험도계수(무차원량)
 $I_{y,eff}$ = 교각의 항복 유효단면2차모멘트
 I_g = 철근을 무시한 교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트
 k_{eff} = 식(8.9.1)에서 원형시험에 의해 결정되는 지진격리받침의 유효강성
 K_{eff} = 변위 d_i 에서 계산된 모든 베어링과 상부구조물의 세그먼트를 지지하고 있는 변위 d_{sub} 에서 계산된 하부구조물에서의 유효선형강성의 합
 K_h = 8.6.3.2에서 정의된 횡토압 계산시에 사용되는 수평지진계수(무차원량)
 L = 8.4.8에서 정의된 교량 상부구조의 길이(m)

l_{ct}	= 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 길이(mm)
M_y	= 축방향력을 고려한 교각의 항복모멘트(축방향철근의 항복)
N	= 8.4.8에서 정의되는 주거더의 최소지지길이(mm)
$p_e(x)$	= 8.5.3에서 진동의 기본모드를 나타내기 위해 작용된 등가정적지진하중의 강도 (힘/단위 길이)
p_o	= 8.5.3에서 주기를 계산하기 위해 사용된, 가정한 균일 하중(힘/단위 길이)
P_u	= 교각에 작용하는 계수 축력
R	= 8.3.4에서의 응답수정계수(무차원량)
R_i	= 8.9.6에서의 지진격리교량의 응답수정계수(무차원량)
S	= 8.3.3에서의 지반계수(무차원량)
S_i	= 8.9.5에서의 지진격리교량의 지반계수(무차원량)
s	= 띠철근 또는 나선철근의 수직간격(mm)
T	= 8.5.3에서 결정된 교량의 기본주기(초)
T_m	= 8.5.2에서 사용된 교량의 m번째 진동모드의 주기(초)
T_{eff}	= 고려 방향에 대한 지진격리교량의 주기(초)
T_i	= 8.9.7.4에서 사용된 지진격리교량의 i번째 진동모드의 주기(초)
v_d	= 설계지진에 상응하는 등가의 평균반복전단응력
v_l	= 설계지진(지진규모)에 상응하는 등가의 반복횟수에서 액상화를 일으키는 평균반복전단응력
$v_s(x), v_e(x)$	= 8.5.3에 사용된, 각각 작용된 하중 p_o 와 p_e 로 인한 정적처짐형상(길이)
W	= 지진격리받침의 설계를 위한 상부구조물의 총중량
$w(x)$	= 8.5.3에 사용된 교량 상부구조와 이에 부착된 하부구조의 단위 길이당의 고정하중 (힘/길이)
α	= 8.5.3에서 교량의 주기를 계산하는데 사용되는 계수(길이 ²)
β	= 8.5.3에서 교량의 등가정적지진하중을 계산하는데 사용되는 계수(힘×길이)
β_i	= 지진격리시스템의 등가감쇠비
γ	= 8.5.3에서 교량의 주기를 계산하는데 사용되는 계수(힘×길이 ²)
θ	= 식(8.4.1)에서 최소받침지지길이를 계산하는데 사용되는 받침선과 교축직각방향의 사잇각(도)

λ_o	= 휨 초과강도계수
ρ_l	= 교각의 축방향철근비
ρ_s	= d_s 를 기준으로 결정된 콘크리트 심부에 대한 나선철근의 체적비
ϕ_y	= 축방향력을 고려한 교각의 항복곡률(축방향철근의 항복)

8.2 내진설계의 기본방침

8.2.1 목적

이 설계기준의 목적은 지진에 의해 교량이 입는 피해의 정도를 최소화 시킬 수 있는 내진성 확보를 위해 필요한 최소 설계요구조건을 규정하는데 있다.

8.2.2 내진설계기준의 기본개념

이 설계기준은 건설교통부의 연구과제 “내진설계기준연구(II)”(1997. 12.)에서 제시된 내진설계성능기준 및 기타 연구결과 중 현재 수준에서 인정할 수 있는 일부 규정을 기존 설계기준의 체계에 맞도록 채택하여 제정되었다. 따라서 현재의 설계기준은 다음의 기본개념에 기초를 두고 있다.

- (1) 인명피해를 최소화 한다.
- (2) 지진시 교량 부재들의 부분적인 피해는 허용하나 전체적인 붕괴는 방지한다.
- (3) 지진시 가능한 한 교량의 기본 기능은 발휘할 수 있게 한다.
- (4) 교량의 정상수명 기간내에 설계지진력이 발생할 가능성은 희박하다.
- (5) 설계기준은 남한 전역에 적용될 수 있다.
- (6) 이 규정을 따르지 않더라도 창의력을 발휘하여 보다 발전된 설계를 할 경우에는 이를 인정한다.

이러한 기본 개념을 구현하기 위해서는 낙교방지가 확보되어야 하며, 낙교방지는 가능하면 교각의 연성거동에 의한 연성파괴메커니즘을 유도하여 확보하고, 그렇지 않은 경우 낙교방지 대책(전단키, 변위구속장치 등)을 제시하여 확보하여야 한다. 또한, 필요한 경우 지진격리시스템을 설치할 수 있다.

8.2.3 품질보증 요건

내진설계에 관한 품질보증 요건은 1.5에 준한다.

8.2.4 지진응답 계측

8.2.4.1 일반사항

내진 I 등급교와 내진 II 등급교에 대해서는 유지관리, 내진설계기술 개발 및 개선에 필요한 자료 확보를 위하여 관할기관은 지진계와 가속도계를 설치하고 운영하도록 요구할 수 있다.

8.2.4.2 계측기기의 설치와 관리

교량의 지진응답을 계측하기 위한 계측기기의 설치 위치와 종류, 개수와 관리는 이 설계기준의 목적을 달성할 수 있도록 결정되어야 한다.

8.3 설계 일반사항

8.3.1 설계지반운동

8.3.1.1 일반사항

- (1) 설계지반운동은 부지 정지작업이 완료된 지표면에서의 자유장 운동으로 정의한다.
- (2) 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향이 고려되어야 한다.
- (3) 설계지반운동은 흔들림의 세기, 주파수 내용 및 지속시간의 세 가지 측면에서 그 특성이 잘 정의되어야 한다.
- (4) 설계지반운동은 수평 2축 방향 성분으로 정의되며 그 세기와 특성은 동일하다고 가정할 수 있다.
- (5) 모든 점에서 똑같이 가진하는 것이 합리적일 수 없는 특징을 갖는 교량 건설부지에 대해서는 지반운동의 공간적 변화모델을 사용해야 한다.

8.3.1.2 가속도계수

- (1) 지진재해도 해석결과에 근거하여 우리나라의 지진구역을 표 8.3.1과 같이 설정한다. 각 지진 구역에서의 평균재현주기 500년 지진지반운동에 해당하는 지진구역계수는 표 8.3.2에 수록된 바와 같이 구역 I에서는 0.11, 구역 II에서는 0.07이다.
- (2) 평균재현주기별 최대유효지반가속도의 비를 의미하는 위험도계수는 표 8.3.3과 같다. 이 표에서 기준은 평균재현주기 500년 지진이다.
- (3) 교량이 위치할 부지에 대한 지진지반운동의 가속도계수 A는 8.3.2에서 규정된 내진등급별 설계지진의 재현주기에 해당되는 위험도계수를 지진구역에 따른 지진구역계수에 곱하여 계산한다.

표 8.3.1 지진구역 구분

지진구역	행정구역 ⁽⁵⁾	
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시
	도	경기도, 강원도 남부 ⁽¹⁾ , 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부 ⁽²⁾
II	도	강원도 북부 ⁽³⁾ , 전라남도 남서부 ⁽⁴⁾ , 제주도

주: (1) 강원도 남부(군, 시) : 영월, 정선, 삼척시, 강릉시, 동해시, 원주시, 태백시

(2) 전라남도 북동부(군, 시) : 장성, 담양, 곡성, 구례, 장흥, 보성, 화순, 광양시, 나주시, 여수시, 순천시

(3) 강원도 북부(군, 시) : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시

(4) 전라남도 남서부(군, 시) : 무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시

(5) 행정구역의 경계를 통과하는 교량의 경우에는 구역계수가 큰 값을 적용한다.

표 8.3.2 지진구역계수 (재현주기 500년에 해당)

지진구역	I	II
구역계수	0.11	0.07

표 8.3.3 위험도계수

재현주기 (년)	500	1000
위험도계수, I	1	1.4

8.3.2 내진등급과 설계지진수준

- (1) 교량의 내진등급은 표 8.3.4와 같이 교량의 중요도에 따라서 내진I등급과 내진II등급으로 분류한다. 단, 교량의 관할기관에서 교량의 내진등급을 별도로 정할 수 있다.
- (2) 교량은 표 8.3.4에서 내진등급별로 규정된 평균재현주기를 갖는 설계지진에 대하여 설계되어야 한다.

표 8.3.4 도로교의 내진등급과 설계지진

내진등급	교 량	설계지진의 평균재현주기
내진I등급교	- 고속도로, 자동차전용도로, 특별시도, 광역시도 또는 일반국도상의 교량 - 지방도, 시도 및 군도 중 지역의 방재계획상 필요한 도로에 건설된 교량, 해당도로의 일일계획교통량을 기준으로 판단했을 때 중요한 교량 - 내진I등급교가 건설되는 도로위를 넘어가는 고가교량	1000년
내진II등급교	내진I등급교에 속하지 않는 교량	500년

8.3.3 지반의 분류

- (1) 지반의 영향은 교량의 지진하중을 결정하는데 고려되어야 한다. 표 8.3.5에 명시된 지반계수 S는 표 8.3.6에서 정의된 지반종류에 근거를 두고 있다.

표 8.3.5 지반계수

지반계수	지반종류			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

표 8.3.6 지반의 분류

지반종류	지반종류의 호칭	지표면 아래 30m 토층에 대한 평균값		
		전단파속도(m/s)	표준관입시험(N치(1))	비배수전단강도(kPa)
I	경암지반 보통암지반	760 이상	-	-
II	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
III	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
IV	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
V	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

주: (1) 비점착성 토층만을 고려한 평균 N치

- (2) 지반종류 V는 부지의 특성 조사가 요구되는 다음 경우에 속하는 지반으로서, 전문가가 작성한 부지종속 설계응답스펙트럼을 사용하여야 한다.
- (가) 액상화가 일어날 수 있는 흙, 키클레이와 매우 민감한 점토, 붕괴될 정도로 결합력이 약한 붕괴성 흙과 같이 지진하중 작용시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반
 - (나) 이탄 또는 유기성이 매우 높은 점토지반
 - (다) 매우 높은 소성을 갖은 점토지반
 - (라) 층이 매우 두꺼우며 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토

8.3.4 응답수정계수

- (1) 8.6과 8.7에서 내진설계를 위해 추가로 규정한 설계요건과 8.8에서 규정한 소성힌지구역에 관련된 모든 설계요건을 충족시키는 경우, 교량의 각 부재와 연결부분에 대한 설계지진력은 8.4.7에서와 같이 규정된 탄성지진력을 표 8.3.7의 응답수정계수로 나눈 값으로 한다. 다만 하부구조의 경우 축방향력과 전단력은 응답수정계수로 나누지 않는다.
- (2) 철근콘크리트 기둥형식의 교각(단일기둥, 다주가구)과 말뚝가구의 소성힌지구역에 8.8.3.4에서 규정한 심부구속철근량을 배근하지 않는 경우에는 8.8.5에 따라 설계하여야 하며, 표 8.3.7의 하부구조에 대한 응답수정계수는 적용하지 않는다. 이때 철근콘크리트 기둥형식의 교각과 말뚝가구는 8.8.3.4의 심부구속철근량을 제외한 모든 설계요건을 만족시켜야 하며, 기초와 연결부분은 8.4.7.1(4)와 8.8.2.5에 따라 설계하여야 한다.
- (3) 응답수정계수 R 은 하부구조의 양 직교축방향에 대해 모두 적용한다.
- (4) 벽식교각의 압축방향은 8.8의 기둥규정을 적용하여 설계할 수 있다. 이때 응답수정계수 R 은 단일 기둥의 값을 적용할 수 있다.

표 8.3.7 응답수정계수, R

하 부 구 조	R	연 결 부 분 ⁽¹⁾	R
벽식 교각	2	상부구조와 교대	0.8
철근콘크리트 말뚝 가구 (Bent)			
1. 수직말뚝만 사용한 경우	3	상부구조의 한 시간내의 신축이음부	0.8
2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	2		
단일 기둥	3	기둥, 교각 또는 말뚝 가구와 캡빔 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝 가구			
1. 수직말뚝만 사용한 경우	5	기둥 또는 교각과 기초	1.0
2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	3		
다주 가구	5		

주: (1) 연결부분은 부재간에 전단력과 압축력을 전달하는 기구를 의미하며, 교량받침과 전단기 등이 이에 포함된다. 이 때, 응답수정계수는 구속된 방향으로 작용하는 탄성지진력에 대해서만 적용된다.

8.4 해석 및 설계에 대한 규정

8.4.1 일반사항

- (1) 탄성지진력은 8.5에 규정한 값으로 한다.
- (2) 기초 및 교대의 설계조건과 강교 및 콘크리트의 내진설계 추가 요구조건은 8.6, 8.7, 8.8에 따른다.
- (3) 교량의 내진설계절차는 모든 내진등급의 교량에 대하여 동일하게 적용한다. 다만 단경간교에 대한 내진설계는 8.4.5과 8.4.8에 따른다. 또한 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교의 내진설계는 8.4.6과 8.4.8에 의해서 수행될 수 있다.

8.4.2 해석방법

- (1) 교량의 지진해석방법은 8.5에서 규정된 단일모드스펙트럼해석법을 사용하는 것을 기본으로 한다.
- (2) 정밀한 해석을 요한다고 판단되는 교량에 대해서는 다중모드스펙트럼해석법 또는 발주자가 인정하는 검증된 정밀 해석법을 사용할 수 있다.
- (3) 단경간교 및 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교는 상세한 지진해석을 할 필요가 없다.

8.4.3 탄성력 및 탄성변위

- (1) 탄성력과 탄성변위는 8.4.2에 규정한 해석방법을 사용하여 두 개의 직교축에 대하여 독립적으로 해석하고 8.4.4에 규정한 방법으로 조합하여야 한다.
- (2) 두 개의 직교축은 교량의 종방향축과 횡방향축으로 하는 것이 표준적이지만 설계자가 임의로 정할 수 있다. 곡선교는 양측 교대를 연결하는 현을 종방향으로 정할 수 있다.

8.4.4 직교 지진력의 조합

부재의 각각의 주축에 대한 설계지진력은 8.4.3에 규정한 방법으로 구한 지진력을 다음과 같이 조합하여 사용한다.

하중경우 1 : 종방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력(절대값)에 횡방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력(절대값)의 30%를 합한 경우

하중경우 2 : 횡방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력(절대값)에 종방향축의 해석으로부터 구한 탄성지진력(절대값)의 30%를 합한 경우

8.4.5 단경간교의 설계규정

- (1) 상부구조와 교대 사이의 연결부에 대하여 고정하중반력에 8.3.1.2에서 규정된 가속도계수와 8.3.3에서 규정된 지반계수를 곱한 값의 수평지진력이 작용한다고 보고 종방향 및 횡방향에 대하여 안전하도록 설계하여야 한다.
- (2) 낙교방지를 위한 최소반침지지길이는 8.4.8에 규정한 값으로 한다.

8.4.6 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교의 설계지진력

- (1) 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교에서 상부구조와 하부구조를 연결하는 교량받침이나 기 계장치는 고정하중의 20%에 해당되는 수평지진력이 구속방향으로 작용한다고 보고 이에 저항하도록 설계하여야 한다.
- (2) 종방향으로 구속되어 있을 경우 종방향의 수평지진력에 사용되는 고정하중은 상부구조의 각 세그먼트의 자중으로 정의된다.
- (3) 횡방향으로 구속되어 있을 경우 횡방향의 수평지진력에 사용되는 고정하중은 그 교량받침에서의 고정하중 반력으로 정의된다.

8.4.7 설계지진력

8.4.7.1 구조부재 및 연결부의 설계지진력

- (1) 이 절에서 구하는 설계지진력은 다음의 각 경우에 대하여 적용한다.
 - 1) 상부구조, 상부구조의 신축이음 및 상부구조와 하부구조상단 사이의 연결부
 - 2) 하부구조 상단으로부터 기둥이나 교각의 하단까지(단 후팅, 말뚝머리 및 말뚝은 포함하지 않는다.)

3) 상부구조와 교대의 연결요소

- (2) (1)항의 설계지진력은 8.4.4의 하중경우 1과 하중경우 2로부터 구한 탄성지진력을 8.3.4에 규정한 응답수정계수 R 로 나눈 값으로 한다. 철근콘크리트 기둥형식의 교각(단일기둥, 다주 가구, 말뚝가구)을 8.8.5에 따라 설계하는 경우에는 이 항에 따라 기둥의 설계지진력을 결정할 필요가 없다.
- (3) (2)항의 각 설계지진력을 다른 설계력과 함께 3.4.2에 따라 최대하중을 구한다. 이때 설계지진력의 부호는 양 또는 음 중 불리한 경우를 취한다.
- (4) 표 8.3.7의 응답수정계수가 적용되지 않은 경우, 교각과 상부구조 또는 하부구조와의 연결부분의 설계지진력은 8.8.2.5에 따라 결정된 교각의 최대소성힌지력과 응답수정계수를 적용하지 않은 탄성지진력 중 작은 값으로 한다.

8.4.7.2 기초의 설계지진력

- (1) 확대기초, 말뚝머리 및 말뚝을 포함하는 기초의 설계지진력은 다음 중 하나의 방법으로 결정한다.
- ① 기초의 설계지진력은 8.4.4의 하중경우 1과 하중경우 2로부터 구한 탄성지진력을 8.3.4에 따라 하부구조(기둥 또는 교각)에 적용한 응답수정계수 R 값의 1/2로 나눈 값으로 한다. 단, 이 규정은 탄성지진모멘트를 8.3.4의 해당 응답수정계수 R 값으로 나눈 소성설계모멘트가 기둥 또는 교각의 휨설계강도를 8.8.2.5(5) 식(8.8.3)의 휨 초과강도계수로 나눈 값 이상인 경우에 적용하여야 한다. 말뚝가구의 설계지진력은 탄성지진력을 해당 구조의 응답수정계수 R 로 나눈 값으로 한다.
 - ② 기초의 설계지진력은 8.8.2.5에 따라 결정된 교각의 최대 소성힌지력과 응답수정계수를 적용하지 않은 탄성지진력 중 작은 값으로 한다.
- (2) (1)항의 각 설계지진력은 8.4.7.1(3)에 따른다.
- (3) 기초의 각 요소에서 단면의 설계강도는 제2장 설계일반사항의 강도설계법 하중조합에서 지진하중이 포함된 하중조합의 모든 종류의 하중에 하중계수 1.0을 사용하여 구한 소요강도 이상이어야 하며, 8.6의 설계규정을 만족하여야 한다.

8.4.7.3 교대 및 옹벽

- (1) 상부구조와 교대의 연결부(받침, 전단연결재 등)는 8.4.7.1의 설계지진력에 저항하도록 설계하여야 한다.
- (2) 교대는 8.6.3의 규정에 따라 설계하여야 한다.

8.4.8 설계변위

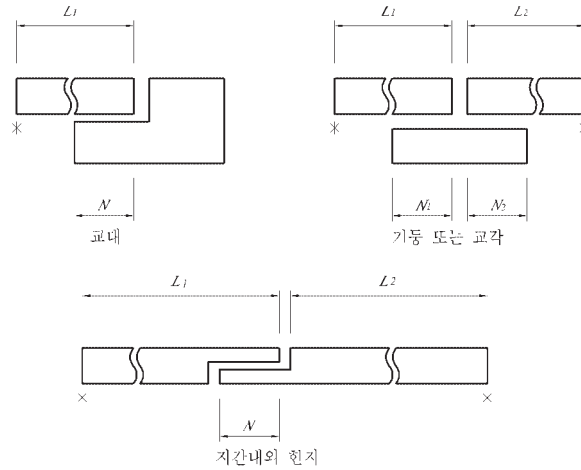
- (1) 이 절에서 정한 최소받침지지길이는 모든 거터의 단부에서 확보하여야 한다.
- (2) 최소받침지지길이의 확보가 어렵거나 낙교방지를 보장하기 위해서는 변위구속장치를 설치해야 한다.
- (3) 단경간교와 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교의 최소받침지지길이(N)는 식(8.4.1)에 규정한 값보다 작아서는 안된다.

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\theta^2) \text{ (mm)} \quad (8.4.1)$$

여기서,

- L : 인접 신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리(m).
 다만, 지간 내에 힌지가 있는 경우의 L 은 힌지 좌·우측방향의 거리인 L_1 과 L_2 의 합으로 한다(그림 8.4.1 참조).
- H : 다음 각 경우에 대한 평균 높이(m)
 교대 ... 인접 신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균 높이. 단경간교의 평균높이는 0으로 한다.
 기둥 또는 교각 ... 기둥 또는 교각의 평균높이
 지간 내의 힌지 ... 인접하는 양측 기둥 또는 교각의 평균높이
- θ : 받침선과 교축직각방향의 사잇각(°)

- (4) 단경간교와 지진구역 II에 위치하는 내진II등급교를 제외한 모든 교량의 설계지진변위는 8.4.3에 규정된 값과 8.4.8에 규정된 값 중 큰 값으로 한다.



* 신축이음 또는 교량 상판의 단부

그림 8.4.1 최소 받침지지길이 규정에 관한 치수

(5) 교량의 여유간격

지진시에 교량과 교대 혹은 인접하는 교량간의 충돌에 의한 주요 구조부재의 손상을 방지하고, 설계시 고려된 내진성능이 충분히 발휘될 수 있도록 하기 위하여 교량의 단부에는 그림 8.4.2에 나타낸 바와 같이 여유간격을 설치한다. 교량의 여유간격은 식(8.4.2)에 의한 값보다 작아서는 안 된다.

$$\Delta l_i = d + \Delta l_s + \Delta l_c + 0.4\Delta l_t \quad (8.4.2)$$

여기서,

Δl_i = 교량의 여유간격 (mm)

d = 지반에 대한 상부구조의 총변위($d_i + d_{sub}$) (mm)

Δl_s = 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량 (mm)

Δl_c = 콘크리트의 크리프에 의한 이동량 (mm)

Δl_t = 온도변화로 인한 이동량 (mm)

단, 교량의 여유간격은 9.5.2.3에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다는 커야 한다.

또한, 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접교량 및 주요 구조부재간의 충돌가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

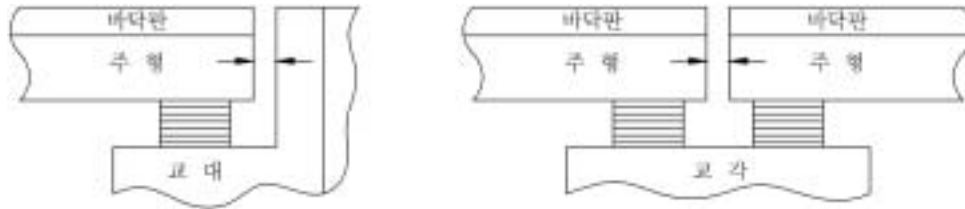


그림 8.4.2 교량의 여유간격

8.4.9 지반의 액상화 평가

- (1) 교량의 액상화 피해가 예상되는 경우에는 지반의 액상화 발생 가능성을 검토하여야 한다.
- (2) 액상화 평가 기준
 - ① 액상화 평가시 설계 지진가속도는 8.3절 설계 일반사항의 구조물 내진등급에 따라 결정한다.
 - ② 설계 지진 규모는 지진구역 I, II 모두 리히터규모 6.5를 적용한다.
 - ③ 내진 1등급 교량인 경우에는 현장 및 실내시험 결과를 이용한 부지특성 평가 방법을 사용하여 지진응답해석을 수행하고, 액상화 전단저항응력은 실내 반복시험 결과를 이용한다.
- (3) 액상화 평가 방법
 - ① 액상화 평가방법은 교량의 내진등급에 따라 표준관입시험의 N 값, 콘관입시험의 q_c 값과 전단파 속도 V_s 값 등과 같은 현장시험 결과를 이용한 간편예측법 또는 실내 반복시험을 이용한 상세예측법 등을 적용한다.
 - ② 액상화 발생 가능성은 대상 현장에서 액상화를 유발시키는 전단저항응력비(CRR)를 지진에 의해 발생하는 반복전단응력비(CSR)로 나눈 값으로 정의되는 안전율(FSL)로 평가한다.
 - ③ 간편예측법을 통해 획득한 안전율이 1.5보다 작을 경우에는 상세예측법을 실시한다. 상세예측법을 통해 획득한 안전율이 1.0 미만인 경우에는 대책공법을 마련하며, 1.0 이상인 경우에는 액상화에 대해 안전한 것으로 판정한다.

8.5 해석방법

8.5.1 일반사항

- (1) 이 절의 규정은 8.4.2에서 규정한 교량의 지진해석에 대한 규정이며 다음과 같은 두 가지의 해석방법을 제시한다.
- 1) 단일모드스펙트럼해석법
 - 2) 다중모드스펙트럼해석법
- (2) 두 가지 방법 모두에 있어서 모든 고정된 기둥과 교각 또는 교대지점들은 동일 시점에 있어서 동일한 지반운동을 한다고 가정한다. 가동지점에서는 이 절에서 기술된 해석으로부터 구한 변위가 8.4.8에서 규정된 최소 요구치보다 큰 경우 이 값을 사용하여야 한다.

8.5.2 탄성지진응답계수

- (1) 단일모드스펙트럼해석 시 설계하중의 결정에 쓰이는 탄성지진응답계수 C_s 는 다음과 같은 응답스펙트럼으로부터 구한다.

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \quad (8.5.1)$$

여기서,

- A = 8.3.1로부터 구하는 가속도계수
 S = 8.3.3에 규정한 지반 특성에 대한 무차원의 계수
 T = 8.5.3 또는 다른 적합한 방법에 의하여 결정된 교량의 주기

다만, C_s 값은 $2.5A$ 보다 크게 취할 필요는 없다.

- (2) 다중모드스펙트럼해석 시 m 번째 진동모드에 대한 탄성지진응답계수 C_{sm} 은 다음과 같은 응답스펙트럼으로부터 구한다.

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \quad (8.5.2)$$

여기서,

- T_m = m 번째 진동모드의 주기

다만, C_{sm} 값은 2.5A보다 크게 취할 필요는 없다.

- (3) T_m 값이 4.0초를 넘는 구조물에 대해서 m번째 진동모드에 대한 C_{sm} 값은 다음 값에 따라 결정할 수 있다.

$$C_{sm} = \frac{3AS}{T_m^{4/3}} \quad (8.5.3)$$

8.5.3 단일모드스펙트럼해석법

종방향 및 횡방향 지진에 의한 부재의 단면력과 처짐을 계산하는 등가정적 지진하중 $p_e(x)$ 는 다음식으로 산정할 수 있다.

$$p_e(x) = \frac{\beta C_s}{r} w(x) v_s(x) \quad (8.5.4)$$

여기서,

$p_e(x)$ = 등가정적 지진하중이며 진동의 기본모드를 대표하기 위해 가하는 단위길이당 하중강도(그림 8.5.2)

C_s = 식(8.5.1)로 주어지는 탄성지진 응답계수

여기서 교량의 주기 T 는 다음과 같다.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{r}{p_o g \alpha}} \quad (8.5.5)$$

g = 중력가속도, 9.81m/s^2

$w(x)$ = 교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중

$v_s(x)$ = 균일한 등분포하중 p_o 에 의한 정적처짐 (그림 8.5.1)

$$\alpha = \int v_s(x) dx \quad (8.5.6)$$

$$\beta = \int w(x) v_s(x) dx \quad (8.5.7)$$

$$r = \int w(x) v_s(x)^2 dx \quad (8.5.8)$$

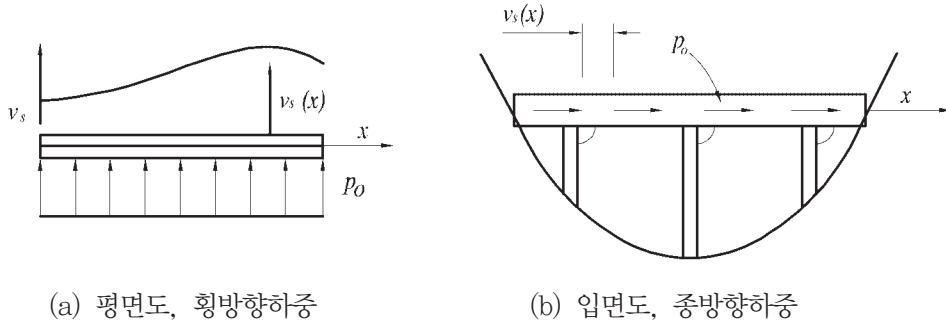


그림 8.5.1 횡방향 및 종방향으로 가정된 하중을 받는 교량 상판

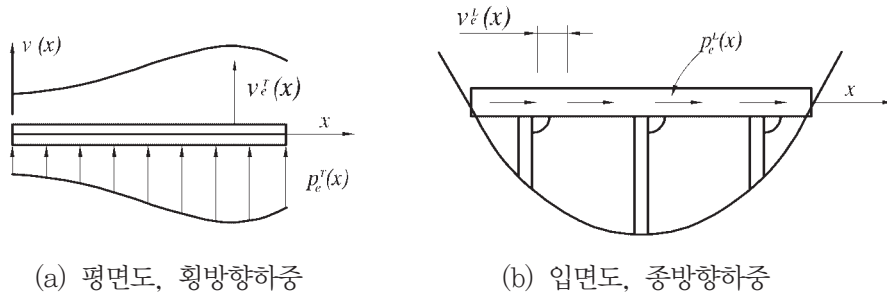


그림 8.5.2 횡방향 및 종방향으로 등가하중을 받는 교량 상판

8.5.4 다중모드스펙트럼해석법

8.5.4.1 일반사항

다중모드스펙트럼해석법은 비정형 교량의 3방향 연계효과와 최종응답에 대한 다중모드의 기여 효과를 결정하기 위해 공인된 공간뼈대 선형 동적해석 프로그램을 사용하여 수행하여야 한다.

8.5.4.2 수학적 모형

- (1) 교량은 그 구조물의 강성과 관성효과를 실제에 가깝게 모형화하기 위해 적절한 연결부와 절점으로 구성된 3차원 공간 뼈대 구조물로서 모형화해야 한다.
- (2) 각 연결부와 절점은 6개의 자유도, 즉 3개의 이동 자유도와 3개의 회전 자유도를 가진다.
- (3) 구조 질량은 최소한 3개의 이동 관성향을 갖는 집중질량으로 모형화하여야 하며, 구조 질량

은 하부 구조를 포함하여 관련된 모든 요소들을 고려하여야 한다.

- (4) 지진시에도 교량에 큰 활하중이 재하되어 있을 가능성이 많은 경우에는 그 활하중의 관성효과를 고려하여야 한다.
- (5) 상부구조는 최소한 각 경간단부의 연결부와 지간의 1/4지점마다 절점을 가진 공간뼈대부재의 집합체로 모형화해야 한다. 신축이음부와 교대의 불연속 부분도 상부구조에 포함하여야 하며, 이 때 집중질량의 관성효과를 적절하게 분배시켜야 한다.
- (6) 하부구조에서 중간 기둥 또는 교각들은 일반적으로, 인접 지간길이의 1/3 보다 짧은 길이를 갖는 짧고 강성이 강한 기둥에 대해서는 중간 절점이 불필요하나, 길고 유연한 기둥은 기둥단부의 연결부 외에 2개의 1/3지점을 중간 절점으로 모형화하여야 한다. 하부구조의 모형은 상부구조에 대한 기둥의 편심을 고려해야 한다. 기둥 또는 교각하부와 교대에서의 지반은 등가의 선형 스프링계수를 이용하여 모형화할 수 있다.

8.5.4.3 진동모드의 형상과 주기

고려중인 방향에 대하여 해석에 필요한 교량의 주기와 모드형상은 고정지반 조건에 대해서 지진에 저항하는 전체 시스템의 질량과 강성을 고려하여 이론적으로 확립된 방법에 의해 계산하여야 한다.

8.5.4.4 다중모드스펙트럼 해석

응답해석 시 고려되는 모드의 수는 지간 수의 3배 이상이어야 한다. 이 때, 잔여모드를 모두 포함하여 해석하더라도 응답이 10% 이상 증가하지 않는 충분한 개수의 모드를 고려하여야 한다.

8.5.4.5 부재력과 변위

부재의 단면력과 변위는 개별 모드들로부터 각각의 응답성분 (예를 들면, 힘, 변위 또는 상대변위)은 CQC방법(Complete Quadratic Combination)으로 조합함으로써 계산한다.

8.6 기초 및 교대의 내진설계

8.6.1 적용범위

이 절에서는 교량의 기초 및 교대의 내진설계에 대해 규정한다. 이 설계기준은 지진 하중 이외의 수직 및 수평 하중에 대해 충분하게 지지할 수 있도록 설계된 것을 전제로 한다. 이런 전제 조건은 기초를 위한 조사의 범위, 성토, 사면안정, 기초지반의 지지력 및 수평토압, 배수, 침하, 말뚝기초의 요건 및 지지력 등에 대한 기준을 포함한다.

8.6.2 기 초

8.6.2.1 조 사

지진구역 I에서는, 평상시 설계에 필요한 조사 이외에 지진에 대한 (1)사면의 불안정, (2)액상화, (3)성토지반의 침하, (4)수평토압 증가와 관련된 지진 피해 가능성 판단과 내진설계에 필요한 조사를 추가하여야 한다. 이때 최대지반가속도는 가속도계수 A 또는 부지고유의 지반응답해석결과를 사용한다.

8.6.2.2 기초설계를 위한 해석과 검토

기초는 등가정적 또는 동적해석을 수행하여 기초 구조체의 최대 응력 또는 단면력, 상부 구조의 최대 변위 그리고 기초의 전도, 활동, 침하 및 지지력을 검토한다.

(1) 얕은기초에 대한 등가정적해석

- ① 얕은기초에 작용하는 등가정적하중은 기초 지반과 상부구조물의 응답특성을 고려하여 결정한다.
- ② 얕은기초는 미끄러짐, 지지력, 전도에 대하여 안전하여야 하고, 변형 및 침하량이 허용치를 넘지 않아야 된다.
- ③ 기초지반이 액상화가 발생할 수 있는 지반이라면 적절한 액상화 대책공법을 적용하여야 한다.

(2) 말뚝기초에 대한 등가정적해석

- ① 말뚝기초 등가정적해석에서는 기초 지반과 상부구조물의 특성을 고려하여 지진하중을 말뚝머리에 작용하는 등가정적하중으로 환산한 후 정적해석을 수행한다.
- ② 등가정적하중을 말뚝머리에 작용시키고 균말뚝 해석을 수행하여 각 말뚝에 작용하는 하

중을 산정한다. 이 때, 가장 큰 하중을 받는 말뚝을 내진성능평가를 위한 말뚝으로 선정하고, 등가정적해석을 수행한다.

- ③ 내진성능평가 대상 말뚝에 대해서는 말뚝 본체 및 두부의 응력 또는 단면력, 말뚝의 변위량 및 모멘트를 검토한다.

(3) 동적해석

- ① 기초에 대한 동적해석이 필요한 경우에는 기초와 지반, 구조물의 상호작용을 고려하는 동적해석방법을 사용할 수 있다.
- ② 현장시험과 실내시험으로부터 얻은 지반의 물성치와 기초의 제반사항을 고려하여 기초를 스프링으로 모델링 한 후, 설계지진하중으로 전체 구조물에 대한 응답해석을 실시하여 기초에 작용하는 하중을 결정하고 이를 사용하여 기초의 안정성을 검토한다.

8.6.2.3 말뚝설계시 특별히 요구되는 사항

지반과 교량의 불확실한 응답특성들을 고려하여 말뚝의 내진설계에서는 일반 설계에서의 요구조건 이외에 다음의 요구조건을 만족시켜야 한다.

- (1) 말뚝의 내진설계에서는 극한지지력 개념을 사용하며 설계지진하중에 대하여 충분한 지지력을 확보하여야 한다.
- (2) 말뚝은 파일캡에 적절히 연결하여야 한다.
- (3) 콘크리트로 채운 말뚝에 특별한 정착장치를 설치하지 않는 경우에는 말뚝으로 인발력이 전달될 수 있도록 충분한 길이의 철근을 매립하여 정착하여야 한다.
- (4) 속채움이 없는 강관말뚝, 나무말뚝, 강말뚝은 말뚝의 허용지지력의 10% 이상인 인발력이 전달될 수 있도록 정착하여야 한다.
- (5) 보강철근은 말뚝과 파일캡을 일체로 하며 하중전달을 용이하게 하기 위해서 파일캡까지 연장되어야 한다.
- (6) 말뚝의 내진설계에서는 기둥이 지표면 위에서 휨모멘트에 의하여 항복하기 이전에 말뚝이 지표면 아래에서 파괴되지 않도록 하여야 한다.

8.6.3 교 대

8.6.3.1 일반사항

지진 시 교대의 파괴나 변위로 인한 교량의 손상 또는 파괴가 발생할 수 있으므로 교대의 설계는 신중하게 수행하여야 한다.

8.6.3.2 독립식 교대

- (1) 독립식 교대의 설계에서는 지진에 의한 수평토압과 교대의 관성력을 고려한다. 상부구조물이 자유롭게 미끄러질 수 없는 고정단 받침으로 지지되는 경우에는 상부구조물로부터 전달되는 지진력을 함께 고려하여야 한다.
- (2) 지진시에 독립식 교대에 작용하는 토압은 Mononobe-Okabe에 의해 개발된 등가정적하중법으로 계산할 수 있으며 이때 토압은 교대의 배면에 균등하게 분포하고 그 합력은 교대 높이의 1/2에 작용하는 것으로 가정한다.
- (3) 구조물의 경제성을 도모하기 위해 교축방향 변위를 허용하는 독립식 교대를 설계할 수 있다. 이 때, 교대는 지진시에 미끄러짐만 허용하고 전도가 발생하지 않아야 하며, 교대받침의 손상을 최소로 하기 위하여 미끄러짐에 의한 교축방향 변위를 수용할 수 있도록 설계되어야 한다.
- (4) 교축방향 변위를 구속하는 독립식 교대에는 Mononobe-Okabe의 등가정적하중법에 의한 토압보다 큰 수평토압이 작용하므로 이를 고려해야 한다.

8.6.3.3 일체식 교대

- (1) 일체식 교대는 지진 시 큰 상부관성력이 뒷채움흙에 전달되므로 과도한 상대변위가 발생하지 않도록 하기 위하여 적절한 수동저항력을 갖도록 설계되어야 한다.
- (2) 일체식 교대는 교대-뒷채움흙 구조와 기초의 강성을 계산하여 구조물의 내진설계 과정에 따라 설계할 수 있다.

8.7 강교 설계

8.7.1 일반사항

- (1) 구조용 강재 기둥과 연결부의 설계와 시공은 도로교설계기준과 이 절의 추가 요구조건을 만족시켜야 한다.

8.7.2 P- Δ 효과

P- Δ 효과(지진변위로부터 발생하는 편심과 기둥 축력에 의한 모멘트)로 인한 2차 힘을 고려하여 축방향 응력과 휨응력을 계산할 때, 모든 축방향 하중을 받는 부재는 이 설계기준의 6.9에 의거하여 설계하여도 된다.

8.8 콘크리트교 설계

8.8.1 일반사항

- (1) 일체로 현장타설 되는 교각, 확대기초, 연결부의 내진설계는 한계상태설계법을 사용하여야 하며, 5장과 7장의 규정과 이 절의 추가 요구조건을 만족시켜야 한다.
- (2) 이절에서의 교각은 기둥 형식의 교각(단일기둥과 다주가구), 벽식 교각, 말뚝가구를 총칭한다.
- (3) 단일기둥, 다주가구, 말뚝가구를 설계할 때, 소성힌지구역에 배근되는 심부구속철근은 8.3.4의 응답수정계수와 8.8.3.4의 심부구속철근량에 대한 규정을 적용하는 대신 '8.8.5 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계'를 적용하여 설계할 수 있다.

8.8.2 교각의 해석 및 설계 강도

8.8.2.1 일반사항

- (1) 철근콘크리트 교각에 대한 구조해석과 단면강도해석에는 균열의 영향과 축방향력의 영향 등 구조적 거동에 영향을 주는 요소를 고려하여야 한다.
- (2) 철근콘크리트 교각의 축방향철근은 설계기준항복강도가 500 MPa을 초과하지 않아야 하며, 인장강도가 항복강도의 1.25배 이상이어야 한다. 철근콘크리트 교각의 횡방향철근은 설계기준항복강도가 500 MPa을 초과하지 않아야 한다.

8.8.2.2 교각의 휨강성

- (1) 지진하중에 대한 구조해석으로 탄성해석을 수행할 때, 교각의 축방향철근이 항복할 것으로 예상되는 경우에는 다음 식으로 결정되는 항복강성을 적용하여 단면력과 변위를 구하여야 한다. 단 지진하중에 의한 단면력을 구하기 위한 구조해석에서는, 식 (8.8.1)의 항복강성 대신 철근을 무시한 콘크리트교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트와 콘크리트의 탄성계수로 표현되는 휨강성을 적용할 수 있다.

$$EI_y = \frac{M_y}{\varphi_y} \quad (8.8.1)$$

여기서,

$$\begin{aligned} EI_y &= \text{축방향력을 고려한 교각의 항복강성(최 외단 축방향철근의 항복)} \\ M_y &= \text{축방향력을 고려한 교각의 항복모멘트(최 외단 축방향철근의 항복)} \\ \varphi_y &= \text{축방향력을 고려한 교각의 항복곡률(최 외단 축방향철근의 항복)} \end{aligned}$$

- (2) 식 (8.8.1)로 정의되는 교각의 항복강성을 구하기 위하여 교각단면에 대한 비선형해석을 수행하지 않는 경우에는, 콘크리트의 탄성계수와 다음 식으로 계산되는 항복유효 단면2차모멘트를 사용할 수 있다.

$$I_{y,eff} = \left(0.16 + 12 \rho_l + 0.3 \sqrt{\frac{P_u}{f_{ck} A_g}} \right) I_g \quad (8.8.2)$$

여기서,

$$\begin{aligned} A_g &= \text{교각의 총단면적} \\ f_{ck} &= \text{콘크리트의 설계기준압축강도} \\ I_g &= \text{철근을 무시한 교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트} \\ P_u &= \text{계수 축력} \\ \rho_l &= \text{교각의 축방향철근비} \end{aligned}$$

- (3) 지진하중에 대한 구조해석으로 탄성해석을 수행할 때, 교각의 축방향철근이 항복하지 않을 것으로 예상되는 경우에는 철근을 무시한 콘크리트교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트와 콘크리트의 탄성계수로 표현되는 휨강성을 적용하여야 한다. 단 교각의 축방향철근이 항복하지 않을 것으로 예상되는 경우에도 변위를 구할 때에는 교각의 항복강성을 적용하여야 한다.

8.8.2.3 교각의 P- Δ 효과

- (1) 철근콘크리트 교각의 총모멘트는 P- Δ 효과를 고려하여 결정하여야 한다. 구조해석에 선형 탄성해석을 수행하는 경우는, 지진해석에 의한 1차모멘트에 횡방향 지진변위와 축력에 의한 2차모멘트를 추가하여 총모멘트를 결정하여야 한다.
- (2) 엄밀한 해석에 의하여 P- Δ 효과를 고려하지 않는다면 (3)항과 (4)항에 따라 근사적으로 2차모멘트를 구할 수 있다.
- (3) 캔틸레버로 거동하는 교각에 대하여 8.8.2.2의 휨강성으로 탄성지진해석을 수행한 경우에는 기동 상단과 하단의 횡방향 최대상대변위의 1.5배에 축력을 곱한 값을 2차모멘트로 취할 수 있다.
- (4) 골조로 거동하는 교각에 대하여 8.8.2.2의 휨강성으로 탄성지진해석을 수행한 경우에는 모멘트가 0인 위치를 기준으로 상단과 하단의 횡방향상대변위를 각각 구한 후 1.5배를 취한 각각의 횡방향상대변위에 축력을 곱하여 상단과 하단의 2차모멘트로 취할 수 있다.
- (5) 8.3.4의 응답수정계수를 적용하여 설계할 때에는 응답수정계수를 1차모멘트에만 적용하며 2차모멘트에는 적용하지 않는다.

8.8.2.4 교각의 설계휨강도

- (1) 지진하중에 대한 철근콘크리트 교각의 축력-휨강도를 검토할 때에는, 공칭휨강도에 1.0의 재료계수를 적용하여 설계휨강도를 결정한다.
- (2) 철근콘크리트 교각의 휨강도는 콘크리트의 등가직사각형 응력분포를 이용한 휨강도 해석이나 콘크리트와 축방향철근의 응력-변형도 곡선을 이용한 모멘트-곡률 해석에 의하여 결정되어야 한다.
- (3) 철근콘크리트 교각의 휨강도 해석에는 축력의 영향이 고려되어야 하며, 8.8.3.5의 철근상세를 갖는 횡방향철근이 배근되는 구간에는 횡방향철근에 의한 심부구속효과를 고려할 수 있다.

8.8.2.5 교각의 최대 소성힌지력

- (1) 이절의 규정은 교각과 연결된 기초, 교각과 일체로 시공된 상부구조, 교각의 전단설계, 그리고 교각과 상부구조 또는 기초의 연결부분에 적용한다.
- (2) 기동 형식의 교각(단일기동과 다주가구), 벽식 교각의 약축방향, 말뚝가구의 설계전단력은

8.3.4(1)에 따라 R계수를 1.0으로 하여 결정된 탄성전단력과 이절에 규정된 교각의 최대 소성힌지력 중 작은 값으로 할 수 있다.

- (3) 확대기초, 말뚝머리 및 말뚝을 포함하는 기초의 설계지진력은 8.4.7.2(1) 항에 명시된 바와 같이 교각에 대한 응답수정계수 R의 1/2로 나눈 값으로 하거나, 이절에 규정된 교각의 최대 소성힌지력과 응답수정계수를 적용하지 않은 탄성지진력 중 작은 값으로 할 수 있다.
- (4) 교각의 최대 소성힌지력은 휨 초과강도에 해당하는 전단력으로 결정하여야 한다. 캔틸레버로 거동하는 교각의 최대 소성힌지력은 교각 하단의 휨 초과강도를 교각의 길이로 나누어 결정한다. 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 상단과 하단의 휨 초과강도 합을 교각의 길이로 나누어 결정한다. 이때 교각의 길이는 캔틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이로 하며 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이로 한다.
- (5) 교각 단면의 휨 초과강도는 다음 두 가지 방법 중 하나를 적용하여 결정하여야 한다.
 - ① 설계기준 압축강도의 1.7배인 콘크리트 압축강도와 설계기준 항복강도의 1.3배인 축방향 철근 항복강도를 적용하고, 소성힌지구역 횡방향철근의 심부구속 효과와 축하중의 영향을 고려한 단면의 휨강도로서, 모멘트-곡률 해석을 수행한다.
 - ② 콘크리트 설계기준압축강도가 60 MPa 이하이고, 계수 축하중이 $0.3 f_{ck} A_g$ 이하이며, 축방향철근비가 0.03 이하인 교각의 경우에는, 모멘트-곡률 해석을 수행하는 대신, 콘크리트의 등가직사각형 응력분포를 이용한 축력-휨강도 해석으로 구한 공칭휨강도에 식 (8.8.3)으로 계산되는 휨 초과강도계수 λ_o 를 곱하여 휨 초과강도를 결정할 수 있다. 여기서 R 은 설계에 사용한 응답수정계수이다.

$$\lambda_o = 1.25 + 0.05 R \quad (8.8.3)$$

8.8.2.6 교각의 설계전단강도

- (1) 지진하중에 대한 철근콘크리트 교각의 전단강도를 검토할 때에는, 공칭전단강도에 1.0의 재료계수를 적용하여 설계전단강도를 결정한다.
- (2) 휨 설계에서 표 8.3.7의 응답수정계수가 적용된 교각에 대하여는, 소성힌지구역의 전단강도를 검토할 때 콘크리트에 의한 공칭전단강도를 다음 식으로 결정하여야 한다. 여기서 최소 계수축력 P_u 가 $0.1 f_{ck} A_g$ 이하인 경우에는 식 (8.8.4)를, $0.1 f_{ck} A_g$ 를 초과하는 경우에는 식 (8.8.5)를 적용한다. 여기서 A_e 는 전단 유효단면적으로 사각형단면은 $b_w d$, 원형단면은

$0.8A_g$ 를 사용한다.

$$V_c = \frac{1}{6} \left(\frac{10 P_u}{f_{ck} A_g} \right) \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} A_e \quad (8.8.4)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} A_e \quad (8.8.5)$$

- (3) 전단철근에 의한 공칭전단강도를 결정할 때 사각형 띠철근단면에 대해서는 식 (8.8.6), 원형 단면의 나선철근 또는 원형 후프띠철근에 대해서는 식 (8.8.7)을 적용한다. 원형 후프띠철근에 보강띠철근이 추가된 경우에는 식 (8.8.8)로 계산되는 보강띠철근에 의한 공칭전단강도를 추가할 수 있다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{s} \quad (8.8.6)$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} D_c}{s} \quad (8.8.7)$$

$$V_s = \frac{\Sigma A_{ct} f_{yh} l_{ct}}{s} \quad (8.8.8)$$

여기서,

- A_v = 전단철근으로 작용하는 띠철근의 단면적(mm^2)
- A_{sp} = 나선철근 또는 원형 후프띠철근의 단면적(mm^2)
- A_{ct} = 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 단면적(mm^2)
- d = 사각형단면의 유효깊이(mm^2)
- D_c = 원형후프띠철근이나 나선철근 중심 간의 심부콘크리트 지름(mm)
- f_{yh} = 띠철근 또는 나선철근의 항복강도(MPa)
- l_{ct} = 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 길이(mm)
- s = 띠철근 또는 나선철근의 수직간격(mm)

8.8.3 기둥

8.8.3.1 일반사항

- (1) 최대단면치수에 대한 순높이의 비가 2.5 이상인 교각은 일반 기둥으로 간주하여 단일기둥과 다주거구에 대한 8.3.4의 응답수정계수를 적용한다. 기둥상단에서 단면이 커지는 기둥의 경

우에는 단면이 커진 부분을 무시하고 최대단면치수를 결정한다.

- (2) 최대단면치수에 대한 순높이의 비가 2.5 미만인 교각은 짧은 기둥으로 간주하여 벽식 교각에 대한 8.3.4의 응답수정계수를 적용한다.
- (3) 벽식 교각은 강축방향에 대하여 8.3.4의 벽식 교각에 대한 응답수정계수를 적용하고 8.8.4에 따라 벽체로 설계하여야 한다. 벽식 교각의 약축방향은 일반 기둥으로 설계할 수 있다.
- (4) 이 절의 규정은 말뚝가구에도 적용된다.

8.8.3.2 단부구역과 소성한지구역의 설계

- (1) 캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다. 기둥 하단의 단부구역은 기초의 상면에서부터의 길이로 결정되며, 골조로 거동하는 기둥의 상단 단부구역은 기둥과 연결된 부재의 하면에서부터의 길이로 결정한다. 기둥에서 단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6, 450 mm 중 가장 큰 값으로 하여야 한다.
- (2) 말뚝가구의 상단 단부구역은 기둥의 상단 단부구역과 동일하게 결정하여야 한다. 말뚝가구의 하단 단부구역은 모멘트 고정점에서 말뚝지름의 3배 길이만큼 내려간 위치로부터 진흙선에서 말뚝지름과 450 mm 중 큰 값 이상의 길이만큼 올라간 위치까지의 구간으로 한다.
- (3) (1)과 (2)에서 정의된 단부구역은 8.8.3.3과 8.8.3.4의 규정을 만족하여야 한다.
- (4) 기둥과 말뚝가구의 단부구역 중 설계휨강도보다 큰 탄성지진모멘트가 작용하는 소성한지구역은 표 8.3.7의 응답수정계수를 적용하고 8.8.3.3에서 8.8.3.5까지의 규정을 만족하도록 설계하여야 한다. 단 기둥은 표 8.3.7의 응답수정계수를 적용하는 대신 8.8.5에 따라 연성도 내진설계를 수행해도 좋다. 단부구역이 아닌 구역이라도 소성거동이 예측되는 구역은 소성한지구역에 준하여 설계하여야 한다.

8.8.3.3 축방향철근과 횡방향철근

- (1) 축방향철근 단면적은 기둥 전체 단면적의 0.01배 이상, 0.06배 이하로 하여야 한다.
- (2) 단부구역에 배근되는 횡방향철근은 D13 이상으로서, 지름이 축방향철근 지름의 2/5 이상이어야 한다.
- (3) 소성한지구역에서는 축방향철근을 겹침이음하지 않아야 한다. 소성한지구역에서 축방향철근

의 연결은 완전 기계적 이음을 사용할 수 있다.

- (4) 소성힌지구역 이외의 구역에서 전체 축방향철근 중 1/2을 초과하여 겹침이음하지 않아야 한다. 기둥의 종방향으로 측정한 이웃하는 겹침이음 사이의 거리는 600 mm 이상이어야 한다. 이때 겹침이음 사이의 거리는 겹침이음의 끝 지점에서부터 기둥의 종방향으로 측정하여, 이웃하는 새로운 겹침이음이 시작되는 지점까지로 한다.
- (5) 소성힌지구역의 심부구속 횡방향철근은 8.8.3.4의 철근량과 8.8.3.5의 철근상세를 만족하여야 하며, 최대 간격은 부재 최소 단면치수의 1/4 또는 축방향철근지름의 6배 중 작은 값을 초과하지 않아야 한다.
- (6) 심부구속 횡방향철근과 단부구역의 횡방향철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의 0.5배와 380 mm 중 큰 값 이상까지 연장해서 설치하여야 한다.
- (7) 소성거동이 예측되지 않는 단부구역은 모든 축방향철근이 겹침이음 없이 연속될 필요는 없으나, 횡방향철근은 8.8.3.5의 철근상세를 만족하여야 하며, 간격은 부재 최소 단면치수의 1/4 또는 축방향철근지름의 6배 중 작은 값을 초과하지 않아야 한다.
- (8) 단부구역 이외의 위치에 배근되는 횡방향철근은 8.8.3.5의 철근상세를 만족할 필요가 없으나, 축방향철근이 겹침이음된 구간은 횡방향철근의 간격이 100 mm, 또는 부재 단면 최소치수의 1/4을 초과하지 않아야 한다.
- (9) 나선철근에 대하여는 최대 수직 순간격을 75 mm로 규정한 나선철근의 일반규정을 적용하지 않는다.

8.8.3.4 소성힌지구역에서의 심부구속 횡방향철근량

- (1) 기둥과 말뚝가구에서 소성힌지구역의 콘크리트 심부는 이 절에서 규정하는 철근량과 8.8.3.5의 철근상세를 만족하는 심부구속 횡방향철근으로 구속하여야 한다.
- (2) 원형기둥의 나선철근비 ρ_s 는 식 (8.8.9)로 정의되는 체적비로서, 식 (8.8.10)과 식 (8.8.11)의 값 중 큰 값을 취한다.

$$\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{d_s s} \quad (8.8.9)$$

여기서,

ρ_s = d_s 를 기준으로 결정된 콘크리트 심부 부피에 대한 나선철근 체적비

- A_{sp} = 나선철근의 단면적(mm²)
 d_s = 나선철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수(mm)
 s = 나선철근의 수직간격(mm)

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (8.8.10)$$

또는

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (8.8.11)$$

여기서,

- A_c = 나선철근 외측표면을 기준으로 한 기둥 심부의 면적(mm²)
 A_g = 기둥의 총단면적(mm²)
 f_{ck} = 콘크리트의 설계기준 압축강도(MPa)
 f_{yh} = 횡방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)

- (3) 원형기둥에서 심부구속철근으로 원형띠철근을 사용하는 경우, 원형후프띠철근을 용접 또는 기계적 연결장치 등으로 연결하거나, 보강띠철근을 추가하여 정착단에서 슬립이 발생하지 않게 함으로써 나선철근과 동등한 심부구속효과를 발휘할 수 있다면, 완전원형후프로 인정하여 나선철근식을 사용할 수 있다.

- (4) 사각형기둥에서 심부구속 횡방향철근의 총 단면적 A_{sh} 는 다음 값들 중 큰 값을 취한다.

$$A_{sh} = 0.30 a h_c \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (8.8.12)$$

또는

$$A_{sh} = 0.12 a h_c \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (8.8.13)$$

여기서,

- a = 띠철근의 수직간격(mm)
 A_{sh} = 수직간격이 a 이고, 심부의 단면치수가 h_c 인 단면을 가로지르는 보강띠철근을 포함하는 횡방향철근의 총 단면적(mm²). 직사각형 기둥의 두 주축 모두에 대하여 별도로 계산해야 한다.
 h_c = 띠철근 기둥의 고려하는 방향으로의, 띠철근 외측표면을 기준으로 한 심부의 단면 치수(mm)

8.8.3.5 심부구속 횡방향철근상세

- (1) 나선철근은 소성힌지구간에서 겹침이음하지 않아야 한다. 소성힌지구간에서 나선철근의 연결은 기계적 연결이나 완전 용접이음으로 하여야 한다.
- (2) 사각형 심부구속 횡방향철근으로는 하나의 사각형 후프띠철근 또는 중복된 사각형 폐합띠철근을 사용할 수 있으며, 후프띠철근과 같은 크기의 보강띠철근을 사용할 수 있다.
- (3) 사각형 후프띠철근은 외측 축방향철근들을 감싸는 폐합띠철근 형태이거나 또는 나선철근과 유사하게 연속적으로 감은 연속띠철근 형태로 사용할 수 있다. 사각형 폐합띠철근 형태는 양단에 띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 갖는 135° 갈고리를 가져야 한다. 사각형 연속띠철근 형태는 양단에 띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 갖는 135° 갈고리를 가져야 하며 이 갈고리는 축방향철근에 걸리게 하여야 한다.
- (4) 보강띠철근은 하나의 연속된 철근으로 한쪽 단에 135° 이상의 갈고리를 갖고, 다른 쪽 단에 90° 이상의 갈고리를 갖도록 하여야 한다. 이 때, 135° 갈고리는 띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 가져야 하며 90° 갈고리는 띠철근 지름의 6배 이상의 연장길이를 가져야 한다.
- (5) 사각형 후프띠철근에 추가되는 보강띠철근의 갈고리는 외측 축방향철근에 걸리게 하여야 하며, 보강띠철근을 연속적으로 감은 축방향철근에 걸리게 할 경우 90° 갈고리가 연달아 걸리지 않도록 연속된 보강띠철근의 양단을 바꿔주어야 한다.
- (6) 사각형 심부구속 횡방향철근은 후프띠철근과 보강띠철근의 수평간격과 보강띠철근 간의 수평간격이 350 mm를 초과하지 않도록 하여야 한다.
- (7) 원형 띠철근 중에서 양단에 90° 갈고리를 갖고 1개소 또는 2개소에서 철근 지름의 40배 이상으로 겹침이음된 원형 후프띠철근에 2개의 보강띠철근이 후프띠철근의 겹침이음 구간을 감싸는 경우에는 완전원형후프로 간주할 수 있다. 이때 후프띠철근의 90° 갈고리는 축방향철근에 걸리게 하여야 하며, 2개의 보강띠철근은 후프띠철근의 겹침이음 구간의 양쪽 끝부분에 배치하여야 한다. 또 교각의 종방향과 단면 평면방향으로 보강띠철근의 90° 갈고리가 연달아 걸리지 않도록 보강띠철근의 양단을 바꿔주어야 하며, 원형 후프띠철근의 겹침이음 부분이 교각의 종방향으로 연달아 위치하지 않도록 배치하여야 한다.

8.8.3.6 결합나선철근

- (1) 기둥의 횡방향철근으로 2개 이상의 나선철근을 결합한 결합나선철근(interlocking spirals)을 사용할 수 있다.
- (2) 소성힌지부에서의 결합나선철근량은 8.8.3.4 규정을 적용하여 각각의 나선철근에 대해 독립적으로 계산하여야 한다.
- (3) 소성힌지부에서의 결합나선철근량은 8.3.4의 응답수정계수와 8.8.3.4의 심부구속 철근량에 대한 규정을 적용하는 대신 8.8.5를 적용하여 설계할 수 있다.
- (4) 축방향철근 중심간 수평간격은 200 mm 이하여야 하며, 결합부분에는 최소한 4개 이상의 축방향철근을 배근하여야 한다.
- (5) 결합나선철근의 나선철근간의 중심간격(d_{int})은 심부단면치수(d_s)의 0.75배 이하여야 한다.
- (6) 원형후프띠철근을 용접 또는 기계적 연결장치 등으로 연결하거나, 보강띠철근을 추가하여 정착단에서 슬립이 발생하지 않게 함으로써 나선철근과 동등한 심부구속효과를 발휘할 수 있다면, 완전원형후프로 인정하여 결합원형띠철근을 사용할 수 있으며 결합나선철근과 동등하게 취급할 수 있다.
- (7) 이 절의 규정에 따라 설계된 결합나선철근 또는 결합원형띠철근의 배근구간과 철근상세는 8.8의 해당 규정을 따라야 한다.
- (8) 결합나선철근 및 결합원형띠철근의 경우, 널리 알려진 이론이나 최신의 연구문헌, 실험 또는 해석적으로 충분히 안전성을 검증할 수 있는 경우에는 본 규정을 적용하지 않아도 좋다.

8.8.4 벽식 교각

- (1) 벽식 교각의 약축방향은 일반 기둥으로 설계할 수 있다. 벽식 교각의 강축방향은 8.3.4의 벽식 교각에 대한 응답수정계수를 적용하고 이 절에 따라 벽체로 설계하여야 한다.
- (2) 벽체의 양면에는 수평방향 및 수직방향철근을 배치하여야 하며, 인접하는 수평방향철근의 겹침이음이 동일한 위치에 있지 않도록 엇갈리게 배치하여야 한다.
- (3) 벽체의 수평방향 및 수직방향 철근비 ρ_h 와 ρ_v 는 0.0025 이상이어야 하며, 철근의 수평 및 수직 간격은 450 mm 이하이어야 한다.
- (4) 벽체의 전단철근은 연속되어야 하고 균일하게 배치되어야 하며, 공칭전단강도 V_n 은 다음 중

작은 값을 취한다.

$$V_n = 0.66 \sqrt{f_{ck}} b d \quad (8.8.14)$$

$$V_n = (0.165 \sqrt{f_{ck}} + \rho_h f_y) b d \quad (8.8.15)$$

8.8.5 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계

8.8.5.1 일반사항

(1) 적용범위

- ① 이 절의 규정은 일반 교량의 내진설계에 적용한다.
- ② 이 절의 규정은 콘크리트의 설계기준 압축강도가 50 MPa 이하인 철근콘크리트 기둥의 내진설계에 적용한다.
- ③ 이 절의 규정은 기둥 형식의 교각(단일기둥, 다주가구, 말뚝가구)에 대한 설계로서 8.3.4의 응답수정계수, 8.8.3.4의 심부구속철근량, 8.8.2.5(2)와 (3)의 소성힌지구역 전단설계에 대한 규정을 대신하여 적용할 수 있다.
- ④ 이 절의 규정은 8.8.3.1에서 규정하는 최대단면치수에 대한 순높이의 비 제한값에 무관하게 모든 기둥에 적용할 수 있으며, 8.8.3.2에서 규정하는 단부구역에 적용한다.
- ⑤ 이 절의 규정에 따라 설계되는 횡방향철근의 배근구간과 철근상세는 8.8의 해당 규정에 따른다.

(2) 용어의 정의

- ① 연성도 내진설계 : 철근콘크리트 기둥의 소요연성도에 따라 횡방향 심부구속철근을 설계하는 설계방법
- ② 소요 응답수정계수 : 기둥의 탄성지진모멘트와 설계휨강도의 비율로서 소요연성도를 산정하기 위한 계수
- ③ 통제주기 : 탄성지진응답계수가 최대 제한값과 같은 최대주기
- ④ 소요연성도 : 기둥의 소성힌지구역의 소요 심부구속철근량을 산정하기 위한 소요 곡률연성도와 소요 변위연성도
- ⑤ 곡률연성도 : 단면의 항복곡률에 대한 극한곡률의 비율
- ⑥ 변위연성도 : 기둥의 항복변위에 대한 극한변위의 비율

(3) 기호

- D_c = 연성도 내진설계에서 교각 소성힌지 구간의 전단강도를 계산하기 위한 심부콘크리트 단면 치수(mm)
 k = 변위연성도에 따른 기둥의 전단강도계수
 L_s = 기둥 형상비의 기준이 되는 기둥 길이(캔틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이, 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이의 1/2)
 M_{el} = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트
 ϕM_n = 기둥의 설계휨강도
 R_{req} = 소요 응답수정계수
 T_s = 통제주기(초)
 α = 식 (8.8.23)에서 심부구속 횡방향철근량을 계산하는데 사용되는 계수
 β = 식 (8.8.24)에서 심부구속 횡방향철근량을 계산하는데 사용되는 계수
 γ = 식 (8.8.25)에서 심부구속 횡방향철근량을 계산하는데 사용되는 계수
 λ_{DR} = 변위연성도-응답수정계수 상관계수
 μ_Δ = 교각의 소요 변위연성도
 μ_θ = 교각의 소요 곡률연성도

8.8.5.2 소요연성도

(1) 기둥의 소요연성도는 다음과 같이 결정하여야 한다.

- ① 원형단면 : 기둥 단면의 두 주축(강축과 약축)에 대한 소요연성도 중 큰 값으로 결정
- ② 원형 이외의 단면 : 기둥 단면의 두 주축(강축과 약축)에 대해 각각의 소요연성도를 독립적으로 결정

(2) 소요 응답수정계수는 식 (8.8.16)에 따라 결정한다. 지진하중에 따른 탄성지진모멘트는 8.8.2.2의 휨강성을 적용한 탄성해석을 수행하여 결정하며, 8.4.4의 규정에 따라 조합하여야 한다.

$$R_{req} = \frac{M_{el}}{\phi M_n} \quad (8.8.16)$$

여기서,

R_{req} = 소요 응답수정계수

M_{el} = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

ϕM_n = 8.8.2.4의 규정에 따른 기둥의 설계휨강도

- (3) 8.8.3.2에 규정된 단부구역 중에서 소요 응답수정계수가 1.0 이하인 단부구역은 8.8.2.5(2)와 8.8.2.6에 따라 전단강도를 검토하여야 하며, 횡방향철근은 8.8.3.3의 해당 요구조건을 만족하여야 한다.
- (4) 소요 응답수정계수가 1.0 이상인 소성힌지구역의 소요 변위연성도 μ_Δ 는 식 (8.8.17)에 따라 결정한다. 교량의 주축방향 1차 모드 주기 T 가 통제주기 T_s 의 1.25배보다 작은 경우에는 변위연성도-응답수정계수 상관계수 λ_{DR} 을 식 (8.8.18)에 따라 결정하며, 그 외에는 1.0으로 한다. 통제주기 T_s 는 8.5.2(1)의 식 (8.5.1)로 계산되는 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기로서, 지반조건 I, II, III, IV에 대하여 0.33 초, 0.44 초, 0.61 초, 0.94 초를 각각 적용한다.

$$\mu_\Delta = \lambda_{DR} R_{req} \quad (8.8.17)$$

$$\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_{req}}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_{req}} \quad (8.8.18)$$

- (5) 소요 변위연성도의 최대값은 식 (8.8.19)에 따라 결정한다.

$$\mu_{\Delta, \max} = 2(L_s/h) \leq 5.0 \quad (8.8.19)$$

- (6) 소요 곡률연성도 μ_ϕ 는 식 (8.8.20)에 따라 결정하여야 한다.

$$\mu_\phi = \frac{\mu_\Delta - 0.5 \left\{ 0.7 + 0.75 \left(\frac{h}{L_s} \right) \right\}}{0.13 \left(1.1 + \frac{h}{L_s} \right)} \quad (8.8.20)$$

여기서,

h = 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께

L_s = 기둥 형상비의 기준이 되는 기둥 길이(캔틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이, 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이의 1/2)

8.8.5.3 심부구속 횡방향철근량

- (1) 기둥에서 소요 응답수정계수가 1.0을 초과하는 소성힌지구역의 콘크리트 심부는 이 절에서 규정하는 소요 철근량 이상의 횡방향철근으로 구속하여야 한다.
- (2) 원형기둥의 나선철근비 ρ_s 는 식 (8.8.21)으로 정의되는 체적비로서, 소요 나선철근비는 식 (8.8.22)에서 식 (8.8.25)까지를 적용하여 결정한다.

$$\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{d_s s} \quad (8.8.21)$$

여기서,

- ρ_s = d_s 를 기준으로 결정된 콘크리트 심부 부피에 대한 나선철근 체적비
 A_{sp} = 나선철근의 단면적(mm²)
 d_s = 나선철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수(mm)
 s = 나선철근의 수직간격(mm)

$$\rho_s = 0.008 \alpha \beta \frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma \quad (8.8.22)$$

$$\alpha = 3(\mu_\phi + 1) \frac{P_u}{f_{ck} A_g} + 0.8 \mu_\phi - 3.5 \quad (8.8.23)$$

$$\beta = \frac{f_y}{350} - 0.12 \quad (8.8.24)$$

$$\gamma = 0.1 (\rho_l - 0.01) \quad (8.8.25)$$

여기서,

- f_{ck} = 콘크리트의 설계기준 압축강도(MPa)
 f_{yh} = 횡방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)
 f_y = 축방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)
 A_g = 기둥의 총단면적(mm²)
 P_u = 기둥의 계수축력(N)
 μ_ϕ = 소요 곡률연성도
 ρ_l = 기둥의 축방향철근비

- (3) 원형기둥에서 심부구속철근으로 원형띠철근을 사용하는 경우, 원형후프띠철근을 용접 또는 기계적 연결장치 등으로 연결하거나, 보강띠철근을 추가하여 정착단에서 슬립이 발생하지 않

계 함으로써 나선철근과 동등한 심부구속효과를 발휘할 수 있다면, 완전원형후프로 인정하여 나선철근식을 사용할 수 있다.

- (4) 사각형기둥에서 심부구속 횡방향철근의 총 소요 단면적 A_{sh} 는 식 (8.8.26)으로 결정한다.

$$A_{sh} = 0.9 a h_c \left(0.008 \alpha \beta \frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma \right) \quad (8.8.26)$$

여기서,

a = 띠철근의 수직간격(mm)

A_{sh} = 수직간격이 a 이고, 심부의 단면치수가 h_c 인 단면을 가로지르는 보강띠철근을 포함하는 횡방향철근의 총 단면적(mm²). 직사각형 기둥의 두 주축 모두에 대하여 별도로 계산해야 한다.

h_c = 띠철근 기둥의 고려하는 방향으로의, 띠철근 외측표면을 기준으로 한 심부의 단면 치수(mm)

8.8.5.4 전단 설계

- (1) 이 절의 규정에 따라 변위연성도를 고려하여 콘크리트 교각의 전단강도를 검토할 때에는, 공칭전단강도에 1.0의 재료계수를 적용하여 설계전단강도를 결정하여야 한다.
- (2) 설계전단력은 8.3.4(1)에 따라 R 계수를 1.0으로 하여 결정된 탄성전단력과 8.8.2.5에 규정된 교각의 최대 소성힌지력 중 작은 값으로 한다.
- (3) 단부구역의 공칭전단강도는 식 (8.8.27)에 따라야 하며, 단부구역을 제외한 구역의 공칭전단강도는 8.8.2.6의 규정에 따른다.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (8.8.27)$$

여기서,

V_c = 콘크리트에 의한 공칭전단강도

V_s = 전단철근에 의한 공칭전단강도

V_p = 축력 작용에 의한 공칭전단강도

- (4) 콘크리트에 의한 공칭전단강도는 전단강도를 검토하는 기둥의 주축에 대한 소요 변위연성도 μ_Δ 를 고려하여 식 (8.8.28)에 따라 계산하여야 한다. 소요 변위연성도가 2.0 이하인 경우에는 계수 k 로 0.3을 적용하며, 소요 변위연성도가 2.0을 초과하는 경우에는 식 (8.8.29)에

따른 값을 적용하여야 한다. 전단 유효단면적 A_e 는 원형단면과 사각형단면에 대하여 기둥 총단면적 A_g 의 0.8배를 적용하며, I형 단면이나 사각형 증공단면과 같이 복부가 구분되는 단면은 복부폭과 유효깊이의 곱($b_w d$)을 적용한다.

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e \quad (8.8.28)$$

$$k = 0.3 - 0.1 (\mu_\Delta - 2) \quad (8.8.29)$$

- (5) 전단철근에 의한 공칭전단강도를 결정할 때 사각형 띠철근단면에 대해서는 식 (8.8.30), 원형 단면의 나선철근 또는 원형 후프띠철근에 대해서는 식 (8.8.31)을 적용한다. 원형 후프띠철근에 보강띠철근이 추가된 경우에는 식 (8.8.32)로 계산되는 보강띠철근에 의한 공칭전단강도를 추가할 수 있다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} D_c}{s} \quad (8.8.30)$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} D_c}{s} \quad (8.8.31)$$

$$V_s = \frac{\Sigma A_{ct} f_{yh} l_{ct}}{s} \quad (8.8.32)$$

여기서,

- A_v = 전단철근으로 작용하는 띠철근의 단면적(mm²)
- A_{sp} = 나선철근 또는 원형 후프띠철근의 단면적(mm²)
- A_{ct} = 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 단면적(mm²)
- D_c = 고려하는 방향의 심부콘크리트 단면 치수로서, 원형단면에서는 원형후프띠철근이나 나선철근 중심 간의 심부콘크리트 지름, 사각형 단면에서는 전단철근으로 작용하는 방향으로의 철근 길이로서 철근 단면의 중심을 기준으로 한 심부콘크리트 치수(mm)
- f_{yh} = 띠철근 또는 나선철근의 항복강도(MPa)
- l_{ct} = 원형단면에 배근되는 보강띠철근에서 갈고리 부분과 연장길이를 제외한 길이(mm)
- s = 띠철근 또는 나선철근의 수직간격(mm)

- (6) 축력 작용에 의한 공칭전단강도는 식 (8.8.33)을 적용한다.

$$V_p = 0.15 \frac{P_u h}{L_s} \quad (8.8.33)$$

여기서,

P_u = 교각의 최소 계수축력(N)

h = 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께

L_s = 기둥 형상비의 기준이 되는 기둥 길이(캔틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이, 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이의 1/2)

8.9 지진격리교량의 설계

8.9.1 일반사항

8.9.1.1 적용범위

이 절은 신설되는 지진격리교량의 설계에 적용한다. 적용하는 교량 및 준용의 방법은 1.1에 규정한 바와 같으며, 특수한 형식의 교량(아치교, 사장교, 현수교 등)은 이 절의 설계개념 및 원칙을 준수하고 적절한 보정을 한 지진격리교량 설계기준을 작성하여 설계할 수 있다. 이 절은 교량 상부구조의 수평 지진격리시스템에 대하여 규정한다. 또한 수직방향에 대해서는 구조물을 강제로 가정하며 외부에너지를 이용하는 경우는 다루지 않는다.

8.9.2 지진격리설계의 기본방침

8.9.2.1 목적

이 설계기준의 목적은 지진에 의해 교량이 입는 피해의 정도를 최소화 시킬 수 있는 내진성의 확보를 위해 지진격리받침을 적용한 경우에 필요한 최소 설계요구조건을 규정하는데 있다.

8.9.2.2 기본개념

지진격리설계는 수평지진력에 의한 지진시 교량의 응답을 줄일 목적으로, 주로 상부구조와 하부구조 사이에, 지진격리받침을 적용하여 설계기준에서 요구하는 내진성을 확보하는 방법이다. 이 때, 지진격리받침은 교량의 고유주기를 길게 함으로써 교량에 작용하는 지진력을 줄여주고, 지진에너지흡수성능 향상을 통하여 지진시 응답을 감소시키는 역할을 한다. 그 적용에 있어서 다음 사항을 충분히 검토하여야 한다.

- (1) 지진격리설계의 적용은 교량의 장주기화 혹은 지진에너지흡수성능 향상효과를 상시와 지진시의 양측면에서 검토한 후에 판단해야 한다.
특히, 다음의 조건에 해당되는 경우에는 지진격리설계를 적용하지 않는 것으로 한다.
- ① 하부구조가 유연하고 고유주기가 긴 교량
 - ② 기초주변의 지반이 연약하고 지진격리설계의 적용에 따른 교량 고유주기의 증가로 지반과 교량의 공진 가능성이 있는 경우
 - ③ 받침에 부반력이 발생하는 경우
- (2) 교량의 장주기화로 인한 지진시 상부구조의 변위가 교량의 기능에 악영향을 주지 않도록 해야 한다.
- (3) 지진격리받침은 역학적 거동이 명확한 범위에서 사용하여야 한다. 또한 지진시의 반복적인 횡변위와 상하진동에 대하여 안정적으로 거동하여야 한다.
- (4) 이 절에서 규정하고 있는 지진격리받침 이외에도 그 특성의 안정성이 확인된 각종감쇠기, 낙교방지장치, 지진보호장치 등에 의하여 보다 발전된 설계를 할 경우에는 이를 인정한다.

8.9.3 지진격리교량의 가속도계수

8.3.1.2의 일반교량의 내진설계에 사용되는 가속도계수가 지진격리교량의 내진설계에도 동일하게 사용된다.

8.9.4 지진격리교량의 내진등급과 설계지진수준

지진격리교량의 내진등급과 설계지진수준은 8.3.2에서 규정된 일반교량의 규정과 동일하다.

8.9.5 지진격리교량의 지반계수

지진격리교량의 지진하중을 결정하는데 사용되는 지진격리교량의 지반계수 S_i 는 표 8.9.1과 같으며, 지반종류는 표 8.3.6에서 정의된 일반교량의 지반종류를 동일하게 사용한다.

표 8.9.1 지진격리교량의 지반계수, S_i

지진격리교량의 지반계수	지반종류			
	I	II	III	IV
S_i	1.0	1.5	2.0	2.7

8.9.6 지진격리교량의 응답수정계수

- (1) 8.6과 8.7에서 내진설계를 위해 추가로 규정한 설계요건과 8.8에서 규정한 소성힌지구역에 관련된 모든 설계요건을 충족시키는 경우, 지진격리교량의 각 부재와 연결부분에 대한 설계 지진력은 8.9.7에서 규정된 등가지진력을 표 8.9.2의 지진격리교량의 응답수정계수로 나눈 값으로 한다. 다만 하부구조의 경우, 축방향력과 전단력은 응답수정계수로 나누지 않는다.
- (2) 8.6과 8.7에서 내진설계를 위해 추가로 규정한 설계요건과 8.8에서 규정한 소성힌지구역에 관련된 모든 설계요건을 충족시키지 못하는 경우, 하부구조와 연결부분에 대한 응답수정계수는 1.0을 넘지 못한다. 이때, 지진응답해석을 통하여 설계지진시에 하부구조가 축방향철근이 항복하지 않는 탄성범위 내에서 거동함을 확인하여야 하고, 철근콘크리트 기둥 형식의 교각과 말뚝가구의 철근상세는 8.8.3의 해당요건을 만족시켜야 한다.

표 8.9.2 지진격리교량의 응답수정계수, R_i

하 부 구 조	R_i	연 결 부 분	R_i
벽 식 교 각	1.5	상부구조와 교대	0.8
철근콘크리트 말뚝 가구 (Bent)			
1. 수직말뚝만 사용한 경우	1.5	상부구조의 한 지간내의 신축이음부	0.8
2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	1.5		
단일 기둥	1.5	기둥, 교각 또는 말뚝 가구와 캡빔 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝 가구			
1. 수직말뚝만 사용한 경우	2.5	기둥 또는 교각과 기초	1.0
2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	1.5		
다주 가구	2.5		

8.9.7 해석방법

8.9.7.1 일반사항

- (1) 이 항의 규정은 지진격리교량의 지진해석에 대한 규정이며 다음과 같은 네 가지 해석법 또는 발주자가 인정하는 검증된 정밀해석법을 사용할 수 있다.
- ① 등가정적하중법
 - ② 단일모드스펙트럼해석법
 - ③ 다중모드스펙트럼해석법
 - ④ 시간이력해석법

(2) 교량해석은 지진격리받침의 특성을 고려하여 수행한다. 지진격리받침의 비선형거동을 단순화하기 위해서 이중선형모델을 사용할 수 있다.

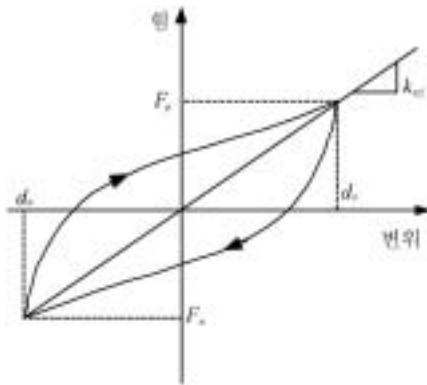
지진격리받침의 유효강성 k_{eff} 및 지진격리시스템의 등가감쇠비 β_i 는 원칙적으로 식 (8.9.1) 및 (8.9.2)에 의해 산출한다. 해석에 사용되는 지진격리받침의 유효강성은 설계변위에서 계산되어야 한다.

$$k_{eff} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n} \quad (8.9.1)$$

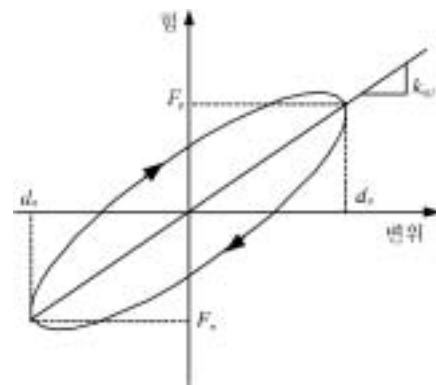
$$\beta_i = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{전체 EDC면적}}{\sum (k_{eff} d_i^2)} \times 100 (\%) \quad (8.9.2)$$

여기서,

- F_n = 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대부변위량 발생시의 수평력
- F_p = 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대양변위량 발생시의 수평력
- d_n = 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대부변위
- d_p = 지진격리장치의 원형시험시, 한 사이클 동안의 최대양변위
- d_i = 고려하고 있는 방향에 대한 강성중심에서의 등가지진력에 의한 지진 시 설계변위
- EDC = 한 사이클 당 소산된 에너지이다.



(1) 이력 거동



(2) 점탄성 거동

그림 8.9.1 지진격리받침의 유효강성 및 지진격리시스템의 등가감쇠비 산출

유효주기가 3초보다 긴 교량 또는 등가감쇠비가 30%를 초과하는 지진격리받침을 사용하는 경우에는 지진격리받침의 비선형성을 고려한 시간이력해석을 수행해야 한다.

8.9.7.2 등가정적하중법

등가지진력은 다음과 같다.

$$F_e = C_s W \quad (8.9.3)$$

여기서,

F_e = 등가지진력

W = 상부구조물의 총중량이다.

등가지진력을 결정하기 위해서 사용되는 탄성지진응답계수 C_s 는 다음의 무차원식으로 구할 수 있다. 단, C_s 값은 $2.5A$ 보다 크게 취할 필요는 없다.

$$C_s = \frac{K_{eff} \times d}{W} = \frac{AS_i}{T_{eff} B} \quad (8.9.4)$$

지반에 대한 상부구조의 총변위 d 는 아래의 식으로 구한다.

$$d = \frac{250AS_i T_{eff}}{B} \text{ (mm)} \quad (8.9.5)$$

여기서, B 는 표 8.9.3 으로부터 구한다.

유효주기 T_{eff} 는 아래의 식으로 구한다.

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} g}} \quad (8.9.6)$$

여기서, K_{eff} 는 지진격리교량의 유효강성이다.

표 8.9.3 지진격리교량의 감쇠계수, B

지진격리교량의 감쇠계수	지진격리시스템의 등가감쇠비 β (%)				
	≤ 2	5	10	20	30
B	0.8	1.0	1.2	1.5	1.7

8.9.7.3 단일모드스펙트럼해석법

종방향 및 횡방향 지진에 의한 부재의 단면력과 처짐을 계산하는 등가정적 지진하중 $p_e(x)$ 는, 지진격리받침의 변위에 의하여 8.9.7.2에 따라 결정된 등가지진력을 사용하여 8.5.3에 기술된 대로 수평2축 방향을 따라 구하고, 그 값을 8.4.4에 기술된 대로 조합하여 사용한다.

$$p_e(x) = w(x)C_s \quad (8.9.7)$$

여기서,

$p_e(x)$ = 등가정적 지진하중의 단위길이당 하중강도

$w(x)$ = 상부구조의 단위길이당 고정하중

C_s = 식(8.9.4)에 의하여 계산되는 탄성지진응답계수이다.

8.9.7.4 다중모드스펙트럼해석법

탄성지진응답계수는 그림 8.9.2와 같이 해당모드주기 T_i 가 $0.8T_{eff}$ 를 초과하는 경우에만 B에 의해 감소된 값이 적용된다.

$$C_{si} = \frac{AS_i}{T_i} \quad (T_i \leq 0.8T_{eff}) \quad (8.9.8)$$

$$C_{si} = \frac{AS_i}{T_i B} \quad (T_i > 0.8T_{eff}) \quad (8.9.9)$$

여기서,

C_{si} = i 번째 모드의 탄성지진응답계수

T_i = i 번째 모드의 주기이다.

다만, C_{si} 값은 $2.5A$ 보다 크게 취할 필요는 없다.

직교하는 지진력의 조합은 8.4.4에 의한다.

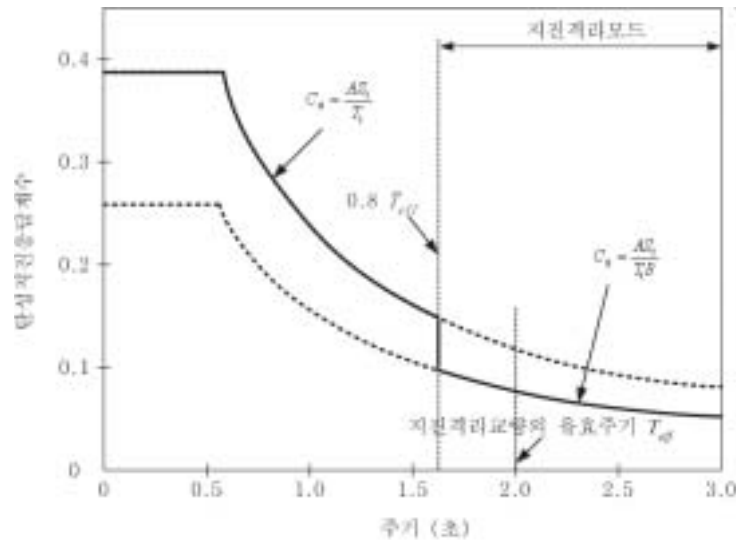


그림 8.9.2 지진격리교량의 탄성지진응답계수

8.9.7.5 시간이력해석법

시간이력해석이 요구되는 지진격리교량의 경우에는 다음 조건들을 적용하여야 한다.

- (1) 지진격리받침의 비선형 특성을 고려하여야 한다.
- (2) 시간이력해석을 위한 지진입력 시간이력은 그림 8.9.2에 나타난 감쇠율 5%에 대한 설계지반 응답스펙트럼에 부합되도록 실제 기록된 지진운동을 수정하거나 인공적으로 합성된 최소한 4쌍 이상의 지진운동을 작성하여 사용해야 한다.
- (3) 작성된 시간이력이 설계지반 응답스펙트럼에 부합되기 위해서는 작성된 시간이력의 평균 응답스펙트럼이 다음 요건을 만족해야 한다.
 - ① 시간이력의 응답스펙트럼 값이 설계지반 응답스펙트럼값보다 낮은 주기의 수는 5쌍 이하이고 낮은 정도는 10%이내이어야 한다.
 - ② 시간이력의 응답스펙트럼을 계산하는 주기의 간격은, 주기의 간격을 축소할 경우, 계산된 스펙트럼 값의 변화가 10% 이하가 되도록 충분히 작아야 한다.
- (4) 시간이력의 지속시간은 10~25초 또 강진구간 지속시간은 6~10초가 되도록 하여야 한다.
- (5) 두방향 이상의 시간이력을 동시에 고려할 경우, 각 직교방향의 시간이력은 통계학적으로 독립되어야 한다. 여기서, 두 시간이력 사이의 시작시간 차이를 고려하여 계산된 상관계수함수의 최대절대값이 0.3을 넘지 않는다면 두 시간이력은 통계학적으로 독립이라고 간주할 수 있다.

- (6) 7쌍 미만의 지반운동시간이력에 의한 해석결과로부터 얻어진 응답치의 최대값 혹은 7쌍 이상의 해석결과로부터 얻어진 평균값을 설계값으로 한다.

8.9.8. 기타 요구조건

지진격리시스템을 구성하는 지진격리받침, 감쇠기, 낙교방지장치, 지진보호장치 등의 성능기준과 품질기준에 관해서는 “제9장 신축이음, 받침 및 방호울타리(차후확인요망)”을 따른다.

제9장 신축이음, 받침 및 방호울타리

제9장 신축이음, 받침 및 방호울타리

9.1 적용범위

본 장은 교량의 신축이음과 받침, 지진격리받침의 설계 및 선정에 관한 요구사항을 기술하고 있다. 본 장에서 사용하는 단위는 별도의 언급이 없는 한 MPa, mm, rad, °C를 사용한다.

9.2 용어정의

9.2.1 신축이음관련 용어정의

개방형 신축이음	- 신축이음을 통해 물이나 불순물의 침투를 허용하는 신축이음
교축방향 축에 대한 회전	- 교량의 주경간에 평행한 축에 대한 회전
교축직각방향 축에 대한 회전	- 교량의 교축직각방향에 평행한 축에 대한 회전
교축방향 신축이음	- 바닥판이나 상부구조를 두개의 독립 구조계로 분리하기 위해서 경간 방향으로 평행하게 설치되는 신축이음
구속장치	- 상부구조들 또는 상부구조와 하부구조 사이에 설치되어 느리게 발생하는 온도 신축은 허용하면서 지진 또는 기타 동적으로 발생하는 하중을 전달하는 장치
밀폐형 신축이음	- 신축이음을 통해 오물이 들어가는 것을 완전히 방지한 신축이음.
방수형 신축이음	- 구조물로의 누수를 방지하기 위해 신축이음 아래에 물받이를 설치해 놓은 개방형 또는 밀폐형 신축이음
반복-제어 신축이음	- 일체식 교량에서 접속 슬래브(approach slab)와 교량과의 반복적인 교축방향 이동을 흡수하기 위해 설치되는 교축직각방향 접속 슬래브 신축이음

봉합재	- 습기 및 불순물이 신축이음을 통과하는 것을 방지하도록 설치되는 고무 또는 기타 탄성재
봉합재형 신축이음	- 봉합재(seal)을 가지고 있는 신축이음
시공이음	- 단계별 순차적인 시공을 위해 사용되고 있는 임시 이음
일체식교량	- 상부구조와 하부구조가 일체로 되어 있는 교량
이음	- 두 부재사이의 구조적 불연속점
이동	- 교량의 교축방향이나 교축직각방향의 수평변위

9.2.2 받침관련 용어정의

검사(inspection)	- 정기적인 관찰, 기록, 보고의 작업
경질 크롬면(hard chromium surface)	- 경질 크롬 층으로 도금된 강재의 지지 요소
교체(replacement)	- 받침의 주요 부품 또는 받침 전체에 대한 갱신
누적이동거리(accumulated slide path)	- 변동적인 회전에 의해 발생하는 내부 봉합링(inner seal)과 포트 벽(pot wall)과의 상대 이동의 합
내부 봉합링(internal seal)	- 탄성중합체가 압축을 받고 있을 때 탄성중합체가 피스톤과 포트내부의 틈 사이로 돌출하는 것을 방지하기 위한 포트받침의 구성요소
마찰계수(coefficient of friction)	- 수평하중(저항 하중 F_x)과 수직하중(F_z)의 비
미끄럼 탄성 받침(sliding elastomeric bearing)	- 상부 표면에 PTFE 쉬트가 있는 적층받침. 이때, PTFE 쉬트는 탄성중합체 외부에 직접 경화되거나 강판에 고정되며, 미끄러짐 판에 접촉되어 있다.
미끄럼 판(sliding plate)	- 받침의 상부 미끄럼 표면에 바로 인접해 있는 구성 요소이며, 다음의 형태가 가능하다. - 한 장의 스테인리스강 - 연강으로 된 지지판에 고정된 하나의 얇은 스테인리스강판 - 스테인리스강으로 된 얇은 판으로, 판을 지지하는 연강에 가황 처리되는 내부 탄성중합체 층에 부착된다.

- 미끄럼 포트 받침(sliding pot bearing)
- 일방향 또는 모든 방향으로의 수평 이동을 수용하기 위하여 미끄럼 요소와 결합된 포트 받침
- 받침(bearings)
- 받침은 구조물 내 2개의 부재간의 회전을 가능하게 하거나, 해당 요건에 정의된 하중을 전달하고, 고정받침과 같이 변위를 방지하고, 유도형 받침이나 구속받침과 같이 일정한 방향으로 변위를 유도하고 또는 자유받침과 같이 요구된 모든 방향으로 변위를 가능하게 하는 부속시설이다.
- 받침시스템(bearing system)
- 구조물의 받침시스템은 이동 및 하중전달을 제공하는 받침의 조합이다.
- 배치(batch)
- 받침 제품 또는 동일한 생산설비에 의한 다수의 동일한 부품에 사용되는 탄성중합체 각각의 믹스 또는 믹스의 혼합물
- 보수(servicing)
- 청결, 기름칠, 페인팅 및 사소한 결점에 대한 복구
- 복합 재료(composite material)
- 가이드에 사용되는 미끄럼 재료
- 상부 미끄러짐면(top sliding surface)
- 상대 변형을 가능하게 하는 미끄러짐 판에 접촉되고, 탄성받침에 경화되어 있는 폴리테트라플루오로에틸렌 면
- 스트립 받침(strip bearing)
- 받침의 길이가 너비의 최소 10배인 평패드 받침
- 슬라이딩면(sliding surface)
- 상대변위를 수용하고 서로 다른 재료로 구성된 한 쌍의 평탄 또는 곡면의 조합
- 슬라이딩재(sliding materials)
- 슬라이딩면을 형성하는 재료
- 유도장치(guide)
- 특정 축에 대해 슬라이딩받침의 이동을 구속하는 슬라이딩요소
- 유지관리(maintenance)
- 보수 및 교체작업
- 윤활제(lubricant)
- 고무패드와 금속 사이의 마찰력을 감소시킴으로써 마모현상 뿐만 아니라 회전강성을 감소시키는 역할을 하는 특별한 그리스
- 외부 봉합재(external seal)
- 피스톤과 포트의 유격으로 인한 수분과 먼지를 방지하는 포트받침의 구성요소 또는 재료

적층 받침(laminated bearing)

- 하나 이상의 강판이 경화 시 고무와 화학적으로 결합하여 내부적으로 보강된 탄성 받침

접촉면(mating surface) - PTFE 또는 복합 재료가 미끄러지는 단단하고 매끄러운 금속 표면

정기검사(regular inspection)

- 측정 작업 없는 정밀 육안검사

주요검사(principle inspection)

- 정기 검사와 유사하나 보다 세부적이며 정밀 측정 작업을 포함한다.

지점(support)

- 지점은 의도되는 이동 및 구조부재로 하중전달을 위해 받침을 포함하는 모든 가설조치를 포괄적으로 포함한다.

지지판(backing plate) - 미끄럼 재료를 지탱하는 금속의 구성요소

평패드 받침(plain pad bearing)

- 내부에 공동이 없고, 하나의 경화된 탄성중합체 블록으로 구성된 탄성 받침

포트(pot)

- 내부 공간에 탄성패드, 피스톤, 내부 봉합링을 위치시킬 수 있는 포트받침의 구성요소

포트 받침(pot bearing) - 실린더에 둘러싸여 있는 탄성패드로 구성된 받침. 탄성패드는 실린더 속에 둘러싸여 피스톤과 내부 실에 꼭 끼도록 함

폴리테트라플루오로에틸렌(polytetrafluoroethylene, PTFE)

- 낮은 마찰계수 특성 때문에 사용되는 열가소성 재료

피스톤(piston)

- 포트의 움푹 들어간 면에서 뚜껑이 덮혀져 있지 않은 상부를 봉합시키고, 탄성패드에 압력을 가하는 포트받침의 구성요소

탄성 받침(elastomeric bearing)

- 한 개 이상의 강판으로 보강되어 경화된, 하나의 탄성중합체 블록으로 이루어진 받침

탄성 중합체(elastomer) - 압력을 가했을 때 상당한 변형이 발생한 뒤, 압력을 제거하면 초기의 형상과 크기로 복원되는 고분자 물질이다. 이 규정에서는 고무나 고무 부품의 생산에 사용되는 복합 화합물을 말한다.

탄성 패드(elastomeric pad)

- 받침에 회전성능을 제공하는 포트받침의 구성요소

9.2.3 지진격리받침관련 용어정의

지진격리받침(seismic isolation bearing)

- 교량에 고유주기 이동, 지진력 분산, 지진에너지 감쇠 기능을 부여하여 교량을 지진으로부터 보호하는 받침으로서, 여기서는 선형천연고무받침, 고감쇠고무지진격리받침, 납삽입지진격리받침 등을 대상으로 한다.

선형천연고무받침(linear natural rubber bearing, LNR)

- 전단하중과 전단변형의 관계가 선형적 특성을 가지고 있고, 감쇠비가 상대적으로 작은 지진격리받침으로서 천연고무를 재료로 제작된다.

고감쇠고무지진격리받침(high-damping rubber bearing, HDR)

- 고무의 조성을 조절하고 첨가물을 사용하여 상대적으로 큰 감쇠비를 갖도록 제작된 지진격리받침

납삽입지진격리받침(Lead rubber bearing, LRB)

- 납봉을 지진격리받침에 삽입하여 납의 전단변형이 감쇠효과를 나타내도록 제작된 지진격리받침

지진격리받침의 수평특성 - LNR : 전단강성(K_h)

- HDR : 전단강성(K_h)과 등가감쇠비(h_{eq})
- LRB : 항복 후 전단강성(K_d)와 특성 하중(Q_d)

지진격리받침의 압축특성(compressive properties of elastomeric isolators)

- 지진격리받침의 압축강성(K_v)

극한특성(ultimate properties)

- 압축하중과 전단하중을 재하하여 좌굴(buckling), 파단(breaking) 혹은 빠져나옴(롤아웃, roll-out) 등이 발생하는 지점에서의 지진격리받침의 특성

지진격리받침의 파괴 - 압축(또는 인장)-전단 하중에 의한 지진격리받침의 파손

좌굴 - 압축-전단 하중을 받는 상태에서 지진격리받침이 안정성을 잃는 상태

압축-전단 시험 기계 - 지진격리받침에 일정한 압축하중을 유지하는 상태에서 전단 하중을 가함으로써 지진격리받침을 시험하는 설비

덮개 고무

- 보강철판과 고무층을 번갈아 적층한 지진격리받침에 있어서 보강철판의 부식을 방지하고 산화작용, 자외선 기타 자연 상태의 열화 요인으로부터 내부 고무층을 보호할 목적으로 가황처리 이전에 내부 고무와 보강철판

	을 바깥쪽에서 둘러싸는 고무
설계 압축 하중	- 구조물에 의해 지진격리받침에 장기적으로 가해지는 압축 하중
유효 재하 면적	- 지진격리받침에서 수직 하중을 버티는 면적으로서 보강철판의 면적과 동일하다.
유효폭	- 사각형 지진격리받침에서 내부 고무의 짧은 변 길이를 의미하며 이 방향으로의 전단변형이 구속되지 않는다.
1차 형상계수	- 보강 철판 사이에 있는 하나의 내부 고무층에 대하여 변형이 자유로운 면적에 대한 유효 재하면적의 비율
내부 고무	- 지진격리받침의 보강철판 사이에 있는 고무층
최대 압축응력	- 지진시에 지진격리받침에 장기적으로 작용하는 최대 압축응력
공칭 압축응력	- 장기적으로 지진격리받침에 가해지는 압축응력으로서 안전율을 감안하여 제조사가 추천하는 값
빠져 나옴	- 맞춤못(dowel 또는 recess)으로 연결된 지진격리받침이 전단 변위를 받아 불안정해진 상태
정기 시험(Routine test)	- 지진격리받침의 생산 도중 혹은 생산 후에 지진격리받침의 품질관리를 위해 실시하는 시험
2차 형상계수	- 원형 지진격리받침일 경우 내부 고무층의 총 두께에 대한 내부 고무층의 지름의 비, 사각형 지진격리받침일 경우 내부 고무층의 총 두께에 대한 내부 고무층의 유효폭의 비
구조 기술자	- 교량 구조의 지진격리설계에 대한 책임을 맡고 있고 지진격리받침의 요구 사항들을 지정할 책임이 있는 사람
형식 시험(Type test)	- 제품 개발 단계에서 재료의 특성과 지진격리받침의 성능에 대한 검증, 혹은 요구되는 설계사양을 만족하는가를 확인하기 위하여 실시하는 시험
극한 특성 다이어그램(Ultimate property diagram, UPD)	- 지진격리받침에 있어서 압축응력과 좌굴 혹은 파괴시의 전단변형률의 상관관계를 나타내는 곡선

9.3 기호

9.3.1 신축이음관련 기호

A	= 윤하중 분배 면적(mm ²)
A_o	= 윤하중 분배 면적내의 비접촉부분 면적(mm ²)
A'	= 윤하중 접촉면적(mm ²)
L	= 구조물의 신축길이
N	= 유압가력기의 수축 및 신장 반복횟수
P_{24}	= 표준트럭 후륜하중
W	= 차량 진행방향으로 산정한 신축이음 노면 최대 틈새 간격(mm)
w	= 윤하중 등분포하중(MPa)
α	= 열팽창계수
θ	= 신축이음의 설계 회전량, 회전 변형

9.3.2 받침관련 기호

A	= 미끄럼면의 접촉면 = 탄성받침의 전체면적 = 단면적 = 슬라이딩면의 접촉면; 슬라이딩 곡면의 투영면적
A'	= 탄성받침의 유효면적(보강판 면적)
A_r	= 탄성받침의 감소 유효면적
C_c	= 받침의 압축강성
D	= 원형 받침의 전체 직경 = 포트 내부 직경
D'	= 원형 적층받침의 유효직경
D_o	= 포트 링 외부 직경
E	= 탄성계수
E_b	= 체적계수
E_{cs}	= 교차 압축계수

E_d	= 설계하중 효과
F	= 하중
F_o	= 제로 회전에 대한 복원모멘트식에서 계수
F_1	= 윤활 처리한 패드에 대한 복원모멘트식에서 계수
F_2	= 윤활 처리하지 않은 패드에 대한 복원모멘트식에서 계수
F_w	= 용접 저항력
F_{xy}	= 수평하중
F_{Xd}, V_{yd}	= 수평 설계하중
F_{xy}	= v_x 와 v_y 의 벡터합에 의한 최대 누적 수평력
F_{zd}	= 수직설계하중
G	= 영구 하중
	= 탄성받침의 공칭전단계수
G_{dyn}	= 동적상태에서의 탄성받침의 공칭전단계수
G_e	= 탄성중합체의 전단계수
G_g	= 시험으로 결정된 탄성받침의 공칭전단계수
H	= 포트의 깊이
K	= Kelvins(켈빈온도)
K_{ce}	= 타원형 받침에서 압축하중에 의한 변형률 계수
K_{de}	= 타원형 받침에서 하중에 의한 수직처짐 계수
K_{se}	= 타원형 받침에서 복원모멘트 계수
K_f	= 마찰계수
K_h	= 보강판에 발생한 인장응력에 대한 계수
K_L	= 하중 형식계수
K_m	= 모멘트 계수
K_p	= 보강판에 대한 응력 보정계수
K_r	= 회전계수
K_s	= 복원모멘트 계수
L	= 하나 이상의 PTFE를 둘러싸는 원의 직경 또는 가이드용으로 사용되는 PTFE의 길이
	= PTFE 시트의 투영면적의 직경 또는 대각선 길이

M	= 모멘트; 휨모멘트 = 시험시 패드와 내부 봉합링에 의한 저항 모멘트
M_d	= 복원모멘트 설계값
M_e	= 복원모멘트 실험값 = 패드와 내부 봉합링에 의한 저항 모멘트
M_R	= 피스톤과 포트의 마찰에 의한 추가 모멘트
M_T	= 회전에 대한 전체 저항 모멘트
N	= 축력 또는 연직력
R	= 접촉면 반경
R_d	= 설계 저항값
R_{xy}	= 수평 이동에 저항하는 누적 힘
R_{y5i}	= 평균 표면거칠기
S	= 형상계수
S_1	= 가장 두꺼운 층에 대한 형상계수
S_d	= 내력 또는 모멘트에 대한 작동 설계값
T	= 온도 = 포트 저판 두께
T_0	= 상하부 덮개를 포함하지 않은 전체 초기 두께의 평균
T_b	= 받침의 전체 공칭 두께
T_{bo}	= 받침의 초기 전체 두께 평균
T_e	= 탄성중합체의 전체 공칭두께
T_q	= 전단변형시 탄성중합체의 평균 전체 초기 두께, 전단변형을 제한하지 않을 때 상부 와 하부 고무 커버 두께를 포함한다.
V	= 횡력 또는 전단력
V'	= 단위 길이당 전체 전단력
V_e	= 탄성중합체 압력에 의한 전단력
a	= PTFE의 최소 치수 또는 직사각형판의 부 측 = 받침의 전체 나비(직사각형 받침에서 단변) = 원통형 PTFE 표면의 평면투영의 부 측
a'	= 적층탄성받침의 유효나비(보강판의 나비)

a_e	= 타원형 받침의 단축
b	= 직사각평판의 주 축 = 받침의 전체 길이(직사각형 받침에서 장변) = 계산된 피스톤/포트 접촉 나비 = 원통형 PTFE 표면의 평면투영의 주 축; 슬라이딩 곡면의 투영면적에서의 거리
b_e	= 타원형 받침의 장축
b'	= 적층탄성받침의 유효 길이(보강판의 길이)
c	= 미끄럼 요소들 간의 유격 = 압축강성 = 치수
d	= 직경 = 탄성패드의 직경
d_{ct}	= 피스톤 상부면의 유효 접촉 직경
d_{cb}	= 저판 하부면의 유효 접촉 직경
e	= 편심
f	= 공칭압축강도
f_U	= 재료의 극한 강도
f_y	= 재료의 항복 강도
$f_{e,d}$	= 탄성중합체의 설계 접촉강도
h	= PTFE의 돌출길이
n	= 받침 개수 = 횡수 = 탄성중합체 층의 수
l_p	= 탄성받침의 자유 힘 둘레
r	= 반지름, 반경
s	= 미끄럼 거리
t	= 온도 = 두께, 시간 = 탄성패드 또는 스트립받침의 두께 = 탄성중합체의 공칭 두께

t_e	= 압축시 탄성중합체의 유효두께
t_i	= 적층탄성반침의 각각의 탄성중합체 층 두께
t_p	= PTFE 두께
t_s	= 보강판 두께
t_{so}	= 외부 보강판 두께
u	= PTFE 둘레
v	= 변위 = 미끄럼 속도
v_{cd}	= 전체 수직처짐
v_x	= 나비 a방향으로의 최대 수평 상대 변위
v_y	= 길이 b방향으로의 최대 수평 상대 변위
v_z	= 수직처짐
v_{xy}	= v_x 와 v_y 의 벡터합에 의한 최대 누적 수평 상대 변위
w	= 변형 = 피스톤 면의 나비
x	= 세로축
y	= 가로축
z	= 주 받침면에 연직축
α	= 열팽창계수; 계수, 율; 회전 = 회전각 = 받침의 회전각 = 영구하중 과 변동하중에 의한 회전각 = 회전각
α_a	= 직사각형 받침의 나비 a를 가로지르는 회전각
α_b	= 직사각형 받침의 길이 b를 가로지르는 회전각
α_{ab}	= 직사각형 받침의 나비 a, 길이 b를 가로지르는 누적 회전각
α_d	= 원형 받침의 직경 D를 가로지르는 회전각
α_1	= 영구하중에 의한 회전각
α_2	= 차량하중에 의한 회전각
β	= 적용하중 작용선의 수직 축과의 편향각

δ	= 파단시 신장량
	= 각각의 탄성중합체 층의 수직처짐
λ	= 비율, 계수
$\epsilon_{\alpha,d}$	= 회전에 의한 탄성중합체의 설계변형률
$\epsilon_{c,d}$	= 압축하중에 의한 탄성중합체의 설계변형률
$\epsilon_{q,d}$	= 수평 이동에 의한 탄성중합체의 설계변형률
$\epsilon_{t,d}$	= 탄성중합체의 전체 설계 공칭 변형률
ϵ_z	= 받침의 압축변형률
μ	= 마찰계수
μ_1	= 초기 마찰계수
μ_T	= 주어진 온도범위에서의 최대 마찰계수
μ_d	= 설계마찰계수
μ_e	= 탄성중합체의 마찰계수
θ	= 복원모멘트 시험에서 회전각
	= PTFE 곡면의 반 끼임각
ρ	= 밀도
σ	= 수직압력
σ_c	= 압축응력
σ_m	= 압축응력의 평균
σ_s	= 강재의 인장응력
Δ	= 차(差); 증분
Δz	= 이론적 면과의 평탄 또는 굽은 슬라이딩면의 최대편차
τ	= 전단응력

9.3.3 지진격리받침관련 기호

A	= 유효 평면적; 적층고무 지진격리받침에서 덮개 고무 부분을 제외한 평면적
A_b	= 볼트의 유효 면적
A_e	= 비지진 전단변위 상태에서 적층 고무 지진격리받침의 상부와 하부가 겹쳐지는 면적
A_{free}	= 지진격리받침에서 하중을 받지 않는 부분의 면적
A_{load}	= 지진격리받침에서 하중을 받는 부분의 면적
A_p	= 납삽입 지진격리받침에서 납심이 차지하는 면적
a	= 직사각형 지진격리받침에서 덮개고무를 제외한 한 변의 길이 또는 직사각형 지진격리받침에서 덮개고무를 제외한 장변의 길이
a_e	= 직사각형 지진격리받침에서 덮개고무를 제외한 단변의 길이
a'	= 직사각형 지진격리받침에서 덮개고무를 포함한 장변의 길이
B	= 플랜지의 휨에 대한 유효폭
b	= 직사각형 지진격리받침에서 덮개고무를 제외한 횡방향의 변의 길이
b'	= 직사각형 지진격리받침에서 덮개고무를 포함한 횡방향의 변의 길이
c	= 유효 플랜지 단면과 볼트 중심간의 거리
D'	= 덮개고무를 포함한 원형 지진격리받침의 지름
D_f	= 플랜지의 지름
d_i	= 보강철판의 내부 지름
d_k	= 볼트 구멍의 지름
d_0	= 보강철판의 외부 지름
E_{ap}	= 지진격리받침 고무층의 겹보기 탄성계수
E_c	= 고무의 압축성을 고려하여 수정된 겹보기 탄성계수
E_c^s	= 1차 형상계수에 따라 결정되는 체적 압축특성을 고려하여 수정한 겹보기 탄성계수
E_∞	= 고무의 체적 탄성계수(Bulk modulus)
E_0	= 고무의 탄성계수(Young's modulus)
F_u	= 지진격리받침의 들림에 따른 인장력
G	= 전단탄성계수
$G_{eq}(\gamma)$	= 전단변형률 γ 에서의 등가 선형 전단탄성계수
H	= 마운트 플랜지를 포함한 지진격리받침의 높이

H_n	= 마운트 플랜지를 제외한 지진격리받침의 높이
h_{eq}	= 등가감쇠비
$h_{eq}(\gamma)$	= 전단변형률의 함수인 등가감쇠비
K_d	= 납삽입 지진격리받침의 항복 후 강성(납심의 항복 후 지진격리받침의 강성)
K_h	= 전단강성
K_i	= 초기 전단강성
K_p	= 납삽입 지진격리받침에서 납의 전단강성
K_r	= 납삽입 지진격리받침에서 납심 삽입하기 전의 전단강성
K_t	= 지진격리받침 전단력-전단변형률 관계에서의 접선 기울기
K_v	= 지진격리받침의 압축강성
L_f	= 정사각형 플랜지의 한변 길이
M	= 회전에 대한 저항력
M_f	= 볼트에 작용하는 모멘트
M_r	= 지진격리받침에 작용하는 모멘트
n	= 내부 고무층의 개수
n_b	= 고정 볼트의 개수
P	= 지진격리받침의 압축력
P_0	= 지진격리받침의 설계 압축력
$P_{\max}$	= 지진격리받침의 최대 설계 압축력
$P_{\min}$	= 지진격리받침 최소 설계 압축력
Q	= 전단력
Q_b	= 파단시의 전단력
Q_{buk}	= 좌굴시의 전단력
Q_d	= 지진격리받침의 특성강도
S_1	= 1차 형상계수
S_2	= 2차 형상계수
T	= 온도
T_r	= 고무층의 총두께로서 $T_r = n \times t_r$ 로 계산
t_r	= 내부 고무층 1개의 두께

t_{r1}, t_{r2}	= 보강철판 양쪽 면에 각각 접착되는 고무층의 두께
t_s	= 보강철판의 두께
t_0	= 바깥쪽 덮개 고무의 두께
$U(\gamma)$	= 전단력-전단변형 관계 그래프에서 최대 전단력에 대한 특성강도의 비를 나타내는 함수
V	= 지진격리받침에 작용하는 상향력
v	= 가력 속도
W_d	= 싸이클 당 소산되는 에너지
X	= 전단변위
X_0	= 설계 전단변위
X_b	= 파단시 전단변위
X_{buk}	= 좌굴시 전단변위
X_s	= 준정적 전단 작용에 의한 전단변위
X_{max}	= 최대 설계 전단변위
X_d	= 동적 전단 작용에 의한 전단변위
Y	= 지진격리받침의 총 압축변위
Z	= 플랜지의 단면 계수
α	= 선형 열팽창계수
γ	= 전단변형률
γ_0	= 설계 전단변형률
γ_a	= 적층고무 지진격리받침의 총 전단변형률에 대한 상한값
γ_b	= 파단시 전단변형률
γ_c	= 압축력에 의한 국부 전단변형률
γ_d	= 동적 전단 작용에 의한 전단변형률
γ_{max}	= 지진시 최대 전단변형률
γ_r	= 회전에 의한 국부 전단변형률
γ_s	= 준정적 전단 작용에 의한 전단변형률
γ_u	= 극한 전단변형률
δ_H	= 지진격리받침의 수평방향 치우침(offset)

δ_V	= 180도 각도로 떨어진 두 지점에서 측정한 지진격리받침 높이의 차
ϵ	= 지진격리받침의 압축변형률
ϵ_{cr}	= 장기처짐(크리프)에 의한 압축변형률
ϵ_T	= 지진격리받침의 인장변형률
ϵ_{Tb}	= 지진격리받침의 인장 파괴시 인장변형률
ϵ_{Ty}	= 지진격리받침의 인장 항복 변형률
ζ	= 고무층과 보강철판층 총합에 대한 고무층 총합의 비
θ	= 지진격리받침의 회전각(원형 지진격리받침은 지름, 직사각형 지진격리받침은 중심 축에 대한 회전)
θ_a	= 지진격리받침의 종축방향 회전각
θ_b	= 지진격리받침의 횡축방향 회전각
λ	= 보강철판의 응력계산에 대한 보정계수
η	= 임계 응력계산에 대한 보정계수
κ	= 고무의 경도에 따른 겉보기 탄성계수의 보정계수
$\Sigma\gamma$	= 국부 전단변형률의 총합
σ	= 지진격리받침의 압축응력
σ_0	= 지진격리받침의 설계 압축응력
σ_B	= 볼트의 인장응력
σ_b	= 플랜지의 휨응력
σ_{bf}	= 플랜지의 허용 휨응력
σ_{cr}	= 지진격리받침의 임계응력
σ_f	= 강재의 허용 인장응력
σ_{max}	= 지진격리받침의 최대 설계 압축응력
σ_{min}	= 지진격리받침의 최소 설계 압축응력
σ_s	= 보강철판의 인장응력
σ_{sa}	= 보강철판의 허용 인장응력
σ_{sy}	= 보강철판과 플랜지 강재의 항복응력
σ_{su}	= 보강철판과 플랜지 강재의 인장응력
σ_t	= 인장응력

σ_{te}	= 지진격리반침의 허용 인장응력
σ_{yi}	= 철판의 항복응력
τ_B	= 볼트의 전단응력
τ_f	= 강재의 허용 전단응력
ϕ	= 좌굴 안정성 계산을 위한 계수
ψ	= 좌굴 점검을 위한 계수
ξ	= 임계응력을 계산하기 위한 계수

9.4 신축이음

9.4.1 요구사항

9.4.1.1 일반사항

신축이음을 선정하고 배치할 때에는 온도변화 및 시간 의존적 원인에 의한 교량 상하부구조의 각종 변형을 수용하여 교량 기능을 보장하여야 하고 차량 및 이륜 자동차, 원동기, 자전거 등의 통행에 지장이 없도록 하여야 한다.

신축이음은 사용한계상태 및 극한한계상태에서 하중을 충분히 지지할 수 있어야 하고, 상하부 구조의 회전 및 이동을 자유롭게 수용해야 한다. 또한 피로한계상태에 대한 요구조건을 만족하여 충분한 내구성을 가지도록 설계되어야 한다. 대부분의 신축이음은 방수기능이 필수적으로 요구되고 있는데 이러한 신축이음은 내구연한동안 누수가 발생하지 않도록 설계되어야 한다.

신축이음 내구연한이 교량 공용수명보다 작은 경우에는 상부구조에의 영향을 최소화하는 교체 방법을 제시하여야 한다. 또한 신축이음 내구연한동안 유지관리나 교체가 필요한 부품들에 대한 작업 방법들을 제시하여야 한다.

신축이음에 발생하는 하중은 신축이음 구조형상과 각 요소들의 강성, 제작 및 시공 오차에 따라 달라진다. 각 요소들에 대한 설계하중 계산 시 이러한 영향들을 합리적으로 고려하여야 한다.

9.4.1.2 구조설계

신축이음의 허용 신축량과 극한 신축량은 발생 가능한 모든 하중들의 조합들 중에서 가장 불리한 경우에 대하여 각각 계산하여야 한다. 신축이음장치 본체와 그 지지부는 최대 신축하였을 때 계수 하중에 안전하도록 설계하여야 한다. 여기서, 재료계수는 강교편에 규정된 적절한 값을

사용할 수 있고 하중계수와 하중 조합은 공통편을 참조한다.

눈이 많이 내리는 지역에서는 신축이음 연결부 및 앵커는 제설기에 의해 신축이음에 가해질 수 있는 수평하중에 저항하도록 설계하여야 한다.

9.4.1.3 형상

신축이음 이동방향은 이동이 구속되거나 또한 받침에 불리한 하중이 작용하지 않도록, 받침과 연계하여 작동할 수 있는 형상으로 설계되어야 한다. 그리고 차량, 원동기 및 자전거 등의 바퀴와 보행자가 미끄러지거나 빠지지 않는 형상을 갖도록 해야 한다.

9.4.1.4 재료

재료는 온도나 화학적으로 적합한 것을 선정하여야 한다. 재질적 차이가 있는 곳에서의 접촉면은 완전하게 제기능을 발휘할 수 있도록 처리하여야 한다.

탄성체를 제외한 다른 재료들은 50년 이상의 사용수명을 가지고 있어야 한다. 신축이음 봉합재에 사용되는 탄성체와 물받이는 15년 이상의 사용수명을 가져야 한다.

차륜을 접촉하는 신축이음은 미끄럼 방지 표면을 가져야 하며 모든 부품은 마모와 차량의 충격에 견딜 수 있어야 한다.

용빙제에 노출되는 신축이음의 경우, 고장력 볼트를 제외한 나머지 부분은 도장 처리를 실시하거나 스테인레스 강재 등 내부식성 재료로 만들어져야 한다.

9.4.1.5 유지관리 및 교체

신축이음은 교량 설계수명동안 유지관리가 최소화가 되도록 설계하여야 한다. 바닥판 하부에서 신축이음에 접근이 가능하도록 유지관리를 위한 충분한 공간이 확보되어야 한다.

부분 또는 전면 교체를 고려하여 설계할 경우에는 구체적인 교체 방법을 제시해야 한다. 탄성 부품 등 소모성 부품은 교체가 가능해야 한다. 그리고 도로 포장의 덧씌우기를 고려하여 수직방향으로 높이 조절이 가능하도록 설계되어야 한다.

9.4.2 선정 및 위치

교량 구조물에서 신축이음 수는 최소화하도록 하고 교량 종방향 구배를 고려하여 곡선부 최고점에 설치하는 것이 바람직하다.

9.4.3 설계

9.4.3.1 설계 이동량 계산 및 허용 틈새 간격

신축이음의 이동량은 발생 가능한 모든 하중들의 조합들 중에서 가장 불리한 경우에 대하여 공통편에서 규정한 강도하중조합을 사용하여 계산하여야 한다.

각종 이동량 및 시공 여유량 등을 모두 고려하여 차량 진행방향으로 산정한 신축이음 노면 최대 틈새 간격(W , mm)은 다음을 만족하여야 한다.

- 틈새가 하나인 경우(for single gap):

$$W \leq 100 \text{ mm}$$

- 틈새가 여러 개인 모듈 형식(for multiple modular gaps):

$$W \leq 80 \text{ mm}$$

강교량인 경우 노면 틈새 간격은 계수하중을 고려한 극한 이동 상태에서 최소 25 mm 이상이어야 한다. 콘크리트교량인 경우 크리프 및 건조수축 변형을 감안하여 초기에 일시적으로 최소 틈새 간격이 25 mm보다 작을 수 있다.

9.4.3.2 설계 하중

신축이음의 설계 연직하중은 공통편의 표준트럭의 후륜하중으로 한다. 윤하중 분배 면적 크기는 공통편을 참조하여 산정할 수 있으며, 레일형 및 핑거형 등 개방식 신축이음인 경우에는 트럭 바퀴가 접촉되지 않는 부분이 발생하므로 분포하중 산정 시 이를 고려해야 한다.

신축이음의 설계 수평하중은 설계 연직하중의 20%로 하고 신축이음에서의 바퀴 접촉과 분포를 고려한다. 눈이 많이 오는 지역에서 제설차의 사용이 예상되는 경우에는 신축이음 길이 방향 3,050 mm에 20 N/mm(충격 포함)로 분포하는 선하중을 사용한다. 여기서 작용방향은 차량 진행 방향이며 노면 위치에서 작용하는 것으로 한다.

9.4.3.3 구조해석

신축이음의 형상과 구조를 합리적으로 반영하여 해석모델을 설정한다. 최대 신축상태에서 설계하중을 재하하여 가장 불리한 상태가 되도록 한 후 구조해석을 실시하여 최대 단면력을 산출한다.

9.4.3.4 설계상세

신축이음은 차량과 포장 유지관리 장비, 그리고 장기적인 다양한 환경적 손상 영향을 수용할 수 있도록 설계되어야 한다.

고대부에서 신축이음 양쪽 부분의 부등 처짐이 예상되는 경우에는 이를 수용할 수 있는 신축이음을 선정해야 한다.

콘크리트 단부 보호용 앵글 등에서는 콘크리트 타설시 충분한 채움을 위해 중심 간격 460 mm 이하, 최소 직경 20 mm의 공기 배출 구멍을 가지고 있어야 한다.

신축이음과 채움 콘크리트 사이에 완전 합성거동을 보장할 수 있는 앵커나 전단연결재를 설계하여야 하며, 경계면은 완전 방수 처리하여 누수가 발생하지 않도록 해야 한다.

폭이 300 mm 이상으로 신축이음 표면이 차량에 노출되는 경우에는 미끄럼 방지 처리를 하여야 한다.

9.4.4 제작 및 현장이음 설계

9.4.4.1 제작

앵글 또는 형강, 강판 등은 용접 변형 최소화 또는 부속 부품과의 강한 접합을 위해 충분한 두께를 가져야 한다.

- 신축이음의 구성요소는 제작장에서 완벽하게 조립된 상태에서 검사를 받아야 한다.
- 신축이음과 봉합재는 가능한 완전하게 조립되어 현장(job-site)으로 운반되어야 한다.
- 길이 18,000 mm까지의 조립 신축이음은 중간에 현장 용접이음이 없어야 한다.

9.4.4.2 현장 이음 설계

교량 시공 단계별로 설치되거나 길이가 18,000 mm 이상인 신축이음에서는 현장이음을 가질 수 있다. 이러한 현장 이음은 피로설계를 수행하여 피로수명을 최대화 하는 이음부 상세를 가져야 한다. 가능하면 피로하중을 작게 받고 부식이 적게 발생하도록, 차량의 통과위치나 체수가 예상되는 지역을 피해서 설치하는 것이 좋다.

고무 또는 기타 재료로 만들어진 봉합재는 일체형 하나로 사용되어야 한다. 봉합재의 현장이음이 불가피한 경우에는 연결부에 가황처리를 해야 한다.

9.4.5 모듈러형 신축이음(Modular Expansion Joint)

9.4.5.1 일반

중간보와 이를 지지하는 지지보로 조립되는 모듈러형은 강도설계와 피로설계를 수행하여 신축이음 시스템으로서의 요구 성능과 내구성을 확보해야 한다.

9.4.5.2 요구 성능

모듈러형 신축이음은 먼지, 모래 등 이물질이 중간보 사이에 퇴적될 경우를 대비하여 청소가 용이하고 일부 소모성 부품 교체에 있어서 편리한 구조를 가져야 한다.

종방향 및 횡방향 수평이동량과 수직 이동량, 회전이동량 각각에는 표 9.4.1과 같은 설계 최소 이동량을 가지고 있어야 한다.

표 9.4.1 추가 여유량을 포함한 최소 이동량

이동 방향	설계 최소 이동량
종방향	계산 이동량+25 mm
횡방향	25 mm
수직방향	25 mm
종방향 축에 대한 회전	1°
횡방향 축에 대한 회전	1°
수직방향 축에 대한 회전	0.5°

9.4.5.3 하중 및 하중계수

9.4.3.2의 수평 및 수직하중을 동시에 적용하여 설계한다. 여기서 중간보를 설계할 때의 운하중 분담률은 9.4.5.4를 참조하고 충격계수는 0.3을 사용한다. 하중계수는 공통편을 참조한다.

9.4.5.4 운하중 분배

단부보는 9.4.5.3에 규정된 수평 및 수직하중의 50%를 적용하여 설계한다.

표 9.4.2는 중간보에서 부담하는 수직 및 수평하중 분담율을 나타낸 것이다. 여기서 중간보 상부플랜지 폭 사이에서는 선형 보간을 실시하여 구한다.

표 9.4.2 중간보의 윤하중 분담율

중간보 상부플랜지 폭(mm)	하중 분배율(%)		
	윤하중 (54kN)	윤하중 (72kN)	윤하중 (96kN)
65이하	70	60	50
75	80	70	60
100	90	80	70
120	90	90	80

9.4.6 핑거형 신축이음(Finger Expansion Joint)

9.4.6.1 일반

캔틸레버형 핑거 신축이음에 대하여 규정한다.

캔틸레버 핑거와 이를 지지하는 앵커에 대하여 강도설계와 피로설계를 수행하여 신축이음 시스템으로서의 요구 성능과 내구성을 확보해야 한다.

9.4.6.2 요구 성능

핑거형 신축이음에서도 먼지, 모래 등 이물질이 핑거 사이에 퇴적될 경우를 대비하여 청소가 용이하고 일부 소모성 부품 교체에 있어서 편리한 구조를 가져야 한다.

인접 핑거들 사이의 틈은 가장 벌어진 상태(계수 극한이동 상태)에서 다음을 만족해야 한다.

- 교축방향으로 열린 길이가 200 mm이하인 경우 폭이 75 mm이하
- 교축방향으로 열린 길이가 200 mm를 초과하는 경우 폭이 50 mm이하

또한 계수 극한이동 상태에서 핑거의 겹침은 38 mm이상이어야 하고 하절기에 틈새가 축소되어 완전히 겹쳐졌을 경우에도 틈새가 20 mm 이상의 여유 간격을 가지고 있어야 한다. 핑거 캔틸레버 끝단은 15 mm이상의 곡률 반경을 가져야 한다.

캔틸레버 시점은 단부 앵글 전면으로부터 캔틸레버 방향으로 10 mm이상 떨어져 있어야 한다. 여기서, 단부 앵글의 상면과 상대편 핑거 캔틸레버의 하면사이의 거리가 20 mm이상으로 충분할 경우에는 본 규정을 적용하지 않아도 좋다.

9.4.6.3 하중 및 하중계수

수직하중만을 적용하여 설계하며 9.4.3.2에서와 같은 윤택중 분포 개념을 사용한다. 등분포 윤택중은 핑거 캔틸레버에 최대 모멘트가 작용하도록 재하한다. 충격계수는 1.0을 사용하고 하중계수는 공통편을 참조한다.

9.5 받침

9.5.1 일반

- (1) 받침은 상부구조에서 전달된 하중을 확실히 하부구조에 전달하여야 하고, 상·하부 구조에 유해한 구속력을 발생시키지 않아야 한다.
- (2) 받침은 지진, 바람, 온도변화 등에 대해서도 안전하도록 설계하여야 한다.
- (3) 받침 또는 받침 부품은 필요 시 점검, 유지관리 및 교체가 가능하도록 설계하여야 한다.
- (4) 받침은 최소의 반력을 발생시키면서 지정된 이동을 가능하도록 설계되어야 한다. 가능한 프리셋팅(presetting)을 피하도록 권장한다. 불가피하게 프리셋팅이 필요할 경우 이를 공장에서 이행해야 한다. 현장에서 조정이 불가피할 때에는 발주처의 승인하에 수행해야 한다.
- (5) 받침은 상부구조의 형식, 지간길이, 지점반력, 내구성, 시공성 등에 의해 그 형식과 배치 등이 결정된다. 특히 곡선교나 사교 등은 지점반력의 작용기구, 신축과 회전방향을 충분히 검토하여 받침형식과 배치 등을 결정하여야 한다.

9.5.2 설계일반

9.5.2.1 일반

받침의 설계는 고려되는 한계상태의 안전수준에 따라 수행되어야 한다.

이 절에서는 받침설계에 있어서 공통적으로 고려해야 할 부분을 다루며, 각 받침별 상세설계는 9.5.3절에서 9.5.6절의 규정을 따른다.

9.5.2.2 슬라이딩에 대한 안전

받침이 부분적이나 전체적으로 마찰로 지지되어 있는 경우, 극한한계상태에서 다음의 관계식에 따라 미끄러짐에 대한 안전이 확인되어야 한다.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

여기서,

$$V_{Sd} = \text{전단하중효과(N)}$$

$$V_{Rd} = \text{설계강도} \left(\frac{\mu_k}{\gamma_u} \cdot N_{Sd} + V_{pd} \right) (\text{N})$$

$$N_{Sd} = V_{Sd} \text{와 함께 이음부에 연직으로 작용하는 최소 하중(N)}$$

$$V_{pd} = \text{고정장치의 설계강도(N)}$$

$$\mu_k = \text{마찰계수}$$

$$= 0.4(\text{강재 - 강재간 마찰})$$

$$= 0.6(\text{강재 - 콘크리트간 마찰})$$

$$\gamma_u = 2.0(\text{강재 - 강재간 마찰})$$

$$= 1.2(\text{강재 - 콘크리트간 마찰})$$

9.5.2.3 이동량

(1) 가동받침은 상부구조의 온도변화, 처짐, 콘크리트의 크리프 및 건조수축, 프리스트레에 의한 부재의 탄성변형 등에 의해 생기는 이동량에 대해서 여유있는 구조로 하여야 한다.

(2) 가동받침의 이동량 산정

가동받침을 설계하는 경우 이동량은 일반적으로 다음 식에 의한다.

$$\Delta l = \Delta l_t + \Delta l_r + \Delta l_s + \Delta l_c$$

여기서,

$$\Delta l_t = \text{온도변화에 의한 이동량} (\Delta T \cdot \alpha \cdot l) (\text{mm})$$

$$\Delta l_r = \text{활하중으로 거더의 처짐에 의한 이동량} \sum (h_i \cdot \theta_i) (\text{mm})$$

$$\Delta l_s = \text{콘크리트의 건조수축에 의한 이동량} (\Delta T \cdot \alpha \cdot l \cdot \beta) (\text{mm})$$

$$\Delta l_c = \text{콘크리트의 크리프에 의한 이동량} \left(\frac{P_i}{E_c A_c} \phi \cdot l \cdot \beta \right) (\text{mm})$$

$$\alpha = \text{열팽창계수}$$

$$l = \text{신축거더 길이(mm)}$$

$$\beta = \text{건조수축, 크리프의 저감계수}$$

$$P_i = \text{프리스트레싱 직후의 PS 강재에 작용하는 인장력(N)}$$

$$A_c = \text{콘크리트 단면적} (\text{mm}^2)$$

- E_c = 콘크리트 탄성계수(MPa)
 ϕ = 콘크리트의 크리프계수
 ΔT = 건조수축에 해당하는 온도변화(℃)
 h_i = 거더의 중립축으로부터 받침의 회전중심까지의 거리(mm)
 θ_i = 받침 상부의 거더의 회전각(rad)

표 9.5.1 콘크리트의 크리프 계수와 건조수축량

콘크리트의 크리프 계수	$\phi = 2.0$
콘크리트의 건조수축	20℃ 하강 상당

표 9.5.2 건조수축, 크리프의 저감계수 β

콘크리트의 재령(월)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
건조수축, 크리프의 저감계수(β)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

(3) 여유 이동량

받침의 이동량은 충분한 신뢰도를 확보하여 받침이 불안정한 상태에 도달하지 않고 의도한 바와 다르지 않게 거동하지 않기 위해서 증가시켜야 한다. 가동받침의 이동량은 계산이동량 외에 설치할 때의 오차와 하부구조의 예상밖의 변위 등에 대처할 수 있도록 여유량을 고려하여야 한다. 이 여유량은 교량의 규모에 따라서 달라지므로 $\pm 50^\circ\text{C}$ 의 온도변화에 상당하는 이동량으로 하고, 최대 $\pm 50\text{mm}$ 이내로 하는 것이 바람직하다. 다만, 해당받침 기준에서 더 엄격한 조건을 제시할 경우에는 이를 따른다.

9.5.2.4 받침 저항 성능

받침의 이동에 대한 저항성능은 각 받침편에 규정되었다. 이 저항성능들은 재료의 불확실성 뿐만 아니라 제작오차, 설치의 부정확성 등도 고려하고 있다. 이 저항성능들은 다음과 같은 경우에는 적용할 수 없다.

- 규정된 최소·최대 온도를 벗어난 경우
- 규정된 제작오차를 초과할 경우
- 활하중에 의하여 평행이동속도나 회전속도가 규정 값을 초과할 경우
- 받침에 이물질이 삽입된 경우

e) 유지관리가 충분하지 않은 경우

받침의 설계 계산시 가장 불리한 값을 고려하여야 한다.

다수의 받침을 배치하는 경우 일부 받침에 발생될 수 있는 역반력은 다른 받침들의 이동에 따른 반력으로 상쇄된다. 이 때 적용되는 마찰계수 산정시 정밀한 조사 결과가 있는 경우에는 이를 따르고, 일반적인 경우에는 아래 식을 따른다.

$$\mu_a = 0.5\mu_{\max}(1 + \alpha) \quad (9.5.1)$$

$$\mu_r = 0.5\mu_{\max}(1 - \alpha) \quad (9.5.2)$$

여기서,

μ_a = 역마찰계수(adverse coefficient of friction)

μ_r = 상쇄 마찰계수(relieving coefficient of friction)

$\mu_{\max}$ = 받침 형식별 최대 마찰계수

α = 받침 형식과 역반력 및 상쇄반력 산정에 적용되는 받침의 개수에 따른 계수로 적절한 α 가 제시되지 않은 경우에는 다음 표에 따른다.

표 9.5.3 α_n 계수

n	α_n
≤ 4	1
$4 < n < 10$	$16 - n/12$
≥ 10	0.5

9.5.2.5 받침유격

수평력에 저항하도록 설계된 받침의 경우 받침 내 유격이 발생할 수 있는데, 이를 최소화 하도록 조치하여야 한다. 개별적인 규정이 명시되지 않을 경우 극한 이동량 간의 총 유격은 2mm 이하로 하며, 이를 초과하는 경우 과도한 유격으로 구조물 기능이 저하되지 않도록 주의해야 한다.

받침의 수평방향으로의 변위를 고려할 때 유격은 포함하지 아니한다. 단, 정확한 방향으로의 영구적으로 유지된다는 것을 증명할 수 있으면 유격을 고려할 수 있다.

수평력 저항을 위해 1개 이상의 받침이 요구될 때, 받침과 지점의 설계는 받침들 간의 반대방향으로의 유격으로 수평이동에 방해되지 않도록 하여야 한다.

9.5.2.6 받침부품 손실에 대한 안전

동적 하중 재하로 인해 조립된 받침이 점진적으로 느슨해지지 않도록 적절한 조치를 취해야 한다.

9.5.3 강재보강 탄성받침

9.5.3.1 일반

탄성받침은 극한한계상태 및 사용한계상태에서 안전성 및 사용성을 만족하도록 설계되어야 한다.

탄성받침은 극한한계상태에서 작용하는 설계 극한하중 및 변위에 대하여 적절하게 견딜 수 있어야 한다.

탄성받침은 사용한계상태에서 작용하는 설계 사용하중 및 변위에 대하여 허용 기준값을 만족해야 한다.

9.5.3.2 압축특성과 전단특성

(1) 탄성받침의 수직 압축강성은 다음과 같이 표현된다.

$$K_V = \frac{E_c \cdot A}{T_r} \quad (9.5.3)$$

여기서 E_c 를 결정하는 데에는 이미 몇 가지의 이론식 혹은 실험식이 알려져 있다.

(2) 탄성받침의 수평 전단강성은 다음과 같이 표현된다.

$$K_h = G \frac{A}{T_r} \quad (9.5.4)$$

여기서,

A	= 탄성받침의 단면적(mm ²)
E_c	= 탄성받침의 압축탄성계수(MPa)
G	= 탄성받침의 전단탄성계수(MPa)
T_r	= 탄성중합체응의 총두께(mm)

9.5.3.3 재료

(1) 탄성중합체

탄성중합체는 신생중합체로서 천연고무(NR)나 합성고무(CR)를 사용한다. 다른 중합체와의 혼합은 공기처리과정(aid processing)에서 최대 5%까지 가능하다. 재생고무나 경화한 고무를 사용해서는 안 된다.

탄성중합체의 물리적, 기계적 특성은 사용되는 신생 중합체에 따라 다음 요건과 부합해야 한다.

표 9.5.4 탄성중합체의 물리적 기계적 특성

특성	수준			시험방법
전단계수 (G, MPa)	0.7	0.9	1.15	
인장강도 (MPa) 제조 시편 제품 시편	≥ 16 ≥ 14	≥ 16 ≥ 14	≥ 16 ≥ 14	KS M 6518의 4
파단점에서 신장률(%) 제조 시편 제품 시편	450 400	425 375	300 250	
인열 저항 (kN/m) CR NR	≥ 7 ≥ 5	≥ 10 ≥ 8	≥ 12 ≥ 10	KS M 6783의 트라우저형
영구압축 줄임률(%) 24 h ; 70 °C	CR ≤ 15 NR ≤ 30			KS M 6518의 10
축진노화 (조화전 값으로부터의 최대 변화) - 경도(IRHD) NR 7 일, 70°C CR 3 일, 100°C - 인장강도 (%) NR 7 일, 70°C CR 3 일, 100°C - 파단시 신장률 (%) NR 7 일, 70°C CR 3 일, 100°C	-5 ± 10 ± 5 ± 15 ± 15 ± 25 ± 25			KS M 6518의 7
오존 저항 신장률 : 30% -96시간 40°C $\pm$ 2°C NR 25 ppm, CR 100 ppm)	균열없음			KS M 6518의 15

(2) 보강재

내부 보강판은 KS D 3501 또는 KS D 3503을 따르거나, 파단 시 최소등가신장(minimum equivalent elongation)을 가지는 것이어야 한다. 내부보강판의 최소두께는 2 mm이다.

내부 보강판은 9.5.3.11절의 규정이 적용된다.

(3) 외부 강판

탄성받침 C형에 적용되는 외부 보강판은 KS D 3501 또는 KS D 3503을 따르거나, 파단 시 최소등가신장(minimum equivalent elongation)을 가지는 것이어야 한다.

탄성받침의 내부 층 두께가 8 mm 이하인 경우, 외부 보강판의 최소 두께는 15 mm이다.

내부층이 더 두꺼운 경우에는 외부판 외부 보강판의 최소 두께는 18 mm이다.

9.5.3.4 형상과 치수

- (1) 받침의 형상은 사각형 또는 원형을 표준으로 한다. 특이 형상을 가진 받침을 설계할 때에는 내부 고무층 등이 동일한 두께를 가져야 하며, 이때 두께는 5 mm와 25 mm 사이를 갖도록 한다.
- (2) 받침은 표 9.5.5의 분류된 형식 중 하나, 또는 이들이 조합된 형태로 설계되며, 탄성받침 B형에 대한 표준 규격은 표 9.5.6과 같다.

표 9.5.5 강재보강 탄성받침 단면형식

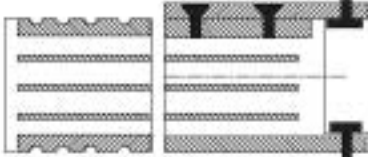
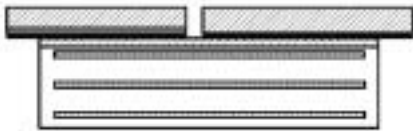
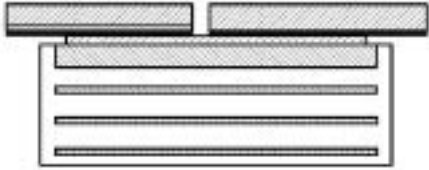
설명	단면형식
A형 받침 : 단 하나의 보강판을 탄성중합체로 완전히 덮은 적층받침	
B형 받침 : 최소 2개 이상의 보강판을 탄성중합체로 완전히 덮은 적층받침	
C형 받침 : 외부 보강판이 있는 적층받침	
D형 받침 : B형+PTFE 탄성중합체와 결합된 형식 ※ PTFE(Polytetrafluoroethylene)	
E형 받침 : 탄성중합체와 강관에 오목한 테가 있는 PTFE 탄성받침에 결합된 외부판이 있는 형식	

표 9.5.6 타입 B형 받침에 대한 표준 규격

치수 a×b 또는 D (mm)	두께 (mm)						층수	
	변형전 받침		탄성중합체 (전체)		탄성중합체 층	보강판	최소	최대
	최소	최대	최소	최대				
100×150	30	41	16	24	8	3	2	3
100×200	30	41	16	24	8	3	2	3
150×200	30	52	16	32	8	3	2	4
φ200	30	52	16	32	8	3	2	4
150×250	30	52	16	32	8	3	2	4
150×300	30	52	16	32	8	3	2	4
φ250	30	52	16	32	8	3	2	4
200×250	41	74	24	48	8	3	3	6
200×300	41	74	24	48	8	3	3	6
200×350	41	74	24	48	8	3	3	6
φ300	41	74	24	48	8	3	3	6
200×400	41	74	24	48	8	3	3	6
250×300	41	85	24	56	8	3	3	7
φ350	41	85	24	56	8	3	3	7
250×400	41	85	24	56	8	3	3	7
300×400	57	105	36	72	12	4	3	6
φ400	57	105	36	72	12	4	3	6
300×500	57	105	36	72	12	4	3	6
φ450	57	105	36	72	12	4	3	6
300×600	57	105	36	72	12	4	3	6
350×450	57	121	36	84	12	4	3	7
φ500	57	121	36	84	12	4	3	7
400×500	73	137	48	96	12	4	4	8
φ550	73	137	48	96	12	4	4	8
400×600	73	137	48	96	12	4	4	8
450×600	73	153	48	108	12	4	4	9
φ600	73	153	48	108	12	4	4	9
500×600	73	169	48	120	12	4	4	10
φ650	73	169	48	120	12	4	4	10
600×600	94	199	64	144	16	5	4	9
φ700	94	199	64	144	16	5	4	9
600×700	94	199	64	144	16	5	4	9
φ750	94	199	64	144	16	5	4	9
700×700	94	220	64	160	16	5	4	10
φ800	94	220	64	160	16	5	4	10
700×800	94	220	64	160	16	5	4	10
φ850	94	220	64	160	16	5	4	10
800×800	110	260	80	200	20	5	4	10
φ900	110	260	80	200	20	5	4	10
900×900	110	285	80	220	20	5	4	11

* 전체 두께는 상하부 덮개 2.5 mm를 제외한 것이다.

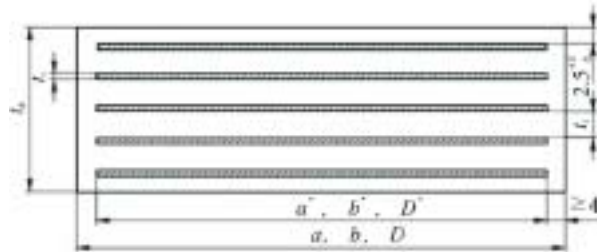


그림 9.5.1 타입 B형 받침에 대한 치수 기호

9.5.3.5 허용압축응력

표준 치수의 탄성 받침에 적용될 수 있는 최소 및 최대 허용압력과 최대 허용회전은 다음과 같다. 표준 치수 이외의 탄성받침에 대해서는 충분한 시험에 의해 결정된 최소 및 최대 허용압력과 최대 허용회전을 사용하여야 한다.

표 9.5.7 사각형 탄성받침의 허용압축응력

최소 압력 (사각형)	전체치수(mm) 나비×길이 (a)×(b)	두께(mm)		최대압력 σ (MPa)	회전각(rad)		
		개별 고무층 (t_i)	보강 강판 (t_s)		α_a	α_b	α_{ab}
3	100×150	8	3	8.0	0.0040	0.0030	0.0050
	100×200	8	3	8.0	0.0040	0.0030	0.0050
	150×200	8	3	10.0	0.0030	0.0025	0.0039
	150×250	8	3	10.0	0.0030	0.0025	0.0039
	200×250	8	3	12.5	0.0030	0.0025	0.0039
	200×300	8	3	12.5	0.0030	0.0030	0.0036
	200×350	8	3	12.5	0.0030	0.0015	0.0034
	200×400	8	3	12.5	0.0030	0.0012	0.0032
	250×300	8	3	12.5	0.0025	0.0015	0.0029
5	250×400	8	3	12.5	0.0025	0.0010	0.0027
	300×400	12	4	15.0	0.0025	0.0012	0.0028
	300×500	12	4	15.0	0.0025	0.0010	0.0027
	300×600	12	4	15.0	0.0025	0.0008	0.0026
	350×450	12	4	15.0	0.0025	0.0015	0.0029
	400×500	12	4	15.0	0.0020	0.0010	0.0022
	400×600	12	4	15.0	0.0020	0.0010	0.0022
	450×600	12	4	15.0	0.0020	0.0010	0.0022
	500×600	12	4	15.0	0.0020	0.0010	0.0022
	600×600	16	5	15.0	0.0020	0.0020	0.0028
	600×700	16	5	15.0	0.0020	0.0015	0.0025
	700×700	16	5	15.0	0.0015	0.0015	0.0021
	700×800	16	5	15.0	0.0015	0.0010	0.0018
	800×800	20	5	15.0	0.0010	0.0010	0.0014
	900×900	20	5	15.0	0.0005	0.0005	0.0007

표 9.5.8 원형 탄성받침의 허용압축응력

최소압력 (원형)	지름 (mm)	두께 (mm)		최대압력 σ (MPa)	회전각(rad)
	D	개별 고무층 (t_i)	보강 강판 (t_s)		α_d
3	200	8	3	10.0	0.0040
	250	8	3	12.5	0.0030
	300	8	3	12.5	0.0025
	350	12	3	12.5	0.0025
5	400	12	4	15.0	0.0020
	450	12	4	15.0	0.0020
	500	12	4	15.0	0.0020
	550	12	4	15.0	0.0015
	600	16	4	15.0	0.0020
	650	16	4	15.0	0.0020
	700	16	5	15.0	0.0015
	750	16	5	15.0	0.0015
	800	16	5	15.0	0.0010
	850	16	5	15.0	0.0010
	900	20	5	15.0	0.0005

9.5.3.6 설계원리

- (1) 받침에서의 보강판은 탄성중합체와의 접촉면에서 상대 이동이 발생하지 않도록 탄성중합체에 화학적으로 부착되어야 한다.
- (2) 표 9.5.6의 표준 치수를 가진 받침을 포함한, 설계하고자 하는 모든 받침은 아래의 설계 요건을 만족하여야 하며, 받침의 상하 두께가 2.5 mm 이하인 경우에는 설계 계산에 포함되지 않는다.

적층탄성받침의 경우 받침의 평면 치수를 변경하지 않고서도 재하된 면적에 균일한 구멍을 뚫으로써 재하 면적을 줄일 수 있다. 표 9.5.6의 타입 B형 받침에 대한 표준 규격에서도 구멍의 전체 평면 면적이 탄성 받침 평면 면적의 5%를 넘지 않고 각 구멍의 지름이 80mm를 초과하지 않으면 탄성 받침은 구멍을 뚫 수 있다. 이 경우 구멍 내부는 측면 덮개를 사용하여 보존되어야 한다.

① 최대설계변형률

받침의 어느 지점에서든, 설계하중에 의한 변형률의 합은 다음 식으로 계산할 수 있다.

$$\epsilon_{t,d} = K_L(\epsilon_{c,d} + \epsilon_{q,d} + \epsilon_{a,d}) \quad (9.5.5)$$

여기서,

- $\epsilon_{c,d}$ = 압축설계하중에 의한 설계변형률(9.5.3.8절 참고)
 $\epsilon_{q,d}$ = 설계이동변위에 의한 설계전단변형률(9.5.3.9절 참고)
 $\epsilon_{\alpha,d}$ = 설계각회전에 의한 설계변형률(9.5.3.10절 참고)
 K_L = 하중종류에 따른 계수로 일반적으로 1.0을 사용하며, 차량 활하중에 의해 계산되는 경우에는 1.5를 사용한다.

이 최대설계변형률은($\epsilon_{t,d}$) 사용한계상태에서(SLS)는 최대값 5를 넘을 수 없으며, 극한한계상태(ULS)에서는 최대값 7을 넘을 수 없다.

② 보강판의 최대 인장응력

보강판은 사용한계상태와 극한한계상태에 해당되는 설계하중에 대하여 9.5.3.11절에 따라 설계하여야 한다.

③ 안정성 기준

받침은 사용한계상태와 극한한계상태에 대하여 9.5.3.12절의 안정성 기준을 만족하여야 한다.

④ 받침의 힘, 모멘트, 변형은 9.5.3.13절에 따라 평가하여야 한다.

9.5.3.7 형상계수

형상계수는 구멍을 포함한 탄성체의 힘의 자유표면적과 탄성체의 유효평면적비로 정의할 수 있다.

적층받침의 경우, 각각의 탄성 중합체 층의 형상계수 S 는 다음의 식으로 표현된다.

$$S = \frac{A_1}{l_p \cdot t_e} \quad (9.5.6)$$

여기서,

- A_1 = 내부강판과 접촉하는 받침의 유효 평면적. 단, 채워지지 않는 구멍의 면적은 제외한다. (mm^2)
 l_p = 탄성받침의 힘이 0인 둘레길이. 단, 채워지지 않는 구멍의 둘레는 포함한다. (mm)
 t_e = 압축상태에서 개별 탄성중합체 층의 유효두께(mm). 적층받침의 경우 내부 층은 실제 두께 t_i 를 사용하고, 3 mm 이상인 외부 층은 $1.4t_i$ 를 사용한다.

t_i = 개별 탄성중합체 층의 두께(mm)

9.5.3.8 압축하중에 의한 설계변형률

압축하중에 의한 설계변형률 $\epsilon_{c,d}$ 은 다음 식과 같으며, 이 때의 G 값은 표 9.5.4의 값 중 하나를 사용할 수 있다.

$$\epsilon_{c,d} = \frac{1.5F_{z,d}}{G \cdot A_r \cdot S} \quad (9.5.7)$$

하중효과로 인해 감소된 유효평면적(A_r)은 다음과 같다.

$$A_r = A_1 \left(1 - \frac{v_{x,d}}{a'} - \frac{v_{y,d}}{b'} \right) \quad (9.5.8)$$

여기서,

- $F_{z,d}$ = 수직설계하중(kN)
- A_r = 하중효과로 인해 감소된 유효 평면적(mm²)
- $v_{x,d}$ = 설계 하중 효과로 인한 받침의 a 방향으로의 최대 수평 상대변위(mm)
- $v_{y,d}$ = 설계 하중 효과로 인한 받침의 b 방향으로의 최대 수평 상대변위(mm)
- a' = 그림 9.5.1에 주어진 a 방향 유효길이(mm)
- b' = 그림 9.5.1에 주어진 b 방향 유효길이(mm)

9.5.3.9 전단변형률

이동 변위로 인한 탄성중합체의 전단변형률 $\epsilon_{q,d}$ 은 다음의 식으로 표현되며 사용한계상태에서는 0.7 보다 커서는 안되며, 극한한계상태에서는 1.0 보다 커서는 안된다.

$$\epsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} \quad (9.5.9)$$

여기서,

- $v_{xy,d}$ = $v_{x,d}$ 와 $v_{y,d}$ 의 벡터합으로 계산되는 받침의 수평상대변위(mm)
- T_q = 상하 덮개를 포함한 탄성중합체의 총 두께(mm)

9.5.3.10 각회전으로 인한 설계변형률

각회전으로 인한 공칭 변형률 $\epsilon_{\alpha,d}$ 은 다음의 식으로 계산된다.

$$\epsilon_{\alpha,d} = \frac{(a'^2 \cdot \alpha_{a,d} + b'^2 \cdot \alpha_{b,d}) t_i'}{2 \sum (t_i^3)} \quad (9.5.10)$$

여기서,

- $\alpha_{a,d}$ = 탄성받침의 나비 a를 가로 지르는 회전각(rad)
- $\alpha_{b,d}$ = 탄성받침의 길이 b를 가로 지르는 회전각(rad)
- t_i = 탄성중합체 각 층의 두께(mm)
- t_i' = 탄성중합체 각 층의 가장 작은 두께(mm)

9.5.3.11 보강판 규정

하중에 의한 인장응력에 견딜 수 있는 적층탄성받침의 보강판 최소두께는 다음을 따른다.

$$t_s = \frac{1.3 F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h}{A_r \cdot f_y} \quad \text{그리고 } t_s \geq 2 \text{ mm} \quad (9.5.11)$$

여기서,

- $F_{z,d}$ = 은 수직설계하중(kN)
- A_r = 하중효과로 인해 감소된 유효 평면적(mm²)
- t_1, t_2 = 내부보강판 양면에서의 탄성중합체의 두께(mm)
- f_y = 보강판의 항복 응력(MPa)
- K_h = 보강판에 발생하는 인장응력을 고려한 계수
 - 구멍이 없는 경우 : $K_h = 1$
 - 구멍이 있는 경우 : $K_h = 2$

9.5.3.12 안정성

(1) 회전 안정성

적층받침의 경우 회전 안정성은 총 수직변형 $\sum v_{z,d}$ (9.5.3.13절 참고)이 다음 조건을 만족하여야 한다.

– 직사각형 받침

$$\sum v_{z,d} - \frac{(a' \cdot \alpha_{a,d} + b' \cdot \alpha_{b,d})}{3} \geq 0 \quad (9.5.12)$$

– 원형 받침

$$\sum v_{z,d} - \frac{D' \cdot \alpha_d}{3} \geq 0 \quad (9.5.13)$$

여기서,

D' = 받침의 유효직경(mm)

$\sum v_{z,d}$ = 총 수직변형(mm)

(2) 버클링 안정성

적층받침의 경우 압력($\frac{F_{z,d}}{A_r}$)이 다음의 조건을 만족시켜야 한다.

– 직사각형 받침

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S_1}{3 T_e} \quad (9.5.14)$$

– 원형받침

식 (9.5.14)에서 a' 는 직경(D')으로 취급할 수 있다.

여기서,

S_1 = 가장 작은 두께를 가진 탄성중합체 층에서의 형상계수

(3) 미끄럼 안정성

고정되지 않은 받침의 경우, 다음의 조건을 만족시켜야 한다.

$$F_{xy,d} \leq \mu_e \cdot F_{z,d \min}$$

그리고 고정하중 상태에서 최소압력

$$\sigma_{cd \min} = \frac{F_{z,d \min}}{A_r} \geq 3 \text{ (MPa)} \quad (9.5.15)$$

여기서,

$F_{xy,d}$ = 모든 수평력의 합(N)

$F_{z,d \min}$ = $F_{xy,d}$ 가 적용될 때 최소 수직설계하중(N)

μ_e = 마찰계수

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5K_f}{\sigma_m} \quad (9.5.16)$$

K_f 는 콘크리트 표면은 0.6, 기타 표면은 0.2를 사용하며, σ_m 는 $F_{z,dmin}$ 로 인한 압축응력의 평균(MPa)이다.

9.5.3.13 구조물에 가해지는 힘, 모멘트, 변형

탄성받침으로 인해 구조물로 전달되는 힘, 모멘트, 변형에 대한 구조물의 안전성을 검토해야 한다.

(1) 접촉 표면에서의 압력

탄성받침은 구조물과의 접촉 표면에서 불균등 압력이 가해지지 않고, 평균압력이 지지 재료의 강도를 초과하지 않도록 하는 것이 중요하다.

(2) 이동변위에 의해 구조물에 가해지는 힘

이동변위에 의해 구조물에 가해지는 힘(R_{xy})은 다음 식으로 검토하여야 한다.

$$R_{xy,d} = \frac{A \cdot G \cdot v_{xy,d}}{T_e} \quad (9.5.17)$$

여기서,

$R_{xy,d}$ = 이동변위에 저항하는 힘의 합력(N)

A = 받침의 총 평면적(mm²)

G = 받침의 전단계수(MPa)

T_e = 전단에 유효한 받침 탄성중합체의 총 두께(mm)

(3) 회전저항에 의한 복원모멘트

탄성받침 중심에서 길이방향(b)에 평행한 회전에 의한 복원 모멘트는 다음과 같이 구할 수 있다.

– 직사각형 받침

$$M_d = G \cdot \frac{\alpha \cdot a'^5 \cdot b'}{n \cdot t_i^3 \cdot K_s} \quad (9.5.18)$$

– 원형 받침

$$M_d = G \cdot \frac{\alpha \cdot \pi \cdot D'^6}{512 \cdot n \cdot t_i^3} \quad (9.5.19)$$

K_s 인자의 결정은 다음 표 9.5.9를 따른다.

표 9.5.9 복원 모멘트 계수

b/a	0.5	0.75	1	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5
K_s	137	100	86.2	80.4	79.3	78.4	76.7	75.3
b/a	1.6	1.7	1.8	1.9	2	2.5	10	∞
K_s	74.1	73.1	72.2	71.5	70.8	68.3	61.9	60

(4) 수직처짐

적층받침에서 총 수직처짐(v_c)은 각각의 층에서의 수직처짐의 합이며, 다음 식으로 표현된다.

$$v_c = \sum \frac{F_{z,d} \cdot t_i}{A_1} \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) \quad (9.5.20)$$

여기서,

E_b = 탄성중합체의 체적탄성계수(bulk modulus, MPa)

탄성받침의 수직처짐은 9.5.3.12절에서의 안정성 평가를 위한 경우에는 위의 식을 따르며, 정밀한 값이 요구되는 경우에는 받침의 샘플을 조사하여 확인해 보아야 한다.

9.5.3.14 내진규정

- (1) 강재보강 탄성받침이 지진 발생 후에도 받침으로서의 성능을 발휘하기 위해서는 표 9.5.5의 C형 받침 형식과 같이 고무패드와 강판이 일체형으로 제작되어야 한다.
- (2) 강재보강 탄성받침을 지진격리받침과 함께 혼용하여 지진격리설계를 하는 경우에는 강재보강 탄성받침의 이동변위에 의한 최대전단변형률이 150%를 만족하여야 한다.

9.5.3.15 기타

- (1) 탄성받침 제작 시 단일 고무층 내에 여러 장의 고무를 겹쳐서 가황하는 것을 금한다.

9.5.4 포트받침

9.5.4.1 설계일반

- (1) 포트받침은 극한한계상태, 사용한계상태, 피로한계상태에 대하여 안전성을 검토하여 설계되어야 한다.
- (2) 포트 받침이 수평방향으로의 변위를 수용할 필요가 있을 때에는 9.5.6 미끄럼 요소와 결합될 수 있다.

9.5.4.2 재료

포트받침의 제작에 사용되는 재료들은 화학적, 물리적, 기계적 성질이 충분히 안정적이어야 하며, 아래의 요구조건들을 만족하여야 한다.

- (1) 고무 패드에 사용되는 탄성중합체는 천연고무 또는 인공합성고무이며, KS M ISO 6446 규정을 따른다.
- (2) 강재는 다음에 규정된 제품 규격 이상으로서, 설계하중을 고려하여 충분한 안전도가 확보되도록 선택해야 한다(KS D 3501, KS D 3503, KS D 3506, KS D 3512, KS D 3515, KS D 3698, KS D 3705, KS D 4101, KS D 4102, KS D 4302). 포트와 피스톤의 제작에 사용되는 철강 재료에 대한 기준과 검증은 저항성, 내구성, 용접성에 대한 요구조건을 만족해야 하며, 가능한 경우 명시되어 있는 작동 온도에 대한 요구조건을 만족하여야 한다.
- (3) 탄성패드와 포트의 벽과 피스톤 사이로 돌출하는 것을 방지하기 위하여 고무판 둘레에 적절한 봉합 장치를 사용하여야 한다.
- (4) 윤활제는 탄성중합체와 포트받침의 다른 구성요소에 유해한 영향을 끼쳐서는 안되며, 탄성중합체를 과도하게 팽창시켜서는 안 된다.

9.5.4.3 회전수용능력

(1) 회전한계

극한한계상태에서 포트받침에 발생하는 최대 회전각(α_{dmax})은 0.03rad를 초과할 수 없으며, 활하중에 의한 회전각 변동범위($\Delta\alpha_{d2}$)는 0.005rad를 초과하지 못한다.

- (2) 포트받침 및 포트받침과 접하는 구조물들은 탄성패드에 발생하는 최대 구속모멘트(M_{emax})와 피스톤과 포트벽의 마찰에 의한 모멘트($M_{\mu max}$)를 고려하여 설계하여야 한다. 이 때 피스톤과 포트벽과의 최대 마찰계수는 0.2를 사용한다.

(3) 기하학적 조건

포트받침은 하중이 가해진 상태에서 다음을 만족해야 한다.

- 피스톤과 탄성중합체의 접촉면 끝단은 포트 내부에 있어야 한다(그림 9.5.2에서 점 1).
- 포트벽 상부는 금속재료의 포트받침 구성요소와 접촉하지 않아야 한다(그림 9.5.2에서 점 2)

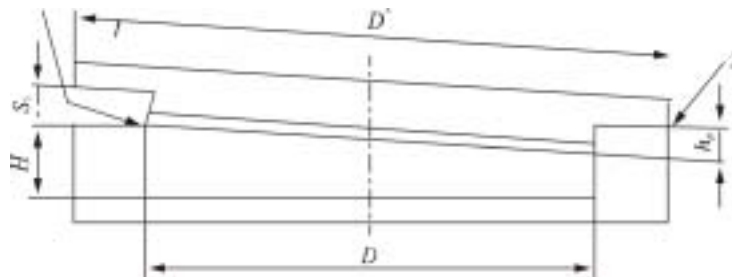


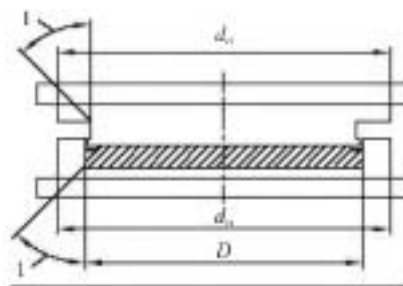
그림 9.5.2 받침의 회전 성능

9.5.4.4 수직처짐

받침의 압축강성이 인접한 구조물의 설계에 영향을 미치는 경우, 받침의 압축강성은 시험을 통해 결정된다.

9.5.4.5 하중분산

하중 분산각은 45° 를 사용한다. 만약 인접한 구성요소, 재료, 구조부재의 특징을 고려하여 더 큰 하중 분산각을 얻는 경우에는 이를 사용한다. 하지만 어떠한 경우에도 하중 분산각은 60° 를 초과하지 못한다.



1 하중분산각

그림 9.5.3 구성요소에 의한 하중분산

9.5.4.6 탄성패드 설계

(1) 탄성패드의 최소두께는 다음과 같다.

$$t_{\min} = 3.33 \times \alpha_{dmax} \times d \quad (9.5.21)$$

다만, 탄성패드의 최소두께는 $\frac{d}{15}$ 보다 작지 않아야 한다.

여기서,

α_{dmax} = 설계최대 회전각(rad)

d = 탄성패드의 직경(mm)

(2) 탄성패드의 축력 N_{Sd} 은 극한한계상태에서 다음 조건을 만족해야 한다.

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

N_{Rd} 는 탄성패드의 설계강도로 다음과 같다.

$$N_{Rd} = \frac{1}{1.3} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 \times f_{e,k} \quad (9.5.22)$$

여기서,

$f_{e,k}$ = 탄성중합체의 허용압축응력(60MPa)

9.5.4.7 포트 설계

포트가 탄성중합체의 수평 압력과 외부 수평력을 수용하도록, 포트의 응력은 어느 지점에서든 극한한계상태에서 항복 강도를 초과하지 않아야 한다.

9.5.4.8 봉합링 설계

봉합링은 탄성패드가 피스톤과 포트의 벽 사이로 돌출되어 나오는 것을 방지하지 위하여 황동 등의 적절한 봉합 장치로 고무판의 원둘레를 봉합시켜야 한다. 봉합링은 탄성패드 윗면 모서리의 움푹 들어간 곳에 들어맞도록 제작되어야 한다.

9.5.4.9 피스톤과 포트 접촉부 검토

(1) 피스톤의 접촉면은 평면 또는 곡면으로 설계한다. 접촉면이 평면인 경우 접촉면의 폭(w)는 15 mm보다 작아야 한다(그림 9.5.4). 접촉면이 곡면인 경우 접촉면의 반경 R (그림 9.5.5)은 $0.5 \times D$ 또는 100 mm의 큰 값보다 커야 한다.

(2) 접촉면은 극한한계상태에서 아래 조건을 만족하도록 설계한다.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

V_{Sd} 는 수평방향 하중(N)이며, 포트의 설계강도(V_{Rd})는 접촉면 종류에 따라 식(9.5.23) 또는 식(9.5.24)를 사용하여 구한다.

- 평면 접촉면

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times D \times w}{1.95} \quad (9.5.23)$$

여기서,

- D = 포트의 내부 직경(mm)
- f_y = 재료의 항복 강도(MPa)
- w = 피스톤 면의 폭(mm)

- 곡면 접촉면

$$V_{Rd} = \frac{8.8 \times f_y^2 \times R \times D}{E_d} \quad (9.5.24)$$

여기서,

- R = 접촉면의 반경(mm)
- f_y = 재료의 항복 강도(MPa)
- E_d = 포트의 탄성계수(MPa)
- D = 그림 9.5.5 참고(mm)



1 파손 모서리
그림 9.5.4 직선 접촉면



그림 9.5.5 곡선 접촉면

9.5.5 곡면의 미끄럼 면을 가진 받침

9.5.5.1 설계일반

- (1) 원통형 및 스페리컬 받침은 사용한계상태 및 피로한계상태에 대하여 안전성을 검토하여 설계되어야 한다.
- (2) 원통형 및 스페리컬 받침은 상하부 구조 간에 지정된 하중을 전달할 수 있도록 내하력과 회전 성능을 만족할 수 있도록 설계되어야 한다.
- (3) 미끄럼요소의 설계는 9.5.6절을 참고한다.

9.5.5.2 설계요건

- (1) 지지판은 다음의 치수 제한을 따른다.

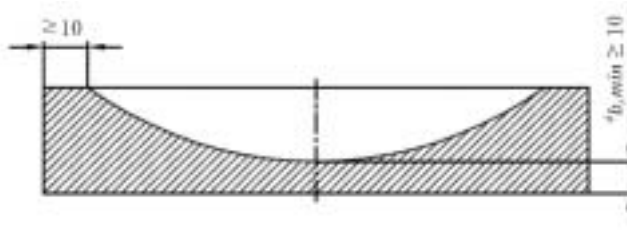
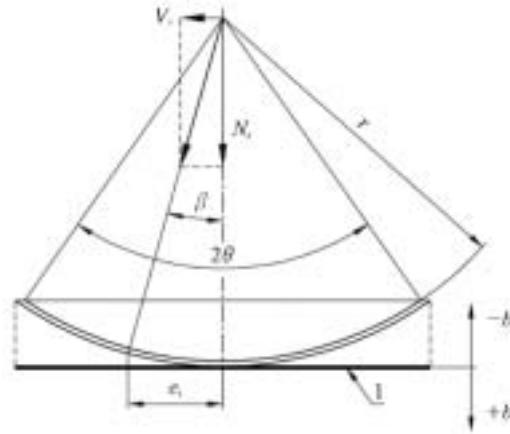


그림 9.5.6 오목한 면을 가진 지지판의 치수 제한

- (2) 가동 원통형받침을 강재 구속링으로 고정하는 경우에는 9.5.4절에 제시된 포트받침의 포트와 피스톤의 설계 및 검토 규정을 따라야 한다.

9.5.5.3 슬라이딩 곡면의 설계검토

- (1) 슬라이딩 곡면에 대한 설계 검토를 위해서는 다음 그림에서와 같이 슬라이딩 곡면을 평면투영으로 대체한다.



범례 1) 투영면적

그림 9.5.7 슬라이딩 곡면의 검토개요 (예시)

축력 N_s 의 총편심 e_t 는 다음 사항들을 고려하여 결정한다.

- 마찰력으로 발생하는 슬라이딩 곡면에서의 내력 및 모멘트
- 외부에서 가해지는 수평력
- 받침의 회전상태
- 구속의 작용에 의한 2차 효과

(2) 슬라이딩면에서는 사용한계상태에서 접촉이 유지되어야 한다.

(3) 압축응력 검증

극한한계상태에서 식(9.5.25)을 만족해야 한다.

$$N_{Sd} \leq \frac{f_k}{1.4} \times A_r \quad (9.5.25)$$

여기서,

N_{Sd} = 극한한계상태에서의 설계축력(N)

f_k = PTFE 시트 설계압축강도의 특성(표 9.5.14 참조)(MPa)

A_r = 슬라이딩곡면의 유효접촉면적(mm²)

9.5.6 받침 마찰요소의 설계

9.5.6.1 설계일반

마찰요소는 사용한계상태 및 피로한계상태를 기초로 소정의 안전수준을 만족해야 한다.

9.5.6.2 마찰요소의 조합

마찰요소는 표 9.5.10의 재료들로 조합할 수 있으며, 한 종류의 조합만 허용된다. 미끄럼면은 윤활 처리 해야한다.

표 9.5.10 마찰요소로 사용할 수 있는 가능한 재료 조합

평면		곡면		유도장치	
딴플 PTFE	스테인리스강	딴플 PTFE	스테인리스강	딴플 없는 PTFE	스테인리스강
			경질크롬		
			알루미늄		

9.5.6.3 변형 수용 능력

- (1) 스테인리스강은 상부구조의 온도변화, 처짐, 콘크리트의 크리프 및 건조수축, 프리스트레스에 의한 부재의 탄성변형 등으로 인한 최대 이동을 충분히 수용할 수 있어야 한다.
- (2) 마찰요소가 설계에서 요구하는 변형 수용능력을 유지하기 위하여 그림 9.5.8과 같이 딴플의 방향성을 고려하여 PTFE를 설치해야 한다.

9.5.6.4 마찰계수

- (1) 마찰요소가 적용된 받침 및 구조물의 검증시 마찰계수는 다음을 따른다.

표 9.5.11 마찰계수 μ_{max}

접촉응력 σ_p (MPa)	≤ 5	10	20	≥ 30
PTFE 딴플 / 스테인리스강 또는 경질 크롬판	0.08	0.06	0.04	0.03 (0.025)*
PTFE 딴플 / 알루미늄 합금	0.12	0.09	0.06	0.045 (0.038)*

* 곡면 슬라이딩 면인 경우

위 마찰계수는 딤플이 있고 윤활 처리된 PTFE에만 해당되며, 지진지역과 같이 높은 동적 거동을 나타내는 지역에는 적용할 수 없다. 마찰효과는 외부에 가해진 수평하중을 지지하는데 사용할 수 없다.

- (2) PTFE와 스테인리스강의 마찰재료로 조합된 유도장치의 경우, 마찰계수는 접촉압력에 무관하게 다음 값을 사용한다.

$$\text{PTFE} : \mu_{\max} = 0.08$$

9.5.6.5 재료

(1) PTFE

- ① PTFE의 원재료는 재생되거나 충전재 없이 순수 자유 소결된(free sintered) 폴리테트라플루오로에틸렌이다. PTFE의 기계적, 물리적 특성은 표 9.5.12에 주어진 요건을 만족해야 한다. 순PTFE가 아닌 PTFE를 사용하고자 하는 경우에는 적절한 성능평가 시험을 만족하는 것을 사용하도록 한다.

표 9.5.12 PTFE의 기계적, 물리적 특성

특성	시험기준	요건
밀도	KS M ISO 1183(전영역)	$\rho_p = 2140 \sim 2200 \text{ [kg/m}^3\text{]}$
인장강도	KS M ISO 527-1 KS M ISO 527-3	$f_{ptk} = 29 \sim 40 \text{ [MPa]}$
파단 신장률	KS M ISO 527-1 KS M ISO 527-3	$\delta_p \geq 300 \text{ [%]}$
구 경도	KS M ISO 2039-1	$H132/60 = 23 \sim 33 \text{ [MPa]}$

- ② 딤플의 형상과 패턴은 그림 9.5.8을 따른다.

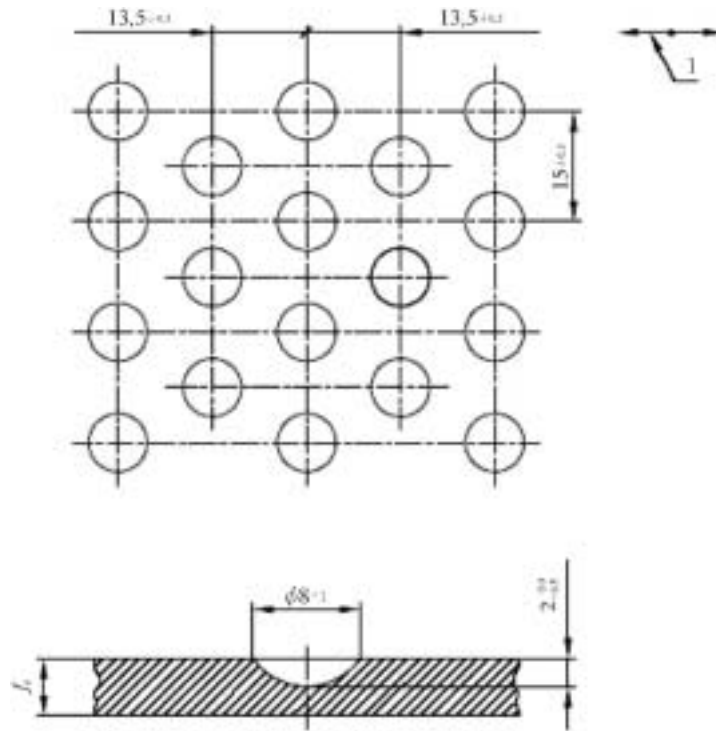


그림 9.5.8 뎀플의 형상과 패턴

(2) 스테인리스 강

- ① 스테인리스강은 KS D ISO 16143-1의 1.4401 +2B 또는 1.4404 +2B를 사용한다. 표면 처리 후 거칠기(R_{y5i})는 KS B ISO 4287에 따라 $1\mu m$ 를 초과할 수 없으며, 경도는 EN ISO 6507-2에 따라 150 HV1~220 HV1 범위 내여야 한다.

(3) 경질크롬 도금

- ① 경질 크롬으로 도금된 미끄럼면의 기질은 KS B 6952의 S355 J2G3인 철판이거나, KS D ISO 9328-4 또는 KS D ISO 9328-6의 동등하거나 더 높은 등급을 가진 미립자 철판이다.
- ② 표면은 균열, 공극이 없어야 하며, 미끄럼면의 기질 표면은 표면공극, 크리프, 건조수축이 발생하지 않아야 한다.
- ③ 도금된 면의 최종 표면 거칠기 R_{y5i} 는 KS B ISO 4287에 따라 $3\mu m$ 를 초과할 수 없다.
- ④ 최소두께는 $100\mu m$ 이상이어야 한다.

(4) 강재

- ① 받침판은 KS B 6952에 따른 강판, KS D 4302에 따른 주철, KS D 4101에 따른 탄소강 주강, KS D 4103에 따른 스테인리스 강재를 사용한다.

(5) 알루미늄 합금

- ① 알루미늄 합금은 원통형이나 스페리컬 받침에서 볼록한 곡면판에만 사용할 수 있다. 합금은 KS D ISO 3522의 조건을 만족하는 AI-Mg6M 또는 AI-Si7MgTF를 사용한다.
- ② 곡면은 기계가공이 끝난 뒤에 산화피막처리 한다. 코팅의 최소 평균두께는 $15\mu\text{m}$, 최소 국부두께는 $14\mu\text{m}$ 이다.
- ③ 미끄럼면은 산화피막처리 후 표면 거칠기 R_{y5i} 가 KS B ISO 4287에 따라 $3\mu\text{m}$ 를 초과할 수 없다. 표면은 균열, 공극이 없어야 한다.

(6) 윤활제

- ① 윤활제의 목적은 PTFE의 마찰 저항과 마모되는 것을 줄이는 것이다. 윤활제는 규정된 온도 범위 내에서 윤활제의 속성을 유지해야 하며, 미끄럼 면에서 다른 재료를 수지화하거나 침범해서는 안 된다. 윤활제의 특성은 표 9.5.13과 같다.

표 9.5.13 윤활제의 물리적·화학적 특성

특성	시험기준	요건	
침입도	KS M ISO 2137	26.5 ~ 29.5	mm
적점	KS M ISO 2176	≥ 180	℃
오일분리(100℃에서 24시간 후)	—	≤ 3	% (mass)

특성	시험기준	요건	
내산화성 압력강화 (160℃에서 100시간 후)	—	≤ 0.1	MPa
지방산 유지의 유동점	KS M 2016	below -60	℃

(7) 접착제

- ① 접착제의 주요 기능은 스테인리스강을 상대 이동을 발생시키지 않고 전단을 전달시키는 방식으로 지지판에 결합시키는 것이다. 접착제는 무용제(solvent free)이어야 한다.
- ② 단기시험은 5개의 표본을 대상으로 하며, 노화작용 없이 시험할 때 각 시편의 고정에 대한 겹침전단강도는 25 MPa 이상이어야 한다.

- ③ 장기시험은 5개의 표본 각각에 대하여 실시한다. 노화가 가속화된 후 시험할 때, 5개 시험
2세트에 대한 고정 평균겹침전단강도는 25 MPa 이상이어야 한다.

9.5.6.6 미끄럼요소 설계

PTFE는 그림과 같이 지지판의 움푹 패인 곳에 위치시킨다.

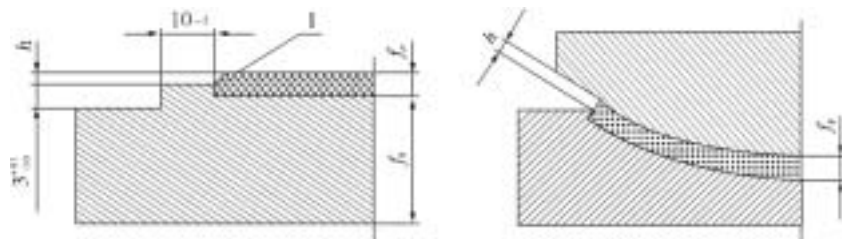


그림 9.5.9 PTFE 위치 상세

고정하중에 의해 압축응력이 5 MPa를 초과한다면 윤활제를 유지할 수 있도록 뒨플이 그림
9.5.10와 같이 일정한 패턴을 갖도록 하며, 뒨플의 패턴은 주 미끄럼 방향으로 정렬되어야 한다.

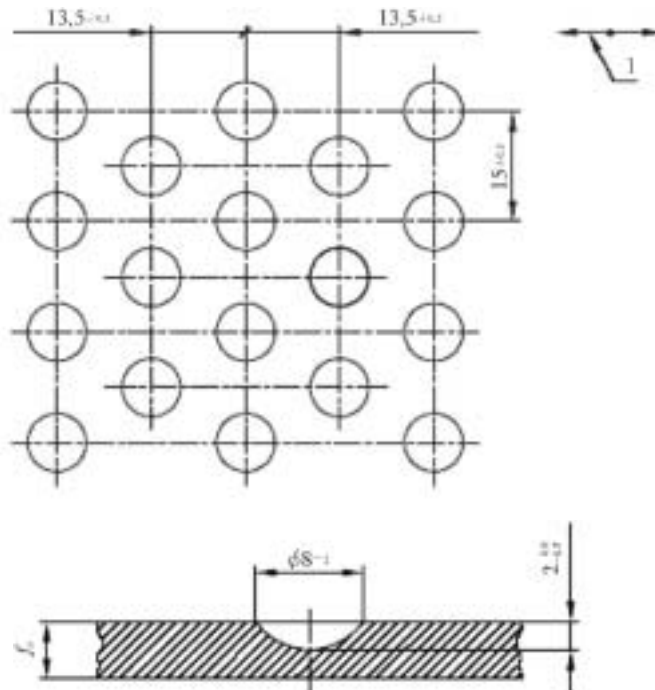


그림 9.5.10 뒨플의 형상과 패턴

(1) 미끄럼요소에 대한 압축강도

설계 압축강도는 표 9.5.14와 같으며, 이는 받침온도가 30℃일 때 까지 유효하다. 30℃를 초과하는 경우 48℃까지 PTFE의 크리프 효과 저감을 위해 이 설계압축강도를 1℃당 2%씩 감소시킨다.

표 9.5.14 미끄럼요소에 대한 압축강도 특성

재료	하중	f_k (MPa)
받침 표면을 위한 PTFE	고정하중 및 활하중	90
유도장치를 위한 PTFE	활하중	90
	온도, 건조수축, 크리프	30
	고정하중	10

(2) PTFE 최소두께

PTFE의 두께 t_p 와 돌출높이 h 는 하중을 가하지 않은 상태에서 다음을 만족시켜야 한다.

$$h = 1.75 + \frac{L}{1200} \geq 2.2\text{mm} \quad (9.5.26)$$

$$2.2h \leq t_p \leq 8.0\text{mm} \quad (9.5.27)$$

여기서,

L = PTFE의 직경(mm)

(3) 유도궤도

유도궤도는 활하중과 고정하중에 의한 수평력 V_d 에 저항하기 위하여 사용될 수 있다. 미끄럼 요소는 키(key)와 키 홈(key way)에 고정되어야 하며, 미끄럼요소간의 틈 c 는 다음의 조건을 만족시켜야 한다.

$$c \leq 1.0\text{mm} + \frac{L}{1000}\text{mm} \quad (9.5.28)$$

(4) 형상 규정

① 평면 PTFE

형상은 원형 또는 직사각형으로 한다. 이 때 동일한 모양을 갖는 단면으로 최대 4개까지 분할하여 구성할 수 있다.

PTFE를 분할된 단면으로 구성하는 경우에는 가장 짧은 변의 치수가 50 mm 이상이 되도록 하며, 개별 PTFE간의 거리는 지지판 두께와 접합면 두께 중 작은값의 2배보다 클 수 없다.

② 곡면 PTFE

미끄럼면이 원통일 때 사용되는 곡면 PTFE의 형상은 직사각형으로 한다. 이 때 2개의 동일한 모양을 갖는 분할된 단면을 사용할 수 있다.

미끄럼면이 구형일 때 사용되는 곡면 PTFE의 형상은 원형으로 한다. 곡면 PTFE는 원판과 고리 형상으로 분할하여 구성할 수도 있다. 이때 원판의 직경은 1000mm 이상, 고리의 두께는 50mm 이상으로 한다. 고리는 같은 크기를 갖도록 분할할 수 있다. 고리는 원판으로부터 10mm 이하로 떨어져 있어야 한다.

③ 유도장치

유도장치에 사용되는 PTFE는 최소 두께가 5.5 mm이며, 하중이 제거된 상태에서 돌출높이는 $2.3 \text{ mm} \pm 0.2 \text{ mm}$ 이다.

9.5.6.7 스테인리스강 설계

- (1) 스테인리스강은 극한한계상태에서 PTFE의 최대 이동 변위를 수용할 수 있도록 설계하여야 한다.
- (2) 스테인리스강의 최소 두께는 표 9.5.15를 따른다.

표 9.5.15 스테인리스강의 부착 방법 및 두께

평면 형식	부착방법	두께 (mm)
평면	평면 완전 부착	1.5
	연속적인 필렛 용접	≥ 1.5
	카운터펀치 나사	≥ 1.5
	나사가공, 리베팅	≥ 2.5
원통형	평면 완전 부착	≥ 2.5
	연속적인 필렛 용접	≥ 2.5
구형	평면 완전 부착	1.5
	직선 단부들에 대한 연속적인 필렛 용접	≥ 1.5

9.5.6.8 지지판(backing plate) 설계

스테인리스강은 평면 또는 곡면의 금속 판으로 지지되어야 한다. 지지판 설계 시에는 다음의 사항들을 고려한다.

- 변형, 수평하중으로 인한 내력과 모멘트를 함께 고려해야 할 경우 극한한계상태에 대한 검증
- 단면 감소
- 변형
- 이동과 설치를 위해 요구되는 강성

(1) 받침판 변형

지지판의 전체 변형($\Delta w_1 + \Delta w_2$)은 식(9.5.29)을 만족시켜야 하며, 이 때 발생하는 응력은 탄성한계를 넘지 않아야 한다.

$$\Delta w_1 + \Delta w_2 \leq h(0.45 - 2\sqrt{h/L}) \quad (9.5.29)$$

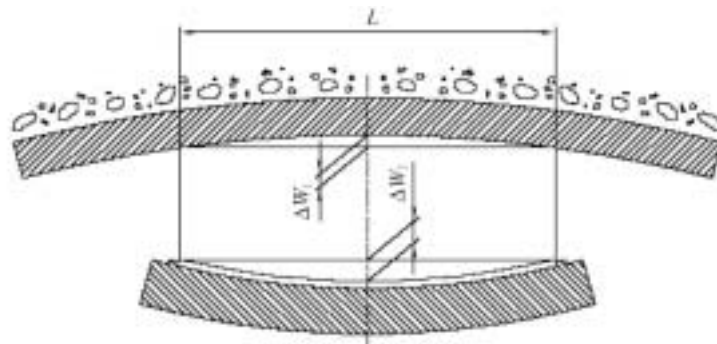


그림 9.5.11 지지판의 변형

(2) 받침판 두께

이동 및 설치시 강성 확보를 위하여 지지판의 두께는 식(9.5.30)을 만족하여야 한다.

$$\max(t_b \geq 0.04 \times \sqrt{a_b^2 + b_b^2}, 10 \text{ mm}) \quad (9.5.30)$$

여기서,

a_b = 지지판의 단변(mm)

b_b = 지지판의 장변(mm)

9.5.6.9 설계검증

미끄럼면의 분리현상은 윤활제의 손실 및 오염에 인한 마모, PTFE의 구속력 부족으로 인한 변형증가 현상을 발생시킬 수 있으며, 초과 압력은 미끄럼 성능에 손실로 구조적 파괴 또는 그와 가까운 상태로 만들 수 있으므로 미끄럼면에 대한 설계 검토가 필요하다.

(1) 미끄럼면에 대한 설계 검증

미끄럼면은 유도장치를 제외하고 극한한계상태에서 압축응력 $\sigma_p \geq 0$ 조건을 만족하여야 한다. 이 경우 미끄럼요소는 선형 탄성체로 가정하고, 지지판은 강체로 가정한다.

(2) 압축응력 검토

미끄럼요소에 대한 조합이 표 9.5.10과 같은 경우 극한한계상태에서 아래 조건을 만족시켜야 한다.

$$N_{sd} \leq \frac{f_k}{1.4} \times A_r \quad (9.5.31)$$

여기서,

- N_{sd} = 극한한계상태에서의 작용 축력(N)
- f_k = 압축강도(표 9.5.14)(MPa)
- A_r = 미끄럼면의 유효 접촉면적(mm²)

PTFE의 직경(a)이 100 mm 이상인 경우, 접촉면적 A , A_r 은 덩플 면적을 포함한 총 면적을 사용한다. PTFE의 직경(a)이 100 mm 미만인 경우, 덩플 면적만큼 감소시켜 사용한다.

곡면의 경우는 9.5.5절 따른다.

9.5.6.10 마찰계수

미끄럼요소와 가이드는 평면이나 곡면 미끄럼면에서 최소한의 마찰로 이동할 수 있도록 한다. 미끄럼요소와 가이드의 성능은 규정된 재료로 조합된 표준화된 시편이 규정된 시험법에 따라 시험하였을 때 마찰계수가 성능평가시험에서 요구되는 마찰계수의 값을 초과하지 않을 때 적합하다고 간주된다.

(1) 단기마찰계수

단기마찰계수는 표 9.5.16에서 주어진 값을 초과해서는 안 된다.

표 9.5.16 평면 또는 곡면인 PTFE 시트의 단기마찰시험에 대한 최대마찰계수
(접촉면 : 경질크롬판, 스테인리스강, 알루미늄합금)

시험	온도	경질 크롬판, 스테인리스강				알루미늄 합금			
		$\mu_{s,1}$	$\mu_{dyn,1}$	$\mu_{s,T}$	$\mu_{dyn,T}$	$\mu_{s,1}$	$\mu_{dyn,1}$	$\mu_{s,T}$	$\mu_{dyn,T}$
C	+21℃	0.012	0.005	—	—	0.018	0.008	—	—
D	-35℃	0.035	0.02	—	—	0.053	0.038	—	—
E	0℃	0.018	0.012	—	—	0.027	0.018	—	—
E	-35℃	—	—	0.018	0.012			0.027	0.018

$\mu_{s,1}$: 첫 번째 사이클에서 정적 마찰계수

$\mu_{dyn,1}$: 첫 번째 사이클에서 동적마찰계수

$\mu_{s,T}$: 이후 사이클에 대한 정적 마찰계수

$\mu_{dyn,T}$: 이후 사이클에서 동적 마찰계수

(2) 장기마찰계수

미끄럼요소를 조합한 경우의 장기마찰계수는 표 9.5.17, 표 9.5.18에서 주어진 값을 초과해서
는 안 된다.

표 9.5.17 평면 PTFE 시트의 장기마찰시험에 대한 최대마찰계수
(접촉면 : 스테인리스강)

온도	전체 슬라이딩 거리			
	5132m		10242m	
	$\mu_{s,T}$	$\mu_{dyn,T}$	$\mu_{s,T}$	$\mu_{dyn,T}$
-35℃	0.030	0.025	0.050	0.040
-20℃	0.025	0.020	0.040	0.030
0℃	0.020	0.015	0.025	0.020
+21℃	0.015	0.010	0.020	0.015

$\mu_{s,T}$ 와 $\mu_{dyn,T}$ 는 해당 온도에서의 정적 및 동적 마찰계수이다.

표 9.5.18 곡면 PTFE 시트의 장기마찰시험에 대한 최대마찰계수
(접촉면 : 경질크롬판, 스테인리스강, 알루미늄 합금)

온도	전체 슬라이딩 거리 2066 m			
	스테인리스강, 경질 크롬판		알루미늄 합금	
	$\mu_{s,T}$	$\mu_{dyn,T}$	$\mu_{s,T}$	$\mu_{dyn,T}$
-35℃	0.030	0.025	0.045	0.038
-20℃	0.025	0.020	0.038	0.030
0℃	0.020	0.015	0.030	0.022
+21℃	0.015	0.010	0.022	0.015

9.5.7 연결 이음부 설계

9.5.7.1 상부구조 및 하부구조와의 앵커부 설계

상하부구조와의 연결을 위한 앵커 볼트를 설계할 때에는 수평력과 수직력 뿐만 아니라 이들로 인해 발생하는 모멘트도 고려하여 사용한계상태를 만족하여야 한다.

앵커볼트의 허용응력은 표 9.5.19과 같다.

표 9.5.19 앵커볼트의 허용응력(MPa)

	SS400	SM35C	SM45C
앵커볼트	60	80	80

9.5.7.2 볼트 이음부 설계

- (1) 볼트 이음은 마찰이음으로 하며 볼트 허용력은 표 9.5.20와 같다.
- (2) 마찰이음에 쓰이는 볼트, 너트 및 와서는 KS B 1010에 규정된 제 1종 및 제 2종의 M20, M22 및 M24를 사용하는 것을 표준으로 한다.

표 9.5.20 마찰이음용 고장력볼트의 허용력(kN) (1볼트 1마찰면마다)

나사호칭 \ 볼트의 등급	F8T	F10T	S10T
M20	31	39	39
M22	39	48	48
M24	45	56	56

- (3) 볼트의 길이는 부재를 충분히 체결할 수 있도록 선택하여야 한다.
- (4) 고장력 볼트 설계는 다음에 의한다.
 - ① 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 볼트는 식 (9.5.32)을 만족하여야 한다.

$$\rho = \frac{P}{n} \leq \rho_a \quad (9.5.32)$$

여기서,

ρ = 볼트 1개에 작용하는 힘(kN)

ρ_a = 볼트 1개의 허용력(kN)

P = 축방향력(kN)

n = 볼트의 개수

② 휨모멘트가 작용하는 판을 연결하는 경우의 볼트는 식 (9.5.33)을 만족하여야 한다.

$$\rho = \frac{M}{\sum y_i^2} y_i \leq \frac{y_i}{y_n} \rho_a \quad (9.5.33)$$

여기서,

ρ = 볼트 1개에 작용하는 힘(kN)

ρ_a = 볼트 1개의 허용력(kN)

M = 휨모멘트(kN-mm)

y_i = 볼트로부터 중심축까지의 거리(mm)

$\sum$ = 접합선의 한쪽 편에 있는 볼트군의 집합

y_n = 가장자리의 볼트의 중심축으로부터의 거리. 다만 연결부의 플랜지를 볼트로 연결한 경우에는 중심축으로부터 플랜지의 압축면 또는 인장면까지의 거리(mm)

③ 축방향력, 휨모멘트 및 전단력이 함께 작용하는 판을 연결할 경우의 볼트는 식 (9.5.34)을 만족하여야 한다.

$$\sqrt{(\rho_p + \rho_m)^2 + \rho_s^2} \leq \rho_a \quad (9.5.34)$$

여기서,

ρ_p = 축방향력에 의한 볼트 1개의 작용력(kN)

ρ_m = 휨모멘트에 의한 볼트 1개의 작용력(kN)

ρ_s = 전단력에 의한 볼트 1개의 작용력(kN)

ρ_a = 볼트 1개의 허용력(kN)

(5) 볼트의 최소 중심 간격은 표 9.5.21에 표시한 값을 표준으로 한다. 다만, 부득이한 경우에는 볼트지름의 3배까지 작게 할 수 있다.

표 9.5.21 볼트의 최소 중심간격(mm)

볼트의 호칭	최소중심간격
M24	85
M22	75
M20	65

(6) 볼트의 최대 중심 간격은 표 9.5.22에 표시한 값 중에서 작은 것을 택하여야 한다.

표 9.5.22 볼트의 최대 중심간격(mm)

볼트의 호칭	최대 중심간격		
	p		g
M24	170	$12t$ 지그재그인 경우 : $15t - \frac{3}{8}g$ 다만, $12t$ 이하	$24t$ 다만, 300 이하
M22	150		
M20	130		

여기서,

t = 외측의 판 또는 형강의 두께(mm)

p = 볼트의 응력방향의 간격(mm)

g = 볼트의 응력에 직각방향의 간격(mm)

(7) 볼트구멍 중심으로부터 연단까지의 최소거리는 표 9.5.23에 표시한 값으로 한다.

표 9.5.23 볼트구멍의 중심에서 판의 연단까지의 거리

볼트의 호칭	최소연단거리(mm)	
	전단연, 수동개스절단연	압연연, 다듬질연, 자동개스 절단연
M24	42	37
M22	37	32
M20	32	28

(8) 볼트구멍 중심으로부터 연단까지의 최대거리는 표면의 판 두께의 8배로 한다. 다만 150 mm를 넘어서는 안된다.

(9) 이음에서는 한 볼트무리로서 2개 이상의 고장력 볼트를 사용하여야 한다.

- (10) 반복해서 인장력을 받게 되는 볼트 접합부의 공용하중으로 인한 인장력 및 프라인력의 합에 의한 볼트의 인장응력은 다음의 값을 초과하지 않아야 한다. 인장응력 산정시 공칭직경을 적용하며, 프라인력은 공용하중의 60%를 초과하지 말아야 한다. 여기서 프라인력이란 볼트 연결부에서 작용력의 편심으로 연결판의 변형이 발생할 수 있으며 이 때 연결부에 추가적으로 작용하게 되는 인장력을 말한다.

표 9.5.24 반복 인장력을 받는 볼트의 피로(MPa)

반복 횟수	F8T	F10T	S10T
2만회 이상	260	330	330
2만회 이상 50만회 이하	240	300	300
50만회 이상	190	230	230

9.5.7.3 용접 이음부 설계

소울플레이트와 상부구조 용접 이음부를 검토할 때는 E등급 기준을 적용하고 기타 용접 이음부는 도로교설계기준의 강교편 피로설계편을 참조하도록 한다.

9.6 적층고무형 지진격리받침

9.6.1 설계일반

지진격리받침은 이 절에서 제시하는 규정을 만족하도록 설계되어야 한다.

교량 구조물이 한계상태 설계법에 의해 설계되면 극한한계상태에서 지진격리받침의 강도와 안정성도 극한설계하중과 변위에 적절하게 견딜 수 있어야 한다.

9.6.2 압축특성과 전단특성

지진격리받침의 설계응력과 변형률은 설계력과 설계변위를 이용하여 다음과 같이 정의된다.

$$\sigma_0 = \frac{P_0}{A}, \quad \sigma_{\max} = \frac{P_{\max}}{A_e}, \quad \sigma_{\min} = \frac{P_{\min}}{A} \quad (9.6.1)$$

$$\gamma_0 = \frac{X_0}{T_r}, \quad \gamma_{\max} = \frac{X_{\max}}{T_r} \quad (9.6.2)$$

지진격리받침에 대한 설계압축력 P_0 , $P_{\max}$, $P_{\min}$, 그리고 설계전단변위 X_0 , $X_{\max}$ 는 구조 기술자가 지정해야 한다.

적층고무 지진격리받침의 수직 압축강성은 다음과 같이 표현된다.

$$K_V = \frac{E_c \cdot A}{T_r} \quad (9.6.3)$$

여기서 E_c 를 결정하는 데에는 이미 몇 가지의 이론식 혹은 실험식이 알려져 있다.

적층고무 지진격리받침의 수평 전단강성은 다음과 같이 표현된다.

$$K_h = G \frac{A}{T_r} \quad (9.6.4)$$

만약 전단변형률 γ 와 전단탄성계수 G 의 관계가 선형적으로 표현할 수 없다면 수평 전단강성은 다음과 같이 표현된다.

$$K_h = G_{eq}(\gamma) \frac{A}{T_r} \quad (9.6.5)$$

이때 $G_{eq}(\gamma)$ 는 전단변형률의 함수로서 실험에 의한 실측데이터로부터 결정해야 한다.

그리고 등가감쇠비는 8.9.7.1절에 따라 주어진다.

9.6.3 설계 요구조건

지진격리받침의 설계는 탄성중합체가 점탄성재료이며, 압축하중 상태에서 받침의 변형이 받침 형상에 영향을 받는다는 것을 기본으로 하고 있다. 받침에서의 보강판은 보강판과 탄성중합체의 접촉면에서 상대 이동이 발생하지 않도록 탄성중합체에 화학적으로 부착되어야 한다.

설계하고자 하는 모든 적층고무형 지진격리받침은 다음의 조건을 만족하여야 한다.

9.6.3.1 수평 변형에 의한 전단변형률

- (1) 지진격리받침은 풍하중, 원심력, 제동력, 온도변위에 의한 하중을 포함하는 모든 상시 수평력 조합에 안정적으로 거동하도록 설계되어야 한다.

(2) 지진격리받침 탄성중합체의 최대전단변형율은 상시 70%, 지진시 200%이내 이어야한다.

$$\text{상시} : \gamma_s = \frac{X_s}{T_r} \leq 70\% \quad (9.6.6)$$

$$\text{지진시} : \gamma_s = \frac{X_d}{T_r} \leq 200\% \quad (9.6.7)$$

9.6.3.2 총 전단변형율

(1) 압축력에 의한 국부 전단변형율은 다음과 같이 계산한다.

$$\text{직사각형 지진격리장치} : \gamma_c = \frac{8.5 \cdot S_1 \cdot P_{\max}}{E_c^s \cdot A_e} \quad (9.6.8)$$

$$\text{원형 지진격리장치} : \gamma_c = \frac{6.0 \cdot S_1 \cdot P_{\max}}{E_c^s \cdot A_e} \quad (9.6.9)$$

단, E_c^s 는 1차 형상계수 S_1 이 8보다 작을 경우 근사값으로서 E_{ap} 를 사용할 수 있으며, S_1 이 8보다 큰 경우에는 정확한 전단변형율을 얻기 위해 고무층 내부에서의 전단변형율 해석을 실시한다. S_1 이 15보다 클 경우에는 근사적인 방법으로서 $E_c^s = E_c$ 로 놓고 계산한 γ_c 와 $E_c^s = E_{ap}$ 로 놓고 계산한 γ_c 를 다음과 같이 가중 평균한 값을 사용할 수 있다.

$$\gamma_c = \frac{\gamma_c(E_c^s = E_c) + 3\gamma_c(E_c^s = E_{ap})}{4} \quad (9.6.10)$$

(2) 회전에 의한 국부 전단변형율은 다음과 같이 계산한다.

$$\text{직사각형 지진격리장치} : \gamma_r = \frac{a^2 \cdot \theta_a + b^2 \cdot \theta_b}{2t_r^2 n} \quad (9.6.11)$$

$$\text{원형 지진격리장치} : \gamma_r = 6.0 \cdot S_1^2 \cdot \theta / n \quad (9.6.12)$$

(3) 수평변위, 압축력, 회전에 의한 총 전단변형율은 다음과 같이 검토한다.

$$\sum \gamma = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_r \leq \gamma_a \quad (9.6.13)$$

여기서, 허용 총 전단변형율 γ_a 는 고무의 종류와 시험편에 따라 다음 표의 값을 사용한다.

표 9.6.1 고무의 허용 총 전단변형률

종류		전단계수(G, MPa)		
		0.8	1.0	1.2
고감쇠 고무 (HDR)	모우드 시험편	4.3	4	3.6
	지진격리받침에서 잘라낸 시험편	4	3.6	3.3
저감쇠 클로로프렌 고무	모우드 시험편	3	1.5	3
	지진격리받침에서 잘라낸 시험편	2.6	2.6	2.6
천연고무(LNR), 납삽입 받침(LRB)	모우드 시험편	3.6	3.6	3.3
	지진격리받침에서 잘라낸 시험편	3.3	3.3	3

9.6.3.3 회전 성능

받침의 부가되는 압축력과 회전력의 조합에 의한 회전 성능은 다음을 만족하여야 한다.

$$\text{직사각형 지진격리장치} : \frac{1}{C_1} \frac{P}{K_V} \geq \frac{(a \cdot \theta_a + b \cdot \theta_b)}{2} \quad (9.6.14)$$

$$\text{원형 지진격리장치} : \frac{1}{C_1} \frac{P}{K_V} \geq \frac{d_o \cdot \theta}{2} \quad (9.6.15)$$

여기서, C_1 은 압축강성 K_V 의 불확실성을 고려하기 위한 안전계수로서 1.3을 사용한다.

9.6.3.4 좌굴 검토

지진격리받침이 상시와 지진시의 수직압축하중에 의해 좌굴 가능성이 있는지 다음 식으로 검토 한다.

$$\text{직사각형 지진격리장치} : \frac{P_{\max}}{A_e} \leq \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{a_e \cdot G \cdot S_1}{T_r} \quad (9.6.16)$$

$$\text{원형 지진격리장치} : \frac{P_{\max}}{A_e} \leq \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{d_o \cdot G \cdot S_1}{T_r} \quad (9.6.17)$$

여기서, φ 는 상시에 1.5, 지진시에 2.5이다.

9.6.3.5 최대압축응력

지진격리받침에 작용하는 최대압축응력은 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$\sigma_{\max} = \frac{P_{\max}}{A_e} \quad (9.6.18)$$

표 9.6.2 최대압축응력

1차 형상계수 S_1	최대압축응력(MPa)
$S_1 < 8$	8
$8 \leq S_1 < 12$	S_1
$12 \leq S_1$	12

9.6.3.6 부반력으로 인한 안정성 검토

지진격리받침에 작용하는 부반력에 의한 인장응력은 다음의 조건을 만족해야 한다.

$$\sigma_t = \frac{V}{A_e} \leq \sigma_{te} \quad (9.6.19)$$

표 9.6.3 허용인장응력

구분	허용인장응력	
상시	$\sigma_{te} = 0MPa$	
지진시	$G = 0.8MPa$ 일때	$\sigma_{te} = 1.6MPa$
	$G \geq 1.0MPa$ 일때	$\sigma_{te} = 2.0MPa$

9.6.4 품질 기준

지진격리받침과 그 재료는 화학적, 물리적, 기계적 성질이 충분히 안정적이어야 하며, 다음의 조건을 만족하여야 한다.

- (1) 다수의 지진격리받침을 대상으로 측정한 평균 유효강성은 설계값의 $\pm 10\%$ 이내이어야 하고, 각각의 유효강성은 설계값의 $\pm 20\%$ 이내이어야 한다. 또한, 평균 EDC 값은 설계값의 -15% 이상이어야 하고 각각의 EDC 값은 설계값의 -25% 이상이어야 한다.

표 9.6.4 지진격리받침 유효강성과 EDC의 품질 기준

	k_{eff}	EDC
개체차	$\pm 20\%$	-25%
평균값	$\pm 10\%$	-15%

- (2) 성능시험에서 얻은 지진격리장치 특성의 변동 가능성과 품질시험에서 얻은 설계값과의 편차로 인해 교량의 지진응답은 설계값과 달라질 수 있다. 이러한 응답변화가 적정한지 검토하고자 할 경우에는 시험에서 얻은 지진격리장치 특성의 변동 가능범위를 지정하고 그 범위의 상한값과 하한값에 대해 각각 지진응답해석을 수행한다. 응답의 변화가 교량 안전성에 영향이 없거나 설계응답으로부터 $\pm 15\%$ 범위 이내이면 적절한 것으로 본다.
- (3) 지진격리받침의 유효강성 및 등가감쇠비는 지진설계변위에 의한 연속반복재하에 대해 안정적이어야 한다.
- (4) 지진격리받침은 원칙적으로 지진후에 교량의 기능에 악영향을 주는 잔류변위가 발생하지 않도록 설계해야 한다.
- (5) 지진격리받침의 유효강성 및 등가감쇠비는 발생할 수 있는 온도범위에서 안정적으로 표 9.6.4를 만족하도록 유지되어야 한다.
- (6) 지진격리받침은 지진설계변위 범위에서는 항상 양의 접선강성을 가져야 한다.

9.7 방호울타리

9.7.1 일반 사항

교량용 방호울타리는 그 사용 목적에 따라 난간, 차량방호울타리 및 난간점용차량방호울타리로 구분된다. 교량용 방호울타리는 기능, 경제성, 시공조건, 미관 및 유지관리 등을 충분히 감안하여 설치목적 및 설치장소에 부합될 수 있도록 설치하여야 한다.

9.7.2 설치

(1) 보차도의 구별이 있는 경우

도심하천상의 교량 등과 같이 교면상 보도와 차도의 구별이 있는 경우에는 보차도의 경계부 연석 위에 차량방호울타리를 설치하고, 교량의 최외측 단부 연석 위에는 난간을 각각 설치하도록 한다. 단, 기존의 교량 등에 보도 등의 폭이 좁아서 보차도 경계부에 차량방호울타리를 설치하면 보행자 등의 통행을 방해할 우려가 있는 경우에는 최외측 단부 연석에 난간겸용차량방호울타리를 설치하는 것으로 한다.

(2) 보차도의 구별이 없는 경우

도시고가도로 같은 자동차 전용교 또는 보도나 차도의 구별이 없는 교량에 대해서는 교량의 최외측 단부에 반드시 차량방호울타리 또는 난간겸용차량방호울타리를 설치하도록 한다.

9.7.3 난간

난간은 보도 등의 노면에서 1,100 mm 이상의 높이로 설치하는 것을 원칙으로 하고 그 측면에 도심도로상에는 3.75 kN/m, 일반도로상에는 2.5 kN/m의 수평력이 직각으로 상단부에 작용하는 것으로, 난간 정상부 윗면에 수직력 1.0 kN/m가 작용하는 것으로 설계한다. 이 경우에는 수평력 및 보도 등의 등분포 하중의 조합에 대한 바닥판의 내하력과 안전성을 검토하여야 한다. 이때, 허용응력은 증가시키지 않는다.

난간의 부재는 유아가 빠지지 않을 정도의 간격을 유지하여야 한다.

9.7.4 차량방호울타리

차량방호울타리에 대해서는 다음의 사항을 충분히 고려하여 국내외의 공인된 표준설계지침에 따라 설계하되 최소높이는 650 mm로 한다.

- 방호울타리에 차량이 충돌할 때의 탑승자의 보호
- 충돌 인접지역 주행차량의 보호
- 교면 위나 교량 밑의 인명 및 재물의 보호
- 향후 방호울타리의 개선 가능성

- 방호울타리의 비용효과
- 외관 및 주행 중 전망가시성

특히 미관을 위해 표준설계지침에 제시된 구조제원과 다른 차량용 방호울타리를 설치할 수 있으며 이 경우에도 표준설계지침의 설계 조건을 만족하도록 설계해야 한다. 단, 강성방호울타리에 대해서는 이 규정을 적용하지 않는다.

차량방호울타리의 차도측 레일면은 원칙적으로 매끈하며 연속적이어야 한다. 또한 차량방호울타리의 레일면은 지주보다 앞으로 나와 있는 돌출형으로 하는 것을 원칙으로 한다.

차량방호울타리의 상세설계에서는 충격에너지를 흡수할 수 있는 연성파괴가 일어날 수 있도록 보강철근이나 강재를 연결부에 확실하게 정착시켜야 한다.

9.7.5 난간겸용차량방호울타리

난간겸용차량방호울타리는 난간 및 차량방호울타리의 기능을 동시에 갖춘 방호울타리로서 난간 및 차량방호울타리의 설계 조건을 각각 만족하도록 설계해야 한다.

9.7.6 차량방호울타리 및 난간겸용차량방호울타리에 충돌하는 차량이 바닥판에 미치는 영향

(1) 전용차도의 연석 위에 설치하는 경우

차량방호울타리를 전용차도의 연석 위에 설치하는 경우, 지주식의 경우에는 지주 최하단 단면에 대한 지주의 저항모멘트를 지주 간격으로 나눈 값이 바닥판에 균등하게 단모멘트로서 작용하는 것으로 본다. 철근콘크리트 벽식인 경우에는 벽하단의 설계에 사용한 작용모멘트를 그대로 바닥판의 단모멘트로서 가산하도록 한다.

(2) 보차도 경계부 바닥판에 직접 설치하는 경우

차량방호울타리를 보차도 경계부 바닥판에 직접 설치하는 경우, 지주의 정착부는 충돌에 의한 작용모멘트가 바닥판에 분산되어 작용하는 구조로 하여야 한다. 이 경우 바닥판의 작용모멘트는 연석에 설치하는 경우와 같이 바닥판에 단모멘트로 하여 가산하도록 한다.

집필 위원

구 분		성 명	소 속	직 위
총 괄	위 원 장	고 현 무	서울대학교	교수
	부위원장	서 석 구	서영엔지니어링	부사장
	총괄간사	백 인 열	가천대학교	교수
제1장 총칙 제2장 설계일반사항 제3장 하중	집필 위원	강 희 철	평화엔지니어링	부사장
		권 순 덕	전북대학교	교수
		김 우 종	DM엔지니어링	대표이사
		박 명 균	천일기술단	사장
		박 찬 민	코비코리아	사장
		백 인 열	가천대학교	교수
		심 종 성	한양대학교	교수
		심 창 수	중앙대학교	교수
		홍 규 선	삼보기술단	부사장
		황 의 승	경희대학교	교수
제4장 구조해석	집필 위원	김 남 식	부산대학교	교수
		김 문 영	성균관대학교	교수
		김 중 화	DM엔지니어링	상무이사
		박 재 균	단국대학교	교수
		이 명 재	유신	전무이사
		이 상 호	연세대학교	교수
		이 상 희	서영엔지니어링	전무
		이 지 훈	서영엔지니어링	상무
		이 해 성	서울대학교	교수
		조 경 식	DM엔지니어링	부사장

구 분		성 명	소 속	직 위
제5장 콘크리트교	집필 위원	강 원 호	동아대학교	교수
		김 우	전남대학교	교수
		김 대 중	전남도립대학교	교수
		김 병 석	한국건설기술연구원	선임연구위원
		김 상 철	한서대학교	교수
		김 영 진	대우건설기술연구원	수석연구위원
		박 선 규	성균관대학교	교수
		박 영 하	한국도로공사	수석연구원
		배 수 호	안동대학교	교수
		변 윤 주	동호	부사장
		신 현 목	성균관대학교	교수
		엄 영 호	동명기술공단	부사장
		오 명 석	서영엔지니어링	전무
		이 만 섭	VSL코리아	사장
		이 상 희	EDCM	대표이사
		정 영 수	중앙대학교	교수
		정 철 현	단국대학교	교수
제6장 강교	집필 위원	강 영 중	고려대학교	교수
		권 영 봉	영남대학교	교수
		길 흥 배	한국도로공사	수석연구위원
		김 경 식	청주대학교	교수
		김 선 원	B&S엔지니어링	대표이사
		김 승 익	세종대학교	교수
		김 호 경	서울대학교	교수
		박 영 석	명지대학교	교수
		배 두 병	국민대학교	교수

구 분		성 명	소 속	직 위
제6장 강교	집필 위원	신 동 구	명지대학교	교수
		유 동 호	엔비코	대표이사
		윤 석 구	서울과학기술대학교	교수
		윤 태 양	포항산업과학연구원	소장
		이 성 철	동국대학교	교수
		이 원 태	한국도로공사	수석연구원
		조 재 병	경기대학교	교수
		최 동 호	한양대학교	교수
		최 병 호	한밭대학교	교수
		황 원 섭	인하대학교	교수
제7장 하부구조	집필 위원	곽 기 석	한국건설기술연구원	연구위원
		김 병 일	명지대학교	교수
		김 성 열	동아대학교	교수
		김 주 형	한국건설기술연구원	연구위원
		박 재 현	한국건설기술연구원	수석연구원
		백 세 환	도화지질	대표이사
		임 중 석	목포대학교	교수
		장 학 성	유신	전무이사
		정 경 자	한국도로공사	책임연구원
		정 상 섭	연세대학교	교수
		정 충 기	서울대학교	교수
		조 성 민	한국도로공사	수석연구원
		조 천 환	삼성물산 건설부문	부장

구 분		성 명	소 속	직 위
제8장 내진설계	집필 위원	강 형 택	한국도로공사	팀장
		김 두 기	군산대학교	교수
		김 중 화	DM엔지니어링	상무이사
		박 광 순	한국시설안전공단	차장
		박 두 희	한양대학교	교수
		손 혁 수	GS건설	과장
		송 중 걸	강원대학교	교수
		이 대 용	포항산업과학연구원	책임연구원
		이 도 형	배재대학교	교수
		이 재 훈	영남대학교	교수
		임 윤 목	연세대학교	교수
		조 양 희	인천대학교	교수
		하 동 호	건국대학교	교수
		제9장 신축이음, 받침 및 방호울타리	집필 위원	강 형 택
곽 임 중	한국건설기술연구원			수석연구원
김 영 진	한국건설기술연구원			연구위원
손 만 길	부흥시스템			전무이사
유 문 식	브리텍			대표이사
윤 혜 진	한국건설기술연구원			전임연구원
조 해 진	테크스타코리아			대표이사
최 혁 진	한국도로공사			차장
하 동 호	건국대학교			교수
검토 위원				김 창 수
		손 윤 기	엔비코건설턴트	이사
		이 용 진	다산건설턴트	상무
		정 태 원	유신	상무

자문 위원

분야	성명	소속	직위
총칙/설계개요/하중	김상효	연세대학교	교수
	김수보	동일기술공사	대표이사
구조해석	정진환	부산대학교	교수
	정재동	다린이앤씨	사장
콘크리트교	김수만	수원대학교	교수
	이철수	삼보기술단	부회장
강교	장승필	성균관대학교	석좌교수
	조선규	서울과학기술대학교	교수
하부구조	김명모	서울대학교	교수
	이재훈	동일기술공사	부사장
내진설계	강현태	유신	사장
	윤정방	한국과학기술원	교수
신축이음 및 받침	구자갑	코아이앤씨	대표이사
	이병진	아이컨엔지니어링	대표이사

중앙건설기술심의 위원

분야	성명	소속	직위
기술정책	장호면	한국건설안전기술협회	전문위원
도로	김낙석	경기대학교	교수
	김남호	한국기술교육대학교	교수
	신계범	대보건설	전무
	이용세	서영엔지니어링	부사장
토목구조	박미연	승화ENC 기술연구소	이사
	이영재	경북대학교	교수
품질 및 안전	유동우	한국시설안전공단	팀장

국토해양부 담당관

성 명	직 책
도 태 호	교통정책실 도로정책관
손 중 철	간선도로과장
백 봉 기	시설사무관
김 태 호	담 당

관리주체

성 명	소 속	직 위
최동식 / 박광철	(사)한국도로교통협회	부 회 장
박광신 / 서봉영 정 민 / 이병웅	(사)한국도로교통협회	기술국장
최 장 원	(사)한국도로교통협회	팀 장
황 훈 희	(사)한국도로교통협회	수석연구원
노 성 규	(사)한국도로교통협회	수석연구원
이 정 윤	(사)한국도로교통협회	책임연구원
유 동 민	(사)한국도로교통협회	책임연구원
여 인 수	(사)한국도로교통협회	선임연구원
방 영 선	(사)한국도로교통협회	선임연구원

국토해양부 제정

도로교 설계기준(한계상태설계법)

1972년 12월 제정
1977년 12월 개정
1983년 12월 개정
1992년 11월 개정
1996년 4월 개정
2000년 7월 개정
2005년 2월 개정
2008년 9월 부분개정
2010년 9월 개정
2012년 1월 별권 제정(한계상태설계법)

관리주체 : 사단법인 한국도로교통협회

서울시 강남구 대치2동 987-14

한도빌딩 5층

TEL : 02-3490-1000

FAX : 02-552-5875

www.krta.co.kr

이 책의 무단 복제를 절대 금합니다.