KDS 24 14 20 : 2016

콘크리트교 설계기준 (극한강도설계법)

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

국토교통부

건설기준 제·개정에 따른 경과 조치

이 기준은 발간 시점부터 사용하며, 이미 시행 중에 있는 설계용역이나 건설공사는 발주기관의 장이 필요하다고 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 기준을 그대로 사용할 수 있습니다.

건설기준 제·개정 연혁

- 이 기준은 건설기준 코드체계 전환에 따라 기존 건설기준(설계기준, 표준시방서) 간 중복·상충을 비교 검토하여 코드로 통합 정비하였다.

- 이 기준은 기존의 도로교설계기준의 콘크리트교 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
도로교 설계기준	• 도로교 표준시방서(1996)에서 설계기준을 분리하여 제정	제정 (2000.7)
도로교 설계기준	• SI단위계 적용 및 시공중 풍하중 검토, 지진격리교량설계법 추가	개정 (2005.2)
도로교 설계기준	• 인성요구조선 샤르피 흡수 에너지 관련 규정 신설 및 HSB, 볼트재원 추가 등	개정 (2008.9)
도로교 설계기준	• 철근콘크리트 기중의 연성도 내진설계법 추가	개정 (2010.9)
철도 설계기준(노반편)	• 철도노반공사의 시행기준, 조사 및 측량, 토공, 구교 및 배수시설, 지하구조물, 터널, 정거장 등 6편으로 구성	제정 (2001.12)
철도 설계기준(노반편)	• 변경된 철도관련 상위법령, 설계기준 및 시방서 등의 개정된 내용을 반영	개정 (2004.12)
철도 설계기준(노반편)	• 열차속도를 시속 200km 이상으로 속도향상 시키는데 필요한 기준들을 중점적으로 검토	개정 (2011.5)
철도 설계기준(노반편)	• 철도건설 경쟁력 확보를 위한 제반 연구 결과 및 변경된 철도관련 상위법령, 설계기준 및 시방서 등의 개정된 내용을 반영	개정 (2013.12)
철도 설계기준(노반편)	• 변경된 철도관련 상위법령, 설계기준 및 시방서 등의 개정된 내용을 반영	개정 (2015.12)
KDS 24 14 20 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)
KDS 24 14 20 : 2016	• 한국산업표준과 건설기준 부합화에 따라 수정함	수정 (2018.7)

제 정 : 2016년 6월 30일 **개 정 : 년 월 일**

심 의 : 중앙건설기술심의위원회 **자문검토 : 국가건설기준센터 건설기준위원회**

소관부서 : 국토교통부 철도건설과

관련단체 (작성기관) : 한국철도시설공단(한국교량및구조공학회)

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 용어정의 ····· 1

1.3 기호정의 ····· 6

2. 조사 및 계획 ····· 7

3. 재료 ····· 7

3.1 일반사항 ····· 7

3.2 재료특성 ····· 8

4. 설계 ····· 10

4.1 설계일반 ····· 10

4.2 철근 상세 ····· 15

4.3 철근의 정착 및 이음 ····· 15

4.4 강도설계법 ····· 15

4.5 프리스트레스트 콘크리트 ····· 21

4.6 슬래브 ····· 61

4.7 벽체 ····· 61

4.8 바닥판 ····· 61

4.9 슬래브교 ····· 73

4.10 T형교 ····· 80

4.11 연속형교 ····· 83

4.12 라멘교 ····· 87

4.13 박스거더교 ····· 93

4.14 아치교 ····· 99

4.15 허용응력설계법 ····· 102

콘크리트교 설계기준(극한강도설계법)

1. 일반사항

1.1 적용범위

이 기준은 선로를 지지・보호하는 철도교 구조물 중 철근콘크리트 및 프리스트레스 콘크리트 교량의 상부구조 설계에 주로 적용한다. 다만, 라멘교의 교각 등 상부구조와 하부구조의 구별이 명확하지 않은 부재의 설계에도 적용할 수 있다.

1.2 용어정의

- 가외철근: 콘크리트의 건조수축, 온도변화, 기타의 원인에 의하여 콘크리트에 일어나는 인장응력에 대비하여 가외로 더 넣는 보조적인 철근
- 갈고리: 철근의 정착 또는 겹침이음을 위하여 철근 끝의 구부린 부분을 말하며, 모양에 따라 180° 표준갈고리, 90° 표준갈고리, 135° 표준갈고리가 있음.
- 강재의 인장강도: 한국산업표준(KS)에 규정되어 있는 인장강도의 규격 최솟값. PS강선 및 PS강연선에서는 인장하중의 최솟값
- 강재의 항복점: 한국산업표준(KS)에 규정되어 있는 강재의 항복점 또는 내력의 규격 최솟값. PS강선 및 PS강연선에서는 0.2% 영구옵셋(offset)에 대한 하중의 최솟값
- 검토등급 Ⅰ: 사용하중에 대하여는 인장응력이 허용되지 않으며, 시공 중에만 인장응력을 허용하는 콘크리트 단면의 등급
- 검토등급 Ⅱ: 평상시의 사용하중에 대하여는 인장응력이 허용되지 않으며, 시공 중과 흔하지 않은 사용하중 조합에만 인장응력을 허용하는 콘크리트 단면의 등급
- 검토등급 Ⅲ: 총 단면을 고려하는 경우에는 흔하지 않은 사용하중 조합에만 인장응력을 허용하며, 콘크리트 피복두께 단면을 고려하는 경우에는 평상시의 사용하중에 대하여 인장응력을 허용하나 반영구적 하중조합에 대하여는 인장응력을 허용하지 않는 콘크리트 단면의 등급
- 격벽: 단면 형상을 유지시키기 위하여 거더에 배치하는 횡방향 보강재, 다이아프램, 또는 단일박스 또는 다중 박스거더의 받침점부나 경간 내에 비틀림 등에 저항하기 위하여 설치하는 칸막이 벽
- 계수하중: 강도설계법으로 부재를 설계할 때 사용되는 하중으로서, 사용하중에 하중계수를 곱한 하중
- 공칭강도: 강도설계법의 규정과 가정에 따라 계산된 부재 또는 단면의 강도로 강도감소계수를 적용하기 전의 강도

- 국소구역(local zone): 정착장치 주위 및 바로 앞 콘크리트 부분으로 높은 국부지압응력을 받는 부분
- 긴장력(jacking force): 긴장재에 인장력을 도입하는 장치에 의해 발휘되는 임시적인 힘
- 긴장재(tendon) : 콘크리트에 프리스트레스를 가하는 데 사용되는 강선, 강연선, 강봉 또는 이들의 다발
- 단부 스트럿(end strut): 거더에 작용하는 모든 힘을 받침부로 전달시키는 통로로서 특별한 전단보강 철근이 필요한 곳
- 단블록(end block): 정착부의 응력을 감소시키기 위해 부재의 단부를 확대하는 것
- 덕트(duct): 포스트텐션 방식의 PSC부재에서 콘크리트 경화전이나 또는 후에 PS강재를 배치시켜 긴장할 수 있도록 미리 콘크리트 속에 설치해둔 원형의 관
- 마찰: 프리스트레싱 동안 접촉하게 되는 긴장재와 덕트 사이의 표면 저항. 곡률마찰과 파상마찰이 있음.
- 묻힘길이: 위험단면을 넘어 더 연장하여 묻어 넣은 철근길이
- 바닥판: 도상이나 침목, 레일 등을 통해 열차하중을 지지하고 다른 부재들에 의해 지지되는 판부재
- 방향 변환력(deviation force): 긴장재의 곡률 또는 방향변경에 의해 곡선부 또는 방향변경부에 작용하게 되는 힘
- 방향변환블록(deviation saddle): 거더단면 내외측에 PS강재(external tendon)의 방향변환을 위해 복부, 플랜지, 복부와 플랜지의 접합부에 두는 블록
- 배력철근(distributing bar): 집중하중을 분포시키거나 균열을 제어할 목적으로 주철근과 직각에 가까운 방향으로 배치한 보조철근
- 부모멘트: 바닥판 및 부재 상측에 인장응력을 생기게 하는 휨모멘트
- 부착된 긴장재(bonded tendon): 직접 또는 그라우팅을 통해 콘크리트에 부착되는 긴장재
- 부철근: 부모멘트에 의하여 생긴 인장응력에 대하여 배치하는 철근
- 브래킷 또는 내민받침(코벨): 집중하중이나 보의 반력을 지지하기 위하여 기둥면 또는 벽체면에서부터 나와 있는 짧은 캔틸레버 부재
- 블록공법: 프리캐스트 부재를 부재 방향으로 몇 개의 블록으로 나누어서 제작하고, 블록을 서로 연결시키기 위해 프리스트레스를 주어 구조부재로 만든 공법
- 사용 프리스트레스 힘(unfactored prestressing force): 프리스트레싱에 의해 부재 단면에 작용하는 힘으로서 하중계수를 곱하지 않은 것
- 사용하중: 하중계수를 곱하지 않는 하중으로서, 작용하중이라고도 함.

- 사인장철근: 철근 콘크리트 보에 하중 작용으로 인해 사인장 균열이 발생하며 균열은 휨균열과 달리 주로 전단응력에 지배되어 갑작스러운 파괴를 유발하므로 이를 방지하기 위하여 전단(보강)철근을 배근해야 한다. 이때 보에 배치하는 전단철근을 복부철근 또는 사인장철근이라 함.
- 설계강도: 공칭강도에 강도감소계수 ϕ를 곱한 강도
- 설계단면력: 하중작용에 의해 부재단면에 생기는 휨모멘트, 전단력, 축방향력 및 비틀림모멘트. 강도설계법에서는 계수하중작용에 의해 생기는 부재의 단면력이므로 소요강도라고도 함.
- 설계하중: 부재를 설계할 때 사용되는 적용가능한 모든 하중과 힘, 또는 이와 관련된 내적 모멘트와 힘으로서, 허용응력설계법에 의한 설계에서는 하중계수가 없는 하중(사용하중)이고, 강도설계법에 의한 설계에서는 적절한 하중계수를 곱한 하중(계수하중)이 설계하중이 됨.
- 소요강도: 하중조합에 따른 계수하중을 저항하는데 필요한 부재 또는 단면의 강도, 또는 이와 관련된 휨모멘트, 전단력, 축방향력 및 비틀림모멘트 등으로 나타낸 단면력
- 쉬스: 덕트를 형성하기 위한 관
- 압출용 받침 (launching bearing): 압출공법(incremental launching method)으로 가설할 때 설치하는 마찰이 작은 임시가설용 받침
- 압출코(launching nose): 교량을 압출하는 동안 상부구조의 휨모멘트를 감소시키기 위하여 압출되는 상부구조의 선단에 부착한 가설용 강재부재(temporary steel assembly)
- 옵셋 굽힘철근: 기둥연결부에서 단면치수가 변하는 경우에 배치되는 구부린 주철근
- 유효깊이: 휨모멘트가 작용하는 부재단면에서 콘크리트의 압축단에서 인장철근의 도심까지의 거리
- 유효폭: T형보의 플랜지 등에서 유효하게 작용한다고 보는 플랜지 등의 폭
- 유효 프리스트레스: 프리스트레싱에 의한 콘크리트 내 응력 중 자중과 외력에 의한 영향을 제외하고 계산된 모든 응력 손실량을 뺀 나머지 응력, 또는 자중과 외력의 영향을 제외하고 모든 손실이 발생한 후에 프리스트레스트 긴장재 내에 남아있는 응력
- 일반구역: 집중된 프리캐스트레스 힘이 부재 단면상에 선형에 가까운 응력분포로 확산되는 구역, 또는 거더의 단부로부터 거더 높이(h)만큼 떨어진 일반단면 사이의 정착부 앞 구역을 의미하고, 부재의 단부가 아닌 보의 중간위치에 정착부가 있는 경우에는 정착장치 전방으로 거더 높이만큼 떨어진 구역(그림 1.2-1 참조)

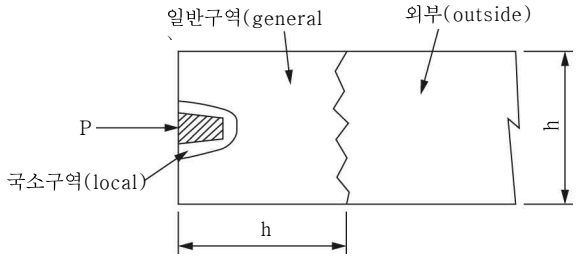


그림 1.2-1 정착구역

- 일반단면: 프리스트레스 힘이 콘크리트부재에 충분히 전달되어 단면내의 응력분포가 선형연속분포가 되는 단면. 일반적으로 단부 단면(end section)으로부터 거더의 높이만큼 떨어진 위치의 단면
- 전달길이(transfer length): 프리텐션 부재에서 부착에 의해 콘크리트에 프리스트레스 힘을 전달하는데 필요한 길이
- 접속구 또는 커플러(coupler): PS강재와 PS강재 또는 정착장치와 정착장치를 접속하여 프리스트레스 힘이 전달되도록 하는 장치
- 정모멘트: 바닥판 및 부재 하측에 인장응력을 생기게 하는 휨모멘트
- 정착구역(anchorage zone): 부재에서 집중된 프리스트레스 힘이 정착장치로부터 콘크리트로 도입되고(국소구역), 부재 내로 넓게 분포되는(일반구역) 부분
- 정착길이: 위험단면에서 철근의 설계강도를 발휘하기 위해 필요한 철근의 묻힘길이
- 정착 단면(anchored section): 정착부가 있는 거더의 끝단부의 단면
- 정착돌출부(anchorage blister): 한 개 이상의 PS강재 정착부에서 면적 확보를 위하여 복부, 플랜지, 복부와 플랜지의 접합부에 돌출시킨 부분
- 정착장치: 포스트텐션방식에 의한 프리스트레스트 콘크리트에서 인장력을 준 PS강재를 경화한 콘크리트에 고정시키기 위한 장치
- 정착장치의 슬립량: PS강재를 정착장치에 정착시킬 때에 PS강재가 정착장치 내에 딸려 들어가는 양
- 정철근: 정모멘트에 의하여 생긴 인장응력에 대하여 배근하는 철근
- 주철근: 철근콘크리트 부재의 설계에서 하중작용에 의해 생긴 단면력에 대하여 소요단면적을 산출한 철근
- 축방향철근: 부재축 방향으로 배치하는 철근
- 코팅재: 철근 또는 긴장재를 부식에 대해 보호하거나 덕트와 긴장재사이의 마찰을 감소시키기 위해 사용하는 재료

- 콘크리트의 건조수축: 콘크리트의 건조 또는 수화반응에 의해 시간 경과에 따라 발생하는 수축 변형
- 콘크리트의 크리프: 콘크리트에 일정한 응력이 장기 지속적으로 작용하는 상태에서 시간의 경과와 더불어 변형이 증가하는 현상
- 콘크리트의 탄성수축(elastic shortening): 축방향 압축력에 의해 부재가 수축되는 현상
- 콘크리트 피복두께 단면(concrete covering area of section): 단면외곽선과 PS강재에서 PS강재의 최소 피복두께(c) 만큼 떨어진 휨 축에 평행한 두 직선으로 이루어진 단면
- 파상마찰: 프리스트레스를 도입할 때 쉬스 또는 덕트의 시공상 오차에 의해 발생하는 마찰
- 파열력(bursting forces): 정착장치 또는 교량받침 설치위치 등 하중집중점에서 발생하는 파열력으로서, 콘크리트 부재의 치수와 집중하중의 크기, 방향, 위치에 따라 좌우되는 힘
- 폐합부(closure): 한 경간을 완성하기 위하여 사용하는 현장치기 콘크리트의 세그먼트
- 포스트텐션 방식: 콘크리트와 부착하지 않도록 쉬스를 통하여 배치한 PS강재를 콘크리트가 굳은 다음에 긴장시켜 프리스트레스를 주는 방식
- 프리스트레스: 외력의 작용에 의한 인장응력을 상쇄할 목적으로 미리 계획적으로 콘크리트에 준 응력
- 프리스트레스 강재의 릴렉세이션율: PS강재에 인장력을 주어 일정한 변형이 유지되는 상태에서 시간의 경과와 더불어 감소된 인장력을 최초로 준 PS강재 인장력에 대한 백분율로 나타낸 값
- 프리스트레스 힘: 프리스트레싱에 의하여 부재의 단면에 작용하고 있는 힘
- 프리스트레스 힘의 전달(prestressing transfer): 정착단면으로부터 일반단면으로 프리스트레스 힘이 전달되면서 단면 내에서의 응력분포곡선은 비연속 분포로부터 점차적으로 선형 연속분포로 바뀌게 되는데 이 과정에서 단면 내에 수직응력(f)과 전단응력(τ)이 발생하는 3차원적인 현상
- 프리스트레싱: 프리스트레스를 주는 일
- 프리텐션 방식: 콘크리트를 치기 전에 거푸집내의 소정의 위치에 PS강재를 긴장시켜 놓고, 그 주위에 콘크리트를 치며, 콘크리트가 굳은 다음에 긴장력을 풀어주어 PS강재와 콘크리트의 부착력에 의하여 콘크리트에 프리스트레스를 주는 방식
- 피복두께: 철근, PS강재 또는 쉬스의 표면에서 콘크리트 표면까지의 최단거리
- 하단 코너부(lower coner): 받침 안쪽에서 시작하여 거더의 끝부분을 분리시키려는 힘에 저항하도록 설계해야 하는 곳
- 횡방향철근: 부재축에 직각방향으로 배근하는 철근으로 기둥부재의 띠철근이나 보 부재의 스터럽 등

- A형 이음부: 현장타설콘크리트 이음부, 프리캐스트부재 사이의 습윤콘크리트나 에폭시 이음부
- B형 이음부: 프리캐스트 부재사이에 특별한 재료를 두지 않은 이음부(dry joint)

1.3 기호정의

A_c = 부재의 단면적(mm^2)
E_c = 콘크리트의 탄성계수(MPa)
E_{ci} = 재령 28일에서 콘크리트의 초기 접선탄성계수(MPa)
$E_{ci}(t')$ = 재령 t'일에서 콘크리트의 초기 접선탄성계수(MPa)
E_{dj} = 장기변형을 고려할 경우의 탄성계수(MPa)
E_{ij} = 콘크리트의 순간탄성계수(MPa)
E_s = 철근의 탄성계수(MPa)
$f_c(t')$ = 재령 t'일에서 콘크리트의 압축응력(MPa)
f_{ck} = 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)
f_{cj} = 콘크리트 타설 후 j일의 압축강도(MPa)
f_{cr} = 콘크리트의 배합강도(MPa)
f_{cu} = 재령 28일에서 콘크리트의 평균압축강도(MPa)
$f_{cu}(t)$ = 재령t일에서 콘크리트의 평균압축강도(MPa)
f_{tj} = 콘크리트 타설 후 j일에서의 콘크리트의 인장강도(MPa)
h = 개념 부재치수(mm)
$= 2A_c / u$
RH = 외기의 상대습도, %
s = 표준편차(MPa)
t = 콘크리트의 재령, 일(day)
t' = 하중이 가해질 때의 재령, 일(day)
t_s = 콘크리트가 외기 중에 노출되었을 때의 재령, 일(day)
t'_T = 온도가 20 / ℃가 아닌 T / ℃에서 양생할 경우 등가재령, 일(day)
T = 외기 또는 양생온도, ℃
u = 단면적 A_c의 둘레 중에서 수분이 외기로 확산되는 둘레길이(mm)
$\beta(f_{cu})$ = 콘크리트 강도가 크리프에 미치는 영향함수
$\beta(t')$ = 지속하중이 가해지는 시간 t'가 크리프에 미치는 영향함수
$\beta_c(t-t')$ = 재하기간에 따라 크리프에 미치는 영향함수
$\beta_{cc}(t)$ = 콘크리트 강도 발현에 대한 재령에 따른 보정계수
β_H = 외기의 상대습도와 부재의 두께에 따른 계수
β_{RH} = 외기습도에 따른 크리프와 건조수축에 미치는 영향계수

$\beta_s(t-t_s)$ = 건조기간에 따른 건조수축 변형률 함수

β_{sc} = 시멘트 종류에 따른 건조수축에 미치는 영향계수

$\epsilon_{cf}(t, t')$ = 재령 t'일에서$f_c(t')$의 응력이 가해졌을 때 시간 t일에서의 탄성변형률과 크리프를 포함한 전체 변형률

$\varepsilon_{sh}(t, t_s)$ = 재령 t_s에서 외기에 노출된 콘크리트의 재령 t에서의 전체 건조수축 변형률

ϵ_{sho} = 개념 건조수축계수

$\phi(t, t')$ = 콘크리트의 크리프계수

ϕ_o = 콘크리트의 개념 크리프계수

ϕ_{RH} = 외기의 상대습도와 부재 두께가 크리프에 미치는 영향계수

ν = 콘크리트의 포아송비

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

3.1 일반사항

3.1.1 콘크리트

(1) 콘크리트의 설계기준 압축강도는 재령 28일 강도를 기준으로 해야 한다.

(2) 설계 시 적용한 각 부재의 설계기준 압축강도를 도면상에 명시해야 한다.

(3) 콘크리트의 설계기준 압축강도는 실무에서 적용가능한 강도범위내에서 정해야 한다.

(4) 콘크리트의 설계기준 압축강도는 원주형 표준공시체의 시험결과에 기초를 두어야 한다.

3.1.2 강재

(1) 설계 시 적용한 철근의 항복강도는 도면상에 명시해야 한다.

(2) 용접해야 할 철근은 도면상에 도시해야 하고, 이 때 적용할 용접절차도 명시해 두어야 한다.

(3) 보강철근은 이형철근만 사용해야 한다. 다만, 나선철근으로는 원형철근 또는 원형 철선을 사용할 수 있다.

3.2 재료특성

3.2.1 콘크리트

(1) 설계기준 압축강도

① 콘크리트의 설계기준 압축강도 f_{ck}는 표 3.2-1에 규정된 값 이상이라야 한다.

표 3.2-1 콘크리트의 최저 설계기준압축강도

부재의 종류		최저 설계기준압축강도(MPa)
무근 콘크리트 부재		18
철근 콘크리트 부재		21
프리스트레스트 콘크리트 부재	프리텐션 방식	35
	포스트텐션 방식	30

주) PSM(Precast Span Method)공법 및 FCM(Free Cantilevered Method)공법의 경우 콘크리트 최저 설계기준압축강도 40 MPa로 해야 한다.

② 콘크리트 타설 후 j일의 압축강도는 f_{cj}로 표시한다.

(2) 콘크리트의 탄성계수

콘크리트의 탄성계수는 KDS 14 20 10(4.3)의 해당 규정을 따른다.

(3) 콘크리트의 포아송비는 실험에 의하여 결정되지 않는 경우에는 일반적으로 1/6로 가정한다.

(4) 콘크리트의 전단탄성계수는 식 (3.2-1)로 계산한다.

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \qquad (3.2\text{-}1)$$

여기서, G_c : 콘크리트의 전단탄성계수(MPa)

E_c : 콘크리트의 탄성계수(MPa)

ν : 포아송비

(5) 온도팽창계수

① 보통 콘크리트의 온도팽창계수는 일반적으로 $10.0 \times 10^{-6}/℃$ 로 가정한다.

② 경량 콘크리트의 온도팽창계수는 콘크리트에 배합된 경량골재의 온도팽창계수를 고려하여 정해야 한다.

(6) 콘크리트의 건조수축 변형률은 KDS 14 20 01(3.1.2(6))의 해당규정을 따른다.

(7) 콘크리트의 크리프는 KDS 14 20 01(3.1.2(5))의 해당규정을 따른다.

3.2.2 강재

(1) 강재의 설계강도 및 탄성계수

① 프리스트레싱 긴장재를 제외하고는 철근의 설계기준항복강도 f_y는 600 MPa를 초과하지 않아야 한다. 다만, 전단철근의 항복강도f_y는 500 MPa 보다 더 큰 값으로 설계할 수 없다.

② 철근의 탄성계수는 $E_s = 200{,}000$ (MPa) 값으로 한다.

③ 형강의 탄성계수는 $E_{ss} = 205{,}000$ (MPa) 값으로 한다.

(2) 강재의 온도팽창계수는 $10.0 \times 10^{-6}/℃$ 로 한다.

(3) 프리스트레싱용 강재

①PS강재의 특성 중 고려할 사항은 다음과 같다.

가. 긴장재의 공칭 단면적, A_P

나. 긴장재의 인장강도(f_{pu}) 및 항복강도(f_{py})

다. 릴랙세이션 특성

라. 콘크리트에 대한 부착특성

마. 열팽창계수

바. 종방향 탄성계수

② PS강재의 온도팽창계수는 $10.0\times10^{-6}/℃$ 의 값을 사용한다.

③ PS강재의 종방향탄성계수(E_p)는 PS강선인 경우나 PS강연선 모두 200,000 MPa의 값을 사용한다.

④PS강재는 고강도의 강재로서 시험에 의하여 그 품질이 확인된 것이어야 하며 저 릴랙세이션 강재를 사용해야 한다.

⑤PS강선 및 PS강연선는 KS D7002에 적합한 것이어야 한다.

⑥PS강봉은 KS D3505에 적합한 것이어야 한다.

⑦PS강봉의 기계적 성질과 종류는 표 3.2-2와 표 3.2-3과 같다.

표 3.2−2 PS강봉의 기계적 성질

종류		기호	인장시험			릴랙세이션값 (%)
			항복점 (MPa)	인장강도 (MPa)	연신율 (%)	
원형봉강 A종	2호	SBPR 785/1030	800이상	1,050이상	5이상	1.5이하
원형봉강 B종	1호	SBPR 930/1080	950이상	1,100이상	5이상	1.5이하
	2호	SBPR 930/1180	950이상	1,200이상	5이상	1.5이하

표 3.2-3 PS강봉의 종류

호칭명	기본지름 (mm)	나사의 호칭	핏치 (mm)	공칭단면적 (mm^2)	단위중량 (N/m)
9.2mm	9.2	M10	1.25	66.48	5.2
11mm	11.0	M12	1.5	95.03	7.5
13mm	13.0	M14	1.5	132.7	10.4
17mm	110.0	M18	1.5	2210.9	110.8
23mm	23.0	M24	2	415.5	32.6
26mm	26.0	M27	2	530.9	41.7
32mm	32.0	M33	2	804.2	63.1

(4) 정착장치 및 접속구

① 정착장치 및 접속구는 정착 또는 접속된 PS강재가 규정된 규격에 정해진 인장하중 값에 이르기 전에 파괴되거나 현저한 변형이 일어나는 일이 없는 구조 및 강도를 갖는 것이라야 한다.

②PS강재의 정착장치 및 접속구는 정착 또는 접속되는 PS강재가 KS D 7002 혹은 KS D 3505에 규정된 인장강도를 발휘하기 전에 유해한 변형을 발생시키거나 파괴되어서는 안 된다. 따라서 PS강재의 정착장치 및 접속구는 PS강재의 인장강도를 발휘할 수 있는지에 대하여 정적시험 및 피로시험에 의해 확인하지 않으면 안 된다. 다만, 일반적으로 많이 사용되고 있어 안전성이 확인되어 있는 정착장치나 접속구에 대해서는 시험을 생략할 수 있다.

(5) 쉬스는 그 취급 중 또는 콘크리트 치기를 할 때에 쉽게 변형되지 않는 것이어야 하며 맞물림이나 이음부 등에서 시멘트 풀이 흘러들어가지 않는 것이어야 한다.

(6) PS그라우트

① PS그라우트는 PS강재를 충분히 피복함으로써 녹슬지 않도록 보호하고 부재 콘크리트와 긴장재가 확실하게 부착이 될 수 있는 품질이라야 한다.

② 그라우트는 재령 28일에서의 압축강도가 21 MPa 이상으로 또 PS강재와 프리스트레스트 콘크리트 부재사이에서 충분한 부착이 있어야 한다.

4. 설계

4.1 설계일반

4.1.1 일반내용

(1) 구조의 각 부재는 단순한 구조로 하고 시공, 검사, 배수, 유지관리 등에 편리하도록 설계해야 한다. 여기서 단순하다는 의미는 단순보만을 의미하는 것이 아니라, 구조의 각 부재가 단순명확한 구조로 되어야 한다는 것이다.

(2) 설계계산에 있어서는 최종단계에서 유효숫자 3자리를 얻을 수 있도록 해야 한다.

4.1.2 설계계산

(1) 설계계산의 원칙

① 부재를 설계함에 있어서 설계하중 작용 시에 대하여 다음 사항을 검사하고, 부재가 안전한가를 확인해야 한다.

가. 계수하중이 설계하중으로 작용 시 부재단면의 설계강도가 소요강도(설계단면력) 이상이 되어야 한다.

나. 사용하중이 설계하중으로 작용할 때의 부재단면의 응력은 허용응력 이하가 되어야 하고, 또 사용성 조건을 충족시키기 위해 처짐 등이 조절되어야 한다.

② 위에서 규정한 사용하중 및 계수하중 작용시의 하중조합은 각각 다음과 같다.

가. 강도설계법에서의 하중조합은 KDS 24 12 10(4.2.4)에 규정된 하중의 조합으로 해야 한다.

나. 허용응력설계법에서의 하중조합은 KDS 24 12 10(4.2.4)에 규정된 하중의 조합으로 해야 한다.

(2) 강성 및 단면력

① 연속구조물과 골조구조물 부재의 상대적 휨강성과 비틀림강성을 구할 때는 어떠한 합리적 가정도 사용될 수 있다. 그러나 사용된 가정은 해당 해석과정을 통하여 일관성이 있어야 한다. 부재의 강성은 부재단면의 균열 등을 고려하여 구한 강성을 사용하나, 부재에 생기는 단면력의 계산에 사용되는 강성은 부재상호의 강성비, 즉 상대적 강성이므로 강성의 크기 그 자체로 인하여 단면력 계산에 미치는 영향은 작다고 볼 수 있다. 이러한 사유에서 상대적인 휨강성과 비틀림강성을 구할 때 어느 합리적 가정도 사용될 수 있다. 균열단면 대신에 콘크리트의 전단면에 준한 강성을 흔히 사용하고 있다.

② 휨모멘트를 결정할 때, 또 부재를 설계할 때 모두 헌치의 영향을 고려해야 한다.

③ 부재를 설계할 때 쓰는 단면력은 탄성해석에 의해 계산하는 것으로 해야 한다. 콘크리트는 엄밀하게 말하면 응력과 변형률이 선형으로 비례하지 않으며 완전한 탄성체가 아니다. 그러나 이를 탄성체로 가정하여 해석하는 것이 단면력의 계산이 간단하고, 또 그 단면력에 의해 설계된 부재가 엄밀한 계산에 의해 설계된 부재와 비교하여 안전성이 떨어지지 않는다. 이와 같은 이유에서 부재를 설계할 때 쓰이는 단면력은 콘크리트를 완전한 탄성체로 보고 탄성이론에의해 계산하도록 하였다. 이때 부재의 휨강성 및 비틀림강성은 콘크리트의 전단면을 유효단면으로 하여 계산하여도 좋다. 콘크리트의 전 단면이란 덕트와 강재를 콘크리트 단면으로 환산한 단면이며, 균열의 발생을 무시한 단면이다.

(3) 콘크리트의 크리프 및 건조수축의 영향에 의한 부정정력

콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 변형이 구속되는 부정정구조물에서 발생되는 부정정력은 다음의 규정에 따른다.

①구조계에 변화가 없는 경우: 구조물 전체를 한 번에 동바리상에서 시공하여 시공 중의 구조계와 시공 후의 구조계에 변화가 없는 경우에는 다음의 규정에 의해 부정정력을 계산하는 것으로 한다.

가. 콘크리트의 크리프의 영향

일반적으로 고려하지 않아도 좋다. 그러나 장경간의 아치교 등에서 부재 축선의 이동을 고려하여 단면력을 계산하는 경우에는 크리프에 의한 변형이 단면력에 영향을 미치게 됨으로 검토해야 한다.

나. 콘크리트의 건조수축의 영향

3.2.1(6)에 의해 계산하는 것으로 한다.

②구조계에 변화가 있는 경우: 구조물 전체를 한 번에 시공하지 않아, 시공 중의 구조계와 시공 후의 구조계에 변화가 있는 경우에는 다음의 규정에 의해 부정정력을 계산하는 것으로 한다.

가. 콘크리트의 크리프 영향

3.2.1(7)에 의해 계산하는 것으로 한다. 이때 고려할 지속하중은 고정하중, 프리스트레스 힘, 건조수축의 영향 등으로 한다. 한편 크리프에 의한 부정정력은 엄밀하게는 구조계가 변화할 때의 콘크리트의 재령으로부터 구조계 각부의 크리프계수를 구하여 지속하중에 의한 단면력을 고려해야 한다. 그러나 엄밀한 방법은 구조계가 변화하는 횟수가 많아짐에 따라 복잡하게 되므로 크리프에 의한 부정정력을 식 (4.1-1)에 의해서 크리프에 의한 반력의 변화량을 계산하여 근사적으로 계산할 수 있다.

$$\triangle R_{\phi} = (R_0 - R_1)(1 - e^{-\phi}) \qquad (4.1\text{-}1)$$

나. 콘크리트의 건조수축의 영향

3.2.1(6)에 의해 계산하는 것으로 한다. 한편, 건조수축에 의한 부정정력을 엄밀하게 계산하기 위해서는 각각의 구조계에 대해 각 시공기간에 따른 부정정력을 산출해서 합계해야 한다. 그러나 건조수축에 의한 부정정력이 그리 크지 않다고 생각되는 경우에는 근사적으로 최종 구조계에 대한 건조수축에 의한 부정정력을 사용해도 좋다.

(4) 교량의 신축

①일반적으로 단순지간에서는 지간길이가 12 m를 초과할 때는 온도변화에 대해 고려해야 한다.

② 연속교량에서는 설계 시 온도응력 또는 로커, 활동판, 탄성패드(elastomeric pad) 등을 사용하는 방법으로 온도이동 조절을 고려해야 한다.

③보통 콘크리트에 대한 온도팽창 및 건조수축에 대해서는 3.2.1의 규정에 따라야 한다.

④경량 콘크리트에 대한 온도팽창계수와 건조수축계수는 사용된 경량골재의 종류에 따라 결

정되어야 한다.

(5) 압축플랜지의 유효폭

① T형거더의 압축플랜지의 유효폭은 다음과 같이 결정해야 한다.

가. 대칭 T형거더의 경우

유효폭b는 $12h_f + b_w$, 양쪽 슬래브의 중심간 거리, 거더 경간의 1/4 가운데 가장 작은 값으로 해야 한다. 여기서 b_w는 거더의 복부폭, h_f는 플랜지의 두께이다.

나. 반T형거더의 경우

유효폭b는 $6h_f + b_w$, 거더경간/12+b_w, 인접거더와의 순경간/2+b_w 가운데 가장 작은 값으로 해야 한다. 여기서 b_w은 거더의 복부폭에 돌출된 플랜지의 길이를 더한 거리이다.

다. 독립 T형거더의 경우

독립 T형거더의 플랜지 두께는 거더의 복부폭의 1/2 이상, 플랜지의 유효폭은 거더의 복부폭의 4배 이하라야 한다.

② 박스거더의 압축플랜지의 유효폭은 전체 슬래브 폭이 압축에 유효하다고 가정한다.

(6) 슬래브 및 복부의 최소두께

① 바닥판의 두께는 4.8에 따라야 한다.

② 박스거더의 하부 슬래브의 두께는 거더 복부의 순지간의 1/16 이상, 또는 140 mm 이상이라야 한다. 하부 슬래브에는 직접 활하중이 작용하지 않기 때문에 상부 슬래브보다 그 두께를 얇게 취하지만, 시공성 및 박스거더로서의 특성 등을 고려하여 최소두께를 140 mm로 규정한 것이다. 다만, 두께가 설계에 의해 요구되지 않는 한, 상부 슬래브보다 클 필요는 없다.

③ 거더 복부의 폭이 높이에 따라 변하도록 설계하는 경우 이 변화는 복부폭의 차이의 12배 이상의 길이에 걸쳐서 변하게 해야 한다.

(7) 격벽

① T형거더와 박스거더의 단부에는 다른 방법에 의해 횡력에 저항 하지 못하거나 단면 형상을 유지하지 못할 경우에는 다이아프램을 사용한다. 단, 다이아프램을 시험이나 구조해석에 의해 충분한 강도가 있다고 확인될 경우에는 두지 않아도 좋다. T형거더와 박스거더는 다이아프램이 없으면 주거더 직각방향 강성의 감소로 인하여 바닥판, 받침 등의 구조에 해로운 영향을 미칠 수 있으므로 단부에는 다이아프램을 두어야 한다.

② T형거더에는 중간 다이아프램을 1경간에 1개소 이상, 15 m 이하의 간격으로 설치한다. 다만, 실험이나 구조해석에 의해 다이아프램이 필요하지 않다는 것이 확인되는 경우에는 두지 않아도 좋다.

(8) 지간

① 받침부와 일체로 되어있지 않는 부재에서는 순경간에 부재의 두께를 더한 값을 지간으로 해야 한다. 그러나 그 값이 받침부의 중심간 거리를 초과할 수 없다.

② 연속구조물과 골조구조물 해석에서 휨모멘트를 구할 때 사용하는 지간은 받침부 중심간 거리로 한다. 그러나 받침부 내면에서의 모멘트를 부재설계에 사용해도 좋다. 헌치가 부재의 받침부와 일체로 만들어지고, 그 기울기가 연속부재나 구속부재의 축과 45° 이상인 경우에는 받침부 내면은 부재와 헌치 부분이 결합된 높이가 적어도 부재 두께의 1.5배되는 단면으로 보아야 한다. 그러나 이 받침부 내면에서의 헌치 부분이 유효높이에 더해지는 것으로 보아서는 안 된다.

(9) 합성 휨부재

①콘크리트 합성휨부재는 별개로 분리 시공되었으나 외력에 일체로 작용하도록 상호 연결된 프리캐스트 또는 현장치기 콘크리트 요소로 구성된다. 동바리를 제거하였을 때 모든 하중을 지지할 수 있을 뿐 아니라 요구되는 처짐 및 균열한계 등을 충분히 만족시킬 수 있을 정도로 충분한 강도를 발휘할 수 있을 때까지는 동바리를 제거하여서는 안 된다.

② 전체 합성부재 또는 그 일부만이 전단 및 휨에 저항하도록 사용될 수 있다. 각각의 요소는 각 재하단계에서의 모든 위험한 하중조건에 대해 검토되어야 한다. 또 합성부재로서의 설계강도를 완전히 발휘하기 전에 작용하는 모든 작용외력을 지지할 수 있도록 설계되어야 한다.

③ 여러 요소간의 특정강도나 단위중량 또는 그 밖의 성질 등이 서로 다를 경우에는 설계시 각 요소들의 성질을 각각 사용하거나 또는 이들 중 가장 불리한 값을 사용해야 한다.

④ 합성부재의 강도계산에서는 동바리를 받쳐 시공한 부재와 동바리없이 시공한 부재간의 구분은 하지 않도록 해야 한다.

⑤ 각 요소의 분리를 막고, 균열을 억제하기 위해서 철근을 사용해야 한다.

⑥ 전체 합성부재가 수직전단에 저항한다고 가정하는 경우, 전단설계는 동일한 단면 형상으로서 일체로 사용된 부재에 관한 강도설계법 또는 허용응력설계법의 전단규정에 따라야 한다.

⑦ 전단철근은 구조상세의 규정에 따라 상호 연결된 요소 내로 충분히 정착시켜야 한다. 연장되어 정착된 전단철근은 수평전단에 대한 연결재로 포함될 수 있다.

⑧ 상호 연결된 요소 간의 접촉면에서 수평전단력이 충분히 전달되도록 설계해야 한다. 수평전단에 대한 설계는 강도설계법 또는 허용응력설계법의 전단규정에 따라야 한다.

(10) 설계 방법

①철근콘크리트 구조물 설계 시에는 이 설계기준에서 규정한 강도설계법에 따라 하중계수와 강도감소계수를 사용하여 충분한 강도를 갖도록 부재 단면을 산정하며, 이와 같이 산정된 부재단면은 사용성 요구조건을 만족해야 한다. 한편, 거동특성 및 기능을 감안하여 허용응력설계법의 규정에 따라 설계할 수도 있다.

② 프리스트레스트 부재는 4.5의 규정에 따라 설계해야 한다.

4.2 철근 상세

(1) 철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트 부재의 철근과 용접철망의 가공 및 배치 상세, 그리고 긴장재와 덕트의 배치는 KDS 14 20 50의 해당규정을 따른다.

(2) 철근의 피복 두께, 수축 및 온도 변화에 대한 보강도 KDS 14 20 50의 해당규정을 따른다.

(3) 압축부재의 철근량에 대한 제한은 KDS 14 20 20(4.3.2))의 해당규정을 따른다.

(4) 수축·온도 철근은 KDS 14 20 50(4.6)의 해당규정을 따른다. 다만, 교대, 기초 등 교량 하부구조에 배치해야 하는 온도·수축철근의 단면적은 0.0015·h·s 이상이어야 한다. 여기서, h는 부재의 두께이며 s는 온도·수축철근의 간격이다. 다만, 부재의 두께가 1,200 mm를 초과하는 기초판의 경우에는 h를 1,200 mm보다 크게 취할 필요는 없다.

4.3 철근의 정착 및 이음

철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트 부재의 철근과 용접철망, 그리고 프리스트레싱 강연선의 정착은 KDS 14 20 52의 해당규정을 따른다.

4.4 강도설계법

4.4.1 일반내용

(1) 4.4는 철근콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트교량에 적용할 수 있다.

(2) 기호

A_c = 전단전달에 저항하는 콘크리트의 단면적(mm^2)

A_{cp} = 콘크리트 단면의 바깥 둘레로 둘러싸인 단면적. 뚫린 단면에서도 뚫린 면적을 포함함 (mm^2)

A_f = 브래킷이나 내민받침에서 계수휨모멘트 $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$에 저항하는 철근의 단면적(mm^2)

A_g = 단면의 총단면적(mm^2)

A_l = 비틀림에 저항하는 종방향 철근의 전체단면적(mm^2)

A_n = 브래킷이나 내민받침에서 인장력N_{uc}에 저항하는 철근의 면적(mm^2)

A_{oh} = 가장 바깥의 비틀림 저항철근의 중심선으로 폐합된 면적(mm^2)

A_s = 인장철근의 단면적(mm^2)

A_s' = 압축철근의 단면적(mm^2)

A_{st} = 축방향 철근의 총단면적(mm^2)

A_t = 거리s 내의 비틀림에 저항하는 폐쇄스터럽의 다리 1개의 면적(mm^2)

A_v = 거리 s 내의 전단철근의 단면적 또는 깊은 보의 경우 간격 s 내의 휨인장철근에 수직한 전단철근의 전체 단면적(mm^2)

a = 등가사각형 응력분포의 깊이

b = 단면의 폭

b_v = 수평전단을 고려할 때의 접촉면의 단면폭(mm)

b_w = 복부의 폭

C_m = 등가모멘트 수정계수

c = 최대 압축변형률이 발생하는 연단에서 중립축까지의 수직거리

d = 압축연단에서 인장철근의 중심까지의 거리(유효깊이)

d' = 압축연단에서 압축철근의 중심까지의 거리

d'' = 총단면의 중심에서부터 압축철근의 중심까지의 거리

E_s = 철근의 탄성계수(MPa)

f_{ck} = 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)

f_{ct} = 경량 콘크리트의 평균쪼갬인장강도(MPa)

f_{sb}' = 평형변형률 상태의 압축철근의 응력(MPa)

f_y = 철근의 항복강도(MPa)

f_{yl} = 종방향 비틀림 철근의 항복강도(MPa)

f_{yv} = 폐합된 횡비틀림 철근의 항복강도(MPa)

I_g = 단면의 도심에 대한 콘크리트 총단면의 단면 2차모멘트

I_{se} = 단면의 도심에 대한 철근의 단면 2차모멘트

k = 유효길이계수

l_n = 지지부 내면 사이의 순지간

l_u = 압축부재의 비지지장

M_n = 단면의 공칭휨강도

M_u = 소요 휨강도

M_{ux}, M_{uy} = 2축휨을 받는 경우의 단면의 x , y 방향으로의 계수휨강도

M_{nx}, M_{ny} = 2축휨을 받는 경우의 단면의x , y 방향으로의 공칭휨강도

M_1, M_2 = 압축부재 끝단의 계수 모멘트,M_2 는 기둥의 상·하부 단모멘트 중 큰 값

M_c = 부재곡률의 영향을 고려한 확대모멘트

P_c = 임계하중

P_{nxy} = 2축휨을 받는 경우의 공칭 축하중강도

P_{nx} = 휨이 x축 방향으로만 고려되는 경우의 M_{nx}에 부합하는 단면의 공칭축하중강도 ($M_{nx} = P_{nx} e_y$, $e_x = 0$)

P_{ny} = 휨이 y축 방향으로만 고려되는 경우의 M_{ny}에 부합하는 단면의 공칭 축하중강도 ($M_{ny} = P_{ny} e_x$, $e_y = 0$)

P_o = 순수 축하중강도 ($e_x = e_y = 0$)

P_u = 계수축하중

p_h = 외곽부 폐합 횡방향 비틀림 철근의 중심선의 둘레길이

p_{cp} = 전단면의 둘레 길이

r = 회전반경

s = 부재 축방향으로의 전단철근의 간격

T_{cr} = 비틀림 균열모멘트

T_u = 계수 비틀림모멘트

V_n = 단면의 공칭전단력

V_{nh} = 공칭 수평전단강도

V_u = 소요전단력

α = 경사스터럽과 부재축선 사이의 각

α_f = 전단마찰철근과 전단면 사이의 각

β_c = 집중하중이나 반력면의 짧은 변에 대한 긴 변의 비

β_d = 1) 횡변위가 지지된 경우

전체 계수축하중에 대한 최대 계수축고정하중의 비

2) 횡변위가 지지되지 않은 경우

해당 층의 전체 계수전단력에 대한 해당 층의 최대 계수지속전단력의 비

3) 안정성 검토의 경우

전체 계수축하중에 대한 최대 계수지속축하중의 비

Δ_o = 일차탄성 골조해석으로 구한 V_u로 인해 발생한 해당 층의 상·하부 사이의 상대횡변위

δ_{ns} = 횡방향 변위가 방지된 골조구조에서 압축부재의 양단사이의 부재곡률의 영향을 반영한 모멘트 확대계수

ϕ_k = 강성감소계수

μ = 마찰계수

4.4.2 강도

(1) 소요강도

단면의 소요강도는 규정된 설계 하중조합에 의한 계수하중을 저항하는데 필요한 강도이다. 구조물과 구조부재의 모든 단면은 적어도 설계단면력과 같은 크기의 설계강도를 가져야 한다. 강도설계법의 기본 요구조건은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\text{설계강도} \geq \text{설계단면력} \qquad (4.4\text{-}1)$$

(2) 설계강도

① 하중, 휨, 전단 또는 응력으로 표시되는 부재나 단면의 설계강도는 강도설계법의 요구사항과 가정에 따라 계산되는 공칭강도에 강도감소계수 ϕ를 곱한 강도이다.

② 강도감소계수는 다음과 같다.

가. KDS 14 20 20(4.1.2(4))에 정의된 인장지배단면 0.85

나. KDS 14 20 20(4.1.2(3))에 정의된 압축지배단면

(가) 나선철근 규정에 따라 나선철근으로 보강된 철근콘크리트 부재 0.70

(나) 그 외의 철근콘크리트 부재 0.65

(다) 공칭강도에서 최외단 인장철근의 순인장변형률 ε_t가 압축지배와 인장지배단면 사이일 경우에는, ε_t가 압축지배변형률 한계에서 인장지배변형률 한계로 증가함에 따라 ϕ값을 압축지배단면에 대한 값에서 0.85까지 증가시킨다.다. 전단력과 비틀림모멘트 0.70

라. 콘크리트의 지압력(포스트텐션 정착부나 스트럿-타이 모델은 제외) 0.65

마. 포스트텐션 정착구역 0.85

바. 스트럿-타이 모델에서

(가) 스트럿, 절점부 및 지압부 0.75

(나) 타이 0.85

사. 긴장재 묻힘길이가 정착길이보다 작은 프리텐션 부재의 휨 단면

(가) 부재의 단부부터 전달길이 단부까지 0.75

(나) 전달길이 단부부터 정착길이 단부 사이의 ϕ값은 0.75에서 0.85까지 선형적으로 증가시킨다. 다만, 긴장재가 부재 단부까지 부착되지 않은 경우에는 부착력 저하길이의 끝부터 긴장재가 매입된다고 가정하여야 한다.

아. 무근콘크리트의 휨모멘트, 압축력, 전단력, 지압력 0.55

③ 철근의 정착길이와 이음길이에는 강도감소계수를 적용할 필요가 없다.

4.4.3 휨 및 압축

(1) 휨모멘트나 축력을 받는 부재 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 부재의 설계는 KDS 14 20 20의 해당규정을 따른다.

(2) 부재 단면에 작용하는 휨모멘트와 축력의 계산 및 강도 계산은 KDS 14 20 20의 해당규정을 따른다.

(3) 부재 단면의 전단력과 비틀림모멘트의 계산 및 강도 계산은 KDS 14 20 22의 규정에 따라야 한다.

4.4.4 전단 및 비틀림

(1) 철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트 부재의 전단력과 비틀림모멘트의 설계는 KDS 14 20 22의 규정에 따라야 한다.

(2) 합성콘크리트 휨부재의 수평전단강도

① 합성콘크리트 휨부재에서 수평전단력이 상호 연결된 요소들의 접촉면에서 충분히 전달되는지 여부를 확인해야 한다.

② 계산결과가 다음 바이나 사의 규정에 부합되도록 계산된 경우를 제외하고, 수평전단에 대한 단면설계는 식 (4.4-2)에 따라야 한다.

$$V_u \leq \phi V_{nh} \qquad (4.4\text{-}2)$$

여기서, V_u는 고려되는 단면에서의 계수전단력이고, V_{nh}는 공칭 수평전단강도로서 다음과 같이 규정한다.

가. 접촉면이 청결하고, 부유물이 없으며 표면을 거칠게 만들어진 경우, 공칭수평전단강도 V_{nh}는 $0.56 b_v d$ 이하로 한다.

나. 4.4.4(2)③에서 규정한 최소전단연결재가 있으며, 접촉면이 청결하고 부유물은 없으나 표면이 거칠게 만들어지지 않은 경우, 공칭수평전단강도 V_{nh}는 $0.56 b_v d$ 이하로 한다.

다. 4.4.4(2)③에 규정된 최소전단연결재가 있고, 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 6 mm 깊이로 거칠게 만들어진 경우,
공칭수평전단강도 V_{nh}는 $(1.8 + 0.6\rho_v f_y)\lambda b_v d$로 하며, $3.5 b_v d$보다 크게 취할 수 없다.
여기서, ρ_v는 $A_v/(b_v s)$이다.

라. 고려하는 단면에서 계수전단력 V_u가 $\phi(3.5 b_v d)$를 초과하는 경우, 수평전단력에 대한 설계는 KDS 14 20 22(4.6)의 전단마찰 규정에 부합되도록 해야 한다.

마. 4.4.4(2)에서 d는 긴장재와 종방향 인장철근의 중심에서 압축측 연단까지의 거리이며, 프리스트레스트콘크리트 부재의경우 $0.8h$ 이상이어야 한다.

바. 수평전단력은 합성부재의 임의 요소에서의 압축력이나 인장력의 실제 변화량을 계산하여 구하며, 이러한 힘은 이를 지지하는 요소에 수평전단력으로 전달할 수 있도록 조치하여야 한다. 계수수평전단력은 4.4.4(2)②에 규정된 수평전단강도 ϕV_{nh} 이하이어야 한다. 이때, $b_v d$ 대신에 접촉면적 A_c를 사용해야 한다.

사. 수평전단력에 저항하는 전단연결재를 4.4.4(2)②바에 만족되도록 설계할 때, 부재축을 따라 전단연결재의 간격과 단면적은 부재 내의 전단력 분포를 반영하여 결정하여

야 한다.

아. 상호 연결된 요소사이에 접촉면을 가로질러 인장력이 존재할 경우에, 최소의 전단연결재가 KDS 14 20 22(4.6)에 따라 배치된 경우에만 접촉에 의한 전단전달을 허용해야 한다. 접촉면을 통과하는 철근 중 KDS 14 20 22(4.6)에 규정된 최소량을 초과하는 철근량의 매 %당 전단강도 V_{nh} 를 $0.004\,b_v d$ 씩 증가시켜도 좋다.

③수평전단에 대한 연결재

가. 수평전단력을 전달시키기 위해 전단연결재를 사용할 경우, 연결재의 단면적은 $0.0625\sqrt{f_{ck}}(b_w s/f_{yt})$ 이상으로 하고, $0.35\,b_w\,s/f_{yt}$ 보다 적어서는 안 된다. 또한 연결재의 간격은 지지요소의 최소 치수의 4배, 또한 600 mm 이하이어야 한다.

나. 수평전단력에 대한 전단연결재로는 단일철근이나 철선, 다중 스터럽 또는 용접철망의 수직철근 등이 사용될 수 있다.

다. 모든 전단연결재는 상호 연결된 요소들에 충분히 정착되어야 한다.

(3) 슬래브와 기초판의 전단 설계는 KDS 14 20 22(4.11)에 따른다.

(4) 박스형 암거슬래브의 전단

①박스형 암거슬래브의 전단강도 V_c는 그 위에 채움흙 높이가 60 mm 이상의 경우 식 (4.4-3)에 의해 계산해도 좋다.

$$V_c = \left(0.178\sqrt{f_{ck}} + 32.4\frac{\rho\,V_u d}{M_u}\right) b\,d \qquad (4.4\text{-}3)$$

②그러나 V_c는 $\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}}\,b\,d$ 를 초과할 수 없다. 다만, 단일 사각형 암거에 대해서만은 벽체와 일체로 된 슬래브의 V_c는 $0.25\sqrt{f_{ck}}\,b\,d$ 보다 작게 취할 필요는 없으며, 또 단순지지된 슬래브의 V_c는 $0.20\sqrt{f_{ck}}\,b\,d$ 보다 작게 취할 필요는 없다. M_u 와 V_u 는 고려되는 단면에서 동시에 발생하는 계수단면력으로서 $V_u d/M_u$ 의 값은 1.0보다 크게 취하여서는 안 된다.

(5) 브래킷 및 내민받침의 전단 설계는 KDS 14 20 22(4.8)에 따른다.

(6) 깊은 보의 전단 설계는 KDS 14 20 22(4.7)에 따른다.

(7) 비틀림에 대한 설계는 KDS 14 20 22(4.4)에 따른다.

4.4.5 지압강도

(1) 콘크리트의 설계지압강도는 아래 (2), (3) 및 (4) 경우를 제외하고는 $\phi(0.85 f_{ck} A_1)$을 초과할 수 없다. 여기서 A_1은 재하면적이다.

(2) 지지표면이 재하면보다 모든 측면에서 큰 경우에는 설계지압강도는 $\sqrt{A_2/A_1}$을 곱한 값을 사용할 수 있으되, $\sqrt{A_2/A_1}$의 값은 2.0이하라야 한다. 여기서 A_2는 재하면과 닮은 꼴이고

중심이 같은 지지표면 일부분의 최대면적이다.

(3) 지지표면이 경사지거나 층을 이루고 있는 경우에는 재하면으로부터 수직과 수평을 1:2의 비율로 경사를 그렸을 때 형성되어 지지부내에 포함되는 가장 큰 절두체(截頭體)의 밑면적을 A_2로 취해야 한다.

(4) 재하면이 처짐이나 편심하중으로 인하여 재하면의 단에서 큰 지압응력이 발생하는 경우에는 위의 (1), (2) 및 (3)에서 구한 설계지압강도에 0.75를 곱해야 한다.

4.5 프리스트레스트 콘크리트

4.5.1 일반내용

(1) 이 항목은 철도교를 위한 프리스트레스트 콘크리트 교량 구조물의 설계에 관한 일반적인 표준을 규정한다.

(2) 기호는 1.2및 다음을 따라야 한다.

A_s = 인장철근의 단면적(mm^2)

A_s = 압축철근의 단면적(mm^2)

A_{ps} = 긴장재의 단면적(mm^2)

A_{pf} = 플랜지의 압축강도를 발휘하기 위해 요구되는 철근량(mm^2)

A_{pw} = 복부의 압축강도를 발휘하기 위해 요구되는 철근량(mm^2)

A_v = 복부 철근량(mm^2)

b = 플랜지를 갖는 부재의 플랜지 폭 또는 4각 거더 부재의 폭(mm)

b_1 = 보의 복부폭 b_w와 내민 플랜지의 길이를 합한 거리(mm)

b_w = 플랜지를 갖는 부재의 복부폭(mm)

D = 긴장재의 공칭지름(mm)

d_p = 압축측 연단에서 긴장재 도심까지의 거리 또는 프리캐스트연속 거더교에서 압축측 연단으로부터 부모멘트 보강철근 도심까지의 거리(mm)

f_{cds} = 총고정하중하에 의해 발생하는 긴장재 도심에서의 콘크리트평균압축응력(MPa)

f_{cir} = 프리스트레스 손실 후 긴장재의 도심에서의 콘크리트 평균압축응력(MPa)

f_{ci} = 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도(MPa)

f_{ck} = 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

f_{pe} = 손실이 일어난 후 유효 긴장응력(MPa)

f_{po} = 포스트텐션 부재에서 정착단에서의 긴장응력(MPa)

f_{ps} = 계수하중 하에서 긴장재의 평균응력(MPa)

f_{pu} = 긴장재의 극한강도(MPa)

f_{ru} = 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_y = 인장철근의 항복강도(MPa)
f_y' = 압축철근의 항복강도(MPa)
f_{py} = 긴장재의 항복점 응력(MPa)
$\triangle f_p$ = 마찰손실을 제외한 총 손실(MPa)
$\triangle f_{pcr}$ = 콘크리트의 크리프에 의한 손실(MPa)
$\triangle f_{pel}$ = 탄성수축에 의한 손실(MPa)
$\triangle f_{pf}$ = PS강재의 마찰에 의한 손실(MPa)
$\triangle f_{pr}$ = PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실(MPa)
$\triangle f_{ps}$ = 정착장치에서의 슬립량에 의한 손실(MPa)
$\triangle f_{psh}$ = 콘크리트의 건조수축에 의한 손실(MPa)
h = 부재의 총 높이(mm)
H_r = 주위의 연간 평균상대습도(%)
h_f = 플랜지를 갖는 부재의 플랜지 평균 두께(mm)
I = 단면도심에서의 단면 2차모멘트(mm^4)
k = 긴장재의 단위 길이당 파상마찰 계수 (1/m)
μ = 곡률마찰계수 (1/rad)
L_x = 패널의 중심에서 긴장재 중심까지의 거리(mm)
l_x = 정착단으로부터 임의의 점 x까지의 긴장재의 길이(mm)
M_{cr} = 외부작용하중에 의한 휨균열 모멘트
$M_{\max}$ = 계수하중에 의해 발생하는 단면의 최대 모멘트
M_n = 부재의 공칭모멘트
M_u = 단면의 계수모멘트($< \phi M_n$)
Q = 단면도심에서의 단면 1차 모멘트(mm^4)
q_p = 강재지수($= \rho_p f_{ps} / f_{ck}$)
s = 복부철근의 횡방향 간격(mm)
v = 횡방향 허용 수평 전단응력
V_c = 콘크리트가 부담하는 공칭전단강도
V_{ci} = 전단과 모멘트의 조합에 의해 사인장균열이 발생할 때 콘크리트가 부담하는 공칭전단강도
V_{cw} = 복부의 과도한 주인장응력으로 인해 사인장균열이 발생할 때 콘크리트가 부담하는 공칭전단강도
V_d = 사용 고정하중에 의해 발생하는 단면의 전단력
V_i = $M_{\max}$를 발생시키는 외부 작용하중에 의해 발생하는 단면의 계수전단력
V_p = 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직분력

V_s = 전단철근이 부담하는 공칭 전단강도

V_u = 단면의 계수 전단력

Z_c = 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성단면의 계수

m_c = 콘크리트의 단위질량(kg/m^3)

y_t = 철근을 무시한 총 단면의 도심축으로부터 인장측 연단까지의 거리(mm)

α = 정착단에서 임의점 x까지 프리스트레스 긴장재의 각의 총 변화(rad)

β_1 = 등가직사각형 응력분포의 깊이와 중립축 거리와의 비

ρ = 인장철근비($= A_s/bd$)

ρ_p = 긴장재비($= A_{ps}/bd_p$)

ρ' = 압축철근비($= A_s'/bd$)

4.5.2 원리 및 정의

(1) 사용 콘크리트의 강도 - 이 절은 설계기준 압축 강도가 60 MPa 이하인 콘크리트에 대하여 적용할 수 있다.

(2) 검토등급

①콘크리트 단면의 세 개 검토 등급을 다음과 같이 정의한다.

가. 등급 Ⅰ: 사용하중에 대하여는 인장응력이 허용되지 않으며, 시공중에만 인장응력을 허용해야 한다.

나. 등급 Ⅱ: 평상시의 사용하중에 대하여는 인장응력이 허용되지 않으며, 시공 중과 흔하지 않은 사용하중 조합에만 인장응력을 허용해야 한다. 축응력은 비균열단면으로 계산해야 한다.

다. 등급 Ⅲ: 총 단면을 고려하는 경우에는 흔하지 않은 사용하중 조합에만 인장응력을 허용해야 한다. 콘크리트 피복두께 단면을 고려하는 경우에는 평상시의 사용하중에 대하여 인장응력을 허용하나 반영구적 하중조합에 대하여는 인장응력은 허용되지 않는다.

②사용하중에 대하여 등급 I로 검토해야 한다. 즉, 프리스트레스 구조물이며 계산된 단면에 철근이 배근된 경우에 최악의 사용하중 조합에 대하여 인장응력이 발생하지 않아야 한다.

③철도선로를 가로지르는 도로교나 보도교는 관련기관에서 요구하지 않은 경우를 제외하고는 등급 II로 검토해야 한다.

④시공 중의 철도교량 또는 일시적으로 사용하는 철도교량에 대해서는 KDS 24 14 30(4.5.1)을 만족한다면 등급 II로 검토할 수 있다.

⑤위에서 정하지 않은 프리스트레스트 콘크리트구조물의 경우에는 관련기관의 요구에 따라 검토해야 한다.

4.5.3 적용범위 및 재료

(1) 콘크리트

① 구조물 각 부분의 콘크리트의 설계기준강도f_{ck}는 명확히 제시되어야 한다. 프리스트레스트 콘크리트(PSC)에 쓰이는 콘크리트는 압축강도가 높아야 하고 건조수축과 크리프가 작아야 한다. PSC의 목적을 달성하고 그 장점을 충분히 발휘시키기 위해서는 높은 압축강도의 콘크리트가 필요하다. 특히 설계계산에 사용한 압축강도 즉, 설계기준강도가 확실하게 현장시공에서 얻어져야 한다. PSC는 RC와 달라서 설계계산상의 큰 응력이 프리스트레싱에 의해서 실제로 콘크리트에 발생하기 때문이다. 따라서 PSC에서는 콘크리트의 설계기준강도f_{ck}을 적어도 다음 값 이상이 되게 해야 한다.

가. 프리텐션 방식의 경우 35 MPa

나. 포스트텐션 방식의 경우 30 MPa

② 구조물에 사용한 실제의 콘크리트 강도가 위의 설계기준강도보다 작게 되는 일이 있어서는 안 된다. 따라서 현장의 콘크리트 강도의 변동에 따라 콘크리트의 배합강도를 설계기준강도 f_{ck}보다 크게 정해야 한다.

(2) PS강재 및 철근

①PS강재

PS강선, PS강봉, PS강연선은 한국산업표준 KS D 7002, KS D 3505에 따라야 한다. 즉, PS용 강재는 일반적으로 다음과 같은 성질이 요구된다.

가. 초기 프리스트레스가 감소한 후에도 PSC가 성립되기 위해서는 소요의 유효 프리스트레스가 남아 있어야 하므로 PS강재를 높은 인장응력으로 긴장해 두어야 한다. 따라서 PSC에서는 고강도 강재가 필요하다. 보통의 PS강재는 연강의 2~4배정도의 인장강도를 나타낸다. 즉, PS강선의 인장강도는 1,450~1,950 MPa,항복강도는 1,250~1,750 MPa, PS강봉의 인장강도는 950~1,450 MPa, 항복강도는 800~1,300 MPa 정도를 요구하고 있다. 이것은 항복비(항복강도/인장강도, %)로는 PS강선이 86~90%, PS강봉이 84~90%정도이다.

나. PS강재의 릴랙세이션이 크면 프리스트레스가 많이 감소하기 때문에 PS강재는 장기간에 걸쳐서 릴랙세이션이 작아야 한다. KS규격에서는 PS강선 및 PS강연선의 릴랙세이션은 3% 이하, PS강봉의 릴랙세이션은 1.5% 이하를 요구하고 있다.

다. 파괴에 이르기까지 높은 응력에 견디며 큰 변형을 나타내는 재료의 성질을 연성(ductility)이라 하며, 연성이 큰 재료는 연신율도 크다. KS D 7002에서는 PS강재의 파단시의 연신율을 지름에 따라 3.5~4.5%, PS강연선에 대해서는 3.5% 이상을 요구하고 있다. 또 KS D 3505에서는 PS강봉의 연신율을 5% 이상 요구하고 있다.

라. 높은 응력을 받는 강재는 급속하게 녹스는 일이 있고 또 표면에 녹이 보이지 않더라도 조직이 취약해지는 경우가 있으므로 응력부식에 대한 저항성이 커야 한다.

마. 프리텐션 방식과 같이 PS강재를 부착시켜 사용하는 경우에는 PS강재가 콘크리트와 부착강도가 커야 하며 콘크리트와의 부착강도를 높이기 위해서는 몇 개의 강선을 꼰 PS강연선이나 이형 PS강재를 사용하는 것이 좋다. 곧은 상태로 출하된 PS강봉은 문제가 되지 않으나 타래로 감아서 출하되는 PS강재는 풀어서 사용하는데, 이때 감기지 않고 곧게 잘 펴져야 한다. 즉, 직선성이 좋아야 하는데 이점이 시공상 중요하다. 타래의 지름이 소선 지름의 150배 이상인 것이 좋다.

바. 철도교와 같이 하중 변동이 큰 구조물에 사용할 PS강재는 피로강도를 조사해 두어야 한다.

② 철근

가. 철근의 항복강도는 계획시 주어져야 하고, 용접된 철근은 계획에 제시되어야 하며 용접과정도 규정되어야 한다.

나. 철근의 항복강도 f_y는 500 MPa를 초과하지 않아야 한다.

다. 나선철근이나 띠철근으로 사용하는 것이 허용된 원형철근이나 강선을 제외하고는 이형철근을 사용해야 한다.

4.5.4 해석

(1) 일반사항

이 규정들을 사용하여 부재들이 적당한 강도를 갖도록 해야 한다. 연속보와 부정정 구조물들은 적당한 강도를 갖고 만족스러운 거동을 하도록 설계해야 한다. 거동은 탄성해석에 의해 결정되며, 이때 프리스트레싱에 의해 유발되는 반력, 모멘트, 전단력 그리고 축력과 온도, 크리프, 건조수축, 축방향 변형, 접촉된 구조요소의 구속 그리고 기초의 침하에 의한 영향 등을 고려해야 한다.

(2) 교량의 신축

① 모든 교량은 온도응력에 저항하도록 설계해야 하며, 온도의 변화에 의해 발생하는 이동을 고려하여 설계해야 한다.

② 프리스트레스를 도입하는 동안에 발생하는 수축을 포함한 이동에 관해 적절히 대처하도록 설계해야 한다.

③ 신축장치 형식의 결정시 중요한 요소는 신축량이다. 먼저 신축량으로 장치의 형식을 결정하고, 그 후 설치하는 장소에서는 어떤 요소가 우선하는가 등을 종합적으로 판단하여 정한다.

(3) 지간

단순지지된 보의 지간은 보의 순지간에 보의 높이를 더한 길이를 초과해서는 안 된다. 연속 또는 구속된 바닥 슬래브와 보의 지간은 지점의 내측사이의 순길이이다. 연속 슬래브 또는 슬래브와 지지부가 일체로 만들어져 구속된 슬래브 축과 45° 또는 그 이상으로 헌치가 만들어져 있는 경우에는 슬래브와 필릿의 조합된 두께가 슬래브 두께보다 적어도 1.5배 이상이 되는 단

면으로부터 지간길이를 측정한다. 위와 같은 경우, 지간의 단부에 최대 부모멘트가 있으면 이를 고려해야 한다. 필렛 부분을 부재의 유효깊이에 추가해서 고려하지는 않는다.

(4) 라멘 및 연속교

① 현장치기 포스트텐션 교량 작업하중으로 인해 발생하는 응력을 계산할 때에는 프리스트레싱에 의한 2차모멘트의 영향을 고려해야 한다. 소요모멘트강도 및 소요 전단강도를 계산할 때에는 프리스트레싱(하중계수 = 1.0)에 의해 유발되는 2차모멘트 및 전단력을 계수고정하중과 계수활하중에 의해 발생하는 모멘트 및 전단력에 더해야 한다.

② 연속된 단순지간 프리캐스트 PSC거더의 합성에 의한 교량

가. 일반사항활하중과 충격하중 및 고정하중에 의한 휨모멘트 계산시 구조적 연속성이 가정되었을 때, 단순지간 프리캐스트 프리스트레스트 거더와 두 개 이상의 지간으로 이루어진 바닥판 슬래브를 포함한 교량을 설계할 때에는 크리프와 건조수축의 영향을 고려해야 한다.

나. 구체에 정모멘트 연결

㉮ 이 규정은 부모멘트 영역에서 거더와 바닥판 슬래브의 크리프와 건조수축의 조합된 영향 그리고 원거리 지간에서의 활하중과 충격하중에 의해서 발생하는 정모멘트에 대한 설계를 규정한다. 구체의 건조수축과 탄성수축이 중요할 때에는 이를 고려해야 한다.

㉯ 구체에서의 정모멘트에 대한 연결철근(tie reinforcement)은 작용응력이 항복응력의 60% 이내가 되도록 설계해야 하며 250 MPa를 넘지 않아야 한다.

다. 부모멘트

㉮ 부모멘트에 대한 보강철근은 4.5.5에 따라 저항계수가 곱해진 설계 모멘트 강도에 비례해야 한다.

㉯ 프리스트레스에 의한 최대 압축응력이 $0.4f_{ck}$보다 작고, 바닥판 슬래브의 연속 보강철근의 철근비($\rho = A_s/bd$)가 0.015보다 작으면 극한강도의 부모멘트를 계산할 때 프리스트레스로 인한 거더의 초기 프리컴프레션(Pre-compression)의 영향은 무시한다.

㉰ 다이아프램(diaphragm) 콘크리트의 강도를 고려하지 않고 거더 콘크리트의 압축강도를 사용하여 계수 부(−)저항모멘트를 계산한다.

라. 사용하중상태에서 구체 근처 거더의 압축프리스트레스와 부 활하중모멘트의 영향에 의한 구체 근처의 거더 단부에서의 압축응력은 $0.60f_{ck}$를 넘지 않아야 한다.

③ 세그멘탈 박스거더

가. 일반사항

(가) 세그멘탈 박스거더 구조물의 설계에는 탄성해석과 보 이론을 사용한다.

(나) 프리캐스트 박스거더 교량의 해석에서 세그멘탈의 가설하중이나 사용하중이 작용할 때 세그먼트 사이의 연결부에는 인장응력을 허용하지 않는다. 부 구조물의

설계 시 일반적으로 고려되는 사항 이외에 세그먼트의 자중과 가설하중에 의한 불평형 캔틸레버 모멘트는 구체 또는 보조의 지보를 설계할 때에 고려되어야 한다. 이와 같은 불평형모멘트를 제거할 수 있는 가설 장비를 사용할 수 있다.

나. 휨

세그멘탈 박스거더의 횡방향 휨을 해석할 때에는 판해석을 원칙으로 하되 세그먼트를 상자형 골조구조로 해석할 수도 있다. 상자형 골조구조로 해석하는 경우에는 플랜지와 복부 사이의 변단면까지 고려하여 플랜지를 변단면 부재로 보고 해석해야 한다.

다. 비틀림

편심을 갖는 하중이나 구조물의 형상으로부터 야기되는 복부전단력의 증가를 단면의 설계 시 고려해야 한다.

(5) 유효 플랜지 폭

①T형보

가. 슬래브나 플랜지가 보와 일체로 작용하는 합성거더 프리스트레스트구조에서의 유효 플랜지 폭은 다음과 같이 취한다.

(가) 대칭형 단면: 다음 중에서 작은 값을 취한다.

㉮ 지간의 1/4

㉯ $b_w + 12h_f$

㉰ 거더의 중심간 거리

(나) 비대칭 단면 : 다음 중에서 작은 값을 취한다.

㉮ b_w + (지간의 1/12)

㉯ $b_w + 6h_f$

㉰ b_w + (인접거더와의 순지간의 1/2)

(다) 독립된 T형보

㉮ 플랜지의 두께는 복부폭의 1/2배 이상이어야 한다.

㉯ 유효 플랜지 폭은 보의 복부폭의 4배 이하이어야 한다.

(라) 일체 벤트 캡

벤트 캡의 캔틸레버 부분의 유효 플랜지 폭은 슬래브 두께의 6배 이하, 벤트 캡 지간 길이의 1/10배 이하이어야 한다.

(마) 캔틸레버 벤트 캡

지간은 캔틸레버 지간 길이의 2배로 취한다.

나. 보통의 슬래브 지간과 거더의 간격을 갖는 일체의(monolithic) 프리스트레스트 구조에서의 유효플랜지 폭은 보의 중심간 거리로 한다. 지간이 매우 짧거나 거더 간격이 과도한 경우에는 보와 함께 작용하는 플랜지의 예상폭을 결정하기 위해 해석적 연구를 수행해야 한다.

다. 독립된 보를 갖는 일체의 프리스트레스트 구조의 설계에서는 플랜지폭이 복부폭의 15

배를 초과해서는 안 되고, 모든 설계 하중에 대해 적절해야 한다.

② 박스거더

가. 슬래브가 거더와 일체로 간주되는 보통의 슬래브 지간과 거더 간격을 갖는 현장치기 박스거더에서는 슬래브의 전 폭이 압축에 대해 유효하다고 가정한다.

나. 세그멘탈 박스거더를 포함한 특별히 큰 박스거더에서 횡방향 휨에 의해 발생하는 단면의 응력을 결정하기 위해서는 전단지연(shear lag)을 고려하는 해석방법을 사용한다.

다. 헌치가 필요하지 않은 복부와 플랜지 하부와의 접촉부분을 제외하고는 박스거더의 표면과 교차되는 모든 곳에는 헌치를 적절히 설치해야 한다.

(6) 박스거더의 복부 및 플랜지 두께

① 상부플랜지

상부플랜지의 최소두께는 헌치 또는 복부사이의 순길이의 1/30 이상이어야 하고, 160 mm 이상이어야 한다. 다만 공장에서 생산된 프리캐스트 프리텐션 요소에 대한 최소 두께는 140 mm 이상이어야 한다.

② 하부플랜지

하부플랜지의 최소두께는 직접 활하중이 작용하지 않기 때문에 상부플랜지보다 얇게 해도 좋다. 하지만 하부플랜지의 최소두께는 헌치 또는 복부사이의 순길이의 1/30 이상이어야 하고, 160 mm 이상이어야 한다. 다만 공장에서 생산된 프리캐스트 프리텐션 요소에 대한 최소두께는 140 mm 이상이어야 한다.

③ 복부

박스거더에서 복부두께의 변화는 복부 두께 차이의 12배 이상이 되는 길이에 걸쳐서 점차적으로 변해야 한다.

(7) 격벽 및 가로보

실험결과나 정밀구조해석에 근거하여 격벽이나 가로보를 생략해도 되는 곳을 제외하고는 ①과 ②에 따라 격벽이나 가로보를 설계해야 한다.

① T형보

슬래브의 가장자리 자유단을 보강하고 횡방향력을 부구조물에 전달하기 위해서 지간의 끝부분에 가로보를 설치한다. 지간이 12 m를 넘는 경우에는 중간 가로보를 최대모멘트가 발생하는 지점에 있는 보와 보 사이에 설치한다.

② 박스거더

박스거더의 격벽 및 가로보는 4.13.2를 따른다.

(8) 바닥판

① 일반사항

가. 세로보(stringer) 사이에서 영구지간으로 사용되는 프리캐스트 프리스트레스트 바닥판은 추가 고정하중과 활하중을 지탱하기 위해서 슬래브의 현장치기 부분과 합성으로 설

계되어야 한다.

나. 바닥판은 바닥판의 자중, 시공하중, 그리고 현장치기 콘크리트의 무게를 지탱하는 것으로 가정하고 해석하며, 추가 고정하중과 활하중에 의한 모멘트를 지탱하기 위해서 현장치기 콘크리트와 합성으로 작용한다고 가정하고 해석한다.

4.5.5 설계일반

(1) 일반사항

① 설계이론 및 일반 고려사항

부재들은 규정된 요구강도에 부합해야 한다. PSC구조물은 보수, 보강, 개량 등이 어려운 경우가 많으므로 설계에 앞서 충분히 조사하여 그 결과에 따른 적절한 판단을 내려야 하고 구조물에 유해한 균열, 파손 등의 결함이나 변형이 생기지 않도록 해야 한다. 이를 위하여 시험결과 및 과거의 경험을 기초로 구조물이 받는 하중, 온도변화, 기상작용, 지반의 지지력, 특별한 경우에는 지진의 영향 등을 충분히 조사해야 한다. 그리고 구조물의 중요도 검사, 보수의 난이, 미관, 기타 현장의 실정을 고려하여 이들에 작용할 수 있는 구조물의 형식, 허용응력 및 구조상세 등을 결정하여 설계해야 한다.

② 설계는 강도(강도설계법)와 사용상태에서의 거동(허용응력설계)을 토대로 한다. 이때 사용되는 모든 하중단계에는 프리스트레스를 도입할 때부터 구조물의 수명이 다하는 동안에 일어날 수 있는 모든 극단적인 경우가 고려되어야 한다. 설계 시 고려해야 할 활하중 단계는 다음과 같다.

(가) 프리스트레스 도입 시: 긴장재의 인장력은 최대인 반면에 콘크리트의 강도는 최소이다.

(나) 사용하중 작용 시: 하중이 장시간 작용하면 PSC구조물에 체적변화가 생긴다.

(다) 계수하중 작용 시: 부재의 안전성을 검토하기 위해서 내하력 계산이 필요하다.

이 밖에 균열하중단계, 수송 및 조립시의 하중단계에 대해서도 검토가 필요하다.

③ 프리스트레싱에 의한 응력집중 현상이 설계 시 고려되어야 한다. 프리스트레싱을 함으로써 정착부나 긴장재의 굴곡부 또는 절곡부 등에 응력이 집중되게 된다. 이 응력집중이 부재에 주는 영향을 설계시 검토하여 이에 대한 적절한 보강을 해야 한다.

④ 온도, 건조수축, 크리프와 강연선의 릴랙세이션에 의한 영향을 고려해야 한다.

(2) 기본가정

다음의 가정들은 일체로 된 부재의 설계 목적에 적용된다.

① 전체 하중범위에 걸쳐 변형률은 부재의 깊이에 따라 직선적으로 변한다. 그러나 깊은 보에서는 변형도 분포가 비선형이 되므로 이를 해석과 설계에 고려해야 한다.

② 균열이 발생하기 전에는 응력은 변형률에 직선적으로 비례한다.

③ 균열이 발생한 후에는 콘크리트의 인장력을 무시한다.

(3) 합성 휨부재

프리캐스트 요소와 현장치기 콘크리트 요소로 구성되어 있으나, 작용하중에 대해 일체로 거동을 하는 합성거더 휨부재는 다음의 규정에 따라 설계한다.

① 모든 하중을 지탱하고 처짐과 균열을 제한하기 위해 요구되는 지지부재가 완성될 때까지는 지주를 제거해서는 안 된다.

② 완전합성 또는 부분합성 부재는 전단력과 모멘트에 저항하도록 설계되어야 한다. 독립된 구조요소는 모든 임계하중단계에 대해 조사되어야 하고, 합성부재의 설계강도가 완전히 발휘하기 전에 도입되는 모든 하중에 대해 저항할 수 있도록 설계해야 한다. 독립된 구조요소의 분리를 방지하기 위해 필요한 만큼 보강철근을 배근해야 한다.

③ 여러 구조요소의 규정된 강도, 단위질량 또는 그 외의 성질들이 서로 상이한 경우에는 독립된 구조요소의 성질 또는 임계값이 설계에 사용된다.

④ 강도설계법에 의해서 합성부재의 휨강도를 계산할 때에는 지주로 받쳐진 부재와 받쳐지지 않은 부재를 구별하지는 않는다.

⑤ 전단보강철근은 전단철근의 정착규정에 따라 연결구조 요소에 완전 정착시켜야 한다. 정착된 전단보강철근은 수평전단에 대한 보강철근(ties)으로 포함시켜도 좋다.

⑥ 부재 전체가 수직 전단력에 저항한다고 가정되는 단면에서의 설계는 4.5.12(1)에서 4.5.12(4)의 규정을 따른다.

⑦ 교차요소의 접촉면에서는 수평전단력이 완전히 전달되도록 설계를 해야 하며, 수평전단력에 대한 설계는 4.5.12(4)④의 규정을 따른다.

⑧ 프리캐스트보 위에 현장치기된 슬래브로 이루어진 구조물에서는 서로 다른 건조수축으로 인하여 보의 하단부분과 슬래브에 인장응력이 발생한다. 인장건조수축은 지속된 시간에 걸쳐 발생하기 때문에 보에 대한 건조수축의 영향은 크리프에 의해 감소된다. 서로 다른 건조수축은 균열하중과 보의 처짐곡선에 영향을 준다. 이와 같은 요소들이 특별히 중요할 때에는 서로 다른 건조수축에 의한 영향을 하중에 의한 영향에 추가해야 한다.

(4) 강도감소계수

계산된 부재의 강도가 하중계수 설계에서 계산한 값의 가장 큰 값보다 작지 않아야 한다. 강도감소계수는 다음과 같다.

① 휨부재, 휨과 축방향력을 겸하여 받는 프리스트레스트 콘크리트부재

$$\phi = 0.85$$

품질제어 조건하에서 공장 생산된 프리캐스트 프리스트레스트 부재

$$\phi = 0.90$$

② 전단강도

$$\phi = 0.80$$

그 외의 모든 경우에는 4.4.2(2)②의 강도감소계수를 따른다.

4.5.6 프리스트레싱

(1) 프리스트레스 힘은 외부 등가하중(external equivalent load)과 같이 고려하며, KDS 24 12 20(4.1.2(8))에 따라 계산해야 한다.

(2) 프리스트레싱 긴장재의 허용응력

① 긴장을 할 때 프리스트레싱 긴장재의 인장응력은 0.8 f_{pu} 또는 0.94 f_{py} 중 작은 값 이하로 해야 한다.

② 프리스트레스 도입 직후에 프리스트레싱 긴장재의 인장응력은 다음 값 이하로 해야 한다.

가. 프리텐셔닝 ..... $0.8f_{pu}$ 또는 $0.9f_{py}$ 중 작은 값

나. 포스트텐셔닝 ..... $0.7f_{pu}$ 또는 $0.8f_{py}$ 중 작은 값

(3) 프리스트레스 도입 시의 콘크리트 강도

① 프리스트레스를 도입할 때의 콘크리트의 압축강도는 프리스트레싱 직후에 콘크리트에 발생하는 최대압축응력의 1.7배 이상이 되지 않으면 안 된다. 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 압축강도는 프리스트레싱 직후의 최대압축응력에 대하여 어느 정도 안전율을 갖고 있지 않으면 안 된다. 이 최대압축응력은 PS강재의 릴랙세이션, 콘크리트의 크리프, 건조수축 및 고정하중 등에 의해 감소되는 것이므로 이 경우의 안전율은 설계하중 작용시의 안전율보다 작아도 좋다. 그러나 프리스트레스 힘이 과하면 콘크리트의 크리프가 응력에 비례하는 범위를 넘어 커지게 되므로 최대압축응력은 콘크리트 압축강도의 60% 이하로 하여 1.7보다 큰 안전율을 갖도록 규정하였다. 다만, 특별한 규정이 없으면 부재의 양생조건과 동일한 상태에서 양생시킨 콘크리트시편의 압축강도가 프리텐션 부재에서는 30 MPa, 포스트텐션 부재에서는 27 MPa이 될 때까지 콘크리트에 힘을 가하지 않아야 한다. 프리텐션 방식에 서 프리스트레싱시의 콘크리트 압축강도를 30 MPa 이상으로 한 것은 콘크리트에서의 최대압축응력에 대한 안전도를 갖게 할뿐만 아니라 PS강재와 콘크리트의 충분한 부착응력이 필요하므로 이것을 고려하여 정한 것이다.

② 프리스트레스 도입시 정착부 부근의 콘크리트는 정착에 의해 생기는 지압응력에 견딜 수 있는 강도 이상이 되어야 한다. PS강재의 정착에 의하여 발생하는 정착부 부근의 국부적인 지압응력이나 인장응력은 정착장치의 종류, 정착장치의 간격 및 피복두께 등에 따라 다르므로 정착장치 부근의 콘크리트 강도가 각 PSC공법의 설계방법 등에 규정되어 있는 콘크리트의 강도에 도달한 후에 PS강재를 긴장해야 한다. 특히, 콘크리트의 재령이 조기일 때 PS강재를 긴장하는 경우에는 정착장치의 간격이나 피복두께에 대하여 충분한 주의를 필요로 하고, 필요에 따라서는 시험에 의하여 그 외의 안전성을 확보해야 한다.

(4) 프리스트레싱 손실

프리스트레스는 최초에 PS강재를 긴장할 때 긴장장치에서 측정된 인장능력과 같지 않다. PS강재의 긴장작업 중이거나 긴장작업이 끝난 후의 여러 가지 원인에 의해서 인장능력의 상당량이 손실된다. 최초에 긴장한 초기 프리스트레스에서 여러 가지 원인에 의한 손실량을 뺀 값

이 유효프리스트레스이다. 계산된 프리스트레스 손실량과 실제 손실량과의 오차는 부재의 설계강도에는 영향을 미치지 않지만 사용하중 작용 시 구조의 거동, 처짐, 솟음, 균열 등에는 영향을 미친다. 예를 들면 사용하중 작용 시 프리스트레스 손실량을 과대하게 예측한 것은 실제 시공시 지나치게 큰 프리스트레스를 주는 효과를 가져 오고, 이로 인해 지나친 솟음과 구조물에 좋지 않은 수평변위가 생길 수 있다.

① 프리스트레싱 직후의 초기 프리스트레스 힘은 PS강재 인장단에 다음의 영향으로 인한 손실을 고려하여 계산해야 한다.

가. PS강재와 쉬스 사이의 마찰

나. 정착장치에서의 슬립량

다. 콘크리트의 탄성수축

② 유효 프리스트레스 힘은 위 ①의 규정에 의하여 계산된 초기 프리스트레스 힘에 아래와 같은 시간 의존적 영향으로 인한 손실을 고려하여 계산해야 한다.

가. 콘크리트의 크리프

나. 콘크리트의 건조수축

다. PS강재의 릴랙세이션

③ 상기의 각 영향인자별 손실량 계산은 다음과 같이 계산한다.

가. PS강재와 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량(포스트텐션 부재)

포스트텐션 부재에서 마찰에 의한 손실은 실험적으로 결정된 PS강재의 파상 및 곡률계수에 의해 계산되며, 긴장력을 도입하는 동안에 발생하는 마찰손실을 규명해야 한다. 긴장재의 파상 및 곡률에 의한 마찰 손실은 식 (4.5-1)과 같이 계산한다.

$$\triangle f_{pf} = f_{po}\left[1 - e^{-(kl_x + \mu\alpha)}\right] \qquad (4.5\text{-}1)$$

$(kl_x + \mu\alpha)$가 0.3보다 크지 않으면, 식 (4.5-2)의 근사식을 사용해도 좋다.

$$\triangle f_{pf} = f_{po}(kl_x + \mu\alpha) \qquad (4.5\text{-}2)$$

여기서, k : 긴장재의 단위 길이당 파상마찰 계수

l_x : 정착단으로부터 임의의 점 x까지의 긴장재의 길이

μ : 곡률마찰계수

α : 정착단에서 임의의 점 x까지의 프리스트레스 긴장재의 각의 총변화(rad)

사용재료에 대한 상수 κ와 μ의 실험자료가 없을 때에는 표 4.5-1의 값을 사용할 수 있다. 다만, 표 4.5-1은 일반적으로 예측할 수 있는 값의 범위를 제시한 것으로서 특수한 긴장재와 쉬스를 사용하는 경우에는 이들 계수의 값을 제작자로부터 얻어야 한다. 정착을 하기 전에 일어나는 마찰손실은 설계시에 평가하여 프리스트레스를 도입하는 동안에 고려되어야 한다. 강성 덕트는 콘크리트를 치는 동안에 확연하게 나타나는 울퉁불퉁함이 없이 덕트의 정확한 위치를 유지할 수 있도록 충분한 강도를 가져야한다. 강성 덕트는 서로 용접되거나 연결되어 만들어져야 한다. 용접연결에 대해서는 아연도금이 요구되지 않는다.

표 4.5-1 파상마찰계수(k)와 곡률마찰계수(μ)

긴장재의 형태	덕트의 형태	파상마찰계수 $k(/m)$	곡률마찰계수 $\mu(/rad)$
PS강선 또는 도금되지 않은 PS강연선	금속쉬스	0.0066	0.30
	아연도금 금속쉬스	0.0050	0.25
	아스팔트 또는 그리스로 코팅되고 피복된 것	0.0066	0.30
	아연도금된 강성덕트	0.0007	0.25
고강도 강봉	금속쉬스	0.0010	0.20
	아연도금된 금속쉬스	0.0007	0.15

나. 정착장치에서의 활동에 의한 손실량

정착장치의 슬립에 의한 PS강재의 인장력 감소는 PSC공법에 따라 다르다. 나사식이나 단추식의 정착장치에서는 슬립량이 작기 때문에 무시할 수 있지만 쐐기식의 정착장치에서는 비교적 큰 슬립량이 생긴다. 따라서 과거의 실적 등을 고려하여 정착할 때의 슬립량을 미리 가정하여 PS강재 인장력의 감소량과 그의 영향범위를 검토해 놓지 않으면 안 된다.

$$\triangle f_{ps} = E_p \bullet \triangle l / l \qquad (4.5\text{-}3)$$

여기서, $\triangle f_{ps}$: 정착장치에서의 활동에 의한 PS강재의 인장 응력의 감소량(MPa)

$\triangle l$: 슬립량(mm)

l : PS강재의 길이(mm)

E_p : PS강재의 탄성계수(MPa)

다. 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

(가) 프리텐션 부재

$$\triangle f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} \qquad (4.5\text{-}4)$$

(나) 포스트텐션 부재

$$\triangle f_{pel} = 0.5 \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} \qquad (4.5\text{-}5)$$

여기서, E_p : PS강재의 탄성계수(200,000MPa로 가정할 수 있다.)

E_{ci} : 정착시의 콘크리트의 탄성계수

$E_{ci} = 0.77 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cu}}$ (MPa)

여기서, m_c : 콘크리트의 단위질량(kg/m^3)

f_{cu} : 재령 28일에서 콘크리트의 평균압축강도(MPa)

$f_{cu} = f_{ck} + \triangle f$로 취하며, $\triangle f$는 f_{ck}가 40MPa 이하이면 4MPa, 60MPa 이상이면 6MPa이며, 그 사이는 직선보간으로 구한다.

f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도(MPa)

f_{cir} : 정착 직후 보의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 중심에서의 콘크리트 응력으로서 f_{cir}은 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산한다. 이 단계에서, 프리텐션 부재에서는 콘크리트의 치기와 양생기간 동안에 발생하는 콘크리트의 탄성수축 및 긴장재의 릴랙세이션에 의해 긴장재의 초기응력이 감소하며, 포스트텐션 부재에서는 콘크리트의 탄성수축과 긴장재의 마찰에 의해서 긴장재의 초기응력이 감소한다. 이와 같은 인자들에 의한 긴장재의 초기응력감소를 평가할 수 있으며, 감소된 긴장재의 응력은 응력제거 강연선(stress relieved strand)에 대해서는 $0.63f_{pu}$, 저릴랙세이션 강연선 (1ow relaxation strand)에 대해서는 $0.69f_{pu}$로 취할 수 있다.

라. 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

프리텐션과 포스트텐션 부재에서

$$\triangle f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} \qquad (4.5\text{-}6)$$

여기서, f_{cds} : 프리스트레스를 가한 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 이후에 추가되는 모든 고정하중에 의해 발생하는 긴장재 중심에서의 콘크리트의 응력(MPa)

마. 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

(가) 프리텐션 부재

$$\triangle f_{psh} = 119 - 1.05H_r \qquad (4.5\text{-}7)$$

(나) 포스트텐션 부재

$$\triangle f_{psh} = 0.80(119 - 1.05H_r) \qquad (4.5\text{-}8)$$

여기서, H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%)

바. PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량

(가) 프리텐션 부재

인장강도가 1,750~1,900 MPa인 강연선에서

㉮ 응력제거 강연선

$$\triangle f_{pr} = 140 - 0.4\triangle f_{pel} - 0.2(\triangle f_{psh} + \triangle f_{pcr}) \qquad (4.5\text{-}9)$$

㉯ 저 릴랙세이션 강연선

$$\triangle f_{pr} = 35 - 0.1\triangle f_{pel} - 0.05(\triangle f_{psh} + \triangle f_{pcr}) \qquad (4.5\text{-}10)$$

(나) 포스트텐션 부재

인장강도가 1,750~1,900 MPa인 강연선에서

㉮ 응력제거 강연선

$$\triangle f_{pr} = 140 - 0.3\triangle_{pf} - 0.4\triangle f_{pel} - 0.2(\triangle f_{psh} + \triangle f_{pcr}) \qquad (4.5\text{-}11)$$

㉯ 저 릴랙세이션 강연선

$$\triangle f_{pr} = 35 - 0.07\triangle f_{pf} - 0.1\triangle f_{pel} - 0.05(\triangle f_{psh} + \triangle f_{pcr}) \qquad (4.5\text{-}12)$$

인장강도가 1,680MPa인 강선(wire)에서

$$\triangle f_{pr} = 126 - 0.3\triangle f_{pf} - 0.4\triangle f_{pel} - 0.2(\triangle f_{psh} + \triangle f_{pcr}) \quad (4.5\text{-}13)$$

인장강도가 1,015~1,120MPa인 강봉에서

$$\triangle f_{pr} = 21\text{MPa} \quad (4.5\text{-}14)$$

여기서, $\triangle f_{pf}$: 고려되는 시점인 $0.7f_{pu}$ 수준 이하에서 마찰 손실에 의한 응력 감소로 4.5.6(4)③가항 에 의해 계산한다.

$\triangle f_{pel}$, $\triangle f_{psh}$, $\triangle f_{pcr}$: 프리텐션 또는 포스트텐션 부재에 대해 결정된 손실

④ 프리스트레스 전체 손실량의 간이계산법

앞에 소개된 방법에 의한 총 손실 대신에 프리스트레스트 부재 또는 구조물의 설계에 있어 총 손실량은 표 4.5-2와 같이 간이 계산된 값을 사용할 수 있다. 이 손실 값은 보통 콘크리트, 보통프리스트레스 수준 그리고 평균 노출상태에 있는 프리스트레스트 구조물에 적용한다. 특별히 지간이 길거나 특별한 설계에 대해서는 앞서 소개된 방법에 의하거나 또는 더 정확한 방법에 의해 프리스트레스의 손실량을 계산해야 한다. 따라서 이 간이계산법은 단순하고 작은 교량 이외에는 사용하지 않아야 한다.

표 4.5-2 프리스트레스 손실량(MPa)

긴장재의 형태	총손실량	
	콘크리트압축강도 f_{ck} = 28MPa	콘크리트압축강도 f_{ck} = 35MPa
프리텐션 강연선	–	–
응력제거 강연선		315
저 릴랙세이션 강연선		245
포스트텐션 강선 또는 강연선	–	–
응력제거 강연선	225	231
저 릴랙세이션 강연선	168	175
포스트텐션 강봉	155	160

*)표 4.5-2는 프리스트레스 감소량의 대략의 값으로 포스트텐션 방식에 대해서는 표의 값에는 마찰에 의한 감소는 포함되지 않았으며, 이 값은 ①에 따라 별도로 계산해야 한다. 표 4.5-2는 콘크리트의 설계기준강도 28 MPa과 35 MPa에 대한 감소량을 주고 있지만 이 강도보다 3.5 MPa정도 상하의 설계기준강도를 갖는 교량에 대해 사용해도 좋다. 즉, 24.5 MPa~38.5 MPa 범위의 설계기준강도에 대하여 적용할 수 있다.

⑤ 실험 결과가 없는 경우 각 손실계수로서 다음 값을 사용할 수 있다.

가. 정착장치의 슬립량(draw-in coefficient) : d = 10.0mm (4.5-15)

나. 곡률마찰계수(friction curvature coefficient) : μ = 0.3 /rad (4.5-16)

다. 파상마찰계수(friction wobble coefficient) : K = 0.004 /m (4.5-17)

4.5.7 하중과 응력

(1) 하중

① 하중은 KDS 24 12 20에서 정의한 하중을 고려해야 하며, 추가하여 다음 사항을 고려해야 한다.

② 온도 경사 - 온도경사의 영향은 콘크리트의 초기 탄성계수로써 계산해야 한다.

③ 추가 프리스트레싱

가. 포스트텐션을 적용한 PSC 박스교량은 설계 계산에 필요한 프리스트레스 힘의 15%를 종방향으로 추가 프리스트레싱할 수 있도록 설계해야 하며, 추가 프리스트레싱은 구조물의 공용기간 중 필요할 경우 언제나 가능하도록 설계해야 한다. 이 추가 프리스트레싱은 이 설계기준의 1.2항에서 정한 검토등급의 안전 조건을 유지하기 위하여 어떠한 단면에 대해서도 15 %의 압축응력 손실의 보정이 가능하도록 하는 것이다.

나. 압축손실이 없는 경우에도 추가 프리스트레싱 하중을 상기의 안전조건을 유지하기 위하여 고려해야 한다.

다. 그러므로 추가적인 부벽(butress)과 방향변환블록(deviation blister)이 콘크리트의 밖에 위치한 덕트 안의 추가 긴장재를 위하여 제공되어야 한다. 이는 국부적인 휨과 인장에 대하여 검토 되어야 한다.

(2) 설계검토

① 전체구조물은 다음에 따라 검토해야 한다.

가. 피해야 할 현상을 초래하지 않기 위한 사용하중 설계(사용하중 설계조합)

나. 구조요소의 정적 평형, 강도 및 안정성을 검토하기 위한 계수하중 설계(계수하중 설계조합)

② 안전 운행 기준은 홍수와 풍하중 또는 지진을 추가한 모든 사용하중조건에 적합해야 한다.

③ 모든 변위의 검토에는 여러 교각에 대하여 안정하다고 간주되는 기반암 또는 견고하고 깊은 충적토 등의 지반을 사용해야 한다. 이 지반에 재현 가능한 지진의 파장 및 진폭을 고려해야 하며, 상대변위를 변위의 검토에 추가해야 한다. 관련 지역에서의 단층 변위 또한 고려해야 한다.

④ 변위는 기초, 교각, 받침, 바닥판, 체결구에 대한 변위 등의 개개의 변위의 합으로 계산해야 하지만, 이 설계기준의 KDS 24 10 10(4.2)에 따라 검토해야 하는 변위는 한 구조물과 인접 구조물 사이의 상대변위이다.

(3) 응력계산

① 대부분의 경우에서 응력계산을 위하여 선형탄성 모델을 사용할 수 있다. 이 선형탄성 모델은 부정정 구조물의 강도설계에는 적합하지 않지만, 부득이 한 경우에는 이를 사용할 수 있다.

② 구조물은 가설공법을 고려하여 설계해야 한다. 타설 시의 굳지 않은 콘크리트는 지지 구조물에 대하여 활하중으로 작용하는 등 교량에 대 하여 응력과 변위를 유발할 수도 있다.

③ 여러 시공 공정을 포함하는 교량에서는 관련기관에 의하여 명시 되었을 경우에 한하여 콘크리트의 크리프과 건조수축에 의한 변위와 응력의 계산에 간략식을 사용할 수 있다.

④ 프리스트레싱 하중 : 긴장재 정착구역과 국소구역에 대하여는 4.5.15에 따라 특수해석을 수행해야 한다.

(4) 계산하중: KDS 24 12 10에서 정의된 하중조합과 하중계수를 고려해야 한다.

(5) 계수하중 설계응력: 사고하중 등의 예외적인 하중조합을 포함하여 고려해야 하는 계수 하중조합은 이 설계기준의 KDS 24 12 10(4.2.4)에 따라야 한다.

(6) 사용하중 설계응력

① 고려해야 하는 사용하중 조합은 이 설계기준의 KDS 24 12 10(4.2.3)에 따라야 한다.

② 이 설계기준의 4.5.7(1)③에 정의된 추가 프리스트레싱을 사용하중 조합에서 함께 고려해야 한다.

(7) 정적 안정 검토(static balance checking)

① 이 설계기준의 KDS 24 10 10에 따라 정적 안정 검토를 해야 한다.

② 정적 안정 검토는 전체 구조물과 각 시공 단계에 대하여 실시해야 한다.

③ 각 가설 단계에서 풍하중과 온도하중 및 가설하중을 고려하여 정적평형을 만족시켜야 하며, 특히 MSS공법이나 FCM(Free cantilever method)공법 등 여러 시공 공정을 포함하는 교량에 대하여는 이에 대한 검토를 누락시켜서는 안 된다.

4.5.8 단면

(1) 정의

가. 총 단면(gross section): 총 단면은 강선 또는 덕트 등을 고려하지 않은 콘크리트의 외곽선으로 만들어지는 단면을 말한다.

나 유효단면(effective section): 유효단면은 총 단면에서 시공 완료 후에 채워지더라도 종방향 및 횡방향 강선을 넣기 위한 덕트의 구멍, 정착장치 등을 제외한 콘크리트의 순단면을 말한다.

다. 환산단면(transformed section, homogeneous section): 환산단면은 PS강재가 완전 부착되어 있다고 가정하여 종방향 PS강재의 면적에 탄성계수비를 곱한 면적을 유효단면에 더한 단면을 말한다.

(2) 응력계산에 적용되는 단면

① 총 단면은 다음을 산출하는 경우 사용해야 한다.

가. 교량의 자중

나. 부정정력을 산출하기 위한 요소의 강성

다. 검토등급 II에 포함되는 교량 부재의 변형률

② 비균열 단면(유효단면 또는 환산단면)은 검토등급 I과 II의 단면응력을 산출하는 경우 사용해야 한다.

③ 유효단면은 사용하중 설계 시 고정하중에 의한 응력을 산출하는 경우 사용해야 한다.
④ 콘크리트의 인장응력을 무시한 균열단면은 검토등급 III의 교량 또는 교량요소를 검토하는 경우 사용해야 한다.

(3) 콘크리트 피복두께 단면
① 휨응력 성분이 없는 경우에 콘크리트 피복두께 단면은 총 단면이 된다.
② 휨응력 성분이 있는 경우에 콘크리트 피복두께 단면은 단면외곽선과 PS강재에서 c만큼 떨어진 휨 축에 평행한 두 직선으로 이루어진 단면을 말하며 여기서 c는 PS강재의 최소 피복두께이다.

4.5.9 휨에 대한 설계

(1) 사용하중 설계
① 검토 등급
가. 1.2에 정의되어 있는 검토 등급을 적용해야 한다.
(가) 등급 Ⅰ: 사용하중에서는 전체단면적에 대하여 인장응력이 발생하여서는 안 된다. 시공 중의 인장응력은 $0.7f_{tj}$를 넘지 않아야 한다.
(나) 등급 Ⅱ: 사용하중하에서, 콘크리트 피복두께 단면에서의 상시 사용하중 조합에서는 인장응력이 발생하여서는 안 되며, 흔치않은 사용하중 조합에서 콘크리트 피복두께 단면에서의 인장응력은 f_{tj}를 넘지 않아야 하며 그 밖의 단면에서는 $1.5f_{tj}$를 넘지 않아야 한다. 시공 중에 콘크리트 피복두께 단면에서의 인장응력은 $0.7f_{tj}$를 넘지 않아야 하며 그 밖의 단면에서는 $1.5f_{tj}$ 를 넘지 않아야 한다.
여기서, f_{tj}는 $0.6+0.06f_{cj}$ (MPa) 이며, f_{cj}는 j일에서의 콘크리트 압축강도(MPa)이다.
(다) 등급 Ⅲ: 축응력은 균열단면만으로 산출한다.
나. 철도교량에서 상시 사용하중 조합과 표준열차하중을 포함하는 흔치 않은 사용하중 조합에 대하여 인장응력이 발생하여서는 안 된다.
다. 등급 II에서 시공 중 또는 일시적인 상황이나 가장 불리한 조합에 대하여 인장응력을 검토해야 한다.
② 허용응력
프리캐스트 프리스트레스트 부재의 설계는 일반적으로 35 MPa을 표준으로 한다. 그러나 기술자가 일관된 강도를 유지할 수 있다고 판단하는 경우에는 콘크리트 강도를 42 MPa까지 증가시킬 수 있다. 특정한 영역(individual area basis)에서는 강도가 더 높은 고강도 콘크리트로 설계할 수도 있다. 이러한 경우에 설계도서에 기술자가 재료와 제작과정에 대한 감독을 완벽하게 하여 요구된 강도를 얻도록 주를 달아야 한다. 이 절의 규정들은 낮은 콘크리트 강도를 갖고 설계된 프리스트레스트 콘크리트 구조물과 구조 요소에 대해서도 동등하게 적용된다. PS강재의 허용인장응력은 일시적인 프리스트레스와 유효프리스트레스

사이의 PS강재의 응력을 구별하지 않는다. 그 이유는 프리스트레스 도입 직후 초기 PS강재 응력이 구조물을 사용한 후에도 상당한 기간 지속되므로 초기 PS강재 응력을 일시적인 응력으로 간주할 수 없기 때문이다. 프리스트레스 손실로 인한 PS강재 응력의 지속적인 감소는 PS강재의 상태를 개선해주기 때문에 시방서에서는 이러한 응력감소에 대한 제한이 제시되어 있지 않다.

가. PS강재의 허용응력

(가) 정착(seating)후 정착부에서의 응력

㉮ 프리텐션 부재

- 응력제거 강연선(stress relieved strands) $0.70f_{pu}$
- 저 릴랙세이션 강연선(1ow relaxation strands) $0.75f_{pu}$

정착장치의 활동에 의한 손실을 상쇄하기 위해서 짧은 시간동안에 응력이 $0.80f_{pu}$까지 증가하는 것을 허용하며, 정착후의 응력은 위의 값을 초과하지 않아야 한다.

㉯ 포스트텐션 부재 $0.70f_{pu}$

정착장치의 활동에 의한 손실과 마찰에 의한 손실을 상쇄하기 위해서 짧은 시간동안에 응력이 $0.90f_{py}$까지 증가하는 것을 허용하며, 정착 후 정착부에서의 응력은 위의 값을 초과하지 않아야 한다. 정착 후에 정착장치의 활동에 의한 손실구역의 끝부분에서의 응력은 $0.83f_{py}$를 초과하지 않아야 한다.

(나) 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력 $0.80f_{py}$

나. 콘크리트의 허용응력

(가) 긴장 직후의 응력(크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력)

㉮ 압축응력

- 프리텐션 부재 $0.60f_{ci}$
- 포스트텐션 부재 $0.55f_{ci}$

㉯ 인장응력

- 미리 압축력을 가한 인장구역: 일시적인 허용응력이 규정되어 있지 않다.(4.5.9(1)② 가(나)항에 있는 손실 후의 허용응력 참조)
- 그 외 지역 : 부착된 철근이 없는 인장구역 1.4 MPa 또는 $0.25\sqrt{f_{ci}}$ 계산된 인장응력이 위의 값을 초과하는 부분에서는 비균열단면으로 가정해서 계산된 콘크리트의 총 인장력에 저항하도록 부착된 철근을 배근해야 한다. 이때 최대 인장응력은 $0.5\sqrt{f_{ci}}$를 넘지 않아야 한다.

(나) 사용하중 상태에서의 응력(모든 손실이 일어난 후의 응력)

㉮ 허용압축응력 $0.40f_{ck}$

㉯ 미리 압축력을 가한 인장구역에서의 인장응력 0

(다) 균열응력

실험으로부터 얻은 휨인장강도를 사용하되, 실험자료가 없을 경우에는 다음 값을 적용한다.

㉮ 보통 콘크리트 $0.63\sqrt{f_{ck}}$

㉯ 모래 경량 콘크리트 $0.54\sqrt{f_{ck}}$

㉯ 전 경량 콘크리트 $0.47\sqrt{f_{ck}}$

(라) 정착부의 지압응력

부재단부에 적절한 철근을 배치한 포스트텐션 부재의 정착장치에 의해 발생되는 콘크리트의 지압응력은 다음 값 이하로 해야 한다.

㉮ 긴장재 정착 직후 $0.7f_{ci}\sqrt{A'_b/A_b - 0.2} \le 1.1f_{ci}$

㉯ 프리스트레스 손실 발생 후 $0.5f_{ck}\sqrt{A'_b/A_b} \le 0.9f_{ck}$

다. 철근의 허용응력

㉮ 휨철근의 허용응력: $f_{ca} = 0.50f_y$ (130 MPa$\le f_{sa} \le$180 MPa)

㉯ 압축철근의 허용응력: 철근의 항복강도의 40%

③ 시공 이음부 단면

가. 철근은 이음부를 관통해야 하며, 일반적인 단면과 같은 방법으로 검토해야 한다.

나. 시공 이음부 단면, 특히 박스거더의 복부판이나 바닥판과 같이 2단계로 시공된 수평 이음부 단면에는 건조수축의 차이에 의하여 전단응력이 발생하므로 이에 대비한 철근을 배근해야 한다.

④ 접속구(coupler)

접속 장치를 사용할 경우에는 동일한 단면에서 텐던 총면적의 50% 이하가 되도록 하며 연결부 보강을 엄밀히 검토해야 한다.

(2) 변형 해석

철도교량의 변형과 진동은 KDS 24 10 10(4.2)의 규정에 따라 검토해야 한다.

(3) 계수하중 설계

① 전단설계는 KDS 14 20 22를 따라야 한다.

② 풍하중과 선로 운영 적용의 존속시간은 1시간을 초과하지 않는다고 가정해야 한다.

4.5.10 휨강도

(1) 일반사항

프리스트레스트 콘크리트 부재는 규정된 사용하중하에서 축력과 휨을 동시에 받는 경우 비균열단면으로 가정한다. 부재의 단면 성질을 계산하는 경우, 프리텐션 부재와 그라우팅이 된 포스트텐션 부재에서는 부착된 보강재의 환산단면적을 사용한다. 긴장재의 부착 전에는 덕트의 개방된 단면적은 제외된다.

(2) 사각형 단면

① 사각형 단면 또는 중립축이 플랜지내에 있는 플랜지를 갖는 단면에 대한 설계휨강도는 식 (4.5-18)과 같이 계산한다.

$$\phi M_n = \phi\left[A_{ps} f_{ps} d_p \left\{1 - 0.59\frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}}\right\}\right] \qquad (4.5\text{-}18)$$

$$= \phi\left[A_{ps} f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right)\right]$$

여기서, $a = \dfrac{A_{ps} f_{ps}}{0.85 f_{ck} b}$

② 강재지수 $\rho_p f_{ps}/f_{ck}$가 $0.36\beta_1$보다 큰 사각형단면에 대한 설계휨강도는 압축측 콘크리트가 먼저 파괴되는 취성거동을 방지하기 위하여 식 (4.5-19) 값보다 크지 않게 취해야 한다.

$$\phi M_n = \phi\left[f_{ck}\left(0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2\right) b d_p^2\right] \qquad (4.5\text{-}19)$$

여기서, β_1: 등가직사각형 응력분포의 깊이와 중립축 거리와의 비

(3) 플랜지를 갖는 단면

① 플랜지의 두께가 a보다 작거나 철근비 $[(A_{ps} - A_{pf})/b_w d] f_{ps}/f_{ck}$가 $0.36\beta_1$ 이하이면 설계휨강도는 식 (4.5-20)과 같이 계산한다.

$$\phi M_n = \phi\left[(A_{ps} - A_{pf}) f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + 0.85 f_{ck}(b - b_w) h_f\left(d_p - \frac{h_f}{2}\right)\right] \quad (4.5\text{-}20)$$

여기서, $a = \dfrac{(A_{ps} - A_{pf}) f_{ps}}{0.85 f_{ck} b_w}$

A_{pf}: 플랜지를 갖는 단면의 플랜지가 극한 압축강도에 도달하는데 필요한 강재량

$A_{pf} = 0.85 f_{ck}(b - b_w)\dfrac{h_f}{f_{ps}}$

A_{pw} : 플랜지를 갖는 단면의 복부가 극한 압축강도에 도달하는데 필요한 강재량

$A_{pw} = A_{ps} - A_{pf}$

② 철근비 $[(A_{ps} - A_{pf})/b_w d] f_{ps}/f_{ck}$가 $0.36\beta_1$보다 큰 경우, 설계휨강도는 식 (4.5-21) 값보다 크지 않게 계산해야 한다.

$$\phi M_n = \phi\left[f_{ck}\left(0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2\right) b_w d_p^2 + 0.85 f_{ck}(b - b_w) h_f (d_p - 0.5 h_f)\right] \qquad (4.5\text{-}21)$$

(4) PS강재의 응력(f_{ps})

① 변형률 적합방법 등의 자세한 해석을 수행하여 얻은 정확한 강재의 응력 f_{ps} 값을 모르는 경우에 대하여 f_{pe}의 값이 $0.5 f_{pu}$ 이상이면 f_{ps} 값을 식 (4.5-22)와 같이 근사적으로 취한다.

가. PS긴장재가 부착된 부재

$$f_{ps} = f_{pu}\left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1}\left\{\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p}\left(\rho \frac{f_y}{f_{ck}} - \rho' \frac{f_y}{f_{ck}}\right)\right\}\right] \qquad (4.5\text{-}22)$$

여기서, f_{pu} : PS강재의 극한강도 (MPa)

f_y : 인장철근의 항복강도 (MPa)

f_{ck} : 콘크리트의 압축강도 (MPa)

γ_p : 긴장재의 항복비에 따른 계수

$$0.55 : \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.80$$

$$0.40 : \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.85$$

$$0.25 : \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.85$$

ρ_p : PS강재비

ρ : 인장철근비

ρ' : 압축철근비

f_{ps} 계산 시 압축철근을 고려한다면 $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p}\left(\rho \frac{f_y}{f_{ck}} - \rho' \frac{f_y}{f_{ck}}\right)\right]$ 의 값이 0.17 이상이라야 하고, d' 은 $0.15 d_p$ 이하라야 한다.

나. PS긴장재가 부착되지 않은 부재

(가) 지간과 높이의 비가 35이하인 경우

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{100\rho_p} \qquad (4.5\text{-}23)$$

여기서, f_{ps}는 f_{py} 또는 $(f_{pe} + 400)$ (MPa) 이하라야 한다.

(나) 지간과 높이의 비가 35보다 큰 경우

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{300\rho_p} \qquad (4.5\text{-}24)$$

여기서, f_{ps}는 f_{py} 또는 $(f_{pe} + 210)$ (MPa) 이하라야 한다.

② 계수하중에서 프리캐스트 바닥판 슬래브(deck panel)의 PS강재의 응력은

$$f_{ps} = 70\frac{L_x}{D} + \frac{2}{3} f_{pe} \qquad (4.5\text{-}25)$$

로 제한되며, 식 (4.5-22)~(4.5-24)에 의한 f_{ps}보다 크지 않아야 한다.

여기서, D : 강연선의 공칭지름 (mm)

f_{pe} : 손실이 일어난 후 긴장재의 유효프리스트레스 (MPa)

L_x : 패널의 중심에서 긴장재 끝까지의 거리 (mm)

4.5.11 철근 및 PS강재의 제한

(1) 최대 PS강재량

프리스트레스트 콘크리트 부재는 부재가 극한강도에 도달했을 때 PS강재가 항복하도록 설계한다. 프리스트레스트 콘크리트 부재가 극한상태에 도달할 때 콘크리트의 압축측이 먼저 파괴되는 취성파괴를 방지하고 인장측 보강재가 먼저 항복강도에 도달한 다음 연성을 발휘하는 연성파괴를 유도하기 위해서 최대 강재량을 제한한 것이다. 일반적으로, 강재지수는 식 (4.5-26), 식 (4.5-27)과 같이 표시된다.

①사각형 단면

$$q_p = \rho_p \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \qquad (4.5\text{-}26)$$

②플랜지를 갖는 단면

$$q_p = \frac{A_{pw}}{b_w d_p} \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \qquad (4.5\text{-}27)$$

이 강재지수는 $0.36\beta_1$을 초과하지 않아야 하며 강재지수가 $0.36\beta_1$ 보다 큰 부재에서는 휨강도를 식 (4.5-19)와 식 (4.5-21)보다 크지 않아야 한다.

(2) 최소 PS강재량

①프리스트레싱되지 않은 철근 및 PS강재량은 위험단면에서의 계수모멘트가 파괴계수에 기초를 하여 계산한 균열모멘트보다 최소한 1.2배 이상이 되도록 배치해야 한다.

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \qquad (4.5\text{-}28)$$

여기서 $M_{cr} = (f_{ru} + f_{pe}) Z_c$

이 규정은 균열발생 후 즉각적으로 발생하는 급작스런 휨파괴를 방지하기 위한 것이다. 시방서 규정에 따라 설계된 휨부재는 그 부재의 휨강도에 도달하기까지는 균열이 발생한 후에도 상당한 하중이 추가로 재하되어야 한다. 그러므로 부재가 발휘할 수 있는 휨강도에 접근하게 되면 상당량의 처짐이 나타나게 되어 위험을 경고해 준다. 그러나 균열 발생 후 즉각적으로 휨강도에 도달하게 되면 위험을 경고해주는 처짐이 생길 틈이 없이 파괴된다. 따라서 본 시방서에서는 적어도 균열하중의 1.2배에 견딜 수 있는 최소 강재량을 요구하고 있다.

검토 단면의 휨강도(ϕM_n)가 외력에 의한 계수모멘트(ϕM_u)의 4/3배 이상인 경우에는 이 규정을 따르지 않아도 된다.

②프리캐스트 프리스트레스트 바닥판을 활용하는 경우 슬래브의 현장치기된 부분에 횡방향으로 배근되는 프리스트레싱되지 않은 철근의 최소량은 슬래브의 단위폭(m)당 600 mm^2 이상이어야 한다.

(3) 철근

①철근은 보의 계수 인장강도에 기여하는 것으로 고려한다. 이때 철근은 항복한 것으로 가정하며, 철근에 의한 인장력은 철근단면적에 철근의 항복강도를 곱한 것으로 계산한다.

② 항복강도보다 작은 응력이 발생하는 보강철근은 변형률 적합조건을 적용한 해석에 의해서 철근의 응력을 계산한다.

가. 사각형 단면

$$\frac{\rho f_y}{f_{ck}}\frac{d}{d_p}+\frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}}-\frac{\rho' f_y}{f_{ck}} \le 0.36\beta_1 \qquad (4.5\text{-}29)$$

나. 플랜지를 갖는 단면

$$\frac{A_s f_y}{b_w d f_{ck}}+\frac{A_{pw} f_{ps}}{b_w d_p f_{ck}}-\frac{A_s{}' f_y}{b_w d f_{ck}} \le 0.36\beta_1 \qquad (4.5\text{-}30)$$

식 (4.5-29)와 식 (4.5-30)에서 강재지수 계산시 복부폭을 b와 b_w로 각각 계산한다. 위 식들이 $0.36\beta_1$보다 큰 부재에서는 압축측 콘크리트가 먼저 파괴되는 과다보강으로 역시 휨강도를 식 (4.5-19)와 식 (4.5-21)보다 크지 않게 취해야 한다.

4.5.12 전단에 대한 설계

(1) 일반사항

① 속이 찬 슬래브와 기초를 제외한 프리스트레스트 콘크리트 휨부재는 전단과 사인장응력에 대해 보강해야 한다. 속이 빈 슬래브에 대해서는 전단에 대해 검토를 해야 하며, 계수전단력 V_u가 콘크리트가 부담하는 전단강도 ϕV_c의 1/2배보다 작으면 전단에 대한 보강은 생략해도 좋다.

② 전단철근은 부재축에 직각방향으로 있는 스터럽 또는 부재축에 직각방향으로 위치한 용접된 강선(wire)으로 이루어진다. 전단철근은 압축연단으로부터 d만큼 연장되어야 하고, 피복두께 규정과 다른 철근과의 근접이 허용되는 한도 내에서 부재의 압축면 및 인장면에 가깝게 배근해야 한다. 전단철근이 설계 항복강도를 발휘하도록 전단철근의 양 끝을 철근의 정착규정에 따라 정착해야 한다.

③ 전단력을 받는 부재는 다음 조건 식 (4.5-31)을 만족하도록 설계해야 한다.

$$V_u \le \phi(V_c + V_s) \qquad (4.5\text{-}31)$$

여기서, V_u : 위험단면에서의 계수전단력

V_c : 콘크리트가 부담하는 공칭전단강도

V_s : 전단철근이 부담하는 공칭전단강도

④ 작용하중에 의한 반력이 부재의 단부 부근에 압축력을 유발할 때, 지점면으로부터 $h/2$보다 작은 거리에 위치한 단면은 $h/2$지점에서 계산한 계수전단력 V_u에 대해 전단설계를 한다.

⑤ 프리캐스트 세그멘탈 박스거더의 복부에는 가설하중에 의한 전단력을 전달하기 위해서 전단연결재(shear key)를 설치한다. 특히 교각 근처에 있는 세그먼트에서는 전단연결재에 반대의 전단응력이 발생할 수 있다. 세그먼트의 가설 시 전단연결재에 의해 전달되는 전달응

력은 $\frac{\sqrt{f_{ck}}}{6}$를 초과하지 못한다.

(2) 설계 원리

① 전단력에 영향을 받는 거더는 다음과 같이 설계해야 한다.

가. 복부판과 리브 등과 같은 모든 거더의 구성 요소들은 사용하중설계와 계수하중설계에 따라 설계해야 한다.

나. 거더의 받침부위와 하단 코너부에 대한 안정성은 이 설계기준 4.5.15(4),(5)에 따라 검토해야 한다.

② 응력은 이 기준 4.5.7에 따라 산출해야 하며, 종방향의 프리스트레스 힘을 포함하여 외부작용력에 의한 전단력 V는 거더 높이의 변화가 큰 경우 감소효과를 고려하여 산출해야 한다. 이 때 수정된 전단력은 V_{red}로 표기해야 한다.

③ 프리스트레싱은 전단력에 대한 전단철근으로 사용하여서는 안 된다.

(3) 사용하중설계

① 설계 해석

가. 거더는 비균열단면으로서 선형탄성변형의 가정을 도입하여 해석해야 하며, 종방향 응력(f_x), 횡방향 프리스트레싱에 의한 횡방향응력(f_t, 횡방향 프리스트레싱이 없는 경우에는 f_t는 0이다) 및 전단응력(τ)을 고려하여 단면을 설계해야 하다.

나. f_x는 유효단면적을 고려하여 산출하며, f_t와 τ는 저항부재의 유효폭을 고려하여 산출해야 한다.

다. 복부판의 경우 유효폭은 다음과 같이 계산할 수 있다.

(가) 강재 덕트가 그라우팅 되었을 경우

$$b_n = b_o - n\frac{\phi}{2} \qquad (4.5\text{-}32)$$

(나) 강재 덕트가 그라우팅 안 되었을 경우

$$b_n = b_o - n\phi \qquad (4.5\text{-}33)$$

여기서, b_o는 복부판의 최소 두께이며, n은 수평방향에서의 총 덕트의 수이며, ϕ는 덕트의 외경이다.

라. Q횡방향 PS강재가 거더의 중립축과 직각을 이루는 경우의 각 응력은 식 (4.5.34)와 같이 구할 수 있다

$$f_x = f \quad f_t = \frac{P_t}{b_n S_t'} \quad \tau = \frac{V_{red} Q}{b_n I} \qquad (4.5\text{-}34)$$

여기서, S_t'는 횡방향 PS강재의 배치간격,

P_t는 횡방향 PS강재 한 개의 긴장력

② 허용응력

가. 보와 일 방향 슬래브

(가) 콘크리트의 허용전단 응력 : $\tau_{ca} = 0.08\sqrt{f_{ck}}$

(나) 철근의 추가된 부재의 최대 전단 응력 : $\tau_{ca} = 0.36\sqrt{f_{ck}}$

나. 2방향 슬래브와 기초 : $\tau_{ca} \le 0.08\sqrt{f_{ck}}$

다. 미세균열을 피하기 위해서 시공 중과 사용하중 작용시의 전단응력은 3.0 MPa을 넘을 수 없다.

(4) 계수하중설계

① 일반내용

가. 계수하중설계는 이 코드 4.5.9에 따라야 한다.

나. 관련기관에서 규정한 아주 특별한 경우를 제외하고는, 중앙부의 단면을 포함하여 모든 프리스트레스 콘크리트 요소에 전단철근을 배치해야 한다.

다. 시공이음부에서 상·하 이음면의 건조수축의 차이에 의하여 발생하는 전단력은 이음면에 배치된 철근이 모두 부담하는 것으로 설계해야 한다.

라. 시공이음면은 최소 5 mm 크기의 요철이 생기도록 거칠게 접촉면의 처리를 해야 하며, 이를 상세 도면에 표기해야 한다.

② 콘크리트가 부담하는 전단강도

가. 휨철근에 의한 전체 인장강도의 40 %보다 큰 유효 프리스트레스힘을 받는 부재의 경우, 나에 따라 좀 더 정밀한 계산이 되지 않으면 전단강도 V_c 는 식 (4.5-35)에 따라야 한다.

$$V_c = \left(0.05\sqrt{f_{ck}} + 4.9\frac{V_u d_p}{M_u}\right) b_w d_p \qquad (4.5\text{-}35)$$

그러나 V_c는 $0.17\sqrt{f_{ck}}\,b_w d_p$보다 작지 않아야 하며, $0.42\sqrt{f_{ck}}\,b_w d_p$나 나의 값보다 크지 않아야 한다. 그리고 $V_u d_p / M_u$는 1.0보다 크지 않아야 한다. 여기서 V_u와 M_u는 고려단면에서 동시에 발생하는 단면력이다. 식 (4.5-35)를 적용할 때, $V_u d_p / M_u$에서 d_p는 압축연단에서 프리스트레스 도심까지의 거리이다.

나. 콘크리트가 부담하는 전단강도 V_c는 다음의 V_{ci}또는 V_{cw}중에서 작은 값으로 해야 한다. 전단강도 V_{ci}는 식 (4.5-36)을 따라야 한다.

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}}\,b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{\max}} \qquad (4.5\text{-}36)$$

이 값은 $0.14\sqrt{f_{ck}}\,b_w d_p$보다 작을 필요는 없고, d_p는 $0.8h$보다 작게 취할 필요가 없다. 외부에서 작용한 계수하중은 상재 고정하중, 토압, 활하중을 포함하며, 이 계수하중으로부터 V_i와 $M_{\max}$가 결정된다. 여기서, 외부하중에 의해 휨균열이 발생하는 균열모멘트는 식 (4.5-37)과 같다.

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t}(0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \qquad (4.5\text{-}37)$$

외부하중에 의해 발생하는 단면의 최대계수모멘트 $M_{\max}$와 전단력 V_i는 해당 단면에 최대모멘트를 유발하는 하중조합으로부터 계산해야 한다.

(가) 전단강도 V_{cw}는 식 (4.5-38)을 따라야 한다.

$$V_{cw} = (0.29\sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p \qquad (4.5\text{-}38)$$

여기서 d_p를 $0.8h$ 보다 작게 취할 필요는 없다.

다. 프리텐션 부재에서 지점면으로부터 0.5 h 거리에 있는 단면이 PS긴장재의 정착길이보다 더 가깝게 부재의 단부에 위치하면, f_{cw}를 계산할 때 감소된 프리스트레스를 고려해야 한다. 프리스트레스 힘은 PS강재의 끝에서 0, PS강재의 끝으로부터 정착길이와 같은 거리에서 최댓값이 되는 직선적으로 변하는 값으로 가정해도 좋다. 정착길이는 강연선에 대해서는 지름의 50배, 단일 강선에 대해서는 지름의 100배로 가정해야 한다.

③ 전단철근이 부담하는 전단력

가. 전단철근이 부담하는 전단력은 식 (4.5-39)와 같다.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \qquad (4.5\text{-}39)$$

여기서, A_v는 간격 s내에 있는 전단철근의 단면적이다. V_s는 $\frac{2}{3}\sqrt{f_{ck}}b_w d$보다 크게 취해서는 안 되고, d를 $0.8h$보다 작게 취할 필요는 없다.

나. 전단철근의 간격 s는 0.75 h 또는 600 mm보다 커서는 안 된다. 다만 V_s가 $\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}}b_w d$를 초과하면 최대 철근간격은 1/2로 감소시킨다.

다. 전단철근의 최소 단면적은 식 (4.5-40)과 같다.

$$A_{v,\min} = 0.0625\sqrt{f_{ck}\frac{b_w s}{f_{yt}}} \qquad (4.5\text{-}40)$$

그러나 최소 전단철근량은 $0.35 b_w s/f_{yt}$보다 작지 않아야 한다. 여기서, b_w와 s의 단위는 mm이다.

라. 휨철근 인장강도의 40 % 이상의 유효 프리스트레스 힘이 작용하는 프리스트레스트 콘크리트 부재에 대한 최소전단철근량은 KDS 14 20 22(4.2.1)의 식 (4.2-5)와 이 설계기준의 식 (4.5-41)에 의해 구한 값 중 적은 값 이상으로 해야 한다.

$$A_{u,\min} = \frac{A_{ps}}{80}\frac{f_{pu}}{f_{yt}}\frac{s}{d}\sqrt{\frac{d}{b_w}} \qquad (4.5\text{-}41)$$

마. 전단철근의 설계 항복강도 f_y는 400 MPa를 초과해서는 안 된다. 그러나 이형 용접강선망에 대해서는 항복강도 500 MPa의 사용을 허용해야 한다.

④수평 전단설계 - 합성거더 휨부재

가. 합성거더 휩부재는 접촉면을 따라 전단력을 전달하고 각 요소의 분리를 방지하기 위해서 다음 나~라의 규정에 따라 서로 연결되어야 한다.

나. 접촉면을 깨끗하게 하고 인위적으로 거칠게 만들고, 라에 따라 최소 수직연결철근을 배근하고, 모든 스터럽을 교차하는 모든 요소에 완전하게 정착시키고, 그리고 복부부재 전체의 수직 전단력에 저항하도록 설계되었을 때에는 계수수평전단력이 완전하게 전달된다고 가정해야 한다. 그렇지 않으면 계수 수평전단응력은 다와 라에 따라 계산되고 제한되어야 한다.

다. 나의 규정 대신에 계수 수평전단응력은 $\tau = V_u Q/(Ib_w)$식으로 계산할 수 있다. 계산된 전단응력에 저항하도록 하기 위하여 접촉면에서의 전단저항능력은 다음과 같이 가정해야 한다.

(가) 라의 최소 연결철근 규정을 만족할 때…… 0.52 MPa

(나) 라의 최소 연결철근 규정을 만족하고 프리캐스트 요소의 접촉면이 깨끗하고 인위적으로 거칠게 만들어 졌을 때 …… 2.06 MPa

(다) 연결부위를 가로질러 배근된 스터럽과 수직연결철근이 ④의 최소철근 규정을 초과하는 경우에는 위의 두 규정에 의한 값에다 초과하는 철근량의 단위 %당 다음의 값을 추가해야 한다. …… 1.03 MPa

라. 모든 전단철근은 현장치기 바닥판으로 연장되어야 한다. 지간의 단위길이(m) 당 수직 전단철근의 최소 총단면적은 300 mm 간격으로 배근된 2개의 D10 철근 단면적보다 작지 않아야 한다. 전단철근은 수직연결(ties) 철근의 규정을 만족시키기 위해 사용해야 한다. 수직 연결철근의 간격은 합성플랜지의 평균두께의 4배 그리고 600 mm보다 커서는 안 된다.

⑤수평 전단설계 – 박스거더

거더의 복부와 연결되는 일체로 치기된 헌치와 플랜지와의 접합부에서의 수평전단응력은 $0.01 f_{ck}$를 초과하지 않아야 한다.

(5) 총 전단 철근 - 전단력, 비틀림과 프리스트레스 힘의 전달해석 등으로 인한 배치해야 할 최종 전단철근량은 A_{pt}보다 작지 않아야 하며, A_s에 1.5를 곱한 값과 A_{pt}와 A_s를 더한 값 중 작은 값보다 작지 않아야 한다. 여기서, A_{pt}는 프리스트레싱 전달 철근이며, A_s는 전단철근이다.

4.5.13 비틀림에 대한 설계

비틀림을 받는 부재의 설계는 KDS 14 20 22(4.4)에 대한 설계에 따라야 한다.

4.5.14 정착 구역 설계

(1) 포스트텐션 부재의 정착구역은 정착장치에 집중된 프리스트레스 힘을 횡방향으로 분산시켜 단면 전체에 선형의 응력 분포가 되도록 하는 콘크리트 부분을 말한다. 부재 또는 세그먼트의

단부에 있는 정착구역의 횡방향 규격은 단면의 깊이와 폭으로 취한다. 긴장재 방향으로의 정착구역 종방향 길이(정착장치 전방)는, 부재 길이나 세그먼트 길이를 초과할 수 없고 횡방향 규격 중 큰 값보다 작아서는 안 되며 1.5배보다 커서도 안 된다. 중간에 정착되는 경우의 정착구역 길이는 정착장치 후방으로도 횡방향 규격 중 큰 값보다 작지 않은 거리만큼 연장해야 한다. 정착 구역은 정착부 해석을 위한 구역 설정 값이므로 긴장재 방향으로 동일한 단면을 유지할 필요는 없으나 정착부 및 받침부 국부 해석, 전체 구조계 해석 등에 의해 안전성이 확보되도록 해야 한다.

슬래브에서 여러 개의 정착장치를 사용하는 경우의 정착구역 폭과 길이는 응력이 작용하는 긴장재 중심 간격으로 하되, 긴장재 축방향으로의 슬래브 길이보다 커서는 안 된다. 정착 구역의 두께는 슬래브 두께와 같게 취한다.

(2) 프리텐션 부재에서는 정착구역 파열력에 대한 저항을 위해 긴장력 도입 시 총 프리스트레스 힘의 4% 이상을 저항하도록 수직 철근을 보의 단부로부터 $d/4$ 지점 안에 수직철근을 배근해야 하고, 수직철근을 가능하면 단부 가까이에 위치시켜야 한다. 이때 철근의 응력은 140 MPa을 초과할 수 없다. 보의 단부로부터 d거리까지는 하부 플랜지에 배치되는 PS강재를 감싸도록 공칭보강철근을 배근해야 한다. 박스 형상의 보에서는 횡방향 철근을 배근해야 하고, 박스 보의 복부까지로 철근을 연장시켜 정착해야 한다.

4.5.15 정착구역과 단부스트럿 및 하단 코너부의 안정성검토

(1) 많은 양의 PS강재가 배치되는 철도교량에 있어서 이 규정에 의한 검토를 누락하여서는 안 된다.

(2) 프리스트레스 힘의 전달 과정

① 서론

가. 단면 S_a에 PS강재가 정착될 경우, 정착단면 S_a로부터 일반단면 S_r로 프리스트레스 힘이 전달되면서 단면 내에서의 응력분포곡선은 비연속 분포로부터 점차적으로 선형 연속분포로 바뀐다.

나. 위의 프리스트레스 힘의 전달과정에서 단면 내에는 수직응력(f)과 전단응력(τ)이 발생하게 되는데 이러한 3차원적인 현상은 단면내의 두 개의 주축을 고려하면 효과적으로 표현할 수 있다.

다. 다음의 각 영향에 저항하기 위하여 필요한 철근을 다음과 같이 정의한다.

(가) 표면 효과 : A_s

(나) 파열 효과 : A_b

(다) 전달 : A_t

② 표면 효과

가. 표면 효과에 저항하기 위한 철근(A_s)량은 식 (4.5-42)로부터 구할 수 있다.

$$A_s = 0.04\frac{\max(F_{j0})}{f_{s,\lim}} \qquad (4.5\text{-}42)$$

여기서, $f_{s,\lim}$은 철근의 설계강도로서 일반적으로 $\frac{2}{3}f_{sy}$이다.

F_{j0}는 PS강재 j의 긴장력

나. A_s는 단면 바로 밑에 배치해야 한다.

③ 파열 효과

가. 각 PS강재에 대해, 파열 효과에 대한 검토를 다음 방법에 따라 수행해야 한다.

나. 식 (4.5-43)으로부터 구한 콘크리트의 횡방향 인장응력(f_{tej})은 콘크리트의 인장강도(f_{tj})의 1.25배보다 크지 않아야 한다.

$$f_{tej} = 0.5\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right)\frac{F_{j0}}{e'd_j} < 1.25f_{tj} \qquad (4.5\text{-}43)$$

여기서, a_j는 계산단면에서의 정착장치의 크기

d_j는 그림 4.5-1에서 표현된 닮은 사각형의 크기

$d = 2\times$작은 값(c, c^*)

e'는 단면 횡좌표 t의 단면 BC에서의 거더의 두께

(그림 4.5-4 참조)

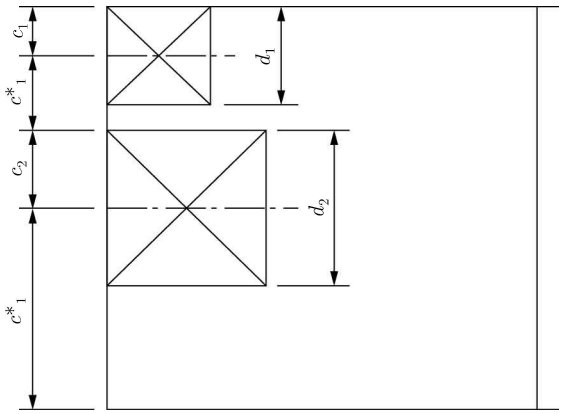


그림 4.5−1 대칭 프리즘에서의 파열효과

다. 식 (4.5-44)로 구한 콘크리트의 압축응력(f_{xmj})은 콘크리트의 압축강도의 2/3보다 크지 않아야 한다.

$$f_{xmj} = \frac{F_{j0}}{e'd_j} < \frac{2}{3}f_{ck} \qquad (4.5\text{-}44)$$

라. PS강재 j에 대한 파열 철근량은

$$A_{bj} = \frac{R_j}{k_j f_{s,\lim}} \qquad (4.5\text{-}45)$$

여기서, $k_j = 1.0$는 외측 PS강재인 경우

$k_j = 1.5$는 중간에 위치한 PS강재인 경우

$R_j = 0.25\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right)F_{j0}$는 파열력(bursting effort)

마. 최종적으로 파열 효과에 저항하는 철근량(A_b)는 식 (4.5-46)과 같이 정해야 한다.

$$A_b = \max\begin{cases}\max(A_{bj}) \\ 0.15\dfrac{\max(F_{j0})}{f_{s,\lim}}\end{cases} \qquad (4.5\text{-}46)$$

바. A_b는 정착단면(S_a)으로부터 $\max(d_j)$ 떨어진 곳까지 배치해야 한다.

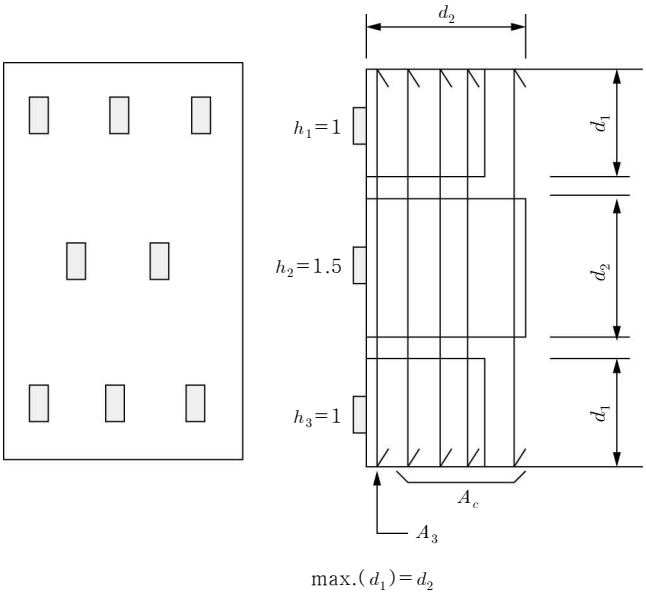


그림 4.5－2 파열효과와 표면효과에 대한 철근보강

(3) 프리스트레스 힘의 전달

① 원리

가. 프리스트레스 힘의 전달은 시공 중 또는 공용기간 중에서 가장 불리한 쪽에 대하여 계산해야 한다.

나. 프리스트레스 힘의 전달을 계산하기 위하여 다음의 가정을 도입해야 한다.

(가) 도입길이는 단면의 높이와 같다.

(나) 도입구간 내에서의 힘의 평형은 다음 두 가지 문제로 단순화시킬 수 있다.

㉮ 프리스트레스 집중력을 사다리꼴 분포의 하중으로 치환하여 도입구간 내의 평형조건을 적용해야 한다.

㉯ 프리스트레스 집중력과 앞의 경우와 반대 방향의 사다리꼴 분포력과의 평형조건을 적용해야 한다. 이러한 평형을 순수확산평형(pure diffusion general balance)이라 한다.

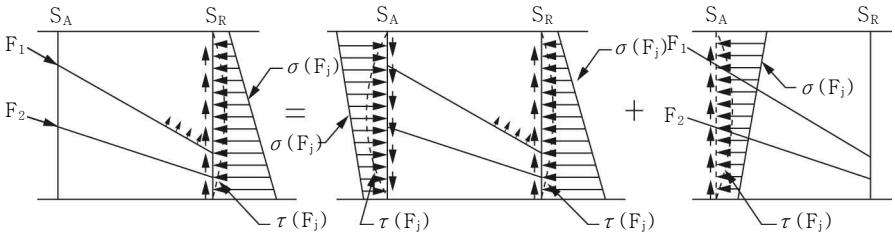


그림 4.5-3 프리스트레싱 전달 해석 원리

다. 앞의 가정으로부터 프리스트레스 힘의 전달과정에서 발생하는 단면력을 식 (4.5-47)~식 (4.5-49)와 같이 산출할 수 있다.

(가) 전단력 : $V_x(t) = F_{lx} - X$ (4.5-47)

(나) 휨모멘트 : $M_t(t) = F_{lx}(t - c_1) - X\alpha + \frac{e}{2}(T - F_{lt})$ (4.5-48)

(다) 축력 : $N_t(t) = F_{lt} - T$ (4.5-49)

여기서, $\begin{cases} X = \int_{AB}^{AB} f(F_j)e'dt \\ T = \int_{AB}^{AB} \tau(F_j)e'dt \end{cases}$

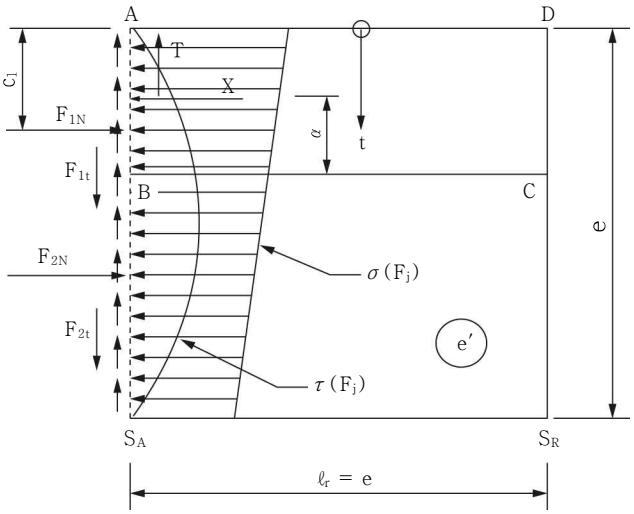


그림 4.5-4 작용력

라. 그러므로 프리스트레스 힘의 전달은 다음의 두 단계로 나누어 설계할 수 있다.

(가) 첫 번째 조정 구역: 표면 및 파열 효과에 대한 철근

(나) 두 번째 조정 구역: 순수확산평형에 대응하는 전달 철근

② 응력

가. 횡방향 좌표 t에서 모든 단면의 표준 전달 전단응력은:

$$\tau_d = \frac{2V_x}{e'l_t} \qquad (4.5\text{-}50)$$

여기서, l_t는 도입길이(단면의 높이와 같다).

V_x는 프리즘 ABCD에 작용하는 수평력.

나. 횡방향 좌표 t의 단면의 최대 전단응력은 전달전단응력(τ_d)과 가장 불리한 하중조합에 의하여 결정된 최대 전단응력(τ)과의 합이며 단면에 발생하는 최대 전단응력은 콘크리트의 인장강도(f_{tj})의 1.5배보다 크지 않아야 한다.

$$\tau_{g,\max} = \max(\tau_d + \tau) < 1.5 f_{tj} \qquad (4.5\text{-}51)$$

③ 철근

가. 정착단면(S_a)와 일반단면(S_r) 사이에 배치해야 하는 철근량은 식 (4.5-52) 같이 결정할 수 있다.

$$A_t = \frac{|V_{xe}| - N_{te}}{f_{s,\lim}} \qquad (4.5\text{-}52)$$

여기서, N_{tc}는 압축력($N_{tc} > 0$) 또는 인장력 ($N_{tc} < 0$)이 될 수 있다.

$$V_{xe} = V_x\left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d}\right)^2\right] \qquad (4.5\text{-}53)$$

식 (4.5-53)에서 도입전단응력(τ_d)가 콘크리트의 인장강도(f_{tj})의 1/3보다 작아지면, 콘크리트가 전단력을 부담한다고 가정해야 한다.

나. 위에서 계산된 철근의 단면적 A_t이 $(A_s + A_b)$보다 작은 경우에는, 프리스트레스 힘의 도입으로 인한 추가 철근은 필요하지 않다.

다. 위에서 계산된 철근의 단면적 A_t이 $(A_s + A_b)$보다 큰 경우에는, $A_t - (A_s + A_b)$의 철근량을 도입길이의 2/3 이내에 배치해야 한다.

라. 위의 규정들은 모두 거더의 단부 단면에 대한 것으로서 중간부 단면에 대해서는 위에서 산정한 각각 철근 단면적에 각각의 계수를 곱함으로써 구할 수 있다. 이들 계수는 구조물의 단계별 시공 계획에 따라 표 4.5-3과 같이 정할 수 있다.

표 4.5−3 도입철근의 감소계수

	감소계수	경우 1	경우 2
PS강재 측	λs	1.0	1.0
	λb	1.0	1.0
	λt	0.6	1.0
PS강재 반대측	λs	0.6	0.3
	λb	0.6	0.3
	λt	0.6	0.3

주 1) 경우 1은 시공 중 한 번도 단부 단면이 되지 않는 중간부 단면
2) 경우 2는 시공 중 일시적으로 단부 단면이 되는 중간부 단면

(4) 단부 스트럿(end strut)

① 거더에서 작용하는 힘은 거더의 종방향 축으로부터 그림 4.5-5에서 β_u도 경사진 하나의 스트럿을 통하여 받침에 전달된다. 여기서 β_u는 30° 보다 작아서는 안 된다.

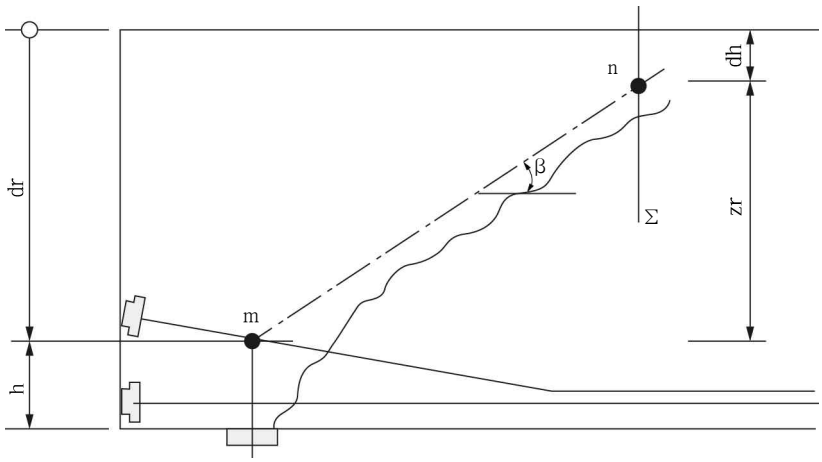


그림 4.5-5 단부 스트럿

② 여러 PS강재를 가지는 거더에서, 블록 내부의 압력선은 거더의 각 끝단에서 정착된 PS강재의 각 작용선을 보여주는 점선이다.

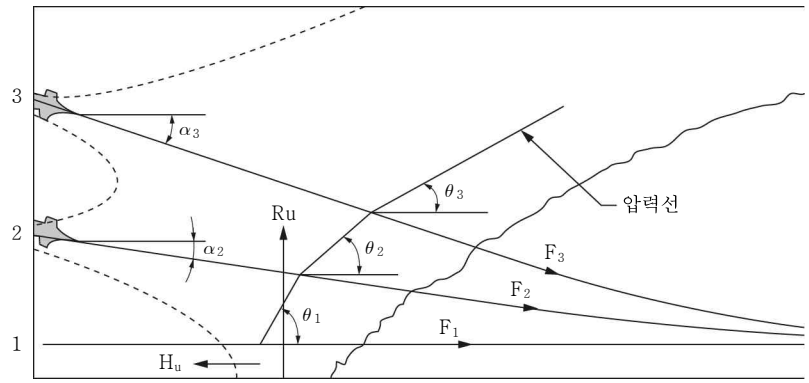


그림 4.5-6 압력선

③ 단부스트럿은 다음에 따라 설계해야 한다.

가. 압력선의 각 θ_k를 구해야 한다.

(가) 받침에서 가까운 순으로 PS강재의 번호를 매기면, 압력선의 각 θ_k는 식 (4.5-54)으로 계산할 수 있다.

$$\tan\theta = \frac{R_u - \sum_{i=1}^{k} F_i \sin\alpha_i}{\sum_{i=1}^{k} F_i \cos\alpha_i - H_u} \qquad (4.5\text{-}54)$$

여기서, α_i는 PS강재 i의 각

F_i는 PS강재 i의 인장

H_u는 받침에서 수평력(존재하면)

R_u는 받침에서 수직력

(나) 실제의 설계에서는 식 (4.5-54)의 F_i는 $F_{i,\lim}$로 치환할 수 있으며, $F_{i,\lim}$는 $f_{i,\lim}$에 PS강재 i의 단면적을 곱한 힘이다.

$$f_{i,\lim} = \min\begin{cases} 1.2f_{pm} \\ \dfrac{f_{py}}{\gamma_p} \end{cases} \qquad (4.5\text{-}55)$$

f_{pm}은 긴장 후 PS강재의 예상응력

f_{py}는 PS강재의 항복강도

$\gamma_p = 1.15$ (사용하중 조합의 경우)

$\gamma_p = 1.00$ (계수하중조합의 경우)

나. 압력선의 각이 β_u보다 작게 되는 PS강재 r의 위치를 찾는다.

(가) PS강재 r에서 다음의 조건을 만족하면 압력선의 각이 β_u보다 작게 된다.

$$\begin{cases} \tan\theta_k \le \tan\beta_u \\ \tan\theta_{k-1} > \tan\beta_u \end{cases}$$

(나) PS강재 r의 위치는 식 (4.5-56)을 만족할 때에만 존재해야 한다.

$$\sum_i F_{i,\lim}\cos\alpha_i - H_u \ge \left(R_u - \sum_i F_{i,\lim}\sin\alpha_i\right)\cot\beta_u \qquad (4.5\text{-}56)$$

다. 수직력에 대한 평형방정식을 세운다.

㉮ 단부 스트럿 높이(z_r)를 식 (4.5-57)로부터 구해야 한다.

$$z_r = d_r - d_b \qquad (4.5\text{-}57)$$

여기서, d_r는 받침축에서의 거더 위에서 PS강재 r까지의 거리 d_b는 일반적으로 $h/10$이며, h는 거더의 높이이다.

㉯ 수직력에 대한 받침면적의 일반적인 평형식은 식 (4.5-58) 같이 표현할 수 있다.

$$W = R_u - \sum_i F_i\sin\alpha_i - \frac{z_r A_s f_{sy}\sin(\alpha+\beta_u)}{s_s\gamma_s\sin\beta_u} \qquad (4.5\text{-}58)$$

여기서, W는 콘크리트에 의하여 전달된 수직력

f_{sy}는 철근의 항복강도

α는 스터럽의 경사각으로 45° 와 90° 사이의 값

s_s는 스터럽의 간격

A_s는 스터럽 한 개의 단면적

라. 수직철근의 양을 산정해야 한다.

(가) 식 (4.5-58)의 양변을 $b_n z$으로 나누어 정리하면 식 (4.5-59)와 같이 된다.

$$\frac{W}{b_n z} = \tau_{u,red} - \frac{z_r A_s f_{sy} \sin(\alpha + \beta_u)}{z b_n s_s \gamma_s \sin\beta_u} \qquad (4.5\text{-}59)$$

여기서, $V_{u,red} = R_u - \sum_i F_{i,\lim} \sin\alpha_i$

$$\tau_{u,red} = \frac{V_{u,red}}{b_n z}$$

$$z = \frac{I}{Q}$$

(나) 콘크리트가 부담하는 전단력(W)은 식 (4.5-60)과 같다.

$$W \le b_n z \frac{f_{tj}}{3} \qquad (4.5\text{-}60)$$

(다) 식 (4.5-61)로부터 수직철근의 양을 구할 수 있다.

$$\tau_{u,red} - \frac{z_r A_s f_{sy} \sin(\alpha + \beta_u)}{z b_n s_s \gamma_s \sin\beta_u} \le \frac{f_{tj}}{3} \qquad (4.5\text{-}61)$$

마. 위에서 산정한 수직철근의 양을 z/z_r의 크기에 따라 다음과 같이 조정해야 한다.

(가) $z_r \ge z$인 경우: 수직철근의 양은 충분하므로 조정할 필요가 없다.

(나) $z_r < z$인 경우: 받침 축으로부터 $z_r \cot\beta_u$ 구간에서, 수직철근의 양을 z/z_r배 만큼 증가시킨다.

(5) 하단 코너부의 안정성

① 하단코너부는 받침 안쪽에서 시작하여 하단코너부를 분리시키려는 힘에 저항하도록 설계해야 한다.

② 예상 파열면에 작용하는 모든 힘의 합력이 파열면의 수직축과 이루는 각 α가 콘크리트의 내부마찰각 보다 크지 않으면 파열은 발생하지 않으므로 하단코너부는 다음에 따라 설계해야 한다.

가. 예상 파열면에 작용하는 모든 힘에 대한 안정방정식을 세운다.

$$\frac{A_l f_{sy}}{\gamma_s} \ge \lambda(R_u + F_{v,\lim}) + H_u - F_{H,\lim} \qquad (4.5\text{-}62)$$

여기서, A_l는 수평 철근량

R_u는 받침에서의 수직력

H_u는 받침에서의 수평력

$F_{H,\lim}$는 코너에서 정착된 프리스트레스 힘의 수평부분

$F_{v,\lim}$는 코너에서 정착된 프리스트레스 힘의 수직부분

θ는 예상 파열면과 연직축과 이루는 각

$\beta = \arctan\frac{2}{3}$는 콘크리트의 내부마찰각

$$\lambda = \frac{\cot\beta - \tan\theta}{1 + \cot\beta\tan\theta} \qquad (4.5\text{-}63)$$

나. 위 식으로부터 수평 철근량(A_l)을 산정해야 한다.

다. 수평철근량은 식 (4.5-64)로 산정된 최소철근량($A_{t,\min}$) 이상이어야 한다.

$$A_{t,\min} = \frac{0.04R_u}{f_{sy}} \times \gamma_s \times (5-4k) \qquad (4.5\text{-}64)$$

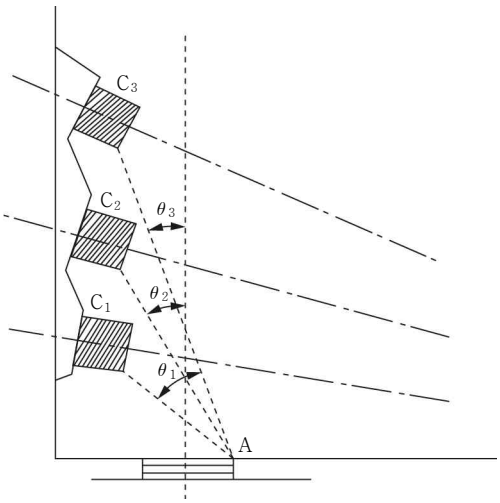
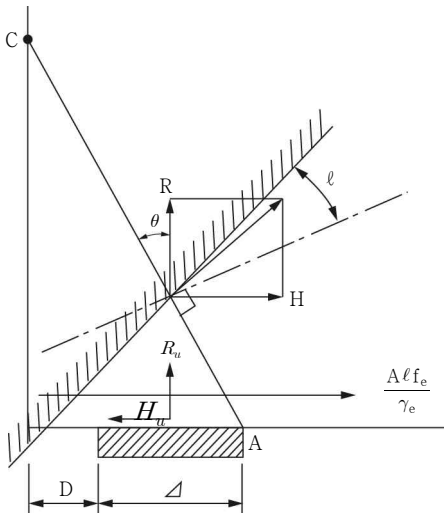


그림 4.5−7 계산방법



$$R = R_u + F_{v,\lim}$$

$$H = \frac{A_l f_e}{\gamma_s} + F_{H,\lim} - H_u$$

그림 4.5−8 계산 방법

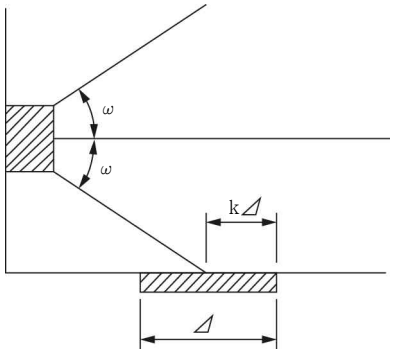


그림 4.5－9 최소 보강 계산 방법

4.5.16 바닥판

(1) 바닥판은 프리텐션 혹은 포스트텐션 방식으로 프리스트레스를 가한다. 바닥판이 거더에 지지되어 있을 때에는 바닥판의 PS강재는 거더의 방향과 직각방향으로 배치해야 한다. 프리캐스트 부분과 현장치기 콘크리트 부분이 일체로 거동하도록 바닥판의 상부표면은 거칠게 만들어야 한다.

(2) 바닥판의 단위폭(m)당 235 mm^2의 철근을 배근하기 위해 보강철근 또는 등가철망을 PS강재와 직각방향으로 배근해야 한다.

(3) 프리스트레스트 콘크리트 바닥판의 설계는 4.8의 규정에 따른다.

4.5.17 구조상세

(1) 플랜지의 철근보강

현장치기 T형보와 박스거더 플랜지에 대한 철근보강은 다음과 같다.

① T형보와 박스거더의 바닥판 슬래브

가. 바닥판 슬래브의 종방향 보강철근 중에서 적어도 하부철근의 1/3은 거더의 외측면으로 연장시켜 90°표준갈고리로서 정착시켜야 한다.

나. 바닥판 슬래브가 외측거더의 복부보다 연장되는 경우에는 철근을 내민슬래브까지 연장시켜야 하며, 거더 복부의 외측면을 지나서 표준갈고리에 의해 정착해야 한다.

② 박스거더의 하부슬래브

가. 플랜지 단면적의 0.4%에 해당하는 철근을 거더의 지간과 평행하게 하부슬래브에 배근해야 한다. 이때 철근은 한 층으로 배근해도 좋으며 철근의 간격은 450 mm를 넘지 않아야 한다.

나. 슬래브의 최소 두께로부터 계산한 플랜지 단면적의 0.5%에 해당하는 철근을 거더의 지간과 직각으로 하부슬래브에 배근해야 한다. 이때 철근은 상하 양면에 배치하고 철근의 간격은 450 mm를 넘지 않아야 한다. 하부 슬래브의 모든 횡철근은 거더 최외측 복부의 외측면까지 연장시켜서 정착해야 한다.

(2) 철근 및 PS강재의 피복두께와 간격

① 다음의 콘크리트 최소 피복두께는 철근 및 PS강재 모두에 적용된다.

가. PS강재 및 주철근 40 mm

나. 슬래브의 보강철근

(가) 슬래브의 상부 40 mm

제빙제(de-icer)가 사용되었을 때의 슬래브의 상부 50 mm

(나) 슬래브의 하부 30 mm

다. 스터럽 및 전단철근 30 mm

라. 해빙제가 사용되었을 때에 배수로의 구조상세는 프리스트레스트 거더와 계속적인 접촉 없이 해빙제의 용해를 처리해야 한다. 이와 같은 접촉을 피할 수 없는 곳 또는 부재가 염분이나 화학물질에 노출된 곳에서는 콘크리트의 피복두께를 추가해야 한다.

마. 흙 및 외기에 노출되거나 부식환경에 노출된 프리스트레스트 콘크리트 부재로서 4.5.9에 규정된 허용인장응력을 초과하는 경우에 최소 피복두께를 50% 이상 증가시켜야 한다.

② 최소간격

가. 보의 단부에서 PS강재의 최소 순간격은 다음과 같다.

㉮ 프리텐션의 강재: 강재 지름의 3배 또는 콘크리트 최대 골재치수의 4/3배중에서 큰 값

㉯ 포스트텐션의 강재: 40 mm 또는 콘크리트 최대 골재치수의 1.5배중에서 큰 값

나. 바닥판에서의 PS강재는 바닥판의 폭에 걸쳐 대칭이며 균일하게 배치한다. PS강재의 간격은 합성 슬래브 총두께의 1.5배 또는 400 mm보다 커서는 안 된다.

③ 다발

가. 포스트텐션 강재가 연직하향으로 처지는 경우 포스트텐션 덕트들을 최대 3개로 묶을 수 있으며, 이때 앞의 ②에서 규정된 긴장재의 최소간격은 부재의 끝에서 1 m 내에서 유지되도록 규정한다.

나. 프리텐션 강재가 다발지어 있으면 모든 다발은 보 지간의 중앙 1/3 지점에서 이루어져야 하고, 2차응력에 의해 발생하는 반곡점을 검토해야 한다.

④ 덕트의 크기

가. 다수의 강선(wire), 강봉(bar) 그리고 강연선(strand)으로 이루어진긴장재의 덕트 내부 단면적은 PS강재의 순 단면적의 2배 이상이어야 한다.

나. 단일강선(wire), 강봉(bar) 그리고 강연선(strand)으로 이루어진 긴장재의 덕트 내부지름은 강선, 강봉, 그리고 강연선의 공칭지름보다 최소한 6.5 mm 이상 커야 한다.

(3) 포스트텐션 부재의 정착부 및 연결장치

① 부착된 포스트텐션 보강재에 대한 정착(anchorages), 연결구(couplers), 겹침이음(splices)은 부착되지 않은 상태에서 실험된 PS강재 극한강도의 최솟값의 95% 이상이 발휘되도록 해야 한다. 사용하중과 계수하중 하에서 총 프리스트레스 힘이 요구되는 구역과 정착부 사이의 부착정착길이는 PS강재의 규정된 극한강도의 최솟값을 발휘하기에 충분해야 한다.

연결장치와 겹침이음은 책임기술자가 허가한 구역에 두어야 하고, 필요한 이동을 허용하기에 충분한 길이만큼의 장부촉이음(housing)을 해야 한다. 정착부나 이음부가 계수하중 하에서 위험단면에 위치할 때에는 부착된 긴장재에 대해 요구되는 극한강도는 부착되지 않은 상태에서 정착장치와 연결장치를 포함하여 실험된 긴장재 다발의 극한강도를 초과하지 않아야 한다.

② 부착되지 않은 긴장재의 정착장치는 PS강재의 규정된 극한강도의 최솟값의 95%가 발휘되도록 해야 한다. 계수하중 하에서 긴장재의 총신장량은 3 m의 최소 게이지 길이에서 측정된 값의 2%보다 작지 않아야 한다.

③ 부착되지 않은 긴장재에 대해서는 대표되는 시편에 대한 동적실험을 수행해야 한다. 응력수준이 규정된 극한강도의 최솟값의 60~66%인 반복하중을 가했을 때에는 500,000회, 응력수준이 규정된 극한강도의 최솟값의 40~80%인 반복하중을 가했을 때에는 50회 동안 긴장재는 파괴가 일어나지 않고 견뎌야 한다. 각각의 반복시간 동안 하중은 낮은 응력수준에서 높은 응력수준으로 다시 낮은 응력수준으로 변해야 한다. 두 번째 동적시험에 사용되는 시편은 첫 번째 시험시편과 같을 필요는 없다. 여러 개의 강연선, 강선, 강봉으로 이루어진 긴장재에 대한 실험은 실물 크기의 긴장재보다 작은 강도를 갖는 긴장재를 사용하여 실험을 한다. 실험한 긴장재는 실물 크기 긴장재의 거동과 같아야 하고, 일반적으로 실물 크기 긴장재의 강도의 10% 이상은 되어야 한다. 정착장치가 반복하중이 작용하는 곳에 위치하지 않거나 그런 방식으로 사용되지 않았다면 부착된 긴장재에 대한 동적 실험은 필요치 않다.

④ 부착되지 않은 긴장재의 연결장치는 기술자에 의해 지시되거나 허락된 특별한 곳에서 사용한다. 연결장치는 긴장재의 곡률이 큰 곳에는 사용하지 않는다. 모든 연결장치는 PS강재 극한강도의 최솟값의 95% 이상이 발휘되도록 해야 한다. 긴장재 자체의 요구조건을 만족시키면 긴장재의 연결구는 파괴시의 연신율을 감소시키지는 않는다. 연결구나 연결장치 구성재는 필요한 이동을 허용하기에 충분한 길이만큼의 장부촉이음(housing)을 해야 한다. 모든 연결 구성에는 최종 콘크리트를 치기 전에 코팅재료를 사용하여 완전하게 보호해야 한다.

⑤ 정착장치, 단부의 고정장치, 연결장치, 그리고 노출된 긴장재는 부식에 대해 완전하게 보호해야 한다.

(4) PS강연선의 정착

①3연선 또는 7연선은 위험단면을 넘어 식 (4.5-65)의 정착길이 이상으로 부착시켜야 한다.

$$l_d = 1.5\left(f_{ps} - \frac{2}{3}f_{pe}\right)D \qquad (4.5\text{-}65)$$

여기서, l_d : 정착길이 mm

D : 강연선의 공칭지름 mm

f_{ps}, f_{pe}의 단위는 MPa

② 정착에 대한 검사는 설계강도가 요구되는 부재의 각 단 부근의 단면으로 국한해도 좋다.

③ 강연선이 부재의 단부에서 부착되어 있지 않고, 미리 압축력을 준 인장구역이 사용하중 작용 시에 인장응력이 허용되는 곳은 ①에서 계산된 정착길이를 2배로 해야 한다.

4.6 슬래브

4.6.1 일반사항

(1) 1방향 또는 2방향 이상으로 휨 보강되는 슬래브의 설계는 KDS 14 20 70에 따른다.

(2) 속찬 슬래브와 장선 또는 리브 사이에 영구적이거나 제거할 수 있는 채움재에 의하여 움푹 파인 곳이나 구멍이 있는 슬래브도 이 절의 규정을 따라야 한다.

(3) 이 절에 따라 설계되는 슬래브의 최소 두께는 KDS 24 10 10(4.1.4)의 규정에 따라야 한다.

4.7 벽체

4.7.1 일반사항

(1) 휨모멘트의 작용 여부에 관계없이 축력을 받는 벽체의 설계는 KDS 14 20 72(4.2)에 따른다.

(2) 벽체 면과 나란한 수평전단력에 대한 설계는 KDS 14 20 22(4.9)에 따른다.

4.8 바닥판

4.8.1 일반내용

(1) 이 절은 콘크리트 거더로 지지되고, 지간과 한 변의 길이의 비가 1 : 2를 넘는 철근콘크리트 바닥판 및 프리스트레스트 콘크리트 바닥판의 설계에 적용해야 한다.

(2) 지간과 한 변의 길이비(변장비)가 1 : 2보다 작아 정사각형에 가까운 바닥판은 바닥판의 최소 두께, 철근의 종류 및 철근 배치 등에 따라 이 절의 규정을 따를 수 있지만, 설계휨모멘트를 계산할 때에는 변장비의 영향을 고려할 필요가 있다.

(3) 기호

a', b' : 그림 4.8-4에 나타낸 등분포하중이 분포되는 축거(軸距), (m)

c : 부분분포하중의 분포폭의 단(端)에서 슬래브의 자유단까지의 거리(m)

l : 바닥판의 지간(m) 또는 슬래브의 지간(m)

l_d : 고정하중에 대한 바닥판의 지간(m)

l_f : 고정슬래브의 지간

M_d : 고정하중에 의한 캔틸레버판의 설계휨모멘트

M_l : 충격을 포함한 캔틸레버판의 열차하중에 의한 설계휨모멘트

P : 축중(軸重), (kN)
s : 피복층의 두께(mm)
t : 슬래브의 두께(mm)
t_1, t_2 : 하중의 접촉면 길이(mm)
v : 지간방향에 직각인 하중의 분포폭(m)
x : 부분분포하중의 중심에서 가장 가까운 슬래브의 지지선까지의 거리(m)
w : 등분포 고정하중(kN/m^2) 또는 환산등분포하중(kN/m^2)

4.8.2 설계일반

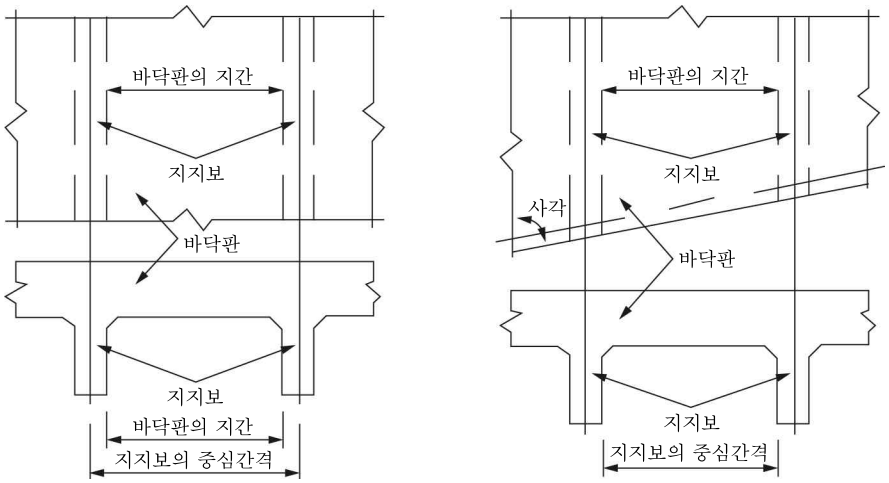
(1) 바닥판의 설계를 할 때 난간에 작용하는 축방향력 및 방호책에 작용하는 충돌하중 등의 영향을 고려해야 한다.

(2) 철근콘크리트 바닥판에서 균열의 진전에 의해 부분적으로 콘크리트가 떨어져 나가는 것은 품질이 나쁜 콘크리트에서 생기기 쉽다. 따라서 바닥판에 사용되는 콘크리트의 설계기준강도는 24 MPa이상으로 해야 한다.

(3) 4.8.4에 규정하는 보위의 바닥판의 최소두께를 만족하고, 4.8.5(1)의 규정에 따른 설계휨모멘트에 의하여 바닥판을 설계할 때에는 전단력에 대한 검토를 생략할 수 있다.

4.8.3 바닥판 지간

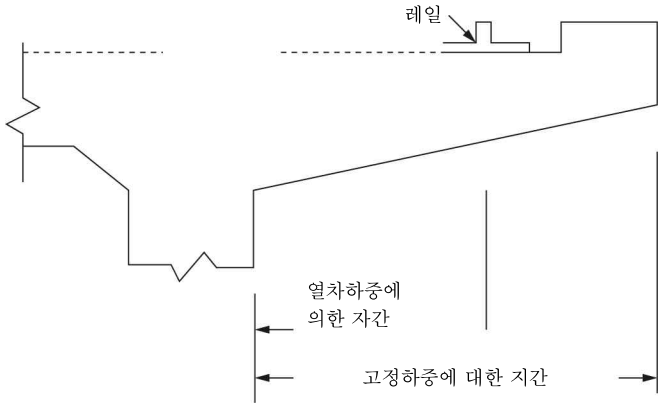
(1) 단순판 및 연속판에 작용하는 열차하중 및 고정하중에 대한 지간은 그림 4.8-1과 같이 해야 한다. 즉, 단순판 및 연속판의 지간은 순지간으로 해야 한다. 사교(斜橋)의 지간은 받침부근을 제외하고 바닥판으로부터 지지보로의 응력 전달을 고려하여 바닥판의 지간을 지지보에 직각으로 잰 순지간으로 해야 한다.



(a) 직교의 경우 (a) 사교의 경우

그림 4.−1 단순판 및 연속판의 지간

캔틸레버판의 지간은 그림 4.8-2와 같이 해야 한다



궤도진행방향에 직각으로 캔틸레버판이 있는 경우

그림 4.8－2 캔틸레버판의 지간

4.8.4 바닥판 최소두께

(1) 철근콘크리트 바닥판

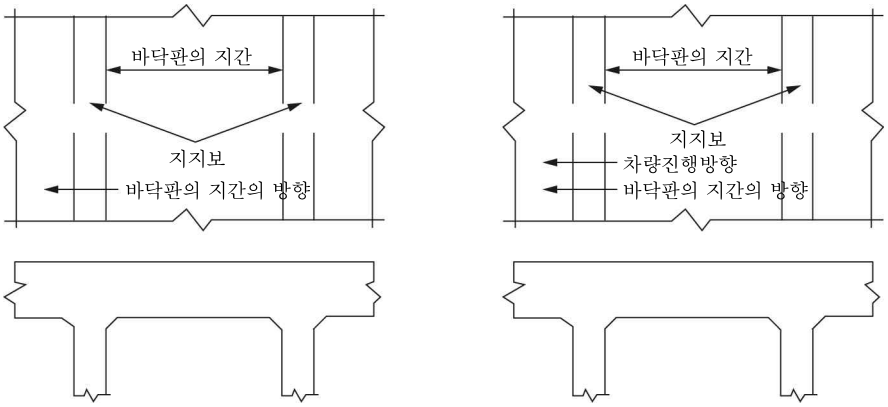
① 콘크리트교의 바닥판은 일반적으로 콘크리트로 된 지지보와 강절로 연결되어 있으므로 연속판 또는 캔틸레버판의 계산식을 적용하는 것이 좋다.

② 표 4.8-1에 규정되어 있는 철근콘크리트 바닥판의 궤도부분에 대한 최소두께는 일반적인 조건하에서 궤도 바닥판의 최소두께에 대한 기준을 보인 것이다. 따라서 바닥판에 손상이 생기면 보수작업이 곤란한 철도교량, 바닥판을 지지하는 거더의 강성이 현저하게 차이가 나서 휨모멘트가 부가되는 철도교량 등 특수한 조건하에 있는 철도교량에 대하여는 그 영향을 고려하여 바닥판의 두께를 결정하는 것이 바닥판의 내구성을 확보한다는 관점에서 보면 합리적이다. 따라서, 궤도부분 바닥판의 최소두께는 200 mm 또는 표 4.8-1에 있는 값 중에서 큰 값으로 해야 한다. 그러나, 특수한 조건하에 있는 철도교량의 바닥판의 최소두께는 표 4.8-1에 있는 값보다 크게 해야 한다. 표 4.8-1에서 캔틸레버판의 최소두께는 지지보 복부 전면에서의 두께를 말한다.

표 4.8－1 궤도부분 바닥판의 최소두께 (mm)

바닥판의 구분 \ 바닥판 지간의 방향(주)		궤도 진행 방향에 직각	궤도 진행 방향에 평행
단순판		$40l+110$	$65l+130$
연속판		$30l+110$	$50l+130$
캔틸레버판	$l \le 0.25$	$280l+160$	$240l+130$
	$l > 0.25$	$80l+210$	

주) 바닥판 지간의 방향은 그림 4.8-3에 따라야 한다. l(m)은 4.8.3에서 규정한 바닥판의 지간



(a) 바닥판의 지간의 방향이 차량진행방향에 직각인 경우　　(b) 바닥판의 지간의 방향이 차량진행방향에 평행인 경우

그림 4.8－3 바닥판 지간의 방향

③ 보도부분 바닥판의 최소두께는 140 mm로 해야 한다.

(2) 프리스트레스트 콘크리트 바닥판

① 궤도부분 바닥판의 최소두께는 다음의 규정에 따라야 한다.

가. 궤도부분 바닥판의 최소두께는 시공성을 고려하여 어느 부분에서도 200 mm보다 작아서는 안 된다.

나. 캔틸레버판의 끝부분의 두께는 ①의 규정을 따르는 것 외에 표 4.8-1에 규정되어 있는 캔틸레버판의 최소두께의 50% 이상으로 해야 한다. 프리스트레스트 콘크리트 캔틸레버판 끝부분의 최소두께는 규정에 따라 정하되 각종 PS강재 정착 장치의 배치 등을 고려하여 정하는 것이 좋다. 일반적으로 판 끝부분의 두께는 200 mm이상으로 해야 한다. 1방향으로만 프리스트레스를 도입하는 경우 프리스트레스를 도입하지 않는 방향은 철근콘크리트 구조이기 때문에 4.8.4(1)①의 규정을 적용해야 한다.

다. 바닥판의 1방향으로만 프리스트레스를 도입하는 경우 궤도부분 바닥 판의 최소두께는 가 및 나의 규정에 따르는 것 외에 표 4.8-2의 값으로 해야 한다. 다만, 캔틸레버판의 최소두께는 지지거더의 복부 앞면에서의 두께를 말한다. 그러나 지간 직각 방향으로 작용하는 휨모멘트는 지간방향으로 작용하는 휨모멘트보다 작아, 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 직각인 때는 90% 정도, 궤도진행방향에 평행인 때에는 65% 정도이므로 바닥판의 최소두께를 이 비율로 줄이는 것을 허용하였다. 이 경우에도 가항에 규정한 궤도부분 바닥판의 최소두께 200 mm를 적용하는 것으로 해야 한다.

표 4.8－2 바닥판의 1방향에만 프리스트레스트를 도입한 경우 궤도부분

바닥판의 지간방향* / 프리스트레스를 도입하는 방향	궤도진행방향에 직각인 방향	궤도진행방향에 평행인 방향
바닥판지간 방향에 평행	표 4.8－1에서 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 직각인 때의 90%	표 4.8－1에서 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 평행인 때의 65%
바닥판지간 방향에 직각	표 4.8－1에서 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 직각인 때의 값	표 4.8－1에서 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 평행인 때의 값

주) 바닥판 지간의 방향은 그림 4.8-3에 따라야 한다.

② 보도부분 바닥판의 최소두께는 140 mm로 해야 한다.

4.8.5 바닥판 설계휨모멘트

(1) 궤도상의 차륜하중

궤도상의 열차하중은 다음의 규정을 따라야 한다.

① 거더의 휨모멘트 및 전단력을 계산하는 경우

가. 궤도상의 차륜하중은 일반적으로 지간방향의 분포를 고려하지 않고 집중하중으로 본다.

나. 슬래브 거더의 유효폭 계산에 사용하는 차륜하중의 궤도방향 분포폭은 ③나를 따라야 한다.

② 거더의 비틀림모멘트를 계산하는 경우

일반적으로 차륜하중은 궤도 방향 및 궤도 직각방향으로 ③나에 의해 그 분포를 고려해야 한다.

③ 거더에 지지된 슬래브를 설계하는 경우

가. 슬래브 궤도를 지지하는 1방향 또는 2방향 슬래브의 차륜하중에 의한 휨모멘트의 설계에 있어서는 식 (4.8-1)의 환산등분포하중을 사용해야 한다.

$$w = \frac{P}{a \times b'} \qquad (4.8\text{-}1)$$

여기서, w : 환산등분포하중(kN/m^2)

P : 축중(軸重), (kN)

α : 축거(軸距), (m)

b' : 그림 4.8-4에 나타난 값 (m)

나. 특히 차륜하중의 분포의 영향을 검토하려는 경우, 차륜하중은 궤도구조에 따라 그림 4.8-4에 나타낸 부분분포하중으로 고려해야 한다.

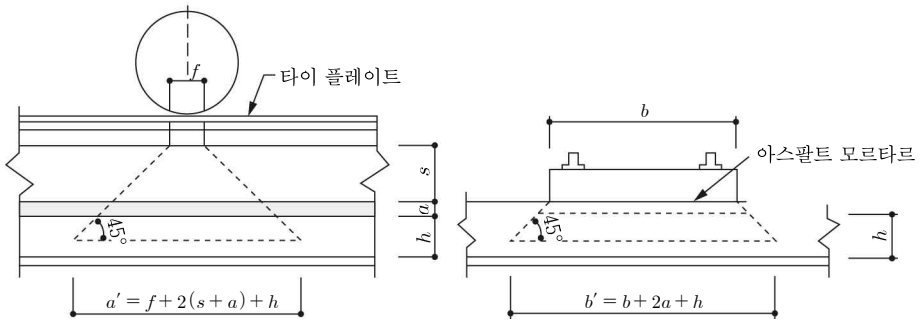


그림 4.8－4 슬래브 궤도의 열차하중 분포폭

여기서, f는 궤도 중심선원호의 중심으로부터 곡선 내측지점을 연결한 선까지의 거리(m), s는 슬래브궤도의 높이, a는 방수공의 지름, h는 슬래브의 두께

④ 등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단지간과 중앙지간에서 다르지만 설계를 간략화하기 위해서 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당의 설계휨모멘트는 표 4.8-3에 의해 계산해야 한다.

표 4.8－3 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당 설계휨모멘트(kN.m/m)

판의 구분	휨모멘트의 종류	바닥판 지간방향의 휨모멘트
단순판	지간 휨모멘트	$+wl_d^2/s$
캔틸레버판	지점 휨모멘트	$-wl_d^2/2$
연속판	지간 휨모멘트	$+wl_d^2/10$
	지점 휨모멘트	$-wl_d^2/10$

⑤ 설계휨모멘트의 방향과 강재의 배치방향이 다를 때에는 설계휨모멘트방향에 대한 강재의 유효단면적을 사용하거나 또는 프리스트레스 힘의 분력을 이용하여 설계를 수행해야 한다.

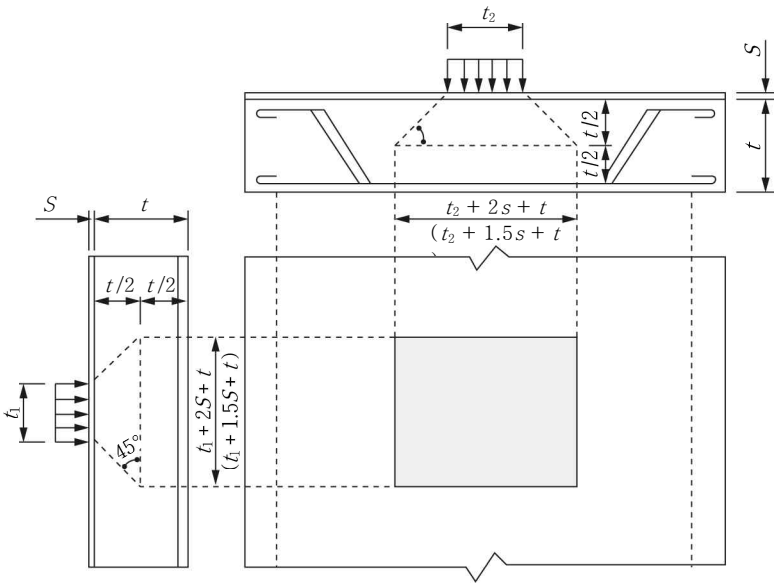
⑥ 연속바닥판에 프리스트레스를 도입하는 경우에는 PS강재의 편심량에 따라 큰 부정정력이 발생할 수 있으므로 프리스트레싱에 의해 생기는 부정정 휨모멘트를 고려해야 한다. 다만, 부정정 휨모멘트가 작게 일어나도록 PS강재를 배치하는 경우에는 이 부정정 휨모멘트를 무시할 수 있다.

(2) 부분 분포하중

①부분 분포하중의 분포폭

가. 슬래브 표면에 작용하는 하중은 그림 4.8-5에서 보인 바와 같이 그 접촉면의 외곽에서 슬래브 두께의 1/2거리만큼 떨어진 접촉면과 닮은꼴의 범위에 분포되어 작용하는 것으로 본다.

나. 슬래브의 상부가 콘크리트 또는 아스팔트 콘크리트로 피복되어 있는 경우에는 위의 닮은꼴에다 피복층의 두께만큼 더 연장시킨 범위에 분포되어 작용하는 것으로 해야 한다. 피복재료가 유연한 경우에는 피복두께의 3/4을 사용해야 한다.



*) ( )안은 피복층이 유연한 재료의 경우를 표시함.

그림 4.8-5 하중의 분포폭

② 1방향 슬래브가 부분분포하중을 받는 경우의 설계계산

가. 단일 지간의 1방향 슬래브가 1개의 부분분포하중을 받는 경우, 슬래브의 단위폭당 최대 휨모멘트는 슬래브가 전(全)지간에 걸쳐서 ③가 또는 ④가에서 정하는 유효폭을 갖는다고 보고, 이 유효폭과 같은 폭을 갖는 보로 보아 이를 구해도 좋다.

나. 단일 지간의 1방향 슬래브가 궤도상의 윤하중을 받는 경우, 슬래브의 단위폭당 휨모멘트 및 전단력은 슬래브가 전지간에 걸쳐서 ③나 또는 ④나에서 정하는 유효폭을 갖는다고 보고, 이 유효폭과 같은 폭을 갖는 보로 보아 이를 구해도 좋다.

다. 위의 가 및 나에 의한 유효폭을 사용하여 계산할 경우는 ⑤에 따라 배력철근을 두어야 한다.

③ 단순지지된 1방향 슬래브의 유효폭

가. 단순지지된 1방향 슬래브가 1개의 부분분포하중을 받는 경우의 슬래브의 유효폭 b_e는 다음 값으로 해야 한다. (그림 4.8-6 참조)

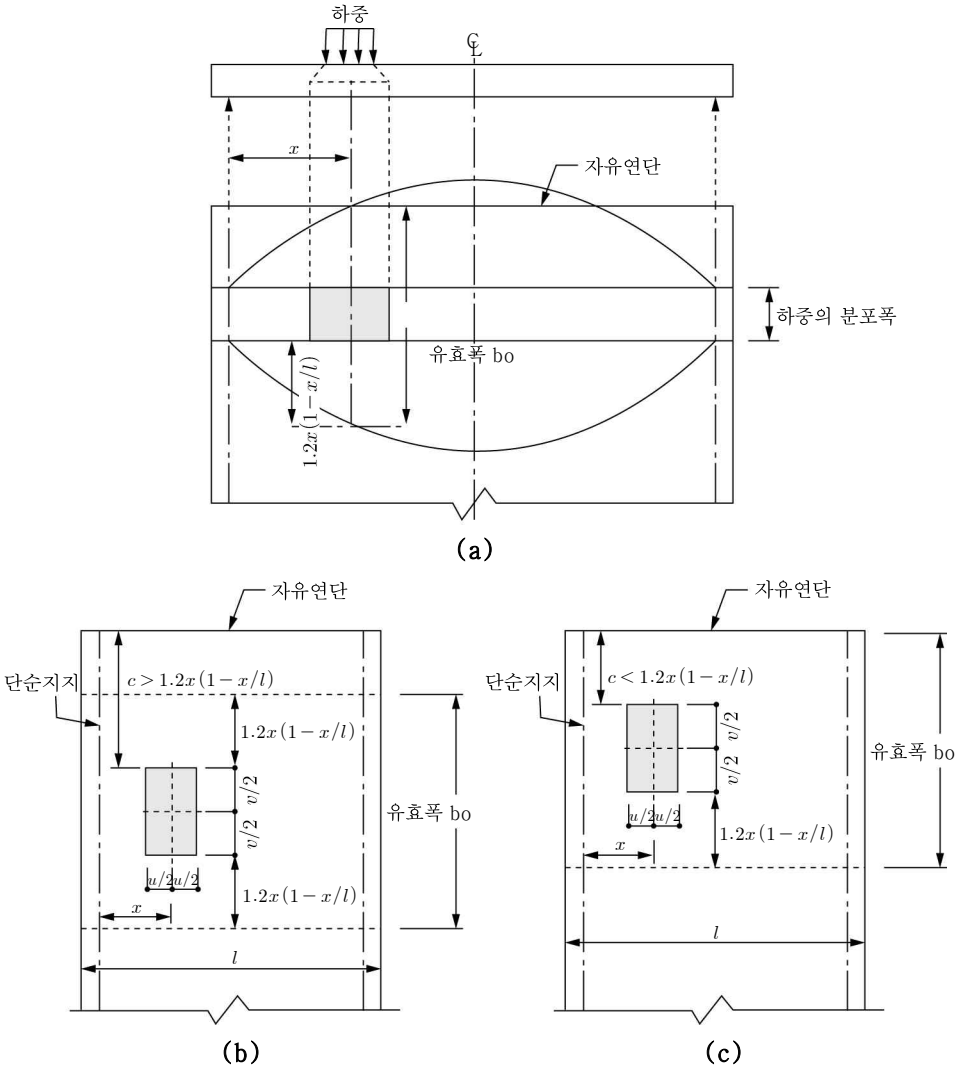


그림 4.8−6 1방향 슬래브의 유효폭

(가) $c \geq 1.2x(1-\frac{x}{l})$의 경우(그림 4.8-6(b) 참조)

$$b_e = v + 2 \times 1.2x\left(1-\frac{x}{l}\right) \qquad (4.8\text{-}2)$$

(나) $c < 1.2x(1-\frac{x}{l})$의 경우(그림 4.8-6(c) 참조)

$$b_e = v + c + 1.2x\left(1-\frac{x}{l}\right) \qquad (4.8\text{-}3)$$

나. 단순지지된 1방향 슬래브가 궤도상의 윤하중을 받는 경우로서 윤하중의 이동 방향이 슬래브의 지간방향과 일치하는 경우에는 슬래브의 유효폭은 슬래브 지간의 크기까지

이고, 인접한 궤도의 중심간 거리 이하라야 한다.

④ 고정된 1방향 슬래브의 유효폭

가. 양단이 고정된 1방향 슬래브가 이동하지 않는 부분 분포하중을 받는 경우의 슬래브의 유효폭은 식 (4.8-2) 및 식 (4.8-3)의 l을 $0.6l_f$로 놓고 구한 값으로 해야 한다.

나. 양단이 고정된 1방향 슬래브가 궤도상을 이동하는 윤하중을 받는 경우로서 윤하중의 이동방향이 슬래브의 지간방향과 일치하는 경우에는 슬래브의 유효폭은 슬래브의 지간에 0.6배 까지로 하고, 인접한 궤도의 중심간 거리 이하라야 한다.

⑤ 1방향 슬래브의 배력철근

가. 단순받침으로 된 1방향 슬래브의 배력철근의 단면적은 다음에 따라야 한다.

(가) 등분포하중을 받는 경우, 슬래브의 길이 1 m당 일반적으로 슬래브 폭 1m당의 인장철근 단면적의 1/6 이상으로 해야 한다.

(나) 부분분포하중을 받는 경우는 가.항 의 배력철근에 부분분포하중에 대해 필요한 슬래브 폭 1 m당의 인장철근 단면적의 α배를 더한 것으로 해야 한다. 이 α는 다음에 따라야 한다.

㉮ 슬래브 중앙부근 재하

$$\text{아래쪽 배력철근 } \alpha = \left(1-0.25\frac{l}{b}\right)\left(1-0.8\frac{v}{b}\right) \qquad (4.8.4)$$

다만, $\frac{l}{b} > 2.5$의 경우에는 $\frac{l}{b} = 2.5$일 때 α값을 사용해야 한다.

㉯ 슬래브 연단부근 재하

$$\text{위쪽 배력철근 } \alpha = \frac{l}{8}\left(1-2\frac{v}{b}\right) \qquad (4.8.5)$$

여기서, v, b는 지간직각방향의 하중폭(m) 및 유효폭(m), l은 지간(m)이다.

나. 1방향 슬래브의 배력철근은 일반적으로 정철근의 바로 위, 부철근의 바로 밑에 배치해야 한다.

다. 배력철근의 간격은 슬래브의 유효높이의 3배 이하로 해야 한다.

라. 양단 고정의 1방향 슬래브의 배력철근의 단면적은 위의 가에 따라야 한다.

4.8.6 구조상세

(1) 헌치

① 바닥판의 헌치는 바닥판으로부터 지지보에 응력을 연속적으로 전달하기 위하여 바닥판에는 지지보 위에 헌치를 둔다.

② 바닥판의 헌치의 기울기는 1:3보다 완만하게 해야 한다. 기울기가 1:3보다 급할 때에는 그림 4.8-7에 보인 것과 같이 기울기 1:3까지의 두께를 바닥판 설계시 유효한 단면으로 한다.

③ 헌치에는 그 안쪽에 철근을 두어야 하며, 사용하는 철근은 D13 이상이어야 한다.

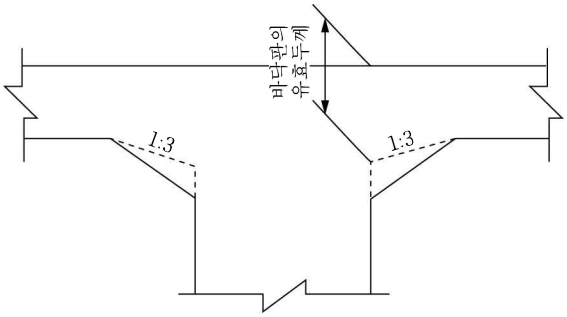


그림 4.8−7 헌치부근 바닥판의 유효두께

(2) 철근의 종류 및 배치

① 철근은 이형 철근을 쓰며, 바닥판과 같이 얇은 부재에서 지름이 큰 철근을 쓰는 경우에는 균열이 발생하기 쉽기 때문에 철근 지름의 표준을 규정한 것으로, 보통 부분에서는 D13～D19의 철근을 쓰는 것이 좋으며, D22의 철근은 바닥판의 끝부분 등 철근을 많이 배치해야 하는 부분에 한하여 쓰는 것을 표준으로 해야 한다.

② 철근의 간격이 너무 좁으면 콘크리트의 타설이 어려워지게 되며, 반대로 철근의 간격이 너무 넓으면 열차하중이 집중되어 작용하는 경우에 바닥판에 나쁜 영향이 생기는 것을 고려하여 철근 중심간격의 최댓값 및 최솟값을 규정해야 한다. 따라서, 철근의 중심간격은 최소 100 mm이상 최소 300 mm 이하로 해야 한다. 다만, 바닥판 지간방향의 인장 주철근의 중심간격은 바닥판의 두께를 넘어서는 안 된다.

③ 철근콘크리트 연속판에서 바닥판 지간방향의 철근을 구부리는 경우에 그림 4.8-8에 있는 것과 같이 복부 앞면에서 $l/6$되는 단면에서 구부린다. 다만, 철근을 휘어 올리는 위치에서의 정모멘트는 지간 중앙부에서의 휨모멘트의 80% 정도이고 또 휘어 올리는 위치에서의 부모멘트는 지점위의 휨모멘트의 50% 정도 되기 때문에 바닥판 지간 중앙부 철근량의 80% 이상 및 복부 앞면 철근량의 50% 이상은 각각 구부리지 않고 연속하여 배치해야 한다. 여기서, l은 지지보의 중심간격이다.

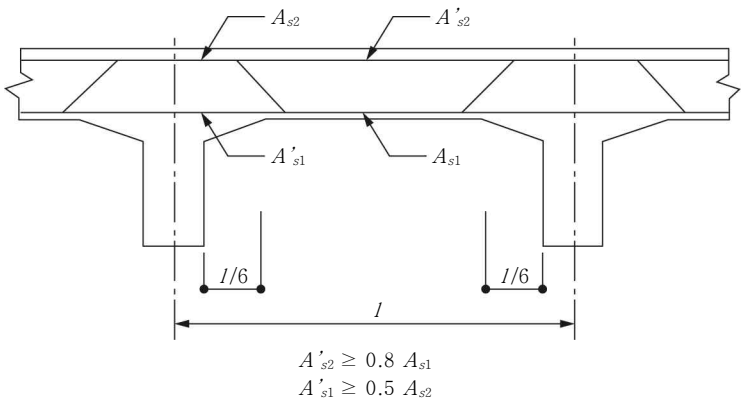


그림 4.8−8 바닥판 지간방향 철근의 절곡 위치 및 배근

④ 슬래브 끝의 단순지지부에서의 받침부 밖으로 약간 내민 부분 혹은 횡방향보와 강결된 슬래브단부분 등에 부모멘트가 발생할 수 있으므로 이들 부모멘트에 대한 철근을 배치해야 한다.

⑤ 사교의 받침부 부근에서는 사각의 영향을 받으므로 바닥판 지간방향의 철근은 받침선 방향으로 배치하는 것으로 해야 한다.

(3) PS강재의 배치

① 바닥판에 프리스트레스가 균일하게 도입되지 않으면 프리스트레스에 의하여 2차적인 휨모멘트 및 전단력이 생겨 복잡한 응력상태가 된다. 따라서 프리스트레스트 콘크리트 바닥판의 PS강재는 바닥판에 프리스트레스가 균일하게 도입될 수 있도록 배치해야 한다.

② 프리스트레스는 PS강재의 정착장치로부터 바닥판에 분포되기 때문에 PS강재의 배치간격은 정착장치의 크기, 프리스트레스 힘의 분포폭 등을 고려하여 설계단면에서 프리스트레스가 과대 또는 과소가 되지 않도록 결정해야 한다.

③ 사교의 받침부 부근에서 바닥판 지간방향의 PS강재는 받침선 방향으로 배치하는 것으로 해야 한다.

(4) 캔틸레버판 단부 및 가로보 위의 바닥판

① 유한요소 해석 등에 의하면 캔틸레버판의 단부는 바닥판의 연속성이 없기 때문에 활하중에 의한 설계 휨모멘트가 4.8.5의 규정에 의한 값의 2배 정도가 된다. 따라서, 캔틸레버판 단부에 작용하는 설계 휨모멘트는 $M_d + 2M_l$로 해야 한다. 다만 철근콘크리트 바닥판의 경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 한편, 캔틸레버판의 단부에 강성이 있는 브래킷을 두는 경우에는 지지보와 브래킷으로 지지되는 바닥판으로 설계해도 된다.

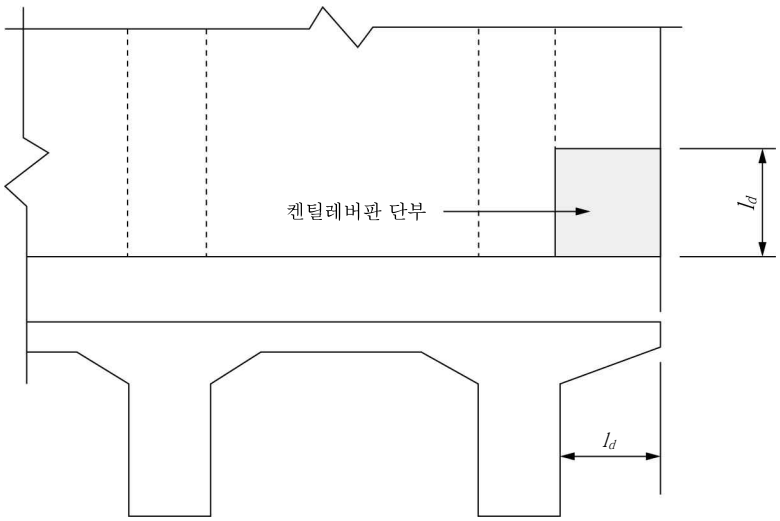


그림 4.8－9 캔틸레버판의 단부

② 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 직각이고, 가로보로 지지되는 바닥판의 설계는 다음과 같이 해야 한다.

가. 콘크리트보로 지지되는 바닥판은 일반적으로 단부의 가로보 및 중간 가로보로 지지되기 때문에 가로보에 가로보의 직각 방향으로 부모멘트가 생긴다. 4변이 고정된 판의 해석결과에 따르면 바닥판 지간에 직각인 방향에 생기는 휨모멘트와 같은 크기의 부모멘트가 가로보에 직각인 방향으로 가로보에 생긴다. 따라서 4.8.5의 규정에 따라 바닥판 지간에 직각인 방향으로 생기는 휨모멘트를 써서 가로보에 직각인 방향으로 생기는 모멘트에 대하여 가로보를 설계해야 한다.

나. 가로보의 윗부분에 바닥판 지간에 직각으로 생기는 휨모멘트의 분포는 바닥판 지간의 1/6 정도 되는 위치까지 급격하게 감소해야 한다. 따라서 설계휨모멘트에 대하여 가로보의 위쪽에 배치하는 강재는 가로보의 옆면부터 바닥판 지간의 1/6 이상 또는 500 mm 이상의 범위에 배치하여 정착시킨다.

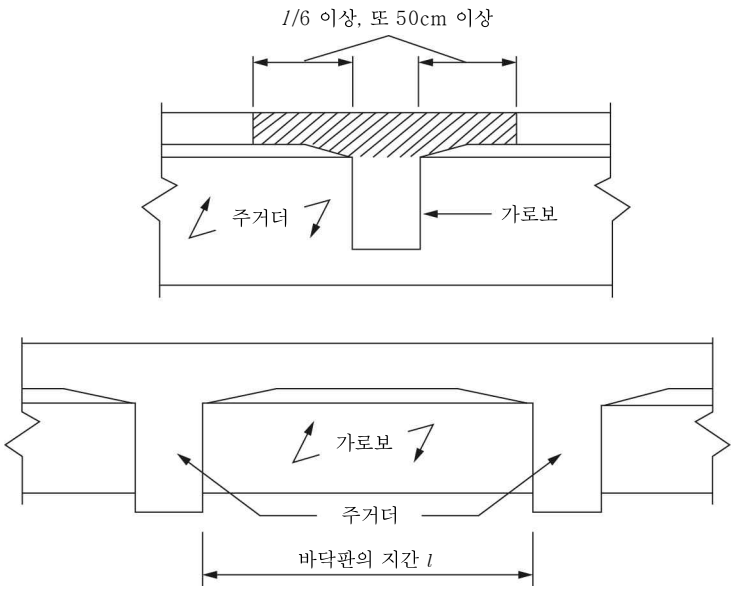


그림 4.8−10 가로보 위에 있는 바닥판에서 상부강재의 배치 범위

(5) 곡선궤도를 지지하는 직각거더

① 곡선궤도를 지지하는 슬래브교, T형거더교, 박스거더교, 합성거더교 등 직각교의 설계시 각각의 적용기준 외에 다음 사항을 따라야 한다.

② 지간 중앙에서의 교축선이 곡선궤도 중심선의 내측으로 이동되는 거리는, 거더의 지간을 현으로 하는 곡선궤도 중심선이 만드는 원호와 현 사이의 최대거리 C는 단선의 경우 d/6, 복선의 경우 d/2을 표준으로 한다.

③ 궤도중심의 위치를 ②에 따르지 않을 경우에는 교량구조중심선과 궤도 중심선의 편기에 대한 영향을 차륜축배치를 고려하여 검토해야 한다.

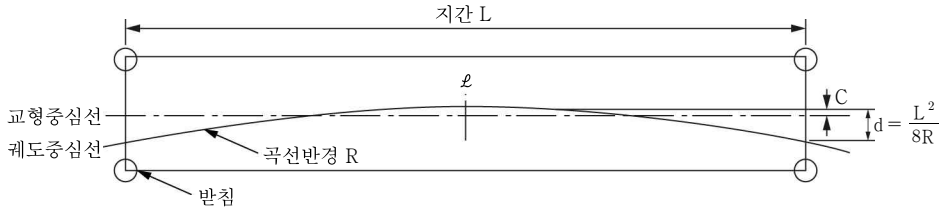


그림 4.8−11 곡선 궤도를 지지하는 직각교형의 배치

4.9 슬래브교

4.9.1 일반내용

(1) 4.9는 마주보는 2변이 자유단이고, 다른 2변이 지지된 판구조, 캔틸레버판이 있는 슬래브, 직각 및 경사 슬래브교, 속빈 슬래브교 및 여러 가지 지지조건을 갖는 슬래브형태의 판구조 철도교 설계에 적용된다.

(2) 기호

A_s : 지간중앙의 경사단위폭(1m)당의 정철근단면적(mm^2)

B : 슬래브의 전폭(m)

b : 환산복부폭(mm)

d_1 : 속빈 부분과 슬래브측면의 최소폭(mm)

d_2 : 속빈 부분간의 최소폭(mm)

h_0 : 슬래브의 두께(mm)

h_1 : 속빈부분상의 최소두께(mm)

$K \cdot A_s$: 받침부의 둔각부에 배치하는 경사단위폭(1m)당의 철근량으로, K의 값은 그림 4.9-9에서 구해야 한다(mm^2).

l : 슬래브교의 지간(m)

l_n : 받침의 중심간격(m)

l_s : 사각지간(사각)(m)

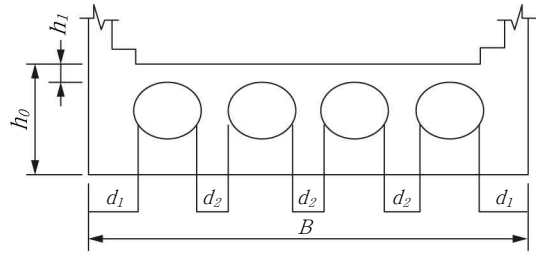
4.9.2 설계일반

(1) 슬래브교의 단면력을 계산할 때에는 제8장에서 제시된 궤도상의 열차하중을 고려하여, 이 중 최대의 단면력으로 설계해야 한다.

(2) 슬래브교를 설계할 때에는 난간에 작용하는 축방향력 등을 고려해야 한다.

(3) 선형 또는 그와 근사한 모양으로 지지된 속 빈 슬래브교를 제외한 슬래브교는 반력이 받침선상에 분포되어 작용하므로 일반적으로 전단력에 대해 안전하기 때문에 전단력에 대한 검토를 생략할 수 있다.

(4) 속 빈 슬래브교의 전단력을 검토할 때에는 비지 않은 부분의 폭의 총합과 같은 복부폭을 갖는 그림 4.9-1의 가상 T형보의 단면으로 보아도 좋다. 그림 4.9-1의 가상 T형단면은 전단응력검토에만 사용할 수 있고, 이 단면에 발생하는 전단력의 크기는 4.9.3에서 제시하는 해석방법에 의하여 결정한다.



(a) 속빈 슬래브교의 단면형상

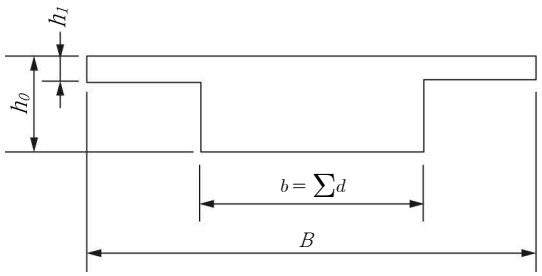


그림 4.9−1 속 빈 슬래브교의 가상 T형단면

4.9.3 구조해석

(1) 일반내용

① 슬래브교의 해석은 받침부의 조건 및 사각 등을 고려하여 판 이론에 따라 수행해야 하며, 보 이론에 의한 해석은 할 수 없다. 그러나 연속 슬래브교, 라멘 슬래브교 등과 같이 지지조건이 복잡한 경우 혹은 곡선교와 사교와 같은 경우에는 격자이론과 유한요소법 등에 의하여 해석하여도 좋다.

② 속 빈 슬래브교의 경우 이방성판으로 단면력을 계산하는 것이 바람직 하지만, 4.9.4(1)에 규정된 최소치수 규정을 만족하는 속 빈 슬래브교의 경우에는 등방성판으로 보고 단면력을 계산하여도 좋다. 또, 프리캐스트보를 나란히 놓은 슬래브교에서 보의 직각방향으로 프리스트레스를 도입하여 필요한 강성을 갖도록 설계한 경우에는 등방성판으로 보고 단면력을 계산하여도 좋다.

③ 마주보는 2변이 선형 또는 선형과 근사한 형태로 단순지지되고, 등방성판으로 생각할 수 있으며 캔틸레버 부분이 없는 슬래브교는 4.9.3(2)의 규정에 따라 휨모멘트를 계산하여도 좋다.

④ 캔틸레버판이 있는 슬래브교의 구조해석은 켄틸레버 슬래브에 작용하는 하중 및 강성의 영향을 고려하여 수행해야 한다. 단, 캔틸레버 부분의 설계는 4.8의 규정에 따라 설계해야

한다.

⑤지점반력 및 받침선 방향의 단면력은 받침의 배치 및 사각의 영향을 고려하여 계산해야 한다.

(2) 슬래브판의 지간 및 설계휨모멘트

①슬래브교의 설계휨모멘트의 계산은 4.8.5의 규정에 따라야 한다.

②고정하중에 의한 휨모멘트는 하중이 슬래브의 전면적에 고르게 분포되어 있는 것으로 보고 계산하여도 된다. 단, 피복두께, 난간 등 편재하중의 영향을 무시할 수 없는 경우에는 재하위치의 영향을 고려하여 휨모멘트를 계산해야 한다. 고정하중에 의한 지간 직각방향의 휨모멘트는 근사적으로 지간방향의 휨모멘트에 식 (4.9-1)의 값을 곱하여 계산해도 좋다.

$$l/B < 0.7 : \beta = 1/6$$

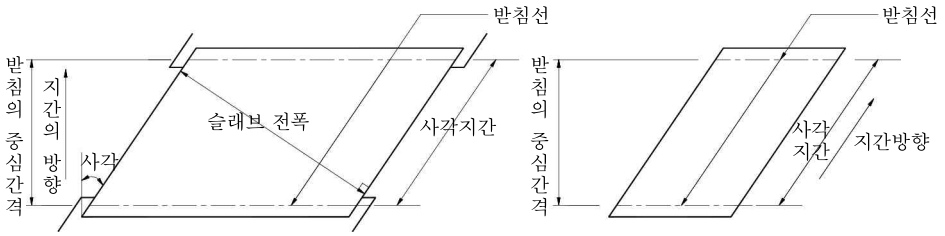
$$0.7 \le L/b < 2.0 : \beta = -0.074(l/B) + 0.22 \qquad (4.9\text{-}1)$$

사각이 30°이상인 경우 β=1/6로 하는 것이 좋다.

③4.9.3 (1)④, ⑤의 규정에 따라 단면력을 계산하는 경우, 슬래브교의 지간은 직슬래브교에 있어서는 받침중심간격인 l_n으로, 사각 45° 이하의 경사슬래브교에 있어서는 식 (4.9-2)에 따라 각각 결정하도록 한다.

$$l = l_s \, (l_s/B \ge 1.5)$$

$$l = (l_s + l_n)/2 \quad (l_s/B < 1.5) \qquad (4.9\text{-}2)$$



(a) $l_s/B < 1.5$인 경우 (b) $l_s/B \ge 1.5$인 경우

그림 4.9.2 사각슬래브교의 지간방향

4.9.4 구조상세

(1) 슬래브교의 판두께의 최소치수는 250 mm로 해야 한다.

(2) 헌치 부분에서의 슬래브의 유효높이

슬래브의 단면을 계산할 때 헌치부분에서의 유효높이 d는 헌치의 1 : 3 보다 완만한 경사부분만을 유효한 것으로 가정해야 한다.(그림 4.9-3 참조)

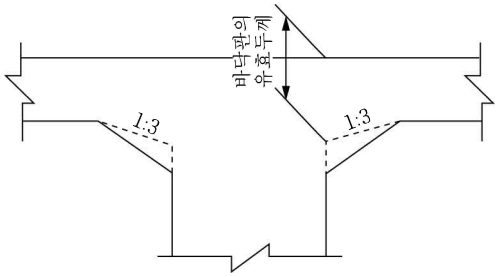


그림 4.9－3 헌치부분의 슬래브의 유효높이

(3) 현장치기 콘크리트로 시공되는 속 빈 슬래브교의 최소치수는 그림 4.9-4에 따른다. 프리캐스트보를 나란히 놓은 속빈 슬래브교의 경우에는 시공성 등을 고려하여 별도의 최소치수를 정하는 것이 좋다. 또한, 원형구멍의 지름이 1,200 mm를 넘는 경우에도 별도의 최소치수를 정하는 것이 좋다. 그 외에도 속빈 슬래브교에서 빈 부분의 형상이 원형이 아니면 10.12과 10.15의 규정을 참고하여 단면의 최소치수를 별도로 정하는 것이 바람직하다. 지점부 중복단면의 범위는 교좌장치끝단으로부터 $Hcot45^\circ$ 이상 확보해야 한다.

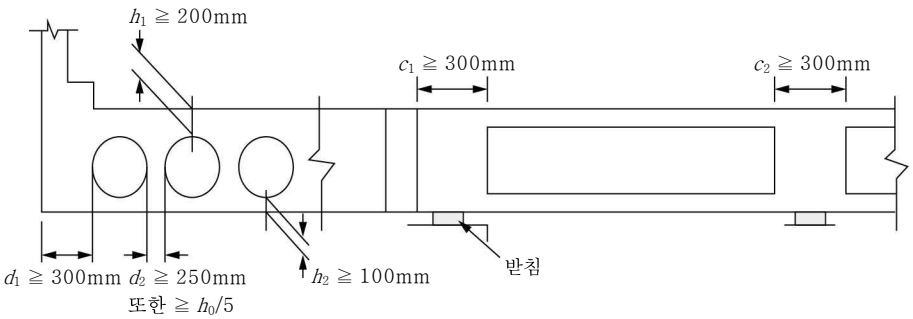


그림 4.9－4 속 빈 슬래브교 단면의 최소치수

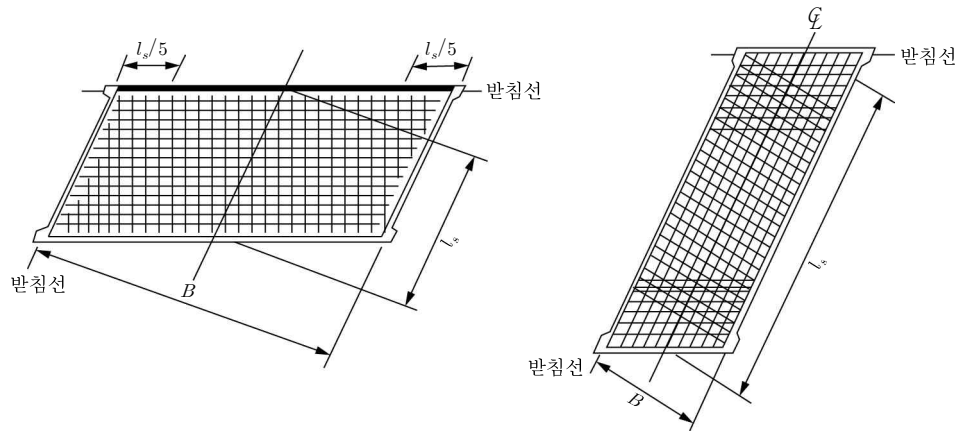
(4) 철근의 배근은 다음의 규정에 따라야 한다.

① 지간방향으로 배치되는 인장 주철근은 D13이상, 철근의 중심간격은 200 mm이하로 해야 한다.

② 슬래브 위쪽 및 아래쪽에는 지간방향 및 지간 직각방향으로 D13이상의 철근을 각각 300 mm 이하의 중심간격으로 배치해야 한다. 특히, 속빈 슬래브교의 경우에는 슬래브 아래쪽에 균열 발생의 가능성이 크고, 콘크리트치기의 작업성 등이 좋지 않으므로 지름이 가는 철근으로 배근하고, 균열억제를 위한 가외의 철근을 고려해야 한다. 한편, 속빈 슬래브교의 지간방향의 철근은 격벽부의 하부에 집중배근하는 것이 구조적으로 유리함으로 시공성 등을 감안하여 적절히 배근해야 한다.

③ 경사슬래브교에 대하여는 그림 4.9-5(a) 및 그림 4.9-5(b)에 보인 것과 같이 배근하는 것을 원칙으로 한다. 그림에서 경사지간 방향에 철근을 배치하는 범위는 받침선 직각방향보다 경사지간 방향으로 인장응력이 더 큰 범위로 하면 된다. 이 범위는 사각지간 l_s를 슬래브의 전폭으로 나눈 값 l_s/B가 1.5 이상인 경우에는 슬래브 전폭, l_s/B가 1.5 미만인 경우에는 자

유단에서 $l_s/5$만큼 떨어진 위치까지를 범위로 한다.



(a) $l_s/B < 1.5$인 경우 (a) $l_s/B \geqq 1.5$인 경우

여기서, l_s : 사각지간(mm), B : 슬래브 전폭(mm)

그림 4.9－5 사각슬래브교의 철근 배치

④캔틸레버 슬래브 부분은 온도차 혹은 건조수축에 대비하여 캔틸레버 슬래브의 위쪽 및 아래쪽에 가외철근을 배치하는 것으로 한다. 단, 연속슬래브교의 중간 받침점부에는 캔틸레버 슬래브 부분이 어느 정도 본 슬래브와 일체가 되어 부모멘트에 저항하기 때문에 캔틸레버 슬래브의 위쪽에 단위폭(1 m)당 환산 인장 주철근의 1/2 이상의 철근을 배치하는 것이 좋다.

(5) PS강재의 배치는 다음 규정에 따르는 것으로 한다.

① 경간방향의 PS강재는 단면의 단위폭(1 m)당 프리스트레스 및 편심량이 같도록 배치하는 것이 바람직하다. 만일 프리스트레스 힘과 편심량이 단면내의 위치에 따라 다르게 되는 경우에는 단면력의 계산에 있어서 그 영향을 고려해야 한다.

② 지간 직각방향으로 PS강재를 배치할 때에 프리스트레스 힘의 합력이 작용하는 위치와 단면의 도심이 일치하도록 배치하는 것이 바람직하다. 만일 이들이 일치하지 않으면 슬래브에 변형이 생기고 받침반력이 불균일하게 되고 2차적인 휨모멘트 및 전단력이 생기기 때문에 주의해야 한다.

③ 경사슬래브교에 있어서 경사지간 방향에 PS강재를 배치하면, 그림 4.9-6에 보인 것과 같이 슬래브의 연단을 따라 프리스트레스 힘이 작용하고 평면 내에 전단력이 생기기 때문에 주의를 할 필요가 있다. 그런데, 사각이 0°부터 25°까지는 그 영향이 작기 때문에 사각을 따라 프리스트레스를 도입하여도 좋다.

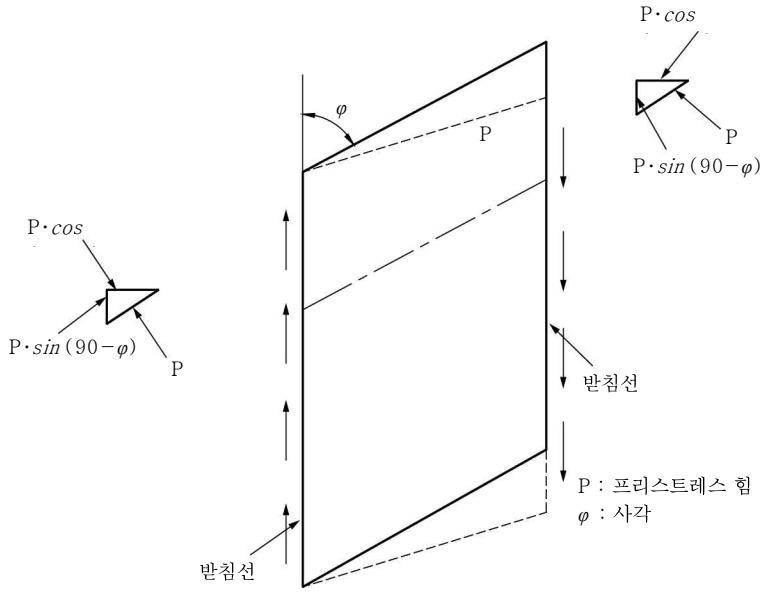


그림 4.9−6 프리스트레스 힘의 분포에 따른 슬래브의 변형

(6) 받침점 부근의 보강

① 슬래브 단부 등의 받침부에 받침선 방향으로 온도변화 및 콘크리트 건조수축에 의하여 생기는 인장응력에 대하여 가외철근을 배치하든가 PS강재를 배치하고 프리스트레스를 도입해야 한다.(그림 4.9-6, 그림 4.9-7 참조) 이 경우 가외철근은 D13이상, 중심간격 200 mm 이하로 배치하는 것이 좋다.

② 받침선보다 뒤에 있는 슬래브의 단부는 캔틸레버 슬래브이기 때문에 그 부분에 활하중이 재하된 경우에 생기는 휨모멘트에 저항하는데 필요한 철근을 지름 13 mm 이상, 중심간격 200 mm 이하로 배치하는 것으로 해야 한다.

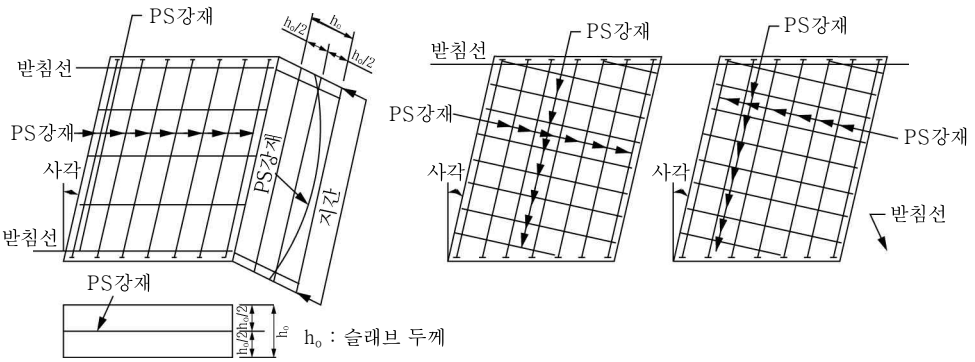


그림 4.9−7 사각슬래브교 PS강재의 배치

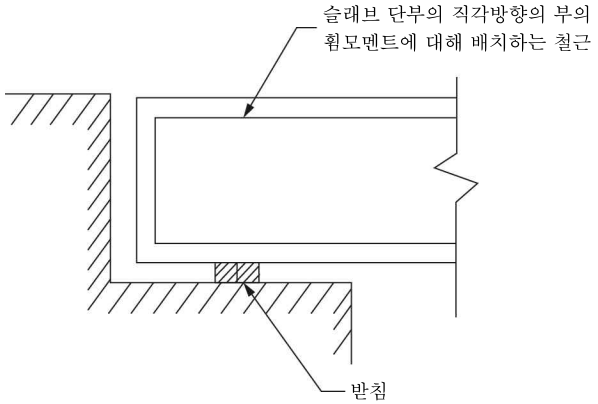
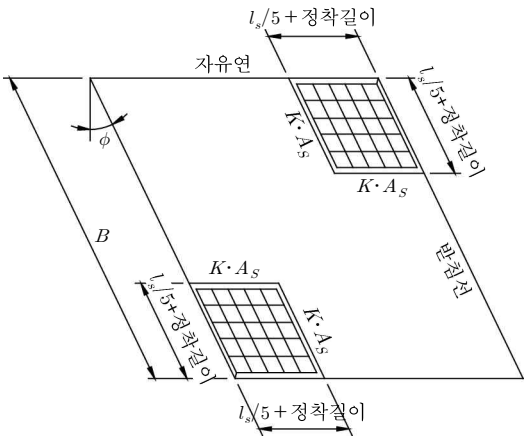


그림 4.9－8 슬래브 단부에서의 지간방향의 철근 배치

③ 경사슬래브교의 둔각부 슬래브 위쪽에는 부모멘트에 대하여 그림 4.9-9에 보인 것과 같이 경사지간 방향 및 받침선 방향으로 가외철근을 배치해야 한다. 따라서, 프리스트레스트 콘크리트 슬래브교에 있어서는 그 부분에 작용하는 프리스트레스의 효과를 고려하여 철근량을 감소시킬 수 있다. 사각이 45° 이하이고, 선형 또는 선형과 근사한 형상으로 지지된 경사슬래브교에 가외철근을 경사슬래브교의 변, 받침부 또는 받침에 평행하게 2방향으로 배치하는 경우의 각 방향의 단위폭(1m)당 가외철근량은 지간중앙부의 경사단위폭(1 m)당의 정철근량에 사각의 크기에 따른 계수 K(그림 4.9-10 참조)를 곱하여 계산하는 것으로 한다. 이러한 경우 둔각부 슬래브의 위쪽에 배치되는 철근은 가외철근의 일부로 보아도 좋다. 가외철근의 배치 범위는 경사지간의 1/5되는 지점에 정착길이를 더한 범위로 하는 것이 좋다. 또, 프리텐션부재에서는 받침선 방향으로 PSC부재를 배치하는 것보다 부모멘트에 대하여 저항할 수 있도록 하는 것이 좋다.



여기서,

A_S : 지간 중앙의 경사단위폭(1m) 당의 정철근 단면적(mm2)

$K \cdot A_S$: 받침부의 둔각부에 배치하는 경사단위폭(1m) 당의 철근량으로, K의 값은 <그림 4.9.10>에서 구한다.(mm2)

B : 슬래브 전폭(m)

l_s : 사각 지간(m)

ϕ : 사각

그림 4.9－9 받침부 둔각부의 부모멘트에 대한 가외철근 및 배치 범위

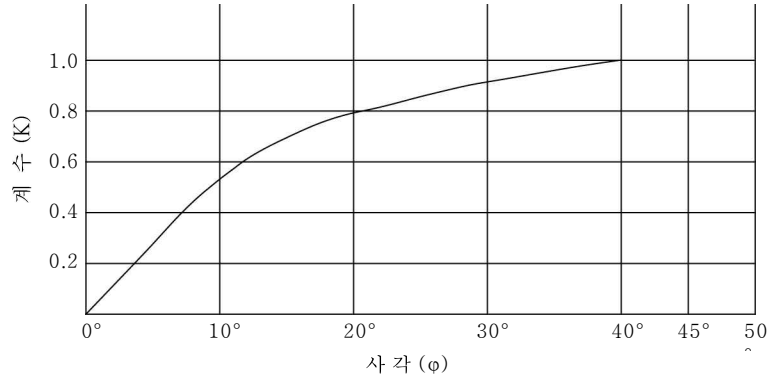


그림 4.9−10 계수 K값

④ 경사슬래브교의 둔각부 슬래브 아래쪽에는 받침부 반력에 대하여 D13 이상의 가외철근을 200 mm 이하의 중심간격으로 배치해야 한다. 둔각부 받침 부근에 생기는 지압응력은 받침부의 평균 지압력(전체반력을 전체받침 면적으로 나눈 것)보다 크게 된다. 이 지압응력에 대하여 그림 4.9-11에 보인 범위의 슬래브 아래쪽에 가외철근을 배치해야 한다.

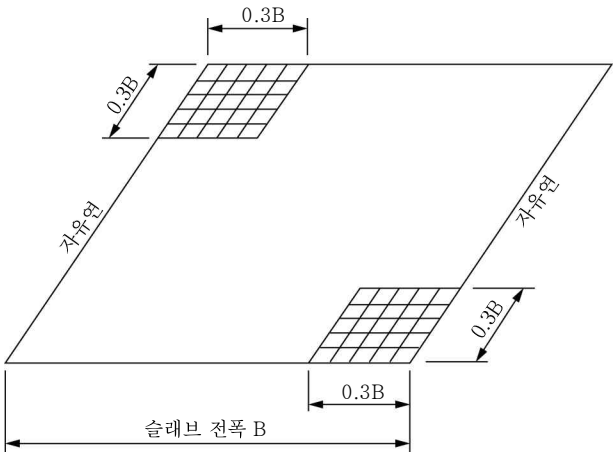


그림 4.9−11 둔각부 슬래브 아래 쪽의 가외철근

4.10 T형교

4.10.1 일반내용

(1) 이 절은 단면이 T형인 철근콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트 주거더로 구성되고, 가로보에 의하여 하중이 분배되는 형식의 철도교량에 적용된다. T형의 주거더로 구성된 연속거더교, 라멘교 및 프리캐스트보와 현장치기 콘크리트 슬래브가 일체로 된 합성거더교의 설계에 관하여는 각각 4.11, 4.12 및 4.13의 규정에 따르는 것으로 한다.

(2) 기호

α, β= 주거더의 단면력 계산시 거더의 형태에 따라 곱하는 계수 (표 4.10-1 참조)

b= 바닥판의 현장타설 부분의 폭

4.10.2 설계일반

(1) T형거더교는 주거더의 부등처짐이나 비틀림변형이 바닥판, 받침의 구조에 나쁜 영향을 줄 수 있으므로 주거더 직각방향의 강성을 높이기 위하여 가로보를 두어야 한다. 사각이 45° 이상인 경우에는 가로보를 주거더의 직각방향으로 두지만 이때 비틀림변형에 대한 충분한 검토를 해야 하며, 사각이 45° 미만인 경우에는 가로보를 받침선에 평행하게 설치해도 좋다.

(2) 중간 가로보의 설치는 1경간에 1개소 이상 또는 15 m이하의 간격으로 설치해야 한다.

4.10.3 구조해석

(1) 거더의 단면력은 격자 구조이론에 의하여 계산해야 한다. 다만 직교로서 바닥판의 지간이 짧고 판구조로 볼 수 있을 때에는 직교이방성 판이론에 따라 단면력을 계산하여도 된다. 한편, 보도가 양측에 설치된 경우 캔틸레버 슬래브의 내민길이가 주거더 간격의 1/2 이하인 경우, 그리고 4.10.2(1) 및 (2)의 규정에 따라 가로보가 설치된 경우에는 다음의 방법에 따라 주거더의 단면력을 계산하여도 좋다. 고정하중은 전체 고정하중에 의한 단면력을 주거더의 개수로 나눈 값을 주거더의 단면력으로 해야 한다. 열차하중은 바닥판의 폭에 주재하하중을 만재시켜서 구한 단면력을 주거더의 개수로 나눈 값으로 하는데 이형(耳형) 계수 α, 그 밖의 형태의 거더에는 β를 곱하여 주거더의 단면력으로 하여도 좋다.(표 4.10-1 참조)

표 4.10−1 계수 α 및 β의 값

바닥판의 폭(m)	α	β
5.5 m 이상	1.1	0.95
5.5 m 미만	1.0	1.0

(2) 격자구조이론에 의하여 단면력을 계산할 때에는 주거더 및 가로보의 비틀림강성을 무시하여도 좋다. 그러나 사각이 30° 이상인 사교의 경우에는 비틀림의 영향이 크게 나타나므로 비틀림강성을 고려한 격자구조이론에 의하여 해석을 수행하고 비틀림에 대하여 검토를 해야 한다. 또, 단면력을 계산할 때에 가로보 플랜지의 유효폭은 전단면이 유효한 것으로 보며, 응력계산을 할 때에 가로보 플랜지의 유효폭은 시방서의 플랜지 유효폭에 대한 별도규정에 따라야 한다.

4.10.4 구조상세

(1) 가로보의 보강은 프리스트레스트 콘크리트 T형거더교의 경우는 PS강재를 배치하여 횡방향으로 연결하고, 철근콘크리트 T형거더교의 경우는 축방향철근을 배치해야 한다.

① 프리스트레스트 콘크리트 T형거더교

가. 프리스트레스트 주거더를 횡방향으로 일체가 되도록 하는 것이므로 가로보의 보강은 횡방향으로 해야 한다. 사교에서 프리스트레스트 주거더와 가로보가 이루는 각도가

90°부터 55°까지의 범위에는 주거더와 가로보의 이음면에 칩핑(chipping) 등의 처리를 해야 하고, 그 각도가 55°에서 45°까지인 경우에는 이음면을 가로보의 축선에 직각이 되게 또는 적절한 방법의 맞물림을 두어야 한다.

나. 횡방향으로 연결하는 PS강재를 정착하는 경우에는 주거더에 홈 또는 돌기를 두고 정착면을 PS강재에 대하여 수직으로 두어야 한다. 다만 PS강재와 정착면이 이루는 각도가 70°를 넘는 경우에는 정착장치의 미끄럼 등에 대하여 안전성을 확인한 뒤에 이형 앵커플레이트 등을 사용하는 것이 좋다.

② 철근콘크리트 T형거더교

가. 직선교에서 주거더의 간격이 2 m 정도 이하가 되는 철근콘크리트 T형 거더교의 가로보에 배치되는 철근은 표 4.10-2에 보인 철근량을 그림 4.10-1에 보인 것과 같이 배치하는 것이 좋다.

표 4.10−2 가로보의 인장 철근량

고속철도교량의 폭 (m)	철근 지름 (mm)	철근의 개수
7 m 미만	25	2
7 m 이상 9 m 미만	25	3
9 m 이상 12 m 이하	25	4

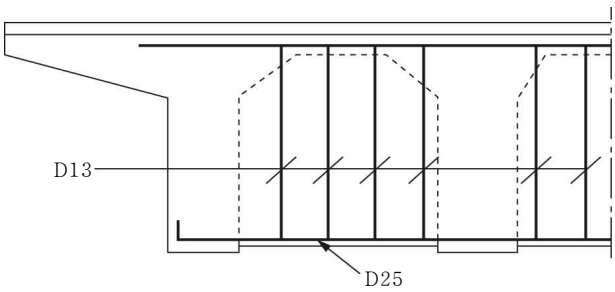
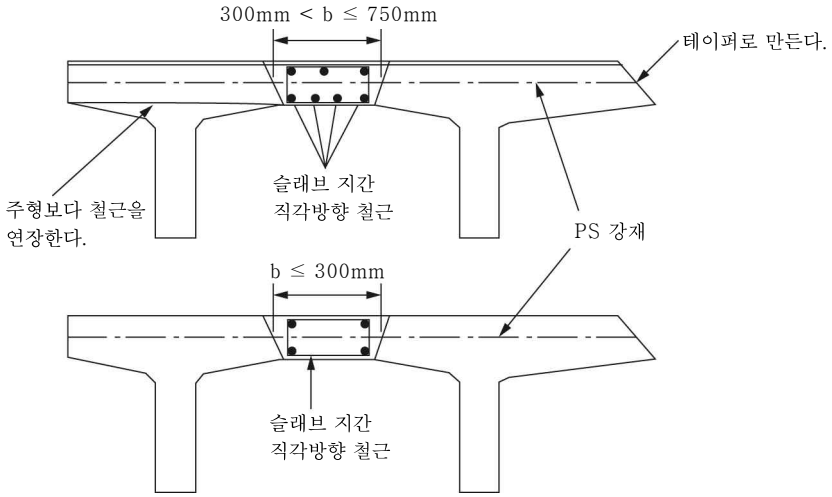


그림 4.10−1 가로보의 배근(철근콘크리트 T형거더교)

나. 주거더 간격이 2 m를 넘는 경우, 또는 사교, 곡선교 등의 특수한 경우에 있어 T형거더교의 가로보에 배치하는 철근량은 표 4.10-2에 따르지 않고 격자구조이론에 따라 단면력을 계산해야 한다.

(2) 프리스트레스트 콘크리트 T형거더교의 바닥판에는 횡방향 PS강재를 두어야 한다. 한편, 현장치기로 시공되는 바닥판의 폭은 일반적으로 750 mm 이하이며, 프리캐스트보의 플랜지로부터 겹침이음길이 이상 내민철근에 의하여 결합하는 것이 좋다. 그러나, 횡방향으로 연결되는 PS강재가 배치된 바닥판이 현장치기로 시공될 때 그 폭이 300 mm 이하인 경우 철근을 내밀지 않아도 좋다.

(3) 바닥판을 현장치기로 시공할 경우 그 폭은 750 mm 이하로 해야 한다.



여기서, b : 바닥판의 현장치기 부분의 폭

그림 4.10－2 바닥판을 현장치기하는 경우의 구조상세

4.11 연속형교

4.11.1 일반내용

(1) 4.11은 받침부에 의해 지지되는 2경간 이상 연속된 철도교의 설계에 적용해야 한다. 또한, 이 절은 프리캐스트 단순 T형거더나 I형거더를 가설한 후, 중간지점 가로보를 현장에서 쳐서 철근콘크리트 구조로서 연결이 되는 중간지점상에 2점 받침부를 갖는 연속거더교, 또한 프리캐스트 단순거더를 가설한 후, 바닥판과 중간지점 가로보를 현장에서 쳐서 프리스트레스트 구조로서 연결이 되는 중간지점상에 1점 받침부를 갖는 연속거더교에 대해서도 적용해야 한다. 다만, 구조해석에 있어서는 단순거더이나 신축이음부를 콘크리트 바닥판으로 연결하는 형식의 철도교에 대해서는 이 절은 적용되지 않는다.

(2) 4.11에 규정하지 않은 사항에 대해서는 4.9, 4.10, 4.13 등의 각 규정을 적용해야 한다.

(3) 기호

a : 단면의 도심위치에서의 반력의 교축방향 가상분포폭(mm) 혹은 식 (4.11-1)의 거더의 간격(mm)으로서 주거더의 간격이 지간의 1/10보다 큰 경우는 지간의 1/10의 값을 취해야 한다.

b : 거더의 위 플랜지폭(mm)

M : 중간지점상의 휨모멘트($kN \cdot m$)

M_1 : 중간지점상의 설계휨모멘트($kN \cdot m$)

N_{TS} : 거더와 바닥판의 온도차나 건조수축차로 인해 거더와 바닥판의 결합면에 발생하는 축방향력(kN)

R : 중간지점상의 반력(kN)

w : R/a (kN/mm)

4.11.2 구조해석

(1) 복수의 고정받침부를 갖는 연속거더교에서는 온도변화, 건조수축, 프리스트레스 힘 등에 의한 변형이 구속됨에 따라 부정정력이 발생한다. 따라서 교각을 포함한 모델을 설정하여 구조해석을 수행해야 한다. 프리캐스트 거더를 지점에서 연결하는 방식의 연속거더교에서는 연결 전에 작용하는 하중에 대해서는 단순거더, 연결 후에 작용하는 하중에 대해서는 연속격자로 보고 구조해석을 수행하는 것이 좋다. 즉 연속거더교의 구조 해석은 시공방법 및 받침부 조건 등을 고려하여 수행해야 하지만, 다음 형식의 연속거더교에 대해 하중분배작용의 영향을 근사적으로 구할 때는 다음의 근사해법에 따라도 좋다.

① 연속보를 각각의 지간 고정하중휨모멘트가 0이 되는 2점간 거리를 지간으로 한 단순보로 치환해야 한다. 이 경우의 지간은 그림 4.11-1에서와 같은 가상지간을 써도 좋다.

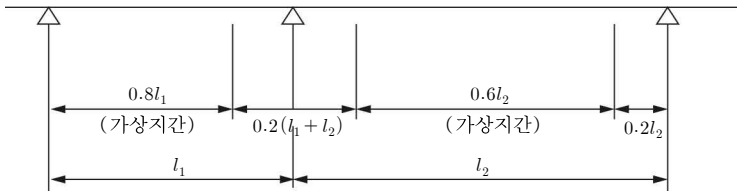


그림 4.11−1 연속슬래브교의 가상지간

② 각각의 단순보의 하중분배계수를 계산해야 한다.

③ 연속보를 1개의 보로 하여, 보이론에 의하여 단면력을 계산하고 이 하중분배계수를 곱해서 각각의 보의 설계단면력을 계산해야 한다.

④ 중간지점부의 단면력에 대해서는, 그 지점의 양쪽 지간의 하중분배계수의 평균값을 하중분배계수로 하여 위와 같이 각각의 보의 설계단면력을 계산해야 한다.

(2) 교축 직각방향의 지진의 영향 및 풍하중에 대한 구조해석은 교각의 휨강성을 고려하여 행해야 한다. 교각의 휨강성 평가방법으로는 그림 4.11-2에서와 같이 등가스프링 받침부로 치환하는 방법 등이 있다.

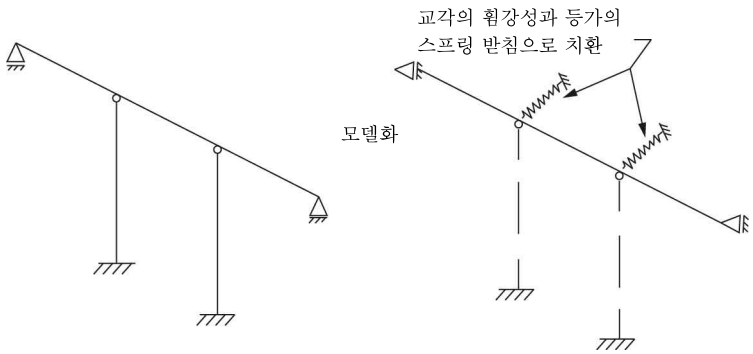


그림 4.11−2 교축 직각방향의 검토 모델의 예

4.11.3 중간지점상의 설계휨모멘트

(1) 연속거더교의 중간지점상의 휨모멘트는 보 이론으로는 지점상에서 뾰족한 분포로 나타나나 실제의 거더에서는 받침부폭, 거더의 높이, 가로보 등의 영향을 받아 그림 4.11-3에서와 같이 된다. 따라서 중간지점상의 설계휨모멘트는 식 (4.11-1)에 의하여 계산할 수 있다.

$$M_1 = M - \frac{wa^2}{8} \qquad (4.11\text{-}1)$$

다만, $M_1 \geq 0.9M$

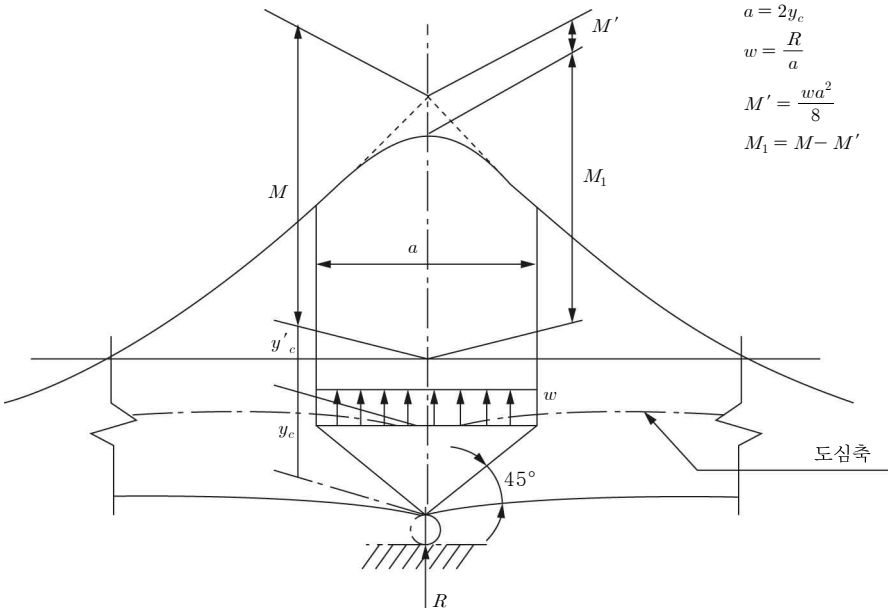


그림 4.11－3 중간지점상의 설계휨모멘트

(2) 한편, 거더의 아래 연단측에는 보 이론으로 계산한 경우 보다 큰 압축응력이 발생할 수 있으므로 이 부분에서는 4.11.5의 규정에 따라 가외철근을 배치할 필요가 있다. 또한 지점상에 가로보나 격벽이 있는 경우의 설계단면은 이를 무시한 단면으로 보는 것이 좋다.(그림 4.11-4 참조)

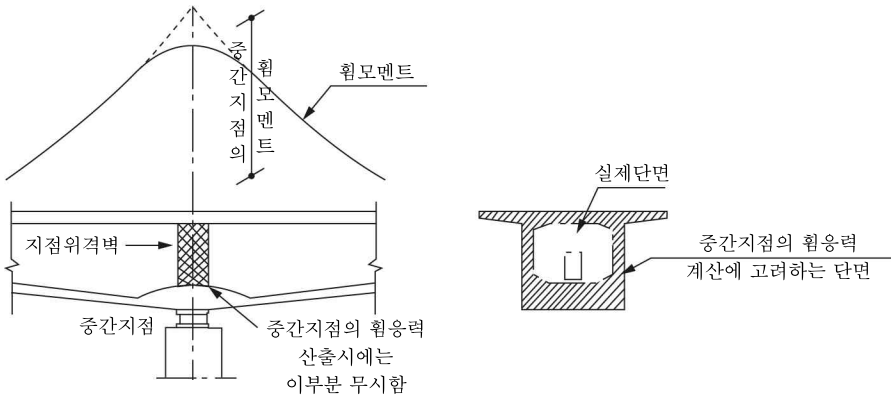
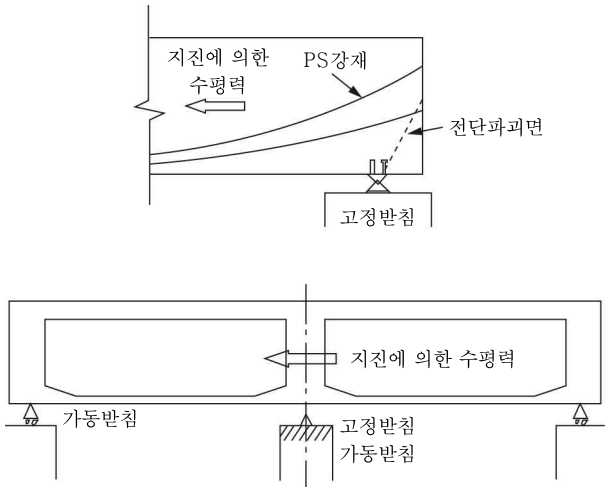


그림 4.11－4 중간지점의 휨모멘트에 대한 응력계산에 쓰이는 단면

4.11.4 고정받침부

(1) 연속거더교의 고정받침부는 그림 4.11-5에서 나타난 바와 같이 지진의 영향에 의한 수평반력이 거더에 작용하게 되므로 이로 인한 응력에 대해 철근이나 프리스트레스트에 의해 보강하여 설계해야 한다.



(a) 단지점을 고정받침부로 하는 (b) 중간교각에 고정받침부를 설치

그림 4.11−5 고정받침부에서의 수평반력

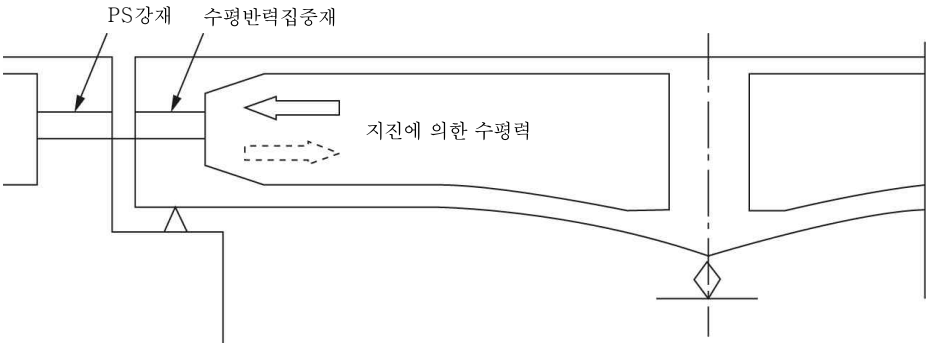


그림 4.11−6 단지점의 격벽으로부터 직접 교대에 수평반력을 전달하는 경우

4.11.5 구조상세

(1) 연속거더교의 중간지점 부근에서는 휨모멘트와 전단력이 모두 최대가 되는 단면이고, 또한 집중적인 받침반력을 받아 응력상태가 복잡하고, 거더 아래 측에는 보 이론으로 해석한 경우보다 큰 압축응력이 발생할 수 있다. 따라서 그림 4.11-7에서와 같이 복부와 거더 아래 측에 가외철근을 충분히 배치해야 한다.

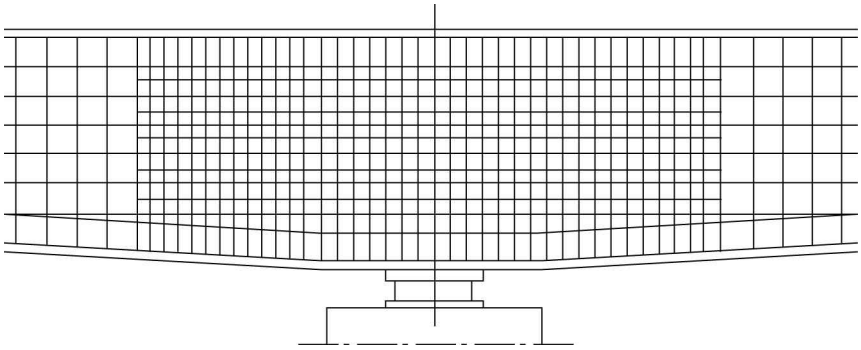


그림 4.11－7 가외철근 배치의 한 예

4.12 라멘교

4.12.1 일반내용

(1) 이 절은 거더 및 슬래브와 기둥이 일체로 강결(剛結)된 철도교량의 설계에 적용해야 한다. 이 절은 라멘교 고유의 사항에 대해 규정한 것으로, 슬래브교, T형거더교, 박스거더교 등의 단면 형상의 고유 사항에 대해서는 각각의 절의 규정에 따라야 한다.

(2) 라멘교의 기둥 및 벽에 대해서는 이 절에서 규정하고 있지 않는 사항들인 토압, 수압 및 지점 침하 등에 대해서도 추가로 검토해야 한다.

(3) 기호

A_s : 보강철근량(mm^2)

a : 스터럽 또는 띠철근의 간격(mm) 혹은 연직방향부재의 높이(mm)

b : 수평방향부재의 높이(mm)혹은 그림 4.12-7의 보의 폭 또는 기둥의 폭(mm)

D : 연직부대의 지름 그림 4.12-6 혹은 그림 4.12-7의 벽체 또는 기둥의 폭

D_1, D_2, D_3, D_4 : 라멘부재 절점부에서의 강역선정을 위한 접합부재의 제원(그림 4.12-3 참조)

H : 헌치부의 높이

h : 기둥의 폭

I : 라멘부재 절점부의 휨강성

I_a : 정착길이 혹은 기둥의 축방향 철근의 확대기초에서의 정착길이

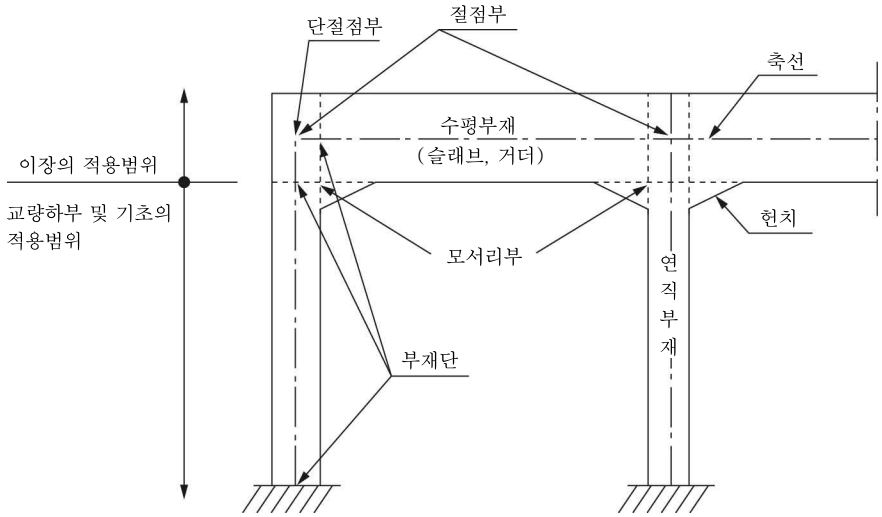
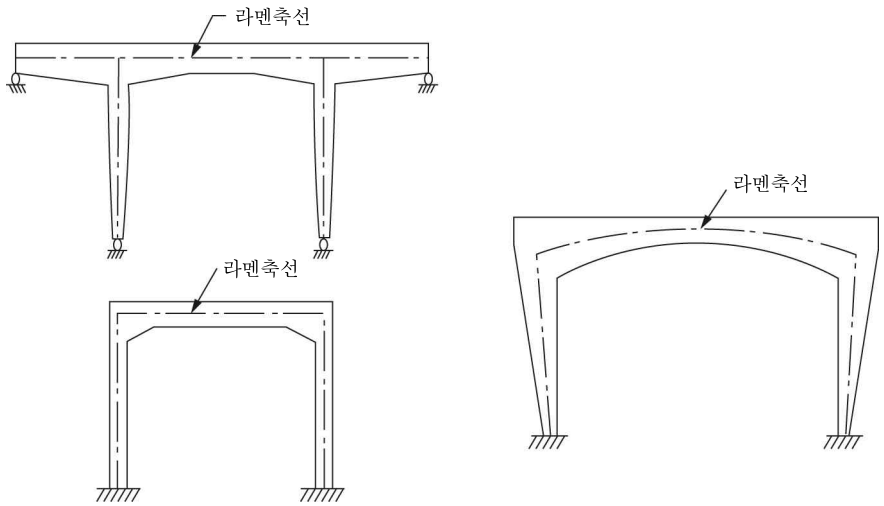


그림 4.12−1 라멘교 각부의 명칭

4.12.2 구조해석

(1) 단면력을 계산할 때의 라멘축선(軸線)은 그림 4.12-2(a)에서와 같이 부재단면의 도심축선에 일치시킨다. 그러나 그림 4.12-2(b)에서와 같이 수평부재와 연직부재의 길이의 비가 4정도 이상이거나 단면의 변화가 매우 심한 경우는 거더의 축선변화의 영향을 고려하여 단면력을 계산하는 것이 좋다.

(2) 기둥의 축선의 하단은 기둥이 기초구조와 일체로 강결된 경우에는 기초구조의 상면으로 하고, 힌지구조에 결합되어 있는 경우에는 힌지의 중심으로 해야 한다.



(a) 라멘축선의 변화를 무시해도 좋은 경우

(b) 라멘축선의 변화를 무시할 수

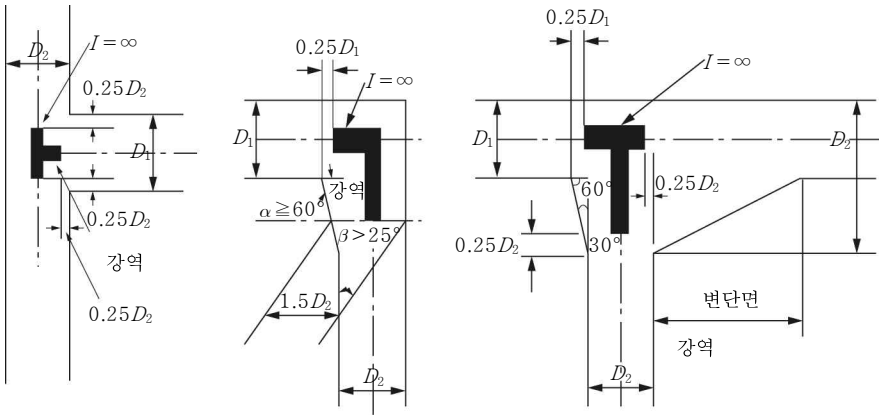
그림 4.12−2 라멘교에 대한 구조모델

(3) 헌치의 크기가 부재단면에 비해 작고, 단면의 응력계산에서 무시될 수 있는 정도의 크기의 헌치인 경우는 휨강성의 변화를 무시해도 좋다. 또한 지간이 비교적 긴 라멘교에서는 강역(剛域)의 영향을 무시하여 해석하더라도 그 오차는 작기 때문에 일반적으로 강역의 영향을 무시할 수 있다. 이 경우 휨강성의 변화의 영향을 고려하여 해석하려면 라멘부재절점부의 설계휨모멘트는 그림 4.12-5에 따라 구해도 좋다. 그러나 기둥과 보의 절점부에 특히 큰 헌치가 있는 경우나 보 부재 또는 기둥부재의 부재두께가 매우 큰 경우에는 강역의 영향이 무시될 수 없으므로 아래의 방법으로 구하는 강역 그림 4.12-3을 고려하여 구조해석을 수행하는 것이 좋다.

① 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 그 부재단에서 부재두께의 1/4안쪽 점에서부터 절점까지로 해야 한다.

② 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서부터 절점까지로 해야 한다. 다만, 헌치의 경사가 60°이상의 경우는 헌치의 시점(始點)부터 부재 두께의 1/4 안쪽점에서부터 절점까지로 해야 한다.

③ 양측의 헌치의 크기가 다른 경우 등의 사유로 ① 및 ②로 정한 점이 2점 이상 동시에 존재하는 경우에는 강역의 범위는 큰 쪽을 취해야 한다.



(a) 등단면의 (b) 변단면의 경우 1 (c) 변단면의 경우 2

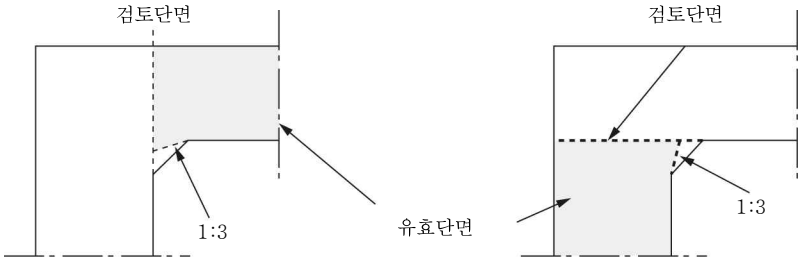
그림 4.12−3 라멘교 절점부에서의 강역

4.12.3 라멘부재 절점부

(1) 라멘부재의 절점부(節點部)는 접속하는 부재 서로가 단면력을 확실하게 전달시킬 수 있도록 해야 한다.

(2) 라멘부재 절점부 모서리부에는 헌치를 붙인다. 그러나 부재가 변단면(變斷面)인 경우 혹은 라멘 중간 절점부인 경우에는, 특히 절점부의 안정성에 대하여 검토한 경우 등의 절점부에는 헌치를 붙이지 않아도 좋다.

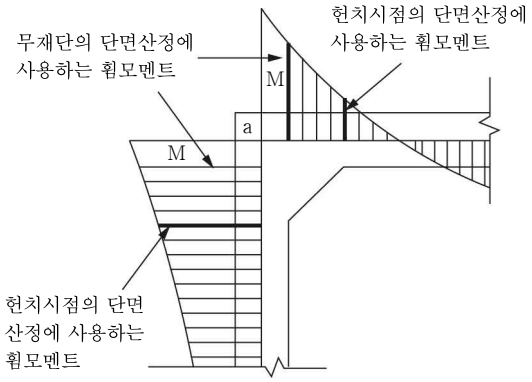
(3) 응력을 검사할 때 헌치의 유효부분은 그림 4.12-4와 같다고 본다.



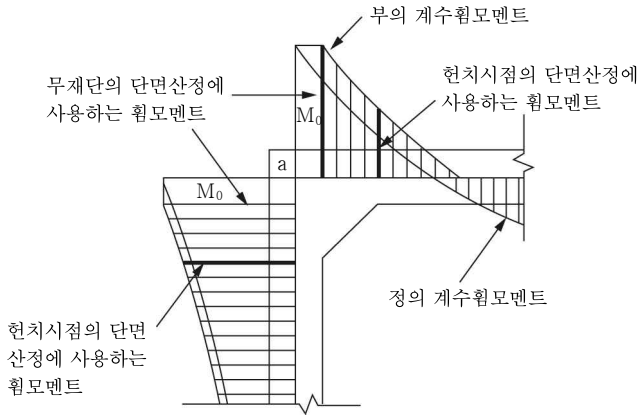
(a) 보 부재 (b) 기둥부재

그림 4.12-4 헌치의 유효부분

(4) 라멘부재 절점부의 설계휨모멘트는 그림 4.12-5와 같이 구한다.



(a) 헌치



(b) 헌치

그림 4.12-5 라멘부재 절점부의 설계휨모멘트

(5) 기둥의 단면이 원형인 경우는 거더 또는 슬래브의 응력 등을 검사할 단면의 위치는 그림 4.12-6과 같이 기둥 표면에서 기둥 직경의 1/10만큼 들어간 위치로 하거나 단면적이 같은 가상의 정사각형 단면으로 원형 단면을 치환했을 때의 표면 위치로 하여도 좋다.

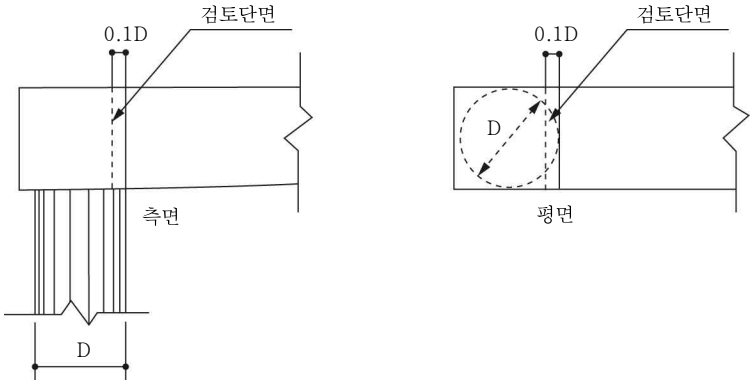


그림 4.12−6 기둥 단면이 원형인 경우의 설계단면

4.12.4 토압이 작용하는 라멘교

(1) 벽식 교각의 라멘교 등에서는 교각에 토압이 작용할 때, 토압이 여러가지요인에 의해 설계대로 작용하지 않을 경우가 있다. 이렇게 토압이 작게 작용하는 경우에는 작은 토압을 고려해야 한다.

(2) 시공 중에 토압이 작용하지 않을 경우, 혹은 부분적으로 작용하는 경우 등에 대해서도 검토할 필요가 있다.

4.12.5 구조상세

(1) 거더 및 슬래브와 기둥의 주철근은 절점부에서 서로간의 배치관계를 고려하여 단면력이 확실하게 전달되도록 배치해야 한다.

(2) 라멘 절점부는 각종의 철근이 교차하고 있고, 그 외에 큰 단면력이 작용하고 있기 때문에 철근의 배치에 대해서는 각별히 주의하고, 철근의 조립 및 배근, 콘크리트의 치기 등에 지장이 없도록 설계해야 한다.

(3) 단절점부에서는 그림 4.12-7에서 보여주는 바와 같이 절점부에서 결합하는 부재의 주철근량의 적어도 1/2은 외측에 연해서 배치하는 것이 좋다. 그림 4.12-7에서 파선으로 표시된 철근은 계산상 필요한 경우에 배치하는 철근이다.

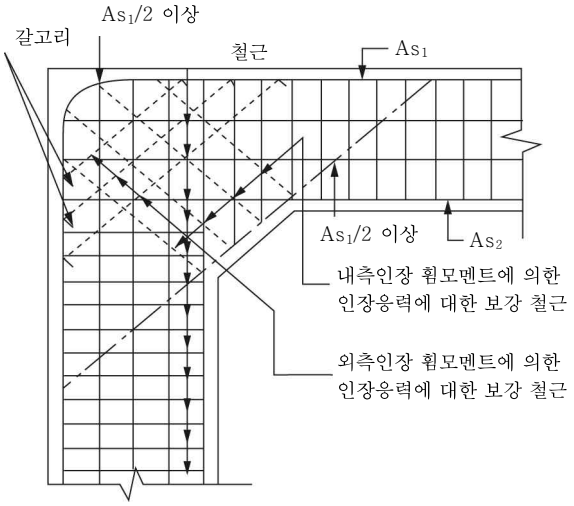


그림 4.12−7 라멘 단 절점부의 철근의 배치

①부휨모멘트가 최외측 접합부에 작용하는 경우에 계수하중 휨모멘트에 의해 대각선 방향의 단면에 생기는 인장응력 f_t가 $\sqrt{f_{ck}}/3$를 넘을 경우는 철근을 배치해야 한다.

②접합부에 정휨모멘트가 작용하면, 접합부 대각선 방향으로 인장응력이 작용하므로 경사방향으로 철근을 배치해서 보강해야 한다.

(4) 중간 절점부에서의 기둥의 주철근은 모서리에서 거더 및 슬래브의 부재높이의 1/2 또는 기둥의 유효높이의 1/2 중 작은 값만큼 지나서 이 점부터 정착길이 이상 연장해야 한다. 즉, 박스거더 등에서는 격벽에 설치된 개구부 등으로 인해서 축방향철근이 끊기는 경우가 많으므로 이 경우도 그림 4.12-8의 a-a단면에서 소요 철근량은 이 규정에 따라 정착시키는 것이 필요하다.

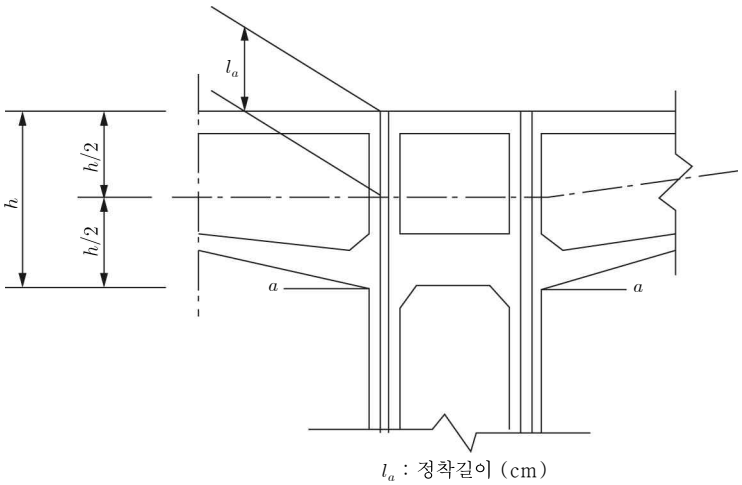


그림 4.12−8 기둥의 주철근의 묻힘길이

(5) 그리고, 기둥의 하단이 고정된 경우에도, 기둥의 주철근은 기초의 상단부터 위의 4.12.5(4)와 같이 정착시킨다. 다만, 시공상 부득이한 경우에는 그림 4.12-9와 같이 축방향철근을 확대기초 하단까지 연장하여 직각갈고리를 만들어 정착시켜도 좋다.

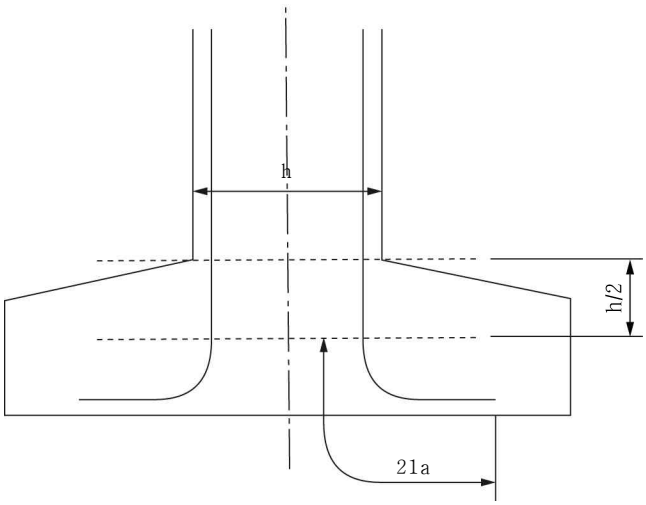


그림 4.12−9 확대기초 내에서의 축방향철근의 정착

(6) 헌치에는 계산상 철근이 필요없는 경우에도 경사면에 연하여 보강철근을 추가로 배치해야 한다.

(7) 부재 접합부 및 그 부근에는 주철근의 이음을 두지 않아야 한다.

(8) 접합부 모서리 측면은 시공 중에 동바리의 변형이나 기둥이 연직방향 반력의 영향에 의한 연직방향으로 발생하는 균열을 방지하기 위하여 수평방향 철근을 추가 배치해야 한다.

(9) 라멘의 접합부 모서리 부분은 콘크리트의 시공이음을 고려하여 철근을 배치해야 한다.

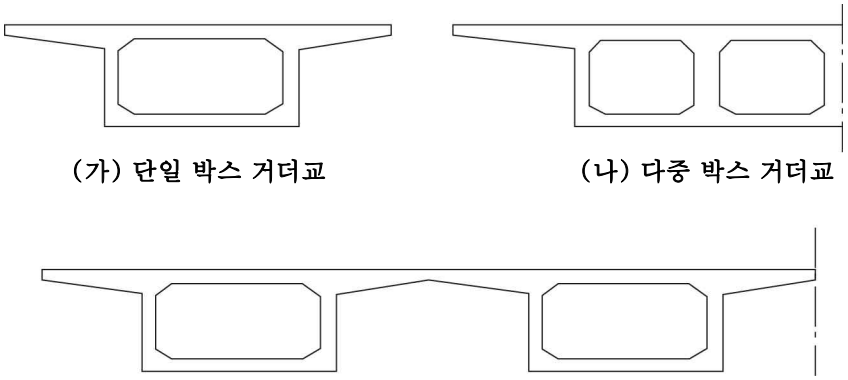
4.13 박스거더교

4.13.1 일반내용

(1) 이 절은 단면이 박스 모양으로 구성된 철도교량의 설계에 적용된다.

(2) 박스거더교의 기본적인 단면형상에는 그림 4.13-1에 보인 것처럼 단일박스 거더교, 다열박스 거더교 및 다중박스 거더교가 있다.

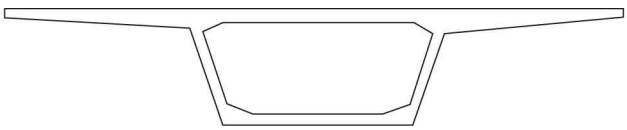
(3) 그림 4.13-2에는 상자단면의 특성을 갖는 여러 가지 형상의 박스거더교를 보여준다.



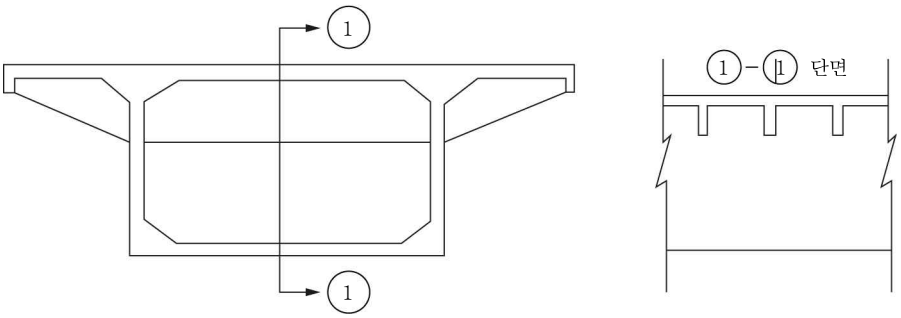
(가) 단일 박스 거더교　　(나) 다중 박스 거더교

(다) 다열 박스 거더교

그림 4.13-1 박스거더교의 기본 단면 형상



(가) 경사 복부를 갖는 박스거더교



(나) 보강재를 갖는 박스거더교

그림 4.13-2 여러 가지 형상의 박스거더교

4.13.2 설계일반

(1) 주거더의 받침점상에는 가로보 및 격벽을 둔다.

(2) 지간이 24 m 이상인 다열형 박스거더에서는 중간 가로보 및 중간 격벽을 설치한다. 경간 내에 가로보를 둘 경우에는 휨모멘트가 가장 큰 위치에 배치하는 한다.

(3) 단일 및 다중 박스거더로서 직선교이거나 내측 곡률반경이 240 m 이상인 곡선교일 경우에는 중간 격벽을 설치할 필요가 없다.

(4) 단일 및 다중 박스거더의 곡률반경이 240 m 미만일 경우에는 중간 격벽이 필요할 수 있으며 중간 격벽 간격과 강도는 설계 시에 신중히 검토해야 한다. 이 경우에 중간 격벽의 간격은 12 m 이하로 하는 것이 바람직하다.

(5) 전단응력의 계산에 쓰이는 복부의 폭은 복부 축선의 직각방향의 두께로 해야 한다. 예를 들면 경사진 복부의 경우에는 그림 4.13-3에 보인 것과 같이 전단류의 직각방향의 폭을 사용하면 된다.

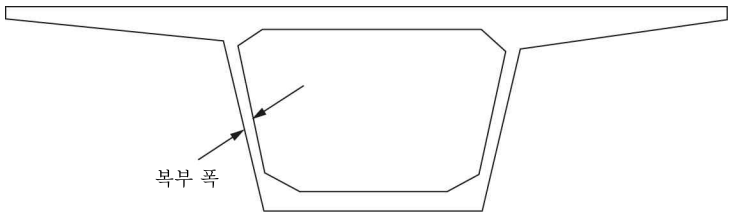


그림 4.13-3 전단응력의 계산에 쓰이는 복부의 폭

(6) 플랜지 폭이 복부 또는 플랜지의 두께에 비하여 클 때에는 플랜지에 생기는 전단력에 대하여 검토하는 것이 좋다. 특히 복부폭이 플랜지 두께의 4배를 넘거나, 보강 리브가 있는 박스거더교 등에 대하여는 플랜지에 생기는 수평전단응력에 대하여 조사를 하는 것이 좋다.

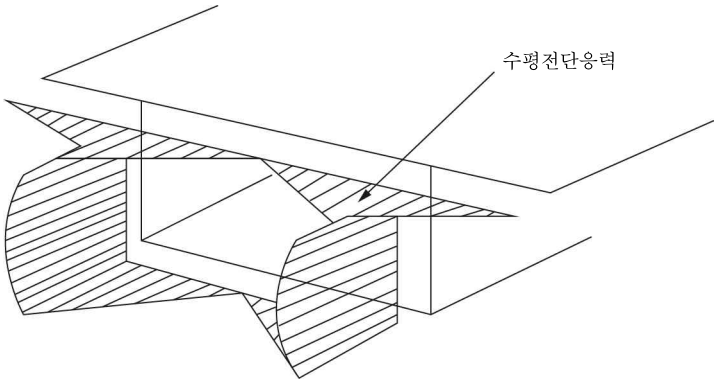


그림 4.13-4 플랜지에 생기는 수평전단응력의 분포

(7) 박스거더의 압축플랜지의 유효폭
전체 슬래브 폭이 압축에 유효하다고 가정해야 한다.

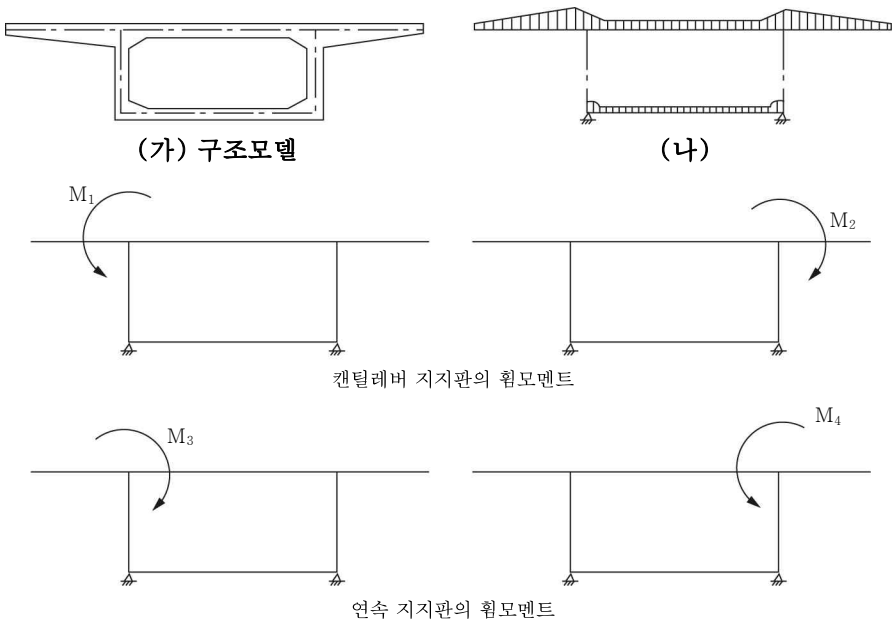
4.13.3 구조 해석

(1) 단일박스 거더교 및 다중박스 거더교의 단면력은 보이론에 따라 계산하면 된다. 일반적으로 단일박스 거더교 및 다중박스 거더교는 교축 직각방향의 강성이 크고 하중분배작용이 좋기 때문에 박스거더 전단면을 하나의 보로 보고 해석하여도 된다. 그러나 지간에 대한 전체폭의 비(전체폭/지간)가 0.5를 넘는 비교적 폭이 넓은 다중박스 거더교는 격자이론에 따라 단면력을 계산하는 것이 좋다.

(2) 사각이 있는 박스거더교 및 다열 박스거더교의 단면력은 격자이론에 따라 계산해야 한다. 다만 단일 박스거더교 및 다중 박스거더교에서 사각이 20° 미만이면 격자이론을 따르지 않고 보이론에 따라 해석하는 것도 좋다.

4.13.4 횡방향 설계

(1) 하부플랜지 및 복부의 응력은 박스거더를 복부 및 상하 플랜지로 구성된 라멘 구조로 보고 해석하여도 좋다. 그림 4.13-15 보인 것처럼 교축방향으로 1 m의 두께가 있는 박스 라멘 구조로 모델링하여 계산하여도 실제적으로 충분한 정도의 해를 얻을 수 있기 때문에 일반적인 경우에 이 방법을 써서 구하여도 좋은 것으로 하였다. 프리스트레스 이외의 하중에 의하여 부재에 생기는 축방향력은 일반적으로 작기 때문에 하부 플랜지 및 복부를 설계할 때에 축방향력은 고려하지 않아도 좋다.



(다) 활하중에의한 휨모멘트

그림 4.13-5 하부플랜지 및 복부의 휨모멘트

(2) 경사진 복부 및 보강 리브가 있는 박스거더교의 하부플랜지 및 복부의 단면력은 복부의 경사와 보강 리브의 영향을 고려하여 구해야 한다. 경사진 복부가 있는 박스거더교에서 복부에 배치된 교축방향의 PS강재가 위로 휘어진 경우 프리스트레스 힘의 연직방향분력에 의하여 생기는 단면력 등에 대하여 검토해야 한다. 다만 보강 리브가 있는 박스거더교의 단면력은 리브의 영향을 고려하여 계산한다. 거더 높이의 변화가 있는 박스거더교는 하부플랜지에 작용하고 있는 수직응력 및 프리스트레스 힘의 수직분력에 의하여 단면력이 생기게 된다. 따라서 하부플랜지의 폭이 넓고 그 영향을 무시할 수 없는 경우에는 설계 시 이를 고려해야 한다.

(3) 복부의 휨모멘트에 대하여 배치된 철근량의 1/2은 교축방향의 설계를 할 때 사인장철근으로 간주하여도 된다. 사인장 철근량을 계산할 때의 재하상태가 4.13.4(1)에 규정된 재하상태인 복부에 최대휨모멘트가 생기는 재하상태와 반드시 일치하는 것은 아니기 때문에 복부에 생기는 휨모멘트에 저항하기 위하여 필요한 철근량의 1/2까지 사인장철근으로 볼 수 있도록 하였다.

$$A_s = A_{s1} + 0.5A_{s2} + A_t \qquad (4.13\text{-}1)$$

여기서, A_s : 1개의 복부에 배치된 철근량

A_{s1} : 복부 1개당 필요한 사인장 철근량

A_{s2} : 복부에 생기는 휨모멘트에 저항하는데 필요한 철근량
(복부 내측 또는 외측의 것 중 큰 값)

A_t : 비틀림모멘트에 대한 복부 1개당의 횡방향 필요철근량

그러나 복부 내측 및 외측에 대하여는 복부에 생기는 정·부모멘트에 대하여 각각 필요한 철근량 이상의 철근을 배치해야 한다.

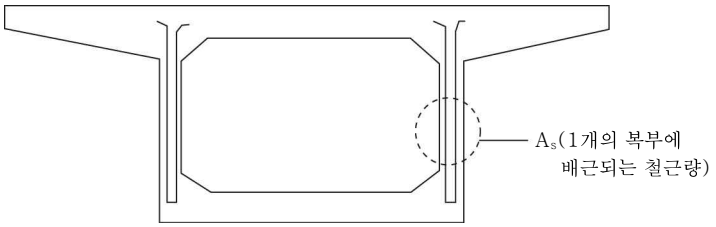


그림 4.13-6 복부에 배치되는 철근량

4.13.5 지점 가로보 및 다이아프램의 설계

(1) 지점 가로보 및 다이아프램의 단면력은 지점과 부재의 결합조건에 따라 해석모델을 설정하고 보이 론에 의하여 계산하는 것이 좋다.

(2) 가로보 및 다이아프램의 단면력을 계산할 때, 플랜지의 유효폭은 시방서의 규정에 따라 구하면 된다. 다만 지점 가로보 및 다이아프램에 개구부가 있을 때에는 그 영향을 고려하여 구조모델을 설정하고 단면력을 계산해야 한다.

4.13.6 구조상세

(1) 열차하중을 받는 박스거더의 상부슬래브 및 하부슬래브의 두께는 200 mm 이상으로 해야 한다.

(2) 플랜지의 두께를 주거더방향으로 변화시킬 경우에는 1/5보다 완만한 경사로 하는 것이 좋다. 다만 그 이상의 급한 경사로 할 필요가 있는 경우의 설계계산에 사용되는 유효단면적은 1/5 이하의 완만한 경사내의 부분으로 해야 한다.

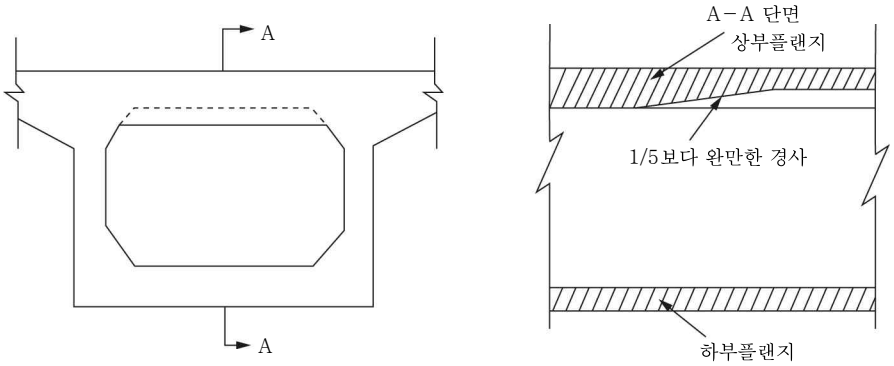


그림 4.13－7 플랜지 두께의 변화

(3) 복부의 종방향 철근은 건조수축 및 온도철근(0.2%) 이상으로 전단면에 걸쳐서 균등하게 배치해야 하고, 하부슬래브의 종방향 및 횡방향 철근의 배근은 KDS 14 20 50(4.2)에 따라야 한다.

(4) 철근콘크리트 박스거더교의 주거더에 배치하는 주철근은 복부 및 헌치부 내에서 2단 이하로 배치하는 것이 좋다. 그러나 부득이 플랜지 내에 배치할 경우에는 복부의 측면에서 주거더의 지간의 1/10의 범위 내에 배치하고, 철근 중심간격의 최댓값은 250 mm로 하는 것이 좋다.

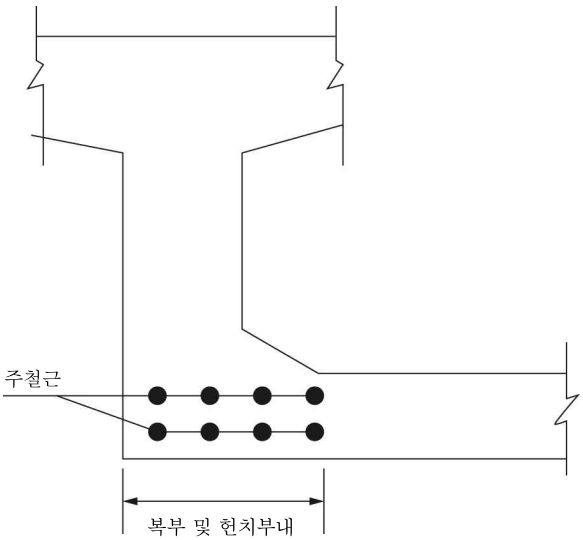
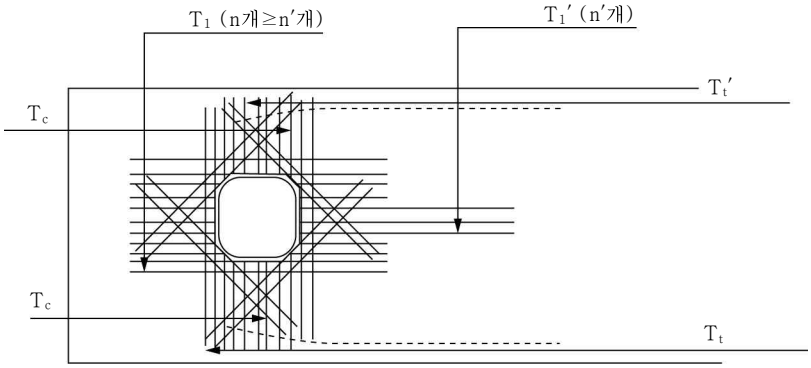


그림 4.13－8 주철근의 배치

(5) 개구부를 둘 경우에는 그 주위를 보강해야 한다. 개구부는 될 수 있으면 응력의 크기가 작은 곳에 두며, 개구부에 의하여 절단된 철근량 이상의 철근을 보강철근으로 배치하는 것으로 해야 한다. 그림 4.13-9과 같이 PS강재의 정착은 개구부로부터 충분히 떨어진 곳에 하도록 해야 한다.



T_1 : 절단된 축방향철근(T_1')의 보강철근
T_t : 절단된 직각방향철근(T_t')의 보강철근
T_c : T_1', T_t'를 연결하는 철근

그림 4.13-9 하부플랜지 개구부 구조의 한 예

4.14 아치교

4.14.1 일반내용

(1) 이 절은 철근콘크리트 아치교의 설계에 적용해야 한다. 아치교를 구조역학적으로 분류하면, 고정아치, 1힌지아치, 2힌지아치, 3힌지아치 등으로 구분된다.

(2) 아치교의 구조형식별에는 개복식(開腹式)아치 및 폐복식(閉腹式)아치교가 있다.

(3) 기호

f : 아치의 높이

a : 스프링잉(springing)에서 단위길이당 고정하중(kN/m)

c : 크라운에서 단위길이당 고정하중(kN/m)

λ : 세장비

4.14.2 설계일반

(1) 아치축선

① 아치축선은 하중에 의한 압력선에 가능한 일치하도록 선택해야 한다.

② 일반적으로 아치축선을 정하는 압력선을 구하는 하중은, 고정하중 또는 고정하중에 등분포활하중의 1/2를 만재한 상태의 하중으로 해야 한다.

③ 아치축선은 일반적으로 식 (4.14-1)에 의해 정해야 한다.

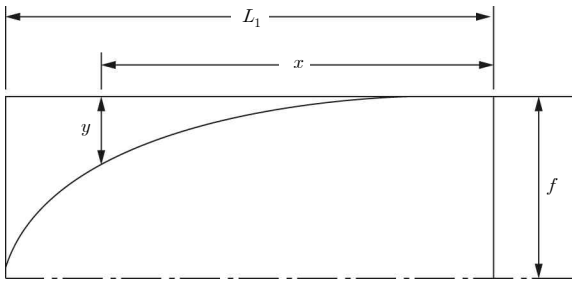


그림 4.14.1 아치축선

$$y = \frac{f}{m-1}(\cosh(k\xi) - 1) \qquad (4.14\text{-}1)$$

여기서, $m = \dfrac{W_a}{W_c}$

$k = \cosh^{-1} m$

$\xi = x/L_1$

(2) 아치 상부구조

① 개복아치의 상부구조는 라멘구조로서 설계해야 한다.

② 폐복아치의 측벽에는 적당한 간격마다 횡방향으로 칸막이를 붙이면 좋다. 측벽과 아치가 일체로 움직이지 않도록 하기 위하여 측벽에는 적당한 간격으로 연직이음을 설치해야 한다.

(3) 지간이 긴 아치에서는 좌굴에 대하여 안전한가를 검토해야 한다.

(4) 아치의 기초는 아치에서 발생하는 수평력에 충분히 저항할 수 있도록 해야 한다.

(5) 아치리브가 포함하는 면내에서의 좌굴이나 면외에서의 좌굴에 대하여 안전한가를 확인해야 한다.

① 아치리브를 설계할 때는 응력이나 단면력의 검사 외에 면내 및 면외방향의 좌굴에 대한 안정성을 확인해야 한다. 철근콘크리트 아치교의 면내좌굴에 대한 검토의 일례로서, DIN (1981.4)에 규정된 검사방법의 적용기준은 다음과 같다.

가. $\lambda \leq 20$: 좌굴검사는 필요치 않음

나. $20 < \lambda \leq 70$: 유한변형에 의한 영향을 편심하중에 의한 휨모멘트로 치환하여 발생 모멘트에 더하여 단면의 계수 휨모멘트에 대한 안정성을 검토해야 한다.

다. $70 < \lambda \leq 200$: 유한변형에 의한 영향에 더하여, 철근콘크리트 부재의 재료의 비선형성에 의한 영향을 고려하여 좌굴에 대한 안정성을 검사해야 한다.

라. $200 < \lambda$: 구조물로써 적합하지 않음.

4.14.3 구조해석

(1) 아치에는 2 힌지아치, 3 힌지아치, 고정아치 등이 있지만, 이 절에서는 철도교에서 주로 이용되는 고정아치에 대해서만 언급한다.

(2) 아치에 있어서 부정정력은 탄성이론에 의해서 구해야 한다.

(3) 아치를 설계하는 경우는 연직 및 수평하중 뿐만 아니라 온도변화 및 콘크리트 건조수축에 의한 영향도 고려해야 한다.

(4) 아치는 아치축선의 형상, 각 단면의 단면 2차모멘트의 변화 등이 부정정력에 미치는 영향을 고려하여 설계해야 한다.

4.14.4 하중의 취급

(1) 일반적으로 고정하중+열차하중+충격+온도변화+건조수축하중의 조합에 의하여 단면을 정하고, 다른 하중조합에 관해서도 검토하여 만일 단면이 부족하면 단면을 수정하도록 해야 한다.

(2) 열차하중은 표 4.14-1의 등가등분포하중을 이용해야 한다.

표 4.14-1 레일당의 등가등분포하중(kN/m)

지간 (m)	LS-22	고속철도하중
10 ~ 15	75	110
15 ~ 20	70	100
20 이상	65	90

(3) 건조수축은 표 4.14-2에 나타난 값을 표준으로 해야 한다.

표 4.14-2 건조수축률

철근 콘크리트 아치	철근량 0.5% 이상	15×10^{-5}
	철근량 0.1% 이상	20×10^{-5}
무근 콘크리트 아치		25×10^{-5}

(4) 아치에 작용하는 제동하중 및 시동하중과 장대 레일 종하중은 개복아치의 경우에는 상부구조의 수평부재의 축선에 수평으로 작용하는 것으로 하며. 폐복아치의 경우에는 폐복부의 상연에 작용하는 것으로 해야 한다.

(5) 아치에 작용하는 차량횡하중은 KDS 24 12 20에 표시한 차량횡하중이 아치축선의 크라운에 수평으로 작용하는 것으로 하면 좋다.

(6) 아치에 미치는 지진의 영향은 아치의 축방향과 아치축의 직각방향에 관해 검토해야 한다.

4.14.5 아치리브 단면의 선정

아치링의 두께는 온도변화 및 건조수축의 영향을 고려해서 크라운을 될 수 있는 한 얇고, 스프링잉 부근에서는 두껍게 하는 것이 좋다.

4.14.6 구조상세

(1) 철근 콘크리트 아치에서는, 아치의 상하면에 따라서 대칭으로 축방향 철근을 배치해야 한다. 철근량은 각각 아치리브폭 1 m당 600 mm^2 이상, 상하면의 철근을 합하여 콘크리트 단면의 0.15% 이상으로 해야 한다.

(2) 철근 콘크리트 아치에서는 아치 상하면의 축방향 철근을 감는 스터럽 또는 띠철근의 규격은 D10 mm 이상, 또 축방향 철근지름의 1/4 이상으로 하고, 그 간격은 축방향 철근 지름의 15배 이하, 아치단면의 최소치수 이하로 배치해야 한다.

(3) 폐복아치의 측벽에는 스프링잉 및 그 외의 적당한 위치에 신축이음을 설치해야 한다.

(4) 배수공 개복아치에 있어서는 상부구조의 상면에, 폐복아치에 있어서는 아치의 상면에 시공하고, 배수한 물이 아치 측면을 따라 흐르지 않도록 해야 한다.

4.15 허용응력설계법

4.15.1 일반내용

(1) 프리스트레스를 가하지 않은 일반적인 철근콘크리트 부재는 하중계수를 적용하지 않은 사용하중의 작용하에 선형탄성이론에 의한 응력해석과 설계법에 따라 설계할 수 있다.

(2) 기호

A_g : 단면의 전체 면적(mm^2)
A_v : 간격 s이내에 있는 전단철근의 단면적(mm^2)
A_s : 인장철근의 단면적(mm^2)
A_1 : 재하면적(mm^2)
A_2 : 재하면적과 기하적으로 유사하고 같은 중심을 가지는 받침면의 부분 중 최대면적(mm^2)
b_o : 슬래브와 확대기초판에 있어 2방향 전단에 대한 위험단면의 둘레길이(mm)
b_w : 복부의 폭(mm)
d : 부재의 유효깊이(mm)
f_{ba} : 콘크리트의 허용지압응력(MPa)
f_{ca} : 콘크리트의 허용휨압축응력(MPa)
f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)
f_{sa} : 철근의 허용인장응력(MPa)
f_{ta} : 콘크리트의 허용휨인장응력(MPa)

M : 설계 휨모멘트

n : 탄성계수비 = E_s/E_c

N : 전단력 V와 동시에 작용하는 단면에 수직한 설계축력으로서 축력이 압축력일 때는 양(+)의 값, 인장력일 때는 음(−)의 값을 취하며, 크리프와 건조수축에 의한 인장력을 포함시킨다.

N_u : 전단력 V와 동시에 작용하는 단면에 수직한 계수축력

P_u : 주어진 편심에서 계수축력

s : 축방향 철근과 나란한 방향으로 측정한 전단철근의 간격(mm)

v_c : 설계전단응력(MPa)

v_{ca} : 콘크리트의 허용전단응력(MPa)

v_{ha} : 콘크리트의 허용수평전단응력(MPa)

V : 단면의 설계전단력

α : 경사 스터럽과 부재의 축이 이루는 각

β_c : 집중하중 또는 반력의 작용면에서 짧은 변에 대한 긴 변의 비

ρ_w : 인장철근비 = $A_s/b_w d$

ϕ : 강도감소계수

4.15.2 설계일반

(1) 사용하중 하에서의 모든 응력은 4.15.3의 허용응력을 초과해서는 안 된다.

(2) 철근의 정착과 이음은 KDS 14 20 52의 규정에 따라야 한다.

(3) 단면의 소요강도 계산시의 설계하중조합 및 증가계수는 KDS 24 12 10(4.2.3)의 규정에 따라야 한다.

4.15.3 허용응력

(1) 콘크리트의 허용응력 - 콘크리트의 각종 허용응력은 설계기준압축강도 f_{ck}를 기준으로 하여 산정하며, 특히 별도의 규정이 없을 때는 다음 ①에서 ④까지의 값을 초과하지 않아야 한다.

① 휨 - 압축연단에서의 허용휨압축응력, f_{ca} ····· $0.40 f_{ck}$

② 전단

가. 보, 1방향 슬래브 및 확대기초판

(가) 전단보강철근이 없을 때의 콘크리트 단면에서 콘크리트의 허용전단응력, v_{ca} (보다 상세한 계산은 4.15.7 (2)항 에 따라야 한다.) ····· $0.08\sqrt{f_{ck}}$

(나) 전단보강철근과 콘크리트에 의해 허용되는 최대 전단응력 ·· $v_{ca}+0.32\sqrt{f_{ck}}$

나. 장선구조에서 콘크리트의 허용전단응력, v_{ca} ····· $0.09\sqrt{f_{ck}}$

다. 2방향 슬래브 및 확대기초판에서 콘크리트 허용전단응력, $v_{ca} \cdot 0.08\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_{ck}}$

다만, v_{ca}는 $0.16\sqrt{f_{ck}}$ 이하로 취해야 한다.

③ 허용지압응력, f_{ba}

가. 전단면에 재하될 때 ····· $0.25f_{ck}$

나. 부분적으로 재하될 때 ····· $0.25f_{ck}\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$

다만, $\sqrt{A_2/A_1}$은 2 이하로 취해야 한다.

④ 허용휨인장응력(무근의 확대기초판과 벽체), f_{ta} ····· $0.13\sqrt{f_{ck}}$

(2) 철근의 허용응력

① 철근의 허용응력은 D32 이하의 철근에 대하여 표 4.15-1 값으로 한다.

표 4.15−1 철근의 허용응력 (MPa)

응력 및 부재의 종류 \ 철근의 종류			SD300	SD350	SD400
인장응력	하중의 조합에 충돌하중 혹은 지진의 영향을 포함하지 않는 경우	(1) 일반적인 부재	150	175	180
		(2) 바닥판, 경간 10m 이하의 슬래브교	150	160	160
		(3) 수중 혹은 지하수위 이하에 설치하는 부재	150	160	160
	(4) 하중의 조합에 충돌하중 혹은 지진의 영향을 포함하는 경우의 허용응력의 기본값		150	175	180
(5) 압축응력			150	175	180

② 직선으로 배근된 철근에서 활하중과 충격에 의해 발생하는 최대인장응력과 최소인장응력 사이의 응력차는 피로응력한계의 규정에 부합해야 한다. 그리고 응력이 큰 부분에서는 주철근의 굽힘을 피해야 한다.

(3) 온도변화와 건조수축 고려시의 허용응력 - 온도변화나 건조수축을 다른 주요 하중과 함께 고려하는 경우에는 허용응력을 4.15.3(1)과 (2)에 규정된 허용응력의 1.15배까지 높일 수 있다.

4.15.4 철근의 정착과 이음

(1) 철근의 정착과 이음은 KDS 14 20 52의 요구조건에 따라야 한다.

(2) KDS 14 20 52(4.4.2(3))의 요구조건을 적용할 때, M_u은 단면의 모든 정철근이 허용인장응력에 도달하였다는 가정 하에 계산된 휨모멘트 크기이며, V_u는 단면에서 하중계수를 곱하지 않은 사용하중에 의한 전단력으로 해야 한다.

4.15.5 휨부재

(1) 휨부재는 KDS 24 10 10 및 KDS 14 20 20의 요구사항을 만족시켜야 한다.

(2) 사용하중 하에서의 응력을 계산할 때, 다음의 가정에 따라 선형탄성이론을 휨부재에 적용해야 한다.

① 콘크리트와 철근의 변형률은 높이가 큰 보를 제외하고는 휨부재의 중립축으로부터 떨어진 거리에 비례해야 한다. 높이/지간의 비가 4/5 이상인 단순보, 2/5 이상인 연속보 등과 같이 높이가 큰 보에서는 변형률의 비선형 분포를 고려해야 한다.

② 철근콘크리트 부재에서 콘크리트의 인장강도는 무시해야 한다.

③ 탄성계수비 $n = E_s/E_c$는 가장 가까운 정수를 사용하되 6이상, 경량골재콘크리트의 n값은 같은 강도의 보통 콘크리트의 것으로 가정해도 좋다.

④ 복철근보의 응력계산에서 압축철근의 환산단면을 구할 때는 유효 탄성계수비 $2E_s/E_c$를 사용해야 한다. 이 경우에도 압축철근의 압축응력은 허용인장응력 이하이어야 한다.

4.15.6 축력 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 압축부재

(1) 휨모멘트와 축력이 조합된 압축부재의 축하중 내력은 4.4의 규정으로 계산한 값의 40 %로 취해야 한다.

(2) 이 구조설계기준의 KDS 14 20 20(4.4.1)에서 규정한 사항에 따라 장주효과를 고려해야 한다. 이 때 P_u는 설계축력에 2.5배를 곱한 값으로 취하고, 계수 ϕ=0.75는 1.0으로 대체시켜야 한다.

4.15.7 전단설계

(1) 설계전단응력

① 전단응력, v_c는 식 (4.15-1)에 의해 구해야 한다.

$$v_c = \frac{V}{b_w d} \qquad (4.15\text{-}1)$$

여기서, V는 고려하는 단면에서의 설계전단력이다.

② 받침부 부근의 설계전단응력

반력이 작용전단력방향으로 부재의 단부를 압축할 경우에는 받침부 내면에서 d거리 이내에 위치한 단면은 d거리에서 구한 것과 동일한 전단응력 v_c에 대해 설계할 수 있다.

(2) 콘크리트가 부담하는 전단응력

① 전단력과 휨모멘트만을 받는 부재에서 콘크리트가 부담하는 허용전단응력 v_{ca}는 4.15.7(2)④에 따른 더 상세한 계산에 의하지 않는 한 $0.08\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없다.

② 축방향 압축력을 받는 부재에서 콘크리트가 부담하는 허용전단응력 v_{ca}는 4.15.7(2)⑤에 따라 상세한 계산에 의하지 않는 한 $0.08\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없다.

③ 축방향 인장력을 받는 부재의 경우 식 (4.15-2)에 의해 상세한 계산을 하지 않는 한 전단철근이 전체 전단력을 부담하도록 설계해야 한다.

$$v_{ca} = 0.08\left(1 + \frac{N}{1.75A_g}\right)\sqrt{f_{ck}} \qquad (4.15\text{-}2)$$

여기서, N은 인장력일 경우 부(−)의 값이며, N/A_g의 단위는 MPa이다.

④ 전단력과 휨모멘트만을 받는 부재에 대한 허용전단응력 v_{ca}는 식 (4.15-3)으로 계산해야 한다.

$$v_{ca} = 0.07\sqrt{f_{ck}} + 7.8\rho_w\frac{Vd}{M} \le 0.13\sqrt{f_{ck}} \qquad (4.15\text{-}3)$$

여기서, M은 고려하는 단면에서 전단력 와 동시에 발생하는 단면의 휨모멘트로서 Vd/M의 크기는 1.0이하로 취해야 한다.

⑤ 축방향 압축력을 받는 부재에 대한 허용전단응력 v_{ca}는 식 (4.15-4)로 계산해야 한다.

$$v_{ca} = 0.08\left(1 + \frac{N}{11.5A_g}\right)\sqrt{f_{ck}} \qquad (4.15\text{-}4)$$

여기서, $\frac{N}{A_g}$의 단위는 MPa이다.

⑥ 콘크리트의 허용전단응력 v_{ca}는 보통 콘크리트에 적용해야 한다. 그러나 경량 콘크리트가 사용되는 경우는 다음의 수정사항 중 하나를 적용해야 한다.

가. 경량 콘크리트의 평균 쪼갬인장강도f_{sp}의 값이 규정되어 있는 경우 $\sqrt{f_{ck}}$를 $1.76f_{sp}$로 대신할 수 있으나, $1.76f_{sp}$의 값은 $\sqrt{f_{ck}}$를 초과하지 않아야 한다.

나. f_{sp}의 값이 규정되어 있지 않은 경우 $\sqrt{f_{ck}}$의 값은 전경량 콘크리트에 대하여 0.75, 모래경량 콘크리트에 대하여 0.85를 곱해야 한다. 부분적으로 모래를 사용 하였을 경우는 직선보간법을 사용할 수 있다.

⑦ 콘크리트가 부담하는 전단응력을 결정할 때 구속된 부재의 크리프와 건조수축으로 인한 축방향 인장력의 영향은 적용 가능할 경우 언제나 이를 고려해야 하며, 변단면 부재에서 경사방향의 휨압축응력의 영향을 포함시켜야 한다.

(3) 전단철근이 부담하는 전단응력

① 전단철근은 다음과 같이 구성할 수 있다.

가. 부재의 축에 직각인 스터럽

나. 종방향 인장철근과 45° 이상의 각을 갖는 부재의 축에 직각으로 설치되는 철선으로 된 용접철망

다. 종방향 인장철근과 30° 이상의 경사로 구부린 종방향 주철근

라. 스터럽과 종방향 굽힘철근을 병용한 것

마. 나선철근

② 전단철근의 설계기준항복강도는 400 MPa를 초과하지 않아야 한다.

③ 전단철근으로 사용된 스터럽과 기타 철근 또는 철선은 압축연단부에서 d 거리까지 연장되어야 하며, 철근의 항복강도를 발휘할 수 있도록 KDS 14 20 52(4.4.4)에 따라 양단에 정착

해야 한다.

④ 전단철근의 간격은 다음의 규정을 만족해야 한다.

가. 부재축에 직각으로 설치되는 스터럽의 간격은 0.5 d 이하로 해야 하고, 또한 600 mm 이하로 해야 한다.

나. 스터럽과 굽힘철근은 부재의 중간 높이(0.5 d)에서 반력점 방향으로 주인장철근까지 연장 45° 경사선과 한 번 이상 교차하도록 배치해야 한다.

다. $(v_c - v_{ca})$가 $0.16\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 경우 위의 가와 나에서 규정한 최대 간격은 1/2로 감소시켜야 한다.

⑤ 최소 전단철근량은 다음 규정을 따라야 한다.

가. 설계전단응력 v_c가 콘크리트에 의한 허용전단응력 v_{ca}의 1/2를 초과하는 철근콘크리트 부재는 다음의 경우를 제외하고 최소 단면적의 전단철근을 두어야 한다.

㉮ 슬래브와 확대기초판

㉯ 콘크리트의 장선구조

㉰ 부재의 깊이가 250 mm 이하이거나 플랜지 두께의 2.5배 또는 복부폭 의 1/2 중 큰 값 이하인 보의 경우

나. 전단철근이 없어도 소요휨강도와 전단강도에 저항할 수 있다는 것을 실험에 의해 확인할 수 있다면 위의 가의 최소 전단철근은 적용하지 않아도 좋다.

다. 가 또는 해석에 의해 전단철근이 요구되는 경우, 전단철근의 최소 단면적은 식 (4.15-5)로 구해야 한다.

$$A_{v,\min} = 0.0625\sqrt{f_{ck}}\frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad (4.15\text{-}5)$$

그러나 최소 전단철근량은 $0.35 b_w s / f_{yt}$보다 작지 않아야 한다. 여기서, b_w와 s의 단위는 mm이다.

⑥ 전단철근의 설계는 다음 규정에 따라야 한다.

가. 설계전단응력v_c가 콘크리트의 허용전단응력 v_{ca}를 초과하는 곳은 다음 나에서 아까지의 규정에 따라 전단철근을 두어야 한다.

나. 부재축에 직각인 전단철근을 사용하는 경우 전단철근 단면적 A_v는 식 (4.15-6)에 따라 구해야 한다.

$$A_v = \frac{(v_c - v_{ca}) b_w s}{f_{sa}} \qquad (4.15\text{-}6)$$

다. 경사스터럽이 전단철근으로 사용되는 경우, 전단철근 단면적 A v는 식 (4.15-7)로 구해야 한다.

$$A_v = \frac{(v_c - v_{ca}) b_w s}{f_{sa}(\sin\alpha + \cos\alpha)} \qquad (4.15\text{-}7)$$

라. 전단철근이 1개의 굽힘철근 또는 받침점에서 모두 같은 거리에서 구부린 평행한 1조의

철근으로 될 경우의 전단철근 단면적 A_V는 식 (4.15-8)로 구해야 한다.

$$A_v = \frac{(v_c - v_{ca})b_w s}{f_{sa}\sin\alpha} \qquad (4.15\text{-}8)$$

다만, $(v_c - v_{ca})$는 $0.11\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없다.

마. 전단철근이 받침점에서 서로 다른 거리에서 구부린 일련의 평행한 굽힘철근 또는 여러 조의 평행한 철근으로 되는 경우의 전단철근 단면적은 식 (4.15-7)에 따라 구해야 한다.

바. 종방향 철근을 구부려서 전단철근으로 사용할 때는 그 경사길이의 중간 3/4만이 전단철근으로서 유효하다고 보아야 한다.

사. 여러 종류의 전단철근이 부재의 같은 부분을 보강하기 위하여 사용되는 경우, 필요한 전단철근 단면적은 각 종류별로 구한 단면적의 합으로 되어야 한다. 이 때 v_{ca}는 한 번의 계산에서만 포함되어야 한다.

아. $(v_c - v_{ca})$의 값은 $0.28\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없다.

(4) 전단마찰

① 균열이 발생하거나 발생할 가능성이 있는 면, 다른 재료 사이의 접촉면 또는 다른 시기에 친 두 콘크리트 사이의 접촉면 상에서 전단전달을 고려하는 것이 적절한 경우는 KDS 14 20 22(4.6)의 전단마찰규정을 적용해야 한다.

② 전단응력에 대한 최대 제한값은 KDS 14 20 22(4.6.2)에 주어진 값의 47 %로 취해야 한다.

③ 전단마찰철근의 허용응력은 4.15.3(2)에 주어진 값을 사용해야 한다.

(5) 합성휨부재의 수평전단철근

합성콘크리트 휨부재의 설계에 있어서 허용수평전단응력 v_{ha}는 KDS 14 20 66(4.2.2)에서 주어진 수평전단강도의 47 %를 넘지 않도록 해야 한다.

(6) 슬래브 및 확대기초에 대한 전단설계

① 집중하중이나 반력 부근에서 슬래브와 확대기초판의 전단에 대한 설계는 다음 두 가지 조건 중 불리한 것에 의해 결정해야 한다.

가. 슬래브 또는 확대기초판이 폭이 넓은 보와 같이 작용하여 위험단면이 집중하중이나 반력 구역에서 d거리에 위치한 단면에서 전체폭에 걸친 면에 연장되는 경우, 슬래브 또는 확대기초는 4.15.7(1)②에서 4.15.7(3)까지의 규정에 따라 설계해야 한다.

나. 슬래브 또는 확대기초가 2방향 슬래브로 작용하여 슬래브의 면에 수직한 위험단면이 집중하중이나 반력을 받는 면적의 주위에 걸쳐 연장되는 경우에는 슬래브 또는 확대기초판은 4.15.7(6)② 및 4.15.7(6)③에 따라 설계해야 한다. 이 때 위험단면의 둘레 길이 b_0는 최소로 되어야 하나 집중하중이나 반력을 받는 면적의 주변에서 d/2보다 가까이 위치시킬 필요는 없다.

② 설계전단응력 v_c는 식 (4.15-9)에 의해 구해야 한다.

$$v_c = \frac{V}{b_o d} \qquad (4.15\text{-}9)$$

여기서, V와 b_0는 각각 4.15.7(6)①나에서 정의된 위험단면에서 전단력과 둘레길이이다.

③ 전단철근을 두지 않은 경우 설계 전단응력 v_c는 식(4.15-10)에 의해 주어지는 허용전단응력 v_{ca}를 초과하지 않아야 한다.

$$v_{ca} = 0.08\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_{ck}} \qquad (4.15\text{-}10)$$

다만, v_{ca}는 $0.16\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없다. 여기서 B_c는 집중하중이나 반력을 받는 면적의 짧은 변에 대한 긴 변의 비이다. 경량 콘크리트가 사용되는 경우에는 4.15.7(2)⑥으로 수정된 값을 적용시켜야 한다.

④ 철근이나 철선이 KDS 14 20 22(4.11.2)에 따라 전단보강으로 사용되는 경우 v_{ca}는 $0.08\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없으며, 또 v_c는 $0.24\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없다.

⑤ I형강 또는 ㄷ형강으로 된 전단머리가 KDS 14 20 22(4.11.4)에 따라 사용되는 경우, 4.15.7(6)①에서 정의된 위험단면에서 v_c는 $0.28\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없으며, 또 KDS 14 20 22(4.11.4(8))에서 정의된 위험단면에서 v_c는 $0.16\sqrt{f_{ck}}$를 초과할 수 없다. KDS 14 20 22(4.11.4)의 식(4.11-12)의 V_u는 설계전단력 V에 2.0을 곱한 값으로 대신해야 한다.

(7) 상자거더암거 슬래브의 전단설계

①600 mm 이상의 토피를 가진 상자거더암거 슬래브의 전단응력 v_c는 식 (4.15-11)로 구해도 좋다.

$$v_c = 0.08\sqrt{f_{ck}} + 15.4\rho_w \frac{Vd}{M} \le 0.15\sqrt{f_{ck}} \qquad (4.15\text{-}11)$$

②단일 암거이고, 슬래브와 벽체가 일체로 시공되었을 경우에는 v_c를 $0.11\sqrt{f_{ck}}$보다 작게 취할 필요는 없고, 단순지지된 슬래브에서는 $0.09\sqrt{f_{ck}}$보다 작게 취할 필요가 없다. Vd/M는 1.0 이하이어야 하고, M은 고려하는 단면에서 V와 동시에 발생하는 실제의 설계휨모멘트이다.

(8) 브래킷과 내민받침에 대한 전단설계

브래킷과 내민받침에 대한 전단설계는 KDS 14 20 22(4.8)에 따라야 한다.

(9) 비틀림 설계

비틀림을 받는 부재의 설계는 KDS 14 20 22(4.4)에 따라야 한다.

콘크리트교 설계기준(극한강도설계법)

집필위원	분야	성명	소속	직급
	총괄	길홍배	한국도로공사	수석연구원
	기타시설	김영진	한국건설기술연구원	선임연구원
	내진설계	김태훈	삼성물산	부장
	총괄	김호경	서울대학교	교수
	하중	박원석	목포대학교	교수
	하부구조	박재현	한국건설기술연구원	연구원
	총괄	백인열	가천대학교	교수
	총괄	손윤기	엔비코컨설턴트	전무
	강교	신동구	명지대학교	교수
	총괄	이지훈	서영엔지니어링	전무
	총괄	조경식	디엠엔지니어링	부사장
	콘크리트교	조재열	서울대학교	교수
	총괄	하동호	건국대학교	교수
	하중	황의승	경희대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	총괄	고현무	서울대학교
	하중	권순덕	전남대학교
	콘크리트교	김병석	한국건설기술연구원
	하중	김우종	디엠엔지니어링
	총괄	박찬민	코비코리아
	총괄	서석구	서영엔지니어링
	총괄	이상호	연세대학교
	내진설계	이재훈	영남대학교
	하중	이해성	서울대학교
	강교	최동호	한양대학교

건설기준위원회	분야	성명	소속
	교량	김성일	한국철도기술연구원
	교량	김지상	서경대학교
	교량	홍현석	평화엔지니어링
	교량	최석환	국민대학교
	교량	배두병	국민대학교
	교량	정상섬	연세대학교

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	이상민	비앤티엔지니어링(주)
	이희업	한국철도기술연구원
	이상희	㈜이디시엠
	박성윤	대림산업
	노성열	동부엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단
	김태진	창민우구조컨설턴트

국토교통부	성 명	소 속	직책
	김인	국토교통부 간선도로과	과장
	고용석	국토교통부 철도건설과	과장
	최규용	국토교통부 간선도로과	사무관
	임승규	국토교통부 철도건설과	사무관

설계기준
KDS 24 14 20 : 2016

콘크리트교 설계기준(극한강도설계법)

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국철도시설공단
34618 대전광역시 동구 중앙로 242 한국철도시설공단
☎ 1588-7270
http://www.kr.or.kr

(작성기관) 한국교량및구조공학회
08826 서울시 관악구 관악로1 서울대학교 316동 410호 한국교량및구조공학회
☎ 02-871-8395 E-mail : kibse@kibse.or.kr
http://www.kibse.or.kr

국가건설기준센터
10223 경기도 고양시 일산서구 고양대로 283(대화동)
☎ 031-910-0444 E-mail : kcsc@kict.re.kr
http://www.kcsc.re.kr