

KR C-10050

Rev.0, 5. December 2012

# 상부 구조물 설계

2012. 12. 5



한국철도시설공단



## 경 과 조 치

이 “철도설계지침 및 편람” 이전에 이미 시행 중에 있는 설계용역이나 건설공사에 대하여는 발주기관의 장이 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 우리공단 “철도설계지침 및 편람”을 그대로 사용할 수 있습니다.

## 일 러 두 기

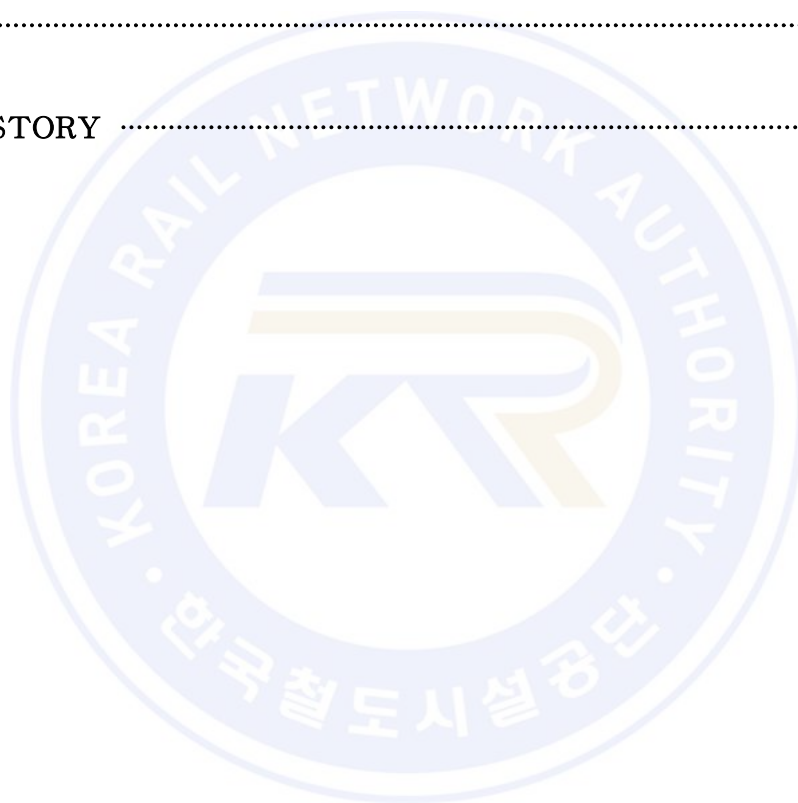
- 사용자의 이용 편의를 위하여 책 단위로 구성된 “철도설계지침” 및 “편람”을 국제적인 방식에 맞게 체계를 코드별로 변경하였습니다.  
또한, 코드에 대한 해설 및 목차역할을 하는 KR CODE 2012, 각 코드별로 기준 변경사항을 파악할 수 있도록 Review Chart 및 Record History를 제정하였습니다.
- 이번 개정된 “철도설계지침 및 편람”은 개정 소요가 발생할 때마다 각 항목별로 수정되어 공단 EPMS, CPMS에 게시될 것이니 설계적용 시 최신판을 확인 바랍니다.
- “철도설계지침 및 편람”에서 지침에 해당하는 본문은 설계 시 준수해야 하는 부분이고, 해설(이전 편람) 부분은 설계용역 업무수행의 편의를 제공하기 위해 작성한 참고용 기술도서입니다. 여기서, 제목 부분의 편람은 각 코드에서의 해설을 총칭한 것입니다.

# 목 차

<b>1. 용어의 정의</b>	<b>1</b>
<b>2. 기호</b>	<b>4</b>
<b>3. 프리스트레스트 콘크리트</b>	<b>8</b>
3.1 일반내용	8
3.2 원리 및 정의	8
3.3 적용범위 및 재료	9
3.4 해석	10
3.5 설계일반	14
3.6 프리스트레싱	16
3.7 하중과 응력	22
3.8 단면	23
3.9 휨에 대한 설계	24
3.10 휨강도	27
3.11 철근 및 PS강재의 제한	29
3.12 전단에 대한 설계	31
3.13 비틀림에 대한 설계	35
3.14 정착 구역 설계	35
3.15 정착구역과 단부스트럿 및 하단 코너부의 안정성검토	36
3.16 바닥판	45
3.17 구조상세	45
<b>4. 슬래브</b>	<b>47</b>
4.1 일반내용	47
4.2 1방향 슬래브	48
4.3 2방향 슬래브의 설계절차	49
4.4 직접설계법	51
4.5 등가골조법	55
4.6 2방향 슬래브의 배근 상세	58
4.7 슬래브 시스템의 개구부	60
<b>5. 벽체</b>	<b>61</b>
5.1 일반내용	61
5.2 설계 일반	61
5.3 최소 철근비	61



5.4 벽체의 설계 .....	62
5.5 비내력벽과 지중보 .....	64
5.6 벽체에 대한 전단설계 .....	65
5.7 기둥, 벽체 또는 받침대 저면에서 힘의 전달 .....	66
<b>6. 바닥판 .....</b>	<b>67</b>
6.1 일반내용 .....	67
6.2 설계일반 .....	67
6.3 바닥판 지간 .....	68
6.4 바닥판 최소두께 .....	68
6.5 바닥판 설계휨모멘트 .....	70
6.6 구조상세 .....	75
<b>RECORD HISTORY .....</b>	<b>79</b>



## 1. 용어의 정의

- (1) 갈고리 : 철근의 정착 또는 겹침이음을 위하여 철근 끝의 구부린 부분을 말하며, 모양에 따라 180° 표준갈고리, 90° 표준갈고리, 135° 표준갈고리가 있음.
- (2) 강재의 인장강도 : 한국산업규격(KS)에 규정되어 있는 인장강도의 규격 최소값. PS 강선 및 PS강연선에서는 인장하중의 최소값.
- (3) 검토등급 I : 사용하중에 대하여는 인장응력이 허용되지 않으며, 시공 중에만 인장응력을 허용하는 콘크리트 단면의 등급.
- (4) 검토등급 II : 평상시의 사용하중에 대하여는 인장응력이 허용되지 않으며, 시공 중 과혼하지 않은 사용하중 조합에만 인장응력을 허용하는 콘크리트 단면의 등급.
- (5) 검토등급 III : 총 단면을 고려하는 경우에는 혼하지 않은 사용하중 조합에만 인장응력을 허용하며, 콘크리트 피복두께 단면을 고려하는 경우에는 평상시의 사용하중에 대하여 인장응력을 허용하나 반영구적 하중조합에 대하여는 인장응력을 허용하지 않는 콘크리트 단면의 등급.
- (6) 격벽 : 단면 형상을 유지시키기 위하여 거더에 배치하는 횡방향 보강재, 다이아프램, 또는 단일 박스 또는 다중 박스거더의 받침점부나 경간 내에 비틀림 등에 저항하기 위하여 설치하는 칸막이 벽.
- (7) 계수하중 : 강도설계법으로 부재를 설계할 때 사용되는 하중으로서, 사용하중에 하중계수를 곱한 하중.
- (8) 공칭강도 : 강도설계법의 규정과 가정에 따라 계산된 부재 또는 단면의 강도로 강도감소계수를 적용하기 전의 강도.
- (9) 국소구역(local zone) : 정착장치 주위 및 바로 앞 콘크리트 부분으로 높은 국부지압응력을 받는 부분.
- (10) 긴장력(jacking force) : 긴장재에 인장력을 도입하는 장치에 의해 발휘되는 일시적인 힘.
- (11) 긴장재(tendon) : 콘크리트에 프리스트레스를 가하는 데 사용되는 강선, 강연선, 강봉 또는 이들의 다발.
- (12) 단부 스트럿(end strut) : 거더에 작용하는 모든 힘을 받침부로 전달시키는 통로로서 특별한 전단보강 철근이 필요한 곳.
- (13) 덕트(duct) : 포스트텐션 방식의 PSC부재에서 콘크리트 경화전이나 또는 후에 PS 강재를 배치시켜 긴장할 수 있도록 미리 콘크리트 속에 설치해둔 원형의 관.
- (14) 마찰 : 프리스트레싱 동안 접촉하게 되는 긴장재와 덕트 사이의 표면 저항. 곡률마찰과 파상마찰이 있음.
- (15) 바닥판 : 도상이나 침목, 레일 등을 통해 열차하중을 지지하고 다른 부재들에 의해 지지되는 판 부재.



- (16) 방향변환블록(deviation saddle): 거더단면 내외측에 PS강재(external tendon)의 방향변환을 위해 복부, 플랜지, 복부와 플랜지의 접합부에 두는 블록.
- (17) 배력철근(distributing bar) : 집중하중을 분포시키거나 균열을 제어할 목적으로 주철근과 직각에 가까운 방향으로 배치한 보조철근.
- (18) 부모멘트 : 바닥판 및 부재 상측에 인장응력을 생기게 하는 휨모멘트.
- (19) 부착된 긴장재(bonded tendon) : 직접 또는 그라우팅을 통해 콘크리트에 부착되는 긴장재. (25) 부철근 : 부모멘트에 의하여 생긴 인장응력에 대하여 배치하는 철근.
- (20) 브래킷 또는 내민받침(코벨) : 집중하중이나 보의 반력을 지지하기 위하여 기둥면 또는 벽체면에서부터 나와 있는 짧은 캔틸레버 부재.
- (21) 사용하중 : 하중계수를 곱하지 않는 하중, 작용하중.
- (22) 사인장철근 : 철근 콘크리트 보에 하중 작용으로 인해 사인장 균열이 발생하며 균열은 휨균열과 달리 주로 전단응력에 지배되어 갑작스런 파괴를 유발하므로 이를 방지하기 위하여 전단(보강)철근을 배근해야 한다. 이때 보에 배치하는 전단철근을 복부철근 또는 사인장철근.
- (23) 설계강도 : 공칭강도에 강도감소계수  $\phi$ 를 곱한 강도.
- (24) 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).
- (25) 쉬스 : 덕트를 형성하기 위한 관.
- (26) 유효깊이 : 휨모멘트가 작용하는 부재단면에서 콘크리트의 압축단에서 인장철근의 도심까지의 거리.
- (27) 유효폭 : T형보의 플랜지 등에서 유효하게 작용한다고 보는 플랜지 등의 폭.
- (28) 유효 프리스트레스 : 프리스트레싱에 의한 콘크리트내 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.
- (29) 일반단면 : 프리스트레스 힘이 콘크리트부재에 충분히 전달되어 단면내의 응력분포가 선형연속분포가 되는 단면. 일반적으로 단부 단면(end section)으로부터 거더의 높이만큼 떨어진 위치의 단면.
- (30) 접속구 또는 커플러(coupler) : PS강재와 PS강재 또는 정착장치와 정착장치를 접속하여 프리스트레스 힘이 전달되도록 하는 장치.
- (31) 정모멘트 : 바닥판 및 부재 하측에 인장응력을 생기게 하는 휨모멘트.
- (32) 정착구역(anchorage zone) : 부재에서 집중된 프리스트레스 힘이 정착장치로부터 콘크리트로 도입되고(국소구역), 부재 내로 넓게 분포되는(일반구역) 부분.



- (33) 정착길이 : 위험단면에서 철근의 설계강도를 발휘하기 위해 필요한 철근의 문힘길이.
- (34) 정착 단면(anchored section) : 정착부가 있는 거더의 끝단부의 단면.
- (35) 정착장치 : 포스트텐션방식에 의한 프리스트레스트 콘크리트에서 인장력을 준 PS 강재를 경화한 콘크리트에 고정시키기 위한 장치.
- (36) 정착장치의 슬립량 : PS강재를 정착장치에 정착시킬 때에 PS강재가 정착장치 내에 딸려 들어가는 양.
- (37) 정철근 : 정모멘트에 의하여 생긴 인장응력에 대하여 배근하는 철근.
- (38) 주철근 : 철근콘크리트 부재의 설계에서 하중작용에 의해 생긴 단면력에 대하여 소요단면적을 산출한 철근.
- (39) 코팅재 : 철근 또는 긴장재를 부식에 대해 보호하거나 덕트와 긴장재사이의 마찰을 감소시키기 위해 사용하는 재료.
- (40) 콘크리트의 건조수축 : 콘크리트의 건조 또는 수화반응에 의해 시간 경과에 따라 발생하는 수축 변형.
- (41) 콘크리트의 크리프 : 콘크리트에 일정한 응력이 장기 지속적으로 작용하는 상태에서 시간의 경과와 더불어 변형이 증가하는 현상.
- (42) 콘크리트의 탄성수축(elastic shortening) : 축방향 압축력에 의해 부재가 수축되는 현상
- (43) 콘크리트 피복두께 단면(concrete covering area of section) : 단면외곽선과 PS강재에서 PS강재의 최소 피복두께(c) 만큼 떨어진 휨 축에 평행한 두 직선으로 이루어진 단면.
- (44) 파상마찰 : 프리스트레스를 도입할 때 쉬스 또는 덕트의 시공상 오차에 의해 발생하는 마찰.
- (45) 파열력(bursting forces) : 정착장치 또는 교량받침 설치위치 등 하중집중점에서 발생하는 파열력으로서, 콘크리트 부재의 치수와 집중하중의 크기, 방향, 위치에 따라 좌우되는 힘.
- (46) 포스트텐션 방식 : 콘크리트와 부착하지 않도록 쉬스를 통하여 배치한 PS강재를 콘크리트가 굳은 다음에 긴장시켜 프리스트레스를 주는 방식.
- (47) 프리스트레스 : 외력의 작용에 의한 인장응력을 상쇄할 목적으로 미리 계획적으로 콘크리트에 준 응력.
- (48) 프리스트레스 강재의 릴랙세이션률 : PS강재에 인장력을 주어 일정한 변형이 유지되는 상태에서 시간의 경과와 더불어 감소된 인장력을 최초로 준 PS강재 인장력에 대한 백분율로 나타낸 값.
- (49) 프리스트레싱 : 프리스트레스를 주는 일.
- (50) 프리텐션 방식: 콘크리트를 치기 전에 거푸집내의 소정의 위치에 PS강재를 긴장시





켜놓고, 그 주위에 콘크리트를 치며, 콘크리트가 굳은 다음에 긴장력을 풀어주어 PS강재와 콘크리트의 부착력에 의하여 콘크리트에 프리스트레스를 주는 방식.

(51) 피복두께 : 철근, PS강재 또는 쉬스의 표면에서 콘크리트 표면까지의 최단거리.

(52) 하단 코너부(lower coner) : 받침 안쪽에서 시작하여 거더의 끝부분을 분리시키려는 힘에 저항하도록 설계해야 하는 곳.

## 2. 기호

- $A_c$  = 전단전달에 저항하는 콘크리트의 단면적( $\text{mm}^2$ )
- $A_{cp}$  = 콘크리트 단면의 바깥 둘레로 둘러싸인 단면적. 뚫린 단면에서도 뚫린 면적을 포함함( $\text{mm}^2$ )
- $A_f$  = 브래킷이나 내민받침에서 계수휨모멘트  $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$ 에 저항하는 철근의 단면적( $\text{mm}^2$ )
- $A_g$  = 단면의 총단면적( $\text{mm}^2$ )
- $A_l$  = 비틀림에 저항하는 종방향 철근의 전체단면적( $\text{mm}^2$ )
- $A_n$  = 브래킷이나 내민받침에서 인장력  $N_{uc}$ 에 저항하는 철근의 면적( $\text{mm}^2$ )
- $A_{oh}$  = 가장 바깥의 비틀림 저항철근의 중심선으로 폐합된 면적( $\text{mm}^2$ )
- $A_s$  = 인장철근의 단면적( $\text{mm}^2$ )
- $A'_s$  = 압축철근의 단면적( $\text{mm}^2$ )
- $A_{st}$  = 축방향 철근의 총단면적( $\text{mm}^2$ )
- $A_t$  = 거리  $s$  내의 비틀림에 저항하는 폐쇄스터럽의 다리 1개의 면적( $\text{mm}^2$ )
- $A_v$  = 거리  $s$  내의 전단철근의 단면적 또는 깊은 보의 경우 간격  $s$  내의 휨인장철근에 수직한 전단철근의 전체 단면적( $\text{mm}^2$ )
- $a$  = 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 평균조강인장강도(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 단면의  $x, y$  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  $x$ 축 방향으로만 고려되는 경우의  $M_{nx}$ 에 부합하는 단면의 공칭 축하중강도  
 $\quad \quad \quad \text{도}(M_{nx} = P_{nx}e_y, e_x = 0)$   
 $P_{ny}$  = 휨이  $y$ 축 방향으로만 고려되는 경우의  $M_{ny}$ 에 부합하는 단면의 공칭 축하중강도  
 $\quad \quad \quad \text{도}(M_{ny} = P_{ny}e_x, e_y = 0)$   
 $P_o$  = 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  
 $\alpha$  = 경사스터럽과 부재축선 사이의 각



$\alpha_f$  = 전단마찰철근과 전단면 사이의 각

$\beta_c$  = 집중하중이나 반력면의 짧은 변에 대한 긴 변의 비

$\beta_d$  = (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

$\Delta_o$  = 일차탄성 골조해석으로 구한  $V_u$ 로 인해 발생한 해당 층의 상·하부 사이의 상대 횡변위

$\delta_{ns}$  = 횡방향 변위가 방지된 골조구조에서 압축부재의 양단사이의 부재곡률의 영향을 반영한 모멘트 확대계수

$\phi_k$  = 강성감소계수

$\mu$  = 마찰계수

$b_1$  = 위험단면에서 휨모멘트가 결정되는 경간방향으로 측정된 위험단면의 폭(mm)

$b_2$  = 위험단면에서  $b_1$ 에 수직한 방향으로 측정된 위험단면의 폭(mm)

$c_1$  = 휨모멘트가 결정되는 방향으로 측정된 직사각형 또는 등가직사각형의 기둥, 기둥머리 또는 브래킷의 폭(mm)

$c_2$  = 휨모멘트가 결정되는 경간방향과 수직된 방향으로 측정된 직사각형 또는 등가 직사각형의 기둥, 기둥머리 또는 브래킷의 폭(mm)

$C$  = 비틀림 성질을 정의하는 단면상수

$$= \sum \left( 1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3}$$

T형 또는 L형단면의  $C$  값은 단면을 여러 개의 분리된 직사각형 영역으로 나누는 후 각 부분의  $C$  값을 더하여 산정해야 한다.

$E_{cb}$  = 보에 사용되는 콘크리트의 탄성계수

$E_{cc}$  = 기둥에 사용되는 콘크리트의 탄성계수

$E_{cs}$  = 슬래브에 사용되는 콘크리트의 탄성계수

$h$  = 부재의 전체 두께(mm)

$I_b$  = 「4.3 (1) ④항」에 정의된 비틀림 보단면의 중심축에 대한 단면 2차 모멘트

$I_s$  = 슬래브 전체 단면의 중심축에 대한 단면 2차 모멘트

$$\left( \alpha \text{와 } \beta_t \text{에서 정의되는 슬래브 폭의 } \frac{h^3}{12} \text{배} \right)$$

$K_t$  = 비틀림 부재의 비틀림강성. 단위회전각에 대한 비틀림모멘트. 「48.5 (5)항」참조

- $l_n$  = 휨모멘트가 결정되는 방향으로 측정한 받침부 사이의 순경간  
 $l_1$  = 휨모멘트가 결정되는 방향으로 측정한 받침부 중심 사이의 경간  
 $l_2$  =  $l_1$  에 수직한 방향으로 측정한 받침부 중심 사이의 경간. 「4.4 (2) ③항」과 「4.4 (2) ④항」참조  
 $M$  = 상하기둥이 저항해야 할 계수휨모멘트. 「4.4 (9) ②항」참조  
 $M_o$  = 하중계수를 적용한 전체 정적 계수휨모멘트  
 $M_u$  = 단면의 계수휨모멘트  
 $V_c$  = 콘크리트에 의한 공칭전단강도  
 $V_u$  = 단면의 계수전단력  
 $w_d$  = 단위면적당 계수고정하중  
 $w_l$  = 단위면적당 계수활하중  
 $w_u$  = 단위면적당 계수하중  
 $x$  = 단면의 직사각형 부분 중 단변의 치수  
 $y$  = 단면의 직사각형 부분 중 장변의 치수  
 $\alpha$  = 보의 양 측 또는 한 측에 인접하여 있는 슬래브판의 중심선에 의해 구획된 폭으로 이루어진 슬래브의 휨강성에 대한 보의 휨강성의 비  

$$= E_{cb} I_b / E_{cs} I_s$$
 $\alpha_1$  =  $l_1$  방향으로의  $\alpha$   
 $\alpha_2$  =  $l_2$  방향으로의  $\alpha$   
 $\beta_t$  = 테두리보의 받침부 중심 간의 경간과 동일한 폭을 가진 슬래브의 휨강성에 대한 테두리보의 비틀림강성의 비  

$$= E_{cb} C / 2E_{cs} I_s$$
 $\gamma_f$  = 슬래브-기둥 접합부에 전달되는 전체 불균형휨모멘트에 대한, 슬래브 단면의 휨에 의해 전달되는 휨모멘트의 비율. 「4.3 (3)항」참조  
 $\gamma_v$  = 슬래브-기둥 접합부에 전달되는 전체 불균형휨모멘트에 대한, 기둥 주위 슬래브의 전단편심에 의하여 전달되는 휨모멘트의 비율  

$$= 1 - \gamma_f$$
 $\rho$  = 인장철근비  
 $\rho_b$  = 균형철근비  
 $\phi$  = 강도감소계수  
 $A_g$  = 전체 단면적(mm<sup>2</sup>)  
 $e$  = 편심거리  
 $f_{ck}$  = 콘크리트의 설계기준강도(MPa)



- $h$  = 부재의 두께(mm)  
 $k$  = 압축부재의 유효길이계수  
 $l_c$  = 받침부 간의 수직길이(mm)  
 $P_{nw}$  = 「5.4 (2) ②항」의 규정에 따라 산정한 벽체의 공칭축강도  
 $\phi$  = 강도감소계수  
 $a', b'$  = <그림 14>에 나타난 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<sup>2</sup>) 또는 환산등분포하중(kN/m<sup>2</sup>)

### 3. 프리스트레스트 콘크리트

#### 3.1 일반내용

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

#### 3.2 원리 및 정의

- (1) 사용 콘크리트의 강도 - 이 절은 설계기준 압축 강도가 60MPa 이하인 콘크리트에 대하여 적용할 수 있다.
- (2) 검토등급
- ① 콘크리트 단면의 세 개 검토 등급을 다음과 같이 정의한다.
- 가. 등급 I - 사용하중에 대하여는 인장응력이 허용되지 않으며, 시공 중에만 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 인장응력을 허용되지 않는다.

- ② 사용하중에 대하여 등급 I로 검토해야 한다. 즉, 프리스트레스 구조물이며 계산된 단면에 철근이 배근된 경우에 최악의 사용하중 조합에 대하여 인장응력이 발생하지 않아야 한다.
- ③ 철도선로를 가로지르는 도로교나 보도교는 관련기관에서 요구하지 않은 경우를 제외하고는 등급 II로 검토해야 한다.
- ④ 시공 중의 철도교량 또는 일시적으로 사용하는 철도교량에 대해서는 「KR C-09050 2항」을 만족한다면 등급 II로 검토할 수 있다.
- ⑤ 위에서 정하지 않은 프리스트레스 콘크리트구조물의 경우에는 관련 기관의 요구에 따라 검토해야 한다.

### 3.3 적용범위 및 재료

#### 3.3.1 콘크리트

구조물 각 부분의 콘크리트의 설계기준강도  $f_{ck}$ 는 명확히 제시되어야 한다. 프리스트레스 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 설계기준강도  $f_{ck}$ 을 적어도 다음 값 이상이 되게 해야 한다.

- |                  |        |
|------------------|--------|
| (1) 프리텐션 방식의 경우  | 35 MPa |
| (2) 포스트텐션 방식의 경우 | 30 MPa |

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.

#### 3.3.2 PS강재 및 철근

##### (1) PS강재

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





- ① 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 2~4배 정도의 인장강도를 나타낸다. 즉 PS강선의 인장강도는 1,450~1,950MPa, 항복강도는 1,250~1,750MPa, PS강봉의 인장강도는 950~1,450MPa, 항복강도는 800~1,300MPa 정도를 요구하고 있다. 이것은 항복비(항복강도/인장강도, %)로는 PS강선이 86~90%, PS강봉이 84~90%정도이다.
- ② PS강재의 릴랙сей션이 크면 프리스트레스가 많이 감소하기 때문에 PS강재는 장기간에 걸쳐서 릴랙сей션이 작아야 한다. KS규격에서는 PS강선 및 PS강연선의 릴랙сей션은 3%이하, PS강봉의 릴랙сей션은 1.5%이하를 요구하고 있다.
- ③ 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.
- ④ 높은 응력을 받는 강재는 급속하게 녹스는 일이 있고 또 표면에 녹이 보이지 않더라도 조직이 취약해지는 경우가 있으므로 응력부식에 대한 저항성이 커야한다.
- ⑤ 프리텐션 방식과 같이 PS강재를 부착시켜 사용하는 경우에는 PS강재가 콘크리트와 부착강도가 커야 하며 콘크리트와의 부착강도를 높이기 위해서는 몇 개의 강선을 끈 PS강연선이나 이형 PS강재를 사용하는 것이 좋다. 끈은 상태로 출하된 PS강봉은 문제가 되지 않으나 타래로 감아서 출하되는 PS강재는 풀어서 사용하는데, 이때 감기지 않고 끈게 잘 퍼져야 한다. 즉, 직선성이 좋아야 하는데 이점이 시공상 중요하다. 타래의 지름이 소선 지름의 150배 이상인 것이 좋다.
- ⑥ 철도교와 같이 하중 변동이 큰 구조물에 사용할 PS강재는 피로강도를 조사해 두어야 한다.

## (2) 철근

- ① 철근의 항복강도는 계획시 주어져야 하고, 용접된 철근은 계획에 제시되어야 하며 용접과정도 규정되어야 한다.
- ② 철근의 항복강도  $f_y$  는 500MPa를 초과하지 않아야 한다.
- ③ 나선철근이나 띠철근으로 사용하는 것이 허용된 원형철근이나 강선을 제외하고는 이형철근을 사용해야 한다.

## 3.4 해석

### 3.4.1 일반사항

이 규정들을 사용하여 부재들이 적당한 강도를 갖도록 해야 한다. 연속보와 부정정 구조물들은 적당한 강도를 갖고 만족스런 거동을 하도록 설계해야 한다. 거동은 탄



성해석에 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.

#### 3.4.2 교량의 신축

- (1) 모든 교량은 온도응력에 저항하도록 설계해야 하며, 온도의 변화에 의해 발생하는 이동을 고려하여 설계해야 한다.
- (2) 프리스트레싱을 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.

#### 3.4.3 지간

단순지지된 보의 지간은 보의 순지간에 보의 높이를 더한 길이를 초과해서는 안된다. 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 단면으로부터 지간길이를 측정한다. 위와 같은 경우, 지간의 단부에 최대 부모멘트가 있으면 이를 고려해야 한다. 필릿 부분을 부재의 유효깊이에 추가해서 고려하지는 않는다.

#### 3.4.4 라멘 및 연속교

- (1) 현장치기 포스트텐션 교량 작업하중으로 인해 발생하는 응력을 계산할 때에는 프리스트레싱에 의한 2차모멘트의 영향을 고려해야 한다. 소요 모멘트강도 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

##### ① 일반사항

활하중과 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.

##### ② 구체에 정모멘트 연결

가. 이 규정은 부모멘트 영역에서 거더와 바닥판 슬래브의 크리프와 건조수축의 조합된 영향 그리고 원거리 지간에서의 활하중과 충격하중에 의해서 발생하는 정모멘



트에 대한 설계를 규정한다. 구체의 건조수축과 탄성수축이 중요할 때에는 이를 고려해야 한다.

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

### ③ 부모멘트

가. 부모멘트에 대한 보강철근은 「3.5항」에 따라 저항계수가 곱해진 설계 모멘트 강도에 비례해야 한다.

나. 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.

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

④ 사용하중상태에서 구체 근처 거더의 압축프리스트레스트와 부 활하중 모멘트의 영향에 의한 구체 근처의 거더 단부에서의 압축응력은  $0.60f_{ck}$ 를 넘지 않아야 한다.

## (3) 세그멘탈 박스거더

### ① 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 설계시 일반적으로 고려되는 사항 이외에 세그먼트의 자중과 가설하중에 의한 불평형 캔틸레버 모멘트는 구체 또는 보조의 지보를 설계할 때에 고려되어야 한다. 이와 같은 불평형 모멘트를 제거할 수 있는 가설 장비를 사용할 수 있다.

### ② 휨

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

### ③ 비틀림

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

## 3.4.5 유효 플랜지 폭

### (1) T형보

① 슬래브나 플랜지가 보와 일체로 작용하는 합성거더 프리스트레스트 구조에서의 유효플랜지 폭은 다음과 같이 취한다.

가. 대칭형 단면 : 다음 중에서 작은 값을 취한다.

(가) 지간의 1/4

(나)  $b_w + 12h_f$

(다) 거더의 중심간 거리

나. 비대칭 단면 : 다음 중에서 작은 값을 취한다.

(가)  $b_w + (\text{지간의 } 1/12)$

(나)  $b_w + 6h_f$

(다)  $b_w + (\text{인접거더와의 순지간의 } 1/2)$

다. 독립된 T형보

(가) 플랜지의 두께는 복부폭의 1/2배 이상이어야 한다.

(나) 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.

- ② 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.
- ③ 독립된 보를 갖는 일체의 프리스트레스트 구조의 설계에서는 플랜지 폭이 복부폭의 15배를 초과해서는 안 되고, 모든 설계 하중에 대해 적절해야 한다.

## (2) 박스거더

- ① 슬래브가 거더와 일체로 간주되는 보통의 슬래브 지간과 거더 간격을 갖는 현장치기 박스거더에서는 슬래브의 전 폭이 압축에 대해 유효하다고 가정한다.
- ② 세그멘탈 박스거더를 포함한 특별히 큰 박스거더에서 횡방향 휨에 의해 발생하는 단면의 응력을 결정하기 위해서는 전단지연(shear lag)을 고려하는 해석방법을 사용한다.
- ③ 헌치가 필요하지 않은 복부와 플랜지 하부와의 접촉부분을 제외하고는 박스거더의 표면과 교차되는 모든 곳에는 헌치를 적절히 설치해야 한다.

## 3.4.6 박스거더의 복부 및 플랜지 두께

### (1) 상부플랜지

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

## (3) 복부

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

### 3.4.7 격벽 및 가로보

실험결과나 정밀구조해석에 근거하여 격벽이나 가로보를 생략해도 되는 곳을 제외하고는 「(1)항과 (2)항」에 따라 격벽이나 가로보를 설계해야 한다.

#### (1) T형보

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

#### (2) 박스거더

박스거더의 격벽 및 가로보는 「KR C-10090 3항」을 따른다.

### 3.4.8 바닥판

#### (1) 일반사항

- ① 세로보(stringer) 사이에서 영구지간으로 사용되는 프리캐스트 프리스트레스트 바닥판은 추가 고정하중과 활하중을 지탱하기 위해서 슬래브의 현장치기 부분과 합성으로 설계되어야 한다.
- ② 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.

## 3.5 설계일반

### 3.5.1 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, 온도 변화, 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 설계시 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.

#### ① 기본가정

다음의 가정들은 일체로 된 부재의 설계 목적에 적용된다.

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

나. 균열이 발생하기 전에는 응력은 변형률에 직선적으로 비례한다.

다. 균열이 발생한 후에는 콘크리트의 인장력을 무시한다.

#### ② 합성 휨부재

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

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

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

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





- 라. 강도설계법에 의해서 합성부재의 휨강도를 계산할 때에는 지주로 받쳐진 부재와 받쳐지지 않은 부재를 구별하지는 않는다.
- 마. 전단보강철근은 전단철근의 정착규정에 따라 연결구조 요소에 완전 정착시켜야 한다. 정착된 전단보강철근은 수평전단에 대한 보강철근(ties)으로 포함시켜도 좋다.
- 바. 부재 전체가 수직 전단력에 저항한다고 가정되는 단면에서의 설계는 「3.12.1항」에서 「3.12.4항」의 규정을 따른다.
- 사. 교차요소의 접촉면에서는 수평전단력이 완전히 전달되도록 설계를 해야 하며, 수평전단력에 대한 설계는 「3.12.4 (4)항」의 규정을 따른다.
- 아. 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.

### 3.5.2 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 「KR C-10020 3.2 (2)항」의 강도감소계수를 따른다.

### 3.6 프리스트레싱

- (1) 프리스트레스 힘은 외부 등가하중(external equivalent load)과 같이 고려하며, 「KR C -08020 3.8항」에 따라 계산해야 한다.

- (2) 프리스트레싱 긴장재의 허용응력

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

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

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

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

### (3) 프리스트레스 도입시의 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 콘크리트 시편의 압축강도가 프리텐션 부재에서는 30MPa, 포스트텐션 부재에서는 27MPa 이 될 때까지 콘크리트에 힘을 가하지 않아야 한다.

프리텐션 방식에서 프리스트레싱시의 콘크리트 압축강도를 30MPa 이상으로 한 것은 콘크리트에서의 최대압축응력에 대한 안전도를 갖게 할 뿐만 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 값이 유효프리스트레스이다. 계산된 프리스트레스 손실량과 실제 손실량과의 오차는 부재의 설계강도에는 영향을 미치지 않지만 사용하중 작용시 구조의 거동, 처짐, 슛음, 균열 등에는 영향을 미친다. 예를 들면 사용하중 작용시 프리스트레스 손실량을 과대하게 예측한 것은 실제 시공 시 지나치게 큰 프리스트레스를 주는 효과를 가져오고, 이로 인해 지나친 슛음과 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 「①항」의 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 (1)>과 같이 계산한다.

$$\Delta f_{pf} = f_{po} [1 - e^{-(kl_x + \mu\alpha)}] \quad (1)$$

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

$$\Delta f_{pf} = f_{po} (kl_x + \mu\alpha) \quad (2)$$

여기서,  $k$  : 긴장재의 단위 길이당 파상마찰 계수

$l_x$  : 정착단으로부터 임의의 점  $x$ 까지의 긴장재의 길이

$\mu$  : 곡률마찰계수

$\alpha$  : 정착단에서 임의의 점  $x$ 까지의 프리스트레스 긴장재의 각의 총변화(rad)

사용재료에 대한 상수  $\kappa$ 와  $\mu$ 의 실험자료가 없을 때에는 <표 1>의 값을 사용할 수 있다. 다만, <표 1>은 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 치기하는 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 1. 파상마찰계수( $k$ )와 곡률마찰계수( $\mu$ )

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 켄기식의 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.

$$\Delta f_{ps} = E_p \cdot \Delta l / l \quad (3)$$

여기서,  $\Delta f_{ps}$  : 정착장치에서의 활동에 의한 PS강재의 인장응력의 감소량(MPa)

$\Delta l$  : 슬립량(mm)

$l$  : PS강재의 길이(mm)

$E_p$  : PS강재의 탄성계수(MPa)

다. 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

(가) 프리텐션 부재

$$\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} \quad (4)$$

(나) 포스트텐션 부재

$$\Delta f_{pel} = 0.5 \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} \quad (5)$$

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

$E_{ci}$  : 정착시의 콘크리트의 탄성계수

$$E_{ci} = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt{f_{cu}} \text{ (MPa)}$$

여기서,  $m_c$  : 콘크리트의 단위질량(kg/m<sup>3</sup>)

$f_{ci}$  : 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도(MPa)

$f_{cir}$  : 정착 직후 보의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 중심에서의 콘크리트 응력으로서  $f_{cir}$ 은 최대모멘트가 발생하



는 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 초기응력 감소를 평가할 수 있으며, 감소된 긴장재의 응력은 응력제거 강연선(stress relieved strand)에 대해서는  $0.63f_{pu}$ , 저릴랙세이션 강연선 (low relaxation strand)에 대해서는  $0.69f_{pu}$ 로 취할 수 있다.

라. 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

프리텐션과 포스트텐션 부재에서

$$\Delta f_{per} = 12f_{cir} - 7f_{cds} \quad (6)$$

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

$$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05H_r \quad (7)$$

(나) 포스트텐션 부재

$$\Delta f_{psh} = 0.80(119 - 1.05H_r) \quad (8)$$

여기서,  $H_r$  : 주위의 연간평균 상대습도(%)

바. PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량

(가) 프리텐션 부재

인장강도가 1,750 ~ 1,900MPa 인 강연선에서

(ㄱ) 응력제거 강연선

$$\Delta f_{pr} = 140 - 0.4\Delta f_{pel} - 0.2(\Delta f_{psh} + \Delta f_{per}) \quad (9)$$

(ㄴ) 저 릴랙세이션 강연선

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1\Delta f_{pel} - 0.05(\Delta f_{psh} + \Delta f_{per}) \quad (10)$$

(나) 포스트텐션 부재

인장강도가 1,750 ~ 1,900MPa 인 강연선에서

(ㄱ) 응력제거 강연선

$$\Delta f_{pr} = 140 - 0.3\Delta f_{pf} - 0.4\Delta f_{pel} - 0.2(\Delta f_{psh} + \Delta f_{per}) \quad (11)$$

(ㄴ) 저 릴랙세이션 강연선

$$\Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \Delta f_{pf} - 0.1 \Delta f_{pel} - 0.05 (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \quad (12)$$

인장강도가 1,680MPa 인 강선(wire)에서

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

인장강도가 1,015 ~ 1,120MPa 인 강봉에서

$$\Delta f_{pr} = 21\text{MPa} \quad (14)$$

여기서,  $\Delta f_{pf}$  : 고려되는 시점인  $0.7f_{pu}$  수준 이하에서 마찰손실에 의한 응력 감소로 「3.6 (4) ③ 가항」에 의해 계산한다.

$\Delta f_{pel}$ ,  $\Delta f_{psh}$ ,  $\Delta f_{pcr}$  : 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 2>와 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 2. 프리스트레스 손실량(MPa)

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

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



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

가. 정착장치의 슬립량(draw-in coefficient) :  $d = 10.0\text{mm}$  (15)

나. 곡률마찰계수(friction curvature coefficient) :  $\mu = 0.3 / \text{rad}$  (16)

다. 파상마찰계수(friction wobble coefficient) :  $K = 0.004 / \text{m}$  (17)

### 3.7 하중과 응력

#### (1) 하중

① 하중은 「KR C-08020」에서 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 본 지침의 「1. 용어의 정의」에서 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 안전 조건을 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 기반 암 또는 견고하고 깊은 충적토 등의 지반을 사용해야 한다. 이 지반에 재현 가능한 지진의 파장 및 진폭을 고려해야 하며, 상대변위를 변위의 검토에 추가 해야 한다. 관련 지역에서의 단층 변위 또한 고려해야 한다.

④ 변위는 기초, 교각, 받침, 바닥판, 체결구에 대한 변위 등의 개개의 변위의 합으로



계산해야 하지만, 본 지침의 「KR C-08070」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 대하여 응력과 변위를 유발할 수도 있다.
- ③ 여러 시공 공정을 포함하는 교량에서는 관련기관에 의하여 명시 되었을 경우에 한하여 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의한 변위와 응력의 계산에 간략식을 사용할 수 있다.
- ④ 프리스트레싱 하중 : 긴장재 정착구역과 국소구역에 대하여는 「3.15항」에 따라 특수 해석을 수행해야 한다.

(4) 계산하중 : 「KR C-08020」에 정의된 하중조합과 하중계수를 고려해야 한다.

(5) 계수하중 설계응력 : 사고하중 등의 예외적인 하중조합을 포함하여 고려해야 하는 계수 하중조합은 「KR C-08020 9항」에 따라야 한다.

### (6) 사용하중 설계응력

- ① 고려해야 하는 사용하중 조합은 이 설계기준의 「KR C-08020 8항 및 9항」에 따라야 한다.
- ② 「(1) ③항」에 정의된 추가 프리스트레싱을 사용하중 조합에서 함께 고려해야 한다.

### (7) 정적 안정 검토(static balance checking)

- ① 「KR C-08020」에 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 안된다.

## 3.8 단면

### 3.8.1 정의

- (1) 총 단면(gross section) - 총 단면은 강선 또는 덕트 등을 고려하지 않은 콘크리트의 외곽선으로 만들어지는 단면을 말한다.
- (2) 유효단면(effective section) - 유효단면은 총 단면에서 시공 완료 후에 채워지더라도 종방향 및 횡방향 강선을 넣기 위한 덕트의 구멍, 정착장치 등을 제외한 콘크리트의



순단면을 말한다.

- (3) 환산단면(transformed section, homogeneous section) - 환산단면은 PS강재가 완전 부착되어 있다고 가정하여 종방향 PS강재의 면적에 탄성계수비를 곱한 면적을 유효 단면에 더한 단면을 말한다.

### 3.8.2 응력계산에 적용되는 단면

- (1) 총 단면은 다음을 산출하는 경우 사용해야 한다.

- ① 교량의 자중
- ② 부정정력을 산출하기 위한 요소의 강성
- ③ 검토등급 II에 포함되는 교량 부재의 변형률

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

- (3) 유효단면은 사용하중 설계시 고정하중에 의한 응력을 산출하는 경우 사용해야 한다.  
 (4) 콘크리트의 인장응력을 무시한 균열단면은 검토등급 III의 교량 또는 교량요소를 검토하는 경우 사용해야 한다.

### 3.8.3 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.

## 3.9 휨에 대한 설계

### 3.9.1 사용하중 설계

- (1) 검토 등급

- ① 「1. 용어의 정의」에 나타나 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 - 사용하중 하에서, 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.



- ② 철도교량에서 상시 사용하중 조합과 표준열차하중을 포함하는 흔치않은 사용하중 조합에 대하여 인장응력이 발생하여서는 안 된다.
- ③ 등급 II에서 시공 중 또는 일시적인 상황이나 가장 불리한 조합에 대하여 인장응력을 검토해야 한다.

## (2) 허용응력

프리캐스트 프리스트레스트 부재의 설계는 일반적으로 35MPa를 표준으로 한다. 그러나 기술자가 일관된 강도를 유지할 수 있다고 판단하는 경우에는 콘크리트 강도를 42MPa까지 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.

### ① PS강재의 허용응력

가. 정착(seating)후 정착부에서의 응력

(가) 프리텐션 부재

- 응력제거 강연선(stress relieved strands)  $0.70f_{pu}$
- 저 릴랙세이션 강연선(low 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.

(나) 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  $0.80f_{py}$

### ② 콘크리트의 허용응력



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

(ㄱ) 압축응력

- 프리텐션 부재  $0.60f_{ci}$

- 포스트텐션 부재  $0.55f_{ci}$

(ㄴ) 인장응력

- 미리 압축력을 가한 인장구역 : 일시적인 허용응력이 규정되어 있지 않다.(「내항」에 있는 손실 후의 허용응력 참조)

- 그 외 지역 : 부착된 철근이 없는 인장구역  $1.4\text{MPa}$  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)

(ㄱ) 허용압축응력  $0.40f_{ck}$

(ㄴ) 미리 압축력을 가한 인장구역에서의 인장응력 0

(다) 균열응력

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

(ㄱ) 보통 콘크리트  $0.63\sqrt{f_{ck}}$

(ㄴ) 모래 경량 콘크리트  $0.54\sqrt{f_{ck}}$

(ㄷ) 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.

(ㄱ) 긴장재 정착 직후  $0.7f_{ci}\sqrt{A'_b/A_b-0.2} \leq 1.1f_{ci}$

(ㄴ) 프리스트레스 손실 발생 후  $0.5f_{ck}\sqrt{A'_b/A_b} \leq 0.9f_{ck}$

다. 철근의 허용응력

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

(나) 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 수

평 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.

### 3.9.2 변형 해석

철도교량의 변형과 진동은 「KR C-08070」의 규정에 따라 검토해야 한다.

### 3.9.3 계수하중 설계

(1) 전단설계는 「KR C-10020 7항」을 따라야 한다.

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

## 3.10 휨강도

### 3.10.1 일반사항

프리스트레스트 콘크리트 부재는 규정된 사용하중 하에서 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.

### 3.10.2 사각형 단면

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

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \left[ A_{ps} f_{ps} d_p \left\{ 1 - 0.59 \frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}} \right\} \right] \\ &= \phi \left[ A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) \right]\end{aligned}\quad (18)$$

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

(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 19> 값보다 크지 않게 취해야 한다.

$$\phi M_n = \phi [f_{ck} (0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2) b d_p^2] \quad (19)$$

여기서,  $\beta_1$ : 등가직사각형 응력분포의 깊이와 중립축 거리와의 비

### 3.10.3 플랜지를 갖는 단면

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



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

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

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

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

$A_{pw}$  : 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 (21)> 값보다 크지 않게 계산해야 한다.

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

#### 3.10.4 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  $0.5f_{pu}$  이상이면  $f_{ps}$  값을 <식 (22)>와 같이 근사적으로 취한다.

① PS긴장재가 부착된 부재

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

여기서,  $f_{pu}$  : PS강재의 극한강도 (MPa)

$f_y$  : 인장철근의 항복강도 (MPa)

$f_{ck}$  : 콘크리트의 압축강도 (MPa)

$\gamma_p$  : 긴장재의 항복비에 따른 계수

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

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

$$0.28 : \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.90$$

$\rho_p$  : PS강재비

$\rho$  : 인장철근비

$\rho'$  : 압축철근비

$f_{ps}$  계산시 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 이상  
이러야 하고,  $d'$ 은  $0.15d_p$  이하라야 한다.

## ② PS긴장재가 부착되지 않은 부재

가. 지간과 높이의 비가 35이하인 경우

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{100\rho_p} \quad (23)$$

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

나. 지간과 높이의 비가 35보다 큰 경우

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_{ck}}{300\rho_p} \quad (24)$$

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

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

$$f_{ps} = 70 \frac{L_x}{D} + \frac{2}{3} f_{pe} \quad (25)$$

로 제한되며, <식 (22)>~<식 (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)

## 3.11 철근 및 PS강재의 제한

### 3.11.1 최대 PS강재량

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

#### (1) 사각형 단면

$$q_p = \rho_p \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \quad (26)$$

#### (2) 플랜지를 갖는 단면



$$q_p = \frac{A_{pw}}{b_w d_p} \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \quad (27)$$

이 강재지수는  $0.36\beta_1$  을 초과하지 않아야 하며 강재지수가  $0.36\beta_1$  보다 큰 부재에서는 휨강도를 <식 (19)>과 <식 (21)>보다 크지 않아야 한다.

### 3.11.2 최소 PS강재량

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

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad (28)$$

여기서  $M_{cr} = (f_{ru} + f_{pe})Z_c$

이 규정은 균열발생 후 즉각적으로 발생하는 급작스런 휨파괴를 방지하기 위한 것이다. 시방서 규정에 따라 설계된 횡부재는 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 경고해준다. 그러나 균열발생 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( $\phi M_n$ )가 외력에 의한 계수모멘트( $\phi M_u$ )의 4/3배 이상인 경우에는 이 규정을 따르지 않아도 된다.

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

### 3.11.3 철근

- (1) 철근은 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.

#### ① 사각형 단면

$$\frac{\rho f_y}{f_{ck}} \frac{d}{d_p} + \frac{\rho_p f_{ps}}{f_{ck}} - \frac{\rho' f_y}{f_{ck}} \leq 0.36\beta_1 \quad (29)$$

#### ② 플랜지를 갖는 단면

$$\frac{A_s f_y}{b_w d f_{ck}} + \frac{A_{pw} f_{ps}}{b_w d_p f_{ck}} - \frac{A_s' f_y}{b_w d f_{ck}} \leq 0.36\beta_1 \quad (30)$$



<식 (29)>과 <식 (30)>에서 강재지수 계산시 복부 폭을  $b$ 와  $b_w$ 로 각각 계산한다.  
위 식들이  $0.36\beta_1$ 보다 큰 부재에서는 압축측 콘크리트가 먼저 파괴되는 과다보강으로  
역시 휨강도를 <식 (19)>과 <식 (21)>보다 크지 않게 취해야 한다.

### 3.12 전단에 대한 설계

#### 3.12.1 일반사항

- (1) 속이 찬 슬래브와 기초를 제외한 프리스트레스트 콘크리트 휨부재는 전단과 사인장  
응력에 대해 보강해야 한다. 속이 빈 슬래브에 대해서는 전단에 대해 검토를 해야  
하며, 계수전단력  $V_u$ 가 콘크리트가 부담하는 전단강도  $\phi V_c$ 의 1/2배보다 작으면 전단  
에 대한 보강은 생략해도 좋다.
- (2) 전단철근은 부재축에 직각방향으로 있는 스티럽 또는 부재축에 직각방향으로 위치한  
용접된 강선(wire)으로 이루어진다. 전단철근은 압축연단으로부터  $d$ 만큼 연장되어야  
하고, 피복두께 규정과 다른 철근과의 근접이 허용되는 한도 내에서 부재의 압축면  
및 인장면에 가깝게 배근해야 한다. 전단철근이 설계 항복강도를 발휘하도록 전단철  
근의 양 끝을 철근의 정착규정에 따라 정착해야 한다.
- (3) 전단력을 받는 부재는 다음 조건 <식 (31)>을 만족하도록 설계해야 한다.

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \quad (31)$$

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  $V_u$ 에 대해 전  
단설계를 한다.
- (5) 프리캐스트 세그멘탈 박스거더의 복부에는 가설하중에 의한 전단력을 전달하기 위해  
서 전단연결재(shear key)를 설치한다. 특히 교각 근처에 있는 세그멘트에서는 전단  
연결재에 반대의 전단응력이 발생할 수 있다. 세그멘트의 가설시 전단연결재에 의해  
전달되는 전달응력은  $\frac{\sqrt{f_{ck}}}{6}$ 를 초과하지 못한다.

#### 3.12.2 설계 원리

- (1) 전단력에 영향을 받는 거더는 다음과 같이 설계해야 한다.
  - ① 복부판과 리브 등과 같은 모든 거더의 구성 요소들은 사용하중설계와 계수하중설계  
에 따라 설계해야 한다.
  - ② 거더의 받침부위와 하단 코너부에 대한 안정성은 이 설계기준 「3.15 (4),(5)항」에 따  
라 검토해야 한다.





- (2) 응력은 이 설계기준 「3.7항」에 따라 산출해야 하며, 종방향의 프리스트레스 힘을 포함하여 외부 작용력에 의한 전단력  $V$ 는 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.

### 3.12.3 사용하중설계

#### (1) 설계 해석

- ① 거더는 비균열단면으로서 선형탄성변형의 가정을 도입하여 해석해야 하며, 종방향 응력( $f_x$ ), 횡방향 프리스트레싱에 의한 횡방향응력( $f_t$ , 횡방향 프리스트레싱이 없는 경우에는  $f_t$ 는 0이다) 및 전단응력( $\tau$ )을 고려하여 단면을 설계해야 한다.
- ②  $f_x$ 는 유효단면적을 고려하여 산출하며,  $f_t$ 와  $\tau$ 는 저항부재의 유효폭을 고려하여 산출해야 한다.
- ③ 복부판의 경우 유효폭은 다음과 같이 계산할 수 있다.

가. 강재 덕트가 그라우팅 되었을 경우

$$b_n = b_o - n \frac{\phi}{2} \quad (32)$$

나. 강재 덕트가 그라우팅 안 되었을 경우

$$b_n = b_o - n\phi \quad (33)$$

여기서,  $b_o$ 는 복부판의 최소 두께이며,  $n$ 은 수평방향에서의 총 덕트의 수이며,  $\phi$ 는 덕트의 외경이다.

- ④ Q횡방향 PS강재가 거더의 중립축과 직각을 이루는 경우의 각 응력은 <식 (34)>와 같이 구할 수 있다

$$f_x = f \quad f_t = \frac{P_t}{b_n S'_t} \quad \tau = \frac{V_{red} Q}{b_n I} \quad (34)$$

여기서,  $S'_t$  : 횡방향 PS강재의 배치간격,

$P_t$  : 횡방향 PS강재 한 개의 긴장력

#### (2) 허용응력

##### ① 보와 일 방향 슬래브

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

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

##### ② 2방향 슬래브와 기초 : $\tau_{ca} \leq 0.08 \sqrt{f_{ck}}$

- ③ 미세균열을 피하기 위해서 시공 중과 사용하중 작용시의 전단응력은 3.0 MPa을 넘을 수 없다.

### 3.12.4 계수하중설계

#### (1) 일반내용

- ① 계수하중설계는 이 설계기준 「3.9항」에 따라야 한다.
- ② 관련기관에서 규정한 아주 특별한 경우를 제외하고는, 중앙부의 단면을 포함하여 모든 프리스트레스 콘크리트 요소에 전단철근을 배치해야 한다.
- ③ 시공이음부에서 상·하 이음면의 건조수축의 차이에 의하여 발생하는 전단력은 이음면에 배치된 철근이 모두 부담하는 것으로 설계해야 한다.
- ④ 시공이음면은 최소 5mm 크기의 요철이 생기도록 거칠게 접촉면의 처리를 해야 하며, 이를 상세 도면에 표기해야 한다.

#### (2) 콘크리트가 부담하는 전단강도

- ① 휨철근에 의한 전체 인장강도의 40%보다 큰 유효 프리스트레스 힘을 받는 부재의 경우, 「②항」에 따라 좀 더 정밀한 계산이 되지 않으면 전단강도  $V_c$ 는 <식 (35)>에 따라야 한다.

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

그러나  $V_c$ 는  $0.17 \sqrt{f_{ck}} b_w d_p$  보다 작지 않아야 하며,  $0.42 \sqrt{f_{ck}} b_w d_p$  나 「나.항」의 값보다 크지 않아야 한다. 그리고  $V_u d_p / M_u$ 는 1.0보다 크지 않아야 한다. 여기서  $V_u$ 와  $M_u$ 는 고려단면에서 동시에 발생하는 단면력이다. <식 (35)>를 적용할 때,  $V_u d_p / M_u$ 에서  $d_p$ 는 압축연단에서 프리스트레스 도심까지의 거리이다.

- ② 콘크리트가 부담하는 전단강도  $V_c$ 는 다음의  $V_{ci}$  또는  $V_{cw}$  중에서 작은 값으로 해야 한다.

전단강도  $V_{ci}$ 는 <식 (36)>을 따라야 한다.

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{\max}} \quad (36)$$

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

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

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



가. 전단강도  $V_{cw}$  는 <식 (38)>을 따라야 한다.

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

여기서  $d_p$  를  $0.8h$  보다 작게 취할 필요는 없다.

- ③ 프리텐션 부재에서 지점면으로부터  $0.5h$  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 최대값이 되는 직선적으로 변하는 값으로 가정해도 좋다. 정착길이는 강연선에 대해서는 지름의 50배, 단일 강선에 대해서는 지름의 100배로 가정해야 한다.

### (3) 전단철근이 부담하는 전단력

- ① 전단철근이 부담하는 전단력은 <식 (39)>과 같다.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (39)$$

여기서,  $A_v$  는 간격  $s$  내에 있는 전단철근의 단면적이다.  $V_s$  는  $\frac{2}{3} \sqrt{f_{ck}} b_w d$  보다 크게 취해서는 안 되고,  $d$  를  $0.8h$  보다 작게 취할 필요는 없다.

- ② 전단철근의 간격  $s$  는  $0.75h$  또는  $600\text{mm}$  보다 커서는 안 된다. 다만  $V_s$  가  $\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b_w d$  를 초과하면 최대 철근간격은 1/2로 감소시킨다.
- ③ 전단철근의 최소 단면적은 <식 (40)>과 같다.

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

그러나 최소 전단철근량은  $0.35 b_w s / f_{yt}$  보다 작지 않아야 한다. 여기서,  $b_w$  와  $s$  의 단위는  $\text{mm}$  이다.

- ④ 휨철근 인장강도의 40% 이상의 유효 프리스트레스 힘이 작용하는 프리스트레스트 콘크리트 부재에 대한 최소전단철근량은 <식 (38)>과 <식 (41)>에 의해 구한 값 중 적은 값 이상으로 해야 한다.

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

- ⑤ 전단철근의 설계 항복강도  $f_y$  는  $400\text{MPa}$  를 초과해서는 안 된다. 그러나 이형 용접강 선망에 대해서는 항복강도  $500\text{MPa}$  의 사용을 허용해야 한다.

### (4) 수평 전단설계 - 합성거더 휨부재

- ① 합성거더 휨부재는 접촉면을 따라 전단력을 전달하고 각 요소의 분리를 방지하기 위해서 다음 「②항~④항」의 규정에 따라 서로 연결되어야 한다.

② 접촉면을 깨끗하게 하고 인위적으로 거칠게 만들고, 「④항」에 따라 최소 수직연결철근을 배근하고, 모든 스테럽을 교차하는 모든 요소에 완전하게 정착시키고, 그리고 복부부재 전체의 수직 전단력에 저항하도록 설계되었을 때에는 계수수평전단력이 완전하게 전달된다고 가정해야 한다. 그렇지 않으면 계수 수평전단응력은 「③항」과 「④항」에 따라 계산되고 제한되어야 한다.

③ 「②항」의 규정 대신에 계수 수평전단응력은  $\tau = V_u Q / (I_w)$  식으로 계산할 수 있다. 계산된 전단응력에 저항하도록 하기 위하여 접촉면에서의 전단저항능력은 다음과 같이 가정해야 한다.

가. 「④항」의 최소 연결철근 규정을 만족할 때..... 0.52 MPa

나. 「④항」의 최소 연결철근 규정을 만족하고 프리캐스트 요소의 접촉면이 깨끗하고 인위적으로 거칠게 만들어 졌을 때 ..... 2.06 MPa

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

④ 모든 전단철근은 현장치기 바닥판으로 연장되어야 한다. 지간의 단위길이(m) 당 수직 전단철근의 최소 총단면적은 300mm 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 600mm 보다 커서는 안 된다.

#### (5) 수평 전단설계 - 박스거더

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

#### 3.12.5 총 전단 철근

전단력, 비틀림과 프리스트레스 힘의 전달해석 등으로 인한 배치해야 할 최종 전단철근량은  $A_{pt}$  보다 작지 않아야 하며,  $A_s$  에 1.5를 곱한 값과  $A_{pt}$  와  $A_s$  를 더한 값 중 작은 값보다 작지 않아야 한다. 여기서,  $A_{pt}$  는 프리스트레싱 전달 철근이며,  $A_s$  는 전단철근이다.

#### 3.13 비틀림에 대한 설계

비틀림을 받는 부재의 설계는 「KR C-10020 8항」을 따라야 한다.

#### 3.14 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 취한



다. 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 도입시 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 140MPa을 초과할 수 없다. 보의 단부로부터  $d$ 거리까지는 하부 플랜지에 배치되는 PS강재를 감싸도록 공칭보강철근을 배근해야 한다. 박스 형상의 보에서는 횡방향 철근을 배근해야 하고, 박스 보의 복부까지로 철근을 연장시켜 정착해야 한다.

### 3.15 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  $S_a$ 에 PS강재가 정착될 경우, 정착단면  $S_a$ 로부터 일반단면  $S_r$ 로 프리스트레스 힘이 전달되면서 단면 내에서의 응력분포곡선은 비연속 분포로부터 점차적으로 선형 연속 분포로 바뀐다.

나. 위의 프리스트레스 힘의 전달과정에서 단면 내에는 수직응력( $f$ )과 전단응력( $\tau$ )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 (42)>으로부터 구할 수 있다.



$$A_s = 0.04 \frac{\max(F_{j0})}{f_{s,\lim}} \quad (42)$$

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

$F_{j0}$  는 PS강재 j의 긴장력

나.  $A_s$ 는 단면 바로 밑에 배치해야 한다.

### ③ 파열 효과

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

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

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

여기서,  $a_j$  는 계산단면에서의 정착장치의 크기

$d_j$  는 <그림 1>에서 표현된 닳은 사각형의 크기,  $d=2 \times$  작은 값( $c, c^*$ )

$e'$  는 단면 형좌표 t의 단면 BC에서의 거더의 두께(<그림 4> 참조)

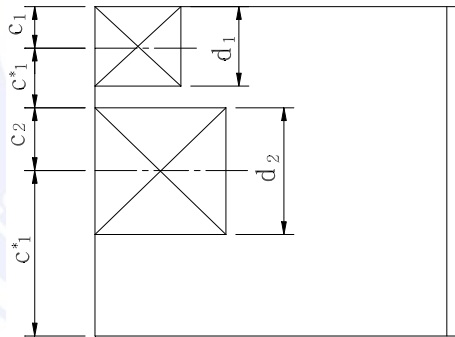


그림 1. 대칭 프리즘에서의 파열효과

다. <식 (44)>으로 구한 콘크리트의 압축응력( $f_{xmj}$ )은 콘크리트의 압축강도의 2/3보다 크지 않아야 한다.

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

라. PS강재 j에 대한 파열 철근량은

$$A_{bj} = \frac{R_j}{k_j f_{s,\lim}} \quad (45)$$

여기서,  $k_j = 1.0$  는 외측 PS강재인 경우



$k_j = 1.5$  는 중간에 위치한 PS강재인 경우

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

마. 최종적으로 파열 효과에 저항하는 철근량( $A_b$ )는 <식 (46)>와 같이 정해야 한다.

$$A_b = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(A_{bj}) \\ 0.15 \frac{\max(F_{j0})}{f_{s, \lim}} \end{array} \right. \quad (46)$$

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

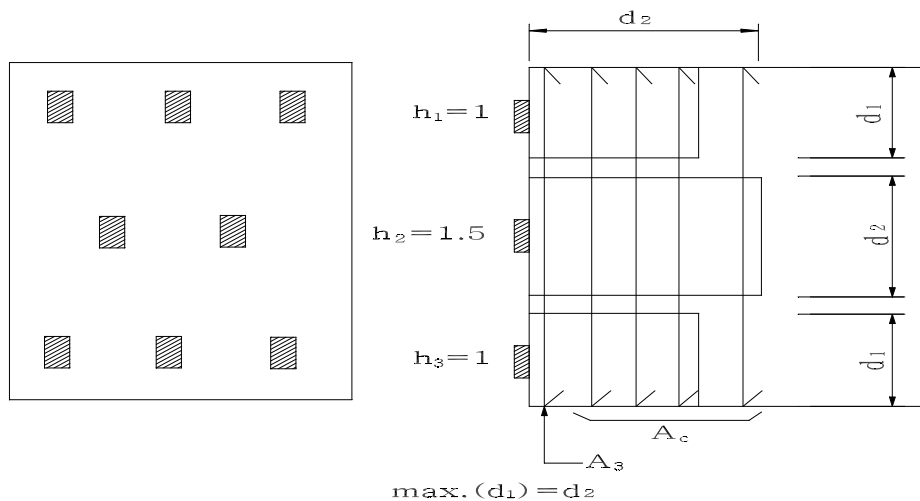


그림 2. 파열효과와 표면효과에 대한 철근보강

### (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.

(ㄱ) 프리스트레스 집중력을 사다리꼴 분포의 하중으로 치환하여 도입구간 내의 평형조건을 적용해야 한다.

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

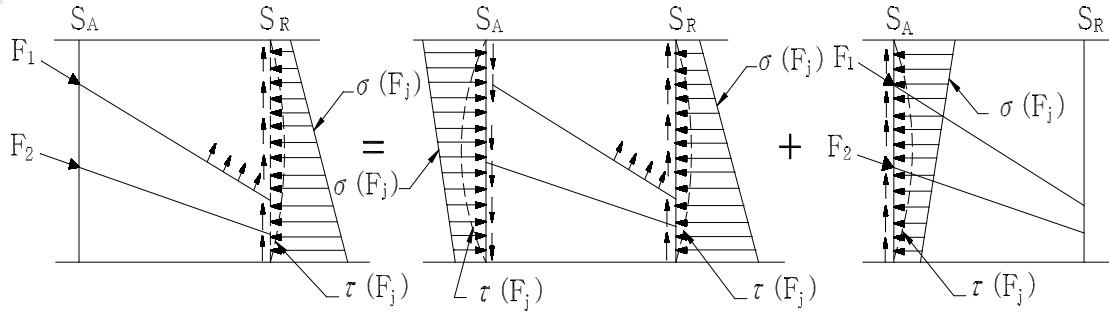


그림 3. 프리스트레싱 전달 해석 원리

다. 앞의 가정으로부터 프리스트레스 힘의 전달과정에서 발생하는 단면력을 <식 (36)>~<식 (38)>과 같이 산출할 수 있다.

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

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

(다) 축력 :  $N_t(t) = F_{lt} - T$  (49)

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

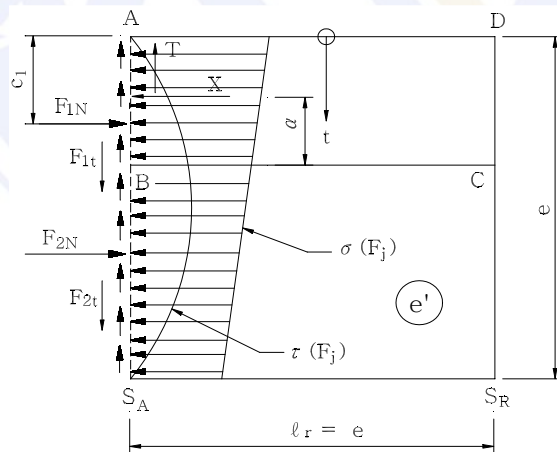


그림 4. 작용력

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:



$$\tau_d = \frac{2V_x}{e'l_t} \quad (50)$$

여기서,  $l_t$  는 도입길이(단면의 높이와 같다).

$V_x$  는 프리즘 ABCD에 작용하는 수평력.

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

$$\tau_{g, \max} = \max(\tau_d + \tau) < 1.5f_{tj} \quad (51)$$

### ③ 철근

가. 정착단면( $s_a$ )와 일반단면( $s_r$ )사이에 배치해야 하는 철근량은 <식 (52)> 같이 결정할 수 있다.

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

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

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

<식 (53)>에서 도입전단응력( $\tau_d$ )가 콘크리트의 인장강도( $f_{tj}$ )의 1/3보다 작아지면, 콘크리트가 전단력을 부담한다고 가정해야 한다.

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

다. 위에서 계산된 철근의 단면적  $A_t$ 이  $(A_s + A_b)$ 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 3>과 같이 정할 수 있다.

표 3. 도입철근의 감소계수

	감소계수	경우 1	경우 2
PS강재 측	$\lambda_s$	1.0	1.0
	$\lambda_b$	1.0	1.0
	$\lambda_t$	0.6	1.0
PS강재 반대측	$\lambda_s$	0.6	0.3
	$\lambda_b$	0.6	0.3
	$\lambda_t$	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 5>에서  $\beta_u$ 도 경사진 하나의 스트럿을 통하여 받침에 전달된다. 여기서  $\beta_u$ 는  $30^\circ$ 보다 작아서는 안 된다.

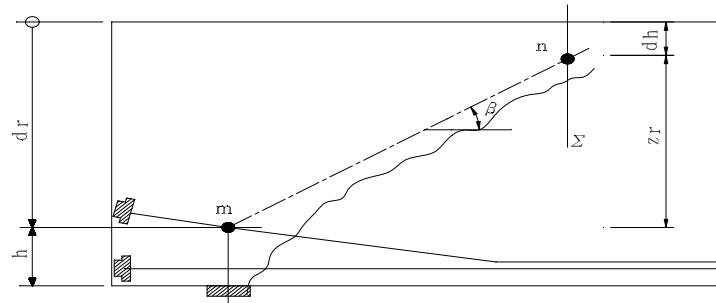


그림 5. 단부 스트럿

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

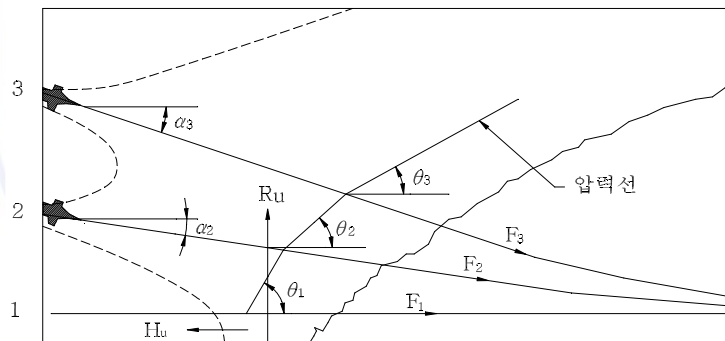


그림 6. 압력선

- ③ 단부스트럿은 다음에 따라 설계해야 한다.

가. 압력선의 각  $\theta_k$ 를 구해야 한다.

(가) 받침에서 가까운 순으로 PS강재의 번호를 매기면, 압력선의 각  $\theta_k$ 는 <식 (54)>으로 계산할 수 있다.

$$\tan \theta_k = \frac{R_u - \sum_{i=1}^k F_i \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^k F_i \cos \alpha_i - H_u} \quad (54)$$

여기서,  $\alpha_i$ 는 PS강재 i의 각

$F_i$ 는 PS강재 i의 인장





$H_u$  는 받침에서 수평력(존재하면)

$R_u$  는 받침에서 수직력

(나) 실제의 설계에서는 <식 (54)>의  $F_i$ 는  $F_{i,lim}$ 로 치환할 수 있으며,  $F_{i,lim}$ 는  $f_{i,lim}$  에

PS강재 i의 단면적을 곱한 힘이다.

$$f_{i,lim} = \min \begin{cases} 1.2f_{pm} \\ \frac{f_{py}}{\gamma_p} \end{cases} \quad (55)$$

$f_{pm}$ 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  $\beta_u$  보다 작게 되는 PS강재 r의 위치를 찾는다.

(가) PS강재 r에서 다음의 조건을 만족하면 압력선의 각이  $\beta_u$  보다 작게 된다.

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

(나) PS강재 r의 위치는 <식 (56)>을 만족할 때에만 존재해야 한다.

$$\sum_i F_{i,lim} \cos\alpha_i - H_u \geq \left( R_u - \sum_i F_{i,lim} \sin\alpha_i \right) \cot\beta_u \quad (56)$$

다. 수직력에 대한 평형방정식을 세운다.

(가) 단부 스트럿 높이( $z_r$ )를 <식 (57)>로부터 구해야 한다.

$$z_r = d_r - d_b \quad (57)$$

여기서,  $d_r$ 는 받침축에서의 거더 위에서 PS강재 r까지의 거리

$d_b$ 는 일반적으로  $h/10$ 이며,  $h$ 는 거더의 높이이다.

(나) 수직력에 대한 받침면적의 일반적인 평형식은 <식 (58)> 같이 표현할 수 있다.

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

여기서,  $W$ 는 콘크리트에 의하여 전달된 수직력

$f_{sy}$ 는 철근의 항복강도

$\alpha$ 는 스테럽의 경사각으로  $45^\circ$ 와  $90^\circ$  사이의 값

$s_s$ 는 스테럽의 간격

$A_s$ 는 스테럽 한 개의 단면적

라. 수직철근의 양을 산정해야 한다.

(가) <식 (58)>의 양변을  $b_n z$ 으로 나누어 정리하면 <식 (59)>과 같이 된다.

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

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

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

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

(나) 콘크리트가 부담하는 전단력(W)은 <식 (60)>과 같다.

$$W \leq b_n z \frac{f_{tj}}{3} \quad (60)$$

(다) <식 (61)>으로부터 수직철근의 양을 구할 수 있다.

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

마. 위에서 산정한 수직철근의 양을  $z/z_r$ 의 크기에 따라 다음과 같이 조정해야 한다.

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

(나)  $z_r < z$ 인 경우: 받침 축으로부터  $z_r \cot \beta_u$  구간에서, 수직철근의 양을  $z/z_r$ 배 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  $\alpha$ 가 콘크리트의 내부마찰각  $\beta$ 보다 크지 않으면 파열은 발생하지 않으므로 하단코너부는 다음에 따라 설계해야 한다.

가. 예상 파열면에 작용하는 모든 힘에 대한 안정방정식을 세운다.

$$\frac{A_l f_{sy}}{\gamma_s} \geq \lambda(R_u + F_{v, \lim}) + H_u - F_{H, \lim} \quad (62)$$

여기서,  $A_l$ 는 수평 철근량

$R_u$ 는 받침에서의 수직력

$H_u$ 는 받침에서의 수평력

$F_{H, \lim}$ 는 코너에서 정착된 프리스트레스 힘의 수평부분

$F_{v, \lim}$ 는 코너에서 정착된 프리스트레스 힘의 수직부분



$\theta$  는 예상 파열면과 연직축과 이루는 각

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

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

나. 위 식으로부터 수평 철근량( $A_t$ )을 산정해야 한다.

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

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

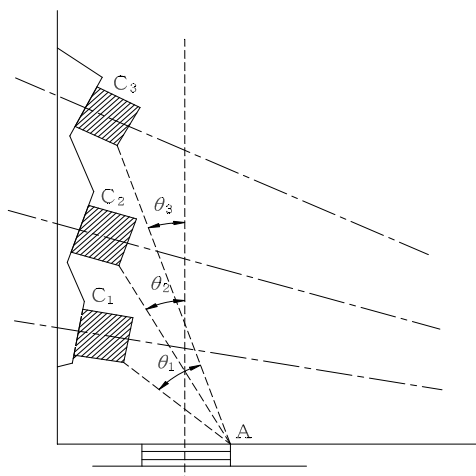
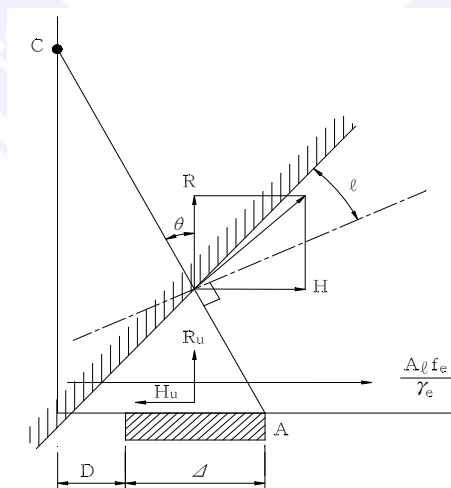


그림 7. 계산방법



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

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

그림 8. 계산 방법

여기서,  $k$ 는 <그림 9> 같이 결정된다.

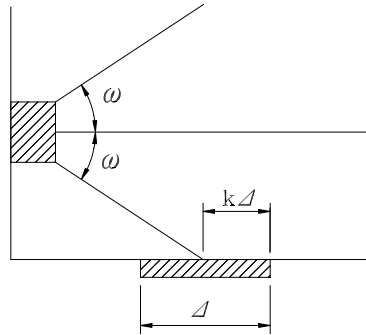


그림 9. 최소 보강 계산 방법

### 3.16 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  $235\text{mm}^2$ 의 철근을 배근하기 위해 보강철근 또는 등가철망을 PS강재와 직각방향으로 배근해야 한다.
- (3) 프리스트레스트 콘크리트 바닥판의 설계는 「6. 바닥판」의 규정에 따른다.

### 3.17 구조상세

#### 3.17.1 플랜지의 철근보강

현장치기 T형보와 박스거더 플랜지에 대한 철근보강은 다음과 같다.

- (1) T형보와 박스거더의 바닥판 슬래브
  - ① 바닥판 슬래브의 종방향 보강철근 중에서 적어도 하부철근의 1/3은 거더의 외측면으로 연장시켜 90°표준갈고리로서 정착시켜야 한다.
  - ② 바닥판 슬래브가 외측거더의 복부보다 연장되는 경우에는 철근을 내민슬래브까지 연장시켜야 하며, 거더 복부의 외측면을 지나서 표준갈고리에 의해 정착해야 한다.
- (2) 박스거더의 하부슬래브
  - ① 플랜지 단면적의 0.4%에 해당하는 철근을 거더의 지간과 평행하게 하부슬래브에 배근해야 한다. 이때 철근은 한 층으로 배근해도 좋으며 철근의 간격은 450mm를 넘지 않아야 한다.
  - ② 슬래브의 최소 두께로부터 계산한 플랜지 단면적의 0.5%에 해당하는 철근을 거더의 지간과 직각으로 하부슬래브에 배근해야 한다. 이때 철근은 상하 양면에 배치하고 철근의 간격은 450mm를 넘지 않아야 한다. 하부 슬래브의 모든 횡철근은 거더 최외측 복부의 외측면까지 연장시켜서 정착해야 한다.



### 3.17.2 철근 및 PS강재의 피복두께와 간격

(1) 다음의 콘크리트 최소 피복두께는 철근 및 PS강재 모두에 적용된다.

① PS강재 및 주철근 40mm

② 슬래브의 보강철근

가. 슬래브의 상부 40mm

제빙제(de-icer)가 사용되었을 때의 슬래브의 상부 50mm

나. 슬래브의 하부 30mm

③ 스티럽 및 전단철근 30mm

④ 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.

⑤ 흠 및 외기에 노출되거나 부식환경에 노출된 프리스트레스트 콘크리트 부재로서 「3.9항」에 규정된 허용인장응력을 초과하는 경우에 최소 피복두께를 50% 이상 증가시켜야 한다.

(2) 최소간격

① 보의 단부에서 PS강재의 최소 순간격은 다음과 같다.

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

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

② 바닥판에서의 PS강재는 바닥판의 폭에 걸쳐 대칭이며 균일하게 배치한다. PS강재의 간격은 합성 슬래브 총두께의 1.5배 또는 400mm보다 커서는 안 된다.

(3) 다발

① 포스트텐션 강재가 연직하향으로 처지는 경우 포스트텐션 덕트들을 최대 3개로 묶을 수 있으며, 이때 앞의 「(2)항」의 긴장재의 최소간격은 부재의 끝에서 1m 내에서 유지되도록 규정한다.

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

(4) 덕트의 크기

① 다수의 강선(wire), 강봉(bar) 그리고 강연선(strand)으로 이루어진 긴장재의 덕트 내부단면적은 PS강재의 순 단면적의 2배 이상이어야 한다.

② 단일강선(wire), 강봉(bar) 그리고 강연선(strand)으로 이루어진 긴장재의 덕트 내부 지름은 강선, 강봉, 그리고 강연선의 공칭지름보다 최소한 6.5mm 이상 커야 한다.

### 3.17.3 포스트텐션 부재의 정착부 및 연결장치

(1) 부착된 포스트텐션 보강재에 대한 정착(anchorage), 연결구(couplers), 겹침이음



(splices)은 부착되지 않은 상태에서 실험된 PS강재 극한강도의 최소값의 95%이상이 발휘되도록 해야 한다. 사용하중과 계수하중 하에서 총 프리스트레스 힘이 요구되는 구역과 정착부 사이의 부착정착길이는 PS강재의 규정된 극한강도의 최소값을 발휘하기에 충분해야 한다. 연결장치와 겹침이음은 책임기술자가 허가한 구역에 두어야 하고, 필요한 이동을 허용하기에 충분한 길이만큼의 장부축이음(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 최소값의 95%가 발휘되도록 해야 한다. 계수하중 하에서 긴장재의 총신장량은 3m의 최소 게이지 길이에서 측정된 값의 2%보다 작지 않아야 한다.
- (3) 부착되지 않은 긴장재에 대해서는 대표되는 시편에 대한 동적실험을 수행해야 한다. 응력수준이 규정된 극한강도의 최소값의 60~66%인 반복하중을 가했을 때에는 500,000회, 응력수준이 규정된 극한강도의 최소값의 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 실험물 크기의 긴장재보다 작은 강도를 갖는 긴장재를 사용하여 실험을 한다. 실험한 긴장재는 실험물 크기 긴장재의 거동과 같아야 하고, 일반적으로 실험물 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 최소값의 95%이상이 발휘되도록 해야 한다. 긴장재 자체의 요구조건을 만족시키면 긴장재의 연결구는 파괴시의 연신율을 감소시키지는 않는다. 연결구나 연결장치 구성재는 필요한 이동을 허용하기에 충분한 길이만큼의 장부축이음(housing)을 해야 한다. 모든 연결 구성에는 최종 콘크리트를 치기 전에 코팅재를 사용하여 완전하게 보호해야 한다.
- (5) 정착장치, 단부의 고정장치, 연결장치, 그리고 노출된 긴장재는 부식에 대해 완전하게 보호해야 한다.

#### 3.17.4 PS강연선의 정착

- (1) 3연선 또는 7연선은 위험단면을 넘어 <식 (65)>의 정착길이 이상으로 부착시켜야



한다.

$$l_d = 1.5(f_{ps} - \frac{2}{3}f_{pe})D \quad (65)$$

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 사용 하중 작용시에 인장응력이 허용되는 곳은 「KR C-08 교량 일반사항」에서 계산된 정착길이를 2배로 해야 한다.

## 4. 슬래브

### 4.1 일반내용

- (1) 「4.2항」의 규정은 1방향 슬래브에 적용해야 하고, 그 외의 규정은 받침부 사이에 보의 유무에 관계없이 2방향 이상으로 휨 보강되는 슬래브 시스템 설계에 적용해야 한다.
- (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 절의 규정에 따라 설계된 슬래브의 최소 두께는 「KR C-08010」의 규정에 따라야 한다.

### 4.2 1방향 슬래브

#### 4.2.1 설계 원칙

- (1) 마주 보는 두 변에만 지지되는 1방향 슬래브는 「KR C-10020」의 규정에 따라 설계해야 한다.
- (2) 4변에 의해 지지되는 2방향 슬래브 중에서 단변에 대한 장변의 비가 2배를 넘으면 1방향 슬래브로서 해석하며, 이 경우 일반적으로 슬래브의 단변방향의 경간을 사용하여 「KR C-10020」의 규정에 따라 설계해야 한다. 그리고 이 때 사용하는 경간은 「KR C-10010 10항」의 규정에 따라야 한다.

#### 4.2.2 철근콘크리트 보와 일체로 된 연속 슬래브

- (1) 철근콘크리트 보와 일체로 만든 연속 슬래브의 휨모멘트 및 전단력을 구하기 위하여, 단순받침부 위에 놓인 연속보로 가정하여 탄성해석을 사용할 수 있다. 이 때 경

간은 「KR C-10010 10항」을 따라야 하고, 산정되는 휨모멘트는 다음과 같이 수정하여 설계해야 한다.

- ① 활하중에 의한 경간 중앙의 부휨모멘트는 산정된 값의 1/2만 취할 수 있다.
  - ② 경간 중앙의 정휨모멘트는 양단 고정으로 보고 계산한 값 이상으로 취해야 한다.
  - ③ 순경간이 3.0 m를 초과할 때 순경간 내면의 휨모멘트를 사용할 수 있다. 그러나 이 값들이 순경간을 경간으로 하여 계산한 고정단 휨모멘트 이상으로 해야 한다.
- (2) 슬래브 양단부의 보의 처짐이 서로 다를 때는 그 영향을 고려해야 한다.

#### 4.2.3 구조 상세

- (1) 1방향 슬래브의 두께는 「KR C-08 교량 일반사항」을 따라야 하며, 최소 100 mm 이상으로 해야 한다.
  - (2) 슬래브의 정모멘트 철근 및 부모멘트 철근의 중심간격은 위험단면에서는 슬래브두께의 2배 이하이어야 하고, 또한 300 mm 이하로 해야 한다. 기타의 단면에서는 슬래브두께의 3배 이하이어야 하고, 또한 450 mm 이하로 해야 한다.
  - (3) 1방향 슬래브에서는 정모멘트 철근 및 부모멘트 철근에 직각방향으로 수축·온도철근을 「KR C-10040 9항」에 따라 배치해야 한다.
  - (4) 슬래브 끝의 단순받침부에서도 내민슬래브에 의하여 부모멘트가 일어나는 경우에는 이에 상응하는 철근을 배치해야 한다.
  - (5) 슬래브의 장변방향과 직교하는 보의 상부에 부모멘트로 인해 발생하는 균열을 방지하기 위하여 슬래브의 장변방향 상부에 철근을 배치해야 한다. 배치방법은 「가.항, 나.항, 다.항」을 따라야 한다.
- ① 횡방향 철근은 T형보의 내민 플랜지를 캔틸레버로 보고 그 플랜지에 작용하는 계수하중에 대하여 설계해야 한다. 이 때 독립 T형보의 경우 내민 플랜지 전폭을 유효폭으로 보아야 하며, 그 밖의 T형보의 경우 「KR C-10010 7항」에 따라 계산된 유효폭만 고려해야 한다.
  - ② 횡방향 철근의 간격은 슬래브 두께의 5배 이하로 해야 하고, 또한 450mm 이하로 해야 한다.
  - ③ 슬래브와 보를 일체로 친 T형보의 유효폭  $b$ 는 다음 중 가장 작은 값으로 결정해야 한다.

##### 가. T형보

- (양쪽으로 각각 내민 플랜지 두께의 6배씩)  $+b_w$
- 양쪽의 슬래브의 중심간 거리
- 보의 경간의 1/4

##### 나. 반 T형보

- (한쪽으로 내민 플랜지 두께의 6배)  $+b_w$



- (보의 경간의  $1/12$ )+ $b_w$
- (인접 보와의 내측거리의  $1/2$ )+ $b_w$

### 4.3 2방향 슬래브의 설계절차

#### 4.3.1 정의

- (1) 슬래브 시스템은 기둥 또는 벽체로 지지될 수 있다. 슬래브가 기둥들에 의해 지지될 경우에는  $c_1$ 과  $c_2$  그리고 순경간  $l_n$ 은 슬래브 하부의 접촉면에 의해 정의된 유효 지지단면에 근거해야 한다. 유효 지지단면은 슬래브의 바닥표면 또는 지판이 있는 경우는 이의 바닥표면이 기둥축을 중심으로  $45^\circ$  내로 펼쳐진 기둥과 기둥머리 또는 브래킷 내에 위치한 가장 큰 정원추, 정사면추 또는 쐐기형태의 표면과 이루는 절단면

으로 정의된다.

- (2) 주열대는 기둥 중심선을 기준으로 양쪽으로  $0.25l_2$ 와  $0.25l_1$ 중 작은 값을 한 쪽의 폭으로 하는 슬래브의 영역을 가리킨다.
- (3) 중간대는 두 주열대 사이의 슬래브 영역을 가리킨다.
- (4) 보가 슬래브와 일체로 되거나 완전한 합성구조로 되어 있을 때, 보의 단면은 보가 슬래브의 위 또는 아래로 내민 높이 중, 큰 깊이만큼을 보의 양측으로 연장한 슬래브 부분을 포함한 것으로서, 보의 한 측으로 연장되는 거리는 슬래브 두께의 4배 이하로 해야 한다.

#### 4.3.2 해석 및 설계방법

- (1) 슬래브 시스템은 평형조건과 기하학적 적합조건을 만족시킬 수 있다면 어떠한 방법으로도 설계할 수 있다. 다만 모든 단면의 설계강도가 「3항」을 적용한 소요 강도 이상이어야 하고 처짐의 제한 등 사용하중 하에서 사용성을 만족시켜야 한다.
- (2) 슬래브와 이를 지지하는 보(보가 있을 경우) 및 이들과 직교 골조를 이루는 기둥 또는 벽체를 포함하는 슬래브 시스템은 연직하중에 대하여 「KR C-10050 4.4항」에서 규정하고 있는 직접설계법이나 「KR C-10050 4.5항」에서 규정하고 있는 등가골조법으로 설계할 수 있다.
- (3) 횡방향 변위가 발생하는 골조의 횡방향력 해석을 위해 골조 부재의 강성을 계산할 때 철근과 균열의 영향을 고려해야 한다.
- (4) 슬래브 시스템이 횡하중을 받는 경우 그 해석 결과는 연직하중의 결과와 조합해야 한다.
- (5) 받침부 사이의 슬래브와 보(보가 있을 경우)는 모든 단면에서 발생하는 계수휨모멘트에 저항할 수 있도록 설계해야 한다.

#### 4.3.3 불균형휨모멘트의 전달

- (1) 연직하중, 풍하중, 지진하중 또는 기타 횡방향 하중으로 인하여 슬래브와 기둥 사이에 휨모멘트가 전달될 때, 이 불균형휨모멘트 중 일부분은 다음 「(3)항」과 「(4)항」에 따라 휨으로 전달되도록 설계해야 한다.
- (2) 휨에 의해 전달되지 않은 불균형휨모멘트의 부분은 전단편심에 의해 전달되도록 설계해야 한다.
- (3) 불균형휨모멘트 중에서  $\gamma_f M_u$ 만큼의 불균형휨모멘트는 슬래브 유효폭 내에서 휨에 의해 전달된다고 간주한다. 여기서 슬래브 유효폭은 기둥 또는 기둥머리면에서 양쪽으로 슬래브나 지판 두께의 1.5배( $1.5h$ )만큼 떨어진 폭을 말하고,  $M_u$ 는 전달되는 불균형휨모멘트이며  $\gamma_f$ 는 <식 (66)>과 같이 구할 수 있다.

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (66)$$

- (4) 외부 받침부의 변에 평행한 축으로 불균형휨모멘트가 가해질 때, 만약 가장자리 받침부의  $V_u$  값이  $0.75\phi V_c$ 를 넘지 않거나 모서리 받침부의  $V_u$  값이  $0.5\phi V_c$ 를 넘지 않으면 <식 (66)>에 의한  $\gamma_f$  값은 1.0까지 증가시킬 수 있다. 내부 받침부에서 불균형휨모멘트나 외부 받침부의 변에 대해 직각인 축에 대한 불균형휨모멘트의 경우는 <식 (66)>의  $\gamma_f$  값은 만약 받침부의  $V_u$  값이  $0.4\phi V_c$ 를 초과하지 않는 경우 25%까지 증가시킬 수 있다. 이 때 「4.3.3 (3)항」에 정의된 슬래브 유효폭 내의 철근비  $\rho$ 는  $0.375\rho_b$ 를 넘을 수 없다. 프리스트레스트 슬래브 시스템에서는  $\gamma_f$ 에 대한 수정을 할 수 없다.
- (5) 「4.3.3 (3)항」의 슬래브 유효폭 내에서의 휨모멘트에 견디기 위하여 철근의 간격을 좁혀 배치하거나 철근을 추가함으로써 기둥 주위에 철근을 집중시켜 설계할 수 있다.
- (6) 전단과 비틀림에 의하여 슬래브로부터 기둥과 벽체로 전달되는 하중에 대한 설계는 「KR C-10020 7항」에 따라야 한다.

#### 4.3.4 플랫 슬래브의 지판

- (1) 플랫 슬래브에서 기둥 상부의 부모멘트에 대한 철근을 줄이기 위하여 지판을 사용하는 경우 지판의 크기는 다음 「(2)항」에서 「(4)항」까지의 규정에 따라야 한다.
- (2) 지판은 받침부 중심선에서 각 방향 받침부 중심간 경간의 1/6이상을 각 방향으로 연장시켜야 한다.
- (3) 지판의 슬래브 아래로 돌출한 두께는 돌출부를 제외한 슬래브 두께의 1/4이상으로 해야 한다.





- (4) 지판 부위의 슬래브 철근량 계산시 슬래브 아래로 돌출한 지판의 두께는 지판의 외단부에서 기둥이나 기둥머리면까지 거리의 1/4이하로 취해야 한다.

#### 4.4 직접설계법

##### 4.4.1 제한사항

- (1) 직접설계법을 사용하여 슬래브 시스템을 설계하려면 다음 「(2)항」에서 「(8)항」까지의 규정을 만족해야 한다.
- (2) 각 방향으로 3경간 이상이 연속되어야 한다.
- (3) 슬래브판들은 단변 경간에 대한 장변 경간의 비가 2이하인 직사각형이어야 한다.
- (4) 각 방향으로 연속한 받침부 중심간 경간길이의 차이는 긴 경간의 1/3 이하이어야 한다.
- (5) 연속한 기둥 중심선으로부터 기둥의 이탈은 이탈방향 경간의 최대 10%까지 허용할 수 있다.
- (6) 모든 하중은 연직하중으로서 슬래브판 전체에 등분포되어야 한다. 활하중은 고정하중의 2배 이하이어야 한다.
- (7) 보가 모든 변에서 슬래브판을 지지할 경우, 직교하는 두 방향에서 <식 (67)>에 해당하는 보의 상대강성은 0.2이상 5.0이하이어야 한다.

$$\frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} \quad (67)$$

- (8) 직접설계법으로 설계된 슬래브 시스템에 대한 휨모멘트 재분배는 「4.4.7항」을 참조해야 한다.
- (9) 「4.3.2항」의 규정을 만족시키는 해석방법에 의해 증명할 수 있다면 「4.4.1항」의 제한규정을 다소 벗어나도 직접설계법을 적용할 수 있다.

##### 4.4.2 전체 정적 계수휨모멘트

- (1) 어느 한 경간의 전체 정적 계수휨모멘트는 받침부를 잇는 중심선의 양측에 있는 슬래브판 중심선에 의해 구분되는 설계대에서 결정해야 한다.
- (2) 정계수휨모멘트와 평균 부계수휨모멘트의 절대값의 합은 어느 방향에서나 <식 (68)>이상으로 해야 한다.

$$M_o = \frac{w_u l_2 l_n^2}{8} \quad (68)$$

- (3) 받침부를 잇는 중심선으로부터 측정한, 인접한 양측 슬래브판의 횡방향 경간이 서로 다른 경우, <식 (68)>의  $l_2$ 는 이들 횡방향 두 경간의 평균값으로 해야 한다.
- (4) 단부에 인접하고 이 단부에 평행한 경간을 고려할 경우, <식 (68)>의  $l_2$ 는 단부로부터 슬래브판 중심선까지의 거리로 한다.

- (5) 순경간  $l_n$ 은 기둥, 기둥머리, 브래킷, 또는 벽체의 내면 사이의 거리이다. 다만, <식 (68)>에서 사용된  $l_n$ 값은  $0.65 l_1$  이상으로 해야 한다. 원형이나 정다각형의 받침부는 똑같은 단면적을 갖는 정사각형 받침부로 환산하여 취급할 수 있다.

#### 4.4.3 정 및 부계수휨모멘트

- (1) 부계수휨모멘트는 직사각형 받침부의 내면에 위치하는 것으로 해야 한다. 원형이나 정다각형 받침부는 같은 면적의 정사각형 받침부로 환산하여 취급해야 한다.
- (2) 내부 경간에서는 전체 정적 계수휨모멘트  $M_o$ 를 다음과 같은 비율로 분배해야 한다.
- ① 부계수휨모멘트 ..... 0.65
- ② 정계수휨모멘트 ..... 0.35
- (3) 단부 경간에서는 전체 정적 계수휨모멘트  $M_o$ 를 <표 4>에 따라 분배해야 한다.

표 4. 단부 경간에서 정 및 부계수휨모멘트의 분배율

구 분	(1)	(2)	(3) 내부 받침부 사이에 보가 없는 슬래브		(5) 완전 구속된 외부 받침부
	구속되지 않은 외부 받침부	모든 받침부 사이에 보가 있는 슬래브	테두리보가 없는 경우	테두리보가 있는 경우	
내부 받침부의 부계수휨모멘트	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
정계수휨모멘트	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
외부 받침부의 부계수휨모멘트	0	0.16	0.26	0.30	0.65

- (4) 만약 불균형휨모멘트를 인접한 부재의 강성에 따라 분배되도록 해석하지 않는다면, 부휨모멘트 단면은 받침부의 양쪽 경간에서 결정된 두 개의 부계수휨모멘트 중 큰 휨모멘트에 저항하도록 설계해야 한다.
- (5) 슬래브 단부 또는 테두리보는 외부 받침부의 부계수휨모멘트가 분배되는 만큼의 비틀림에 저항하도록 설계해야 한다.
- (6) 「4.3.3 (2)항」에 따라 슬래브와 외부 기둥 사이에 전달되는 연직하중에 대한 휨모멘트는  $0.3M_o$ 로 해야 한다.

#### 4.4.4 주열대의 계수휨모멘트

- (1) 주열대는 내부 받침부의 부계수휨모멘트가 <표 5>에 따른 비율로 분배되는 휨모멘트에 저항하도록 설계해야 한다.

표 5. 주열대 내부 받침부의 분배율(%)

$I_2 / I_1$	0.5	1.0	2.0
$(a_1 I_2 / I_1) = 0$	75	75	75
$(a_1 I_2 / I_1) \geq 1.0$	90	75	45



주) 위의 값 사이에서는 직선보간법을 적용해야 한다.

- (2) 주열대는 외부 받침부의 부계수휨모멘트가 <표 6>에 따른 비율로 분배되는 휨모멘트에 저항하도록 설계해야 한다.

표 6. 주열대 외부 받침부의 분배율(%)

$l_2 / l_1$		0.5	1.0	2.0
$(a_1 l_2 / l_1) = 0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
$(a_1 l_2 / l_1) \geq 1.0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45

주) 위의 값 사이에서는 직선보간법을 적용해야 한다.

- (3)  $M_o$  계산에 이용된 경간  $l_2$ 의 3/4 이상이 기둥이나 벽체로 길게 지지되어 있는 경우, 부모멘트는 전체  $l_2$ 를 따라 균등하게 분포된다고 볼 수 있다.
- (4) 주열대는 정계수휨모멘트가 <표 7>에 따른 비율로 분배되는 휨모멘트에 저항하도록 설계해야 한다.

표 7. 주열대 중앙부의 분배율(%)

$l_2 / l_1$	0.5	1.0	2.0
$(a_1 l_2 / l_1) = 0$	60	60	60
$(a_1 l_2 / l_1) \geq 1.0$	90	75	45

주) 위의 값 사이에서는 직선보간법을 적용해야 한다.

- (5) 받침부 사이에 보가 있는 슬래브인 경우에는 주열대의 슬래브 부분은 보가 부담하지 않는 주열대 휨모멘트에 저항하도록 설계해야 한다.

#### 4.4.5 보의 계수휨모멘트

- (1)  $(\alpha_1 l_2 / l_1)$  값이 1.0 이상인 경우, 받침부 사이의 보는 주열대 휨모멘트의 85 %를 저항하도록 설계해야 한다.
- (2)  $(\alpha_1 l_2 / l_1)$  값이 1과 0 사이인 경우에는 보가 견딜 주열대 휨모멘트 분담률은 85 %와 0 % 사이를 직선보간법을 적용하여 구해야 한다.
- (3) 보는 「4.4.2 (2)항」과 앞의 「(1)항 및 (2)항」의 규정에 따라 등분포 하중에 대하여 계산된 휨모멘트 이외에도, 슬래브 상하로 내민보 부분의 무게를 포함하여 보에 직접 작용하는 집중하중이나 선형하중에 의해 발생하는 휨모멘트에 저항하도록 설계해야 한다.

#### 4.4.6 중간대의 계수휨모멘트

- (1) 주열대가 부담하지 않는 정 및 부계수휨모멘트의 분담분은 주열대 양쪽의 1/2 중간

대에 비례하여 할당해야 한다.

- (2) 각 중간대는 2개의 1/2 중간대에 할당된 휨모멘트들의 합에 저항하도록 설계해야 한다.
- (3) 벽체에 의해 지지되는 단부에 인접하고, 그에 평행한 중간대는 첫 번째 내부 받침부의 1/2 중간대에 할당된 휨모멘트의 2배를 견디도록 설계해야 한다.

#### 4.4.7 계수휨모멘트의 수정

- (1) 고려된 방향에서 슬래브판에 대한 전체 정적 계수휨모멘트가 <식 68>에 의해 요구된 휨모멘트보다 작지 않은 범위 내에서 정 및 부계수휨모멘트는 10%까지 수정할 수 있다.

#### 4.4.8 보가 있는 슬래브의 계수전단력

- (1)  $(\alpha_1 l_2 / l_1)$ 의 값이 1 이상인 보는 슬래브판의 네 모퉁이에서 변과 45°의 각을 이루는 선과 장변에 평행한 슬래브판 중심선이 만드는 재하면적에 작용하는 계수하중에 의한 전단력에 견디도록 설계해야 한다.
- (2)  $(\alpha_1 l_2 / l_1)$ 의 값이 1 미만일 때에는  $\alpha_1 = 0$ 인 경우 보가 하중을 받지 않는다고 가정하여 직선보간법을 적용하여 보가 분담하는 전단력을 구할 수 있다.
- (3) 보는 「(1)항」과 「(2)항」에 따라 산정된 전단력 이외에도 보에 직접 작용하는 계수하중에 의한 전단력에 견디도록 설계해야 한다.
- (4) 슬래브의 전단강도는 하중이 「(1)항」과 「(2)항」에 따라 보에 분배된다는 가정 하에 산정해야 한다. 또한 슬래브는 슬래브 판에 일어나는 전체 전단력에 견디도록 설계해야 한다.
- (5) 전단강도는 「KR C-10020」의 규정을 만족해야 한다.

#### 4.4.9 기둥과 벽체의 계수휨모멘트

- (1) 슬래브 시스템과 일체로 이루어진 기둥과 벽체들은 슬래브 시스템에 작용하는 계수하중으로부터 발생하는 휨모멘트에 견딜 수 있어야 한다.
- (2) 전체적인 해석을 하지 않는 한, 내부 받침부에서 슬래브 상하의 받침부재는 상하부재의 강성에 직접 비례하여 <식 69>에 규정된 휨모멘트를 견디도록 설계해야 한다.

$$M = 0.07 [(w_d + 0.5 w_l) l_2 l_n^2 - w_d' l_2' (l_n')^2] \quad (69)$$

여기서,  $w_d'$ ,  $l_2'$ ,  $l_n'$ 는 짧은 경간에 대한 값이다.

### 4.5 등가골조법

#### 4.5.1 기본가정

- (1) 등가골조법에 의한 슬래브 시스템의 설계는 「4.5.2항」부터 「4.5.6항」까지의 기본가정을 바탕으로 하고, 이로부터 얻은 휨모멘트와 전단력에 견디도록 슬래브 및 받침부재의 모든 단면을 설계해야 한다.



- (2) 강재로 된 기둥머리를 사용하는 경우, 휨모멘트와 전단력에 대한 이들 기둥머리의 강성과 저항력을 고려할 수 있다.
- (3) 직접 응력에 의한 기둥과 슬래브의 길이 변화와 전단력에 의한 처짐은 무시할 수 있다.

#### 4.5.2 등가골조

- (1) 구조물 전체는 가로방향 및 세로방향을 기둥선에서 취한 등가골조들로 구성된다고 간주할 수 있다.
- (2) 각 골조는 기둥이나 받침부의 중심선을 기준으로 한 좌우 슬래브판의 중심선에 의해서 구획된 일련의 기둥 또는 받침부와 슬래브-보 대로 구성해야 한다.
- (3) 기둥이나 받침부는 비틀림 부재에 의해 슬래브-보 부재에 연결되어 있다고 가정한다. (「4.5.5항」참조) 이 비틀림 부재는 휨모멘트가 결정되는 경간방향에 직교하고 기둥 측면으로부터 등가골조로 구획된 양측 슬래브판 중심선까지 연장되는 것으로 가정한다.
- (4) 단부에 인접하고 그에 평행한 골조는 그 단부와 인접한 슬래브판의 중심선에 의해 구획되어야 한다.
- (5) 각 등가골조는 전체적으로 해석할 수도 있고, 연속하중에 대하여 해석할 경우에는 그 상하 기둥의 먼 단부가 고정된 것으로 하여 각 층별로 따로 해석할 수도 있다.
- (6) 슬래브-보를 층별로 따로 해석할 경우, 연속슬래브의 한 받침부에서의 휨모멘트는 슬래브-보가 그 받침부로부터 두 경간 떨어진 받침부가 고정되어 있다고 가정하여 결정할 수 있다.

#### 4.5.3 슬래브-보

- (1) 접합부나 기둥머리 바깥에 있는 단면에서 슬래브-보의 단면 2차모멘트는 콘크리트의 전체 면적을 기준으로 해야 한다.
- (2) 슬래브-보의 축을 따라서 변하는 단면 2차모멘트의 변화는 골조해석시 고려되어야 한다.
- (3) 기둥 중심에서 기둥, 브래킷 및 기둥머리면까지의 슬래브-보의 단면 2차모멘트는 기둥, 브래킷, 기둥머리면에서 슬래브-보 단면 2차모멘트를  $(1 - c_2/l_2)^2$ 으로 나눈 값과 같다고 가정한다. 여기서  $c_2$ 와  $l_2$ 는 휨모멘트가 결정되는 경간에 직교방향으로 측정 한 값들이다.

#### 4.5.4 기둥

- (1) 접합부나 기둥머리 바깥에 있는 단면에서 기둥의 단면 2차모멘트는 콘크리트의 전체 면적을 기준으로 해야 한다.
- (2) 기둥의 축을 따라서 변하는 단면 2차모멘트의 변화는 골조를 해석할 때 고려해야 한다.
- (3) 접합부에서 슬래브-보의 상면과 하면 사이에 있는 기둥의 단면 2차모멘트는 무한대로 가정한다.



#### 4.5.5 비틀림 부재

(1) 비틀림 부재(「4.5.2 (3)항」참조)는 부재의 전체 길이에 걸쳐서 일정한 단면을 가지는 것으로 가정하고, 이 단면은 다음 중 큰 것으로 택해야 한다.

- ① 휨모멘트가 결정되는 경간방향의 기둥, 브래킷, 또는 기둥머리의 폭과 같은 폭의 슬래브 부분
- ② 일체식이거나 완전 합성구조물일 경우 앞의 「①항」의 슬래브 부분에 슬래브 상하의 횡방향 보를 더한 것
- ③ 「4.3.1 (4)항」에 정의된 횡방향 보

(2) 비틀림 부재의 강성  $K_t$ 는 근사적으로 <식 (70)>으로 계산할 수 있다.

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{l_2(1-c_2/l_2)^3} \quad (70)$$

여기서,  $c_2$ 와  $l_2$ 는 기둥 좌우에서 횡경간 방향으로 측정한 값들이다.

(3) C는 비틀림 상수로서, 유효플랜지폭을 갖는 보에서는 단면을 여러 개의 직사각형으로 나누어 <식 (71)>에 따라 구한다.

$$c = \sum \left[ \left( 1 - 0.63 \frac{X}{Y} \right) \frac{X^3 Y}{3} \right] \quad (71)$$

여기서,  $X$ 는 직사각형 단면의 짧은 변,  $Y$ 는 긴 변을 나타낸다.

(4) 휨모멘트가 결정되는 경간방향으로 보가 기둥에 연결되어 있을 경우의 비틀림강성은 보가 없는 슬래브만의 단면 2차모멘트에 대한 그 보를 포함한 슬래브 단면 2차모멘트의 비를 곱하여 구해야 한다.

#### 4.5.6 활하중의 배치

- (1) 정확한 재하 상태를 알고 있을 때 등가골조는 그 하중에 대하여 해석해야 한다.
- (2) 활하중이 변하지만 고정하중의 3/4이하인 경우, 또는 활하중의 특성이 모든 슬래브 판에 동시에 작용하는 것과 같을 경우에는 전체 슬래브 시스템에 활하중이 작용했을 때 모든 단면에서 최대 계수휨모멘트가 발생하는 것으로 가정할 수 있다.
- (3) 「4.5.6항」에서 정의된 것 이외의 하중조건인 경우, 슬래브판의 경간 중앙 부근에서의 최대 정계수 휨모멘트는 전체 계수활하중의 3/4이 그 슬래브판과 한 경간씩 건너 슬래브판에 작용할 때 일어난다고 가정할 수 있다. 또한, 받침부의 최대 부계수휨모멘트는 전체 계수활하중의 3/4이 그 받침부에 인접한 두 슬래브판들에만 작용할 때 발생한다고 가정할 수 있다.
- (4) 어느 경우에도 계수휨모멘트는 전체 계수활하중이 모든 슬래브판에 함께 작용할 때 발생하는 값 이상으로 취해야 한다.



#### 4.5.7 계수휨모멘트

- (1) 내부 받침부에서 부계수휨모멘트(주열대 및 중간대)에 대한 위험단면은 직사각형의 지지 부재면에서 취하되, 기둥 중심에서부터  $0.175 l_1$  이내의 면에서 취해야 한다.
- (2) 브래킷이나 기둥머리가 있는 외부 받침부에서, 단부 모서리에 직교방향의 부계수휨모멘트에 대한 위험단면은 받침부재면에서부터 브래킷이나 기둥머리의 돌출길이의  $1/2$  이내에서 취해야 한다.
- (3) 받침부재가 원형이나 정다각형일 경우, 부계수휨모멘트에 대한 위험단면은 같은 면적을 갖는 정사각형 받침부재로 취급해서 구한다.
- (4) 「4.4.1항」의 제한사항을 만족하는 슬래브 시스템을 등가골조법으로 해석한 경우, 계산결과 얻은 휨모멘트는 설계에 이용되는 정모멘트와 평균 부모멘트의 절대값의 합이 <식 (68)>의 값을 초과할 필요가 없다는 사실을 근거로 그에 상응하게 감소시킬 수 있다.
- (5) 각 골조의 슬래브-보 대의 위험단면의 휨모멘트는, 「4.4.1 (7)항」의 제한조건을 만족시킨다면, 「4.4.4항」, 「4.4.5항 및 4.4.6항」의 규정에 따라 주열대, 보 및 중간대에 분배할 수 있다.

#### 4.6 2방향 슬래브의 배근 상세

##### 4.6.1 소요철근량과 간격

- (1) 2방향 슬래브 시스템의 각 방향의 철근 단면적은 위험단면의 휨모멘트에 의해 결정되지만 「KR C-10040 9항」에서 요구되는 최소 철근량 이상이어야 한다.
- (2) 위험단면에서 철근 간격은 슬래브 두께의 2배 이하 또한 300 mm 이하로 해야 한다. 다만 와플구조나 리브구조로 된 부분은 예외로 한다. 와플구조 상부의 슬래브 철근은 「KR C-10040 9항」의 요구사항에 따라야 한다.

##### 4.6.2 철근의 정착

- (1) 불연속 단부 모서리에 직교방향의 정모멘트에 대한 철근은 슬래브의 끝까지 연장하고 직선 또는 갈고리를 150 mm 이상 테두리보, 기둥 또는 벽체 속에 묻어야 한다.
- (2) 불연속 단부 모서리에 직각방향의 부모멘트에 대한 철근은 「KR C-10040 10~14항」의 규정에 따라 받침면에 정착되도록 테두리보, 기둥 또는 벽체 속으로 구부리거나 갈고리로 하거나 그렇지 못하면 적절히 정착시켜야 한다.
- (3) 불연속 단부에서 슬래브가 테두리보나 벽체로 지지되어 있지 않은 경우, 또는 슬래브가 받침부를 지나 캔틸레버로 되어 있는 경우에는 철근을 슬래브 내부에서 정착시킬 수 있다.

##### 4.6.3 외부 모퉁이의 보강 철근

- (1) 받침부 사이에  $\alpha$ 값이 1.0보다 큰 보가 있는 슬래브의 경우, 다음 「(2)항」에서 「(4)항」의 규정에 따라 외부 모퉁이 부분의 슬래브에 특별한 상부 및 하부 보강철근을 배





- ④ 횡력을 부담해야 하는 골조의 슬래브에 대해서는 구조해석 결과에 의하여 철근의 길이를 결정해야 하지만 <그림 10>에 규정된 길이 이상으로 해야 한다.
- ⑤ 각 방향의 주열대 내의 모든 하부 철근이나 철선이 연속이거나 <그림 10>에 위치한 것과 같은 A급 겹침이음으로 이어져야 한다. 각 방향으로 적어도 2개의 주열대 하부 철근이나 철선이 기둥 위를 지나야 하며 외부 받침부에 정착해야 한다.
- ⑥ 전단머리가 있는 슬래브나 리프트-슬래브의 시공에서는 적어도 각 방향으로 2개의 부착된 하부 철근이나 철선이 가능한 한 기둥에 근접하게 전단머리나 리프팅 칼라를 지나도록 해야 하며, 연속이거나 A급 겹침이음으로 이어야 한다. 외부 기둥에서는 이 철근을 전단머리나 리프팅 칼라에 정착시켜야 한다.

#### 4.7 슬래브 시스템의 개구부

- (1) 구조해석 결과 설계강도가 「KR C-08 교량 일반사항」의 규정을 고려한 소요 강도 이상이고, 처짐 한계를 포함한 모든 사용성을 만족할 경우 어떤 크기의 개구부도 슬래브 시스템 내에 둘 수 있다.
- (2) 「(1)항」에서 요구된 특별한 해석을 하지 않고도 보가 없는 슬래브 시스템의 경우 다음 항에 따라 개구부를 둘 수 있다.
  - ① 개구부 크기가 300mm이하이거나 슬래브 두께의 2배 이하이고, 개구부가 주철근을 절단하지 않을 경우에는 양방향의 중간대가 겹치는 부분에 개구부를 둘 수 있다.
  - ② 양 방향의 주열대가 겹치는 부분에서 어느 쪽의 경간에서나 주열대 폭의 1/8 이상이 개구부에 의해 차단되지 않아야 한다. 개구부에 의해 감소된 철근량은 개구부 주변에 추가 배치해야 한다.
  - ③ 한 개의 주열대와 한 개의 중간대가 겹치는 부분에서 어느 설계대에서도 그 설계대의 1/4 이상의 철근이 개구부에 의해 절단되지 않아야 한다. 개구부에 의해 감소된 철근량은 개구부 주변에 추가 배치해야 한다.
  - ④ 슬래브의 개구부가 집중하중이나 반력의 작용면에서 슬래브 두께의 10배 이내의 거리에 위치하거나 플랫슬래브의 개구부가 주열대 내에 위치한 경우 전단에 대한 위험단면은 다음과 같이 정의한다.
    - 가. 전단머리가 없는 슬래브의 경우, 기둥 또는 집중하중이나 반력이 작용하는 면의 중심과 개구부의 경계점 사이로 그은 직선 내에 있는 단면의 둘레부분은 유효하지 않은 것으로 해야 한다.
    - 나. 전단머리가 있는 슬래브의 경우, 유효하지 않은 둘레부분은 상기 「(2)항」에서 정의된 부분의 절반으로 보아야 한다.
- (3) 개구부의 크기가 슬래브 판 크기에 비해 상대적으로 작은 경우 개구부에 의해 절단되는 철근과 같은 단면적의 철근을 개구부 양쪽에 보강해야 한다.

- (4) 개구부가 슬래브판 크기에 비해 상대적으로 큰 경우 각 모서리에서 캔틸레버 슬래브로 가정하여 설계할 수 있으며, 인접슬래브를 설계할 때는 개구부의 영향을 고려해야 한다.
- (5) 개구부가 크고 한쪽으로 치우쳐서 위치한 경우 3변 연속이고 1변 자유인 슬래브로 취급할 수 있으며, 인접슬래브를 설계할 때는 개구부의 영향을 고려해야 한다.

## 5. 벽체

### 5.1 일반내용

- (1) 이 절의 규정은 휨모멘트의 작용 여부에 관계없이 축력을 받는 벽체의 설계에 적용해야 한다.
- (2) 캔틸레버식 옹벽의 설계는 「KR C-06 흙막이구조물」에 따라야 한다.

### 5.2 설계일반

- (1) 벽체는 계수연직축력이  $0.4A_g f_{ck}$  이하이어야 하며, 공칭강도에 도달할 때 인장철근의 변형률이 0.004이상이어야 한다. 이외의 부재는 「KR C-10020, 10040」의 압축부재의 설계 및 배근원칙을 따라야 한다.
- (2) 벽체는 이에 작용하는 편심축하중, 수평하중 및 기타 하중에 대하여 안전하게 저항할 수 있도록 설계해야 한다.
- (3) 축하중을 받는 벽체의 설계는 「5.2항, 5.3항과 5.4 (1)항, 5.4 (2)항」또는 「5.4 (3)항」의 규정에 따라야 한다.
- (4) 정밀한 구조해석에 의하지 않는 한, 각 집중하중에 대한 벽체의 유효 수평길이는 하중 간의 중심거리, 또한 하중 지지폭에 벽체 두께의 4배를 더한 길이를 초과하지 않는 값으로 해야 한다.
- (5) 전단력에 대한 설계는 「5.6항」의 규정에 따라야 한다.
- (6) 벽체와 일체가 된 압축부재는 하중에 의해 요구되는 단면보다 큰 단면으로 설계된 압축부재의 경우, 감소된 유효단면적을 사용하여 최소철근량과 설계강도를 결정할 수 있다. 이 때 감소된 유효단면적은 전체 단면적의 1/2이상이어야 한다.
- (7) 벽체의 철근은 이와 교차하는 구조부재인 바닥, 지붕, 기둥, 벽기둥, 부벽, 교차벽체 및 기초 등에 충분히 정착되도록 해야 한다.
- (8) 철근량 및 벽두께의 제한은 「5.3항과 5.4 (2)항」의 규정을 따라야 한다. 다만 정밀한 구조해석에 의하여 충분한 강도와 구조안정성을 확인할 수 있을 경우에는 이를 따르지 않을 수 있다.
- (9) 벽체의 밑면에서 기초판으로의 하중전달은 「5.7항」의 규정에 따라야 한다.





### 5.3 최소 철근비

- (1) 벽체의 수직 및 수평 최소 철근비는 「5.3 (2)항 및 5.3 (3)항」의 규정을 따라야 한다.
- (2) 벽체의 전체 단면적에 대한 최소 수직철근비는 다음 규정을 따라야 한다.
  - ① 설계기준항복강도 400 MPa 이상으로서 D16 이하의 이형철근 ..... 0.0012
  - ② 기타 이형철근 ..... 0.0015
  - ③ 지름 16 mm 이하의 용접철망 ..... 0.0012
- (3) 벽체의 전체 단면적에 대한 최소 수평철근비는 다음 각 항에 따라야 한다.
  - ① 설계기준항복강도 400 MPa 이상으로서 D16 이하의 이형철근 ..... 0.0020
  - ② 기타 이형철근 ..... 0.0025
  - ③ 지름 16 mm 이하의 용접철망 ..... 0.0020
- (4) 두께 250 mm 이상의 벽체에 대해서는 다음의 각 항에 따라 수직 및 수평철근을 벽면에 평행하게 양면으로 배치해야 한다. 다만, 지하실 벽체에는 이 규정을 적용하지 않는다.
  - ① 벽체의 외측면 철근은 각 방향에 대하여 전체 소요철근량의 1/2이상, 2/3 이하로 하며, 외측면으로부터 50 mm 이상, 벽두께의 1/3이내에 배치해야 한다.
  - ② 벽체의 내측면 철근은 각 방향에 대한 소요철근량의 잔여분을 내측면으로부터 20 mm 이상, 벽두께의 1/3이내에 배치해야 한다.
- (5) 수직 및 수평철근의 간격은 벽두께의 3배 이하, 또한 450 mm 이하로 해야 한다.
- (6) 수직철근이 집중배치된 벽체부분의 수직철근비가 0.01배 이상인 경우 「KR C-10040 7.2 (3)항」에 따른 횡방향 띠철근을 설치해야 하며, 이외의 경우에는 횡방향 띠철근을 설치하지 않을 수 있다. 이 때 띠철근의 수직간격은 벽체두께 이하로 해야 하며, 수직철근이 압축력을 받는 철근이 아닌 경우에는 횡방향 띠철근을 설치할 필요가 없다.
- (7) 모든 창이나 출입구 등의 개구부 주위에는 「(2)항」 및 「(3)항」에 규정된 최소 철근량 이외에도 D16이상의 철근을 2개 이상 배치해야 하며, 그 철근은 개구부의 모서리에서 600 mm 이상 연장하여 정착해야 한다.

### 5.4 벽체의 설계

- (1) 압축재로서 벽체의 설계 - 축력을 받거나 축력과 휨모멘트를 동시에 받는 벽체의 설계는 「KR C-10020 4. (1)항, KR C-10020 6항, KR C-10050 5.2항, KR C-10050 5.3항」 및 「KR C-10050 5.3항」의 규정에 따라야 한다. 다만 해당 조건을 만족할 경우 「KR C-10050 5.4 (2)항」의 실용설계법을 따를 수 있다.
- (2) 실용설계법
  - ① 직사각형 단면의 벽체로서 「5.2항, 5.3항」 및 「5.4 (2)항」의 모든 요구조건을 만족하고 계수하중의 합력이 벽두께의 중앙 1/3 이내에 작용하는 경우에는 이 「5.4 (2)항」

에서 규정하는 실용설계법에 의하여 설계할 수 있다.

- ② 위의 「①항」의 규정에 부합될 때 벽체의 설계축강도  $\phi P_{nw}$ 는 <식 (69)>에 의하여 산정해야 한다. 다만, 「(1)항」의 규정에 의할 때에는 이를 적용하지 않는다.

$$\phi P_{nw} = 0.55\phi f_{ck} A_g \left[ 1 - \left( \frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (69)$$

여기서,  $\phi=0.65$ 이고 유효길이계수  $k$ 는 다음과 같다.

가. 상·하단이 횡구속 벽체로서

(가) 상·하 양단 중의 한쪽 또는 양쪽의 회전이 구속된 경우 ..... 0.8

(나) 상·하 양단 모두 회전이 구속되지 않은 경우 ..... 1.0

나. 비횡구속 벽체 ..... 2.0

- ③ 벽체의 최소 두께는 다음 「가.항, 나.항」에 따라야 한다.

가. 벽체의 두께는 수직 또는 수평 받침점 간 거리 중에서 작은 값의 1/25이상이어야 하고, 또한 100 mm 이상이어야 한다.

나. 지하실 외벽 및 기초 벽체의 두께는 200 mm 이상으로 해야 한다.

### (3) 세장한 벽체의 대체설계법

- ① 휨인장이 벽체 설계를 지배하는 경우 이 「KR C-10020 6.1항」을 만족해야 한다.

- ② 이 대체설계법에 따라 설계된 벽체는 다음의 규정을 만족해야 한다.

가. 벽판은 단순지지되고 벽체 중앙에서 최대 모멘트 및 최대 처짐이 발생하는 면외 균등한 횡하중을 받는 압축재로 고려하여 설계해야 한다.

나. 단면적은 전 높이에 대하여 일정한 것으로 한다.

다. 벽체는 인장이 지배적인 거동을 하도록 설계해야 한다.

라. 철근은 <식 (70)>와 같은 설계강도를 확보하도록 산정해야 한다.

$$\phi M_n \geq M_{cr} \quad (70)$$

마. 벽체의 설계 휨 단면 상부에 작용되는 집중 수직하중은 아래와 같은 폭에 분포된 것으로 가정한다.

(가) 지압폭과 지압면 양측면에서 수직으로 2, 수평으로 1의 비율로 확대한 폭을 더한 값과 같다.

(나) 집중하중 간격이해야 한다.

(다) 벽판의 연단을 초과하지 않아야 한다.

바. 벽체 높이의 중앙부분에서 수직응력  $P_u/A_g$ 는  $0.06f_{ck}$ 를 초과하지 않아야 한다.

- ③ 축력과 휨을 받는 벽체 높이의 중앙부에서의 설계모멘트  $\phi M_n$ 는 <식 (71)>과 같은 조건을 만족해야 한다.

$$\phi M_n \geq M_u \quad (71)$$



여기서,

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \quad (72)$$

$M_{ua}$ 는 계수 횡하중과 편심 수직하중에 의한 벽체 높이 중앙부에서의 모멘트이고  $\Delta_u$ 는 <식 (73)>에 의해 계산한다.

$$\Delta_u = \frac{5M_u l_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}} \quad (73)$$

$M_u$ 는 처짐을 반복적으로 대입하여 계산하거나 <식 (74)>을 이용하여 직접 계산한다.

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5P_u l_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}}} \quad (74)$$

여기서,

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} \left( A_s + \frac{P_u}{f_y} \right) (d - c)^2 + \frac{l_w c^3}{3}, \quad \frac{E_s}{E_c} \geq 6 \quad (75)$$

- ④ P- $\Delta$ 효과를 고려한 사용하중에 의한 최대 처짐  $\Delta_s$ 는  $l_c/150$ 을 초과하지 않아야 한다. 벽체 높이 중간에서의  $\Delta_s$ 는 <식 (76)>에 의해 계산한다.

$$\Delta_s = \frac{(5M)l_c^2}{48E_c I_e} \quad (76)$$

$$M = \frac{M_{sa}}{1 - \frac{5P_s l_c^2}{48E_c I_e}} \quad (77)$$

$l_e$ 는 <식 (78)>에 준하여 계산해야 하며, 다만  $M_a$ 를  $M$ 으로 대치하고  $I_{cr}$ 은 <식 (75)>을 이용하여 계산한다.

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (78)$$

여기서,

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (79)$$

$$f_r = 0.63 \sqrt{f_{ck}} \quad (80)$$

## 5.5 비내력벽과 지중보

- (1) 비내력벽의 두께는 100 mm 이상이어야 하고, 또한 이를 횡방향으로 지지하고 있는 부재 간 최소 거리의 1/30 이상이 되어야 한다.

- (2) 지중보로 설계하는 벽체는 「KR C-10020 4, 5항」의 규정으로부터 산정한 휨모멘트에 소요되는 철근을 벽체의 상부 및 하부에 배치해야 한다. 전단보강에 대한 설계는 「KR C-10020 7항」의 규정에 따라야 한다.
- (3) 지표면 위로 노출된 지중보 벽체의 부분에 대해서는 「5.3항」의 규정을 만족해야 한다.

## 5.6 벽체에 대한 전단설계

### 5.6.1 설계 일반

- (1) 벽체면과 나란한 수평전단력에 대한 설계는 이 「5.6항」의 규정에 따라야 한다. 그러나 벽체면에 수직인 전단력에 대한 설계는 「KR C-10020 7.6항」의 규정에 따라야 한다. 또한 벽체의 높이가 벽체길이의 2배를 초과하지 않은 경우는 스트럿-타이모델과 「KR C-10020 7.2항」의 규정에 따라 설계할 수 있다.
- (2) 벽체면에서 전단력에 대한 수평단면의 설계는 「KR C-10020」의 <식 (30)>과 <식 (31)>에 기초해야 하며, 전단강도  $V_c$ 는 「5.6.2 (1)항」과 「5.6.2 (2)항」에 따라야 하고 전단강도  $V_s$ 는 「5.6.2 (5)항」에 따라야 한다.
- (3) 벽체 평면에서 수평전단력에 대한 설계에서  $d$ 는  $0.8l_w$ 로 취할 수 있다. 그러나 적합 조건에 의해 해석할 경우에는 압축연단에서 인장철근의 힘의 중심까지의 거리인  $d$ 를 사용할 수 있다.

### 5.6.2 전단강도 계산

- (1) 전단강도  $V_c$ 는 「5.6.2 (2)항」에 따라 계산하지 않는 한  $N_u$ 가 압축인 벽체에 대해서  $(\sqrt{f_{ck}}/6)hd$  이하로 취해야 한다. 그러나  $N_u$ 가 인장인 벽체의 경우 「KR C-10020」의 <식 (35)>의 값 이하로 취해야 한다.
- (2) 전단강도  $V_c$ 는 <식 (81)>과 <식 (82)>에 의해 계산할 수 있으나, 두 값 중에서 작은 것을 취해야 한다.

$$V_c = 0.28 \sqrt{f_{ck}} hd + \frac{N_u d}{4l_w} \quad (81)$$

$$\text{또는, } V_c = \left[ 0.05 \sqrt{f_{ck}} + \frac{l_w \left( 0.10 \sqrt{f_{ck}} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd \quad (82)$$

여기서,  $N_u$ 는 인장력일 때 부(-)이다.

$\left( \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right)$ 의 값이 부(-)일 때는 <식 (82)>를 적용할 수 없다.

- (3) 벽체 평면에서 전단력에 대한 수평단면의 전단강도  $V_n$ 을  $(5\sqrt{f_{ck}}/6)hd$  이하로 취해야 한다.



- (4)  $l_w/2$ 와 벽체 높이의 1/2 중 작은 쪽의 거리보다 벽체 바닥에 가까이 위치한 단면을  $l_w/2$  거리 또는 높이의 1/2에서 구한  $V_c$ 에 대하여 설계할 수 있다.
- (5) 계수전단력  $V_u$ 가 전단강도  $\phi V_c$ 를 초과하는 곳은 <식 (81)>과 <식 (82)>가 충족되도록 수평전단철근을 배치해야 하며, 전단강도  $V_s$ 를 <식 (83)>에 의해 구해야 한다.

$$V_s = \frac{A_{vh} f_y d}{s_h} \quad (83)$$

여기서,  $A_{vh}$ 는  $s_h$  거리 내의 수평전단철근의 단면적이며,  $d$ 는 「5.6.1 (3)항」에 따라야 한다. 그리고 연직전단철근을 「5.6.3 (4)항」에 따라 배치해야 한다.

### 5.6.3 최소 철근량 및 배치

- (1) 계수전단력  $V_u$ 가  $\phi V_c/2$ 보다 작은 경우에 「(2)~(5)항」 또는 「5항」에 따라 철근을 배치해야 한다.  $V_u$ 가  $\phi V_c/2$ 를 초과하는 경우는 전단력에 저항할 벽체 철근을 「(2)~(5)항」까지의 규정에 따라 배치해야 한다.
- (2) 콘크리트의 전체 연직단면적에 대한 수평전단철근 단면적의 비  $\rho_h$ 를 0.0025이상으로 해야 한다.
- (3) 수평전단철근의 간격  $s_h$ 는  $l_w/5$  이하,  $3h$  이하 또한 450mm이하로 해야 한다.
- (4) 콘크리트의 전체 수평단면적에 대한 연직전단철근 단면적의 비  $\rho_l$ 은 <식 (84)>의 값 이상, 또한 0.0025 이상으로 해야 한다.

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad (84)$$

그러나  $\rho_l$ 은 소요 수평전단철근량보다 크게 취할 필요는 없다.

- (5) 수직전단철근의 간격  $s_v$ 는  $l_w/3$  이하,  $3h$  이하, 또한 450mm이하로 해야 한다.

## 5.7 기둥, 벽체 또는 받침대 저면에서 힘의 전달

### 5.7.1 힘의 전달장치

- (1) 기둥, 벽체 저면에서 힘과 모멘트는 콘크리트의 지압과 철근, 다웰바 및 기계적 이음장치에 의해 기초판에 전달시켜야 한다.
- (2) 받침부재와 지지되고 있는 부재와의 콘크리트 접촉면의 지압력은 「KR C-10020 9항」에서 규정하는 콘크리트 지압강도를 초과하지 않아야 한다.
- (3) 받침부재와 지지되고 있는 부재와의 사이에 있는 철근, 다웰바 또는 기계적 이음장치는 다음의 「①항」과 「②항」같은 힘이 충분히 전달될 수 있어야 한다. 그 외에 철근, 다웰바 또는 기계적 이음장치는 「5.7.2항」의 규정을 따라야 한다.
- ① 어느 한 쪽 부재의 콘크리트 지압강도를 초과하는 모든 압축력



## ② 접촉면 사이의 인장력

- (4) 벽체 또는 기둥으로부터 휨모멘트가 지지 주각 또는 기초판에 전달되는 경우에는 철근이나 다웰바 또는 기계적 이음장치는 「KR C-10040 10.6항」의 규정에 따라 설계해야 한다.
- (5) 횡력은 「KR C-10020 7.4항」의 전단마찰의 규정 또는 다른 적절한 방법에 의하여 지지 받침대 또는 기초판에 전달시켜야 한다.

### 5.7.2 프리캐스트 시공에서 힘 전달

- (1) 프리캐스트 시공에서 「5.7.1항」을 만족시키는 보강방법으로서 앵커볼트나 다음의 「(2)~(4)항」과 같이 적절한 기계적 이음장치를 사용할 수 있다. 앵커볼트는 콘크리트용 앵커볼트 설계기준에 따라 설계해야 한다.
- (2) 프리캐스트 기둥 또는 받침대와 받침부재 간의 접합 요구조건으로, 프리캐스트 기둥은  $1.5 A_g$  (단위는 N) 이상의 공칭인장강도를 가져야 하며, 하중에 의해 필요한 단면적보다 더 큰 단면적을 가지는 기둥의 경우 감소된 유효단면적  $A_g$ 를 사용할 수 있다. 다만 이 감소된 유효단면적은 전체 단면적의 1/2 이상은 되어야 한다.
- (3) 프리캐스트 벽체와 받침부재 간의 접합은 다음의 요구조건을 만족시켜야 한다.
  - ① 프리캐스트 벽패널은 벽 패널당 최소한 두 개의 연결철근을 사용해야 하며, 연결철근 하나의 공칭인장강도는 45,000 N 이상이어야 한다.
  - ② 해석결과 기초바닥 저면에 인장력이 발생되지 않을 때에는 「가.항」에 규정된 연결철근은 흙에 직접 지지되는 콘크리트 바닥슬래브에 정착시킬 수 있다.
- (4) 앵커볼트 및 기계적 이음장치는 정착구의 파괴나 주위의 콘크리트가 파괴되기 전에 설계강도에 도달하도록 설계해야 한다.

## 6. 바닥판

### 6.1 일반내용

- (1) 이 지침은 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 최소두께, 철근의 종류 및 철근 배치 등에 따라 이 절의 규정을 따를 수 있지만, 설계휨모멘트를 계산할 때에는 변장비의 영향을 고려할 필요가 있다.

### 6.2 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 24MPa이상으로 해야 한다.
- (3) 「6.4항」에 규정하는 보위의 바닥판의 최소두께를 만족하고, 「6.5.1항」의 규정에 따른 설계휨모멘트에 의하여 바닥판을 설계할 때에는 전단력에 대한 검토를 생략할 수 있다.

### 6.3 바닥판 지간

- (1) 단순판 및 연속판에 작용하는 열차하중 및 고정하중에 대한 지간은 <그림 11>과 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 켜 순지간으로 해야 한다.

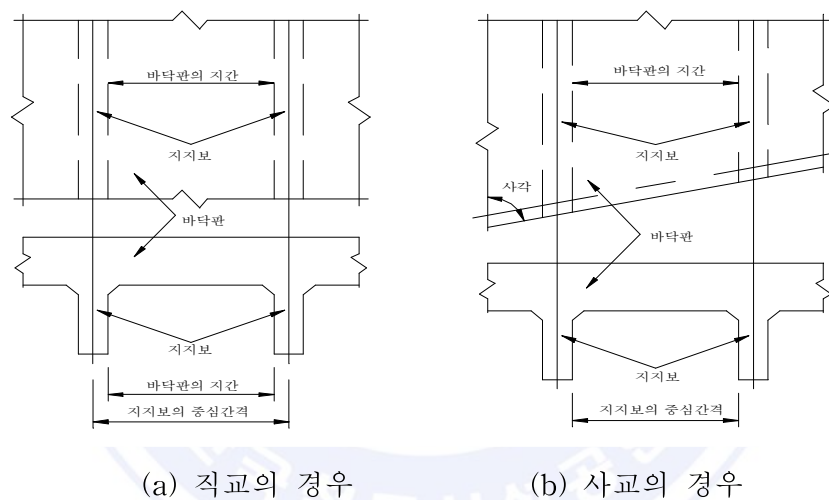
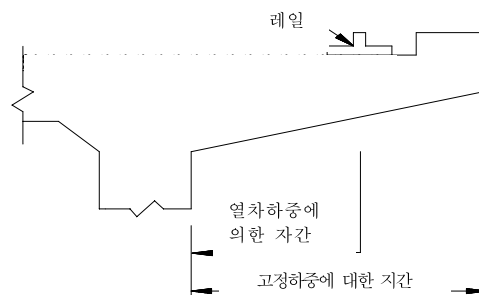


그림 11. 단순판 및 연속판의 지간

캔틸레버판의 지간은 <그림 12>와 같이 해야 한다.



궤도진행방향에 직각으로 캔틸레버판이 있는 경우

그림 12. 캔틸레버판의 지간

## 6.4 바닥판 최소두께

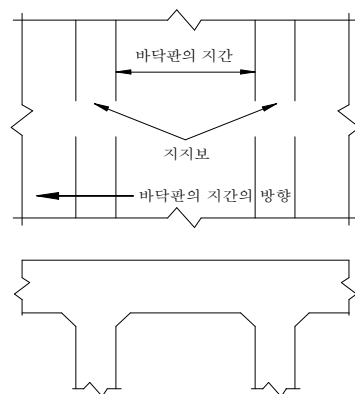
### 6.4.1 철근콘크리트 바닥판

- (1) 콘크리트교의 바닥판은 일반적으로 콘크리트로 된 지지보와 강철로 연결되어 있으므로 연속판 또는 캔틸레버판의 계산식을 적용하는 것이 좋다.
- (2) <표 8>에 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 200mm 또는 <표 8>에 있는 값 중에서 큰 값으로 해야 한다. 그러나, 특수한 조건하에 있는 철도교량의 바닥판의 최소두께는 <표 8>에 있는 값보다 크게 해야 한다. <표 8>에서 캔틸레버판의 최소두께는 지지보 복부 전면에서의 두께를 말한다.

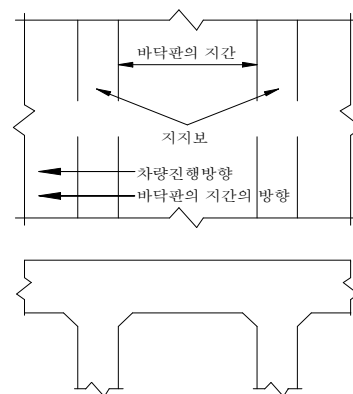
표 8. 궤도부분 바닥판의 최소두께(mm)

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

주) 바닥판 지간의 방향은 <그림 13>에 따라야 한다.  $l(m)$ 은 13에서 규정한 바닥판의 지간



(a) 바닥판의 지간의 방향이  
차량진행방향에 직각인 경우



(b) 바닥판의 지간의 방향이  
차량진행방향에 평행인 경우

그림 13. 바닥판 지간의 방향



(3) 보도부분 바닥판의 최소두께는 140mm로 해야 한다.

#### 6.4.2 프리스트레스트 콘크리트 바닥판

(1) 궤도부분 바닥판의 최소두께는 다음의 규정에 따라야 한다.

- ① 궤도부분 바닥판의 최소두께는 시공성을 고려하여 어느 부분에서도 200mm보다 작아서는 안 된다.
- ② 캔틸레버판의 끝부분의 두께는 「(1)항」의 규정을 따르는 것 외에 <표 8>에 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 200mm 이상으로 해야 한다. 1방향으로만 프리스트레스트를 도입하는 경우 프리스트레스트를 도입하지 않는 방향은 철근콘크리트 구조이기 때문에 「6.4.1 (1)항」의 규정을 적용해야 한다.
- ③ 바닥판의 1방향으로만 프리스트레스트를 도입하는 경우 궤도부분 바닥판의 최소두께는 「①항」 및 「②항」의 규정에 따르는 것 외에 <표 9>의 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 200mm를 적용하는 것으로 해야 한다.

표 9. 바닥판의 1방향에만 프리스트레스트를 도입한 경우 궤도부분 바닥판의 최소두께

바닥판의 지간방향* 프리스트레스트를 도입하는 방향	궤도진행방향에 직각인 방향	궤도진행방향에 평행인 방향
바닥판지간 방향에 평행	<표 8>에서 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 직각 인 때의 90%	<표 8>에서 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 평행 인 때의 65%
바닥판지간 방향에 직각	<표 8>에서 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 직각 인 때의 값	<표 8>에서 바닥판 지간의 방향이 궤도진행방향에 평행 인 때의 값

주) 바닥판 지간의 방향은 <그림 13>에 따라야 한다.

(2) 보도부분 바닥판의 최소두께는 140mm로 해야 한다.

#### 6.5 바닥판 설계휨모멘트

### 6.5.1 궤도상의 차륜하중

궤도상의 열차하중은 다음의 규정을 따라야 한다.

(1) 거더의 휨모멘트 및 전단력을 계산하는 경우

- ① 궤도상의 차륜하중은 일반적으로 지간방향의 분포를 고려하지 않고 집중하중으로 본다.
- ② 슬래브 거더의 유효폭 계산에 사용하는 차륜하중의 궤도방향 분포폭은 「(3) ①항」을 따라야 한다.

(2) 거더의 비틀림모멘트를 계산하는 경우

일반적으로 차륜하중은 궤도 방향 및 궤도 직각방향으로 「(3) ②항」에 의해 그 분포를 고려해야 한다.

(3) 거더에 지지된 슬래브를 설계하는 경우

- ① 슬래브 궤도를 지지하는 1방향, 또는 2방향 슬래브의 차륜하중에 의한 휨모멘트의 설계에 있어서는 <식 (85)>의 환산등분포하중을 사용해야 한다.

$$w = \frac{P}{a \times b'} \quad (85)$$

여기서,  $w$  : 환산등분포하중(kN/m<sup>2</sup>)

$P$  : 축중(軸重), (kN)

$a$  : 축거(軸距), (m)

$b'$  : <그림 14>에 나타난 값 (m)

- ② 특히 차륜하중의 분포의 영향을 검토하려는 경우, 차륜하중은 궤도구조에 따라 <그림 14>에 나타난 부분분포하중으로 고려해야 한다.

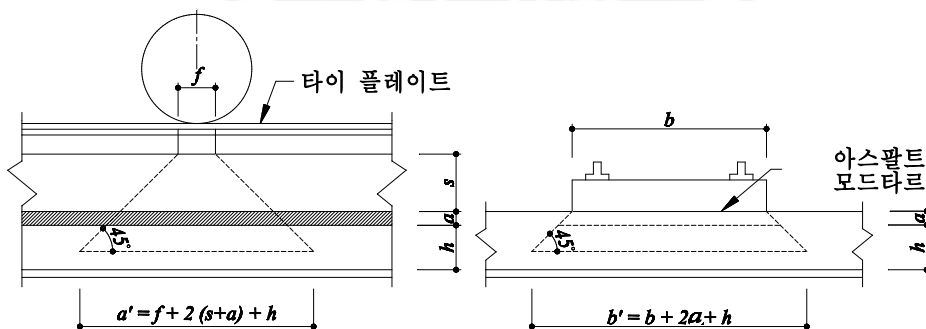


그림 14. 슬래브 궤도의 열차하중 분포폭

여기서,  $f$ 는 궤도 중심선원호의 중심으로부터 곡선 내측지점을 연결한 선까지의 거리(m),  $s$ 는 슬래브궤도의 높이,  $a$ 는 방수공의 지름,  $h$ 는 슬래브의 두께

- (4) 등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단지간과 중앙지간에서 다르지만 설계



를 간략화하기 위해서 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당의 설계휨모멘트는 <표 10>에 의해 계산해야 한다.

표 10. 등분포 고정하중에 의한 바닥판의  
단위폭(m)당 설계휨모멘트(kN · m/m)

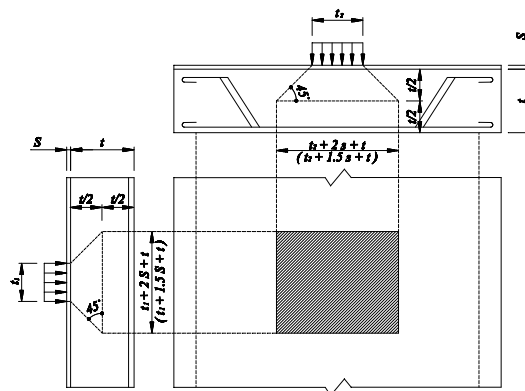
판의 구분	휨모멘트의 종류	바닥판 지간방향의 휨모멘트
단순판	지간 휨모멘트	$+ w l_d^2 / 8$
캔틸레버판	지점 휨모멘트	$- w l_d^2 / 2$
연속판	지간 휨모멘트	$+ w l_d^2 / 10$
	지점 휨모멘트	$- w l_d^2 / 10$

- (5) 설계휨모멘트의 방향과 강재의 배치방향이 다를 때에는 설계휨모멘트 방향에 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.

#### 6.5.2 부분 분포하중

##### (1) 부분 분포하중의 분포폭

- ① 슬래브 표면에 작용하는 하중은 <그림 15>에서 보인 바와 같이 그 접촉면의 외곽에서 슬래브 두께의 1/2거리만큼 떨어진 접촉면과 닦은꼴의 범위에 분포되어 작용하는 것으로 본다.
- ② 슬래브의 상부가 콘크리트 또는 아스팔트 콘크리트로 피복되어 있는 경우에는 위의 닦은꼴에다 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 15. 하중의 분포폭



(2) 1방향 슬래브가 부분분포하중을 받는 경우의 설계계산

- ① 단일 지간의 1방향 슬래브가 1개의 부분분포하중을 받는 경우, 슬래브의 단위폭당 최대 휨모멘트는 슬래브가 전(全)지간에 걸쳐서 「(3) ①항 또는 (4) ①항」에서 정하는 유효폭을 갖는다고 보고, 이 유효폭과 같은 폭을 갖는 보로 보아 이를 구해도 좋다.
- ② 단일 지간의 1방향 슬래브가 궤도상의 윤하중을 받는 경우, 슬래브의 단위폭당 휨모멘트 및 전단력은 슬래브가 전지간에 걸쳐서 「(3) ②항 또는 (4) ②항」에서 정하는 유효폭을 갖는다고 보고, 이 유효폭과 같은 폭을 갖는 보로 보아 이를 구해도 좋다.
- ③ 위의 「①항 및 ②항」에 의한 유효폭을 사용하여 계산할 경우는 「(5)항」에 따라 배력철근을 두어야 한다.

(3) 단순지지된 1방향 슬래브의 유효폭

- ① 단순지지된 1방향 슬래브가 1개의 부분분포하중을 받는 경우의 슬래브의 유효폭  $b_e$ 는 다음 값으로 해야 한다.(<그림 16> 참조)

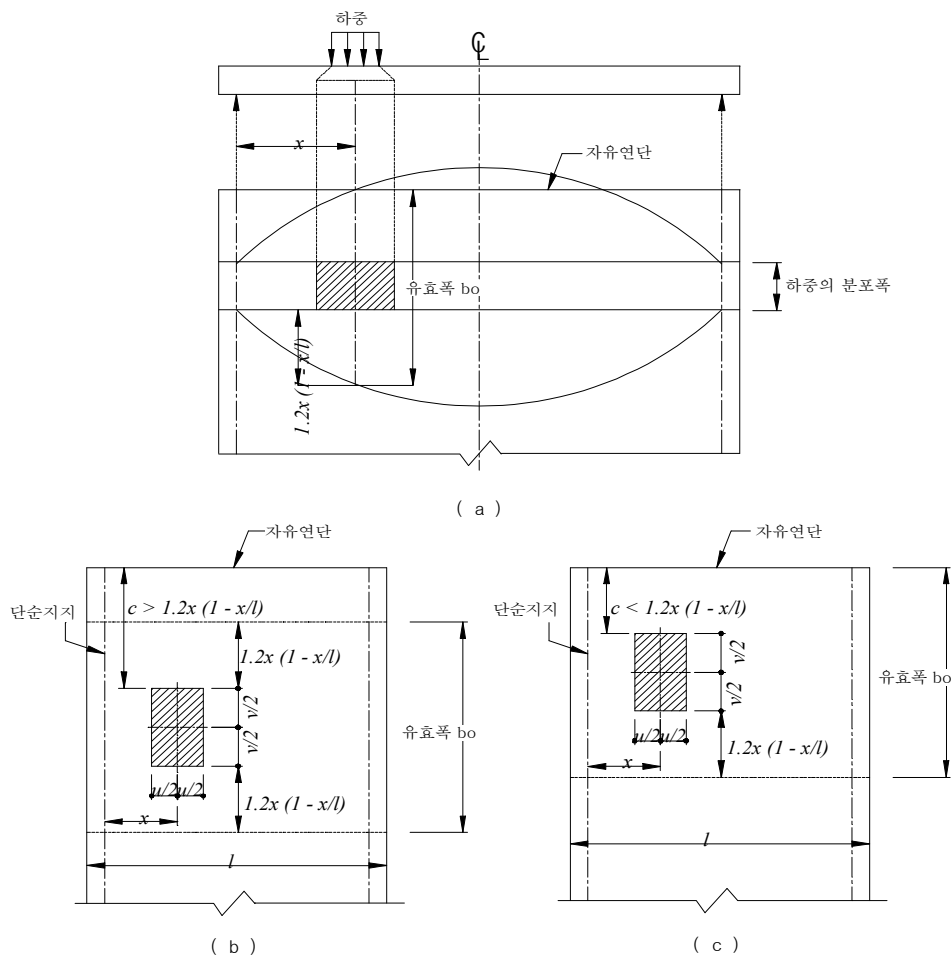


그림 16. 1방향 슬래브의 유효폭



가.  $c \geq 1.2x(1 - \frac{x}{l})$ 의 경우(<그림 16(b)> 참조)

$$b_e = v + 2 \times 1.2x \left(1 - \frac{x}{l}\right) \quad (86)$$

나.  $c < 1.2x(1 - \frac{x}{l})$ 의 경우(<그림 16(c)> 참조)

$$b_e = v + c + 1.2x \left(1 - \frac{x}{l}\right) \quad (87)$$

- ② 단순지지된 1방향 슬래브가 궤도상의 윤하중을 받는 경우로서 윤하중의 이동 방향이 슬래브의 지간방향과 일치하는 경우에는 슬래브의 유효폭은 슬래브 지간의 크기까지이고, 인접한 궤도의 중심간 거리 이하라야 한다.

(4) 고정된 1방향 슬래브의 유효폭

- ① 양단이 고정된 1방향 슬래브가 이동하지 않는 부분 분포하중을 받는 경우의 슬래브의 유효폭은 <식 (86)> 및 <식 (87)>의  $l$ 을  $0.6l_f$ 로 놓고 구한 값으로 해야 한다.
- ② 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

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

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

나. 부분분포하중을 받는 경우는 「①항」의 배력철근에 부분분포하중에 대해 필요한 슬래브 폭 1m당의 인장철근 단면적의  $\alpha$ 배를 더한 것으로 해야 한다. 이  $\alpha$ 는 다음에 따라야 한다.

- 슬래브 중앙부근 재하

$$\text{아래쪽 배력철근} \quad \alpha = \left(1 - 0.25\frac{l}{b}\right) \left(1 - 0.8\frac{v}{b}\right) \quad (88)$$

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

- 슬래브 연단부근 재하

$$\text{위쪽 배력철근} \quad \alpha = \frac{l}{8} \left(1 - 2\frac{v}{b}\right) \quad (89)$$

여기서,  $v$ ,  $b$ 는 지간직각방향의 하중폭(m) 및 유효폭(m),  $l$ 은 지간(m)이다.

- ② 1방향 슬래브의 배력철근은 일반적으로 정철근의 바로 위, 부철근의 바로 밑에 배치해야 한다.

- ③ 배력철근의 간격은 슬래브의 유효높이의 3배 이하로 해야 한다.

- ④ 양단 고정 1방향 슬래브의 배력철근의 단면적은 위의 「①항」에 따라야 한다.

## 6.6 구조상세

### 6.6.1 현치

- (1) 바닥판의 현치는 바닥판으로부터 지지보에 응력을 연속적으로 전달하기 위하여 바닥판에는 지지보 위에 현치를 둔다.
- (2) 바닥판의 현치의 기울기는 1:3보다 완만하게 해야 한다. 기울기가 1:3보다 급할 때에는 <그림 17>에 보인 것과 같이 기울기 1:3 까지의 두께를 바닥판 설계시 유효한

단면으로 한다.

- ③ 현치에는 그 안쪽에 철근을 두어야 하며, 사용하는 철근은 D13이상이어야 한다.

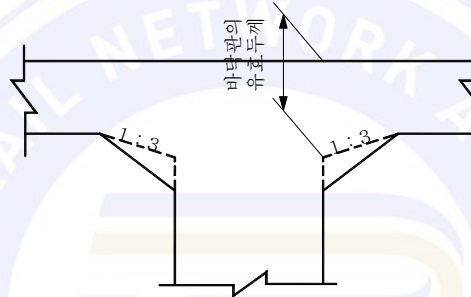


그림 17. 현치부근 바닥판의 유효두께

### 6.6.2 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 최대값 및 최소값을 규정해야 한다. 따라서, 철근의 중심간격은 최소 100mm 이상 최소 300mm 이하로 해야 한다. 다만, 바닥판 지간 방향의 인장 주철근의 중심간격은 바닥판의 두께를 넘어서는 안 된다.
- (3) 철근콘크리트 연속판에서 바닥판 지간방향의 철근을 구부리는 경우에 <그림 18>에 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,  $l$ 은 지지보의 중심간격이다.

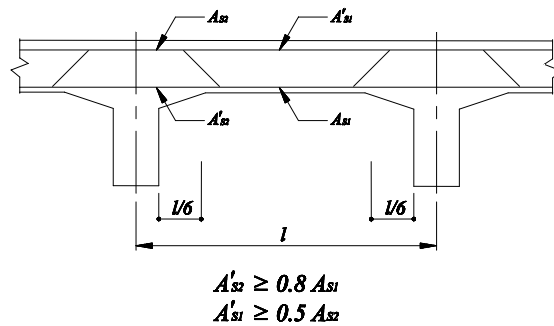


그림 18. 바닥판 지간방향 철근의 절곡 위치 및 배근

- (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.

#### 6.6.3 PS강재의 배치

- (1) 바닥판에 프리스트레스가 균일하게 도입되지 않으면 프리스트레스에 의하여 2차적인 휨모멘트 및 전단력이 생겨 복잡한 응력상태가 된다. 따라서 프리스트레스 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.

#### 6.6.4 캔틸레버판 단부 및 가로보 위의 바닥판

- (1) 유한요소 해석 등에 의하면 캔틸레버판의 단부는 바닥판의 연속성이 없기 때문에 활하중에 의한 설계 휨모멘트가 「6.5항」의 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 단부위의 캔틸레버판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 한편, 캔틸레버판의 단부에 강성이 있는 브래킷을 두는 경우에는 지지보와 브래킷으로 지지되는 바닥판으로 설계해도 된다.

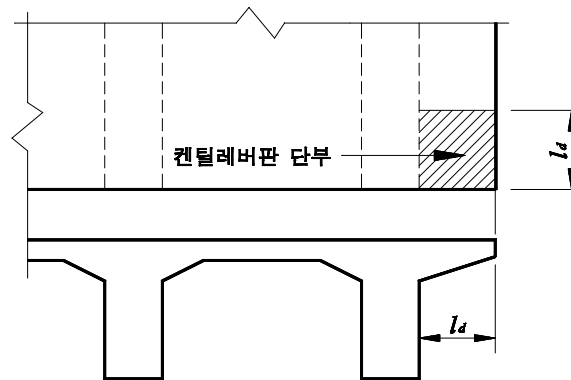


그림 19. 캔틸레버판의 단부

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

- ① 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 방향으로 생기는 휨모멘트와 같은 크기의 부모멘트가 가로보에 직각인 방향으로 가로보에 생긴다. 따라서 「6.5항」의 규정에 따라 바닥판 지간에 직각인 방향으로 생기는 휨모멘트를 써서 가로보에 직각인 방향으로 생기는 모멘트에 대하여 가로보를 설계해야 한다.
- ② 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 500mm 이상의 범위에 배치하여 정착시킨다.

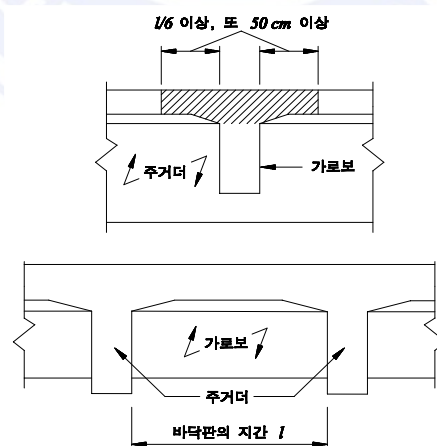


그림 20. 가로보 위에 있는 바닥판에서 상부강재의 배치 범위

#### 6.6.5 곡선궤도를 지지하는 직각거더

- ① 곡선궤도를 지지하는 슬래브교, T형거더교, 박스거더교, 합성거더교 등 직각교의 설





계시 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  $C$ 는 단선의 경우  $d/6$ , 복선의 경우  $d/2$ 을 표준으로 한다.
- ③ 궤도중심의 위치를 「②항」에 따르지 않을 경우에는 교량구조중심선과 궤도 중심선의 편기에 대한 영향을 차륜축배치를 고려하여 검토해야 한다.

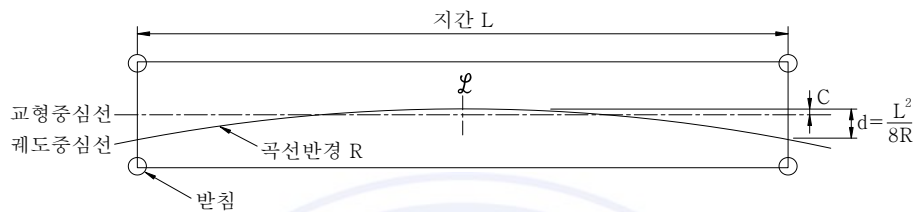


그림 21. 곡선 궤도를 지지하는 직각교형의 배치

## RECORD HISTORY

Rev.0('12.12.5) 철도설계기준 철도설계지침, 철도설계편람으로 나누어져 있는 기준 체계를 국제적인 방법인 항목별(코드별)체계로 개정하여 사용자가 손쉽게 이용하는데 목적을 둬.

