

1. 일반사항

1.1 적용범위

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

1.2 용어정의

계수하중(factored load): 하중 특성값에 하중계수를 곱하여 구한 하중 크기

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

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

덕트: 프리스트레스트 콘크리트를 시공할 때 긴장재를 배치하기 위한 원형 관

등가 박벽관: 비틀림 설계할 때 단면의 속이 빈 것으로 가정한 가상의 관

비부착 외부강선: 콘크리트 구체 외부에 설치하여 긴장한 강선

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

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

응력균일영역: 부재에서 D-영역을 제외한 나머지 영역으로써, 단면에 베르누이 적합 조건을 적용할 수 있는 구간으로 줄여서 B-영역이라고 한다.

재료계수: 재료 설계값을 구하기 위하여 재료 기준값에 곱하는 부분안전계수로서 1.0보다 작은 값으로 재료저항계수라고도 한다.

재료 공칭값(nominal value of material): 보통 재료 기준값으로 사용하는 값으로써, 한국산업규격 또는 제품제작 회사에서 기준으로 설정한 값

재료 설계값(design value of material): 재료 기준값에 재료계수를 곱하여 구한 값, 또는 특수한 조건에서 직접 정한 값

재료 기준값(characteristic value of material): 재료의 특정 성질(강도)에 대해 실험으로 구한 많은 자료의 통계적 분포 곡선으로부터 결정한 재료 특성값. 어떤 경우에는 공칭값(강도)을 기준값(강도)으로 사용한다.

지속하중조합(sustained loads, or permanent combination): 설계수명 동안 항상 작용하는 하중들의 합

직접하중: 하중의 일종으로서, 구조물에 직접적으로 작용하는 힘 또는 힘의 집단을 말하며 힘하중이 이에 해당된다.

콘크리트 유효 압축강도: 콘크리트가 충분히 양생된 상태가 아닌 경우이거나, 또는 1축-응력 상태가 아닌 다축-응력을 받는 상태일 때의 콘크리트 압축강도를 말한다.

트러스모델 : 2축-응력이 작용하는 철근콘크리트 면요소에서 균열이 발생한 이후의 하중 저항 메커니즘을 단순화 한 이론으로써, 사인장 균열로 구획된 콘크리트 경사 압축재와 수평 및 수직 철근으로 트러스를 형성하여 하중에 저항한다고 하는 모델이다.

표피철근(skin reinforcement): 주철근이 단면의 일부에 집중 배치된 경우일 때 부재의 측면에 발생 가능한 균열을 제어하기 위한 목적으로 주철근 위치에서부터 중립축까지의 표면 근처에 배치하는 철근을 말한다.

프리스트레스: 프리스트레싱은 강재를 긴장하여 콘크리트에 힘을 미리 가하는 것을 의미한다. 프리스트레스는 이 프리스트레싱에 의한 효과로 단면에 발생하는 내(부)력과 변형을 일컫는다.

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

하중영향((influence of load): 구조 부재에 나타나는 힘 또는 변형 하중의 영향으로, 내(부)력, 흡모멘트, 응력, 변형률이거나, 또는 구조물 전체의 처짐 및 변형

하중조합(combination of actions): 서로 다른 하중이 동시에 작용하고 있을 때, 한계상태의 구조적 신뢰성을 검증하는 데 적용하는 하중의 조합

1.3 기호정의

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

A_{bf} = 플랜지에 배치되는 횡방향 흠인장 철근량(mm^2)

A_c = 콘크리트 단면적(mm^2)

A_{cp} = 콘크리트 단면에서 외부 둘레로 둘러싸인 면적(mm^2)

A_{ct} = 인장 영역의 콘크리트 인장 단면적(mm^2)

A_{cte} = 인장 영역의 콘크리트 유효 인장 단면적(그림 4.2-1 참조)(mm^2)

A_{eo} = 지압력이 작용하는 재하 면적(mm^2)

A_{el} = 지압강도를 계산하는데 사용하는 면적(mm^2)

A_o = 전단류의 중심선으로 구획된 면적(그림 4.1-8 참조)(mm^2)

A_p = 프리스트레스 강재의 면적(량)(mm^2)

A_s = 인장 철근 단면적(량)(mm^2)

A_{sl} = 부재의 종방향의 배치한 철근량(mm^2)

$A_{s,min}$ = 최소 인장철근량(mm^2)

A_v = 전단철근 면적(량)(mm^2)

A_{vf} = 플랜지에 배치되는 종방향 전단철근 면적(량)(mm^2)

$A_{v,max}$ = 최대 전단철근면적(량)(mm^2)

E_{ce} = 장기 거동을 반영한 콘크리트의 유효탄성계수

E_s = 철근이나 프리스트레스 강재의 탄성계수

I = 단면2차모멘트

I_{cr} = 균열단면의 단면2차모멘트

I_g = 총단면의 단면2차모멘트

M_{cr} = 단면에 균열을 유발시키는 휨모멘트

M_d = 사용 고정하중에 의해 단면에 유발되는 휨모멘트 값

M_t = 사용 활하중에 의해 단면에 유발되는 휨모멘트 값

M_u = 계수하중에 의한 단면의 휨모멘트 값

N_{cr} = 단면에 균열을 유발시키는 축인장력

N_d = 계수하중에 의한 축력(인장 혹은 압축) 값

T = 인장력

T_d = 부재의 설계비틀림강도

$T_{d,max}$ = 부재의 최대 설계비틀림강도

T_u = 계수하중에 의한 비틀림모멘트

V = 전단력

V_{cd} = 콘크리트가 기여하는 설계전단강도

V_d = 단면의 설계전단강도

$V_{d,max}$ = 복부 스트럿의 압축 파괴를 기준으로 한 최대 설계전단강도

$V_{cd,min}$ = 콘크리트 인장강도를 기준으로 한 최소 설계전단강도

V_s = 복부 철근의 항복을 기준으로 한 설계전단강도

V_u = 작용하는 계수하중에 의한 단면 전단력

a = 전단경간, 즉 받침부 내면과 집중하중점 사이 거리

b = 단면 폭(mm)

b_w = T-, I-, L-형 단면의 복부폭(mm)

$b_{w\text{-}nom}$ = 프리스트레싱 덕트를 고려한 공칭복부폭(nominal width)

c = 단면의 압축 연단에서 중립축까지 깊이(mm)

d = 단면의 유효깊이(mm)

d_{cte} = 부재 단면의 유효인장면적의 깊이(mm)

d_b = 철근의 지름(mm)

d_{bm} = 서로 다른 지름의 철근이 다발을 이루는 경우의 평균 지름(mm)

d_p = 프리스트레스 강재의 지름(mm)

d_g = 최대 골재 공칭 크기

f_b = 콘크리트에 유발된 흡응력(MPa)

f_c = 스트럿 콘크리트에 작용하는 압축응력(MPa)

f_{ct} = 콘크리트 설계압축강도($= \phi_c \alpha_{ct} f_{ck}$, MPa)

f_{ck} = 28일 콘크리트 공시체의 기준압축강도(MPa)

f_{cm} = 콘크리트 압축강도의 평균값(MPa)

f_{ctk} = 콘크리트 하위 0.05 분위 기준인장강도(MPa)

f_{ctm} = 콘크리트 평균인장강도(MPa)

f_{ctd} = 콘크리트 설계인장강도 ($= \phi_c \alpha_{ct} f_{ck}$, MPa)

f_{cte} = 콘크리트 유효인장강도(MPa)

f_{fat} = 반복 피로하중에 의해 유발된 응력 범위(MPa)

f_n = 축력 또는 프리스트레스에 의한 단면의 직각응력(MPa)

f_{pu} = 프리스트레스 강재의 인장강도(MPa)

f_{py} = 프리스트레스 강재의 기준항복강도(MPa)

f_r = 콘크리트 휨인장강도(파괴계수) (MPa)

f_s = 철근의 응력(MPa)

f_{sp} = 콘크리트 쪼갬인장강도(MPa)

f_{sr} = 균열 발생 직후 균열 면에서 계산한 철근 응력(MPa)

f_{so} = 균열 면에서 균열 단면으로 계산한 철근 응력(MPa)

f_{uy} = 전단 보강 철근의 기준항복강도(MPa)

f_u = 철근의 기준항복강도(MPa)

f_{ud} = 철근의 설계항복강도($= \phi_s f_u$, MPa)

h = 부재(단면)의 전체 깊이

l = 길이 또는 지간

l_b = 기본정착길이

l_e = 유효 길이; 유효 지간

l_r = 균열 간격

$l_{r,max}$ = 설계균열폭 계산에 사용하는 최대 균열 간격

l_t = 부착 전달길이

n = 콘크리트 탄성계수비

p_c = 면적 A_c 를 가지는 콘크리트 단면의 둘레 길이(mm)

p_o = 면적 A_o 를 가지는 콘크리트 단면적의 둘레 길이(mm)

r = 단면의 회전 반경 또는 부재의 기하적 곡률 반경

s = 스터럽의 간격(mm)

s_{max} = 스터럽의 최대간격(mm)

t_c = 콘크리트 피복 두께(mm)

$t_{c,min}$ = 콘크리트 피복 최소 두께(mm)

$t_{c,nom}$ = 콘크리트 피복 공칭 두께(mm)

$t_{c,min,b}$ = 부착응력에 의한 최소 피복두께(mm)

$t_{c,min,dur}$ = 철근과 프리스트레싱 강재의 내구성을 고려한 콘크리트 최소 피복두께(mm)

t_f = 플랜지 두께(mm)

v_u = 계수하중에 의한 전단응력

v_{uf} = 플랜지와 복부 계면에 작용하는 계수전단응력

w_k = 설계 균열폭(mm)(식 (4.2-4) 참조)

z = 단면의 내부 모멘트 팔길이(mm)

α_{cw} = 축력이 전단강도에 미치는 영향을 반영하는 계수(4.1.2.3(4) 참조)

β = 휨부재의 압축 합력의 작용점 위치 계수

$\beta_{cc}(t)$ = 재령에 따른 콘크리트 강도 보정 계수

β_{sc} = 시멘트 종류에 따른 콘크리트 강도 보정 계수

ρ = 휨인장(주인장) 철근비

ρ_e = 유효 인장철근비

ρ_l = 면요소의 종방향 철근비

ρ_t = 면요소의 횡방향 철근비

γ_a = 골재의 절대(노)건조 밀도

γ_i = 하중계수(부분안전계수)

λ = 부재의 전단경간-깊이 비

θ = 부재 복부에 형성된 스트럿의 경사각

θ_f = 거더 플랜지에 형성된 스트럿의 경사각

μ_1 = 시공이음면에서 콘크리트 인장강도에 따른 부착계수

μ_2 = 계면의 거칠기에 따른 작용 직각응력 마찰계수(표 4.1-1 참조)

ϕ_c = 콘크리트의 재료계수(표 1.4-1 참조)

ϕ_s = 철근 또는 프리스트레싱 강재의 재료계수(표 1.4-1 참조)

τ = 비틀림력에 의한 비틀림 응력

ε_c = 콘크리트의 압축 변형률

ε_{co} = 최대 압축응력에서의 콘크리트 압축 변형률

ε_{cu} = 콘크리트 극한한계상태의 압축변형률

ε_s = 철근의 인장 변형률

ε_{sh} = 콘크리트의 수축 변형률

ε_{su} = 철근 혹은 프리스트레스 강재의 극한한계상태의 변형률

ε_y = 철근의 항복변형률

η = 휨부재의 극한한계상태에서 단면 응력블록 등가응력 계수(1.5.3 참조)

η_l = 경량콘크리트 계수

ζ = 인장강화효과를 반영하는 분포계수

ν = 2축-응력 상태인 콘크리트의 유효강도계수

$\varphi(t, t_o)$ = 시간 t 와 t_o 사이의 크리프 계수

$\Delta t_{dur,\gamma}$ = 고부식성 노출환경에서 4.4.4.2(5)에서 추천하는 피복두께 증가값

$\Delta t_{dur,st}$ = 스테인리스 강재를 사용할 경우 기준 4.4.4.2(7)에서 추천하는 최소피복두께 감소값

$\Delta t_{\text{odur-add}}$ = 코팅과 같은 추가 표면처리를 하는 경우 4.4.4.2(8)에서 추천하는 최소피복두께 감소값

Δ_{uncrack} = 비균열 상태일 때의 변형량(처짐, 곡률, 수축량 등)

Δ_{crack} = 균열 상태일 때의 변형량(처짐, 곡률, 수축량 등)

1.4 설계 원칙

1.4.1 설계 요구 조건

(1) 콘크리트 교량은 목표하는 수명 동안 사용 중 발생 가능한 모든 하중과 환경에 견딜 수 있는 구조적 저항 성능을 가져야 하며, 사용 용도에 부합하는 적합한 재료의 선정, 적절한 설계 및 상세, 엄격한 시공 관리를 통해 사용성과 내구성을 만족하도록 설계하여야 한다.

(2) 콘크리트 교량의 설계는 의도하는 용도에 적합한 조합 하중에 근거하여야 하며, 재료 및 구조물 치수에 대한 적절한 설계값을 선택한 후 합리적인 거동 이론을 적용하여 구한 구조 성능이 요구되는 한계 기준을 만족한다는 것을 검증하여야 한다.

1.4.2 설계 기본 변수 정의

1.4.2.1 한계상태

(1) 한계상태는 설계에서 요구하는 성능을 더 이상 발휘할 수 없는 한계이다. 이 한계상태는 극한한계상태, 사용한계상태와 피로한계상태의 세 종류로 구분하여 검증하여야 한다.

(2) 극한한계상태는 붕괴, 사용자의 안전을 위험하게 하는 구조적 손상 또는 파괴에 관련된 것으로, 현실적 단순화를 위하여 붕괴 자체 대신에 붕괴 직전 상태를 극한한계상태로 간주할 수 있다.

(3) 사용한계상태는 정상적 사용 중에 구조적 기능과 사용자의 안녕 그리고 구조물의 외관에 관련된 특정한 사용성 요구 성능을 더 이상 만족시키지 않는 한계상태이다.

(4) 피로한계상태는 규칙적으로 반복되는 하중이 작용하는 부재를 구성하고 있는 철근과 콘크리트에 대해서 각각 수행하여야 한다.

1.4.2.2 하중

(1) 콘크리트 교량 설계에 필요한 하중 특성값, 하중조합 및 하중계수는 [KDS 24 12 11](#)과 [KDS 24 12 21](#)에서 규정한 값을 사용하여야 한다.

(2) 작용 하중에 의해 구조물의 각 부위에 유발되는 하중영향은 설계 상황에 적합한 하중 크기와 조합, 구조물의 기하학적 치수와 사용하는 재료의 설계값을 기준으로 산정하여야 한다.

1.4.2.3 재료

(1) 설계에 사용하는 재료의 성질에 관한 기준값은 적절한 시험 방법에 의해 획득한 실제 실험 자료의 통계적 분포에서 특정한 분위수에 해당하는 값으로 정해야 한다. 이 설계기준에서 따로 정의하지 않는 경우에는 재료의 성질을 나타내는 값은 표준값을 사용한다.

(2) 재료의 공칭값을 기준값으로 사용할 수 있다. 이 공칭값은 한국산업규격에서 정해진 값 또는 이와 동등한 자격을 갖춘 시험 기관이나 제조 회사에서 제공하는 자료로 정할 수 있다.

(3) 재료의 설계값은 재료 기준값에 재료계수를 곱하여 결정한 값이다.

- ① 재료계수는 설계상황을 반영하는 각 하중조합에 대해 표 1.4-1에서 주어진 값을 적용하여야 한다.
- ② 충분한 품질관리에 의해 보증할 수 있다면, 표 1.4-1에서 주어진 재료계수를 증가시킬 수 있다.

표 1.4-1 재료계수

| 하중조합 | 콘크리트 | 철근 또는 프리스트레싱 강재 |
|------------------------------|------|-----------------|
| 극한하중조합-I, -II, -III, -IV, -V | 0.65 | 0.90 |
| 극단상황하중조합-I, -II | 1.0 | 1.0 |
| 사용하중조합-I, -III, -IV, -V | 1.0 | 1.0 |
| 피로하중조합 | 1.0 | 1.0 |

1.4.2.4 구조물 치수

(1) 하중영향과 저항성능을 산정하는 데 사용하는 구조물 치수에 관련한 설계값은 공칭값으로 나타낼 수 있다.

(2) 구조물의 치수에 관련된 오차가 해당 구조물의 신뢰성에 현저한 영향을 미칠 경우에 치수의 설계값은 공칭값에 변동 편차를 고려하여 결정하여야 한다.

1.4.2.5 설계 강도

(1) 구조물 또는 부재의 설계 강도는 충분히 정확한 역학적 거동 모델에 재료의 설계 강도, 구조물의 공칭치수를 적용하여 산정하여야 한다.

(2) 특수한 상황에서 구조물의 설계 강도를 실험에 의하여 결정할 수 있다.

1.4.3 설계 사항

1.4.3.1 일반

(1) 모든 가능한 설계 상황에 부합하는 하중조합에서, 하중영향과 설계강도를 기준으로 적합한 한계상태를 초과하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.

(2) 구조 계산은 모든 변수를 포함하고 있는 적절한 설계 모델을 사용하여 수행하여야 한다. 이 설계 모델은 구조 거동을 충분히 정밀하게 예측할 수 있는 것이어야 한다.

1.4.3.2 극한한계상태

(1) 검증 항목

① 구조계의 정력학적 평형 한계상태를 검토할 때, 안정화 하중영향 값이 불안정화 하중영향 값보다 크다는 것을 검증하여야 한다.

② 구조물의 단면 또는 연결부의 파괴나 과도한 변형에 대한 한계상태를 검토할 때, 설계저항강도가 계수하중영향 보다 크다는 것을 검증하여야 한다.

③ 2차영향에 의해 유발되는 안정성 한계상태를 검토할 때, 작용 하중이 계수하중을 초과하지 않는 한, 불안정이 발생하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.

④ 콘크리트교량을 설계할 때, [KDS 24 12 11](#)과 [KDS 24 12 21](#)에서 정의한 부재저항계수는 특별한 규정이 없는 한 항상 1.0을 적용하여 극한한계상태를 검증하여야 한다.

(2) 하중 조합

① 하중의 크기와 하중계수, 하중조합은 원칙적으로 [KDS 24 12 11](#)과 [KDS 24 12 21](#)의 규정을 적용하여야 한다.

② 각각의 불리하게 작용하는 하중 경우마다, 동시에 발생한다고 간주되는 하중들의 조합에 의해 유발되는 계수하중영향값을 결정하여야 한다.

③ 구조물 해석에서 고정하중의 하중영향이 위치마다 큰 폭으로 변화하는 경우에는 불리한 하중 조합과 유리한 하중 조합을 분리하여 별도로 검토하여야 한다.

④ [KDS 24 12 11](#)에서 정한 여러 하중 조합에서, 활하중의 하중영향을 증가시킴으로써 구조물에 불리하게 작용하는 고정하중은 [KDS 24 12 11](#)과 [KDS 24 12 21](#)에서 주어진 최대 하중계수를 적용하고, 반면에 활하중의 하중영향을 감소시킴으로써 구조물에 유리하게 작용하는 고정하중은 최소 하중계수를 적용한다.

1.4.3.3 사용한계상태

(1) 사용성 요구조건을 만족시키기 위해서는 [KDS 24 12 11](#)과 [KDS 24 12 21](#)에 규정된 사용하중조합에 의한 하중영향이 적합한 사용한계기준을 초과하지 않는다는 것을 검증하여야 한다.

(2) 사용한계기준은 구조물의 형태와 현장 주변 환경에 따른 사용성 요구조건을 고려하여 정하여야 한다.

(3) 적합한 사용하중조합에서 콘크리트 압축응력의 한계값을 설정하여 콘크리트의 손상이나 과도한 크리프 변형을 방지해야 한다.

(4) 적합한 사용하중조합에서 철근의 인장응력 한계값을 설정하여 비탄성 변형과 과도한 균열을 제한하여야 한다.

(5) 사용한계상태를 검증하기 위한 간단한 보조 방법이 주어진 경우에는 여러 조합하중에 대한 상세한 계산을 생략할 수 있다.

(6) 사용한계상태를 검토할 때, 특별히 지정하지 않는 한, 재료계수값은 1.0을 취해야 한다.

1.4.3.4 피로한계상태

(1) 규칙적인 교번 하중이 작용하는 구조 요소와 부재에 대하여 피로한계상태를 검증하여야 한다.

(2) 콘크리트 교량의 피로한계상태의 검증은 4.3의 규정에 따라 수행하여야 하며 교번 응력이 없거나 현저하지 않은 경우는 피로를 검토하지 않아도 된다.

1.5 구조해석

1.5.1 일반 사항

(1) 1.5의 규정 이외의 사항은 [KDS 24 10 11\(4\)](#)의 규정을 적용하여야 한다.

(2) 보, 슬래브, 또는 이와 유사한 흔부재와 기둥과 같이 축력과 힘모멘트가 동시에 작용하는 부재는 일반적으로 평면유지의 가정이 유효하다고 간주할 수 있다. 다만, 평면유지의 가정이 유효하지 않은 깊은 보, 브래킷, 내민받침, 벽체 등과 같은 부재와 응력교란영역에 대해서는 1.5.4.4의 스트럿-타이 모델과 같은 추가적인 국부해석이 필요하다.

(3) 기하학적인 오차 그리고 하중재하 위치에서 발생 가능한 오차는 주요 허용오차와 관계된 기하학적 결함으로서 부재와 구조물의 해석에 포함하여야 한다. 4.1.1.2(5)에 규정된 최소 편심량은 단면 설계에 대한 것으로서 이를 구조해석에 포함하여서는 안 된다. 하중이 재하되지 않은 구조물에서의 기하 형상 오차는 구조물에 불리하게 영향을 미치는 경우 극한한계상태에서 고려하여야 하며, 사용한계상태에서는 고려할 필요가 없다.

(4) 변형 또는 내부 단면력의 변동과 같은 콘크리트의 시간 의존적 거동에 의한 하중영향은 일반적으로 사용한계상태에서 고려하면 되지만, 2차 효과에 민감하거나 내부 단면력의 재분배가 불가능한 구조물 또는 요소 부재와 같은 특수한 경우에는 극한한계상태에서도 이들의 영향을 고려하여야 한다.

(5) 프리캐스트구조물의 해석에서는 다음을 고려하여야 한다.

① 각 시공 단계에서 적절한 기하 조건과 역학적 성질

② 연결부의 실제 변형 및 강도

(6) 지지된 요소의 자중에 의한 마찰로 인해 발생하는 유리한 수평 구속 효과는 아래의 조건을 모두 만족하는 경우 고려할 수 있다.

① 마찰에 의해 구조의 전체 안정성이 좌우되지 않을 때

② 받침의 배치가 요소의 교번 하중하에서 불균등하여 반대방향 미끄러짐이 중첩되는 것을 방해할 때(예를 들어 단순지지 요소의 접촉 단부의 교번 온도 영향 작용)

③ 심각한 충격하중의 가능성이 없을 때

④ 비내진 구조 요소

(7) 구조물의 강도와 접합부의 일체성에 관련하여 설계할 때 수평 이동의 영향을 고려하여야 한다.

1.5.2 구조물의 이상화

1.5.2.1 전체 해석을 위한 구조 모델

(1) 구조의 요소들은 그들의 특성과 기능을 고려하여 보, 기둥, 슬래브, 판, 아치, 쉘 등으로 분류할 수 있으며, 이러한 요소들의 조합으로 이루어진 구조물의 해석을 위해서 아래의 규칙을 따라야 한다.

① 전체 단면 깊이에 대하여 4배보다 큰 경간을 갖는 부재는 보로 해석하여야 하며 그렇지 않은 경우에는 깊은 보로 해석하여야 한다.

② 전체 단면 깊이에 대하여 5배 이상의 폭을 갖는 부재는 슬래브로 해석하여야 하며, 등분포 하중이 지배적인 슬래브는 다음의 경우 일방향 슬래브로 해석할 수 있다.

가. 두개의 자유단과 평행한 변을 갖는 경우

나. 변장비가 2.0 이상인 4변 지지 직사각형 슬래브의 중심 부분

③ 리브 슬래브 또는 와플 슬래브는 플랜지와 횡방향 리브가 다음의 조건을 만족하는 충분한 비틀림 강성을 갖는다면, 분리된 요소로 해석할 필요가 없다.

가. 리브 간격이 1,500mm 이하

나. 플랜지 아래의 리브 깊이가 리브 폭의 4배 이하

다. 횡방향 리브의 순간격은 슬래브 전체 깊이의 10배 이하

라. 최소 플랜지 두께가 리브 순간격의 1/10 이상

마. 최소 플랜지 두께가 일반적인 경우에는 50mm 이상. 단, 리브 사이를 영구 블록으로 채운 경우에는 40mm이상

④ 단면 깊이가 폭의 4배 이하이며 높이가 단면 깊이의 3배 이상인 부재로서 축압축력을 주로 받는 기둥으로 해석하여야 하며, 그렇지 않은 경우에는 벽체로 해석하여야 한다.

1.5.2.2 기하학적 자료

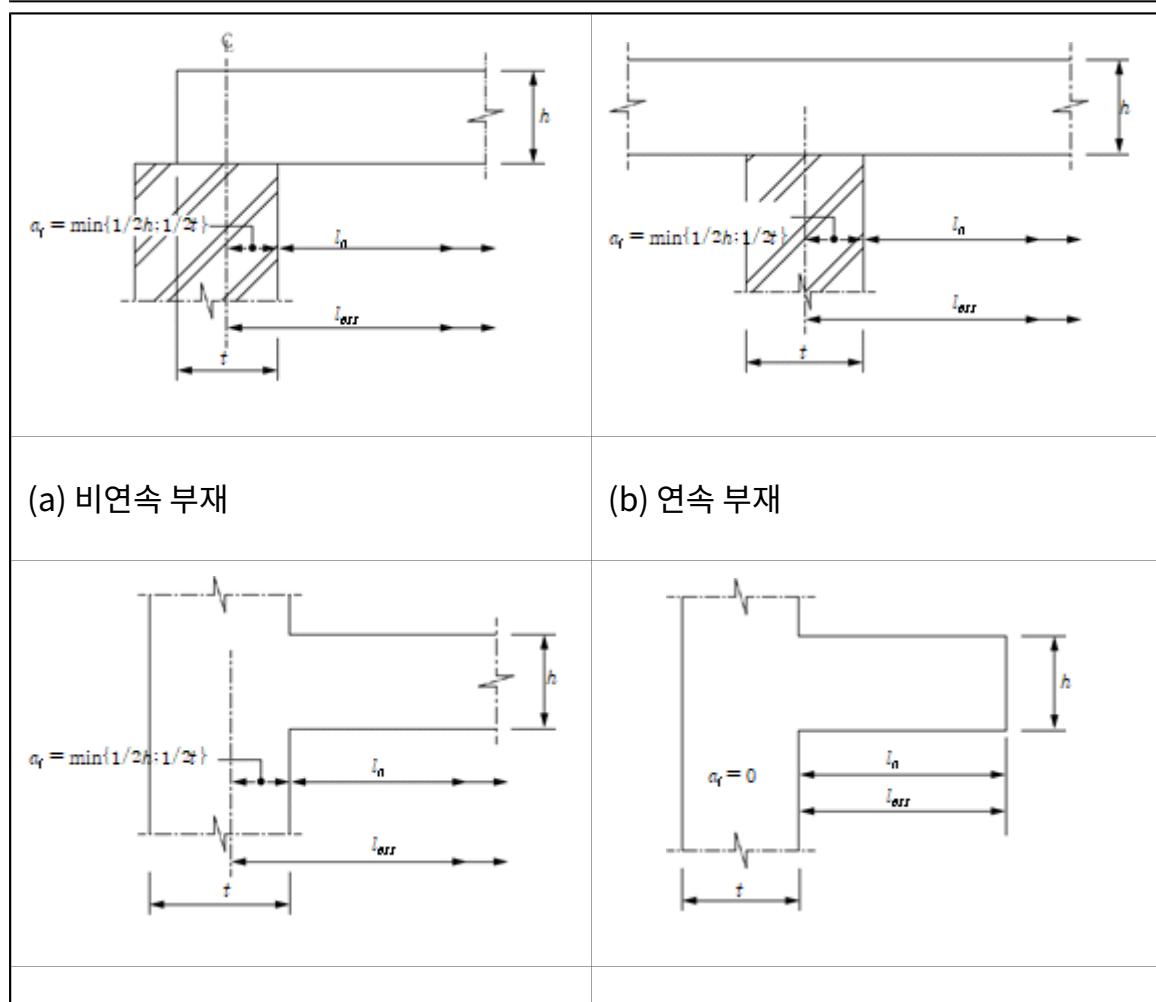
(1) T형 보의 유효 플랜지폭은 [KDS 24 10 11](#)(4.6.7) 의 규정에 따른다.

(2) 보와 슬래브의 유효 경간 l_{eff} 은 다음 식과 같이 산정하여야 한다.

$$l_{eff} = l_n + \alpha_1 + \alpha_2 \quad (1.5-1)$$

여기서, l_n = 받침점 면 사이의 순경간

α_1 및 α_2 = 지지조건에 따라 정해지는 값(그림 1.5-1 참조)



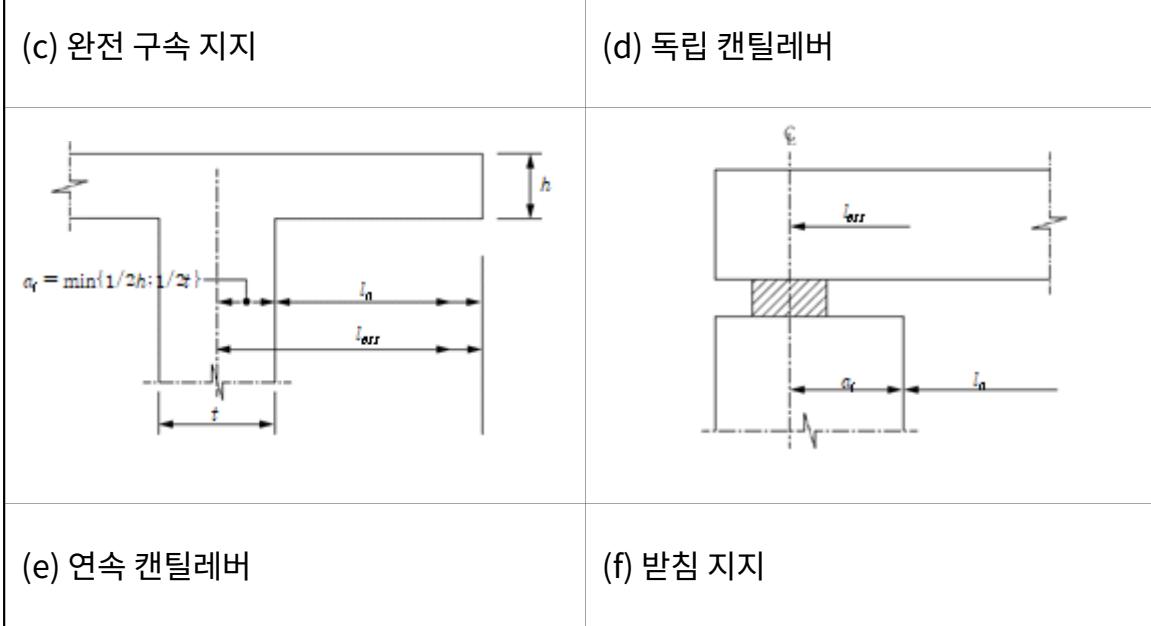


그림 1.5-1 구속조건에 따른 유효경간

(3) 보 또는 슬래브가 받침점과 일체로 된 곳에서 받침점에서의 위험 설계모멘트는 받침점 면에서의 값을 취하여

야 하며, 이때 받침점 면의 모멘트 값은 고정단 모멘트 값의 0.65배 이상이어야 한다.

(4) 기둥과 벽체 등과 같이 지지하는 요소로 전달되는 설계 모멘트와 반력은 탄성 또는 재분배된 값 중에서 큰 값을 취하여야 한다.

(5) 벽체 상단 등과 같이 회전 구속이 없다고 간주되는 받침점을 갖는 연속보 또는 슬래브에서 경간을 지점의 중심 간 거리로 간주하여 계산된 받침점의 계수 흔모멘트는 해석 방법에 관계없이 다음의 ΔM_u 양 만큼 감소시킬 수 있다.

$$\Delta M_u = f_{u,sup} t / 8 \quad (1.5-2)$$

여기서, $f_{u,sup}$ 는 받침점의 계수 반력이고, t 는 받침점 폭(그림 1.5-1(b) 참조)이다.

1.5.3 흔모멘트 재분배

(1) 극한한계상태의 검증에서 한정된 재분배를 하는 선형 해석을 구조물의 부재 해석에 적용할 수 있다.

(2) 흔모멘트 재분배의 영향은 설계의 모든 관점에서 고려하여야 한다.

(3) 연속보 또는 슬래브에 대하여 회전능력에 대한 명확한 검토가 없어도 다음의 조건을 만족할 경우에는 식 (1.5-3)의 비율로 흔모멘트를 재분배할 수 있다.

① 흔이 지배적이며

② 인접한 부재와의 지간의 비가 0.5와 2의 범위 안에 있을 때

$$\eta \leq 1 - \frac{0.0033}{\varepsilon_{cu}} \left(0.6 + \frac{c}{d} \right) \leq 0.15 \quad (1.5-3)$$

여기서, η = 탄성해석으로 구한 흔모멘트에서 재분배할 수 있는 흔모멘트의 비율

($\eta = 1 - \delta$, 4.6.2.1(3) 참조)

c = 극한한계상태에서의 중립축의 깊이

d = 단면의 유효깊이

ε_{cu} = 3.1.2.5에 따른 단면의 극한한계변형률

1.5.4 소성해석

1.5.4.1 일반사항

(1) 소성해석에 기초한 방법은 극한한계상태에서만 적용하여야 한다.

(2) 위험 단면의 연성을 예상된 붕괴 메커니즘에 도달하기에 충분하도록 커야 한다.

(3) 소성해석은 하한계해나 상한계해에 기초하여야 한다. 하한계법은 한계해석(limit analysis)에서 평형조건만을 만족하는 경우의 해를 구하는 방법이며, 상한계법은 한계해석에서 운동적합조건만을 만족하는 경우의 해를 구하는 방법이다.

(4) 하중은 점진적으로 증가하는 단조증가 하중으로 가정할 수 있다.

1.5.4.2 보와 골조 및 슬래브에 대한 소성해석

(1) 소성해석을 극한한계상태에 적용하기 위해서는 1.5.4.3의 회전 능력 요구 조건을 만족하여야 한다.

(2) 다만, 아래의 조건을 만족하면 회전능력 요구 조건을 검토하지 않아도 소성해석을 극한한계상태에 적용할 수 있다.

① 인장철근량은 어느 단면에서나 아래의 조건을 만족한다.

$$c/d \leq 0.15 \quad (f_{ck} \leq 40 \text{ MPa})$$

$$c/d \leq 0.10 (f_{ck} > 40 \text{ MPa})$$

② 받침부의 부모멘트에 대한 경간 중앙의 정모멘트 비는 0.5와 2.0 사이에 있다.

1.5.4.3 회전 능력

(1) 극한한계상태에서의 소성회전 조건을 충족하기 위해서는 다음의 조건을 만족하여야 한다.

① 소성한지영역에서 인장철근량은 아래의 조건을 만족한다.

$$c/d \leq 0.30 (f_{ck} \leq 40 \text{ MPa})$$

$$c/d \leq 0.23 (f_{ck} > 40 \text{ MPa})$$

② 소성한지영역에서 계산된 회전각(θ_s)이 허용 소성회전각($\theta_{pl,d}$) 이하이다.

(2) 허용 소성회전각($\theta_{pl,d}$)은 다음 식에 의해 계산할 수 있다.

$$\theta_{pl,d} = k_\lambda \theta_{pl} \quad (1.5-4)$$

여기서, k_λ = 전단지간비에 따른 보정계수($= \sqrt{\lambda/3}$)

$$\lambda = \text{전단지간비} (= M_u / (V_u d))$$

θ_{pl} = 그림 1.5-2의 기준 소성회전각으로서 40MPa에서 80MPa 범위의 콘크리트

압축강도에 상응하는 값은 보간하여 구한다.

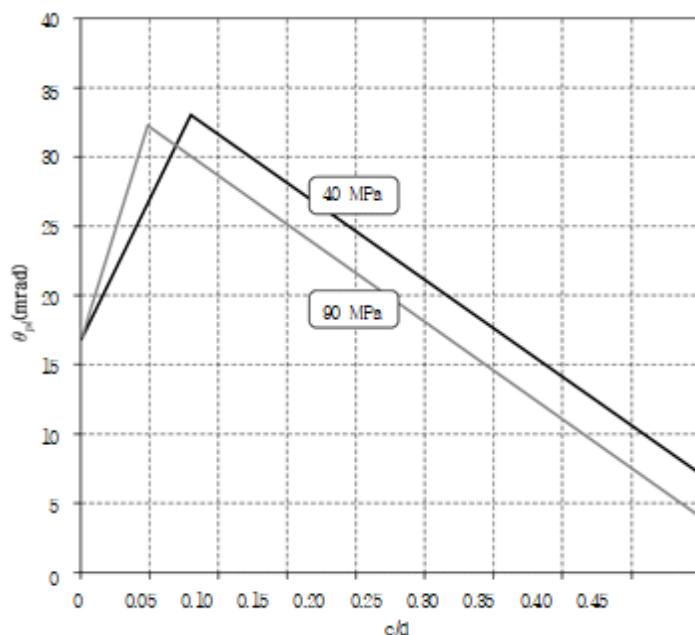


그림 1.5-2 기준 소성회전각(θ_{pl})

1.5.4.4 스트럿-타이 모델에 의한 해석

-
- (1) 스트럿-타이 모델은 응력교란영역의 상세설계에 사용할 수 있다. 일반적으로 이 모델은 불연속 지점으로부터 거리 h (부재단면의 깊이)에까지 적용한다.
-
- (2) 스트럿-타이 모델은 압축응력장을 대표하는 스트럿과 철근을 대표하는 타이, 그리고 절점영역으로 구성된다. 스트럿-타이 모델의 요소들이 받는 힘은 극한한계상태에서 적용된 하중과 평형을 유지하는 조건으로부터 산정하여야 한다.
-
- (3) 스트럿-타이 모델의 요소들은 4.1.5의 규정에 따라 크기를 정하여야 한다.
-
- (4) 스트럿-타이 모델에서 타이는 대응하는 철근의 위치와 방향이 일치하여야 한다.
-

1.5.5 비선형 해석

-
- (1) 평형조건과 적합조건을 만족하며, 재료의 비선형 거동이 적절히 반영되었다면, 비선형 해석법은 극한한계상태와 사용한계상태 모두에 대하여 적용하여도 좋다. 해석은 1차 또는 2차 해석을 할 수 있다.
-
- (2) 극한한계상태에서 비탄성 변형이 발생하는 것으로 해석된 국부 위험단면의 강도는 불확실성을 적절히 고려하여 검토하여야 한다.
-
- (3) 비선형해석을 하는 경우, 파괴에 대한 불확실성을 고려하는 것을 제외하고는 실질적인 강성을 나타내는 재료성질을 사용하여야 하며, 적용 범위를 명확히 하여야 한다.
-

1.4.6 장주 효과

1.4.6.1 일반사항

-
- (1) 축력과 휨모멘트가 동시에 작용하는 부재(휨압축부재) 중 횡방향 상대변위가 구속되어 있지 않은 비횡구속 골조의 휨압축부재에서 세장비 kl_u/r 의 값이 22 이하인 경우에는 장주 효과를 무시할 수 있다.
-

(2) 횡방향 상대변위가 구속되어 있는 횡구속 골조의 휨압축부재에서 세장비 k_{l_u}/r 의 값이 $34 - 12(M_1/M_2)$ 이하인 경우에는 장주 효과를 무시할 수 있다. 이때 휨압축부재 양단 모멘트 중 절댓값이 작은 모멘트를 M_1 으로 하고 큰 모멘트를 M_2 로 하며, $34 - 12(M_1/M_2)$ 는 40을 초과할 수 없다. M_1/M_2 의 값은 기둥이 단일 곡률일 때 양(+)으로, 이중 곡률일 때 음(−)으로 취하여야 한다.

(3) 장주 효과는 KSD 24 10 11(4.5.3.2) 의 대변위 이론에 따라 2차해석($P-\Delta$ 해석)을 적용하여 하중효과에 대한 횡방향 처짐의 영향을 고려하여야 하지만, 근사해석법으로 강성을 기반으로 하는 근사해석법이나 곡률을 기반으로 하는 근사해석법을 적용할 수 있다.

(4) 강성을 기반으로 하는 근사해석법으로는 [KSD 24 10 11\(4.5.3.3\(2\)\)](#) 의 모멘트 확대계수를 적용할 수 있으며, [KSD 24 10 11\(4.5.3.3\(2\)\)](#) 에 따라 모멘트 확대계수법을 적용하여 철근콘크리트 휨압축부재를 설계할 때에는 (1.5.6.2)에 따라야 한다. 이때 모멘트 확대계수의 값은 1.4를 초과하지 않도록 설계하여야 한다.

(5) 장주효과를 고려하여 철근콘크리트 휨압축부재를 설계할 때 [KSD 24 10 11\(4.5.3.3\(2\)\)](#)에 따른 모멘트 확대계수법을 적용하는 대신, 콘크리트구조기준에 따른 모멘트 확대계수법을 적용하여 설계할 수 있다.

(6) 곡률을 기반으로 하는 근사해석법을 적용할 때에는 각각의 휨압축부재에 개별적으로 적용하여야 하며, 부재의 좌굴형상을 고려한 유효길이와 부재의 최대 곡률을 기반으로 하여 해석한 횡방향 처짐에 축력을 곱하여 2차모멘트를 구하고, 이를 1차모멘트에 추가하여 확대 모멘트를 구하여야 한다.

(7) 2축 휨이 작용하는 휨압축부재는 단면의 두 주축에 대하여 장주효과를 고려하여야 한다.

1.5.6.2 모멘트 확대계수법의 적용

(1) 모멘트 확대계수법을 적용하여 철근콘크리트 휨압축부재를 설계할 때에는 탄성해석으로 결정되는 계수축력 N_u 와 KSD 24 10 11(4.5.3.3(2))에 명시된 확대계수모멘트 M_c 에 근거하여 설계하여야 한다.

(2) 계수축력 N_u 와 기둥 양단의 계수휨모멘트 M_1 과 M_2 ,는 탄성골조해석에 따라 계산하여야 한다. 이때 탄성골조해석에서 단면 특성으로 다음 값을 사용할 수 있다. 다만 횡방향 지속하중이 작용할 경우와 안정성을 검토할 경우에는 단면2차모멘트를 $(1 + \beta_d)$ 로 나누어야 한다.

① 탄성계수 : 3.1.2.2에 규정된 콘크리트의 탄성계수 E_c

② 단면2차모멘트 : 다음 값에 따른다.

보 : $0.35 I_g$

기둥 : $0.70 I_g$

비균열 벽체 : $0.70 I_g$

균열 벽체 : $0.35 I_g$

③ 단면적 : $1.0 A_g$

(3) 횡구속 골조에서 β_d 는 각각의 하중조합에서 최대 계수축력에 대한 최대 계수지속 축력의 비이며, 비횡구속 골조에서 β_d 는 1개 층 전체에서의 최대 계수전단력에 대한 최대 계수지속전단력의 비이다. 비횡구속 골조에서 안정성을 검토 하는 경우, β_d 는 1개 층 전체에서의 최대 계수축력에 대한 최대 계수지속축력의 비이다.

(4) 압축부재의 비지지길이 l_u 는 압축부재를 횡방향으로 지지할 수 있는 부재의 순간격으로 취한다. 현치가 있는 경우에는 현치 끝에서 비지지길이를 취한다.

(5) 회전반경 r 은 전체 콘크리트 단면에 대하여 계산하여야 한다.

(6) 횡구속 골조구조물의 휨압축부재의 유효길이계수 k 는 해석에 의해 보다 작은 값이 타당하다는 것이 증명되지 않는다면 1.0으로 하여야 한다. 해석에 의해 k 를 결정할 때는 1.5.6.2(2)에 따라 상대강성을 고려하여야 한다.

(7) 비횡구속 골조구조물의 휨압축부재의 유효길이계수 k 는 1.5.6.2(2)에 따라 상대강성을 고려하여 결정하여야 하며 1.0 이상이어야 한다.

(8) 모멘트 확대계수를 계산할 때, 더욱 정밀한 해석에 의하지 않는다면, 좌굴하중 P_c 를 결정하는데 사용되는 EI 는 다음 중 큰 값을 적용한다.

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_s)}{1 + \beta_d} \quad (1.5-5)$$

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (1.5-6)$$

여기서, E_c = 콘크리트의 탄성계수(MPa)

I_g = 도심축에 대한 콘크리트 총단면의 단면2차모멘트(mm^4)

E_s = 종방향 철근의 탄성계수(MPa)

I_s = 도심축에 대한 종방향 철근의 단면2차모멘트(mm^4)

β_c = 횡구속 골조에서 최대 계수축력에 대한 최대 계수지속축력의 비, 비횡구속 골조에서는 최대 계수전단력에 대한 최대 계수지속전단력의 비이며, 항상 양(+)이다.

(9) 편심을 가지고 긴장된 부재는, 긴장력에 의한 횡방향 처짐의 영향을 고려하여 확대 모멘트를 계산하여야 한다.

1.5.7 프리스트레스 구조물

1.5.7.1 개요

- (1) 이 절에서 프리스트레스는 긴장된 프리스트레싱 강재에 의해 콘크리트에 도입되는 것을 말한다.
- (2) 프리스트레싱에 의한 하중영향과 강도를 검토하여야 하며, 그에 따른 정착부의 지압강도를 검증하여야 한다.
- (3) 일반적으로 프리스트레스는 조합하중의 일부로서 작용력 조합으로 반영되며, 하중영향은 내부휨모멘트와 축력에 포함되어야 한다.
- (4) 부재의 취성파괴를 피하여야 한다.
- (5) 일반적인 경우의 프리스트레스 콘크리트 구조물은 다음의 최소조건을 만족하여야 한다.
 - ① 포스트텐션 부재의 콘크리트 설계기준압축강도는 30MPa 이상, 프리텐션 부재의 콘크리트 설계기준압축강도는 35MPa 이상이어야 한다.
 - ② 프리스트레스 콘크리트 개별 부재의 기압축 인장영역의 프리스트레싱 강재는 소수의 강재의 파괴가 전체 부재의 파괴를 유발하지 않도록 표 1.5-1의 최소한의 개수의 강재로 이루어져야 한다.

표 1.5-1 프리스트레스 콘크리트 개별 부재의 기압축 인장영역에 배치되어야 할 프리스트레싱 강재의 최소

개수

| 프리스트레싱 강재 종류 | 최소 개수 |
|--------------|-------|
| | |

| | |
|-------------------|---|
| 강봉 또는 강소선 | 3 |
| 강연선 또는 다발 강선의 소선 | 7 |
| 강연선 이외의 프리스트레싱 강재 | 3 |

1.5.7.2 긴장할 때 프리스트레스 힘의 제한

(1) 최대 긴장력

- ① 프리스트레싱 강재에 가하는 최대 힘, P_o (즉, 긴장작업 시 긴장단에서의 힘)는 다음 값을 초과해서는 안 된다.

$$P_o = A_p f_{o,\max} \quad (1.5-7)$$

여기서, A_p 는 프리스트레싱 강재의 단면적이며, $f_{o,\max}$ 는 프리스트레싱 강재의 최대 응력으로 $0.8 f_{pu}$ 또는 $0.9 f_{py}$ 중에서 작은 값이다. 3.3.1(6)에 따라 항복점이 뚜렷하지 않은 경우에는 f_{py} 의 값으로 $f_{p0.2k}$ 의 값을 쓸 수 있다.

- ② 만일 긴장력을 최종 프리스트레스 힘의 $\pm 5\%$ 정확도로 측정할 수 있다면 초과 긴장을 할 수 있다. 이때 (예를 들어 롱라인 프리텐션 작업에서 예상보다 높은 마찰이 발생할 경우) 최대 프리스트레스 힘 P_o 는 $0.95 f_{py} A_p$ 까지 증가시킬 수 있다.

(2) 콘크리트 응력의 제한

- ① 포스트텐션 정착장치 위치의 국부적인 콘크리트의 파쇄나 쪼개미 방지되어야 한다.
- ② 프리스트레스가 개개의 프리스트레싱 강재에 순차적으로 도입될 때, 소요 콘크리트 압축강도는 감소될 수 있다. 시간 t 에서의 최소압축강도 $f_{cm}(t)$ 는 관련된 규정에 제시된 100% 프리스트레싱을 위한 콘크리트 압축강도의 50% 이상이어야 한다. 이러한 최소압축강도와 100% 프리스트레싱을 위한 압축강도 사이에서, 프리스트레스는 30%~100% 범위로 보간할 수 있다.
- ③ 긴장 또는 프리스트레스를 전달할 때 작용되는 프리스트레스 힘과 기타 하중에 의한 구조물 내의 콘크리트 압축응력은 다음과 같이 제한하여야 한다.

$$f_c \leq 0.6 f_{ck}(t)$$

(1.5-8)

여기서, $f_{ck}(t)$ 는 프리스트레스 힘을 받게 되는 시간 t 일 때의 콘크리트의 설계기준압축강도이다. $f_{ck}(t)$ 는 (1.4.2.3)에 따라 정할 수 있다. 프리텐션 부재의 경우, 실험이나 경험에 의해 입증될 수 있다면 프리스트레스 전달시의 응력은 $0.7 f_{ck}(t)$ 로 증가될 수 있다. 만일 압축응력이 영구히 $0.45 f_{ck}(t)$ 를 초과할 때에는 크리프의 비선형성을 고려하여야 한다.

(3) 계측

포스트텐션의 경우, 프리스트레스 힘과 프리스트레싱 강재의 신장량은 계측을 통해 검사하여야 하며, 마찰에 의한 실제 손실량을 조절하여야 한다.

1.5.7.3 긴장한 뒤 프리스트레스 힘의 계산

(1) 긴장 및 정착 직후(포스트텐션) 또는 프리스트레스 도입 직후(프리텐션), 시간 t_0 에서 콘크리트에 전달되는 프리스트레스 힘 P_{mo} 는 다음 값을 초과해서는 안된다.

$$P_{mo} = A_p f_{pmo} \quad (1.5-9)$$

여기서, f_{pmo} 는 긴장 도입 직후의 프리스트레싱 강재의 응력으로 $0.75 f_{py}$ 또는 $0.85 f_{py}$ 중 작은 값이며, t_0 는 긴장력이 도입되는 시간이다.

(2) 임의 시간 t 및 프리스트레싱 강재의 긴장단으로부터의 거리 x (또는 원호길이)에서의 긴장력 $P(x,t)$ 는 긴장단에서의 최대 힘 P_{mo} 에서 손실을 제외한 값이다.

(3) 프리스트레스 힘 P_{mo} 를 결정할 때는 다음의 영향을 고려하여야 한다.

① 탄성변형에 의한 ΔP_c

② 단기적 릴랙세이션에 의한 ΔP_r

③ 마찰에 의한 손실 $\Delta P_u(x)$

④ 정착장치의 활동에 의한 ΔP_{s1}

(4) 시간 t_0 를 초과할 때의 프리스트레스 힘의 평균값 $P_{m,t}$ 는 프리스트레싱 방법에 따라 결정되어야 한다. 이 때 1.5.7.3(3)에 제시된 영향뿐만 아니라, 콘크리트의 크리프와 건조수축 및 PS강재의 장기 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 손실도 고려하여야 한다.

1.5.7.4 프리스트레스의 손실

(1) 프리텐션에서 프리스트레스의 즉시 손실

- ① 프리텐션 작업 시 발생하는 다음의 손실들을 고려하여야 한다.
-

가. 긴장 작업 시 : 굴곡부(곡선 배치된 PS강선, 강연선의 경우)에서의 마찰에 의한 손실과 정착장치의 활동에 의한 손실

나. 프리스트레스를 콘크리트에 도입하기 이전 : 프리스트레싱 강재를 긴장한 후 콘크리트에 프리스트레스를 전달할 때까지 경과되는 시간동안 프리스트레싱 강재의 릴랙세이션에 의한 손실

다. 프리스트레스를 콘크리트에 도입할 때 : 정착장치로부터 해방되는 프리스트레싱 강재의 작용에 의한 콘크리트의 탄성 변형에 의한 손실

(2) 포스트텐션에서 프리스트레스의 즉시손실

- ① 콘크리트 탄성 변형에 의한 손실
-

가. 프리스트레싱 강재의 긴장 순서를 고려하여 콘크리트의 변형에 따른 힘의 손실을 고려하여야 한다.

나. 탄성변형에 의한 손실 ΔP_c 는 다음과 같이 개개의 프리스트레싱 강재의 평균적인 손실로 가정할 수 있다.

$$\Delta P_c = A_p E_p \sum \left[\frac{j \Delta f_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (1.5-10)$$

여기서, $\Delta f_c(t)$ = 시간 t 일 때 도입되는 프리스트레싱 강재의 도심위치에서의 응력 변화량

$j = (n-1)/2n$ 또는 1(프리스트레싱 이후에 가해지는 영구하중에 의한 응력 변화량에 대하여).

n 의 값이 큰 경우 근사적으로 $1/2$ 을 취할 수 있다.

n = 연속적으로 긴장되는 동일한 프리스트레싱 강재의 개수

- ② 마찰에 의한 손실
-

가. 포스트텐션 방식에서 프리스트레싱 강재의 마찰에 의한 손실, $\Delta P_{\mu}(x)$ 는 다음과 같이 계산한다.

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_o(1 - e^{-(\mu\theta + kx)}) \quad (1.5-11)$$

여기서, θ : 거리 x 에 걸쳐 누적된 각 변화량 (방향 또는 부호에 무관)

μ : 곡률마찰계수

k : 파상마찰계수(/단위길이)

x : 프리스트레스 힘이 P_o 인 점으로부터 프리스트레싱 강재를 따라 측정한 거리

나. 식 (1.5-11)을 사용할 때, μ 값에 대한 보다 정확한 자료가 없을 경우에는 표 1.5-2의 값으로 가정해도 좋다.

다. 정확한 자료가 없는 경우, 파상마찰계수 k 의 값은 단위 m당 일반적인 범위인 0.001~0.007을 사용할 수 있다.

라. 평행한 강선이나 강연선으로 구성된 외부 긴장재에 대해서는 프리스트레스의 파상마찰손실을 무시할 수 있다.

표 1.5-2 포스트텐션 긴장재 및 외부 비부착 긴장재의 곡률마찰계수, μ

| | 포스트텐션 긴장 재 | 비부착 외부 긴장재 | | | |
|------------|---------------|-----------------------|--------------|---------------------|--------------|
| | | 강재덕트/ 윤활유 주입안 함 | 폴리에틸렌덕트 / | 강재덕트/ 윤활유 주 입 | 폴리에틸렌덕트 / |
| 냉간압연강 선 | 0.17 | 0.25 | 0.14 | 0.18 | 0.12 |
| 강연선 | 0.19 | 0.24 | 0.12 | 0.16 | 0.10 |
| 이형강봉 | 0.65 | - | - | - | - |
| 원형강봉 | 0.33 | - | - | - | - |

③ 정착장치에서의 손실

가. 긴장 후 정착 작업 중에 정착장치의 활동에 의한 손실과 정착장치 자체의 변형에 의한 손실을 고려하여야 한다.

나. 정착장치의 활동량은 제조사의 자료를 사용할 수 있다.

(3) 프리텐션 방식과 포스트텐션 방식에서의 프리스트레스의 장기 손실

① 장기 손실은 다음의 두 가지 응력 감소를 고려하여 계산할 수 있다.

가. 지속하중에서 크리프와 건조수축에 의한 콘크리트의 변형에 의해 발생되는 변형률의 감소에 의한 응력 감소

나. 인장 상태에서 릴랙세이션에 의한 강재의 응력 감소

강재의 긴장력은 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의한 변형률 감소에 상호 의존한다. 이러한 상호관계는 일반적으로 감소계수 0.8을 적용함으로써 근사적으로 고려할 수 있다.

② 지속하중하에서 x 위치에서의 장기 손실은 간편식인 식 (1.5-12)를 사용하여 산정할 수 있다.

$$\Delta f_{p,c+s+r} = \frac{c_s(t, t_o) E_p + 0.8 \Delta f_{pr} + \alpha \phi(t, t_o) (f_{c(g+q)} + f_{cpo})}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0.8 \phi(t, t_o)]} \quad (1.5-12)$$

여기서, $\Delta f_{p,c+s+r}$ = 시간 t 일 때 크리프, 건조수축, 그리고 릴랙세이션에 의한 x 위치에서의 강재의 응력 변화량

$c_s(t, t_o)$ = 최종건조수축에 대한 식 (3.1-30)의 값으로부터 얻는 건조수축 변형률

$$\alpha = E_p / E_{cm}$$

E_p = PS강재의 탄성계수(3.3.3(2) 참조)

E_{cm} = 콘크리트의 탄성계수(식 (3.1-10) 참조)

Δf_{pr} = 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 변화량, 식 (3.3-1)에서 식 (3.3-3)까지를 적용할 때 $f_{pt} = f_{p(g+q)}$ 일 때의 값을 사용하는데, 여기서 $f_{p(g+q)}$ 는 프리스트레스와 지속 하중에 의한 강재의 초기 응력

$\varphi(t, t_0)$ = 시간 t_0 일 때 재하된 하중에 의한 시간 t 일 때의 크리프 계수

$f_{c,t+e}$ = 고정하중과 기타 지속하중에 의한 강재 위치에서의 콘크리트 응력

f_{eo} = 프리스트레스에 의한 강재 위치에서의 콘크리트 초기응력

A_p = 프리스트레싱 강재의 단면적

A_c = 콘크리트의 단면적

I_c = 콘크리트 단면의 단면2차모멘트

z_p = 콘크리트 단면의 도심과 프리스트레싱 강재 도심 사이의 거리

식 (1.5-12)에서 압축응력과 압축변형률은 (-)부호를 사용하여야 한다.

③ 식 (1.5-12)는 각 위치의 응력을 사용하는 경우에 부착 긴장재에 대하여, 평균적 응력을 사용하는 경우에 비 부착 긴장재에 대하여 적용한다. 평균응력은 외부 긴장재의 경우에는 방향변환점으로 구분되는 직선구간에서, 내부 긴장재의 경우에는 전체 길이를 따라서 산정하여야 한다.

1.5.7.5 해석할 때 프리스트레스의 고려 사항

(1) 외부 긴장재에 의한 프리스트레싱으로 2차 휨모멘트가 발생할 수 있다.

(2) 어떤 다른 힘이나 휨모멘트의 재분배를 고려하기 이전에 프리스트레싱에 의한 1차 및 2차 효과에 의한 선형해석이 수행되어야 한다.(1.5.2 참조)

(3) 소성해석 및 비선형해석에서 프리스트레스의 2차 효과는 추가적인 소성회전으로 취급될 수 있으며, 이는 회전능력의 검토 시에 포함되어야 한다.

(4) 부착 긴장재를 그라우팅한 이후에는 강재와 콘크리트는 완전부착으로 가정할 수 있다. 그러나 그라우팅 시행 전의 긴장재는 비부착으로 고려하여야 한다.

(5) 외부 긴장재는 방향변환장치 사이에서 일직선으로 가정한다.

1.5.7.6 극한한계상태에서의 프리스트레스 효과

(1) 프리스트레스 힘의 설계값은 $P_d = \gamma_p P_{m,t}$ 로 결정할 수 있다($P_{m,t}$ 에 대한 정의는 1.5.7.3(4) 참조). 극한한계

상태 검증에서 γ_{ps} 는 (3)에 따라 결정한다. 그러나 비선형해석 시에는 $\gamma_p = 1$ 로 가정하여야 한다.

(2) 영구적인 비부착 긴장재의 프리스트레스트 부재의 경우, PS강재의 응력 증가량을 계산할 때에는 일반적으로 부재 전체의 변형을 고려하는 것이 필요하다. 상세한 계산을 하지 않는 경우라면, 유효 프리스트레스로부터 극한한계상태까지의 응력의 증가는 5%로 가정할 수 있다.

(3) 전체 구조계의 변형 상태를 이용하여 응력 증가량을 계산할 경우에는 평균적인 재료성질 값을 사용하여야 한다. 응력 증가량의 설계값은 $\Delta f_{pd} = \Delta f_p \cdot \gamma_{\Delta P}$ 로 계산하는데 이때 부분안전계수 $\gamma_{\Delta P}$ 는 다음과 같은 상한값과 하한값을 쓸 수 있다.

$$\gamma_{\Delta P,u} = 1.2$$

$$\gamma_{\Delta P,l} = 0.8$$

만일 비균열 단면으로 선형해석을 한다면 변형한계를 더 낮게 가정할 수 있고, $\gamma_{\Delta P,u}$ 및 $\gamma_{\Delta P,l}$ 의 값을 1.0으로 사용할 수 있다.

1.5.7.7 사용한계상태 및 피로한계상태 시에서의 프리스트레스 효과

(1) 사용성 검토에는 프리스트레스의 변화 가능성을 감안하여야 한다. 사용한계상태에서 프리스트레스 힘의 두 가지 기준값은 다음 식으로 계산한다.

$$P_{k,u} = \gamma_{ps,u} P_{m,t} \quad (1.5-13)$$

$$P_{k,l} = \gamma_{ps,l} P_{m,t} \quad (1.5-14)$$

여기서, $P_{k,u}$ 는 상한 계수긴장력이며 $P_{k,l}$ 는 하한 계수긴장력이고, $\gamma_{ps,u}$ 와 $\gamma_{ps,l}$ 은 해당 하중계수이다.

(2) 일반적으로 다음의 $\gamma_{ps,u}$ 와 $\gamma_{ps,l}$ 를 가정할 수 있다.

$\gamma_{ps,u}=1.05$, $\gamma_{ps,l}=0.95$: 프리텐션 부재와 비부착 강선

$\gamma_{ps,u}=1.10$, $\gamma_{ps,l}=0.90$: 포스트텐션 부재와 부착 강선

사용한계상태에서 비부착 강선의 응력을 직접 측정하는 경우와 같이 강선의 응력을 적절하게 측정하는 경우에
는 $\gamma_{ps,u}$ 와 $\gamma_{ps,l}$ 를 1.0으로 할 수 있다.

1.5.8 전단벽

- (1) 전단벽은 구조물의 횡방향 안정성에 기여하는 무근 또는 철근콘크리트 벽체이다.
 - (2) 구조물에서 각각의 전단벽에 의하여 저항하는 횡방향 하중은 작용하중, 구조물의 전단중심에 대한 하중의 편심
거리와 다른 구조벽들과의 상호작용을 고려하여 구조물의 전체해석으로부터 구하여야 한다.
 - (3) 풍하중의 비대칭 효과를 고려하여야 한다.
 - (4) 축하중과 전단력의 조합 효과를 고려하여야 한다.
-

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

3.1 콘크리트

3.1.1 일반사항

- (1) 3.1에서 다루는 사항은 기준압축강도가 90MPa 이하인 보통 및 고강도 콘크리트와 경량콘크리트에 대한 규정
을 명시한 것이다.
-

3.1.2. 재료특성

3.1.2.1 강도

(1) 콘크리트의 압축강도는 KS F 2403(콘크리트 강도 시험용 공시체 제작 방법)에 따라 제작되고 KS F 2405(콘크리트의 압축강도시험방법)에 따라 결정된 재령 28일에 평가한 원주형 공시체의 압축강도를 기준압축강도 f_{ck} 로 나타낸다.

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

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (3.1-1)$$

여기서, Δf 는 평균압축강도와 기준압축강도의 차이로 기준압축강도 40MPa 이하의 콘크리트에 대해서는 4MPa, 기준압축강도 60MPa 이상의 콘크리트에 대해서는 6MPa이며, 기준압축강도 40MPa과 60MPa 사이의 콘크리트에 대해서는 두 값에 대한 직선보간으로 결정한다.

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

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (3.1-2)$$

여기서 콘크리트 재령에 따라 발현되는 강도 보정 계수는

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ \beta_{cc} \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.1-3)$$

$f_{cm}(t)$: 재령 t 일에서 콘크리트 평균압축강도

f_{cm} : 재령 28일에서 콘크리트 평균압축강도

t : 콘크리트의 재령(일)

β_{cc} : 시멘트 종류와 양생방법에 따른 상수로

= 0.35 : 1종 시멘트 습윤 양생

= 0.15 : 1종 시멘트 증기 양생

= 0.25 : 3종 시멘트 습윤 양생

= 0.12 : 3종 시멘트 증기 양생

(4) 콘크리트의 평균인장강도 f_{ctm} 은 직접인장강도 시험에 의해 구하는 것을 원칙으로 하지만, 다음에 따라 간접적인 방법으로 구할 수 있다.

① 쪼갬 인장강도의 평균값 f_{spm} 으로 인장강도를 결정할 경우, 평균인장강도 f_{ctm} 은 아래 식에 의해 근사적으로 결정할 수 있다.

$$f_{ctm} = 0.9 f_{spm} \quad (3.1-4)$$

② 흠인장강도의 평균값 f_{rm} 으로 인장강도를 결정할 경우, 평균인장강도 f_{ctm} 은 아래 식에 의해 근사적으로 결정할 수 있다.

$$f_{ctm} = 0.5 f_{rm} \quad (3.1-5)$$

흡인장강도는 단면의 높이에 따라 달라지므로, 단면의 높이를 고려하는 것이 필요한 경우에는 보다 정밀한 식을 사용하여야 한다.

③ 콘크리트의 인장시험 결과가 없는 경우, 콘크리트의 평균인장강도는 콘크리트의 평균압축강도로부터 다음 관계식을 이용하여 평가할 수 있다.

$$f_{ctm} = 0.30 (f_{cm})^{\frac{2}{3}} \quad (3.1-6)$$

④ 콘크리트의 기준인장강도는 평균인장강도로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} \quad (3.1-7)$$

⑤ 각 재령에서의 콘크리트 인장강도는 시험에 의해서 구하는 것을 원칙으로 하나, 적절한 시험을 행하기 어려운 경우 다음의 근사식을 사용할 수 있다.

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{ct}(t)]^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (3.1-8)$$

여기서, $\beta_{ct}(t)$: 식 (3.1-3)의 값

α : t 가 28일 미만이면 $\alpha = 1$

t 가 28일 이상이면 $\alpha = 2/3$

(5) 경량 골재의 설계 단위질량은 아래의 표 3.1-1의 밀도에 따라 정할 수 있다. 또한 표에는 설계 목적으로 자중이나 고정하중을 계산하는 데 사용할 수 있는 무근콘크리트와 보통의 철근량을 포함하고 있는 철근콘크리트의 밀도가 주어져 있다.

(6) 철근량이 전체 밀도에서 차지하는 부분은 별도로 계산하여 결정할 수 있다.

(7) 경량콘크리트의 인장강도는 보통콘크리트의 평균인장강도 f_{cm} 에 다음 계수를 곱하여 얻을 수 있다.

$$\eta_l = 0.40 + 0.60 \gamma_g / 2,200 \quad (3.1-9)$$

여기서, γ_g 는 절대건조 밀도의 상한값이다.

표 3.1-1 골재 밀도와 경량콘크리트의 설계 단위질량

| 절대건조 밀도 γ_g (kg/m^3) | | 1,001 | 1,201 | 1,401 | 1,601 | 1,801 |
|---|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 단위 질량 (kg/m^3) | 무근콘크리트 | 1,250 | 1,450 | 1,650 | 1,850 | 2,050 |
| | 철근콘크리트 | 1,350 | 1,550 | 1,750 | 1,950 | 2,150 |

3.1.2.2 탄성변형

(1) 보통 콘크리트의 탄성계수 E_c ($0.4f_{cm}$ 점에서 구한 할선 탄성계수)의 근삿값은 다음 식으로 평가할 수 있다.

$$E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cm}} (\text{MPa}) \quad (3.1-10)$$

여기서, m_c 는 콘크리트의 단위 질량 (kg/m^3)이다.

(2) 경량콘크리트의 탄성계수는 보통 콘크리트에 대한 식 (3.1-10)의 E_c 에 다음 계수를 곱하여 구할 수 있다.

$$\eta_E = (\gamma_g / 2,200)^2 \quad (3.1-11)$$

여기서, γ_g 는 절대건조 밀도의 상한값이다.

(3) 포아송 비의 값은 실험에 의하지 않는 경우 일반적으로 비균열 콘크리트에 대해 $1/6$, 균열 콘크리트에 대해 0

을 취할 수 있다.

(4) 정밀한 자료가 없는 경우, 열팽창계수는 $10 \times 10^{-6} / {}^\circ C$ 로 간주한다.

(5) 경량 콘크리트의 열팽창계수는 주로 사용된 골재의 종류에 따라 다른데, 약 $4 \times 10^{-6} / {}^\circ C$ 과 $14 \times 10^{-6} / {}^\circ C$ 사이의 값을 취할 수 있다.

(6) 시간에 따른 탄성계수의 변화는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$E_c(t) = \sqrt{\beta_{\infty}(t)} E_{ci} \quad (3.1-12)$$

여기서, $E_c(t)$ 는 재령 t 일에서의 값이고, E_{ci} 는 재령 28일에서 결정되는 값이다. $\beta_{\infty}(t)$ 는 식 (3.1-3)을 따른다.

3.1.2.3 크리프

콘크리트 크리프는 다음의 규정에 따라 예측할 수 있다.

(1) 시간 t' 에서 작용응력 $f_c(t')$ 에 의한 콘크리트의 순간 변형 및 크리프 변형을 함께 고려한 전체 변형률 $\varepsilon_{\infty}(t, t')$

는 콘크리트의 압축강도 또는 설계기준압축강도, 부재의 크기, 평균 상대습도, 재하할 때의 재령, 재하기간, 시멘트 종류, 양생온도, 온도변화, 작용응력의 크기 등에 따라 식 (3.1-13)을 사용하여 구할 수 있다.

$$\varepsilon_{\infty}(t, t') = f_c(t') \left[\frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\varphi(t, t')}{E_{ci}} \right] \quad (3.1-13)$$

여기서, E_{ci} 는 초기접선 탄성계수로 식 (3.1-10)에 의하여 구한 할선탄성계수를 이용하여 식 (3.1-14)의 관계식에 의하여 구한다. t' 시간에서 초기접선 탄성계수 $E_{ci}(t')$ 는 E_{ci} 와 $E_{ci}(t)$ 사이에 식 (3.1-15)와 같은 관계가 성립하는 것으로 하여 구하여야 한다.

$$E_{ci} = 1.18 E_c \quad (3.1-14)$$

$$E_{ci}(t') = \sqrt{\beta_{\infty}(t)} E_{ci} \quad (3.1-15)$$

여기서, $E_{ci}(t')$ 는 재령 t' 일에서의 초기접선 탄성계수이고, E_{ci} 는 재령 28일에서 초기접선 탄성계수 값이다. $\beta_{\infty}(t)$ 는 식 (3.1-3)을 따른다.

(2) 식 (3.1-13)에서 크리프계수 $\varphi(t, t')$ 는 양생온도가 20 °C이고, 하중이 작용하는 동안의 대기온도 20 °C인 경우를 기준으로 한 것으로서 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\varphi(t, t') = \varphi_o \beta_c(t-t') \quad (3.1-16)$$

여기서, $\varphi_o = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t')$ (3.1-17)

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - 0.01RH}{0.10 \sqrt[3]{h}} \quad (3.1-18)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.1-19)$$

$$\beta(t') = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}} \quad (3.1-20)$$

$$\beta_c(t-t') = \left[\frac{(t-t')}{\beta_H + (t-t')} \right]^{0.3} \quad (3.1-21)$$

$$\beta_H = 1.5 [1 + (0.012RH)^{1.8}] h + 250 \leq 1500(\text{일}) \quad (3.1-22)$$

h =개념부재치수(mm)= $2A_c/u$

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

f_{cm} 은 식 (3.1-1)을 따른다.

RH =상대습도(%)

(3) 작용 응력의 크기, 온도 및 시멘트의 종류에 따라 식 (3.1-16)의 크리프계수는 다음과 같이 보정하여야 한다.

① 양생 온도 및 시멘트 종류에 따른 보정계수

양생기간 동안 온도의 변화가 있거나 20 °C가 아닌 대기에 노출되어 있는 경우에 하중이 재하될 때의 콘크리

트 재령 t' 는 온도와 시멘트 종류를 고려하여 다음과 같이 보정하여야 한다.

$$t' = t'_T \left[\frac{9}{2 + (t'_T)^{1.2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0.5(\text{일}) \quad (3.1-23)$$

$$t'_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp \left(-\frac{4,000}{273 + T(\Delta t_i)} + 13.65 \right) \quad (3.1-24)$$

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

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

② 작용 응력의 크기에 따른 보정계수

작용 응력 $f_c(t')$ 가 $0.4 f_{cm}(t') < |f_c(t')| < 0.6 f_{cm}(t')$ 인 경우 식 (3.1-17)의 ϕ_o 를 크리프의 비선형성을 고려하여 식 (3.1-25)과 같이 보정한다.

$$\varphi_{o,k} = \varphi_o \exp \left[1.5 \left(\frac{|f_c(t')|}{f_{cm}(t')} - 0.4 \right) \right] \quad (3.1-25)$$

여기서, $f_{cm}(t')$ 는 식 (3.1-2)와 식 (3.1-23)에 의해 구할 수 있다.

③ 온도변화에 따른 보정계수

지속하중이 작용하는 동안 온도가 $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ 에서 $80\text{ }^{\circ}\text{C}$ 까지 변화할 때 크리프계수는 식 (3.1-18)의 φ_{RH} 를 식 (3.1-27)로, 그리고 식 (3.1-22)의 β_H 를 식 (3.1-29)로 보정하여 식 (3.1-26)에 의해 구하여야 한다.

$$\varphi(t, t') = \beta_c(t-t')\varphi_o + 0.0004(T-20)^2 \quad (3.1-26)$$

$$\varphi_{RH,T} = \varphi_T + (\varphi_{RH} - 1.0)\varphi_T^{1.2} \quad (3.1-27)$$

$$\text{여기서, } \varphi_T = \exp[0.015(T-20)] \quad (3.1-28)$$

$$\beta_{H,T} = \exp \left[\frac{1,500}{273+T} - 5.12 \right] \beta_H \quad (3.1-29)$$

3.1.2.4 건조수축

(1) 콘크리트의 건조수축 변형률은 대기의 평균상대습도, 부재의 크기 등을 고려하여 다음 식 (3.1-30)에 따라 구할 수 있다.

$$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \beta_s(t-t_s) \quad (3.1-30)$$

여기서, ε_{sho} 와 $\beta_s(t-t_s)$ 는 다음 식 (3.1-31)에서 식 (3.1-34)까지를 이용하여 계산하여야하며, t_s 는 콘크리트가 대기 중에 노출되었을 때의 재령(일)이다.

$$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cm}) \beta_{RH} \quad (3.1-31)$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/10)] \times 10^{-6} \quad (3.1-32)$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55[1 - (RH/100)^3] & (40\% \leq RH < 99\%) \\ 0.25(RH \geq 99\%) \end{cases} \quad (3.1-33)$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035 h^2 + (t-t_s)}} \quad (3.1-34)$$

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

(2) 외기의 온도가 20°C 가 아닌 경우 β_{RH} 및 $\beta_s(t-t_s)$ 는 다음 식 (3.1-35)와 식 (3.1-36)에 의해 보정하여야 한다.

$$\beta_{RH,T} = \left[1 + \left(\frac{8}{103 - RH} \right) \left(\frac{T-20}{40} \right) \right] \beta_{RH} \quad (3.1-35)$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035 h^2 \exp[-0.06(T-20)] + (t-t_s)}} \quad (3.1-36)$$

3.1.2.5 응력-변형률 관계

(1) 비선형 해석을 위한 응력-변형률 관계

① 비선형 구조해석을 위해 단기 1축 압축력을 받는 콘크리트의 응력-변형률 곡선은 다음 식으로 표현할 수 있다.(그림 3.1-1)

$$f_c = f_{cm} \left[\frac{k(\varepsilon_c/\varepsilon_{co,r}) - (\varepsilon_c/\varepsilon_{co,r})^2}{1 + (k-2)(\varepsilon_c/\varepsilon_{co,r})} \right] \quad (3.1-37)$$

여기서, $k = 1.1 E_c \varepsilon_{co,r} / f_{cm}$ 이고,

$\varepsilon_{co,r}$ 은 최대 응력에 도달하였을 때의 정점 변형률이며,

$\varepsilon_{cu,r}$ 은 극한한계변형률을 나타낸다.(표 3.1-2)

② 식 (3.1-37)과 다르게 표현된 응력-변형률 관계가 사용 콘크리트의 거동을 잘 표현한다면, 이를 적용할 수 있다.

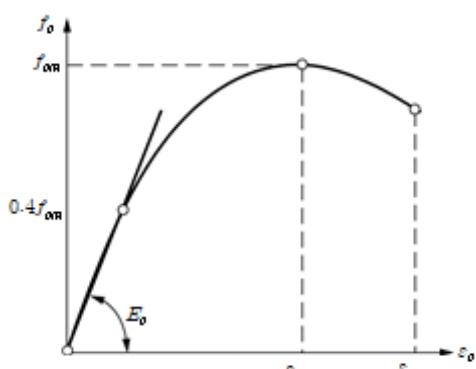


그림 3.1-1 비선형 해석을 위한 콘크리트의 응력-변형률 곡선

표 3.1-2 비선형 해석을 위한 콘크리트 응력-변형률 곡선의 계수값

| | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| f_{ck} (MPa) | 18 | 21 | 24 | 27 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| $\varepsilon_{co,r}$ (%) | 1.83 | 1.90 | 1.97 | 2.03 | 2.09 | 2.18 | 2.26 | 2.42 | 2.57 | 2.68 | 2.79 | 2.80 |
| $\varepsilon_{cu,r}$ (%) | | | | | 3.3 | | | 3.2 | 3.1 | 3.0 | 2.9 | 2.8 |

(2) 단면 설계를 위한 응력-변형률 관계

① 흔부재의 단면 설계를 위하여 포물선-직선 형상의 응력-변형률 관계를 사용할 수 있다.(그림 3.1-2)

$$0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \text{ 구간에서, } f_c = \phi_c(0.85 f_{ck}) \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^n \right] \quad (3.1-38)$$

$$\varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \text{ 구간에서, } f_c = \phi_c(0.85 f_{ck}) \quad (3.1-39)$$

여기서, ϕ_c 는 콘크리트에 대한 재료계수로 1.4.2.3에서 정의된 값이며,

n 은 상승 곡선부의 형상을 나타내는 지수,

ε_{co} 는 최대 응력에 처음 도달할 때의 변형률,

ε_{cu} 는 극한변형률이다.

콘크리트 강도가 40 MPa 이하인 경우, n , ε_{co} , ε_{cu} 는 각각 2.0, 0.002, 0.0033으로 한다. 콘크리트 강도가 40 MPa를 초과할 경우에는 매 10 MPa의 강도 증가에 대하여, n , ε_{co} 의 값을 0.0001씩 증가시키고 ε_{cu} 의 값을 0.0001씩 감소시키며, n 은 식 (3.1-40)에 따라 결정한다.(표 3.1-3)

$$n = 1.2 + 1.5 \left(\frac{100 - f_{ck}}{60} \right)^4 \leq 2.0 \quad (3.1-40)$$

$$\varepsilon_{co} = 0.002 + \left(\frac{f_{ck} - 40}{100,000} \right) \geq 0.002 \quad (3.1-41)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0033 - \left(\frac{f_{ck} - 40}{100,000} \right) \leq 0.0033 \quad (3.1-42)$$

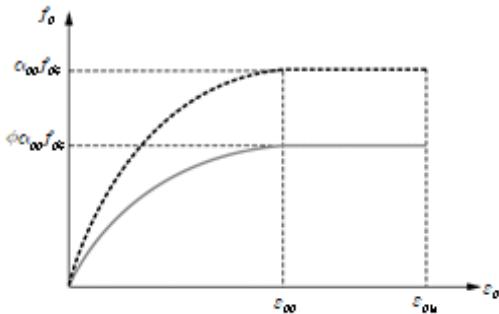


그림 3.1-3 단면설계를 위한 응력-변형률 곡선

표 3.1-3 단면설계를 위한 응력-변형률 곡선의 콘크리트 강도 변화에 따른 계수값

| f_{ck} (MPa) | 18 | 21 | 24 | 27 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |
|---------------------|----|----|-----|----|----|----|----|------|------|------|------|------|
| n | | | 2.0 | | | | | 1.92 | 1.50 | 1.29 | 1.22 | 1.20 |
| ϵ_{co} (%) | | | 2.0 | | | | | 2.1 | 2.2 | 2.3 | 2.4 | 2.5 |
| ϵ_{cu} (%) | | | 3.3 | | | | | 3.2 | 3.1 | 3.0 | 2.9 | 2.8 |

(3) 횡방향으로 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계

① 횡방향철근으로 구속된 흔부재는 횡구속 효과를 고려한 응력-변형률 관계를 사용하여 흔강도와 변형 성능을 검증할 수 있다. 이때의 횡구속 철근은 심부콘크리트를 구속할 수 있는 철근상세를 가진 횡방향 철근이어야 한다.

② 별도로 조사된 상세한 자료가 없는 경우, 다음 식으로 콘크리트의 압축강도와 변형률이 증가된 포물선-직선 형상의 응력-변형률 관계를 사용할 수 있다. (그림 3.1-3)

$$f_{ck,c} = f_{ck} + 3.7f_2 \quad (3.1-43)$$

$$\epsilon_{co,c} = \epsilon_{co} (f_{ck,c}/f_{ck})^2 \quad (3.1-44)$$

$$\epsilon_{cu,c} = \epsilon_{cu} + 0.2f_2/f_{ck} \quad (3.1-45)$$

여기서, $f_2 (= f_3)$ 은 극한한계상태에서 구속에 의해서 발생하는 횡방향 유효 압축응력으로 원형후프나 나선 철근으로 횡구속된 경우에는 식 (3.1-46a)으로, 사각형띠철근으로 횡구속된 경우에는 식 (3.1-46b)로 구한다.

$$f_2 = \frac{1}{2} \rho_s f_{uh} \left(1 - \frac{s}{d_s}\right) = \frac{2A_{sp}f_{uh}}{s d_c} \left(1 - \frac{s}{d_c}\right) \quad (3.1-46a)$$

$$f_2 = \rho_{r\min} f_{yh} \left(1 - \frac{s}{b_{ci}}\right) \left(1 - \frac{s}{b_{cs}}\right) \left(1 - \frac{\Sigma b_i^2 / 6}{b_{ci} b_{cs}}\right) \quad (3.1-46b)$$

여기서, ρ_s 은 콘크리트 심부체적에 대한 횡구속 철근의 체적비 : $\rho_s = (4A_{sp}) / (s d_c)$,

f_{yh} 는 횡구속 철근의 설계기준항복강도(MPa),

s 는 부재의 축방향으로 측정한 횡구속 철근의 간격(mm),

d_c 는 원형 단면의 횡구속 철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수(mm),

A_{sp} 는 원형 단면의 횡구속 철근 한 개의 단면적(mm^2),

$\rho_{r\min}$ 는 긴변 방향과 짧은 변 방향으로 계산한 사각형 횡구속 띠철근의 체적비(ρ_r 과 ρ_{rs}) 중 작은 값 :

$$\rho_r = A_{shl} / (s b_{cs}), \quad \rho_{rs} = A_{shs} / (s b_{cl})$$

A_{shl} 는 긴 변 방향으로 배치된 사각형 횡구속 띠철근의 총 단면적(mm^2),

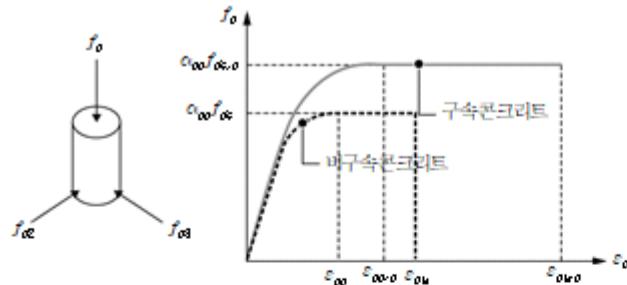
A_{shs} 는 짧은 변 방향으로 배치된 사각형 횡구속 띠철근의 총 단면적(mm^2),

b_{cmin} 는 사각형 횡구속 띠철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수 중에서 작은 값(mm),

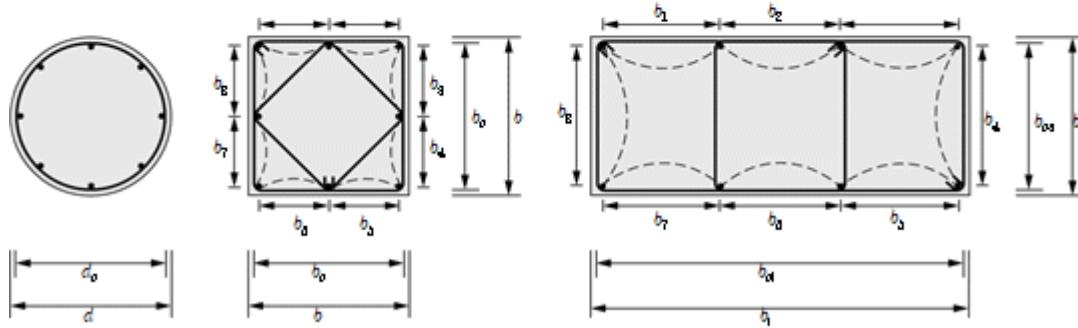
b_{cmax} 는 사각형 횡구속 띠철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수 중에서 큰 값(mm),

b_i 는 후프띠철근의 모서리나 보강띠철근의 갈고리로 구속된 축방향 철근 사이의 중심 간격(mm)으로, 식

(3.1-46b)에는 단면 둘레의 변을 따라 존재하는 모든 b_i 를 계산에 포함한다(그림 3.1-4 참조).



(a) 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계



(b) 횡구속된 압축부재

그림 3.1-4 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계와 횡구속된 압축부재

3.1.2.6 설계압축강도 및 설계인장강도

(1) 설계압축강도

콘크리트의 설계압축강도는 다음 식과 같이 기준압축강도에 재료계수와 유효계수를 곱하여 구한다.

$$f_{cd} = \phi_c \alpha_{cc} f_{ck} \quad (3.1-47)$$

여기서, f_{cd} 는 설계압축강도이고, ϕ_c 는 표 1.4-1에 주어진 콘크리트의 재료계수이며, α_{cc} 는 유효계수로 0.85다.

(2) 설계인장강도

콘크리트의 휨인장강도를 포함한 설계인장강도는 다음 식과 같이 기준인장강도에 재료계수를 곱하여 구한다.

$$f_{ctd} = \phi_c \alpha_{ct} f_{ctk} \quad (3.1-48)$$

여기서, f_{ctd} 는 설계인장강도이고, ϕ_c 는 표 1.4-1에 주어진 콘크리트의 재료계수이며, α_{ct} 는 인장강도 유효계수로 콘크리트 압축대의 쪼갬인장강도를 산정할 때 유효계수 값은 0.85를 취하고, 그 외의 경우 유효계수는 모두 1.0을 적용한다.

3.1.2.7 증기양생한 콘크리트 재료

(1) 강도

① 콘크리트 혹은 콘크리트 부재를 증기 양생하는 경우 28일 이전 t 일의 콘크리트 압축강도 $f_{cm}(t)$ 는 식 (3.1-2)

에 온도에 따라 조정한 콘크리트 재령 t 를 대입하여 구할 수 있다.(식 (3.1-24) 참조) 이때 계수 $\beta_{cc}(t)$ 는 1.0 이하이다. 또한, 증기양생의 효과는 식 (3.1-49)를 사용할 수 있다.

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \quad (3.1-49)$$

여기서, f_{cmp} 는 증기양생 후 평균압축강도로 부재와 동일한 증기양생을 수행한 시험체에 대하여 시간 t_p ($t_p < t$)에서 시험에 의하여 측정한 값이다.

(2) 크리프와 건조수축

① 콘크리트 부재를 증기 양생한 경우, 크리프 변형은 식 (3.1-23)에 따라 시간함수를 사용하여 구할 수 있다.

② 크리프 변형을 구하기 위하여 식(3.1-20)의 재하시의 콘크리트 재령 t' (일)은 식 (3.1-23)과 식 (3.1-24)에서 얻어진 등가 콘크리트 재령으로 바꾸어야 한다.

③ 증기 양생한 콘크리트 요소에서는 다음을 가정한다.

가. 증기양생 동안에는 건조수축 변형은 크지 않다.

나. 자기 수축 변형은 0이다.

3.2 철근

3.2.1 일반사항

(1) 이 설계기준의 보강용 강재에 관련된 규정들은 KS D 3504(철근콘크리트용 봉강), KS D 3552(철선)과 KS D 7017(용접철망)에 적합한 강재를 사용할 경우에 적용된다. 이 규정들은 특수 도막 처리된 보강용 강재인 경우에는 적용되지 않는다.

(2) 철근 성질에 대한 요구 조건들은 경화된 콘크리트 내부에 배치되어 보강재로써의 기능을 확보하기 위한 것이다. 현장 가공에 의하여 철근의 특성이 영향을 받는 경우, 가공 이후의 특성에 대한 검증이 이루어져야 한다.

(3) 한국산업표준에 적합하지 않은 철근을 사용하는 경우 그 역학적 성질은 이 설계기준의 요구 조건에 의해 검증되어야 한다.

3.2.2. 재료특성

(1) 이 코드의 특성값은 현장에서 철근을 구부리거나 용접할 경우 온도범위가 한국산업표준에서 허용하는 범위 내에 있을 때 적용된다.

(2) 이 설계기준에 있는 설계 및 상세 규정은 설계기준항복강도 600 MPa 이하의 철근에만 유효하다. 단, 내진설계에 적용하는 경우 8장의 내용에 따르도록 한다.

(3) 철근의 기준항복강도 f_u (또는 $f_{0.2k}$: 0.2% 오프셋 항복강도)와 인장강도 f_y 는 각각 항복하중의 기준값과 직접 1축 인장의 최대하중을 공칭단면적으로 나눈 값으로 정의한다. 실제 시험을 통하여 얻어지는 항복 응력은 기준항복강도의 1.3배를 초과하지 않아야 한다. 보통 철근의 응력-변형률 관계는 그림 3.2-1과 같다.

(4) 용접

① 모든 용접은 KS B 0816, KS B 0892의 규격에 따라 수행하여야 하며, 그 용접성은 KS B 0804를 따라야 한다.

② 용접철망의 정착 길이 내의 용접 연결부의 강도는 충분하여야 한다.

③ 용접철망의 용접 연결부에 있어서 각 연결부가 규정된 기준항복강도와 공칭 단면적을 곱한 값의 30% 이상의 전단력을 견딘다면 그 강도가 적절한 것으로 가정할 수 있다. 철망의 두 강선의 지름이 다른 경우 이 힘은 더 굵은 강선의 단면적에 기초하여 구한다.

(5) 피로강도가 요구되는 경우 KS B 0802에 따라 검증되어야 한다.

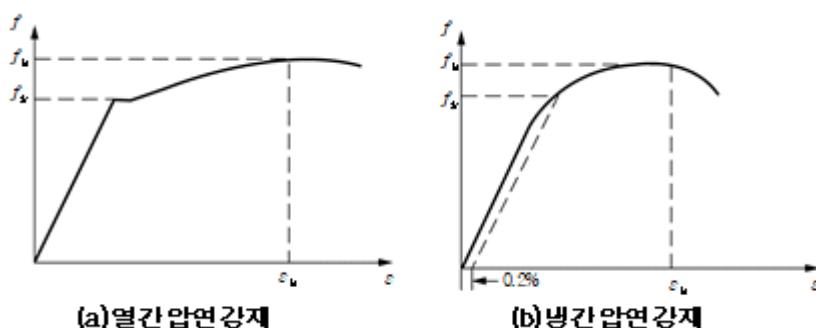


그림 3.2-1 보통 철근의 응력-변형률 관계

3.2.3 설계 가정

(1) 설계는 철근의 공칭단면적과 3.2.2에 주어진 기준강도로부터 도출된 설계항복강도에 기초하여 수행되어야 한다. 철근의 설계항복강도는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$f_{yd} = \phi_s f_y \quad (3.2-1)$$

(2) 부재의 극한한계상태에서 변형을 검토할 필요가 없을 경우 철근의 항복 이후 응력-변형률 관계는 그림 3.2-2에 보인 수평 직선으로 가정하여 설계에 사용할 수 있다. 그러나 극한한계상태에서 변형률을 검토할 필요가 있는 경우에는 그림 3.2-2에 보인 항복점 이 후 변형률 한계 ε_{ud} 까지 기울기를 갖는 응력-변형률 곡선을 사용해야 한다.

(3) 철근의 평균 단위 질량은 $7,850\text{kg/m}^3$ 으로 간주할 수 있다.

(4) 철근의 평균 탄성계수의 값 E_s 는 $200\text{GPa}(\text{kN/mm}^2)$ 로 가정할 수 있다.

(5) 철근의 열팽창계수는 $12 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ 로 가정할 수 있다. 이 값과 콘크리트 열팽창계수 값과의 차이는 일반적으로 무시해도 좋다.

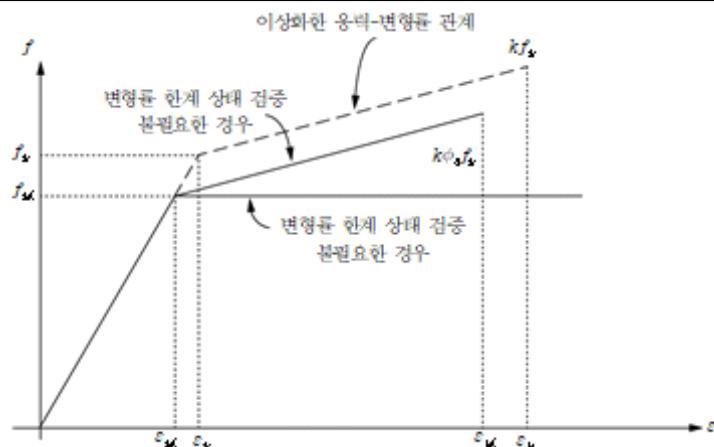


그림 3.2-2 철근의 설계 응력-변형률 관계

3.3 프리스트레싱 강재

3.3.1 일반 사항

(1) 이 절은 콘크리트 구조물에서 프리스트레싱 긴장재로 사용되는 강선, 강봉 및 스트랜드에 적용된다.

(2) 프리스트레싱 강재는 그 성능을 저하시킬 수 있는 결함이 없어야 한다.

(3) 프리스트레싱 강재는 KS D 7002(PC 강선 및 PC강연선) 및 KS D 3505(PC 강봉) 혹은 동종의 강재에 적용되는 KS에 규정된 품질시험에 준한 시험을 행하여 품질을 조사, 확인하고 인장강도, 기준항복강도 등을 정하여야 한다. 특히 고강도의 프리스트레싱 강재를 사용하는 경우에는 지연 파괴의 검토 등 설계와 시공 상의 주의사항에 대해 별도의 검토가 필요하다.

(4) 프리스트레싱 긴장재의 성질에 대한 요구조건은 긴장재가 부재 내에서 최종적인 위치에 배치되는 재료인 경우에 대한 것이다. 프리스트레싱 강의 생산방법, 시험 및 인증의 적합성이 관련 KS 규격을 따르는 경우 그 긴장재는 이 설계기준의 요구조건을 만족하는 것으로 가정할 수 있다.

(5) 이 설계기준을 따르는 프리스트레싱 강재는 인장강도, 기준항복강도, 최대하중에서의 신장량으로 규정될 수 있으며, 그 값은 각각 f_{pu} , f_{pv} 및 e_{uk} 로 나타낸다. 항복점이 뚜렷하지 않은 경우 0.2% 오프셋 항복강도를 항복강도로 쓸 수 있다($f_{pv} = f_{p0.2k}$).

(6) f_{pu} 및 f_{pv} 는 각각 구조물에 쓰일 때 요구되는 프리스트레싱 강재의 성질에 기초한 기준인장강도 및 기준항복강도 값으로서 이들 두 값 사이에는 직접적인 관계는 없다.

(7) 각 제품은 3.3.2(2)의 구분 체계에 따라 명확히 구분할 수 있어야 한다.

(8) 프리스트레싱 강재는 릴랙세이션에 관한 성질에 따라, 또는 관련 KS 규격에 따라 구분되어야 한다.

(9) 모든 제품의 배송은 3.3.2(2)의 ①~④에 따라 제품의 구분에 필요한 정보가 전부 포함된 증명서를 포함하여야 하며, 필요한 경우 추가적인 정보도 함께 포함되어야 한다.

(10) 강선 및 강봉에 용접부가 있어서는 안 된다. 스트랜드의 개별 강선은 냉간 인발 이전에 만들어진 엇갈림(staggered) 용접부만을 포함할 수 있다.

(11) 코일 형태의 긴장재는 일정 길이를 풀어 놓은 후에 강선 또는 강연선의 최대 굽힘 높이(bow height)가 관련 KS 규격에 적합하여야 한다.

3.3.2. 재료특성

(1) 프리스트레싱 강재의 성질은 KS D 3505, KS D 3552 및 KS D 7002 등에 주어져 있다.

(2) 프리스트레싱 강재(강선, 강연선 및 강봉)는 다음 항에 따라 나뉜다.

① 등급(Grade), 기준항복강도(f_{pu} 또는 $f_{p0.2k}$), 기준인장강도값의 기준항복강도값에 대한 비($f_{pu}/f_{p0.2k}$) 및 최대하중에 대한 신장량(ε_{uk})을 말한다.

② 구분(Class), 릴랙세이션 거동에 따라 구분된다.

③ 크기(치수)

④ 표면 특성

(3) 프리스트레싱 강재의 실제 무게는 공칭 무게와 비교하여 KS에 규정된 한계 이상 차이가 나지 않아야 한다.

(4) 강도 - 기준항복강도(f_{pu}) 및 기준인장강도($f_{p0.2k}$)의 값은 축방향 인장 하중을 가할 때 각각 0.2% 영구연신율이 일어나는 하중과 인장파단이 일어나는 최대하중의 값을 공칭 단면적으로 나눈 값으로 정의된다.

(5) 연성 - 프리스트레싱 강재는 KS D 3505, KS D 3552 및 KS D 7002 등의 규격에 따라 적절한 연성을 가져야 한다.

(6) 피로 - 프리스트레싱 강재는 적절한 피로강도를 가져야 하며, 긴장재의 피로응력범위는 관련 KS 규격의 규정에 따라야 한다. 프리스트레싱 강재의 피로설계 요구조건은 4.1.3을 참고하여야 한다.

(7) 릴랙세이션

① 종류 - 이 설계기준에는 3 가지 종류의 릴랙세이션이 정의되어 있다.

가. Class 1: 강선 또는 강연선 - 보통 릴랙세이션 긴장재

나. Class 2: 강선 또는 강연선 - 저 릴랙세이션 긴장재

다. Class 3: 열연(hot-rolled) 강봉

② 프리스트레싱 강재의 릴랙세이션에 의한 손실의 설계 계산은 평균기온 20 °C에서 긴장한 이후 1,000시간이 경과하였을 때의 릴랙세이션 손실인 ρ_{1000} (%) 값에 기초하여야 한다. 여기서, ρ_{1000} 값은 초기 응력에 대하여 백분율로 표시되며, 초기응력을 $0.7f_p$ 와 같게 놓고 얻는다. f_p 는 프리스트레싱 강재 시편의 인장강도이다. 설계 계산을 할 때는 기준인장강도(f_{pu})를 사용하여야 한다.

③ ρ_{1000} 값은 생산자가 제공한 시험 증명서로부터 구하나, 그렇지 않으면 Class 1에 대하여 8%, Class 2에 대하여 2.5% 및 Class 3에 대하여 4%로 가정할 수 있다.

④ 릴랙세이션 손실은 초기 프리스트레싱 응력에 대한 프리스트레싱 응력 변화비율로 정의된다. 릴랙세이션 손실은 다음 식으로 계산할 수 있다. 식 (3.3-1) 및 식 (3.3-2)는 보통 릴랙세이션 긴장재와 저 릴랙세이션 긴장재에 각각 적용되며, 식 (3.3-3)은 열연강봉에 적용된다.

$$\text{Class 1: } \frac{\Delta f_{pr}}{f_{pi}} = 5.39 \rho_{1,000} e^{0.7\mu} \left(\frac{t}{1,000} \right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (\%) \quad (3.3-1)$$

$$\text{Class 2: } \frac{\Delta f_{pr}}{f_{pi}} = 0.66 \rho_{1,000} e^{0.1\mu} \left(\frac{t}{1,000} \right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (\%) \quad (3.3-2)$$

$$\text{Class 3: } \frac{\Delta f_{pr}}{f_{pi}} = 1.98 \rho_{1,000} e^{3\mu} \left(\frac{t}{1,000} \right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (\%) \quad (3.3-3)$$

여기서, Δf_{pr} = 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 변화량

f_{pi} = 초기 프리스트레스 응력(1.5.7.3(1) 참조)

여기서 프리텐셔닝 부재의 경우 정착장치의 활동에 의한 손실을 초기 프리스트레싱 응력에서 빼도 좋다.

(1.5.7.4(1) ① 긴장작업 시의 손실 참조)

t = 긴장 이후 경과 시간(시간)

$\mu = \frac{f_{pt}}{f_{pu}}$, 여기서 f_{pu} 는 프리스트레싱 강재의 기준인장강도.

$\rho_{1,000}$ = 평균기온 20°C에서 긴장 이후 1,000시간이 경과하였을 때의 릴랙세이션 손실(%)

⑤ 릴랙세이션 손실의 장기(최종)값은 500,000시간(약 57년)에 대하여 산정하여도 좋다.

⑥ 릴랙세이션 손실은 강재의 온도에 매우 민감하다. 열처리를 하는 경우에는 해당 규정을 적용하여야 하며, 그렇지 않은 경우 강재의 온도가 30 °C를 넘을 것으로 예상되면 시험에 의한 특별 검증이 수행되어야 한다.

3.3.3 설계 가정

(1) 구조해석은 프리스트레싱 강재의 공칭단면적 및 f_{pu} , f_{pt} 및 ε_{uk} 의 값에 기초하여 수행하여야 한다.

(2) 강선 및 강봉에 대한 탄성계수의 설계값, E_p 은 200 GPa로 가정하여도 좋다. 실제값은 제작과정에 따라 195에서 210 GPa의 범위에 있을 수 있다.

(3) 스트랜드에 대하여 탄성계수의 설계값 E_p 을 200 GPa로 가정하여도 좋다. 실제값은 제작과정에 따라 185에서 205 GPa의 범위에 있을 수 있다.

(4) 설계 목적으로 사용되는 평균 밀도는 다음과 같이 가정하여도 좋다.

① 강선 및 강연선에 대하여, $7,850 \text{ kg/m}^3$

② 강봉에 대하여, $7,850 \text{ kg/m}^3$

(5) 설계 목적으로 사용되는 열팽창계수는 $12 \times 10^{-6}/\text{°C}$ 로 가정하여도 좋다. 이 값과 콘크리트 열팽창계수의 차이는 일반적으로 무시하여도 좋다.

(6) 위에 주어진 값들은 완성된 구조물 내에서 프리스트레싱 강재의 온도 범위가 -40°C 와 $+100^\circ\text{C}$ 사이에 있으면 유효한 것으로 가정해도 좋다.

(7) 강재 응력에 대한 설계값은 이상화된 응력-변형률 곡선을 프리스트레싱 강재에 대한 재료계수 ϕ_s 를 곱하여 구한다.(1.4.2.3 참조)

(8) 단면 설계에서 프리스트레싱 긴장재의 응력-변형 관계는 다음 중 하나로 가정하여도 좋다.

① 항복 이후 변형율 한계 $\varepsilon_{ud} = 0.9\varepsilon_{uk}$ 인 경사 직선 부분으로 가정

② 항복점 이후 변형률 한계가 없는 수평 직선 부분으로 가정

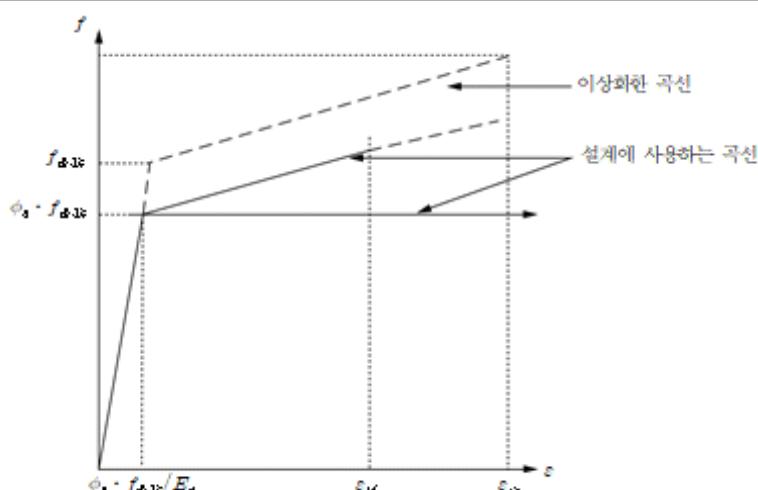


그림 3.3-1 프리스트레싱 강재의 설계응력-변형률 관계

4. 설계

4.1 극한한계상태

4.1.1 휨과 축력

4.1.1.1 일반

(1) 4.1의 규정은 보, 슬래브, 및 기둥과 같이 휨모멘트 또는 휨모멘트와 축력이 동시에 작용하는 부재 중에서 평면 보존 가정이 유효한 응력균일영역의 설계에 적용한다. 평면 보존 가정이 적용되지 않는 교란영역에 해당하는 구간 또는 부재의 설계는 4.1.5의 규정을 따라야 한다.

(2) 철근콘크리트 또는 프리스트레스트 부재의 단면 강도를 산정할 때 평면 보존 가정과 함께 다음의 가정을 적용한다.

① 콘크리트에 부착된 철근과 프리스트레싱 긴장재의 변형률은 인장 상태나 압축 상태에서 주변 콘크리트의 변형률과 같다.

② 콘크리트의 인장강도는 무시한다.

③ 콘크리트의 압축응력분포는 3.1.2.5에 규정된 응력-변형률 관계로부터 얻는다.

④ 철근의 응력은 3.2.3(그림 3.2-2)에서 규정한 응력-변형률 관계로부터 얻는다.

⑤ 프리스트레싱 강재의 응력은 3.2.3(그림 3.2-2)에서 규정한 응력-변형률 관계로부터 얻는다. 프리스트레싱 긴장재의 응력은 긴장재의 초기 변형률을 고려하여 결정한다.

4.1.1.2 휨 및 축력이 작용하는 부재의 극한한계상태 검증

(1) 휨과 축력이 동시에 작용하는 부재에서 중립축이 단면 내에 있을 경우에는 콘크리트 압축 연단의 변형률은 3.1.2.5의 콘크리트 강도에 따라 규정된 한계변형률 ε_{cu} 이하로 제한하여야 하며, 철근과 프리스트레스 강재의 극한한계변형률은 3.2와 3.3에서 규정된 설계한계변형률 ε_{ud} 이하로 제한하여야 한다.

(2) 힘과 축력이 동시에 작용하는 부재의 가능한 변형률 분포 범위는 아래 그림 4.1-1과 같다. 힘과 축력이 동시에

작용하는 부재에서 압축력이 지배적이어서 중립축이 단면 밖에 놓일 경우에는 압축연단의 한계변형률은 그림

4.1-1에 보인 것과 같이 ε -점을 기준으로 회전하여 구한 ε_∞ 에서 ε_{cu} 사이 값 이하로 제한하여야 한다.

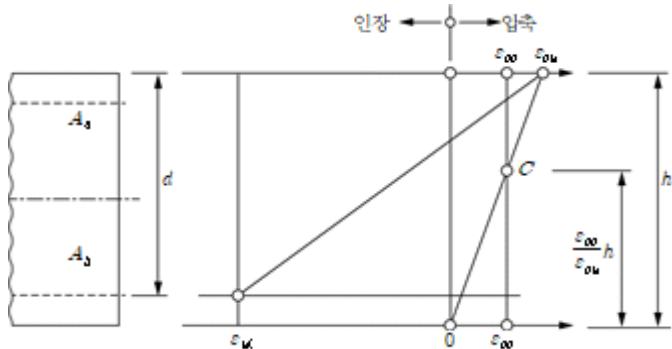


그림 4.1-1 극한한계상태의 단면 변형률 분포

(3) 박스형 단면 거더의 압축 플랜지처럼 중심 축압축력이 작용하는 부재 부분 요소는 독립된 압축재로 간주하여

그 극한한계변형률은 3.1.2.5에 규정된 콘크리트 정점변형률 ε_{cr} 이하로 제한하여야 한다.

(4) 흔 또는 흔 및 축력이 작용하는 철근콘크리트와 프리스트레스트 콘크리트의 부재는 힘의 평형조건과 변형적

합조건을 만족시켜야 하며, 4.1.1.1(2)의 가정을 적용하여 강도를 산정하여야 한다.

(5) 축력을 받고 있는 철근이 대칭으로 배근된 부재의 경우에도 축력이 e_0 의 최소편심을 가지고 작용하는 것으로

가정하여 계산한 휨모멘트 $M_u = e_o N_u$ 보다 큰 휨모멘트가 작용하는 휨압축부재로 설계하여야 한다. 최소편심 e_o

는 $h/30$ 로서 20mm 이상의 값으로 결정하여야 한다. 여기서 h 는 단면의 깊이이다.

(6) 부재 단면 외부에 설치한 기장재의 변형률은 정착부나 방향저항부 등 이점하는

고 가정한다. 이 변형률은 긴장력 도입 후의 초기 변형률과 접촉구간 내에 발생하는 변형에 따른 증가분을 고려하여 결정하여야 한다.

(7) 프리스트레스트 콘크리트 구조물은 급작스런 취성 파괴를 방지하기 위해 다음의 두 방법 중에서 한 방법을 선택하여 설계하여야 한다.

- ① 사용하중조합-III에 의해 관찰 가능한 휨균열이 발생할 수 있도록, 긴장재 수를 가상으로 감소시켜서 남아 있는 긴장재가 사용하중조합-III에 의해 발생하는 휨모멘트를 저항할 수 있도록 하는 방법

② 식 (4.1-1)에 의해 산정된 최소철근량을 배치하는 방법이다.

$$A_{z,\min} = \frac{M_{cr}}{z_s f_y} \quad (4.1-1)$$

여기서, M_{cr} = 프리스트레스 영향을 무시한 거더의 균열휨모멘트

z_s = 철근만에 의한 단면 내부팔길이

4.1.1.3 축력과 2축 힘이 작용하는 부재의 힘강도

(1) 힘과 축력이 작용하는 부재의 2축 힘강도는 4.1.1.2의 규정을 적용하여 해석하는 것을 원칙으로 하지만, 아래

(2)와 (3)의 규정을 적용하여도 좋다.

(2) 세장비 비율이 식 (4.1-2)를 모두 만족하고, 상대 편심 e_y/h_{eq} 와 e_z/b_{eq} 가 식 (4.1-3)을 만족한다면 2축 힘강도의 검토는 생략할 수 있다.

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \leq 2 \quad \text{와} \quad \frac{\lambda_z}{\lambda_y} \leq 2 \quad (4.1-2)$$

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0.2 \quad \text{또는} \quad \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0.2 \quad (4.1-3)$$

여기서, b_{eq} = 단면의 등가 폭, $b_{eq} = r_y \sqrt{12}$

h_{eq} = 단면의 등가 깊이, $h_{eq} = r_z \sqrt{12}$

λ_y = 단면의 y 축 세장비, $\lambda_y = l / r_y$

λ_z = 단면의 z 축 세장비, $\lambda_z = l / r_z$

r_y = 단면의 y 축 회전반지름

r_z = 단면의 z 축 회전반지름

$$e_z = M_{uy}/P_u$$

$$e_y = M_{uz}/P_u$$

M_{uy} = 2차 모멘트를 포함하는 y 축에 대한 계수휨모멘트

M_{uz} = 2차 모멘트를 포함하는 z 축에 대한 계수휨모멘트

N_u = 각 하중조합에서의 계수축력

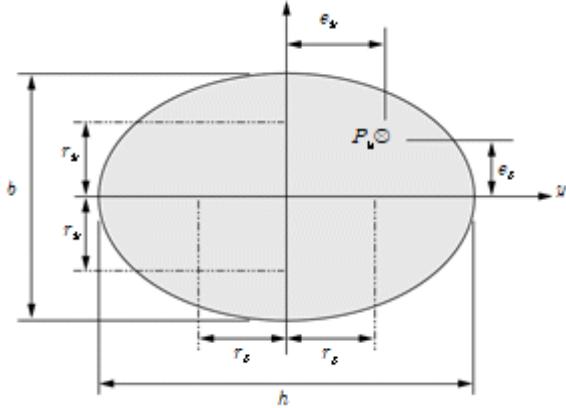


그림 4.1-2 편심의 정의

(3) 휨과 압축력이 작용하는 부재에 대하여 4.1.1.2에 따라 단면해석을 수행하여 2축 휨강도를 검증하는 대신에

다음 식으로 검증할 수 있다.

$$\left(\frac{M_{uy}}{M_{dy}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{uz}}{M_{dz}}\right)^{\alpha} \leq 1.0 \quad (4.1-4)$$

여기서, M_{uy} , M_{uz} : 2차 모멘트를 포함하는 y와 z의 두 주축에 대한 계수휨모멘트

M_{dy} , M_{dz} : y와 z의 두 주축에 대한 설계휨강도

α = 단면 형상과 축력비에 따른 지수

원형 단면과 타원형 단면의 경우, $\alpha = 2.0$

직사각형 단면에서, $N_u/N_{od} \leq 0.1$ 인 경우, $\alpha = 1.0$

$N_u/N_{od} = 0.7$ 인 경우, $\alpha = 1.5$

$N_u/N_{od} = 1.0$ 인 경우, $\alpha = 2.0$

중간 값에 대해서는 선형 보간 한다.

N_u = 계수하중에 의한 축력

N_{od} = 단면의 설계중심축압축강도, $N_{od} = A_c f_{cd} + A_t f_{yd}$

4.1.2 전단

4.1.2.1 일반

(1) 4.1.5에 규정한 스트럿-타이 모델에 따라 설계된 부재를 제외하고는 전단력이 작용하는 부재의 단면은 식

(4.1-5)를 만족하는지를 검증하여야 한다.

$$V_u \leq V_d \quad (4.1-5)$$

여기서, V_u 는 계수하중에 의한 단면 전단력이며, V_d 는 검증단면의 설계전단강도이다.

(2) 전단보강철근이 없는 부재의 설계전단강도 V_d 는 4.1.2.2에 규정된 전단보강철근이 없는 부재의 콘크리트 설

계전단강도 V_{cd} 값으로 하여야 한다.

$$V_d = V_{cd} \quad (4.1-6a)$$

(3) 전단보강철근이 배치된 부재의 설계전단강도 V_d 는 4.1.2.3에 규정된 전단보강철근의 항복을 기준으로 정한

설계전단강도 V_{sd} 값으로 하여야 한다. 이때 V_{sd} 의 값은 콘크리트 스트럿의 압축 파괴를 기준으로 정한 최대설계

전단강도 $V_{d,max}$ 를 초과하지 않아야 한다. 즉,

$$V_d = V_{sd} \leq V_{d,max} \quad (4.1-6b)$$

(4) 깊이가 변하는 부재의 경사진 상현재와 하현재에 작용하는 힘의 수직 성분과 프리스트레스트 부재의 경사진

긴장력의 수직 성분을 설계전단강도에 추가할 수 있다.

(5) 작용 계수하중에 의한 단면의 전단력 V_u 가 콘크리트 설계전단강도 V_{cd} 보다 작은 구간에는 전단철근량 계산이

불필요하다. 이러한 경우에는 4.6.2에 따른 최소전단철근량을 배치하여야 한다.

(6) 작용 계수하중에 의한 단면의 전단력 V_u 가 콘크리트 설계전단강도 V_{cd} 보다 큰 구간에는 4.1.2.3의 규정에 따

라 충분한 전단철근을 배치하여 $V_u \leq V_d$ 가 되도록 하여야 한다.

(7) 부재의 어느 구간에서도 작용 전단력 V_u 는 설계최대전단강도 $V_{d,max}$ 를 초과하지 않아야 한다.

(8) 등분포하중이 지배적으로 작용하는 부재의 경우, 작용 전단력은 받침부 내면부터 유효깊이 d 떨어진 단면에

서 취한다. 이때 소요 전단철근은 받침부까지 연장 배치하여야 한다.

(9) 전단에 의해 유발된 인장력은 종방향 인장철근이 저항할 수 있어야 한다.

4.1.2.2 전단보강철근이 없는 부재

(1) 전단철근이 없는 부재의 설계전단강도 V_{cd} 는 식 (4.1-7)로 산정하여야 하며, 이 값은 식 (4.1-8)로 계산한 최소

설계전단강도 $V_{cd,min}$ 보다 작게 취할 필요는 없다.

$$V_{cd} = [0.85\phi_c \kappa (\rho f_{ck})^{1/3} + 0.15f_n] b_w d \quad (4.1-7)$$

$$V_{cd,min} = (0.4\phi_c f_{ck} + 0.15f_n) b_w d \quad (4.1-8)$$

여기서, ϕ_c = 콘크리트 재료계수로 표 1.4-1에 정해진 값

f_{ck} = 콘크리트 기준압축강도 (MPa)

f_{ck} = 콘크리트 인장강도 (MPa)

$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$ 로, 여기서 d 는 mm 단위

d = 단면유효깊이 (mm)

ρ = 철근비 $A_s/(b_w d) \leq 0.02$

A_s = 주인장 철근량 (mm²)

b_w = 단면의 복부폭 (mm)

$f_n = N_u/A_c \leq 0.2\phi_c f_{ck}$ (MPa)

N_u = 축력(압축일 때 +)

A_c = 단면적 (mm²)

(2) 전단철근이 없는 프리스트레스트 부재에서 흡균열이 발생한 구간의 설계전단강도는 식 (4.1-7)을 이용하여

구한다. 그러나 전단설계를 위한 하중배치에서 계수하중에 의한 흡모멘트가 균열모멘트보다 작아서 흡균열이 발

생하지 않는 구간의 전단강도는 식 (4.1-9)로 산정하여야 한다.

$$V_{cd} = \frac{I \cdot b_w}{Q} \sqrt{(\phi_c f_{ck})^2 + \alpha_1 f_n \phi_c f_{ck}} \quad (4.1-9)$$

여기서, I = 단면2차모멘트

Q = 도심축 위쪽 단면의 도심축에 대한 단면1차모멘트

$\alpha_1 = l_x/l_{pt2} \leq 1.0$: 프리텐션 부재

= 1.0 : 기타 프리스트레스트 부재

l_x = 전달길이의 시작점부터 검토하는 단면까지의 거리

l_{pt2} = 프리스트레싱 긴장재의 전달길이

$f_n = (N_u - A_s \phi_s f_y) / A_c$ (MPa) : 압축인 경우 +

(3) 받침점 내면으로 부터 $0.5d \leq x < 2d$ 인 구간 내에 하중이 작용하는 깊은 부재의 설계전단강도를 식 (4.1-10)으로 계산한 값까지 증가시킬 수 있다. 이러한 전단강도의 증가는 하중이 부재의 상면에 작용하고, 종방향 철근이 단부에 완전 정착된 경우에만 유효하며, 식 (4.1-11)로 계산한 $V_{cd,max}$ 를 초과할 수 없다.

$$V_{cd} = [0.85 \phi_c \kappa (\rho f_{ck})^{1/3} \left(\frac{2d}{x} \right) + 0.15 f_n] b_w d \quad (4.1-10)$$

$$V_{cd,max} = 0.5 \phi_c \nu f_{ck} b_w d \quad (4.1-11)$$

여기서 ν 는 다음 식으로 정의된 콘크리트 압축강도 유효계수이다.

$$\nu = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (4.1-12)$$

(4) 경량콘크리트로 제작되었으며 전단철근이 없는 부재의 설계전단강도 V_{cd} 는 식 (4.1-13)으로 산정하여야 하며, 이 값은 식 (4.1-14)로 계산한 최소설계전단강도 $V_{cd,min}$ 보다 작게 취할 필요가 없다.

$$V_{cd} = [0.70 \eta_i \phi_c \kappa (\rho f_{ck})^{1/3} + 0.15 f_n] b_w d \quad (4.1-13)$$

$$V_{cd,min} = (0.35 \eta_i \phi_c f_{ck} + 0.15 f_n) b_w d \quad (4.1-14)$$

여기서, $\eta_i = 0.4 + 0.6 \gamma_p / 2.200$

γ_p = 표 3.1-1에 주어진 절대건조 밀도

이때 주인장철근비 ρ 는 0.005보다 작게 취할 필요는 없다.

(5) 전단철근 뿐만 아니라 휨철근 까지 배치하지 않는 무근콘크리트 부재에서 전단에 대한 극한한계상태를 검증하는데 콘크리트의 인장강도를 고려할 수 있다. 다만, 이러한 경우에는 균열에 의한 취성파괴가 발생하지 않는다는 것이 보장되어야 한다. 무근콘크리트 부재에서 단면이 완전 압축 상태에 있거나 또는 작용 하중에 의한 주응력이 콘크리트의 설계인장강도를 초과하지 않는다면, 극한한계상태에서 균열이 발생하지 않는다고 간주할 수 있다.

4.1.2.3 전단보강철근이 배치된 부재

(1) 전단보강철근이 배치된 부재는 트러스 모델을 기반으로 설계하여야 하며, 복부의 스트럿 경사각은 식 (4.1-15)로 주어진 범위 내에서 선택하여야 한다.

$$1 \leq \cot\theta \leq 2.5 \quad (4.1-15)$$

(2) 수직 스터립이 배치된 부재의 설계전단강도 V_d 는 식 (4.1-16)으로 산정하여야 하며, 축력이 작용하지 않는 경우에는 식 (4.1-17)로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d,max}$ 보다 크지 않아야 한다. 프리스트레스를 포함하여 축방향 압축력이 작용하고 있는 경우에는 식 (4.1-22)로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d,max,com}$ 보다 크지 않아야 한다.

$$V_{sd} = \frac{\phi_s f_{uy} A_{vz}}{s} \cot\theta \quad (4.1-16)$$

$$V_{d,max} = \frac{\nu \phi_c f_{ck} b_w z}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (4.1-17)$$

여기서, ϕ_s 와 ϕ_c = 각각 철근과 콘크리트의 재료저항계수

f_{uy} = 전단철근의 항복강도

A_v = 전단 철근량

s = 단면 내부 팔길이, 근사적으로 0.9d 값을 사용

ν = 전단철근 간격

ν = 식 (4.1-12)로 정의한 콘크리트 압축강도 유효계수

이때 최대 허용 전단철근량은 다음 조건을 만족하여야 한다.

$$\frac{\phi_s f_y A_{v,max}}{b_w s} \leq 0.5 \nu \phi_c f_{ck} \quad (4.1-18)$$

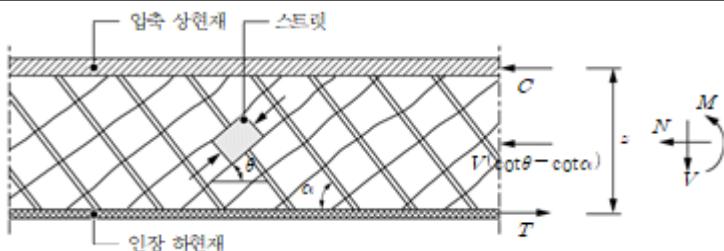


그림 4.1-3 트러스 모델과 전단 보강 부재의 기호 정의

(3) 경사 전단철근이 배치된 부재의 설계전단강도 V_{sd} 는 식 (4.1-19)로 산정하여야 하며, 축력이 작용하지 않는 경우에는 식 (4.1-20)으로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d,max}$ 보다 크지 않아야 한다. 프리스트레스를 포함하여 축방향 압축력이 작용하고 있는 경우에는 식 (4.1-22)로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d,max,com}$ 보다 크지 않아야 한다.

$$V_{sd} = \frac{\phi_s f_{sv} A_v z}{s} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \quad (4.1-19)$$

$$V_{d,max} = \nu \phi_o f_{ck} b_w z \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta} \quad (4.1-20)$$

여기서, α = 경사전단철근과 주인장철근 사이의 경사각

이때 최대 허용 전단철근량은 다음 조건을 만족하여야 한다.

$$\frac{\phi_s f_{sv} A_{v,max}}{b_w s} \leq 0.5 \nu \phi_o f_{ck} \frac{\sin\alpha}{1 - \cos\alpha} \quad (4.1-21)$$

(4) 프리스트레스를 포함하여 축방향 압축력이 작용하고 있는 부재의 경우, 수직 스터립 또는 경사 스터립이 배치된 부재의 설계전단강도 V_{sd} 는 각각 식 (4.1-16) 또는 식 (4.1-19)로 산정하여야 하며, 이는 식 (4.1-22)로 계산한 최대설계전단강도 $V_{d,max,com}$ 보다 크지 않아야 한다.

$$V_{d,max,com} = \alpha_{cw} V_{d,max} \quad (4.1-22)$$

여기서 $V_{d,max}$ 는 각각 식 (4.1.17)과 식 (4.1.20)로 구하고, α_{cw} 값은 다음과 같다.

$$\alpha_{cw} = (1 + f_n / \phi_o f_{ck}) : 0 < f_n \leq 0.25 \phi_o f_{ck} \quad (4.1-23a)$$

$$\alpha_{cw} = 1.25 : 0.25 \phi_o f_{ck} < f_n \leq 0.5 \phi_o f_{ck} \quad (4.1-23b)$$

$$\alpha_{cw} = 2.5(1 - f_n / \phi_o f_{ck}) : 0.5 \phi_o f_{ck} < f_n \leq 1.0 \phi_o f_{ck} \quad (4.1-23c)$$

여기서, f_n = 계수하중에 의해 단면에 유발된 평균 압축 응력

(5) 받침점 내면으로부터 $0.5d < x < 2.0d$ 인 구간 내에 하중이 작용하는 깊은 부재의 설계전단강도는 다음 값으로 증가시킬 수 있다.

$$V_d = V_{cd} + \phi_s f_{sv} A_v \sin\alpha \quad (4.1-24)$$

여기서, V_{cd} 는 가장 불리한 x 값으로 식 (4.1-10)에 따라 계산하고, $\phi_s f_{sv} A_v$ 는 하중점과 받침점 사이의 전단경간에 발생하는 경사균열과 교차하는 전단철근의 강도이며(그림 4.1-4 참조), 이 전단경간의 중앙부 $0.75a$ 내에 위

치하는 전단철근만을 고려하여야 한다. 위 식으로 구한 V_d 는 각각 식 (4.1-17)과 식 (4.1-20)으로 산정된 $V_{d,\max}$

값을 초과할 수 없다.

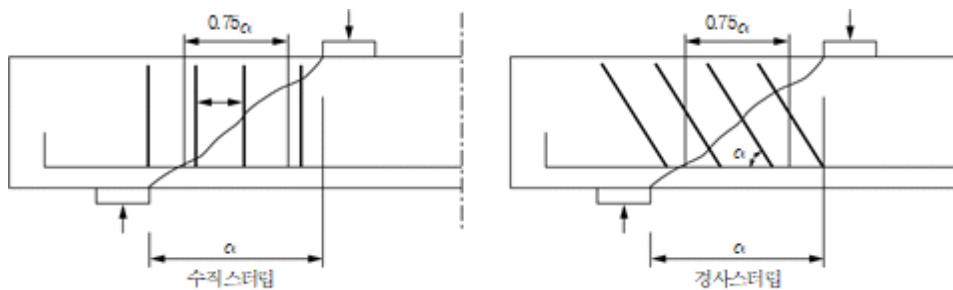


그림 4.1-4 짧은 보의 유효 전단철근

(6) 복부에 지름이 $b_w/8$ 이상인 프리스트레싱 덕트가 있는 부재의 최대 설계전단강도 $V_{d,\max,\text{com}}$ 는 아래 규정한 공칭복부폭을 사용하여 산정하여야 한다.

$$b_{w,nom} = b_w - 0.5\Delta\Phi : \text{그라우트 된 덕트} \quad (4.1-25a)$$

$$b_{w,nom} = b_w - 1.2\Delta\Phi : \text{그라우트 안된 덕트} \quad (4.1-25b)$$

여기서, Φ 는 덕트의 외측 지름이고, $\Delta\Phi$ 는 가장 불리한 위치에서 구한다.

(7) 작용 전단력 V_u 에 의해 종방향 철근에 발생하는 추가 인장력 ΔT 는 식 (4.1-26)로 계산하여야 한다.

$$\Delta T = 0.5 V_u (\cot\theta - \cot\alpha) \quad (4.1-26)$$

(8) 하중이 단면의 하면 근처에 작용하는 경우, 단면 상면으로 하중을 전달하기 위해 충분한 수직 철근을 전단 저항에 필요한 전단철근량에 추가하여 배치하여야 한다.

(9) 프리캐스트 요소를 외부 긴장재로 연결하는 세그먼트 가설 공법으로 제작된 거더의 경우, 작용 하중이 증가함에 따라 각 세그먼트 이음부에 틈이 벌어져 복부 경사 압축대의 압축 응력을 전달하는데 유효한 단면 깊이가 중립축 깊이 c 값까지 감소한다. 이 경우 유효한 전단강도는 먼저 θ 를 가정하고 식 (4.1-16)을 변환한 식 (4.1-27)에 따라 깊이 c 의 최솟값을 도출하여 산정하여야 한다.

$$c = \frac{V_u}{b_w \nu \phi_c f_{ck}} (\cot\theta + \tan\theta) \quad (4.1-27)$$

이때, 사용한 중립축 깊이 c 가 유지되도록 충분한 프리스트레스 힘을 확보하여야만, 휨과 전단이 조합된 극한한

계상태에서 이음부의 틈을 $h - c$ 값까지로 제한 할 수 있다. 이때 작용 전단력을 저항할 수 있도록 식 (4.1-28)로

구한 전단철근량을 각 세그먼트 이음면으로부터 $c/\tan\theta$ 거리 이내에 배치하여야 한다.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u}{c\phi_s f_{vu} \cot\theta} \quad (4.1-28)$$

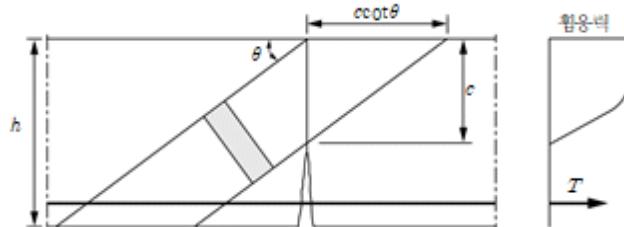


그림 4.1.5 세그멘트 조립 공법으로 시공된 교량 상부구조 복부의 경사 응력장의 제한

(10) 부재가 경량콘크리트로 제작되었을 경우에는 (1)에서 (8)까지의 규정에 나타나는 콘크리트 유효강도계수를

식 (4.1-29)로 치환한 값을 적용하여 모든 $V_{d,max}$ 를 산정하여야 한다. 여기서 η_i 은 식 (3.1-9)로 규정된 경량콘크리트 계수이다.

$$\nu = 0.5\eta_i \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (4.1-29)$$

4.1.2.4 T형 단면 부재의 플랜지와 복부 사이 계면 전단

(1) 플랜지 내민부와 복부 사이 연직 계면의 작용 하중에 의한 종방향 전단응력 v_{uf} 는 식 (4.1-30)에 의해 산정하여야 한다.

$$v_{uf} = \frac{\Delta C}{t_f \Delta x} \quad (4.1-30)$$

여기서, ΔC 는 그림 4.1-6에 보인 것처럼 구간 Δx 에서 플랜지 단면에 작용하는 종방향력의 차이이며, t_f 는 계면에서 플랜지의 두께이고, Δx 는 검토하는 구간 길이로 휨모멘트가 0인 단면에서 최대 휨모멘트가 발생하는 단면 까지 거리의 $1/2$ 이하이어야 하며, 집중 하중이 작용하는 부재에서는 집중하중 간의 간격보다 크지 않게 취하여야 한다.

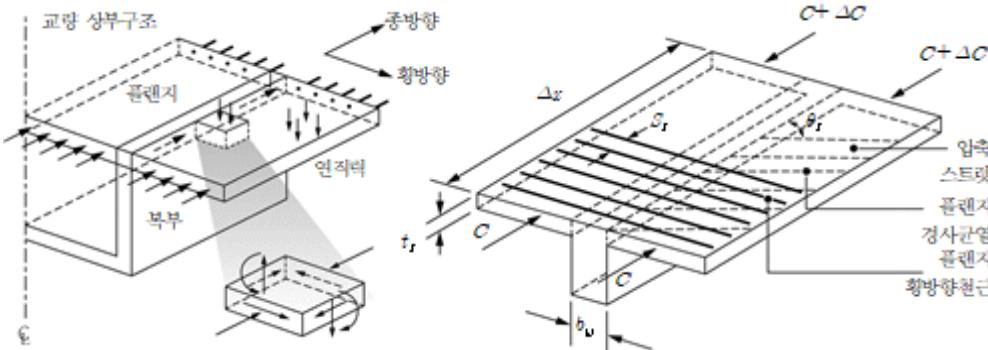


그림 4.1-6 플랜지의 전단

(2) 플랜지의 단위 길이당 횡방향 소요 철근량은 식 (4.1-31)에 의해 결정하여야 한다.

$$\frac{A_{uf}}{s_f} \geq \frac{v_{uf} t_f}{\phi_s f_y \cot \theta_f} \quad (4.1-31)$$

여기서, θ_f = 플랜지 내의 횡방향 철근 간격

θ_f = 정밀한 계산법을 적용하지 않는 경우에는 다음 값을 사용할 수 있다.

$1.0 \leq \cot \theta_f \leq 2.0$ ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26.5^\circ$) : 압축플랜지인 경우

$1.0 \leq \cot \theta_f \leq 1.25$ ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38.6^\circ$) : 인장플랜지인 경우

(3) 플랜지 콘크리트의 압축 파괴를 방지하기 위하여 다음 조건이 충족되어야 한다.

$$v_{uf} < \phi_c v f_{ck} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (4.1-32)$$

(4) 플랜지와 복부 사이의 연직 계면에 전단과 횡방향 흠모멘트가 조합된 경우의 횡방향 소요 철근량은 식 (4.1-31)의 소요 전단철근량이거나 또는 이 전단철근량의 $1/2$ 과 횡방향 소요 흠철근량의 합 중에서 큰 값으로 하여야 한다. 후자일 경우, 흠철근은 흠인장 영역에 배치하여야 하고, 전단에 필요한 철근의 $1/2$ 은 흠인장 영역과 흠압축 영역 사이에 나누어 배치하여야 한다. 또한, 콘크리트 경사 스트럿의 압축 파괴를 검증하기 위한 전단응력 v_{uf} 는 플랜지 깊이 t_f 를 흠압축 영역에 해당하는 두께로 감소시켜 산정하여야 한다. 전단과 동시에 횡방향 흠이 작용하는 플랜지는 4.1.7의 겹판요소 모델 설계법을 적용하여 정밀한 검증을 수행할 수 있다.

(5) v_{uf} 가 $0.4 \phi_s f_{ctk}$ 이하인 경우 흠철근량 이상의 추가적인 횡방향 철근은 배치할 필요가 없다.

(6) 플랜지의 종방향 인장철근은 계면전단 위험구간을 지나서 충분히 정착하여야 한다.

4.1.2.5 서로 다른 시기에 타설한 콘크리트의 계면 전단

(1) 서로 다른 시기에 타설한 콘크리트 사이 시공이음 계면의 전단은 4.1.2.1에서 4.1.2.4까지의 규정뿐만 아니

라 식 (4.1-33)도 검증하여야 한다.

$$v_u \leq v_d \quad (4.1-33)$$

여기서, v_u = 계수하중에 의한 계면에서 전단응력

v_d = 계면의 설계전단강도

(2) 계면에 작용하는 전단응력은 식 (4.1-34)로 산정하여야 한다.

$$v_u = \frac{\beta V_u}{z b} \quad (4.1-34)$$

여기서, β = 새로 친 콘크리트에 작용하는 종방향력과 총 종방향력의 비

V_u = 계수전단력

z = 단면의 내부 모멘트 팔길이

b = 계면의 폭

(3) 계면의 설계전단강도 v_d 는 식 (4.1-35)로 산정 하여야 한다.

$$v_d = \phi_c \mu_1 f_{ck} + \mu_2 f_n + \phi_c \rho f_y (\mu_2 \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \phi_c \nu f_{ck} \quad (4.1-35)$$

여기서, μ_1 과 μ_2 = 계면 거칠기에 따른 계수로 표 4.1-1에서 정한 값

f_n = 계면에 전단력과 동시에 작용하는 최소 법선응력(압축이 +)

압축일 경우 $f_n < 0.6 \phi_c f_{ck}$

인장일 경우 $\phi_c \mu_1 f_{ck} = 0$ 으로 취해야 한다.

$\phi = A_s/A_t$ 로 A_s 는 계면을 가로지르는 철근량, A_t 는 계면의 면적

α = 그림 4.1-7에 정의한 사잇각으로 $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ 의 범위

ν = 식 (4.1-12)로 정한 콘크리트 압축강도 유효계수

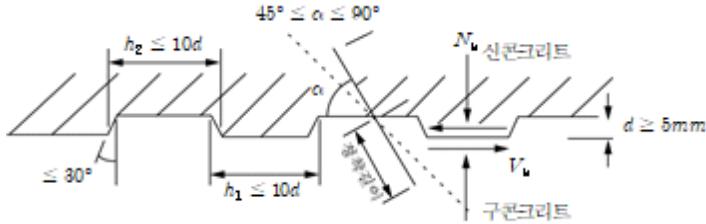


그림 4.1-7 요철을 갖는 시공 이음부

표 4.1-1 계면의 표면 상태 분류

| 표면 구분 | 계수 | 해당 표면 상태 |
|---------|-----------------------------------|---|
| 매우 매끄러움 | $\mu_1 = 0.25$, $\mu_2 = 0.5$ | 강재, 플라스틱 또는 특별히 제작된 목재 거푸집에 타설한 표면 |
| 매끄러움 | $\mu_1 = 0.35$, $\mu_2 = 0.6$ | 슬립폼 또는 사출 성형 거푸집에 타설한 표면 및 진동 다짐 후 더 이상의 표면처리하지 않은 자유 표면 |
| 거침 | $\mu_1 = 0.45$, $\mu_2 = 0.7$ | 표면을 긁어 거칠게 하거나 골재를 노출시키거나 또는 기타 방법을 통해 약 40mm 간격에 적어도 3mm 거침이 있는 표면 |
| 요철 표면 | $\mu_1 = 0.50$, $\mu_2 = 0.9$ | 5mm 이상의 깊은 요철을 가지면 그림 4.1-7 규정에 맞게 사전 제작된 표면 |

(4) 시공 이음 계면에 현저하게 큰 균열이 발생할 가능성이 있는 경우이거나 피로 또는 동적 하중이 작용하는 경우

의 μ_1 값으로 표 4.1-1에서 제시된 값의 절반을 취해야 한다.

(5) 합성 거더교의 거더와 바닥판 사이 계면에는 종방향으로 계단처럼 몇 구간으로 구분하여 각 구간마다 횡방향

철근 또는 전단연결재를 등간격으로 배치할 수 있다. 이때 설계전단강도 v_d 는 $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$ 경사로 배치된 각

철근으로부터 구한 인장 합력을 기준으로 산정하여야 한다.

4.1.3 비틀림

4.1.3.1 일반

(1) 구조물에서 비틀림에 대해 정역학적 평형 확보가 구조 요소의 안정성에 필수적인 경우에는 극한한계상태와 사용한계상태에서 비틀림에 대한 검증을 수행하여야 한다. 반면에 비틀림이 구조물의 안정성을 지배하지 않는 부정정 구조물의 요소 부재는 극한한계상태에서 비틀림에 관한 검증이 필요하지 않다. 그러나 비틀림에 관한 검증이 불필요한 경우에도 균열이 과도하게 발생하는 것을 방지하기 위해서 4.2.3 및 4.6.2에 규정된 최소철근량과 부재 상세를 따라야 한다.

(2) 단면의 설계비틀림강도는 적합한 박벽관 이론을 바탕으로 산정하여야 한다. 속찬 단면은 등가의 박벽관으로 치환하여 설계비틀림강도를 산정한다. T형 단면과 같은 복합 단면은 일련의 요소 단면으로 분할하여 각 요소 단면의 비틀림강도를 계산하며 총 비틀림강도는 각 요소의 강도를 합하여 구한다.

(3) T형 단면 등과 같은 복합 단면의 각 요소 단면에 작용 하중에 의해 유발되는 비틀림 모멘트는 각 요소의 비균열 단면 비틀림 강성에 비례하여 배분해야 하며, 분할된 각 요소 단면은 독립적으로 안전성에 대해 수행될 수 있다.

4.1.3.2 설계

(1) 단면을 구성하고 있는 i 번 벽체에 비틀림모멘트에 의해 유발되는 전단력 $V_{u,i}$ 는 식(4.1-36)으로 산정하여야 한다(그림 4.1-8 참조).

$$V_{u,i} = qy_i \quad (4.1-36)$$

$$q = v_i t_i = \frac{T_u}{2A_o} \quad (4.1-37)$$

여기서, T_u = 작용 계수하중에 의한 비틀림모멘트

A_o = 속빈 공간을 포함하는, 벽체의 중심선으로 둘러싸인 면적

q = 벽을 따라 흐르는 전단류

v_i = i 번 벽체의 전단응력

y_i = 인접 벽체와의 교차점 사이의 거리로 정의된 i 번 벽의 측면 길이

$t_i = A_{\phi}/p_{\phi}$ 로 결정하는 유효 벽두께로,

속찬 단면 : $2t_c \leq t_i \leq A_{\phi}/p_{\phi}$ 범위

속빈 단면 : 실제 치수 이하

A_{ϕ} = 단면의 바깥쪽 둘레로 싸인 면적

p_{ϕ} = 단면 바깥쪽 둘레 길이

t_c = 횡방향 철근의 피복 두께

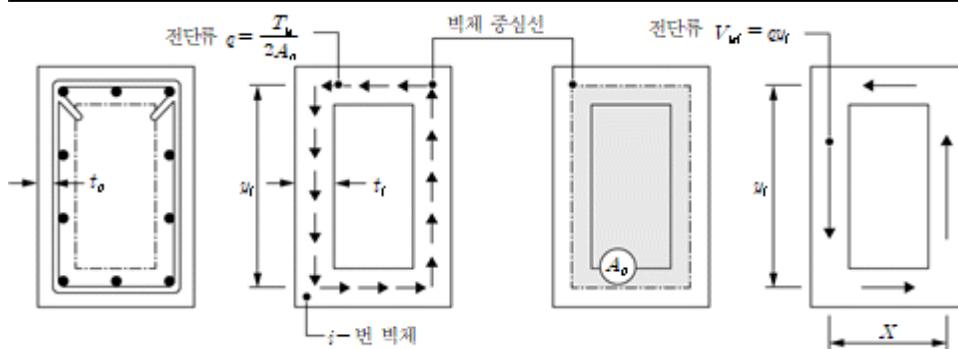


그림 4.1-8 사용한 부호와 정의

(2) 비틀림모멘트에 의해 유발된 각 벽체의 전단력 $V_{u,i}$ 는 4.1.2.3의 전단 규정에 따라 검증되어야 한다. 비틀림과 전단에 각각 필요한 횡방향 철근은 중첩하여 배치하여야 한다. 비틀림과 전단이 동시에 작용하는 부재의 최대 강도는 (4)의 규정을 만족하여야 한다.

(3) 종방향 비틀림 철근의 소요 단면적 ΣA_{si} 은 다음 식으로 산정 할 수 있다.

$$\Sigma A_{si} = \frac{T_u p_o}{2 \phi_s f_y A_o} \cot \theta \quad (4.1-38)$$

여기서, p_o = 면적 A_o 의 표면 둘레 길이

f_y = 종방향 철근의 항복응력

θ = 압축 스트럿의 경사각으로 $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ 에서 선정

압축현재의 종방향 비틀림 철근량은 작용 휨압축력의 크기에 비례하여 감소시킬 수 있다. 인장현재의 종방향 비틀림 철근량은 휨철근량에 추가하여야 한다. 일반적으로 종방향 철근은 단면 둘레를 따라 분산 배치해야 한다. 비교적 작은 단면에서는 모서리에 집중 배치하여야 한다.

(4) 비틀림과 전단이 동시에 작용하는 부재의 최대 강도는 압축스트럿의 강도에 의해 제한된다. 이 강도를 초과하지 않기 위해서는 다음 조건을 만족하여야 한다. 전단과 비틀림의 조합하중이 작용하는 박스형 단면 거더인 경우에는 최대설계전단강도 $V_{d,max}$ 를 기준으로 콘크리트의 한계상태를 검토하여야 한다.

$$(T_u/T_{d,max})^2 + (V_u/V_{d,max})^2 \leq 1.0 : \text{속찬 단면의 경우} \quad (4.1-39)$$

$$T_u/T_{d,max} + V_u/V_{d,max} \leq 1.0 : \text{속빈 단면의 경우} \quad (4.1-40)$$

여기서 T_u 와 V_u = 각각 비틀림모멘트와 전단력

$T_{d,max} = 2\phi_c \nu f_{ck} A_{ot} t_i \sin\theta \cos\theta$ 로 계산한 최대 설계비틀림강도

ν = 식 (4.1-12)로 정의되는 콘크리트 유효강도 계수

$V_{d,max}$ = 4.1.2.3에서 규정한 최대설계전단강도

(5) 속찬 직사각형 단면인 경우 다음 조건이 만족된다면 4.6.2.7에서 규정한 최소철근량이 필요하다.

$$T_u \leq \frac{V_u b_w}{4.5} \quad (4.1-41)$$

$$V_u \left[1 + \frac{4.5 T_u}{V_u b_w} \right] \leq V_{cd} \quad (4.1-42)$$

(6) 부착된 프리스트레스 강재가 없는 프리캐스트 박스형 세그먼트 공법으로 시공된 거더의 각 세그먼트 이음부에서 비틀림에 의해 발생되는 국부적 전단력을 저항하는 적절한 전단키가 설치되어 있지 않는 경우, 인장 영역에서 큰 이음부 열림은 거더의 실질적 비틀림 저항 기구를 닫힌 단면에서 열린 단면 저항기구로 근본적으로 변화시킨다. 이러한 상황의 간단한 극한한계상태 검증은 휨, 전단 및 비틀림의 조합을 고려하여 가장 큰 응력이 발생하는 복부에 대하여 수행하여야 한다.

4.1.3.3 뒤틀림

(1) 극한한계상태에서는 일반적으로 뒤틀림을 무시하는 것이 안전하다.

(2) 속빈 닫힌 단면이나 속찬 단면의 경우에는 일반적으로 뒤틀림은 무시할 수 있다.

(3) 속빈 열린 단면 부재에서는 뒤틀림을 고려할 수 있다. 세장한 단면 거더에서 뒤틀림을 고려해야 할 경우에는 보-격자모델에 기초하고, 기타 경우에는 트러스모델에 기초하여 계산한다. 두 경우 모두 설계는 흡, 축력 및 전단에 대한 설계 규정을 만족하도록 하여야 한다.

4.1.4 뚫림

4.1.4.1 일반

(1) 슬래브 또는 기초판에서 비교적 작은 재하 면적 A_{load} 에 작용하는 집중하중이나 반력에 의해 유발되는 뚫림전단강도는 위험단면에서 검토하여야 한다.

(2) 극한한계상태에서 뚫림전단파괴를 검토하기 위한 모델은 그림 4.1-9와 같다.

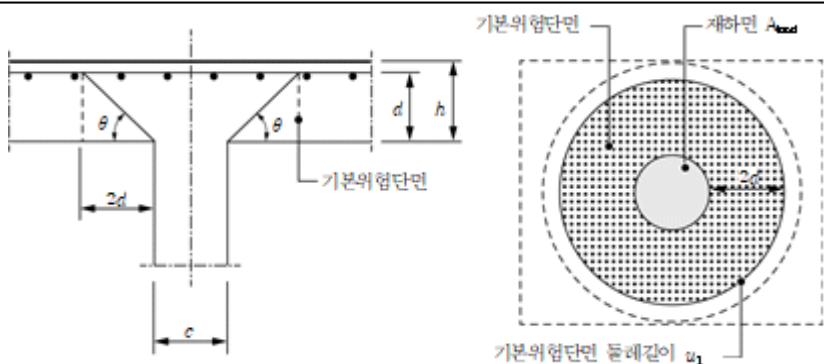


그림 4.1-9 뚫림전단 검증모델

(3) 확대기초판에서 위험단면 둘레 이내에 작용하는 지반 반력은 뚫림전단강도를 증가시키므로 이를 무시하고 강도를 산정할 수 있다.

4.1.4.2 뚫림전단 설계

(1) 뚫림전단 설계 절차는 기본 위험단면과 유사한 형상을 갖는 일련의 위험단면 둘레에 대한 응력 검토에 기초한다. 위험단면에서 설계뚫림전단강도는 다음과 같이 구분하여 정의한다.

v_{ed} : 검토하는 위험단면에 뚫림전단철근이 없는 슬래브의 설계뚫림전단강도(응력)

$v_{ed,s}$: 검토하는 위험단면에 뚫림전단철근이 있는 슬래브의 설계뚫림전단강도(응력)

$v_{d,max}$: 검토하는 위험단면에서 최대 설계뚫림전단강도(응력)

(2) 뚫림전단 설계는 다음과 같이 하여야 한다.

① 기둥 둘레 또는 재하면 둘레에서 계수하중에 의해 유발된 최대 뚫림전단응력은 $v_u < v_{d,\max}$ 조건을 만족하여야 한다.

② 검토하는 위험단면에서 계수하중에 의한 최대 뚫림전단응력 v_u 가 v_{cd} 보다 작은 경우에는 뚫림전단철근을 배치할 필요가 없다.

③ 검토하는 위험단면에서 v_u 가 v_{cd} 를 초과하는 경우에는 4.1.4.4의 규정에 따라 뚫림전단 보강 철근을 배치하여야 한다.

(3) 계수하중에 의한 최대 전단응력은 식 (4.1-43)으로 산정하여야 한다.

$$v_u = \frac{V_u}{u_d d} \quad (4.1-43)$$

여기서, d = 슬래브의 평균 유효깊이로써 $(d_v + d_z)/2$ 값

d_v 와 d_z = 각각위험단면에서 y -방향 및 z -방향 유효깊이

u_d = 검토하는 위험단면의 둘레길이

(4) 받침점 반력이 위험단면 둘레에 대해 편심으로 작용하는 경우의 계수하중에 의한 최대 전단응력은 식 (4.1-43)의 값에 β 를 곱하여야 하며, β 의 값은 다음과 같이 구하여야 한다.

① 사각형 기둥의 경우

$$\beta = 1 + k \frac{M_u}{V_u} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (4.1-44)$$

여기서, u_1 = 기본 위험단면 둘레길이

k = 기둥 치수 c_1 과 c_2 의 비에 따른 계수이며, 이 값은 비균등 전단 및 흔과 비틀림에 의한 불균형모멘트에 비례하는 함수이다(표 4.1-2 참조).

c_1 = 하중 편심방향과 평행한 방향의 기둥 치수

c_2 = 하중 편심방향에 직각인 방향의 기둥 치수

$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1$: 그림 4.1-10과 같은 위험단면둘레 1차모멘트

② 내부 원형기둥인 경우

$$\beta = 1 + 0.6\pi \frac{e}{D+4d} \quad (4.1-45)$$

여기서, $e = M_u/D$: 편심 거리

D = 원형 단면 기둥의 지름

표 4.1-2 사각형 재하면인 경우 k 값

| c_1/c_2 | ≤ 0.5 | 1.0 | 2.0 | ≥ 3.0 |
|-----------|------------|------|------|------------|
| k | 0.45 | 0.60 | 0.70 | 0.80 |

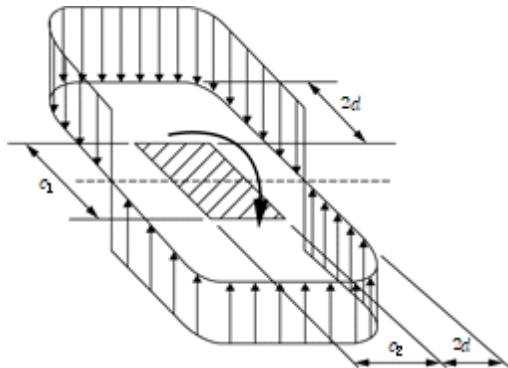


그림 4.1-10 슬래브-내부기둥 접합부의 불평형 흐름모멘트에 의한 전단력 분포

(5) 기둥 기초판의 계수뚫림전단력 V_u 는 계수기둥하중에서 검토하는 위험단면 둘레 내의 상향 지반 반력을 차감한 값으로 하여야 한다.

(6) 기초판의 계수뚫림전단력 V_u 는 토압이 유리하게 작용할 때 감소시킬 수 있다.

(7) 위험단면과 교차하는 경사진 프리스트레싱 긴장력의 뚫림 하중 방향 성분 V_p 는 유리한 작용으로 취급하여 계산에 고려할 수 있다.

4.1.4.3 전단철근이 없는 슬래브 또는 기둥 기초판의 뚫림전단강도

(1) 슬래브의 설계뚫림전단강도는 기본위험단면에 대하여 다음과 같이 산정한다.

$$v_{ed} = 0.85\phi_c \kappa (100\rho_i f_{ck})^{1/3} + 0.10 f_n \geq (0.4\phi_c f_{ctk} + 0.10 f_n) \quad (4.1-46)$$

여기서, f_{ck} 와 f_{ctk} = 콘크리트 기준압축강도와 인장강도로 MPa 단위

$\kappa = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$ 이며, d 는 mm 단위

$\rho_i = \sqrt{\rho_{iy}\rho_{iz}} \leq 0.02$ 로, ρ_{iy} 과 ρ_{iz} 는 각각 y -방향 및 z -방향의 인장철근비.

ρ_{iy}, ρ_{iz} 은 각 방향의 슬래브 폭을 (재하폭 + 3d)로 한 평균값

$$f_n = (f_{ny} + f_{nz})/2 \text{ 로, } f_{ny} = \frac{N_{uy}}{A_{cy}}, f_{nz} = \frac{N_{uz}}{A_{cz}} \text{ 인 법선응력(압축이 +)}$$

N_{uy}, N_{uz} = 내부 기둥인 경우 기둥 사이의 지간의 종방향 힘이고, 가장자리 외측 기둥인 경우 위험단면에 작용하는 계수 종방향력이다. 이 힘은 작용 계수하중 또는 프리스트레스에 의해 유발된다. A_c 는 N_y 를 결정할 때 사용한 콘크리트 면적이다.

(2) 기둥 기초판의 설계뚫림전단강도는 다음과 같이 산정한다.

$$v_d = 0.85\phi_c\kappa(100\rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} \geq 0.4\phi_s f_{ctk} \frac{2d}{a} \quad (4.1-47)$$

여기서, a = 기둥면에서부터 검토하는 위험단면까지의 거리

4.1.4.4 전단철근이 있는 슬래브 또는 기초판의 뚫림전단강도

(1) 전단철근이 필요한 경우, 소요 전단철근량은 다음 식에 의해 계산하여야 한다.

$$v_{csd} = 0.75v_{cd} + \left(\frac{1.5d}{s_r}\right) A_v \phi_s f_{v,y,ef} \left(\frac{1}{u_1 d}\right) \sin\alpha \quad (4.1-48)$$

여기서, A_v = 기둥 주변의 각 위험단면의 전단철근의 면적

s_r = 전단철근의 반경 방향 간격

$\phi_s f_{v,y,ef}$ = 뚫림전단철근의 유효 설계강도

$$= 250 + 0.25d \leq \phi_s f_{v,y} \text{ (MPa)}$$

d = 슬래브의 평균 유효깊이(mm)

α = 전단철근과 슬래브 평면 사이의 각

(2) 뚫림전단철근의 상세 규정은 4.6.4.4(3)에 규정한다.

(3) 전단철근이 필요하지 않은 위험단면 둘레길이 v_{out} (또는 $v_{out,ef}$, 그림.4.1-11 참조)는 식 (4.1-49)로부터 계산하여야 한다.

$$u_{out,ef} = \frac{V_u}{v_{cd}d} \quad (4.1-49)$$

전단철근의 가장 바깥쪽의 둘레는 u_{out} (또는 $u_{out,ef}$, 그림.4.1-11 참조) 안쪽으로 $1.5d$ 이하의 거리에 위치해야 한다.

(4) 폐합된 수직철근, 굽힘철근 또는 철망 이외 형태의 전단철근의 경우, v_{cd} 는 실험을 통해 결정한다.

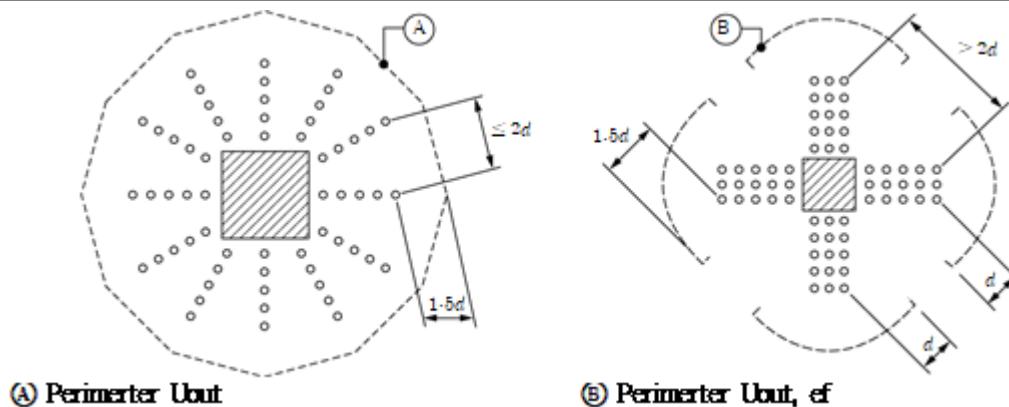


그림4.1-11 내부기둥의 위험단면 둘레길이

4.1.5 스트럿-타이 모델

4.1.5.1 일반

- (1) 부재의 응력교란영역의 설계를 위하여 스트럿-타이 모델을 사용할 수 있다.
- (2) 스트럿은 부재내의 균등한 압축응력장의 합력선을 나타낸다.
- (3) 타이는 철근 또는 강선의 인장응력의 합력을 나타내며, 타이에 대응하는 강재의 위치와 방향이 일치해야 한다.
- (4) 절점은 스트럿과 타이가 만나는 점, 스트럿 또는 타이의 방향전환 위치의 구속된 콘크리트 국부 영역을 나타낸다.

4.1.5.2 스트럿

- (1) 횡방향 압축응력이 작용하거나, 횡방향 응력이 작용하지 않는 콘크리트 스트럿((예) 기둥)의 유효설계강도는 식 (4.1-50)으로 계산할 수 있다.(그림 4.1-12(a) 참조)

$$f_{cd,max} = 0.85\phi_{ct}f_{ck} \quad (4.1-50)$$

다축 압축응력이 작용하는 영역에서는 더 높은 설계강도로 가정하는 것이 적절할 수 있다.

(2) 균열이 발생한 압축 영역의 가상의 콘크리트 스트럿의 설계강도는 횡방향 인장철근에 따라 다음과 같이 정한다.

① 횡방향 인장 철근이 0.4% 미만인 압축영역(그림 4.1-12(b) 참조)

$$f_{cd,\max} = 0.6(1 - f_{ck}/250)\phi_{cd}f_{ck} \quad (4.1-51)$$

② 횡방향 철근이 0.4% 이상인 압축영역 (그림 4.1.12(c) 참조)

$$f_{cd,\max} = 0.85(1 - f_{ck}/250)\phi_{cd}f_{ck} : \theta > 75^\circ \quad (4.1-52)$$

$$f_{cd,\max} = 0.70(1 - f_{ck}/250)\phi_{cd}f_{ck} : 75^\circ \geq \theta > 60^\circ \quad (4.1-53)$$

$$f_{cd,\max} = 0.60(1 - f_{ck}/250)\phi_{cd}f_{ck} : \theta \leq 60^\circ \quad (4.1-54)$$

여기서, θ = 철근이 1방향으로 만 배치된 경우 스트럿과 횡방향 철근 사이의 각도철근이 2방향 이상 배치되면 스트럿에 의해 발생하는 횡방향 응력을 저항하기 위해 철근이 배치되었는지의 여부를 고려하여 각도를 정한다.

(3) 깊은 보와 브래킷과 같이 집중 하중점 사이 영역의 전단 설계 방법이 4.1.2.2와 4.1.2.3에 주어져 있다.

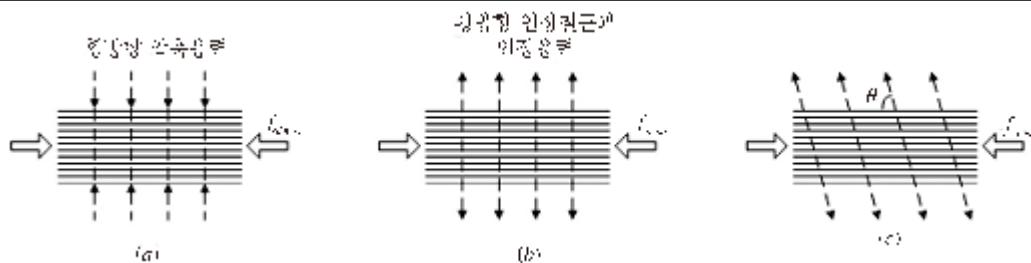


그림 4.1-12 콘크리트 스트럿의 종류

4.1.5.3 타이

(1) 타이의 설계강도는 3.2의 일반 철근이나 3.3의 프리스트레싱 강재의 설계 규정에 따른다.

(2) 철근은 절점영역에 적절히 정착되어야 한다.

(3) 병모양 스트럿의 내부에는 횡방향 파열 인장력에 저항할 수 있는 타이를 배치하여야 한다.

4.1.5.4 절점영역

-
- (1) 이 절의 규정은 집중하중이 부재에 작용하거나 스트럿-타이 모델에 의해 설계되지 않는 영역에도 적용한다.
-
- (2) 절점영역에 작용하는 힘들은 평형조건을 만족해야 한다. 절점 평면에 직각으로 작용하는 면외 인장력을 고려해야 한다.
-
- (3) 절점력에 저항하는 철근은 충분히 정착되어야 한다.
-
- (4) 절점영역의 크기와 상세는 지압강도의 결정에 크게 영향을 미치므로 스트럿, 타이와 외력의 기하학적 특성을 고려하여 결정하여야 한다.
-
- (5) 절점영역내의 압축응력의 최대설계유효강도 값은 다음과 같이 정할 수 있다.

- ① 타이가 정착되지 않은 압축 절점(C-C-C 절점, 그림 4.1-13(a) 참조)

$$f_{cd,max} = (1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \quad (4.1-55)$$

여기서, $f_{cd,max}$ 는 $f_{c1} = C_1/w_1 t$, $f_{c2} = C_2/w_2 t$, $f_{c3} = C_3/w_3 t$ 중 큰 값이다.

- ② 한쪽에 정착 타이가 있는 압축-인장 절점(C-C-T 절점, 그림 4.1-13(b) 참조)

$$f_{cd,max} = 0.85(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \quad (4.1-56)$$

여기서, $f_{cd,max}$ 는 f_{c1}, f_{c2} 중 큰 값이다.

- ③ 두 방향으로 정착 타이가 있는 압축-인장 절점(C-T-T 절점, 그림 4.1-13(c) 참조)

$$f_{cd,max} = 0.75(1 - f_{ck}/250)\phi_c f_{ck} \quad (4.1-57)$$

- (6) 다음과 같은 조건 중에서 적어도 1개의 조건이 적용된다면 (5)에 주어진 설계압축강도는 10% 까지 증가할 수 있다.

- ① 3축 압축 상태

- ② 스트럿과 타이 사이의 모든 사잇각이 55° 보다 큰 경우

- ③ 지점과 집중하중에 작용하는 하중은 등분포이며 절점은 스터럽으로 구속될 때

- ④ 철근이 여러 층 배치된 경우

⑤ 절점이 지압 또는 마찰에 의해 충분히 구속 되었을 때

(7) 3축 압축 절점영역에서 3방향 스트럿 모두에 대해 힘의 분배를 안다면 $f_{cd,max}^3(1-f_{ck}/250)\phi_c f_{ck}$ 값 이하로 하여 식 (3.1-43)과 식 (3.1-44)에 따라 검토할 수 있다.

(8) 압축-인장 절점영역의 철근 정착은 절점영역의 시작점에서 시작한다. 예를 들어 지점에서는 정착은 그 내면에서 시작한다.(그림 4.1-13 참조) 정착길이는 전체 절점영역 길이에 걸쳐서 연장해야한다. 어떤 경우에는 철근을 절점영역밖에 정착할 수 있다. 철근의 정착과 굽힘에 대해서는 4.5.4를 따라야 한다.

(9) 3개의 스트럿이 만나는 곳의 평면 압축 절점은 그림 4.1-13(a)에 따라 검토한다. 최대 평균 절점 주응력을 (5)①에 규정된 최대 설계유효강도에 따라 검증하여야 한다.

(10) 철근을 굽힌 곳의 절점영역은 그림 4.1-13(c)에 따라 해석할 수 있다. 이때 스트럿의 압축응력은 (5)③을 기준으로 검증하여야 한다. 굽힘 지름은 4.5.2에 따라야 한다.

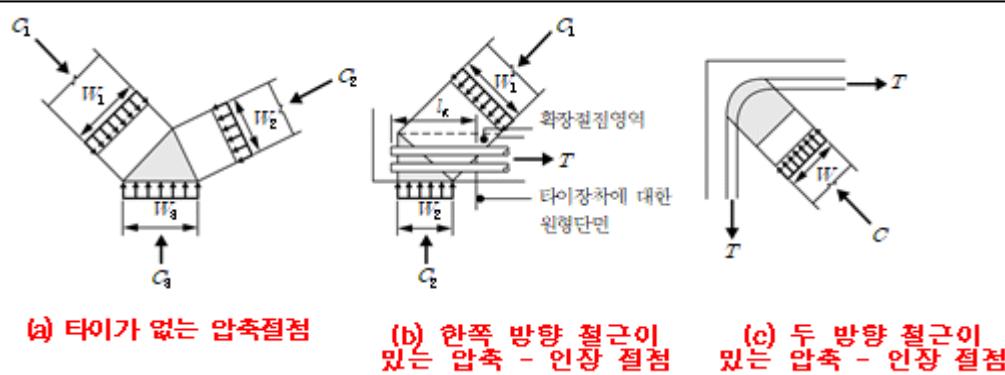


그림 4.1-13 절점의 종류

4.1.6 지압부 설계

(1) 부분 영역에 큰 압축력이 작용하는 지압부에서는 콘크리트의 국부적 압축 파괴와 횡방향 파열 인장 한계를 검증하여야 한다.

(2) 등분포 하중이 면적 A_{ct} 에 작용할 경우의 설계지압강도 F_d 는 식 (4.1-58)로 산정할 수 있다.

$$F_d = \phi_c (0.85 f_{ck}) A_{ct} \sqrt{\frac{A_{ct}}{A_{ct}}} \leq 3.0 \phi_c (0.85 f_{ck}) A_{ct} \quad (4.1-58)$$

여기서, A_{ct} = 지압력 재하 면적(그림 4.1-14 참조)

A_{ct} 은 A_{ct} 와 같은 형상을 가지는 최대 설계 분포 면적으로 다음 조건을 만족하여야 한다.

① 하중 작용 방향의 분포 높이는 그림 4.1-14에 보인 조건을 만족하여야 한다.

② 분포 면적 A_{cl} 의 중심은 재하 면적 A_{ct} 의 중심을 지나는 작용선상에 있어야 한다.

③ 콘크리트 표면에 두개 이상의 압축력이 작용할 때 분포 면적 A_{cl} 은 겹칠 수 없다.

(3) 설계지압강도 F_d 값은 하중이 재하면에 균등하게 재하되지 않거나, 높은 전단력이 작용하는 경우 감소시켜야 한다.

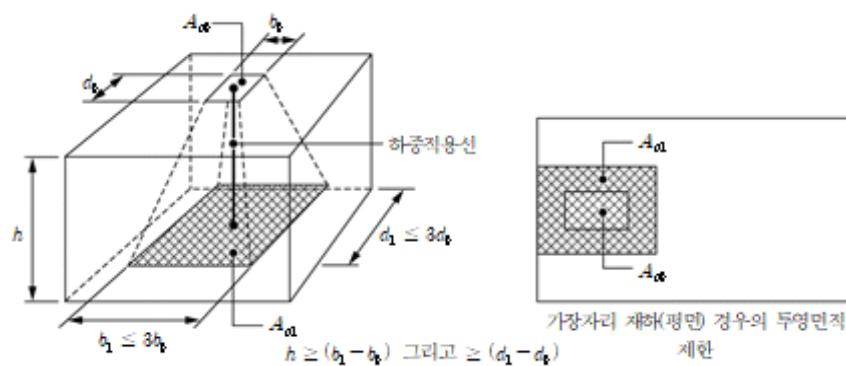


그림 4.1-14 부분 재하 영역의 설계 분포 면적

4.1.7 겹판요소 모델

4.1.7.1 판요소 설계

(1) 평면 요소의 중심면에 작용선이 포함되는 면내력 만이 작용하는 면요소를 판요소라고 하며 그림 4.1-15와 같은 종방향 축력, 횡방향 축력과 면내 전단력이 있다.

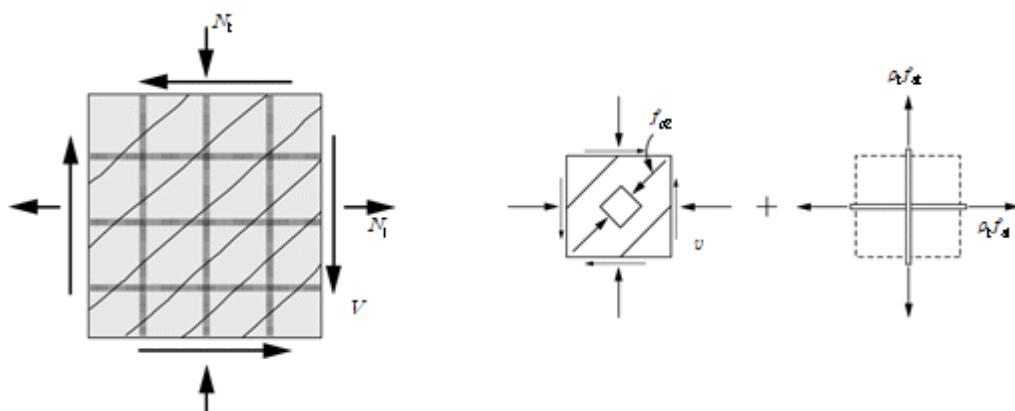


그림 4.1-15 면내력이 작용하는 철근콘크리트 판요소와 응력

(2) 철근콘크리트 판요소를 설계할 때, 종방향과 횡방향 축에 일치하게 직교 2방향으로 배치한 철근의 콘크리트 단면적에 대한 비를 각각 ρ_t 과 ρ_s 이라면, 계수하중에 의해 유발된 철근과 콘크리트의 응력은 아래 식을 만족하여야 한다.

$$\rho_l f_{sl} = f_{nl} + v \cot \theta \leq \phi_s \rho_l f_{ul} \quad (4.1-59)$$

$$\rho_t f_{st} = f_{nt} + v \tan \theta \leq \phi_s \rho_t f_{ut} \quad (4.1-60)$$

$$f_{ct} = v(\tan \theta + \cot \theta) \leq \phi_c f_{ct,max} \quad (4.1-61)$$

여기서, f_{nl} 과 f_{nt} = 각각 요소의 종방향과 횡방향으로 작용하는 법선응력(인장+)

v = 요소에 작용하는 전단응력

f_{ct} = 콘크리트 스트럿에 유발된 압축응력

$f_{ct,max}$ = 스트럿의 최대 유효 압축강도

f_{sl} 과 f_{st} = 균열면에서 각각 종방향과 횡방향으로 유발된 철근 응력

f_{ul} 과 f_{ut} = 각각 종방향 철근과 횡방향 철근의 항복응력

θ 는 종방향 축(철근)에 대한 스트럿의 경사각이다.

(3) 콘크리트 판요소는 소성이론의 하한해를 적용하여 설계할 수 있다.

(4) 콘크리트의 기준강도가 50 MPa 이하이며, (3)의 규정에 따라 설계자가 설계에 사용한 경사각과 주응력 방향

각과의 차이가 있다면 식 (4.1-61)의 검증에 사용하는 스트럿의 최대 유효강도는 식 (4.1-62)와 같이 감소시킨 값

이어야 한다.

$$f_{ct,max} = v f_{ct} (1 - 0.032 |\theta - \theta_{el}|) \quad (4.1-62)$$

여기서, θ = 소성이론 하한해를 적용할 때 사용한 경사각

θ_{el} = 작용하중에 의해 탄성 이론으로 계산한 응력 상태의 주응력 경사각

v = 식 (4.1.12)에 정의된 콘크리트 압축강도 유효계수

현저한 유효 강도 감소를 방지하기 위해 경사각의 차이 $|\theta - \theta_{el}|$ 는 극한한계상태에서는 15° 이하로, 사용한계상

태 검증에서는 5° 이하로 제한하여야 한다.

(5) 극한한계상태에서 두 방향 철근이 모두 항복강도 이하일 경우에는 철근의 응력 크기에 따라 콘크리트 스트럿

의 최대 유효강도를 $v f_{ct}$ 와 $0.85 f_{ct}$ 사이의 값을 갖도록 다음 식으로 정하여야 한다.

$$f_{c2,\max} = \left[0.85 - \frac{f_s}{\phi_s f_y} (0.85 - \nu) \right] f_{ck} \quad (4.1-63)$$

여기서, f_s 는 종방향과 횡방향 철근 응력 중에서 큰 값이다.

(6) 판요소가 2축 압축상태이며 전단응력 v 가 작용하는 경우의 콘크리트 스트럿 최대 유효강도는 식 (4.1-64)로 정하여야 한다.

$$f_{c2,\max} = 0.85 f_{ck} \frac{1 + 3.8(f_1/f_2)}{[1 + (f_1/f_2)]^2} \quad (4.1-64)$$

여기서, f_1 과 f_2 는 주응력으로 모두 압축 응력이어야 하며, 콘크리트의 기준강도가 50MPa 이하인 경우일 때에 유효하다.

4.1.7.2 웰요소 설계

(1) 면내력과 동시에 면외력이 작용하는 면요소를 웰요소라고 하며, 이 절의 규정에 따라 설계하여야 한다.

(2) 웰요소는 두께 방향의 각 깊이마다 균열 발생 여부를 먼저 파악하여 설계하여야 한다.

① 만약 극한한계상태에서 전 깊이에 걸쳐 비균열 상태이면, 압축주응력이 설계압축강도보다 작다는 것에 대한 검증만 필요하다.

② 만약 극한한계상태에서 균열이 발생한다면 웰요소의 설계와 검증에 겹판요소 모델을 적용하여야 한다.

(3) 겹판요소 모델에서는 그림 4.1-16에 나타낸 것과 같이 웰요소를 세 개의 층으로 분할하여서 양 바깥 층은 모든 면내력과 휨모멘트에 대해 저항하고, 중앙의 핵판은 면외 전단력만을 저항한다고 간주한다. 각 판의 두께는 반복법에 의해 검증하여 결정하여야 한다.

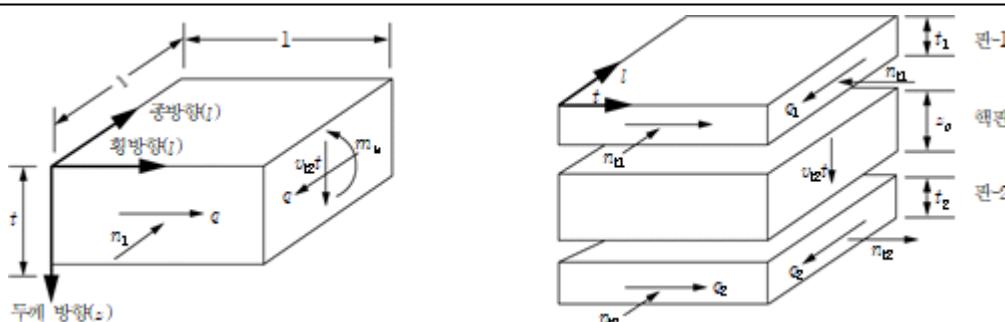


그림 4.1-16 웰요소를 겹판요소로 변환

(4) 면외 전단력을 저항하는 핵판의 설계는 4.1.2에서 규정한 보의 전단설계 방법에 따라 수행하여야 한다.

(5) 그림 4.1-16에 나타낸 셀요소의 단위폭당 면내 전단력 q , 면외 전단력 $v_{t_1 t}$, 면내 종방향 축력 n_i 과 횡방향 흔도

멘트 m_t 가 작용할 때, 양 바깥 판은 아래 식으로 산정한 면내 응력이 작용하는 판으로 간주하여 설계할 수 있다.

· 판-1의 전단응력 : $v_1 = \frac{q_1}{t_1} = \frac{q(t-t_2)}{(2t-t_1-t_2)t_1}$ (4.1-65)

· 판-2의 전단응력 : $v_2 = \frac{q_2}{t_2} = \frac{q(t-t_1)}{(2t-t_1-t_2)t_2}$ (4.1-66)

· 판-1의 종방향 압축응력 : $f_{n11} = \frac{n_{i1}}{t_1} = \frac{n_i(t-t_2)}{(2t-t_1-t_2)t_1}$ (4.1-67)

· 판-2의 종방향 압축응력 : $f_{n12} = \frac{n_{i2}}{t_2} = \frac{n_i(t-t_1)}{(2t-t_1-t_2)t_2}$ (4.1-68)

· 판-1의 횡방향 압축응력 : $f_{nt1} = \frac{m_u}{z_c t_1} = \frac{m_u}{[t-(t_1+t_2)/2]t_1}$ (4.1-69)

· 판-2의 횡방향 인장응력 : $f_{nt2} = \frac{m_u}{z_c t_2} = \frac{m_u}{[t-(t_1+t_2)/2]t_2}$ (4.1-70)

여기서, t 는 셀요소의 두께이고, t_1 와 t_2 는 각 판의 두께이다.

(6) (5)에서 산정한 면내력이 작용하는 상층과 하층의 최적의 두께는 4.1.7.1의 설계 방법을 반복 수행하여 결정

할 수 있으며, 두 층의 경사각을 다르게 설정하여 설계해도 좋다.

4.2 사용한계상태

4.2.1 일반

4.2.1.1 적용 범위

4.2는 콘크리트 교량 구조물과 그 부대시설을 구성하고 있는 부재가 충분한 기능을 발휘할 수 있도록 사용 중의 응력 한계, 균열폭 제한 및 처짐 제한에 관련된 사용한계상태의 검증에 관한 규정을 다룬 것이다.

4.2.1.2 노출 환경과 한계 기준

(1) 교량과 그 부대시설의 구성 요소는 표 4.2-1에 정해진 노출 환경으로 구분하여 설계하여야 한다. 부재에 발생하는 균열폭은 노출 환경 상태에 따라 정해진 한계 균열폭을 초과하지 않아야 한다.

(2) 교량 구조물과 그 부재의 소요 사용 성능을 확보하기 위해서는 이 절에서 정한 노출 환경에 따른 응력과 균열 폭 제한 규정을 시공 중인 임시 상황뿐만 아니라 운용 중인 정상 상황에서 예측되는 적합한 하중조합에서 적용하여야 한다.

(3) 부재 설계에 적용하는 영(0)응력과 균열폭 한계 기준은 표 4.2-2에 주어진 값으로 하여야 한다. 이 표에 주어진 영응력 한계 기준과 균열폭 한계 기준을 동시에 만족시키도록 설계하여야 한다. 여기서 영응력 상태란 인장측 연단 콘크리트가 압축인 상태를 의미한다.

표 4.2-1 노출 환경에 따라 요구되는 최소 설계 등급

| 노출 환경 | 최소 설계 등급 | | | |
|---|-----------|----------|---------|------------|
| | 포스트 텐션 | 프리 텐션 | 비부착 프리스 | 철근콘크 리트 |
| | D | D | E | E |
| 건조 또는 영구적 수중 환경 (EC1) | | | | |
| 부식성 환경 (습기 또는 물과 장기간 접촉 환경; EC2, EC3, EC4) | C | C | E | E |
| 고부식성 환경 (염화물 또는 해수에 노출된 환경; ED1, ED2, ED3, ES1, ES2, ES3) | C | B | E | E |

표 4.2-2 설계 등급에 따른 사용 한계값

| 설계 등급 | 한계상태 검증을 위한 하중조합 | | 한계균열폭(mm) |
|-------|------------------|----------|-----------|
| | 영(0)응력 한계상태 | 균열폭 한계상태 | |
| A | 사용하중조합-I | - | - |
| B | 사용하중조합-III/IV | 사용하중조합-I | 0.2 |

| | | | |
|---|---------------|---------------|-----|
| C | 사용한계상태 하중조합-V | 사용하중조합-III/IV | 0.2 |
| D | - | 사용하중조합-III/IV | 0.3 |
| E | - | 사용한계상태 하중조합-V | 0.3 |

4.2.2 응력 한계

4.2.2.1 기본 사항

(1) 구조물의 정상적 기능 발휘에 영향을 주는 균열 또는 큰 크리프 변형을 방지하기 위해 콘크리트의 압축응력의 크기를 제한하여야 한다.

① 유효 프리스트레스와 사용한계상태 하중조합-V에 의한 콘크리트 압축응력이 $0.45f_{ck}$ 를 초과하지 않아야 한다.

② 유효 프리스트레스와 사용하중조합-I에 의한 콘크리트 압축응력이 $0.6f_{ck}$ 를 초과하지 않아야 한다. 또한 부재를 제작하고 운반하는 시공 상황에서도 콘크리트 압축응력은 $0.6f_{ck}$ 를 초과하지 않아야 한다.

(2) 철근의 비탄성 변형을 방지하고 부재의 과도한 균열 또는 변형을 방지하기 위해 철근과 강재의 응력은 다음과 같이 제한하여야 한다.

① 사용하중조합-I에 의해 유발된 보통 철근의 인장응력은 $0.8f_y$ 를 초과하지 않아야 한다.

② 유효 프리스트레스와 사용한계상태 하중조합-V에 의한 프리스트레스 강재의 응력은 $0.65f_{pu}$ 를 초과하지 않아야 한다.

4.2.2.2 응력 계산 방법

(1) 4.2.2.1에서 명시된 한계 응력을 검증하기 위해서는 다음의 가정을 적용하여 응력을 계산하여야 한다.

① 사용하중조합-I 상태에서 비균열 단면 해석으로 계산한 콘크리트 최대 인장응력이 콘크리트 기준인장강도 미만이면 비균열 단면으로, 초과한 곳은 균열 단면으로 간주한다.

② 비균열 단면이 사용된 곳에는 모든 콘크리트 단면이 유효하며 철근과 콘크리트는 모두 인장과 압축에서 선형 탄성이라 간주한다.

③ 균열 단면이 사용된 곳에는 콘크리트는 인장력에 저항할 수 없으며 압축에서 탄성이라고 간주한다.

④ 고정하중과 활하중의 비에 따라 추정한 10에서 15 사이의 탄성계수 비를 사용하여 시간 의존적인 크리프에 의한 장기 영향을 반영할 수 있다.

⑤ 변형이 구속되어 발생한 내력에 의하여 유발되는 철근의 인장력을 제한하기 위하여 4.2.3.2에서 정한 최소철근량을 배치하여야 한다.

4.2.3 균열

4.2.3.1 일반 사항

(1) 구조물의 기능과 내구성을 손상시키거나 또는 외관상 수용할 수 없을 정도의 균열폭은 제한하여야 한다. 발생 가능 균열의 폭은 구조물의 기능과 환경을 고려하여 표 4.2-2에서 규정한 한계균열폭을 초과하지 않아야 한다.

(2) 4.2.3.4의 규정에 따라 균열폭을 직접 계산할 수 있다. 간접적인 간단한 대안으로 4.2.3.3의 규정에 따라 철근의 지름 또는 간격을 제한하는 방법을 적용할 수 있다.

(3) 부식성 환경과 고부식성 환경에 노출된 프리스트레스트 부재의 인장 연단에서 균열 발생을 허용하지 않는다.

(4) 균열이 구조물의 기능을 손상 시키지 않는 경우에는 균열폭을 제한하지 않아도 된다.

(5) 비부착 긴장재만이 배치된 프리스트레스트 부재에는 철근콘크리트 부재의 요구조건을 적용하며, 비부착 긴장재와 부착 긴장재가 혼합되어 배치된 부재는 부착 프리스트레스트 부재의 요구조건을 적용하여야 한다.

(6) 간접적으로 균열폭을 제한하기 위해 표 4.2-4와 표 4.2-5에서 주어진 기준은 프리스트레스트 부재에서는 0.2 mm, 철근콘크리트 부재에서는 0.3mm 한계균열폭을 만족시키기 위한 기준이다.

4.2.3.2 최소철근량

(1) 인장응력이 유발되는 영역으로 균열제어가 필요한 부재에는 최소철근량을 배치하여야 한다. 이때 소요 최소

철근량은 균열 직전의 콘크리트 인장력과 균열 직후의 철근 인장력이 같다는 평형조건으로 산정할 수 있는데, 철

근 인장응력은 항복응력이나 필요 시 항복응력 보다 낮은 응력을 허용할 수 있다.

(2) 상세 계산에 의해 보다 작은 최소 철근량이 요구되지 않을 경우, 콘크리트 인장 영역 내의 소요 최소 철근량

$A_{s,min}$ 은 식 (4.2-1)로 산정하여야 한다.

$$A_{s,min} = k_c k A_{ct} \frac{f_{ct}}{f_s} \quad (4.2-1)$$

여기서, A_{ct} = 첫 균열 발생 직전 상태에서 계산된 콘크리트의 인장 영역 단면적

f_s = 첫 균열 발생 직후에 허용하는 철근의 인장응력

f_{ct} = 첫 균열이 발생할 때 유효한 콘크리트 인장강도

k_c = 균열 발생 직전의 단면 내 응력 분포 상태를 반영하는 계수

= 1.0 : 순수인장을 받는 경우

= $0.4 \left[1 - \frac{f_n}{k_1(h/h^*) f_{ct}} \right] \leq 1$: 휨과 축력을 받는 부재 복부

= $0.9 \frac{N_{cr}}{A_{ct} f_{ct}} \geq 0.5$: 박스형이나 T형 단면 부재 플랜지

f_n = 단면에 작용하는 평균 법선응력($=N_u/bh$)

N_u = 단면에 작용하는 축력(압축이 +)

h^* = 단면 기준 깊이

= h : $h < 1.0m$ 일 때

= $1.0m$: $h \geq 1.0m$ 일 때

k_1 = 축력이 응력 분포에 미치는 영향을 반영하는 계수

= 1.5 : 축력 N_u 가 압축력일 때

= $2h^*/3h$: 축력 N_u 가 인장력일 때

N_{σ} = 플랜지에 균열이 처음 발생하기 직전에 부재 전 단면에 작용하는 휨모멘트와 축력으로 계산한 플랜지

의 인장력

k = 간접하중영향에 의해 부등 분포하는 응력의 영향을 반영하는 계수

= 1.0 : 단면 깊이 또는 복부 폭을 포함한 플랜지 너비가 300mm 이하일 경우

= 0.65 : 단편 깊이 또는 복부 폭을 포함한 플랜지 너비가 800mm 이상일 경우

중간값은 위 두 값 사이를 보간하여 사용할 수 있다.

(3) 부착된 프리스트레스 긴강재 중심으로부터 거리 150mm 이내의 사각형 단면 내에 필요한 최소 철근량은

$\xi_1 A_p$ 만큼 감소시킬 수 있다. 여기서 A_p 는 프리스트레스 긴강재의 단면적이고, ξ_1 은 철근과 긴장재의 부착특성 및 지름의 차이에 따른 영향을 반영하기 위한 계수로 다음과 같이 계산한다.

$$\xi_1 = \sqrt{\xi d_b / d_{p+e}}$$
 (4.2-2)

여기서, ξ = 표 4.2-3에 주어진 철근과 프리스트레싱 강재의 부착강도 비, f_{ck} 가 50MPa과 70MPa 사이의 경우에는 직선보간한 값

d_b = 철근 지름

d_{p+e} = 프리스트레싱 강재의 등가지름

= 1.6 $\sqrt{A_p}$: 다발 프리스트레싱 강재

= 1.75 d_{wire} : 7연선 1가닥

= 1.20 d_{wire} : 3연선 1가닥

철근은 사용되지 않고 프리스트레싱 강재만 사용된 경우에는 d_b / d_{p+e} 의 값을 1.0으로 계산한다.

(4) 유효 프리스트레스와 사용하중조합-I에 의해 콘크리트가 압축 상태에 있으면, 프리스트레스 부재의 단면에는 최소 철근량이 필요하지 않다.

표 4.2-3 철근에 대한 프리스트레싱 긴강재의 부착강도 비 ξ

| | 부착강도 비 ξ |
|--|--------------|
| | |

| PC 강재 | 프리텐션 강재 | 부착된 포스트텐션 강재 | |
|----------|---------|------------------------------|------------------------------|
| | | $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ | $f_{ck} \geq 70 \text{ MPa}$ |
| 원형강봉과 강선 | 사용되지 않음 | 0.3 | 0.15 |
| 강연선 | 0.6 | 0.5 | 0.25 |
| 이형 강선 | 0.7 | 0.6 | 0.3 |
| 이형 강봉 | 0.8 | 0.7 | 0.35 |

4.2.3.3 간접 균열 제어

(1) 균열이 직접하중에 의해 주로 발생하는 부재에서 4.2.3.2의 규정에 따라 최소 철근량 조건을 만족하고, 배치된 철근이 표 4.2-4의 최대 지름과 표 4.2-5의 최대 철근간격 중의 하나를 만족한다면 균열폭이 허용 한계값 이내에 있다고 간주할 수 있다. 이때 철근 응력은 적합한 하중 조합과 균열 단면을 기준으로 계산하여야 한다.

(2) 균열이 간접하중인 변형 구속에 의해 지배적으로 발생하는 부재에서 4.2.3.2의 규정에 따라 최소 철근량 조건을 만족하고, 적합한 하중 조합과 균열 단면을 기준으로 계산한 철근 응력에서 표 4.2-4에 주어진 지름을 초과하지 않는 철근을 배치했을 때, 균열폭이 허용 한계값 이내에 있다고 간주할 수 있다.

표 4.2-4 균열 제어를 위한 최대 철근 지름

| 철근 응력* | 최대 철근 지름 (mm) | |
|--------|---------------|-------------|
| | 철근 콘크리트 | 프리스트 레스트 |
| | | |
| 160 | 32 | 25 |
| 200 | 25 | 16 |
| 240 | 16 | 13 |
| 280 | 14 | 8 |

| | | |
|-----|----|---|
| 320 | 10 | 6 |
| 360 | 8 | 5 |

표 4.2-5 균열 제어를 위한 최대 철근 간격

| 철근 응력* | 최대 철근 간격 (mm) | | |
|--------|---------------|----------------|----------------|
| | 철근콘크리트 순수휨 단면 | 철근콘크리트 순수인장 단면 | 프리스트레스 콘크리트 단면 |
| 160 | 300 | 200 | 200 |
| 200 | 250 | 150 | 150 |
| 240 | 200 | 125 | 100 |
| 280 | 150 | 75 | 50 |
| 320 | 100 | - | - |
| 360 | 50 | - | - |

(3) 깊이가 1,000 mm 이상인 보에서 주철근이 단면의 인장영역 일부에 집중 배치된 경우, 복부 측면의 균열을 제어하기 위한 표피철근을 배치하여야 한다. 이 철근은 주인장 철근 위치에서부터 중립축 위치까지 균등 분포시켜야 하며, 배치 철근량은 식 (4.2-1)에서 k_e 는 0.5이며 f_s 는 f_y 를 취하여 계산한 값 이상이어야 한다. 적정한 철근 지름과 간격은 순수 인장 상태로 가정하여 표 4.2-4와 표 4.2-5로부터 구할 수 있으며, 이 표피철근량의 절반은 주인장철근 역할을 한다고 간주할 수 있다.

(4) 응력이 급변하는 단면에는 큰 균열이 발생할 위험이 특히 크다는 것에 주의하여야 하며, 균열폭을 최소화할 수 있는 조치를 강구하여야 한다.

(5) 콘크리트 교량 상부 구조의 복부에서 균열 제어는 복부에서의 주응력과 유효인장강도를 계산하여 수행하여야 한다. 2축 응력 상태에 있는 거더 복부의 유효인장강도 f_{cte} 는 다음 식으로 산정한다.

$$f_{cte} = \left(1 - 0.8 \frac{f_2}{f_{ck}}\right) f_{ctk} \quad (4.2-3)$$

여기서, f_s 는 주압축응력으로(압축일 경우 +) $f_s \leq 0.6f_{cte}$ 이어야 한다. 만약 동반하는 주인장응력 f_1 이 f_{cte} 보다

작으면 비균열 상태로 판별할 수 있으며, 이때는 최소 철근량을 표 4.2-4와 표 4.2-5에 따라서 계산하여 종방향으로 배치하여야 한다. 만약 동반하는 주인장응력 f_1 이 f_{cte} 보다 크면 복부 균열이 발생한 상태이며, 4.2.3.3과 4.2.3.4의 규정에 따라 균열폭을 제어하여야 한다.

(6) 상이한 철근 지름을 혼합하여 사용한 단면에서는 평균 지름 $d_{b,m} = \Sigma d_{b,i}^2 / \Sigma d_{b,i}$ 를 사용할 수 있다. 다발철근을 사용한 경우에는 실제 지름 대신에 등가지름을 사용할 수 있다.

(7) 2중선 용접철망을 사용한 경우에는 한 가닥의 철선 지름을 사용할 수 있다.

4.2.3.4 균열폭 계산

(1) 균열 발생 후의 모든 하중 단계에서 설계 균열폭은 식 (4.2-4)로 산정할 수 있다.

$$w_k = l_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.2-4)$$

여기서, $l_{r,max}$ 는 최대 균열 간격이고, ε_{sm} 은 적합한 하중조합에 의해 발생된 철근 평균 변형률로 인장강화효과를 고려한 값이며, ε_{cm} 은 인접된 균열 사이 콘크리트의 평균 변형률이다.

(2) 변형률 차이 $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ 은 식 (4.2-5)로 계산 할 수 있다.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{f_{so}}{E_s} - 0.4 \frac{f_{cte}}{E_s \rho_e} (1 + n \rho_e) \geq 0.6 \frac{f_{so}}{E_s} \quad (4.2-5)$$

여기서, f_{so} = 균열면에서 계산한 철근 인장응력

f_{cte} = 첫 균열이 발생할 때 유효한 콘크리트 인장강도, $t \geq 28$ 일에서의 f_{ctm}

k_t = 단기하중일 경우 0.6, 장기하중일 경우 0.4

n = 탄성계수비 E_s/E_c

ρ_e = 식 (4.2-6)으로 계산한 유효 철근비

$$\rho_e = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p}{A_{cte}} \quad (4.2-6)$$

여기서, A_{cte} = 그림 4.2-1에 나타낸 콘크리트의 유효 인장면적으로 d_{cte} 의 크기로 결정

A_c 및 A_p = 콘크리트 유효 인장면적 내에 있는 철근 및 프리스트레싱 강재의 단면적

d_{cte} = 콘크리트 유효 인장깊이로 $2.5(h-d)$, $(h-c)/3$, $h/2$ 중 가장 작은 값

ξ_1 = 식 (4.2-2)로 주어진 계수

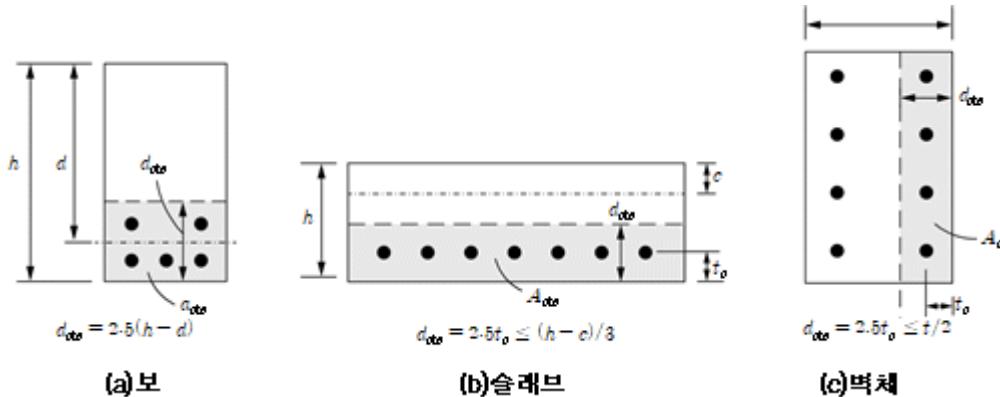


그림 4.2-1 유효 인장 면적

t

(3) 최종 균열의 최대 간격은, 부착된 강재의 중심간격이 $5(c_e + d_b/2)$ 이하인 경우에는 식 (4.2-7a)로, 부착된 강재

의 중심간격이 $5(c_e + d_b/2)$ 를 초과하는 경우나 부착된 강재가 배치되지 않은 경우는 식 (4.2-7b)로 산정할 수 있다.

$$l_{r,max} = 3.4 c_e + \frac{0.425 k_1 k_2 d_b}{\rho_e} \quad (4.2-7a)$$

$$l_{r,max} = 1.3(h-c) \quad (4.2-7b)$$

여기서, c_e = 최외단 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소 피복두께

k_1 = 부착강도에 따른 계수로, 이형철근은 0.8, 원형철근과 긴장재는 1.6

k_2 = 부재의 하중작용에 따른 계수로, 휨모멘트를 받는 부재는 0.5, 직접인장력을 받는 부재는 1.0

ρ_e = 콘크리트의 유효인장면적을 기준으로 한 강재비

d_b = 철근콘크리트나 긴장재와 철근이 같이 사용된 프리스트레스트 콘크리트의 경우에는 가장 큰 인장철근

의 지름을, 긴장재만 사용된 프리스트레스트 콘크리트의 경우에는 4.2.3.2(3)에서 규정한 프리스트레싱 강재의

등가지름 $d_{p,eq}$ 를 적용

용접철망이 사용된 경우에는 최종 균열의 최대 간격이 철망 줄눈 간격의 두 배를 초과하지 않는다고 간주할 수

있다.

(4) 직교 2방향으로 보강된 부재에서 주응력 축과 철근 방향 사이의 각이 15° 보다 클 때는 다음 식으로 최대균열

간격 $l_{r,\max}$ 를 산정할 수 있다.

$$l_{r,\max} = \frac{1}{(\cos\theta/l_{rl,\max}) + (\sin\theta/l_{rt,\max})} \quad (4.2-8)$$

여기서, θ 는 종방향 철근과 압축 주응력 방향 사이각이고, $l_{rl,\max}$ 과 $l_{rt,\max}$ 는 종방향과 횡방향에서 각각 계산한 균열 간격이다.

4.2.4 처짐

4.2.4.1 일반 사항

(1) 콘크리트 부재 또는 구조물의 변형이 원래 기능 또는 외관에 심각한 영향을 주지 않도록, 구조물의 특성, 부대

시설, 고정 장치 및 기능을 고려하여 적절한 처짐 한계값을 설정여야 한다.

(2) 단순 및 연속경간일 때, 사용하중과 충격에 의한 처짐은 지간의 1/800로 제한하며, 보행자도 사용하는 도시지

역 교량의 처짐은 지간의 1/1,000로 제한한다.

(3) 캔틸레버의 경우 사용하중과 충격에 의한 처짐은 지간의 1/300로 제한하며, 보행자의 이용이 고려되는 경우

의 처짐은 지간의 1/375로 제한한다.

(4) 처짐 한계 상태는 4.2.4.2에 의해 지간/깊이-비를 제한하는 방법 또는 4.2.4.3의 직접 계산 처짐량을 한계값과 비교하는 방법 중의 하나로 검증할 수 있다.

4.2.4.2 직접 처짐 계산을 생략하는 경우

(1) 식 (4.2-9)로 주어지는 한계 지간/깊이-비보다 작게 부재를 설계하였다면, 그 처짐은 4.2.4.1 (2)와 (3)에서 설정한 처짐 한계값을 초과하지 않는다고 간주할 수 있다.

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho} + 3.2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_o}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] : \rho \leq \rho_o \quad (4.2-9a)$$

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_o}} \right] : \rho > \rho_o \quad (4.2-9b)$$

여기서, k = 부재의 지지 조건을 반영하는 계수 (표 4.2-6 참조)

$$\rho_o = \text{기준 철근비} (= \sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3})$$

ρ = 지간 중앙(캔틸레버의 경우 지지단)의 인장 철근비

ρ' = 지간 중앙(캔틸레버의 경우 지지단)의 압축 철근비

f_{ck} = 콘크리트 기준압축강도 (MPa)

(2) 식 (4.2-9)는 단순 지지된 슬래브에 대해 4.2.4.3의 공식을 적용한 결과를 단순화 한 것으로서 부재의 중앙 단면이나 캔틸레버의 경우 지지단의 철근 인장응력이 철근의 인장강도 500 MPa의 약 60 %인 310MPa이라고 가정하여 유도한 것이다. 만약 철근 인장응력 수준이 이 가정과 다른 값이라면, 위 식으로 얻은 값에 $310/f_s$ 를 곱해 보정해야 한다. 이 보정값은 다음 식으로 산정된 값을 취하면 일반적으로 안전한 설계가 된다.

$$\frac{310}{f_s} = \frac{500}{f_y(A_{s,req}/A_s)} \quad (4.2-10)$$

여기서, f_s = 사용하중에서 지간 중앙의 인장 철근응력

$A_{s,req}$ = 극한한계상태에서 중앙단면에 필요한 철근량

A_s = 지간 중앙단면(캔틸레버의 경우 지지단)에 배치된 철근량

(3) 플랜지를 갖는 단면에서 플랜지 폭이 복부폭을 3배 이상 초과한다면, 위 식으로 구한 l/d 값에 0.8을 곱해야 한다.

(4) 지간이 7m를 초과하며 과도한 처짐에 의한 지지 시설 손상 가능성이 있는 보와 슬래브에서는 위 식으로 계산한 l/d 값에 $7/l_e$ (l_e 는 미터 단위)를 곱하여야 한다.

표 4.2-6 축력이 작용하지 않은 철근콘크리트부재의 기본 지간/유효깊이 비

| 구조계 | k | 높은 콘크리트 응력 | |
|------------------------------|-----|----------------|----------------|
| | | $\rho = 1.5\%$ | $\rho = 0.5\%$ |
| 단순지지보, 1방향- 또는 2방향 단순 지지 슬래브 | 1.0 | 14 | 20 |

| | | | |
|--|-----|----|----|
| 연속보의 외측지간, 1방향- 또는 2방향 단순 지지 슬래브의 외 측 판 | 1.3 | 18 | 26 |
| 보와 슬래브의 내측 지간 | 1.5 | 20 | 30 |
| 플랫슬래브(지지보 없이 기둥만으로 지지되는 슬래브) | 1.2 | 17 | 24 |
| 캔틸레버 | 0.4 | 6 | 8 |

4.2.4.3 직접 처짐 계산에 의한 검증

(1) 직접 계산에 의한 처짐 검증이 필요하다고 생각되는 곳에서는 목적에 적합한 하중조합에 의한 처짐량을 계산하여 4.2.4.1에 규정된 허용 최대 한계값과 비교하여 검증하여야 한다

(2) 균열이 전혀 발생하지 않은 부재, 비균열 상태와 완전 균열 상태 사이의 중간 거동을 하는 부재, 그리고 주로 흔을 받는 부재들에 대한 처짐은 식 (4.2-11)을 적용하여 산정할 수 있다.

$$\Delta_e = \zeta \Delta_{crack} + (1 - \zeta) \Delta_{uncrack} \quad (4.2-11)$$

여기서, Δ_e 는 부재 전 경간에 걸친 평균 유효 변형량(처짐, 곡률, 축변형량 등을 포함)이고, $\Delta_{uncrack}$ 은 비균열 상태일 때의 변형량이며, Δ_{crack} 는 완전균열상태일 때의 변형량이다. ζ 는 식 (4.2-12)로 주어진 분포 계수이다.

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{f_{sr}}{f_{so}} \right)^2 \quad (4.2-12)$$

여기서, β 는 평균 변형률에 미치는 하중의 반복 지속 기간을 반영하는 계수로, 단기 하중에 대해 1.0을 장기 또는 반복하중에 대해 0.5를 취하며, f_{so} 는 균열 단면을 기준으로 계산한 인장 철근 응력, f_{sr} 는 첫 균열이 발생한 직후에 균열 면에서 계산한 철근 인장응력이다. 분포계수는 $0 \leq \zeta \leq 1.0$ 범위로 비균열 부재에서 $\zeta = 0$ 이다.

(3) 크리프 변형이 발생되는 지속하중에서의 총변형량은 식 (4.2-13)에 의한 콘크리트 유효탄성계수를 적용하여 계산할 수 있다.

$$E_{ce} = \frac{E_c}{1 + \varphi(\infty, t_o)} \quad (4.2-13)$$

여기서, $\varphi(\infty, t_o)$ 는 하중과 지속 기간에 맞는 크리프계수이다.(3.1.2.3참조)

(4) 건조수축에 의한 곡률은 식 (4.2-14)로 평가할 수 있다.

$$\frac{1}{r_{sh}} = n \epsilon_{sh} \frac{S}{I} \quad (4.2-14)$$

여기서, $1/r_{sh}$ = 건조수축에 의해 유발된 곡률

n = 콘크리트 유효탄성계수를 적용한 탄성계수비, E_s/E_{ce}

ϵ_{sh} = 건조수축 변형률(3.1.2.4 참조)

S = 단면 도심에 대한 철근 면적의 1차모멘트

I = 단면 2차모멘트

4.3 피로한계상태

4.3.1 일반

(1) 규칙적인 교번 하중이 작용하는 구조 요소와 부재에 대하여 피로한계상태를 검증하여야 하며, 이 검증은 해당

부재를 구성하고 있는 철근에 대해서만 수행하여야 한다.

(2) 피로는 다중 거더 구조를 가지는 상부구조의 콘크리트 바닥판에서는 검증할 필요가 없다.

(3) 피로한계상태를 검증할 필요가 있는 곳의 교번응력진폭은 [KDS 24 12 21](#)의 설계하중과 [KDS 24 12 11](#)(표 4.1-

1) 의 하중조합과 하중계수로 명시된 피로하중조합을 사용하여 결정하여야 한다.

(4) 고정하중과 프리스트레스에 의한 압축 영역의 압축응력이 [KDS 24 12 11](#)(표 4.1-1)에 명시된 피로하중과 피로
하중조합으로 계산한 최대 활하중 인장응력의 두 배 미만인 경우에만 피로한계상태를 검증하여야 한다.

(5) 사용하중조합-II에 의한 인장 연단의 인장응력이 4.3.2에 명시된 인장응력 한계를 만족하는 프리스트레스 부
재는 피로한계상태를 검증하지 않아도 된다.

(6) 하중계수를 곱하지 않은 고정하중 및 프리스트레스 및 피로하중의 1.5배가 조합된 하중에 의해 유발된 응력이
인장이면서 그 크기가 $0.25 \sqrt{f_{ck}}$ 를 초과하는 경우에는 균열단면 성질을 사용하여 피로한계상태를 검증하여야 한
다.

4.3.2 철근

(1) 고응력영역에 있는 직선 철근과 가로방향 용접이 없는 직선 용접 철선에 KDS 24 12 11(표 4.1-1) 하중조합과 하중계수에 명시된 피로하중조합에 의해 유발된 응력 f_{fat} 는 식 (4.3-1)을 만족하여야 한다.

$$f_{fat} = 166 - 0.33f_{min} \quad (4.3-1)$$

(2) 고응력영역에 있는 가로방향 용접이 있는 직선 용접 철선에 KDS 24 12 11(표 4.1-1) 하중조합과 하중계수에 명시된 피로하중조합에 의해 유발된 응력 f_{fat} 는 식 (4.3-2)를 만족하여야 한다.

$$f_{fat} = 110 - 0.33f_{min} \quad (4.3-2)$$

여기서, f_{min} = 피로응력범위

f_{min} = KDS 24 12 11(표 4.1-1)에 명시된 피로하중조합에 의한 최소 활하중 응력 (인장일 때 +)

(3) (1) 및 (2)에서의 휨철근에 대한 고응력영역은 최대모멘트 발생 단면에서 좌우로 지간의 1/3을 취하여야 한다.

4.3.3 프리스트레싱 긴장재

(1) 프리스트레싱 긴장재에서 피로응력범위는 다음 크기를 초과해서는 안 된다.

① 125MPa : 곡률 반경이 9,000mm 이상인 긴장재

② 70MPa : 곡률 반경이 3,600mm를 넘지 않은 긴장재

(2) 곡률 반경이 3,600mm과 9,000mm 사이의 값을 갖는 긴장재에서 선형보간법을 이용하여도 좋다.

4.3.4 철근의 용접 이음부 혹은 기계적 이음장치

(1) 반복하중을 받는 용접 이음부 혹은 기계적 이음장치의 피로응력범위 f_{fat} 가 표 4.3-1에 주어진 공칭피로강도를 초과해서는 안 된다.

표 4.3-1 이음부의 공칭피로강도

| 이음부 종류 | 1백만회를 초과하는 경우의 f_{fat} |
|---------------------------------|--------------------------|
| 에폭시 코팅 처리 되거나 되지 않은 그라우트 채움 연결부 | 126 MPa |

냉간-압연 무나선 연결 슬리브, 일체식 단조 연결 장치

쐐기식 강재 슬리브, 일체식 경사-나선 연결 장치

84 MPa

V-홈 직접 용접 이음부

그 외 모든 이음

28 MPa

(2) 전체 하중재하수 N_{cyc} 가 1백만회 이하인 경우 피로응력범위는 $168(6 - \log N_{cyc})$ MPa 만큼 증가할 수 있다. 다만, 증가된 값은 식 (4.3-1) 또는 식 (4.3-2)에 주어진 f_{fat} 값보다 크지 않아야 한다. 실제 사용될 것과 동일한 이음 장치에 대한 피로 실험에 의해 확인되었다면 식 (4.3-1) 또는 식 (4.3-2)에 의해 주어진 값보다 높은 f_{fat} 값을 사용할 수 있다.

4.4 내구성 및 피복두께

4.4.1 일반 사항

(1) 콘크리트 교량은 사용수명 기간 동안 각각의 요소에 현저한 손상이 없어야 하며 과도한 유지 보수를 하지 않아도 사용성, 강도 및 안정성의 요구조건을 만족하여야 한다.

(2) 구조물의 손상 방지 대책은 기능, 사용수명, 유지관리 계획 및 작용하중을 고려하여 수립하여야 한다.

(3) 내구성 설계를 수행할 때 직접하중과 간접하중, 환경 조건(4.4.2 참조), 크리프와 수축(3.1.2.3와 3.1.2.4 참조)에 의한 변형 등의 영향을 반영하여야 한다.

(4) 철근의 부식방지를 위해서 피복 콘크리트의 밀도와 품질, 두께를 확보하여야 하며, 4.2.3의 균열폭 기준을 만족하여야 한다. 콘크리트의 밀도와 품질을 얻기 위해서는 표 4.4-1에 규정한 최소 콘크리트 기준압축강도 이상의 압축강도를 적용하여야 한다.

(5) 영구히 노출된 금속 정착장치는 점검 및 교체가 가능하다면 코팅된 재료를 사용해야 하지만, 그렇지 않은 경우는 방청 재료를 사용하여야 한다.

(6) 4.4는 콘크리트 교량의 설계내구수명 확보를 위한 최소한의 요구조건이다. 그러나 가설 혹은 기념비적인 구조물, 극한 혹은 비정상적 하중을 받는 구조물의 경우는 이 절의 요구조건을 수정할 수 있다. 또한, 신뢰할 수 있는 특별한 방법으로 내구성을 검증할 수 있다면 이 절의 요구조건을 수정할 수 있다.

표 4.4-1 노출환경등급에 따른 최소 콘크리트 기준압축강도

| 노출환경 (표 4.4-2) | 부식 | | | | | | | | | |
|------------------------|------------|-----|-----|-----|------------|-----|-----|----------------|-----|-----|
| | 탄산화에 의한 부식 | | | | 염화물에 의한 부식 | | | 해수의 염화물에 의한 부식 | | |
| | EC1 | EC2 | EC3 | EC4 | ED1 | ED2 | ED3 | ES1 | ES2 | ES3 |
| 최소 콘크리트 기준압축강도(MPa) | 21 | 24 | 30 | | 30 | | 35 | 30 | | 35 |

| 노출환경 (표 4.4-2) | 콘크리트의 손상 | | | | | | | |
|------------------------|----------|-----|----------|-----|-----|-----|--------|-----|
| | 위험 없음 | | 동결/융해 침투 | | | | 화학적 침투 | |
| | E0 | EF1 | EF2 | EF3 | EF4 | EA1 | EA2 | EA3 |
| 최소 콘크리트 기준압축강도(MPa) | 18 | 24 | | 30 | | 30 | | 35 |

4.4.2 환경 조건

- (1) 노출 조건은 외부하중에 추가하여 구조물이 노출되어 있는 화학적이고 물리적인 조건을 말한다.
- (2) 환경 조건은 일반적으로 표 4.4-2와 같이 분류할 수 있다.

표 4.4-2 환경 조건에 따른 노출 등급

| 노출 등급 | 환경 조건 | 해당 노출 등급이 발생할 수 있는 사례 |
|----------|-------|-----------------------|
| | | |

1. 부식이나 침투 위험 없음

| | | |
|----|---|------------------------------|
| E0 | · 철근이나 매입금속이 없는 콘크리트 : 동결/융해, 마모나 화학적 침투가 있는 곳을 제외한 모든 노출 | · 공기 중 습도가 매우 낮은 건물 내부의 콘크리트 |
| | · 철근이나 매입금속이 있는 콘크리트 : 매우 건조 | |

2. 탄산화에 의한 부식

| | | |
|-----|--------------------|---|
| EC1 | 건조 또는 영구적으로 습윤한 상태 | · 공기 중 습도가 낮은 건물의 내부 콘크리트 · 영구적 수중 콘크리트 |
| EC2 | 습윤, 드물게 건조한 상태 | · 장기간 물과 접촉한 콘크리트 표면 · 대다수의 기초 |
| EC3 | 보통의 습도인 상태 | · 공기 중 습도가 보통이거나 높은 건물의 내부 콘크리트 · 비를 맞지 않는 외부 콘크리트 1,2 |
| EC4 | 주기적인 습윤과 건조 상태 | · EC2 노출등급에 포함되지 않는 물과 접촉한 콘크리트 표면 |

3. 염화물에 의한 부식

| | | |
|-----|----------------|-------------------------------------|
| ED1 | 보통의 습도 | · 공기 중의 염화물에 노출된 콘크리트 표면 |
| ED2 | 습윤, 드물게 건조한 상태 | · 염화물을 함유한 물에 노출된 콘크리트 부재 |
| ED3 | 주기적인 습윤과 건조 상태 | · 염화물을 함유한 물보라에 노출된 교량 부위 3 · 포장 |

4. 해수의 염화물에 의한 부식

| | | |
|-----|--------------------------------------|--|
| ES1 | 해수의 직접적인 접촉없이 공기 중의 염분에 노출된 해상대기중 | <ul style="list-style-type: none"> 해안 근처에 있거나 해안가에 있는 구조물 |
| ES2 | 영구적으로 침수된 해중 | <ul style="list-style-type: none"> 해양 구조물의 부위 |
| ES3 | 간만대 혹은 물보라 지역 | <ul style="list-style-type: none"> 해양 구조물의 부위 |

5. 동결/융해 작용

| | | |
|-----|----------------------|--|
| EF1 | 제빙화학제가 없는 부분포화상태 | <ul style="list-style-type: none"> 비와 동결에 노출된 수직 콘크리트 표면 |
| EF2 | 제빙화학제가 있는 부분포화상태 | <ul style="list-style-type: none"> 동결과 공기 중 제빙화학제에 노출된 도로 구조물 의 수직 콘크리트 표면 |
| EF3 | 제빙화학제가 없는 완전포화상태 | <ul style="list-style-type: none"> 비와 동결에 노출된 수평 콘크리트 표면 |
| EF4 | 제빙화학제나 해수에 접한 완전포화상태 | <ul style="list-style-type: none"> 제빙화학제에 노출된 도로와 교량 바닥판 제빙화학제를 함유한 비말대와 동결에 직접 노출 된 콘크리트 표면 동결에 노출된 해양 구조물의 물보라 지역 |

| 노출등급 | 환경 조건 | 해당 노출 등급이 발생할 수 있는 사례 |
|------|-------|-----------------------|
|------|-------|-----------------------|

6. 화학적 침식

| | | |
|-----|--------------|--|
| EA1 | 조금 유해한 화학환경 | <ul style="list-style-type: none"> 천연 토양과 지하수 |
| EA2 | 보통의 유해한 화학환경 | <ul style="list-style-type: none"> 천연 토양과 지하수 |
| EA3 | 매우 유해한 화학환경 | <ul style="list-style-type: none"> 천연 토양과 지하수 |

주 1) 중공 구조물의 내부는 차도로부터의 배수 또는 누출수에 의해 영향을 받을 수 있는 표면을 제외하고 노출 등급 EC3으로 간주할 수 있다.

주 2) 규정에 따라 방수처리된 표면은 노출등급 EC3으로 간주할 수 있다.

주 3) 이것은 차도로부터 6m 이내에 있는 모든 난간, 벽체, 교각을 포함하며, 또한 차도로부터 배출되는 물에 노출되기 쉬운 신축이음부(expansion joints) 하부 교각의 윗부분과 같은 표면을 포함한다.

(3) 표 4.4-2의 조건 외에 다음의 손상을 포함하는 유해한 하중 혹은 간접하중을 고려하여야 한다.

① 화학적 손상

가. 건물이나 구조물의 용도(액체 저장 등)

나. 산이나 황산염 용액

다. 콘크리트에 포함된 염화물

라. 알칼리 골재 반응

② 물리적 손상

가. 온도 변화

나. 마모

다. 물의 침투

4.4.3 내구성을 위한 요구사항

(1) 구조물의 소요 사용수명을 확보하기 위해서는 주변의 환경조건에 대해 각각의 구조 부재를 보호하기 위한 적절한 조치를 하여야 한다.

(2) 다음 항목들을 내구성에 대한 요구사항에 포함시켜야 한다.

① 구조 개념

② 재료 선정

③ 건설 상세

④ 현장 시공

⑤ 품질 관리

⑥ 검사

⑦ 검증

⑧ 특수 조치((예) 스테인리스 철근, 코팅, 전기방식의 사용)

4.4.4 콘크리트 피복두께

4.4.4.1 일반 사항

(1) 콘크리트 피복두께는 철근(횡방향 철근, 표피철근 포함)의 표면과 그와 가장 가까운 콘크리트 표면 사이의 거리이다.

(2) 공칭피복두께 $t_{c,nom}$ 은 도면에 명시하여야 하며, 최소피복두께 $t_{c,min}$ (4.4.4.2 참조)와 설계 편차 허용량 $\Delta t_{c,dev}$ (4.4.4.3 참조)의 합으로 구한다.

$$t_{c,nom} = t_{c,min} + \Delta t_{c,dev} \quad (4.4-1)$$

4.4.4.2 최소피복두께

(1) 콘크리트 최소피복두께 $t_{c,min}$ 은 아래 사항을 고려하여 규정하여야 한다.

① 부착력의 안전한 전달

② 철근의 부식 방지(내구성)

③ 내화성

(2) 부착과 환경조건에 대한 요구사항을 만족하는 $t_{c,min}$ 중 큰 값을 설계에 사용하여야 한다.

$$t_{c,min} = \max\{t_{c,min,b}; t_{c,min,dur} + \Delta t_{c,dur,\gamma} - \Delta t_{c,dur,st} - \Delta t_{c,dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (4.4-2)$$

여기서, $t_{c,min,b}$ = 부착에 대한 요구사항을 만족하는 최소피복두께(mm)

$t_{c,min,dur}$ = 환경조건에 대한 요구사항을 만족하는 최소피복두께(mm)

$\Delta t_{\text{odur},\gamma}$ = 고부식성 노출환경에서 이 절 (5)항의 규정에 의한 피복두께 증가값(mm)

$\Delta t_{\text{odur,st}}$ = 스테인리스 철근을 사용할 때 이 절 (7)항에 의한 피복두께 감소값(mm)

$\Delta t_{\text{odur,add}}$ = 코팅과 같은 추가 보호 조치를 취한 경우 이 절 (8)항에 의한 피복두께 감소값(mm)

(3) 부착력을 안전하게 전달하고 충분한 다짐을 위하여 최소피복두께는 표 4.4-3에 주어진 $t_{\text{c,min,b}}$ 값보다 더 큰 값을 사용하여야 한다.

(4) 철근과 프리스트레싱 강재의 내구성을 고려한 최소피복두께 $t_{\text{c,min,dur}}$ 는 환경노출등급에 따라 표 4.4-4에 제시되어 있다.

(5) 염화물 또는 해수에 노출되는 고부식성 환경에 대한 추가적인 안전을 확보하기 위하여 최소피복두께를 $\Delta t_{\text{odur},\gamma}$ 만큼 증가시켜야 한다. $\Delta t_{\text{odur},\gamma}$ 는 아래 값을 적용하되, 실험 데이터와 신뢰할 수 있는 내구성 예측을 통해 타당한 근거를 제시할 경우 이보다 작은 값을 적용할 수 있다.

$$\Delta t_{\text{odur},\gamma} = 5\text{mm(ED1/ES1)}, 10\text{mm(ED2/ES2)}, 15\text{mm(ED3/ES3)}$$

(6) 표 4.4-1에서 요구하는 최소 강도보다 아래에서 정하는 값 이상 큰 강도를 사용하는 경우, 시공과정에서 철근 위치의 변동이 없는 슬래브 형상의 부재인 경우, 콘크리트를 제조할 때 특별한 품질관리방안이 확보되었다고 승인받은 경우에는 최소피복두께를 각각 5mm 감소시킬 수 있다.

① E0 등급이나 탄산화에 노출된 경우(EC 등급): 5MPa

② 염화물이나 해수에 노출된 경우(ED, ES 등급): 10MPa

(7) 스테인리스 철근을 사용하거나 다른 특별한 조치를 취한 경우에는 $\Delta t_{\text{odur,st}}$ 만큼 최소피복두께를 감소시킬 수 있다. 다만 이러한 경우 부착강도를 비롯한 모든 관련된 재료적 특성에 의한 영향을 고려하여야 한다. $\Delta t_{\text{odur,st}}$ 는 일반적으로 0mm를 적용하되, 실험 데이터와 신뢰할 수 있는 내구성 예측 기법에 따른 타당한 근거를 제시한 경우에는 0mm보다 큰 값을 적용할 수 있다.

(8) 코팅과 같은 추가 표면처리를 한 콘크리트의 경우 $\Delta t_{\text{odur,add}}$ 만큼 최소피복두께를 감소시킬 수 있다. $\Delta t_{\text{odur,add}}$ 는 일반적으로 0 mm를 적용하되, 실험 데이터와 신뢰할 수 있는 내구성 예측 기법에 따른 타당한 근거를 제시한 경우에는 0mm보다 큰 값을 적용할 수 있다.

(9) 프리캐스트나 현장 타설 콘크리트와 같은 다른 콘크리트 부재에 접하여 콘크리트를 타설할 경우 철근에서 표면까지의 최소피복두께는 다음 요구조건을 만족하면 표 4.4-3의 부착에 대한 최소피복두께 값으로 감소시킬 수 있다.

① 콘크리트 강도가 25MPa 이상이다.

② 콘크리트 표면이 외기에 노출된 시간이 짧다.(28일 미만)

③ 접촉면이 거칠게 처리되어 있다.

(10) 노출 골재 등과 같은 요철 표면의 경우 최소피복두께는 적어도 5mm를 증가시켜야 한다.

(11) 일반적으로 EF와 EA 등급에 대해서는 4.4.4의 규정에 따라 정한 피복두께로 충분하다. 동결용해 작용(EF 등급)에 대해서는 연행 공기량의 확보가 중요하며, 제빙화학제를 사용하는 경우에는 혼화재료의 사용에 주의할 필요가 있다. 또한, 화학적 침식(EA 등급)의 경우는 시멘트의 화학 조성이 큰 영향을 미치므로 결합재의 선정에 주의를 기울여야 한다.

(12) 방수처리나 표면처리를 하지 않은 노출 콘크리트 바닥판의 피복두께는 마모에 대비하여 최소 10 mm만큼 증가시켜야 한다.

(13) 내화를 필요로 하는 구조물의 피복두께는 화열의 온도, 지속시간, 사용골재의 성질 등을 고려하여 정하여야 한다.

표 4.4-3 부착에 대한 요구사항을 고려한 최소피복두께 $t_{e,min,b}$

| 강재의 종류 | 최소피복두께1 ($t_{e,min,b}$) |
|---------|---|
| 일반 | 철근 지름 |
| 다발 | 등가 지름(4.5.7.1 참조) |
| 포스트텐션부재 | <ul style="list-style-type: none">· 원형 덕트 경우 : 덕트의 지름· 직사각형 덕트 경우 : 작은 치수 혹은 큰 치수의 1/2배 중 큰 값으로서 50mm이상인 값 |

단, 두 종류의 덕트에 대하여 피복두께가 80 mm 보다 큰 경우는 없음.

프리텐션부재

· 강연선 및 원형 강선 경우 : 지름의 2배

· 이형 강선 경우 : 지름의 3배

주 1) 공칭 최대 골재 치수가 32mm 보다 크다면 t_{min} 은 다짐을 위하여 5mm 증가시켜야 한다.

표 4.4-4 철근 및 프리스트레싱 강재의 내구성을 고려한 최소피복두께, t_{min_dar} (mm)

| 강재 종류 | 노출등급 | | | | | | |
|-----------|------|-----|---------|-----|---------|---------|---------|
| | E0 | EC1 | EC2/EC3 | EC4 | ED1/ES1 | ED2/ES2 | ED3/ES3 |
| 철근 | 20 | 25 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 |
| 프리스트레싱 강재 | 20 | 35 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 |

4.4.4.3 설계 편차 허용량

(1) 공칭피복두께는 최소피복두께에 설계 편차 허용량(Δt_{odev})을 더하여야 한다. 소요 최소피복두께는 현장시공 기준에 제시된 허용편차량에 따라 증가시켜야 하며, 이는 구조물의 종류에 따라 달라진다.

(2) 설계 편차 허용량 Δt_{odev} 는 10mm를 적용한다.

(3) 특정 상황에 따라 설계 편차 허용량 Δt_{odev} 는 감소시킬 수 있다.

① 모니터링 항목에 콘크리트의 피복두께 측정을 포함하는 품질보증 시스템을 적용하는 경우, 설계 편차 허용량 Δt_{odev} 를 아래와 같이 감소시킬 수 있다.

$$10 \text{ mm} \geq \Delta t_{odev} \geq 5 \text{ mm} \quad (4.4-3)$$

② 모니터링에 매우 정밀한 측정 장치를 사용하는 프리캐스트 부재 등은 설계 편차 허용량 Δt_{odev} 를 아래와 같이 감소시킬 수 있다.

$$10 \text{ mm} \geq \Delta t_{odev} \geq 0 \text{ mm} \quad (4.4-4)$$

(4) 울퉁불퉁한 표면에 타설한 콘크리트의 최소피복두께는 일반적으로 증가시켜야 한다. 최소피복두께는 요철 메

우기 등 미리 준비된 지면에 타설한 콘크리트에 대하여는 20mm, 토양에 직접 타설한 콘크리트에 대하여는 50mm이다. 요철 마감과 골재가 노출된 경우와 같은 표면 상태에서는 피복두께를 증가시켜야 한다.(4.4.4.2)

(12) 참조)

4.5 철근 상세

4.5.1 일반

(1) 4.5의 규정은 기본적으로 정적하중이 주로 작용하는 I형철근, 철망, 프리스트레싱 강재에 적용한다. 일반적인 교량에 적용할 수 있으나, 지진, 기계적 진동, 충격에 의한 동적하중이 작용하는 요소와 페인트, 에폭시, 아연 등으로 표면 처리된 도막철근에는 적용할 수 없다.

(2) 콘크리트 최소피복두께는 내구성 설계기준에 따른다. 경량콘크리트의 최소피복두께는 일반 콘크리트에 대해 정해진 콘크리트 최소피복두께에 5mm를 더해야 한다.

4.5.2 철근 구부리기

4.5.2.1 철근 구부림의 최소 내면 지름

(1) 철근을 구부릴 때는 철근 구부림에 의한 철근 자체의 손상을 막고, 구부린 철근 내부 콘크리트의 손상을 막을 수 있게 최소 내면 반지름 이상으로 구부려야 한다.

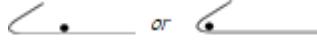
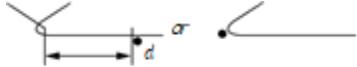
(2) 철근 구부림에 의한 철근 자체의 손상을 막기 위한 최소 내면 지름은 표 4.5-1과 같다.

표 4.5-1 철근 자체의 손상을 막기 위한 최소 내면 지름

(1) 일반 철근

| 일반 철근 | | |
|-------|-----------|-----------|
| | D16이하의 철근 | D19이상의 철근 |
| 원형철근 | $1.25d_b$ | $2.5d_b$ |

(2) 용접 후에 구부린 철근 또는 철망

| | 용접철근이 내부에 있을 경우 | 용접철근이 외부에 있을 경우 | |
|-----------|---|---|-------------------------|
| |  |  | |
| 최소 내면 반지름 | 2.5 d_b | $d < 3d_b$ $d \geq 3d_b$ 또는 곡선 영역에서의 용접 | 2.5 d_b 10 d_b * |

주*) 용접 품질에 따라서 곡선 영역의 최소 내면 반지름을 2.5 d_b 까지 줄일 수 있다. 감소가 가능한 용접품질은 prEN ISO 17660 Annex B에 준한다.

(3) 구부린 철근 내부의 콘크리트 손상은 다음의 조건을 만족하는 경우에는 따로 고려하지 않을 수 있다.

① 구부린 영역의 끝점에서 정착길이가 $> 5d_b$ 이거나 철근이 표면 근처에 있지 않고 구부린 위치에 배근된 횡방향 철근의 지름이 $> d_b$ 인 경우

② 구부린 철근의 내면 지름이 표 4.5-1보다 큰 경우

위의 조건을 만족하지 않는 경우에 콘크리트의 손상을 막기 위한 최소 내면 지름은 식 (4.5-1)과 같다.

$$\phi_m \geq T_{bt}((1/a_b) + 1/(2d_b))/f_{cd} \quad (4.5-1)$$

여기서, T_{bt} = 철근 또는 서로 접촉된 철근망의 굽힘 시작점 위치에서의 극한하중에 의한 인장력

ϕ_m = 구부림 지름

a_b = 굽힘 면에 수직인 철근(접촉된 철근망)의 중심사이 거리의 1/2, 부재 표면에 인접한 철근 또는 철근망의 경우 a_b 는 피복두께에 $d/2$ 를 더하여야 한다.

이 식에서 f_{cd} 는 $f_{ck} \leq 55\text{MPa}$ 의 설계압축강도 보다 클 수 없다.

4.5.3 철근의 간격

4.5.3.1 철근의 최소간격

(1) 현장 타설 콘크리트에서 철근의 수평 순간격은 다음 값 이상으로 하여야 한다.

① 철근 공칭지름의 1.5배

② 굵은 골재 최대치수의 1.5배

③ 40mm

(2) 공장 또는 공장과 같은 관리조건 하에 제작된 프리캐스트 콘크리트에서 철근의 수평 순간격은 다음 값 이상으로 하여야 한다.

① 철근의 공칭지름

② 굵은 골재 최대치수의 1.33배

③ 25mm

(3) 교량 바닥판을 제외한 구조요소에서, 각 단 사이의 순간격이 150mm 이하인 다단배근의 경우 상하철근은 동일 연직면 내에 배치되어야 하며 각 단 간의 연직 순간격은 25mm 이상, 철근의 공칭지름 이상으로 하여야 한다.

(4) (1), (2), (3)에 규정된 철근사이의 순간격 제한값은 겹침이음과 겹침이음 사이 또는 겹침이음과 철근 사이의 순간격에도 적용된다.

4.5.3.2 철근의 최대간격

철근의 최대 간격은 4.6의 규정에 따라야 하고 4.2.3.2의 최소철근량을 만족하도록 해야 한다.

4.5.3.3 프리스트레싱 강재 및 덕트의 최소 간격

(1) 프리텐션 강연선

① 4.5.5.7에 규정된 정착길이 이내에 있는 부재의 양 단부에서 프리텐션 강연선(피복이 있는 것도 포함)의 순간격은 골재 최대치수의 1.33배 이상으로 하여야 하며 중심 간격은 표 4.5-3의 값 이상으로 하여야 한다.

표 4.5-3 프리텐션 강연선의 중심 간격

| | |
|--|--|
| | |
|--|--|

| 강연선 지름 (mm) | 간격 (mm) |
|-------------|---------|
| 15.2 | |
| 14.3 | 50 |
| 12.7 | |
| 11.1 | 44 |
| 9.5 | 38 |

- ② 실물실험에 의하여 검증된다면 부재단부에서 프리텐션 강연선의 순간격을 감소시켜도 좋다.
-
- ③ 강연선 다발 사이의 순간격은 굽은골재 최대치수의 1.33배 이상, 25 mm 이상으로 하여야 한다. 프리텐셔닝 강연선을 절곡하는 경우 절곡하는 위치와 절곡위치 사이에서는 상하로 접촉하는 다발을 형성할 수 있다. 상하로 접촉하는 다발 이외의 다른 방법으로 다발을 형성할 때에는 다발을 구성하는 강연선의 수가 4개 이하가 되어야 한다.
-

(2) 평면상 곡선이 아닌 포스트텐션 덕트

- ① 직선으로 배치되는 포스트텐션 덕트의 순간격은 38mm 이상 또는 굽은골재 최대치수의 1.33배 이상으로 하여야 한다.
-
- ② 정착부로부터 900mm 이내인 구간에서 덕트 간의 간격이 상기 규정대로 유지된다면 3개 이하의 덕트를 다발로 사용해도 좋다. 세그멘탈공법 이외에는 덕트다발 사이의 수평 순간격은 100mm 이상으로 하여야 한다. 2개 이상의 평면으로 배치되는 덕트는 동일평면에서 2개까지의 덕트를 다발로 만들 수 있다. 덕트 다발의 연직 순간격은 38mm 이상, 굽은골재 최대치수의 1.33배 이상으로 하여야 한다.
-

- ③ 프리캐스트공법에서 덕트다발의 수평 순간격은 75mm까지 감소되어도 좋다.
-

(3) 곡선 포스트텐션 덕트

곡선 덕트의 순간격은 4.6.2.10에 규정된 바와 같은 긴장재 횡구속을 위해 요구되는 간격 이상으로 하여야 하

며 직선 덕트에 요구되는 순간격보다 작아서는 안 된다.

4.5.3.4 슬래브에서의 프리스트레싱 강재와 덕트의 최대간격

(1) 프리캐스트 슬래브의 프리텐션 강연선은 합성슬래브 총 두께의 1.5배 이하, 450mm이하의 간격으로 대칭으로 등분포 배치되어야 한다.

(2) 슬래브의 포스트텐션 긴장재는 중심간의 간격이 합성슬래브 최소두께의 4배 이하여야 한다.

4.5.4 철근의 정착

4.5.4.1 일반사항

각 단면의 철근에서 계산된 힘이 매입길이, 갈고리나 기계적 장치, 또는 이들의 조합에 의해 단면의 양 측에서 발휘될 수 있도록 철근을 정착하여야 한다. 갈고리는 인장철근을 정착하는 데만 유효하다.

4.5.4.2 표준갈고리

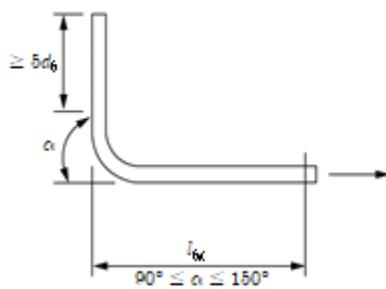
(1) 종방향 철근의 표준갈고리는 구부림 각도가 90° 에서 150° 사이, 150° 이상인 경우, 루프(loop), 횡방향 철근이 용접된 경우로 구분할 수 있다. 각 표준갈고리는 다음 규정을 만족하여야 한다.

① 구부림 각도가 90° 에서 150° 사이인 경우에 구부린 반원 끝에서 $5d$ 이상 더 연장되어야 한다.

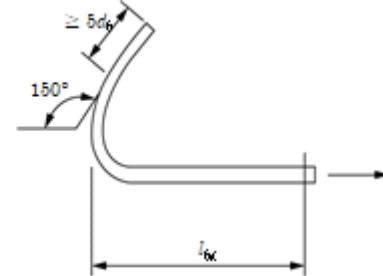
② 구부림 각도가 150° 이상인 경우에 구부린 반원 끝에서 $5d$ 이상 더 연장되어야 한다.

③ 루프인 경우에는 양 가지가 같이 힘을 받는 것으로 한다.

④ 횡방향 철근이 용접된 경우에 횡방향 철근의 지름은 종방향 철근 지름의 0.6배 보다는 커야 한다.



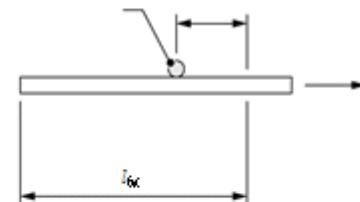
(a) 구부림 각도가 90° 에서 150° 사이인 갈고리



(b) 구부림 각도가 150° 이상인 갈고리



(c) 루프



(d) 횡철근 용점 갈고리

그림 4.5-1 표준 갈고리

(2) 표준 갈고리의 정착길이는 등가인장 직선 정착길이로 계산한다. 직선철근이 아닌 경우의 정착길이 계산은

4.5.4.4와 4.5.4.5의 방법을 따른다.

4.5.4.3 부착강도

(1) 극한상태의 부착 강도는 부착파괴에 대해 충분한 여유를 가지고 있어야 한다.

(2) 이형 철근의 부착강도에 대한 설계값은 다음과 같이 취한다.

$$f_{bd} = \phi_c 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ck} \quad (4.5-2)$$

여기서, f_{ck} = 콘크리트 기준인장강도 $f_{ck} = 0.21 f_{cm}^{2/3}$

ϕ_c = 콘크리트의 재료계수(표 1.4-1)

고강도 콘크리트의 경우 취성이 커지기 때문에 평균부착강도가 $f_{ck}=50\text{MPa}$ 일 때의 값 이상으로 커진다는 것

이 입증되지 않으면 f_{ck} 값은 $f_{ck}=50\text{MPa}$ 일 때의 값($f_{ck} = 3.07\text{MPa}$)로 제한되어야 한다.

η_1 = 부착조건과 콘크리트 타설 시의 철근의 위치에 관계되는 계수,

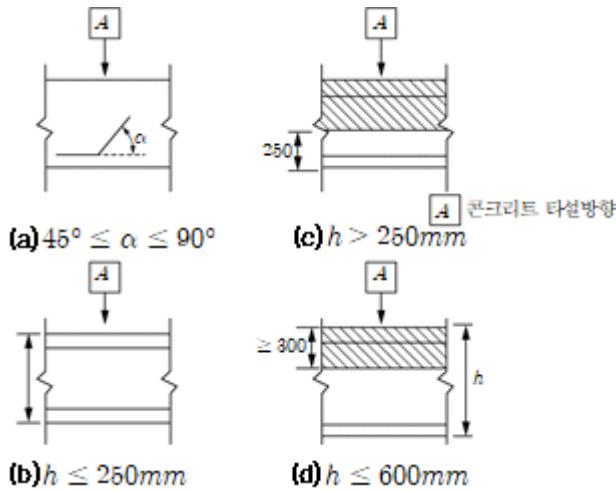
$\eta_1 = 1.0$: 양호한 조건의 경우

$\eta_1 = 0.7$: 그 외의 경우와 양호한 부착조건이 아닌 슬립폼으로 만들어진 구조 부재 내의 철근의 경우

η_2 = 철근의 지름에 관계되는 계수

$$\eta_2 = 1.0, d_b < 32\text{mm}$$

$$\eta_2 = (132 - d_b)/100, d_b > 32\text{mm} \text{의 경우}$$



a)와 b) 모든 철근이 양호한 부착조건

c)와 d) 빗금치지 않은 영역-양호한 부착조건 빗금 친 영역-불량 부착조건

그림 4.5-2 부착조건

4.5.4.4 기본정착길이

(1) 기본정착길이(l_b)는 균일한 부착응력 f_{bd} 을 가정하여 철근의 힘 A_s, f_{yd} 를 정착하는데 필요한 직선구간 길이이다. 기본정착길이의 산정에는 철근의 종류와 철근의 부착특성을 고려하여야 한다.

(2) 절곡 철근의 정착길이는 철근의 중심선을 따라 잰 값으로 한다.

(3) 지름이 d_b 인 철근의 기본적인 정착길이는 다음과 같다.

$$l_b = (d_b/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) \quad (4.5-3)$$

여기서, σ_{sd} : 철근의 설계應力

f_{bd} 는 4.5.4.3에서 계산한 값이다.

(4) 와이어나 철근의 다발(pairs of wires/bars)이 용접된 섬유구조(welded fabric)인 경우에는 식 (4.5-3)의 지름 d_b 는 등가의 지름 $d_{b,n} = d_b \sqrt{2}$ 로 바꾸어 계산한다.

4.5.4.5 설계정착길이

(1) 설계정착길이는 다음 식으로 계산한다.

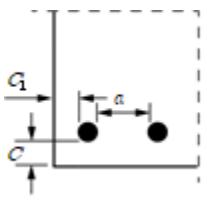
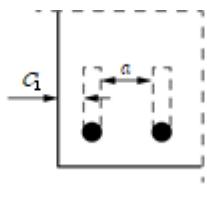
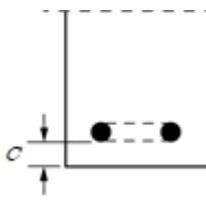
$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_b \geq l_{b,min} \quad (4.5-4)$$

여기서 $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5$ 는 표 4.5-4의 계수이다.

α_1 : 적절한 피복두께를 가진 철근의 형상효과(그림 4.5-1 참조)

α_2 : 콘크리트 피복두께의 효과(그림 4.5-3 참조)

그림 4.5-3 보와 슬래브에서 C_d 의 크기

| | | |
|---|---|--|
|  |  |  |
| a) 직선 철근 | b) 굽힘 철근 또는 갈고리 | c) 루프 철근 |
| $C_d = \min(a/2, c_1, c)$ | $C_d = \min(a/2, c_1)$ | $C_d = c$ |

α_3 : 횡철근에 의한 구속 효과

α_4 : 설계정착길이 l_{bd} 내에 하나 또는 하나 이상의 용접된 횡철근의 영향, 여기서 $d_{b,t}$ 는 횡철근의 지름으로

$d_{b,t} > 0.6d_b$ 이어야 한다.

α_5 : 설계정착길이를 따라 발생하는 쪼갬 면(plane of splitting)을 가로지르는 압력에 대한 효과 ($\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5$)

의 곱 ≥ 0.7

α_6 : 표준갈고리의 전 정착길이에 배근된 띠철근이나 스터립에 의한 구속 효과

여기서 표준갈고리란 그림 4.5-3의 조건을 만족하는 갈고리를 뜻한다.

l_b : 식 (4.5-3)과 같다.

$l_{b,min}$: 다른 제한 조건이 더 이상 적용되지 않는 경우, 최소 정착길이

· 인장측에서의 정착길이 : $l_{b,min} > \max(0.3l_b; 15d_b; 100 \text{ mm})$

· 압축측에서의 정착길이 : $l_{b,min} > \max(0.6l_b; 15d_b; 100 \text{ mm})$

표 4.5-4 계수 $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6$

| 영향 인자 | 정착부 형태 | 철근 | |
|--------------------------------|-------------------------------------|---|------------------|
| | | 인장측 | 압축 측 |
| | 직선 | $\alpha_1 = 1.0$ | $\alpha_1 = 1.0$ |
| 철근의 형상 | 직선 외 형태 (그림 4.5-1(a),(b),(c)) | $C_d > 3d_b$ 이면 $\alpha_1 = 0.7$ 아니면 $\alpha_1 = 1.0$ (C_d 에 대한 크기는 그림 4.5.3 참조) | $\alpha_1 = 1.0$ |
| 콘크리트 피복 | 직선 (그림 4.5-1(a),(b),(c)) | $\alpha_2 = 1 - 0.15(C_d - d_b)/d_b$ ≥ 0.7 ≤ 1.0 | $\alpha_2 = 1.0$ |
| 주철근에 용접되어 있지 않는 횡철근 에 의한 구속 | 모든 형태 | $\alpha_3 = 1 - K\lambda$ ≥ 0.7 ≤ 1.0 | $\alpha_3 = 1.0$ |
| 용접된 횡철근에 의한 구속* | 모든 형태 그림 4.5-1(d)에 의한 위치 와 크기 | $\alpha_4 = 0.7$ | $\alpha_4 = 0.7$ |
| 횡방향 압력에 의한 구속 | 모든 형태 | $\alpha_5 = 1 - 0.04p$ ≥ 0.7 ≤ 1.0 | - |
| | 그림 4.5-5와 그림 4.5-6을 만족하는 경 우 | $\alpha_6 = 0.7/\alpha_1$ | |

| | | |
|---|--|--|
| 표준갈고리 그림 4.5-5와 그림 4.5-7을 만족하는 경 우 | 그림 4.5-5와 그림 4.5-6과 그림 4.5-7을 모두 만족하 는 경우 | $\alpha_s = 0.5/\alpha_1$ $\alpha_s = 0.4/\alpha_1$ $\alpha_s = 1.0$ |
| | | |
| | 그 외의 형태 | |

여기서,

$$\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st,min}) / A_s \quad (4.5-5)$$

$\sum A_{st}$: 설계정착길이 l_{bd} 내의 횡철근의 단면적

$\sum A_{st,min}$: 최소 횡철근의 단면적. ($=0.25A_s$ (보), 0(슬래브))

A_s : 최대지름을 가진 정착철근 한 개의 단면적

K : 그림 4.5-4에 나타난 크기

p : l_{bd} 내의 극한상태에서의 횡방향 압력(MPa)

* 4.5.4.7에 따르면 직접 지지부(direct support)의 경우, l_{bd} 는 $l_{b,min}$ 보다 작아야 하고 지지부내에는 하나 이상

의 횡방향 용접와이어를 배치해야 한다. 또한, 받침부 면으로부터 15mm 이상이어야 한다.

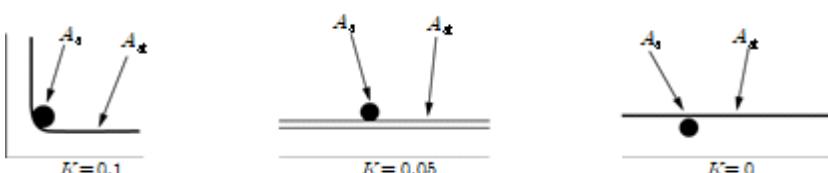


그림 4.5-4 보 또는 슬래브의 K 값

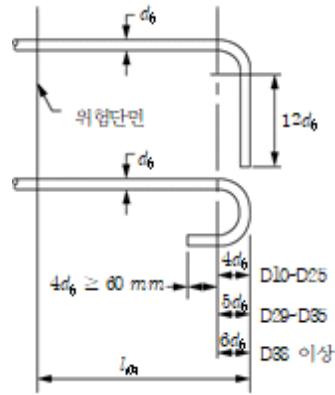


그림 4.5-5 표준갈고리의 정착을 위한 갈고리 철근 상
세

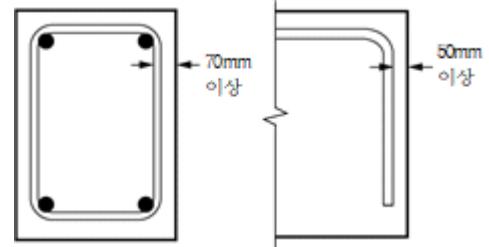


그림 4.5-6 표 4.5-4에 규정한 표준갈고리의 피복두
께

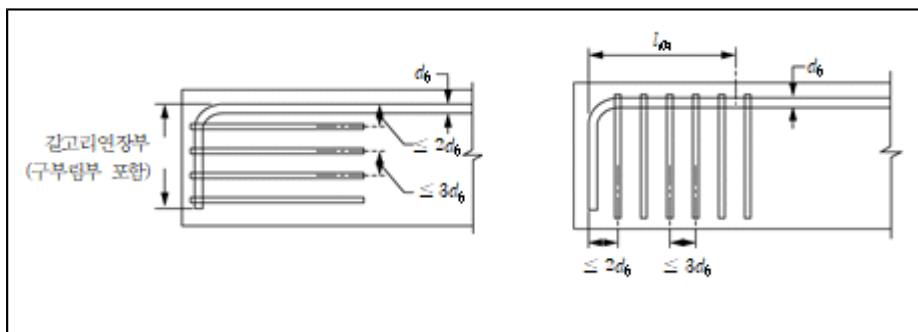


그림 4.5-7 표 4.5-4에 규정한 표준갈고리 연장부를 띠철근 또는 스터럽을 정착된

철근에 평행으로 둘러싼 경우

4.5.4.6 스터럽, 띠철근의 정착

(1) 스터럽, 띠철근은 일반적으로 절곡, 갈고리 또는 용접 횡철근에 의해 정착된다. 철근은 갈고리 또는 절곡의 안쪽에 배치하여야 한다.

(2) 정착은 그림 4.5-8에 의한다.

용접은 EN10080과 EN ISO 17660에 부합되어야 하고 4.5.4.7(2)의 용접성능을 가져야 한다.

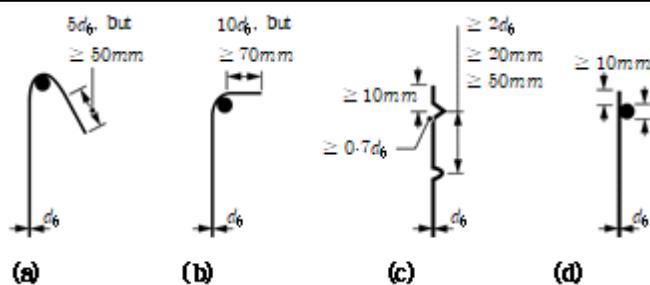


그림 4.5-8 스터럽, 띠철근의 정착

4.5.4.7 용접철근에 의한 정착

(1) 정착은 4.5.4.5, 4.5.4.6에 따른다.

콘크리트의 지압으로 횡방향 용접철근에 의하여 추가적인 정착력이 얻어진다.

용접 조인트의 품질이 적절하다는 것을 보여야 한다.

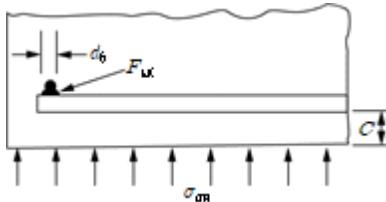


그림 4.5-9 정착장치로서의 횡방향 용접철근

(2) 횡방향 용접철근(지름 14mm-32mm) 하나의 정착력은 다음과 같이 계산된다.

$$F_{\text{td}} = l_{\text{td}} d_{b,t} \sigma_{\text{td}} \leq F_{w\ell} \quad (4.5-6)$$

여기서, $F_{w\ell}$ = 용접의 설계전단강도(항복력 $A_s f_y$ 에 계수를 곱하여 정한다. 예를 들어 $0.5 A_s f_y$, A_s 는 정착철근의 단면적, f_y 는 설계 항복강도)

l_{td} = 횡방향 철근의 설계길이

l_t = 횡방향 철근의 길이

$d_{b,t}$ = 횡방향 철근의 지름

u = 함수 ($u = 0.015 + 0.14e^{(-0.1ux)}$)

x = 형상과 관련 있는 함수($x = 2/(c/d_{b,t}) + 1$)

c = 양쪽철근에 수직한 콘크리트 피복두께

(3) 같은 크기의 두 철근이 정착되는 철근의 맞은 편에 용접되는 경우의 정착력은 식 (4.5-6) 값의 두 배로 한다.

(4) 두 철근이 $3d_b$ 의 최소 간격으로 같은 면에 용접되는 경우에는 정착력을 1.4배 한다.

(5) 공칭지를 12mm 이하의 $f_y = 500 \text{ MPa}$ 철근의 경우, 용접된 횡철근의 정착력은 주로 용접 조인트의 설계강도에 의해 결정 된다. 최대 지름 12 mm의 용접된 횡철근의 정착력은 다음 식으로 계산된다.

$$F_{wd} = F_{ud} \leq 12A_s f_{cd} d_{b,t} / d_b \quad (4.5-7)$$

여기서, F_{ud} = 용접의 설계전단강도(식 (4.5-6) 참조)

$d_{b,t}$ = 횡방향 철근의 지름 $d_{b,t} \leq 12$ mm

d_b = 정착철근의 지름 $d_b \leq 12$ mm

$d_{b,t}$ 보다 작은 간격으로 두개의 용접된 철근을 사용하는 경우, 식 (4.5-7)의 정착길이는 1.4배 하여야 한다.

4.5.4.8 기계적 장치에 의한 정착

(1) 콘크리트에 손상을 주지 않고 철근의 강도를 발휘할 수 있도록 설치한 어떠한 기계적 장치도 정착장치로 사용해도 좋다. 기계적 정착장치의 거동은 시험에 의해 입증되어야 한다.

(2) 철근의 정착은 기계적 장치와 철근의 최대 응력점과 기계적 정착장치 사이 철근의 추가 매입길이의 조합으로 이루어져도 좋다.

(3) 기계적 정착과 정착장치를 사용한다면 상세한 내용이 설계도서에 제시되어야 한다.

4.5.5 철근의 이음

4.5.5.1 일반사항

(1) 철근에 작용하는 힘은 다음의 방법으로 다른 철근에 전달된다.

① 겹침이음

② 용접

③ 기계적 장치

(2) 철근의 이음 및 이음부를 엇갈리게 배치하는 것에 대한 허용 위치, 형태 및 치수는 설계도서에 명시되어야 한다.

4.5.5.2 겹침이음

(1) 철근 사이의 겹침이음 상세는 다음과 같아야 한다.

① 하나의 철근에서 다른 철근으로의 하중전달이 확실하여야 한다.

② 이음부 근처에서 콘크리트의 박리가 발생하지 않아야 한다.

③ 구조물의 성능에 영향을 주는 커다란 균열은 발생하지 않아야 한다.

(2) 겹침이음

① 철근 사이에서 서로 엇갈리게 배치하고 응력이 큰 영역에서는 배치하지 않는다. 예외는 (4)와 같다.

② 일반적으로 대칭으로 배치한다.

(3) 겹침이음 철근의 배치는 그림 4.5-10을 따른다.

① 겹침이음된 두 철근 사이의 횡방향 순거리는 $4d_b$ 또는 50mm 이하이어야 한다. 이를 만족하지 못하는 경우,

겹침이음 길이는 $4d_b$ 또는 50mm를 넘는 순간격만큼 동등한 길이로 증가시켜야 한다.

② 인접한 두 겹침이음의 축방향 거리는 겹침이음 길이(l_0)의 0.3배 이상이 되어야 한다.

③ 인접한 겹침이음의 경우, 철근사이의 순거리는 $2d_b$ 또는 20mm 이상이 되어야 한다.

(4) (3)에 부합되는 경우, 인장측에서의 철근의 겹침이음 허용비율은 모든 철근이 한층에 배치되어 있을 경우

100%로 할 수 있다. 만약, 철근이 여러 층에 배치되어 있는 경우에는 50%로 감소시켜야 한다.

압축측의 모든 철근과 배력 철근은 한 단면에서 겹침이음이 되어도 된다.

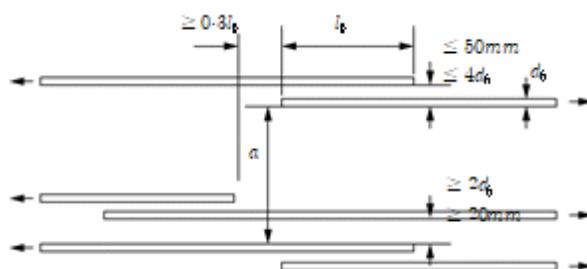


그림 4.5-10 인접 겹침이음

4.5.5.3 겹침이음 길이

(1) 설계 겹침이음길이는 다음과 같이 계산한다.

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_b A_{s,req} / A_{s,prov} \geq l_{0,min} \quad (4.5-8)$$

여기서,

$$l_{0,\min} > \max(0.3\alpha_6 l_b ; 15d_b ; 200 \text{ mm}) \quad (4.5-9)$$

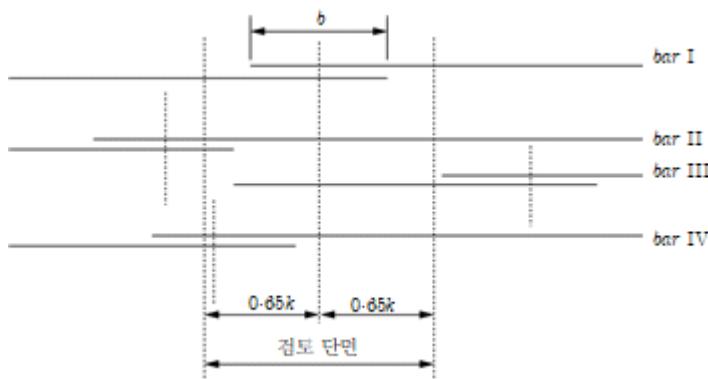
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$ 의 값들은 표 4.5-4와 같다. 그러나, α_3 의 계산에 있어서 $\sum A_{st,\min}$ 는 $1.0A_s$ 로 하여야 한다. A_s 는 겹침 이음철근 1개의 면적이다. $A_{s,req}$ 는 필요 철근 단면적이며, $A_{s,prov}$ 는 사용한 철근의 단면적이다.

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0.5}$ 이지만 1.5를 넘어서는 안된다. 여기서, ρ_1 은 고려하는 겹침길이의 중앙으로부터 $0.65 l_0$ 내에 겹침 이음된 철근의 비이다.(그림 4.5-11참조) α_6 의 값은 표 4.5-5에 주어져 있다.

표 4.5-5 계수 α_6 의 값

| 총 단면적에 대한 겹침이음철근의 비율 | <25% | 33% | 50% | >50% |
|----------------------|------|------|-----|------|
| α_6 | 1 | 1.15 | 1.4 | 1.5 |

주) 중간 값들은 보간법으로 결정할 수 있다.



주) 그림에서 II 번 철근과 III 번 철근은 고려하는 단면의 외측에 있다.

따라서 이경우의 겹침이음의 비율은 50%이고 $\alpha_6=1.40$ 이다.

그림 4.5-11 하나의 단면에서 겹침이음된 철근의 비율

4.5.5.4 겹침이음 영역에서의 횡방향 철근

(1) 인장철근의 횡방향 철근

- ① 겹침이음 구역에서의 횡방향 인장력에 저항하도록 횡방향철근을 배치하여야 한다.

② 겹침이음 철근의 지름이 20mm 보다 작은 경우 또는 겹침이음 철근의 비율이 어느 한 부분에서 25%보다 작은 경우에는, 전단철근이나 띠철근으로 배치된 횡방향 철근이 횡방향 인장력에 대해 충분하다고 가정할 수 있다.

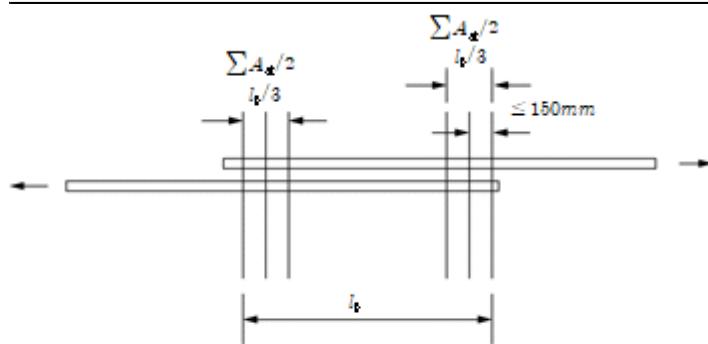
③ 겹침이음 철근의 지름이 20mm 이상인 경우, 횡방향 철근의 전체면적 A_{st} (겹침이음된 철근에 평행한 모든 횡방향 철근 단면적의 합)은 겹침이음된 철근 하나의 면적(A_s)보다 작아서는 안된다($\sum A_{st} \geq 1.0 A_s$).

횡방향 철근은 겹침이음 철근과 콘크리트 표면 사이에 겹침이음 철근의 방향에 수직으로 배치하여야 한다. 만약에 50% 이상의 철근이 한 지점에서 겹침이음되고 또한, 단면 내에서 이웃하는 겹침이음 사이의 거리(a)가 $10d_b$ 이하라면(그림 4.5-10 참조) 횡방향 철근은 띠철근 또는 단면 내에 정착되는 U형 철근형태로 배치하여야 한다.

④ ③의 횡방향 철근은 그림 4.5-12(a)에서와 같이 겹침이음의 바깥쪽 단면에 배치되어야 한다.

(2) 지속하중으로 압축력을 받는 압축철근의 횡방향 철근

인장을 받는 철근에 관한 규정 외에 겹침이음길이 양단의 바깥부분 $4d_b$ 안에 하나의 횡방향 철근을 배치하여야 한다. (그림 4.5-12(b))



(a) 인장철근

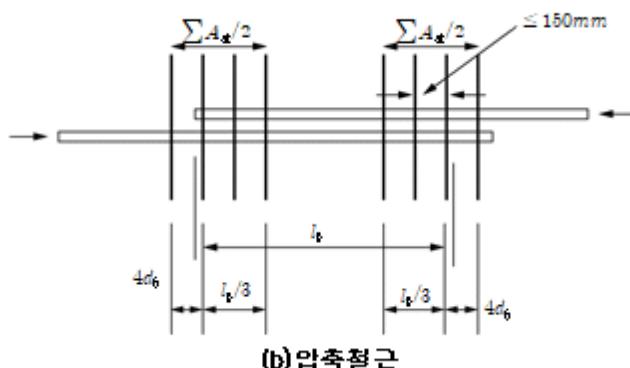


그림 4.5-12 겹침이음부의 횡방향 철근

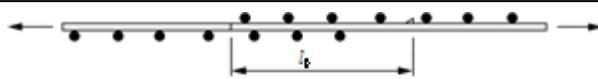
4.5.5.5 용접철망의 겹침이음

(1) 주철근의 겹침이음

① 겹침이음은 그림 4.5-13과 같이 교번배열(intermeshing) 또는 층배열(layering of fabrics)로 만들 수 있다.

② 피로 하중이 발생하는 경우에는 교번배열을 적용하여야 한다.

③ 교번배열의 경우, 주철근을 위한 겹침 배열(lapping arrangement)은 4.5.5.2를 따라야 한다. 횡방향 철근의 어떠한 유리한 효과라도 무시하여야 한다. 따라서, $\alpha_3 = 1.0$ 을 취한다.



(a) 교번 배열 구조(층단면)



(b) 층배열 철망 구조(층단면)

그림 4.5-13 용접철망의 겹침이음

④ 층배열 철망의 경우, 주철근의 겹침이음은 일반적으로 한계상태에서 계산된 주철근의 응력이 설계강도의 80%를 넘지 않는 영역에서 가능하다.

⑤ 전술한 ④를 만족하지 않는다면 흔저항 강도를 계산하기 위한 철근의 유효깊이는 인장면에서 가장 멀리 떨어진 층으로 하여야 한다.

또한, 겹침이음 끝단부 바로 다음 영역에서 균열을 검토하는 경우, 사용상태에서 철근의 응력은 겹침이음부 끝단의 불연속성 때문에 25%를 증가시켜야 한다.

⑥ 어느 한 단면에서 겹침이음되는 주철근의 비율은 아래에 따라야 한다.

교번배열의 경우, 표 4.5-5의 값을 적용할 수 있다.

층배열 격자의 경우, 임의의 단면에서 겹침이음되는 주철근의 비율은 용접철망의 단위 단면적(A_s/s)_{prov}에 따라 다르다.

- (A_s/s)_{prov} ≤ 1200 mm²/m 의 경우, 100%

- $(A_s/s)_{prov} \geq 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$ 의 경우, 60%

여기서, s 는 철근 간격

$(A_s/s)_{prov}$ 는 사용한 철근의 단위 단면적 (철근단면적을 철근 간격으로 나눈 값)이다.

복수 층의 연결부는 최소한 $1.3 l_0$ 만큼 엇갈리게 배치해야 한다(l_0 는 4.5.5.3에서 결정된다.).

⑦ 겹침이음 영역에서의 추가적인 횡방향 철근은 필요하지 않다.

(2) 배력(Secondary) 또는 분배용 철근(distribution)의 겹침이음

모든 배력 철근은 같은 위치에서 겹침이음 할 수 있다. 이때 이음 길이 l_0 의 최솟값은 표 4.5.6과 같고 겹침이음 길이 내에 최소한 두 개의 횡방향 철근을 배치하여야 한다.

표 4.5-6 배력 층배열 철망(secondary layered fabric)의 소요 겹침이음 길이

| 배력 철근의 지름 | 겹침이음길이 |
|--------------------|---|
| $d_b \leq$ | $\geq 150 \text{ mm}$; 겹침이음길이내에서 최소한 1와이어 피치 |
| $6 < d_b \leq 8$. | $\geq 250 \text{ mm}$; 최소한 2 와이어 피치 |
| $8.5 < d_b \leq 1$ | $\geq 350 \text{ mm}$; 최소한 2 와이어 피치 |

4.5.6 지름이 큰 철근에 대한 추가 규정

(1) 지름이 32mm를 초과하는 철근의 경우는 앞 절에서 주어진 규정 외에 다음 규정이 적용된다.

(2) 지름이 큰 철근을 사용하는 경우, 표피철근을 사용하거나 해석을 수행하여 균열을 제어 할 수 있다.

(3) 지름이 큰 철근으로 인해 쪼慨 힘은 더욱 커지고 다웰(dowel) 작용도 더욱 커진다. 이러한 철근에는 기계적 정착이 필요하다. 직선 철근으로 정착하는 경우에는 구속철근으로서 갈고리를 가진 횡방향 철근을 사용하여야 한다.

(4) 일반적으로 지름이 큰 철근은 겹침이음을 하지 않지만, 단면 치수가 1.0m 이상이거나 철근응력이 설계강도의 80%를 넘지 않는 단면에서는 예외로 한다.

(5) 횡방향 압축응력이 존재하지 않는 정착구역에는 전단철근 외에 압축용 횡방향 철근을 추가로 배치하여야 한다.

(6) 직선의 정착길이에 대한 경우, 위의 (5)에 기술된 추가적인 보강철근의 단면적은 다음의 값 이상이어야 한다.

① 인장면에 평행한 방향으로 : $A_{sh} = 0.25A_s n$

② 인장면에 수직인 방향으로 : $A_{sv} = 0.25A_s n$

여기서, A_s = 정착철근의 단면적

n_1 = 부재내의 같은 위치에 정착된 철근 층의 수

n_2 = 각 층에서 정착된 철근의 수

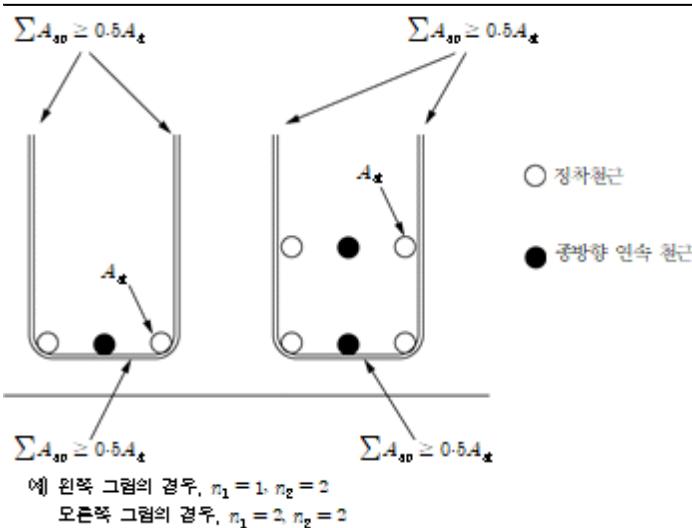


그림 4.5-14 횡방향 압축력이 작용하지 않는 구역에서 지름이 큰 철근을 정착

(7) 추가된 횡방향 철근은 정착구역에서 균일하게 분포되어야 하고 철근의 간격은 주철근 지름의 5배를 넘어서는 안된다.

(8) 지름이 큰 철근에 대한 표피철근 단면적은 큰 지름 철근의 직각 방향으로는 $0.01A_{ct, ext}$, 평행한 방향으로는 $0.02A_{ct, ext}$ 이상이어야 한다.

4.5.7 다발철근에 대한 추가 규정

4.5.7.1 일반사항

(1) 여러 개의 철근을 묶어서 단일 철근의 기능을 발휘하게 하는 것을 다발철근이라 한다. 다발로 사용하는 경우 철근의 수는 4개 이하이어야 하며, 흔부재에서 D35를 초과하는 철근은 2개까지 다발로 사용할 수 있다

(2) 다른 언급이 없다면, 개별철근에 대한 규정은 다발철근에도 적용된다. 다발철근에서 철근은 동일한 형태 및 등급을 지녀야 한다. 지름의 비가 1.7을 넘지 않는 경우에는 다른 크기의 철근으로 묶을 수 있다.

(3) 설계에서 다발철근은 동일한 면적과 동일한 무게 중심을 가지는 가상의 철근으로 대체한다. 이 가상 철근의 등가지름은 다음과 같다.

$$d_{b,n} = d_b \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (4.5-10)$$

여기서, n_b 는 다발에서 철근의 수로 제한 값은 다음과 같다.

$n_b \leq 4$; 압축영역의 수직철근과 겹침이음 연결부의 철근

$n_b \leq 3$; 그 외의 경우

(4) 다발철근에서 철근의 간격은 4.5.3의 규정을 따른다. 이때 다발사이의 순 거리는 실제적인 철근 다발의 외곽선로부터 측정값을 사용한다.

(5) 두 개의 철근이 아래 위로 접촉되는 경우와 부착조건이 양호한 경우에는, 이를 철근을 다발철근으로 취급할 필요는 없다.

(6) 다발철근은 스터럽이나 띠철근으로 둘러싸여야 한다. 다발철근 내의 각 철근이 시간 내에서 끝날 때에는 적어도 철근 지름의 40배 이상 길이로 서로 엇갈리게 끝내야 한다. 철근 사이의 간격제한이 철근 크기를 기준으로 적용될 경우 다발의 지름은 등가 단면적으로 환산되는 한 개의 철근 지름으로 계산하여야 한다.

4.5.7.2 다발철근의 정착

(1) 인장 영역의 다발철근은 단부 지점부와 중간 지점부를 넘어 자를 수 있다. 등가 지름이 32mm미만인 다발은 엇갈리지 않고 지점부 근처에서 자를 수 있다. 지점부 근처에서 정착된 등가 지름이 32mm 이상의 다발철근은 그림 4.5-15에 나타낸 것과 같이 종방향으로 서로 엇갈리게 배치되어야 한다.

(2) 개별 철근이 $1.3l_b$ (여기서 l_b 는 개별철근의 지름에 따른 값이다)보다 큰 엇갈림 거리로 정착되는 경우, l_b (그림 4.5-15 참조)를 산정할 때 철근의 지름을 사용할 수 있다. 그 외의 경우에는 다발철근의 지름 $d_{b,n}$ 을 사용하여야 한다.

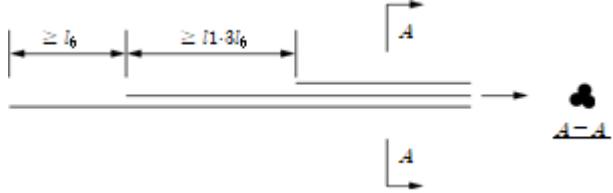


그림 4.5-15 넓은 폭에 걸쳐 엇갈린 다발철근의 정착

(3) 압축 영역에 정착되는 다발철근은 엇갈리게 배치할 필요가 없다. 등가 지름이 32mm 이상인 다발철근은 단부에 지름이 12mm 이상인 횡철근을 4개 이상 배치하여야 한다. 단락된 철근 단부를 바로 넘어서는 영역에는 또 다른 횡철근을 배치하여야 한다.

4.5.7.3 다발철근의 겹침이음

- (1) 겹침 이음 길이는 등가지름 $d_{b,n}$ 을 사용하여 4.5.5.3을 따라 계산하여야 한다.
- (2) 등가 지름이 32mm이하인 2개의 철근으로 구성된 다발철근은 개별 철근을 엇갈리지 않고 겹쳐 이를 수 있다.
- (3) 등가 지름이 32mm 보다 큰 2개의 철근으로 구성되거나 또는 3개의 철근으로 구성된 다발철근의 경우, 개별 철근은 그림 4.5-16에 나타낸 것과 같이 종방향으로 최소한 $1.3l_0$ 정도 엇갈리게 배치되어야 한다. 이런 경우 철근 1개의 지름을 l_0 의 계산에 사용할 수 있다. 어떠한 겹침이음 단면에서도 4개 이상의 철근이 배치되지 않도록 주의하여야 한다.

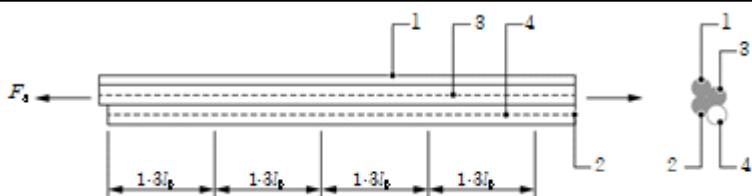


그림 4.5-16 4개의 철근을 포함하는 인장 영역의 겹침이음 연결부

4.5.8 프리스트레스트 콘크리트 긴장재의 상세

4.5.8.1 일반사항

- (1) 복부를 지나는 긴장재는 스터립 내부에, 플랜지나 슬래브를 지나는 긴장재는 가능한 한 횡방향철근 내부에 배치하여야 한다.

(2) 두께가 변하는 세그먼트의 하부 플랜지에 배치되는 덕트는 각 세그먼트 표면에 횡구속철근이 배근되어야 한다. 이때의 가외철근은 각 덕트의 양쪽 옆을 지나는 2열의 D13 이상이어야 하며 수직길이는 슬래브 두께에서 상하의 피복두께를 뺀 길이이어야 한다. 덕트 내에 작용하는 그라우팅 압력의 영향을 고려하여야 한다.

4.5.8.2 프리스트레싱 강연선의 정착

(1) 일반사항

① 프리텐션 콘크리트 부재의 끝단에서의 강도를 결정할 때 전달길이와 정착길이 내에서 긴장력의 점차적인 발현이 고려되어야 한다. 프리스트레싱력은 부착이 시작되는 점에서 0.0으로부터 전달길이에서 최댓값으로 선형적으로 변한다고 가정할 수 있다.

② 전달길이와 정착길이 사이에서는 긴장력은 포물선 형태로 증가하고 전달길이에서 긴장재의 인장강도에 도달한다고 가정될 수 있다. 이 절의 목적을 위해 전달길이는 긴장재 지름의 60배로 하고 정착길이는 4.5.8.2(2)의 규정에서 취한다. 비부착의 효과는 4.5.8.2(3)에 규정된 것을 고려할 수 있다.

(2) 부착된 강연선

프리텐셔닝 강연선은 위험단면을 지나 다음과 같은 정착길이(mm) 만큼 부착되어야 한다.

$$\ell_d \geq \kappa (0.15 f_{ps} - 0.1 f_{pe}) d_b \quad (4.5-11)$$

여기서, d_b = 강연선의 공칭지름(mm)

f_{ps} = 부재의 공칭강도를 구할 때 긴장재에서의 평균응력(MPa)

f_{pe} = 손실 후의 긴장재에서의 유효 응력(MPa)

κ = 1.0 프리캐스트, 프리스트레스트 보

κ = 1.6 프리캐스트 프리스트레스트 슬래브와 파일, 다른 값이 승인기관에 의해 연구 혹은 이전의 적용 경험에 비추어 주어질 수 있다.

식 (4.5-11) 대신 다음의 식이 프리텐션 보에 대해 사용될 수 있다.

$$\ell_d \geq \frac{102 f_{ps} d}{f'_{c}} + \frac{163 (f_{ps} - f_{pe}) d_b}{f'_{c}} + 254 \quad (4.5-12)$$

여기서, d_b = 강연선의 공칭지름(mm)

f_{p0} = 프리스트레스 긴장재의 긴장 시 프리스트레싱 강재의 응력(MPa)

f_{pe} = 전 손실 이후의 프리스트레싱 강재의 유효응력(MPa)

f_{ps} = 부재의 공칭강도가 필요할 때의 프리스트레싱 강재의 평균응력(MPa)

f'_c = 28일 콘크리트 압축강도(MPa)

300mm 혹은 그 이상의 콘크리트가 아래에 타설된 프리텐션 보의 어떤 긴장재에 대해서도 식 (4.5-12)에 1.3의 승수가 곱해질 수 있다.

(3) 부분적으로 부착 안 된 강연선

비부착 영역의 끝에서 평가된 정착길이는 식 (4.5-11)을 사용하고 $\kappa=2.0$ 의 값으로 결정될 수 있다. 부분적으로 부착 안 된 강연선의 수는 총 강연선 수의 25%를 넘지 않아야 한다. 어떠한 수평열에서 부착 안 된 강연선의 수는 그 열에 배치된 강연선 수의 40%를 초과하지 않아야 한다. 임의의 강연선의 부착 안 된 길이는 검토하려는 단면에서 발휘되는 총 저항능력을 고려하여 모든 한계상태를 만족시킬 수 있는 값이어야 한다. 부착 안 된 강연선은 부재의 중심선에 대해 대칭으로 배치되어야 한다. 부재의 중심선에 대해 대칭으로 배치된 각 쌍의 강연선의 부착 안 된 길이는 같아야 한다. 각 수평열에서 외곽에 배치된 강연선은 전 길이가 부착되어야 한다.

4.5.8.3 슬래브에서 덕트의 파상의 영향

(1) 각 방향으로 중심간 간격이 300mm 미만으로 배치된 덕트는 본 항에서는 근간격으로 배치된 것으로 간주된다. 근간격으로 배치된 종방향 또는 횡방향 덕트가 플랜지에 배치되고 덕트의 파상을 최소화하는 규정이 설계도서에 명시되어 있지 않다면, 상하부 철근망은 D10의 가외철근으로 결속하여야 한다. 가외철근의 간격은 각 방향으로 450mm 또는 슬래브 두께의 1.5배를 초과할 수 없다.

4.5.8.4 외부긴장재의 지지점

(1) 동적해석에 의하여 입증되지 않는 한, 외부긴장재 지지점 사이의 거리는 7,500mm를 초과해서는 안 된다.

4.5.8.5 포스트텐션 긴장재의 연결장치

(1) 종방향 포스트텐션 긴장재는 전체 긴장재 중 50%를 초과하는 긴장재가 한 위치에서 연결되어서는 안 되며, 인접 연결장치와의 간격이 한 세그먼트 길이 이상, 부재 두께의 2배 이상이어야 한다. 포스트텐션 긴장력이 도입 될 때의 응력을 계산 할 때 연결장치 주변의 내부 공동은 단면적의 계산과 단면2차모멘트의 계산에서 제외하여야 한다.

4.5.9 기타 철근 상세

4.5.9.1 인장 연결 부재의 이음

(1) 인장 연결 부재의 철근 이음은 완전 용접이음 또는 완전 기계적 연결 중 한가지로만 이루어져야 한다. 인접 철근의 이음은 750mm 이상 떨어져서 서로 엇갈리게 되도록 해야 한다.

4.6 부재 상세

4.6.1 일반 사항

- (1) 안전성, 사용성, 내구성에 대한 요구조건은 해당 규정과 더불어 이 장에서 제시된 규정을 만족하여야 한다.
 - (2) 부재 상세는 채택된 설계 모델과 일관성이 있어야 한다.
-

4.6.2 보

4.6.2.1 주철근

(1) 해석에 의해 인장철근 보강이 요구되는 보의 모든 단면에 대하여 아래의 예외 경우를 제외하고는 식 (4.6-1) 과 식 (4.6-2)에 의해서 계산된 값 중 큰 값 이상으로 하여야 한다. 균열제한이 필요한 경우에는 4.2.3.2의 균열제한을 위한 최소 철근 단면적보다는 많이 배치하여야 한다.

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d \quad (4.6-1)$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d \quad (4.6-2)$$

예외 경우

① 플랜지가 인장상태인 정정 구조물에 대하여 철근의 단면적 $A_{s,\min}$ 은 위의 식 (4.6-1)과 식 (4.6-2)에서 b 와 $2b_w$

중 작은 값을 대입하여 계산되는 단면적 이상으로 하여야 한다.

② 부재의 모든 단면에서 해석에 의해 필요한 철근량보다 1/3 이상 인장철근이 더 배치되는 경우는 위의 식을 따를 필요가 없다.

③ 두께가 균일한 구조용 슬래브의 기초판에 대하여 경간방향으로 보강되는 인장철근의 최소 단면적은 필요한 수축철근량과 같아야 한다. 철근의 최대간격은 슬래브 또는 기초판의 두께의 3배와 450mm 중 작은 값을 초과하지 않도록 하여야 한다.

(2) (1)의 규정을 만족하지 않는 철근 단면적 또는 긴장재 단면적이 배치된 단면은 무근 콘크리트 단면으로 간주하여야 한다.

(3) 극한한계상태에서 중립축의 깊이가 식 (4.6-3)으로 결정되는 최대 중립축 깊이 이하가 되도록 인장철근 단면적 또는 긴장재 단면적을 제한하거나 압축철근 단면적을 증가시켜야 한다.

$$c_{\max} = \left(\frac{\delta \varepsilon_{cu}}{0.0033} - 0.6 \right) d \quad (4.6-3)$$

여기서, c_{\max} = 극한한계상태에서의 최대중립축 깊이

δ = 모멘트 재분배 후의 계수휨모멘트/탄성휨모멘트 비율, 모멘트를 재분배하지 않는 경우에는 $\delta = 1$

d = 단면의 유효깊이

ε_{cu} = 표 3.1-3에 따른 콘크리트의 극한변형률

(4) 겹침이음부를 제외한 일반 단면에서 인장철근 단면적은 콘크리트 단면적의 0.04배 이하이어야 하며, 압축철근을 배치하는 경우 압축철근 단면적은 콘크리트 단면적의 0.04배 이하이어야 한다.

(5) 비부착 긴장재를 사용하거나, 외부 긴장 방식으로 긴장하는 프리스트레스 콘크리트 부재에서는 휨강도가 균열휨모멘트의 1.15배 이상이 되어야 한다.

(6) 설계에서 단순지지로 가정한다 하더라도, 콘크리트가 일체로 시공되는 경우에는 지점부가 부분적으로 구속되는 효과를 고려하여 경간 내에서 발생하는 최대 흠모멘트의 15% 이상의 흠모멘트에 저항할 수 있도록 지점부 단면을 설계하여야 한다.

(7) 연속보의 내부 받침부에서 플랜지에 배치되는 총 인장철근단면적 A_s 는 플랜지의 유효폭 전체에 걸쳐 분포하도록 배치하여야 한다. 이 인장철근의 일부를 복부폭 내부에 집중 배치할 수 있다.

4.6.2.2 종방향 인장 철근의 길이 방향 배치

(1) 모든 단면에는 전단력에 의하여 복부와 플랜지에 발생하는 경사균열효과를 포함한 인장력 포락곡선에 저항하도록 충분한 철근을 배치하여야 한다.

(2) 전단철근이 배치된 부재에 대해서는 경사균열에 의해 추가되는 인장력 ΔT 를 4.1.2.3(7)에 따라 계산하여야 한다. 전단철근이 배치되지 않은 부재에 대해서는 경사균열에 의한 추가 인장력을, 모멘트 포락곡선에 비례하는 철근의 인장력 분포를 그림 4.6-1의 철근의 저항 인장강도곡선과 같이 부재 길이에 따라 $a_t = d$ 만큼 이동시키는 방법으로 반영할 수 있다. 이 규정은 전단 철근이 배치된 부재에 대해서도 적용할 수 있다. 경사균열에 의한 추가 인장력은 그림 4.6-1에 나타나 있다.

$$a_t = \frac{z(\cot \theta - \cot \alpha)}{2} \quad (4.6-4)$$

여기서, α = 전단철근과 주인장 현재 사이의 경사각

θ = 콘크리트 압축 스트럿과 주인장 철근 사이의 경사각

(3) 철근의 인장력은 정착길이 내에서 그림 4.6-1과 같이 선형으로 변화하는 것으로 가정할 수 있다. 충분히 안전 측으로 설계하기 위한 목적으로 정착길이 내 철근의 선형분포 인장력을 무시할 수도 있다.

(4) 전단강도에 기여하는 굽힘철근의 정착길이는, 인장 영역에서 $1.3l_{bd}$ 는, 압축영역에서는 $0.7l_{bd}$ 이상이어야 한다. 이때의 정착길이는 굽힘철근의 축과 종방향 철근의 교차점을 기준으로 한다.

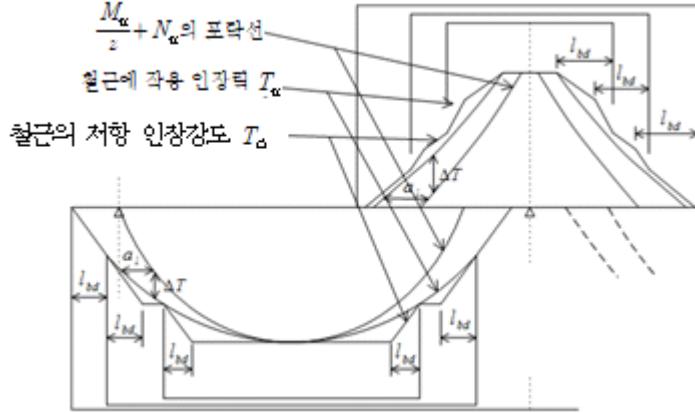


그림 4.6-1 전단균열 전이효과에 따른 주철근의 절단 위치

4.6.2.3 단부 하부 철근의 정착

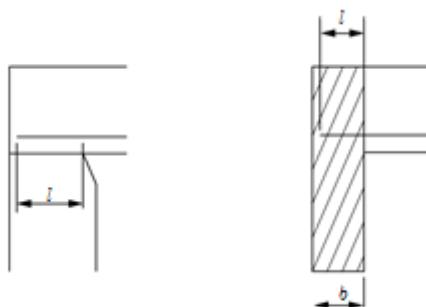
(1) 단부가 회전구속되지 않은 경우라도 받침부에는 경간 내에 배치된 철근량의 1/3 이상의 철근을 배치하여야 한다.

(2) 정착 영역에 작용하는 힘은 4.1.2.3(6)(전단철근이 배치된 부재)에 따라 결정하여야 한다. 이때 축력의 영향이 다음 식과 같이 포함되어야 하며, 경사균열에 의한 영향을 인장력으로 직접 고려하는 방법이나 인장력 포락곡선을 이동시키는 전이법칙을 적용하여야 한다.

$$T = \frac{V_u a_l}{z} + N_u \quad (4.6-5)$$

여기서, N_u 는 축력으로 인장이 양의 값으로 정의된다(a_l 은 4.6.2.2(2) 참조).

(3) 정착길이 l_{bd} 는 보와 받침부가 접촉하는 받침부 내면을 기준으로 결정한다. 직접반력이 작용하는 경우에는 이 반력에 의하여 철근에 작용하는 횡방향 구속압력의 효과를 고려할 수 있다(그림 4.6-2 참조).



(a) 직접 반력이 작용하는 경우 (b) 간접 반력이 작용하는 경우

그림 4.6-2 단부 하부 철근의 정착

4.6.2.4 내측 받침부 하부 철근의 정착

(1) 내측 받침부에는 경간 내에 배치된 철근량의 1/4 이상의 철근을 배치하여야 한다.

(2) 직선 철근의 정착길이는 $10d_b$ 이상이어야 한다. 갈고리 철근의 경우, 지름이 16mm 이상인 철근의 정착길이는 갈고리 구부림 반지름의 2배 이상이어야 하며, 지름이 16mm 미만인 철근의 정착길이는 갈고리 구부림 반지름의 4배 이상이어야 한다(그림 4.6-3(a) 참조). 좀 더 정밀한 해석을 수행하는 경우 이러한 최솟값보다 작은 정착길이로 설계할 수 있다.

(3) 내측 받침부의 지점 침하 등에 의해 발생할 수 있는 정모멘트에 저항할 수 있도록 정모멘트 철근을 배치하여야 한다. 이때에는 그림 4.6-3(b)와(c)와 같이 겹침이음으로 연속시키는 방법으로 정모멘트 철근의 역할을 하도록 하여도 좋다.

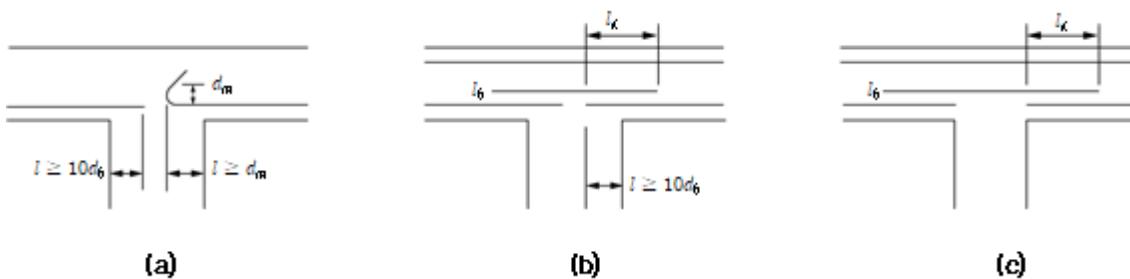


그림 4.6-3 내측 받침부의 철근 정착

4.6.2.5 보의 횡방향 철근

(1) 보의 횡방향 철근은 띠철근, 스터립 또는 등가용접철망으로 구성한다.

(2) 훠강도나 연성을 증가시키기 위해 압축철근이 배치된 경우, 압축철근이 배치된 전 구간에 횡방향 철근을 배치하여야 한다. 이때 축방향 철근 D32 이하에 대해서는 D10 이상, 축방향 철근 D35 이상이나 다발철근에 대해서는 D13 이상인 횡방향 철근으로 축방향 철근을 둘러싸야 하며, 횡방향 철근의 간격은 축방향 철근지름의 16배 이하이어야 한다.

4.6.2.6 전단철근

(1) 전단철근은 부재 종방향 축과의 각도 α 가 45° 에서 90° 사이가 되도록 배치하여야 한다.

(2) 전단철근은 다음의 조합으로 구성될 수 있다.

- ① 종방향 인장철근과 압축부를 둘러싸는 폐쇄철근 또는 U형 철근(그림 4.6-4 참조)

② 굽힘철근

③ 종방향 철근을 둘러싸지 않지만 압축영역과 인장영역에 적절히 정착된 단일 철근

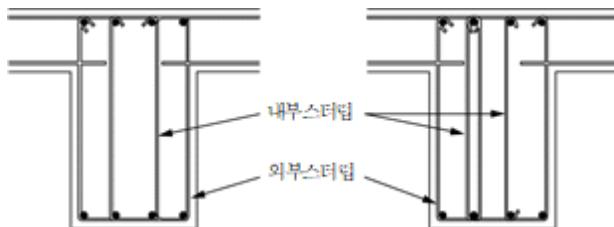


그림 4.6-4 전단철근의 예

(3) 전단철근은 충분히 정착되어야 한다. 비틀림모멘트가 작용하지 않는 경우에는 전단철근이 복부 면 근처에서 겹침이음 하여도 좋다.

(4) 한 단면에서 전단철근 중 최소 50%는 폐쇄철근이나 U형철근의 형태를 사용하여야 한다.

(5) 전단철근비 ρ_v 는 식 (4.6-6)을 따른다.

$$\rho_v = A_v / (s \cdot b_w \cdot \sin\alpha) \quad (4.6-6)$$

여기서, ρ_v = 전단철근비

A_v = 길이 s 내의 전단철근 단면적

s = 부재의 종방향 축을 따른 전단철근의 간격

b_w = 부재의 복부 폭

α = 전단철근과 부재축과의 각

ρ_v 는 다음 최솟값 이상이어야 한다.

$$\rho_{v,min} = (0.08 \sqrt{f_{ck}}) / f_y \quad (4.6-7)$$

(6) 부재 종방향으로 전단철근의 최대 간격 s_{max} 는 다음 식과 같다.

$$s_{max} = 0.75d(1 + \cot\alpha) \quad (4.6-8)$$

(7) 굽힘철근의 최대 종방향 간격은 다음과 같다.

$$s_{max} = 0.6d(1 + \cot\alpha) \quad (4.6-9)$$

(8) 한 단면 내에 배치되는 전단철근의 최대 폭방향 간격은 다음과 같다.

$$s_{\max} = 0.75d \leq 600 \text{ mm} \quad (4.6-10)$$

(9) 압축철근은 압축철근 지름의 15배 이하의 간격을 갖는 전단철근으로 둘러싸인 경우에만 흡강도 해석에 포함하여야 한다.

4.6.2.7 비틀림 철근

(1) 비틀림 철근은 폐합되어야 하며 겹침이음이나 갈고리에 의해 정착되어야 하며, 부재축과 직각 이어야 한다(그림 4.6-5 참조). 내측 지점부에는 경간 내에 배치된 철근량의 1/4 이상의 철근을 배치하여야 한다.

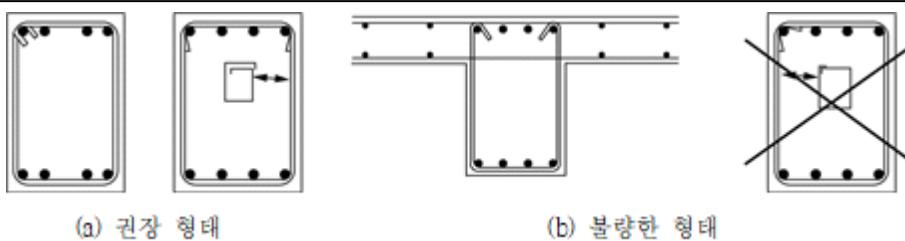


그림 4.6-5 비틀림 철근의 예

(2) 최소 비틀림철근은 4.6.2.6(5)와 (6)의 규정에 따른다.

(3) 비틀림 철근의 종방향 간격은 $p_{sp}/8$ 을 초과하지 않아야 한다. 여기서 p_{sp} 는 단면 외부표면의 둘레길이(4.1.3.2의 규정 그림 4.1-8 참조)이다. 또한 종방향 간격이 4.6.2.6(6)의 요구조건을 만족하여야 하며 단면의 작은 치수를 초과하지 않아야 한다.

(4) 비틀림철근의 각 모서리에 적어도 하나씩의 종방향 철근이 배치되어야 하며 안쪽 둘레에 종방향 철근이 균일하게 분포되어야 한다. 이때 종방향 철근의 간격은 350mm를 넘지 않아야 한다.

4.6.2.8 표피철근

(1) 표피철근(skin reinforcement)은 균열을 제어하고 피복의 박리를 방지하기 위해서 배치한다.

(2) 피복박리에 저항하기 위한 표피철근은 다음과 같은 경우에 배치되어야 한다.

① 주철근 지름이 32mm보다 큰 경우

② 등가 지름이 32mm보다 큰 다발철근이 주철근으로 사용된 경우(그림 4.6-6 참조)

표피철근은 철망 혹은 작은 지름의 철근망으로 구성하여야 하며 그림 4.6-6과 같이 횡방향 철근의 바깥쪽에 배치하여야 한다.

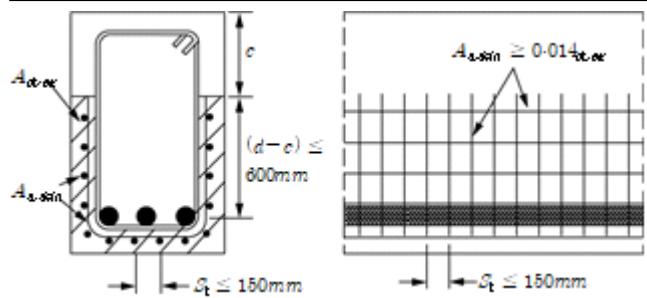


그림 4.6-6 표피철근의 예 (c는 극한한계상태에서 중립축 깊이)

(3) 보에서 표피철근량 $A_{s,surf}$ 는 인장 철근과 평행한 방향과 수직한 방향의 양방향에 대해서 $0.014 A_{ct,ext}$ 이상이어야 한다. 여기서 $A_{ct,ext}$ 는 횡방향철근 외측의 인장콘크리트 면적이다(그림 4.6-6 참조).

(4) 피복두께가 70mm를 초과하는 경우 내구성을 증진시키기 위한 표피철근이 사용되어야 하며, 이때 표피철근량은 각 방향으로 $0.005 A_{ct,ext}$ 이상이어야 한다.

(5) 표피철근의 피복두께는 4.4.4.2의 최소피복두께 이상이어야 한다.

(6) 철근의 정착과 상세 규정을 만족한다면, 종방향 표피철근을 종방향 휨철근에 포함하여 휨강도를 해석할 수 있으며 횡방향 표피철근은 전단철근에 포함하여 전단강도를 해석할 수 있다.

4.6.2.9 반력이 직접 작용하지 않는 지점부

(1) 보가 벽이나 기둥 대신에 또 다른 보에 의해서 지지되는 경우에는 추가 철근이 배치되어야 한다. 이 규정은 슬래브가 보의 윗부분에 의해 지지되지 않는다면 슬래브에도 적용된다.

(2) 두 보의 연결부에서 지지 철근은 지지하는 부재의 주철근을 횡방향철근으로 둘러싸야 한다. 이러한 추가 횡방향철근은 그림 4.6-7에 제시된 범위 내에서 부재가 만나는 부분의 외부까지 배치하여도 좋다.

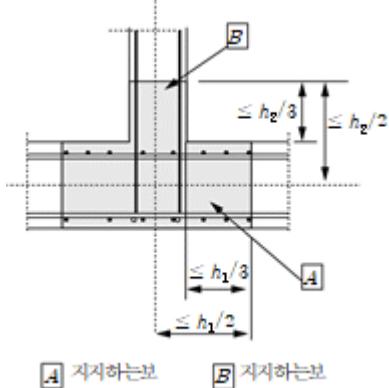


그림 4.6-7 두 개의 보의 교차 영역에 대한 철근의 배치

4.6.2.10 곡선 긴장재의 영향을 고려한 부재 상세

(1) 곡선 긴장재는 철근으로 횡구속시켜야 한다. 횡구속 철근은 사용한계상태에서의 철근응력이 $0.6f_y$ 를 초과하지 않도록 하여야 하며 f_y 의 가정값은 420 MPa 이하이어야 한다. 횡구속철근의 간격은 덕트 외측지름의 3배 또는 600mm이하이어야 한다.

(2) 긴장재가 곡선 복부나 플랜지에 배치되거나 오목한 모서리나 내부 공동에 인접하여 곡선배치된 경우, 콘크리트 피복두께를 증가시키거나 횡구속철근을 배치하여야 한다. 오목한 모서리나 내부 공동은 인근 덕트와의 거리가 덕트 지름의 1.5배 이상이어야 한다.

(3) 긴장재가 양방향으로 곡선을 이룰 때에는 면내력과 면외력을 벡터합으로 더하여야 한다.

① 면내력의 영향

가. 긴장재의 배치방향의 변화로 발생하는 면내력은 다음과 같다.

$$F_{u-in} = \frac{P_u}{R} \quad (4.6-11)$$

여기서, F_{u-in} = 긴장재의 단위길이당 곡률면내 방향변환력(N/mm)

P_u = KDS 24 12 11(4.1.2) 에 의한 계수 긴장력(N)

R = 검토대상 위치의 긴장재의 곡률 반지름(mm)

나. 최대 방향변환력은 예비의 긴장재를 포함한 모든 긴장재가 인장을 받고 있다는 기본가정하에서 결정되어야 한다.

다. 방향변환력에 의한 박리(pull-out)에 저항하는 콘크리트 피복의 전단강도 V_r 은 다음과 같다.

$$V_r = V_d \quad (4.6-12)$$

이 식에서

$$V_d = 0.33 d_c \sqrt{\phi_c f_{ci}} \quad (4.6-13)$$

여기서, V_d = 단위길이당 전단저항면 2면의 설계전단강도(N/mm)

d_c = 덕트의 최소 콘크리트 피복두께 + 덕트 지름의 $1/2$ (mm)

ϕ_c = 1.4.2.3의 콘크리트 재료계수

f_{ci} = 초기 재하 시 또는 긴장 시의 콘크리트 압축강도(MPa)

라. 계수 면내 방향변환력이 식 (4.6-12)에 규정된 콘크리트 피복의 설계전단강도를 초과하면, 면내 방향변환력에 저항할 수 있도록 완전히 정착된 철근이나 긴장재로 둑어서 보강하여야 한다.

마. 여러 단으로 쌓은 덕트가 곡선거더에 사용되는 경우 콘크리트 피복두께의 흡강도를 검토하여야 한다.

바. 곡선거더에 대해서는 면내력에 의한 전체적인 흡의 영향을 검토하여야 한다.

사. 약 90°로 교차하지 않는 긴장재의 곡선덕트에서 한 긴장재에 의한 면내력 방향이 다른 긴장재 쪽을 향하도록 배치되어 있을 경우 덕트는 다음과 같이 횡구속되어야 한다.

(가) 식 (4.6-12)에 규정된 전단강도에 적합하도록 덕트 간격 유지

(나) 방사력에 저항하도록 횡구속철근 또는 긴장재 배치

(다) 인접한 외측 덕트의 긴장재를 긴장하기 전에 각 내측 덕트를 그라우팅

② 면외력의 영향

가. 연선의 쐐기작용에 의하여 덕트에 작용하게 되는 면외력은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$F_{u-out} = \frac{P_u}{\pi R} \quad (4.6-14)$$

여기서, F_{u-out} = 긴장재의 단위길이 당 면외력(N/mm)

R = 검토대상 위치에서 긴장재의 연직면 곡률반지름(mm)

나. 식 (4.6-13)의 설계전단강도가 충분하지 않은 경우, 총 면외력에 저항하도록 곡선구간을 국부적인 횡구속 철근으로 보강하여야 한다. 이때의 보강은 나선철근을 사용하는 것이 좋다.

4.6.3 슬래브

이 규정은 단면 폭(b)과 유효 지간(l_e)이 슬래브 두께의 5배 이상인 1방향과 2방향 슬래브에 적용한다.(1.5.2.1참조)

4.6.3.1 휨철근

(1) 일반사항

① 주방향에 대한 최소 및 최대철근비는 4.6.2.1(1)과 (3)을 적용한다. 4.6.2.1(1)의 적용에 있어 취성파괴의 위험이 적은 슬래브 경우 최소인장철근은 극한한계상태에 필요한 철근량의 1.2배로 하여도 된다.

② 일반적으로 1방향 슬래브의 경우 주철근량의 20% 이상의 배력철근을 배치하여야 한다. 배력 방향 휨모멘트가 발생하지 않는 영역에서는 받침점 부근의 상부 주철근에 대한 배력철근을 배치할 필요가 없다.

③ 철근 최대간격에 관한 규정은 다음과 같다.

가. 주철근 : $3h \leq 400$ mm (h 는 슬래브 깊이)

나. 배력철근 : $3.5h \leq 450$ mm

④ 집중하중 또는 최대 휨모멘트가 작용하는 영역에 대해서는 다음 철근간격 규정을 적용한다.

가. 주철근 : $2h \leq 250$ mm

나. 배력철근 : $3h \leq 400$ mm

⑤ 슬래브에 대하여 4.6.2.2의 규정에서 a_t 을 d 로 대체하여 해당 규정의 조항을 적용할 수 있다.

(2) 슬래브 받침부 철근

① 단순지지된 슬래브에서, 경간 내부에 배치된 철근의 1/2은 받침부까지 연속시켜야 하며 4.5.5.2에 따라 정착되어야 한다.

② 해석에서는 고려하지 않더라도, 테두리보 등에 의하여 슬래브의 단부가 회전에 대하여 구속될 수 있는 경우에는 인접경간 최대모멘트의 최소 25 %를 저항할 수 있도록 슬래브에 상부철근을 배치하여야 한다. 받침부 표면에서부터 측정한 철근의 길이는 인접한 경간 길이의 0.2배 이상이어야 한다. 이 철근은 내부지점을 가로질러 연속되어야 하며, 단부지점에서 정착되어야 한다. 단부지점에서의 작용 힘모멘트는 인접 경간 최대모멘트의 15% 이상으로 한다.

(3) 슬래브 모서리 철근

모서리에서 슬래브의 솟음이 구속되어 있는 경우에는 지점부에 적절한 철근을 배치하여야 한다.

(4) 자유단 모서리 철근

① 지지되지 않은 슬래브 자유단 모서리에는 축방향 철근과 횡방향 철근을 배치하여야 하며, 일반적으로 그림 4.6-8과 같이 배치한다.

② 슬래브에 배치된 정상적인 철근은 모서리 철근의 역할을 한다.

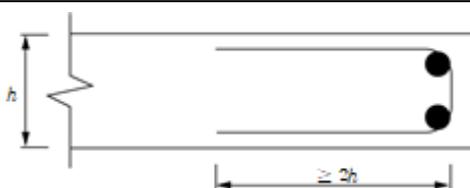


그림 4.6-8 슬래브의 자유단 모서리 철근

4.6.3.2 전단철근

(1) 슬래브에 전단철근을 사용하는 경우 슬래브의 최소두께는 200mm 이상이어야 한다.

(2) 다음의 규정에 따라 수정되지 않는 경우, 전단철근의 상세는 4.6.2.6의 철근비 정의와 최솟값을 적용한다.

(3) 전단철근의 종방향 최대간격은 다음과 같다.

$$s_{\max} = 0.75 d (1 + \cot \alpha) \quad (4.6-15)$$

굽힘철근의 종방향 최대간격은 :

4.6.4 플랫 슬래브

4.6.4.1 플랫 슬래브의 정의

- (1) 기둥으로 지지된 슬래브를 플랫 슬래브라 한다.
- (2) 플랫 슬래브는 일정한 두께를 갖거나 또는 지판(drop panel)과 일체가 되어야 한다.
- (3) 플랫 슬래브는 격자해석, 유한요소법, 항복선 또는 등가골조법과 같은 검증된 방법을 사용하여 해석하여야 한다. 이때 적절한 기하학적 특성 및 재료 특성을 사용하여야 한다.

4.6.4.2 등가골조법

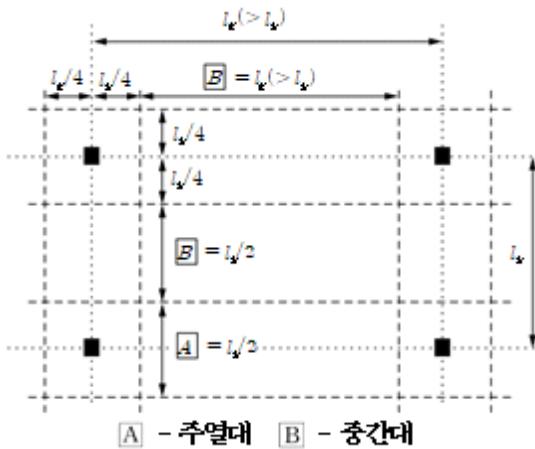
- (1) 플랫 슬래브 구조물은 인접 패널(4개의 인접지점에 의해 구분된 영역)의 중심선 사이의 슬래브 단면과 기둥으로 구성된 뼈대로, 가로방향과 세로방향의 두 개의 방향으로 나누어야 한다. 부재의 강성은 전단면을 사용하여 계산할 수 있다. 연직 하중에 대한 강성은 패널의 전체 폭을 기준으로 계산할 수 있으며, 수평 하중에 대한 강성은 패널 전체 폭에 대한 강성의 40%를 사용하여야 한다. 패널에 작용하는 하중은 전체하중을 각 방향의 해석에 대해서 사용한다.
- (2) 해석으로 구한 총 휨모멘트는 슬래브 폭 전역에 분포되어진다. 탄성 해석에서는 부(-)모멘트가 기둥의 중심선 쪽으로 집중되는 경향이 있다.
- (3) 패널은 그림 4.6-9와 같이 주열대와 중간대로 나누어 설계하며, 휨모멘트는 표 4.6-1과 같이 배분한다.
- (4) 그림 4.6-9에 나타낸 것과 같이 주열대의 폭이 $0.5 l_x$ 와 다른 경우, 예를 들어 지판의 폭과 같은 경우, 주열대와 중간대에 의해 저항되는 설계휨모멘트는 수정된 폭에 비례하여 조정하여야 한다.

- (5) 비틀림에 대해 적절하게 설계된 테두리 보가 없는 경우에 외부기둥 또는 모서리 기둥으로 전달되는 휨모멘트는 사각형 기둥의 경우 $0.17 b_e d^2 f_{ck}$ (b_e 의 정의는 그림 4.6-10 참조)이하이어야 한다. 이 경우 외측경간의 정 모멘트는 적절하게 조정하여야 한다. 사각형 단면이 아닌 기둥의 경우에는 등가 사각형 단면으로 치환하여 적용한다.

표 4.6-1 플랫 슬래브에 대한 휨모멘트의 단순 분배

| 구분 | 부(-)모멘트 | 정(+)모멘트 |
|-----|---------|---------|
| 주열대 | 60-80% | 50-70% |
| 중간대 | 40-20% | 50-30% |

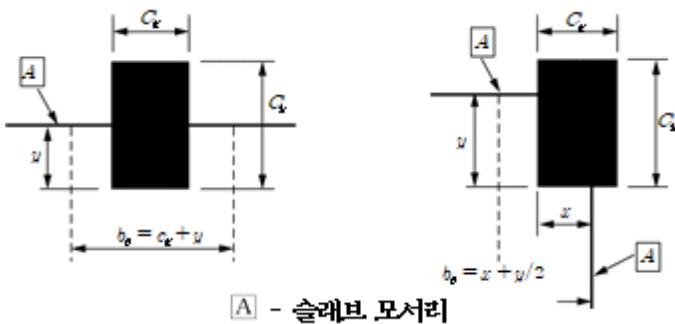
주) 주열대와 중간대의 부모멘트와 정모멘트의 총합은 항상 100%가 되어야 한다.



참고: 지판의 폭이 ($l_y/3$) 보다 큰 경우, 주열대는 지판의 폭을 사용한다.

중간대의 폭은 적절하게 조정하여야 한다.

그림 4.6-9 플랫 슬래브의 패널 구분



참고: u 는 c_y 보다 클 수 있다. Note: x 는 c_y 보다 클 수 있고, u 는 c_y 보다 클 수 있다.

a) 가장자리 기둥 b) 모서리 기둥

참고: u 는 슬래브 모서리로부터 기둥의 가장 안쪽 표면까지의 거리

그림 4.6-10 슬래브 모서리의 유효폭의 정의

4.6.4.3 기둥이 불규칙하게 배치된 플랫 슬래브

(1) 기둥이 불규칙하게 배치된 플랫 슬래브의 경우에는 등가골조법, 격자해석 또는 유사한 탄성해석법이 적용되지 않는다. 이러한 경우 다음 순서에 따른 단순 방법을 적용하여 해석을 수행하여도 좋다.

① 총 계수하중에 대한 슬래브 해석.

② 경간 중앙과 기둥의 휨모멘트는, 하나씩 건너뛴 경간에 하중이 재하되지 않음으로써 휨모멘트가 증가하는 효과를 반영하여야 한다. 따라서 위험경간에는 총 계수하중을 재하하고 나머지 경간은 계수 고정하중을 재하 한다. 경간들 사이의 고정하중의 편차가 큰 곳에서는 하중이 재하되지 않은 경간에 대해서는 고정하중 계수로 1.0을 사용하여야 한다.

③ 이러한 특별한 하중 재하에 대한 영향은 다른 위험 경간과 지점에 대해 동일한 방법으로 적용할 수 있다.

(2) 외측 기둥에 대한 휨모멘트 전달을 고려한 구속 효과는 4.6.4.2를 적용해야 한다.

4.6.4.4 플랫 슬래브의 철근 배치

(1) 내측 기둥부 슬래브 철근

① 플랫 슬래브의 내측 기둥에는 기둥 중심선을 양방향 대칭으로 $0.67 A_{cs}$ 의 상부 철근을 주열대 폭의 1/2 내부에 배치하여야 한다. A_{cs} 는 주열대에서 부모멘트에 저항하기 위한 소요 철근량을 나타낸다(그림 4.6-9 참조).

② 각각의 직교축 방향으로 기둥을 통과하는 2개 이상의 하부 철근을 내측 기둥부에 배치하여야 한다.

(2) 외측 기둥부 슬래브 철근

슬래브에서 외측 기둥으로 휨모멘트를 전달하기 위한 철근은 그림 4.6-10에 나타낸 유효폭(b_e) 내에 자유단 모서리에 직각 방향으로 배치하여야 한다.

(3) 2방향(뚫림) 전단철근

① 2방향 전단철근이 요구되는 부분(4.1.4 참조)은 집중 하중이 재하되는 면 둘레 또는 기둥과 전단철근이 더 이상 요구되지 않는 위험단면 둘레의 $1.5 d$ 사이에 2방향 전단철근을 배치해야 한다. 2방향 전단철근은 두 개 이상의 전단철근을 사용해야 한다(그림 4.6-11 참조). 이때 전단철근의 수평간격은 $0.75 d$ 이하이어야 한다.

위험단면 둘레 주변의 전단철근 간격은 첫 번째 지배단면 전단철근이 필요하지 않은 첫 번째 위치(재하면에서

2 d 떨어진 위치) 내에서 1.5 d 이하이어야 하며, 첫 번째 지배단면을 벗어난 위치에서는 2 d 이하이어야 한다.

(그림 4.1-9 참조)

② 2방향 전단철근이 필요한 위치에서의 최소 전단철근량 $A_{v,min}$ 은 식 (4.6-17)과 같다.

$$A_{v,min} (1.5 \sin\alpha + \cos\alpha) / (s_r s_t) \geq (0.08 \sqrt{f_{ck}}) / f_y \quad (4.6-17)$$

여기서, α = 주철근과 전단철근 사이의 경사각(예, 수직전단철근 $\alpha = 90^\circ$, $\sin\alpha = 1$)

s_r = 경사방향의 전단철근 간격

s_t = 접선방향의 전단철근 간격

$f_{ck0} = 1 \text{ MPa}$

③ 굽힘철근이 재하면을 통과하거나, 재하면으로부터 0.25 d 이내에 있는 경우 굽힘철근을 전단철근으로 사용

할 수 있다.

④ 받침부 표면 또는 재하면의 주변과 가장 가까운 전단철근 사이의 거리는 $d/2$ 이하로 하여야 한다. 이 거리는 인장철근 위치에서 취해야 한다. 만약 굽힘철근이 1개의 철근으로 배치된 경우라면 굽힘철근의 경사각은 30° 이상을 사용할 수 있다.

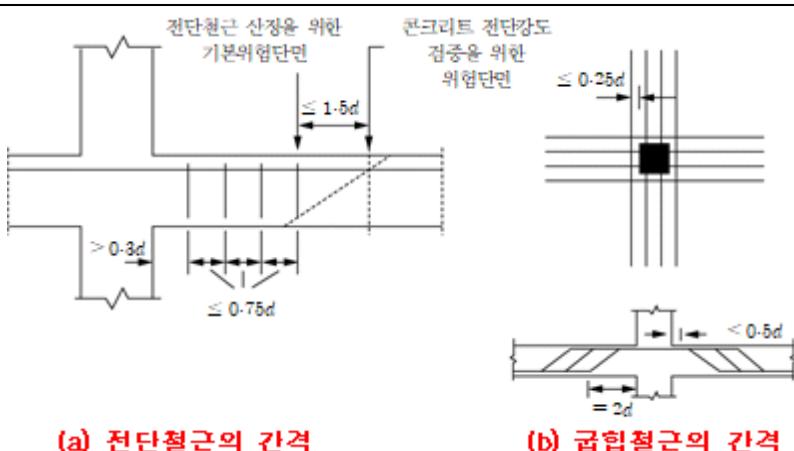


그림 4.6-11 2방향 전단철근

4.6.5 교량의 콘크리트 바닥슬래브

4.6.5.1 일반 사항

(1) 교량의 콘크리트 슬래브로 된 바닥판은 지지하는 거더 또는 요소 부재와 합성되도록 하여야 한다. 완전 합성작

용이 발휘되도록 바닥슬래브와 지지 요소 사이에는 충분한 전단연결재를 배치하여야 한다.

(2) 바닥판은 처짐을 포함한 과대한 변형이 발생하지 않도록 설계하여야 한다. 활하중과 그 동적효과에 의해 유발되는 바닥판 처짐량은 다음의 한계값을 초과하지 않아야 한다.

여기서 L은 바닥판 받침부의 중심간 거리이다.

① 사람의 통행이 없는 바닥판; $L/800$

② 제한된 수의 사람이 통행하는 바닥판; $L/1000$

③ 많은 사람이 통행하는 바닥판; $L/1200$

(3) 콘크리트 슬래브 바닥판의 피로한계상태에 대한 검증을 수행하지 않아도 된다. 또한, 극단상황하중조합에서 바닥판을 검토하지 않아도 된다.

(4) 지간과 폭의 비가 1:2를 넘는 콘크리트 바닥판에서 하중영향을 해석하기 위하여 [KDS 24 10 11](#)(4.6.2)에 규정된 근사해석법을 적용할 수 있다.

(5) 특별히 요구되지 않는 한, 콘크리트 바닥판은 흠 또는 마모 방지 층의 두께를 뺀 판 최소 두께는 220mm 보다 작아서는 안 된다. 프리스트레스트 콘크리트 바닥판의 최소두께는 200mm 이상이어야 한다. 바닥판의 최소 피복 두께는 4.4의 규정을 따라야 한다.

(6) 콘크리트 거더로 지지되는 콘크리트 바닥판의 전단연결재는 4.1.2.5의 규정에 따르고, 강재 거더에 지지되는 바닥판은 [KDS 24 14 31](#)의 해당 규정에 따라 전단연결재를 설계하여야 한다.

(7) 바닥판의 경사각이 25° 이하일 경우에는 주철근을 경사 방향으로 배치할 수 있다. 그러나 경사각이 이보다 클 경우에는 주 교각에 직각 방향으로 주철근을 배치하여야 한다.

(8) 윤하중의 접지에 의한 바닥판의 뚫림전단 영향을 4.1.4에 따라 검토하여야 한다.

(9) 교량의 진입부 또는 지간 내부의 바닥판의 연속성이 확보되어 있지 않는 바닥판 모서리 영역에는 격벽이나 다른 선부재로 보강하여 지지되도록 하여야 한다. 이 격벽은 윤하중에 의해 유발되는 힘모멘트와 전단력을 저항할 수 있도록 바닥판과 일체로 설계되어야 한다.

4.6.5.2 경험적 설계법

(1) 적용 범위

① 교량 바닥슬래브에 대한 경험적 설계법은 윤하중을 지지하는 교량 바닥판의 주요한 구조적 거동이 힘이 아닌 아치 작용이라는 사실에 근거한 설계법이다. 이 설계법을 적용하여 바닥판을 설계하는 경우 별도의 구조 해석을 수행하지 않아도 된다.

② 경험적 설계법은 이 절 이외의 어떤 항에도 적용할 수 없다.

③ 이 설계법은 3개 이상의 지지 거더와 합성으로 거동하고, 바닥판의 지간 방향이 차량 진행 방향에 직각인 경우의 콘크리트 바닥판에만 적용할 수 있다.

④ 이 절의 규정들은 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없으며, 캔틸레버 바닥판에 대한 설계는 일반 슬래브 설계 방법을 따른다.

(2) 경험적 설계법을 사용하여 바닥판을 설계할 때, 바닥슬래브의 유효 지간은 다음과 같게 취하여야 한다.

① 바닥판이 벽체 또는 보와 일체로 되어 있는 경우, 받침부 내면사이 순거리

② 강재 거더 또는 콘크리트 거더로 지지된 바닥판인 경우, 플랜지 끝까지의 거리에다 복부 내면에서 플랜지 맨 끝단까지 거리를 합한 값

(3) 설계 조건

교량 바닥슬래브의 두께는 바닥판의 흡집, 마모, 철근 피복 두께를 제외한 수치로 하며, 다음의 조건을 만족시킬 경우에만 경험적 설계법을 적용할 수 있다.

① 바닥판이 콘크리트 거더 또는 강재 거더에 합성 지지된 경우

② 가로보 또는 격벽이 교각 선상에 설치되어 있는 경우

③ 거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게 한 곳을 제외하고 전체적으로 바닥판의 두께가 균일해야 함.

④ 바닥판의 두께에 대한 유효기간의 비가 6 이상 15 이하인 경우

⑤ 바닥판의 상·하부 철근의 외측면 사이의 두께가 150mm 이상인 경우

⑥ 유효 시간이 3.6m를 초과하지 않는 경우

⑦ 바닥판의 흠집, 마모면, 그리고 보호피복두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240mm 이상인 경우

⑧ 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 5배 이상이거나 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께에 3배 이상이고 연속인 콘크리트 방호책과 구조적으로 합성이 된 경우

⑨ 콘크리트는 현장 타설되어 습윤양생되어야 하며, 기준압축강도가 27MPa 이상인 경우

⑩ 콘크리트 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전합성거동을 하여야 함

⑪ 콘크리트 또는 강 거더교인 경우, 위 조항을 만족시키기 위하여 바닥판과 콘크리트 주거더를 합성시키는 전 단연결재가 충분히 배치되어야 한다.

(4) 보강 철근량

① 현장 타설 콘크리트 바닥판에는 4개 층의 철근을 배치한다. 철근은 콘크리트 피복두께 요구 조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배치하며, 유효 경간 방향으로 배치되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배치하여야 한다.

② 배치해야 되는 4개 층의 철근량은 아래에서 정한 최솟값 이상이어야 한다.

경간 방향 : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

경간방향에 직각방향 : 하부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

상부 철근량 = 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

(5) 철근의 종류 및 배치

① 배치되는 철근은 SD400 이상이어야 한다.

② 모든 철근은 직선으로 배치하며 겹침이음만 사용할 수 있다.

③ 철근의 중심간격은 100mm 이상 또한 300mm 이하로 한다. 다만, 바닥판 지간방향의 하부 인장 주철근의 중심 간격은 바닥판의 두께를 넘어서는 안 된다.

④ 사교의 경사각이 20° 를 넘는 경우, 단부 바닥판의 철근은 단부 끝단에서 바닥판의 유효지간에 해당하는 위치 까지 (4)에서 규정한 철근량의 2배를 배치한다.

4.6.5.3 전통적 설계법

(1) 4.5에서 규정한 바닥판의 전통적 설계법은 네층으로 구성된 철근이 배치되고 4.6.5.1의 일반 사항에 부합된 경우에만 적용한다.

(2) 배력철근

① 집중하중으로 작용하는 윤하중을 수평 방향으로 분산시키기 위해 정모멘트에 발생되는 바닥판 하부에는 주 철근의 직각 방향으로 배력 철근을 배치하여야 한다. 이때 철근량은 정모멘트에 의해 소요되는 주철근량에 대해 다음과 같이 계산한 백분율을 적용한 값으로 한다. 여기서 L 은 바닥판의 지간(m)이다.

가. 주철근이 차량 및 열차진행 방향에 직각인 경우

$$\frac{120}{\sqrt{L}} \leq 67\%$$

나. 주철근이 차량 및 열차 진행 방향에 평행한 경우

$$\frac{55}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

단, 합성거더교에 적용되는 장지간 교량바닥판에서는 [KDS 24 10 11](#)(4.6.2.4(3) 와 4.6.2.5(3))의 교축방향 설계휨모멘트를 고려하여 배력철근(교축방향철근)량을 산정해야 한다.

② 주철근이 차량 및 열차 진행 방향에 직각인 경우 위에서 산정한 배력철근을 바닥판 지간 중앙부 1/2 구간에 배치하며, 나머지 구간에는 산정된 배력철근량의 50% 이상 배치한다.

③ 배치할 배력철근량은 온도 및 건조수축에 소요되는 철근량 이상이어야 한다.

4.6.6 기둥

4.6.6.1 적용범위

(1) 이 규정은 단면의 큰 치수가 작은 치수의 4배 이하인 기둥에 적용한다.

4.6.6.2 기둥의 축방향 철근

(1) 비합성 기둥의 축방향 긴장재 및 철근은 다음 식을 만족하는 최대단면적 이하로 배치하여야 한다.

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08 \quad (4.6-18)$$

$$\frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f_{ck}} \leq 0.3 \quad (4.6-19)$$

여기서, A_s = 겹침이음된 철근을 포함한 모든 철근의 총 단면적(mm^2)

A_g = 기둥의 단면적(mm^2)

A_{ps} = 프리스트레싱 강재의 단면적(mm^2)

f_y = 프리스트레싱 강재의 설계인장강도(MPa)

f_{ck} = 콘크리트의 설계기준항복강도(MPa)

f_{pe} = 프리스트레싱 강재의 유효 긴장응력(MPa)

(2) 비합성 기둥의 축방향 긴장재 및 철근은 다음 식을 만족하는 최소단면적 이상으로 배치하여야 한다.

$$\frac{A_s f_y}{A_g f_{ck}} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_{ck}} \geq 0.135 \quad (4.6-20)$$

여기서, A_s = 겹침이음 위치가 아닌 일반 단면에서의 축방향 철근 단면적(mm^2)

(3) 다각형 단면 기둥의 경우 각 모서리에 최소한 1개의 축방향 철근이 배치되어야 하며, 원형 단면은 4개 이상의 축방향 철근을 배치하여야 한다.

4.6.6.3 기둥의 횡방향 철근

(1) 기둥의 횡방향 철근은 사각형 후프띠철근과 보강띠철근, 원형 띠철근, 단일 철근으로 제작된 나선철근, 기계적 이음으로 연결된 나선철근으로 구성한다. 내진 설계의 경우에는 해당 규정에 따라 횡방향 철근을 배치하도록 한다.

(2) 기둥의 횡방향 철근은 축방향 철근 최대 지름의 1/4 이상의 지름을 가진 철근이어야 한다. 횡방향 철근으로 용접강선망을 사용하는 경우 강선의 지름은 5mm 이상이어야 한다.

(3) 기둥의 횡방향 철근은 적절하게 정착되어야 한다.

(4) 나선철근의 간격은 4.6.6.4(3)을 따르며 띠철근의 간격은 4.6.6.5(3)을 따른다.

(5) 보 또는 슬래브의 상부 또는 하부와, 기초의 상부와 접하는 기둥 단면의 치수 중 큰 치수와 동일한 거리 이내에 있는 기둥 단면은 (4)의 최대 간격을 계수 0.6을 적용하여 감소시켜야 한다.

(6) D13 이상의 축방향 철근이 겹침이음된 구간의 기둥 단면은 (4)의 최대 간격을 계수 0.6을 적용하여 감소시켜야 하며, 겹침이음된 구간에 3개 이상의 횡방향 철근을 등간격으로 배치하여야 한다.

(7) D35 이상의 축방향 철근이 한 다발 내에 2개 이상으로 묶어 있을 경우에는 횡방향 철근 간격을 (4)에 규정된 간격의 1/2로 취하여야 한다.

(8) 기둥의 크기가 변하는 구간과 같이 축방향 철근의 방향이 변하는 위치에서는 횡방향 철근의 간격은 횡방향력 을 포함하여 계산해야 한다. 이 영향은 방향의 변화가 1/12 이하인 경우 무시할 수 있다.

(9) 원형 단면과 타원형 단면을 제외한 기둥 단면에서는 모든 모서리에 있는 축방향 철근과 하나 건너 있는 축방향 철근이 135° 이하로 구부린 띠철근의 모서리에 의하여 횡지지되도록 띠철근을 배치하여야 하며, 어떤 축방향 철근도 띠철근을 따라 횡지지된 축방향 철근의 양쪽으로 중심간격이 600mm를 초과하지 않아야 한다.

(10) 하나의 후프띠철근에 보강띠철근을 추가로 사용할 때는 하나의 연속된 철근으로 한쪽 단에 135° 이상의 갈고리를 갖고, 다른 쪽 단에 90° 이상의 갈고리를 갖는 보강띠철근을 사용하여야 한다. 이때, 135° 갈고리는 띠철근 지름의 6배와 80mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 가져야 하며, 90° 갈고리는 띠철근 지름의 6배 이상의 연장길이를 가져야 한다.

(11) 축방향 철근이 원형으로 배치된 경우에는 원형 띠철근을 사용할 수 있으며, 원형 띠철근의 이음부분이 엉갈리도록 배치하여야 한다.

(12) 기둥의 최하단 띠철근은 기초나 하단 연결 부재의 상부로부터 횡방향 철근 간격의 1/2 이내에 배치하여야 하며, 최상단 띠철근은 상단 연결 부재의 최하단 수평철근으로부터 횡방향 철근 간격의 1/2 이내에 배치하여야 한다.

(13) 기둥에 소성힌지가 형성되도록 설계하는 경우에는 소성힌지구역의 철근 상세를 내진설계기준의 철근 상세에 따라야 한다.

4.6.6.4 나선철근 상세

(1) 4.6.6.3의 횡방향 철근의 일반 규정 외에 나선 철근에 대해서는 이 절의 상세 규정을 적용한다.

(2) 말뚝을 제외한 압축부재의 나선철근으로는 최소지름 9mm 이상의 이형철근, 원형철근, 또는 철선을 사용하며, 한 개 또는 다수의 연속 나선이 일정 간격으로 배치되어야 한다. 나선철근은 모든 축방향 철근을 둘러싸고 접촉한 상태로 배치되어야 한다.

(3) 나선철근의 순간격은 25mm 이상, 굵은골재 최대치수의 1.33배 이상으로 하며 나선철근 중심간의 간격은 축방향 철근 지름의 6배 이하, 150mm 이하로 하여야 한다.

(4) 나선철근은 압축부재 양단에서 1.5회전만큼 더 연장하여 정착시켜야 한다.

(5) 나선철근은 다음 중 하나의 방법으로 연결할 수 있다.

① 일반 철근의 경우 철근 지름의 48배 이상, 도막철근의 경우 철근 지름의 72배 이상, 철선의 경우 지름의 48배 이상의 겹침이음

② 성능이 확인된 기계적 연결 장치

③ 성능이 확인된 용접 이음

4.6.6.5 띠철근 상세

(1) 4.6.6.3의 횡방향 철근의 일반 규정 외에 띠 철근에 대해서는 이절의 상세 규정을 적용한다.

(2) 띠철근 압축부재에서는 모든 축방향 철근을 다음과 같은 띠철근으로 둘러싸야 한다.

① D32 이하의 축방향 철근: D10의 띠철근

② D35 이상의 축방향 철근: D13의 띠철근

③ 다발철근: D16의 띠철근

④ 철근대신 등가단면적의 이형철선이나 용접철선망을 띠철근으로 사용해도 좋다.

(3) 띠철근의 간격은 축방향 철근 최소 지름의 20배 이하, 압축부재의 최소치수 이하, 400mm 이하로 하여야 한다. D32보다 큰 철근을 다발로 한 경우에, 띠철근의 간격은 부재 최소치수의 $\frac{1}{2}$ 이하, 150mm 이하로 하여야 한다.

(4) 띠철근은 모든 모서리에 있는 축방향철근과 하나 건너 있는 축방향철근이 135° 이하로 구부린 띠철근의 모서리에 의하여 횡지지되도록 배치하여야 하며, 어떤 축방향철근도 띠철근을 따라 횡지지된 축방향철근의 양쪽으로 중심간격이 600mm를 초과하지 않아야 한다. 기둥에 소성힌지가 형성되도록 설계하는 경우에는 어떤 축방향 철근도 횡지지된 축방향 철근과의 순간격이 150mm를 초과하지 않아야 한다.

(5) 축방향 철근이 원형으로 배치된 경우에는 원형띠철근을 사용할 수 있으나 띠철근의 이음부분이 엇갈리도록 원형띠철근을 배치하여야 한다.

(6) 압축부재의 최하단 띠철근은 기초나 하단연결부재의 상부로부터 띠철근 간격의 $\frac{1}{2}$ 이내에 배치하여야 하며, 최상단 띠철근은 상단연결부재의 최하단 수평철근으로부터 띠철근 간격의 $\frac{1}{2}$ 이내에 배치하여야 한다.

4.6.7 속빈 사각형 단면 압축부재의 보강철근

4.6.7.1 일반사항

(1) 단면 내의 종방향 철근의 총단면적은 $0.01A_c$ 이상이어야 한다.

(2) 단면의 각 벽에는 2개층의 철근을 배치하여야 하며 1개층은 벽면 가까이에 배치하여야 한다. 2개층의 철근량은 비슷하도록 한다.

4.6.7.2 철근 간격

(1) 종방향 철근의 중심간격은 벽체두께의 1.5배 또는 450mm 중 작은 값 이하이어야 한다. 횡방향 철근의 수직 방향으로의 중심간격은 벽체두께의 1.25배 또는 300mm 중 작은 값 이하이어야 한다.

4.6.7.3 띠철근

- (1) 각 벽체에 배치된 2개층의 철근에는 중간띠철근을 배치하여야 한다. 중간띠철근의 한쪽단에는 135° 표준갈고리가 있어야 하고 다른 단에는 90° 의 표준갈고리가 설치되어야 한다. 중간띠철근은 종방향 철근과 횡방향 철근의 교차점에 배치하여야 한다. 그리고 모든 중간띠철근의 갈고리는 교차점에서 종방향 철근과 횡방향 철근 모두를 감싸야 한다. 종방향 철근과 횡방향 철근은 각각 600mm 이하의 간격을 갖는 중간띠철근 갈고리로 감싸야 한다.
- (2) 세그먼트로 시공되는 부재에는 각 세그먼트의 상부 및 하부 모서리를 따라 추가적인 중간띠철근을 배치하여야 한다. 단면의 벽체에 배치된 1쌍의 내측 및 외측 종방향 철근 단부를 연결하기 위해서 중간띠철근을 배치하여야 한다.
-

4.6.7.4 겹침이음

- (1) 횡방향 철근은 단면의 모서리에서 90° 갈고리를 겹쳐 연결할 수 있다. 횡방향 철근의 직선 겹침이음은 허용되지 않는다. 만약, 종방향 철근과 횡방향 철근의 교차점에 위치하는 4개 이상의 중간띠철근의 갈고리가 겹침이음된 철근의 겹침이음 길이 전체를 둘러싼다면 직선 겹침이음도 허용된다.
-

4.6.7.5 후프철근

- (1) 단면의 모서리에 위치한 종방향 철근은 폐쇄철근으로 둘러싸야 한다. 만약 폐쇄철근을 배치할 수 없다면 다리 길이가 적어도 벽체두께의 2배이고 끝단이 다른 끝단쪽으로 90° 꺾어진 한 쌍의 U-형 철근을 사용할 수 있다.
- (2) 단면 모서리에 위치한 포스트텐션 덕트는 폐쇄철근 또는 끝단에 90° 의 갈고리를 갖는 스터럽을 사용하여 모서리 영역에 정착시켜야 한다. 이때 스터럽은 단면의 외측면 가까이에 배치된 하나 이상의 종방향 철근을 감싸야 한다.
-

4.6.8 벽체

4.6.8.1 일반사항

(1) 이 규정은 두께에 대한 길이의 비가 4 이상인 철근콘크리트 벽체에 적용한다. 벽체의 철근량과 철근 상세는 스트럿-타이 모델을 적용하여 설계 할 수 있다(4.1.5 참조). 주로 면외 힘을 받는 벽체의 경우에는 슬래브의 규정을 적용한다(4.6.3 참조).

4.6.8.2 수직 철근

- (1) 콘크리트의 비균열이 보장되거나, 극한한계상태에서 완전한 강도를 발휘하는 것이 증명되지 않는다면, 겹침이음 위치가 아닌 부분의 수직 철근량은 $0.002A_c$ ~ $0.04A_c$ 이어야 한다.
- (2) 설계에서 최소철근량이 지배적인 경우, 최소철근량의 1/2을 벽체 각 표면에 배치하여야 한다.
- (3) 두 수직 철근 사이의 간격은 벽체 두께의 3배 또는 400mm 중 작은 값 이하이어야 한다.
-

4.6.8.3 수평 철근

- (1) 벽면에 평행한 수평 철근은 각 벽체의 표면에 배치되어야 한다. 수평 철근량은 수직 철근량의 25% 또는 $0.001A_c$ 중 큰 값 이상이어야 한다.
- (2) 두 수평 철근 사이의 간격은 400mm 이하이어야 한다.
-

4.6.8.4 횡방향 철근

- (1) 두 면에서 총 수직 철근량이 $0.02A_c$ 를 초과하는 벽체 부분에 대해서는 기둥의 철근 상세 규정과 동일하게 전단 철근 형태의 횡방향 철근을 배치하여야 한다.(4.6.6.3 참조)
- (2) 주철근이 벽체 표면 가장 가까이에 배치된 곳에서 횡방향 철근은 벽체 단위면적당 4개 이상 배치하여야 한다. 지름이 16mm 이하인 용접강선망이 지름의 2배 이상의 피복두께를 갖고 배치된 경우 횡방향 철근은 배치하지 않아도 된다.
-

4.6.9 깊은 보

- (1) 깊은 보 (1.5.2.1(1)①의 정의 참조)는 각각의 면에 인접한 직교 철근망을 수직과 수평 방향으로 배치하여야 한다. 이때 깊은 보 양면 각각의 철근망은 최소 철근량이 $0.001A_c$ 로서 1m 당 150mm^2 ($a_s = 150\text{mm}^2/\text{m}$) 이상이어야 한다.
-

(2) 철근망의 두 인접한 철근 사이의 간격은 깊은 보 두께의 2배 또는 300mm 중 작은 값 이하여야 한다.

(3) 절점영역과 보의 단부 사이에 정착길이 l_{bd} 가 충분하지 않은 경우, 설계 모델에서 고려된 타이에 해당하는 철근은 굽힘철근, U형 또는 정착장치를 사용하여 절점영역에서 힘의 평형을 만족하기 위하여 완전히 정착되어야 한다.

4.6.10 기초판

4.6.10.1 말뚝 머리판

(1) 말뚝의 외측으로부터 머리판 단부까지의 거리는 머리판에서 인장력이 적절하게 지지될 수 있는 거리로 하여야 한다. 또 현장에서 예상되는 말뚝의 시공오차도 고려하여야 한다.

(2) 말뚝 머리판의 철근은 스트럿-타이 모델 또는 적절한 휨해석 방법을 적용하여 설계하여야 한다.

(3) 하중에 저항하기 위한 주인장철근은 말뚝 상단 위의 응력 도입 영역에 집중 배치되어야 한다. 만약 인장철근량이 최소철근량 이상인 경우 판의 하부 표면을 따라 고르게 분포되는 철근은 생략할 수 있다. 만약 기초판의 측면과 상부 표면에 인장력 발생의 가능성이 없다면 기초판의 측면과 상부 표면에 철근을 배치하지 않아도 된다.

(4) 인장철근의 정착을 위해 횡방향 용접철근을 사용할 수 있다. 이 경우 횡방향 철근은 철근의 정착구역에서 횡방향 철근의 일부분으로 간주할 수 있다.

(5) 말뚝의 상향 반력에 의해 발생된 압축력은 말뚝 단부로부터 45° 각도로 퍼진다고 가정할 수 있다(그림 4.6-12 참조). 이 압축력은 정착길이 계산 시 고려하여야 한다.

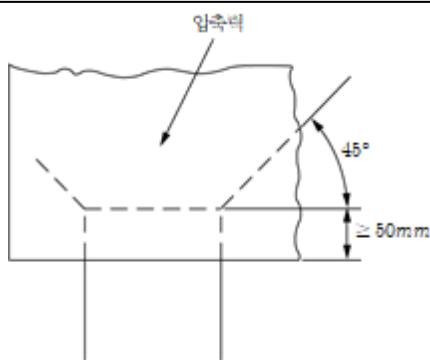


그림 4.6-12 정착 성능이 증가하는 압축영역의 확대

4.6.10.2 확대기초판

(1) 일반

① 주철근은 4.5.4의 규정에 따라 정착되어야 한다. 확대기초판 설계 시에는 4.6.10.2(2)의 설계 모델을 사용할 수 있다.

- ② 원형 확대기초판의 주철근은 직교 방향으로 배치하여야 하며 기초판 지름의 $50\% \pm 10\%$ 폭에 해당하는 기초판 중앙부에 집중 배치되어야 한다.(그림 4.6-13 참조) 이 경우 철근이 배치되지 않은 부분은 무근콘크리트로 취급하여야 한다.
- ③ 하중에 의해 확대기초판 상부 표면에 인장력이 유발되는 경우, 인장응력의 영향을 검토해야 하며 필요에 따라 보강하여야 한다.

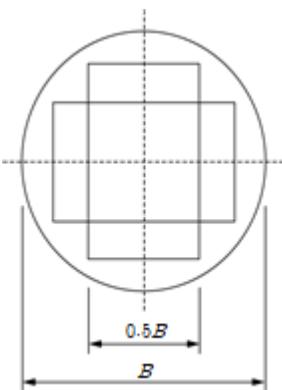


그림 4.6-13 원형 확대기초판의 직교 철근

(2) 철근의 정착

- ① 철근의 인장력은 그림 4.6-14같이 경사균열의 영향을 고려한 평형조건을 적용하여 결정해야 한다. $\textcolor{brown}{x}$ 위치의 인장력 T_s 는 기초 단부로부터 동일한 거리 $\textcolor{brown}{x}$ 이내의 콘크리트에 정착되어야 한다.

- ② 정착된 철근의 인장력은 다음과 같다

$$T_s = R \cdot z_e / z_i \quad (4.6-21)$$

여기서, $R = \textcolor{brown}{x}$ 거리 이내 지반반력의 합력

z_e = 외적 팔길이, 즉 R 과 수직력 N_u 사이의 거리

N_u = A 단면과 B 단면 사이의 총 지반압력에 해당하는 수직력

z_i = 내적 팔길이, 즉 수평력 C와 철근 사이의 거리

C = 최대인장력 $T_{s,\max}$ 에 해당하는 압축력

③ 팔길이 z_e 와 z_i 는 N_u 와 C에 대한 압축영역을 고려하여 결정할 수 있다. 단, 단순계산법으로서 z_e 는 $e = 0.15b$

로 가정하여 결정할 수 있고(그림 4.6-14 참조), z_i 는 0.9d를 사용하여 결정할 수 있다.

④ 그림 4.6-14의 l_b 는 직선 철근에서 정착길이로 이용할 수 있는 길이를 나타낸다. 만약 T_s 를 정착하기 위한 정착길이가 충분하지 않은 경우 정착길이를 증가시키기 위해 갈고리철근이나 단부정착장치를 사용할 수 있다.

⑤ 직선 철근의 정착에 대해서는 x 의 최솟값이 가장 큰 영향을 미친다. x 의 최솟값을 근사적으로 결정할 때는 $x_{min} = h/2$ 로 가정할 수 있다. 그 외 다른 종류로 정착되는 철근에 대해서는 더 큰 x 값을 사용할 수 있다.

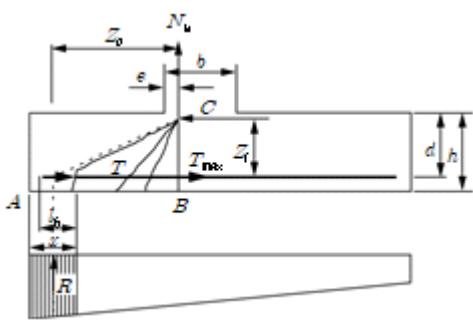


그림 4.6-14 경사균열의 영향을 고려한 철근인장력 해석

4.6.10.3 타이보

(1) 기초에 편심하중이 발생하지 않도록 타이보(Tie beams)를 사용할 수 있다. 타이보는 흄모멘트와 전단력에 저항하도록 설계해야 한다.

(2) 다짐기계의 작용이 타이보에 영향을 미칠 수 있는 경우, 타이보는 최소 10kN/m의 하향하중을 고려하여 설계해야 한다.

4.6.10.4 암반 위 기둥의 기초

(1) 극한한계상태의 지반반력이 5MPa 이상인 기초에서 쪼갬력에 저항하기 위한 횡방향 철근이 배치되어야 한다. 이때의 횡방향 철근은 쪼갬력이 작용하는 방향에 대해 높이 h 이상 균일하게 배치하여야 한다.(그림 4.6-15 참조)

(2) 쪼갬력 F_s 는 식 4.6-22를 이용하여 계산할 수 있다.(그림 4.6-15 참조)

$$F_s = 0.25(1 - c/h) N_u \quad (4.6-22)$$

여기서, h 는 b 와 H 중 작은 값

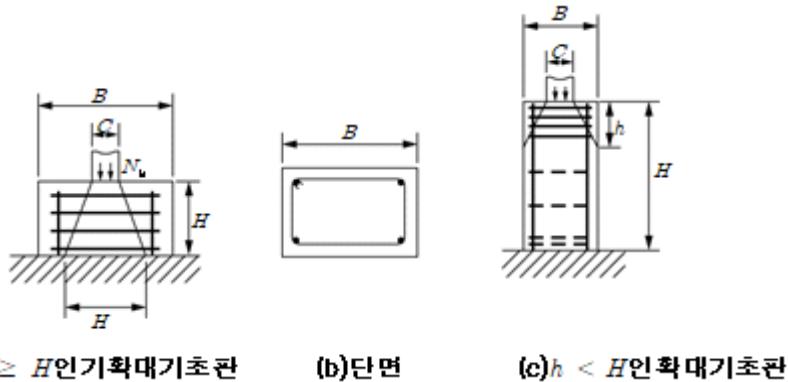


그림 4.6-15 암반 위 기초의 쪼갬 방지 철근

4.6.10.5 현장 타설 말뚝

- (1) 4.6.10.5 규정은 철근콘크리트 현장 타설 말뚝에 적용한다.
- (2) 철근 상세는 콘크리트의 타설에 부정적인 영향을 주지 않도록 설계하여야 한다.
- (3) 지름이 600mm 이하인 현장 타설 말뚝은 표 4.6-2에 따라 최소 축방향 철근량 이상의 철근을 단면 주변에 배치하여야 한다.
- (4) 축방향 철근의 최소 지름은 16mm 이상이어야 한다. 말뚝은 최소한 6개의 축방향 철근이 배치되어야 한다. 철근 사이의 순간격은 200mm 이하이어야 한다.

표 4.6-2 현장 타설 말뚝의 최소 축방향 철근량

| 말뚝의 단면적, A_c | 최소 축방향 철근량, A_s |
|----------------------------|-----------------------------|
| $A_c \leq 0.5m^2$ | $A_s \geq 0.005 \cdot A_c$ |
| $0.5m^2 < A_c \leq 1.0m^2$ | $A_s \geq 25cm^2$ |
| $A_c > 1.0m^2$ | $A_s \geq 0.0025 \cdot A_c$ |

4.6.11 응력교란영역

- (1) 응력교란영역의 설계는 4.1.5의 스트럿-타이 모델을 적용하고, 철근 상세는 4.5의 규정에 따라야 한다.
- (2) 타이에 해당하는 철근은 4.5.5에 따른 정착길이 l_{db} 로서 완전히 정착되어야 한다.

4.6.11.1 라멘 우각부

(1) 일반

① 압축영역의 콘크리트 설계강도, $f_{c,max}$ 는 4.1.5.2에 따라 결정해야 한다.

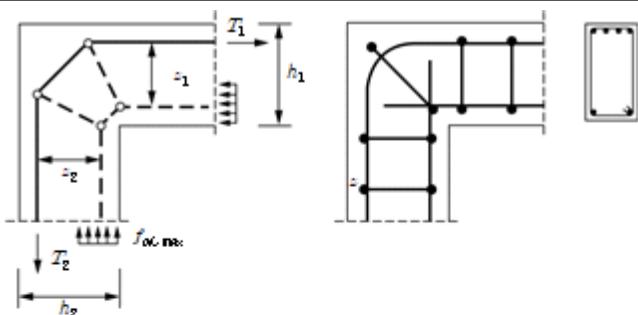
(2) 닫힘모멘트가 작용하는 라멘 우각부

① 기둥과 보의 깊이가 비슷한 경우 ($\frac{2}{3} < \frac{h_2}{h_1} < \frac{3}{2}$) (그림 4.6-16(a) 참조), 또는 보-기둥 접합부내의 전단철근 설계와 정착길이 검토는 수행하지 않아도 된다. 보의 모든 인장철근은 우각부 주위에서 구부려서 배치하여야 한다.

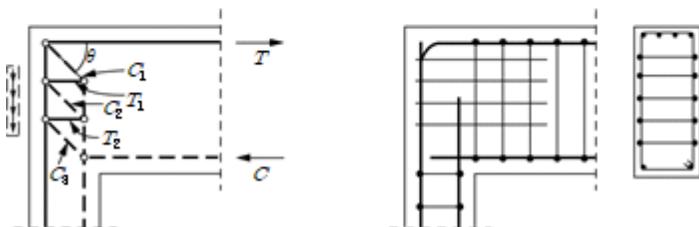
② 그림 4.6-16(b)는 $0.4 \leq \tan\theta \leq 1$ 인 곳에서 $\frac{h_2}{h_1} < \frac{2}{3}$ 인 경우에 대한 스트럿-타이 모델을 나타낸다.

③ 정착길이 l_{db} 는 $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$ 에 대하여 결정하여야 한다.

④ 면내절점에 수직으로 작용하는 횡방향인장력에 대하여 철근을 배치하여야 한다.



(a) 기둥과 보의 깊이가 동일한 경우



(b) 기둥과 보의 깊이가 크게 다른 경우

그림 4.6-16 닫힘모멘트가 있는 라멘 우각부의 모델과 철근 상세

(3) 열림모멘트가 작용하는 라멘 우각부

① 기둥과 보의 깊이가 비슷한 경우는 그림 4.6-17(a)와 그림 4.6-18(a)에 나타낸 스트럿-타이 모델을 사용할 수 있다. 우각부 철근은 그림 4.6-17(b)와 그림 4.6-18(b)에 나타낸 것과 같이 폐합또는 두 개의 U형 철근을 겹친 형태와 경사 방향 연결 철근의 조합으로 구성하여야 한다.

② 열림모멘트가 크게 작용하는 우각부의 경우 그림 4.6-18에 나타낸 것과 같이 쪼갬을 방지하기 위한 경사철근과 전단철근을 배치하여야 한다.

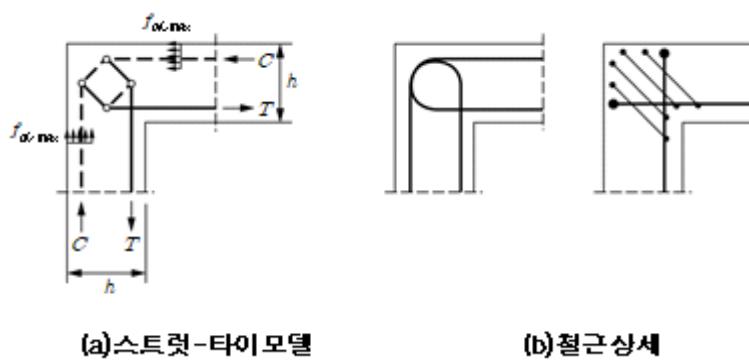


그림 4.6-17 작은 열림모멘트가 작용하는 라멘 우각부($A_s / bh \leq 2\%$)

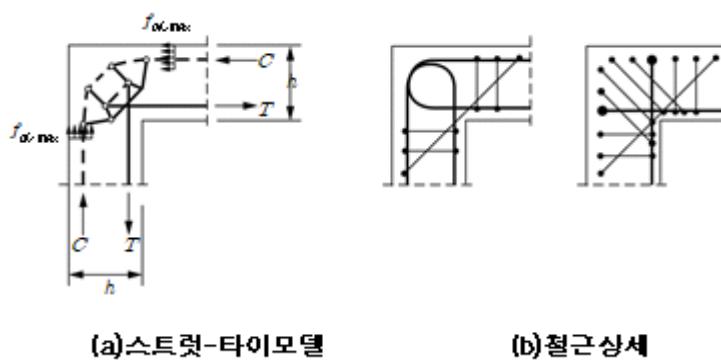


그림 4.6-18 큰 열림모멘트가 작용하는 라멘 우각부($A_s / bh > 2\%$)

4.6.11.2 내민받침(브래킷, 코벨)

(1) 그림 4.6-1과 같이 $a < z_o$ 인 내민받침은 4.1.5에 기술된 스트럿-타이 모델을 적용할 수 있다. 이 경우 스트럿의 경사는 $1.0 \leq \tan\theta \leq 2.5$ 로 제한된다.

(2) $a < 0.5h$ 인 경우, $A_{s,\text{ek}} \geq 0.25A_{s,\text{main}}$ 인 폐합 수평철근 또는 폐합 경사철근을 주인장철근에 추가하여 배치하여야 한다.(그림 4.6-20(a) 참조)

(3) $a > 0.5h$ 이고, $F_u > V_{d,\text{ct}}$ (4.1.2.2 참조)인 경우, $A_v \geq 0.5T_w / f_y$ 인 폐합 수직철근을 주인장철근에 추가하여 배치하여야 한다.(그림 4.6-20(b) 참조)

(4) 내민받침에서 주인장철근의 정착을 검증하여야 한다. 수직 부재에서 주철근이 구부러진 경우에 대한 정착길이는 재하판의 단부 안쪽부터 측정한다.

(5) 균열 제어가 특별히 필요한 경우, 열림모멘트에 의한 인장력이 작용하는 부분에 대각선 방향으로 철근을 배치하여야 한다.

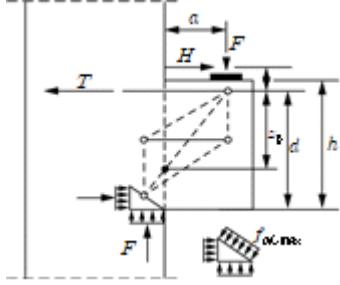


그림 4.6-19 내민받침의 스트럿-타이 모델

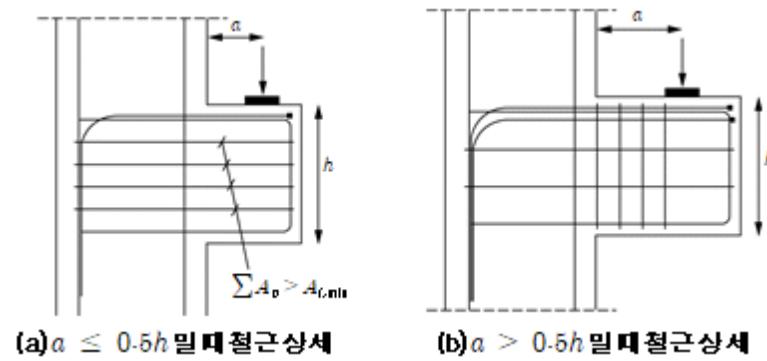


그림 4.6-20 내민받침의 철근 상세

4.6.12 포스트텐션 정착부

4.6.12.1 일반사항

(1) 정착부는 정착장치에 집중된 프리스트레스 힘이 횡방향으로 분산되어 단면전체에 선형의 응력분포가 되기까지의 부재 영역을 말한다.

(2) 정착부는 1.5.1에서 정의한 응력교란영역으로 프리스트레스를 받는 부재의 강도한계상태에 대하여 설계하여야 한다.

(3) 프리스트레스를 정착장치에 작용하는 집중하중으로 간주하면 그 설계값은 1.4.3.2을 따르고, 3.1.2.1에 따라 콘크리트 기준인장강도를 사용해야 한다.

4.6.12.2 기하조건

(1) 부재나 세그먼트의 단부에 위치하고 있는 정착부의 횡방향 치수는 단면의 높이와 폭으로 한다. 단, 이는 부재 또는 세그먼트의 종방향 길이보다 크지 않아야 한다. 정착부의 긴장재 방향으로 종방향 치수는 정착영역의 횡방향 치수 중 큰 값 이상이어야 하며 그 값의 1.5배를 넘지 않아야 한다.

(2) 중간정착부에서 정착영역은 정착부의 단면 치수 중 큰 값보다 작지 않은 거리만큼 정착력의 반대방향으로 연장되어야 한다.

4.6.12.3 정착부의 검토

(1) 정착부의 강도한계상태의 안전을 검토하기 위하여 스트럿-타이 모델, 탄성해석 모델, 비선형 해석 모델과 그 외의 검증된 방법을 사용할 수 있다.

(2) 정착부의 검토에서는 다음의 힘을 고려한다.

① 지압응력: 정착판 앞의 콘크리트 압축응력

② 파열력: 정착장치 앞부분에 긴장재 축에 횡방향으로 작용하는 인장력

③ 할렬력: 부재의 횡방향 단부에 인접하여 평행하게 작용하는 인장력

④ 종방향 단부 인장력: 부재의 종방향 단부에 인접하여 평행하게 작용하는 인장력

(3) 지압응력의 검토에서 지압면적은 정착판(2 대칭축이라 가정하면)과 같은 중심, 같은 대칭축을 가지는 정착면적에 따르며 다음 식을 만족해야 한다.

$$\frac{P_0}{c \cdot c'} \leq 0.6 f_{ck}(t) \quad (4.6-23)$$

여기서, P_0 는 1.5.7.2에 따른 강선에 작용하는 최대 인장력

$c \cdot c'$ 는 해당 직사각형 단면의 치수

$f_{ck}(t)$ 는 긴장 시의 콘크리트 강도

직사각형 단면에서 정착판과 정착면적은 근사적으로 닮은꼴이 된다. 즉, c/a 와 c'/a' 는 $1.25 \sqrt{\frac{c \cdot c'}{a \cdot a'}}$ 보다 크지 않다. 여기서 a 와 a' 는 정착판을 포함하는 최소 직사각형의 치수이다.

같은 단면에서 정착부의 직사각형 면적은 콘크리트 내부에 있어야 하며 겹치지 않아야 한다.

지압면적을 계산하기 위한 응력 분포의 입체 그림은 각 정착부(이 입체 그림은 정착판 바로 아래의 매우 높은

응력을 받는 부분이 일축압축응력상태의 분포 응력으로 변하는 모양을 공간상에 나타낸 것이다.)에 따라 계산하여야 한다. 이 입체의 축은 강선의 축이며 그 바닥은 정착부의 사각형이며, 정착부 이하의 깊이는 1.2 Max(c.c')이다. 각각 다른 정착부의 입체는 겹칠 수 있으나, 콘크리트 내부에 있어야 한다.

(4) (3)에 따른 콘크리트의 지압 파괴를 막기 위해 지압부는 다음의 최소 횡철근 단면적으로 보강해야 한다.

$$A_s = 0.15 \frac{P_0}{\phi_s f_y} \gamma_{p, unfa} \quad (4.6-24)$$

여기서, P_0 는 1.5.7.2에 따른 강선에 작용하는 최대 인장력이고 f_y 는 철근의 기준항복강도이며, $\gamma_{p, unfa}$ 는 1.2 이상의 값을 갖는다.

(5) 집중하중으로 인한 인장력은 스트럿 타이 모델 또는 다른 적절한 방법(1.5 참조)으로 계산해야 한다. (2)의 인장력을 저항할 수 있게 철근 상세를 결정한다. 이때 철근은 설계강도를 갖는 것으로 한다. 철근응력이 300MPa 이하이면 균열에 대한 검토는 생략할 수 있다.

(6) 근사적으로 프리스트레싱 힘은 정착기구의 끝에서부터 23의 각도(그림 4.6-21 참조)로 확산되는 것으로 가정할 수 있다. 여기서 β 는 $\tan^{-1}(2/3)$ 으로 가정할 수 있다.

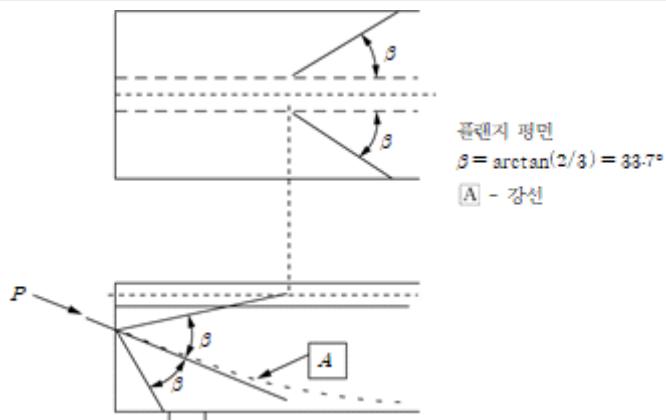


그림 4.6-21 프리스트레스의 전달

4.6.12.4 정착부의 상세 설계

(1) 긴장재의 선정과 정착장치의 위치 결정, 철근 보강, 긴장 순서를 포함한 전반적인 설계와 시공에 관련된 상세 사항은 설계 도면으로 작성하여 시공 전에 공사 책임자의 승인을 받아야 한다.

4.6.13 프리텐션 정착부

4.6.13.1 계수파열저항력

(1) 프리텐션 보에 있어서 프리텐션 정착영역의 파열저항력은 프리텐션 단부의 수직철근에 의해 발휘되며 사용한 계상태에서 다음과 같이 산정한다.

$$P_r = f_{yd} A_s \quad (4.6-25)$$

여기서, f_{yd} = 철근의 설계 항복강도, 140MPa 이하(MPa)

A_s = 보의 단부에서 $h/4$ 이내에 배치되는 횡방향 철근의 총면적(mm^2)

h = 프리캐스트 보의 높이(mm)

(2) 저항력은 전달 긴장력의 4% 이상이어야 한다.

(3) 단부 수직철근은 가능한 한 보의 단부에 근접하여 배치하여야 한다.

4.6.13.2 횡구속 철근

(1) 박스형 단면을 제외한 보의 경우, 단부에서 $1.5 d$ 지점까지의 하부플랜지에는 프리스트레싱 강재를 횡구속하기 위한 철근을 배치하여야 한다. 횡구속 철근은 D10 이상의 이형철근을 사용하며 간격은 150mm를 초과하지 않아야 하고 스트랜드를 둘러싼 형태여야 한다.

(2) 박스형 단면 보의 경우, 횡철근을 설치하고 스터립의 단부를 거더의 복부까지 연장시켜 정착하여야 한다.

4.6.14 결속 구조계

4.6.14.1 일반 사항

(1) 극단상황하중조합에 대하여 견디도록 설계되지 않은 구조물은 국부적인 손상 후의 하중경로에 의한 점진적인 붕괴를 방지하기 위해 적절한 결속 구조계(tying system)로 설계해야 한다.

(2) 다음과 같은 결속 구조계를 사용할 수 있다.

① 주변타이(peripheral tie)

② 내부타이(internal tie)

③ 수평기둥 또는 벽체 타이(horizontal column or wall tie)

(3) 신축이음장치에 의해 정정구조물로 구분된 구조물의 각 부분은 독립된 결속구조계로 설계해야 한다.

(4) 타이 설계 시 다음의 조항에 규정된 철근의 강도 특성과 인장력 전달능력을 가지는 것으로 가정할 수 있다.

(5) 기둥, 벽체, 보와 바닥판에 다른 목적을 위해 배치된 철근은 검토하는 하중 경우에 따라 타이의 전체 또는 일부 분으로서 간주될 수 있다.

4.6.14.2 타이 설계

(1) 일반

타이는 시공 오차 등을 고려한 구조해석에 의해 요구되는 추가적인 철근으로서가 아니라, 최소량으로 설계해야 한다.

(2) 주변타이

① 각 층과 지붕 위치에는 연단으로부터 1.2m 이내에 적절하게 연속된 주변타이가 배치되어야 한다. 이 타이는 내부타이로 사용된 철근을 포함한다.

② 주변타이는 다음의 인장력에 저항할 수 있어야 한다.

$$F_{tie} = l_i \cdot 10 \text{ N/m} \geq 70 \text{ kN} \quad (4.6-26)$$

여기서, F_{tie} = 타이의 작용인장력

l_i = 외측 경간길이

③ 구조물 내부에 테두리 보가 설치되는 구조물은 완전 정착된 외부 테두리 보의 경우와 동일한 방법으로 주변 타이를 배치하여야 한다.

(3) 내부타이

① 내부타이는 근사적으로 직각인 두 방향에서 각 바닥판 위치에 있어야 한다. 내부타이는 타이길이 전체에 적절하게 연속되어야 하며, 기둥 또는 벽체에 대한 수평타이로서 연속되지 않는 한 각 단부에서 주변타이에 정착 되어야 한다.

② 전체 또는 부분적으로, 내부타이는 슬래브에 고르게 분포되거나, 보, 벽체 등 적당한 위치에서 모여 있는 것이 일반적이다. 벽체에서 내부타이는 바닥슬래브의 상단 또는 하단으로부터 0.5m 이내에 있어야 한다.

③ 각 방향에서 내부타이는 다음의 인장력 F_{tie} 에 저항할 수 있어야 한다.

$$F_{tie} = 20 \text{ kN/m} \quad (4.6-27)$$

④ 타이가 지간방향을 가로질러 분포될 수 없는 경우에는 횡방향 타이는 보의 길이 방향으로 모이게 된다. 이러한 경우 내부 보 길이방향의 최소인장력은 다음과 같다.

$$F_{tie} = (l_1 + l_2) / 2 \cdot 20 \text{ kN/m} \geq 70 \text{ kN} \quad (4.6-28)$$

여기서 l_1, l_2 는 보의 측면에 대한 슬래브의 지간길이(m)(그림 4.6-22 참조)

⑤ 내부타이는 힘의 전달을 보장하기 위해 주변타이에 연결되어야 한다.

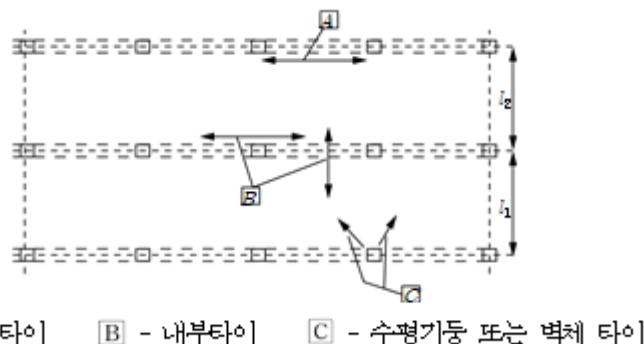


그림 4.6-22 사고 상황에 대비한 타이

(4) 기둥 또는 벽체에 연결된 수평타이

① 외측 단부기둥과 벽체는 각 층과 지붕 위치에서 구조물에 대해 수평으로 접합되어야 한다.

② 이때의 타이는 구조물 전면에 대해 미터(m) 당 $F_{tie} = 20 \text{ kN}$ 의 인장력에 저항 할 수 있어야한다. 기둥에 대해서는 기둥당 $F_{tie} = 150 \text{ kN}$ 을 초과할 필요는 없다.

③ 모서리 기둥은 두 방향으로 접합되어야 한다. 이러한 경우 주변타이로 배근된 철근은 수평타이로 사용될 수 있다.

(5) 수직타이

① 일반적으로 연속수직타이는 기둥/벽체 위의 바닥판에 작용하는 사고설계 상황에서도 하중을 지지할 수 있도록 최저부터 최고 높이 까지 전체에 걸쳐 배치해야 한다. 평형조건과 충분한 변형성능이 검증된 경우 다른 해결

방법, 예로서 잔류 벽체 부재의 격벽작용(diaphragm action)에 근거한 방법 또는 바닥판의 막작용(membrane action)에 근거한 방법이 사용될 수 있다.

② 보나 플랫슬래브 등 기초가 아닌 다른 부재에 의해 지지되어 있는 기둥 또는 벽체의 설계에서는 극단하중에 의한 손상을 고려하여야 하며, 하중경로가 적절한 대안으로 제공되어야 한다.

4.6.14.3 타이의 연속성과 정착

(1) 두 수평방향에 대한 타이는 구조물 주위에서 적절하게 연속되고 정착되어야 한다.

(2) 타이는 현장 타설 콘크리트 상단 또는 연결부 내에 전체적으로 배치해야 한다. 타이가 한쪽 면에서 연속되지 않는 곳에서는 편심에 의한 힘작용을 고려해야 한다.

(3) 프리캐스트 부재 사이의 좁은 연결부에서는 일반적으로 타이의 겹침이음을 허용하지 않는다. 이러한 경우에 기계적 정착을 사용하여야 한다.

4.6.15 건조수축 및 온도 철근

4.6.15.1 일반 사항

(1) 일상의 온도 변화에 노출되는 콘크리트 표면 부분과 매스콘크리트에는 건조수축 및 온도변화에 따른 응력에 대한 철근을 배치하여야 한다. 온도철근과 건조수축 철근을 더한 노출면에서의 총 철근량은 다음 절의 규정량 이상이어야 한다.

4.6.15.2 두께 1200mm 이하인 부재

(1) 건조수축 및 온도변화에 대한 보강은 철근, 용접철선망 또는 프리스트레싱 긴장재를 사용할 수 있다.

철근이나 용접철선망의 각 방향별 단면적 A_s 는 다음 값을 만족하여야 한다.

$$A_s \geq 0.75 A_g / f_y \quad (4.6-29)$$

여기서, A_g = 부재의 총 단면적(mm^2)

f_y = 철근의 설계기준항복강도(MPa)

(2) 철근은 단면의 양면에 균등 배치하여야 한다. 그러나 두께가 150mm 이하인 부재에는 철근을 1열로 배치해도 좋다. 건조수축 및 온도변화에 대한 철근의 간격은 부재두께의 3배 또는 450mm를 초과하지 않아야 한다. 건조수축 및 온도변화에 대한 보강으로 프리스트레싱 긴장재를 사용할 때에는 손실 발생 후의 유효긴장응력을 기준으로 하며, 검토하는 방향의 전체 단면에 0.75MPa 이상의 평균 압축응력이 작용할 수 있도록 하여야 한다. 긴장재의 간격은 1,800mm나 4.5.3.3에 명시된 간격을 초과하지 않아야 한다. 긴장재의 간격이 1,400mm를 초과하는 경우에는 긴장재가 콘크리트에 부착되어야 한다.

(3) 구조물 벽체와 기초에는 부재의 양면에 양방향으로 간격 300mm 이하의 철근을 배치하되 다음 값을 초과하는 건조수축 및 온도 철근량을 사용할 필요는 없다.

$$\sum A_b = 0.0015 A_g \quad (4.6-30)$$

4.6.15.3 두께 1,200mm를 초과하는 부재

(1) 단면의 최소치수가 1200mm를 초과하는 구조용 매스콘크리트는 D19 이상의 철근을 450mm 이하의 간격으로 건조수축 및 온도철근을 배치하여야 하며, 다음 식을 만족하는 철근량을 부재의 양면에 양방향으로 균등배치하여야 한다.

$$\sum A_b \geq \frac{s (2 d_c + d_b)}{100} \quad (4.6-31)$$

여기서, A_b = 최소철근 단면적(mm^2)

s = 철근 간격(mm)

d_c = 부재표면에서 가장 근접한 철근 또는 철선의 중심까지의 콘크리트 피복두께(mm)

d_b = 철근 또는 철선의 지름(mm)

$(2d_c + d_b)$ 의 값은 75mm를 초과해서는 안 된다.

(2) 건조수축 및 온도변화에 대한 보강에 프리스트레싱 긴장재를 사용하는 경우에는 4.6.14.2에 따라야 한다.

4.7 구조 형식에 따른 추가 규정

4.7.1 프리캐스트 콘크리트 구조물의 일반사항

4.7.1.1 범위

(1) 이 절은 부분 또는 완전 프리캐스트로 만들어진 구조물에 대한 추가 요구조건을 규정한 것이다.

(2) 프리캐스트 콘크리트 구조물 시공 중의 상황은 다음을 포함한다.

① 거푸집 제거

② 보관장소까지 운반

③ 보관(지점과 하중 조건)

④ 현장에 운반

⑤ 가설

⑥ 시공(조립)

4.7.1.2 설계 원칙

(1) 프리캐스트 콘크리트 요소 구조물의 설계 및 상세에는 다음사항을 특별히 고려하여야 한다.

① 제작 과정

② 임시 또는 영구 받침

③ 요소 간의 연결과 이음

(2) 제작과정에서 발생하는 동적효과를 고려하여야 한다. 정밀한 해석을 하지 않는다면 정적효과에 적절한 계수를 곱함으로써 동적효과를 반영할 수 있다.

4.7.1.3 바닥슬래브의 구속 모멘트

(1) 바닥슬래브의 단부 구속 모멘트는 프리캐스트 요소의 연결부 또는 마감부에 배치된 상부철근으로 저항할 수 있다. 이때, 연결부의 수평 전단력은 4.1.2.5에 따라 검토하여야 한다. 상부 철근의 길이는 4.6.2.2에 따라야 한다.

(2) 단순지지 슬래브의 단부에는 의도하지 않는 구속 모멘트가 발생될 수 있으므로 이에 따른 모서리 철근을 배치하여야 한다.

4.7.1.4 벽체와 바닥슬래브의 연결

- (1) 바닥슬래브 위에 설치되는 벽체에는 연직 하중의 편심 또는 집중에 대비하는 철근을 배치하여야 한다.
- (2) 연직 하중이 $0.5 \phi_c f_{ck} h$ 보다 크지 않은 경우, 바닥슬래브에 위에 설치된 벽체 요소에는 보강 철근을 배치하지 않아도 좋다. 여기서, h 는 벽체 두께이다.
- (3) 연직 하중이 $0.5 \phi_c f_{ck} h$ 보다 크고 $0.6 \phi_c f_{ck} h$ 보다 크지 않은 경우, 바닥슬래브 위에 설치된 벽체 요소에는 그림 4.7.1과 같이 지름이 6mm보다 큰 철근을 h 와 200mm 중 작은 값보다 크지 않은 간격 s 로 배치하여야 한다.
- (4) 수직 하중이 $0.6 \phi_c f_{ck} h$ 보다 큰 경우, 바닥 슬래브에 위에 설치된 벽체 요소에는 벽체단부에 작용하는 수직 하중의 가능한 편심과 집중에 대한 철근을 배치하여야 한다.
- (5) 바닥 슬래브에 대하여는 4.7.1.3에 따라 설계하여야 한다.

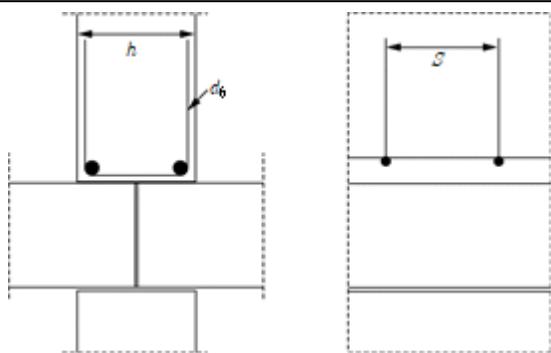


그림 4.7-1 2개의 슬래브 연결부 위 벽체의 철근 배치

4.7.1.5 바닥 시스템

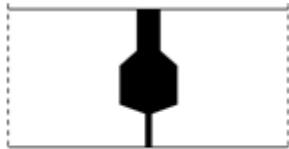
- (1) 바닥 시스템의 상세는 전체 구조물의 해석 및 설계 시 적용한 가정과 일치되어야 하며, 프리캐스트 제품 규격을 고려하여야 한다.
- (2) 인접 요소 사이에서 횡방향 전단력 발생이 예상되는 경우에는 적절한 전단연결재를 배치하여야 한다.
- (3) 설계에서 단순 지지상태로 가정한다 하여도 프리캐스트 요소의 가능한 구속 효과를 고려하여야 한다.
- (4) 연결부의 전단 전달은 그림 4.7-2와 같이 주로 3가지 방법으로 설계할 수 있다.
- (5) 하중의 횡방향 분포는 프리캐스트 요소 사이에서의 가능한 하중 변화를 고려하여 해석 또는 실험에 근거하여 정하여야 한다. 바닥 요소 사이에서의 전단력의 합력은 연결부와 인접부의 요소(예를 들어 바깥쪽 리브와 복부)

의 설계에서 고려하여야 한다. 상세한 해석을 하지 않는 경우 등분포하중을 받는 바닥판에서의 횡방향 전단력은

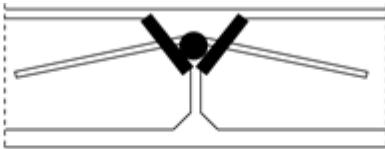
다음과 같이 구할 수 있다.

$$V_u = q_u b_e \quad (4.7-1)$$

여기서, q_u 는 계수하중에 의한 전단 응력이고, b_e 는 연결 방향의 길이로서 일반적인 경우 500 mm이다.



(a) 콘크리트 또는 그라우팅 연결



(b) 용점 또는 볼트 연결



(c) 배근된 마감 연결

그림 4.7-2 전단력 전달을 위한 연결부의 예

(6) 프리캐스트 바닥판이 브레이싱 요소에 수평하중을 전달하는 다이아프램으로 작용하는 곳에서는 아래 사항을 고려하여야 한다.

- ① 다이아프램은 브레이싱 요소와 변형적합조건을 만족하도록 실제적인 구조 모델을 구성하여 해석하여야 한다.
- ② 수평 변형의 영향은 수평 하중을 전달하는 모든 구조 요소에 대하여 고려하여야 한다.
- ③ 다이아프램은 해석 모델에서 가정한 인장력에 저항할 수 있어야 한다.
- ④ 개구부와 연결부의 응력집중은 보강철근의 상세에 반영되어야 한다.

(7) 다이아프램에서 연결을 통한 전단 전달을 위한 횡철근은 구조 모델과 일치하게 타이를 형성하여 지점을 따라 집중배치될 수 있다. 이 철근은 마감피복이 있다면 마감에 배치할 수 있다.

(8) 마감이 적어도 40mm 이상인 프리캐스트 요소는 연결부의 전단을 4.1.2.5를 따라 검토한다면 합성부재로 설계할 수 있다. 프리캐스트 요소는 합성작용이 유효하기 전과 후의 모든 시공 과정에서 검토하여야 한다.

(9) 흔과 다른 하중에 대한 횡방향 철근은 모두 마감 안에 둘 수 있다. 예를 들어 두 방향지지를 가정한다면 상세는 구조 모델과 일치하여야 한다.

(10) 독립 바닥슬래브 요소의 복부에는 보와 같이 전단 철근이 배치되어야 한다.

(11) 연결부를 콘크리트로 채우거나 그라우팅한 슬래브 요소 사이의 다이아프램 작용에서 길이 방향의 전단강도

V_d 는 매우 평탄한 면에서는 0.1 MPa 로, 보통 평탄하거나 거친 면에서는 0.15 MPa 로 제한된다. 여기서, 표면 상태에 대한 정의는 4.1.2.5를 참조한다.

4.7.1.6 프리캐스트 요소의 연결부와 받침

(1) 연결부에 사용되는 재료는 다음 조건을 만족하여야 한다.

① 구조 수명 동안 안정적이고 내구성이 확보되어야 한다.

② 화학적, 물리적으로 적합하여야 한다.

③ 불리한 화학적 및 물리적 작용에 대해 보호되어야 한다.

④ 구조물의 내화성에 맞는 내화성능을 가져야 한다.

(2) 받침판은 설계조건에 맞는 강도와 강성을 가져야 한다.

(3) 표 4.4-2의 환경조건 E0와 EC1이외의 경우와 환경에 대해 보호되지 않는다면 도금된 금속 체결장치는 방식 재료여야 한다. 검사가 가능하다면 피복된 재료도 사용할 수 있다.

(4) 용접, 담금질 또는 냉간가공을 하기 전에 재료의 적합성을 검토하여야 한다.

(5) 연결부는 설계조건과 일치하는 하중영향에 대하여 구조적으로 필요한 강도와 강성을 충분히 확보할 수 있어야 한다.

(6) 요소의 단부에서 콘크리트의 쪼慨 또는 박리를 방지하기 위하여 다음 사항을 고려하여야 한다.

① 요소 사이의 상대적인 이동

② 허용오차

③ 조립 요구조건

④ 가설의 용이함

⑤ 점검의 용이함

(7) 연결부의 강도와 강성은 해석 또는 실험에 바탕을 두어야 하며, 불완전성을 고려하여야 한다. 실험에 근거한

설계에서는 시험조건에서 불리한 변동을 고려하여야 한다.

(8) 압축력을 전달하는 연결은 다음 조건을 만족하여야 한다.

① 압축 연결에서 전단력은 압축력의 10%이하이면 무시할 수 있다.

② 모르타르, 콘크리트 또는 폴리머와 같은 부착 재료를 사용하는 연결부에서는 재료가 굳는 동안 콘크리트 표면 사이의 상대 변위는 방지되어야 한다.

③ 부착 재료를 사용하지 않는 연결(건식연결)은 적합한 작업숙련도가 확보될 때만 사용하여야 한다. 평면 사이의 평균 지압응력은 $0.3\phi_c f_{ck}$ 를 넘지 않아야 한다. 오목한 면을 포함하는 곡선의 건식이음에서는 기하조건을 고려하여 설계하여야 한다.

④ 인접 요소의 횡방향 인장응력을 고려하여야 한다. 이는 그림 4.7-3(a)와 같이 집중 압축력에 의한 것일 수도 있고, 그림 4.7-3(b)와 같이 무른 접착층의 팽창에 의한 것일 수도 있다. (a)의 경우에 철근은 4.1.5에 따라 산정하고 배치한다. (b)의 경우에는 인접 요소의 표면에 가깝게 배치한다.

⑤ 정밀한 모델이 없다면, (b)의 경우에 철근은 식 (4.7-2)에 따라 계산할 수 있다.

$$A_s = 0.25(t/h)N_u/f_{yd} \quad (4.7-2)$$

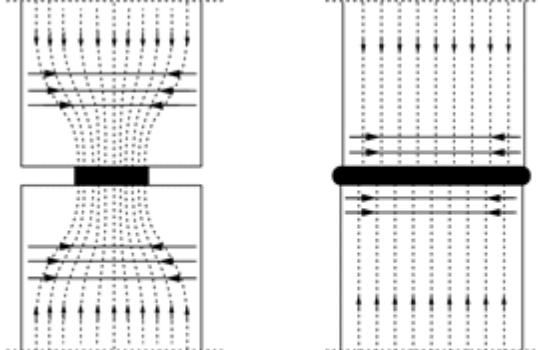
여기서, A_s = 각 표면에서 철근 면적

t =연결층의 두께

h = 철근방향의 접착층의 치수

N_u =연결부의 계수압축력

⑥ 압축 연결부의 최대강도는 4.1.6 또는 실험에 의해 결정할 수 있다.



(a) 집중 지압

(b) 무른 점착층의 평창

그림 4.7-3 압축연결부의 횡방향 인장 응력

(9) 전단력을 전달하는 연결부에서 두 콘크리트(예를 들어 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트) 사이의 계면에서의 전단력의 전달에 대해서는 4.1.2.5에 따른다.

(10) 휨 또는 인장력을 전달하는 연결부는 다음 조건을 만족하여야 한다.

- ① 철근은 연결부를 지나 연속하여 배치되고 인접 요소에 정착하여야 한다.
- ② 아래 방법을 사용하여 연결할 수 있다.

가. 철근의 겹침이음

나. 루프 철근의 겹침

다. 철근 또는 강판의 용접

라. 프리스트레싱

마. 기계적 장치(나사식 또는 채움식 슬리브 이음)

(11) 내민코 이음은 4.1.5의 스트럿 타이 모델을 이용하여 설계할 수 있다. 이 때 적용 가능한 두 가지 모델을 그림 4.7-4에 나타내었다. 이 두 모델을 조합해서 다른 모델을 구성해도 된다.

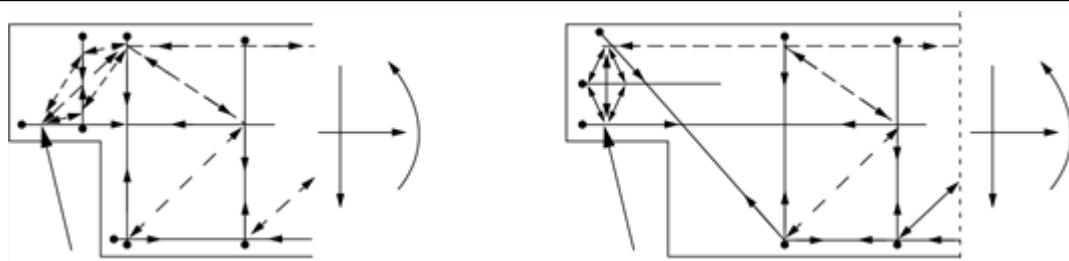


그림 4.7-4 내민코 이음부 철근 상세의 개략 모델

(12) 받침에서 철근 정착을 지지하거나 지지되는 부재의 철근은 각각의 절점에 허용값 이내에서 정착을 확보할

수 있게 그림 4.7-5와 같이 배치하여야 한다. 여기서, 유효 지압길이 a_1 은 다음 식으로 정해지는 요소 단부에서 떨어진 거리 d 에 따라 결정하여야 한다.

① 수평루프 또는 다른 방법으로 단부 정착된 철근

$$d = c + \Delta a_2 \quad (4.7-3)$$

② 수직으로 굽힌 철근

$$d = c + \Delta a_2 + r \quad (4.7-4)$$

여기서, c 는 콘크리트 피복 두께이며, Δa_2 는 허용오차로서 정의는 그림 4.7-5 및 그림 4.7-6을 참조한다.

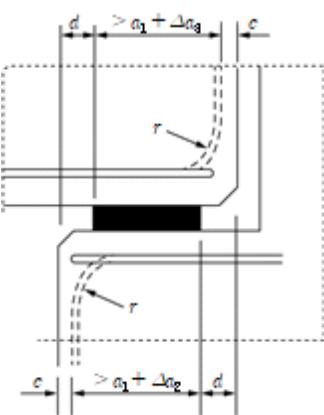


그림 4.7-5 받침부의 철근 상세 예

4.7.1.7 프리캐스트 요소의 받침부 지압판

(1) 받침지압판은 응력제한, 인접부재 보강 및 이동 또는 구속할 수 있는 장치 등에 의해 적절한 기능을 확보하여야 한다.

(2) 이동과 회전을 허용하지 않는 고정받침지압판인 경우에는 크리프, 건조수축, 온도, 정렬오류 등에 의해 유발된 영향을 인접 부재설계에서 고려하여야 한다.

(3) (2)의 영향때문에 지지하거나 지지되는 부재의 횡방향 철근이나 두 부재를 함께 연결하는 연속 철근이 필요하게 된다. 이들은 해당 부재의 주철근의 설계에서도 또한 영향을 미칠 수 있다.

(4) 지압판은 제작과 가설 시의 오차를 고려하여 정확한 위치를 확보할 수 있게 설계되고 상세가 이루어져야 한다.

(5) 프리스트레싱 강재 정착부와 프리스트레싱을 위하여 설치한 오목한 부분의 영향을 고려하여야 한다.

(6) 그림 4.7-6에 보는 바와 같은 단순 받침부의 공칭길이는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} \quad (4.7-5)$$

여기서, a_1 = 지압응력을 고려한 순 지압판 길이, $a_1 = F_u / (b_1 f_d)$,

이 값은 표 4.7-1의 최솟값보다 작지 않아야 한다.

F_u = 받침점 반력

b_1 = 받침부의 순 폭

f_d = 설계지압강도

a_2 = 지지하는 부재의 바깥쪽 끝에서 받침부 외측까지의 거리(그림 4.7-6과 표 4.7-2 참조)

a_3 = 지지되는 부재의 바깥쪽 끝에서 받침부 외측까지의 거리

Δa_2 = 지지하는 부재사이의 간격에 대한 오차의 허용값

Δa_3 = 지지되는 부재의 길이에 대한 오차 허용값

$\Delta a_3 = l_n / 2500$ 여기서 l_n 은 부재 길이

특별히 정한 다른 규정이 없다면 다음 값을 지압강도로 쓴다.

$$f_d = 0.4 f_{cd} : \text{건식 연결} \quad (4.7-6)$$

$$f_d = f_{bed} \leq 0.85 f_{cd} : \text{그 외의 모든 경우} \quad (4.7-7)$$

여기서, f_{cd} = 지지하거나 지지되는 부재의 가장 낮은 설계강도

f_{bed} = 접착 재료의 설계강도

(7) 만약 모르타르, 네오프렌 또는 유사한 종류의 연결재로 지압력을 균등하게 하는 조치가 취해졌다면 설계 받침

b_1 은 받침의 실제폭으로 할 수 있다. 위와 같은 조치를 하지 않고 또한 정밀한 해석을 하지 않는다면 b_1 은 600mm 이하로 취하여야 한다.

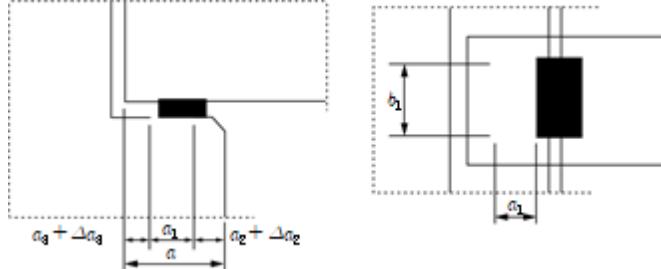


그림 4.7-6 받침의 예

표 4.7-1 a_1 의 최솟값 (단위: mm)

| 상대 지압응력 f_u/f_{ed} | ≤ 0.15 | 0.15~0.4 | > 0.4 |
|----------------------|-------------|----------|---------|
| 선지지 (바닥 지붕) | 25 | 30 | 40 |
| 리브 바닥과 도리 | 55 | 70 | 80 |
| 집중 지점 (보) | 90 | 110 | 140 |

표 4.7-2 지지하는 부재의 바깥쪽 끝으로부터 가정한 길이 a_2 (단위: mm)

| 지점 재료와 종류 | f_u/f_{ed} | 0.15~0.4 | | > 0.4 |
|---|--------------|-------------|----------|-------|
| | | ≤ 0.15 | 0.15~0.4 | |
| 강재 | 선지지 | 0 | 0 | 10 |
| | 집중 지지 | 5 | 10 | 15 |
| 철근 및 콘크리트(강도 $\geq 30 \text{ MPa}$) | 선지지 | 5 | 10 | 15 |
| | 집중 지지 | 10 | 15 | 25 |
| 무근 콘크리트, 철근 및 콘크리트(강도 $\leq 30 \text{ MPa}$) | 선지지 | 10 | 15 | 25 |
| | 집중 지지 | 20 | 25 | 35 |
| 벽돌쌓기 구조 | 선지지 | 10 | 15 | (-) |
| | | | | |

| | | | |
|-----------------------------|----|----|-----|
| 집중 지지 | 20 | 25 | (-) |
| ※ (-)의 경우는 콘크리트 지지석을 사용한 경우 | | | |

표 4.7-3 지지되는 부재의 바깥쪽 끝으로부터 가정한 길이 a_3 (단위: mm)

| 철근의 배근 상세 | 지점 | |
|------------------------------|-----|-------------------------|
| | 선지지 | 집중 지지 |
| 지점을 넘어 연속 철근 배근(구속되어나 안된 경우) | 0 | 0 |
| 수평 직선철근을 부재 끝 근처까지 배근 | 5 | 15, 단부 피복두께보다 작아서는 안된다. |
| 강선 또는 철근이 부재 끝에 노출된 경우 | 5 | 15 |
| 수직 루프 철근 배근 | 15 | 단부 피복두께 + 굽힘철근의 내부 반경 |

표 4.7-4 받침면 사이 순간격의 오차에 대한 허용값 Δa_2

| 지지 재료 | Δa_2 |
|----------------------|---|
| 강재 또는 프리캐스트 콘크리트 | $10 \leq l/1200 \leq 30 \text{ mm}$ |
| 벽돌쌓기 부재 또는 현장타설 콘크리트 | $15 \leq l/1200 + 5 \leq 40 \text{ mm}$ |
| 여기서, l 은 지간 길이 | |

(8) 파괴 시 다른 하중경로가 없는 독립 부재의 지압판은 다음사항을 추가로 만족시켜야 한다.

① 공칭길이는 비 독립 부재에 비하여 20mm 더 크게 하여야 한다.

② 받침부에서 지압판의 이동을 허용한다면, 순지압 길이는 가능한 이동거리를 확보하기 위하여 증가시켜야 한다.

③ 부재가 지압판 높이와 다른 높이에 연결되었다면, 순지압 길이 a_1 은 연결재 주위로의 회전 가능성을 고려하여 증가시켜야 한다.

4.7.1.8 포켓기초

(1) 콘크리트 포켓기초는 기둥의 수직력, 힘모멘트와 수평 전단력을 지반에 전달할 수 있어야 한다. 포켓은 기둥 아래와 주위에 콘크리트를 제대로 채울 수 있게 충분히 커야 한다.

(2) 표면에 요철을 갖는 포켓

① 요철 또는 전단키가 있는 포켓은 기둥과 일체로 작용하는 것으로 간주할 수 있다.

② 힘모멘트 전달에 의해 수직 인장력이 발생하는 곳에서는 겹침이음된 철근의 분리를 고려한다면, 기둥과 기초의 겹침철근에 대해 세심한 상세가 필요하다. 4.5.5.3에 의한 겹침이음 길이는 적어도 기둥과 기초의 철근 사이의 수평 간격만큼 증가시켜야 한다(그림 4.7-7(a) 참조). 겹침이음에 대해 적절한 수평 철근을 배치하여야 한다.

③ 기둥과 기초 사이의 전단력의 전달이 충분하다면 뚫림전단 설계는 4.1.4에 따라 그림 4.7-7(a)와 같이 일체로 된 기둥/기초에서와 같이 하여야 한다. 그렇지 않으면 뚫림전단은 요철면이 없는 포켓에서와 같이 검토한다.

(3) 요철면이 없는 포켓

① 기둥에서 기초로 힘과 모멘트의 전달은 그림 4.7-7(b)에서와 같이 채움 콘크리트와 이에 따른 마찰력을 통한 압축력 F_1 , F_2 , F_3 로 이루어진다고 가정해도 좋다. 이 모델에서 $l \geq 1.2h$ 이어야 한다.

② 마찰계수 μ 는 0.3보다 크게 취해서는 안 된다.

③ 다음에 대해 특별히 고려하여야 한다.

가. 포켓 벽 상부에서 F_1 에 대한 배근 상세

나. 측벽을 따라 기초에 F_1 의 전달

다. 기둥과 포켓 벽에서의 주철근의 정착

라. 포켓 내에서의 기둥의 전단 저항력

마. 기둥에 작용하는 힘에 의한 기초 슬래브의 뚫림 강도. 그 계산은 프리캐스트 요소 아래에 현장타설 콘크리트가 있는 경우를 고려하여야 한다.

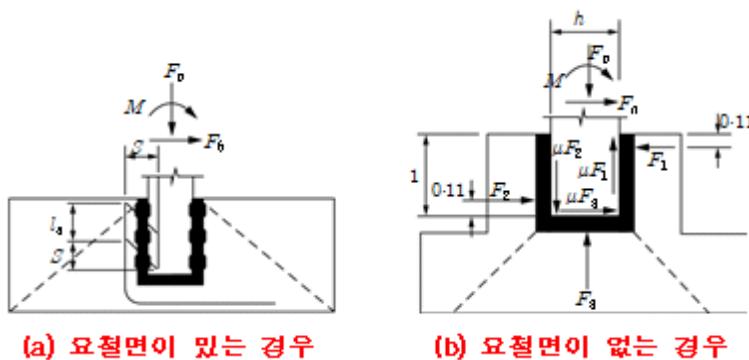


그림 4.7-7 포켓기초

4.7.1.9 결속 구조

벽체와 바닥 다이아프램처럼 자체 평면 내에 힘을 받는 판요소는 주변 또는 내부 결속재로 구조를 연결하여 붕괴 시 순차적 파괴를 방지할 수 있어야 한다.

4.7.2 거더 교량

4.7.2.1 일반 사항

4.7.2는 현장타설 또는 프리캐스트 공법으로 제작되는 사각형, I형, T형과 π 형 단면 형상으로서 닫힌 단면이나 열린 단면형으로 된 보 또는 거더형 상부구조에 적용하여야 한다.

4.7.2.2 프리캐스트 거더 교량

(1) 프리캐스트 콘크리트 거더의 설계는 거푸집 제거, 저장, 운반 및 가설을 포함하는 초기 제작 단계부터 상부 구조체의 완성 단계까지의 모든 하중, 구속 및 불안정 조건을 검토하여야 한다. 운반과 가설은 시공자의 책임하에 수행하여야 한다.

(2) 프리캐스트 콘크리트 거더의 구성 요소 두께는 아래에 규정된 값보다 작아서는 안 된다.

① 상부플랜지: 50mm

② 복부, 포스트텐션이 아닌 경우: 125mm

③ 복부, 포스트텐션인 경우: 165mm

④ 하부플랜지: 125mm

(3) 현장이 아닌 다른 장소에서 제작된 프리캐스트 부재의 최대 치수와 중량은 지역별 수송제한 규정을 따라야 한다.

(4) 만일 인양장치를 위한 정착구가 설치된 부재의 표면이 완성 후에 보행자의 시야나 부식 물질에 노출될 것으로 예상되는 경우, 인양장치의 매설 위치, 제거 깊이와 그 빈 공간을 메우는 방법을 시공 계약 도서에 명시하여야 한다.

(5) 철근, 연결부, 받침판, 다이아프램에 대한 매입물이나 정착구, 콘크리트 피복두께, 개구부, 그리고 제작과 설치 허용값의 모든 상세가 시공 계약 도서에 명시되어야 한다. 시공계약자가 책임져야 할 프리스트레스용 자재의 선정이나 공사 방법에 대해서는 공사용 상세도를 작성하고 승인을 받아야 한다.

(6) 자연 양생 콘크리트에 있어서는 90일 압축강도가 90일이 지난 후에 일어나는 모든 응력조합에 대하여 사용되어도 좋다. 보통 콘크리트에 대해 자연 양생 콘크리트의 90일 강도는 28일 강도에 1.15를 곱한 값과 같다고 추정하여 사용할 수 있다.

4.7.2.3 현장타설 거더 교량

(1) 현장타설로 시공되는 박스형 거더 및 T형 거더에서 바닥판으로 이용하는 상부플랜지의 두께는 횡방향 프리스트레싱을 위한 정착과 피복두께에 필요한 두께보다 커야 하며, 동시에 복부 또는 복부 헌치 사이의 간격으로 정의되는 인접 거더 사이의 순간격의 1/20보다 작지 않아야 한다.

(2) 현장타설 거더의 하부플랜지 두께는 140mm보다 커야 하며, 또한 철근콘크리트 거더 사이 순간격의 1/16, 또는 프리스트레스트 거더 사이 순간격의 1/30보다 작지 않아야 한다.

(3) 현장타설 거더의 복부 두께는 전단, 비틀림, 콘크리트 타설과 피복두께에 대한 요구 조건을 만족하도록 결정하여야 한다.

(4) 현장타설 T형 거더 및 박스형 거더에서 바닥판의 철근은 4.5에 규정된 설계 방법으로 결정하여도 좋다.

(5) 거더 상부플랜지 면적의 0.5%에 해당하는 철근량을 단층 혹은 겹으로 균등하게 거더 지간에 평행하게 하부

슬래브에 배치하여야 한다. 이 철근의 간격은 450mm 이하이어야 한다.

4.7.3 세그멘탈 공법 교량

4.7.3.1 일반 사항

(1) 여기에 명시한 규정들은 세그멘탈 공법으로 시공되는 콘크리트 교량 상부구조에 대한 일반 규정들을 보완하기 위한 것이다. 따라서 이 절의 규정들은 보통콘크리트로 만든 세그멘탈 공법에만 적용하여야 한다.

(2) 설계시 가정된 시공 방법은 시공 계약 도서에 명시되어야 하며, 또한 구조체나 요소 부재가 자중 및 후속 작용 하중을 지지할 수 있게 되기까지 필요한 임시 지지 구조도 시공 계약 도서에 명시되어야 한다.

4.7.3.2 세그멘탈 공법 교량의 해석

(1) 세그멘탈 공법으로 시공되는 교량의 해석은 [KDS 24 10 11\(4\)](#) 및 [KDS 24 10 11\(4.1\)](#) 의 규정과 여기에 명시된 규정을 따라야 한다.

(2) 시공 단계별 해석은 4.7.3.3의 규정에 따른 시공하중 조합, 응력 및 안정성을 검토하여야 한다.

(3) 완성 구조계 해석에서는 내부 변형, 지점 조건 및 시공 과정에서 발생하는 구속 조건의 변화에 의한 간접하중 효과를 검토하여야 한다.

(4) 비부착 포스트텐션 긴장재에 의해서 연결되는 세그먼트 거더의 이음부는 동시에 발생하는 축력, 모멘트 및 전단력에 대해서 검토되어야 한다.

4.7.3.3 세그멘탈 공법 교량의 설계

(1) [KDS 24 12 21\(4\)](#)에서 정의된 하중 외에 아래 (2), (3) 및 (4)에서 규정한 시공하중을 고려하여야 한다.

(2) 부재 단면 치수 및 철근량과 프리스트레스 크기를 결정하기 위해 사용하는 시공하중과 조건은 허용하는 최댓값을 시공 계약 도서에 명시하여야 하며, 다음과 같은 시공하중을 고려하여야 한다.

DC : 지지되는 구조물의 중량

DIFF : 불균형 하중 : 균형캔틸레버공법에서만 발생하는 하중차이로 한쪽 캔틸레버에 작용하는 고정하중의 2

%를 취한다.

DW : 부가 고정하중으로 시공중에는 일반적으로 없는 경우가 많다.

CLL : 시공중 분포 활하중 : 주요 특수가설장비와는 별도로 플랜트, 기계류 등 잡동사니에 의한 것으로 바닥 면 적당 480N/m^2 를 취한다. 캔틸레버공법에서 이 하중은 한 쪽에는 480N/m^2 , 반대편은 240N/m^2 을 적용한다.

CE : 특수 가설장비 : 이동식 거푸집, 이동식 가설 거더와 원치, 트러스나 유사한 주요 보조시설, 세그먼트 운반 트럭 등의 특수 장비하중과 세그먼트 인양 시 가설장비에 의한 최대하중

IE : 가설장비에 의한 동적하중영향 : 사용할 기계형식에 따라 결정

CLE : 종방향 가설장비 하중영향 : 가설장비에 의한 종방향 하중

U : 세그먼트의 불균형 하중 : 균형을 이루지 못하는 세그먼트 또는 다른 적용 가능한 비정상적 조건에 의한 영향. 원칙적으로 균형캔틸레버공법에 적용되나, 일반 가설 방법이 갖고 있는 주 특징은 아니지만 비정상적 인양 순서가 이용될 경우까지 포함하여 확대되어도 좋다.

WS : KDS 24 12 21(4)의 규정에 따른 구조물에 작용하는 수평 풍하중

WE : 장비에 작용하는 수평 풍하중으로 노출면에 $4.8 \times 10^{-3}\text{ MPa}$ 을 적용

WUP : 캔틸레버에 작용하는 상향 풍하중 : 균형캔틸레버공법을 적용하는 경우 현장조건 혹은 구조물 형상에 대한 별도의 해석이 없는 한 바닥판 면적 당 240 N/m^2 을 한 쪽에만 적용

A : 취급하는 프리캐스트 세그먼트의 정적 무게

AI : 프리캐스트 세그먼트 하중의 예기치 못한 이완이나 설치 혹은 기타의 정적 하중의 갑작스런 작용에 의한 동적응답. 하중 **A**의 100 %를 적용

CR : 크리프 영향

SH : 건조수축 영향

T : 온도 영향 : 균일한 온도변화(**TU**)와 상하면의 온도경사(**TG**)에 의한 영향의 합

(3) 휠인장응력과 주인장응력은 표 4.7-5에 주어진 사용하중조합 상태에서 계산하여야 한다. 각각의 허용응력은 원칙적으로 4.2.2의 규정에 따라야 한다. 각각의 가설하중의 분포와 작용은 시공 단계에 부합하면서 가장 불리한 영향을 주는 경우를 선택하여야 한다. 시공하중에 의한 콘크리트의 압축응력은 $0.5f_{ck}$ 를 초과할 수 없다. 여기서 f_{ck} 는 하중 재하시의 압축강도이다. 시공하중에 의한 콘크리트의 인장응력은 표 4.7-5에 명시된 값을 초과해서는 안 된다.

(4) 4.2 규정에 의해 산정한 부재의 설계강도는 아래의 시공하중조합에 의한 계수하중 영향보다 작지 않아야 한다.

① 최대 단면력 산정 시

$$\Sigma \gamma Q = 1.1(DC + DIFF) + 1.3CE + A + AI \quad (4.7-8)$$

② 최소 단면력 산정 시

$$\Sigma \gamma Q = DC + CE + A + AI \quad (4.7-9)$$

(5) 교량의 시공 중 발생하는 온도 영향을 고려하여야 한다. 교량반침과 신축이음장치에 대한 설치 중 온도 변동 폭에 관한 내용이 공사 계약 도서에 명시되어야 한다.

(6) 크리프계수와 건조수축량은 3. 재료의 규정 또는 적절한 시험에 의하여 결정되어야 한다. 응력은 계약 도서에 나타난 시공 계획에 따라 크리프와 건조수축에 의한 구속응력의 재분배에 따라 결정하여야 한다. 최종 프리스트레스를 결정하기 위하여 프리스트레스의 손실량은 계약 도서에 나타난 시공 계획에 따라 계산하여야 한다.

(7) 총 손실량 개념에 의한 프리스트레스 손실량의 간략 산정은 오직 예비설계의 목적으로만 사용될 수 있다. 예비 설계 이외의 모든 설계 검토를 할 경우 프리스트레스 손실량은 계약서에 제시된 시간 경과에 연관된 시공법과 공정을 감안하여 4.1에 규정된 방법으로 산정하여야 한다.

표 4.7-5 시공하중조합의 하중계수 및 허용인장응력

| 하 중 | 하중계수 | | | | 허용 인장응력 |
|--------|------|--|--|--|---------|
| | | | | | |

| 조 합 | 고정하중 | | | 활하중 | | | 풍하중 | | | 기타 하중 | | | | 토 압 | 휩인장응력 | | 기 자 | | | |
|--------|-----------|-------------|----------|-----------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------------------------|----------|----------|------|------|---|
| | <i>DC</i> | <i>DIFF</i> | <i>U</i> | <i>CL</i> | <i>IE</i> | <i>CLE</i> | <i>W3</i> | <i>WUP</i> | <i>WE</i> | <i>CR</i> | <i>SH</i> | <i>TU</i> | <i>TG</i> | <i>WA</i> | <i>EH EV ES</i> | 기타 하중 | 기타 하중 | | | |
| a | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | γ_{TG} | 1.0 | 1.0 | 0.50 | 0.58 | 0 |
| b | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | γ_{TG} | 1.0 | 1.0 | 0.50 | 0.58 | 0 |
| c | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.7 | 0.7 | 0.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | γ_{TG} | 1.0 | 1.0 | 0.50 | 0.58 | 0 |
| d | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 0.7 | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | γ_{TG} | 1.0 | 1.0 | 0.50 | 0.58 | 0 |
| e | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 0.3 | 0.0 | 0.3 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | γ_{TG} | 1.0 | 1.0 | 0.50 | 0.58 | 0 |
| f | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 0.3 | 0.0 | 0.3 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | γ_{TG} | 1.0 | 1.0 | 0.50 | 0.58 | 0 |

주 1) 장비가 작동하지 않는 경우

주 2) 정상적인 가설의 경우

주 3) 장비가 이동하는 경우

(8) 내부 긴장재로 설계된 상부구조에는 시공 중 또는 준공 후에 예상치 못한 프리스트레스 손실과 고정하중 증가

에 대한 보정과 균열 및 처짐 제어를 위해 프리스트레스를 추가할 수 있는 예비 덕트와 정착구를 두어야 한다. 이

러한 예비 장치가 필요한 곳에는 아래에서 정한 요구조건들이 만족되어야 한다.

- ① 내부 긴장재를 가진 교량에서, 교량 중심선을 따라 대칭으로 위치한 정·부모멘트용 긴장재를 위한 예비 정착구와 덕트의 용량은 당초 시공시의 포스트텐션 힘을 증가 시킬 수 있도록 설치하여야 한다. 정·부모멘트용 정착

구와 덕트 설치시 고려되는 예비 긴장력의 총량은 정·부모멘트용 각각의 총 포스트텐션 힘의 크기의 5%보다 작지 않아야 한다. 예비 프리스트레싱을 위한 정착구는 교량의 길이를 따라 3개의 세그먼트 간격으로 일정하게 분포되어야 한다.

② 복부마다 최소한 한 개의 속이 빈 덕트가 있어야 한다. 연속교의 경우 예비 정모멘트용 덕트와 정착구는 교각 지점의 어느 한 편으로 경간 길이의 25% 내에는 사용할 필요가 없다.

③ 포스트텐션 힘의 조정을 위해 사용되지 않는 예비 덕트는 시간 내 다른 덕트들과 동시에 그라우팅하여야 한다.

④ 교량 중심선에 대칭인 상자박스형 단면 내부에 부식방지된 비부착 외부 긴장재를 차후에 추가 설치하기 위한 통로, 정착구 설치, 통과 구멍 및 방향변환 블록에 대한 규정이 제정되어야 한다. 이때의 추가 포스트텐셔닝 힘은 정부모멘트용 포스트텐셔닝 힘의 10% 이상이어야 한다.

(9) 공사 계약 도서에는 설계 내용을 구현할 수 있는 한 가지 시공 방법에 관한 기술이 포함되어야 하며, 설계도면은 이 설계기준이 정하는 규정에 따라 상세하게 작성되어야 한다.

(10) 상자박스형 거더의 단면 치수는 아래에서 정한 값을 만족하여야 한다.

① 상부 및 하부플랜지의 두께는 다음에서 정한 값보다도 작아서는 안 된다.

가. 복부 또는 헌치 사이 순간격의 1/30. 플랜지의 두께가 이 치수보다 작을 경우에는 복부 순간격과 같은 간격으로 횡방향 리브를 배치하여야 한다.

나. 횡방향 프리스트레스를 도입한 경우 상부플랜지의 두께는 정착구 영역에서는 225mm 이상이어야 하며, 정착구 이외의 영역에서는 200mm 이상이어야 한다.

② 복부 또는 헌치 사이의 순간격이 4,500mm 이상인 곳에는 횡방향 프리스트레스를 도입하여야 한다. 횡방향 프리텐션에 사용되는 강연선의 지름은 12.7mm 이하이어야 한다.

③ 여기에 명시되어 있는 사항을 제외하고는 다음의 최솟값을 적용하여야 한다.

가. 종방향 또는 수직방향의 포스트텐션 긴장재를 사용하지 않은 복부: 200mm

나. 종방향 또는 수직방향의 포스트텐션 중 하나의 긴장재만을 사용한 복부: 300mm

다. 종방향과 수직방향의 포스트텐션 긴장재를 모두 사용한 복부: 375mm

다만, 리브가 설치된 복부의 최소 두께는 175mm를 취하여도 좋다.

- ④ 내민 상부플랜지 길이는 복부 사이 간격의 0.45배를 초과하지 않도록 하여야 한다.
 - ⑤ 상자박스형 단면 거더의 전체 단면 치수는 총 단면2차모멘트와 할선탄성계수를 사용하여 구한 충격을 포함한 활하중 처짐이 지간의 1/1,000 이하로 되는 단면 치수보다 작지 않아야 한다. 이 경우 활하중은 [KDS 24 12 21\(4.3.1.1\)](#)에 명시된 바와 같이 전차선에 재하하고, 재하차선 수에 대한 보정계수를 적용하여 구한 처짐이어야 한다.
-

(11) 세그멘탈 공법으로 시공된 교량에서 동결융해와 제빙염에 노출된 모든 바닥판은 추가적인 덧씌움층을 설치하여야 한다.

(12) 상부구조와 기둥이 모멘트 저항구조로 연결된 세그먼트 상부구조는 3.10.9.4에 따라 기둥으로부터 소성 힘 지력을 고려하여 설계하여야 한다.

4.7.3.4 세그멘탈 공법 교량의 이음부 설계

(1) 세그먼트를 조립하여 시공되는 상부구조는 콘크리트 타설 방법과 사용될 가설공법에 기초하여 아래의 규정을 만족시켜야 한다.

(2) 프리캐스트 콘크리트 세그먼트의 압축강도는 거푸집 제거 이전에 17MPa 이상이어야 하며, 상부구조체로 조립되기 이전에는 21 °C에서 14일간 양생된 것과 동일한 성숙도를 가져야 한다.

(3) 사전 제작된 각 세그먼트 간의 연결은 현장타설 폐합식 이음 또는 블록 연결식 이음이어야 한다. 내부 포스트 텐션 긴장재를 사용하는 세그멘탈 교량과 동결온도 이하 혹은 제빙제를 사용하는 지역의 교량은 블록 연결식 이음을 적용하여야 한다. 임시적 프리스트레싱 이음에서는 접착 에폭시는 경화될 때까지 최소 0.2MPa의 압축응력과 0.3MPa의 평균 응력이 전이음면에 작용되도록 긴장하여야 한다.

(4) 현장타설 세그먼트 간의 이음면은 의도적으로 거칠게 하여 골재를 노출시키거나 전단키를 설치하여야 한다.

현장타설 폐합식 이음부의 폭은 긴장재 덕트의 연결을 허용할 수 있어야 한다.

4.7.3.5 캔틸레버공법 교량

(1) 이 규정은 프리캐스트와 현장타설 캔틸레버공법에 모두 적용하여야 한다.

(2) 종방향 긴장재는 복부, 슬래브 또는 이로부터 연장시킨 돌출부에 정착시킬 수 있으며, 최소 2개의 종방향 긴장재가 각 세그먼트에 정착되어야 한다.

(3) 캔틸레버 부분은 가설 중의 전도에 관해 검토되어야 한다. 전도에 대한 안전율은 4.7.3.3(3)에 명시된 어떠한 하중조합에 대하여도 1.5보다 작아서는 안 된다. 만일, 분석이나 기상학적 기록에 의해 더 나은 예상 풍속이 추정되지 않는다면 가설 중 안정성 해석을 위한 최소 풍속은 25m/sec로 하여야 한다.

(4) 연속 긴장재는 이론적으로 프리스트레스가 요구되는 지점에서 최소한 세그먼트 하나의 여유를 두고 정착하여야 한다.

(5) 각 세그먼트 길이는 도면에 표시되어야 하며 시공자에 의해 제안된 변경사항은 시공법의 재분석과 최종 응력 계산에 의해 확인되어야 하며, 응력을 계산할 때 가정한 이동식 거푸집의 중량을 명시하여야 한다.

4.7.3.6 경간진행공법 교량

(1) 경간진행공법의 설계에서는 시공이 진행됨에 따라 구조계의 변화로 인해 누적되는 시공 응력에 대처 방안이 마련되어야 한다.

(2) 구조계의 변화로 인한 응력, 특히 한 구조계에 하중이 작용하고 다른 구조계에서 하중이 제거될 때의 효과 등을 검토하여야 한다.

(3) 크리프의 비율과 크기에 있어서 가능한 변화폭에 대한 허용범위가 설정되어야 한다.

4.7.3.7 연속압출공법 교량

(1) 부착된 철근과 내부 긴장재를 가진 거더의 모든 압출 단계에서의 응력은 4.3.2에 명시된 제한값을 초과해서는 안된다.

(2) 압출 도중 하부구조에 작용하는 마찰력에 저항하고, 구조물이 어떤 경사를 가지고 아래로 압출될 경우 상부구조를 구속하기 위한 대책을 마련하여야 한다.

(3) 가장 불리한 경우의 마찰력을 결정하기 위하여 압축 받침판의 마찰계수를 0에서 0.04까지 변하는 것으로 가정하고 불리한 계수를 적용한다.

(4) 다음과 같은 허용 시공오차로 인한 영향은 중력하중에 의한 하중영향에 중첩하여야 한다.

① 인접한 두 받침판 사이에서 종방향으로: 5mm

② 인접한 두 받침판 사이에서 횡방향으로: 2.5mm

③ 조립장과 압출 장비 사이에 종방향과 횡방향으로: 2.5mm

④ 복부의 바깥면에 횡방향 편차: 2.5mm

(5) 압출용 받침판의 측면 가이드에 작용하는 수평력은 수직반력의 1%보다 작게 취해서는 안 된다.

(6) 시공 중의 응력에 관해서 시공오차에 의한 하중영향의 1/2과 4.7.3.3에 따른 온도에 의한 하중영향의 1/2이

중력하중에 의한 하중영향에 합산되어야 한다. 조합된 모멘트에 의해 콘크리트에 발생하는 인장응력은 0.58

$\sqrt{f_a}$ 를 초과하면 안 된다.

(7) 교각과 상부구조 다이아프램은 모든 압출 단계에서 상부구조를 긴장 할 수 있고 영구 받침을 설치할 수 있도록 설계되어야 한다. 압출 중의 마찰력은 하부구조 설계시 반영하여야 한다. 압출 도중에 복부 바닥면에 발생하는 국부응력이 검토되어야 한다. 또한 다음과 같은 요구조건이 만족되어야 한다.

① 압출판은 복부 바깥면으로 75mm 이상 떨어져서 설치되어야 한다.

② 바닥면과 포스트텐션 덕트 사이의 콘크리트 피복두께는 150mm보다 커야 한다.

③ 복부와 바닥면 모서리에서의 지압력을 검토하여야 하며, 그라우트되지 않은 덕트의 영향과 복부와 바닥슬래브 중심선의 교차점과 받침판 중심선 사이의 편심도 고려하여야 한다.

(8) 압출에 필요한 직선 긴장재는 상자박스형 거더인 경우 상하부 슬래브에, T형 단면인 경우 복부의 아래 1/3 지점에 설치된다. 한 시공이음부에서 50% 이상의 긴장재가 연결되어서는 안된다. 직선 긴장재의 정착과 위치는 긴장시의 콘크리트 강도에 맞추어 설계되어야 한다.

(9) 시공 이음면에는 전단키를 두거나, 최소 6mm의 조도높이를 가진 거친면을 둔다. 이음부에 있는 모든 콘크리트면에는 부착된 철근을 종·횡 방향으로 이음면의 한 쪽으로 2.1m의 길이에 걸쳐 설치하여야 한다. 최소철근량은 D16 철근을 125mm 간격으로 배치한 것과 동등한 것이라야 한다.

(10) 압출을 위한 시공 장비에 관한 설계 내용을 계약 도서에 명시하여야 한다.

(11) 복부의 외측과 활동면의 아래의 거푸집은 닳지 않고 충분한 강성을 갖추어 타설 중 변형이 2mm를 초과하지 않도록 하여야 한다.

4.7.3.8 세그멘탈 공법 교량의 하부구조

(1) 교각과 교대는 4.2 및 4.4의 규정과 이 절 규정에 따라 설계하여야 한다.

(2) 계약 도서에 명시되어 있는 시공 방법에 의해 교각과 교대에 작용하는 가설하중, 모멘트, 전단력을 고려하여야 한다. 필요에 따라 보조 지지대와 브레이싱을 설치하여야 한다.

(3) 가설 중 하부구조에 유발되는 인장응력은 표 4.7-5에 주어진 시공하중 조합 중에서 합당한 조합에 대하여 계산하여야 한다.

(4) 중공 박스형 단면 프리캐스트 세그먼트의 조합으로 만든 교각에서 세그먼트 간의 이음면을 지나는 종방향철근의 최소량은 건조수축과 온도에 관한 철근 규정을 만족하여야 한다.

4.7.4 아치 교량

4.7.4.1 일반 사항

(1) 아치의 형상은 고정하중과 활하중의 조합 영향에 의해 힘모멘트가 최소로 유발되도록 선정하여야 한다.

4.7.4.2 아치 리브

(1) 아치 리브의 면내 안정성은 리브에 작용하는 조합하중, 적합한 탄성계수 및 단면2차모멘트를 사용하여 검토

하여야 한다. 좌굴에 대한 유효길이는 정확한 해석에 의하지 않는 한 아치 지간 길이의 1/2 값에 [KDS 24 10 11](#)

(4.5.3.2)에 명시된 계수를 곱하여 산정할 수 있다.

(2) 아치 리브를 해석할 때 [KDS 24 10 11](#)(4.5.3.3)의 규정을 적용할 수 있다. 이 경우에는 근사 단면2차모멘트

수정에 필요한 할선탄성계수는 $\frac{1750}{\sqrt{L}} f_{ck}$ 의 강도에 기초하여 3. 재료의 규정에 따라 산정하여야 한다.

(3) 아치 리브는 압축 부재로서 철근이 배치되어야 한다. 콘크리트 총 단면적의 1%에 해당하는 최소 철근량을 리
브 단면에 대하여 고르게 분포시켜야 한다. 또한, 기둥 부재에서 요구되는 횡방향 구속철근을 배치하여야 한다.

(4) 높이 7.5m 이상이며 내부가 빈 테두리 벽체는 부벽이나 다이아프램으로 브레이싱하여야 한다. 테두리 벽체에
는 신축이음을 설치하여야 하며, 이음부의 간격에 따라 온도철근을 배치하여야 한다. 테두리 벽체는 아치 시점부
에서 연결되어야 하며, 벽체를 채울 때는 효과적인 배수를 고려하여야 한다.

4.7.5 슬래브교

4.7.5.1 현장타설 슬래브 상부구조

(1) 종방향으로 철근이나 프리스트레스로 보강되고 현장타설된 슬래브는 교량으로 사용할 수 있다.

(2) 활하중 분포는 정밀한 해석이나 [KDS 24 10 11](#)(4.6.2)에서 명시된 방법에 의해 결정할 수 있다. [KDS 24 10](#)

[11](#)(4.6.2)에 따른 모멘트에 대해 설계된 슬래브나 슬래브교는 전단에 대해 안전한 것으로 간주하여도 좋다.

(3) 암거의 상판과 교량 바닥판을 제외하고, 슬래브 위의 채움 토사의 두께가 600mm 이상인 모든 슬래브의 아
래 면에는 횡방향 배력철근을 배치하여야 한다. 아래 면 횡방향 철근량은 2차원 해석에 의해 결정하든지 또는 정
모멘트에 요구되는 주철근량의 비로 취할 수 있으며 그 비는 다음과 같다.

① 철근콘크리트 슬래브

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\% \quad (4.7-10)$$

② 프리스트레스트 슬래브

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \frac{f_{pe}}{410} \leq 50\% \quad (4.7-11)$$

여기서, L = 경간길이(mm)

$$f_{pe} = \text{손실 발생 후 프리스트레스 강재의 유효 프리스트레스(MPa)}$$

(4) 슬래브 상면에는 횡방향 건조수축 및 온도 철근을 배치하여야 한다.

4.7.5.2 현장타설 속빈 슬래브교

(1) 현장타설로 시공되는 속빈 슬래브는 종방향과 횡방향 양쪽으로 포스트텐션하여도 좋다.

(2) 속빈 부위가 원형 중공일 경우, 중공의 중심간 간격은 슬래브의 전체 높이보다 작지 않아야 하며, 중공의 중심선에서 슬래브 외면에 수직으로 취한 콘크리트의 최소두께는 140mm보다 작지 않아야 한다.

중공이 사각형일 경우, 중공의 횡방향 폭은 중공 높이의 1.5배를 초과해서는 안 되며, 중공 사이의 복부 두께는 바닥판 전체 높이의 20%보다 작지 않아야 하고, 중공 위의 콘크리트 최소두께는 175mm보다 작지 않아야 한다.

(3) 하부플랜지의 두께는 4.7.2.1의 규정을 만족하여야 한다.

(4) 중공이 위에서 규정한 치수 조건을 만족하고, 중공면적비가 40% 이하일 경우 상부구조는 [KDS 24 10 11](#)

(4.6.2.3) 의 규정이나 등방성판에 대한 2차원 해석 방법을 사용하여 슬래브로 해석할 수 있다.

중공면적비가 40% 이상일 경우 슬래브는 다중구조로 취급하여야 하며, [KDS 24 10 11](#)(4.6.2.2) 에 명시된 일체로 된 다연박스, 직교 이방성판, 또는 3차원 연속체 구조형식으로 해석하여야 한다.

(5) 기둥을 상부구조와 일체로 된 뼈대 구조로 할 수도 있고, 연속 상부구조의 내측 교각 위에 한 개 이상의 교량 받침을 사용할 수도 있다. 외측 교대에는 최소한 2개 이상의 교량 받침을 사용하여야 한다. 상부구조의 횡방향 회전각은 사용한계상태에서 0.005를 초과해서는 안 된다.

(6) 지간의 단부에는 지간 길이의 5% 이상이고 최소길이 900mm인 속찬 단면부가 설치되어야 한다. 정밀한 해석을 하지 않을 경우, 바닥판의 속찬 단면부는 하중을 교량 받침과 포스트텐션 정착부에 대해 분산시키는 횡방향 보로 보고 해석하여도 좋다.

(7) 강재 중공 거푸집으로 만든 원형 중공 위의 슬래브 상부는 횡방향으로 포스트텐션하여야 한다. 가장 얇은 두께의 콘크리트에서는 손실 후 평균압축 프리스트레스가 3.5 MPa보다 작지 않아야 한다. 횡방향으로 프리스트레싱 한 경우에는 원형 중공 위의 콘크리트에 철근을 추가로 배치할 필요가 없다.

(8) 속빈 슬래브의 바닥에는 횡방향 건조수축 및 온도철근을 배치하여야 한다.

(9) 내측 교각부에서 압축응력을 받고 있는 단면 부분은 수평 기둥으로 보고 이에 상응하게 철근을 배치하여도 좋다.

(10) 중공 내의 배수를 위한 적절한 시설을 설치하여야 한다.

4.7.5.3 프리캐스트 슬래브교

(1) 프리캐스트 콘크리트 판 요소를 종방향으로 서로 인접 배치하고 횡방향으로 함께 연결시켜 슬래브 구조계를 만들 수 있다. 프리캐스트 콘크리트 판 요소는 활하중에만 저항할 수 있도록 또는 고정하중과 활하중 모두에 저항하도록 제작하여 연속화하여도 좋다.

(2) 구조용 콘크리트 덧씌우기를 하지 않는 곳에서는, 콘크리트의 최소 두께는 원형 속빈부재의 중공 상부에서 140mm, 다른 형태 속빈 부재의 중공 상부에서 175mm이어야 한다.

(3) 종방향 프리캐스트 부재는 높이 175mm보다 작지 않은 전단키에 의해 횡방향으로 서로 연결되어도 좋다. 종방향 전단전달이음은 해석 목적상 힌지로 모델링되어야 한다. 이음부는 24시간 경과 후 35MPa의 최소 압축강도를 갖는 무L수축 그라우트로 채워져야 한다.

(4) 종방향 프리캐스트 부재는 횡방향 포스트텐션셔닝, 현장타설 폐합이음, 구조용 덧씌우기 또는 이러한 것들의 조합으로 연결할 수 있다.

(5) 전단-휨 전달이음으로 된 바닥판은 연속판으로 모델링하여야 한다.

(6) 횡방향 포스트텐션 긴장재는 종방향으로 균등하게 분포시켜야 한다. 포스트텐션 덕트의 이음을 용이하게 하기 위해 돌출 블록을 사용하여도 좋다. 이음부의 압축깊이는 175mm보다 작지 않아야 하며, 모든 손실 후의 프리스트레스는 1.7MPa보다 작아서는 안 된다.

(7) 프리캐스트 콘크리트 휠부재 사이의 종방향 시공이음은 24시간 내에 35MPa의 압축강도를 갖는 무수축 모르

터로 채워진 키로 구성되어야 한다. 키의 깊이는 165mm 이상 확보되어야 한다.

(8) 현장타설 폐합이음부의 콘크리트는 프리캐스트 부재의 강도와 동등한 강도를 가져야 한다. 종방향 이음부의 폭은 이음부 내의 철근 정착이 가능하도록 충분히 커야 하며 이음부 폭은 어떤 경우라도 300mm보다 작아서는 안 된다.

(9) 하중의 분배 성능을 향상하기 위한 목적의 구조용 덧씌우기 콘크리트의 두께는 115mm보다 작아서는 안 된다. 직교 철근망을 4.4의 규정에 충족되도록 배치하여야 한다. 이 때, 프리캐스트 부재의 상면은 거칠게 하여야 한다.
