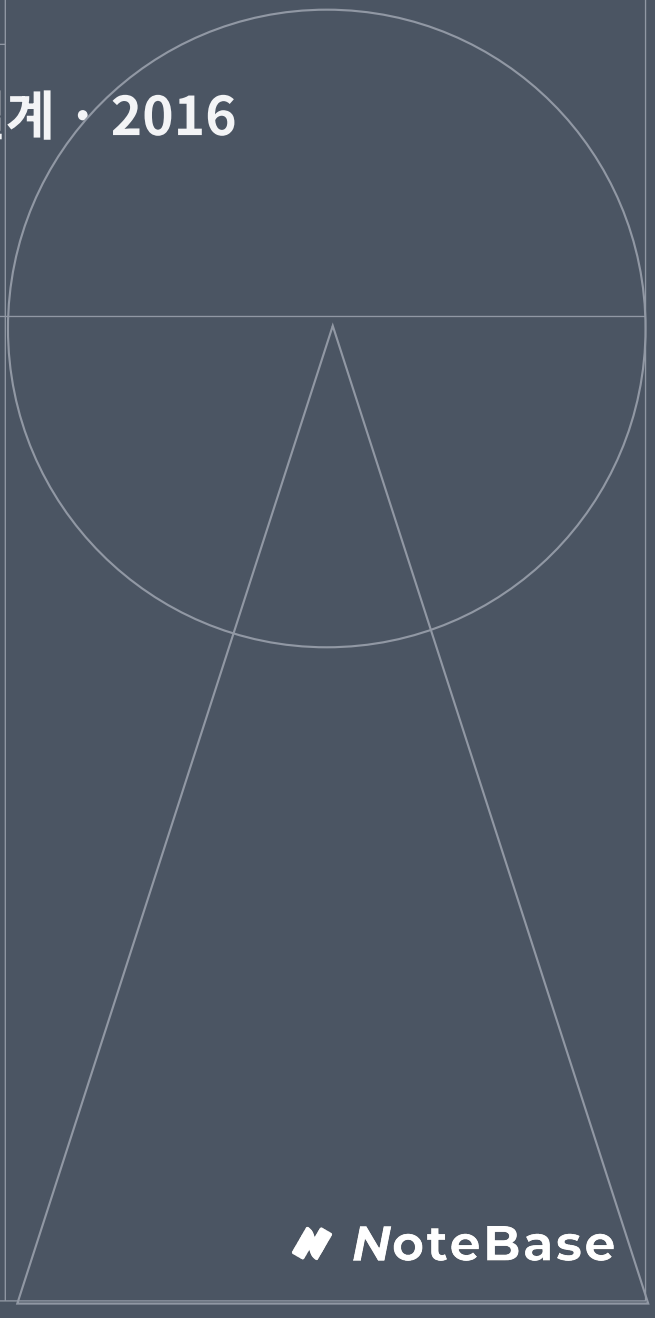
기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2016



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2016

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2016

문 1. 표준원주형공시체(ϕ150 mm)가 압축력 675 kN에서 파괴되었을 때, 콘크리트의 최대압축응력[MPa]은? (단, π = 3이다)

① 10.0

② 22.5

③ 40.0

④ 90.0

정답 3번

간단한 해설

최대압축응력은 파괴하중을 **공시체의 단면적**으로 나눈 값이다. 지름 150 mm와 π = 3을 적용하면 **40.0 MPa**이다.

계산 과정

단면적 계산: ϕ150 mm는 원형 단면의 지름이 150 mm라는 뜻이다. 지름을 d, 단면적을 A라고 하면 $A = \frac{\pi d^2}{4}$ 이다. 주어진 π = 3을 적용하면 $A = \frac{3 \cdot 150^2}{4} = 16875\ \text{mm}^2$이다.

파괴하중과 단위: 파괴 시 압축력 P는 675 kN = 675,000 N이다. **1 MPa = 1 N/mm^2**이므로, 하중을 N으로 바꾸고 단면적을 mm^{2}로 사용하면 응력을 MPa로 구할 수 있다.

최대압축응력 계산: 압축응력은 하중을 그 하중이 작용하는 단면적으로 나눈 값이다. **파괴 시 하중**을 사용하므로 최대압축응력은 $\sigma_{max} = \frac{P}{A}$로 구한다. 따라서 $\sigma_{max} = \frac{675000}{16875} = 40.0$ MPa이며, ③의 40.0에 해당한다.

NoteBase

문 2. 옹벽의 설계에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 옹벽은 상재하중, 뒤채움 흙의 중량, 옹벽의 자중 및 옹벽에 작용하는 토압, 필요에 따라서는 수압에 견디도록 설계하여야 한다.

② 무근콘크리트 옹벽은 자중에 의하여 저항력을 발휘하는 중력식 형태로 설계하여야 한다.

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

④ 전도에 대한 저항휨모멘트는 횡토압에 의한 전도모멘트 이상이어야 한다.

정답 4번

간단한 해설

전도에 대한 저항휨모멘트는 횡토압에 의한 전도모멘트의 **2.0배 이상**이어야 한다. ④처럼 단순히 '전도모멘트 이상'이라고 하면 설계에서 요구하는 안전여유를 반영하지 못한다.

선지별 해설

① O: 옹벽은 뒤채움 흙을 지지하는 구조물이므로 상재하중, 뒤채움 흙의 중량, 옹벽의 자중과 토압을 고려하여 설계한다. 지하수 등으로 수압이 작용하는 조건에서는 **수압도 함께 고려**해야 하며, 이러한 하중에 대해 구조적 안전성과 활동·전도 등의 안정성을 확보해야 한다.

② O: 무근콘크리트 옹벽은 철근으로 인장력을 보강하지 않으므로, **자중으로 토압에 저항하는 중력식**으로 설계한다. 옹벽 자체의 중량은 저판과 지반 사이의 마찰저항 및 전도에 대한 저항모멘트를 확보하는 데 기여한다.

③ O: 활동은 옹벽이 수평방향으로 미끄러지는 현상이다. 저판과 지반 사이의 마찰저항 등으로 확보하는 활동저항력은 옹벽에 작용하는 **수평력의 1.5배 이상**이어야 한다. 이는 활동저항력을 수평력으로 나눈 활동 안전율을 1.5 이상 확보한다는 뜻이다.

④ X: 전도는 횡토압 등에 의해 옹벽이 저판 앞끝을 중심으로 넘어지려는 현상이다. 이를 막는 저항휨모멘트는 횡토압에 의한 **전도모멘트의 2.0배 이상**이어야 한다. 두 모멘트가 같은 상태는 넘어뜨리려는 작용과 버티려는 작용이 겨우 평형을 이루는 상태이므로, 선지의 '전도모멘트 이상'은 '전도모멘트의 2.0배 이상'으로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 3. 프리스트레스하지 않는 현장치기 콘크리트 부재의 최소 피복두께 규정으로 옳지 않은 것은? (단, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 수중에서 치는 콘크리트: 100 mm

② 흙에 접하여 콘크리트를 친 후 영구히 흙에 묻혀 있는 콘크리트: 60 mm

③ D25 이하의 철근 중 흙에 접하거나 옥외의 공기에 직접 노출되는 콘크리트: 50 mm

④ 옥외의 공기나 흙에 직접 접하지 않은 콘크리트 보 또는 기둥: 40 mm

정답 2번

간단한 해설

흙에 접하여 타설한 뒤 영구히 매립되는 콘크리트의 최소 피복두께는 **80 mm**이다. ②의 '60 mm'는 흙이나 옥외 공기에 노출되는 콘크리트에서 D29 이상 철근에 적용하는 값이다.

선지별 해설

2012년 콘크리트구조기준 5.4.1은 프리스트레스하지 않는 현장치기 콘크리트의 최소 피복두께를 타설·노출 조건, 철근 크기 및 부재 종류에 따라 구분한다.

① O: **수중 타설**에 해당하므로 최소 피복두께는 100 mm이다. 단순히 완성 후 물에 접하는 상태가 아니라 물속에서 콘크리트를 치는 조건에 대한 규정이다.

② X: 흙에 맞대어 콘크리트를 타설하고 이후에도 영구히 매립되는 경우에는 최소 피복두께가 **80 mm**이다. 따라서 '60 mm'를 '80 mm'로 고쳐야 한다. 60 mm는 흙이나 옥외 공기에 노출되는 콘크리트의 D29 이상 철근에 대한 값으로, 이 매립 조건과 구분한다.

③ O: 흙 또는 옥외 공기에 직접 노출되는 콘크리트에서 **D25 이하 철근의 규정값은 50 mm**이다. 다만 D16 이하 철근과 지름 16 mm 이하 철선에는 별도로 40 mm를 규정한다. 이는 ②의 타설 후 영구 매립 조건과 다른 구분이다.

④ O: 옥외 공기나 흙에 직접 접하지 않는 **보·기둥의 기본 규정값은 40 mm**이다. 다만 콘크리트의 설계기준압축강도가 40 MPa 이상이면 이 값에서 10 mm를 줄여 30 mm로 할 수 있다.

NoteBase

문 4. 강구조에서 용접과 볼트의 병용에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 볼트접합은 원칙적으로 용접과 조합해서 하중을 부담시킬 수 없다. 이러한 경우 볼트가 전체하중을 부담하는 것으로 한다.

② 볼트가 전단접합인 경우에는 예외적으로 용접과 하중을 분담하는 것이 허용된다.

③ 마찰볼트접합으로 기 시공된 구조물을 개축할 경우 고장력볼트는 기 시공된 하중을 받는 것으로 가정하고 병용되는 용접은 추가된 소요강도를 받는 것으로 용접설계를 병용할 수 있다.

④ 표준구멍과 하중방향에 직각인 단슬롯의 경우 볼트와 하중방향에 평행한 필릿용접이 하중을 각각 분담할 수 있다.

정답 1번

간단한 해설

①의 '볼트가 전체하중을 부담한다'는 표현이 잘못되었다. 용접과 볼트의 하중 분담을 인정하지 않는 원칙적인 경우에는 **용접이 전체하중을 부담**하도록 설계한다.

선지별 해설

① X: 용접과 볼트의 병용은 원칙적으로 하중 분담을 인정하지 않으며, 이때는 **용접이 전체하중을 부담**하도록 한다. 즉, 볼트의 강도를 더하여 용접의 부담을 줄이는 것이 아니라 용접만으로 전체하중을 지지할 수 있게 설계한다. '하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준' 9.1.1.8(1)의 내용이다.

② O: 같은 기준 9.1.1.8(2)는 **전단접합에서 예외적으로 하중 분담을 허용**한다. 다만 전단접합이라는 이유만으로 임의로 분담시키는 것은 아니며, 볼트구멍의 형태와 방향, 필릿용접의 방향 및 볼트의 설계강도 제한을 충족해야 한다.

③ O: 같은 기준 9.1.1.8(3)에 따라 기존 마찰볼트접합 구조물을 개축할 때는 **기존 하중은 고장력볼트가, 추가된 소요강도는 병용 용접이 부담**하도록 설계할 수 있다. 이미 볼트가 받고 있던 하중과 개축으로 새로 부담해야 할 하중을 구분하는 방식이다.

④ O: 전단접합에서 표준구멍 또는 하중방향에 직각인 단슬롯을 사용하고, 필릿용접을 **하중방향에 평행하게 배치**하면 볼트와 용접이 하중을 분담할 수 있다. 같은 기준 9.1.1.8(2)에 따라 이때 볼트의 설계강도는 지압볼트접합 설계강도의 50%를 넘지 않도록 한다. 따라서 볼트와 용접의 설계강도를 각각 전부 인정하여 단순히 더하는 것은 허용되지 않는다.

NoteBase

문 5. 큰 처짐에 의해 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지하지 않는 지간 4m의 1방향 슬래브가 단순 지지되어 있을 때, 처짐 검토를 생략할 수 있는 슬래브의 최소 두께[mm]는? (단, 부재는 보통중량 콘크리트와 설계기준항복강도 400 MPa인 철근을 사용하고, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 400

② 267

③ 200

④ 167

정답 3번

간단한 해설

단순지지된 1방향 슬래브의 **처짐 검토 생략을 위한 최소 두께**는 주어진 조건에서 $h_{\min} = \frac{l}{20}$이다. 지간 4 m를 적용하면 최소 두께는 200 mm이다.

계산 과정

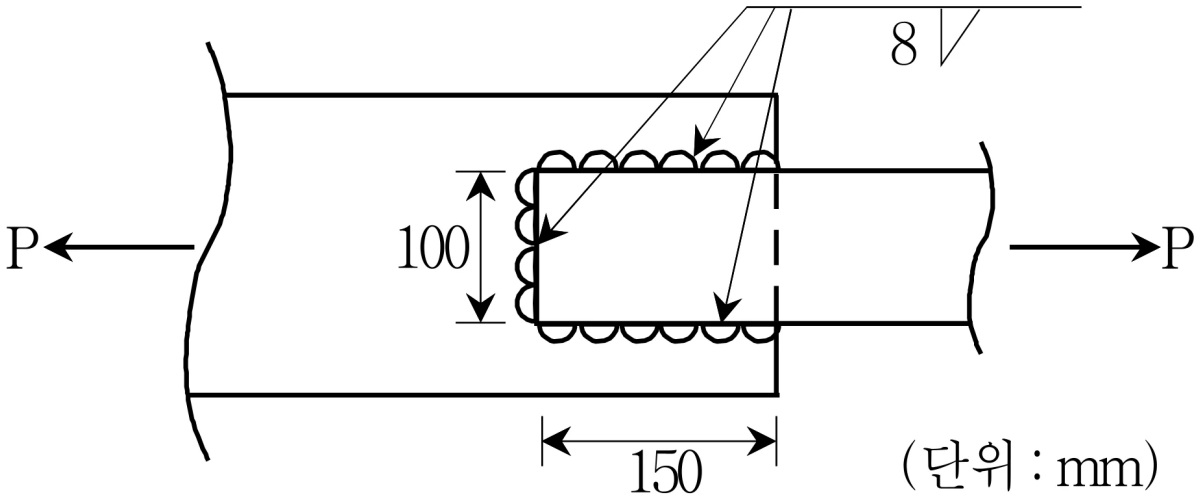
기준 적용: 2012년도 콘크리트구조기준은 큰 처짐으로 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지하지 않는 1방향 슬래브에 대해, 지지 조건에 따른 최소 두께를 정한다. 이 문제는 **단순지지 조건**이므로 $h_{\min} = \frac{l}{20}$을 적용한다. 여기서 l은 지간, $h_{\min}$은 처짐 검토를 생략하기 위한 최소 두께이다. 보통중량 콘크리트와 설계기준항복강도 400 MPa인 철근을 사용하므로 재료 조건에 따른 보정은 필요 없다.

단위 환산과 계산: 요구 단위가 mm이므로 지간 4 m를 4,000 mm로 환산한다. 따라서 $h_{\min} = \frac{4{,}000}{20} = 200\text{mm}$이다. 이 값은 주어진 지간에서 별도의 처짐 계산 없이 적용할 수 있는 두께의 하한이다.

최소 두께는 200 mm이며, 선택지 ③의 200에 해당한다.

NoteBase

문 6. 그림과 같은 유효길이를 갖는 필릿용접부가 받을 수 있는 인장력 P [N]는? (단, 필릿용접의 허용전단응력 τ_a = 80 MPa이다)



① $P=80\times\frac{8}{\sqrt{2}}\times(150\times2)$

② $P=80\times\frac{8}{\sqrt{2}}\times(150\times2+100)$

③ $P=80\times8\times(150\times2)$

④ $P=80\times8\times(150\times2+100)$

정답 2번

간단한 해설

필릿용접의 하중 저항 면적은 **목두께와 전체 유효길이의 곱**이다. 용접치수 8 mm에 대한 목두께는 $8/\sqrt{2}$ mm이고, 세 변의 유효길이 합은 400 mm이므로 허용 인장력은 약 181,000 N이다.

NoteBase

계산 과정

유효길이: 그림의 용접은 위아래의 150 mm 구간 두 곳과 왼쪽의 100 mm 구간 한 곳에 있다. **하중 방향과 나란한 두 변뿐 아니라 수직인 한 변도 포함**하므로 전체 유효길이 L은 150 × 2 + 100 = 400 mm이다. 문제에서 유효길이를 주었으므로 끝부분 길이를 다시 공제하지 않는다.

목두께: 용접기호의 8 mm는 필릿용접의 다리길이 s이다. 같은 다리길이를 갖는 직각이등변삼각형 단면에서 목두께 a는 직각 꼭짓점에서 빗변까지의 최단거리이므로 $a = s\sin 45^\circ$이다. 따라서 **8 mm를 그대로 쓰지 않고 목두께로 환산**하여 $a = \frac{8}{\sqrt{2}}\text{mm}$를 사용한다.

유효단면적: 전단에 저항하는 면적은 목두께에 전체 유효길이를 곱한 $A_w = aL$이다. 이 문제에서는 $A_w = \frac{8}{\sqrt{2}} \cdot 400$이므로 약 2,263 mm^2이다. 이는 용접부의 겉면적이 아니라 하중 저항에 사용하는 목단면적이다.

허용 인장력: 판을 당기는 힘 P는 용접부의 전단저항으로 전달된다. 전단응력 P/A_w가 허용전단응력 v_a에 도달할 때의 힘은 $P = v_a A_w$이다. 80 MPa = 80 N/mm^2이므로 $P = 80 \cdot \frac{8}{\sqrt{2}} \cdot (150 \cdot 2 + 100)\text{N}$이며, 약 181,000 N이다. 이 식은 ②의 식과 일치한다.

NoteBase

문 7. 철근의 공칭지름 $d_b = 10$ mm일 때, 인장을 받는 표준갈고리의 정착길이[mm]는? (단, 도막되지 않은 이형철근을 사용하고, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 300$ MPa, 보통중량 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 25$ MPa이고, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 80

② 144

③ 150

④ 187

정답 3번

간단한 해설

기본정착길이는 144 mm이지만, 인장을 받는 표준갈고리의 정착길이는 **철근 지름의 8배와 150 mm 이상**이어야 한다. 지름의 8배는 80 mm이므로 최소길이 조건에 따라 150 mm를 적용한다.

계산 과정

2012년도 콘크리트구조기준 8.2.5에 따라 표준갈고리가 있는 인장 이형철근의 기본정착길이는 $l_{hb} = \frac{0.24\beta d_b f_y}{\lambda\sqrt{f_{ck}}}$로 구한다. 여기서 d_b는 철근의 공칭지름, f_y는 철근의 설계기준항복강도, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도이다. 도막되지 않은 철근의 도막계수는 $\beta = 1.0$, 보통중량 콘크리트의 경량콘크리트계수는 $\lambda = 1.0$이다. 피복두께나 횡철근 등에 따른 감소 조건은 주어지지 않았으므로 별도의 감소 보정은 적용하지 않는다.

주어진 지름 10 mm, 항복강도 300 MPa, 압축강도 25 MPa을 대입한다. 강도는 MPa, 지름은 mm 단위로 넣으면 길이는 mm로 구해진다. $l_{hb} = \frac{0.24 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 300}{1 \cdot \sqrt{25}} = 144\text{mm}$이다. 이 값은 **최소길이 조건을 적용하기 전의 기본정착길이**이다.

표준갈고리의 정착길이 l_{dh}는 기본정착길이에 적용 가능한 보정계수를 곱하여 구하되, $8d_b$ **이상이면서 150 mm 이상**이어야 한다. $8d_b = 8 \cdot 10 = 80\text{mm}$이므로 144 mm, 80 mm, 150 mm 중 가장 큰 값을 적용한다. 필요한 정착길이는 150 mm이며, 이는 ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 8. 유효길이 $l_u = 2.5\text{m}$, 지름 $d = 500\text{mm}$인 횡구속된 골조 압축 부재의 유효 세장비는?

① 20

② 35

③ 50

④ 65

정답 1번

간단한 해설

원형 단면의 단면2차반지름은 **지름의 1/4**인 125 mm이다. 유효길이 2,500 mm를 단면2차반지름으로 나누면 유효 세장비는 20이다.

계산 과정

유효 세장비는 **유효길이를 단면2차반지름으로 나눈 무차원 값**이다. 주어진 유효길이는 2.5 m = 2,500 mm이며, 지름과 길이의 단위를 mm로 맞추어 계산한다.

원형 단면의 단면2차반지름은 $r = \sqrt{I/A} = \frac{d}{4}$이다. 여기서 I는 단면2차모멘트, A는 단면적, d는 지름이다. 지름이 500 mm이므로 $r = \frac{500}{4} = 125\text{mm}$이다. 세장비의 분모에는 **지름이 아니라 단면2차반지름**을 넣는다.

유효 세장비는 $\frac{l_u}{r} = \frac{2{,}500}{125} = 20$이다. 길이끼리 나눈 비이므로 단위는 없으며, 계산값 20은 ①에 해당한다.

NoteBase

문 9. 폭 $b = 200$ mm, 유효깊이 $d = 400$ mm, 인장철근 단면적 $A_s = 850$ mm^{2}인 단철근 직사각형 보가 극한상태에 도달했을 때, 압축연단에서 중립축까지의 거리 c [mm]는? (단, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 300$ MPa, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 30$ MPa이고, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① $\frac{50}{0.85}$
② $\frac{50}{0.836}$
③ $\frac{59}{0.85}$
④ $\frac{59}{0.836}$

정답 2번

간단한 해설

힘의 평형으로 구한 50 mm는 **등가 압축응력블록의 깊이**이다. 콘크리트 강도 30 MPa에서 $\beta_1 = 0.836$이므로, 중립축 깊이는 $c = \frac{50}{0.836}$ mm이다.

계산 과정

2012년도 콘크리트구조기준의 등가 직사각형 응력블록은 압축응력의 크기를 $0.85f_{ck}$, 깊이를 $a = \beta_1 c$로 나타낸다. β_1은 콘크리트 강도 28 MPa 이하에서 0.85이며, 이를 초과하는 1 MPa마다 0.007씩 감소시키되 0.65 이상으로 한다. 이 문제에서는 **28 MPa를 초과한 2 MPa**를 반영하여 $\beta_1 = 0.85 - 0.007 \cdot (30 - 28) = 0.836$이다.

인장철근이 항복한다고 놓으면 인장력은 $T = A_s f_y$이고, 콘크리트 압축력은 $C = 0.85 f_{ck} b a$이다. 별도의 축력이 없는 보에서는 **압축력과 인장력이 같아야** 하므로 $0.85 f_{ck} b a = A_s f_y$이다. 따라서 $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b}$에 주어진 값을 대입하면 $a = \frac{850 \cdot 300}{0.85 \cdot 30 \cdot 200} = 50$ mm이다. MPa는 N/mm^{2}이므로 이 식에서 길이의 단위는 mm가 된다.

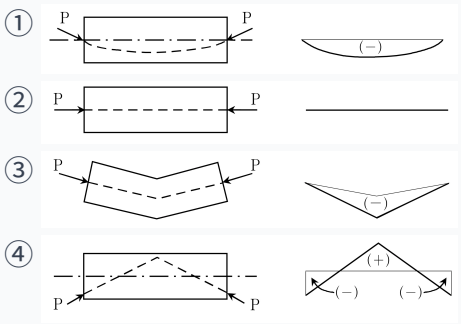
구한 50 mm는 중립축 깊이 자체가 아니라 등가 압축응력블록의 깊이이다. $a = \beta_1 c$**의 관계**로 환산하면 $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50}{0.836} \approx 59.81$ mm이다.

앞에서 사용한 항복 가정은 변형률로 확인할 수 있다. 이 기준의 콘크리트 압축연단 극한변형률 0.003과 철근 탄성계수 $E_s = 200{,}000$ MPa를 적용한다. 평면유지 가정에 따라 철근 변형률은 $\varepsilon_s = 0.003\frac{d-c}{c}$이므로, $\varepsilon_s = 0.003 \cdot \frac{400 - 59.81}{59.81} \approx 0.0171$이다. 항복변형률 $\varepsilon_y = \frac{300}{200{,}000} = 0.0015$보다 크므로 **인장철근이 항복한다는 가정이 성립**한다.

따라서 중립축 깊이는 $\frac{50}{0.836}$ mm이며, ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 10. 긴장재의 배치형상에 따른 프리스트레싱 효과에 의하여 콘크리트에 발생하는 휨모멘트를 나타낸 것으로 옳지 않은 것은?



정답 3번

간단한 해설

③의 긴장재는 꺾인 보의 **단면 도심을 따라 배치**되어 편심거리가 0이다. 따라서 프리스트레싱에 의한 휨모멘트도 **전 구간에서 0**이며, 중앙에서 부(-)의 휨모멘트가 커지는 모멘트도로 나타낼 수 없다.

선지별 해설

프리스트레싱에 의한 휨모멘트는 긴장력의 작용선이 단면 도심에서 얼마나 벗어나는지에 따라 결정된다. 긴장력 P와 그 작용선에 대한 도심의 편심거리 e에 대하여 모멘트의 크기는 $|M| = Pe$이다. 긴장재가 도심축 아래에 있으면 부(-), 위에 있으면 정(+)의 휨모멘트가 생기며, 도심을 지나면 휨모멘트는 0이다.

① O: 긴장재는 양 끝에서 도심축을 지나고, 중앙으로 갈수록 도심축 아래로 처진 곡선형으로 배치되어 있다. 따라서 양 끝의 휨모멘트는 0이고, **아래쪽 편심이 가장 큰 중앙**에서 부(-)의 휨모멘트 크기가 가장 커진다. 제시된 곡선형 모멘트도는 이 편심의 변화를 나타낸다.

② O: 직선 긴장재가 보의 도심축과 일치하므로 **전 구간의 편심거리가 0**이다. 프리스트레싱에 의한 축압축력은 작용하지만 휨모멘트는 발생하지 않아, 모멘트도가 0선과 겹친다.

③ X: 보 자체가 중앙에서 아래로 꺾여 있고 긴장재도 각 단면의 도심을 따라 같은 형상으로 꺾여 있다. 수평선에서 아래로 내려간 높이가 아니라 **각 단면의 도심과 긴장력 작용선 사이의 거리**를 편심거리로 보아야 한다. 이 그림에서는 전 구간의 편심거리가 0이므로 휨모멘트도 0이다. 제시된 부(-)의 모멘트도는 0선과 겹치는 모멘트도로 고쳐야 한다.

④ O: 긴장재가 양 끝에서는 도심축 아래에 있고 중앙에서는 위에 있으므로, 휨모멘트는 **양 끝에서 부(-), 중앙에서 정(+)**이다. 각 직선 구간에서 편심거리가 선형으로 변하므로 모멘트도도 직선으로 변하며, 긴장재가 도심축을 통과하는 위치에서 휨모멘트가 0이 된다.

NoteBase

문 11. 강도설계법에서 강도감소계수(ϕ)를 사용하는 이유로 옳지 않은 것은?

① 재료 강도와 치수가 변동할 수 있으므로 부재 강도의 저하 확률에 대비한다.

② 부정확한 설계 방정식에 대비한 여유를 반영한다.

③ 구조물에서 차지하는 부재의 중요도를 반영한다.

④ 예상을 초과한 하중 및 구조해석의 단순화로 인하여 발생되는 초과요인에 대비한다.

정답 4번

간단한 해설

④의 예상 초과 하중과 구조해석 단순화에 따른 불확실성은 **하중계수**에 반영한다. 강도감소계수는 재료·치수의 변동과 강도 산정식의 불확실성 등을 고려하여 **부재의 공칭강도를 낮추어 적용**하는 계수이다.

선지별 해설

강도설계법에서는 하중계수를 적용한 하중효과로 소요강도를 구하고, 공칭강도에 강도감소계수를 곱한 설계강도가 이를 감당하도록 한다. 두 계수는 각각 하중효과와 부재의 저항능력에 관한 불확실성을 반영한다.

① O: 재료 강도와 부재 치수는 설계에 사용한 값과 달라질 수 있어 실제 부재 강도가 계산한 공칭강도보다 작아질 수 있다. 강도감소계수는 이러한 **저항능력의 불확실성**을 고려하여 공칭강도를 줄여 적용한다.

② O: 부재 강도를 산정하는 설계 방정식은 실제 거동을 완벽하게 나타내지 못하므로 계산한 강도와 실제 강도 사이에 차이가 생길 수 있다. 강도감소계수는 이처럼 **강도 산정식의 부정확성**에 대비하는 여유를 반영한다.

③ O: 부재가 파괴될 때 구조물 전체에 미치는 영향은 부재의 역할에 따라 다르다. 강도감소계수는 부재에 요구되는 신뢰성을 확보하도록 **구조물에서 차지하는 부재의 중요도**도 반영한다.

④ X: 예상보다 큰 하중이 작용하거나 구조해석을 단순화하여 실제 부재력과 계산한 부재력 사이에 차이가 생기는 것은 하중효과 측의 불확실성이다. 이에 대비하는 계수는 **하중계수**이다. 하중계수는 설계에서 고려할 하중효과를 산정할 때 적용하고, 강도감소계수는 그 하중효과에 저항하는 부재의 공칭강도에 적용한다.

NoteBase

문 12. 프리스트레스트 콘크리트 보에서 긴장재의 허용응력에 대한 기준으로 옳은 것은? (단, f_{pu}는 긴장재의 인장강도, f_{py}는 긴장재의 항복강도이고, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 긴장할 때 긴장재의 인장응력: 0.84 f_{pu}와 0.92 f_{py} 중 작은 값 이하

② 긴장할 때 긴장재의 인장응력: 0.82 f_{pu}와 0.94 f_{py} 중 작은 값 이하

③ 프리스트레스 도입 직후의 인장응력: 0.74 f_{pu}와 0.82 f_{py} 중 작은 값 이하

④ 프리스트레스 도입 직후의 인장응력: 0.72 f_{pu}와 0.84 f_{py} 중 작은 값 이하

정답 3번

간단한 해설

2012년도 콘크리트구조기준에서 **프리스트레스 도입 직후** 긴장재의 인장응력은 $0.74f_{pu}$와 $0.82f_{py}$ 중 **작은 값 이하**로 제한한다. 긴장할 때의 허용응력 계수와 구분해야 한다.

선지별 해설

f_{pu}는 긴장재의 인장강도, f_{py}는 항복강도이다. 긴장재의 허용응력은 긴장할 때와 프리스트레스를 콘크리트에 도입한 직후를 구분하여 적용한다.

① X: 긴장할 때의 허용응력은 $0.80f_{pu}$와 $0.94f_{py}$ 중 작은 값 이하이다. 선지의 계수 0.84와 0.92는 각각 **0.80과 0.94**로 고쳐야 한다.

② X: 긴장할 때 항복강도에 적용하는 계수 0.94는 맞지만, 인장강도에 적용하는 계수는 **0.82가 아니라 0.80**이다. 따라서 $0.80f_{pu}$와 $0.94f_{py}$ 중 작은 값 이하로 제한한다.

③ O: 프리스트레스 도입 직후의 인장응력은 $0.74f_{pu}$와 $0.82f_{py}$ 중 작은 값 이하이다. 인장강도에 대한 제한과 항복강도에 대한 제한을 **동시에 만족**해야 하므로, 두 값 중 작은 값을 허용응력의 상한으로 삼는다.

④ X: 도입 직후에 적용하는 계수는 **0.72와 0.84가 아니라 0.74와 0.82**이다. 따라서 $0.74f_{pu}$와 $0.82f_{py}$ 중 작은 값 이하로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 13. 현장 강도에 관한 기록 자료가 없을 경우 또는 압축강도 시험 횟수가 14회 이하인 경우의 배합강도를 구하기 위한 식으로, 설계기준압축강도 f_{ck}가 35 MPa을 초과할 경우에 해당하는 배합강도 f_{cr} [MPa]의 계산식은? (단, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① $f_{cr} = f_{ck} + 7$

② $f_{cr} = f_{ck} + 8.5$

③ $f_{cr} = f_{ck} + 10$

④ $f_{cr} = 1.1f_{ck} + 5.0$

정답 4번

간단한 해설

현장 강도 기록이 없거나 압축강도 시험이 14회 이하이고 설계기준압축강도가 **35 MPa을 초과**하면, 배합강도는 $f_{cr} = 1.1f_{ck} + 5.0$으로 정한다. 두 강도의 단위는 MPa이다.

공통 해설

배합강도 f_{cr}는 콘크리트 강도의 변동을 고려하여 배합을 정할 때 목표로 하는 강도이다. 설계기준압축강도 f_{ck}보다 여유를 두어 정한다.

2012년도 콘크리트구조기준 2.3.2(2)② 및 표 2.3.2에 따르면, 표준편차 산정을 위한 현장 강도 기록이 없거나 압축강도 시험 횟수가 14회 이하인 경우에는 설계기준압축강도의 구간에 따라 배합강도를 정한다. 이 문제는 **35 MPa 초과 구간**이므로 $f_{cr} = 1.1f_{ck} + 5.0$을 적용하며, 두 강도는 모두 MPa 단위로 넣는다.

이 식은 설계기준압축강도에 그 값의 10%와 5.0 MPa을 더한다는 뜻이다. 따라서 여유강도는 **설계기준압축강도에 따라 달라지며**, 7 MPa, 8.5 MPa 또는 10 MPa만 일정하게 더하는 식으로 대신할 수 없다.

NoteBase

문 14. 한계상태설계법을 채택한 도로교설계기준(2012)에 제시된 한계상태로서 옳지 않은 것은?

① 파괴 이전에 현저하게 육안으로 관찰될 정도의 비탄성 변형이 발생하지 않도록 제한하는 변형한계상태

② 기대응력범위의 반복 횟수에서 발생하는 단일 피로설계트럭에 의한 응력범위를 제한하는 피로한계상태

③ 정상적인 사용조건 하에서 응력, 변형 및 균열폭을 제한하는 사용한계상태

④ 설계수명 이내에 발생할 것으로 기대되는, 통계적으로 중요하다고 규정한 하중조합에 대하여 강도와 안정성 확보를 위한 극한한계상태

정답 1번

간단한 해설

①의 '비탄성 변형이 발생하지 않도록 제한'은 기준의 취지와 반대이다. 극한한계상태와 극단상황한계상태에서는 파괴 전에 눈에 띄는 비탄성 변형이 발생할 수 있도록 **연성을 확보**해야 하며, 이를 별도의 '변형한계상태'로 규정하지 않는다.

선지별 해설

① X: 도로교설계기준(2012) 1.3.3의 연성 규정에 따르면, 극한한계상태와 극단상황한계상태에서 파괴 전에 눈으로 알아볼 만큼의 비탄성 변형이 **발생할 수 있도록** 구조의 형상과 상세를 정해야 한다. 연성은 파괴에 이르기까지 비탄성 변형을 견디는 능력으로, 충분한 변형 없이 갑자기 파괴되는 것을 피하려는 요구이다. 선지는 이 취지를 거꾸로 설명했으며, 해당 규정은 별도의 '변형한계상태'가 아니라 연성 확보에 관한 것이다.

② O: 1.3.2(3)의 피로한계상태는 단일 피로설계트럭이 통과할 때 생기는 응력범위를 예상 반복횟수에 맞추어 제한한다. 피로는 반복하중으로 손상이 누적되는 현상이므로, 한 번의 최대응력만이 아니라 **응력범위와 반복횟수**를 함께 고려한다.

③ O: 1.3.2(2)의 사용한계상태는 정상적으로 교량을 사용하는 동안 응력, 변형, 균열폭이 허용 범위를 넘지 않도록 하는 기준이다. 파괴에 대한 강도가 충분하더라도 처짐이나 균열이 지나치면 사용에 지장이 생길 수 있으므로 **정상 사용 중의 성능**을 별도로 확인한다.

④ O: 1.3.2(4)의 극한한계상태는 설계수명 동안 예상되는 하중조합 중 통계적으로 중요하게 정한 조합에 대해 교량의 국부 및 전체 강도와 안정성을 확보하는 기준이다. 정상 사용 중의 처짐이나 균열을 제한하는 것과 달리, 하중에 저항하며 **파괴와 불안정을 방지**할 수 있는지를 확인한다.

NoteBase

문 15. 폭 $b = 400\text{mm}$, 유효깊이 $d = 600\text{mm}$인 단철근 직사각형 보에 U형 수직 스터럽을 간격 $s = 250\text{mm}$로 배치하였을 때, 공칭전단강도 V_n [kN]은? (단, 보통중량 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 25\text{MPa}$, 전단철근의 설계기준항복강도 $f_{yt} = 400\text{MPa}$, 스터럽 한 가닥의 단면적은 125 mm^2이고, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 320

② 380

③ 440

④ 640

정답 3번

간단한 해설

U형 스터럽의 전단철근 단면적은 **수직 다리 두 가닥의 합인 250 mm^2**이다. 콘크리트가 부담하는 200 kN과 스터럽이 부담하는 240 kN을 더하면 공칭전단강도는 **440 kN**이다.

계산 과정

공칭전단강도는 콘크리트와 전단철근이 부담하는 전단강도의 합으로, $V_n = V_c + V_s$이다. 직사각형 보의 복부폭은 $b_w = b = 400\text{mm}$이고, 유효깊이는 600 mm이다. 강도에 MPa, 길이에 mm, 면적에 mm^2를 사용하면 계산 결과는 N으로 나오며, 1,000 N = 1 kN으로 환산한다.

전단철근 단면적: A_v는 간격 s 안에 있는 전단철근의 전체 단면적이다. U형 수직 스터럽은 **두 수직 다리가 함께 전단력에 저항**하므로, 한 가닥의 면적 125 mm^2를 두 배 하여 $A_v = 2 \cdot 125 = 250\text{mm}^2$로 계산한다.

콘크리트의 부담분: 2012년도 콘크리트구조기준에서 전단력과 휨모멘트를 받는 보의 간편식은 $V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d$이다. 보통중량 콘크리트이므로 $\lambda = 1$을 적용한다. 수치를 대입한 $\frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 400 \cdot 600$의 값은 200,000 N, 즉 200 kN이다.

스터럽의 부담분: 부재축에 직각으로 배치한 수직 스터럽에는 $V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$를 적용한다. 같은 단면적의 스터럽이라도 간격이 좁을수록 전단균열에 저항하는 철근량이 증가하므로 간격이 분모에 들어간다. 수치를 대입한 $\frac{250 \cdot 400 \cdot 600}{250}$의 값은 240,000 N, 즉 240 kN이다.

공칭전단강도: 두 부담분을 더하면 $V_n = V_c + V_s = 200 + 240 = 440$ kN이다. 요구한 값은 **공칭강도**이므로 강도감소계수를 곱하지 않으며, ③의 440 kN과 일치한다.

NoteBase

문 16. 콘크리트구조기준(2012)에서 압축부재의 철근에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 현장치기 콘크리트 공사에서 압축부재의 횡철근으로 사용되는 나선철근 지름은 13 mm 이상으로 하여야 한다.

② 나선철근 또는 띠철근이 배근된 압축부재에서 축방향 철근의 순간격은 40 mm 이상, 또한 철근 공칭지름의 1.5배 이상으로 하여야 한다.

③ 압축부재의 횡철근으로 사용되는 나선철근의 순간격은 25 mm 이상, 75 mm 이하이어야 한다.

④ 압축부재의 횡철근으로 사용되는 띠철근의 수직간격은 축방향 철근 지름의 16배 이하, 띠철근 지름의 48배 이하, 또한 기둥 단면의 최소 치수 이하로 하여야 한다.

정답 1번

간단한 해설

현장치기 콘크리트 공사에서 압축부재에 쓰는 나선철근의 최소 지름은 **10 mm**이다. ①의 '13 mm 이상'은 기준에서 정한 최소 지름을 잘못 제시한 것이다.

선지별 해설

① X: 콘크리트구조기준(2012) 5.5.2(2)③은 현장치기 콘크리트의 나선철근 지름 하한을 **10 mm**로 정한다. 따라서 '13 mm 이상으로 하여야 한다'를 '10 mm 이상으로 하여야 한다'로 고친다. 13 mm 철근을 사용할 수는 있지만, 반드시 그 이상을 써야 하는 것은 아니다.

② O: 5.3.2(3)에 따라 나선철근이나 띠철근으로 둘러싸인 압축부재의 축방향 철근은 40 mm와 공칭지름의 1.5배라는 **두 하한을 모두 만족**하도록 떨어뜨려 배치한다. 즉, 두 값 중 큰 값 이상을 확보한다. 여기서 순간격은 철근 중심 사이가 아니라 표면 사이의 빈 거리이다.

③ O: 5.5.2(2)④에서 정한 나선철근의 순간격 허용 범위는 **25 mm 이상 75 mm 이하**이다. 이 값은 이웃한 나선철근의 표면 사이 간격이므로, 철근 중심 사이의 간격인 피치와 구별한다.

④ O: 5.5.2(3)②에 따른 띠철근 수직간격의 상한은 축방향 철근 지름의 16배, 띠철근 지름의 48배, 기둥 단면의 최소 치수이다. 세 제한을 동시에 지켜야 하므로 **세 값 중 가장 작은 값 이하**로 배치한다.

NoteBase

문 17. 철근콘크리트 직사각형 보의 전단철근에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, V_s = 전단철근에 의한 전단강도, λ = 경량콘크리트 계수, f_{ck} = 콘크리트의 설계기준압축강도, b_w = 직사각형 보의 폭, d = 직사각형 보의 유효깊이이고, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① $V_s \le \frac{\lambda\sqrt{f_{ck}}}{3} b_w d$일 때, 수직 전단철근의 간격은 0.5d 이하이어야 하고, 어느 경우이든 600 mm 이하로 하여야 한다.

② $V_s \le \frac{\lambda\sqrt{f_{ck}}}{3} b_w d$일 때, 경사 스터럽과 굽힘철근은 부재의 중간 높이인 0.5d에서 반력점 방향으로 주인장철근까지 연장된 60°선과 한 번 이상 교차되도록 배치하여야 한다.

③ $\frac{\lambda\sqrt{f_{ck}}}{3} b_w d < V_s \le \frac{2\lambda\sqrt{f_{ck}}}{3} b_w d$일 때, 수직 전단철근의 간격은 0.25d 이하이어야 하고, 어느 경우이든 300 mm 이하로 하여야 한다.

④ 전단철근의 설계기준항복강도 f_y는 500 MPa을 초과할 수 없다. 단, 용접 이형철망을 사용할 경우 전단철근의 설계기준항복강도 f_y는 600 MPa을 초과할 수 없다.

정답 2번

간단한 해설

②의 '60°선'은 **45°선**으로 고쳐야 한다. 경사스터럽과 굽힘철근은 중간높이 $0.5d$에서 반력점 쪽 주인장철근으로 이어지는 45° 기준선과 적어도 한 번 교차하도록 배치한다.

선지별 해설

① O: 2012년도 콘크리트구조기준 7.4.2(1), (3)에 따르면, $V_s \le \frac{\lambda\sqrt{f_{ck}}}{3} b_w d$일 때 수직 전단철근 간격의 상한은 $0.5d$와 600 mm이다. **두 제한을 동시에 만족**해야 하므로, 이 중 작은 값 이하로 간격을 정한다.

② X: 같은 기준 7.4.2(2)에서 사용하는 기준선의 각도는 **60°가 아니라 45°**이다. 중간높이 $0.5d$의 점에서 반력점 쪽 주인장철근을 향해 그은 45° 기준선을 경사스터럽과 굽힘철근이 적어도 한 번 가로지르도록 배근해야 한다. 이는 경사균열을 가로질러 전단철근이 저항하도록 하는 배치 조건이다.

③ O: $V_s > \frac{\lambda\sqrt{f_{ck}}}{3} b_w d$이고 $V_s \le \frac{2\lambda\sqrt{f_{ck}}}{3} b_w d$인 범위에서는 7.4.2(3)에 따라 **기본 최대간격을 절반으로 줄인다**. 따라서 수직 전단철근 간격은 $0.25d$ 이하인 동시에 300 mm 이하이어야 한다. 전단철근이 부담하는 전단강도가 커지는 구간에서 더 촘촘한 배근을 요구하는 것이다.

④ O: 같은 기준 7.4.1(3)은 일반 전단철근의 설계기준항복강도 f_y에 500 MPa의 상한을 둔다. **용접 이형철망을 사용하는 경우**에는 예외적으로 600 MPa까지 허용한다. 일반 전단철근과 용접 이형철망의 강도 상한을 구분해야 한다.

NoteBase

문 18. 철근콘크리트 캔틸레버 보에 하중이 작용하여 하향 탄성 처짐 20 mm가 발생되었다. 이 하중이 장기하중으로 작용할 때, 5년 후의 총 처짐량[mm]은? (단, 보의 지지부에서의 인장철근비는 0.01, 압축철근비는 0.005이고, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 26.7

② 32.0

③ 46.7

④ 52.0

정답 4번

간단한 해설

5년 후 크리프와 건조수축에 의한 **추가 처짐**은 탄성 처짐의 1.6배인 32 mm이다. 총 처짐은 **처음의 탄성 처짐까지 더한 값**이므로 20 + 32 = 52.0 mm이다.

계산 과정

1. 적용 조건: 주어진 하중 전체가 지속되므로 장기처짐 계산의 기준이 되는 순간 탄성 처짐은 20 mm이다. 2012년도 콘크리트구조기준 식 (4.3.4)는 크리프와 건조수축에 의한 추가 처짐을 순간처짐에 장기처짐계수 λ_Δ를 곱하여 구하도록 한다.

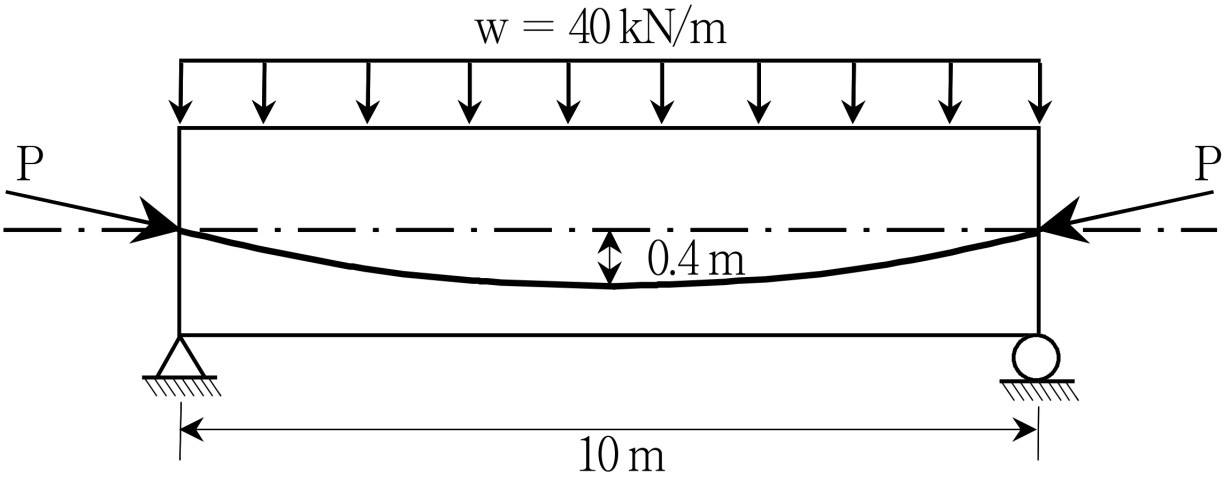
2. 장기처짐계수: $\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'}$이며, ξ는 지속하중의 시간경과계수, ρ'는 압축철근비이다. 5년 이상이면 $\xi = 2.0$을 적용하고, 캔틸레버에서는 **지지부의 압축철근비**를 사용하므로 $\rho' = 0.005$이다. 인장철근비 0.01은 이 계수식에 넣지 않는다. 따라서 $\lambda_\Delta = \frac{2.0}{1+50\cdot 0.005} = 1.6$이다.

3. 추가 처짐: 20 × 1.6 = 32 mm이다. 이 값은 하중이 지속되는 동안 **추가로 발생한 처짐**이며, 처음의 탄성 처짐은 포함하지 않는다.

4. 총 처짐: 처음의 탄성 처짐과 추가 처짐이 모두 하향으로 발생하므로 더한다. 20 + 32 = 52.0 mm이며, ④의 값과 일치한다.

NoteBase

문 19. 그림과 같이 긴장재가 포물선으로 배치된 지간 10 m인 PS 콘크리트 보에 등분포 하중(자중 포함) $w = 40$ kN/m가 작용하고 있다. 프리스트레스 힘 $P = 1,000$ kN일 때, 지간 중앙단면에서 순하향 등분포 하중[kN/m]은?



① 8

② 16

③ 24

④ 32

정답 1번

간단한 해설

포물선 긴장재가 만드는 **상향 등분포 하중은 32 kN/m**이다. 이를 하향 하중에서 빼면 순하향 등분포 하중은 40 − 32 = 8 kN/m이다.

NoteBase

계산 과정

그림에서 양 끝 정착점을 잇는 점선과 중앙 긴장재 사이의 거리는 0.4 m이다. 이를 포물선 긴장재의 처짐량 e로 두면, e = 0.4 m, 지간 L = 10 m, 프리스트레스 힘 P = 1,000 kN이다. 하향 등분포 하중 w = 40 kN/m에는 자중이 이미 포함되어 있다.

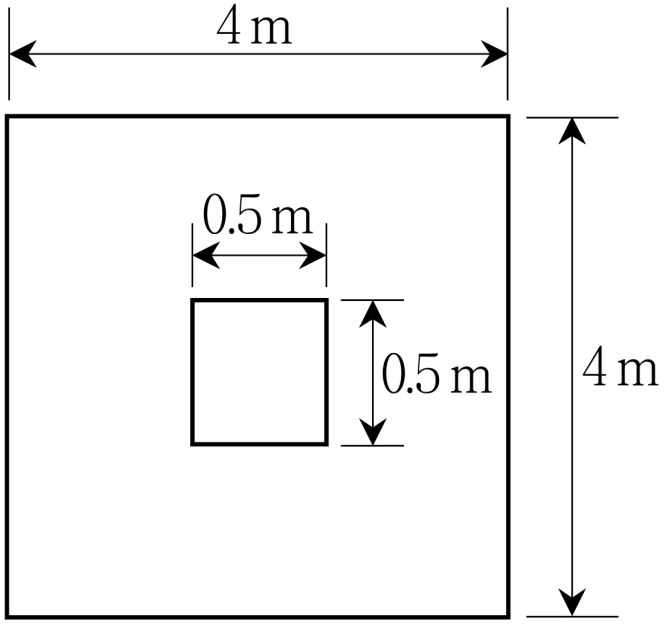
양 끝에서 같은 높이에 정착되고 중앙에서 아래로 처진 포물선 긴장재는 보에 **상향 등분포 하중**을 가한다. 포물선은 길이 방향으로 기울기의 변화율이 일정하므로, 일정한 프리스트레스 힘에 의한 등가하중도 일정하다. 이때 상향 등분포 하중의 크기는 $w_p = \frac{8Pe}{L^2}$이다.

주어진 값을 대입하면 $w_p = \frac{8 \cdot 1{,}000 \cdot 0.4}{10^2} = 32$ kN/m이다. 이는 외부의 하향 하중 중 32 kN/m를 상쇄하는 효과를 뜻한다.

순하향 등분포 하중은 **하향 하중에서 상향 등가하중을 뺀 값**이다. 따라서 40 − 32 = 8 kN/m이며, ①의 8에 해당한다.

NoteBase

문 20. 그림과 같은 정사각형 독립 확대기초 저면에 계수하중에 의한 상향 지반 반력 160 kN/m^{2}가 작용할 때, 위험단면에서의 계수 휨모멘트[kN·m]는?



① 260

② 420

③ 760

④ 980

정답 4번

간단한 해설

기둥 측면 바깥의 돌출부에 작용하는 지반 반력의 모멘트를 구한다. 돌출 길이 1.75 m와 기초 전체 폭 4 m를 적용하면 계수 휨모멘트는 980 kN·m이다.

NoteBase

계산 과정

위험단면과 돌출 길이: 독립 확대기초의 휨 위험단면은 **기둥 측면**이다. 그림에서 기초는 한 변 4 m, 중앙 기둥은 한 변 0.5 m이므로, 위험단면에서 기초 끝까지의 돌출 길이는 $l = \frac{4 - 0.5}{2} = 1.75\text{m}$이다. 이 돌출부를 기둥 측면에 고정된 캔틸레버로 본다.

지반 반력의 합력과 작용점: 위험단면 바깥쪽의 지반 반력은 길이 1.75 m, **폭 4 m인 전체 직사각형 영역**에 작용한다. 따라서 합력은 $R = 160 \cdot 4 \cdot 1.75 = 1120\text{kN}$이다. 반력이 균일하므로 합력은 이 영역의 도심에 작용하며, 위험단면에서의 거리는 $\frac{l}{2} = \frac{1.75}{2} = 0.875\text{m}$이다.

계수 휨모멘트: 위험단면에 대한 모멘트는 반력의 합력에 그 작용점까지의 거리를 곱해 구한다. $M_u = R \cdot \frac{l}{2}$ 이므로, $M_u = 1120 \cdot 0.875 = 980\text{kN} \cdot \text{m}$이다. 따라서 계산값은 ④의 980 kN·m와 일치한다.

NoteBase