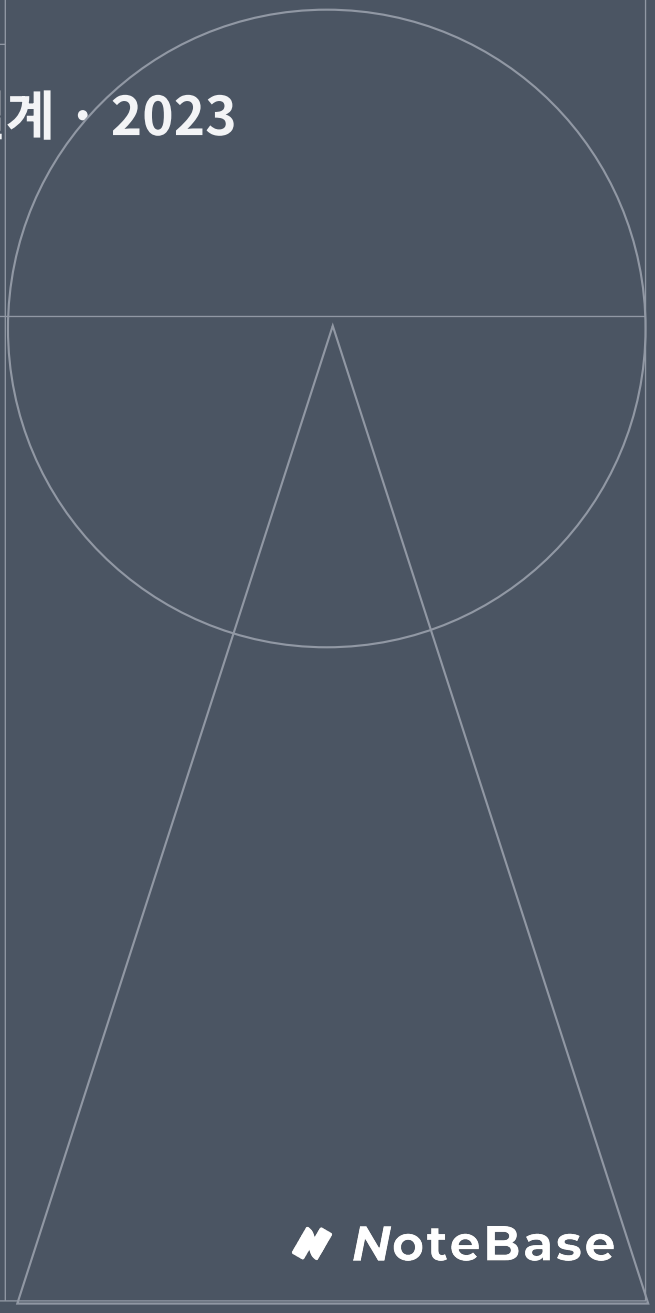
기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2023



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2023

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2023

문 1. 콘크리트를 만들 때 사용하는 혼화재료(admixture)에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 콘크리트 등에 특별한 성질을 주기 위해 반죽 혼합 전 또는 반죽 혼합 중에 가해지는 시멘트, 물, 골재 이외의 재료로서 혼화재와 혼화제로 분류한다.

② 감수제(water-reducing admixture)는 콘크리트 등의 단위수량을 증가시키지 않고 워커빌리티를 좋게 하거나 워커빌리티를 변화시키지 않고 단위수량을 감소하기 위해 사용하는 혼화제이다.

③ 급결제(quick setting admixture)는 시멘트의 수화 반응을 촉진시키고 응결 시간을 현저하게 단축하기 위해 사용하는 혼화제이다.

④ AE제(air-entraining admixture)는 콘크리트 속에 많은 미소한 기포를 일정하게 분포시켜 콘크리트 배합 시 물을 넣지 않아도 되게 하는 혼화제이다.

정답 4번

간단한 해설

AE제는 미세한 기포를 만들어 **워커빌리티와 동결·융해 저항성**을 높이는 혼화제이다. 물을 대신하는 재료가 아니므로, 시멘트의 수화 반응과 반죽에 필요한 **배합수는 여전히 필요하다**.

NoteBase

선지별 해설

① O: 혼화재료는 콘크리트에 필요한 성질을 부여하거나 개선하기 위해 혼합 전 또는 혼합 중에 넣는 **시멘트·물·골재 이외의 재료**이다. 혼화재와 혼화제로 나뉘며, 감수제·급결제·AE제는 혼화제에 해당한다.

② O: 감수제는 시멘트 입자를 분산시켜 반죽의 유동성을 높인다. 따라서 **물을 더 넣지 않고 워커빌리티를 개선**하거나, 같은 워커빌리티를 유지하면서 단위수량을 줄일 수 있다. 워커빌리티는 콘크리트를 혼합·운반·타설·다짐하기 쉬운 정도이며, 단위수량은 콘크리트 1 m^3에 사용하는 물의 양이다.

③ O: 급결제는 시멘트의 수화 반응을 촉진하여 **응결 시간을 현저하게 단축**하는 혼화제이다. 응결은 굳지 않은 시멘트 반죽이 유동성과 소성을 잃으며 굳기 시작하는 과정이므로, 급결제를 쓰면 이 과정이 빠르게 진행된다.

④ X: AE제는 콘크리트 속에 미세한 기포를 고르게 분포시켜 워커빌리티를 개선하고 동결·융해 저항성을 높인다. 기포는 물이 얼면서 팽창할 때 압력을 완화하는 공간으로 작용한다. 그러나 기포가 시멘트의 수화 반응에 필요한 물을 대신하지는 못하므로, '물을 넣지 않아도 되게 하는'은 **'배합수를 사용하면서 미세한 기포를 연행하는'**으로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 2. 복철근 직사각형보에서 압축철근을 배근하는 경우에 해당하는 것만을 모두 고르면?

ㄱ. 지속하중으로 인한 처짐을 줄여야 하는 경우
ㄴ. 인장파괴를 압축파괴로 전환해야 하는 경우
ㄷ. 보의 단면의 크기가 제한되는 경우
ㄹ. 보의 연성거동을 감소시키기 위한 경우

① ㄱ, ㄴ
② ㄱ, ㄷ
③ ㄴ, ㄹ
④ ㄷ, ㄹ

정답 2번

간단한 해설

압축철근은 콘크리트의 압축력을 분담하여 지속하중에 따른 **장기처짐을 줄이고**, 단면을 키우기 어려운 보의 휨강도를 보완한다. 취성적인 압축파괴를 유도하는 것이 아니라 **연성거동을 향상**시키는 데도 쓰인다.

NoteBase

보기별 해설

복철근보는 인장측뿐 아니라 압축측에도 철근을 배치한 보이다. 압축철근은 콘크리트와 함께 압축력에 저항한다.

ㄱ. O: 지속하중이 작용하면 콘크리트에 크리프가 발생하여 시간이 지날수록 처짐이 증가한다. 압축철근은 압축력을 분담하여 콘크리트의 압축응력과 크리프 변형을 줄이므로 **장기처짐을 억제**하는 데 유효하다.

ㄴ. X: 압축파괴는 인장철근이 충분히 항복하기 전에 압축측 콘크리트가 먼저 으스러지는 취성적인 파괴이다. 압축철근은 콘크리트가 부담할 압축력을 줄여 인장철근이 먼저 항복하는 거동을 확보하는 데 도움을 준다. 따라서 전환 방향은 **압축파괴에서 인장파괴로**이며, 보기의 방향은 반대이다.

ㄷ. O: 보의 폭이나 높이를 키울 수 없으면 단철근 단면만으로 필요한 휨강도를 확보하기 어려울 수 있다. 이때 압축철근과 이에 대응하는 인장철근을 추가하면, 두 철근이 추가적인 휨모멘트에 저항하여 **단면 크기를 유지하면서 휨강도를 높일 수 있다**.

ㄹ. X: 연성은 항복한 뒤에도 급격히 파괴되지 않고 변형을 이어 갈 수 있는 성질이다. 다른 조건과 인장철근량이 같을 때 압축철근을 추가하면 필요한 콘크리트 압축영역이 작아져, 콘크리트가 극한 압축변형률에 도달할 때의 인장철근 변형률이 커진다. 따라서 압축철근은 연성거동을 감소시키는 것이 아니라 **향상시키는 데 사용한다**.

압축철근을 배근하는 경우에 해당하는 보기는 ㄱ, ㄷ이며, ②의 조합과 일치한다.

NoteBase

문 3. 한계상태설계법을 적용한 교량설계의 한계상태에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, KDS 24 10 11 : 2021을 따른다)

① 사용한계상태는 균열, 처짐 등의 사용성에 관한 한계상태로서, 풍하중은 항상 고려하지 않는다.

② 피로한계상태는 기대응력범위의 반복 횟수에서 발생하는 단일 피로설계트럭에 의한 응력 범위를 제한하는 것으로 규정한다.

③ 극한한계상태는 교량의 설계수명 이내에 발생할 것으로 기대되는, 통계적으로 중요하다고 규정한 하중조합에 대하여 국부적/전체적 강도와 안정성을 확보하는 것으로 규정한다.

④ 극단상황한계상태는 교량의 설계수명을 초과하는 재현주기를 갖는 지진, 유빙하중, 차량과 선박의 충돌 등과 같은 사건과 관련한 한계상태를 말한다.

정답 1번

간단한 해설

①의 '풍하중은 항상 고려하지 않는다'는 표현이 잘못되었다. 사용한계상태에서도 **해당 하중조합에 따라 풍하중을 고려**하며, 사용한계상태 하중조합 I 에는 풍속 25 m/s에 해당하는 풍하중이 포함된다.

선지별 해설

① X: KDS 24 10 11:2021의 1.3.2(2)에 따라 사용한계상태에서는 정상적인 사용조건에서 응력, 변형 및 균열폭을 제한한다. 정상적인 사용조건이라고 해서 바람의 영향을 모두 제외하는 것은 아니다. KDS 24 12 11:2021의 4.1(2)⑧에 따른 사용한계상태 하중조합 I 은 정상 운용 중 발생 가능한 하중의 표준값과 풍속 25 m/s에 해당하는 풍하중을 조합하므로, **풍하중은 해당 하중조합에 따라 고려한다**고 고쳐야 한다.

② O: KDS 24 10 11:2021의 1.3.2(3)①에 따른 피로한계상태는 반복적인 차량 통행으로 인한 피로파괴를 방지하기 위한 것이다. 단일 피로설계트럭이 통과할 때 발생하는 **응력범위와 그 반복 횟수**를 고려하여 허용되는 응력범위를 제한한다. 응력범위는 반복하중에 따른 최대응력과 최소응력의 차이이다.

③ O: KDS 24 10 11:2021의 1.3.2(4)에 따라 극한한계상태에서는 설계수명 이내에 발생할 것으로 기대되는 주요 하중조합에 대해 부재와 교량 전체의 **강도와 안정성**을 확보한다. 균열이나 처짐의 제한에 중점을 두는 사용한계상태와 달리, 붕괴 또는 이에 준하는 구조적 파괴를 방지하는 데 중점을 둔다.

④ O: KDS 24 10 11:2021의 1.2는 극단상황한계상태를 설계수명보다 긴 재현주기를 갖는 지진, 유빙하중, 차량·선박 충돌 등의 사건과 관련된 한계상태로 정의한다. 이러한 드문 극단적 사건에 대해 1.3.2(5)에 따라 **교량의 붕괴를 방지**하도록 검토한다. 재현주기가 설계수명보다 길다는 것은 사건의 발생 빈도가 낮다는 뜻이며, 설계수명 중에는 발생하지 않는다는 뜻은 아니다.

NoteBase

문 4. 받침부 내면과 위험단면 사이에 집중하중이 작용하지 않을 경우, 철근콘크리트 부재의 전단설계를 수행할 때, 받침부의 최대 계수 전단력을 산정하는 위치는? (단, d = 단면의 유효깊이이고, KDS 14 20 22 : 2022를 따른다)

① 받침부 내면에서 d만큼 떨어진 단면

② 받침부 중심에서 2d만큼 떨어진 단면

③ 받침부 내면에서 3d만큼 떨어진 단면

④ 받침부 중심에서 4d만큼 떨어진 단면

정답 1번

간단한 해설

받침부 내면과 위험단면 사이에 집중하중이 없는 등 기준의 적용 조건을 만족하면, 철근콘크리트 부재는 **받침부 내면에서 d만큼 떨어진 단면**의 계수전단력으로 받침부 구간을 설계할 수 있다. 거리의 기준점은 받침부 중심이 아니라 내면이다.

핵심 풀이

KDS 14 20 22:2022의 4.1.1(5)는 받침부 반력이 작용전단력 방향으로 부재 단부를 압축하고, 하중이 부재의 윗면 또는 그 근처에 작용하며, 받침부 내면과 위험단면 사이에 집중하중이 없는 경우에 적용한다. 문제의 '집중하중이 작용하지 않을 경우'는 이 적용 조건에 해당한다.

이 조건을 만족하는 철근콘크리트 부재는 **받침부 내면에서 d만큼 떨어진 단면**에서 계수전단력을 산정한다. 받침부 내면에서 거리 d 이내에 있는 단면은 그 위험단면에서 구한 계수전단력으로 설계할 수 있다. 여기서 d는 단면의 유효깊이이다.

거리를 재는 기준은 **받침부 중심이 아니라 경간 쪽 내면**이다. 따라서 중심에서 2d 또는 4d만큼 떨어진 위치나 내면에서 3d만큼 떨어진 위치는 이 규정의 위험단면에 해당하지 않는다.

NoteBase

문 5. 1방향 철근콘크리트 슬래브의 단면적은 500,000 mm^2, 사용한 이형철근의 설계기준항복강도가 500 MPa일 때, 수축 및 온도 철근량 [mm^2]은? (단, KDS 14 20 50 : 2022를 따른다)

① 600

② 700

③ 800

④ 900

정답 3번

간단한 해설

항복강도 500 MPa인 이형철근의 수축·온도철근비는 **0.0016**으로, 하한 0.0014보다 크다. 이 철근비에 슬래브 전체 단면적을 곱하면 필요한 철근량은 800 mm^2이다.

계산 과정

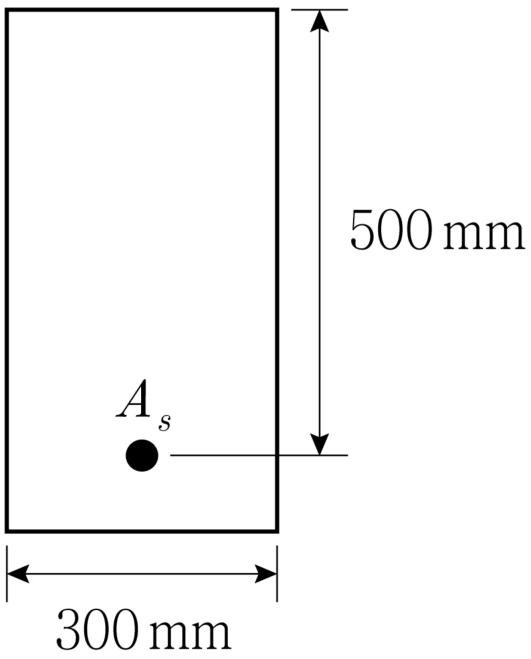
주어진 콘크리트 전체 단면적은 $A_g = 500{,}000\ mm^2$이고, 이형철근의 설계기준항복강도는 $f_y = 500$ MPa이다. 수축·온도철근비 ρ_{st}는 **콘크리트 전체 단면적에 대한 수축·온도철근 단면적의 비**이므로, 필요한 철근량은 이 비율에 전체 단면적을 곱하여 구한다.

KDS 14 20 50:2022의 4.6.2(1)②에 따라, 설계기준항복강도가 **400 MPa를 초과하는 이형철근**에는 $0.0020 \cdot \frac{400}{f_y}$의 철근비를 적용한다. 따라서 $\rho_{st} = 0.0020 \cdot \frac{400}{500} = 0.0016$이다. 이는 콘크리트 전체 단면적의 0.16%에 해당하며, 같은 항에서 정한 하한 0.0014보다 크므로 0.0016을 사용한다.

수축·온도철근 단면적을 A_{st}라 하면 $A_{st} = \rho_{st} A_g$이다. 값을 대입하면 $0.0016 \times 500{,}000 = 800\ mm^2$이다. 요구되는 수축·온도철근량은 800 mm^2로, ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 6. 그림과 같이 휨모멘트를 받는 직사각형 단면의 철근콘크리트 보에서 콘크리트 압축연단이 극한변형률에 도달할 때, 인장철근의 변형률은? (단, 응력-변형률 관계를 등가직사각형 블록으로 구하며, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 20$ MPa, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 300$ MPa, 철근의 단면적 $A_s = 1,700$ mm^{2}이고, KDS 14 20 20 : 2022를 따른다)



① 0.005

② 0.0066

③ 0.0099

④ 0.012

정답 3번

간단한 해설

콘크리트 압축력과 철근 인장력의 평형으로 구한 중립축 깊이는 125 mm이다. **중립축에서 거리에 비례하는 변형률 분포**를 적용하면 인장철근 변형률은 $0.0033 \cdot \frac{500-125}{125} = 0.0099$이다.

NoteBase

계산 과정

단면과 적용 계수: 그림에서 단면 폭 b = 300 mm, 압축연단부터 인장철근 중심까지의 유효깊이 d = 500 mm이다. KDS 14 20 20 : 2022의 4.1.1과 표 4.1-2에 따라 $f_{ck} = 20$ MPa일 때 $\varepsilon_{cu} = 0.0033$, $\eta = 1.00$, $\beta_1 = 0.80$을 적용한다. 등가직사각형 압축응력은 $\eta(0.85f_{ck}) = 17$ MPa이고, 응력블록 깊이 a와 중립축 깊이 c의 관계는 $a = \beta_1 c$이다.

힘의 평형: 인장철근이 항복한다고 가정하면 인장력은 $T = A_s f_y$이므로 $1{,}700 \times 300 = 510{,}000$ N이다. 외부 축력이 없으므로 콘크리트 압축력 C와 철근 인장력 T가 같아야 한다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 $C = 17ba = T$에서 $a = \frac{510{,}000}{17 \cdot 300} = 100$ mm를 얻는다. 이는 **등가직사각형 압축응력블록의 깊이**이다.

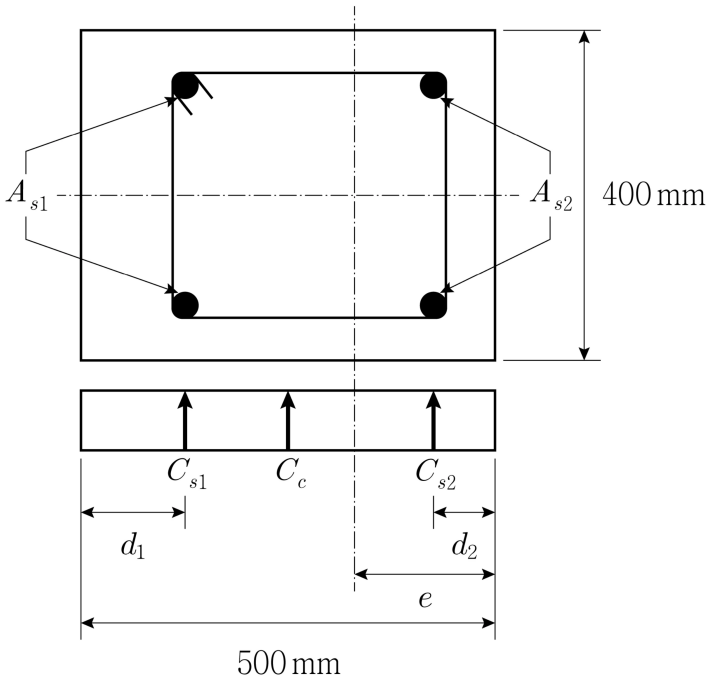
중립축 깊이: 변형률 계산에 필요한 거리는 응력블록 깊이 a가 아니라 **압축연단부터 중립축까지의 깊이 c**이다. 따라서 $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{100}{0.80} = 125$ mm이다.

변형률 적합조건: 평면유지 가정에 따라 변형률은 중립축에서 거리에 비례한다. 압축연단은 중립축에서 c만큼, 인장철근은 d − c만큼 떨어져 있으므로 $\varepsilon_s = \varepsilon_{cu}\frac{d-c}{c}$이다. 여기에 대입하면 $\varepsilon_s = 0.0033 \cdot \frac{500-125}{125} = 0.0099$이다. 변형률은 길이 변화량을 원래 길이로 나눈 값이므로 단위가 없다.

항복 가정 확인과 결과: 철근의 탄성계수 $E_s = 200{,}000$ MPa를 적용하면 항복변형률은 $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{300}{200{,}000} = 0.0015$이다. 계산된 0.0099가 이보다 크므로 인장철근의 항복 가정이 성립한다. 구하는 인장철근 변형률 0.0099는 ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 7. 그림과 같이 순수 축하중을 받아 균등한 극한변형률이 발생한 콘크리트 기둥 단면에서 소성중심까지의 거리 e [mm]는? (단, 철근면적 A_{s1}에서의 압축력 C_{s1} = 500 kN, 철근면적 A_{s2}에서의 압축력 C_{s2} = 500 kN, 콘크리트의 압축력 C_c = 4,000 kN, d_1 = 150 mm, d_2 = 50 mm, 철근으로 인한 콘크리트의 단면 손실은 무시한다)



① 220

② 230

③ 240

④ 250

정답 3번

간단한 해설

소성중심은 **콘크리트와 철근 압축력의 합력이 작용하는 위치**이다. 그림의 오른쪽 끝을 기준으로 각 압축력의 모멘트 합을 전체 압축력으로 나누면, 소성중심까지의 거리는 240 mm이다.

NoteBase

계산 과정

소성중심은 단면에 균등한 극한변형률이 생겼을 때 콘크리트와 철근 압축력의 합력이 작용하는 점이다. 그림의 e는 **오른쪽 끝에서 소성중심까지의 거리**이므로, 오른쪽 끝을 기준으로 모멘트를 계산한다.

각 압축력의 작용 위치를 오른쪽 끝에서 잰다. 왼쪽 철근의 C_{s1}까지는 500 − 150 = 350 mm이고, 오른쪽 철근의 C_{s2}까지는 50 mm이다. 콘크리트는 균등하게 압축되고 철근에 의한 단면 손실을 무시하므로, C_c는 **직사각형 단면의 도심**에 작용한다. 따라서 오른쪽 끝에서 그 작용점까지의 거리는 $\frac{500}{2} = 250$ mm이다.

전체 압축력 N은 세 압축력의 합이다. N = 500 + 4,000 + 500 = 5,000 kN이며, 이 힘이 소성중심에 작용하는 합력의 크기이다.

오른쪽 끝에 대한 모멘트는 각 압축력에 해당 작용점까지의 거리를 곱하여 더한다. 왼쪽 철근은 500 × 350 = 175,000 kN·mm, 콘크리트는 4,000 × 250 = 1,000,000 kN·mm, 오른쪽 철근은 500 × 50 = 25,000 kN·mm이다. 세 힘은 모두 같은 방향의 모멘트를 만들므로, 전체 모멘트 M은 1,200,000 kN·mm이다.

합력으로 바꾸어도 기준점에 대한 모멘트는 같아야 하므로 $Ne = M$이다. 따라서 $e = \frac{M}{N} = \frac{1{,}200{,}000}{5{,}000} = 240$ mm이며, 이는 ③의 240 mm에 해당한다.

NoteBase

문 8. 직접설계법을 사용하여 2방향 이상으로 휨 보강되는 슬래브 시스템을 설계하기 위한 규정으로 옳지 않은 것은? (단, KDS 14 20 70 : 2021을 따른다)

① 각 방향으로 2경간 이내이어야 한다.

② 각 방향으로 연속한 받침부 중심간 경간의 차이는 긴 경간의 $\frac{1}{3}$ 이하이어야 한다.

③ 연속한 기둥 중심선을 기준으로 기둥의 어긋남은 그 방향 경간의 10% 이하이어야 한다.

④ 모든 하중은 슬래브 판 전체에 걸쳐 등분포된 연직하중이어야 하며, 활하중은 고정하중의 2배 이하이어야 한다.

정답 1번

간단한 해설

직접설계법의 경간 수 조건은 각 방향으로 **3경간 이상 연속**되는 것이다. '2경간 이내'는 필요한 최소 경간 수를 잘못 제시한 표현이다.

선지별 해설

① X: KDS 14 20 70 : 2021의 4.1.3.1(2)는 각 방향으로 **3경간 이상 연속**되어야 한다고 규정한다. 경간은 받침부 사이의 구간이므로, 두 방향 각각에서 이러한 연속성을 확보해야 한다. '2경간 이내'는 '3경간 이상 연속'으로 고쳐야 한다.

② O: 4.1.3.1(4)에 따라 각 방향에서 서로 연속한 받침부 중심간 경간의 차이는 **긴 경간을 기준**으로 그 길이의 $\frac{1}{3}$ 이하이어야 한다. 인접 경간의 길이 차이를 제한하는 조건이며, 짧은 경간의 $\frac{1}{3}$과 비교하는 것이 아니다.

③ O: 4.1.3.1(5)는 연속한 기둥 중심선을 기준으로 기둥이 어긋난 정도를 **그 방향 경간의 10% 이하**로 제한한다. 기둥이 중심선에서 조금 벗어나는 배치는 허용하지만, 그 어긋남이 정해진 한계를 넘지 않아야 한다.

④ O: 4.1.3.1(6)에 따라 모든 하중은 슬래브 판 전체에 걸쳐 **등분포된 연직하중**이어야 하고, 활하중은 **고정하중의 2배 이하**이어야 한다. 하중의 분포·방향에 관한 조건과 활하중 크기에 관한 조건을 함께 만족해야 한다.

NoteBase

문 9. 옹벽 구조물의 안정조건에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, KDS 14 20 74 : 2021을 따른다)

① 활동에 대한 저항력은 옹벽에 작용하는 수평력의 1.2배를 초과할 수 없다.

② 전도에 대한 저항휨모멘트는 횡토압에 의한 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.

③ 지반에 유발되는 최대 지반반력은 지반의 허용지지력을 초과할 수 없다.

④ 전도 및 지반지지력에 대한 안정조건은 만족하지만, 활동에 대한 안정조건만을 만족하지 못할 경우에는 활동방지벽 혹은 횡방향 앵커 등을 설치하여 활동저항력을 증대시킬 수 있다.

정답 1번

간단한 해설

활동저항력은 옹벽에 작용하는 수평력의 **1.5배 이상**이어야 한다. ①의 '1.2배를 초과할 수 없다'는 필요한 저항력의 최솟값을 상한으로 바꾸어 설명한 것이다.

선지별 해설

이 기준의 옹벽 안정조건은 지진하중의 영향을 제외한 상시하중 조합에 적용한다. 활동·전도·지반지지력에 대한 조건은 각각 따로 확인해야 한다.

① X: KDS 14 20 74 : 2021의 4.1.1.2(1)은 활동저항력이 옹벽에 작용하는 수평력의 **1.5배 이상**이 되도록 요구한다. 활동은 옹벽이 수평력에 밀려 미끄러지는 현상이므로, 이를 막는 저항력을 충분히 확보해야 한다. 따라서 '1.2배를 초과할 수 없다'는 '1.5배 이상이어야 한다'로 고쳐야 한다.

② O: 4.1.1.2(3)에 따라 전도에 저항하는 휨모멘트는 횡토압에 의한 전도모멘트의 **2.0배 이상**이어야 한다. 전도모멘트는 옹벽을 넘어뜨리려는 회전작용이고, 저항휨모멘트는 그 반대 방향으로 작용하여 옹벽이 넘어지는 것을 막는다.

③ O: 4.1.1.2(4)에 따라 지반에 유발되는 **최대 지반반력이 허용지지력 이하**가 되어야 한다. 옹벽 저판 아래의 지반반력은 위치에 따라 달라질 수 있으므로, 가장 큰 값이 지반이 허용하는 지지 한도를 넘지 않는지 확인한다.

④ O: 4.1.1.2(2)는 **전도와 지반지지력 조건을 만족하고 활동조건만 부족한 경우** 활동방지벽이나 횡방향 앵커 등으로 활동저항력을 높일 수 있도록 한다. 활동방지벽은 저판 아래에 설치하여 주변 흙의 수동토압을 저항에 이용하고, 횡방향 앵커는 옹벽의 수평 이동에 저항하도록 힘을 전달한다.

NoteBase

문 10. 직사각형 단철근 콘크리트 보에 정(+) 모멘트가 작용하고 전 단면이 탄성범위에 있을 때, 철근을 포함한 비균열 환산단면의 압축연단에서 중립축까지의 거리는? (단, b = 단면폭, h = 단면높이, A_s = 철근면적, d = 유효깊이, n = 철근과 콘크리트의 탄성계수 비이다)

① (bh^2)/(2)+nA_sd bh+nA_s

② (bh^2)/(2)+nA_sd bh+(n-1)A_s

③ (bh^2)/(2)+(n-1)A_sd bh+nA_s

④ (bh^2)/(2)+(n-1)A_sd bh+(n-1)A_s

정답 4번

간단한 해설

비균열 환산단면에서는 전체 직사각형 면적 bh에 철근의 환산면적을 전부 더하지 않고, **이미 포함된 철근 자리의 면적을 뺀 추가분** $(n-1)A_s$만 더한다. 압축연단에서 중립축까지의 거리는 이 환산단면의 도심 위치로 구한다.

핵심 풀이

비균열 상태에서는 인장측 콘크리트도 유효하므로 전 단면을 고려한다. 전 단면이 탄성범위에 있고 휨모멘트가 작용하므로 중립축은 **환산단면의 도심**을 지난다. 정(+) 모멘트에서는 위쪽이 압축측이므로, 위쪽 압축연단을 거리의 기준으로 잡는다.

철근을 콘크리트로 환산한 면적은 nA_s이다. 다만 전체 직사각형 면적 bh에는 철근이 차지하는 자리 A_s도 이미 포함되어 있으므로, 추가할 면적은 $nA_s - A_s = (n-1)A_s$이다. 따라서 환산단면적은 $A_t = bh + (n-1)A_s$이며, bh에 nA_s를 그대로 더하면 **철근 자리의 면적을 중복 계산**하게 된다.

직사각형 부분의 도심은 압축연단에서 $h/2$, 추가 환산면적의 도심은 철근 위치인 d에 있다. 따라서 압축연단에 대한 단면1차모멘트는 $Q_t = \frac{bh^2}{2} + (n-1)A_s d$이다. 중립축 깊이를 x라 하면 도심 공식에 따라 $x = \frac{Q_t}{A_t} = \frac{\frac{bh^2}{2} + (n-1)A_s d}{bh + (n-1)A_s}$이며, 이는 ④의 식과 같다.

NoteBase

문 11. 철근콘크리트 휨부재에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 부재가 휨을 받을 때 휨인장응력을 받는 부분에 인장철근을 배치한다.

② 휨압축응력을 받는 부분에 철근을 배치할 수도 있다.

③ 하향 수직하중을 받는 캔틸레버보의 경우 인장철근은 단면 상부에 배치한다.

④ 압축철근을 배치하면 크리프와 건조수축 변형이 증가한다.

정답 4번

간단한 해설

압축철근은 압축측 콘크리트의 시간에 따른 변형을 구속하여 **크리프와 건조수축에 의한 장기처짐을 줄인다**. 따라서 압축철근을 배치하면 이들 변형이 '증가한다'는 설명은 반대이다.

선지별 해설

① O: 콘크리트는 압축에는 강하지만 인장에는 약하여 휨인장응력이 커지면 균열이 발생한다. 따라서 **휨인장응력을 받는 부분**에 인장철근을 배치하여 인장력을 부담하게 한다.

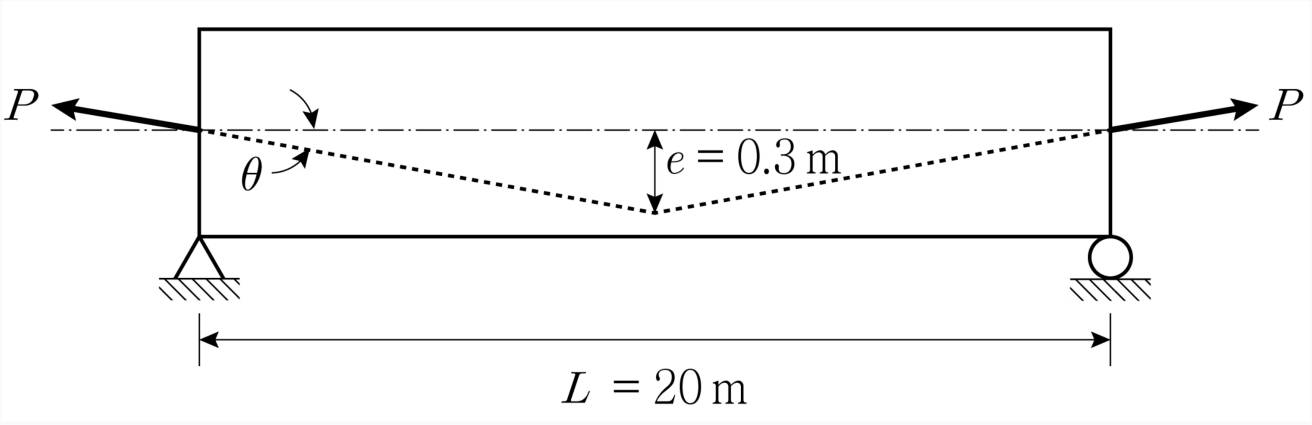
② O: 휨압축응력을 받는 부분에도 압축철근을 배치할 수 있다. 압축철근은 **콘크리트와 함께 압축력을 부담**하여 휨에 대한 저항능력을 높인다. 인장측과 압축측 모두에 주철근을 배치한 단면을 복철근 단면이라고 한다.

③ O: 하향 수직하중을 받는 캔틸레버보는 자유단이 아래로 처지면서 휨에 의해 상부가 늘어나고 하부가 줄어든다. 따라서 **상부가 인장측**이 되므로 인장철근을 단면 상부에 배치한다.

④ X: 크리프는 지속적인 응력 아래에서 시간이 지남에 따라 변형이 증가하는 현상이고, 건조수축은 콘크리트의 수분 손실로 체적이 줄어드는 현상이다. 압축철근은 압축력의 일부를 부담하고 압축측 콘크리트의 변형을 구속하므로, 크리프와 건조수축에 의한 **장기 변형과 처짐을 감소시킨다**. 선지의 '증가한다'를 '감소한다'로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 12. 그림과 같은 프리스트레스트 콘크리트 단순보의 지간 중앙에서 프리스트레스 힘 $P = 3,000\text{kN}$에 의한 상향력의 크기[kN]는? (단, $\sin\theta \cong \tan\theta$이고, 자중과 프리스트레스 손실은 무시한다)



① 18

② 45

③ 90

④ 180

정답 4번

간단한 해설

중앙 절곡점에서는 **좌우 긴장재 힘의 수직성분을 합한다**. 상향력은 $2P\sin\theta$이며, 주어진 작은 각도 근사를 적용하면 180 kN이다.

계산 과정

기울기 계산: 그림에서 지간은 L = 20 m이고, 긴장재의 중앙 절곡점은 양 끝을 잇는 수평선보다 e = 0.3 m 아래에 있다. 좌우 대칭이므로 한쪽 경사 구간의 수평거리는 **전체 지간의 절반인 10 m**이다. 따라서 $\tan\theta = \frac{0.3}{10} = 0.03$이다.

상향력의 구성: 프리스트레스 손실을 무시하므로 좌우 긴장재의 힘은 각각 P = 3,000 kN이다. 중앙 절곡점에서 두 힘은 각각 왼쪽 위와 오른쪽 위로 작용한다. 수평성분은 서로 상쇄되고 **수직성분은 같은 위쪽 방향으로 더해지므로**, 중앙에서 보에 전달되는 상향력 U는 $U = 2P\sin\theta$이다.

수치 대입: 주어진 조건 $\sin\theta \simeq \tan\theta$를 적용하면 한쪽 힘의 수직성분은 $P\sin\theta \simeq 3,000 \cdot 0.03 = 90\text{kN}$이다. 이는 좌우 중 한쪽의 기여분이므로 중앙의 전체 상향력은 $2 \times 90 = 180$ kN이다. 자중은 무시하므로 별도의 하중을 차감하지 않으며, 계산값은 ④의 180 kN과 일치한다.

NoteBase

문 13. 보통중량콘크리트에 설치된 인장력을 받는 직경이 25 mm인 이형 철근의 기본정착길이[mm]는? (단, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 36$ MPa, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 400$ MPa, KDS 14 20 52 : 2021을 따른다)

① 1,000

② 1,200

③ 1,400

④ 1,600

정답 1번

간단한 해설

인장 이형철근의 기본정착길이는 철근 지름과 항복강도에 비례하고 콘크리트 압축강도의 제곱근에 반비례한다. **보통중량콘크리트의 계수** $\lambda = 1.0$을 적용하면 기본정착길이는 1,000 mm이다.

계산 과정

기본정착길이는 철근의 인장력을 콘크리트에 부착으로 전달하기 위해 필요한 정착길이의 기준값이다. 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 지름(mm), f_y는 철근의 설계기준항복강도(MPa), f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa), λ는 경량콘크리트계수이다. 이 문제는 **보정계수를 곱하기 전의 기본정착길이**를 묻는다.

주어진 값은 $d_b = 25$ mm, $f_y = 400$ MPa, $f_{ck} = 36$ MPa이다. 보통중량콘크리트이므로 $\lambda = 1.0$을 적용하며, 분모의 콘크리트 강도항은 $\lambda \sqrt{f_{ck}} = 1.0 \cdot \sqrt{36} = 6$이다.

이를 대입하면 $l_{db} = \frac{0.6 \cdot 25 \cdot 400}{6} = 1{,}000$ mm이다. 따라서 기본정착길이는 1,000 mm로, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 14. 프리스트레스트 콘크리트 보의 양단 정착부에서 각각 4.5 mm의 활동이 발생하였을 경우, 프리스트레스 손실량[MPa]은? (단, 보의 길이 = 18 m, 강선의 탄성계수 = 200 GPa, 초기 프리스트레스 = 1,500 MPa이고, 강재와 쉬스관의 마찰은 고려하지 않는다)

① 50

② 100

③ 150

④ 200

정답 2번

간단한 해설

양단에서 각각 활동이 발생하므로 강선의 총 길이 감소량은 **두 활동량을 합한 9 mm**이다. 마찰을 무시하면 이 길이 감소에 따른 변형률 감소량에 강선의 탄성계수를 곱하여 프리스트레스 손실량 100 MPa를 구한다.

계산 과정

정착부의 활동은 긴장된 강선이 정착부에서 미끄러져 들어가면서 강선의 늘어난 길이가 줄어드는 현상이다. 양단에서 각각 4.5 mm씩 발생하므로 **강선의 총 길이 감소량**은 4.5 + 4.5 = 9 mm이다.

강재와 쉬스관의 마찰을 무시하므로 활동에 따른 응력 감소는 강선 전체 길이에 걸쳐 균일하게 발생한다. 강선의 탄성계수를 E_p, 전체 길이를 L, 활동으로 줄어든 길이를 ΔL이라 하면, 후크의 법칙에 따라 응력 손실량은 $\Delta\sigma_p = E_p\frac{\Delta L}{L}$이다. 단위를 맞추면 길이는 18 m = 18,000 mm, 탄성계수는 200 GPa = 200,000 MPa이다.

활동으로 줄어든 길이를 전체 길이로 나누면 **강선의 변형률 감소량**이 된다. 따라서 $\Delta\varepsilon_p = \frac{9}{18{,}000} = 0.0005$이며, 이는 단위 길이당 늘어남이 0.0005만큼 감소했다는 뜻이다.

프리스트레스 손실량은 200,000 × 0.0005 = 100 MPa로, ②의 100에 해당한다. 초기 프리스트레스 1,500 MPa에서 이 손실량을 빼면 활동 후 응력은 1,400 MPa이지만, 이 문항이 묻는 값은 감소한 응력인 100 MPa이다.

NoteBase

문 15. 프리스트레스하지 않는 부재의 현장치기 철근콘크리트 부재의 최소 피복두께에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, KDS 14 20 50 : 2022를 따른다)

① 피복두께는 콘크리트 표면으로부터 철근 중심까지의 최단거리이다.

② 흙에 접하여 콘크리트를 친 후 영구히 흙에 묻혀 있는 콘크리트의 피복두께는 75 mm 이상 확보하여야 한다.

③ 흙에 접하거나 옥외의 공기에 직접 노출되는 콘크리트의 피복두께는 D19 이상의 철근에서 50 mm, D16 이하의 철근에서는 40 mm 이상 확보하여야 한다.

④ 옥외의 공기나 흙에 직접 접하지 않는 콘크리트(슬래브, 벽체, 장선)는 D35 초과하는 철근에서 40 mm, D35 이하의 철근에서는 20 mm 이상 확보하여야 한다.

정답 1번

간단한 해설

피복두께는 콘크리트 표면에서 **철근 표면까지의 최단거리**이다. 철근 중심까지 재면 철근 반지름까지 포함하므로 피복두께보다 커진다.

선지별 해설

KDS 14 20 50:2022에서는 프리스트레스하지 않는 현장치기콘크리트의 최소 피복두께를 타설·노출 조건, 부재 종류 및 철근 크기에 따라 구분한다.

① X: 피복두께는 콘크리트 표면에서 가장 가까이 배치된 **철근의 표면까지** 잰 최단거리이다. 선지의 '철근 중심까지'를 '철근 표면까지'로 고쳐야 한다. 같은 철근의 중심까지 재면 피복을 이루는 콘크리트 두께 외에 철근 반지름까지 포함된다.

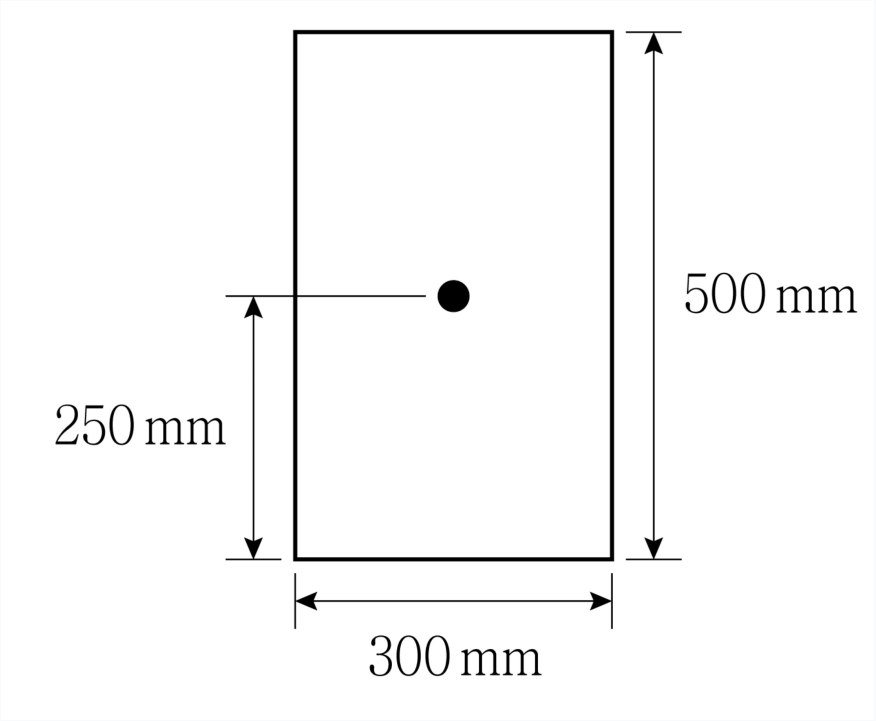
② O: 흙에 접하여 콘크리트를 타설한 후 영구히 흙에 묻혀 있는 경우에는 최소 피복두께가 **75 mm**이다. 이는 단순히 완성된 부재가 흙에 접하는 경우와 구분하여 적용하는 타설 조건이다.

③ O: 흙에 접하거나 옥외의 공기에 직접 노출되는 경우에는 철근 크기에 따라 최소 피복두께를 구분한다. **D19 이상은 50 mm, D16 이하는 40 mm**이다. 다만, 흙에 접하여 타설한 후 영구히 묻히는 ②의 조건에는 75 mm 기준이 적용된다.

④ O: 옥외의 공기나 흙에 직접 접하지 않는 **슬래브·벽체·장선**에서는 D35를 초과하는 철근의 최소 피복두께가 40 mm이고, D35 이하인 철근은 20 mm이다. D35 철근 자체는 'D35 이하'에 포함되므로 20 mm 기준에 해당한다.

NoteBase

문 16. 그림과 같이 콘크리트 직사각형 보 단면의 도심에 프리스트레스 강재를 배치하여 긴장력 750 kN을 도입하였다. 하향 수직하중에 의해 콘크리트 단면 하단에 인장응력이 발생하지 않는 최대휨모멘트 크기[kN·m]는? (단, 폭 300 mm, 높이 500 mm, 총 프리스트레스 손실은 20%이고, 자중은 무시한다)



① 50
② 60
③ 70
④ 80

정답 1번

간단한 해설

손실을 반영한 유효 긴장력은 600 kN이며, 도심에 작용하므로 단면에 균일한 압축응력을 만든다.
최대휨모멘트는 **하단의 휨인장응력이 이 압축응력과 같아지는 한계**에서 구하며, 그 크기는 50 kN·m이다.

NoteBase

계산 과정

1. 유효 긴장력: 총 프리스트레스 손실이 20%이므로 실제 응력 계산에는 **손실 후 남은 긴장력**을 사용한다. 유효 긴장력 P는 $750 \times (1 - 0.20) = 600$ kN = 600,000 N이다.

2. 단면 성질: 폭 b = 300 mm, 높이 h = 500 mm이므로 단면적은 $A = 300 \times 500 = 150{,}000$ mm^2이다. 그림에서 강재는 하단에서 250 mm인 도심에 있으므로 **프리스트레스의 편심은 0**이며, 프리스트레스 자체에 의한 휨모멘트는 없다. 직사각형 단면의 하단 단면계수는 $Z = \frac{I}{h/2} = \frac{bh^2}{6}$이므로, $Z = \frac{300 \times 500^2}{6} = 12{,}500{,}000 mm^3$이다.

3. 하단 응력의 한계: 도심 프리스트레스가 만드는 균일 압축응력은 $\frac{P}{A} = \frac{600{,}000}{150{,}000} = 4 N/mm^2$이다. 하단에 인장을 일으키는 휨모멘트 M의 응력은 $\frac{M}{Z}$이므로, 압축을 양으로 두면 하단 응력은 $\sigma_b = \frac{P}{A} - \frac{M}{Z}$이다. 자중은 무시하며, 인장응력이 발생하지 않으려면 이 값이 0 이상이어야 한다. 따라서 **최대값에서는 하단 응력이 0**이 되어 $\frac{M_{max}}{Z} = \frac{P}{A}$가 성립한다.

4. 최대휨모멘트: $M_{max} = \frac{P}{A}Z$에 대입하면 $4 \times 12{,}500{,}000 = 50{,}000{,}000$ N·mm이다. 1 kN·m = 1,000,000 N·mm이므로 최대휨모멘트는 50 kN·m이며, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 17. 계수전단력 $V_u = 75$ kN이 작용하는 직사각형 단면의 철근콘크리트 휨부재에서 전단철근을 배근하지 않아도 되는 단면의 최소 유효깊이 [mm]는? (단, 보통중량 콘크리트를 사용하였고, 단면폭 $b = 400$ mm, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 25$ MPa이며, KDS 14 20 22 : 2022를 따른다)

① 400

② 500

③ 600

④ 700

정답 3번

간단한 해설

전단철근을 생략하려면 계수전단력이 **콘크리트 설계전단강도의 1/2 이하**여야 한다. 이 조건에 주어진 폭과 압축강도를 적용하면 유효깊이는 600 mm 이상이어야 한다.

계산 과정

1. 전단철근 생략 조건: KDS 14 20 22 : 2022의 4.3.3(1)에 따라, 계수전단력이 콘크리트 설계전단강도의 1/2을 초과하면 원칙적으로 최소 전단철근을 배치한다. 따라서 이 문제의 생략 조건은 $V_u \le \frac{\phi V_c}{2}$이다. 여기서 V_c는 콘크리트의 공칭전단강도, ϕV_c는 강도감소계수를 반영한 설계전단강도이다.

2. 콘크리트 전단강도: 보통중량 콘크리트이므로 경량콘크리트계수는 $\lambda = 1.0$이고, 전단에 대한 강도감소계수는 $\phi = 0.75$이다. 휨부재의 콘크리트 전단강도는 $V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d$로 구한다. 직사각형 단면에서는 복부폭 b_w가 주어진 단면폭 400 mm와 같다. 유효깊이 d를 mm로 놓고 압축강도 25 MPa를 대입하면 $V_c = \frac{1}{6}\cdot 5 \cdot 400d$, 즉 $V_c = \frac{1000}{3}d$ N이다. 이 식은 강도를 MPa, 치수를 mm로 넣으면 힘이 N으로 계산된다.

3. 최소 유효깊이 계산: 계수전단력 75 kN을 75,000 N으로 바꾸고 생략 조건에 대입한다. $75000 \le \frac{0.75}{2}\cdot\frac{1000}{3}d$이므로 $75000 \le 125d$이다. 여기서 125d N은 해당 유효깊이에서 **전단철근 생략을 허용하는 계수전단력의 상한**이다. 따라서 $d \ge \frac{75000}{125} = 600$ mm이다.

4. 결과 확인: 유효깊이가 600 mm이면 콘크리트의 공칭전단강도는 200 kN, 설계전단강도는 150 kN이다. 그 절반인 75 kN이 작용 계수전단력과 같아 생략 조건의 경계에 도달한다. 따라서 최소 유효깊이는 600 mm이며, ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 18. 직사각형 단면의 철근콘크리트 휨부재에서 부재축에 직각인 U형 전단철근을 간격 200 mm로 배치하였다. 전단력과 휨모멘트만 받고 있는 경우, 직사각형보의 공칭전단강도 크기[kN]는? (단, 보통중량 콘크리트를 사용하였고, 단면폭 400 mm, 단면 유효깊이 600 mm, 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck} = 36 MPa, 전단철근의 설계기준 항복강도 f_{yt} = 400 MPa, 전단철근 한가닥의 공칭단면적 = 100 mm^2이며, KDS 14 20 22 : 2022를 따른다)

① 240

② 360

③ 480

④ 600

정답 3번

간단한 해설

공칭전단강도는 **콘크리트와 전단철근의 부담분을 합한 값**이다. U형 전단철근의 두 다리를 합산하면 각 부담분이 240 kN이므로, 공칭전단강도는 480 kN이다.

계산 과정

공칭전단강도 산정: 철근콘크리트 보의 공칭전단강도는 $V_n = V_c + V_s$로 구한다. 여기서 V_c는 콘크리트 부담분, V_s는 전단철근 부담분이다. 이 문제는 **공칭전단강도**를 물으므로 강도감소계수를 곱하지 않는다.

전단철근 단면적: A_v는 간격 s 안에 배치된 전단철근의 전체 단면적이다. U형 전단철근 한 개에는 전단에 저항하는 **두 다리**가 있으므로, 한 가닥의 면적 100 mm^2를 두 배로 하여 $A_v = 2 \times 100 = 200$ mm^2를 사용한다. 배치 간격은 s = 200 mm이다.

콘크리트 부담분: 전단력과 휨모멘트만 받는 부재에는 KDS 14 20 22:2022의 간편식 $V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d$를 적용한다. 보통중량 콘크리트이므로 $\lambda = 1$이고, 직사각형 단면의 복부폭 b_w = 400 mm, 유효깊이 d = 600 mm이다. 압축강도 36 MPa를 대입하면 $\frac{\sqrt{36}}{6} \cdot 400 \cdot 600 = 240{,}000$ N = 240 kN이다. 강도를 MPa, 길이를 mm로 대입하면 1 MPa = 1 N/mm^2이므로 계산 결과는 N으로 나온다.

전단철근 부담분: **부재축에 직각인 전단철근**의 강도식은 $V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$이다. 철근 단면적과 항복강도의 곱에 d/s를 곱하여 유효깊이 구간에 걸친 전단철근의 기여를 반영한다. A_v = 200 mm^2, f_{yt} = 400 MPa를 대입하면 $\frac{200 \cdot 400 \cdot 600}{200} = 240{,}000$ N = 240 kN이다.

공칭전단강도: $V_n = V_c + V_s$ = 240 + 240 = 480 kN이다. 이는 ③의 480 kN에 해당한다.

NoteBase

문 19. 조밀단면 2축대칭 H형강 보가 강축에 대해 휨하중을 받고 있다. 보의 비지지길이가 2.5 m일 때, 공칭휨강도 크기[kN · m]는? (단, 강재는 SM275가 사용되었으며, 항복강도 $F_y = 275$ MPa, 인장강도 $F_u = 410$ MPa, 소성한계 비지지길이 = 3 m, 탄성단면계수 = 900 cm^3, 소성단면계수 = 1,000 cm^3, KDS 14 31 10 : 2017을 따른다)

① 247

② 275

③ 369

④ 410

정답 2번

간단한 해설

비지지길이 2.5 m가 소성한계 비지지길이 3 m 이하이므로, 횡비틀림좌굴에 따른 강도 저감 없이 **소성모멘트**를 발휘한다. 항복강도에 소성단면계수를 곱하면 공칭휨강도는 275 kN·m이다.

계산 과정

1. 적용 조건: 비지지길이를 L_b, 소성한계 비지지길이를 L_p라 하면 $L_b = 2.5\ \text{m} < L_p = 3\ \text{m}$이다. 조밀단면 2축대칭 H형강 보가 강축 휨을 받고 이 길이 조건을 만족하므로, **횡비틀림좌굴에 의한 강도 저감을 적용하지 않는다**. 공칭휨강도는 단면이 소성모멘트에 도달하는 항복 한계상태로 결정된다.

2. 적용 공식: 공칭휨강도 M_n은 $M_n = M_p = F_y Z_x$이다. 여기서 M_p는 소성모멘트, F_y는 항복강도, Z_x는 강축에 대한 소성단면계수이다. 단면 전체가 소성화될 때의 휨강도를 구하므로 **소성단면계수 1,000 cm^3**를 사용한다. 처음 항복할 때의 모멘트에 쓰는 탄성단면계수 900 cm^3와 인장강도 410 MPa는 이 계산에 사용하지 않는다.

3. 단위 변환: $F_y = 275\ \text{MPa} = 275\ \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$이므로 단면계수를 mm^3로 바꾼다. 1 cm = 10 mm이므로 1 cm^3 = 1,000 mm^3이며, $Z_x = 1{,}000\ \text{cm}^3 = 10^6\ \text{mm}^3$이다. 응력과 단면계수를 곱하면 모멘트 단위인 N·mm가 된다.

4. 강도 계산: $M_n = 275 \times 10^6\ \text{N} \cdot \text{mm}$이다. 1 kN·m = 1,000 N × 1,000 mm이므로 $1\ \text{kN} \cdot \text{m} = 10^6\ \text{N} \cdot \text{mm}$이다. 따라서 공칭휨강도는 275 kN·m이며, ②의 275에 해당한다. **공칭강도**를 묻고 있으므로 강도감소계수를 곱하지 않는다.

NoteBase

문 20. 비틀림에 대한 비지지길이가 횡좌굴에 대한 비지지길이보다 짧은 경우, 균일압축을 받는 비세장판 강구조 압축부재의 휨좌굴에 대한 공칭압축강도 P_n 산정방법에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, F_{cr} = 좌굴응력, A_g = 부재의 총단면적, F_e = 탄성좌굴응력, F_y = 강재의 항복강도, E = 강재의 탄성계수, K = 유효좌굴길이계수, L = 부재의 횡좌굴에 대한 비지지길이, r = 좌굴축에 대한 단면2차반경이고, KDS 14 31 10 : 2017을 따른다)

① 공칭압축강도 P_n은 휨좌굴에 대한 한계상태에 기초하여 $P_n = F_{cr}A_g$를 이용하여 산정한다.

② 탄성 압축부재의 좌굴응력 $F_{cr} = 0.877F_e$를 이용하여 산정한다.

③ 비탄성 압축부재의 좌굴응력 $F_{cr} = 0.658F_e$를 이용하여 산정한다.

④ 탄성좌굴응력 $F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$는 탄성좌굴해석을 통하여 구한다.

정답 3번

간단한 해설

비탄성 좌굴응력은 $F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e}F_y$로 산정한다. ③은 **0.658의 지수와 곱해지는 응력**을 잘못 제시했으며, 탄성좌굴응력에 단순히 0.658을 곱하는 식으로 고쳐 쓸 수 없다.

선지별 해설

문제의 비지지길이 조건에서 균일압축을 받는 비세장판 압축부재의 휨좌굴강도는 KDS 14 31 10:2017의 4.2.3에 따라 산정한다. 휨좌굴은 압축부재가 옆으로 휘면서 안정성을 잃는 현상이다.

① O: 공칭압축강도는 $P_n = F_{cr}A_g$이다. 부재의 **좌굴응력에 총단면적을 곱하여** 압축력을 구한다. 여기서 A_g는 부재의 총단면적이며, F_{cr}은 해당 부재의 탄성 또는 비탄성 좌굴영역에 맞는 식으로 산정한다.

② O: 탄성 좌굴영역인 $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$에서는 $F_{cr} = 0.877F_e$를 적용한다. 이 영역에서는 탄성좌굴응력 F_e를 기준으로 좌굴응력을 정하며, 기준식은 그 값에 **계수 0.877**을 곱한다.

③ X: 비탄성 좌굴영역인 $\frac{F_y}{F_e} \le 2.25$에서는 $F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e}F_y$를 적용한다. 0.658은 단순한 곱셈계수가 아니라 **강도비를 지수로 갖는 밑**이며, 그 거듭제곱 값에 **항복강도**를 곱한다. 따라서 선지의 $0.658F_e$는 $0.658^{F_y/F_e}F_y$로 고쳐야 한다.

④ O: 탄성좌굴응력은 $F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$로 구한다. 이는 유효좌굴길이 KL과 좌굴축에 대한 단면2차반경 r을 이용한 오일러 좌굴식이다. 같은 강재에서는 세장비 KL/r가 클수록 **탄성좌굴응력이 작아지므로** 더 낮은 압축응력에서도 좌굴하기 쉽다.

NoteBase