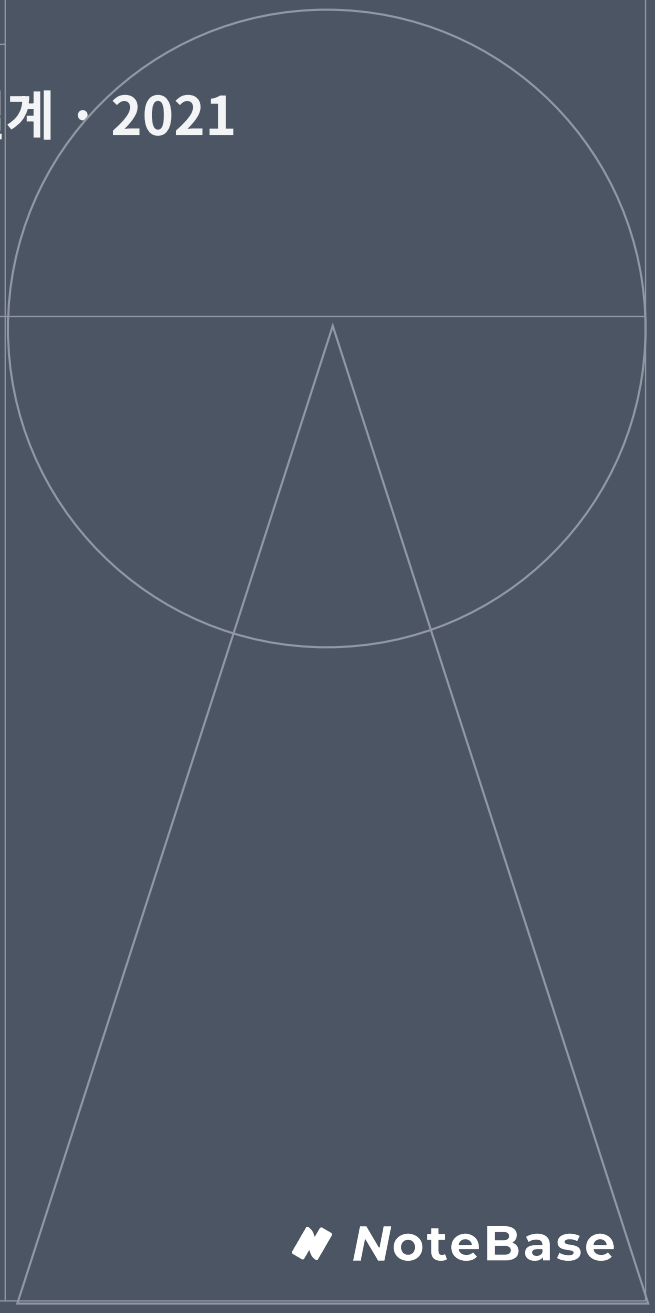
기출OX 해설집

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2021



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2021

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2021

문 1. 철근콘크리트 구조와 비교할 때 프리스트레스트 콘크리트 구조의 장점으로 옳지 않은 것은?

① 내구성 및 수밀성이 좋다.

② 내화성이 우수하고 날씬한 구조가 가능하다.

③ 긴장재를 절곡해서 배치할 경우, 단면의 전단력이 감소된다.

④ 탄성적이고 복원성이 우수하다.

정답 2번

간단한 해설

②의 '내화성이 우수하다'가 잘못된 설명이다. 프리스트레스트 콘크리트는 날씬한 구조를 만들 수 있지만, 긴장재가 고온에서 강도와 긴장력을 잃기 쉬워 **철근콘크리트보다 내화성이 우수하다고 볼 수 없다**.

선지별 해설

① O: 프리스트레스트 콘크리트는 긴장재로 콘크리트에 미리 압축력을 도입하여, 하중으로 생기는 인장응력을 줄이는 구조이다. 이로써 **인장균열의 발생과 폭을 억제**하므로 물과 유해물질의 침투가 줄어 수밀성과 내구성이 좋아진다.

② X: 고강도 콘크리트와 고강도 긴장재를 효율적으로 이용하므로 부재 단면을 줄여 날씬한 구조를 만들 수 있다. 그러나 긴장재는 일반 철근보다 고온에서 강도 저하의 영향을 크게 받고, 긴장력도 감소하여 미리 도입한 압축력이 줄어든다. 따라서 '날씬한 구조가 가능하다'는 맞지만, **'내화성이 우수하다'는 장점으로 볼 수 없다**. 화재에 대비하려면 긴장재를 보호할 충분한 콘크리트 피복 등 내화 설계가 필요하다.

③ O: 긴장재를 지점 부근에서는 높게, 경간 중앙에서는 낮게 절곡하여 배치하면 긴장력에 수직 성분이 생긴다. 이 성분이 **하중에 의한 전단력과 반대 방향**으로 작용하여 콘크리트 단면이 부담하는 전단력을 줄인다.

④ O: 미리 도입한 압축력으로 균열 발생을 억제하므로 사용하중 범위에서 탄성적인 거동을 유지하기 쉽다. 하중을 제거하면 긴장재의 작용으로 변형과 균열이 회복되는 성질이 있어 **복원성이 우수**하다. 이는 재료의 항복이나 파괴가 일어난 뒤에도 원상태로 돌아온다는 뜻은 아니다.

NoteBase

문 2. 철근콘크리트 보의 휨파괴 유형에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 연성파괴는 과소철근보로 설계되어 인장철근이 먼저 항복하여 파괴되는 유형이다.

② 취성파괴는 과다철근보로 설계되어 압축연단 콘크리트의 변형률이 극한변형률에 먼저 도달하여 파괴되는 유형이다.

③ 균형파괴는 인장철근이 항복함과 동시에 콘크리트가 압축 파괴되는 유형이다.

④ 취성파괴는 철근콘크리트 보의 바람직한 파괴 유형이다.

정답 4번

간단한 해설

취성파괴는 인장철근이 항복하기 전에 콘크리트가 압축 파괴되어 급격히 내력을 잃으므로 바람직하지 않다. 철근콘크리트 보는 인장철근이 먼저 항복하고 충분한 변형을 보이는 **연성파괴**가 일어나도록 설계한다.

선지별 해설

① O: 과소철근보는 인장철근량이 균형철근량보다 적은 보이다. 하중이 증가하면 콘크리트가 압축 극한변형률에 도달하기 전에 **인장철근이 먼저 항복**한다. 항복 후에도 변형이 증가하다가 최종적으로 콘크리트가 압축 파괴되므로 연성적인 휨파괴가 나타난다.

② O: 과다철근보는 인장철근량이 균형철근량보다 많은 보이다. 인장철근이 항복하기 전에 **압축연단 콘크리트가 극한변형률에 먼저 도달**하여 압축 파괴된다. 철근의 항복에 따른 충분한 변형을 거치지 못하고 급격히 파괴되므로 취성파괴에 해당한다.

③ O: 균형파괴는 **인장철근의 항복과 콘크리트의 압축 파괴가 동시에** 일어나는 상태이다. 즉, 인장철근의 변형률이 항복변형률에 도달할 때 압축연단 콘크리트의 변형률도 극한변형률에 도달한다. 이때의 철근량이 과소철근보와 과다철근보를 나누는 기준이 된다.

④ X: 취성파괴는 큰 변형에 의한 사전 경고가 충분하지 않은 상태에서 내력이 급격히 저하되므로 바람직한 파괴 유형이 아니다. 철근콘크리트 보는 **인장철근이 먼저 항복하는 연성파괴**를 유도하도록 설계한다. 연성파괴에서는 철근 항복 후 처짐과 변형이 충분히 증가하여 파괴에 앞서 이상 징후를 파악하기 쉽다.

NoteBase

문 3. 프리텐션 방식의 PSC보에서 발생되는 손실의 요인으로 옳지 않은 것은?

① 콘크리트의 탄성수축

② 콘크리트의 크리프

③ 콘크리트의 건조수축

④ 긴장재와 덕트 사이의 마찰

정답 4번

간단한 해설

긴장재와 덕트 사이의 마찰손실은 덕트에 넣은 긴장재를 당기는 **포스트텐션 방식**에서 발생한다. 프리텐션 방식은 긴장재를 먼저 긴장한 뒤 콘크리트를 타설하므로 이러한 덕트 마찰손실이 발생하지 않는다.

선지별 해설

① O: 콘크리트의 탄성수축은 프리스트레스를 도입할 때 콘크리트가 압축력을 받아 즉시 짧아지는 현상이다. 프리텐션에서는 긴장재를 풀어 콘크리트에 압축력을 전달하면, **부착된 긴장재도 함께 짧아져** 긴장재의 인장응력이 감소한다.

② O: 크리프는 콘크리트가 지속적인 압축응력을 받을 때 **시간이 지나면서 압축변형이 추가로 증가**하는 현상이다. 이에 따라 콘크리트와 부착된 긴장재가 함께 짧아져 프리스트레스 손실이 발생한다.

③ O: 건조수축은 콘크리트의 수분이 빠져나가면서 **하중과 관계없이 체적이 줄어드는** 현상이다. 콘크리트가 수축하면 부착된 긴장재의 늘어난 길이도 줄어들어 긴장재의 인장응력이 감소한다.

④ X: 긴장재와 덕트 사이의 마찰은 **포스트텐션 방식의 손실 요인**이다. 콘크리트가 굳은 뒤 덕트 안의 긴장재를 당기면 접촉부의 마찰 때문에 긴장력이 전달되는 과정에서 손실이 생긴다. 프리텐션은 콘크리트 타설 전에 긴장재를 긴장하고, 콘크리트가 굳은 뒤 부착을 통해 힘을 전달하므로 이러한 덕트 마찰손실은 발생하지 않는다.

NoteBase

문 4. 철근콘크리트 보의 휨 거동단계 순서로 옳은 것은?

① 탄성거동 단계 → 파괴상태 단계 → 균열발생 단계

② 균열발생 단계 → 파괴상태 단계 → 탄성거동 단계

③ 탄성거동 단계 → 균열발생 단계 → 파괴상태 단계

④ 균열발생 단계 → 탄성거동 단계 → 파괴상태 단계

정답 3번

간단한 해설

콘크리트는 인장강도가 작아 하중이 증가하면 **인장측에 먼저 균열**이 생긴다. 균열 후에도 철근이 인장력을 부담하므로 곧바로 파괴되는 것은 아니며, 하중이 더 증가하여 휨 저항능력의 한계에 이르면 파괴상태가 된다.

올바른 순서

탄성거동 단계 → 균열발생 단계 → 파괴상태 단계

탄성거동 단계: 하중이 작은 초기에는 콘크리트의 인장응력이 휨인장강도보다 작아 **휨균열이 발생하지 않는다**. 콘크리트와 철근이 함께 휨에 저항하며, 응력과 변형률이 대체로 비례하는 탄성거동을 한다.

균열발생 단계: 하중이 증가하여 인장측 콘크리트의 응력이 휨인장강도에 도달하면 균열이 발생한다. 균열이 생긴 부분에서는 **인장력을 주로 철근이 부담**하고, 압축측 콘크리트가 압축력을 부담하므로 보가 계속 하중에 저항할 수 있다. 따라서 균열발생은 파괴상태보다 앞선다.

파괴상태 단계: 균열이 발생한 뒤에도 하중을 계속 증가시키면 균열과 변형이 커진다. 결국 압축측 콘크리트의 압괴 등으로 **보의 휨 저항능력이 한계**에 이르러 파괴상태가 된다.

NoteBase

문 5. 단변 : 장변 경간의 비가 2:3인 4변 단순지지 2방향 슬래브의 중앙점에 연직집중하중 P가 작용할 때, 단경간이 부담하는 하중은?

① $\frac{3}{5}P$
② $\frac{9}{13}P$
③ $\frac{27}{35}P$
④ $\frac{81}{97}P$

정답 3번

간단한 해설

중앙점에서 두 방향의 처짐이 같아야 하므로, 중앙 집중하중의 분담비는 **경간의 세제곱에 반비례**한다. 단경간과 장경간의 하중 분담비는 27:8이므로 단경간이 부담하는 하중은 $\frac{27}{35}P$이다.

계산 과정

조건과 변수: 단경간을 a, 장경간을 b라 하면 a:b = 2:3이다. 각 방향이 부담하는 하중을 각각 P_a, P_b라 두면, 전체 하중의 평형에 따라 $P_a + P_b = P$이다.

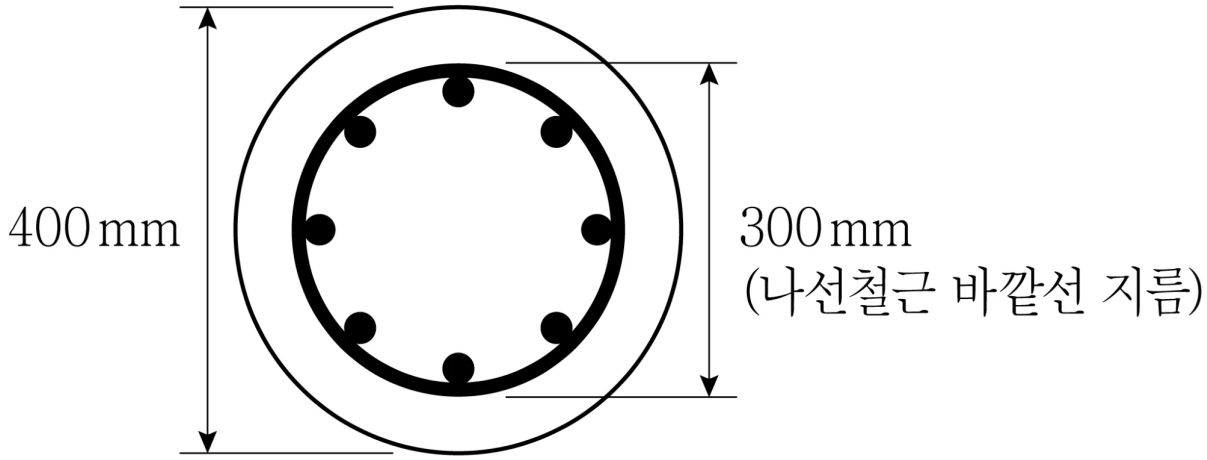
처짐식 적용: 슬래브를 중앙에서 교차하는 두 직교 띠보로 보고, 두 띠보의 휨강성 EI가 같은 하중 분배 모형을 적용한다. 양단 단순지지 보의 중앙에 집중하중 Q가 작용할 때 중앙 처짐은 $\delta = \frac{QL^3}{48EI}$이다. 여기서 L은 경간, E는 탄성계수, I는 단면2차모멘트이다.

하중 분담비: 두 띠보는 같은 중앙점을 공유하므로 **중앙 처짐이 같아야 한다**. 같은 EI를 처짐식에서 소거하면 $P_a a^3 = P_b b^3$이다. 따라서 $\frac{P_a}{P_b} = \left(\frac{b}{a}\right)^3 = \frac{27}{8}$이다. 이는 짧은 경간이 더 큰 하중을 부담하며, 두 방향의 하중 분담비가 27:8이라는 뜻이다.

단경간의 부담 하중: 전체 하중 P를 27:8로 나누므로 $P_a = \frac{27}{27+8}P = \frac{27}{35}P$이다. 이 값은 ③과 일치하며, 하중의 단위는 주어진 P와 같다.

NoteBase

문 6. 그림과 같은 단면을 갖는 나선철근 기둥의 최소 나선철근비[%]는? (단, 나선철근의 설계기준항복강도 f_{yt} = 500 MPa, 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck} = 25 MPa, KDS 14 20 20 : 2021을 따른다)



① 1.65

② 1.75

③ 1.85

④ 1.95

정답 2번

간단한 해설

최소 나선철근비는 **전체 단면적과 나선철근 바깥선으로 둘러싸인 심부 단면적의 비**로 계산한다. 지름 400 mm와 300 mm를 적용하면 최소 체적비가 0.0175이므로, 백분율로는 1.75%이다.

NoteBase

계산 과정

단면적 구분: 나선철근비 ρ_s는 나선철근 바깥선으로 계산한 심부의 전체 체적에 대한 나선철근 체적의 비이다. 전체 단면적을 A_g, 심부 단면적을 A_{ch}라 한다. 그림에서 전체 지름은 400 mm이고, **심부 단면적의 기준인 나선철근 바깥선 지름**은 300 mm이다.

단면적 비: 두 단면이 모두 원이므로 원의 면적 공식에 포함된 공통 계수가 소거되어 $\frac{A_g}{A_{ch}} = \left(\frac{400}{300}\right)^2 = \frac{16}{9}$이다. 따라서 $\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 = \frac{7}{9}$이며, 이 값은 심부 바깥의 피복 부분 단면적을 심부 단면적으로 나눈 비이다.

기준식 적용: KDS 14 20 20 : 2021의 4.3.2(3), 식 (4.3-1)에 따라 최소 나선철근비는 $\rho_{s,\min} = 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_{ck}}{f_{yt}}$로 구한다. 나선철근이 심부 콘크리트를 구속하도록 필요한 최소량을 정하는 식이다. 이 식에서 나선철근의 설계기준항복강도는 700 MPa 이하로 하므로, 주어진 500 MPa를 그대로 사용한다. 콘크리트의 설계기준압축강도는 25 MPa이며, 두 강도의 단위가 같아 강도비는 무차원이다.

계산 및 백분율 환산: $\rho_{s,\min} = 0.45 \cdot \frac{7}{9} \cdot \frac{25}{500} = 0.0175$이다. 이는 심부 전체 체적에 대해 필요한 나선철근 체적의 최소 비율이다. 문제에서는 %를 요구하므로 **체적비에 100을 곱하여** $0.0175 \times 100 = 1.75\%$로 환산한다. 따라서 ②의 1.75에 해당한다.

NoteBase

문 7. 기둥으로부터 전달되는 사용 고정하중 1,100 kN과 사용 활하중 700 kN을 지지할 수 있는 정사각형 독립확대기초를 설계할 때, 정사각형 기초판의 한 변 길이의 최솟값[m]은? (단, 지반의 허용지지력 $q_a = 0.2$ MPa이고 기초판의 자중은 무시하며, KDS 14 20 70 : 2021을 따른다)

① 2.0

② 2.5

③ 3.0

④ 3.5

정답 3번

간단한 해설

지반의 허용지지력에 대응하는 하중은 **사용 고정하중과 사용 활하중의 합**인 1,800 kN이다. 이를 지지하려면 기초판 면적이 9 m^2 이상이어야 하므로, 정사각형 한 변의 최소 길이는 3.0 m이다.

계산 과정

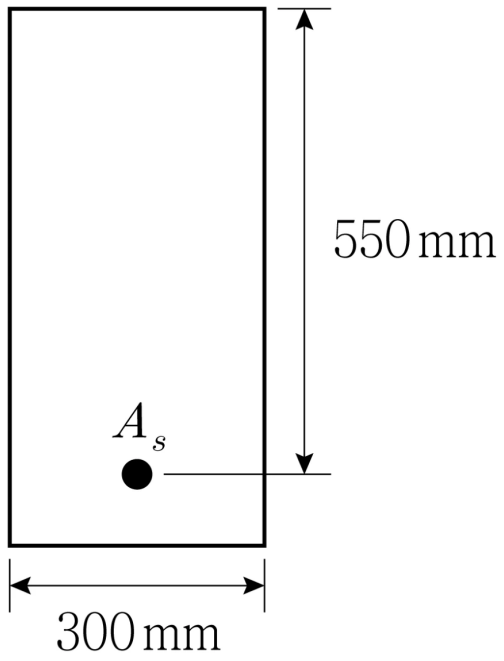
1. 사용하중 산정: 기초판의 저면적은 지반에 전달되는 압력이 허용지지력을 넘지 않도록 정한다. 따라서 **하중계수를 곱하지 않은 사용하중**을 적용한다. 기초판의 자중은 무시하므로, 총하중을 P라 하면 P = 1,100 + 700 = 1,800 kN이다.

2. 필요한 기초판 면적: 허용지지력은 단위면적당 지지할 수 있는 하중이다. 단위를 맞추면 $q_a = 0.2$ MPa $= 200$ kN/m^2이다. 기초판 면적을 A라 할 때 지반에 전달되는 압력은 $q = \frac{P}{A}$이므로, $q \le q_a$를 만족해야 한다. 따라서 $A \ge \frac{P}{q_a} = \frac{1,800}{200} = 9$ m^2이며, 9 m^2는 사용하중을 지지하는 데 필요한 최소 저면적이다.

3. 한 변 길이 산정: 정사각형 기초판의 한 변 길이를 B라 하면 $A = B^2$이다. 따라서 $B_{\min} = \sqrt{9} = 3.0$ m이고, 이는 ③의 3.0 m에 해당한다.

NoteBase

문 8. 그림과 같은 철근콘크리트 보에 정모멘트가 작용할 때, 등가 직사각형 압축응력블록을 사용하여 계산한 단면의 설계휨강도 M_d[kN · m]는? (단, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 20$ MPa, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 400$ MPa, 인장철근 단면적 $A_s = 1,275$ mm^2, KDS 14 20 10 : 2021 및 KDS 14 20 20 : 2021을 따른다)



① 216.75

② 310.75

③ 375.75

④ 391.75

정답 1번

간단한 해설

압축응력블록의 깊이는 100 mm이고, 압축력과 인장력 사이의 거리는 500 mm이므로 공칭휨강도는 255 kN·m이다. 이 단면은 **인장지배단면**이므로 강도감소계수 0.85를 곱한 설계휨강도는 216.75 kN·m이다.

NoteBase

계산 과정

1. 단면 조건: 정모멘트가 작용하므로 상부 콘크리트가 압축을, 하부 철근이 인장을 받는다. 그림에서 폭은 $b = 300$ mm이고, 상단에서 인장철근 중심까지의 **유효깊이**는 $d = 550$ mm이다. 주어진 재료 조건은 $f_{ck} = 20$ MPa, $f_y = 400$ MPa, $A_s = 1{,}275$ mm^{2}이며, 1 MPa는 1 N/mm^{2}이다.

2. 압축응력블록의 깊이: 철근이 항복한다고 가정하고, 뒤에서 변형률로 이를 확인한다. 인장력은 $T = A_s f_y$ 이므로 $1{,}275 \times 400 = 510{,}000$ N이다. KDS 14 20 20 : 2021의 표 4.1-2에서 콘크리트 강도가 40 MPa 이하이면 $\eta = 1.00$, $\beta_1 = 0.80$이다. 따라서 압축응력은 $\eta(0.85 f_{ck}) = 17$ MPa이고, 압축력은 $C = 0.85 f_{ck} b a$이다. **압축력과 인장력의 평형**으로부터 $a = \frac{510{,}000}{0.85 \cdot 20 \cdot 300} = 100$ mm를 얻는다. 이 값은 중립축 깊이가 아니라 등가 직사각형 압축응력블록의 깊이이다.

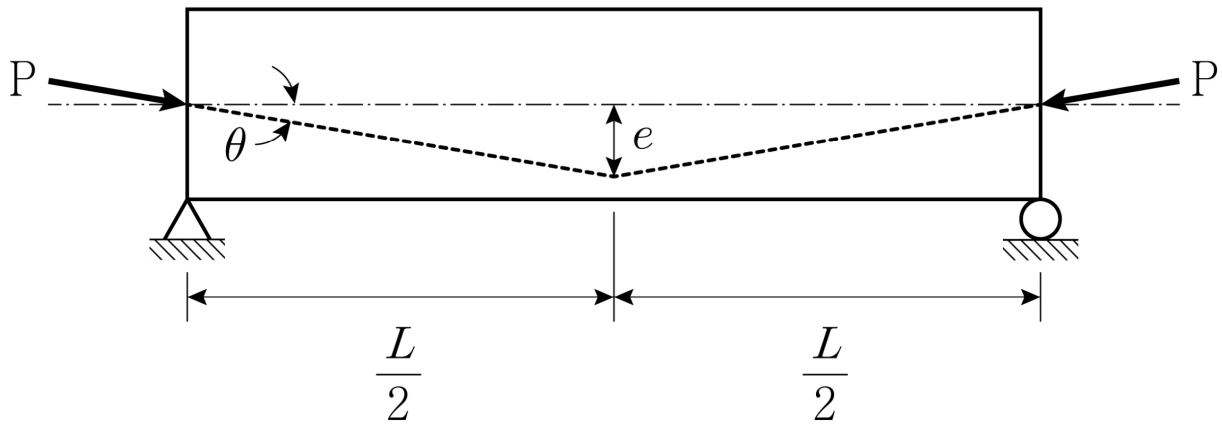
3. 인장지배 여부: 중립축 깊이는 $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{100}{0.80} = 125$ mm이다. 해당 콘크리트의 압축연단 극한변형률은 $\varepsilon_{cu} = 0.0033$이다. 변형률이 중립축에서의 거리에 비례하므로 철근의 인장변형률은 $\varepsilon_t = 0.0033 \frac{550 - 125}{125} = 0.01122$이다. 이는 항복강도 400 MPa 철근의 **인장지배변형률 한계 0.005 이상**이므로 인장지배단면이며, 철근 항복 가정도 성립한다.

4. 공칭휨강도: 압축응력이 직사각형으로 균일하게 분포하므로 압축합력은 상단에서 $a/2$인 위치에 작용한다. 따라서 두 합력 사이의 거리인 모멘트 팔길이는 $z = d - \frac{a}{2} = 550 - 50 = 500$ mm, 즉 0.500 m이다. 인장력 510 kN에 이 거리를 곱하면 $M_n = Tz$이며, 공칭휨강도는 $510 \times 0.500 = 255$ kN·m이다.

5. 설계휨강도: KDS 14 20 10 : 2021에 따라 인장지배단면의 강도감소계수는 $\phi = 0.85$이다. 공칭휨강도에 이를 곱하면 $M_d = \phi M_n$이므로 $0.85 \times 255 = 216.75$ kN·m이며, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 9. 그림과 같이 긴장재를 절곡하여 배치한 PSC보에서 프리스트레스 힘만에 의한 중앙단면의 솟음값은? (단, $\sin\theta \simeq \tan\theta$이고, EI는 단면의 휨강성이다)



① $\frac{1}{8}\frac{PeL^2}{EI}$
② $\frac{1}{12}\frac{PeL^2}{EI}$
③ $\frac{1}{48}\frac{PeL^2}{EI}$
④ $\frac{1}{53}\frac{PeL^2}{EI}$

정답 2번

간단한 해설

긴장재의 중앙 절곡점에는 양쪽 장력의 수직성분이 합쳐진 **상향 집중하중**이 작용한다. 이 하중은 $\frac{4Pe}{L}$이므로 단순보의 중앙 처짐식을 적용하면 솟음값은 $\frac{PeL^2}{12EI}$이다.

NoteBase

계산 과정

1. 형상과 기울기: P는 긴장재의 프리스트레스 힘, L은 보의 전체 경간, e는 중앙에서 긴장재와 도심축 사이의 편심거리, EI는 단면의 휨강성이다. 그림에서 긴장재는 양단의 도심축에서 중앙의 절곡점까지 직선으로 내려가므로, 절반 경간의 수평거리와 높이 차를 이용하면 $\tan\theta = \frac{e}{L/2} = \frac{2e}{L}$이다.

2. 등가하중: 중앙 절곡점에서 긴장재의 양쪽 장력은 각각 위쪽 수직성분을 만든다. 수평성분은 서로 상쇄되고 **수직성분은 더해지므로**, 보에 작용하는 상향 집중하중을 Q라 하면 $Q = 2P\sin\theta$이다. 주어진 $\sin\theta \simeq \tan\theta$를 적용하면 $Q \simeq 2P \cdot \frac{2e}{L} = \frac{4Pe}{L}$이다. 양단의 하향 수직성분은 지점 위치에서 작용하므로 이 등가하중에 대한 중앙 휨변형 계산에 별도의 경간 내 하중으로 더하지 않는다.

3. 중앙 솟음 계산: 휨강성 EI가 일정한 단순보에 중앙 집중하중 Q가 작용할 때 중앙 처짐의 크기는 $\delta = \frac{QL^3}{48EI}$이다. 여기서는 하중이 위쪽으로 작용하므로 처짐도 위쪽이며, 그 크기가 솟음값이다. Q를 대입하면 $\delta = \frac{4Pe}{L} \cdot \frac{L^3}{48EI} = \frac{PeL^2}{12EI}$를 얻는다.

4. 결과와 선택지 연결: 중앙 솟음값은 위쪽으로 $\frac{1}{12}\frac{PeL^2}{EI}$이며 ②의 식과 일치한다. P를 kN, e와 L을 m, EI를 $\mathrm{kN\cdot m^2}$로 통일하면 솟음값의 단위는 m이다.

NoteBase

문 10. 강구조연결설계기준(하중저항계수설계법)에서 제시된 이음부의 설계세칙으로 옳지 않은 것은? (단, KDS 14 31 25 : 2017을 따른다)

① 응력을 전달하는 필릿용접의 최소유효길이는 공칭용접치수의 10배 이상 또한 30 mm 이상을 원칙으로 한다.

② 응력을 전달하는 겹침이음은 2열 이상의 필릿용접을 원칙으로 하고, 겹침길이는 얇은쪽 판 두께의 5배 이상 또한 20 mm 이상으로 한다.

③ 고장력볼트의 구멍중심 간의 거리는 공칭직경의 2.5배를 최소거리로 하고 3배를 표준거리로 한다.

④ 고장력볼트의 구멍중심에서 볼트머리 또는 너트가 접하는 부재의 연단까지의 최대거리는 판 두께의 16배 이하 또한 200 mm 이하로 한다.

정답 4번

간단한 해설

고장력볼트의 구멍중심에서 볼트머리 또는 너트가 접하는 부재의 연단까지의 최대거리는 **판 두께의 12배 이하이면서 150 mm 이하**이다. ④의 '16배 이하 또한 200 mm 이하'는 이 제한과 다르다.

선지별 해설

① O: KDS 14 31 25 : 2017의 4.1.1.10(1)은 응력을 전달하는 필릿용접의 최소유효길이를 공칭용접치수의 10배 이상이면서 30 mm 이상으로 정한다. 즉, **두 하한 중 큰 값 이상**을 확보하는 것이 원칙이다.

② O: 같은 기준 4.1.1.10(2)에 따라 응력을 전달하는 겹침이음에는 2열 이상의 필릿용접을 원칙으로 한다. 겹침길이는 **얇은 쪽 판 두께**의 5배 이상이면서 20 mm 이상이어야 하므로, 두 값 중 큰 값 이상으로 정한다.

③ O: 같은 기준 4.1.1.10(4)는 고장력볼트 구멍중심 간 거리의 최솟값을 공칭직경의 2.5배, 표준값을 3배로 정한다. 배수의 기준은 **볼트의 공칭직경**이며, 구멍직경과 구별해야 한다.

④ X: 같은 기준 4.1.1.10(6)에 따른 최대 연단거리는 **판 두께의 12배 이하이면서 150 mm 이하**이다. 이는 볼트 구멍중심에서 볼트머리 또는 너트가 접하는 부재의 연단까지의 거리로, 두 상한 중 작은 값을 넘을 수 없다. 따라서 '16배'는 '12배'로, '200 mm'는 '150 mm'로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 11. 강도설계법에서 P-M 상관도를 이용한 기둥설계에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, e_{min}은 최소편심이고, e_b는 균형편심이다.)

① $e_{min} < e < e_b$인 경우, 부재의 강도는 철근의 압축으로 지배된다.

② $e > e_b$인 경우, 부재의 강도는 철근의 인장으로 지배된다.

③ 균형편심 e_b는 부재의 압축지배와 인장지배를 구분하는 기준이 된다.

④ $e < e_{min}$인 경우, 중심 축하중을 받는 기둥으로 설계한다.

정답 1번

간단한 해설

$e_{min} < e < e_b$에서는 **콘크리트의 압축파괴**가 부재의 강도를 지배한다. 따라서 ①의 '철근의 압축'은 '콘크리트의 압축'으로 고쳐야 한다.

선지별 해설

① X: $e_{min} < e < e_b$는 편심이 균형편심보다 작은 압축지배 영역이다. 콘크리트가 극한 압축변형도에 먼저 도달하여 압괴되므로, 강도를 지배하는 것은 철근의 압축이 아니라 **콘크리트의 압축파괴**이다.

② O: $e > e_b$이면 축력에 비해 휨모멘트의 영향이 커져 인장측 철근의 변형이 커진다. 이때는 콘크리트가 압괴되기 전에 **인장철근이 먼저 항복**하는 인장지배 파괴가 나타난다.

③ O: 균형편심 e_b는 콘크리트가 극한 압축변형도에 도달하는 순간 **인장철근도 항복변형도에 도달**하는 균형상태의 편심이다. 이를 경계로 편심이 작으면 압축지배, 크면 인장지배로 구분한다.

④ O: $e < e_{min}$은 편심이 매우 작아 축압축이 설계를 지배하는 구간이므로, 중심 축하중을 받는 기둥으로 설계한다. 이때도 우발적인 편심과 예상하지 못한 모멘트를 고려하여 **최대 축방향 설계강도를 제한**한다.

NoteBase

문 12. 콘크리트구조 설계(강도설계법)에서 고려되는 강도감소계수(ϕ)에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, KDS 14 20 10 : 2021을 따른다)

① 휨모멘트와 축력을 받는 부재에 대하여 인장지배단면의 강도감소계수는 0.85이다.

② 포스트텐션 정착구역의 강도감소계수는 0.65이다.

③ 전단력과 비틀림모멘트를 받는 부재의 강도감소계수는 0.75이다.

④ 휨모멘트와 축력을 받는 부재에 대하여 나선철근으로 보강된 압축지배단면의 강도감소계수는 0.70이다.

정답 2번

간단한 해설

포스트텐션 정착구역의 강도감소계수는 **0.85**이다. 0.65는 포스트텐션 정착부나 스트럿-타이 모델을 제외한 콘크리트의 지압력에 적용하는 값이다.

선지별 해설

강도감소계수는 공칭강도에 곱하여 설계강도를 구하는 계수이다. KDS 14 20 10 : 2021의 4.2.3은 단면의 지배 형태와 검토하는 부재력·구역에 따라 서로 다른 계수를 정한다.

① O: KDS 14 20 10 : 2021의 4.2.3(2)①에 따라 인장지배단면의 강도감소계수는 **0.85**이다. 휨모멘트와 축력을 받는 부재에서는 단면의 지배 형태를 구분하여 계수를 적용한다.

② X: 같은 기준 4.2.3(2)⑤에 따라 포스트텐션 정착구역의 강도감소계수는 **0.65가 아니라 0.85**이다. 4.2.3(2)④의 0.65는 콘크리트의 지압력에 대한 값이며, 그 적용 대상에서 포스트텐션 정착부와 스트럿-타이 모델은 제외된다. 따라서 정착구역에 일반적인 콘크리트 지압력의 계수를 그대로 적용하면 안 된다.

③ O: 같은 기준 4.2.3(2)③에 따라 전단력과 비틀림모멘트에 대한 강도감소계수는 **모두 0.75**이다. 전단강도나 비틀림강도를 설계강도로 환산할 때 해당 공칭강도에 이 계수를 곱한다.

④ O: 같은 기준 4.2.3(2)②가에 따라 나선철근 규정을 만족하도록 보강된 압축지배 철근콘크리트 부재의 강도감소계수는 **0.70**이다. 같은 압축지배단면이라도 그 외의 철근콘크리트 부재에는 0.65를 적용하므로, 나선철근 보강 여부를 구분해야 한다.

NoteBase

문 13. 옹벽의 안정에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, KDS 14 20 74 : 2021을 따른다)

① 전도에 대한 저항 휨모멘트는 횡토압에 의한 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

② 지반에 유발되는 최대 지반반력은 지반의 허용지지력을 초과할 수 없다.

③ 활동에 대한 저항력은 옹벽에 작용하는 수평력의 1.5배 이상이어야 한다.

④ 지반반력의 분포경사가 비교적 작은 경우에는 최대 지반반력이 지반의 허용지지력 이하가 되도록 하여야 한다.

정답 1번

간단한 해설

전도에 대한 저항휨모멘트는 횡토압에 의한 전도모멘트의 **2.0배 이상**이어야 한다. ①의 '1.5배'는 전도가 아니라 **활동에 대한 저항력**에 적용되는 기준이다.

선지별 해설

① X: 전도는 횡토압 때문에 옹벽이 넘어지려는 현상이다. KDS 14 20 74 : 2021의 4.1.1.2(3)은 저항휨모멘트가 전도모멘트의 **2.0배 이상**이 되도록 규정한다. 따라서 '1.5배 이상'을 '2.0배 이상'으로 고쳐야 한다.

② O: 지반반력은 옹벽이 지반에 전달한 하중에 대해 지반이 옹벽을 받쳐 주는 반력이다. 저판 아래의 반력은 위치에 따라 다를 수 있으므로, 평균값이 아니라 **최대 지반반력**이 허용지지력 이하인지 확인해야 한다. 이는 지반이 허용 범위를 넘는 하중을 받지 않도록 하는 조건이며, 4.1.1.2(4)에 규정되어 있다.

③ O: 활동은 옹벽이 수평력에 의해 미끄러지는 현상이다. 4.1.1.2(1)에 따라 이를 막는 저항력은 옹벽에 작용하는 수평력의 **1.5배 이상**이어야 한다. 전도는 모멘트를 비교하지만, 활동은 저항력과 수평력을 비교한다.

④ O: 지반반력의 분포경사가 비교적 작다는 것은 저판 아래 위치에 따른 반력의 변화가 비교적 작다는 뜻이다. 4.1.1.2(5)①은 이 경우 침하에 대한 안정성을 검토하는 방법으로 **최대 지반반력이 허용지지력 이하**가 되도록 할 것을 규정한다. 분포경사가 작더라도 반력의 크기 자체가 허용 한계를 넘지 않는지 확인해야 한다.

NoteBase

문 14. 휨모멘트와 축력을 받는 철근콘크리트 부재의 강도설계에 포함된 기본 가정으로 옳지 않은 것은? (단, KDS 14 20 20 : 2021을 따른다)

① 콘크리트의 인장강도는 철근콘크리트 부재 단면의 축강도와 휨강도 계산에서 무시할 수 있다.

② 콘크리트 압축응력의 분포와 콘크리트 변형률 사이의 관계는 직사각형, 사다리꼴, 포물선형 또는 강도의 예측에서 광범위한 실험의 결과와 실질적으로 일치하는 어떤 형상으로도 가정할 수 있다.

③ 철근과 콘크리트의 변형률은 중립축으로부터 거리에 비례하는 것으로 가정할 수 있으며, 깊은 보는 비선형 변형률 분포를 고려하여야 한다.

④ 철근의 응력이 설계기준항복강도를 초과할 때 철근의 응력은 그 변형률에 탄성계수를 곱한 값으로 한다.

정답 4번

간단한 해설

④의 변형률에 탄성계수를 곱하는 관계는 **항복 전 탄성구간**에 적용한다. 항복변형률을 넘으면 강도설계에서 철근 응력의 크기를 **설계기준항복강도로 일정하게** 둔다.

선지별 해설

① O: 콘크리트는 인장강도가 작고 인장균열이 발생하므로, 일반적인 철근콘크리트 부재의 단면 강도계산에서는 **인장측 콘크리트의 저항을 무시**할 수 있다. 인장력은 철근이 부담하는 것으로 보고 축강도와 휨강도를 산정한다. 이는 콘크리트의 인장강도가 실제로 없다는 뜻이 아니라 강도계산에 사용하는 가정이다.

② O: 콘크리트의 압축응력 분포는 반드시 한 가지 형상으로만 가정해야 하는 것은 아니다. 직사각형·사다리꼴·포물선형 등을 사용할 수 있으며, 다른 형상도 **강도 예측이 광범위한 실험 결과와 실질적으로 일치**하면 사용할 수 있다. 따라서 형상을 단순화할 수는 있어도 실험적 근거 없이 임의의 분포를 채택할 수는 없다.

③ O: 일반적인 부재에서는 변형 전 평면인 단면이 변형 후에도 평면을 유지한다는 평면유지 가정을 적용한다. 이에 따라 철근과 콘크리트의 변형률은 변형률이 0인 중립축에서 멀어질수록 거리에 비례하여 변한다. 다만 **깊은 보는 비선형 변형률 분포**를 고려해야 하므로 일반 보의 선형 분포를 그대로 적용하지 않는다.

④ X: KDS 14 20 20:2021의 4.1.1(4)는 철근의 응력과 변형률 관계를 항복 전후로 구분한다. 철근의 응력이 설계기준항복강도 이하인 탄성구간에서는 $f_s = E_s\varepsilon_s$로 계산한다. 여기서 f_s는 철근 응력, E_s는 철근의 탄성계수, ε_s는 철근 변형률이다. 항복강도에 대응하는 변형률을 넘으면 변형률이 증가해도 **응력의 크기는 설계기준항복강도로 유지**하는 탄성·완전소성 관계를 가정한다. 따라서 선지의 '설계기준항복강도를 초과할 때'는 '설계기준항복강도 이하일 때'로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 15. 휨모멘트와 전단력을 받는 직사각형 철근콘크리트 보에서 폭 $b = 400$ mm이고 유효깊이 $d = 600$ mm인 경우, 콘크리트에 의한 공칭전단강도 V_c[kN]는? (단, 보통중량콘크리트의 설계기준 압축강도 $f_{ck} = 25$ MPa, KDS 14 20 22 : 2021을 따른다)

① 100

② 150

③ 167

④ 200

정답 4번

간단한 해설

보통중량콘크리트의 콘크리트 전단강도는 $V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}b_w d$로 구한다. 주어진 압축강도와 단면 치수를 대입하면 **공칭전단강도는 200 kN**이다.

계산 과정

KDS 14 20 22 : 2021에 따라 **휨모멘트와 전단력을 받는 철근콘크리트 보**의 콘크리트 전단강도는 $V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_{ck}}b_w d$로 계산한다. 여기서 λ는 경량콘크리트 계수이며, 보통중량콘크리트에서는 1.0이다. b_w는 복부 폭으로, 직사각형 단면에서는 주어진 보의 폭 b와 같다.

주어진 값은 $f_{ck} = 25$ MPa, $b_w = 400$ mm, d = 600 mm이다. 전단강도 계산에 사용하는 면적은 **복부 폭과 유효깊이의 곱**이므로 $b_w d = 400 \cdot 600 = 240{,}000\text{mm}^2$이다. 압축강도를 MPa, 길이를 mm로 대입하면 위 식의 강도 단위는 N이 된다.

$\sqrt{f_{ck}} = \sqrt{25} = 5$이고 $\lambda = 1.0$이므로, $V_c = \frac{5}{6} \cdot 240{,}000 = 200{,}000$N이다. 구하는 값은 **공칭전단강도**이므로 강도감소계수를 곱하지 않는다.

1 kN = 1,000 N이므로 200,000 N = 200 kN이다. 이는 ④의 200 kN과 일치한다.

NoteBase

문 16. 폭 $b = 200$ mm, 높이 $h = 300$ mm인 직사각형 철근콘크리트 보 단면에서 휨균열을 일으키는 휨모멘트 M_{cr} [kN·m]은? (단, 보통중량콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 25$ MPa, KDS 14 20 30 : 2021을 따른다)

① 8.50

② 8.75

③ 9.00

④ 9.45

정답 4번

간단한 해설

휨균열은 **인장연단 응력이 콘크리트의 휨인장강도에 도달할 때** 발생한다. 보통중량콘크리트의 파괴계수는 3.15 MPa이며, 균열 전 전체 단면에 $M_{cr} = f_r I_g / y_t$를 적용하면 균열모멘트는 9.45 kN·m이다.

계산 과정

1. 균열 발생 조건: 휨모멘트가 작용하면 단면의 한쪽 가장자리에 인장응력이 생긴다. 이 인장연단 응력이 콘크리트의 휨인장강도인 파괴계수 f_r에 도달하면 휨균열이 발생한다. 탄성 휨응력 관계 $f_r = M_{cr} y_t / I_g$에서 $M_{cr} = f_r I_g / y_t$를 얻는다. 여기서 I_g는 철근을 무시한 콘크리트 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트이고, y_t는 그 중심축에서 인장연단까지의 거리이다.

2. 콘크리트 파괴계수: KDS 14 20 30 : 2021에 따라 $f_r = 0.63\lambda\sqrt{f_{ck}}$를 사용한다. **보통중량콘크리트이므로** 경량콘크리트계수 $\lambda = 1$을 적용한다. 압축강도 25 MPa를 대입하면 $f_r = 0.63 \times 1 \times \sqrt{25} = 3.15$ MPa이다. 이 값이 균열 발생 시 인장연단의 응력이다.

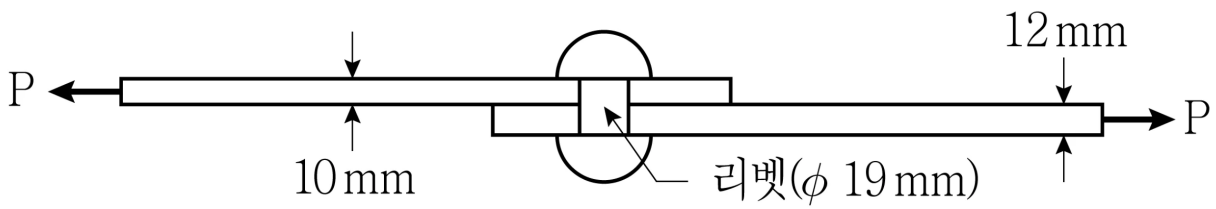
3. 단면 특성: 폭 b = 200 mm, 높이 h = 300 mm인 직사각형이므로 $I_g = bh^3/12$이다. 수치를 대입하면 $I_g = \frac{200 \times 300^3}{12} = 450{,}000{,}000$ mm^{4}이다. 중심축은 높이의 중앙에 있으므로 $y_t = h/2 = 150$ mm이다. 따라서 단면계수는 $I_g / y_t = \frac{450{,}000{,}000}{150} = 3{,}000{,}000$ mm^{3}이다. **균열이 생기기 직전의 전체 단면**을 기준으로 계산한 값이다.

4. 균열모멘트와 단위 환산: 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 파괴계수 3.15 MPa에 단면계수 3,000,000 mm^{3}을 곱하면 M_{cr} = 9,450,000 N·mm이다. 1 kN·m = 1,000,000 N·mm이므로 $M_{cr} = \frac{9{,}450{,}000}{1{,}000{,}000} = 9.45$ kN·m이다.

계산된 균열모멘트 9.45 kN·m는 ④의 9.45에 해당한다.

NoteBase

문 17. 그림과 같은 리벳 접합의 허용전단력[kN]은? (단, 리벳의 허용전단응력은 120 MPa, 허용지압응력은 170 MPa이다)



① 32.3

② 34.0

③ 38.7

④ 40.0

정답 1번

간단한 해설

이 접합은 리벳의 전단과 강판의 지압을 모두 검토하여 **더 작은 허용하중**을 적용한다. 리벳의 전단으로는 약 34.0 kN까지 견디지만, 두께 10 mm 강판의 지압에 의해 허용전단력은 32.3 kN으로 제한된다.

계산 과정

그림은 지름 d = 19 mm인 리벳 1개로 두께 10 mm와 12 mm의 강판을 겹쳐 이은 접합이다. 두 강판의 접촉면에서 리벳이 잘리는 면은 하나이므로 **단전단**으로 계산한다. 허용전단응력은 120 MPa, 허용지압응력은 170 MPa이며, 1 MPa = 1 N/mm^{2}를 사용한다.

리벳 전단: 전단응력은 전단력을 전단면적으로 나눈 값이므로, 전단에 대한 허용하중은 허용전단응력에 리벳 단면적을 곱한다. 전단면적은 $A = \frac{\pi d^2}{4}$이고, $A = \frac{\pi \cdot 19^2}{4} \simeq 283.53\text{mm}^2$이다. 따라서 리벳의 전단에 대한 허용하중은 $P_s = \frac{120 \cdot 283.53}{1000} \simeq 34.0\text{kN}$이다. 여기서 1000으로 나누는 것은 N을 kN으로 바꾸기 위해서이다.

강판 지압: 지압응력은 리벳과 강판이 맞닿는 부분의 투영면적을 기준으로 하며, 강판 두께를 t라 하면 그 면적은 $A_b = dt$이다. 각 강판은 동일한 하중 P를 전달하므로 **두 강판의 지압 허용하중을 각각 검토**한다. 두께 10 mm 강판은 170 × 19 × 10 = 32,300 N = 32.3 kN이고, 두께 12 mm 강판은 170 × 19 × 12 = 38,760 N = 38.76 kN이다. 따라서 지압에 대해서는 두께 10 mm 강판이 먼저 허용응력에 도달한다.

허용전단력 결정: 리벳의 전단과 각 강판의 지압이 모두 허용범위에 있어야 하므로, 34.0 kN, 32.3 kN, 38.76 kN 중 가장 작은 값을 적용한다. 접합의 허용전단력은 32.3 kN이며, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 18. 휨모멘트와 전단력을 받는 직사각형 철근콘크리트 보에서 전단철근을 사용하지 않고 보통중량콘크리트만으로 계수전단력 V_u를 지지하고자 할 때, 필요한 보의 최소단면적 (bd)은? (단, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도, b는 보의 폭, d는 유효깊이, KDS 14 20 22 : 2021을 따른다)

① $\frac{10V_u}{\sqrt{f_{ck}}}$
② $\frac{12V_u}{\sqrt{f_{ck}}}$
③ $\frac{16V_u}{\sqrt{f_{ck}}}$
④ $\frac{20V_u}{\sqrt{f_{ck}}}$

정답 3번

간단한 해설

전단철근을 생략하려면 **계수전단력이 콘크리트 설계전단강도의 1/2 이하**여야 한다. 보통중량콘크리트의 전단강도와 강도감소계수 0.75를 적용하면 최소단면적은 $\frac{16V_u}{\sqrt{f_{ck}}}$이다.

공통 해설

KDS 14 20 22 : 2021의 4.3.3(1)에 따르면, 별도의 면제 규정을 적용하지 않는 일반적인 휨부재에서는 계수전단력이 **콘크리트 설계전단강도의 1/2을 초과**하면 최소 전단철근을 배치해야 한다. 따라서 전단철근 없이 지지하려면 $V_u \le \frac{1}{2}\phi V_c$를 만족해야 한다. 여기서 V_c는 콘크리트의 공칭전단강도이고, ϕV_c는 강도감소계수를 적용한 설계전단강도이다. 콘크리트의 설계전단강도 이하라는 조건만으로는 전단철근을 생략할 수 없다.

휨모멘트와 전단력만을 받는 부재에는 4.2.1(1)의 전단강도식을 적용한다. 보통중량콘크리트이고 직사각형 단면이므로 $V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}bd$이다. 전단력에 대한 강도감소계수는 $\phi = 0.75$이므로, 전단철근 생략 조건은 $V_u \le \frac{1}{16}\sqrt{f_{ck}}bd$가 된다. 이 식에서는 f_{ck}를 MPa, b와 d를 mm로 쓰면 전단력의 단위는 N이다.

따라서 필요한 단면은 $bd \ge \frac{16V_u}{\sqrt{f_{ck}}}$를 만족해야 하며, **등호가 성립할 때 최소단면적**이 된다. 즉, $(bd)_{\min} = \frac{16V_u}{\sqrt{f_{ck}}}$이다. 이보다 작은 단면은 전단철근 생략 조건을 충족하지 못하고, 더 큰 단면은 조건을 충족하더라도 최소값은 아니다.

NoteBase

문 19. 인장 이형철근 D32(직경 $d_b = 31.8$ mm)의 기본정착길이 l_{db} [mm]는? (단, 보통중량콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 25$ MPa, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 400$ MPa, KDS 14 20 52 : 2021을 따른다.)

① 1,276.4

② 1,336.4

③ 1,456.4

④ 1,526.4

정답 4번

간단한 해설

보통중량콘크리트에서는 경량콘크리트계수 $\lambda = 1$을 적용한다. 인장 이형철근의 **기본정착길이**는 $l_{db} = 0.6 d_b f_y / (\lambda \sqrt{f_{ck}})$로 계산하며, 주어진 값을 대입하면 1,526.4 mm이다.

계산 과정

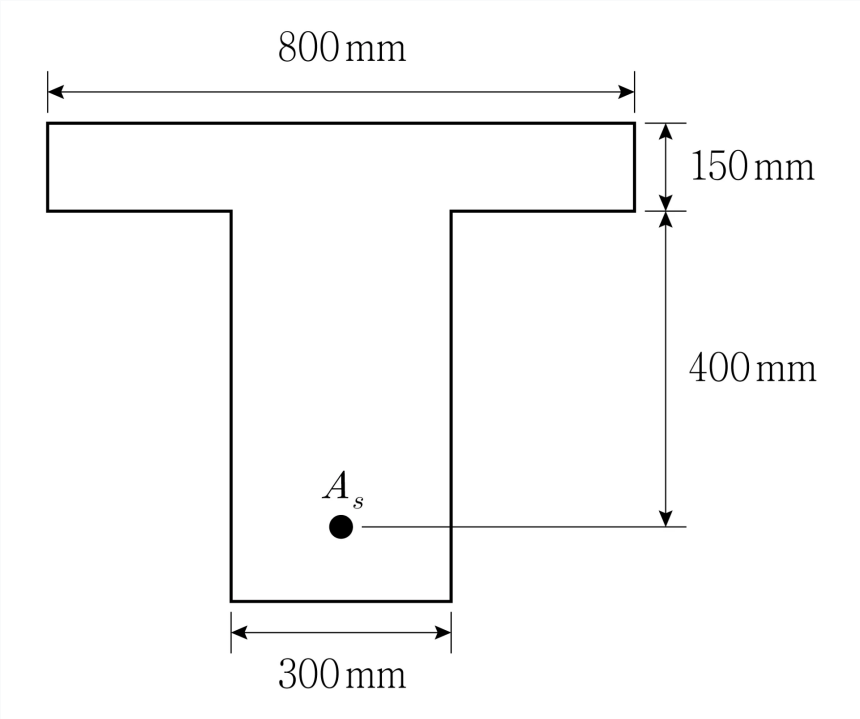
기본정착길이 l_{db}는 인장철근의 정착길이를 정할 때 보정계수를 적용하는 기준 길이이다. KDS 14 20 52 : 2021의 인장 이형철근 기본정착길이 식은 $l_{db} = \frac{0.6 d_b f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}}$이다. 여기서 d_b는 철근 직경, f_y는 철근의 설계기준항복강도, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도이다. 직경은 mm, 강도는 MPa로 대입하면 길이가 mm로 구해진다.

이 문제는 **보통중량콘크리트**이므로 경량콘크리트계수 $\lambda = 1$을 쓴다. D32의 직경은 호칭 숫자가 아니라 **주어진 31.8 mm**를 사용한다. 강도에 따른 배율은 $\frac{0.6 f_y}{\lambda \sqrt{f_{ck}}} = \frac{0.6 \cdot 400}{1 \cdot \sqrt{25}} = 48$이다. 즉, 이 조건에서 기본정착길이는 철근 직경의 48배이다.

따라서 $l_{db} = 48 \cdot 31.8 = 1{,}526.4$ mm로, ④의 1,526.4 mm와 일치한다.

NoteBase

문 20. 그림과 같은 T형 보에 정모멘트가 작용할 때, 등가 직사각형 압축응력블록을 사용하여 계산한 단면의 공칭휨강도 M_n[kN·m]은? (단, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 20$ MPa, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 400$ MPa, 인장철근 단면적 $A_s = 3,400$ mm^2, KDS 14 20 20 : 2021을 따른다)



① 620

② 680

③ 720

④ 780

정답 2번

간단한 해설

압축응력블록의 깊이 a는 100 mm로 플랜지 두께 150 mm보다 작으므로, **플랜지 폭 800 mm를 압축부 폭으로 사용**한다. 압축력과 인장력 사이의 거리는 500 mm이며, 공칭휨강도는 680 kN·m이다.

NoteBase

계산 과정

1. 단면 치수와 인장력: 정모멘트가 작용하므로 위쪽 플랜지가 압축을 받는다. 그림에서 플랜지 폭은 $b_f = 800$ mm, 플랜지 두께는 $h_f = 150$ mm, 복부 폭은 $b_w = 300$ mm이다. 유효깊이 d는 **압축연단에서 인장철근 중심까지의 거리**이므로 d = 150 + 400 = 550 mm이다. 인장측 콘크리트의 저항을 무시하고 인장철근의 항복을 적용하면 인장력은 $T = A_s f_y$이며, T = 3,400 × 400 = 1,360,000 N이다. 여기서 1 MPa = 1 N/mm^{2}를 사용한다.

2. 압축응력블록 깊이: 주어진 콘크리트 강도 20 MPa에서 등가 직사각형 압축응력은 $0.85f_{ck}$, 즉 0.85 × 20 = 17 MPa이다. 먼저 압축응력블록이 플랜지 안에 있다고 놓으면 압축력은 $C = 0.85f_{ck}b_f a$이다. 축력이 없는 휨단면에서는 C = T이므로 $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b_f}$이다. 수치를 대입하면 $a = \frac{1{,}360{,}000}{17 \cdot 800} = 100$ mm이다. **a가 플랜지 두께 150 mm보다 작으므로** 압축응력블록은 실제로 플랜지 안에 있다. 따라서 압축부를 폭 800 mm의 직사각형으로 계산할 수 있고, 복부 폭 300 mm는 이 압축력 계산에 사용하지 않는다.

3. 힘 사이의 거리: 압축응력이 직사각형 영역에 균일하게 작용하므로 압축합력은 압축연단에서 $a/2$인 위치에 작용한다. 따라서 압축합력과 인장철근 사이의 거리 z는 $z = d - \frac{a}{2}$이다. 이 단면에서는 $z = 550 - \frac{100}{2} = 500$ mm, 즉 0.5 m이다.

4. 공칭휨강도: 단면의 공칭휨강도는 인장력과 두 힘 사이의 거리를 곱한 $M_n = Tz$이다. 인장력 1,360,000 N은 1,360 kN이므로 $M_n = 1{,}360 \cdot 0.5 = 680$ kN·m이다. 구하는 값은 **강도감소계수를 곱하기 전의 공칭휨강도**이며, 이 값은 ②의 680 kN·m와 일치한다.

NoteBase