

1 철근콘크리트의 정의

콘크리트가 힘을 받게 되면 인장측에 균열이 발생하여 파괴시 급작스러운 취성파괴가 발생하게 된다. 이와 같이 콘크리트는 압축에는 강하지만 인장에는 약하기 때문에 인장구역에 철근을 묻어서 효율적으로 외력에 저항하도록 만든 일체식구조를 철근콘크리트(Reinforced Concrete)라 한다.

- 효율적으로 외력에 저항한다.
→ 콘크리트는 압축을 부담하고, 철근은 인장을 부담한다.
- 일체식 구조(합성체)
→ 철근이 있는 위치에서 철근과 콘크리트의 변형률은 같다.

2 철근콘크리트의 성립이유

- ① 부착강도가 크다. ② 부식하지 않는다.
- ③ 열팽창계수가 거의 같다. ④ 콘크리트는 압축, 철근은 인장에 강하다.

3 설계기준강도(f_{ck})와 배합강도(f_{cr})

구 분	관 계 식
$f_{ck} \leq 35\text{MPa}$	$\begin{cases} f_{cr} \geq f_{ck} + 1.34s \\ f_{cr} \geq (f_{ck} - 3.5) + 2.33s \end{cases}$ 에서 둘 중 큰 값
$f_{ck} > 35\text{MPa}$	$\begin{cases} f_{cr} \geq f_{ck} + 1.34s \\ f_{cr} \geq 0.9f_{ck} + 2.33s \end{cases}$ 에서 둘 중 큰 값

여기서, s : 압축강도의 표준편차(MPa)

※ 표준편차 계산을 위한 현장강도 기록 자료가 없을 경우, 또는 압축강도의 시험횟수가 14회 이하인 경우

설계기준강도(f_{ck} , MPa)	배합강도(f_{cr} , MPa)
21미만	$f_{ck} + 7.0$
21이상 35이하	$f_{ck} + 8.5$
35초과	$1.1f_{ck} + 5.0$

문 제

철근콘크리트의 특징에 관한 설명이다. 옳지 않은 것은?

- ① 두 재료의 탄성계수가 거의 같다.
- ② 내구성과 내화성이 좋다.
- ③ 철근과 콘크리트의 부착강도가 크다.
- ④ 철근과 콘크리트는 온도에 대한 신축계수가 거의 같다.

해설 일반적으로 철근의 탄성계수가 콘크리트의 탄성계수보다 크다.

답 ①

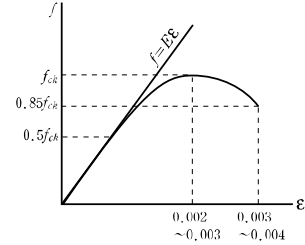


한번 더 보기

- 철근콘크리트의 성립이유
 - ① 부착강도가 크다. ② 부식하지 않는다.
 - ③ 열팽창계수가 거의 같다. ④ 콘크리트는 압축, 철근은 인장에 강하다.

1 콘크리트의 응력 - 변형률 선도

- (1) 직선구간(Hooke의 법칙 성립구간)
초기점과 최대응력의 절반($0.5f_{ck}$) 되는 점까지는 거의 직선이고 그 후부터 곡선 변화한다.
- (2) 파단점에서의 응력 : $0.85f_{ck}$
(설계시에는 $0.85f_{ck}$ 이하로 가정하여 안전측 설계)
- (3) 최대응력점의 변형률 : $0.002\sim 0.003$
(설계시에는 0.002 이하로 가정하여 안전측 설계)
- (4) 파단점 부근의 변형률 : $0.003\sim 0.004$
(설계시에는 0.0033 이하로 가정하여 안전측 설계)
- (5) 고강도일수록 강성은 커지나 취성화된다.



2 콘크리트의 탄성계수

응력-변형률 선도에서 초기점과 최대응력의 절반($0.5f_{ck}$) 되는 점을 연결한 직선의 기울기인 할선탄성계수(시컨트탄성계수)를 사용한다.

- (1) 일반식 : $E_c = 0.077m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cm}}$ (MPa)
- (2) 보통 콘크리트 ($m_c = 2300\text{kg/m}^3$)

$$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} \text{ (MPa)}$$

여기서, $f_{cm} = f_{ck} + \Delta f$ (MPa)

f_{ck} (MPa)	40MPa 이하	(40~60)MPa	60MPa 이상
Δf (MPa)	4MPa	직선보간	6MPa

- (3) 초기 접선 탄성계수(E_{ci})와 관계

$$E_{ci} = 1.18E_c \quad (E_{ci} = 10,000 \sqrt[3]{f_{cm}})$$

- ※ 콘크리트의 단위질량(m_c)과 28일 강도(f_{ck})를 알면 콘크리트의 탄성계수를 정할 수 있다.
- ※ 크리프 변형 계산에서는 초기접선 탄성계수(E_{ci})를 사용하고, 단면결정 및 응력계산에서는 할선탄성계수(E_c)를 사용한다.

문 제

콘크리트의 압축강도가 30MPa를 초과하고 보통골재를 사용한 콘크리트의 탄성계수 값으로 옳은 것은?

- ① $E_c = 4,700 \sqrt{f_{ck}}$ MPa
- ② $E_c = 0.043 W_C^{1.5} \sqrt{f_{ck}}$ MPa
- ③ $E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cm}}$ MPa
- ④ $E_c = 200,000$ MPa

해설 보통 골재를 사용한 콘크리트의 탄성계수

$$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} \text{ (MPa)}$$

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

답 ③



한번 더 보기

• 우리나라에서 사용하는 콘크리트의 탄성계수는 시컨트탄성계수(할선탄성계수)를 사용한다.

일반식 : $E_c = 0.077m_c^{1.5} \sqrt[3]{f_{cm}}$ (MPa)

보통콘크리트 : $E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cm}}$ (MPa)

여기서, $f_{cm} = f_{ck} + \Delta f$

section **7** **힘부재의 해석과 설계(강도설계법)** (중요도 ★★★)

7 힘부재의 해석과 설계(강도설계법)

1 설계개념 : 안전성 확보가 가장 중요

RC부재가 파괴 또는 파괴에 근접한 상태에 있다고 보고 어떠한 하중에 대해서도 안전하도록 설계하는 것

$$\phi M_n \geq M_u$$

여기서, ϕ : 강도감소계수
 M_n : 공칭휨강도
 ϕM_n : 설계휨강도
 M_u : 계수휨강도

2 강도감소계수(ϕ)

인장지배 단면	0.85	
전단과 비틀림	0.75	
압축지배 단면	나선철근	0.70
	띠철근	0.65
콘크리트 지압	0.65	
무근 콘크리트	0.55	
스트럿-타이 모델	타이	0.85
	스트럿, 절점부 및 지압부	0.75

* 인장지배단면

$f_y \leq 400\text{MPa}$: $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ 일 때 $\epsilon_t \geq 0.005$ 인 단면
 $f_y > 400\text{MPa}$: $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ 일 때 $\epsilon_t \geq 2.5\epsilon_y$ 인 단면

* 압축지배단면

$\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ 일 때 $\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 인 단면

3 하중계수

$$U = 1.2D + 1.6L \geq 1.4D$$

(D : 고정하중, L : 활하중)

문 제

강도감소계수를 나타낸 것 중 잘못된 것은?

- ① 인장지배단면에 대한 강도 감소계수는 0.85이다.
- ② 전단과 비틀림에 대한 강도 감소계수는 0.75이다.
- ③ 나선철근으로 보강된 철근 콘크리트 부재의 강도 감소계수는 0.65이다.
- ④ 스트럿-타이 모델의 절점부 강도 감소계수는 0.75이다.

해설 나선철근 기둥일 경우 강도 감소 계수는 0.70이다.

답 ③



한번 더 보기

고정하중(D)과 활하중(L) 조합시 하중계수

$$\therefore U = 1.2D + 1.6L \geq 1.4D$$

- 1 변형률은 중립축으로부터의 거리에 비례한다.
- 2 콘크리트 압축연단의 극한변형률(ϵ_{cu})
 - ① $f_{ck} \leq 40\text{MPa}$ 일 때 : $\epsilon_{cu} = 0.0033$
 - ② $f_{ck} > 40\text{MPa}$ 일 때 : f_{ck} 가 10MPa초과할 때마다 0.0001씩 감소

$$\epsilon_{cu} = 0.0033 - \left(\frac{f_{ck} - 40}{100,000} \right) \leq 0.0033$$
 - ③ $f_{ck} > 90\text{MPa}$ 일 때 : 성능실험을 통한 조사연구에 의하여 선정
- 3 콘크리트의 인장강도는 무시한다.
- 4 철근의 응력
 - ① $\epsilon_s < \epsilon_y$ 일 때 : $f_s = E_s \epsilon_s$
 - ② $\epsilon_s \geq \epsilon_y$ 일 때 : $f_s = f_y = E_s \epsilon_y$
- 5 콘크리트의 압축응력을 등가직사각형 응력블록으로 가정하는 경우 압축연단에서 콘크리트의 응력은 $\eta(0.85f_{ck})$ 이고, 이 값은 $a = \beta_1 c$ 깊이까지 등분포한다.

f_{ck} (MPa)	≤ 40	50	60	70	80	90
ϵ_{cu}	0.0033	0.0032	0.0031	0.003	0.0029	0.0028
η	1.00	0.97	0.95	0.91	0.87	0.84
β_1	0.80	0.80	0.76	0.74	0.72	0.70

문제 1

콘크리트의 압축응력을 직사각형 압축응력블록으로 가정할 때 설계 가정 중 틀린 것은?

- ① 콘크리트의 인장강도는 철근 콘크리트의 휨계산에서 무시한다.
- ② 콘크리트의 변형률은 중립축에서의 거리에 비례한다.
- ③ 콘크리트의 압축응력의 크기는 $0.80f_{ck}$ 로 균등하고 이 응력은 최대 압축변형률이 발생하는 단면에서 $a = \beta_1 c$ 까지의 부분에 등분포한다.
- ④ 사용철근의 응력이 항복강도 f_y 이하일 때 철근의 응력은 그 변형률의 E_s 배로 취한다.

해설 콘크리트의 압축응력을 등가직사각형으로 가정할 때 콘크리트의 압축응력은 $\eta(0.85f_{ck})$ 로 $a = \beta_1 c$ 까지 등분포한다.

답 ③

1 계수휨강도(M_u)

단순보	캔틸레버
$M_u = \frac{w_u l^2}{8}$	$M_u = \frac{w_u l^2}{2}$

2 보의 해석

등가응력깊이(a)	설계휨강도($M_d = \phi M_n$)
$a = \frac{A_s f_y}{\eta(0.85 f_{ck}) b}$	$M_d = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = \phi \{ f_{ck} q b d^2 (1 - 0.59q) \}$

여기서, $q = \frac{\rho f_y}{\eta f_{ck}}$ (단위 : 무차원)

3 유효높이(d)의 결정

$$M_u = \phi M_n = \phi \{ f_{ck} q b d^2 (1 - 0.59q) \}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi f_{ck} q b (1 - 0.59q)}}$$

여기서, $q = \frac{\rho f_y}{\eta f_{ck}}$

4 유효철근량($A_{s,max}$)

$$A_{s,max} = \rho_{max} (b_w d) = \left(\frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}{\epsilon_{cu} + \epsilon_a} \right) \rho_b$$

문 제

다음과 같은 단철근 직사각형보의 설계 휨강도를 구하면? (단, 인장축 철근이 먼저 항복하며, 설계강도 $f_{ck} = 21\text{MPa}$, 철근의 항복강도 $f_y = 400\text{MPa}$, 철근량 $A_s = 2000\text{mm}^2$, 폭 $b = 300\text{mm}$, 유효높이 $d = 500\text{mm}$ 이다.)

- ① $M_u = 373\text{kN} \cdot \text{m}$
- ② $M_u = 289\text{kN} \cdot \text{m}$
- ③ $M_u = 541\text{kN} \cdot \text{m}$
- ④ $M_u = 340\text{kN} \cdot \text{m}$

해설
$$M_u = \phi \left\{ A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} = 0.85 \times \left\{ 2000 \times 400 \left(500 - \frac{149.4}{2} \right) \right\}$$

$$= 289,204,000\text{N} \cdot \text{mm} \approx 289\text{kN} \cdot \text{m}$$

여기서, $a = \frac{A_s f_y}{\eta(0.85 f_{ck}) b} = \frac{2000 \times 400}{1.0 \times (0.85 \times 21) \times 300} = 149.4\text{mm}$

($f_{ck} = 21\text{MPa} < 40\text{MPa}$ 이므로 $\eta = 1.0$)



한번 더 보기

답 ②

계수휨강도는 위험단면에서 계수하중(U)에 의한 단면력으로 계수휨강도는 계수하중에 의한 최대휨모멘트와 같다.

∴ 단순보에 계수등분포하중(w_u)이 작용하는 경우 계수휨강도

$$M_u = \frac{w_u l^2}{8} = 1.2M_d + 1.6M_l$$

1 T형보의 판정

$a = \frac{A_s f_y}{\eta(0.85 f_{ck})b}$ (단철근 직사각형으로 보고 계산한 등가응력 깊이)

• $a \leq t_f$: 폭 b 인 직사각형보로 설계 : $a = \frac{A_s f_y}{\eta(0.85 f_{ck})b}$

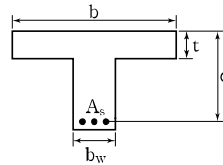
• $a > t_f$: T형보로 설계 : $a = \frac{(A_s - A_{sf})f_y}{\eta(0.85 f_{ck})b_w}$

여기서, $A_{sf} = \frac{\eta(0.85 f_{ck})(b - b_w)t_f}{f_y}$

문제 1

강도 설계시 T형보에서 $t=100\text{mm}$, $d=300\text{mm}$, $b_w=200\text{mm}$, $f_{ck}=20\text{MPa}$, $f_y=420\text{MPa}$, $A_s=2000\text{mm}^2$, $b=800\text{mm}$ 일 때 등가응력 사각형의 깊이는? (단, $E_s=200,000\text{MPa}$)

- ① 51.8 mm
- ② 61.8 mm
- ③ 71.8 mm
- ④ 81.8 mm



해설 $a = \frac{A_s f_y}{\eta(0.85 f_{ck})b} = \frac{2000 \times 420}{1.0 \times (0.85 \times 20) \times 800} \approx 61.8\text{mm} < t_f$ 이므로

폭 b 인 직사각형보로 설계한다. $\therefore a = 61.8\text{mm}$

여기서, $f_{ck} = 20\text{MPa} < 40\text{MPa}$ 이므로 $\eta = 1.0$

답 ②

2 플랜지의 유효폭

T형보	비대칭 T형보
① $8t_{\text{좌}} + 8t_{\text{우}} + b_w$	① $6t + b_w$
② 양쪽슬래브의 중심간 거리	② 순경간의 $1/2 + b_w$
③ 보 경간의 $1/4$	③ 보 지간의 $1/12 + b_w$
①, ②, ③ 중에서 최솟값	①, ②, ③ 중에서 최솟값

문제 2

경간 $l = 10\text{m}$ 인 대칭 T형보에서 양쪽 슬래브의 중심간격 2100mm , 슬래브의 두께 $t = 100\text{mm}$, 복부의 폭 $b_w = 400\text{mm}$ 일 때 플랜지의 유효폭은?

- ① 2000mm
- ② 2100mm
- ③ 2300mm
- ④ 2500mm

해설 대칭이므로 $t_{\text{좌}} = t_{\text{우}} = t$ 를 대입하면

① $16t + b_w = 16 \times 100 + 400 = 2000\text{mm}$

② 양쪽슬래브의 중심간 거리 = 2100mm

③ 경간의 $\frac{1}{4} = \frac{10 \times 10^3}{4} = 2500\text{mm}$

\therefore 최솟값 2000mm 가 유효폭이다.

답 ①

1 탄성처짐 : 역학적 방법에 의해 계산

구 조 물	최대처짐(δ_{\max})
	$\delta_{\max} = \frac{Pl^3}{48E_c I}$
	$\delta_{\max} = \frac{5wl^4}{384E_c I}$

※ 단면2차모멘트

구 분	단면2차모멘트	공 식
비균열 단면 $\frac{M_a}{M_{cr}} < 1$	총단면2차모멘트 (I_y) 사용	사각형단면($b \times h$)인 경우 $I_y = \frac{bh^3}{12}$
균열 단면 $\frac{M_a}{M_{cr}} \geq 1$	유효환산단면 2차모멘트(I_e) 사용	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_y + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$
	균열환산 단면2차모멘트(I_{cr})	여기서, I_{cr} : 균열환산단면2차모멘트 · 단철근 직사각형 : $I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2$ · 복철근 직사각형 : $I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + 2nA_s'(x-d')^2 + nA_s(d-x)^2$

M_a : 최대 휨모멘트, M_{cr} : 균열모멘트 $\left(f_r \cdot \frac{I_y}{y_t} = f_r \cdot Z\right)$

단면2차모멘트의 크기 : $I_y > I_e > I_{cr}$

문 제

우리나라 콘크리트구조기준에서 처짐의 검사는 다음 어느 하중에 의하도록 되어 있는가?

- ① 계수하중(factored load) ② 설계하중(design load)
- ③ 사용하중(service load) ④ 상재하중(surcharge)

해설 처짐, 균열, 진동 등의 사용성은 사용하중으로 검사한다.

답 ③



한번 더 보기

균열이 생기지 않은 경우 즉 전단면이 유효한 경우에 적용하는 총단면2차모멘트 I_y 는 철근의 단면적 또는 PS 강재의 단면적을 무시한 단면2차모멘트로 역학과 같은 값을 갖는다.

사각형단면 : $I_y = \frac{bh^3}{12}$, 원형단면 : $I_y = \frac{\pi D^4}{64}$

section 15

장기처짐 = (탄성처짐) · λ_Δ

(중요도 ★☆☆)

5 장기처짐 = (탄성처짐) · λ_Δ

1 장기처짐 = (탄성처짐) · λ_Δ

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

여기서, ξ : 재하기간에 따른 계수

재하기간	3개월	6개월	12개월	5년 이상
ξ	1.0	1.2	1.4	2.0

ρ' : 압축철근비 $\left(\frac{A_s'}{b_w d}\right)$

단순보 및 연속보	칸틸레버보
중앙 단면의 ρ'	지지부 단면의 ρ'

문제 1

힘부재의 강도설계법에서 장기처짐 계수는 $\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$ 로 구한다. 이 식에 대한 설명 중 잘못된 것은?

- ① ρ'는 단순 및 연속 경간에서는 경간 중앙 단면의 압축철근비이다.
- ② ρ'는 칸틸레버보에서는 지지부 단면의 인장철근비이다.
- ③ ξ는 지속하중의 재하기간에 따라 달라지는 계수로서 12개월이면 1.4를 사용한다.
- ④ ξ에 2.0을 사용하는 지속하중의 재하기간이 5년 이상인 경우이다.

해설 ρ'는 압축 철근비 $\left(\frac{A_s'}{b_w d}\right)$ 이다.

답 ②

2 최종처짐(총처짐)

탄성처짐 + 장기처짐

문제 2

처짐에 관한 설명 중 틀린 것은?

- ① 철근콘크리트 부재의 처짐은 탄성처짐과 장기처짐으로 구분된다.
- ② 장기처짐은 주로 건조수축과 크리프에 의해 일어난다.
- ③ 압축철근은 장기처짐의 감소에 효과적이다.
- ④ 탄성처짐의 계산시 사용하는 I는 보의 해석에서 사용되는 I를 사용한다.

해설 탄성처짐의 계산시 사용하는 I는 균열의 발생여부에 따라 다른 I를 사용한다.
($I_g > I_e > I_{cr}$)

답 ④



한번 더 보기

처짐 계산시 문제조건상에 단철근보라는 조건이 있는 경우

압축철근비 $\rho' = 0$

장기처짐 계수 $\lambda_{\Delta} = \xi$

안전성, 사용성, 내구성, 수밀성, 미관이 중요한 구조는 균열에 대해 검토하나 최외단 인장철근의 중심간격 규정을 만족하면 균열에 대한 검토가 이루어진 것으로 본다.

- 최외단 인장철근의 중심 간격 : $s = 375 \left(\frac{\kappa_{cr}}{f_s} \right) - 2.5c_c$ 와 $s = 300 \left(\frac{\kappa_{cr}}{f_s} \right)$ 중 작은 값

여기서, κ_{cr} : 환경조건에 따른 계수(건조환경 280, 그 외는 210)

c_c : 인장철근 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소 두께

f_s : 사용하중 상태에서 최외단 인장철근의 응력

(단, 근사 계산시 $f_s = \frac{2}{3}f_y$ 를 사용)

1 균열폭

$$w_d = \kappa_{st} w_m = \kappa_{st} l_s (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \leq w_a$$

여기서, w_d : 설계균열폭 κ_{st} : 균열평가계수

w_m : 평균균열폭 l_s : 평균 균열간격

ϵ_{sm} : l_s 내의 평균 철근 변형률

ϵ_{cm} : l_s 내의 평균 콘크리트 변형률

2 허용균열폭

환경	건조 환경	습윤 환경	부식성 환경	고부식성 환경
w_a	0.006 C_c 와 0.4mm 중 큰 값	0.005 C_c 와 0.3mm 중 큰 값	0.004 C_c 와 0.3mm 중 큰 값	0.0035 C_c 와 0.3mm 중 큰 값

여기서, C_c : 콘크리트의 최소 피복 두께(mm)

3 균열에 대한 대책

- ① 이형철근을 사용한다.
- ② 배근간격을 작게 한다.
- ③ 피복두께를 작게 한다.
- ④ 지름이 작은 철근을 사용한다.
- ⑤ 저장도 철근을 사용한다.

문 제

처짐과 균열에 대한 다음 설명 중 틀린 것은?

- ① 크리프, 건조수축 등으로 인하여 시간의 경과와 더불어 진행되는 처짐이 탄성처짐이다.
- ② 처짐에 영향을 미치는 인자로는 하중, 온도, 습도, 재령, 함수량, 압축철근의 단면적 등이다.
- ③ 균열폭을 최소화하기 위해서는 적은 수의 굵은 철근보다는 많은 수의 가는 철근을 인장축에 잘 분포시켜야 한다.
- ④ 콘크리트 표면의 균열폭은 철근에 대한 콘크리트 피복두께에 비례한다.

해설 크리프, 건조수축 등으로 인하여 시간의 경과와 더불어 진행되는 처짐은 장기처짐이다.

답 ①



한번 더 보기

- 균열을 검토하지 않아도 되는 경우
최외단 인장철근의 중심간격 규정을 만족하면 균열을 검토하지 않아도 된다.

section **17** 피로

(중요도)
★☆☆

17 피로

1 기둥은 피로에 대해 검토하지 않아도 좋다.

다만, 휨모멘트나 축인장력의 영향이 특히 큰 경우에는 보에 준하여 검토하여야 한다.

2 피로에 대해 검토하지 않아도 되는 철근의 응력범위 : (130~150)MPa

철근의 종류	충격을 포함한 사용 활하중에 의한 철근의 최대응력과 최소응력의 차(MPa)
SD 300	130
SD 350	140
SD 400 이상	150

문제 1

피로에 대해 기술한 것 중 잘못된 것은?

- ① 보 및 슬래브의 피로에 대하여는 휨 및 전단에 대하여 검토하는 것이 일반적이다.
- ② 기둥의 피로에 대해서도 검토하는 것이 원칙이다.
- ③ 피로의 검토가 필요한 구조부재에서는 높은 응력을 받는 부분의 철근은 구부리지 않는다.
- ④ 충격을 포함한 사용 활하중에 의한 철근의 응력 범위는 130MPa에서 150MPa 사이에 들면 피로에 대해 검토할 필요가 없다.

해설 기둥은 피로에 대해 반드시 검토하지 않아도 좋다.

답 ②

문제 2

피로에 대한 안정성 검토는 철근의 응력범위의 값으로 평가하게 되는데 이때 철근의 응력범위에 대한 설명으로 옳은 것은?

- ① 충격을 포함한 사용 활하중에 의한 철근의 최대 응력 값
- ② 충격을 포함한 사용 활하중에 의한 철근의 최대 응력에서 충격을 포함한 사용 활하중에 의한 철근의 최소응력을 뺀 값
- ③ 계수하중에 의한 철근의 최대응력
- ④ 충격을 포함한 사용 활하중에 의한 철근의 최대응력에서 고정하중에 의한 철근의 응력을 뺀 값

해설 피로에 대해 안정성을 검토할 경우 충격을 포함한 사용 활하중에 의한 최대응력에서 최소응력을 뺀 값이 허용범위 내에 들면 피로에 대하여 검토할 필요가 없다.

답 ②



한번 더 보기

피로에 대해 검토하지 않아도 되는 구조물 : 기둥

3 전단철근이 없는 RC보의 전단균열

전단균열의 종류	복부전단균열	힘전단균열
단면력의 크기	휨모멘트는 작고, 전단력이 큰 경우	휨모멘트와 전단력이 모두 큰 경우
균열 방향	중립축에서 45° 방향	중립축에서 45° 방향
발생 구조물	복부가 있는 PSC보	RC보
임계강도(V_{cr})	$0.29\lambda\sqrt{f_{ck}}b_wd$	$0.16\lambda\sqrt{f_{ck}}b_wd$

4 전단철근(사인장철근, 복부철근)

- ① 주축에 수직배치되는 수직스터럽 및 용접철망
- ② 주철근에 45° 이상의 경사로 배치되는 경사스터럽
- ③ 주철근을 30° 이상의 경사로 구부린 굽힘철근
- ④ 스테럽과 굽힘철근의 병용 : 지점부근
 - 보 중앙부 : 스트럽만 사용
 - 스테럽끼리의 병용은 불가능
- ⑤ 띠철근 및 후프철근, 나선철근

5 스테럽의 형태에 따른 분류

- ① U형 스테럽 ② 복U형(W형, 다중U형) 스테럽 ③ 폐합스터럽
- 부(-)의 휨을 받거나, 압축철근이 있거나, 비틀림을 받는 경우 폐합스터럽을 사용한다.

문 제

다음 설명 중 옳지 않은 것은?

- ① 단순지지된 단철근 철근 콘크리트보(철근은 하측에 있음)의 콘크리트가 균일하게 수축하면, 보의 하측으로 수축처짐이 발생한다.
- ② 균일단면의 철근콘크리트 단순보에 있어서 외력에 의한 휨모멘트의 크기가 일정한 구간에서는 전단력에 의한 부착응력은 계산상으로는 생기지 않는다.
- ③ 철근콘크리트보의 설계에서 휨모멘트에 의한 콘크리트의 인장응력, 전단력에 의한 사인장응력을 무시한다.
- ④ 철근콘크리트 기둥은 기둥의 높이와 단부조건의 영향을 크게 받는다.

해설 보의 설계에서 인장응력은 무시하나 전단설계를 위해 사인장 응력은 고려하여야 한다.

답 ③



한번 더 보기

• 전단철근의 개요

전단응력이 콘크리트의 사인장강도를 초과하면 전단균열(사인장 균열)이 생기게 되는데 이를 방지할 목적으로 사용하는 철근을 전단철근이라 한다.

section 19 설계개념 : 안전성 확보가 가장 중요 (중요도 ★★★)

$$V_u \leq \phi V_n \quad (V_n = V_c + V_s)$$

- 여기서, V_u : 계수전단강도
- ϕ : 강도감소계수(0.75)
- V_n : 공칭전단강도($V_n = V_c + V_s$)
- V_c : 콘크리트가 부담하는 전단강도
- V_s : 전단철근이 부담하는 전단강도

1 계수전단력(V_u)

위험단면에서의 전단력으로 지점에서 유효높이 d 만큼 떨어진 곳의 전단력이다.

	$V_u = \frac{w_u l}{2} - w_u d$ $(w_u = 1.2w_d + 1.6w_l \geq 1.4w_d)$
	$V_u = w_u l - w_u d$ $(w_u = 1.2w_d + 1.6w_l \geq 1.4w_d)$

2 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$V_c = \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d \text{ (N)}$$

3 전단철근이 받을 수 있는 전단강도

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \leq 0.2(1 - f_{ck}/250) f_{ck} b_w d$$

만약) $V_s > 0.2(1 - f_{ck}/250) f_{ck} b_w d \rightarrow$ 콘크리트 단면($b_w d$)을 증가

문 제

철근콘크리트보에서 콘크리트만으로 지지할 수 있는 공칭전단강도는?

- ① $\frac{1}{6} \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d$
- ② $\frac{1}{4} \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d$
- ③ $\frac{1}{3} \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d$
- ④ $\frac{2}{3} \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d$

해설 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$V_c = \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d$$

답 ①



한번 더 보기

전단설계의 개요

전단은 콘크리트가 1차적으로 저항을 하므로 콘크리트만으로 전단에 부족한 경우는 전단철근을 사용한다.

$$V_c = \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d \text{ (N)}$$

section **20**

전단보강 여부 판정

(중요도 ★★★)

20 전단보강 여부판정

강도의 범위	전단 보강 여부
$V_u \leq \frac{1}{2}\phi V_c$	실제로 전단보강이 불필요
$\frac{1}{2}\phi V_c < V_u \leq \phi V_c$	최소한의 전단보강 $A_{vmin} = 0.0625 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$
$V_u \leq \phi V_c$	이론상 전단보강이 불필요
$V_u > \phi V_c$	전단 보강을 실시

※ 최소전단보강을 하지 않아도 되는 경우

- ① 슬래브와 확대기초
- ② 콘크리트 장선구조
- ③ 총높이가 250mm 이하인 보
- ④ I형보, T형보의 총높이가 $2.5t_f$ 와 $b_w/2$ 중 큰 값 이하인 보
- ⑤ 교대 벽체 및 날개벽, 옹벽의 벽체, 암거

문 제 1

전단에 대한 설명 중 잘못된 것은?

- ① 휨모멘트가 작게 생기는 단면에서 전단강도를 $0.29\lambda\sqrt{f_{ck}}b_w d$ 까지 볼 수 있다.
- ② 설계 전단강도 ϕV_c 가 계수 전단강도 V_u 이상이면 전단보강은 필요하지 않다.
- ③ 전단철근으로 부담하는 전단강도 V_s 가 $0.2(1 - f_{ck}/250)f_{ck}b_w d$ 이상이면 복부 콘크리트의 압축과파괴가 일어난다.
- ④ 전단철근, 복부철근, 사인장 철근은 전단보강이라는 면에서 같은 의미를 나타낸다.

해설 전단보강이 필요 없는 경우 : $V_u \leq \frac{1}{2}\phi V_c$

답 ②

문 제 2

철근콘크리트보에서 전단철근의 설계에 대한 설명 중 틀린 것은?

- ① 계수 전단강도 V_u 가 ϕV_c 보다 작으면 전단보강이 필요 없다.
- ② 전단철근의 f_{yt} 는 항상 500MPa 이하라야 한다.
- ③ 수직스터립의 간격은 $d/2$ 이하, 600mm 이하라야 한다.
- ④ 전단철근이 받아야 할 전단강도 V_s 는 $0.2(1 - f_{ck}/250)f_{ck}b_w d$ 이하라야 한다.

해설 $V_u \leq \phi V_c \rightarrow$ 이론상 전단보강이 불필요하다.

$\therefore \frac{1}{2}\phi V_c < V_u \leq \phi V_c \rightarrow$ 최소한의 전단보강을 실시한다.

답 ①



한번 더 보기

전단보강을 하지 않는 경우 필요한 콘크리트의 단면적($b_w d$)

$$V_u \leq \phi V_c = \frac{1}{2}\phi \left(\frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_{ck}}b_w d \right) \quad \therefore b_w d = \frac{12V_u}{\phi\lambda\sqrt{f_{ck}}}$$

1 전단철근량(A_v)과 전단철근간격(s)

전단철근	전단철근량(A_v)	전단철근의 간격(s)
수직 스티럽	$A_v = \frac{V_s s}{f_{yt} d}$	$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s}$
경사스티럽, 여러 곳에서 굽힌 굽힘철근	$A_v = \frac{V_s s}{f_{yt} d(\sin\alpha + \cos\alpha)}$	$s = \frac{A_v f_{yt} d(\sin\alpha + \cos\alpha)}{V_s}$
한 곳에 굽힌 굽힘철근	$A_v = \frac{V_s}{f_{yt} \sin\alpha}$	없음

2 전단철근의 간격 제한

구 분		$V_s \leq \left(\frac{\lambda \sqrt{f_{ck}}}{3}\right) b_w d$	$\left(\frac{\lambda \sqrt{f_{ck}}}{3}\right) b_w d < V_s \leq 0.2 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{ck} b_w d$
수직 스티럽	RC	$\frac{d}{2}$ 이하, 600mm 이하	간격을 $\frac{1}{2}$ 로 감소
	PSC	0.75h 이하, 600mm 이하	
경사 스티럽 및 굽힘 철근		$\frac{3}{4}d$ 이하	

3 전단철근의 간격 계산 방법

① 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) 계산

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

② $\left(\frac{\lambda \sqrt{f_{ck}}}{3}\right) b_w d$ 와 비교

전단철근의 강도	$V_s \leq \left(\frac{\lambda \sqrt{f_{ck}}}{3}\right) b_w d$	$V_s > \left(\frac{\lambda \sqrt{f_{ck}}}{3}\right) b_w d$
수직스티럽	$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s}$ 이하, 600mm 이하	$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s}$ 이하, 300mm 이하
경사스티럽	$s = \frac{A_v f_{yt} d(\sin\alpha + \cos\alpha)}{V_s}$ 이하	$s = \frac{A_v f_{yt} d(\sin\alpha + \cos\alpha)}{V_s}$ 이하

문 제

다음 전단철근에 관한 설명 중 옳지 않은 것은?

- ① 부재축에 직각인 스티럽(stirrup)이라 한다.
- ② 전단철근의 항복강도는 400MPa를 초과할 수 없다.
- ③ 전단철근의 부재축에 직각으로 설치되는 스티럽의 간격은 0.5d 이하, 600mm 이하라야 한다.
- ④ 최소 전단철근은 $A_v = 0.0625 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$ 의 단면적을 두어야 하며, 이 값은 $0.35 \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$ 보다 작지 않아야 한다.

해설 전단철근의 설계기준항복강도(f_{yt})는 500MPa를 초과할 수 없다.

답 ②

section 22

전단마찰과 깊은 보의 전단설계

(중요도 ★☆☆)

22 전단마찰과 깊은 보의 전단설계

1 전단마찰

전단력의 작용방향으로 균열발생

① 전단마찰이 고려되는 경우

- ㉠ 균열이 발생하거나 발생할 가능성이 있는 면
- ㉡ 서로 다른 재료사이의 접촉면
- ㉢ 서로 다른 시기에 친 두 콘크리트 사이의 접촉면

② 전단강도(V_n)의 제한

- ㉠ 일체로 친 콘크리트나 표면을 거칠게 만든 굳은 콘크리트에 새로 친 보통콘크리트는 $0.2f_{ck}A_{cv}$ ($3.3+0.08f_{ck}$) A_{cv} , $11A_c$ 중 작은 값 이하
- ㉡ 그 밖의 경우는 $0.2f_{ck}A_c$ 와 $5.5A_c$ 중 작은 값 이하

2 깊은보

① 정의

l_n/h 이 4보다 작거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 그 사이에 압축대가 형성될 수 있는 보

② 해석방법

비선형 해석 또는 스트럿-타이 모델 해석

③ 공칭 강도(V_n)

$$V_n \leq \left(\frac{5\lambda\sqrt{f_{ck}}}{6} \right) b_w d$$

④ 최소전단철근량과 전단철근의 간격

구 분	수직 전단철근	수평 전단철근
철근량	$0.0025 b_w \cdot s$ 이상	$0.0015 b_w \cdot s$ 이상
간 격	$\frac{d}{5}$ 이하, 300mm 이하	$\frac{d}{5}$ 이하, 300mm 이하

※ 수직방향의 전단철근이 더 유리하므로 수직방향으로 더 많은 전단철근이 배치된다.

문 제

철근콘크리트의 시공 이음은 어느 위치에 하는 것이 가장 좋은가?

- ① 받침부
- ② 전단력이 작은 위치
- ③ 받침부로부터 경간의 1/3되는 받침부
- ④ 받침부로부터 경간의 1/4되는 받침부

해설 시공이음이 있는 위치에서는 전단마찰이 우려되므로 전단력이 작은 위치에 두어야 한다.

답 ②

section 24 철근 상세

(중요도 ★☆☆)

24 철근 상세

1 철근의 간격

주철근의 순간격		축방향 철근의 순간격
수평 순간격	연직 순간격	
① 25mm 이상	① 25mm 이상	① 40mm 이상
② $\frac{4}{3}G_{max}$ 이상	② 동일 연직면내에 위치 해야 한다.	② $\frac{4}{3}G_{max}$ 이상
③ d_b 이상		③ $1.5d_b$ 이상

여기서, G_{max} : 굵은 골재의 최대치수, d_b : 철근의 공칭 지름

2 철근의 최소피복두께

① 피복두께를 두는 이유

- ㉠ 부착강도 증진 ㉡ 내화성 증진
- ㉢ 부식방지 ㉣ 내구성 증진

- 수중 콘크리트 : 100mm
- 콘크리트를 친 후 영구히 흠에 묻혀있는 콘크리트 : 75mm
- 보, 기둥 : 40mm
- (단, $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$ 이면 10mm 감소)

3 다발철근

D35이하의 이형 철근을 대상으로 4다발 이하로 하며, 스티럽이나 띠철근으로 둘러싸야 하고 휨부재의 경간 내에서 끝나는 경우 다발철근 내의 개개철근은 $40d_b$ 이상 서로 엇갈리게 끝나야 한다.

4 표준 갈고리

갈고리는 압축구역에서는 효과가 없으므로 인장구역에만 사용한다. 따라서 인장을 받는 원형철근은 갈고리를 두는 것이 좋다.

- ① 주철근용 표준갈고리 : 180°, 90° 표준갈고리 사용
- ② 스티럽 및 띠철근용 표준갈고리 : 90°, 135° 표준갈고리 사용

문 제

정철근 또는 부철근을 2단 이상으로 배치할 경우에 그 연직 순간격의 최소 값은?

- ① 25mm ② 40mm
- ③ 직경의 1.5배 ④ 골재의 최대치수

해설 주철근(경·부철근)의 연직 순간격은 25mm 이상이며, 동일 연직면내에 있어야 한다.

답 ①



한번 더 보기

개별철근, 다발철근, 긴장재, 덕트의 순간격은 골재의 걸림을 방지하기 위해 $\frac{4}{3}G_{max}$ 이상 이라야 한다.

$$(\text{순간격}) \geq \frac{4}{3}G_{max}$$

section **26**

철근의 정착길이

(중요도 ★★★)

26 철근의 정착길이

(정착길이) = (기본정착길이) × (모든 보정계수)

1 기본정착길이

인장이형철근	압축이형철근	갈고리를 갖는 인장이형철근
$l_{db} = \frac{0.6d_b f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}}$	$l_{db} = \frac{0.25d_b f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}} \geq 0.043d_b f_y$	$l_{dh} = \frac{0.24\beta d_b f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}}$

여기서, λ : 경량콘크리트계수,
(단, $\sqrt{f_{ck}} \leq 8.4\text{MPa}$)

2 보정계수

인장이형철근	갈고리를 갖는 인장이형철근
① 상부철근 : 1.3 ② 피복두께 $3d_b$ 미만 또는 순간격이 $6d_b$ 미만인 에폭시 도막 또는 아연-에폭시 2중 도막철근 : 1.5 (기타 에폭시 도막 혹은 아연-에폭시 2중 도막철근 : 1.2) · 미도막 철근과 아연도금 철근 : 1.0 ③ 경량콘크리트 : 경량콘크리트계수로 통합	① 도막계수(β) 에폭시 도막 혹은 아연-에폭시 3중 도막 철근 : 1.2 · 미도막 철근과 아연도금 철근 : 1.0 ② 경량콘크리트계수(λ) 인장이형철근과 동일

※ 압축이형철근의 보정계수는 0.75 하나뿐이다.

※ 공통으로 적용되는 보정계수 : 소요량보다 많은 철근을 배치한 경우

$$\text{보정계수} = \left(\frac{\text{소요 } A_s}{\text{배근 } A_s} \right) < 1.0$$

3 정착길이의 제한

인장이형철근	압축이형철근	갈고리를 갖는 인장이형철근
300mm 이상	200mm 이상	150mm 이상, $8d_b$ 이상

4 다발철근의 정착길이와 겹침이음길의 증가

- ① 3다발철근 : 20% 증가
- ② 4다발철근 : 33% 증가



한번 더 보기

인장, 압축, 표준갈고리를 갖는 철근에 공통적으로 적용되는 보정계수는 필요한 철근보다 더 많이 배치되는 경우로 항상 1보다 작은 값을 갖는다.

$$\text{보정계수} = \left(\frac{\text{소요 } A_s}{\text{배근 } A_s} \right) < 1.0$$

1 정의

- ① 기둥 : 높이가 단면최소치수의 3배 이상인 압축부재
- ② 주각 : 높이가 단면최소치수의 3배 미만인 압축부재

2 기둥의 구조세목

구 분	띠철근 기둥	나선철근 기둥
단면	주로 사각형 단면에 사용	주로 원형단면에 사용
축방향 철근 (축철근)	최소개수	4개 이상
	지름	16mm 이상
	철근비 $\left(\frac{A_{st}}{A_g}\right)$	(1~8%) $\begin{cases} A_{st, min} = 0.01A_g \\ A_{st, max} = 0.08A_g \end{cases}$ 단, 겹침이음부는 (1~4)%
	간격	40mm 이상, $\frac{4}{3}G_{max}$ 이상, $1.5d_b$ 이상
보조철근 (띠철근과 나선철근)	지름	① D32 이하의 축철근 : D10 이상의 띠철근 사용 ② D35 이상의 축철근 : D13 이상의 띠철근 사용
	간격	•축철근 지름의 16배 이하 •띠철근 지름의 48배 이하 •단면최소치수 이하
기타사항	콘크리트의 강도	$f_{ck} \geq 21\text{MPa}$
	나선철근비(ρ_s)	$\frac{\text{나선철근의 전체적 심부 체적}}{A_{ch}} \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f_{ck}}{f_{yt}}$
	나선철근의 겹침이음길이 (f_{yt} 가 400MPa 이하일 때만 가능)	이형철근, 표준갈고리가 있는 미도막 원형철근 : $48d_b$ 이상, 300mm 이상 원형철근, 에폭시 도막 이형철근, 표준갈고리가 있는 에폭시 도막 이형철근 : $72d_b$ 이상, 300mm 이상
	나선철근의 항복강도	$f_{yt} \leq 700\text{MPa}$
	나선철근의 정착길이	1.5회전 더 연장

※ 띠철근과 나선철근을 사용하는 이유 : 축철근의 위치를 확보하고 좌굴을 방지

문 제

철근콘크리트의 기둥에 관한 구조세목으로 틀린 것은?

- ① 압축부재의 축방향 주철근 단면적은 전체 단면적의 1%~8%로 해야 한다.
- ② 축방향 부재의 주철근의 최소개수는 원형 나선철근으로 둘러싸인 철근의 경우는 6개로 해야 한다.
- ③ 나선철근기둥의 설계기준압축강도는 21MPa 이상으로 해야 한다.
- ④ 띠철근 압축부재에 배치되는 축방향철근의 지름은 D35 이상이어야 한다.

해설 압축부재의 축방향철근 지름은 16mm 이상으로 하여야 한다.

답 ④



한번 더 보기

롱다리 압축부재 ($h \geq 3t$)는 기둥이라 하고, 숏다리 압축부재 ($h < 3t$)는 주각(받침대)이라 한다.

section 31 기둥의 해석

(중요도)
★★★★

31 기둥의 해석

1 중심축하중을 받는 단주

최소편심(나선철근 : 0.05t, 띠철근 : 0.10t)에 의한 강도감소를 고려한다.

1) 띠철근 기둥($\phi=0.65$)

$$P_u = 0.80\phi P_n = 0.80\phi \{0.85f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\}$$

2) 나선철근 기둥($\phi=0.70$)

$$P_u = 0.85\phi P_n = 0.85\phi \{0.85f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\}$$

2 기둥의 평형(균형)상태

콘크리트의 변형률이 극한변형률 ϵ_{cu} 에 도달함과 동시에 모든 철근의 응력이 f_y 에 도달하는 상태를 균형상태라 한다.

3 기둥의 파괴형태

압축파괴	균형파괴	인장파괴
$e < e_b, P_u > P_b$	$e = e_b, P_u = P_b$	$e > e_b, P_u < P_b$

여기서, e_b : 균형 편심, P_u : 계수축하중, P_b : 균형 축하중

4 축하중과 휨을 동시에 받는 기둥

$$P_n = C_c + C_s - T = \eta(0.85f_{ck})ab + A_s' f_s' - A_s f_s$$

$$\therefore P_u = \phi P_n = \phi \{ \eta(0.85f_{ck})ab + A_s' f_s' - A_s f_s \}$$

5 장주의 해석

오일러 이론공식 적용

$$\text{좌굴하중 } P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

단부조건	양단고정	일단고정 타단힌지	일단고정 타단자유	양단힌지
고정계수(n)	4	2	$\frac{1}{4}$	1
좌굴계수(k)	0.5	0.7	2	1



한번 더 보기

강도설계법에서 균형상태란 콘크리트가 ϵ_{cu} , 철근이 ϵ_y 에 동시 도달하는 상태이다.

$$\therefore \left(\begin{matrix} \epsilon_c = \epsilon_{cu} \\ \epsilon_s = \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \end{matrix} \right) \text{에 동시 도달하는 상태}$$

section **38** PSC의 주재료

(중요도 ★★★)

38 PSC의 주재료

1 콘크리트

압축강도가 크고, 건조수축과 크리프가 작아야 한다.

구 분	설계기준강도(f_{ck})	프리스트레스도입시 응력(f_{ci})
프리텐션	35MPa 이상	30MPa 이상
포스트텐션	30MPa 이상	<ul style="list-style-type: none"> 한 개의 강재 : 17MPa 이상 여러 개의 강재 : 28MPa 이상

2 PS강재

① PS강재에 요구되는 성질

㉠ 강도가 크고, 릴렉сей션이 작아야 한다.

강 재	인장강도	릴렉세이션(r)
PS 강선(wire)	中	크다(r=5%)
PS 강연선(strand)	大	
PS 강봉(steel)	小	작다(r=3%)

- ㉡ 항복비가 크고, 적당한 인성과 연성이 있어야 한다.
- ㉢ 응력부식에 대한 저항성이 커야 한다.
- ㉣ PS강재가 곧게 펴지는 신직성(직진성)이 좋아야 한다.
- ㉤ 연성이 크고, 취성이 작아야 한다.

② PS강재의 탄성계수(=철근의 탄성계수)

$$E_{ps} = E_s = 200,000\text{MPa}$$

③ 탄성계수비

$$n = \frac{E_{ps}}{E_c} = \frac{23.5}{\sqrt[3]{f_{cm}}} \quad (\text{단, } f_{cm} = f_{ck} + \Delta f)$$

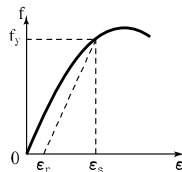
④ PS강재의 항복강도 결정 방법

off-set방법 이용 : 0.2%의 영구변형이 생기는 점이 f_y 이다.

문 제

일반적으로 PSC에 사용되는 긴장강재의 항복점은 뚜렷하지가 않다. 다음 그림은 인장 시험에 의해 PS강재의 항복강도를 구하는 방법이다. 그림에서 일반적인 항복강도 결정시의 변형률 ϵ_r 의 값은?

- ① 0.2%
- ② 0.3%
- ③ 0.02%
- ④ 0.03%



해설 오프-셋(off-set) 방법에 의하면 0.2%의 영구변형(잔류변형)이 생기는 점을 항복점으로 한다.

답 ①

section **40** PSC의 기본개념

(중요도 ★★★)

40 PSC의 기본개념

1 제1개념(응력개념, 균등질보의 개념) → 압축 ⊕, 인장 ⊖

PSC를 단성체로 보고 Hooke의 법칙을 적용시켜 해석한다는 개념이다.

(1) PS강재가 도심배치

$$\text{일반식} : f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I}y$$

$$\therefore f_{\text{상면}} = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

(2) PS강재가 편심배치

$$\text{일반식} : f = \frac{P}{A} \mp \frac{P_e}{I}y \pm \frac{M}{I}y$$

$$\therefore f_{\text{상면}} = \frac{P}{A} \mp \frac{P_e}{Z} \pm \frac{M}{Z}$$

※ 완전 프리스트레싱이 되기 위한 조건

$$f_{\text{하면}} \geq 0$$

2 제2개념(강도개념, 내력 모멘트 개념)

PSC를 RC와 같이 콘크리트가 압축, PS강재가 인장을 받는다고 보고 내력모멘트가 외력모멘트에 저항한다는 개념이다.

3 제3개념(하중 평형 개념, 등가하중 개념)

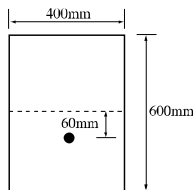
프리스트레싱에 의한 작용력이 평형을 이룬다는 개념이다.

PS 강재가 곡선 배치된 경우	PS 강재가 절곡 배치된 경우
등분포 상향력 $u = \frac{8Ps}{l^2}$	집중상향력 $U = \sum Ps \sin \theta$

문 제

그림과 같은 PSC보에 자중을 포함한 등분포하중이 15kN/m으로 작용한다면, 지간 중앙단면의 하연 응력은 얼마인가? (단, 지간은 10m, 긴장력 P=1200kN이다.)

- ① 9.82 MPa
- ② 5.81 MPa
- ③ 3.84 MPa
- ④ 0.19 MPa



해설

$$f_{\text{하면}} = \frac{P}{A} - \frac{M}{I}y + \frac{P \cdot e}{I}y$$

$$= \frac{1200 \times 10^3}{400 \times 600} - \frac{18.75 \times 10^7}{72 \times 10^8} \times \frac{600}{2} + \frac{(1200 \times 10^3) \times 60}{72 \times 10^8} \times \frac{600}{2}$$

$$= 0.1875 \text{N/mm}^2 \approx 0.19 \text{MPa}$$

$$\left(\begin{array}{l} M = \frac{wl^2}{8} = \frac{15 \times 10,000^2}{8} = 18.75 \times 10^7 \text{N} \cdot \text{mm} \\ I = \frac{bh^3}{12} = \frac{400 \times 600^3}{12} = 72 \times 10^8 \text{mm}^4 \end{array} \right)$$

답 ④

section **44** 허용응력

(중요도)
★☆☆

44 허용응력

콘 크 리 트	손실전	허용 휨 압축응력	$f_{ca} = 0.60f_{ci}$	
		단순지지부재 단부의 허용인장응력	$f_{ca} = 0.70f_{ci}$	
		허용 휨 인장응력	$f_{ca} = 0.25\sqrt{f_{ci}}$	
		단순지지부재 단부의 허용인장응력	$f_{ca} = 0.50\sqrt{f_{ci}}$	
손실후	허용 휨 압축응력	유효프리스트레스+지속하중	$f_{ca} = 0.45f_{ck}$	
		유효프리스트레스+전체하중	$f_{ca} = 0.60f_{ck}$	
강 재	도입직후	긴장시	$0.80f_{pu}$ 와 $0.94f_{py}$ 중 작은 값	
			$0.74f_{pu}$ 와 $0.82f_{py}$ 중 작은 값 단, 정착구와 커플러 위치는 $0.70f_{pu}$ 이하	

47 용접 이음

section **47** 용접 이음

(중요도) ★★★

1 용접부 단면(Σal)

① 목두께(a) : 용접부의 유효두께

홈 용 접	필 렛 용 접
$a = t$ (t : 모재두께)	$a = \frac{s}{\sqrt{2}} \approx 0.7s$ (s : 용접치수)

② 유효길이(l_e) : 이론상의 목두께를 가지는 길이

홈 용 접	필 렛 용 접
투영길이	용접길이의 양끝에서 목두께(모살치수)를 공제한 길이의 합

2 용접치수(s) : 등치수가 원칙

$$t_1 < s \leq \sqrt{2}t_2$$

(t_1 : 얇은 쪽 모재두께, t_2 : 두꺼운 쪽 모재 두께) ~ **2** 는 전체 삭제

2 용접부 응력

수직응력(f)	전단응력(v)	휨응력(f)
$f = \frac{P}{\Sigma al}$	$v = \frac{V}{\Sigma al}$	· 일반식 : $f = \frac{12M}{\Sigma al^3} y$ · 최대응력식 : $f_{\max} = \frac{6M}{\Sigma al^2}$

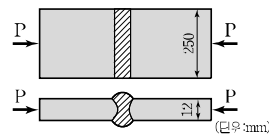
3 용접부 강도

$$(\text{허용응력}) \times (\text{단면적}) = (\text{허용응력}) \times (\text{목두께}) \times (\text{유효길이})$$

문 제

아래와 같은 맞대기 이음부에 생기는 응력의 크기는? (단, $P = 360,000\text{N}$, 강판두께 12mm)

- ① 압축응력 $f_c = 14.4\text{MPa}$
- ② 인장응력 $f_t = 3,000\text{MPa}$
- ③ 전단응력 $v = 150\text{MPa}$
- ④ 압축응력 $f_c = 120\text{MPa}$



해설 압축력이 작용하므로

$$f_c = \frac{P}{\Sigma a l_e} = \frac{360,000}{12 \times 250} = 120\text{MPa} (\text{압축응력})$$

답 ④



한번 더 보기

용접부의 단면은 목두께(a)를 폭으로 하고, 유효길이(l)를 높이로 하는 구형단면으로 취급한다.

$$\therefore (\text{용접부 단면}) = (\text{목두께}) \times (\text{유효길이})$$