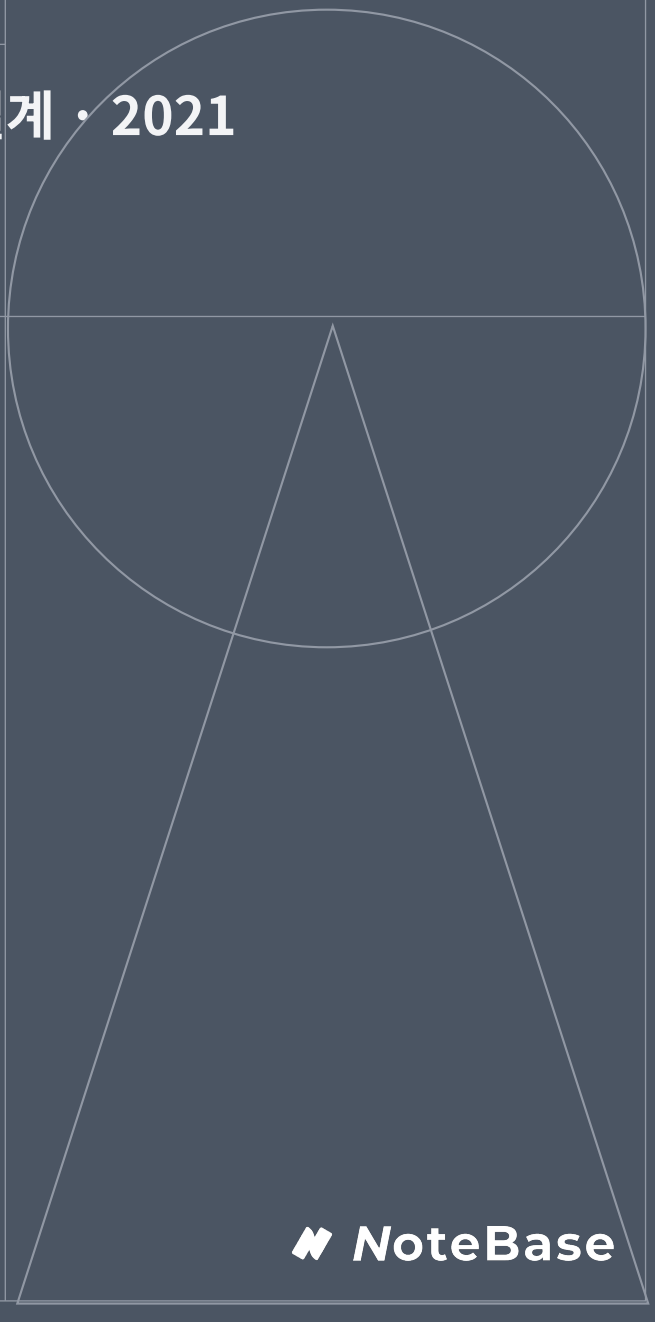
기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2021



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2021

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2021

문 1. 보 또는 슬래브에서 부(−)모멘트에 의해 생긴 인장응력에 대하여 배치하는 철근은?

① 정철근

② 부철근

③ 전단철근

④ 옵셋굽힘철근

정답 2번

간단한 해설

부(−)모멘트로 생기는 인장응력에 저항하도록 보나 슬래브에 배치한 주철근을 **부철근**이라 한다.

공통 해설

보나 슬래브의 휨 인장철근은 저항하는 모멘트의 부호에 따라 정철근과 부철근으로 구분한다. 부(−)모멘트는 부재 상측에 인장응력을 일으키므로, 이 인장응력을 받도록 배치한 주철근이 **부철근**이다. 정철근은 정(+)모멘트에 의한 인장응력에 대응하므로, 이 문항의 부(−)모멘트 조건과 구별된다.

NoteBase

문 2. 철근콘크리트 휨부재를 설계할 경우, 인장철근에 대한 최소 허용 변형률 규정을 두는 이유는? (단, KDS 14 20 20: 2021을 따른다)

① 균열발생을 억제하여 내구성을 증대하기 위함이다.

② 처짐감소를 통해 구조물의 사용성을 증대하기 위함이다.

③ 연성파괴를 유도하여 구조물의 안전성을 증대하기 위함이다.

④ 콘크리트 압축변형률을 증가시켜 보의 휨강도를 증대하기 위함이다.

정답 3번

간단한 해설

인장철근의 변형률에 하한을 두면 콘크리트가 압축파괴되기 전에 **인장철근이 먼저 항복하고 충분히 변형**하도록 유도할 수 있다. 급격한 취성파괴를 피하고 연성파괴를 유도하여 구조물의 안전성을 높이려는 규정이다.

핵심 풀이

철근콘크리트 휨부재의 최소 허용 변형률은 공칭강도 상태에서 인장철근이 확보해야 할 변형률의 하한이다. 인장철근이 먼저 항복한 뒤에도 변형할 여유를 확보하면, 부재가 큰 변형을 보인 후 파괴되는 **연성적인 거동**을 유도할 수 있다. 반대로 인장철근이 충분히 항복하기 전에 압축측 콘크리트가 먼저 파괴되면 변형의 여유가 작은 취성파괴가 발생할 수 있다. 따라서 이 규정의 목적은 연성파괴를 유도하여 구조물의 안전성을 높이는 것이다.

균열 제어를 통한 내구성 확보와 처짐 제한을 통한 사용성 확보는 사용하중 상태에서 검토하는 사항이다. 인장철근의 최소 허용 변형률은 이와 달리 **극한상태에서의 파괴 거동**을 다룬다. 또한 인장철근의 변형률에 하한을 두는 것이므로, 콘크리트의 압축변형률 자체를 증가시켜 휨강도를 높이려는 규정으로 볼 수 없다.

NoteBase

문 3. 구조부재의 단면에 작용하는 부재 내력과 응력에 관한 사항으로 옳지 않은 것은?

① 도심축에 작용하는 인장력은 단면 전체에 균일한 인장응력을 발생시킨다.

② 도심축에 작용하는 압축력은 단면 전체에 균일한 압축응력을 발생시킨다.

③ 보에 작용하는 휨모멘트는 단면의 상하에서 압축력과 인장력을 발생시킨다.

④ 단면에 평행하게 작용하는 전단력은 단면 전체에 균일한 전단응력을 발생시킨다.

정답 4번

간단한 해설

전단력에 의한 전단응력은 일반적으로 단면 내 위치에 따라 **불균일하게 분포**한다. 직사각형 보에서는 위·아래 표면에서 0이고 중립축에서 최대이므로, '단면 전체에 균일한 전단응력'이라는 설명은 잘못되었다.

선지별 해설

① O: 인장력의 작용선이 단면의 도심을 지나면 편심에 의한 휨이 없는 중심인장 상태가 된다. 균질한 직선 부재에서 하중 도입부의 국부적인 영향을 무시하면 **단면 전체에 균일한 인장응력**이 생긴다. 인장력의 크기를 N, 단면적을 A라 하면 응력의 크기는 $\sigma = \frac{N}{A}$이다.

② O: 압축력의 작용선이 단면의 도심을 지나면 중심압축 상태가 된다. 중심인장과 같은 기본적인 축하중 가정에서 압축력이 단면 전체에 고르게 전달되므로 **균일한 압축응력**이 생긴다. 압축력의 크기를 N, 단면적을 A라 하면 응력의 크기는 $\sigma = \frac{N}{A}$이다.

③ O: 휨모멘트는 보를 굽혀 단면의 한쪽은 짧아지고 반대쪽은 길어지게 한다. 따라서 **중립축을 사이에 두고 압축응력과 인장응력**이 발생하며, 이 응력들을 각각 합한 압축력과 인장력이 휨모멘트에 저항한다. 어느 쪽이 압축이고 인장인지는 휨모멘트의 방향에 따라 달라진다.

④ X: 전단력은 단면에 평행한 전단응력을 발생시키지만, 그 크기는 단면의 형상과 위치에 따라 달라져 일반적으로 **균일하지 않다**. 예를 들어 직사각형 보의 전단응력은 높이 방향으로 포물선 분포를 이루어 위·아래 표면에서 0이고 중립축에서 최대이다. 전단력을 단면적으로 나눈 값은 평균 전단응력이며, 단면의 모든 위치에서 실제 전단응력이 그 값과 같다는 뜻은 아니다.

NoteBase

문 4. 철근의 부착에 영향을 주는 요인에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 콘크리트의 강도가 클수록 부착에 유리하다.

② 콘크리트의 다지기가 불충분하면 부착강도가 저하된다.

③ 동일한 철근량을 사용할 경우 지름이 큰 철근을 사용하는 것이 부착에 유리하다.

④ 철근의 피복두께가 충분히 확보되어야 부착강도가 제대로 발휘될 수 있으며, 피복두께가 부족하면 콘크리트의 할렬로 부착 파괴가 유발될 수 있다.

정답 3번

간단한 해설

같은 철근량에서는 **지름이 작은 철근을 여러 개** 사용하는 것이 부착에 유리하다. 철근의 총 단면적이 같아도 지름이 작을수록 콘크리트와 접하는 전체 표면적이 커지기 때문이다.

선지별 해설

① O: 부착은 철근과 콘크리트 사이에서 힘을 전달하여 상대적인 미끄러짐을 억제하는 작용이다. 콘크리트의 강도가 클수록 철근 마디가 주변 콘크리트를 누르는 힘과 콘크리트가 쪼개지려는 힘에 대한 저항이 커져 부착에 유리하다.

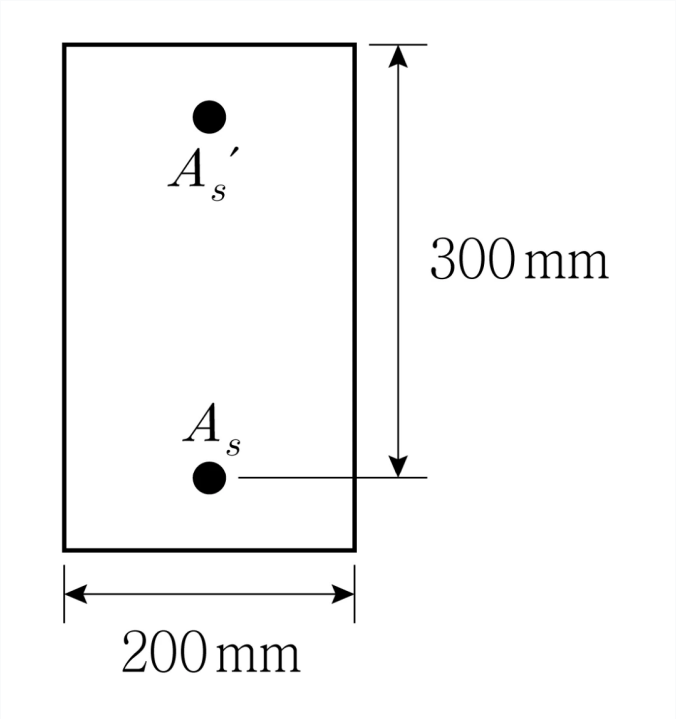
② O: 다지기가 불충분하면 **철근 주변에 공극**이 남아 콘크리트가 철근 표면과 충분히 밀착하지 못한다. 철근 마디와 콘크리트의 맞물림도 제대로 발휘되지 못하므로 부착강도가 저하된다.

③ X: 동일한 철근량에서는 지름이 큰 철근보다 **지름이 작은 철근을 여러 개** 사용하는 것이 부착에 유리하다. 철근의 총 단면적과 묻힘 길이가 같을 때, 작은 지름의 철근을 여러 개 배치하면 콘크리트와 접하는 전체 둘레와 표면적이 커진다. 따라서 같은 힘을 더 넓은 접촉면에 분산하여 전달할 수 있다.

④ O: 이형철근의 마디가 콘크리트에 힘을 전달할 때에는 철근 주변 콘크리트를 바깥쪽으로 벌리려는 힘도 생긴다. 충분한 피복두께는 이러한 힘에 저항하지만, 피복이 얇으면 **철근을 따라 콘크리트가 쪼개지는 할렬**이 발생하기 쉬워 부착 파괴로 이어질 수 있다.

NoteBase

문 5. 그림과 같은 복철근 단순보의 지간 중앙 단면에서 발생한 지속하중에 의한 순간처짐이 15 mm로 측정되었다. 6년 후 지속하중에 의한 추가 장기처짐량[mm]은? (단, $A_s = 1800\ \text{mm}^2$, $A'_s = 600\ \text{mm}^2$, KDS 14 20 30: 2021을 따른다)



① 14

② 15

③ 20

④ 25

정답 3번

간단한 해설

6년은 5년 이상이므로 시간경과계수는 2.0이며, 압축철근비 0.01을 반영한 **추가 장기처짐계수**는 $\frac{4}{3}$이다.

순간처짐 15 mm에 이 계수를 곱하면 추가 장기처짐은 **20 mm**이다.

NoteBase

계산 과정

단면과 압축철근비: 그림에서 폭은 $b = 200$ mm이고, 압축연단인 상단에서 인장철근 중심까지의 **유효깊이**는 $d = 300$ mm이다. 단순보는 지간 중앙의 압축철근비를 사용하므로, 주어진 압축철근량 $A'_s = 600$ mm^{2}를 적용하면 $\rho' = \frac{A'_s}{bd}$이며, $\rho' = \frac{600}{200 \cdot 300} = 0.01$이다.

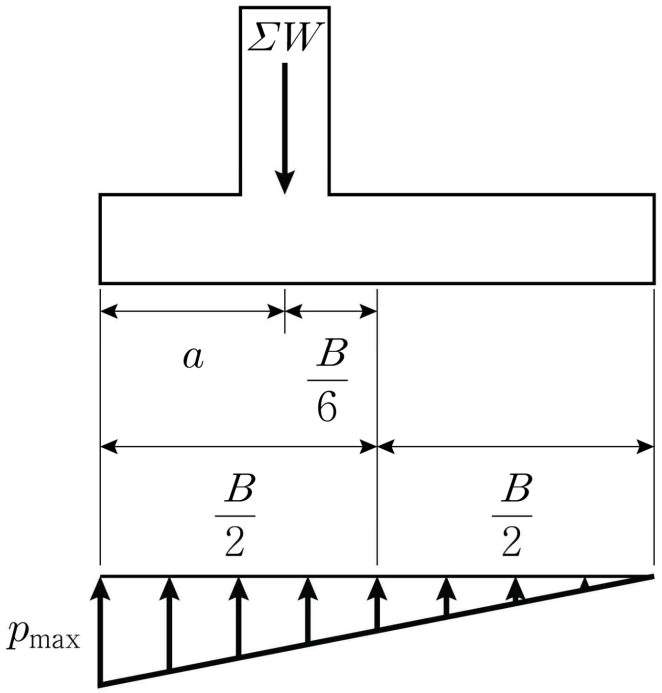
추가 장기처짐 산정식: KDS 14 20 30: 2021의 4.2.1(5), 식 (4.2-4)에 따라 크리프와 건조수축에 의한 추가 장기처짐은 **지속하중에 의한 순간처짐에 계수를 곱하여** 구한다. 순간처짐을 Δ_i, 추가 장기처짐을 Δ_{add}라 두면 $\Delta_{add} = \lambda_\Delta \Delta_i$이고, $\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$이다. 여기서 ξ는 지속하중의 재하기간에 따른 시간경과계수이고, ρ'는 압축철근비이다.

시간경과계수와 배율: 지속기간이 **5년 이상**이면 $\xi = 2.0$이므로, 6년 후에도 이 값을 적용한다. 따라서 $\lambda_\Delta = \frac{2.0}{1 + 50 \cdot 0.01} = \frac{4}{3}$이다. 이 값은 추가 장기처짐이 해당 순간처짐의 몇 배인지를 나타내는 무차원 계수이다.

추가 장기처짐: 측정된 순간처짐은 $\Delta_i = 15$ mm이므로, $\Delta_{add} = \frac{4}{3} \cdot 15 = 20$ mm이다. 구하는 것은 순간처짐에 더해지는 **추가분**이므로, 15 mm를 다시 더하지 않는다. 계산된 20 mm는 ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 6. 합력의 연직성분 $\Sigma W = 300$ kN이 편심거리가 $\frac{B}{6}$인 위치에 작용할 때 $B = 3$ m인 기초 저판에 발생되는 지지력분포는 그림과 같다. 최대 지반 지지력(p_{max})의 크기[kN/m^2]는? (단, 단위폭으로 고려하고, 지반조건은 균일하며, 자중은 무시한다)



① 185

② 190

③ 195

④ 200

정답 4번

간단한 해설

편심거리가 $B/6$이므로 지반 지지력은 한쪽 끝이 0인 **삼각형 분포**가 된다. 따라서 최대 지반 지지력은 평균 지반 지지력의 2배인 **200 kN/m^2**이다.

NoteBase

계산 과정

1. 지지력분포 확인: 그림에서 합력은 저판 중심보다 왼쪽으로 $B/6$만큼 치우쳐 있다. 왼쪽 끝에서 합력까지의 거리는 $a = \frac{B}{2} - \frac{B}{6} = \frac{B}{3}$이다. 지지력은 왼쪽 끝에서 최대이고 오른쪽 끝에서 0인 **삼각형 분포**이다. 삼각형 분포의 합력은 지지력이 큰 쪽에서 밑변 길이의 1/3 지점에 작용하므로 주어진 합력 위치와 일치한다.

2. 연직방향 힘의 평형: 자중을 무시하므로 지반이 저판을 위로 미는 힘의 합은 하향 합력 300 kN과 같아야 한다. **지지력분포의 면적에 단위폭 1 m를 곱한 값**이 지반 반력이다. 저판 폭이 3 m이므로 $\frac{1}{2} \cdot 3 \cdot p_{\max} \cdot 1 = 300$이 성립한다. 지지력의 단위가 $\mathrm{kN/m^2}$이므로 저판 면적을 곱하면 힘의 단위 kN이 된다.

3. 최대 지반 지지력 계산: 위 평형식에서 $p_{\max} = \frac{2 \cdot 300}{3 \cdot 1} = 200\ \mathrm{kN/m^2}$이다. 이는 선택지 ④의 200에 해당한다.

NoteBase

문 7. 프리텐션 방식의 프리스트레스트 콘크리트(PSC)보 제작과정에서 측정한 손실값이 표와 같다. 초기 프리스트레스 힘 P_i = 720 kN인 경우의 유효율 R[%]은?

<프리스트레스의 손실값 측정치>

감소 원인		손실값(kN)
도입 중	콘크리트의 탄성수축 손실	27.0
도입 후	콘크리트의 건조수축 손실	34.0
	콘크리트의 크리프 손실	49.0
	강재의 릴랙세이션 손실	25.0

① 81.3
② 85.0
③ 86.0
④ 88.1

정답 2번

간단한 해설

초기 프리스트레스 힘은 **도입 중의 탄성수축 손실이 이미 반영된 힘**이므로, 도입 후 손실 108 kN만 뺀다. 남는 유효 프리스트레스 힘은 612 kN이며, 초기 힘 720 kN에 대한 유효율은 85.0%이다.

NoteBase

계산 과정

초기 힘의 기준: 초기 프리스트레스 힘 P_i는 도입 중의 즉시손실이 발생한 뒤 긴장재에 남는 힘이다. 따라서 주어진 720 kN에서 **탄성수축 손실 27.0 kN을 다시 빼지 않는다**. 유효 프리스트레스 힘 P_e는 이 초기 힘에서 도입 후의 시간적 손실을 뺀 값이다.

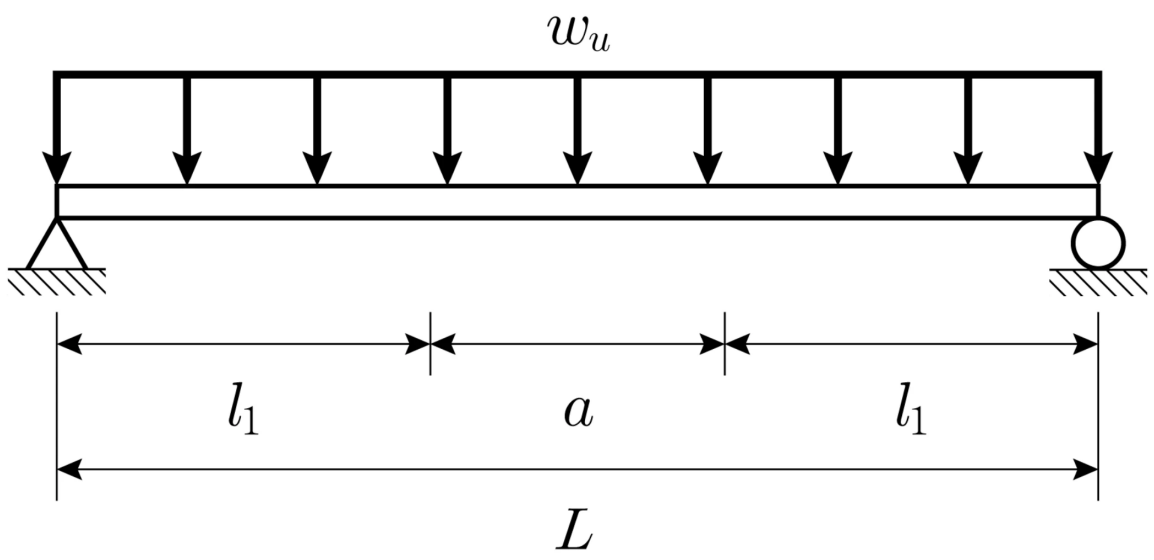
도입 후 손실: 표에서 건조수축 손실은 34.0 kN, 크리프 손실은 49.0 kN, 강재의 릴랙세이션 손실은 25.0 kN이다. 이들은 모두 도입 후에 발생하므로 합산하면 34.0 + 49.0 + 25.0 = 108.0 kN이다. 이는 초기 힘에서 시간이 지나며 추가로 감소하는 힘이다.

유효 프리스트레스 힘: $P_e = P_i - \Delta P$에 도입 후 손실 $\Delta P = 108\text{kN}$을 적용한다. 따라서 $P_e = 720 - 108 = 612\text{kN}$이다.

유효율: 유효율은 **초기 힘을 기준으로 최종적으로 남는 힘의 비율**이므로 $R = \frac{P_e}{P_i} \times 100$이다. 계산하면 $R = \frac{612}{720} \times 100 = 85.0\%$로, ②의 85.0에 해당한다.

NoteBase

문 8. 그림과 같은 단철근 직사각형 단순보에서 전단철근의 배근이 필요 없는 구간 a의 길이[m]는? (단, 보의 단면에서 콘크리트가 부담하는 공칭 전단강도 $V_c = 120$ kN, 자중을 포함한 계수등분포하중 $w_u = 45$ kN/m, $L = 6$ m, KDS 14 20 22: 2021을 따른다.)



① 2.0

② 2.2

③ 2.4

④ 2.6

정답 1번

간단한 해설

전단철근을 생략할 수 있는 범위는 계수전단력의 크기가 **콘크리트 설계전단강도의 절반 이하**인 구간이다. 이 한계값은 45 kN이며, 이를 만족하는 보 중앙 구간의 길이는 2.0 m이다.

NoteBase

계산 과정

1. 전단철근 생략 기준: KDS 14 20 22:2021의 4.3.3(1)에 따라, 최소 전단철근 배치의 예외가 주어지지 않은 이 보에서는 $|V_u| \le \frac{\phi V_c}{2}$인 구간을 구한다. V_u는 계수전단력이고, 전단에 대한 강도감소계수는 $\phi = 0.75$이다. 따라서 생략 가능한 전단력의 한계는 $\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0.75 \cdot 120}{2} = 45$ kN이다. 콘크리트만으로 강도를 만족하는지뿐 아니라 **최소 전단철근의 배치 기준**까지 확인해야 한다.

2. 반력과 전단력: 전 경간에 등분포하중이 작용하는 단순보이므로 양쪽 지점반력은 같다. 각 반력은 $R = \frac{w_u L}{2} = \frac{45 \cdot 6}{2} = 135$ kN이다. 왼쪽 지점에서 거리 x[m]인 단면의 전단력은 $V_u(x) = R - w_u x = 135 - 45x$ kN으로, 중앙까지 선형으로 감소한다. 주어진 하중에는 자중이 이미 포함되어 있으므로 별도로 더하지 않는다.

3. 미배근 구간의 경계: 그림의 l_1은 지점에서 중앙 미배근 구간의 경계까지의 거리이다. 왼쪽 경계에서는 전단력이 한계값 45 kN과 같으므로 $135 - 45l_1 = 45$이다. 이를 풀면 $l_1 = \frac{135 - 45}{45} = 2.0$ m이다. 하중과 지지조건이 대칭이므로 오른쪽 경계도 오른쪽 지점에서 2.0 m 떨어져 있다.

4. 구간 a의 길이: 전체 경간에서 양쪽의 l_1 구간을 빼면 $a = L - 2l_1$이다. 따라서 a = 6 − 2 × 2.0 = 2.0 m이며, ①의 2.0에 해당한다.

NoteBase

문 9. 축방향 철근량이 50,000 mm^2이고, 정사각형 500 mm × 500 mm 단면을 가지는 띠철근 기둥에서, 편심이 없는 순수 축하중을 받는 압축재의 설계축강도 P_d의 최대 크기[kN]는? (단, 콘크리트 설계기준강도 f_{ck} = 30 MPa, 철근의 항복강도 f_y = 400 MPa이고, KDS 14 20 20: 2021을 따른다)

① 12,048

② 13,052

③ 13,868

④ 14,056

정답 2번

간단한 해설

띠철근 기둥의 최대 설계축강도는 순수 축압축 공칭강도에 **강도감소계수 0.65와 최대 축강도 제한계수 0.80**을 함께 적용한다. 주어진 단면의 공칭축강도는 25,100 kN이므로 최대 설계축강도는 13,052 kN이다.

계산 과정

단면적: 전체 단면적을 A_g, 축방향 철근의 총단면적을 A_{st}라 하면, $A_g = 500 \times 500 = 250{,}000\ mm^2$이고 $A_{st} = 50{,}000\ mm^2$이다. 콘크리트가 차지하는 면적은 **전체 단면적에서 철근 면적을 뺀 값**이므로 $A_g - A_{st} = 200{,}000\ mm^2$이다.

공칭축강도: 편심이 없는 축압축에서는 콘크리트와 축방향 철근이 함께 압축력을 부담하므로 두 재료의 부담력을 더한다. 순수 축압축 공칭강도를 P_0라 하면 $P_0 = 0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$이다. 첫 항은 콘크리트의 압축 부담력이고 둘째 항은 철근의 압축 부담력이다.

수치 대입과 단위: 1 MPa = 1 N/mm^2이므로 주어진 강도에 mm^2 단위의 면적을 곱하면 N 단위의 힘이 된다. 콘크리트는 0.85 × 30 × 200,000 = 5,100,000 N, 철근은 400 × 50,000 = 20,000,000 N을 부담한다. 따라서 P_0는 25,100,000 N이며, 1 kN = 1,000 N으로 환산하면 25,100 kN이다.

최대 설계축강도: 순수 축압축을 받는 띠철근 기둥은 압축지배단면이므로 강도감소계수 $\phi = 0.65$를 적용한다. 또한 KDS 14 20 20: 2021의 4.1.2(7)②에 따라 **최대 설계축강도를 추가로 0.80배로 제한**한다. 따라서 $P_{d,\max} = 0.80\phi P_0$이며, 0.80 × 0.65 × 25,100 = 13,052 kN이다. 이는 ②의 13,052 kN과 일치한다.

NoteBase

문 10. 한계상태설계법에 의한 교각 기둥부 내진설계의 심부구속 횡방향철근상세 기준으로 옳지 않은 것은? (단, KDS 24 17 11: 2018을 따른다)

① 소성힌지구간에서 나선철근의 연결은 완전용접이음이나 기계적 연결이 허용되지 않는다.

② 기둥과 기초 사이에 설치되는 첫 번째 심부구속 횡방향철근은 경계면에서 띠철근 간격의 $\frac{1}{2}$ 위치에 배근한다.

③ 사각형 연속띠철근 형태는 양단에 띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 갖는 135° 갈고리를 가져야 하며, 이 갈고리는 축방향철근에 걸리게 하여야 한다.

④ 사각형 심부구속 횡방향철근으로는 하나의 사각형 후프띠철근 또는 중복된 사각형 폐합띠철근을 사용할 수 있으며, 보강띠철근은 후프띠철근과 유사한 크기를 사용하여야 한다.

정답 1번

간단한 해설

소성힌지구간에서 나선철근에 금지되는 이음은 **겹침이음**이다. 나선철근을 연결할 때는 **기계적 연결이나 완전용접이음**으로 하여야 하므로, 이 두 방법이 허용되지 않는다는 설명은 기준과 반대이다.

선지별 해설

심부구속 횡방향철근은 기둥의 심부 콘크리트를 둘러싸서 구속하는 철근이다. 이 문항은 KDS 24 17 11: 2018의 4.6.3.5 '심부구속 횡방향철근상세'에 따른 이음·배근·정착 조건을 묻는다.

① X: KDS 24 17 11: 2018의 4.6.3.5(1)은 소성힌지구간에서 나선철근의 겹침이음을 금지하고, 연결할 때는 **기계적 연결이나 완전용접이음으로 하도록** 규정한다. 따라서 '완전용접이음이나 기계적 연결이 허용되지 않는다'를 '겹침이음은 허용되지 않으며, 기계적 연결이나 완전용접이음으로 연결하여야 한다'로 고쳐야 한다.

② O: 4.6.3.5(8)에 따라 기둥과 기초 사이의 첫 번째 심부구속 횡방향철근은 **경계면에서 띠철근 간격의 절반**인 위치에 배근한다. 경계면부터 첫 철근까지의 거리를 이후 철근 사이의 간격과 구분해야 한다. 예를 들어 띠철근 간격이 100 mm라면 첫 철근은 경계면에서 50 mm 떨어진 위치에 놓는다.

③ O: 4.6.3.5(3)은 사각형 연속띠철근의 양단에 135° 갈고리를 두고, 갈고리의 연장길이를 **띠철근 지름의 6배와 80 mm 중 큰 값 이상**으로 하도록 한다. 두 길이 조건을 모두 충족해야 하며, 갈고리는 축방향철근에 걸리게 하여 단부를 정착시켜야 한다. 각도와 연장길이만 확보하고 축방향철근에 걸지 않는 상세는 이 조건을 충족하지 못한다.

④ O: 4.6.3.5(2)에 따라 사각형 심부구속 횡방향철근은 **하나의 사각형 후프띠철근 또는 중복된 사각형 폐합띠철근**으로 구성할 수 있다. 따라서 하나의 후프만 허용되는 것은 아니며, 중복된 폐합띠철근을 사용하는 방식도 가능하다. 함께 사용하는 보강띠철근은 후프띠철근과 유사한 크기로 하여야 한다.

NoteBase

문 11. 표준트럭하중이 강합성 거더 교량에 작용할 때, 하중이 전달되는 순서로 옳은 것은?

① 바닥판 → 거더 → 전단연결재 → 받침

② 받침 → 거더 → 전단연결재 → 바닥판

③ 거더 → 받침 → 전단연결재 → 바닥판

④ 바닥판 → 전단연결재 → 거더 → 받침

정답 4번

간단한 해설

강합성 거더 교량에서는 바닥판과 강거더 사이의 **전단연결재**가 접합면의 전단력을 전달하여 두 부재가 함께 하중을 지지하게 한다. 거더가 지지점으로 전달한 힘은 받침을 거쳐 하부구조로 전달된다.

올바른 순서

바닥판 → 전단연결재 → 거더 → 받침

바닥판: 표준트럭하중은 먼저 차량을 지지하는 바닥판에 작용한다. 바닥판은 이 하중을 분산하여 아래의 강거더로 전달한다.

전단연결재: 콘크리트 바닥판과 강거더의 접합면에 설치된다. 접합면의 **수평전단력을 전달하고 상대적인 미끄러짐을 억제**하여 바닥판과 거더가 하나의 합성단면으로 하중에 저항하게 한다. 따라서 합성작용을 고려한 전달 순서에서는 바닥판과 거더 사이에 놓인다.

거더: 전단연결재로 바닥판과 연결된 주된 보 부재이다. 바닥판과 함께 휨에 저항하고, 휨과 전단 작용을 통해 하중을 지지점으로 전달한다.

받침: 거더의 지지점에서 **지점반력을 하부구조로 전달**한다. 거더가 전달한 힘을 받아 교각이나 교대로 넘기므로 제시된 부재 중 마지막에 해당한다.

NoteBase

문 12. 복철근 직사각형보에서 압축철근을 배근하는 이유로 옳지 않은 것은?

① 사용하중 하에서 강성을 감소시킨다.

② 지속하중으로 인한 처짐을 감소시킨다.

③ 콘크리트 압축파괴 시 연성을 증가시킨다.

④ 전단철근의 배근 시 지지하는 역할을 하여 시공성을 향상시킨다.

정답 1번

간단한 해설

압축철근은 콘크리트와 함께 압축력을 부담하여 사용하중 하에서 보의 **휨강성을 증가**시킨다. 따라서 '강성을 감소시킨다'는 설명은 반대이다.

선지별 해설

① X: 강성은 하중에 의한 변형에 저항하는 정도이다. 압축철근은 콘크리트보다 탄성계수가 큰 철근이 압축영역에서 함께 저항하도록 하므로, 같은 단면 조건에서 보의 **휨강성을 증가**시킨다. 따라서 '강성을 감소시킨다'는 '강성을 증가시킨다'로 고쳐야 한다.

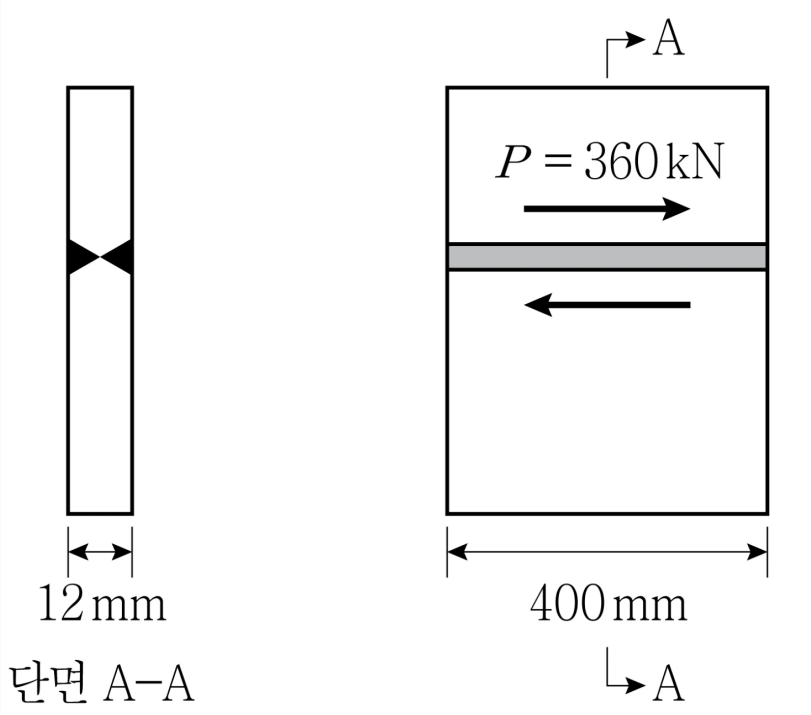
② O: 지속하중이 작용하면 콘크리트에는 시간이 지날수록 변형이 커지는 크리프가 발생한다. 압축철근이 압축력의 일부를 분담하면 콘크리트의 압축응력이 줄어들어 크리프 변형이 억제되므로, **장기처짐이 감소**한다.

③ O: 연성은 파괴에 이르기까지 큰 변형을 견디는 능력이다. 같은 인장철근량에서 압축철근이 압축력을 분담하면 콘크리트가 부담해야 할 압축력이 줄어 중립축 깊이가 작아진다. 그 결과 콘크리트가 압괴될 때의 인장철근 변형률과 단면의 곡률이 커져 **파괴 전 변형 능력**이 증가한다.

④ O: 보의 철근을 조립할 때 압축철근은 스터럽 등 전단철근을 묶어 고정할 수 있는 지지점이 된다. 전단철근이 콘크리트 타설 중에도 **설계된 위치를 유지**하도록 도와 철근 조립과 시공을 쉽게 한다.

NoteBase

문 13. 그림과 같이 맞대기용접연결된 강판에 전단력 P = 360kN이 작용할 때, 용접 이음부의 전단응력 크기[MPa]는?



① $\frac{37.5}{\sqrt{2}}$
② $\frac{75}{\sqrt{2}}$
③ 37.5
④ 75

정답 4번

간단한 해설

그림의 맞대기용접은 **강판 두께 전체**가 전단력에 저항하므로 유효단면적은 400 × 12 = 4,800 mm^2이다.
전단력 360 kN을 이 면적으로 나누면 전단응력은 75 MPa이다.

NoteBase

계산 과정

그림에서 용접 길이는 400 mm, 강판 두께는 12 mm이며, 전단력 P = 360 kN이 용접선과 평행하게 작용한다. 두 강판에 표시된 반대 방향의 힘은 이음부를 서로 미끄러지게 하려는 한 쌍의 힘이므로, 이음부가 전달하는 전단력은 360 kN이다.

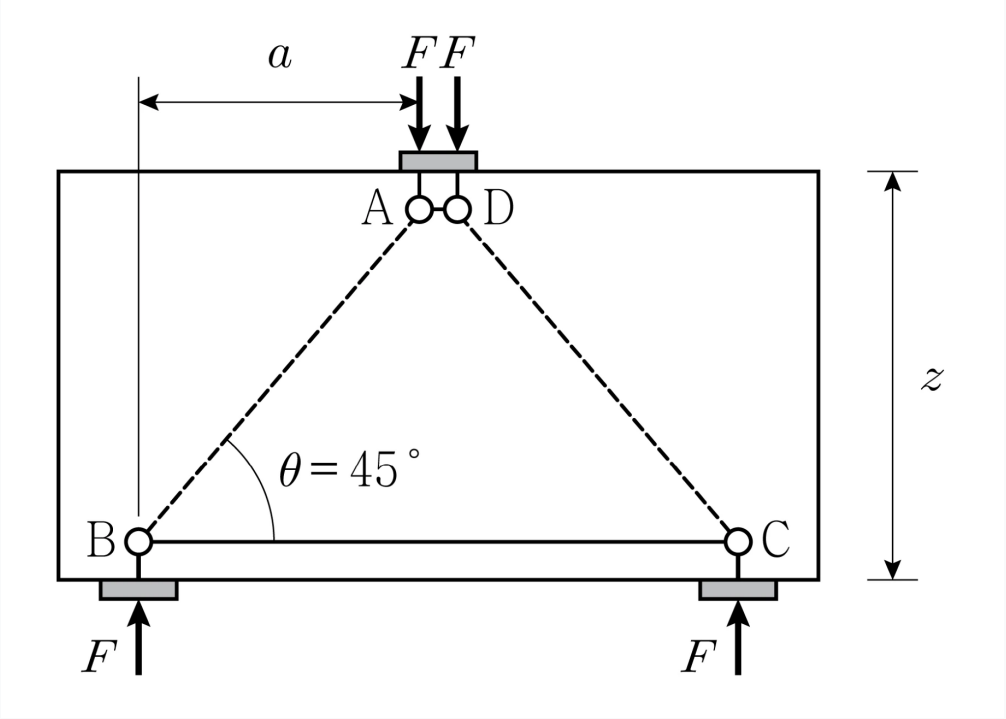
단면 A–A의 맞대기용접은 두께 전체가 이어진 형상이므로 **유효두께를 강판 두께 12 mm**로 취한다. 따라서 전단력에 저항하는 유효단면적 A는 용접 길이와 유효두께의 곱인 $A = 400 \times 12 = 4{,}800\ \text{mm}^2$이다.

이음부의 평균 전단응력은 전단력을 유효단면적으로 나눈 값이므로 $\tau = \frac{P}{A}$를 적용한다. P = 360,000 N을 대입하면 $\tau = \frac{360{,}000}{4{,}800} = 75\ \text{N/mm}^2$이다.

$1\ \text{N/mm}^2 = 1\ \text{MPa}$이므로 전단응력은 75 MPa이며, ④의 값에 해당한다.

NoteBase

문 14. 그림과 같은 깊은 보의 스트럿-타이모델에서 F가 200 kN인 경우, 경사 스트럿 AB의 부재력(㉠)과 수평 타이 BC의 부재력(㉡)을 바르게 연결한 것은? (단, 자중은 무시한다)



① ㉠: 200 kN(압축), ㉡: 200 kN(인장)

② ㉠: 200 kN(인장), ㉡: $200\sqrt{2}$ kN(인장)

③ ㉠: $200\sqrt{2}$ kN(압축), ㉡: 200 kN(인장)

④ ㉠: $200\sqrt{2}$ kN(인장), ㉡: $200\sqrt{2}$ kN(인장)

정답 3번

간단한 해설

절점 B에서 경사 스트럿 AB의 수직성분이 위쪽 반력 200 kN과 평형을 이루므로, AB는 $200\sqrt{2}$ kN의 **압축력**을 받는다. 수평 타이 BC는 AB의 수평성분과 평형을 이루어 **200 kN의 인장력**을 받는다.

NoteBase

계산 과정

절점 B의 평형을 이용한다. 자중은 무시하며, 그림에서 B의 위쪽 지점반력은 F = 200 kN이고 AB와 수평 타이 BC가 이루는 각은 45°이다. 스트럿과 타이의 부재력은 각 부재의 축방향으로 작용한다.

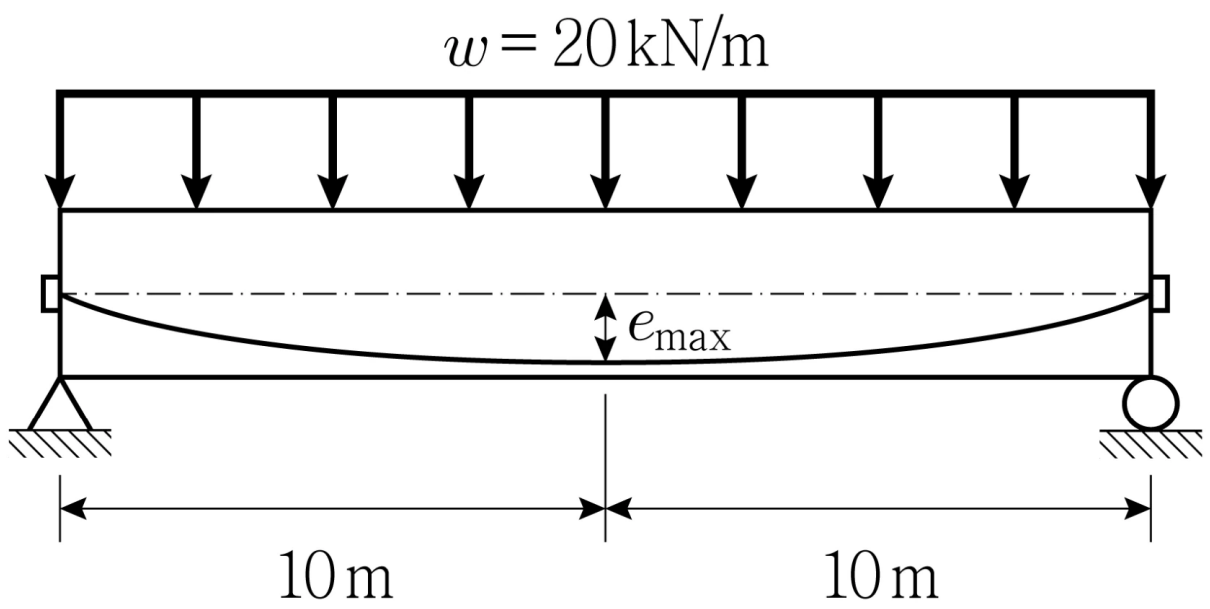
㉠ 경사 스트럿 AB: 부재력의 크기를 C_{AB}라 하자. 위쪽 반력과 평형을 이루려면 AB가 절점 B에 아래쪽 성분의 힘을 가해야 한다. 따라서 AB는 B를 왼쪽 아래로 미는 **압축부재**이다. 수직방향 평형식은 $C_{AB}\sin 45^\circ = 200$이다. 이를 풀면 $C_{AB} = \frac{200}{\sin 45^\circ} = 200\sqrt{2}$ kN이다. 이 값은 수직성분 200 kN이 아니라 경사진 AB의 축방향 힘 전체의 크기이다.

㉡ 수평 타이 BC: 부재력의 크기를 T_{BC}라 하자. AB의 압축력이 B를 왼쪽으로 밀므로 BC는 B를 오른쪽으로 당겨야 한다. 따라서 BC는 **인장부재**이다. 수평방향 평형으로 $T_{BC} = C_{AB}\cos 45^\circ$이며,
$T_{BC} = 200\sqrt{2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 200$ kN이다.

따라서 ㉠은 $200\sqrt{2}$ kN(압축), ㉡은 200 kN(인장)으로, ③의 조합과 일치한다.

NoteBase

문 15. 그림과 같이 곡선 배치 된 PSC 단순보에 프리스트레스 힘 $P = 2,500$ kN이 작용할 때, 부재에 작용하는 하중 w와 평형을 이루는 지간 중앙에서의 최대편심(e_{max}) 거리[m]는? (단, 자중과 프리스트레스 손실은 무시한다)



① 0.40

② 0.45

③ 0.55

④ 0.60

정답 1번

간단한 해설

하중과 평형을 이루려면 지간 중앙에서 **하중에 의한 휨모멘트와 프리스트레스의 편심모멘트**가 서로 상쇄되어야 한다. 전체 지간 20 m를 적용하면 필요한 최대편심은 0.40 m이다.

NoteBase

계산 과정

조건 확인: 그림의 지간은 10 + 10 = 20 m이고, 아래쪽 등분포하중은 w = 20 kN/m이다. 자중과 프리스트레스 손실을 무시하므로 추가 하중 없이 P = 2,500 kN을 그대로 적용한다. 구하는 e_{max}는 지간 중앙에서 부재 중심축과 긴장재 사이의 수직거리이다.

평형 관계: 중심축 아래에 배치된 긴장재는 프리스트레스에 의해 외부 하중의 휨을 상쇄하는 모멘트를 만든다. 중앙의 편심모멘트 크기는 Pe_{max}이므로, 하중평형 조건은 **서로 반대 방향인 두 휨모멘트의 크기가 같은 것**이다. 따라서 $Pe_{max} = M_{max}$로 둔다.

하중에 의한 중앙 모멘트: 전 지간에 등분포하중을 받는 단순보의 최대휨모멘트는 지간 중앙에서 생기며, $M_{max} = \frac{wL^2}{8}$이다. 여기서 L은 **반지간이 아닌 전체 지간**이다. 값을 대입하면 $M_{max} = \frac{20 \cdot 20^2}{8} = 1{,}000$ kN · m 이다. 이 값이 프리스트레스의 편심모멘트로 상쇄해야 할 모멘트이다.

최대편심 계산: $e_{max} = \frac{M_{max}}{P}$이므로 $e_{max} = \frac{1{,}000}{2{,}500} = 0.40$ m이다. 모멘트의 단위 kN·m를 힘의 단위 kN으로 나누므로 거리 단위 m가 된다. 계산된 0.40 m는 ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 16. 프리스트레스트 콘크리트 부재의 설계에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, KDS 14 20 60: 2021과 KDS 24 14 20: 2016을 따른다)

① 설계에서는 프리스트레스에 의하여 발생하는 응력집중을 고려하여야 한다.

② 완전균열단면 휨부재의 사용하중에 의한 응력은 균열환산단면을 사용하여 계산하여야 한다.

③ 긴장재가 그라우팅으로 부착된 후의 단면 특성을 계산할 경우 덕트로 인한 단면적의 손실을 고려하여야 한다.

④ 프리스트레스트 콘크리트 부재의 설계는 프리스트레스를 도입할 때부터 구조물의 수명기간 동안에 모든 재하단계의 강도 및 사용조건에 따른 거동에 근거하여야 한다.

정답 3번

간단한 해설

덕트로 인한 단면적 손실은 긴장재가 **부착되기 전**의 단면 특성을 계산할 때 고려한다. 그라우팅으로 부착된 후에는 덕트를 빈 공간으로 보아 빼는 것이 아니라, **부착된 보강재의 환산단면적**을 반영한다.

선지별 해설

① O: KDS 14 20 60: 2021의 4.1.1(3)은 프리스트레스에 의한 응력집중을 설계에 고려하도록 한다. 특히 정착부에서는 큰 긴장력이 좁은 영역을 통해 콘크리트에 전달되므로 **국부적인 응력집중**을 검토해야 한다. 부재 전체의 평균 압축응력만으로 정착부의 안전성을 판단할 수 없다.

② O: KDS 14 20 60: 2021의 4.1.2(4)에 따라 완전균열단면 휨부재의 사용하중 응력은 **균열환산단면**으로 계산한다. 이는 균열이 생긴 인장측 콘크리트의 인장저항을 무시하고, 철근과 긴장재의 단면적을 탄성계수비에 따라 콘크리트의 등가 단면적으로 환산한 것이다. 균열이 발생한 부분까지 인장력에 저항하는 비균열단면으로 계산해서는 안 된다.

③ X: 덕트로 인한 단면적 손실을 고려해야 하는 시점은 그라우팅으로 부착된 후가 아니라 **긴장재가 부착되기 전**이다. KDS 14 20 60: 2021의 4.1.1(6)은 부착 전 단면 특성을 계산할 때 덕트에 의한 단면적 손실을 고려하도록 한다. KDS 24 14 20: 2016의 4.5.10(1)도 부착 전에는 덕트의 개방된 단면적을 제외하되, 그라우팅된 포스트텐션 부재에서는 부착된 보강재의 환산단면적을 사용하도록 한다. 따라서 그라우팅 후의 덕트를 부착 전과 같은 빈 공간으로 취급하여 단면적에서 빼면 안 된다.

④ O: KDS 14 20 60: 2021의 4.1.1(2)에 따라 설계는 프리스트레스 도입 시점부터 구조물의 수명기간에 걸친 **모든 재하단계의 강도와 사용조건**에 근거해야 한다. 도입 직후와 장기 사용 중에는 콘크리트 강도, 프리스트레스 손실 및 작용하중이 달라지므로, 완성 후 사용단계만 검토해서는 각 단계의 안전성과 사용성을 확보할 수 없다.

NoteBase

문 17. 고장력볼트 마찰접합의 설계미끄럼강도에 영향을 미치는 요인으로 옳지 않은 것은? (단, KDS 14 31 25: 2021을 따른다)

① 설계볼트장력

② 볼트구멍의 종류

③ 마찰면 미끄럼 계수

④ 피접합재의 공칭인장강도

정답 4번

간단한 해설

피접합재의 공칭인장강도는 강판 자체의 파단이나 볼트구멍의 지압강도 검토에 쓰이는 값으로, **설계미끄럼강도의 직접적인 산정인자가 아니다**. 미끄럼에 대한 저항은 볼트가 접합면을 누르는 힘과 마찰면의 미끄럼계수 등을 기준으로 정한다.

선지별 해설

고장력볼트 마찰접합은 볼트를 조여 접합되는 강판들을 밀착시키고, 접합면에 생기는 마찰력으로 하중을 전달한다. 설계미끄럼강도는 이 접합면에서 미끄럼이 발생하는 한계에 대한 설계강도이다.

① O: 설계볼트장력은 볼트의 조임으로 강판들을 누르는 힘의 기준이다. 다른 조건이 같으면 이 장력이 클수록 **접합면의 마찰저항이 커지므로** 미끄럼강도도 커진다.

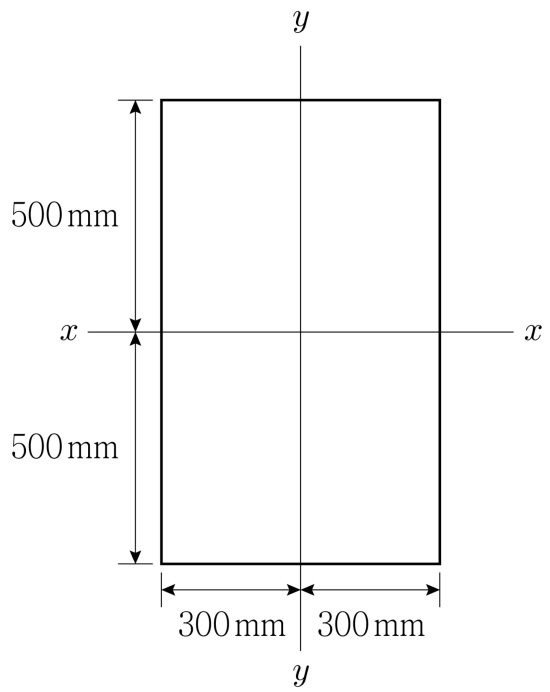
② O: 표준구멍·과대구멍·슬롯구멍 등 **볼트구멍의 종류에 따라 적용하는 저항계수가 달라진다**. 따라서 마찰저항을 산정하는 다른 조건이 같더라도 설계미끄럼강도가 달라질 수 있다.

③ O: 마찰면 미끄럼계수는 접합면의 표면처리 상태 등에 따른 마찰저항 특성을 나타낸다. 같은 조임력과 마찰면 수에서 **미끄럼계수가 클수록 미끄럼강도가 커진다**.

④ X: 피접합재의 공칭인장강도는 접합되는 강판 재료의 인장강도이며, **미끄럼강도 산정에 직접 들어가는 인자가 아니다**. 이 값은 피접합재의 인장파단이나 볼트구멍의 지압강도를 검토할 때 사용한다. 마찰접합에서도 이러한 한계상태는 별도로 검토해야 하지만, 이를 접합면의 미끄럼에 대한 저항과 구별해야 한다.

NoteBase

문 18. 그림과 같은 직사각형 균질단면에서 x축에 대한 회전반경(r_x), 탄성단면계수(S_x), 소성단면계수(Z_x), 형상계수(f)를 각각 계산한 결과로 옳은 것은?



① 회전반경 (r_x)=$500\sqrt{3}$ mm

② 탄성단면계수 (S_x)=10^9 mm^3

③ 소성단면계수 (Z_x)=1.5×10^8 mm^3

④ 형상계수 (f)=0.85

정답 3번

간단한 해설

소성단면계수는 **소성중립축 위아래 각 부분의 면적에 그 도심까지의 거리를 곱해 더한 값**이다. 각 부분의 면적은 300000 mm^2, 도심까지의 거리는 250 mm이므로 $Z_x = 1.5 \cdot 10^8$ mm^3이다.

NoteBase

선지별 해설

그림에서 폭은 b = 300 + 300 = 600 mm, 높이는 h = 500 + 500 = 1000 mm이다. 균질한 직사각형이므로 중심을 지나는 x축이 도심축이며, 최외단까지의 거리 c는 500 mm이다. 단면적은 A = 600 × 1000 = 600000 mm^2이다. x축에 대한 단면2차모멘트는 $I_x = \frac{bh^3}{12}$이므로 $I_x = \frac{600 \cdot 1000^3}{12} = 5 \cdot 10^{10}\ mm^4$이다.

① X: 회전반경은 단면2차모멘트를 단면적으로 나눈 값의 제곱근으로, $r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$이다. 직사각형에서는 $r_x = \frac{h}{\sqrt{12}}$이므로 $r_x = \frac{1000}{\sqrt{12}} = \frac{500\sqrt{3}}{3}$ mm이다. 따라서 선지의 값은 실제 회전반경의 3배이며, 약 288.7 mm로 고쳐야 한다.

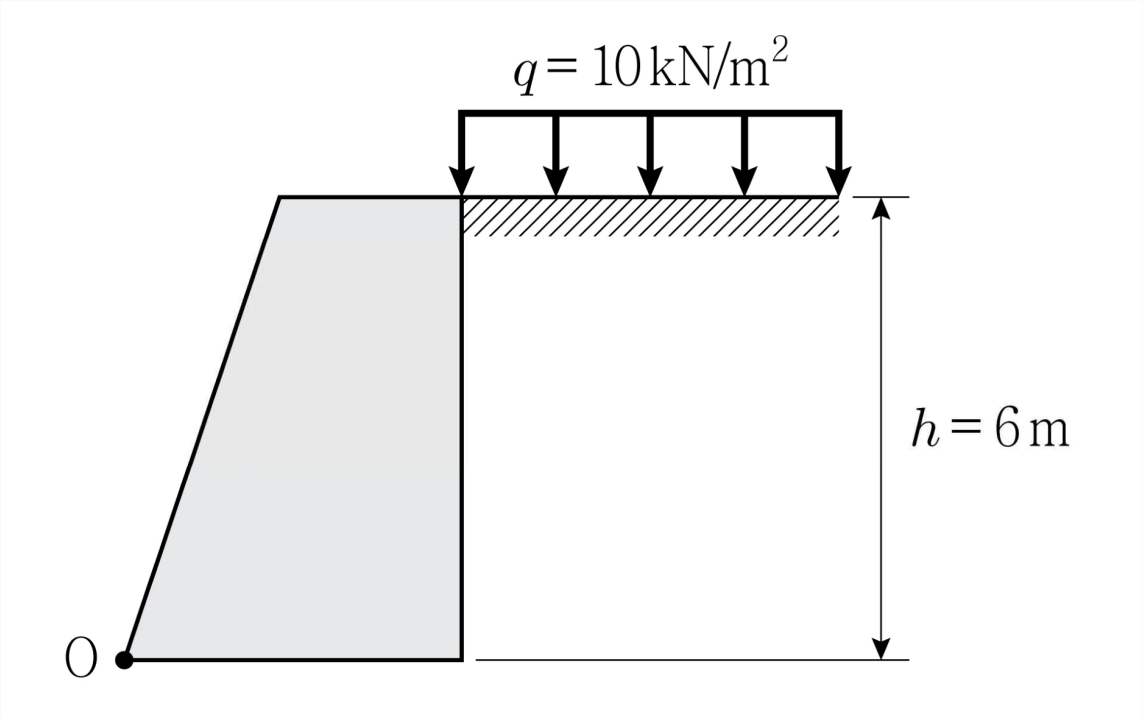
② X: 탄성단면계수는 단면2차모멘트를 **도심축에서 최외단까지의 거리**로 나눈 값이다. 따라서 $S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{5 \cdot 10^{10}}{500} = 10^8\ mm^3$이다. 선지의 $10^9\ mm^3$는 $10^8\ mm^3$로 고쳐야 한다.

③ O: 소성단면계수는 소성중립축에 대한 압축측과 인장측 면적의 단면1차모멘트의 절댓값을 더한 값이다. 이 단면은 상하 대칭이므로 **소성중립축도 중앙의 x축**이다. 위아래 각 직사각형의 면적은 600 × 500 = 300000 mm^2이고, 각 도심은 x축에서 250 mm 떨어져 있다. 따라서 $Z_x = 2 \cdot 300000 \cdot 250$이며, $Z_x = 1.5 \cdot 10^8\ mm^3$로 선지와 일치한다.

④ X: 형상계수는 **소성단면계수를 탄성단면계수로 나눈 비**이다. 따라서 $f = \frac{Z_x}{S_x} = \frac{1.5 \cdot 10^8}{10^8} = 1.5$이다. 직사각형 단면의 형상계수는 0.85가 아니라 1.5이며, 단위는 없다.

NoteBase

문 19. 그림과 같이 높이 6 m인 중력식 옹벽의 상부에 상재하중 $q = 10\text{kN/m}^2$이 작용할 때, 옹벽의 외적 안정검토를 위한 옹벽의 전면 하부(O점)에 작용하는 전도모멘트의 크기[kN · m/m]는? (단, 주동토압계수 $k_a = \frac{1}{3}$, 흙의 단위중량 $\gamma_s = 18\text{kN/m}^3$이고, 지하수위 영향은 무시하며, KDS 11 80 05: 2020을 따른다.)



① 216

② 276

③ 316

④ 356

정답 2번

간단한 해설

흙의 자중에 의한 삼각형 토압과 상재하중에 의한 직사각형 토압은 **작용 높이가 서로 다르다**. O점 기준으로 두 토압의 모멘트를 더하면 216 + 60 = 276 kN·m/m이다.

NoteBase

계산 과정

옹벽 길이 1 m당 전도모멘트를 구한다. 그림에서 배면은 수직이고 지표면은 수평이며, 토압이 작용하는 높이 h는 6 m이다. 지하수위 영향은 무시하므로 흙의 자중과 등분포 상재하중에 의한 수평 주동토압을 나누어 계산한다. 각 토압의 합력에 O점에서 그 작용선까지의 수직거리를 곱하면 모멘트가 된다.

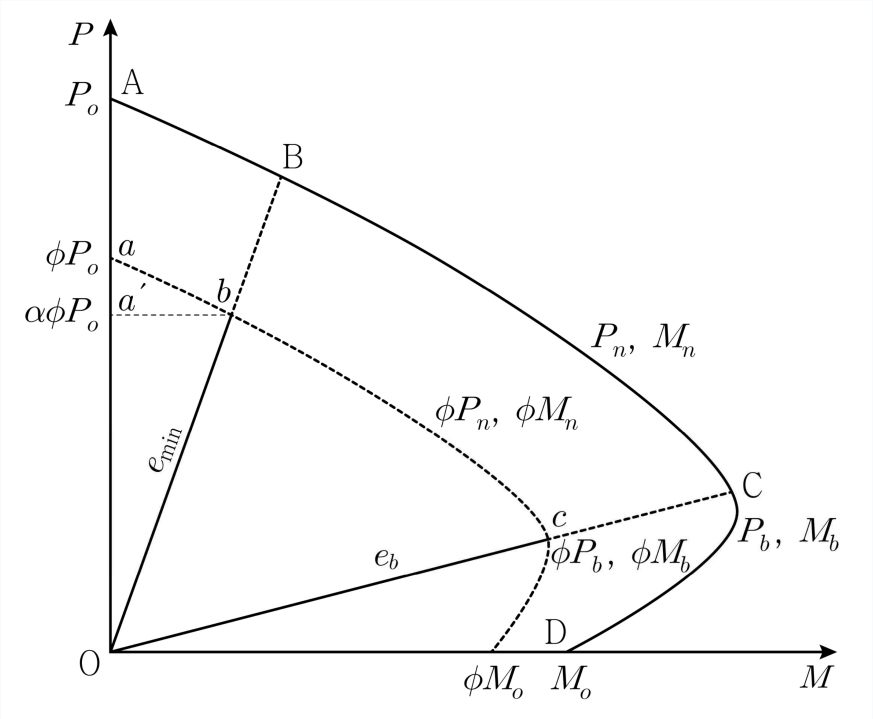
흙의 자중에 의한 토압: 깊이에 비례하여 증가하므로 **삼각형 분포**이다. 바닥에서의 토압강도는 $k_a\gamma_s h$이며, $\frac{1}{3}\cdot 18\cdot 6 = 36$ kN/m^{2}이다. 합력은 이 분포의 면적이므로 $P_s = \frac{1}{2}\cdot 36\cdot 6 = 108$ kN/m이다. 삼각형 분포의 도심은 바닥에서 $\frac{h}{3} = 2$ m 높이에 있으므로, O점 기준 모멘트는 $108 \times 2 = 216$ kN·m/m이다.

상재하중에 의한 토압: q = 10 kN/m^{2}가 지표면에 고르게 작용하므로 추가 수평토압은 깊이와 관계없이 $k_a q$로 일정한 **직사각형 분포**이다. 합력은 $P_q = k_a q h$이며, $\frac{1}{3}\cdot 10\cdot 6 = 20$ kN/m이다. 작용점은 바닥에서 $\frac{h}{2} = 3$ m 높이이므로, O점 기준 모멘트는 $20 \times 3 = 60$ kN·m/m이다.

전체 전도모멘트: 두 수평토압은 모두 O점에 대해 옹벽을 전도시키는 같은 방향으로 작용하므로 모멘트를 더한다. 따라서 216 + 60 = 276 kN·m/m이며, ②의 276에 해당한다.

NoteBase

문 20. 그림과 같은 기둥의 축력과 휨모멘트의 상관곡선(P-M 상관도)에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, P_o는 축방향 압축강도, e_b는 균형편심, e는 휨모멘트와 축력의 비, e_{min}은 최소편심거리, P_d는 설계압축강도, M_d는 설계휨강도이고, KDS 14 20 10 및 KDS 14 20 20: 2021을 따른다)



① $e < e_{min}$ 구간에서의 띠철근 기둥의 설계축하중강도는 $0.80 \times 0.7 \times P_o$이다.

② $e < e_{min}$ 구간에서의 나선철근 기둥의 설계축하중강도는 $0.85 \times 0.7 \times P_o$이다.

③ $e > e_b$이면, P_d와 M_d 조합하중에 대해 설계해야 되지만, 이때의 부재강도는 철근의 강도(인장)로 지배된다.

④ 편심거리 e가 $e_{min} < e < e_b$인 경우, 기둥에 작용하는 P_d과 M_d의 조합하중으로 설계해야 하며, 부재의 강도는 콘크리트의 강도(압축)로 지배된다.

정답 1번

간단한 해설

①의 0.7은 나선철근 기둥에 적용하는 강도감소계수이다. $e < e_{min}$인 띠철근 기둥에는 **강도감소계수 0.65**를 적용하므로, 설계축하중강도는 $0.80 \cdot 0.65P_o$이다.

NoteBase

선지별 해설

그림은 세로축이 축력 P, 가로축이 휨모멘트 M인 상관도이다. 편심거리는 $e = M/P$이므로 축력과 휨모멘트를 함께 고려한다. C와 c는 균형상태를 나타내며, $e = e_b$에서는 인장철근이 항복변형률에 도달하는 동시에 압축 콘크리트가 극한변형률에 도달한다.

① X: $e < e_{min}$에서는 최대 설계축강도를 제한한다. KDS 14 20 20: 2021의 4.1.2(7)②에 따른 띠철근 기둥의 제한값은 $0.80\phi P_o$이다. 여기에 KDS 14 20 10: 2021의 4.2.3(2)②에 따른 **띠철근 압축지배단면의 강도감소계수 0.65**를 적용하면 $0.80 \cdot 0.65P_o$가 된다. 선지의 0.7을 0.65로 고쳐야 한다.

② O: KDS 14 20 20: 2021의 4.1.2(7)①에 따른 나선철근 기둥의 최대 설계축강도는 $0.85\phi P_o$이다. 나선철근 규정을 만족하는 압축지배단면에는 **강도감소계수 0.70**을 적용하므로, $e < e_{min}$ 구간의 제한값은 $0.85 \cdot 0.70P_o$이다. 앞의 0.85는 최대 축강도 제한계수이고 0.70은 강도감소계수로, 서로 역할이 다르다.

③ O: $e > e_b$이면 균형상태보다 축력에 대한 휨모멘트의 비가 크다. 그림에서 균형점 C 이후 D 방향의 구간으로, **인장철근이 먼저 항복**한 뒤 콘크리트가 극한압축변형률에 도달하는 인장파괴 쪽에 해당한다. 따라서 철근의 인장강도가 지배하며, P_d와 M_d를 각각 따로 판단하지 않고 조합하여 설계한다.

④ O: $e_{min} < e < e_b$이면 최소편심 구간을 벗어나므로 축력과 휨모멘트의 상호작용을 고려하여 설계한다. 균형편심보다 편심이 작아 상대적으로 압축의 영향이 크며, **인장철근이 항복하기 전에 콘크리트가 극한압축변형률에 도달**하는 압축파괴 쪽이다. 따라서 부재강도는 콘크리트의 압축강도가 지배한다.

NoteBase