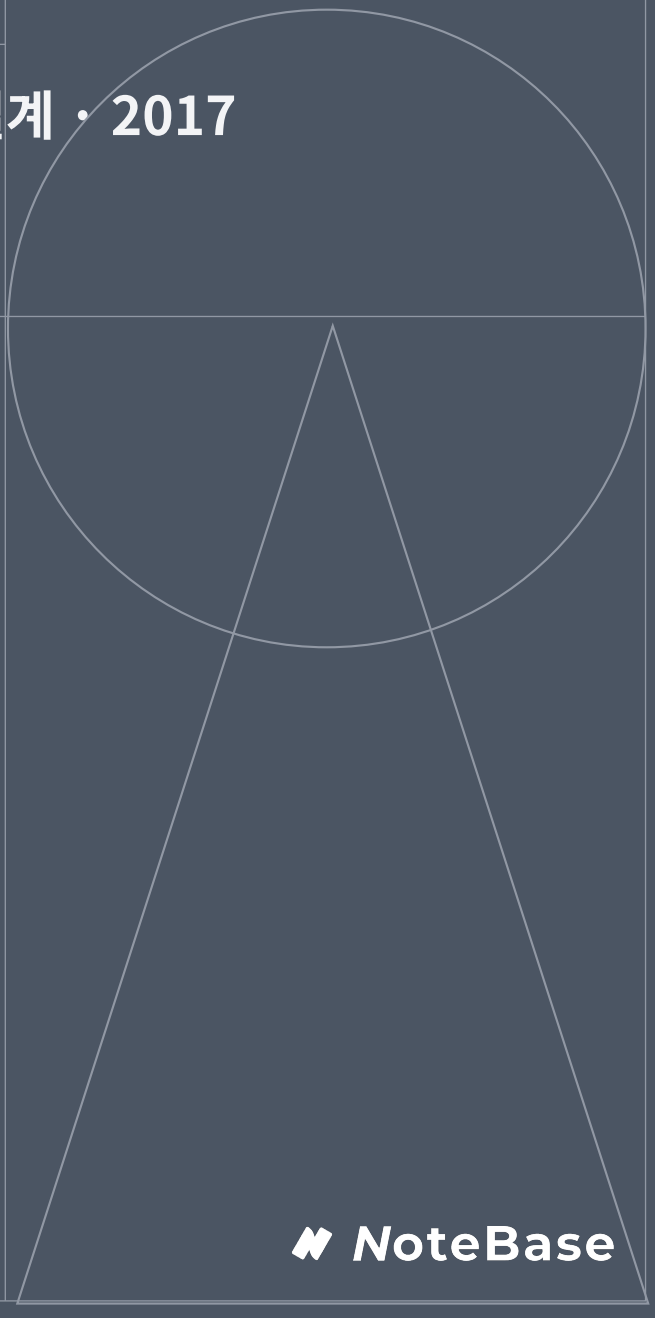
기출OX 해설집

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2017



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2017

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2017

문 1. 다음 설명은 2015년 도로교설계기준(한계상태설계법)에서 규정하는 어떤 한계상태에 대한 것인가?

교량의 설계수명 이내에 발생할 것으로 기대되는, 통계적으로 중요하다고 규정한 하중조합에 대하여 국부적/전체적 강도와 안정성을 확보하는 것으로 규정한다.

① 사용한계상태

② 피로와 파단한계상태

③ 극한한계상태

④ 극단상황한계상태

정답 3번

간단한 해설

설계수명 중 예상되는 규정 하중조합에 대해 **국부적·전체적 강도와 안정성을 확보**하는 것은 극한한계상태의 기준이다. 핵심은 교량의 구조적 파괴나 불안정을 방지하는 데 있다.

공통 해설

극한한계상태는 교량의 설계수명 이내에 발생할 것으로 기대되는, 통계적으로 중요하다고 규정한 하중조합에 대해 **강도와 안정성을 확보**하는 한계상태이다. 강도는 하중에 견디는 능력이고, 안정성은 좌굴 등으로 구조가 불안정해지지 않는 성질이다.

지문의 '국부적/전체적'은 개별 부재 수준과 교량 전체 수준을 모두 고려한다는 뜻이다. 따라서 규정된 하중조합에 대해 각 부분과 전체 구조가 하중을 지탱하고 안정된 상태를 유지하도록 요구하는 이 설명은 극한한계상태에 해당한다.

NoteBase

문 2. 사용하중이 작용하여 인장측 콘크리트에 휨인장균열이 발생한 단철근 직사각형 보에서 압축연단의 콘크리트 응력이 10 MPa일 때 인장철근의 응력[MPa]은? (단, 재료는 Hooke의 법칙이 성립하고, 단면의 유효깊이 $d = 450$ mm, 압축연단에서 중립축까지의 거리 $c = 150$ mm, 철근의 탄성계수 $E_s = 210$ GPa, 콘크리트의 탄성계수 $E_c = 30{,}000$ MPa이다)

① 100

② 120

③ 140

④ 160

정답 3번

간단한 해설

휨변형에서 변형률은 중립축으로부터의 거리에 비례하므로, 인장철근의 변형률 크기는 압축연단 콘크리트의 **2배**이다. 철근의 탄성계수는 콘크리트의 7배이므로 인장철근 응력은 **140 MPa**이다.

계산 과정

균열단면의 변형률 관계: 인장측 콘크리트에 휨인장균열이 발생했으므로 인장측 콘크리트의 인장저항은 무시한다. 휨을 받는 보의 평면유지 가정에 따라 **변형률은 중립축으로부터의 거리에 비례**한다. 압축연단 콘크리트의 변형률 크기를 ε_c, 인장철근의 변형률 크기를 ε_s라 하면, 중립축에서는 변형률이 0이다.

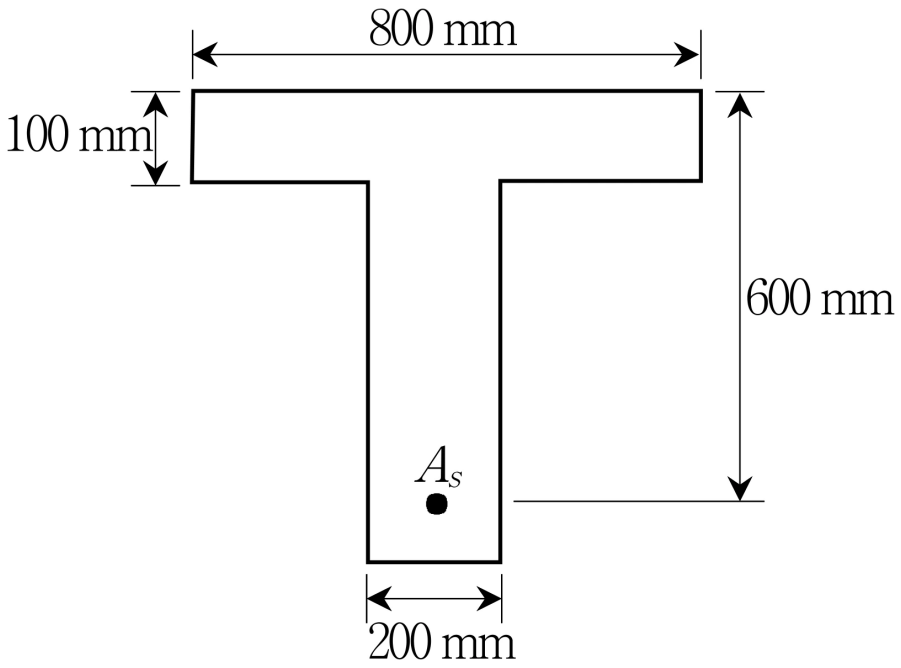
변형률비: 유효깊이 d는 압축연단에서 인장철근 중심까지의 거리이다. 따라서 중립축에서 인장철근까지의 거리는 $d - c$이며, 450 − 150 = 300 mm이다. 압축연단에서 중립축까지는 150 mm이므로 $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{d-c}{c} = \frac{300}{150} = 2$이다. 즉, 철근의 인장변형률 크기는 압축연단 콘크리트의 압축변형률 크기의 2배이다.

탄성계수비: 철근의 탄성계수 210 GPa를 콘크리트와 같은 단위로 바꾸면 210,000 MPa이다. 따라서 탄성계수비는 $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210{,}000}{30{,}000} = 7$이다. 이는 **같은 변형률에서 철근 응력이 콘크리트 응력의 7배**라는 뜻이다.

철근 응력: Hooke의 법칙에 따라 응력은 탄성계수와 변형률의 곱이다. 압축연단 콘크리트 응력의 크기를 f_c, 인장철근 응력을 f_s라 하면 $f_s = n f_c \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c}$이다. 따라서 $7 \times 10 \times 2 = 140$ MPa이며, 인장철근 응력은 ③의 140 MPa에 해당한다.

NoteBase

문 3. 그림과 같은 T형보를 직사각형보로 해석할 수 있는 최대 철근량 $A_s[\text{mm}^2]$는? (단, $f_{ck} = 20$ MPa, $f_y = 400$ MPa이며 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)



① 3,400

② 1,700

③ 340

④ 170

정답 1번

간단한 해설

T형보는 **등가직사각형 압축응력블록이 플랜지 안에 있을 때** 플랜지 폭을 갖는 직사각형보로 해석한다.
압축응력블록 깊이가 플랜지 두께 100 mm에 도달하는 경계에서 콘크리트 압축력과 철근 인장력을 같게 두면 최대 철근량은 3,400 mm^2이다.

NoteBase

계산 과정

1. 직사각형보로 해석할 수 있는 조건: 그림에서 플랜지 폭 $b = 800$ mm, 플랜지 두께 $h_f = 100$ mm이다. 등가직사각형 압축응력블록의 깊이를 a라 하면, $a \le h_f$일 때 압축응력블록 전체가 폭 800 mm인 플랜지 안에 놓인다. 철근량이 늘면 필요한 압축력과 a가 증가하므로, 이 해석이 가능한 최대 철근량은 $a = h_f = 100$ mm에서 구한다.

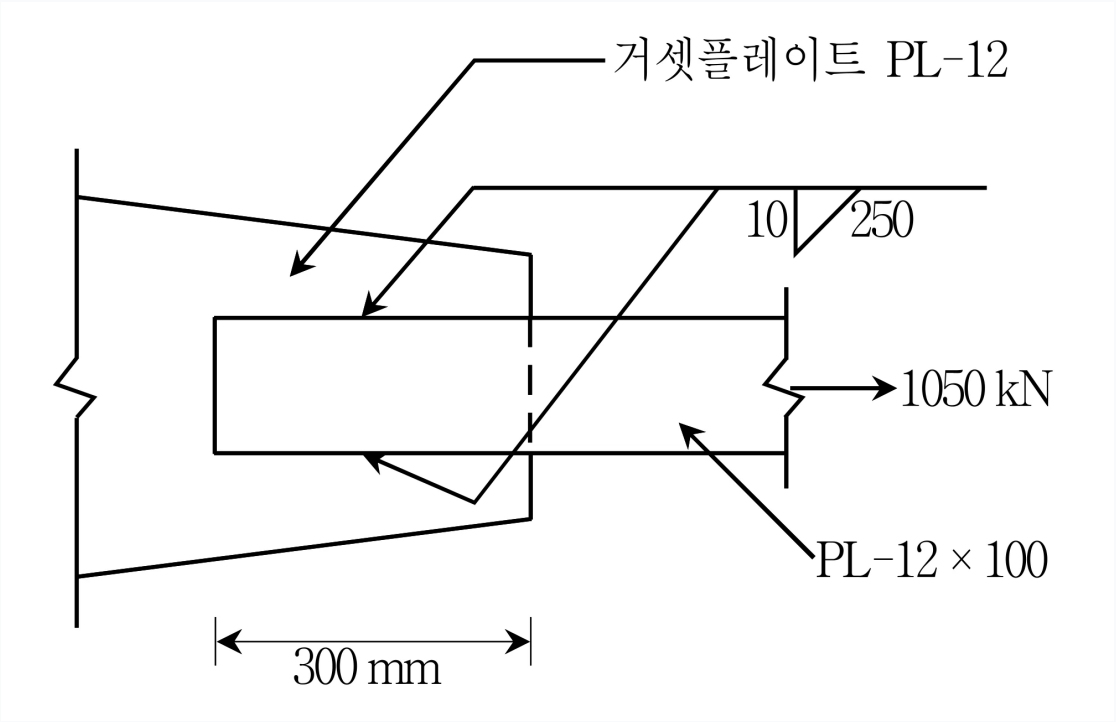
2. 단면의 힘의 평형: 2012년도 콘크리트구조기준의 등가직사각형 응력블록에서 콘크리트 압축응력은 $0.85f_{ck}$이다. 따라서 콘크리트 압축력은 $C = 0.85f_{ck}ba$, 항복한 인장철근의 인장력은 $T = A_s f_y$이며, 축력이 없는 휨단면에서는 $C = T$가 성립한다.

3. 플랜지 전체가 제공하는 압축력: $f_{ck} = 20$ MPa이므로 압축응력은 $0.85 \times 20 = 17$ MPa이다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 경계 상태의 압축력은 $17 \times 800 \times 100 = 1{,}360{,}000$ N이다. 압축응력블록이 플랜지 안에 있으므로 **복부 폭 200 mm 대신 플랜지 폭 800 mm**를 사용한다. 유효깊이 600 mm는 이 경계의 압축력 계산에 필요하지 않다.

4. 최대 철근량: $f_y = 400$ MPa $= 400$ N/mm^{2}이고 $A_s f_y = C$이므로, $A_{s,\max} = \frac{1{,}360{,}000}{400} = 3{,}400$ mm^{2}이다. 이보다 철근량이 많으면 필요한 압축응력블록이 플랜지 아래로 내려가므로 직사각형보 해석 범위를 벗어난다. 계산값 3,400 mm^{2}는 ①에 해당한다.

NoteBase

문 4. 그림과 같은 필릿용접부의 전단응력[MPa]은?



① 250
② 300
③ 325
④ 350

정답 2번

간단한 해설

필릿용접부의 전단응력은 하중을 **두 용접부의 유효 목단면적**으로 나누어 구한다. 용접치수 10 mm에 대한 목두께를 약 7 mm로 보면, 전체 유효 목단면적은 3500 mm^2이고 전단응력은 300 MPa이다.

NoteBase

계산 과정

조건 확인: 그림의 용접기호에서 용접치수 s는 10 mm, 한 줄의 용접길이 l은 250 mm이다. 위·아래 두 곳에 같은 용접이 있으므로 전체 용접길이는 2 × 250 = 500 mm이다. 겹침길이 300 mm와 강판두께 12 mm를 각각 용접길이와 용접치수로 사용하지 않는다.

목두께 계산: 필릿용접의 유효 목두께 a는 용접 뿌리에서 용접면까지의 최단거리이다. 등변 직각삼각형 단면에서는 $a = \frac{s}{\sqrt{2}} \approx 0.7s$이므로, 용접치수 10 mm에 대한 목두께는 약 7 mm이다. 응력 계산에는 용접치수 자체가 아니라 **목두께**를 사용한다.

유효 목단면적 계산: 두 용접부가 하중을 함께 전달하므로 각 용접부의 목단면적을 합한다. 전체 유효 목단면적은 $A_w = 2al$이며, $A_w = 2 \times 7 \times 250 = 3500\text{mm}^2$이다. 여기서 2는 **하중을 분담하는 용접부가 두 곳**임을 뜻한다.

전단응력 계산: 하중 P = 1050 kN = 1,050,000 N을 전체 유효 목단면적으로 나눈다. $\tau = \frac{P}{A_w} = \frac{1{,}050{,}000}{3500} = 300\text{N/mm}^2$이다. 1 N/mm^2 = 1 MPa이므로 전단응력은 300 MPa이며, ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 5. 정모멘트를 받는 보의 최소 인장 철근량에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도, f_y는 철근의 설계기준항복강도, b_w는 복부의 폭, d는 단면의 유효깊이이며, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 부재의 모든 단면에서 해석에 의해 필요한 철근량보다 1/3 이상 인장철근이 더 배치되는 경우는 최소철근량 규정을 적용하지 않을 수 있다.
② 부재의 최소철근량은 $\frac{0.25\sqrt{f_{ck}}b_w d}{f_y}$와 $\frac{1.4b_w d}{f_y}$ 중 큰 값 이상으로 한다.
③ 인장측 균열의 발생과 동시에 갑작스럽게 파괴되는 것을 방지하기 위해서 최소철근량을 규정한다.
④ 철근의 항복과 콘크리트의 극한변형률 도달이 동시에 발생하도록 하기 위해 최소철근량을 규정한다.

정답 4번

간단한 해설

최소 인장철근량은 **균열 발생 직후의 갑작스러운 파괴를 방지**하기 위한 규정이다. ④의 철근 항복과 콘크리트 극한변형률 도달이 동시에 일어나는 조건은 **균형변형률 상태**를 뜻한다.

선지별 해설

① O: 2012년도 콘크리트구조기준 6.3.2(3)은 **부재의 모든 단면**에서 해석에 필요한 철근량보다 인장철근을 1/3 이상 더 배치한 경우, 최소 휨철근량에 관한 6.3.2(1)과 (2)를 적용하지 않을 수 있도록 한다. 즉, 일부 단면만이 아니라 모든 단면에서 필요한 양의 4/3 이상을 배치해야 하는 예외 규정이다.

② O: 2012년도 콘크리트구조기준 6.3.2(1)에 따른 최소 인장철근량은 $\frac{0.25\sqrt{f_{ck}}b_w d}{f_y}$와 $\frac{1.4b_w d}{f_y}$ 중 **큰 값**이다. 배치하는 인장철근 단면적은 두 식으로 구한 값 모두를 만족해야 한다. 이때 강도는 MPa, 폭과 유효깊이는 mm를 사용하면 철근 단면적은 mm^2로 구해진다.

③ O: 인장측 콘크리트에 휨균열이 발생하면 콘크리트가 부담하던 인장력을 철근이 맡아야 한다. 철근량이 지나치게 적으면 균열 발생 후 그 힘을 지탱하지 못해 갑자기 파괴될 수 있으므로, **균열 후에도 휨에 저항할 수 있는 철근량**을 확보하도록 최소철근량을 규정한다.

④ X: 철근이 항복변형률에 도달할 때 압축측 콘크리트도 극한변형률에 도달하는 것은 **균형변형률 상태**이다. 이는 철근과 콘크리트가 각 한계에 도달하는 시점의 관계를 나타낸다. 최소철근량은 이러한 동시 도달을 유도하기 위한 것이 아니라, 인장측 균열 발생 직후 철근량 부족으로 갑자기 파괴되는 것을 방지하기 위한 규정이다.

NoteBase

문 6. 한 변의 길이가 300 mm인 정사각형 단면을 가진 철근콘크리트 기둥에 편심이 없는 단기하중이 축방향으로 작용하고 있다. 축방향 철근의 단면적 $A_{st} = 2,500\ \text{mm}^2$, 철근의 탄성계수 $E_s = 200\ \text{GPa}$, 콘크리트의 탄성계수 $E_c = 25\ \text{GPa}$일 때 철근이 받는 응력이 120 MPa이라면 콘크리트가 받는 응력[MPa]은? (단, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 40\ \text{MPa}$이며, 철근과 콘크리트 모두 탄성 범위 이내에서 거동한다)

① 10

② 12

③ 15

④ 18

정답 3번

간단한 해설

철근과 콘크리트는 함께 변형하므로 **축방향 변형률이 같다**. 두 재료가 탄성 범위에 있으므로 콘크리트 응력은 철근 응력에 탄성계수비를 곱한 $120 \cdot \frac{25}{200} = 15\ \text{MPa}$이다.

계산 과정

1. 변형률 관계: 편심이 없는 축하중을 받는 철근콘크리트 기둥에서는 부착된 철근과 콘크리트가 함께 줄어들므로 **축방향 변형률이 같다**. 철근과 콘크리트의 응력을 각각 σ_s, σ_c, 변형률을 각각 ε_s, ε_c라 하면, 탄성 범위에서 $\sigma = E\varepsilon$이므로 $\frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{\sigma_c}{E_c}$가 성립한다.

2. 철근의 변형률: 탄성계수와 응력의 단위를 맞추면 $E_s = 200{,}000\ \text{MPa}$이다. 따라서 $\varepsilon_s = \frac{120}{200{,}000} = 0.0006$이다. 이 값은 철근뿐 아니라 콘크리트에도 동일하게 발생하는 축방향 변형률이다.

3. 콘크리트의 응력: $E_c = 25{,}000\ \text{MPa}$이므로 $\sigma_c = 25{,}000 \cdot 0.0006 = 15\ \text{MPa}$이다. 변형률이 같아도 응력은 탄성계수에 비례하므로 두 재료의 응력이 같지는 않다. 주어진 단면 치수와 철근 단면적, 콘크리트의 설계기준압축강도는 이 탄성 응력 관계를 계산하는 데 필요하지 않다.

콘크리트가 받는 응력은 15 MPa이므로 ③에 해당한다.

NoteBase

문 7. 단철근 직사각형보에서 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 25$ MPa, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 300$ MPa, 철근의 탄성계수 $E_s = 200$ GPa, 단면의 유효깊이 $d = 450$ mm일 때 균형단면이 되기 위한 압축 연단으로부터 중립축까지의 거리[mm]는? (단, 2012년도 콘크리트 구조기준을 적용한다)

① 200

② 250

③ 300

④ 350

정답 3번

간단한 해설

균형단면은 **콘크리트 압축연단의 극한변형률 도달과 인장철근의 항복이 동시에** 일어나는 단면이다. 극한변형률 0.003과 철근의 항복변형률 0.0015를 선형 변형률 분포에 적용하면 중립축 깊이는 **300 mm**이다.

계산 과정

균형조건: 2012년도 콘크리트구조기준 6.2.2(2)에 따라 균형단면에서는 콘크리트 압축연단의 변형률이 $\varepsilon_{cu} = 0.003$에 도달할 때 인장철근도 **항복변형률에 동시에 도달**한다. 구하려는 균형중립축 깊이를 c_b라 하면, 이는 압축연단에서 중립축까지의 거리이다.

철근의 항복변형률: 항복에 도달할 때까지 철근의 응력과 변형률은 탄성계수로 연결되므로 $\varepsilon_y = f_y/E_s$이다. **강도와 탄성계수의 단위를 MPa로 통일**하면 $E_s = 200$ GPa $= 200000$ MPa이다. 따라서 $\varepsilon_y = \frac{300}{200000} = 0.0015$이며, 이는 철근이 항복하기 시작할 때의 인장변형률이다.

변형률 적합조건: 평면유지 가정에 따라 변형률은 중립축으로부터의 거리에 비례한다. 중립축의 변형률은 0이고, 압축연단과 인장철근은 중립축의 서로 반대쪽에 있다. 따라서 각 변형률의 크기에 대응하는 거리는 각각 c_b와 $d - c_b$이므로 $\frac{\varepsilon_{cu}}{c_b} = \frac{\varepsilon_y}{d - c_b}$가 성립한다.

중립축 깊이 계산: 위 비례식을 정리하면 $c_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} d$이다. 주어진 유효깊이 450 mm를 대입하면 $c_b = \frac{0.003}{0.003 + 0.0015} \cdot 450 = 300$ mm이다. 압축연단에서 중립축까지의 거리는 300 mm로, ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 8. 휨 및 압축을 받는 콘크리트 부재의 설계가정에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 휨모멘트 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 부재의 콘크리트 압축 연단의 극한변형률은 0.003으로 가정한다.

② 철근의 응력이 설계기준항복강도 f_y 이하일 때 철근의 응력은 변형률에 탄성계수를 곱한 값으로 하고, 철근의 변형률이 f_y에 대응하는 변형률보다 큰 경우 철근의 응력은 철근의 극한강도까지 증가시킨다.

③ 깊은보는 비선형 변형률 분포를 고려하여 설계하여야 한다. 그러나 비선형 분포를 고려하는 대신 스트럿-타이 모델을 적용할 수도 있다.

④ 콘크리트 압축응력의 분포와 콘크리트 변형률 사이의 관계는 직사각형, 사다리꼴, 포물선형 또는 실험의 결과와 실질적으로 일치하는 형상으로도 가정할 수 있다.

정답 2번

간단한 해설

철근이 항복한 뒤에는 변형률이 증가해도 설계상 응력을 **설계기준항복강도로 일정하게** 가정한다. 따라서 '철근의 극한강도까지 증가시킨다'는 설명은 이 설계가정과 맞지 않는다.

NoteBase

선지별 해설

① O: 2012년도 콘크리트구조기준에서는 휨모멘트 또는 휨모멘트와 축력을 동시에 받는 부재의 콘크리트 압축연단 극한변형률을 **0.003**으로 가정한다. 이는 단면의 극한강도를 산정할 때 압축측 가장자리 콘크리트에 적용하는 변형률의 한계값이다.

② X: 철근의 응력이 설계기준항복강도 f_y 이하인 구간에서는 $f_s = E_s\varepsilon_s$로 계산한다. 여기서 f_s는 철근 응력, E_s는 철근의 탄성계수, ε_s는 철근 변형률이다. 항복에 대응하는 변형률은 $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$이며, 이를 초과하면 **변형률에 관계없이** $f_s = f_y$로 가정한다. 즉, 항복 전에는 응력이 변형률에 비례하고 항복 후에는 일정한 응력을 유지하는 탄성·완전소성 모형이다. 선지의 '철근의 극한강도까지 증가시킨다'는 '설계기준항복강도로 일정하게 한다'로 고쳐야 한다.

③ O: 일반적인 보에서는 철근과 콘크리트의 변형률이 중립축으로부터의 거리에 비례한다고 가정하지만, 깊은보에는 이러한 평면유지 가정을 그대로 적용하기 어렵다. 따라서 **비선형 변형률 분포**를 고려하여 설계한다. 이를 직접 고려하는 대신, 압축력을 전달하는 스트럿과 인장력을 전달하는 타이로 하중 전달을 모형화한 스트럿-타이 모델을 적용할 수도 있다.

④ O: 콘크리트의 압축응력과 변형률의 관계는 비선형이므로 압축응력 분포를 하나의 형상으로만 한정하지 않는다. 직사각형·사다리꼴·포물선형 등을 사용할 수 있으며, 다른 형상도 **실험 결과와 실질적으로 일치하는** 경우 가정할 수 있다. 핵심은 가정한 응력 분포가 실제 콘크리트의 압축 거동을 적절히 나타내야 한다는 점이다.

NoteBase

문 9. 지름 $d = 600$ mm인 철근콘크리트 원형단면 기둥을 단주로 볼 수 있는 최대 높이[m]는? (단, 압축부재의 유효좌굴길이계수 $k = 1.5$, 비횡구속 골조이며, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 2.2

② 2.5

③ 3.6

④ 4.5

정답 1번

간단한 해설

비횡구속 골조에서는 **세장비가 22 이하**이면 장주효과를 무시할 수 있다. 원형단면의 회전반지름은 지름의 0.25배인 150 mm이므로, 유효좌굴길이계수 1.5를 적용한 최대 높이는 **2.2 m**이다.

계산 과정

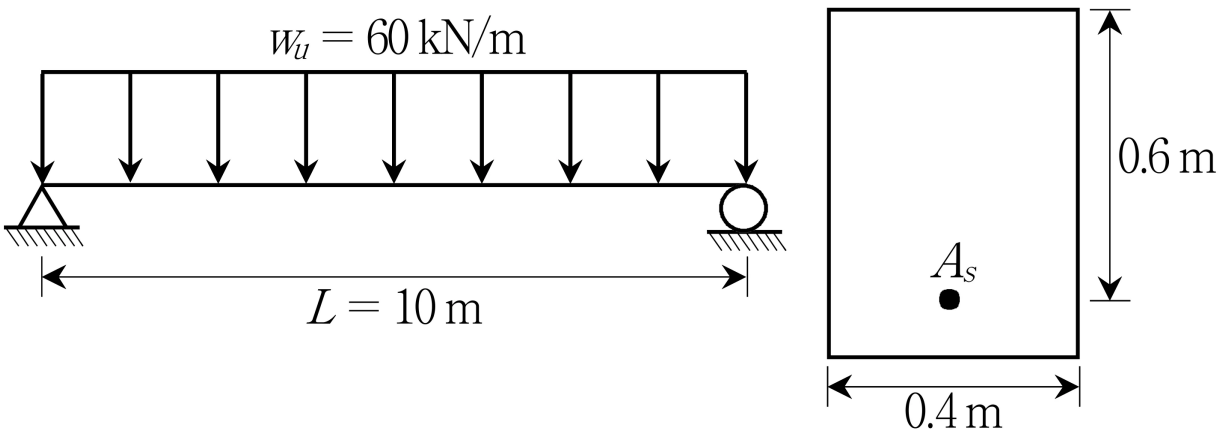
단주 판정 조건: 2012년도 콘크리트구조기준 6.5.1(1)①에 따라 비횡구속 골조의 압축부재는 $\frac{kl_u}{r} \le 22$이면 장주효과를 무시할 수 있다. 여기서 k는 유효좌굴길이계수, l_u는 비지지길이로서 이 문제에서 구하는 기둥 높이, r은 단면의 회전반지름이다. 세장비는 **유효좌굴길이를 회전반지름으로 나눈 값**이다.

회전반지름: 같은 기준 6.5.1(4)에 따라 원형 압축부재의 회전반지름은 **지름의 0.25배**로 사용할 수 있다. 따라서 $r = 0.25d$이고, 지름 600 mm를 대입하면 $0.25 \times 600 = 150$ mm이다.

최대 높이 계산: 높이가 커질수록 세장비도 커지므로 **세장비가 한계값 22에 도달할 때** 최대 높이가 된다. $l_{u,\max} = \frac{22r}{k}$에 회전반지름 150 mm와 주어진 $k = 1.5$를 대입한다. $l_{u,\max} = \frac{22 \times 150}{1.5} = 2200$ mm. 이때 유효좌굴길이는 3300 mm이고, 실제 기둥 높이는 이를 1.5로 나눈 값이다. 따라서 최대 높이는 2200 mm = 2.2 m로, ①의 2.2에 해당한다.

NoteBase

문 10. 그림과 같은 지간 $L = 10\text{m}$의 단순보에 자중을 포함한 등분포 계수하중 $W_u = 60\text{kN/m}$가 작용하는 경우, 전단위험단면에서 전단철근이 부담해야 할 설계전단력 ϕV_s[kN]는? (단, 보통중량 콘크리트로서 $f_{ck} = 25\text{MPa}$이며, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)



① 114

② 135

③ 152

④ 186

정답 1번

간단한 해설

전단위험단면은 지점에서 **유효깊이 0.6 m만큼 떨어진 단면**이므로 계수전단력은 264 kN이다. 여기서 콘크리트의 설계전단강도 150 kN을 빼면, **전단철근이 부담할 설계전단력**은 114 kN이다.

NoteBase

계산 과정

단면 치수: 그림에서 폭은 $b_w = 0.4\text{m} = 400\text{mm}$이고, 압축연단에서 인장철근 중심까지의 **유효깊이**는 $d = 0.6\text{m} = 600\text{mm}$이다. 주어진 60 kN/m는 자중을 포함한 계수하중이므로 하중계수나 자중을 다시 더하지 않는다.

위험단면의 계수전단력: 하중과 지지조건이 좌우 대칭이므로 각 지점반력은 $R = \frac{W_u L}{2}$이다. 수치를 대입하면 $R = \frac{60 \cdot 10}{2} = 300\text{kN}$이다. 이처럼 보의 상부에 등분포하중이 작용하고 하부 지점에서 지지되는 경우, 전단위험단면은 지점에서 보 안쪽으로 유효깊이 d만큼 떨어진 곳으로 잡는다. 지점과 위험단면 사이의 하중을 반력에서 빼면 $V_u = R - W_u d$이므로 $V_u = 300 - 60 \cdot 0.6 = 264\text{kN}$이다.

콘크리트의 전단강도: 축력이 없는 보통중량 콘크리트 보에 대해 2012년도 기준의 간략식 $V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$를 적용한다. 여기서 V_c는 콘크리트의 공칭전단강도이다. 압축강도를 MPa, 단면 치수를 mm로 넣으면 힘은 N으로 계산된다. 따라서 $V_c = \frac{1}{6}\sqrt{25} \cdot 400 \cdot 600$, 즉 200,000 N = 200 kN이다. 전단에 대한 강도감소계수 $\phi = 0.75$를 적용한 콘크리트의 **설계전단강도**는 $\phi V_c = 0.75 \cdot 200 = 150\text{kN}$이다.

전단철근의 부담분: 전단설계 조건은 $\phi(V_c + V_s) \geq V_u$이다. 따라서 전단철근이 확보해야 할 최소 설계전단강도는 $\phi V_s = V_u - \phi V_c$이며, 264 − 150 = 114 kN이다. 문제에서 요구한 양은 **강도감소계수가 적용된** ϕV_s이므로 114 kN이며, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 11. 유효프리스트레스 f_{pe}를 결정하기 위하여 고려해야 하는 프리스트레스손실 원인을 모두 고른 것은?

ㄱ. 정착장치의 활동
ㄴ. 콘크리트의 건조수축
ㄷ. 포스트텐션 긴장재와 덕트 사이의 마찰
ㄹ. 콘크리트의 공칭압축강도
ㅁ. 긴장재 응력의 릴랙세이션

① ㄱ, ㄴ, ㄹ
② ㄱ, ㄷ, ㄹ, ㅁ
③ ㄱ, ㄴ, ㄷ, ㅁ
④ ㄴ, ㄷ, ㄹ, ㅁ

정답 3번

간단한 해설

콘크리트의 공칭압축강도는 **재료의 강도 특성**을 나타내는 값이며, 그 자체가 프리스트레스를 감소시키는 **손실 원인은 아니다**.

NoteBase

보기별 해설

유효프리스트레스 f_{pe}는 긴장재에 도입한 응력에서 각종 손실을 반영한 뒤 남는 응력이다. 따라서 각 보기가 긴장재의 응력을 감소시키는 현상인지 구분해야 한다.

ㄱ. O: 정착장치의 활동은 긴장재를 고정할 때 정착부에서 미끄러짐이나 쐐기의 자리잡음이 발생하는 현상이다. 이때 **긴장재의 늘어난 길이가 줄어들어** 인장응력이 감소하므로 프리스트레스손실이 생긴다.

ㄴ. O: 콘크리트는 건조하면서 수분을 잃어 수축한다. **콘크리트 부재의 길이가 줄어들면** 긴장재의 늘어난 길이도 감소하므로 긴장재의 인장응력과 프리스트레스가 감소한다.

ㄷ. O: 포스트텐션에서는 덕트 안에 배치한 긴장재를 당겨 긴장한다. 이 과정에서 긴장재와 덕트 사이의 **마찰이 긴장력의 전달을 방해**하므로 긴장단에서 떨어진 위치에는 더 작은 긴장력이 전달된다. 따라서 마찰에 의한 프리스트레스손실을 고려한다.

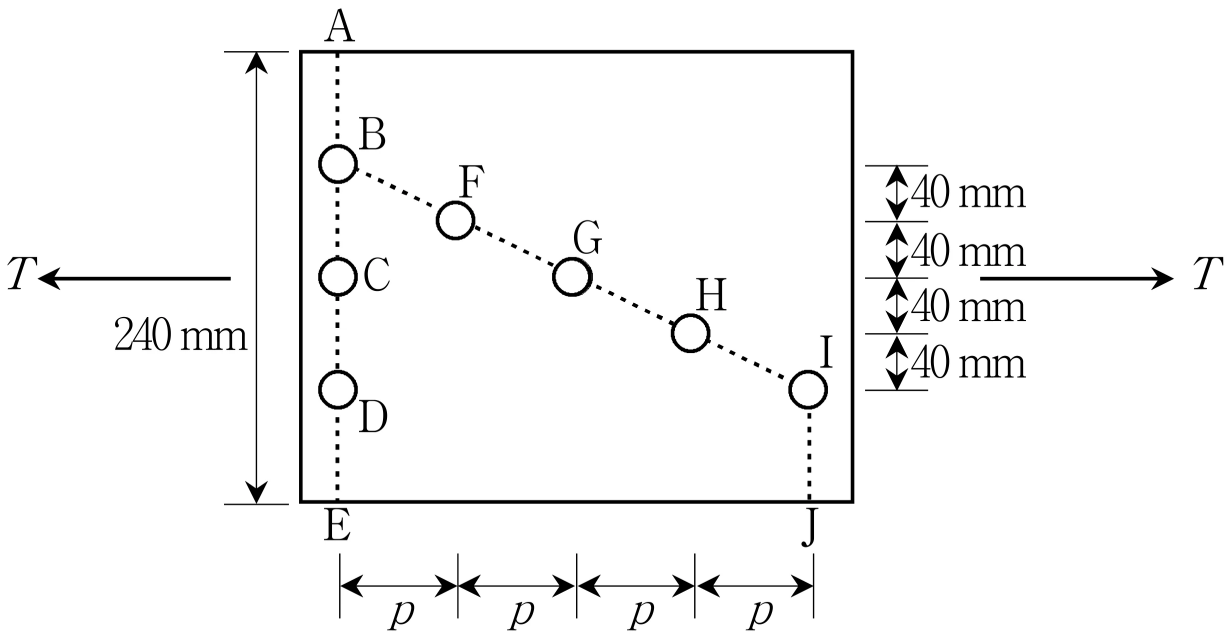
ㄹ. X: 콘크리트의 공칭압축강도는 콘크리트가 압축에 저항하는 강도를 나타내는 값이다. **강도값 자체는 손실 현상이 아니다.** 콘크리트와 관련된 손실 원인으로는 건조수축, 크리프, 탄성수축 등이 있다.

ㅁ. O: 릴랙세이션은 긴장재의 **변형률을 일정하게 유지해도 시간이 지나면서 응력이 감소**하는 현상이다. 따라서 긴장재 자체의 시간 의존적 성질에 의한 프리스트레스손실로 고려한다.

프리스트레스손실 원인에 해당하는 것은 ㄱ, ㄴ, ㄷ, ㅁ이며, 이 조합은 ③에 해당한다.

NoteBase

문 12. 그림과 같이 편심이 없는 하중 T를 받는 볼트로 연결된 판이 ABFGHIJ로 파괴되기 위한 p[mm]의 범위는? (단, 연결재 구멍의 직경은 20 mm이다)



① 30 ≤ p < 40

② 40 ≤ p < 50

③ 70 ≤ p < 80

④ 80 ≤ p < 100

정답 1번

간단한 해설

ABFGHIJ 경로는 구멍 5개를 지나지만, 사선 구간마다 순폭 보정량이 더해진다. 이 경로의 **순단면적이 직선 경로보다 작아지는 조건**은 p < 40 mm이다.

NoteBase

계산 과정

비교 기준: 판의 재질과 두께가 같으므로 **순단면적이 가장 작은 경로**가 인장 파괴에 불리하다. 판 두께를 t, 순폭을 b_n이라 하면 $A_n = b_n t$이므로 순폭만 비교하면 된다. 구멍을 엇갈려 지나는 경로의 순폭은 $b_n = b - nd + \sum \frac{s^2}{4g}$ 이다. 여기서 b는 판의 전체 폭, n은 경로가 지나는 구멍 수, d는 구멍 지름이며, s와 g는 인접한 구멍 중심 사이의 하중 방향 및 하중 직각 방향 간격이다. 이 문제에서는 b = 240 mm, d = 20 mm이다.

직선 ABCDE 경로: B·C·D의 구멍 3개를 지나며 사선 구간이 없다. 순폭은 $b_{n1} = 240 - 3 \cdot 20 = 180\text{mm}$ 이다.

ABFGHIJ 경로: B·F·G·H·I의 구멍 5개를 지나고, BF·FG·GH·HI의 **사선 구간 4개**가 있다. 각 구간에서 s = p, g = 40 mm이므로 $b_{n2} = 240 - 5 \cdot 20 + 4 \cdot \frac{p^2}{4 \cdot 40}$이다. 따라서 $b_{n2} = 140 + \frac{p^2}{40}$이며, p를 mm 단위로 대입하면 순폭도 mm로 구해진다.

직선 경로와 비교: ABFGHIJ 경로의 순폭이 더 작아야 하므로 $140 + \frac{p^2}{40} < 180$이다. 이를 정리하면 $p^2 < 1600$ 이고, 간격 p는 양수이므로 p < 40 mm이다. p = 40 mm에서는 두 경로의 순폭이 180 mm로 같아진다.

구멍 4개를 지나는 경로도 확인: ABFCDE는 B·F·C·D를 지나며, BF와 FC에서 각각 s = p, g = 40 mm이다. 그 순폭은 $b_{n3} = 160 + \frac{p^2}{80}$이다. $b_{n2} < b_{n3}$을 정리해도 $p^2 < 1600$이므로 같은 조건을 얻는다.

범위 대응: 제시된 구간 중 p < 40 mm를 만족하는 것은 ①의 30 ≤ p < 40 mm이다.

NoteBase

문 13. 하중저항계수설계법을 적용한 강구조설계기준(2014)에서 기술하고 있는 강도저항계수에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 인장재의 총단면의 항복에 대한 강도저항계수 $\phi_t = 0.90$을 적용한다.

② 인장재의 유효순단면의 파괴에 대한 강도저항계수 $\phi_t = 0.85$를 적용한다.

③ 중심축 압축력을 받는 압축부재의 강도저항계수 $\phi_c = 0.90$을 적용한다.

④ 비틀림이 발생하지 않은 휨부재의 강도저항계수 $\phi_b = 0.90$을 적용한다.

정답 2번

간단한 해설

인장재의 **유효순단면 파단**에 적용하는 강도저항계수는 0.85가 아니라 **0.75**이다. 총단면 항복에 적용하는 0.90과 구분해야 한다.

선지별 해설

강도저항계수는 재료강도와 강도 산정의 불확실성 등을 고려하여 공칭강도를 설계강도로 낮추는 계수이다. 이 문항은 강구조설계기준(2014)의 부재·한계상태별 적용값을 묻는다.

① O: 강구조설계기준(2014) 4.3.1은 **총단면의 항복**에 대해 $\phi_t = 0.90$을 적용한다. 총단면적과 항복강도의 곱으로 공칭인장강도를 구한 뒤 이 계수를 곱하여 설계인장강도를 산정한다.

② X: 4.3.2는 **유효순단면의 파단**에 대해 $\phi_t = 0.75$를 적용한다. 따라서 0.85를 0.75로 고쳐야 한다. 이 한계상태에서는 유효순단면적과 인장강도의 곱으로 공칭인장강도를 산정하므로, 총단면적과 항복강도를 사용하는 항복 검토와 구별된다.

③ O: 5.1은 **중심축 압축력을 받는 부재**의 강도저항계수로 $\phi_c = 0.90$을 적용한다. 부재에 해당하는 휨좌굴·비틀림좌굴·휨비틀림좌굴 등의 한계상태를 검토하여 공칭압축강도를 정하고, 여기에 계수를 곱해 설계압축강도를 구한다.

④ O: 6.1은 하중이 단면의 주축과 전단중심을 통과하여 **비틀림이 발생하지 않는** 형강 및 조립부재를 적용 대상으로 한다. 6.2.1.1.1에 따라 설계휨강도는 공칭휨강도에 $\phi_b = 0.90$을 곱하여 산정한다.

NoteBase

문 14. 복철근 콘크리트보의 탄성처짐이 10 mm일 경우, 5년 이상의 지속 하중에 의해 유발되는 추가 장기처짐량[mm]은? (단, 보의 압축 철근비는 0.02이며, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 2.5

② 5.0

③ 7.5

④ 10.0

정답 4번

간단한 해설

5년 이상 지속하중의 시간경과계수는 2.0이며, 압축철근비 0.02를 반영한 **추가 장기처짐 계수는 1.0**이다. 따라서 추가 장기처짐량은 탄성처짐 10 mm와 같은 **10.0 mm**이다.

계산 과정

2012년도 콘크리트구조기준의 식 (4.3.4)에 따라, 크리프와 건조수축에 의한 추가 장기처짐은 해당 지속하중에 의한 순간 탄성처짐에 계수 λ_Δ를 곱하여 구한다. 계수식은 $\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'}$이다. 여기서 ξ는 지속하중의 재하기간에 따른 시간경과계수이고, ρ'는 압축철근비이다.

5년 이상 지속하중이므로 $\xi = 2.0$을 적용한다. 주어진 압축철근비 $\rho' = 0.02$를 대입하면 $\lambda_\Delta = \frac{2.0}{1+50\cdot 0.02} = 1.0$이다. 이는 **추가로 생기는 처짐이 순간 탄성처짐의 1.0배**라는 뜻이다.

따라서 추가 장기처짐량은 $1.0 \times 10 = 10.0$ mm이다. 문제에서 묻는 것은 **추가 장기처짐량**이므로 순간 탄성처짐을 다시 더하지 않는다. 계산값 10.0 mm는 ④에 해당한다.

NoteBase

문 15. 프리스트레스트콘크리트 휨부재는 미리 압축을 가한 인장구역에서 사용하중에 의한 인장연단응력 f_t에 따라 균열등급을 구분한다. 비균열등급에 속하는 인장연단응력 f_t[MPa]는? (단, f_{ck}는 콘크리트 설계기준압축강도이며, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① $f_t \le 0.63\sqrt{f_{ck}}$

② $0.63\sqrt{f_{ck}} < f_t \le 1.0\sqrt{f_{ck}}$

③ $f_t > 1.0\sqrt{f_{ck}}$

④ $f_t > 1.15\sqrt{f_{ck}}$

정답 1번

간단한 해설

2012년도 콘크리트구조기준에서 비균열등급은 사용하중에 의한 인장연단응력이 **비균열 한계값 이하**인 경우이며, 그 범위는 $f_t \le 0.63\sqrt{f_{ck}}$이다.

공통 해설

2012년도 콘크리트구조기준 9.2.2(3)은 미리 압축을 가한 인장구역의 사용하중에 의한 인장연단응력으로 프리스트레스트콘크리트 휨부재의 균열등급을 구분한다. 여기서 f_t는 인장연단응력, f_{ck}는 콘크리트 설계기준압축강도이며, 두 응력은 MPa 단위를 사용한다. 비균열등급의 기준은 $f_t \le 0.63\sqrt{f_{ck}}$이다.

따라서 인장연단응력이 $0.63\sqrt{f_{ck}}$보다 작거나 **경계값과 같은 경우까지** 비균열등급에 포함된다. 나머지 후보는 모두 이 한계값을 초과하는 범위이므로 비균열등급의 조건을 만족하지 않는다.

NoteBase

문 16. 철근콘크리트 부재의 전단철근에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, λ는 경량콘크리트계수, f_{ck}는 콘크리트 설계기준압축강도, b_w는 복부의 폭, d는 단면의 유효깊이, V_s는 전단철근에 의한 단면의 공칭전단강도이며, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 최소 전단철근은 경사균열폭이 확대되는 것을 억제함으로써 덜 취성적인 파괴를 유도한다.

② 부재축에 직각으로 배치된 전단철근의 간격은 V_s가 $\lambda(\sqrt{f_{ck}}/3)b_w d$ 이하인 경우 $d/2$ 이하이어야 하고, 또한 600 mm 이하로 하여야 한다.

③ V_s가 $\lambda(\sqrt{f_{ck}}/3)b_w d$을 초과하는 경우 V_s가 $\lambda(\sqrt{f_{ck}}/3)b_w d$ 이하일 때 적용된 최대 간격을 절반으로 감소시켜야 한다.

④ 경사스터럽과 굽힘철근은 부재의 중간 높이인 $0.5d$에서 보의 지간 중간 방향으로 주인장 철근까지 연장된 45°선과 한 번 이상 수직으로 교차되도록 배치하여야 한다.

정답 4번

간단한 해설

④의 '지간 중간 방향'은 **반력점 방향**으로 고쳐야 한다. 경사스터럽과 굽힘철근은 이 방향으로 그은 45°선과 **한 번 이상 교차**하도록 배치하며, 반드시 수직으로 교차해야 하는 것은 아니다.

선지별 해설

① O: 최소 전단철근은 경사균열을 가로질러 인장력에 저항하면서 **균열폭의 확대를 억제**한다. 균열이 발생한 뒤에도 전단력에 저항할 수 있게 하므로, 갑작스러운 취성파괴를 완화한다.

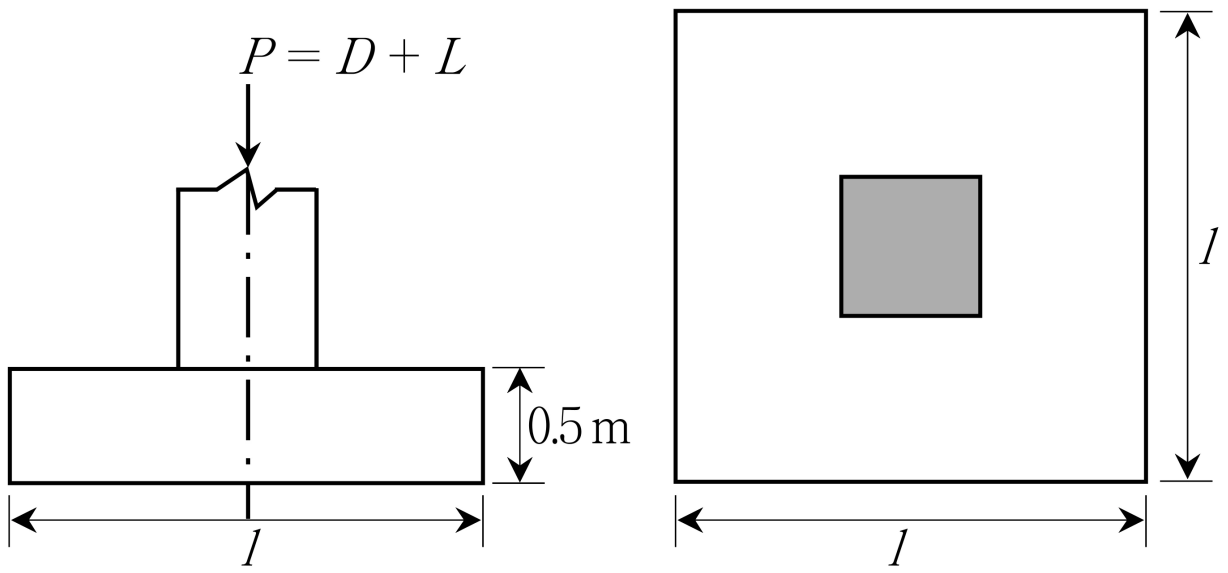
② O: 2012년도 콘크리트구조기준에서 $V_s \le \lambda\frac{\sqrt{f_{ck}}}{3}b_w d$이면, 부재축에 직각으로 배치한 전단철근의 간격은 $d/2$ 이하이면서 600 mm 이하이어야 한다. 즉, **두 상한 중 작은 값**을 적용한다. 이는 경사균열이 전단철근 사이를 그대로 지나가지 않고 전단철근과 만나도록 간격을 제한하는 것이다.

③ O: $V_s > \lambda\frac{\sqrt{f_{ck}}}{3}b_w d$이면 전단철근이 부담하는 전단력이 커지므로, 앞의 조건에서 허용한 **최대 간격을 절반**으로 줄여 더 촘촘하게 배치한다. 따라서 수직 전단철근의 간격은 $d/4$ 이하이면서 300 mm 이하가 된다. 경계값과 같은 경우에는 ②의 간격 제한을 적용한다.

④ X: 경사스터럽과 굽힘철근은 부재의 중간 높이인 $0.5d$에서 **반력점 방향**으로 주인장철근까지 연장한 45°선과 한 번 이상 교차하도록 배치해야 한다. 이 선은 전단철근이 가로질러야 할 경사균열의 방향을 나타낸다. 선지의 '지간 중간 방향'은 '반력점 방향'으로, '한 번 이상 수직으로 교차'는 '한 번 이상 교차'로 고친다. **교차각을 반드시 90°로 정한 규정은 아니다**.

NoteBase

문 17. 그림과 같이 정사각형 확대 기초에 기둥의 자중을 포함한 고정하중 $D = 3{,}000\text{kN}$과 활하중 $L = 2{,}700\text{kN}$이 편심이 없이 기초판에 작용할 때 확대 기초 한 변의 최소 길이 l[m]은? (단, 기초 지반의 허용지지력 $q_a = 240\text{kN/m}^2$, 철근콘크리트 단위중량 $\gamma_c = 24\text{kN/m}^3$, 토사 무게는 무시하며, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)



① 4

② 5

③ 6

④ 7

정답 2번

간단한 해설

허용지지력과 비교할 지반 압력에는 **사용하중과 기초판 자중**을 함께 반영한다. 두께 0.5 m인 기초판의 자중은 단위면적당 12 kN/m^{2}이므로, 기둥에서 전달되는 하중을 지지할 수 있는 여유는 228 kN/m^{2}이다. 필요한 면적은 25 m^{2}이고 정사각형 한 변의 최소 길이는 **5 m**이다.

NoteBase

계산 과정

사용하중과 기초 면적: 허용지지력으로 기초의 밑면적을 정할 때는 **하중계수를 곱하지 않은 사용하중**을 적용한다. 기둥의 자중이 이미 포함된 하중은 P = D + L = 3,000 + 2,700 = 5,700 kN이다. 정사각형 기초의 한 변을 l m라 하면 밑면적은 $A = l^2$ m^2이다. 편심이 없으므로 전체 수직하중을 이 면적으로 나누어 지반 압력을 구한다.

기초판 자중: 그림의 기초판 두께는 0.5 m이다. 기초판의 부피에 철근콘크리트 단위중량을 곱하면 자중은 $W_f = 24 \cdot 0.5 \cdot l^2 = 12l^2$ kN이다. 이를 밑면적으로 나눈 **자중에 의한 지반 압력**은 $24 \times 0.5 = 12$ kN/m^2로, 기초의 한 변 길이와 관계없이 일정하다. 토사 무게는 조건에 따라 제외한다.

허용지지력 조건과 필요 면적: 기둥 하중과 기초판 자중에 의한 지반 압력의 합이 허용지지력을 넘지 않아야 한다. 따라서 q=(5700)/(l^2)+12≤240이다. 기초판 자중이 차지하는 12 kN/m^2를 빼면 기둥 하중에 사용할 수 있는 압력은 240 − 12 = 228 kN/m^2이다. 필요한 밑면적은 $l^2 \geq \frac{5700}{228} = 25$ m^2이다.

한 변의 최소 길이: 길이는 양수이므로 $l \geq \sqrt{25} = 5$ m이다. 따라서 최소 길이는 5 m이며, 선택지 ②에 해당한다.

NoteBase

문 18. 연속보 또는 1방향 슬래브는 구조해석을 정확하게 하는 대신 콘크리트구조기준(2012)에 따라 근사해법을 적용하여 약산할 수 있다. 근사해법을 적용하기 위한 조건으로 옳지 않은 것은?

① 활하중이 고정하중의 3배를 초과하지 않는 경우

② 부재의 단면이 일정하고, 2경간 이상인 경우

③ 인접 2경간의 차이가 짧은 경간의 30% 이하인 경우

④ 등분포 하중이 작용하는 경우

정답 3번

간단한 해설

인접한 두 경간의 길이 차이는 **짧은 경간의 20% 이하**여야 한다. ③의 '30% 이하'는 근사해법의 적용 범위를 기준보다 넓힌 표현이다.

선지별 해설

콘크리트구조기준(2012) 3.4.1(3)에 따른 근사해법은 연속보 또는 1방향 슬래브가 아래의 하중·경간·단면 조건을 모두 만족할 때 적용한다. 각 조건 중 하나만 만족하는 것으로는 충분하지 않다.

① O: 콘크리트구조기준(2012) 3.4.1(3)은 활하중이 **고정하중의 3배를 초과하지 않을 것**을 요구한다. 3배와 같은 경우는 포함되지만, 3배를 넘으면 이 근사해법의 적용 조건을 만족하지 않는다.

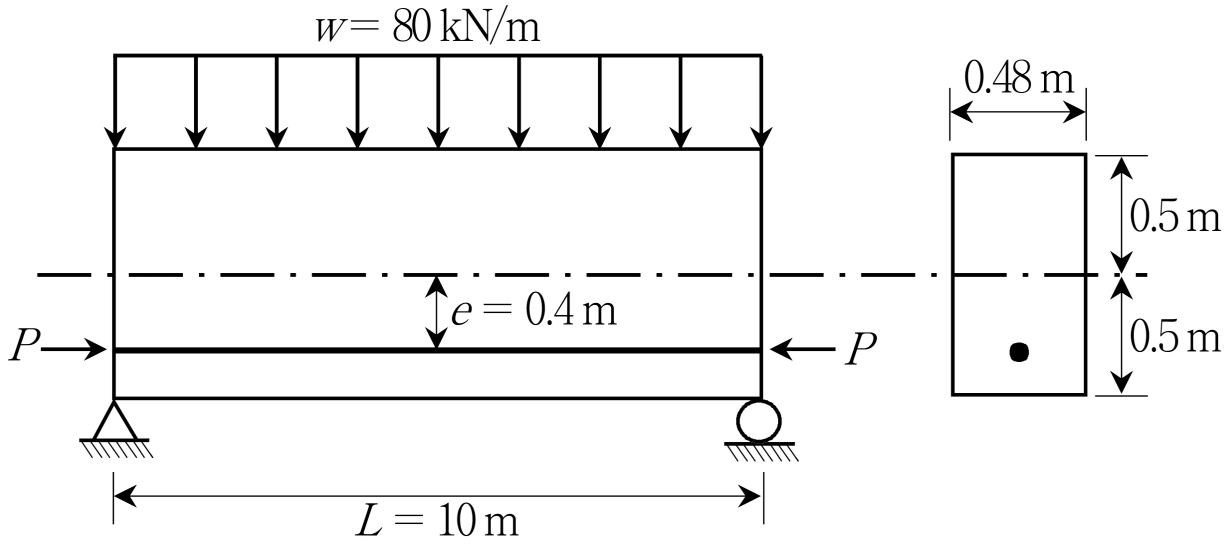
② O: 같은 기준은 **2경간 이상이며 부재의 단면 크기가 일정할 것**을 요구한다. 경간 수와 단면 크기는 별개의 조건이므로 둘 다 만족해야 한다.

③ X: 인접한 두 경간의 길이 차이는 **짧은 경간의 20% 이하**여야 하므로, '30% 이하'를 '20% 이하'로 고쳐야 한다. 예를 들어 짧은 경간이 5 m라면 허용되는 길이 차이는 1 m 이하이다. 비율의 기준은 긴 경간이나 두 경간의 평균이 아니라 짧은 경간이다.

④ O: 같은 기준은 **등분포하중이 작용할 것**을 요구한다. 등분포하중은 부재의 길이 방향으로 단위 길이당 하중이 일정하게 분포하는 하중이다. 집중하중이 작용하는 경우까지 이 적용 조건에 포함되는 것은 아니다.

NoteBase

문 19. 그림과 같은 프리스트레스트콘크리트 단순보에 프리스트레스힘 $P = 4,800$ kN, 자중을 포함한 등분포하중 $w = 80$ kN/m가 작용할 경우 지간 중앙단면의 하연응력[MPa]은? (단, 지간 중앙의 긴장재의 편심 $e = 0.4$ m이며 프리스트레스손실은 없다고 가정한다)



① 20.5(인장응력)

② 21.5(압축응력)

③ 22.5(인장응력)

④ 23.5(압축응력)

정답 2번

간단한 해설

긴장재가 도심 아래에 있으므로 프리스트레스는 하연에 **축압축과 편심에 의한 휨압축**을 함께 만든다. 여기서 등분포하중에 의한 휨인장을 빼면 하연에는 **21.5 MPa의 압축응력**이 남는다.

NoteBase

계산 과정

단면 성질: 그림의 직사각형 단면은 폭 b = 0.48 m, 높이 h = 1.0 m이며, 도심에서 하연까지의 거리 c = 0.5 m이다. 단면적은 $A = bh = 0.48\ \text{m}^2$이다. 하연 단면계수 Z는 도심축에 대한 단면2차모멘트 I를 c로 나눈 값이므로 $Z = \frac{I}{c} = \frac{bh^2}{6}$이며, $Z = \frac{0.48 \cdot 1.0^2}{6} = 0.08\ \text{m}^3$이다.

하중에 의한 휨모멘트: 지간 L = 10 m 전체에 등분포하중 w = 80 kN/m가 작용하는 단순보이므로 중앙 휨모멘트는 $M = \frac{wL^2}{8}$이다. 따라서 $M = \frac{80 \cdot 10^2}{8} = 1{,}000\ \text{kN} \cdot \text{m}$이다. 이 모멘트는 하연에 인장응력을 만든다. w에 자중이 이미 포함되어 있으므로 **자중을 별도로 더하지 않는다**.

응력의 합성: 프리스트레스손실이 없으므로 P = 4,800 kN을 그대로 사용한다. P는 단면 전체에 균등한 압축응력을 만들고, 긴장재가 도심보다 e = 0.4 m 아래에 있으므로 편심모멘트 Pe는 하연에 압축응력을 추가한다. **압축을 양(+)으로 정하면** 하연응력은 $\sigma_b = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{Z} - \frac{M}{Z}$이다. 마지막 항만 음수인 것은 등분포하중의 휨응력이 하연에서 인장이기 때문이다.

각 응력의 크기: 축압축응력은 $\frac{P}{A} = \frac{4{,}800}{0.48} = 10{,}000\ \text{kN/m}^2$, 즉 10 MPa이다. 편심모멘트는 Pe = 4,800 × 0.4 = 1,920 kN·m이므로 편심에 의한 휨압축응력은 $\frac{Pe}{Z} = \frac{1{,}920}{0.08} = 24{,}000\ \text{kN/m}^2$, 즉 24 MPa이다. 하중에 의한 휨인장응력은 $\frac{M}{Z} = \frac{1{,}000}{0.08} = 12{,}500\ \text{kN/m}^2$, 즉 12.5 MPa이다. 단위 환산에는 1 MPa = 1,000 kN/m^2를 사용한다.

하연응력: 10 + 24 − 12.5 = 21.5 MPa이다. 압축을 양(+)으로 정한 결과가 양수이므로 **21.5 MPa의 압축응력**이며, ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 20. 철근의 정착 및 이음에 대한 설명으로 옳은 것은? (단, l_{db}는 정착길이, d_b는 철근의 직경, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도, f_y는 철근의 설계기준항복강도, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다.)

① 갈고리에 의한 정착은 압축철근의 정착에 유효하다.

② 3개의 철근으로 구성된 다발철근의 정착길이는 개개 철근의 정착길이보다 33% 증가시켜야 한다.

③ 보통중량콘크리트에서 인장 이형철근의 기본정착길이는 $l_{db} = \frac{0.25 d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \geq 300$ mm이다.

④ D35를 초과하는 철근끼리는 인장부에서 겹침이음을 할 수 없다.

정답 4번

간단한 해설

겹침이음은 두 철근을 겹쳐 놓고 콘크리트와의 부착을 통해 힘을 전달하는 방식이다. 2012년도 콘크리트구조기준에서는 **D35를 초과하는 철근끼리의 인장부 겹침이음을 허용하지 않는다**.

선지별 해설

① X: 콘크리트구조기준 8.2.1(1)에서 갈고리는 **압축철근의 정착에 유효하지 않은 것**으로 본다. 갈고리는 인장철근의 정착에 이용하며, 압축철근은 갈고리를 만들었다는 이유로 필요한 정착길이를 줄일 수 없다.

② X: 8.2.4(1)에 따라 3개 철근으로 구성된 다발철근은 개개 철근의 정착길이를 다발이 아닌 경우보다 **20% 증가**시켜야 한다. 33% 증가는 4개 철근으로 구성된 다발철근에 적용한다.

③ X: 8.2.2(2)에 따른 보통중량콘크리트의 인장 이형철근 기본정착길이는 $l_{db} = \frac{0.6 d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}}$이다. 철근 지름은 mm, 강도는 MPa를 사용하면 길이는 mm로 구해진다. 선지의 **계수 0.25는 0.6으로 고쳐야 한다**. 0.25는 압축 이형철근의 기본정착식에 쓰이는 계수이다. 또한 8.2.2(1)의 300 mm 하한은 기본정착길이에 보정계수를 적용하여 구한 최종 정착길이 l_d에 적용한다.

④ O: 8.6.1(2)①은 D35를 초과하는 철근의 겹침이음을 제한한다. 따라서 **D35를 초과하는 철근끼리는 인장부에서 겹침이음할 수 없다**. 이러한 인장철근을 이으려면 기준에 맞는 용접이음이나 기계적이음을 사용한다.

NoteBase