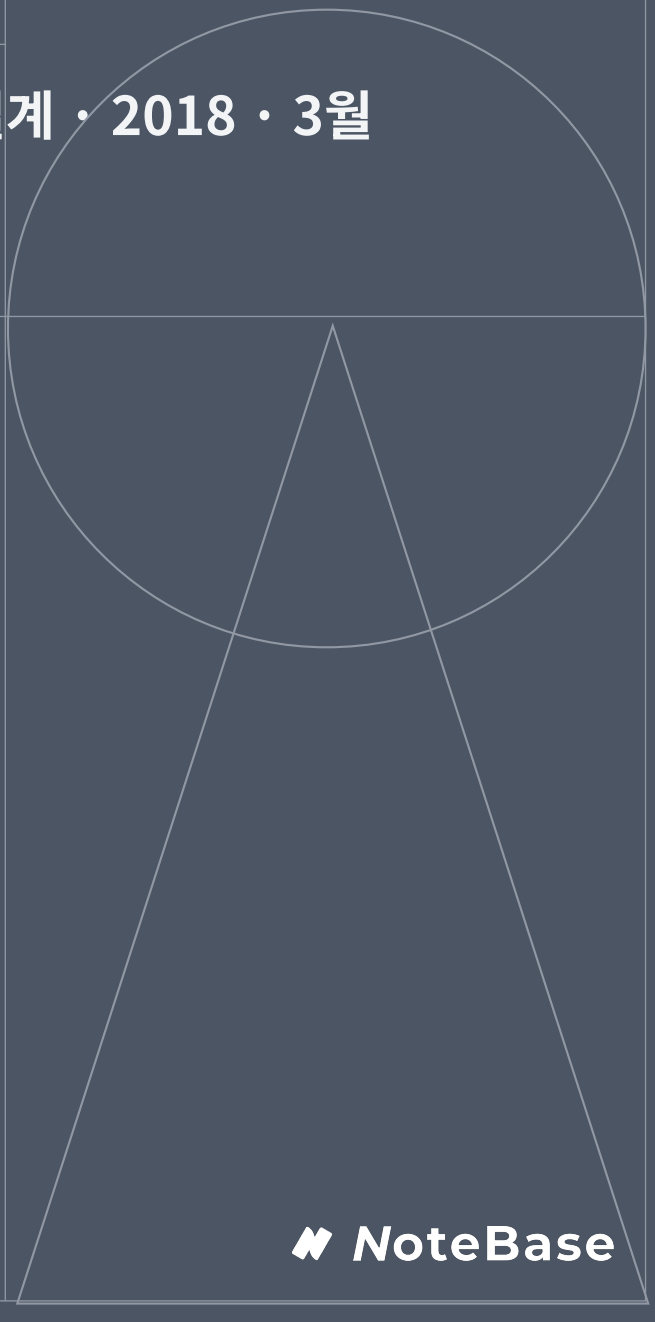
기출OX 해설집

공무원/서울시/9급 · 토목설계 · 2018 · 3월



NoteBase

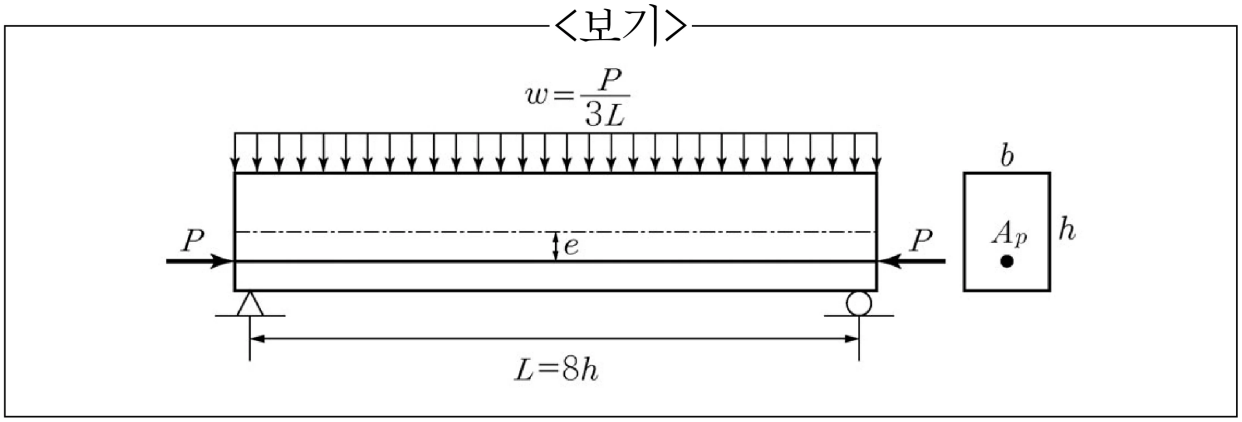
기출OX 해설집

공무원/서울시/9급 · 토목설계 · 2018 · 3월

공무원/서울시/9급 · 토목설계 · 2018 · 3월

문 1. <보기>와 같은 경간 L인 단순보에 등분포하중(자중 포함) $w = \frac{P}{3L}$이 작용하며, PS 강재는 편심 거리 e로 직선배치되어 프리스트레스 힘 P가 작용하고 있다. 이 보의 중앙부 하단에서 휨에 의한 수직응력이 0(zero)이 되려면 편심거리 e의 크기는? (단, 경간 L은 단면 높이 h의 8배이다.)

<보기>



① $\frac{h}{6}$

② $\frac{h}{4}$

③ $\frac{h}{3}$

④ $\frac{h}{2}$

정답 1번

간단한 해설

하단 응력이 0이 되려면 등분포하중에 의한 인장응력과 **프리스트레스에 의한 압축응력**이 같아야 한다. 축압축과 편심 휨을 함께 고려하면 편심거리는 $e = \frac{h}{6}$이다.

NoteBase

계산 과정

단면 특성: 그림의 직사각형 단면은 폭이 b, 높이가 h이므로 단면적은 $A = bh$, 도심축에 대한 단면2차모멘트는 $I = \frac{bh^3}{12}$이다. 하단까지의 거리는 $\frac{h}{2}$이므로 단면계수는 $Z = \frac{I}{h/2} = \frac{bh^2}{6}$이고, $\frac{Z}{A} = \frac{h}{6}$이다.

중앙부 휨모멘트: 전 경간에 등분포하중이 작용하는 단순보의 중앙부 모멘트는 $M = \frac{wL^2}{8}$이다. 주어진 $w = \frac{P}{3L}$을 대입하면 $M = \frac{PL}{24}$이고, $L = 8h$이므로 $M = \frac{Ph}{3}$이다. 이 모멘트는 보 하단에 인장응력을 만든다. 자중은 w에 포함되어 있으므로 따로 더하지 않는다.

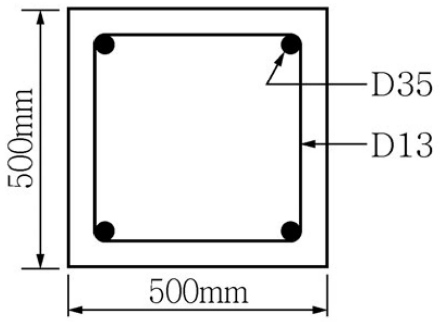
하단 응력 조건: 그림에서 PS 강재는 도심보다 e만큼 아래에 있다. 따라서 프리스트레스는 단면 전체에 축압축응력 $\frac{P}{A}$를 만들고, 편심모멘트 Pe는 하단에 추가 압축응력 $\frac{Pe}{Z}$를 만든다. 압축을 양(+)으로 두면 하단 응력은 $\sigma_b = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{Z} - \frac{M}{Z}$이다. **축압축응력도 포함하여** 이 합을 0으로 두면 $\frac{PZ}{A} + Pe - M = 0$을 얻는다.

편심거리 계산: 위 식을 e에 대해 정리하면 $e = \frac{M}{P} - \frac{Z}{A}$이다. 여기서 $\frac{M}{P} = \frac{h}{3}$, $\frac{Z}{A} = \frac{h}{6}$이므로 $e = \frac{h}{3} - \frac{h}{6} = \frac{h}{6}$이다. 편심거리는 단면 높이의 1/6에 해당하는 길이이며, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 2. <보기>와 같은 기둥 단면에서 띠철근의 최대 수직간격은? (단, 정적조건을 기준으로 하며, D13의 공칭직경은 12.7mm, D35의 공칭직경은 34.9mm이다.)

<보기>



① 500mm

② 555mm

③ 609mm

④ 750mm

정답 1번

간단한 해설

띠철근의 최대 수직간격은 주철근 지름의 16배, 띠철근 지름의 48배, 기둥 단면의 최소 치수 중 **가장 작은 값**이다. 이 단면에서는 각각 558.4 mm, 609.6 mm, 500 mm이므로 **500 mm**가 간격의 상한이다.

NoteBase

계산 과정

적용 기준: 띠철근의 수직간격은 기둥 높이 방향으로 연속하여 배치되는 띠철근 사이의 간격이다. 주어진 정적조건에서는 주철근 공칭지름의 16배, 띠철근 공칭지름의 48배, 기둥 단면의 최소 치수를 **모두 넘지 않아야 한다**. 따라서 세 상한 중 가장 작은 값을 적용한다.

주철근 지름에 따른 상한: 도면의 모서리에 배치된 주철근은 D35이며, 주어진 공칭지름은 34.9 mm이다. 이에 따른 간격 상한은 16 × 34.9 = 558.4 mm이다.

띠철근 지름에 따른 상한: 주철근을 둘러싼 띠철근은 D13이며, 주어진 공칭지름은 12.7 mm이다. 이에 따른 간격 상한은 48 × 12.7 = 609.6 mm이다. 철근 호칭의 숫자 대신 **주어진 공칭지름**으로 계산한다.

단면 치수에 따른 상한: 도면의 기둥 단면은 가로와 세로가 모두 500 mm이므로 최소 치수는 500 mm이다. 이때 사용하는 치수는 **기둥 전체 단면의 최소 치수**이며, 피복을 뺀 띠철근 내부 치수가 아니다.

최대 수직간격: 558.4 mm, 609.6 mm, 500 mm 중 가장 작은 값은 500 mm이다. 따라서 띠철근의 수직간격은 500 mm 이하로 하며, 최대값은 ①의 500 mm이다.

NoteBase

문 3. 기초설계와 관련한 내용으로 가장 옳은 것은? (단, A_g는 지지되는 부재의 기둥단면의 총 면적, d는 유효깊이이다.)

① 기초판 상단에서부터 철근까지의 깊이를 직접기초는 100mm 이상, 말뚝기초는 200mm 이상으로 한다.

② 다우얼철근(dowel)의 최소 면적은 $0.05A_g$이고, 2개 이상이어야 한다.

③ 2방향 기초에서 전단에 대한 위험단면의 위치는 기둥 전면으로부터 d만큼 떨어진 곳이다.

④ 전면기초 저면과 기초지반 사이에는 압축력만 작용하는 것으로 가정한다.

정답 4번

간단한 해설

지반은 기초판을 밀어 지지할 수 있지만 잡아당길 수는 없으므로, 전면기초 저면과 지반 사이에는 **압축력만 전달**되는 것으로 가정한다. 기초판이 지반에서 들뜨는 부분에는 접촉에 의한 지반반력이 작용하지 않는다.

선지별 해설

① X: 기초판 상단에서부터 하부철근까지의 깊이는 **직접기초 150 mm 이상, 말뚝기초 300 mm 이상**으로 하여야 한다. 선지의 100 mm와 200 mm는 각각 최소 깊이보다 작다. 이 깊이는 기초판 상단을 기준으로 하부철근까지 측정하는 값으로, 기초판 저면에서 철근까지의 피복두께와 구별한다.

② X: 다우얼철근은 기둥과 기초판을 연결하여 힘을 전달하는 철근이다. 최소 총 단면적은 $0.005A_g$, 즉 기둥 총 단면적의 **0.5% 이상**이며, **4개 이상** 배치한다. 선지의 $0.05A_g$는 5%이므로 최소 면적의 계수를 잘못 제시했고, 최소 개수도 2개로 잘못 제시했다.

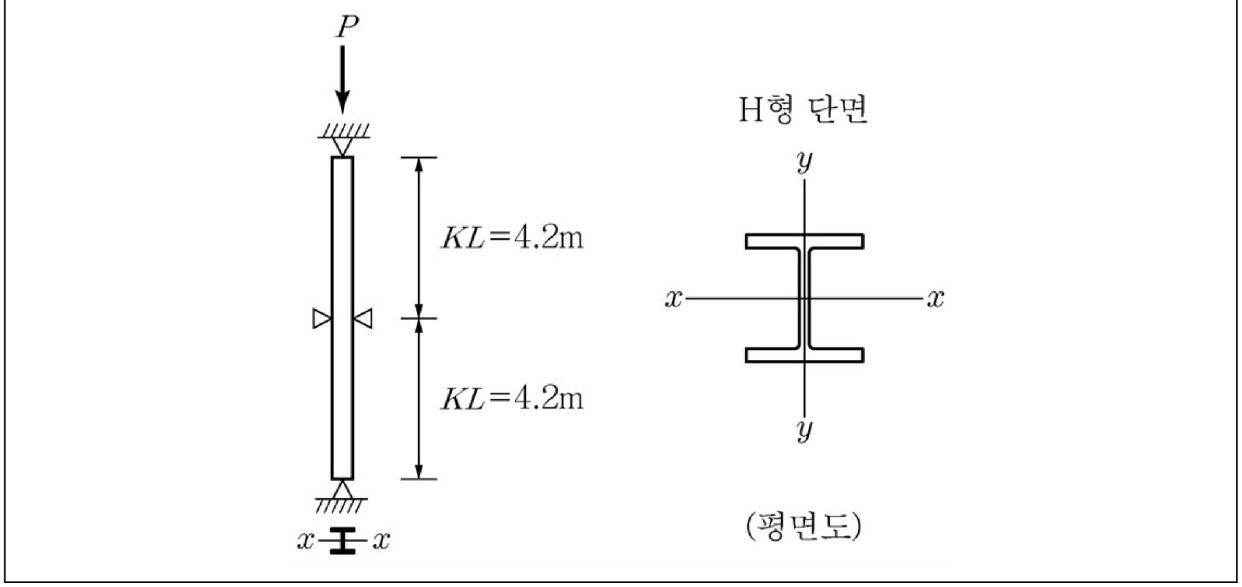
③ X: 2방향 전단은 기둥이 기초판을 뚫고 내려가는 형태의 뚫림전단을 검토하는 것이다. 위험단면은 기둥 전면에서 $d/2$만큼 떨어진 위치에서 **기둥을 둘러싸는 둘레**로 잡는다. 기둥 전면에서 d만큼 떨어진 단면은 1방향 전단의 위험단면이므로 두 경우를 구별해야 한다.

④ O: 전면기초 저면과 기초지반의 접촉면에서는 **인장저항을 고려하지 않고 압축력만 전달**되는 것으로 가정한다. 지반은 기초판에 눌릴 때 반력을 제공하지만, 기초판이 들뜨면 이를 잡아당겨 붙들 수 없기 때문이다. 따라서 들뜬 부분의 접촉 반력은 0으로 보고, 지반과 접촉하여 압축을 받는 부분에서 하중을 지지하도록 검토한다.

NoteBase

문 4. <보기>와 같이 H형 단면 압축재의 중간 위치에 약축(y축)에 대한 지지대가 설치되어 있을 때, 압축부재의 설계강도를 계산하기 위해 사용되는 세장비 $\frac{kl}{r}$은? (단, 부재 내 강축 (x축) 방향으로 중간지지(intermediate bracing)는 없고, H형 단면에 대하여 $r_x = 120\text{mm}, r_y = 50\text{mm}$이다.)

<보기>



① 140

② 70

③ 168

④ 84

정답 4번

간단한 해설

중간 지지는 **약축 좌굴의 유효길이만 절반으로 줄인다**. 강축 세장비는 70, 약축 세장비는 84이므로 설계강도에는 **더 큰 세장비 84**를 사용한다.

NoteBase

계산 과정

세장비 $\frac{kl}{r}$는 좌굴 유효길이 kl을 해당 축의 단면2차반경 r로 나눈 값이다. 같은 재료에서는 세장비가 클수록 휨좌굴에 불리하므로, 두 축에 대해 각각 계산한 뒤 **더 큰 값**을 사용한다. 길이와 단면2차반경의 단위를 맞추면 세장비는 단위가 없는 값이다.

강축(x축): 강축에 대한 중간 지지가 없으므로 **부재 전체 길이**가 좌굴 구간이다. 그림의 양단은 힌지이므로 유효길이계수는 1이며, 전체 유효길이는 4.2 + 4.2 = 8.4 m, 즉 8400 mm이다. 주어진 $r_x = 120\text{mm}$를 적용하면 $\frac{(kl)_x}{r_x} = \frac{8400}{120} = 70$이다.

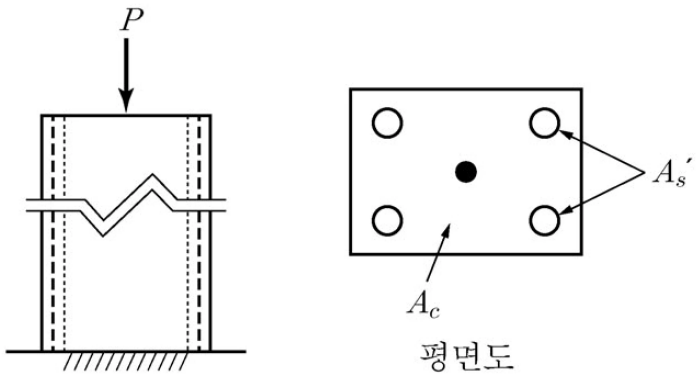
약축(y축): 중앙 지지대가 약축 좌굴을 억제하므로 **중앙 지지점에서 좌굴 구간이 나뉜다**. 그림에 표시된 각 구간의 유효길이는 4.2 m, 즉 4200 mm이다. 주어진 $r_y = 50\text{mm}$를 적용하면 $\frac{(kl)_y}{r_y} = \frac{4200}{50} = 84$이다. 위아래 구간의 조건이 같으므로 두 구간 모두 같은 값을 갖는다.

적용 세장비: 84가 70보다 크므로 약축 좌굴이 지배한다. 설계강도 계산에 사용하는 세장비는 84이며, ④의 값에 해당한다.

NoteBase

문 5. <보기>와 같이 철근콘크리트 기둥(단주)의 중심에 집중하중 P가 작용한다. 하중과 응력의 평형을 고려할 때 탄성과 비탄성영역의 전체 범위에 대해 타당하게 사용할 수 있는 식으로 알맞은 것은? (단, f'_s=철근응력, f_c=콘크리트 응력, $n = E_s/E_c$, A_c=콘크리트 면적, A'_s=압축철근 면적, $A_g = A_c + A'_s$이다.)

<보기>



① $P = f_c(A_c + nA'_s)$

② $P = f_c\{A_g + (n-1)A'_s\}$

③ $P = f_cA_c + f'_sA'_s$

④ $P = f'_s\left(\frac{A_c}{n} + A'_s\right)$

정답 3번

간단한 해설

축하중은 콘크리트와 압축철근이 부담하는 힘의 합이므로 $P = f_cA_c + f'_sA'_s$이다. 이는 **힘의 평형식**이므로 탄성계수비에 따른 응력비를 가정하지 않고 탄성·비탄성 영역 모두에 적용된다.

NoteBase

공통 해설

그림과 같이 단면 중심에 압축하중이 작용하면 콘크리트와 압축철근이 하중을 나누어 부담한다. 각 재료가 부담하는 힘은 '응력 × 면적'이므로 콘크리트의 압축력은 f_cA_c, 철근의 압축력은 $f'_sA'_s$이다. 따라서 단면의 축방향 힘의 평형은 $P = f_cA_c + f'_sA'_s$로 나타낸다. 여기서 A_c는 철근 면적을 제외한 콘크리트 면적이다. 이 식은 **각 재료의 실제 응력**을 사용하므로 응력과 변형률이 비례하지 않는 비탄성 영역에서도 성립한다.

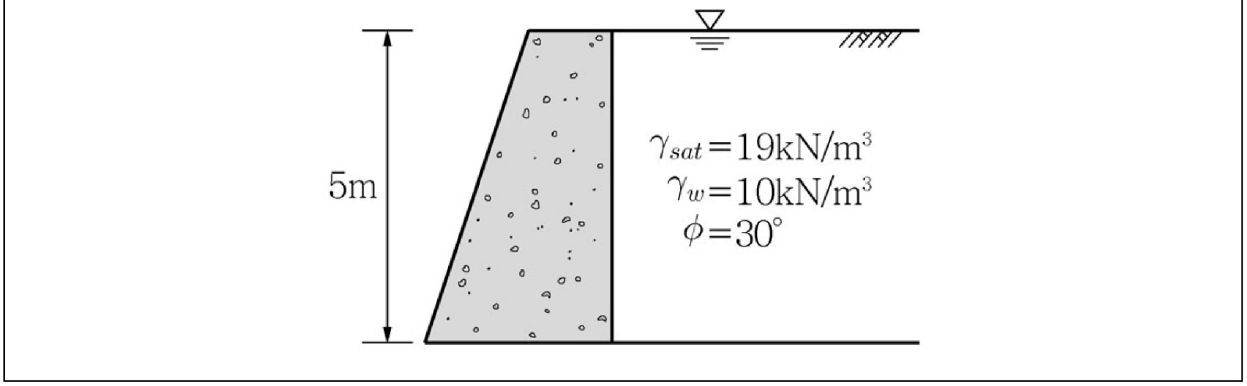
반면 탄성계수비 n으로 한 재료의 응력을 다른 재료의 응력으로 바꾸려면 추가 조건이 필요하다. 철근과 콘크리트가 완전히 부착되어 같은 축변형률을 갖고, 두 재료가 모두 선형 탄성 거동을 하면 $f'_s = nf_c$가 성립한다. 변형률이 같을 때 응력의 비가 탄성계수의 비 $n = \frac{E_s}{E_c}$와 같기 때문이다. 비탄성 영역에서는 **같은 변형률이라도 응력비가 일정한 탄성계수비와 같다고 할 수 없다**.

①·②·④는 모두 $f'_s = nf_c$를 이용해 평형식을 환산한 표현이다. ②는 $A_g = A_c + A'_s$를 이용해 ①의 환산면적을 다시 쓴 것이고, ④는 $f_c = \frac{f'_s}{n}$을 이용해 철근응력으로 표현한 것이다. 따라서 이 식들은 탄성 영역에서 사용할 수 있지만, 문제에서 요구한 전체 범위에 적용하려면 두 재료의 응력을 각각 유지한 평형식을 사용해야 한다.

NoteBase

문 6. <보기>와 같은 옹벽에 작용하는 주동토압의 크기는? (단, 벽면마찰각과 옹벽 연직변위는 무시한다.)

<보기>



① 32.5kN/m

② 162.5kN/m

③ 287.5kN/m

④ 325kN/m

정답 2번

간단한 해설

지하수위가 지표면에 있으므로 **수중단위중량으로 구한 흙의 주동토압에 수압을 별도로 더한다**. 흙에 의한 힘 37.5 kN/m와 물에 의한 힘 125 kN/m를 합하면 162.5 kN/m이다.

NoteBase

계산 과정

조건 확인: 그림의 옹벽 높이는 H = 5 m이고, 지하수위는 뒤채움 지표면과 같다. 뒤채움 지표면은 수평이고 벽의 배면은 연직이며, 문제에서 벽면마찰각과 옹벽 연직변위를 무시하므로 Rankine 주동토압으로 계산한다. 구하는 값은 옹벽 길이 1 m당 작용하는 수평 합력이다.

주동토압계수: 내부마찰각이 $\phi = 30\,^\circ$이므로 $K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$이다. 이를 대입하면 K_a=(1-30^)/(1+30^)=13이다. 이 계수는 흙의 연직 유효응력을 수평 주동토압으로 바꾸는 데 사용한다.

흙에 의한 힘: 지하수면 아래에서는 **포화단위중량에서 물의 단위중량을 뺀 수중단위중량**을 쓴다. $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$이므로 그 값은 $19 - 10 = 9$ kN/m^{3}이다. 벽 밑면에서 흙에 의한 수평 유효토압은 K_aγ'H=13·9·5=15 kN/m^{2}이다. 지표면에서 0이고 깊이에 비례하여 증가하므로 토압분포는 삼각형이다. 그 면적으로 구한 흙의 주동토압 합력은 P'_a=12·15·5=37.5 kN/m이다.

물에 의한 힘: 정수압은 깊이에 비례하며, 벽 밑면에서는 $u = \gamma_w H = 10 \cdot 5 = 50$ kN/m^{2}이다. 수압분포도 삼각형이므로 수압 합력은 P_w=12·50·5=125 kN/m이다. **수압에는 흙의 주동토압계수를 곱하지 않는다**.

전체 합력: 흙의 유효토압 합력과 수압 합력을 더하면 $P_a = P'_a + P_w$이므로 37.5 + 125 = 162.5 kN/m이다. 이는 ②의 162.5 kN/m와 일치한다.

NoteBase

문 7. 옹벽 설계와 관련한 내용 중 가장 옳지 않은 것은?

① 부벽식 옹벽의 뒷부벽은 T형보로 설계한다.

② 캔틸레버식 옹벽의 전면벽은 저판에 지지된 캔틸레버로 설계할 수 있다.

③ 활동에 대한 저항력은 옹벽에 작용하는 수평력의 1.5배 이상, 전도에 대한 저항휨모멘트는 횡토압에 의한 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.

④ 부벽식 옹벽의 전면벽은 2변 지지된 1방향 슬래브로 설계할 수 있다.

정답 4번

간단한 해설

부벽식 옹벽의 전면벽은 양쪽 부벽과 아래쪽 저판이 지지하므로 **3변 지지된 2방향 슬래브**로 설계할 수 있다. '2변 지지된 1방향 슬래브'라는 설명은 저판의 지지와 두 방향의 휨 작용을 반영하지 못한다.

선지별 해설

① O: 뒷부벽은 전면벽 및 저판과 일체로 연결되어 토압에 저항한다. 휨을 받을 때 전면벽의 유효폭 부분이 압축 플랜지로, 뒷부벽이 복부로 작용하므로 **T형보**로 설계한다.

② O: 캔틸레버식 옹벽의 전면벽은 저판과의 접합부가 고정되고 위쪽 끝은 자유로운 구조이다. 전면벽에 작용하는 토압을 아래쪽 저판으로 전달하므로 **저판에 지지된 캔틸레버**로 설계할 수 있다.

③ O: 활동은 옹벽이 수평으로 미끄러지는 현상이고, 전도는 옹벽이 넘어지려는 회전 현상이다. 활동에 대해서는 저항력이 작용 수평력의 **1.5배 이상**, 전도에 대해서는 저항모멘트가 횡토압에 의한 전도모멘트의 **2.0배 이상**이어야 한다. 활동은 힘을, 전도는 모멘트를 비교한다.

④ X: 부벽식 옹벽의 전면벽은 인접한 두 부벽이 양쪽을 지지하고 저판이 아래쪽을 지지한다. 따라서 '2변 지지된 1방향 슬래브'를 **'3변 지지된 2방향 슬래브'**로 고친다. 양쪽 부벽으로 전달되는 수평방향 휨과 아래쪽 저판으로 전달되는 연직방향 휨을 함께 고려하는 설계이다.

NoteBase

문 8. 슬래브 설계기준에 관한 설명으로 가장 옳지 않은 것은?

① 2방향 슬래브의 위험단면에서 주철근의 간격은 슬래브 두께의 2배 이하이어야 하고, 또한 300mm 이하이어야 한다.

② 슬래브에서 주철근이 1방향으로만 배치되는 경우에는 주철근에 평행하게 건조수축철근과 온도철근을 배치해야 한다.

③ 1방향 슬래브는 최대 휨모멘트가 일어나는 단면에서 정철근과 부철근의 중심 간격이 슬래브 두께의 2배 이하이어야 하고, 또한 300mm 이하이어야 한다.

④ 슬래브가 네 변에서 지지되고 짧은 변에 대한 긴 변의 비가 2보다 작을 때 2방향 슬래브라고 한다.

정답 2번

간단한 해설

②의 '주철근에 평행하게'는 **'주철근에 직각으로'**로 고쳐야 한다. 주철근이 한 방향으로만 배치되는 슬래브에서는 그와 직각인 방향의 건조수축과 온도 변화에 따른 균열을 제어하도록 수축·온도철근을 배치한다.

선지별 해설

① O: 2방향 슬래브의 위험단면에서 주철근의 간격은 **슬래브 두께의 2배와 300 mm를 모두 넘지 않아야 한다**. 따라서 두 제한값 중 작은 값이 허용 최대 간격이 된다. 이는 철근이 지나치게 넓게 배치되는 것을 제한하는 기준이며, 와플구조나 리브구조로 된 부분은 예외이다.

② X: 주철근이 한 방향으로만 배치되는 슬래브의 수축·온도철근은 **주철근에 직각으로** 배치한다. 주철근과 직각인 방향에도 건조수축과 온도 변화로 인장응력이 생길 수 있으므로, 이 방향의 균열을 제어할 철근이 필요하다. '평행하게'를 '직각으로'로 고쳐야 한다.

③ O: 정철근은 정휨모멘트에, 부철근은 부휨모멘트에 저항하는 철근이다. 1방향 슬래브에서 **최대 휨모멘트가 발생하는 단면**의 정철근과 부철근 중심 간격은 슬래브 두께의 2배 이하이면서 300 mm 이하이어야 한다. 두 조건을 동시에 만족해야 하므로 어느 한쪽 제한만 충족해서는 안 된다.

④ O: 네 변에서 지지되는 직사각형 슬래브에서 **짧은 변에 대한 긴 변의 비가 2보다 작으면** 두 직교 방향의 휨작용을 함께 고려하는 2방향 슬래브로 분류한다. 하중이 한 방향으로만 전달되는 것으로 보지 않고 두 방향으로 지지부에 전달되므로, 각 방향의 휨모멘트에 대응하는 철근을 배치한다.

NoteBase

문 9. 이형철근의 정착과 관련한 내용 중 가장 옳지 않은 것은? (단, l_{db}는 기본정착길이, l_d는 정착길이, d_b는 철근지름, f_y는 철근의 설계기준항복강도이다.)

① 인장 이형철근의 정착길이는 기본정착길이에 보정계수를 곱하여 구하며, 이때 정착길이는 300mm 이상이어야 한다.

② 압축 이형철근의 기본 정착길이는 $0.043d_bf_y$ 이상이어야 한다.

③ 표준갈고리를 갖는 인장 이형철근의 정착길이는 150mm 이상이어야 하며, 갈고리는 압축을 받는 경우 철근정착에 유효한 것으로 보아야 한다.

④ 철근의 설계기준항복강도가 400MPa 이하인 경우 확대머리 이형철근의 정착길이는 150mm 이상이어야 한다.

정답 3번

간단한 해설

③의 '압축을 받는 경우 철근정착에 유효하다'는 설명이 잘못되었다. 표준갈고리는 인장철근의 정착에 이용하지만, **압축철근의 정착에는 유효하지 않은 것**으로 본다.

선지별 해설

① O: 인장 이형철근은 기본정착길이에 배근 위치·피복·철근 간격 등의 조건에 따른 보정계수를 적용하여 정착길이를 구한다. 보정계수를 적용한 뒤에도 **최종 정착길이는 300 mm 이상**이어야 한다.

② O: 압축 이형철근의 기본정착길이에는 $l_{db} \geq 0.043d_bf_y$라는 하한이 적용된다. 여기서 철근지름은 mm, 설계기준항복강도는 MPa 단위로 사용한다. 이는 **기본정착길이의 하한**이며, 보정계수를 적용한 최종 압축 정착길이가 200 mm 이상이어야 한다는 조건과 구별한다.

③ X: 표준갈고리를 갖는 인장 이형철근의 정착길이는 $8d_b$ 이상이면서 150 mm 이상이어야 하므로, 선지의 최소길이 설명은 맞다. 그러나 KDS 14 20 52의 4.1.5(4)는 갈고리가 **압축을 받는 경우 정착에 유효하지 않다**고 규정한다. 따라서 압축철근에 갈고리를 설치했다는 이유로 그 정착 효과를 인정하여 필요한 압축 정착길이를 줄일 수 없다.

④ O: 설계기준항복강도가 400 MPa 이하인 확대머리 이형철근을 인장 정착하는 경우에도 정착길이는 150 mm 이상이어야 한다. 확대머리는 철근 끝의 머리 부분이 콘크리트에 지압력을 전달하여 정착을 돕는다. 정착길이는 **철근지름의 8배 이상과 150 mm 이상을 동시에** 만족해야 한다.

NoteBase

문 10. 콘크리트에서 발생하는 크리프(creep)와 관련한 설명으로 가장 옳지 않은 것은?

① 물시멘트비와 시멘트량이 감소할수록 크리프는 감소한다.

② 수화율이 증가할수록 크리프는 감소한다.

③ 상대습도가 클수록 크리프는 증가한다.

④ 고온 증기양생한 콘크리트는 크리프가 감소한다.

정답 3번

간단한 해설

③의 '상대습도가 클수록 크리프는 증가한다'는 증가·감소 관계를 반대로 설명했다. 주변 **상대습도가 높을수록** 콘크리트의 건조가 억제되어 **크리프는 감소한다**.

선지별 해설

크리프는 일정한 하중이 지속해서 작용할 때, 하중을 가한 직후의 탄성변형에 더해 시간이 지나면서 변형이 증가하는 현상이다. 다음은 다른 관련 조건이 유사할 때의 일반적인 경향이다.

① O: 물시멘트비가 낮아지면 경화한 시멘트 페이스트의 공극이 줄고 강도가 높아져 크리프가 감소한다. 또한 물시멘트비가 같은 배합에서 시멘트량이 줄면 물과 시멘트로 이루어진 **페이스트의 양도 줄어** 크리프가 감소한다. 크리프는 주로 페이스트에서 발생하며, 골재는 그 변형을 억제한다.

② O: 수화율은 시멘트가 물과 반응한 정도이다. 수화가 진행되면 조직이 치밀해지고 강성과 강도가 발달하므로, 같은 지속하중에 대한 **시간 의존 변형이 작아진다**. 따라서 수화율이 증가할수록 크리프는 감소한다.

③ X: 주변 상대습도가 낮으면 콘크리트 내부의 수분이 외부로 빠져나가기 쉬워지고, 하중을 받는 상태에서 건조로 인한 추가 크리프가 발생한다. 상대습도가 높으면 이러한 건조가 억제되므로 **상대습도가 클수록 크리프는 감소한다**로 고쳐야 한다.

④ O: 고온 증기양생은 **재하 전 수화반응을 촉진**하여 초기 강도 발달을 빠르게 한다. 이처럼 하중을 받기 전에 경화가 진행된 콘크리트는 이후의 크리프가 감소한다. 이는 하중을 받는 동안 주변 온도가 높아지면 크리프가 증가하는 현상과 구별한다.

NoteBase

문 11. 프리스트레스트콘크리트 구조물의 프리스트레스 손실 중 포스트텐션방식에서만 고려하는 것은?

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실

② 콘크리트의 크리프에 의한 손실

③ 긴장재와 덕트 사이의 마찰에 의한 손실

④ 긴장재의 릴랙세이션에 의한 손실

정답 3번

간단한 해설

포스트텐션에서는 굳은 콘크리트의 덕트 안에 있는 긴장재를 당기므로 **긴장재와 덕트 사이의 마찰**로 긴장력이 감소한다. 프리텐션은 콘크리트를 타설하기 전에 긴장재를 당기므로 이 손실을 고려하지 않는다.

공통 해설

두 방식의 구별 기준은 **덕트 안에서 긴장재를 당기는 과정이 있는가**이다. 포스트텐션은 콘크리트가 필요한 강도에 도달한 뒤 덕트 안의 긴장재를 당겨 프리스트레스를 도입한다. 프리텐션은 긴장재를 먼저 당긴 상태에서 콘크리트를 타설하고, 콘크리트가 굳은 뒤 긴장재의 긴장력을 콘크리트에 전달한다.

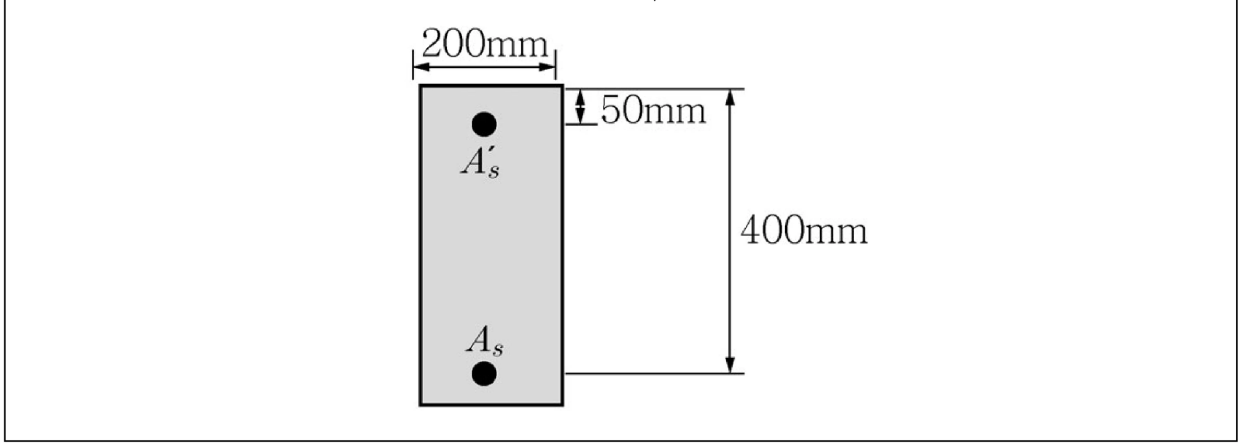
포스트텐션에서는 긴장재를 당길 때 긴장재가 덕트 벽에 접촉하여 마찰이 생긴다. 이 마찰이 긴장재의 이동을 방해하므로 긴장단에서 가한 힘이 부재 내부로 전달되는 동안 감소한다. 따라서 '긴장재와 덕트 사이의 마찰에 의한 손실'은 포스트텐션에서만 고려하는 손실이다.

콘크리트의 탄성수축·크리프와 긴장재의 릴랙세이션에 의한 손실은 **덕트 안에서의 이동을 전제로 하지 않는** 재료의 변형이나 응력 변화에 따른 손실이다. 이들은 프리텐션과 포스트텐션 모두에서 고려하므로, 포스트텐션에만 해당하는 손실로 구분할 수 없다.

NoteBase

문 12. <보기>와 같은 다음 복철근보가 휨극한 상태에 도달했을 때 인장철근의 변형률이 최소허용변형률이었다면 압축철근에 발생하는 응력은? (단, 콘크리트구조설계기준(2012)을 적용하며, $f_y = 500\text{MPa}$이다.)

<보기>



① 300MPa

② 400MPa

③ 450MPa

④ 500MPa

정답 2번

간단한 해설

인장철근의 최소허용변형률은 **항복변형률의 2배**인 0.005이다. 선형 변형률 분포로 구한 압축철근의 변형률은 0.002로 항복변형률보다 작으므로, 압축철근은 400 MPa의 압축응력을 받는다.

NoteBase

계산 과정

주어진 치수와 재료값: 그림에서 압축연단부터 인장철근 중심까지의 유효깊이는 $d = 400\text{mm}$, 압축철근 중심까지의 거리는 $d' = 50\text{mm}$이다. 철근의 탄성계수는 $E_s = 200{,}000\text{MPa}$를 사용하고, 휨극한 상태에서 압축연단 콘크리트의 변형률은 $\varepsilon_{cu} = 0.003$으로 둔다.

인장철근의 변형률: 콘크리트구조기준(2012) 6.2.2(5)에 따라 철근의 항복강도가 400 MPa을 초과하면 휨부재의 최소허용변형률은 **철근 항복변형률의 2배**이다. 항복변형률은 $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{500}{200{,}000} = 0.0025$이다. 문제에서 인장철근이 최소허용변형률에 도달했으므로 $\varepsilon_t = 2\varepsilon_y = 0.005$이다.

중립축 깊이: 휨변형 후에도 단면이 평면을 유지하므로 변형률은 깊이에 따라 선형으로 변한다. 압축연단에서 중립축까지의 거리를 c라 하면, 중립축에서 변형률이 0이므로 $\frac{0.003}{c} = \frac{0.005}{400 - c}$이다. 따라서 $c = \frac{0.003}{0.003 + 0.005} \cdot 400 = 150\text{mm}$이다.

압축철근의 변형률: 압축철근은 중립축보다 위쪽에 있고, 중립축에서 압축철근까지의 거리는 $150 - 50 = 100$ mm이다. 같은 선형 분포를 적용하면 $\varepsilon'_s = 0.003 \cdot \frac{150 - 50}{150} = 0.002$이다.

압축철근의 응력: 압축철근의 변형률 0.002는 항복변형률 0.0025보다 작으므로 **압축철근은 아직 항복하지 않았다**. 따라서 항복강도 500 MPa을 그대로 적용하지 않고 탄성범위의 응력–변형률 관계를 쓴다. $f'_s = E_s\varepsilon'_s = 200{,}000 \cdot 0.002 = 400\text{MPa}$이므로, 압축응력의 크기는 400 MPa이며 ②에 해당한다.

NoteBase

문 13. 브래킷, 내민받침 등에 적용하는 전단마찰철근의 설계기준 항복강도의 최댓값은? (단, 콘크리트 구조기준(2012)을 적용한다.)

① 400MPa

② 500MPa

③ 550MPa

④ 600MPa

정답 2번

간단한 해설

콘크리트구조기준(2012)은 브래킷·내민받침 등에 적용하는 전단마찰철근의 설계기준 항복강도를 **500 MPa 이하**로 제한한다. 따라서 이 규정에서 허용하는 최댓값은 500 MPa이다.

공통 해설

전단마찰철근은 전단면을 가로질러 배치되는 철근이다. 균열면이 미끄러지며 벌어지면 철근에 인장력이 생기고, 그 반작용으로 균열면을 누르는 힘이 발생하여 마찰에 의한 전단력 전달에 기여한다.

콘크리트구조기준(2012)은 이 철근의 **설계기준 항복강도를 500 MPa 이하**로 제한한다. 따라서 브래킷·내민받침 등에 적용할 때의 상한은 500 MPa이다. 400 MPa는 제한 이내이지만 최댓값이 아니며, 550 MPa와 600 MPa는 상한을 초과한다.

NoteBase

문 14. <보기>와 같이 콘크리트 구조기준(2012)에서 규정된 비틀림설계에 대한 설명 중 옳은 내용을 모두 고른 것은?

<보기>

㉠ 다음과 같은 철근콘크리트 부재의 경우 비틀림의 영향을 무시할 수 있다. $T_u < \phi\left(\frac{\lambda\sqrt{f_{ck}}}{12}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$

㉡ 비틀림 모멘트가 작용하는 속빈단면 부재의 단면 치수는 다음을 만족하여야 한다.
$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f_{ck}}}{3}\right)$

㉢ 비틀림 철근의 설계기준항복강도는 550MPa를 초과할 수 없다.

㉣ 횡방향 폐쇄스터럽의 최소 면적은
(A_v+2A_t)≥0.00625√(f_ck)(b_ws)/(f_yt)≥0.035(b_ws)/(f_yt)이다.

㉤ 비틀림에 요구되는 종방향 철근의 지름은 스터럽 간격의 1/24 이상이어야 하며, 또한 D10 이상의 철근이어야 한다.

① ㉠, ㉤

② ㉠, ㉣

③ ㉡, ㉢

④ ㉣, ㉤

정답 1번

간단한 해설

속빈단면은 전단과 비틀림의 응력항을 **단순 합**으로 검토하며, 제곱합의 제곱근을 사용하는 것은 속찬단면이다.
비틀림철근의 설계기준항복강도 상한은 **500 MPa**이고, 최소 폐쇄스터럽 면적 식의 계수는 **0.0625와 0.35**이다.

NoteBase

보기별 해설

㉠ O: 콘크리트구조기준(2012) 7.5.1(1)①에 따라 계수비틀림모멘트가 $T_u < \phi\frac{\lambda\sqrt{f_{ck}}}{12}\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$이면 **비틀림의 영향을 무시**할 수 있다. 여기서 λ는 경량콘크리트계수, ϕ는 강도감소계수이며, A_{cp}와 p_{cp}는 콘크리트 단면의 외부 둘레로 둘러싸인 면적과 그 둘레길이이다.

㉡ X: 7.6.1(1)의 식 (7.6.1)은 **속찬단면**에 적용하는 제곱합의 제곱근 식이다. 속빈단면에는 식 (7.6.2)를 적용하여 좌변을 $\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}$로 고친다. 즉, 전단력에 의한 응력항과 비틀림모멘트에 의한 응력항을 더하며 우변의 한계는 보기와 같다.

㉢ X: 7.6.1(4)는 비틀림철근의 설계기준항복강도가 **500 MPa를 초과할 수 없다**고 규정한다. 550 MPa가 아니라 500 MPa가 상한이다.

㉣ X: 7.6.4(2)의 식 (7.6.6)에 사용하는 계수는 **0.0625와 0.35**이다. 따라서 A_v+2A_t≥0.0625√(f_ck)(b_ws)/(f_yt)와 A_v+2A_t≥0.35(b_ws)/(f_yt)를 모두 만족해야 한다. 두 값 중 큰 값 이상을 확보하는 조건이며, 보기의 계수는 각각 기준값의 1/10이다.

㉤ O: 7.6.4(5)에 따라 종방향 비틀림철근의 지름은 **스터럽 간격의 1/24 이상이면서 D10 이상**이어야 한다. 스터럽 간격을 s, 종방향 철근 지름을 d_b라 하면 $d_b \geq \frac{s}{24}$와 D10 이상이라는 두 조건을 함께 적용한다.

옳은 보기는 ㉠과 ㉤이므로 ①의 조합과 일치한다.

NoteBase

문 15. 압축이형철근의 겹침이음 길이에 대한 설명으로 가장 옳은 것은?

① 서로 다른 크기의 철근을 압축부에서 겹침이음하는 경우, 이음길이는 크기가 큰 철근의 겹침이음길이와 크기가 작은 철근의 정착길이 중 큰 값 이상이어야 한다.

② $f_y > 400$MPa이면 $0.072 d_b f_y$ 이하, f_y≤400MPa이면 $(0.13 f_y - 24) d_b$ 이하이다.

③ $f_{ck} < 24$MPa일 때 규정된 겹침이음길이를 1/3만큼 증가시켜야 한다.

④ 나선철근 압축부재의 나선철근으로 둘러싸인 축 방향 철근의 겹침이음길이에 계수 0.75를 곱할 수 있으나 겹침이음길이는 300mm 이상이어야 한다.

정답 4번

간단한 해설

나선철근으로 둘러싸인 압축부재의 축방향 철근은 겹침이음길이에 **0.75를 곱해 줄일 수 있다**. 다만 줄인 길이도 **300 mm 이상**이어야 한다.

선지별 해설

① X: 서로 다른 크기의 철근을 압축부에서 겹침이음할 때는 **큰 철근의 정착길이와 작은 철근의 겹침이음길이**를 비교하여 큰 값 이상으로 한다. 선지는 두 길이를 적용하는 철근의 크기를 서로 바꾸었다. KDS 14 20 52의 4.5.3(2)에 따른 기준이다.

② X: 항복강도별 식의 적용 구간이 서로 바뀌었다. KDS 14 20 52의 4.5.3(1)에 따르면, f_y≤400 MPa일 때는 $0.072 f_y d_b$보다, $f_y > 400$MPa일 때는 $(0.13 f_y - 24) d_b$보다 길게 할 필요가 없다. 다만 **최소 길이 300 mm**는 확보해야 한다. 여기서 f_y는 철근의 설계기준항복강도(MPa), d_b는 철근의 공칭지름(mm)이다.

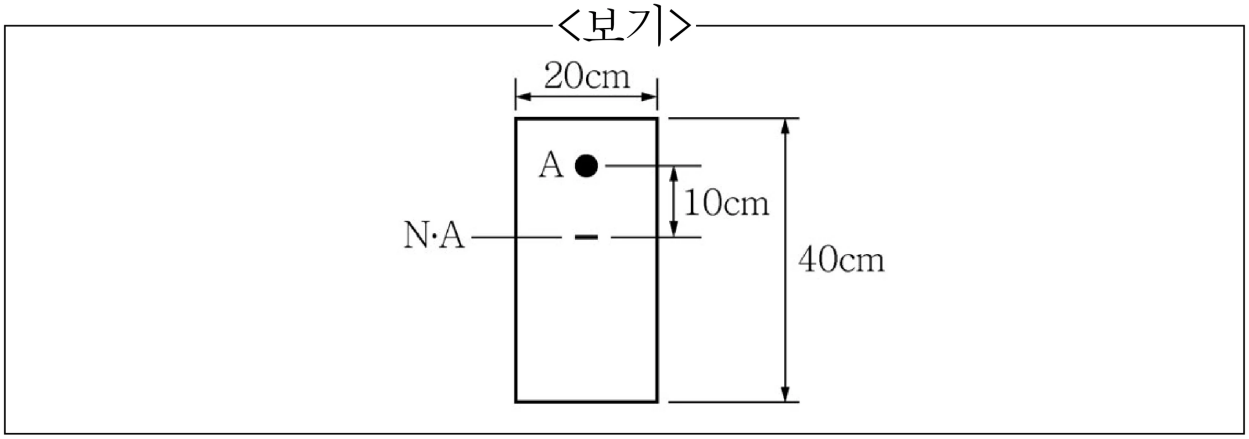
③ X: 겹침이음길이를 1/3 증가시키는 조건은 **콘크리트의 설계기준압축강도가 21 MPa 미만**인 경우이다. KDS 14 20 52의 4.5.3(1)에 따른 것으로, 선지의 $f_{ck} < 24$MPa를 $f_{ck} < 21$MPa로 고쳐야 한다. 따라서 21 MPa 이상 24 MPa 미만이라는 이유만으로 이 증가 규정을 적용하지 않는다.

④ O: KDS 14 20 52의 4.7(2)②는 계수하중에 의해 압축응력을 받는 철근에 대하여, 나선철근으로 둘러싸인 축방향 철근의 겹침이음길이에 계수 0.75를 곱할 수 있도록 한다. 이 경우에도 **감소시킨 뒤의 길이가 300 mm 이상**이어야 하므로, 0.75를 곱한 값이 300 mm보다 작으면 300 mm를 확보한다.

NoteBase

문 16. <보기>와 같은 보의 단면에 10kN의 전단력이 작용하는 경우 단면의 중립축(N·A)에서 10cm 떨어진 A점에서의 전단응력 값은?

<보기>



① 9.4N/cm^2

② 14N/cm^2

③ 0.2N/cm^2

④ 0.02N/cm^2

정답 2번

간단한 해설

A점의 전단응력은 **A점 위쪽 부분의 단면1차모멘트**를 이용하여 $\tau = \frac{VQ}{Ib}$로 구한다. 계산값은 약 14 N/cm^2이다.

NoteBase

계산 과정

조건과 적용식: 그림의 직사각형 단면은 폭 b = 20 cm, 높이 h = 40 cm이며, 중립축은 높이의 중앙에 있다. A점은 중립축 위 10 cm에 있고, 전단력은 V = 10 kN = 10,000 N이다. 보의 전단력에 의한 전단응력은 $\tau = \frac{VQ}{Ib}$로 구한다. 여기서 I는 전체 단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트, Q는 A점을 지나는 수평선 위쪽 부분의 중립축에 대한 단면1차모멘트이다. 분모의 b는 **응력을 구하는 높이에서의 단면 폭**이므로 20 cm를 사용한다.

단면2차모멘트 I: 직사각형의 중립축에 대해서는 $I = \frac{bh^3}{12}$이다. 따라서 $I = \frac{20 \cdot 40^3}{12} \approx 106666.7\text{cm}^4$이다.

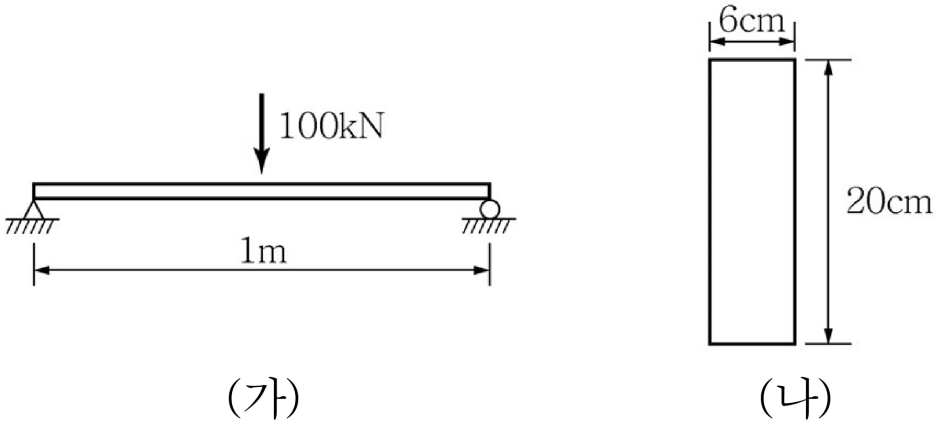
단면1차모멘트 Q: 중립축에서 윗면까지는 20 cm이므로 A점 위쪽 부분의 높이는 20 − 10 = 10 cm, 면적은 20 × 10 = 200 cm^2이다. 이 부분의 도심은 중립축에서 $\bar{y} = \frac{10 + 20}{2} = 15\text{cm}$ 떨어져 있다. 따라서 Q = 200 × 15 = 3,000 cm^3이다. **Q는 전체 단면이 아니라 A점 위쪽 부분**에 대해 구한다.

A점의 전단응력: 앞서 구한 값들을 대입하면 $\tau = \frac{10000 \cdot 3000}{106666.7 \cdot 20} \approx 14.06\text{N/cm}^2$이다. 따라서 A점의 전단응력은 약 14 N/cm^2이며, ②의 값에 해당한다.

NoteBase

문 17. <보기>의 그림 (가)와 같이 중앙 지점에 집중하중이 작용하는 단순보가 그림 (나)와 같이 $(6 \times 20)\text{cm}$ **의 단면으로 이루어진 경우 최대 휨응력은?**

<보기>



① 6.25kN/cm^2

② 12.65kN/cm^2

③ 166.75kN/cm^2

④ 833kN/cm^2

정답 1번

간단한 해설

중앙 집중하중을 받는 단순보는 중앙에서 휨모멘트가 최대가 된다. 최대 휨모멘트 2500 kN·cm를 **단면계수 400** cm^3로 나누면 최대 휨응력은 $6.25\ \text{kN/cm}^2$이다.

NoteBase

계산 과정

1. 최대 휨모멘트: 그림 (가)에서 집중하중 P = 100 kN, 지간 L = 1 m = 100 cm이다. 하중이 중앙에 작용하므로 양쪽 지점의 수직반력은 각각 50 kN이다. 휨모멘트는 지점에서 중앙까지 증가하고 중앙 이후에는 감소하므로 **중앙 단면에서 최대**가 된다. 중앙까지의 거리는 50 cm이므로 최대 휨모멘트는 $M_{\max} = 50 \times 50 = 2500 \text{kN} \cdot \text{cm}$이다.

2. 단면계수: 그림 (나)의 직사각형 단면은 폭 b = 6 cm, 높이 h = 20 cm이다. 수직하중에 의한 휨에서는 **높이 20 cm를 제곱**하여 단면계수를 구한다. 중립축에서 가장 먼 상·하단까지의 거리를 c, 중립축에 대한 단면2차모멘트를 I라 하면 단면계수는 $Z = \frac{I}{c} = \frac{bh^2}{6}$이다. 따라서 $Z = \frac{6 \times 20^2}{6} = 400 \text{cm}^3$이다.

3. 최대 휨응력: 탄성 휨공식 $\sigma = \frac{My}{I}$에서 y는 중립축으로부터의 거리이다. 같은 단면에서는 중립축에서 가장 먼 상·하단에서 휨응력의 크기가 최대이므로 $\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{Z}$를 적용한다. 계산하면 $\sigma_{\max} = \frac{2500}{400} = 6.25 \text{kN/cm}^2$이다. 이는 ①의 6.25 kN/cm^{2}와 일치한다.

NoteBase

문 18. 길이 100m의 양단이 고정된 레일은 단면적 $A = 50\text{cm}^2$, 열팽창계수 $\alpha = 1.5 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$, 탄성계수 $E = 200\text{GPa}$이다. 이 경우 온도가 10°C 상승할 때 레일에 발생되는 열응력의 값은? (단, 마찰은 무시한다.)

① 3,000 kN/m^2

② 600 kN/m^2

③ 3 kN/m^2

④ 60 kN/m^2

정답 1번

간단한 해설

양단이 고정되어 열팽창이 억제되므로 **압축 열응력**이 발생한다. 그 크기는 $|\sigma| = E\alpha\Delta T$로 구하며, 주어진 값을 대입하면 3 MPa, 즉 3,000 kN/m^{2}이다.

계산 과정

구속 조건: 온도가 상승하면 레일은 늘어나려 하지만, **양단이 고정되어 전체 길이 변화가 0**이다. 따라서 자유 열팽창변형률 $\alpha\Delta T$를 상쇄하는 압축변형률이 생긴다. 탄성 범위에서 인장응력을 양으로 두면 $\frac{\sigma}{E} + \alpha\Delta T = 0$ 이므로 $\sigma = -E\alpha\Delta T$이다. 음의 부호는 압축을 뜻하며, 구하는 응력의 크기는 $|\sigma| = E\alpha\Delta T$이다.

열변형률과 단위: 열팽창계수는 $\alpha = 1.5 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$, 온도 상승량은 10°C이다. 따라서 자유 열팽창변형률은 $\alpha\Delta T = 1.5 \cdot 10^{-5}$이다. 이는 고정단이 없을 때의 단위 길이당 팽창량이며, 양단 고정에서는 같은 크기의 압축 탄성변형률이 이를 상쇄한다. 탄성계수는 200 GPa = 200,000 MPa로 환산한다.

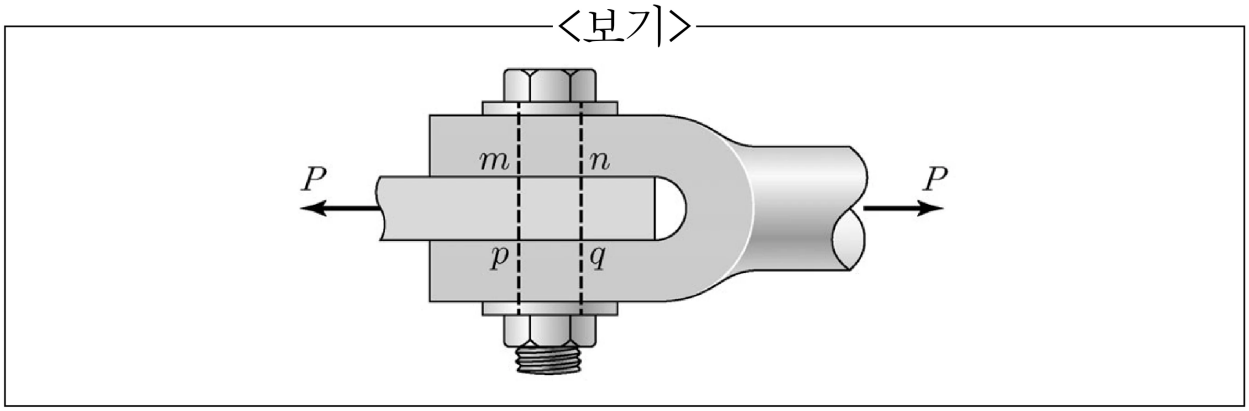
열응력 계산: $|\sigma| = 200{,}000 \cdot (1.5 \cdot 10^{-5}) = 3\text{MPa}$이다. 완전히 구속된 레일의 열응력은 변형률의 상쇄로 결정되므로, 주어진 길이 100 m와 단면적 50 cm^{2}는 이 응력값에 영향을 주지 않는다.

선택지 연결: 1 MPa = 1,000 kN/m^{2}이므로 압축 열응력의 크기는 3,000 kN/m^{2}이며, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 19. <보기>와 같이 볼트의 직경이 4cm이며 mp의 길이가 5cm이고 인장하중 $P = 20kN$을 받는 볼트의 연결부에서 볼트 $mnpq$ 부분의 지압응력 값은?

<보기>



① 1.6kN/cm^2

② 2.35kN/cm^2

③ 1.25kN/cm^2

④ 1kN/cm^2

정답 4번

간단한 해설

지압응력은 접촉부의 하중을 **볼트 직경 × 접촉 길이인 투영면적**으로 나누어 구한다. 투영면적이 4 × 5 = 20 cm^{2}이므로 지압응력은 1 kN/cm^{2}이다.

계산 과정

1. 하중과 접촉 길이: 볼트의 직경 d는 4 cm이고, 그림에서 가운데 부재와 접촉하는 볼트 구간의 길이 mp는 5 cm이다. 이를 접촉 길이 t로 둔다. 가운데 부재의 인장하중 P = 20 kN은 볼트의 $mnpq$ 구간을 통해 전달되므로, 이 구간의 지압응력을 구할 때는 **하중 P 전체**를 사용한다.

2. 지압면적: 지압응력은 볼트와 구멍 벽이 서로 누르는 접촉부의 평균 압축응력이다. 계산에는 곡면의 실제 넓이나 볼트의 원형 단면적이 아니라, **하중 방향에 수직인 평면에 투영한 면적**을 사용한다. 투영면적은 $A_b = d \cdot t$이므로 4 × 5 = 20 cm^{2}이다.

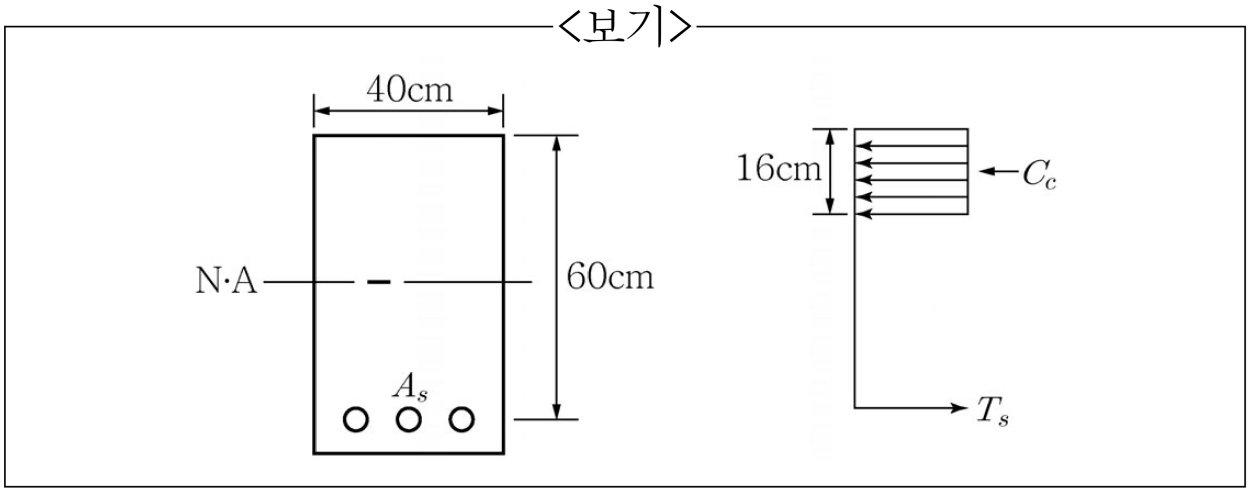
3. 지압응력 계산: 접촉부가 전달하는 하중을 투영면적으로 나누면 $\sigma_b = \frac{P}{A_b} = \frac{20}{20} = 1$ kN/cm^{2}이다.

계산한 지압응력 1 kN/cm^{2}은 ④의 값과 일치한다.

NoteBase

문 20. <보기>와 같은 응력도를 갖는 단철근 직사각형보에서 콘크리트 응력도의 응력 최대치는 $0.85f_{ck}$, $f_{ck} = 20$MPa, $f_y = 400$MPa일 때 공칭 휨강도는?

<보기>



① 665kN·m

② 1.7kN·m

③ 565kN·m

④ 33kN·m

정답 3번

간단한 해설

콘크리트 압축합력은 직사각형 응력블록의 **중앙**에 작용하므로, 인장철근까지의 팔길이는 52 cm이다. 압축합력 1,088 kN에 이 팔길이를 곱하면 공칭 휨강도는 565.76 kN·m이다.

NoteBase

계산 과정

주어진 치수: 그림에서 보의 폭은 $b = 400\text{mm}$, 압축연단에서 인장철근 중심까지의 유효깊이는 $d = 600\text{mm}$이다. 오른쪽 직사각형 응력블록의 깊이는 $a = 160\text{mm}$이다. 이 16 cm는 **응력블록의 깊이**이므로 중립축 깊이로 바꾸어 해석하지 않는다.

콘크리트 압축합력: 직사각형 응력분포에서는 일정한 압축응력에 압축영역의 단면적을 곱한다. 압축응력은 $0.85f_{ck} = 0.85 \cdot 20 = 17\text{MPa}$이며, $1\ \text{MPa} = 1\ \text{N/mm}^2$이다. 따라서 $C_c = 0.85f_{ck}ba$에 대입하면 $C_c = 17 \cdot 400 \cdot 160 = 1{,}088{,}000\text{N}$, 즉 1,088 kN이다. 축력이 없는 휨 상태에서는 철근 인장합력과 콘크리트 압축합력이 같으므로 $T_s = C_c$이다. 압축합력을 직접 구할 수 있어 철근 항복강도로 철근량을 따로 계산할 필요는 없다.

합력 사이의 팔길이: 균일한 직사각형 응력블록의 합력은 압축연단에서 $a/2$ 떨어진 곳에 작용한다. 따라서 압축합력과 인장철근 중심 사이의 거리는 $z = d - \frac{a}{2}$이며, $z = 600 - \frac{160}{2} = 520\text{mm}$이다. 이를 m로 바꾸면 0.52 m이다.

공칭 휨강도: 크기가 같고 방향이 반대인 두 합력이 만드는 모멘트는 합력에 팔길이를 곱한 값이다. 따라서 $M_n = C_c z$이고, $M_n = 1{,}088 \cdot 0.52 = 565.76\text{kN·m}$이다. **공칭강도**를 묻고 있으므로 강도감소계수는 곱하지 않는다. 계산값에 가장 가까운 선택지는 ③의 565 kN · m이다.

NoteBase