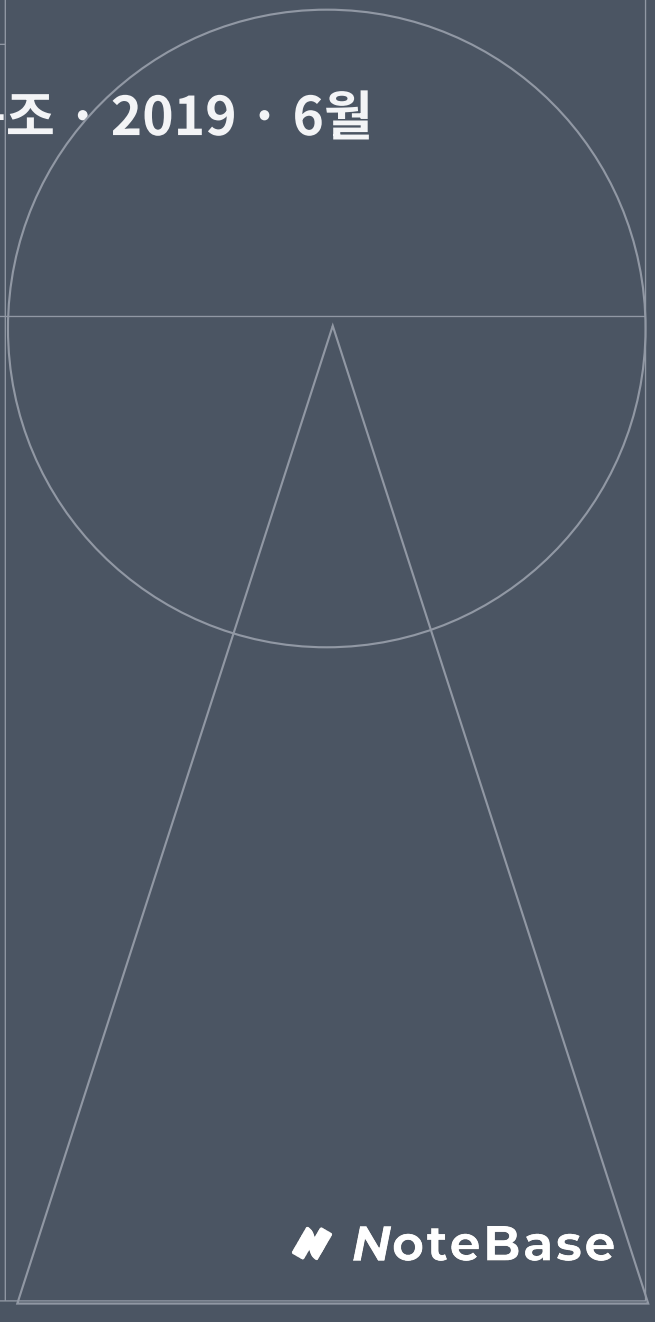
기출OX 해설집

공무원/서울시/9급 · 건축구조 · 2019 · 6월



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/서울시/9급 · 건축구조 · 2019 · 6월

공무원/서울시/9급 · 건축구조 · 2019 · 6월

문 1. 콘크리트 쉘과 절판구조물의 설계 방법으로 가장 옳지 않은 것은? (단, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도이다.)

① 얇은 쉘의 내력을 결정할 때, 탄성거동으로 가정할 수 있다.

② 쉘 재료인 콘크리트 포아송비의 효과는 무시할 수 있다.

③ 수치해석 방법을 사용하기 전, 설계의 안전성 확보를 확인하여야 한다.

④ 막균열이 예상되는 영역에서 균열과 같은 방향에 대한 콘크리트의 공칭압축강도는 $0.5f_{ck}$이어야 한다.

정답 4번

간단한 해설

막균열이 예상되는 영역에서 균열과 같은 방향의 콘크리트 공칭압축강도는 설계기준압축강도의 **0.4배**인 $0.4f_{ck}$로 취한다. ④의 $0.5f_{ck}$는 이 강도를 크게 잡은 것이다.

선지별 해설

① O: 얇은 쉘의 내력과 변위를 구할 때는 **탄성거동으로 가정할 수 있다**. 이때 재료를 선형탄성·균질·등방성으로 보고, 균열이 없는 콘크리트 구조물의 해석에 기초하여 계산한다.

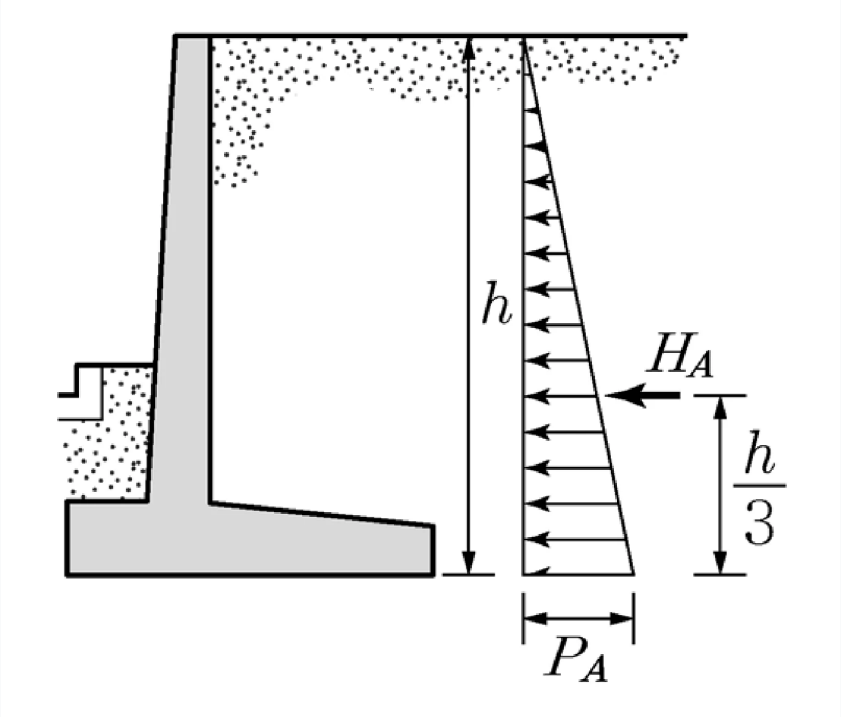
② O: 얇은 쉘의 탄성해석에서는 콘크리트의 **포아송비 효과를 무시할 수 있다**. 포아송비는 한 방향으로 늘어나거나 줄어들 때 그에 수직한 방향으로 변형되는 비율을 나타낸다. 이 효과의 생략을 허용한다는 뜻이며, 콘크리트의 포아송비 자체가 0이라는 뜻은 아니다.

③ O: 실험이나 수치해석 방법은 **설계의 안전성이 확보될 수 있는 경우**에 사용할 수 있다. 따라서 해당 해석법을 설계에 적용하려면 그 방법으로 안전한 설계가 가능한지 확인하여야 한다.

④ X: 막균열이 예상되는 영역에서 **균열과 같은 방향**에 대한 콘크리트의 공칭압축강도는 $0.4f_{ck}$로 취하여야 한다. 여기서 f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도이므로, 해당 방향의 공칭압축강도를 그 40%로 적용한다. 선지의 $0.5f_{ck}$는 $0.4f_{ck}$로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 2. 그림과 같이 높이 h인 옹벽 저면에서의 주동토압 P_A 및 옹벽 전체에 작용하는 주동토압의 합력 H_A의 값은? (단, γ는 흙의 단위중량, K_A는 흙의 주동토압계수이다.)



① $P_A = K_A\gamma h^2,\ H_A = \frac{1}{3}K_A\gamma h^3$

② $P_A = K_A\gamma h,\ H_A = \frac{1}{3}K_A\gamma h^2$

③ $P_A = K_A\gamma h^2,\ H_A = \frac{1}{2}K_A\gamma h^3$

④ $P_A = K_A\gamma h,\ H_A = \frac{1}{2}K_A\gamma h^2$

정답 4번

간단한 해설

저면의 주동토압은 깊이 h에 비례하여 $P_A = K_A\gamma h$가 된다. 전체 합력은 **삼각형 토압분포의 면적**이므로 $H_A = \frac{1}{2}K_A\gamma h^2$이다.

NoteBase

계산 과정

저면의 주동토압: 그림에서 토압은 지표면에서 0이고 깊어질수록 선형으로 증가한다. 흙의 단위중량이 γ일 때 깊이 h에서 자중에 의한 연직압력은 γh이다. 여기에 주동토압계수 K_A를 곱하면 저면의 수평 토압은 $P_A = K_A \gamma h$가 된다. 이 값은 옹벽 전체에 작용하는 힘이 아니라 **저면 위치의 토압 강도**이다.

주동토압의 합력: 옹벽 전체에 작용하는 합력은 높이 방향으로 분포한 토압을 모두 합한 값이다. 따라서 높이가 h, 저면의 토압 강도가 P_A인 **삼각형의 면적**으로 구한다. $H_A = \frac{1}{2} P_A h$에 저면 토압을 대입하면 $H_A = \frac{1}{2} K_A \gamma h^2$이다. 그림의 $h/3$은 삼각형의 도심에 해당하는 합력의 작용 높이이며, 합력의 크기를 구하는 계수와는 구별한다.

결과와 단위: γ의 단위가 $\mathrm{kN/m^3}$이고 h의 단위가 m이면, P_A의 단위는 $\mathrm{kN/m^2}$이고 H_A는 옹벽 길이 1 m당 합력으로서 단위가 kN/m이다. 도출한 $P_A = K_A \gamma h$, $H_A = \frac{1}{2} K_A \gamma h^2$의 조합은 ④와 일치한다.

NoteBase

문 4. 3층 규모의 경골목조건축물의 내력벽 설계에 대한 설명으로 가장 옳지 않은 것은?

① 내력벽 사이의 거리를 10m로 설계한다.

② 내력벽의 모서리 및 교차부에 각각 2개의 스터드를 사용하도록 설계한다.

③ 3층은 전체 벽면적에 대한 내력벽면적의 비율을 25%로 설계한다.

④ 지하층 벽을 조적조로 설계한다.

정답 2번

간단한 해설

②의 '각각 2개의 스터드'는 최소 개수에 미달한다. 내력벽의 모서리와 교차부에는 각각 **3개 이상의 스터드**를 사용해야 한다.

선지별 해설

① O: 건축구조기준 0807.4.1(2)는 내력벽 사이의 거리를 **12m 이하**로 제한한다. 따라서 10m로 설계하는 것은 이 간격 제한을 충족한다.

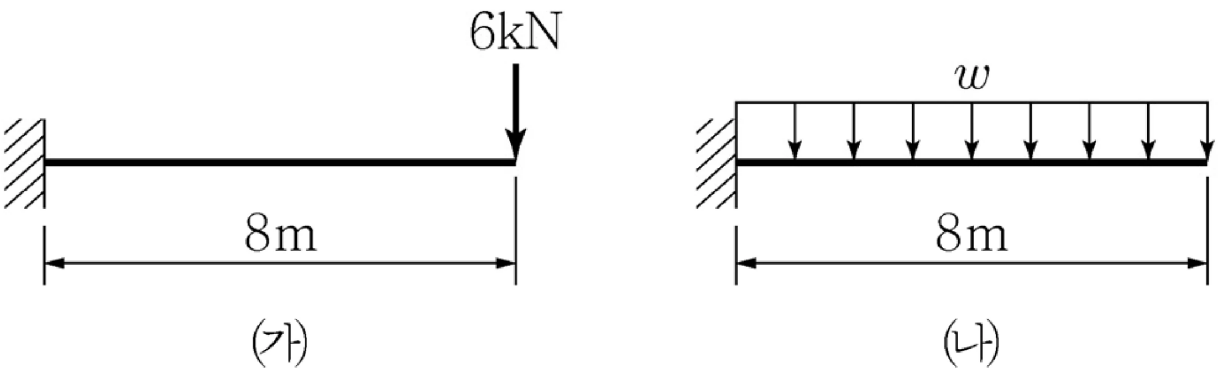
② X: 스터드는 벽체 골조를 구성하는 수직 부재이다. 건축구조기준 0807.4.2(3)에 따라 내력벽의 모서리 및 교차부에는 각각 **3개 이상**을 사용해야 한다. 각각 2개만 배치하면 최소 개수에 미달하므로 '각각 3개 이상'으로 고쳐야 한다.

③ O: 건축구조기준 0807.4.1(4)에 따른 전체 벽면적 대비 내력벽면적의 최소 비율은 3층 건물의 1층에서 40%, 2층에서 30%, 3층에서 **25%**이다. 이때 전체 벽면적에는 실내벽도 포함한다. 따라서 3층을 25%로 설계하면 해당 층의 최소 비율을 충족한다.

④ O: 건축구조기준 0807.4.2(6)은 지하층의 벽을 **철근콘크리트조 또는 조적조**로 하도록 정한다.
경골목조건축물이라도 지하층 벽까지 목구조로 구성하는 것은 아니며, 선지의 조적조는 허용되는 구조이다.

NoteBase

문 5. 그림과 같은 캔틸레버보 (가)에서 집중하중에 의해 자유단에 처짐이 발생하였다. 캔틸레버보 (나)에서 보 (가)와 동일한 처짐을 발생시키기 위한 등분포하중 (w)은? (단, 캔틸레버보 (가)와 (나)의 재료와 단면은 동일하다.)



① 2kN/m

② 4kN/m

③ 8kN/m

④ 16kN/m

정답 1번

간단한 해설

두 보의 재료와 단면이 같으므로 **휨강성 EI가 같고**, 자유단 처짐 공식을 서로 같게 놓을 수 있다. 이때 $w = \frac{8P}{3L}$ 이므로 필요한 등분포하중은 **2 kN/m**이다.

NoteBase

계산 과정

조건 확인: 그림에서 두 보의 길이는 모두 L = 8 m이고, (가)의 자유단 집중하중은 P = 6 kN이다. E는 재료의 탄성계수, I는 단면2차모멘트이며, 재료와 단면이 같으므로 두 보의 휨강성 EI도 같다. 일정한 EI를 갖는 보의 탄성 범위 내 작은 휨처짐을 계산한다.

(가)의 처짐: 캔틸레버보의 **자유단에 집중하중** P가 작용하면 자유단 처짐의 크기는 _가=(PL^3)/(3EI)이다.

(나)의 처짐: 캔틸레버보의 **전 구간에 등분포하중** w가 작용하면 자유단 처짐의 크기는 _나=(wL^4)/(8EI)이다. w는 단위 길이당 하중이므로 단위는 kN/m이다.

동일한 처짐 조건: 두 하중 모두 아래쪽으로 작용하므로 처짐의 크기를 같게 놓으면 $\frac{PL^3}{3EI} = \frac{wL^4}{8EI}$이다. **공통인 EI와 길이의 세제곱을 소거**하여 $w = \frac{8P}{3L}$을 얻는다. P = 6 kN, L = 8 m를 대입하면 $w = \frac{8 \cdot 6}{3 \cdot 8} = 2\text{kN/m}$이다. 따라서 필요한 등분포하중은 2 kN/m로 ①에 해당한다.

NoteBase

문 6. 활하중의 저감에 대한 설명으로 가장 옳지 않은 것은?

① 지붕활하중을 제외한 등분포활하중은 부재의 영향면적이 36m^2 이상인 경우 기본등분포활하중에 활하중 저감계수 (C)를 곱하여 저감할 수 있다.

② 활하중 12kN/m^2 이하의 공중집회 용도에 대해서는 활하중을 저감할 수 없다.

③ 영향면적은 기둥 및 기초에서는 부하면적의 4배, 보 또는 벽체에서는 부하면적의 2배, 슬래브에서는 부하면적을 적용한다.

④ 1방향 슬래브의 영향면적은 슬래브 경간에 슬래브 폭을 곱하여 산정한다. 이때 슬래브 폭은 슬래브 경간의 1.5배 이하로 한다.

정답 2번

간단한 해설

②의 '12 kN/m^2 이하'는 **'5 kN/m^2 이하'**로 고쳐야 한다. 공중집회 용도는 이 범위의 활하중이라도 저감할 수 없다.

선지별 해설

① O: 건축구조기준 0303.5.1은 지붕활하중을 제외한 등분포활하중에 대해 **영향면적이 36 m^2 이상**이면 기본등분포활하중에 저감계수 C를 곱하도록 한다. 넓은 면적 전체에 최대 활하중이 동시에 작용할 가능성이 작다는 점을 반영하는 방법이며, 용도 등에 따른 저감 제한도 함께 적용해야 한다.

② X: 건축구조기준 0303.5.3(3)의 공중집회 용도에 대한 저감 금지 조건은 **활하중 5 kN/m^2 이하**이다. 따라서 '12 kN/m^2 이하'라는 수치가 잘못되었다. 5 kN/m^2를 초과하는 활하중은 같은 기준 (2)에 따라 원칙적으로 저감할 수 없지만, 2개 층 이상을 지지하는 부재에는 저감계수 C를 0.8까지 적용할 수 있다. 이 규정과 공중집회 용도의 제한을 구별해야 한다.

③ O: 영향면적은 활하중 저감에 사용하는 면적이고, 부하면적은 해당 부재가 하중을 부담하는 바닥면적이다. 건축구조기준 0303.5.2는 기둥·기초에 부하면적의 4배, 보·벽체에 2배, 슬래브에 1배를 적용한다. 다만 **캔틸레버 부분은 배수를 적용하지 않고** 그 면적을 그대로 더한다.

④ O: 건축구조기준 0303.5.3(5)에 따라 1방향 슬래브의 영향면적은 경간과 폭을 곱해 구한다. 이때 계산에 넣는 폭은 **경간의 1.5배 이하**로 제한한다. 실제 슬래브 폭이 더 넓더라도 그 전체 폭을 사용해 영향면적을 늘릴 수는 없다.

NoteBase

문 7. 내진설계범주 및 중요도에 따른 건축물의 내진설계에 대한 설명으로 가장 옳지 않은 것은?

① 산정된 설계스펙트럼가속도 값에 의하여 내진설계 범주를 결정한다.

② 종합병원의 중요도계수 (I_E)는 1.5를 사용한다.

③ 소규모 창고의 허용층간변위(Δ_a)는 해당 층고의 2.0%이다.

④ 내진설계범주 'C'에 해당하는 25층의 정형 구조물은 등가정적해석법을 사용하여야 한다.

정답 4번

간단한 해설

내진설계범주 C의 정형구조물이라도 **높이 70 m 이상 또는 21층 이상**이면 동적해석법을 사용해야 한다. 25층은 이 조건에 해당하므로 ④의 '등가정적해석법'을 **동적해석법**으로 고쳐야 한다.

선지별 해설

① O: KDS 41 17 00의 5.2에 따라 단주기 설계스펙트럼가속도와 주기 1초의 설계스펙트럼가속도를 건축물의 내진등급과 함께 적용하여 내진설계범주를 결정한다. 두 가속도로 각각 구한 범주가 다르면 **더 높은 내진설계범주**를 적용한다.

② O: 종합병원은 KDS 41 10 05의 3.1에 따른 중요도(특)에 해당한다. KDS 41 17 00의 표 2.2-1에서 중요도(특)의 건축물은 **내진특등급**으로 분류하며, 내진설계 중요도계수 I_E는 1.5이다. 지진 후에도 필요한 의료 기능을 고려하여 일반 건축물보다 높은 중요도를 적용한다.

③ O: 소규모 창고는 KDS 41 10 05의 3.4에 따른 중요도(3)이며, KDS 41 17 00의 표 2.2-1에 따라 내진등급 II에 해당한다. 같은 기준의 표 8.2-1에서 내진등급 II의 허용층간변위는 $\Delta_a = 0.020 h_{sx}$로, **해당 층고의 2.0%**이다. 여기서 h_{sx}는 해당 층의 층고이며, 설계층간변위는 이 허용값을 초과할 수 없다.

④ X: KDS 41 17 00의 7.1.2에 따르면 내진설계범주 C의 구조물은 원칙적으로 등가정적해석법으로 설계할 수 있으나, 정형구조물이 **높이 70 m 이상 또는 21층 이상**이면 동적해석법을 사용해야 한다. 두 조건 중 하나만 충족해도 적용되므로 25층 정형구조물은 높이를 따로 확인하지 않아도 층수 조건에 해당한다. 따라서 '등가정적해석법을 사용하여야 한다'는 '동적해석법을 사용하여야 한다'로 고친다.

NoteBase

문 8. 현장재하실험 중 콘크리트구조의 재하실험에 대한 설명으로 가장 옳지 않은 것은?

① 하나의 하중배열로 구조물의 적합성을 나타내는 데 필요한 효과(처짐, 비틀림, 응력 등)들의 최댓값을 나타내지 못한다면 2종류 이상의 실험하중의 배열을 사용하여야 한다.

② 재하할 실험하중은 해당 구조부분에 작용하고 있는 고정하중을 포함하여 설계하중의 85%, 즉 0.85(1.2D+1.6L) 이상이어야 한다.

③ 처짐, 회전각, 변형률, 미끄러짐, 균열폭 등 측정값의 기준이 되는 영점 확인은 실험하중의 재하 직전 2시간 이내에 최초 읽기를 시행하여야 한다.

④ 전체 실험하중은 최종 단계의 모든 측정값을 얻은 직후에 제거하며 최종 잔류측정값은 실험하중이 제거된 후 24시간이 경과하였을 때 읽어야 한다.

정답 3번

간단한 해설

영점 확인을 위한 최초 읽기는 실험하중을 가하기 **직전 1시간 이내**에 시행해야 한다. ③의 '2시간 이내'는 이 측정 시점을 잘못 제시한 것이다.

선지별 해설

① O: 건축구조기준 0210.3(1)①은 하중배치를 위험단면에서 최대응력과 처짐이 발생하도록 정하게 한다. 하나의 배열로 처짐·비틀림·응력 등의 최댓값을 모두 확인할 수 없다면 **2종류 이상의 하중배열**을 사용해야 한다. 효과마다 가장 불리한 하중 위치가 다를 수 있기 때문이다.

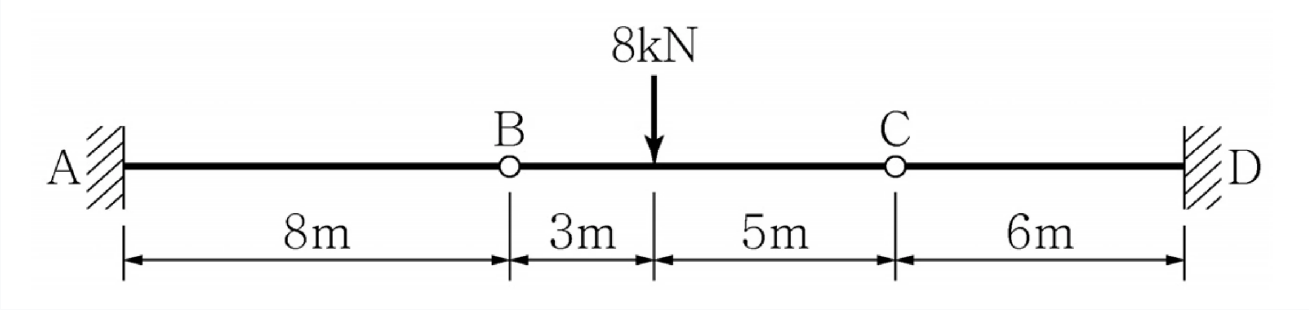
② O: 건축구조기준 0210.3(1)②에 따라 실험하중은 **이미 작용 중인 고정하중을 포함하여** 설계하중의 85%, 즉 $0.85(1.2D + 1.6L)$ 이상이어야 한다. D는 고정하중, L은 활하중이다. 기존 고정하중을 제외한 추가 재하량만으로 이 기준을 충족해야 한다는 뜻은 아니다.

③ X: 건축구조기준 0210.3(2)①에 따른 최초 읽기 시점은 실험하중 재하 **직전 1시간 이내**이다. 따라서 '2시간 이내'를 '1시간 이내'로 고쳐야 한다. 이때 얻은 초기 측정값을 기준으로 재하 후 처짐·회전각·변형률·미끄러짐·균열폭 등의 변화를 판단한다.

④ O: 건축구조기준 0210.3(2)④에 따라 최종 단계의 모든 측정값을 얻은 직후 전체 실험하중을 제거하고, **제거 후 24시간이 경과했을 때** 최종 잔류측정값을 읽는다. 잔류측정값은 하중을 제거한 뒤에도 남아 있는 변형 등을 확인하기 위한 값이므로, 하중이 작용하는 동안의 측정값과 구별한다.

NoteBase

문 9. 그림과 같이 경간 사이에 두 개의 힌지가 있으며, 8kN의 집중하중을 받는 양단 고정보가 있다. 이 보의 A, D지점에 발생하는 휨모멘트는?



① A: 24kN·m, D: 30kN·m

② A: 30kN·m, D: 24kN·m

③ A: 18kN·m, D: 40kN·m

④ A: 40kN·m, D: 18kN·m

정답 4번

간단한 해설

내부 힌지는 **휨모멘트를 전달하지 않으므로** B–C 구간의 평형으로 양쪽에 전달되는 하중을 먼저 구한다. B와 C에서 바깥 구간으로 전달되는 하중은 각각 5 kN, 3 kN이며, 고정단 휨모멘트의 크기는 A에서 40 kN·m, D에서 18 kN·m이다.

NoteBase

계산 과정

힌지 조건과 구간 분리: 그림에서 A–B는 8 m, B–C는 3 + 5 = 8 m, C–D는 6 m이다. B와 C는 내부 힌지이므로 **힌지의 휨모멘트는 0**이다. 따라서 B–C 구간을 분리하여, 두 힌지에서 작용하는 수직력과 8 kN 하중의 평형으로 힌지력을 구할 수 있다.

B–C 구간의 힌지력: 이 구간에 위로 작용하는 힌지력을 각각 R_B, R_C라 한다. B점에 대한 모멘트 평형은 $R_C \cdot 8 - 8 \cdot 3 = 0$이므로 $R_C = \frac{8 \cdot 3}{8} = 3$ kN이다. 수직력 평형에서 $R_B + R_C = 8$이므로 $R_B = 8 - 3 = 5$ kN이다. 이 힘들은 B–C 구간에는 위로 작용하지만, **작용·반작용에 따라 바깥 구간에는 아래로** 작용한다.

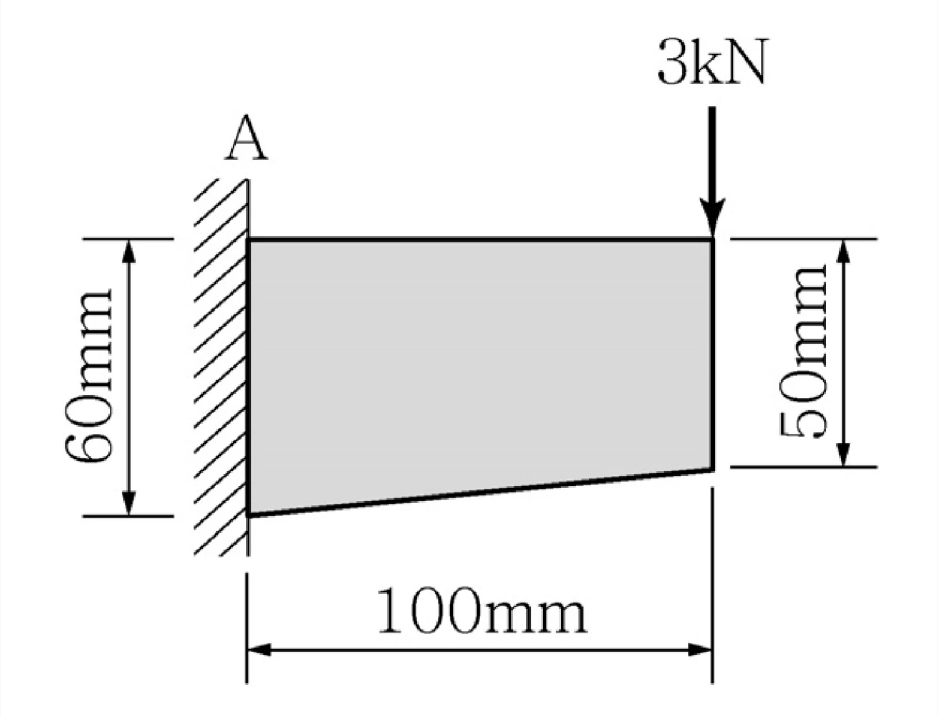
A점의 휨모멘트: A–B 구간은 A가 고정되고 B에서 아래로 5 kN을 받는 캔틸레버로 볼 수 있다. 고정단은 이 하중이 만드는 모멘트와 평형을 이루어야 하므로, A점 휨모멘트의 크기는 $|M_A| = 5 \cdot 8 = 40$ kN·m이다.

D점의 휨모멘트: C–D 구간은 D가 고정되고 C에서 아래로 3 kN을 받는 캔틸레버로 볼 수 있다. C와 D 사이의 거리는 6 m이므로, D점 휨모멘트의 크기는 $|M_D| = 3 \cdot 6 = 18$ kN·m이다. 양쪽 고정단 모두 보의 상부에 인장이 생기는 휨이므로, 처짐형 휨을 양으로 정하면 단면 휨모멘트는 음수이다.

선택지는 휨모멘트의 크기를 제시하므로 A: 40 kN·m, D: 18 kN·m인 ④와 일치한다.

NoteBase

문 10. 그림과 같이 직사각형 변단면을 갖는 보에서, A지점의 단면에 발생하는 최대 휨응력은? (단, 보의 폭은 20mm로 일정하다.)



① 25N/mm^2

② 36N/mm^2

③ 48N/mm^2

④ 50N/mm^2

정답 1번

간단한 해설

A단면에서는 **높이 60 mm**로 구한 단면계수를 사용한다. 자유단 하중에 의한 휨모멘트 300000 N·mm를 단면계수 12000 mm^{3}로 나누면 최대 휨응력은 **25 N/mm^2**이다.

NoteBase

계산 과정

조건 확인: 왼쪽 A가 고정된 캔틸레버 보이며, 자유단에 아래 방향으로 3 kN의 집중하중이 작용한다. 하중까지의 수평거리는 100 mm이고, 보의 폭은 20 mm이다. 구하려는 곳은 A단면이므로 단면 높이는 **60 mm**를 적용한다. 자유단의 높이 50 mm나 두 끝 높이의 평균을 사용하지 않는다.

A단면의 휨모멘트: A에서 보를 잘라 오른쪽 부분의 모멘트 평형을 고려하면, 내부 휨모멘트의 크기는 하중과 수평거리의 곱인 $M_A = PL$이다. 3 kN = 3000 N이므로 그 크기는 $3000 \times 100 = 300000$ N·mm이다. 단면 높이가 변해도 이 모멘트는 **외력의 평형**으로 결정된다.

A단면의 단면계수: 직사각형 단면의 탄성 휨응력은 중립축에서 멀어질수록 커져 위·아래 가장자리에서 최대가 된다. 폭을 b, A단면의 높이를 h_A라 하면, 단면2차모멘트는 $I_A = \frac{bh_A^3}{12}$, 중립축에서 가장자리까지의 거리는 $c_A = \frac{h_A}{2}$이다. 따라서 단면계수는 $Z_A = \frac{I_A}{c_A} = \frac{bh_A^2}{6}$이며, $Z_A = \frac{20 \cdot 60^2}{6} = 12000\ \text{mm}^3$이다.

최대 휨응력: 탄성 휨공식 $\sigma_{\max} = \frac{M_A c_A}{I_A} = \frac{M_A}{Z_A}$에 대입하면 $\sigma_{\max} = \frac{300000}{12000} = 25\ \text{N/mm}^2$이다. 이는 A단면의 위·아래 가장자리에 발생하는 휨응력의 최대 크기이다. 계산값 25 N/mm^{2}는 ①과 일치한다.

NoteBase

문 11. 지진력에 저항하는 철근콘크리트 구조물의 재료에 대한 설명으로 가장 옳지 않은 것은?

① 콘크리트의 설계기준압축강도는 21MPa 이상이어야 한다.

② 지진력에 의한 휨모멘트 및 축력을 받는 특수모멘트골조에 사용하는 주철근의 설계기준항복강도는 600MPa까지 허용된다.

③ 강재를 제작한 공장에서 계측한 실제 항복강도가 공칭항복강도를 120MPa 이상 초과해야 한다.

④ 실제 항복강도에 대한 실제 극한인장강도의 비가 1.25 이상이어야 한다.

정답 3번

간단한 해설

③의 '120 MPa 이상 초과해야 한다'는 제한 방향을 거꾸로 쓴 것이다. 실제 항복강도는 공칭항복강도를 **120 MPa 이상 초과하지 않아야 한다**.

선지별 해설

① O: 특수모멘트골조와 특수철근콘크리트 구조벽체에 사용하는 콘크리트의 설계기준압축강도는 **21 MPa 이상**이어야 한다. 이는 지진력에 저항하는 해당 구조부재에 요구되는 콘크리트 강도의 하한이다.

② O: 지진력에 의한 휨모멘트 및 축력을 받는 특수모멘트골조의 주철근은 설계기준항복강도 **600 MPa까지** 사용할 수 있다. 다만 실제 항복강도의 초과량 제한과 실제 극한인장강도 대 실제 항복강도의 비에 관한 조건도 함께 만족해야 한다.

③ X: 공장에서 계측한 실제 항복강도는 공칭항복강도를 **120 MPa 이상 초과하지 않아야 한다**. 실제 항복강도가 지나치게 높으면 철근이 항복할 때 부재가 발휘하는 휨강도가 커져, 그에 따라 다른 부재나 접합부에 전달되는 힘도 예상보다 커질 수 있다. 따라서 이 조건은 초과량을 크게 확보하라는 요구가 아니라 과도한 강도 증가를 제한하는 요구이다.

④ O: 실제 극한인장강도는 실제 항복강도의 **1.25배 이상**이어야 한다. 항복강도는 철근이 영구변형을 일으키기 시작하는 강도이고, 극한인장강도는 인장시험에서 나타나는 최대 인장응력이다. 이 비에 하한을 두어 항복 이후에도 강도가 증가할 여유를 확보한다.

NoteBase

문 12. 콘크리트구조에서 사용하는 강재에 대한 설명으로 가장 옳지 않은 것은? (단, d_b는 철근, 철선 또는 프리스트레싱 강연선의 공칭지름이다.)

① 확대머리 전단스터드에서 확대머리의 지름은 전단스터드 지름의 $\sqrt{10}$배 이상이어야 한다.

② 철근, 철선 및 용접철망의 설계기준항복강도(f_y)가 400MPa를 초과하여 뚜렷한 항복점이 없는 경우 f_y값을 변형률 0.002에 상응하는 응력값으로 사용하여야 한다.

③ 확대머리철근에서 철근 마디와 리브의 손상은 확대머리의 지압면부터 $2d_b$를 초과할 수 없다.

④ 철근은 아연도금 또는 에폭시수지 피복이 가능하다.

정답 2번

간단한 해설

설계기준항복강도가 400 MPa를 초과하고 뚜렷한 항복점이 없는 경우, 이 문항에서 적용한 기준은 **변형률 0.0035에 상응하는 응력**을 항복강도로 사용한다. ②의 '변형률 0.002'를 '변형률 0.0035'로 고쳐야 한다.

선지별 해설

① O: 확대머리 전단스터드는 머리 부분의 지압으로 콘크리트에 정착된다. 정착에 필요한 머리 크기를 확보하도록 확대머리의 지름을 **전단스터드 지름의 $\sqrt{10}$배 이상**으로 한다.

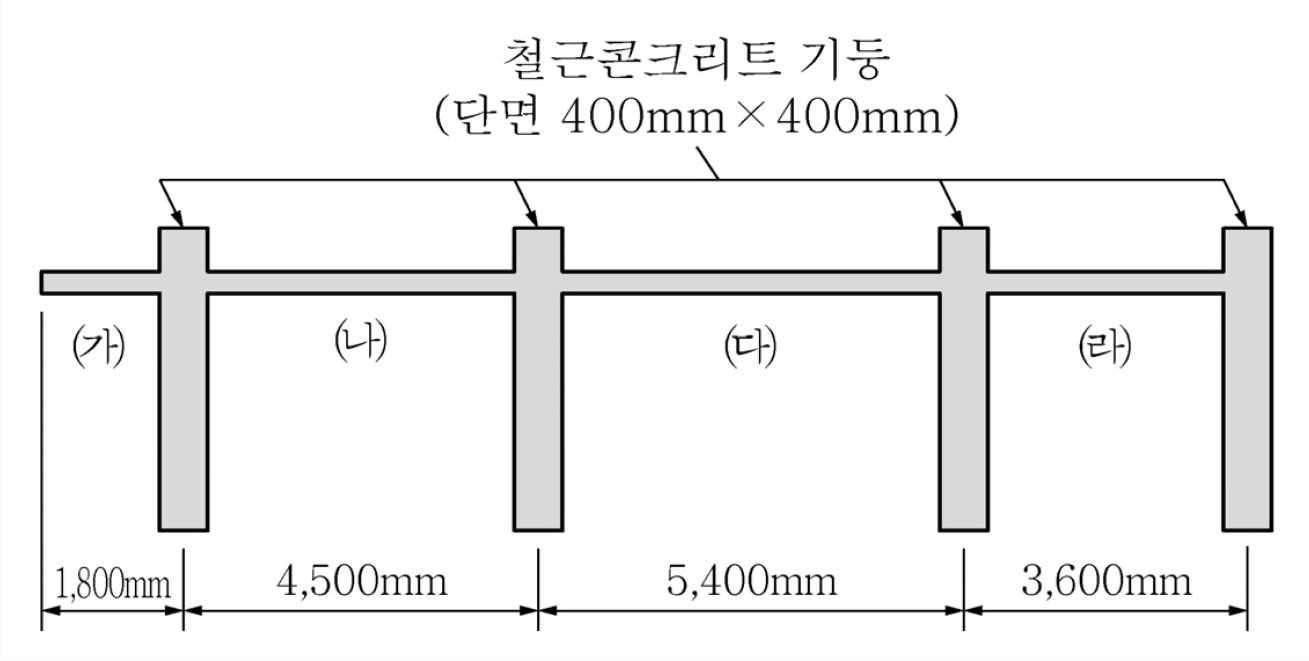
② X: 설계기준항복강도 f_y가 400 MPa를 초과하고 뚜렷한 항복점이 없으면, 항복점을 직접 읽기 어려우므로 정해진 변형률에 대응하는 응력을 사용한다. 이 문항에서 적용한 기준의 변형률은 **0.002가 아니라 0.0035**이다. 따라서 응력–변형률 곡선에서 변형률 0.0035에 상응하는 응력을 f_y로 사용하여야 한다.

③ O: 철근의 마디와 리브는 콘크리트와의 부착에 기여하므로 확대머리 부근의 손상 범위를 제한한다. 마디와 리브가 손상된 구간은 **확대머리의 지압면부터 $2d_b$ 이내**이어야 하며, 그보다 멀리까지 이어져서는 안 된다.

④ O: 철근의 부식을 억제하기 위해 **아연도금 또는 에폭시수지 피복**을 할 수 있다. 피복철근도 해당 재료와 피복의 품질 규정을 충족하여야 한다.

NoteBase

문 13. 그림은 3경간 구조물의 단면을 나타낸 것이다. 1방향 슬래브 (가)~(라) 중 처짐 계산이 필요한 것을 모두 고른 것은? (단, 리브가 없는 슬래브이며, 두께는 150mm이고, 콘크리트의 설계기준압축강도는 21MPa이며, 철근의 설계기준항복강도는 400MPa이다.)



① (가)

② (가), (나)

③ (가), (다)

④ (나), (라)

정답 3번

간단한 해설

처짐 계산을 생략하려면 지지조건과 **순경간으로 구한 최소 두께**를 만족해야 한다. (가)의 최소 두께는 160 mm, (다)는 약 178.6 mm이므로, 실제 두께 150 mm로는 **처짐 계산을 생략할 수 없다**.

NoteBase

계산 과정

리브가 없는 1방향 슬래브는 지지조건별 최소 두께와 실제 두께를 비교하여 처짐 계산의 생략 여부를 판단한다. 이 최소 두께 규정은 처짐에 의해 손상되기 쉬운 칸막이벽 등을 지지하거나 부착하지 않은 부재에 적용한다. 문제는 보통중량콘크리트에 대한 기준값을 적용하며, 철근의 설계기준항복강도가 400 MPa이므로 철근 강도에 따른 두께 보정은 필요 없다. 콘크리트 압축강도 21 MPa는 이 최소 두께 산정식에 직접 대입하지 않는다. 실제 두께가 최소 두께보다 작으면 처짐을 계산하여 허용 범위 이내인지 확인해야 한다.

그림 아래 치수는 기둥 중심을 기준으로 표시되어 있다. 기둥 폭이 400 mm이므로, 기둥 사이 순경간은 중심 간 거리에서 양쪽 기둥의 반폭 200 mm씩을 뺀 값이다. 캔틸레버의 돌출길이는 기둥 면에서 자유단까지이므로 1,800 mm에서 200 mm만 뺀다.

(가): 한쪽 끝이 자유단인 **캔틸레버**이다. 돌출길이는 1,800 − 200 = 1,600 mm이고, 최소 두께는 $h_{\min} = \frac{1,600}{10} = 160\text{mm}$이다. 실제 두께 150 mm가 160 mm보다 작으므로 처짐 계산이 필요하다.

(나): 왼쪽은 (가), 오른쪽은 (다)로 슬래브가 이어지므로 **양단 연속**이다. 순경간은 4,500 − 400 = 4,100 mm이고, 최소 두께는 $h_{\min} = \frac{4,100}{28} \approx 146.4\text{mm}$이다. 실제 두께 150 mm가 이를 만족하므로 처짐 계산을 생략할 수 있다.

(다): 양쪽 지점 너머로 각각 (나)와 (라)가 이어지는 양단 연속 구간이다. 순경간은 5,400 − 400 = 5,000 mm이고, 최소 두께는 $h_{\min} = \frac{5,000}{28} \approx 178.6\text{mm}$이다. 실제 두께 150 mm가 **최소 두께에 못 미치므로** 처짐 계산이 필요하다.

(라): 왼쪽 지점에서는 (다)와 이어지고 오른쪽 지점에서는 슬래브가 끝나므로 **1단 연속**이다. 순경간은 3,600 − 400 = 3,200 mm이고, 최소 두께는 $h_{\min} = \frac{3,200}{24} \approx 133.3\text{mm}$이다. 실제 두께 150 mm가 이를 만족하므로 처짐 계산을 생략할 수 있다.

따라서 처짐 계산이 필요한 구간은 (가), (다)이며, 선택지 ③의 조합과 일치한다.

NoteBase

문 14. 특수철근콘크리트 구조벽체를 연결하는 연결보의 설계에 대한 설명으로 가장 옳지 않은 것은?

① 세장비 (l_n/h)가 3인 연결보는 경간 중앙에 대칭인 대각선 다발철근으로 보강할 수 있다.

② 대각선 다발철근은 최소한 4개의 철근으로 이루어져야 한다.

③ 대각선 철근을 감싸주는 횡철근 간격은 철근 지름의 8배를 초과할 수 없다.

④ 대각선 다발철근이 연결보의 공칭휨강도에 기여하는 것으로 볼 수 있다.

정답 3번

간단한 해설

대각선 철근을 감싸는 횡철근의 간격은 **대각선 철근 지름의 6배 이하**이어야 한다. ③의 '8배'는 이 상한을 초과하는 간격까지 허용하므로 잘못된 설명이다.

선지별 해설

① O: 연결보의 세장비는 순경간 길이 l_n을 보의 전체 깊이 h로 나눈 값이다. $\frac{l_n}{h} < 4$인 연결보는 **경간 중앙에 대칭인 대각선 다발철근**으로 보강하도록 설계할 수 있다. 세장비 3은 이 범위에 포함된다.

② O: 대각선 다발철근은 **각 다발마다 최소 4개**의 철근으로 구성하여야 한다. 서로 교차하는 두 대각 방향의 철근을 모두 합쳐 4개라는 뜻이 아니라, 각 방향의 다발이 이 최소 개수를 충족하여야 한다.

③ X: 대각선 철근을 감싸는 횡철근의 간격 상한은 **대각선 철근 지름의 6배**이다. 따라서 '8배를 초과할 수 없다'를 '6배를 초과할 수 없다'로 고쳐야 한다. 횡철근은 대각선 철근을 횡방향으로 지지하여 압축을 받을 때의 좌굴을 억제하고, 주변 콘크리트를 구속하는 역할을 하므로 간격을 촘촘하게 제한한다.

④ O: 대각선 다발철근은 전단력에 저항할 뿐 아니라 **연결보의 공칭휨강도에도 기여**하는 것으로 볼 수 있다. 대각선 철근에 생기는 힘의 수평성분도 단면 내에서 휨모멘트에 저항하는 힘을 형성하므로, 대각선 배근이라는 이유로 휨강도에 대한 기여를 제외하지 않는다.

NoteBase

문 15. <보기>는 건축물의 각 구조 부재별 피복두께를 나타낸 것이다. ㉠~㉢ 중 올바르게 제시된 값들을 모두 고른 것은? [단, 프리스트레스하지 않는 부재의 현장치기 콘크리트이며, 콘크리트의 설계기준압축강도(f_{ck})는 40MPa이다.]

<보기>
• D16 철근이 배근된 외벽 : ㉠ 40mm
• D22 철근이 배근된 내부 슬래브 : ㉡ 20mm
• D25 철근이 배근된 내부 기둥 : ㉢ 30mm

① ㉠, ㉡
② ㉠, ㉢
③ ㉡, ㉢
④ ㉠, ㉡, ㉢

정답 4번

간단한 해설

내부 기둥의 기본 최소 피복두께는 40 mm이지만, 이 문항에서 적용하는 기준은 설계기준압축강도가 **40 MPa 이상이면 10 mm를 저감**할 수 있도록 한다. 따라서 40 MPa인 내부 기둥에 제시된 30 mm도 허용된다.

보기별 해설

피복두께는 콘크리트 표면에서 가장 바깥쪽 철근 표면까지의 거리이다. 이 문항에서 적용하는 건축구조기준 0505.4.1의 현장치기콘크리트 규정에 따라, 외벽은 옥외 공기에 직접 노출되는 조건으로, 내부 슬래브와 내부 기둥은 옥외 공기나 흙에 직접 접하지 않는 조건으로 판단한다.

㉠ O: 옥외 공기에 직접 노출되는 콘크리트에서 **D16 이하 철근의 최소 피복두께는 40 mm**이다. 외벽에 배근된 철근이 D16이므로 제시된 40 mm는 기준에 맞는다.

㉡ O: 옥외 공기나 흙에 직접 접하지 않는 슬래브·벽체·장선은 **D35 이하 철근의 최소 피복두께가 20 mm**이다. 내부 슬래브의 D22 철근은 D35 이하이므로 제시된 20 mm는 기준에 맞는다.

㉢ O: 옥외 공기나 흙에 직접 접하지 않는 보·기둥의 기본 최소 피복두께는 40 mm이다. 다만 이 문항의 기준에서는 콘크리트의 설계기준압축강도가 **40 MPa 이상이면 10 mm를 저감**할 수 있다. 주어진 강도 40 MPa는 이 조건을 충족하므로 40 − 10 = 30 mm가 되어, D25 철근이 배근된 내부 기둥의 30 mm도 허용된다.

따라서 ㉠·㉡·㉢이 모두 기준에 맞으며, 이들을 모두 포함하는 조합은 ④이다.

NoteBase

문 16. 보통중량콘크리트 파괴계수를 고려할 때, 단면 폭 b 및 단면 높이 h인 직사각형 콘크리트 단면의 휨균열 모멘트 M_{cr}의 값은? (단, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준 압축강도이며, 처짐은 단면 높이 방향으로 발생하는 것으로 가정한다.)

① $M_{cr} = 0.105bh^2\sqrt{f_{ck}}$
② $M_{cr} = 0.205bh^3\sqrt{f_{ck}}$
③ $M_{cr} = 0.305bh^2\sqrt{f_{ck}}$
④ $M_{cr} = 0.405bh^3\sqrt{f_{ck}}$

정답 1번

간단한 해설

휨균열은 인장측 최외단의 휨응력이 콘크리트의 **파괴계수**에 도달할 때 발생한다. 보통중량콘크리트의 파괴계수 $f_r = 0.63\sqrt{f_{ck}}$에 직사각형 단면의 단면계수 $bh^2/6$을 곱하면 $M_{cr} = 0.105bh^2\sqrt{f_{ck}}$가 된다.

계산 과정

균열 발생 조건: 휨균열 모멘트 M_{cr}는 콘크리트 인장측 최외단에 처음 휨균열이 생기는 모멘트이다. 균열 전 탄성 휨응력은 $\sigma_t = My_t/I_g$이며, 이 응력이 파괴계수 f_r에 도달하면 균열이 발생한다. 따라서 $M_{cr} = f_r I_g/y_t$이다. 여기서 I_g는 균열 전 콘크리트 전체 단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트이고, y_t는 도심축에서 인장측 최외단까지의 거리이다.

단면 특성: 처짐이 높이 방향으로 발생하므로 폭 b와 나란한 도심축에 대하여 $I_g = \frac{bh^3}{12}$, $y_t = \frac{h}{2}$이다. 두 값을 나눈 **단면계수**는 $\frac{I_g}{y_t} = \frac{bh^2}{6}$이다. 단면2차모멘트에는 높이의 세제곱이 들어가지만, 인장측 최외단까지의 거리로 나누면 높이의 제곱이 남는다.

파괴계수 적용: 보통중량콘크리트에서는 $f_r = 0.63\sqrt{f_{ck}}$를 사용한다. 이를 단면계수에 곱하면 $M_{cr} = 0.63\sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{bh^2}{6}$이다. 계수는 $\frac{0.63}{6} = 0.105$이므로 $M_{cr} = 0.105bh^2\sqrt{f_{ck}}$가 되어 ①의 식과 일치한다. f_{ck}를 MPa, b와 h를 mm로 넣으면 파괴계수의 단위는 MPa이고 균열모멘트의 단위는 N·mm이다.

NoteBase

문 17. 강구조의 인장재 설계에 대한 설명으로 가장 옳지 않은 것은?

① 총단면의 항복한계상태를 계산할 때의 인장저항계수(ϕ_t)는 0.9이다.

② 인장재의 설계인장강도는 총단면의 항복한계상태와 유효순단면의 파단한계상태에 대해 산정된 값 중 큰 값으로 한다.

③ 유효순단면의 파단한계상태를 계산할 때의 인장저항계수(ϕ_t)는 0.75이다.

④ 유효순단면적을 계산할 때 단일ㄱ형강, 쌍ㄱ형강, T형강 부재의 접합부는 전단지연계수가 0.6 이상이어야 한다. 다만, 편심효과를 고려하여 설계하는 경우 0.6보다 작은 값을 사용할 수 있다.

정답 2번

간단한 해설

②의 '큰 값'은 **작은 값**으로 고쳐야 한다. 인장재는 총단면의 항복과 유효순단면의 파단을 모두 견뎌야 하므로, 먼저 한계에 도달하는 쪽의 설계강도가 지배한다.

선지별 해설

① O: 건축구조기준 0704.2.1에 따라 총단면의 항복한계상태에는 **인장저항계수 0.90**을 적용한다. 총단면 전체가 항복하는 상태를 검토하며, 설계강도는 $0.90F_yA_g$이다. 여기서 F_y는 강재의 항복강도, A_g는 구멍 등에 의한 단면 결손을 공제하기 전의 총단면적이다.

② X: 건축구조기준 0704.2에서 설계인장강도는 총단면의 항복한계상태와 유효순단면의 파단한계상태에 대해 산정한 값 중 **작은 값**으로 정한다. 어느 한쪽이라도 한계상태에 도달하면 그보다 큰 인장력을 안전하게 부담한다고 볼 수 없기 때문이다. 따라서 '큰 값으로 한다'를 '작은 값으로 한다'로 고친다.

③ O: 건축구조기준 0704.2.2에 따라 유효순단면의 파단한계상태에는 **인장저항계수 0.75**를 적용한다. 이때 설계강도는 $0.75F_uA_e$이며, F_u는 강재의 인장강도, A_e는 유효순단면적이다. 총단면의 항복 검토와 달리, 접합부의 단면 결손과 하중 전달의 불균일성을 반영한 단면으로 파단을 검토한다.

④ O: 건축구조기준 0704.3.3에 따라 유효순단면적은 $A_e = A_nU$로 산정한다. A_n은 구멍 등으로 줄어든 순단면적이고, U는 접합부에서 인장력이 단면에 균일하게 전달되지 않는 영향을 반영하는 전단지연계수이다. 단일ㄱ형강·쌍ㄱ형강·T형강 부재의 접합부는 원칙적으로 U가 0.6 이상이어야 한다. 다만, 같은 기준의 0708.1.2 및 0708.2에 따라 **편심효과를 고려하여 설계하는 경우**에는 0.6보다 작은 값을 사용할 수 있다.

NoteBase

문 18. 강구조 접합부 설계에 대한 설명으로 가장 옳지 않은 것은?

① 접합부의 설계강도를 35kN으로 한다.

② 높이 50m인 다층구조물의 기둥이음부에 마찰접합을 사용한다.

③ 응력 전달 부위의 겹침이음 시 2열로 필릿용접한다.

④ 고장력볼트(M22)의 구멍중심 간 거리를 60mm로 한다.

정답 1번

간단한 해설

①의 35 kN은 접합부의 **최소 설계강도 45 kN**에 미달한다. 연결재·새그로드·띠장 등 예외에 해당하지 않는 접합부는 이 최소강도와 구조해석으로 구한 소요강도를 모두 만족하도록 설계해야 한다.

선지별 해설

① X: KDS 14 31 25의 4.1.1.6(1)은 접합부의 설계강도를 **45 kN 이상**으로 규정한다. 다만 연결재, 새그로드 또는 띠장은 이 최소강도 규정에서 제외한다. 일반적인 접합부를 35 kN으로 설계하면 최소강도에 미달하므로, 45 kN 이상이면서 소요강도 이상이 되도록 고쳐야 한다.

② O: KDS 14 31 25의 4.1.1.9(1)③은 **높이 38 m 이상인 다층 건축구조물의 기둥이음부**에 용접접합, 마찰접합 또는 전인장조임을 사용하도록 한다. 높이 50 m인 구조물은 이 조건에 해당하며, 마찰접합은 허용되는 방식이다.

③ O: KDS 14 31 25의 4.1.1.10(2)은 응력을 전달하는 겹침이음에 **2열 이상의 필릿용접**을 원칙으로 한다. 겹침이음은 두 부재를 겹쳐 연결하는 이음이며, 2열로 필릿용접하는 것은 이 배열 조건을 만족한다.

④ O: KDS 14 31 25의 4.1.1.10(4)에 따르면 고장력볼트의 구멍중심 간 최소거리는 **볼트 공칭직경의 2.5배**이다. M22의 공칭직경은 22 mm이므로 최소거리는 2.5 × 22 = 55 mm이다. 60 mm는 55 mm 이상이므로 최소거리 조건을 만족한다. 공칭직경의 3배인 66 mm는 표준거리이며, 최소거리와 구별한다.

NoteBase

문 19. 강구조 매입형 합성부재의 구조제한에 대한 설명으로 가장 옳지 않은 것은?

① 강재코어의 단면적은 합성기둥 총단면적의 1% 이상으로 한다.

② 횡방향철근의 중심 간 간격은 직경 D10의 철근을 사용할 경우에는 300mm 이하, 직경 D13 이상의 철근을 사용할 경우에는 400mm 이하로 한다.

③ 횡방향 철근의 최대 간격은 강재코어의 설계기준 공칭항복강도가 450MPa 이하인 경우에는 부재단면에서 최소크기의 0.25배를 초과할 수 없다.

④ 연속된 길이방향철근의 최소철근비(ρ_{sr})는 0.004로 한다.

정답 3번

간단한 해설

강재코어의 설계기준 공칭항복강도가 **450 MPa 이하이면 최소 단면치수의 0.5배**가 횡방향철근 간격의 상한이다. ③의 0.25배는 항복강도가 **450 MPa를 초과할 때** 적용하는 제한이다.

선지별 해설

매입형 합성부재는 강재코어를 콘크리트 속에 매입하여 함께 하중에 저항하도록 한 부재이다. KDS 41 30 20의 4.1.2.1(1)은 축력을 받는 매입형 합성부재의 강재량과 철근 배치에 관한 구조제한을 정한다.

① O: 강재코어의 단면적은 **합성기둥 총단면적의 1% 이상**이어야 한다. 여기서 비율의 기준은 콘크리트 부분만의 면적이 아니라 강재코어와 철근 등을 포함한 합성기둥 전체 단면적이다.

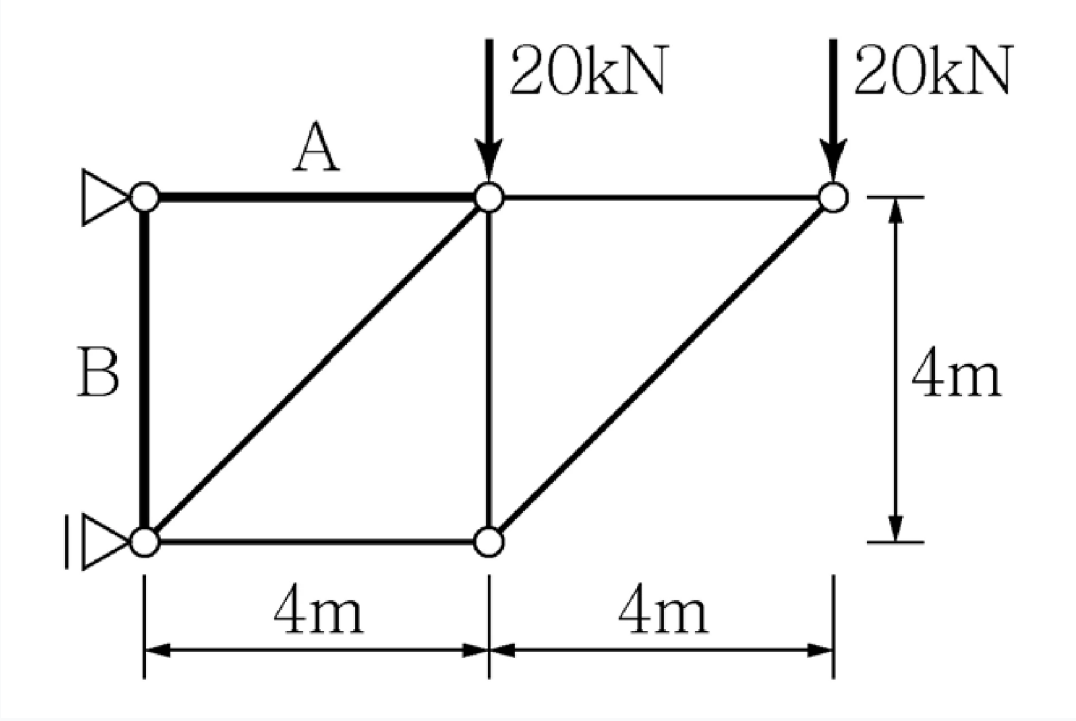
② O: 횡방향철근의 중심 간 간격은 D10을 사용하면 300 mm 이하, D13 이상을 사용하면 400 mm 이하로 제한한다. 다만 실제 배근 간격은 이 한도와 함께 **강재코어의 항복강도 및 최소 단면치수에 따른 간격 제한도 동시에 만족**해야 한다. 두 제한 중 더 작은 값이 적용된다.

③ X: 강재코어의 설계기준 공칭항복강도가 450 MPa 이하일 때 횡방향철근 간격은 부재단면 최소치수의 **0.5배 이하**로 한다. 0.25배 이하로 제한하는 것은 항복강도가 **450 MPa를 초과하는 경우**이다. 따라서 선지의 '450 MPa 이하'라는 조건에서는 '0.25배'를 '0.5배'로 고쳐야 하며, 정확히 450 MPa인 경우도 0.5배 제한에 포함된다.

④ O: 연속된 길이방향철근의 최소철근비는 0.004이다. 철근비는 **연속된 길이방향철근의 단면적을 합성부재 총단면적으로 나눈 비율**이므로, 길이방향철근을 전체 단면적의 0.4% 이상 배치해야 한다. 이는 강재코어에 적용하는 1% 제한과 별개의 요구조건이다.

NoteBase

문 20. 그림과 같은 정정트러스에 집중하중이 작용할 때 A부재와 B부재에 발생하는 부재력은? (단, 모든 부재의 단면적은 동일하며, 좌측 상단부 지점은 회전단이고, 좌측 하단부 지점은 이동단이다.)



① A부재: 20.0kN, B부재: 40.0kN

② A부재: 40.0kN, B부재: 20.0kN

③ A부재: 40.0kN, B부재: 60.0kN

④ A부재: 60.0kN, B부재: 40.0kN

정답 4번

간단한 해설

상단 회전단의 반력은 왼쪽으로 60kN, 위쪽으로 40kN이다. 상단 절점에서 A부재가 오른쪽으로, B부재가 아래쪽으로 당겨 평형을 이루므로, 부재력은 각각 **60.0kN과 40.0kN의 인장력**이다.

NoteBase

계산 과정

지점 조건과 풀이 기준: 트러스 부재에는 부재 축방향의 힘이 작용하므로, 전체 트러스의 평형으로 지점반력을 구한 뒤 절점의 수평·수직 평형을 적용한다. 좌측 하단 이동단은 수직 벽면을 따라 이동할 수 있어 **수평반력만** 생긴다. 좌측 상단 회전단에는 수평·수직 반력이 생긴다. 정정트러스의 부재력은 평형조건으로 결정되므로, 주어진 동일 단면적을 계산에 사용할 필요는 없다.

지점반력: 좌측 하단의 오른쪽 방향 반력을 R이라 하자. 상단 회전단을 기준으로 반시계방향 모멘트를 양으로 잡는다. 두 20kN 하중의 수평거리는 각각 4m와 8m이고, 하단 수평반력의 모멘트팔은 **두 지점 사이의 수직거리 4m**이다. 힘을 kN, 거리를 m로 넣으면 $4R - 20 \cdot 4 - 20 \cdot 8 = 0$이므로 $R = \frac{20 \cdot 4 + 20 \cdot 8}{4} = 60\text{kN}$이다. 수평력의 합이 0이 되려면 상단 수평반력은 왼쪽으로 60kN이다. 하단에는 수직반력이 없으므로 상단 수직반력은 위쪽으로 20 + 20 = 40kN이다.

A부재: 좌측 상단 절점에는 지점반력과 수평 A부재, 수직 B부재의 힘이 작용한다. A부재의 인장력을 양으로 둔 축력을 N_A라 하면, 인장일 때 상단 절점을 오른쪽으로 당긴다. 수평 평형식 $N_A - 60 = 0$에서 $N_A = 60\text{kN}$이다. 따라서 A부재는 **인장**을 받는다.

B부재: B부재의 인장력을 양으로 둔 축력을 N_B라 하면, 인장일 때 상단 절점을 아래로 당긴다. 위쪽을 양으로 한 수직 평형식은 $40 - N_B = 0$이므로 $N_B = 40\text{kN}$이다. 따라서 B부재도 **인장**을 받는다.

A부재와 B부재의 부재력 크기는 각각 60.0kN과 40.0kN으로, ④의 수치와 일치한다.

NoteBase