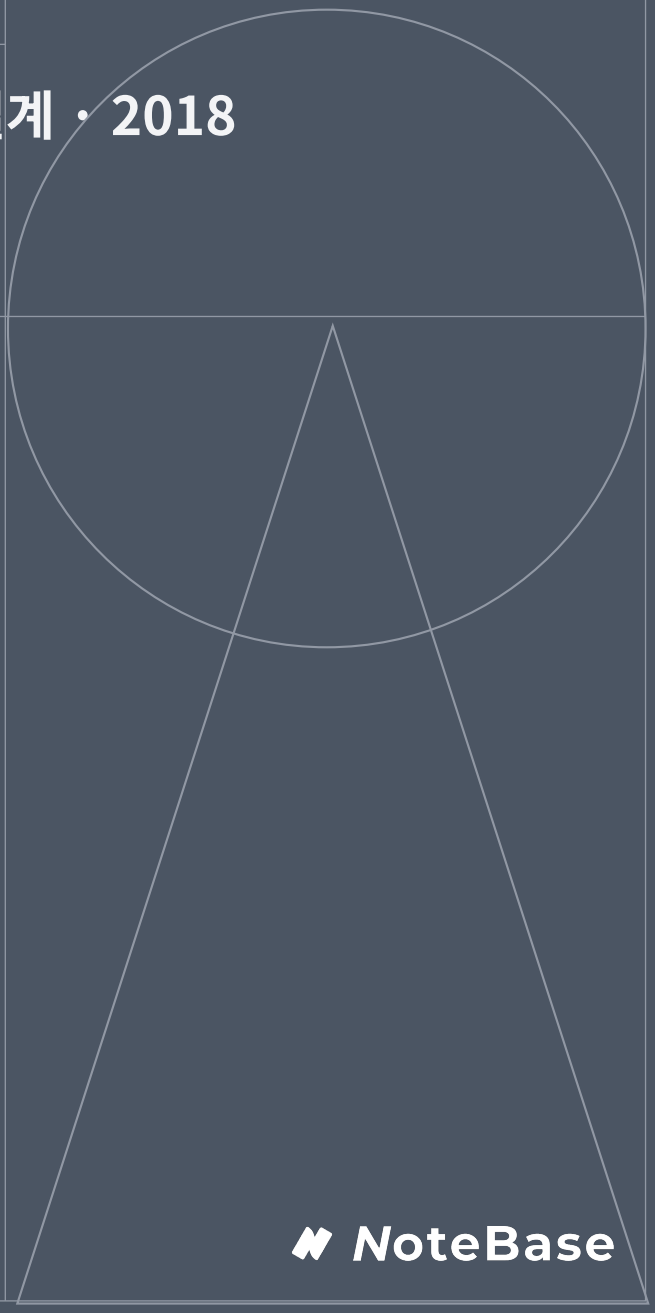
기출OX 해설집

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2018



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2018

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2018

문 1. 반 T형보의 플랜지 유효폭을 결정하는데 고려사항이 아닌 것은? (단, t_f는 플랜지의 두께, b_w는 복부의 폭이며, 설계코드(KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 양쪽 슬래브의 중심간 거리

② $6t_f + b_w$

③ (보의 경간의 $\frac{1}{12}$) + b_w

④ (인접한 보와의 내측 거리의 $\frac{1}{2}$) + b_w

정답 1번

간단한 해설

'양쪽 슬래브의 중심 간 거리'는 **양쪽으로 플랜지가 내민 T형보**의 유효폭을 정할 때 고려한다. 반 T형보는 플랜지가 한쪽으로만 내밀므로, 플랜지 두께·보의 경간·인접 보와의 내측 거리에 따른 세 제한값 중 가장 작은 값으로 유효폭을 정한다.

NoteBase

선지별 해설

반 T형보는 복부의 한쪽에만 플랜지가 있는 보이다. 플랜지 유효폭은 휨에 저항하는 압축부로 유효하게 고려하는 폭이다. 2012년 콘크리트구조기준 3.4.10(1)②에서는 아래 세 제한값 중 **가장 작은 값**을 반 T형보의 유효폭으로 정한다.

① X: '양쪽 슬래브의 중심 간 거리'는 **양쪽으로 플랜지가 내민 T형보에 적용하는 제한값**이다. 반 T형보에는 이 값을 적용하지 않고, 플랜지 두께·보의 경간·인접 보와의 내측 거리를 이용한 세 제한값을 적용한다.

② O: 플랜지 두께에 따른 제한값은 $6t_f + b_w$이다. 복부에서 한쪽으로 내민 플랜지의 유효한 폭을 **플랜지 두께의 6배 이내**로 제한하고, 여기에 복부 폭 b_w를 더한 값이다.

③ O: 보의 경간을 l이라 하면 경간에 따른 제한값은 $\frac{l}{12} + b_w$이다. 한쪽으로 내민 플랜지의 유효한 폭이 **보 경간의 1/12을 넘지 않도록** 제한하며, 전체 유효폭에는 복부 폭도 포함한다.

④ O: 인접 보와의 내측 거리를 s라 하면 보 사이 간격에 따른 제한값은 $\frac{s}{2} + b_w$이다. 여기서 내측 거리는 두 보의 중심 간 거리가 아니라 **서로 마주 보는 복부 면 사이의 거리**이다. 이 거리의 절반에 복부 폭을 더한 값을 제한값으로 고려한다.

NoteBase

문 2. 보통중량콘크리트를 사용한 1방향 단순지지 슬래브의 최소 두께는? (단, 처짐을 계산하지 않는다고 가정하며, 부재의 길이는 l, 인장철근의 설계기준항복강도 $f_y = 350$ MPa, 설계코드(KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① $\frac{l}{13.5}$와 150 mm 중 작은 값
② $\frac{l}{13.5}$와 150 mm 중 큰 값
③ $\frac{l}{21.5}$와 100 mm 중 작은 값
④ $\frac{l}{21.5}$와 100 mm 중 큰 값

정답 4번

간단한 해설

단순지지 1방향 슬래브의 기준 두께 $\frac{l}{20}$에 철근 항복강도 보정계수 0.93을 곱하면 약 $\frac{l}{21.5}$가 된다. 이 값과 **최소 두께 100 mm를 모두 만족**해야 하므로 두 값 중 큰 값을 적용한다.

계산 과정

기준 두께: 2012년도 콘크리트구조기준 표 4.3.1에서 처짐을 계산하지 않는 단순지지 1방향 슬래브의 최소 두께는 $\frac{l}{20}$이다. 이는 보통중량콘크리트와 $f_y = 400$ MPa 철근을 기준으로 한 값이다. 이 표는 큰 처짐에 의해 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지하거나 부착하지 않은 부재에 적용한다.

항복강도 보정: 주어진 철근은 $f_y = 350$ MPa이므로 기준 두께에 **항복강도 보정계수** $0.43 + \frac{f_y}{700}$을 곱한다. 여기서 f_y는 MPa 단위의 수치를 넣는다. 보정계수는 $0.43 + \frac{350}{700} = 0.93$이므로, 처짐에 대한 최소 두께는 $\frac{l}{20} \cdot 0.93 = 0.0465l$, 즉 약 $\frac{l}{21.5}$이다. 보통중량콘크리트이므로 경량콘크리트에 대한 보정은 하지 않는다.

최소 두께 하한: 같은 기준 10.2.3(1)은 1방향 슬래브의 두께를 처짐 규정에 따르되 **100 mm 이상**으로 하도록 한다. 따라서 두께 h는 보정한 처짐 기준과 100 mm 하한을 동시에 만족해야 한다. 두 값을 비교할 때 l과 h의 단위는 mm로 통일한다.

결과: 최소 두께는 약 $\frac{l}{21.5}$와 100 mm 중 **큰 값**이다. 작은 값을 택하면 나머지 하한을 만족하지 못하므로, 이 결과는 ④의 표현에 해당한다.

NoteBase

문 3. 폭 400 mm, 유효깊이 600 mm인 직사각형 단면을 갖는 철근콘크리트 보를 설계할 때, 부재축에 직각으로 배치되는 전단철근의 최대 간격[mm]은? (단, 설계코드(KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조 기준을 적용한다)

① 300

② 400

③ 500

④ 600

정답 1번

간단한 해설

부재축에 직각으로 배치하는 전단철근은 일반적으로 **유효깊이의 절반 이하이면서 600 mm 이하**로 배치한다. 유효깊이가 600 mm이므로 이 보의 최대 간격은 300 mm이다.

계산 과정

간격 제한: KDS 14 20 22:2016의 4.3.2(1)에 따라 철근콘크리트 부재의 수직 전단철근 간격 s는 $s \le \frac{d}{2}$와 $s \le 600$ mm를 동시에 만족해야 한다. 여기서 d는 유효깊이이며, s는 부재축 방향으로 잰 전단철근 사이의 간격이다. 따라서 **두 상한 중 작은 값**이 최대 간격을 결정한다. 문제에는 전단강도에 따라 간격을 더 줄여야 하는 조건이 주어지지 않았으므로 일반 간격 제한을 적용한다.

유효깊이에 따른 상한: 주어진 d = 600 mm를 대입하면 $\frac{d}{2} = \frac{600}{2} = 300$mm이다. 이는 유효깊이를 기준으로 허용되는 간격의 상한이다. 단면 폭 400 mm는 이 일반 간격 제한식에 사용하지 않는다.

최대 간격 결정: 300 mm와 600 mm 중 작은 값인 300 mm를 적용한다. 400 mm, 500 mm, 600 mm는 모두 유효깊이에 따른 상한 300 mm를 초과한다. 따라서 최대 간격은 300 mm로, ①에 해당한다.

NoteBase

문 4. 현장 타설 콘크리트 보에서 철근의 수평 순간격을 결정하는데 고려사항이 아닌 것은? (단, 2010년도 도로교설계기준과 2016년도 도로교설계기준(한계상태설계법)을 적용한다)

① 철근 공칭지름의 1.5배

② 40 mm

③ 25 mm

④ 굵은 골재 최대치수의 1.5배

정답 3번

간단한 해설

현장 타설 콘크리트에서 철근의 수평 순간격에 적용하는 고정 하한은 **25 mm가 아니라 40 mm**이다. 철근 지름과 굵은 골재 크기에 따른 하한도 함께 만족해야 한다.

공통 해설

수평 순간격은 나란히 배치한 철근의 표면 사이에 확보되는 수평 방향의 빈 간격이다. 철근 중심 사이의 거리와 구별한다.

문제에서 지정한 도로교설계기준에 따라 현장 타설 콘크리트 보의 수평 순간격은 철근 공칭지름의 1.5배, 굵은 골재 최대치수의 1.5배, 40 mm 중 **가장 큰 값 이상**으로 확보해야 한다. 세 값은 하나를 골라 적용하는 대안이 아니라 동시에 만족해야 하는 하한이므로, 가장 큰 값이 최소 허용 간격을 결정한다.

따라서 철근 공칭지름의 1.5배, 40 mm, 굵은 골재 최대치수의 1.5배는 모두 고려사항이다. **25 mm는 이 조건의 수평 순간격을 결정하는 하한값에 포함되지 않으며**, 고정 하한값으로는 40 mm를 적용한다.

NoteBase

문 5. 길이 8m인 단순지지 기둥이 상단으로부터 3m지점에 y축 방향으로 단순 횡지지되어 있다. 이때, 이 압축부재의 세장비는? (단, 단면 2차 반경 $r_x = 80$ mm, $r_y = 40$ mm이다)

① 75

② 100

③ 125

④ 200

정답 3번

간단한 해설

압축부재의 세장비는 **두 축에서 계산한 값 중 큰 값**으로 정한다. 횡지지된 y축은 긴 5 m 구간을 적용하므로 $\lambda_y = \frac{5000}{40} = 125$가 되어 x축의 100보다 크다.

계산 과정

세장비는 $\lambda = \frac{KL}{r}$로 구한다. 여기서 K는 유효길이계수, L은 해당 축에 대한 비지지 길이, r은 같은 축에 대한 단면 2차 반경이다. 단순지지 조건에서는 K = 1을 적용하며, 길이와 단면 2차 반경의 단위를 mm로 통일한다.

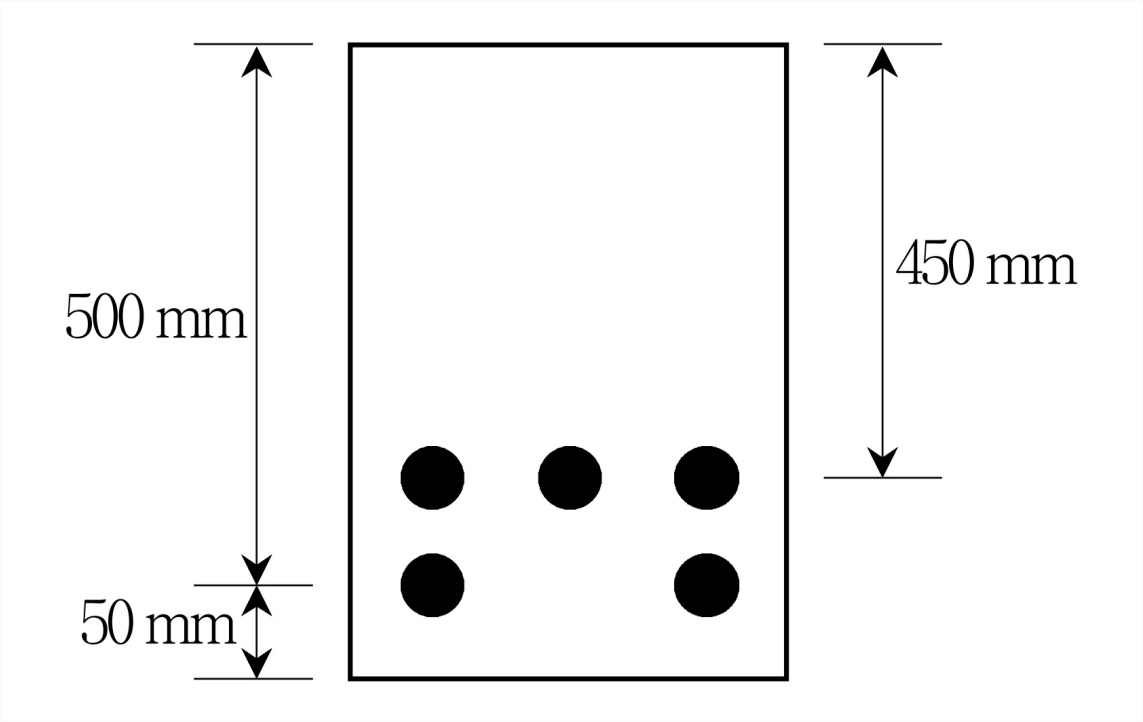
x축 검토: 중간 횡지지가 없으므로 비지지 길이는 전체 길이 8 m = 8000 mm이다. $r_x = 80$ mm이므로 $\lambda_x = \frac{1 \cdot 8000}{80} = 100$이다.

y축 검토: 상단에서 3 m인 지점의 횡지지로 비지지 구간이 3 m와 8 − 3 = 5 m로 나뉜다. 같은 단면에서는 **긴 비지지 구간의 세장비가 더 크므로** 5 m = 5000 mm를 적용한다. $r_y = 40$ mm이므로 $\lambda_y = \frac{1 \cdot 5000}{40} = 125$이다.

두 축의 세장비 100과 125 중 **큰 값인 125**가 이 압축부재의 세장비이며, ③의 값과 일치한다. 세장비는 길이를 길이로 나눈 비이므로 단위가 없다.

NoteBase

문 6. 그림과 같이 D22인 5개의 인장철근이 배치되어 있을 때, 단면의 유효깊이[mm]는?



① 460
② 470
③ 480
④ 490

정답 2번

간단한 해설

유효깊이는 압축연단에서 **전체 인장철근의 도심**까지의 거리이다. 같은 D22 철근이 상단에서 450 mm 위치에 3개, 500 mm 위치에 2개 있으므로, 철근 개수로 가중평균한 유효깊이는 470 mm이다.

NoteBase

계산 과정

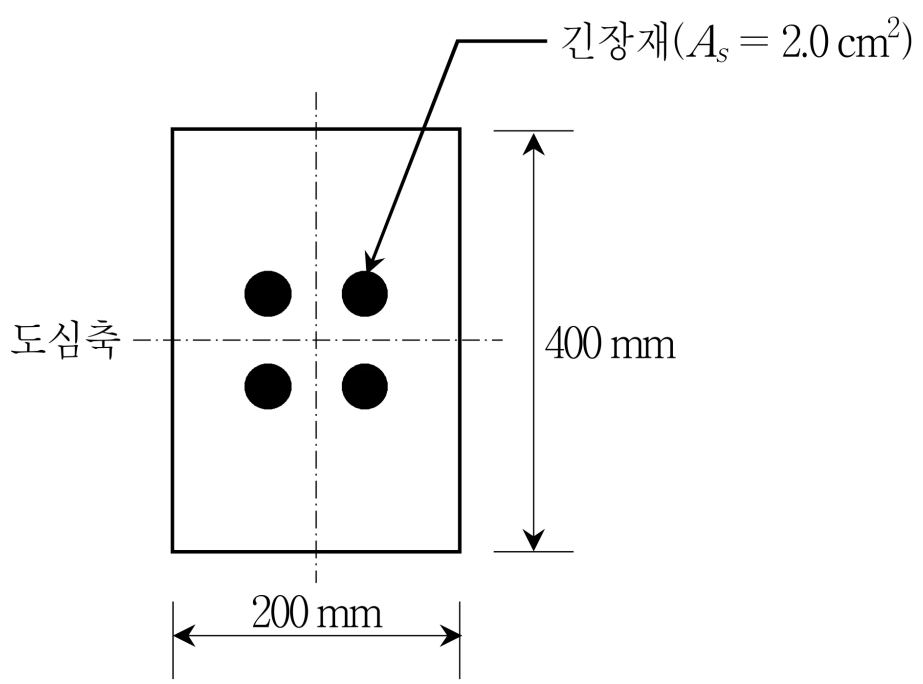
유효깊이 d는 단면의 압축연단에서 인장철근 전체의 도심까지 잰 거리이다. 그림에서 상단을 기준으로 위층 철근 3개의 중심은 450 mm, 아래층 철근 2개의 중심은 500 mm 깊이에 있다. 왼쪽의 50 mm는 아래층 철근 중심에서 단면 하단까지의 거리이다.

철근이 모두 D22이므로 각 철근의 단면적이 같다. 따라서 전체 철근의 도심은 두 층의 깊이를 단순히 평균하지 않고, **각 층의 철근 개수로 가중평균**하여 구한다.
계산하면 $d = \frac{3 \times 450 + 2 \times 500}{3 + 2} = 470$ mm이다.

따라서 단면의 유효깊이는 470 mm이며, ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 7. 그림과 같이 단면적 2.0 cm^2인 긴장재 4개가 직사각형 단면의 도심축에 균등하게 배치되었다. 프리텐션방식으로 초기 프리스트레스 1,000 MPa이 긴장재에 도입될 때, 콘크리트의 탄성수축으로 인한 프리스트레스 손실응력[MPa]은? (단, 프리스트레스 긴장재의 탄성계수는 2.1 × 10^5 MPa, 콘크리트의 탄성계수는 3.0 × 10^4 MPa이다)



① 40
② 50
③ 60
④ 70

정답 4번

간단한 해설

프리텐션 부재에서는 콘크리트가 탄성수축할 때 긴장재도 함께 짧아지므로, 손실응력은 **콘크리트 압축응력에 탄성계수비를 곱하여** 구한다. 이 단면의 압축응력은 약 10 MPa이고 탄성계수비는 7이므로 손실응력은 70 MPa이다.

NoteBase

계산 과정

단면적과 단위: 그림의 직사각형 단면은 폭 200 mm, 높이 400 mm이므로 총단면적은 $A = 200 \times 400 = 80{,}000\text{mm}^2$이다. 긴장재 한 개의 면적 2.0 cm^2는 200 mm^2이므로, 4개의 총면적은 $A_p = 4 \times 200 = 800\text{mm}^2$이다.

초기 긴장력: 초기 긴장재 응력 f_{pi}는 1,000 MPa이다. 1 MPa = 1 N/mm^2이므로 초기 긴장력은 $P_i = A_p f_{pi} = 800 \times 1{,}000 = 800{,}000\text{N}$이다.

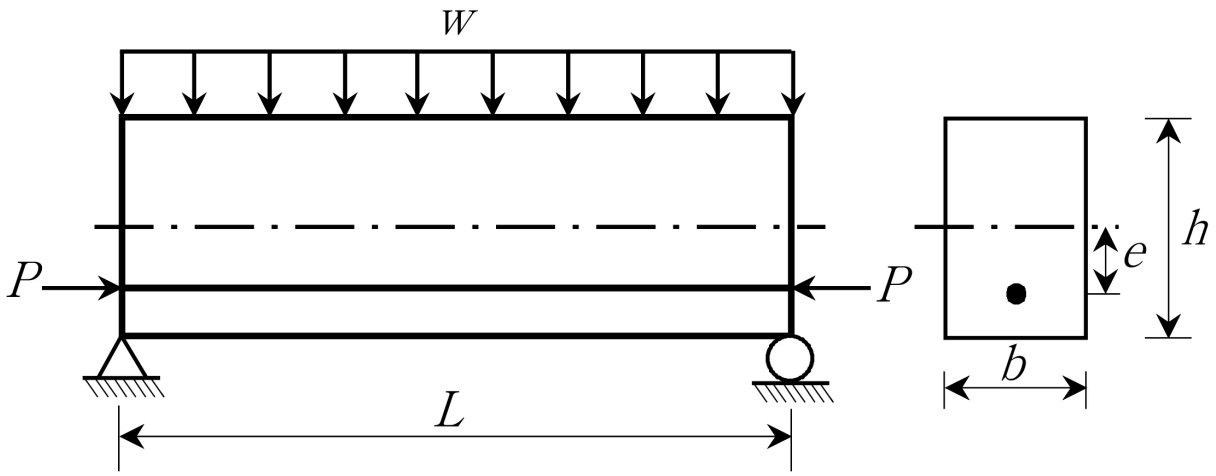
콘크리트 압축응력: 긴장재가 도심에 대하여 대칭으로 배치되어 **긴장력의 합력이 단면 도심을 지난다**. 따라서 프리스트레스에 의한 편심 휨은 없으며, 콘크리트 압축응력은 총단면적을 사용하는 근사식 $f_c \approx \frac{P_i}{A}$로 구한다. 수치를 대입하면 $f_c \approx \frac{800{,}000}{80{,}000} = 10\text{MPa}$이다.

탄성수축에 따른 손실: 프리텐션 부재에 긴장력이 전달되면 콘크리트가 압축되어 짧아지고, 부착된 긴장재도 **같은 변형률만큼 짧아져** 인장응력이 감소한다. 콘크리트의 수축변형률 크기는 $\varepsilon_c = \frac{f_c}{E_c}$이고, 긴장재의 손실응력은 $\Delta f_p = E_p \varepsilon_c$이다. 따라서 $\Delta f_p = \frac{E_p}{E_c} f_c$를 적용한다.

손실응력 계산: 긴장재와 콘크리트의 탄성계수비는 $n = \frac{2.1 \times 10^5}{3.0 \times 10^4} = 7$이다. 따라서 $\Delta f_p = n f_c = 7 \times 10 = 70\text{MPa}$이며, 이는 ④의 70 MPa에 해당한다.

NoteBase

문 9. 그림과 같은 단순보에 e만큼 편심된 프리스트레스 힘 P가 작용하고 있다. 등분포하중 w가 작용할 때 보 지간 중앙단면에서의 하연응력은? (단, 보의 자중은 무시하고, 깊은 보의 비선형 변형률 분포는 고려하지 않는다)



① $\frac{1}{bh}\left(P+\frac{6Pe}{h}-\frac{3wL^2}{4h}\right)$
② $\frac{1}{bh}\left(P+\frac{6Pe}{h}-\frac{4wL^2}{3h}\right)$
③ $\frac{1}{4bh}\left(P+\frac{6Pe}{h}-\frac{3wL^2}{4h}\right)$
④ $\frac{1}{4bh}\left(P+\frac{6Pe}{h}-\frac{4wL^2}{3h}\right)$

정답 1번

간단한 해설

편심 프리스트레스는 하연의 **압축응력을 증가**시키고, 등분포하중은 **하연에 인장응력**을 만든다. 압축을 양(+)으로 두면 하연응력은 $\sigma=\frac{1}{bh}\left(P+\frac{6Pe}{h}-\frac{3wL^2}{4h}\right)$이다.

NoteBase

계산 과정

1. 단면 성질: 그림의 직사각형 단면은 폭이 b, 높이가 h이므로 단면적은 $A = bh$, 도심축에 대한 단면2차모멘트는 $I = \frac{bh^3}{12}$이다. 도심에서 하연까지의 거리는 $\frac{h}{2}$이므로 단면계수는 $Z = \frac{I}{h/2} = \frac{bh^2}{6}$이다. 깊은 보의 비선형 변형률 분포를 고려하지 않으므로 선형 휨응력식을 사용한다.

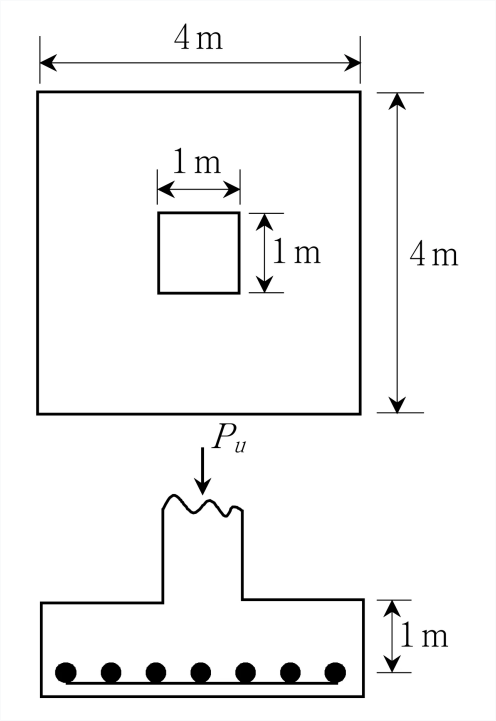
2. 프리스트레스에 의한 응력: 그림에서 압축력 P의 작용선은 **도심보다 아래로 e만큼** 떨어져 있다. 이를 도심에 작용하는 압축력 P와 편심모멘트 Pe로 나누면, 직접 압축응력은 $\frac{P}{A} = \frac{P}{bh}$이다. 편심모멘트는 하연의 압축을 증가시키므로 하연에 $\frac{Pe}{Z} = \frac{6Pe}{bh^2}$의 압축응력을 더한다.

3. 등분포하중에 의한 응력: 전 지간에 하중 w가 작용하므로 양쪽 지점의 반력은 각각 $\frac{wL}{2}$이다. 지간 중앙의 휨모멘트는 $M = \frac{wL}{2} \cdot \frac{L}{2} - \frac{wL}{2} \cdot \frac{L}{4} = \frac{wL^2}{8}$이다. 두 번째 항은 왼쪽 반 지간에 작용하는 등분포하중의 합력과 중앙단면까지의 거리를 곱한 것이다. 이 모멘트는 **하연에 인장응력**을 만들며, 그 크기는 $\frac{M}{Z} = \frac{wL^2}{8} \cdot \frac{6}{bh^2} = \frac{3wL^2}{4bh^2}$이다. 보의 자중은 주어진 조건에 따라 더하지 않는다.

4. 하연응력의 중첩: **압축을 양(+), 인장을 음(−)**으로 두고 세 응력을 합한다.
$\sigma = \frac{P}{bh} + \frac{6Pe}{bh^2} - \frac{3wL^2}{4bh^2}$
공통인수를 묶으면 $\sigma = \frac{1}{bh}\left(P + \frac{6Pe}{h} - \frac{3wL^2}{4h}\right)$이며, ①의 식과 일치한다. 값이 양이면 압축응력, 음이면 인장응력이고, 응력의 단위는 힘을 면적으로 나눈 단위이다.

NoteBase

문 10. 그림과 같이 계수축방향 하중 P_u가 편심 없이 작용하는 독립확대기초에서 2방향 전단력은 1방향 전단력의 몇 배인가? (단, 확대기초 주철근의 유효깊이는 1 m이다)



① 3

② 4

③ 5

④ 6

정답 4번

간단한 해설

1방향 전단은 기둥면에서 유효깊이만큼 떨어진 단면을, 2방향 전단은 유효깊이의 절반만큼 떨어진 둘레를 기준으로 한다. 각 위험단면 바깥에서 반력이 작용하는 면적은 2 m^2와 12 m^2이므로, **2방향 전단력은 1방향 전단력의 6배**이다.

NoteBase

계산 과정

조건과 반력: 그림의 기초는 4 m × 4 m, 중앙 기둥은 1 m × 1 m이고 유효깊이 d는 1 m이다. 편심이 없는 중심하중이므로 지반반력을 균등분포로 두고, 전단력 계산에 사용하는 순지반반력의 강도를 q라 한다. 각 위험단면에서 전달되는 전단력은 그 단면 바깥쪽 기초 부분에 작용하는 반력의 합으로 구한다.

1방향 전단력: 위험단면은 **기둥면에서 d만큼 떨어진 위치**에서 기초의 전폭을 가로지른다. 기둥면에서 기초 끝까지의 거리는 $\frac{4-1}{2} = 1.5\text{m}$이므로, 위험단면에서 기초 끝까지 남는 길이는 $1.5 - 1 = 0.5$ m이다. 한쪽 위험단면 바깥의 띠 영역은 $4 \times 0.5 = 2\ \text{m}^2$이고, 그 반력의 합은 $V_1 = q \cdot (2\text{m}^2)$이다. 서로 반대쪽에 있는 두 단면의 전단력을 합산하지 않는다.

2방향 전단력: 뚫림전단의 위험단면은 **기둥면에서** $\frac{d}{2} = 0.5\text{m}$ **떨어진 폐합 둘레**이다. 이 둘레가 감싸는 정사각형의 한 변은 $1 + 0.5 + 0.5 = 2$ m이므로 내부 면적은 $2 \times 2 = 4\ \text{m}^2$이다. 위험단면 바깥 전체 면적은 $4 \times 4 - 4 = 12\ \text{m}^2$이고, 이 영역의 반력 합이므로 $V_2 = q \cdot (12\text{m}^2)$이다.

전단력의 비: 동일한 균등반력 q가 작용하므로 전단력의 비는 반력 작용 면적의 비와 같다. $\frac{V_2}{V_1} = \frac{12}{2} = 6$이므로 2방향 전단력은 1방향 전단력의 6배이며, ④의 값과 일치한다.

NoteBase

문 11. 콘크리트 구조물의 부재, 부재 간의 연결부 및 각 부재 단면에 대한 설계강도는 콘크리트설계기준의 규정과 가정에 따라 정하여야 한다. 이때, 강도감소계수(∅)로 옳지 않은 것은? (단, 설계코드(KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 전단력과 비틀림모멘트는 0.75를 적용한다.

② 콘크리트의 지압력(포스트텐션 정착부나 스트럿-타이 모델은 제외)은 0.65를 적용한다.

③ 포스트텐션 정착구역은 0.85를 적용한다.

④ 무근콘크리트의 휨모멘트, 압축력, 전단력은 0.70을 적용한다.

정답 4번

간단한 해설

④의 무근콘크리트는 휨모멘트·압축력·전단력에 대해 강도감소계수 **0.55**를 적용한다. 0.70은 기준의 나선철근 규정에 따라 보강된 압축지배 철근콘크리트 부재에 적용하는 값이다.

선지별 해설

강도감소계수는 공칭강도에 곱하여 설계강도를 구하는 계수이다. 문제에서 지정한 2012년도 콘크리트구조기준 3.3.3(2)는 작용하는 힘과 부재의 종류에 따라 다음과 같이 계수를 구분한다.

① O: 전단력과 비틀림모멘트에 대한 강도감소계수는 **0.75**이다. 다만 무근콘크리트는 별도로 정한 계수를 적용하므로 ④의 경우와 구분해야 한다.

② O: 콘크리트의 지압력에 대한 강도감소계수는 0.65이다. 이 규정에서는 **포스트텐션 정착부와 스트럿-타이 모델을 제외**하므로, 이들에 일반 지압력의 계수를 그대로 적용하지 않는다.

③ O: 포스트텐션 정착구역에 대한 강도감소계수는 **0.85**이다. 따라서 일반적인 콘크리트 지압력에 적용하는 0.65와 구분한다.

④ X: 무근콘크리트의 휨모멘트·압축력·전단력에 대한 강도감소계수는 **0.70이 아니라 0.55**이다. 같은 규정은 무근콘크리트의 지압력에도 0.55를 적용한다. 0.70은 기준의 나선철근 규정에 따라 보강된 압축지배 철근콘크리트 부재에 적용하는 값이므로, 무근콘크리트에 적용할 수 없다.

NoteBase

문 12. 2축 휨을 받는 압축부재에 대한 설계개념으로 옳지 않은 것은? (단, 설계코드(KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 광범위한 연구 및 실험에 의해 적용성이 입증된 근사해법에 의하여 설계할 수도 있다.

② 2축 휨을 받는 압축부재의 설계에 있어서, 원칙적으로 계수 축력과 두 축에 대한 휨모멘트의 계수합휨모멘트를 구한 후 축력과 휨모멘트의 평형조건과 변형률의 적합조건을 이용하여 압축부재를 설계한다.

③ 압축부재 단면의 편심거리는 소성 중심부터 축력 작용점까지 거리로 취하여야 한다.

④ 두 축방향의 횡하중, 인접 경간의 하중 불균형 등으로 인하여 압축부재에 2축 휨모멘트가 작용되는 경우에는 1축 휨을 받는 압축부재로 설계하여야 한다.

정답 4번

간단한 해설

④의 '1축 휨을 받는 압축부재로 설계'한다는 표현이 잘못되었다. 두 축에 휨모멘트가 작용하면 축력과 두 방향 휨의 영향을 함께 고려하는 **2축 휨을 받는 압축부재**로 설계하여야 한다.

선지별 해설

① O: 2012년 콘크리트구조기준 6.6(3)은 원칙적인 평형·변형률 적합조건에 의한 설계 외에 근사해법도 허용한다. 다만 임의의 간편법을 뜻하는 것은 아니며, **광범위한 연구와 실험으로 적용성이 입증된 방법**이어야 한다.

② O: 같은 기준 6.6(3)에 따라 계수축력과 두 축에 대한 휨모멘트의 조합을 구한 뒤, **평형조건과 변형률 적합조건**을 이용하는 것이 원칙이다. 평형조건은 단면 내부의 힘과 모멘트가 외부의 축력 및 휨모멘트와 균형을 이루어야 한다는 뜻이고, 적합조건은 콘크리트와 철근의 변형률이 단면의 변형에 맞게 서로 양립해야 한다는 뜻이다.

③ O: 같은 기준 6.6(2)은 편심거리를 **소성 중심부터 축력 작용점까지의 거리**로 정한다. 편심거리는 축력이 기준점에서 얼마나 벗어나 작용하는지를 나타내며, 이때 기준점으로 소성 중심을 사용한다.

④ X: 같은 기준 6.6(1)에 따라 두 축방향의 횡하중이나 인접 경간의 하중 불균형으로 2축 휨모멘트가 생기면 **2축 휨을 받는 압축부재로 설계**하여야 한다. 두 방향의 휨이 함께 작용하므로 한 방향의 휨만 고려해서는 그 영향을 모두 반영할 수 없다. 따라서 선지의 '1축 휨'을 '2축 휨'으로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 13. 4변이 단순지지된 직사각형 2방향 슬래브의 중앙에 집중하중 $P = 140$ kN이 작용될 때, 장경간 L에 분배되는 하중[kN]은? (단, 슬래브의 단경간 $S = 2$ m, 장경간 $L = 3$ m이다)

① 16

② 32

③ 64

④ 108

정답 2번

간단한 해설

중앙 집중하중을 받는 두 방향의 중앙 처짐이 같아야 하므로, 분담하중은 **경간의 세제곱에 반비례**한다. 단경간 2 m와 장경간 3 m를 적용하면 장경간에 분배되는 하중은 32 kN이다.

계산 과정

단경간 방향의 분담하중을 P_S, 장경간 방향의 분담하중을 P_L이라 하면, 전체 하중의 평형에서 $P_S + P_L = P$이다. 여기서 P = 140 kN, S = 2 m, L = 3 m이다.

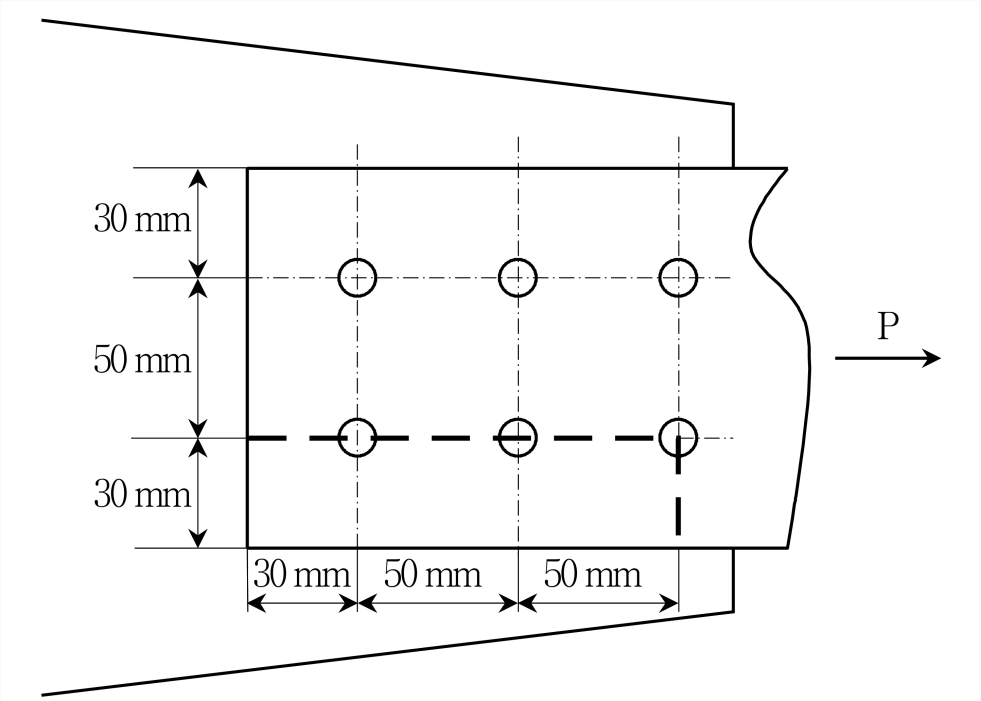
슬래브 중앙에서 직교하는 같은 폭의 두 띠를 단순보로 보는 근사해석을 적용한다. 두 띠의 휨강성 EI는 같고, 같은 슬래브의 한 점에서 만나므로 **중앙 처짐도 같아야 한다**. 중앙 집중하중 Q를 받는 경간 길이 ℓ인 단순보의 중앙 처짐은 $\delta = \frac{Q\ell^3}{48EI}$이다. E는 탄성계수, I는 단면2차모멘트이다.

두 방향의 처짐을 같게 놓고 공통인 48EI를 소거하면 $P_S S^3 = P_L L^3$이다. 따라서 $P_S : P_L = L^3 : S^3 = 27 : 8$이 된다. 즉, 전체 하중을 35부분으로 나누면 **장경간 방향은 그중 8부분**을 부담한다.

장경간 분담하중은 $P_L = P\frac{S^3}{S^3 + L^3}$이다. 수치를 대입하면 $P_L = 140 \cdot \frac{8}{27 + 8} = 32$ kN이다. 따라서 장경간에 분배되는 하중은 32 kN으로 ②에 해당한다.

NoteBase

문 14. 그림과 같이 거셋 플레이트에 항복강도 $f_y = 200$ MPa, 인장강도 $f_u = 400$ MPa, 두께가 10 mm인 인장부재가 연결되어 있다. 하중저항계수설계법으로 계산할 때, 굵은 점선을 따라 발생되는 설계 블록전단파단강도[kN]는? (단, 인장응력은 균일하며, 강도저항계수는 0.75, 연결재의 볼트구멍 직경은 20 mm, 설계코드(KDS: 2016)와 2016년도 강구조설계기준을 적용한다)



① 150

② 177

③ 200

④ 223

정답 2번

간단한 해설

블록전단강도는 **순단면 인장파단 저항에 전단파단·전단항복 저항 중 작은 값**을 더해 구한다. 이 문제에서는 인장저항 80 kN과 전단항복 저항 156 kN을 합한 뒤 강도저항계수 0.75를 적용하므로 설계강도는 177 kN이다.

NoteBase

계산 과정

1. 파단경로와 면적의 구분

굵은 점선의 수평 구간은 하중 P에 평행하므로 전단면이고, 오른쪽 볼트 중심에서 아래쪽 가장자리로 내려가는 수직 구간은 하중에 직각이므로 인장면이다. 전단면 길이는 30 + 50 + 50 = 130 mm, 인장면 길이는 30 mm이다. 그림에 지정된 경로의 **전단면은 하나**이므로 면적을 두 배로 하지 않는다. 각 단면적은 경로 길이에 부재 두께 10 mm를 곱해 구한다.

2. 전단 총단면적과 순단면적

전단 총단면적은 볼트구멍을 공제하지 않은 면적이다.

$A_{gv} = 130 \cdot 10 = 1{,}300\ \text{mm}^2$

전단 경로는 앞의 볼트구멍 두 개를 완전히 지나고, 마지막 구멍 중심에서 인장 경로로 꺾인다. 따라서 **구멍 두 개와 마지막 구멍의 절반**을 공제한다. 공제 길이는 2.5 × 20 = 50 mm이며, 전단 순단면적은 다음과 같다.

$A_{nv} = (130 - 50) \cdot 10 = 800\ \text{mm}^2$

3. 인장 순단면적

인장 경로는 마지막 볼트구멍 중심에서 아래쪽 가장자리까지 이어지므로 구멍 반 개에 해당하는 10 mm를 공제한다. 인장 순단면적은 다음과 같다.

$A_{nt} = (30 - 10) \cdot 10 = 200\ \text{mm}^2$

4. 공칭 블록전단강도

블록전단은 인장면의 파단과 전단면의 파단 또는 항복이 조합되는 한계상태이다. 순단면 인장파단 저항을 T, 순단면 전단파단 저항을 V□, 총단면 전단항복 저항을 V□라 하면 공칭강도는 다음과 같다.

$R_n = T + \min(V_r, V_y)$

인장응력이 균일하므로 인장응력 분포계수 $U_{bs} = 1.0$을 적용한다. 인장 저항은 $T = U_{bs} f_u A_{nt}$이며, 1.0 × 400 × 200 = 80,000 N = 80 kN이다. 여기서 1 MPa = 1 N/mm^{2}이다.

전단파단 저항 $V_r = 0.6 f_u A_{nv}$는 0.6 × 400 × 800 = 192,000 N = 192 kN이다. 전단항복 저항 $V_y = 0.6 f_y A_{gv}$는 0.6 × 200 × 1,300 = 156,000 N = 156 kN이다. **작은 전단항복 저항 156 kN**이 지배하므로 공칭 블록전단강도는 80 + 156 = 236 kN이다.

5. 설계 블록전단파단강도

공칭강도에 주어진 강도저항계수 0.75를 곱한다.

$\phi R_n = 0.75 \cdot 236 = 177\ \text{kN}$

따라서 설계 블록전단파단강도는 177 kN으로, ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 15. 아치구조물 구조해석의 일반사항에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, 설계코드(KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 아치 단면력을 산정할 때에는 콘크리트의 수축과 온도 변화의 영향을 고려하여야 한다.

② 아치구조 해석 시 기초의 침하가 예상되는 경우에는 그 영향을 고려하여야 한다.

③ 아치 리브에 발생하는 단면력은 축선 이동의 영향을 받기 때문에 그 영향을 반드시 고려해야 한다.

④ 아치의 축선은 아치 리브의 단면 도심을 연결하는 선으로 할 수 있다.

정답 3번

간단한 해설

③의 '반드시 고려해야 한다'는 표현이 잘못되었다. 아치 리브의 축선 이동은 단면력에 영향을 주지만, **일반적으로 그 영향이 작으면 무시**하고 미소변형이론으로 계산할 수 있다.

선지별 해설

① O: 콘크리트의 수축과 온도 변화는 아치에 길이 변화를 일으키며, 그 변형이 구속되면 추가적인 단면력이 발생할 수 있다. 따라서 단면력 산정에는 **수축과 온도 변화의 영향**을 반영해야 한다. 2012년 콘크리트구조기준 14.3.1(2)의 내용이다.

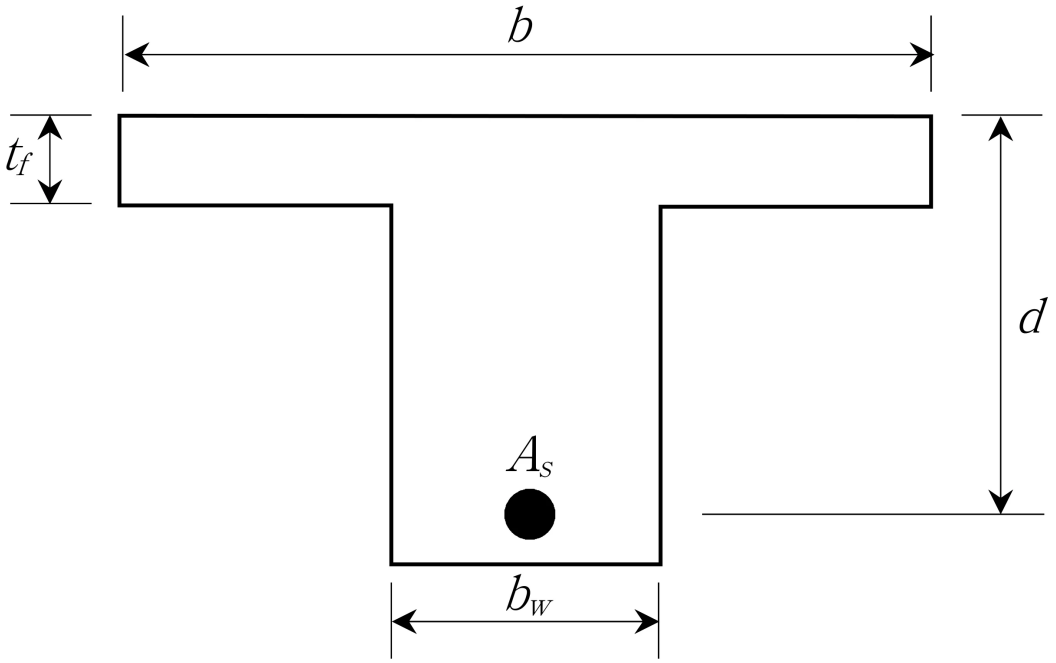
② O: **기초의 침하가 예상되는 경우**에는 침하의 영향을 구조해석에 반영해야 한다. 기초 침하는 아치의 지점 위치를 바꾸어 부재의 변형과 단면력에 영향을 줄 수 있기 때문이다. 2012년 콘크리트구조기준 14.3.1(4)에 해당한다.

③ X: 축선 이동의 영향이 존재한다는 사실이 언제나 그 영향을 계산에 포함해야 한다는 뜻은 아니다. 2012년 콘크리트구조기준 14.3.1(5)는 일반적으로 그 영향이 작으면 무시하고 **미소변형이론으로 단면력을 계산할 수 있다**고 규정한다. 미소변형이론에서는 변형에 따른 형상 변화가 단면력에 미치는 영향을 무시한다. 다만 같은 기준 14.3.1(6)에 따라, 기준 식 (14.3.1)로 산정한 아치 리브의 **세장비가 35를 초과하면** 유한변형이론 등으로 축선 이동의 영향을 반영해야 한다.

④ O: 아치의 축선은 아치 리브의 각 **단면 도심을 연결한 선**으로 정할 수 있다. 이는 아치 리브의 형상을 구조해석 모형으로 나타낼 때 기준으로 삼는 선이다. 2012년 콘크리트구조기준 14.3.1(1)의 내용이다.

NoteBase

문 16. 그림과 같은 단철근 T형 단면보 설계에 대한 설명으로 옳은 것은? (단, 플랜지의 유효폭 $b = 1,200$ mm, 플랜지의 두께 $t_f = 80$ mm, 유효깊이 $d = 600$ mm, 복부 폭 $b_w = 400$ mm, 인장철근 단면적 $A_s = 3,000$ mm^2, 인장철근의 설계기준항복강도 $f_y = 400$ MPa, 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 20$ MPa이며, 설계코드(KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)



① $b = 1,200$ mm를 폭으로 하는 직사각형 단면보로 설계한다.

② $b_w = 400$ mm를 폭으로 하는 직사각형 단면보로 설계한다.

③ $t_f = 80$ mm를 등가직사각형 응력블록으로 하는 직사각형 단면보로 설계한다.

④ T형 단면보로 설계한다.

정답 1번

간단한 해설

등가직사각형 응력블록의 깊이는 약 58.8 mm로, 플랜지 두께 80 mm보다 작아 **압축 응력블록이 플랜지 안에 들어간다**. 따라서 휨설계에서는 플랜지 유효폭 1,200 mm를 폭으로 하는 직사각형 단면보로 취급한다.

NoteBase

계산 과정

1. 판정 기준: 그림의 위쪽 플랜지가 압축을 받고 아래쪽 철근이 인장을 받는다. T형 단면의 휨설계에서는 등가직사각형 압축 응력블록의 깊이 a를 플랜지 두께 t_f와 비교한다. $a \le t_f$이면 압축 응력블록 전체가 플랜지 안에 있으므로 폭 b인 직사각형 단면보로 계산한다. $a > t_f$이면 응력블록이 복부까지 내려가므로 플랜지와 복부의 폭 차이를 반영하여 T형 단면으로 계산한다.

2. 인장철근의 인장력: 인장철근이 항복할 때 인장력은 $T = A_s f_y$이다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로, $T = 3{,}000 \times 400 = 1{,}200{,}000$N이다. 이는 콘크리트의 압축력과 평형을 이루어야 하는 힘이다.

3. 응력블록 깊이: 먼저 플랜지 유효폭 전체가 압축에 유효한 직사각형 단면을 가정한다. 이 문제에 적용하는 등가직사각형 응력블록의 압축응력은 $0.85f_{ck}$이므로, 압축력은 $C = 0.85f_{ck}ba$이다. 힘의 평형 $C = T$에서 $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b}$를 얻는다. 수치를 대입하면 $a = \frac{1{,}200{,}000}{0.85 \times 20 \times 1{,}200} \approx 58.8$mm이다. 이 값은 압축력의 평형에 필요한 **응력블록 깊이**이며, 플랜지의 실제 두께와 구별한다.

4. 단면 적용: $a \approx 58.8\text{mm} < t_f = 80\text{mm}$이므로 처음 가정한 직사각형 압축 응력블록이 플랜지 안에 들어간다. 따라서 **폭 1,200 mm인 직사각형 단면보**로 휨설계하며, 이는 ①의 설명과 일치한다. 복부 폭 400 mm를 압축부의 폭으로 쓰거나 응력블록 깊이를 플랜지 두께 80 mm로 고정하지 않는다. 외형은 T형이지만, 이 조건에서는 플랜지와 복부로 나누는 T형 단면 계산이 필요하지 않다.

NoteBase

문 17. 철근의 공칭지름 $d_b = 10$ mm일 때, 인장 이형철근의 최소 표준 갈고리 정착길이[mm]는? (단, 도막되지 않은 이형철근을 사용하고, 철근의 설계기준항복강도 $f_y = 300$ MPa, 보통중량콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 25$ MPa이며, 설계코드(KDS: 2016)와 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 80

② 144

③ 150

④ 300

정답 3번

간단한 해설

기본정착길이 계산값은 144 mm이지만, 표준갈고리 정착길이는 **철근 지름의 8배 이상이면서 150 mm 이상**이어야 한다. 지름의 8배는 80 mm이므로 최소 정착길이는 150 mm이다.

계산 과정

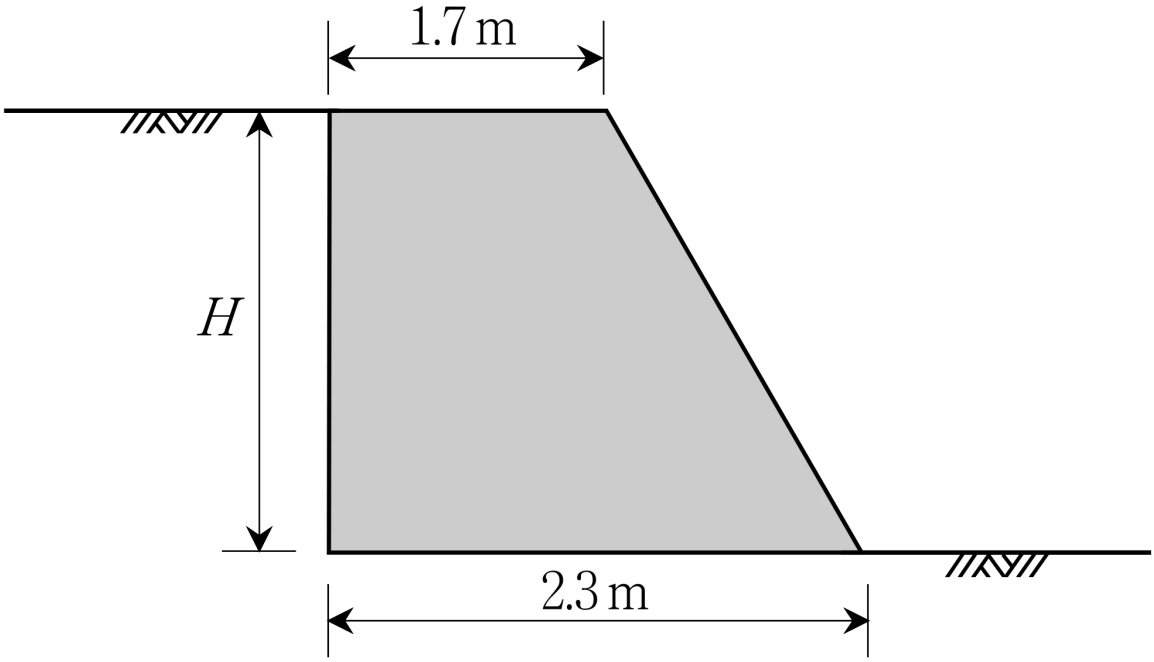
1. 기본정착길이 산정: 표준갈고리를 갖는 인장 이형철근에는 $l_{hb} = \frac{0.24\beta d_b f_y}{\lambda\sqrt{f_{ck}}}$를 적용한다. 여기서 d_b는 철근의 공칭지름, f_y는 철근의 설계기준항복강도, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도이다. 도막되지 않은 철근이므로 도막계수는 $\beta = 1.0$, 보통중량콘크리트이므로 경량콘크리트계수는 $\lambda = 1.0$이다. 주어진 강도는 MPa, 지름은 mm로 대입하면 길이는 mm로 얻는다.

2. 주어진 값 대입: $l_{hb} = \frac{0.24 \cdot 1.0 \cdot 10 \cdot 300}{1.0 \cdot \sqrt{25}} = 144$ mm이다. 이는 기본정착길이이며, 피복이나 횡보강 등에 따른 별도의 감소 조건은 주어지지 않았다. 이 계산값에 **최소길이 제한을 추가로 적용**해야 한다.

3. 최소길이 제한 확인: 정착길이 l_{dh}는 $8d_b$ 이상이고 동시에 150 mm 이상이어야 한다. $8d_b = 8 \cdot 10 = 80$ mm이므로 144 mm, 80 mm, 150 mm 중 가장 큰 값을 취한다. 따라서 최소 표준갈고리 정착길이는 150 mm이며, ③의 값에 해당한다.

NoteBase

문 18. 그림과 같이 활동안전율 2.0을 만족시키기 위한 무근콘크리트 옹벽의 최대높이 H[m]는? (단, 콘크리트의 단위중량은 24 kN/m^3, 흙의 단위중량은 20 kN/m^3, 주동토압계수는 0.4, 옹벽 저판과 흙 사이의 마찰계수는 0.5이다)



① 2.5

② 3.0

③ 3.5

④ 4.0

정답 2번

간단한 해설

활동안전율은 **저판 마찰저항력과 주동토압의 비**이다. 주어진 단면에서는 $F_s = 6/H$이므로, 안전율 2.0을 확보하는 최대높이는 **3.0 m**이다.

NoteBase

계산 과정

옹벽 자중: 옹벽 길이 1 m를 기준으로 계산한다. 그림의 사다리꼴 단면은 윗변 1.7 m, 아랫변 2.3 m, 높이 H이므로 단면적은 $A = \frac{1.7 + 2.3}{2} H = 2H$ m^2이다. 콘크리트의 단위중량이 24 kN/m^3이므로 자중은 $W = 24 \cdot 2H = 48H$ kN이다.

주동토압: 흙의 자중에 의한 수평토압은 깊이에 비례하므로 토압분포는 삼각형이다. 따라서 옹벽을 밀어내는 주동토압의 합력은 $P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2$이다. 주동토압계수 $K_a = 0.4$, 흙의 단위중량 $\gamma_s = 20$ kN/m^3을 대입하면 $P_a = \frac{1}{2} \cdot 0.4 \cdot 20 H^2 = 4H^2$ kN이다.

활동 저항력: 저판에 작용하는 수직력은 옹벽 자중 W이므로, 마찰계수 0.5에 의한 저항력은 $R = 0.5W = 24H$ kN이다. 활동 검토에서는 이 **마찰저항력**을 수평으로 작용하는 주동토압과 비교한다.

최대높이: 활동안전율은 $F_s = \frac{R}{P_a} = \frac{24H}{4H^2} = \frac{6}{H}$이다. H를 m 단위로 넣을 때, 요구 안전율을 만족하려면 $\frac{6}{H} \geq 2.0$ 이어야 한다. 양의 높이에 대해 이를 풀면 $H \leq 3.0$m이다. 높이가 커질수록 주동토압은 높이의 제곱에 비례해 증가하지만 마찰저항력은 높이에 비례하므로 **활동안전율은 감소한다**. 따라서 최대높이는 3.0 m이며, ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 19. 콘크리트의 설계기준압축강도 $f_{ck} = 25$ MPa에 대한 배합강도[MPa]는? (단, 표준편차는 2.0 MPa이며, 시험횟수는 30회 이상이다)

① 26.16

② 27.16

③ 27.68

④ 28.68

정답 3번

간단한 해설

배합강도는 품질 변동을 고려해 두 식으로 계산한 값 중 **큰 값**을 적용한다. 시험횟수가 30회 이상이므로 표준편차 2.0 MPa를 그대로 사용하며, 27.68 MPa와 26.16 MPa 중 큰 값인 **27.68 MPa**로 정한다.

계산 과정

배합강도 f_{cr}는 콘크리트 강도의 변동을 고려하여 배합설계에서 목표로 삼는 강도이다. 설계기준압축강도 $f_{ck} = 25$ MPa는 35 MPa 이하이므로 아래 두 식을 적용한다. 시험횟수가 **30회 이상**이므로 주어진 표준편차 $s = 2.0$ MPa를 시험횟수에 따른 추가 보정 없이 사용한다.

첫 번째 식: $f_{cr} = f_{ck} + 1.34s$에 대입하면 $25 + 1.34 \times 2.0 = 27.68$ MPa이다. 설계기준압축강도에 표준편차의 1.34배인 2.68 MPa를 더한 값이다.

두 번째 식: $f_{cr} = (f_{ck} - 3.5) + 2.33s$에 대입하면 $(25 - 3.5) + 2.33 \times 2.0 = 26.16$ MPa이다.

두 조건을 모두 만족하도록 **두 계산값 중 큰 값**을 채택한다. 따라서 배합강도는 27.68 MPa이며, ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 20. 내진설계기준의 기본개념에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, 2010년도 도로교설계기준과 2016년도 도로교설계기준(한계상태설계법)을 적용한다)

① 설계기준은 제주도를 제외한 남한 전역에 적용될 수 있다.

② 지진 시 교량 부재들의 부분적인 피해는 허용하나 전체적인 붕괴는 방지한다.

③ 지진 시 가능한 한 교량의 기본 기능은 발휘할 수 있게 한다.

④ 교량의 정상수명 기간 내에 설계지진력이 발생할 가능성은 희박하다.

정답 1번

간단한 해설

①의 '제주도를 제외한'이 잘못되었다. 내진설계기준은 **제주도를 포함한 남한 전역**에 적용될 수 있다.

선지별 해설

① X: 내진설계기준의 적용 지역은 **제주도를 포함한 남한 전역**이다. 지역별로 지진위험도를 다르게 고려할 수는 있지만, 제주도 자체를 기준의 적용 대상에서 제외하는 것은 아니다. '제주도를 제외한'을 '제주도를 포함한'으로 고쳐야 한다.

② O: 내진설계는 지진에 의한 모든 손상을 없애는 것을 전제로 하지 않는다. 교량 부재의 부분적인 피해는 허용하더라도 **교량 전체의 붕괴는 방지**하여 인명피해를 최소화하는 것이 기본개념이다. 이를 위해 교각이 변형을 견디는 연성거동을 유도하고 낙교를 방지하도록 설계한다.

③ O: 지진 시에도 **가능한 한 교량의 기본 기능**을 발휘할 수 있게 하는 것이 기본개념이다. 이는 교량이 통행을 위한 구조물이라는 점을 고려한 기능 확보 목표이며, 어떤 지진에서도 손상 없이 평상시와 똑같이 사용할 수 있어야 한다는 뜻은 아니다.

④ O: 설계지진력을 발생시키는 수준의 지진은 교량의 **정상수명 기간 내 발생 가능성이 희박하다**는 것을 기본 전제로 삼는다. 이는 일반적인 모든 지진의 발생 가능성이 낮다는 뜻이 아니라 설계에서 고려하는 지진 수준에 관한 설명이다. 발생 가능성이 낮더라도 붕괴 시 피해가 크므로 이에 대비하는 내진설계가 필요하다.

NoteBase