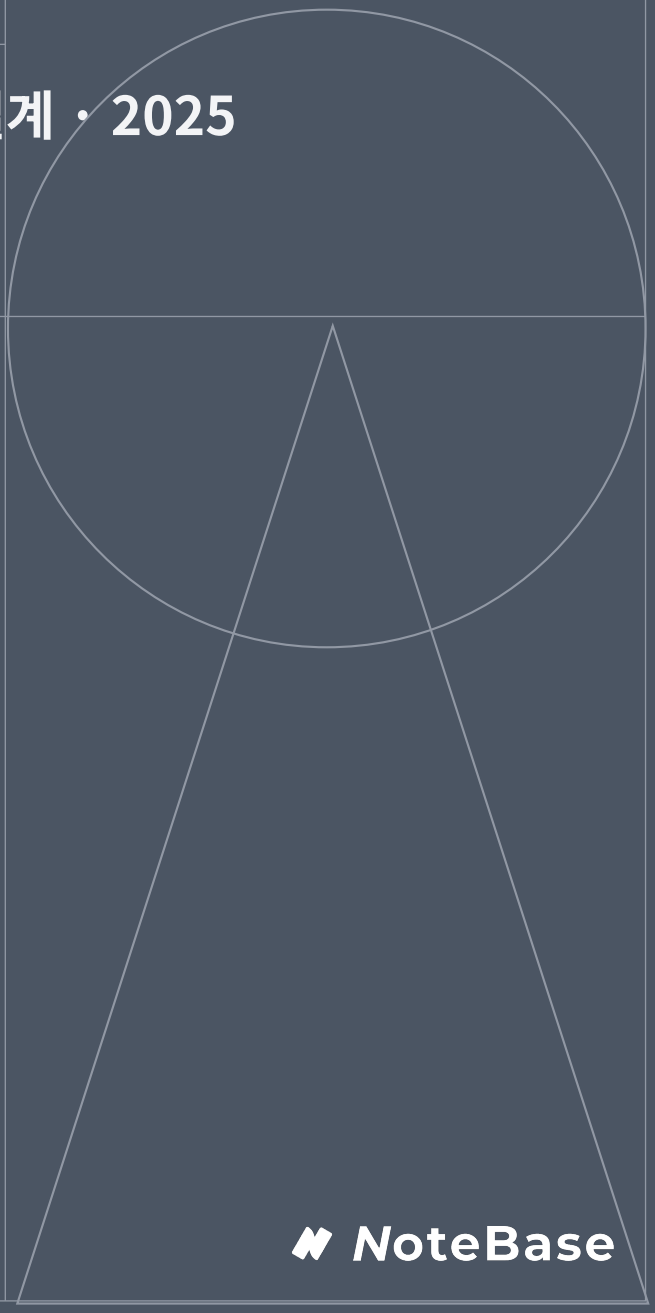
기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2025



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2025

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2025

문 1. 양단이 힌지로 지지된 콘크리트 압축부재의 장주효과를 무시할 수 있는 비지지길이 l_u의 최댓값[mm]은? (단, 압축부재 단면의 최소 회전반경 r은 200 mm이고, 비횡구속 골조의 압축부재이다)

① 1,100

② 2,200

③ 3,300

④ 4,400

정답 4번

간단한 해설

비횡구속 골조는 **세장비가 22 이하**이면 장주효과를 무시할 수 있다. 양단 힌지의 유효길이계수는 1.0이므로, 회전반경 200 mm에 대한 비지지길이의 한계는 4,400 mm이다.

계산 과정

장주효과는 압축부재의 횡변형으로 인해 휨모멘트가 추가로 발생하는 효과이다. 이를 무시할 수 있는지는 세장비 $\frac{kl_u}{r}$로 판단한다. 여기서 k는 단부 지지조건에 따른 유효길이계수, l_u는 비지지길이, r은 단면의 회전반경이다. 문제의 **비횡구속 골조**에는 $\frac{kl_u}{r} \le 22$를 적용한다.

양단이 힌지로 지지된 부재는 유효길이가 비지지길이와 같으므로 **유효길이계수는 1.0**이다. 주어진 최소 회전반경은 200 mm이며, 길이와 회전반경을 모두 mm로 넣으면 세장비는 단위가 없는 값이 된다.

장주효과를 무시할 수 있는 비지지길이의 최댓값은 세장비가 한계값 22에 도달할 때이다. 따라서 $l_{u,\max} = \frac{22r}{k}$이고, $l_{u,\max} = \frac{22 \cdot 200}{1.0} = 4{,}400\,\text{mm}$이다. 이는 ④의 4,400 mm에 해당한다.

NoteBase

문 2. 기타 콘크리트구조 설계기준에서 제시하는 옹벽설계의 안정조건에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 활동에 대한 저항력은 옹벽에 작용하는 수평력의 1.5배 이상이어야 한다.

② 전도에 대한 저항휨모멘트는 횡토압에 의한 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

③ 전도 및 지반지지력에 대한 안정조건은 만족하지만, 활동에 대한 안정조건만을 만족하지 못할 경우에는 활동방지벽 혹은 횡방향 앵커 등을 설치하여 활동저항력을 증대시킬 수 있다.

④ 지반의 지지력은 지반공학적 방법 중 선택하여 적용할 수 있으며, 지반의 내부마찰각, 점착력 등과 같은 특성으로부터 지반의 극한 지지력 q_u를 추정할 수 있다. 다만, 이 경우에 허용지지력 q_a는 $\frac{q_u}{3}$이어야 한다.

정답 2번

간단한 해설

②의 '1.5배'는 **2.0배 이상**으로 고쳐야 한다. 옹벽이 넘어지는 전도에 대해서는 저항휨모멘트가 횡토압에 의한 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 하며, 활동에 적용하는 1.5배와 구별한다.

선지별 해설

KDS 14 20 74의 4.1.1.2 '안정조건'에 따라 활동·전도·지반지지력에 대한 안정성을 구분하여 검토한다.

① O: 활동은 옹벽이 수평력에 의해 미끄러지는 현상이다. 이를 막기 위한 활동저항력은 옹벽에 작용하는 **수평력의 1.5배 이상**이어야 한다. 이는 활동에 대한 안전율을 1.5 이상 확보한다는 뜻이다.

② X: 전도는 횡토압에 의해 옹벽이 넘어지려는 현상이다. 이를 막으려면 저항휨모멘트가 횡토압에 의한 **전도모멘트의 2.0배 이상**이어야 한다. 선지의 '1.5배 이상'은 '2.0배 이상'으로 고쳐야 한다. 활동은 힘의 크기로, 전도는 회전시키는 효과인 모멘트의 크기로 안정성을 검토한다.

③ O: **전도와 지반지지력 조건은 만족하고 활동 조건만 부족한 경우**에는 활동방지벽이나 횡방향 앵커 등을 설치하여 활동저항력을 높일 수 있다. 활동방지벽은 주변 지반의 저항을 이용하고, 횡방향 앵커는 옹벽을 지지하여 수평방향 이동에 저항한다.

④ O: 지반의 내부마찰각·점착력 등 지반특성을 이용하는 지반공학적 방법으로 극한지지력 q_u를 추정할 수 있다. 이 방법에서는 **지지력에 대한 안전율 3**을 적용하여 허용지지력을 $q_a = \frac{q_u}{3}$으로 정한다. 극한지지력을 그대로 허용값으로 쓰지 않고 여유를 두는 것이며, 지반에 발생하는 최대 지반반력이 이 허용지지력을 넘지 않아야 한다.

NoteBase

문 3. 콘크리트 슬래브와 기초판 설계기준에서 제시하는 기초판의 휨모멘트에 대한 설계 시 고려 사항으로 옳지 않은 것은?

① 최대 계수휨모멘트를 계산할 때, 강재 밑판을 갖는 기둥을 지지하는 기초판은 강재 밑판 단부를 위험단면으로 한다.

② 최대 계수휨모멘트를 계산할 때, 콘크리트 기둥, 주각 또는 벽체를 지지하는 기초판은 기둥, 주각 또는 벽체의 외면을 위험단면으로 한다.

③ 1방향 기초판 또는 2방향 정사각형 기초판에서 철근은 기초판 전체 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 한다.

④ 기초판 각 단면의 휨모멘트는 기초판을 자른 수직면에서 그 수직면의 한쪽 전체 면적에 작용하는 힘에 대해 계산하여야 한다.

정답 1번

간단한 해설

강재 밑판을 갖는 기둥의 기초판에서 휨 위험단면은 **기둥 외측면과 강재 밑판 단부의 중간**이다. 밑판 단부 자체를 위험단면으로 삼는다는 표현을 고쳐야 한다.

선지별 해설

① X: 강재 밑판을 갖는 기둥을 지지하는 기초판의 최대 계수휨모멘트는 **기둥 외측면과 강재 밑판 단부의 중간**을 위험단면으로 하여 계산한다. 강재 밑판을 통해 기둥 하중이 기초판에 전달되는 경우에 적용하는 위치이므로, 선지의 '강재 밑판 단부'를 이 중간 위치로 고쳐야 한다.

② O: 콘크리트 기둥, 주각 또는 벽체를 지지하는 기초판의 휨 위험단면은 **기둥·주각·벽체의 외면**이다. 지지부 바깥으로 내민 기초판 부분에는 지반반력 등이 작용하여 휨모멘트가 생기며, 이 부분이 지지부와 만나는 외면에서 최대 계수휨모멘트를 검토한다.

③ O: 1방향 기초판과 2방향 정사각형 기초판은 휨철근을 **기초판 전체 폭에 균등하게** 배치한다. 2방향 정사각형 기초판에서는 두 방향의 철근에 각각 이 원칙을 적용한다. 필요한 철근을 중앙의 일부 폭에만 집중시키는 배치가 아니다.

④ O: 기초판을 수직면으로 잘라 한쪽 부분을 떼어 생각하면, 절단면의 휨모멘트는 **그 한쪽 전체 면적에 작용하는 힘의 모멘트**와 평형을 이루어야 한다. 따라서 각 힘과 절단면까지의 거리를 고려해 모멘트를 합산한다. 절단면에 인접한 일부 면적의 힘만 취하거나 양쪽 면적의 힘을 함께 합산하는 것이 아니다.

NoteBase

문 4. 프리스트레스트 콘크리트구조 설계기준에서 제시하는 설계 원칙으로 옳지 않은 것은?

① 프리스트레스트콘크리트 부재의 설계는 프리스트레스를 도입할 때부터 구조물의 수명 기간 동안에 모든 재하단계의 강도 및 사용조건에 따른 거동에 근거하여야 한다.

② 프리스트레스에 의해 발생되는 부재의 탄·소성변형, 처짐, 길이 변화 및 회전 등에 의해 인접한 구조물에 미치는 영향을 고려하여야 한다. 이때 온도와 수축의 영향도 고려하여야 한다.

③ 설계에서는 프리스트레스에 의하여 발생하는 응력집중을 고려할 필요는 없다.

④ 덕트의 치수가 과대하여 긴장재와 덕트가 부분적으로 접촉하는 경우, 접촉하는 위치 사이에 있어서 부재 좌굴과 얇은 복부 및 플랜지의 좌굴이 발생할 가능성을 검토하여야 한다.

정답 3번

간단한 해설

프리스트레스를 도입하면 힘이 전달되는 부위에 응력이 국부적으로 집중될 수 있다. 따라서 설계에서는 **프리스트레스에 의한 응력집중을 고려하여야 한다**.

선지별 해설

① O: 프리스트레스 도입 시와 이후의 재하단계는 작용하중과 부재의 상태가 서로 다르다. 따라서 도입 시부터 구조물의 수명 기간 동안 **모든 재하단계에서 강도와 사용조건**을 검토하여야 한다. 강도뿐 아니라 균열이나 처짐 등 사용에 지장을 주는 거동도 확인해야 한다.

② O: 프리스트레스로 인한 탄·소성변형, 처짐, 길이 변화 및 회전은 연결된 인접 구조물에도 변위나 힘을 전달할 수 있다. 따라서 부재 자체의 거동과 함께 **인접 구조물에 미치는 영향**을 검토하고, 온도변화와 수축에 의한 변형의 영향도 고려하여야 한다.

③ X: 프리스트레스에 의한 **응력집중을 고려하여야 한다**. 예를 들어 긴장력을 콘크리트에 전달하는 정착부에서는 힘이 좁은 영역에 작용하여 국부적으로 큰 응력이 생길 수 있다. 이로 인한 균열이나 국부 파괴를 방지해야 하므로, '고려할 필요는 없다'를 '고려하여야 한다'로 고친다.

④ O: 덕트가 지나치게 커서 긴장재와 덕트가 부분적으로 접촉하면, 접촉 위치 사이에서 압축을 받는 부재의 안정성을 확인해야 한다. 이때 **부재 전체의 좌굴과 얇은 복부·플랜지의 국부좌굴** 가능성을 모두 검토하여야 한다. 좌굴은 압축을 받는 부재나 판요소가 옆으로 휘어지며 불안정해지는 현상이다.

NoteBase

문 5. 강구조 설계 일반사항(하중저항계수설계법)에서 제시하는 용어에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 커버플레이트: 트러스의 부재, 스트럿, 또는 가새재(브레이싱)를 보 또는 기둥에 연결하는 판요소

② 유효길이계수: 유효좌굴길이와 부재의 비지지길이의 비

③ 국부좌굴: 부재 전체의 파괴를 유발할 수도 있는 압축 판요소의 좌굴

④ 다이아프램: 지지요소에 힘을 전달하도록 이용된 면내 전단강성과 전단강도를 갖고 있는 플레이트

정답 1번

간단한 해설

①의 연결용 판요소는 **거셋플레이트**이다. 커버플레이트는 부재의 플랜지에 덧붙여 단면적·단면계수·단면2차모멘트를 증가시키는 보강용 판이다.

선지별 해설

① X: 트러스 부재, 스트럿 또는 가새재를 보나 기둥에 연결하는 판요소는 **거셋플레이트**이다. 커버플레이트는 부재의 플랜지에 용접하거나 볼트로 접합하여 단면적·단면계수·단면2차모멘트를 증가시키는 판이다. 부재 사이의 연결을 위한 판과 부재 단면을 보강하는 판을 구별해야 한다.

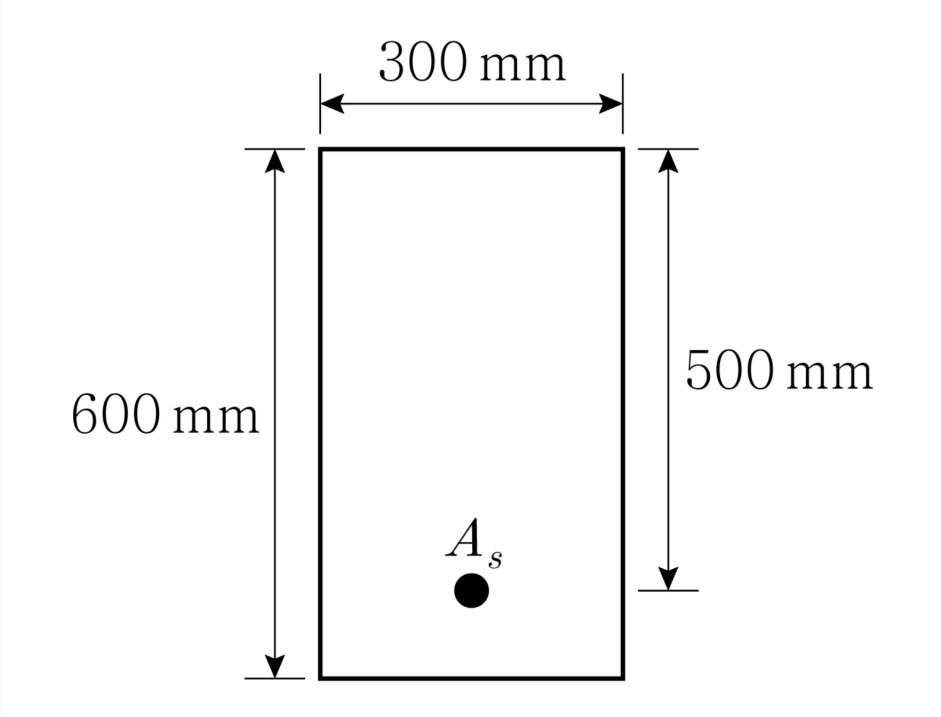
② O: 유효길이계수는 **비지지길이에 대한 유효좌굴길이의 비**이다. 비지지길이는 부재가 중간 지지 없이 놓인 구간의 길이이고, 유효좌굴길이는 실제 지지조건에서의 좌굴강도를 같은 강도의 양단 힌지 기둥 길이로 환산한 것이다. 따라서 유효길이계수는 지지조건 등이 좌굴에 미치는 영향을 길이의 배수로 나타낸 무차원 값이다.

③ O: 국부좌굴은 플랜지나 웨브처럼 단면을 구성하는 **압축 판요소의 좌굴**이다. 부재 전체가 휘어지는 전체좌굴과 달리 판요소에서 발생하지만, 그 부분의 하중 저항능력이 떨어지면 부재 전체의 파괴로 이어질 수도 있다. '국부'라는 말은 좌굴이 발생하는 범위를 뜻하며, 파괴의 영향까지 그 부분에 한정한다는 뜻은 아니다.

④ O: 다이아프램은 **면내 전단강성과 전단강도**를 이용하여 지지요소에 힘을 전달하는 판이다. 면내는 판의 평면 안쪽 방향을 뜻한다. 전단강성은 전단변형에 저항하는 성질이고, 전단강도는 전단력에 견디는 능력으로, 이 두 성질을 통해 힘을 지지요소로 전달한다.

NoteBase

문 6. 그림과 같은 철근콘크리트보 단면의 균열휨모멘트 M_{cr} [kN · m]은?
(단, 콘크리트의 파괴계수 f_r은 4 MPa이다)



① 36
② 54
③ 72
④ 90

정답 3번

간단한 해설

균열휨모멘트는 콘크리트의 인장연단 응력이 파괴계수에 도달할 때의 모멘트이다. **전체 높이 600 mm인 콘크리트 단면**으로 계산하면 72 kN·m이며, 철근 위치까지의 유효깊이 500 mm는 사용하지 않는다.

NoteBase

계산 과정

1. 단면 치수: 그림에서 폭 b = 300 mm, 전체 높이 h = 600 mm이다. 500 mm는 상단에서 인장철근 중심까지의 유효깊이 d이다. 균열휨모멘트는 **철근을 무시한 콘크리트 전체 단면**의 성질로 계산하므로 h = 600 mm를 사용한다.

2. 균열 발생 조건: 휨에 의한 인장연단 응력은 $\sigma_t = \frac{My_t}{I_g}$이다. 이 응력이 콘크리트의 파괴계수 f_r에 도달하면 균열이 시작되므로 $M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$이다. 여기서 I_g는 콘크리트 전체 단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트, y_t는 그 도심축에서 인장연단까지의 거리이다.

3. 단면 성질: 직사각형의 도심축은 높이의 중앙에 있으므로 $y_t = \frac{600}{2} = 300$ mm이다. 단면2차모멘트는 $I_g = \frac{bh^3}{12}$이며, 수치를 넣으면 $I_g = \frac{300 \cdot 600^3}{12}$, 즉 $5.4 \cdot 10^9$ mm^{4}이다.

4. 모멘트 계산과 단위 환산: 주어진 파괴계수는 $f_r = 4$ MPa $= 4$ N/mm^{2}이다. 따라서 $M_{cr} = \frac{4 \cdot 5.4 \cdot 10^9}{300}$, 즉 $72 \cdot 10^6$ N · mm이다. 1 kN · m $= 10^6$ N · mm이므로 균열휨모멘트는 72 kN · m이며, ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 7. 큰 처짐에 의해 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지하지 않는 1방향 캔틸레버 슬래브에서 처짐을 계산하지 않을 때, 슬래브의 최소 두께[mm]는? (단, 슬래브의 길이 l은 3 m, 보통중량 콘크리트이고, 철근의 설계기준항복강도 f_y는 400 MPa이다)

① 200

② 250

③ 300

④ 350

정답 3번

간단한 해설

처짐을 계산하지 않는 1방향 캔틸레버 슬래브의 최소 두께는 **길이의 1/10**이다. 주어진 콘크리트와 철근 조건에서는 보정이 필요 없으므로, 길이 3 m에 대한 최소 두께는 300 mm이다.

계산 과정

적용 조건: 큰 처짐에 의해 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지하지 않는 1방향 캔틸레버 슬래브이다. 이 조건에서는 처짐을 직접 계산하는 대신 **최소 두께 기준**을 적용할 수 있다.

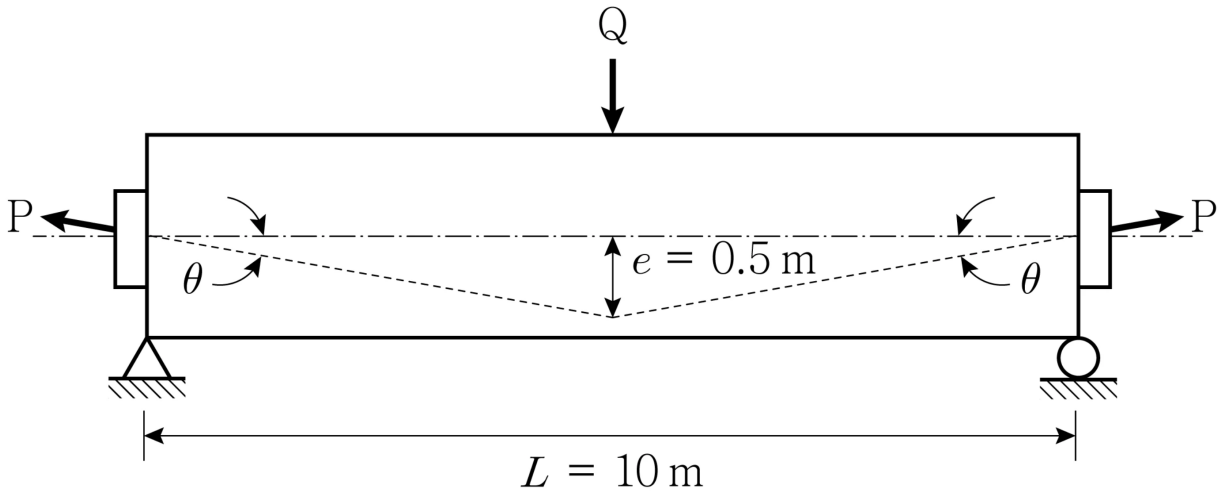
최소 두께 식: 슬래브 전체 두께를 h, 길이를 l이라 하면 캔틸레버 슬래브의 기준은 $h \geq \frac{l}{10}$이다. 이는 처짐 계산을 생략하기 위해 확보해야 하는 두께이다. 이 기준값은 **보통중량 콘크리트와 항복강도 400 MPa의 철근**에 대한 값이므로, 문제에서는 재료 조건에 따른 보정을 하지 않는다.

단위 환산과 계산: 요구 단위가 mm이므로 길이를 3 m = 3,000 mm로 환산한다. 최소 두께는 $h_{\min} = \frac{3{,}000}{10} = 300\text{mm}$이다.

따라서 최소 두께는 300 mm이며, ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 8. 그림과 같이 지간 중앙에 집중하중 Q = 50 kN이 작용하는 프리스트레스트콘크리트 단순보의 지간 중앙에서 휨모멘트의 크기 [kN·m]는? (단, 프리스트레스 힘 P는 100 kN이고, sinθ ≃ tanθ이며, 보의 자중과 프리스트레스 손실은 무시한다)



① 50

② 75

③ 100

④ 125

정답 2번

간단한 해설

중앙에서 꺾인 긴장재는 보에 **위쪽으로 20 kN**의 힘을 가하여 집중하중의 효과를 줄인다. 이 상향력이 만드는 휨모멘트 50 kN·m를 하향하중의 휨모멘트 125 kN·m에서 빼면 75 kN·m이다.

NoteBase

계산 과정

그림에서 지간 L = 10 m, 중앙 편심거리 e = 0.5 m이고, 긴장재는 양 끝에서 중앙까지 직선으로 배치되어 있다. 반지간은 5 m이므로 $\tan\theta = \frac{e}{L/2} = \frac{0.5}{5} = 0.1$이다. 주어진 근사조건에 따라 $\sin\theta \simeq 0.1$로 계산한다.

긴장재가 중앙의 절곡점에서 보를 끌어올리는 힘은 좌우 인장력의 수직성분을 합한 값이다. 프리스트레스 손실을 무시하므로 P = 100 kN을 그대로 사용하며, 상향력은 $U = 2P\sin\theta \simeq 2 \cdot 100 \cdot 0.1 = 20\text{kN}$이다. 양 끝의 수직성분은 지점 위치에 작용하므로 지간 내부의 휨모멘트에는 직접 기여하지 않는다.

중앙 집중하중을 받는 단순보에서는 양 지점이 하중을 절반씩 분담하므로 중앙 휨모멘트는 하중에 반지간을 곱한 뒤 2로 나눈 값이다. 자중을 무시할 때 하향하중 Q = 50 kN에 의한 중앙 휨모멘트는 $M_Q = \frac{QL}{4} = \frac{50 \cdot 10}{4} = 125\text{kN}\cdot\text{m}$이다.

중앙 상향력 U = 20 kN이 만드는 휨모멘트는 **하향하중에 의한 휨모멘트와 방향이 반대**이다. 그 크기는 $M_P = \frac{UL}{4} = \frac{20 \cdot 10}{4} = 50\text{kN}\cdot\text{m}$이므로 두 효과를 빼서 합성한다. 중앙 휨모멘트의 크기는 125 − 50 = 75 kN·m로, ②의 75에 해당한다.

NoteBase

문 9. 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck}가 20 MPa인 단철근 직사각형 보 단면의 균형철근비가 0.03이다. 동일한 보 단면에 대하여 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck}만 40 MPa로 변경되었을 때, 균형철근비는?

① 0.03

② 0.04

③ 0.05

④ 0.06

정답 4번

간단한 해설

20 MPa와 40 MPa는 모두 40 MPa 이하이므로 응력블록 계수와 콘크리트 극한변형률이 같다. 철근의 성질도 같아 균형철근비는 **콘크리트 압축강도에 비례**하므로, 강도가 2배가 되면 균형철근비도 0.03의 2배인 0.06이 된다.

계산 과정

균형철근비는 압축연단 콘크리트가 극한변형률에 도달할 때 인장철근도 동시에 항복하는 철근비이다. 단철근 직사각형 보에서 압축력과 인장력의 평형 및 변형률 적합조건을 적용하면 $\rho_b = \frac{0.85\eta\beta_1 f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_y}$이다. 여기서 f_y는 철근의 항복강도, ε_y는 철근의 항복변형률, ε_{cu}는 콘크리트의 극한변형률이다. η와 β_1은 각각 등가 직사각형 압축응력블록의 응력 크기와 깊이를 정하는 계수이다.

설계기준압축강도가 **40 MPa 이하인 두 경우**에는 $\eta = 1.00$, $\beta_1 = 0.80$, $\varepsilon_{cu} = 0.0033$으로 같다. 또한 콘크리트 압축강도만 변경하므로 철근의 항복강도와 항복변형률도 변하지 않는다. 따라서 위 식에서 변하는 것은 f_{ck}뿐이며, 균형철근비의 증가 배율은 압축강도의 증가 배율과 같다.

변경 전후 균형철근비를 각각 $\rho_{b,1}$, $\rho_{b,2}$라 하면 $\frac{\rho_{b,2}}{\rho_{b,1}} = \frac{40}{20} = 2$이다. 두 강도의 단위가 모두 MPa이므로 단위 변환 없이 비를 구한다. 따라서 $\rho_{b,2} = 0.03 \times 2 = 0.06$이며, 이는 ④의 값과 일치한다. 철근비는 면적을 면적으로 나눈 무차원량이므로 0.06은 6%를 뜻한다.

NoteBase

문 10. 프리스트레스트 콘크리트구조 설계기준에서 제시하는 긴장재의 긴장 시 허용 인장응력의 최댓값은? (단, f_{pu}는 긴장재의 설계기준 인장강도, f_{py}는 긴장재의 설계기준항복강도이고, 긴장재나 정착장치 제조자가 제시하는 최댓값은 f_{pu}이다)

① 0.70 f_{pu}

② 0.90 f_{py}

③ 0.74 f_{pu}와 0.82 f_{py} 중 작은 값

④ 0.80 f_{pu}와 0.94 f_{py} 중 작은 값

정답 4번

간단한 해설

긴장 시에는 $0.80f_{pu}$와 $0.94f_{py}$를 모두 넘지 않아야 하므로 **두 값 중 작은 값**이 허용 인장응력의 최댓값이다. 제조자 한계인 f_{pu}는 $0.80f_{pu}$보다 커서 이 제한을 더 낮추지 않는다.

핵심 풀이

KDS 14 20 60의 4.2.2(1)에 따르면, **긴장을 할 때** 긴장재의 인장응력은 $0.80f_{pu}$ 이하이면서 $0.94f_{py}$ 이하이어야 한다. 여기서 f_{pu}는 설계기준 인장강도, f_{py}는 설계기준항복강도이다. 서로 다른 강도를 기준으로 한 두 제한을 동시에 만족해야 하므로, 허용 최댓값은 두 값 중 작은 값이다.

긴장재나 정착장치 제조자가 제시하는 최댓값도 넘을 수 없다. 이 문제에서는 그 값이 f_{pu}이므로, $0.80f_{pu}$보다 큰 제조자 한계가 추가로 지배하지 않는다. 따라서 허용 인장응력의 최댓값은 $0.80f_{pu}$와 $0.94f_{py}$ 중 작은 값이다.

③의 $0.74f_{pu}$와 $0.82f_{py}$ 중 작은 값은 같은 기준 4.2.2(2)의 **프리스트레스 도입 직후**에 적용하는 제한이다. 긴장재를 당기는 '긴장 시'와 콘크리트에 프리스트레스를 전달한 '도입 직후'를 구분해야 한다.

NoteBase

문 11. 콘크리트구조 정착 및 이음 설계기준에서 제시하는 표준갈고리를 갖는 인장 이형철근의 기본정착길이 l_{hb} [mm]는? (단, 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck}는 36 MPa, 철근의 설계기준항복강도 f_y는 300 MPa, 철근의 공칭지름 d_b는 25 mm이고, 아연도금 또는 도막되지 않은 철근이며, 보통중량 콘크리트이다)

① 275

② 300

③ 325

④ 350

정답 2번

간단한 해설

표준갈고리를 갖는 인장 이형철근에는 $l_{hb} = \frac{0.24\beta d_b f_y}{\lambda\sqrt{f_{ck}}}$를 적용한다. 주어진 철근과 보통중량 콘크리트의 조건에서 **두 계수는 모두 1.0**이므로 기본정착길이는 300 mm이다.

계산 과정

표준갈고리를 갖는 인장 이형철근의 기본정착길이는 KDS 14 20 52의 4.1.5(2)에 따라 $l_{hb} = \frac{0.24\beta d_b f_y}{\lambda\sqrt{f_{ck}}}$로 구한다. 여기서 f_y는 철근의 설계기준항복강도, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도, d_b는 철근의 공칭지름이다. 강도를 MPa, 지름을 mm로 넣으면 길이가 mm로 계산된다.

계수 결정: 아연도금 또는 도막되지 않은 철근이므로 도막계수는 $\beta = 1.0$이고, **보통중량 콘크리트**이므로 경량콘크리트계수는 $\lambda = 1.0$이다. 여기에 $f_y = 300$ MPa, $f_{ck} = 36$ MPa, $d_b = 25$ mm를 사용한다.

수치 대입: 콘크리트 압축강도에는 **제곱근을 취해 분모에 적용**하므로 $\sqrt{36} = 6$이다. 따라서 $l_{hb} = \frac{0.24 \cdot 1.0 \cdot 25 \cdot 300}{1.0 \cdot 6} = 300$ mm이다.

계산된 기본정착길이 300 mm는 ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 12. 콘크리트구조 전단 및 비틀림 설계기준에서 제시하는 철근콘크리트 부재의 전단철근에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, $V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_{ck}}b_w d$, V_s는 철근의 공칭전단강도, λ는 경량콘크리트 계수, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도, b_w는 부재의 복부 폭, d는 부재 단면의 유효깊이이다)

① $V_s > 2V_c$인 경우 부재축에 직각으로 배치된 전단철근의 간격은 $\frac{d}{3}$ 이하로 감소시켜야 한다.

② $V_s \le 2V_c$인 경우 부재축에 직각으로 배치된 전단철근의 간격은 $\frac{d}{2}$ 이하이고, 600 mm 이하이어야 한다.

③ 주인장철근에 45° 이상의 각도로 설치되는 스터럽을 사용할 수 있다.

④ $V_s \le 2V_c$인 경우 경사스터럽과 굽힘철근은 부재의 중간 높이인 $0.5d$에서 반력점 방향으로 주인장철근까지 연장된 45° 선과 한 번 이상 교차되도록 배치하여야 한다.

정답 1번

간단한 해설

$V_s > 2V_c$이면 전단철근의 최대 간격을 **기본 제한의 절반**으로 줄여야 한다. 따라서 부재축에 직각인 전단철근은 $\frac{d}{3}$ 이하가 아니라 $\frac{d}{4}$ **이하이면서 300 mm 이하**로 배치해야 한다.

선지별 해설

① X: KDS 14 20 22의 4.3.2(3)은 V_s가 $\frac{1}{3}\lambda\sqrt{f_{ck}}b_w d$를 초과하면 최대 간격을 절반으로 줄이도록 한다. 문제에서 주어진 V_c에 따르면 이 경계값은 $2V_c$이다. 철근콘크리트 부재의 기본 간격 제한은 $\frac{d}{2}$ 이하이면서 600 mm 이하이므로, 이를 각각 절반으로 줄이면 $\frac{d}{4}$ **이하이면서 300 mm 이하**가 된다. 선지의 $\frac{d}{3}$은 이 강화된 간격 제한과 다르다.

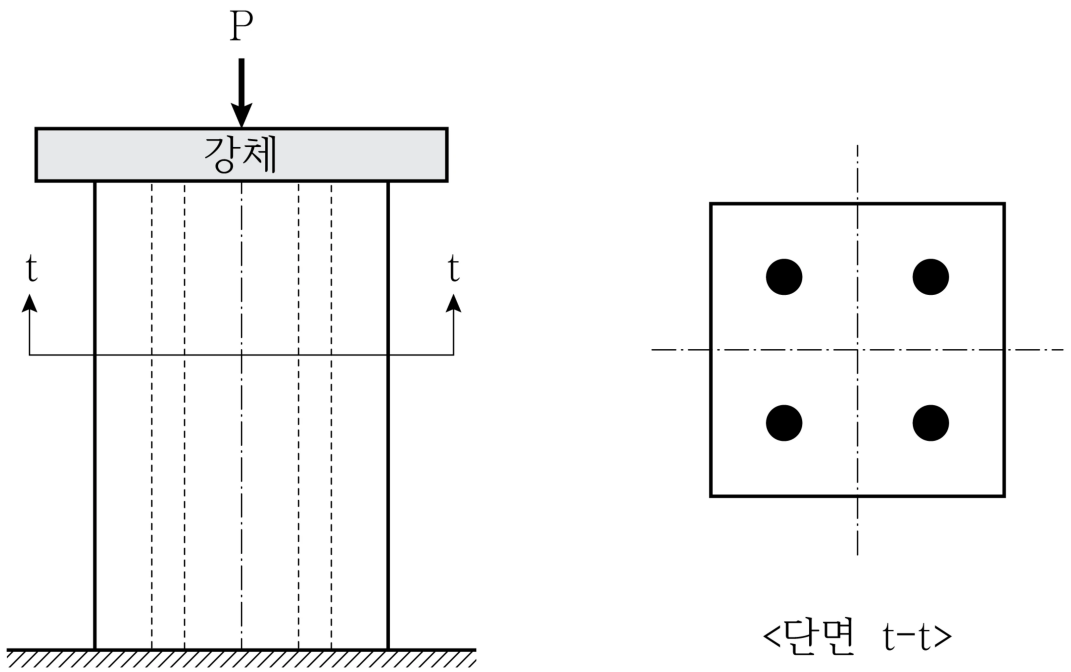
② O: $V_s \le 2V_c$이면 최대 간격을 절반으로 줄이는 조건에 해당하지 않는다. 따라서 4.3.2(1)에 따라 부재축에 직각인 전단철근의 간격은 $\frac{d}{2}$ 이하이고 600 mm 이하이어야 한다. 두 제한은 **동시에 만족**해야 하므로, 유효깊이의 절반과 600 mm 중 작은 값이 최대 간격이 된다.

③ O: 4.3.1(2)①은 철근콘크리트 부재에서 **주인장철근과 45° 이상의 각도**를 이루는 스터럽을 전단철근으로 사용할 수 있도록 한다. 스터럽은 전단균열을 가로질러 인장력으로 전단에 저항하므로, 부재축에 직각인 형태뿐 아니라 기준에서 허용하는 경사 형태도 사용할 수 있다.

④ O: $V_s \le 2V_c$인 경우 4.3.2(2)의 기본 배치 조건을 적용한다. 경사스터럽과 굽힘철근은 부재의 중간 높이인 $0.5d$에서 **반력점 방향으로 주인장철근까지 연장한 45° 선**과 한 번 이상 교차하도록 배치해야 한다. 이는 전단균열이 생길 수 있는 경로를 철근이 가로지르도록 하는 조건이다.

NoteBase

문 13. 그림과 같이 중심축하중 P가 작용하는 철근콘크리트 기둥에서 철근과 콘크리트가 각각 부담하는 축하중의 비는? (단, 콘크리트의 단면적 A_c는 종방향 철근의 전체단면적 A_{st}의 13배, 철근의 탄성계수 E_s는 콘크리트의 탄성계수 E_c의 8배이고, 작용하중은 단면 전체에 균등하게 작용하며, 철근콘크리트 기둥은 철근과 콘크리트가 완전부착되어 선형탄성의 일체거동을 하는 단주이다)



① 철근: 10, 콘크리트: 11

② 철근: 8, 콘크리트: 13

③ 철근: 6, 콘크리트: 15

④ 철근: 4, 콘크리트: 17

정답 2번

간단한 해설

완전부착되어 함께 변형하므로 철근과 콘크리트의 **축방향 변형률이 같다**. 선형탄성 범위에서 각 재료의 부담 축하중은 탄성계수와 단면적의 곱에 비례하므로, 철근과 콘크리트의 축하중 비는 8 : 13이다.

NoteBase

계산 과정

1. 변형률의 관계: 그림은 강체를 통해 중심축하중 P를 받는 철근콘크리트 단주이다. 철근과 콘크리트가 완전부착되어 일체로 거동하므로 같은 길이에서 줄어드는 양이 같다. 따라서 철근의 축방향 변형률을 ε_s, 콘크리트의 축방향 변형률을 ε_c라 하면 **변형률 적합조건**은 $\varepsilon_s = \varepsilon_c = \varepsilon$이다.

2. 응력의 관계: 압축응력과 압축변형률을 크기로 나타내면, 선형탄성 조건에서 훅의 법칙에 따라 $\sigma_s = E_s\varepsilon$, $\sigma_c = E_c\varepsilon$이다. 주어진 $E_s = 8E_c$를 적용하면 $\frac{\sigma_s}{\sigma_c} = \frac{E_s}{E_c} = 8$이다. 즉, 같은 변형률에서도 철근의 압축응력은 콘크리트의 8배이다.

3. 부담 축하중의 계산: 철근 전체가 부담하는 축하중을 P_s, 콘크리트가 부담하는 축하중을 P_c라 한다. 각 재료의 축하중은 **응력에 해당 재료의 단면적을 곱한 값**이므로 $P_s = \sigma_s A_{st}$, $P_c = \sigma_c A_c$이다. 따라서 $\frac{P_s}{P_c} = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \cdot \frac{A_{st}}{A_c}$이다. 콘크리트 단면적이 철근 전체 단면적의 13배이므로 $\frac{A_{st}}{A_c} = \frac{1}{13}$이며, 이를 대입하면 $\frac{P_s}{P_c} = 8 \cdot \frac{1}{13} = \frac{8}{13}$이다.

철근 : 콘크리트의 부담 축하중 비는 8 : 13이며, 두 하중의 비이므로 단위는 없다. 이는 ②의 철근 8, 콘크리트 13에 해당한다.

NoteBase

문 14. 콘크리트에 발생하는 크리프에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 습도 증가에 따라 크리프는 증가한다.

② 물－시멘트비의 증가에 따라 크리프는 증가한다.

③ 크리프계수는 탄성변형률과 크리프변형률의 비이다.

④ 크리프는 일정하고 지속적인 응력하에서 변형률이 증가하는 현상이다.

정답 1번

간단한 해설

주위의 상대습도가 높아지면 콘크리트의 건조가 억제되므로, 다른 조건이 같을 때 크리프는 일반적으로 **감소한다**. 따라서 습도 증가에 따라 크리프가 증가한다는 설명은 반대이다.

선지별 해설

① X: 주위의 상대습도가 낮으면 콘크리트에서 수분이 빠져나가는 건조가 활발해져 지속응력에 의한 추가 변형인 건조 크리프가 커진다. 따라서 다른 조건이 같을 때 **상대습도가 높을수록 크리프는 일반적으로 감소한다**. 선지의 '증가한다'를 '감소한다'로 고쳐야 한다.

② O: 물－시멘트비가 커지면 일반적으로 경화한 시멘트 페이스트의 공극이 많아지고 콘크리트의 강성과 강도가 낮아진다. 그 결과 **같은 지속응력에 대한 시간 의존 변형**이 커지므로 크리프가 증가하는 경향이 있다.

③ O: 크리프계수는 탄성변형률과 크리프변형률의 상대적인 크기를 나타내는 무차원 값이다. 구체적으로는 **크리프변형률을 하중 재하 시의 순간 탄성변형률로 나눈 값**이다. 순간 탄성변형에 비해 시간이 지나며 추가된 변형이 얼마나 큰지를 나타낸다.

④ O: 콘크리트에 하중을 가하면 먼저 순간 탄성변형이 생기고, 이후 **응력을 일정하게 유지해도** 시간이 지나면서 변형률이 추가로 증가한다. 이처럼 지속응력 아래에서 나타나는 시간 의존 변형을 크리프라고 한다.

NoteBase

문 15. 강구조 연결 설계기준(하중저항계수설계법)에서 제시하는 이음부 설계세칙으로 옳지 않은 것은?

① 응력을 전달하는 필릿용접의 최소유효길이는 공칭용접치수의 10배 이상 또한 30 mm 이상을 원칙으로 한다.

② 응력을 전달하는 겹침이음은 2열 이상의 필릿용접을 원칙으로 하고, 겹침길이는 얇은 쪽 판 두께의 5배 이상 또한 25 mm 이상으로 한다.

③ 고장력볼트의 구멍중심 간 거리는 공칭직경의 2.5배를 최소거리로 하고 3배를 표준거리로 한다.

④ 고장력볼트의 구멍중심에서 볼트머리 또는 너트가 접하는 부재의 연단까지의 최대거리는 판 두께의 15배 이하 또한 300 mm 이하로 한다.

정답 4번

간단한 해설

④의 최대 연단거리 기준은 '판 두께의 15배 이하 또한 300 mm 이하'가 아니라 **판 두께의 12배 이하이면서 150 mm 이하**이다. 두 상한을 모두 만족해야 한다.

선지별 해설

① O: KDS 14 31 25의 4.1.1.10(1)은 응력을 전달하는 필릿용접의 최소유효길이를 규정한다. 원칙적으로 공칭용접치수의 10배 이상이고 동시에 30 mm 이상이어야 하므로, **두 값 중 큰 값 이상**의 유효길이를 확보한다.

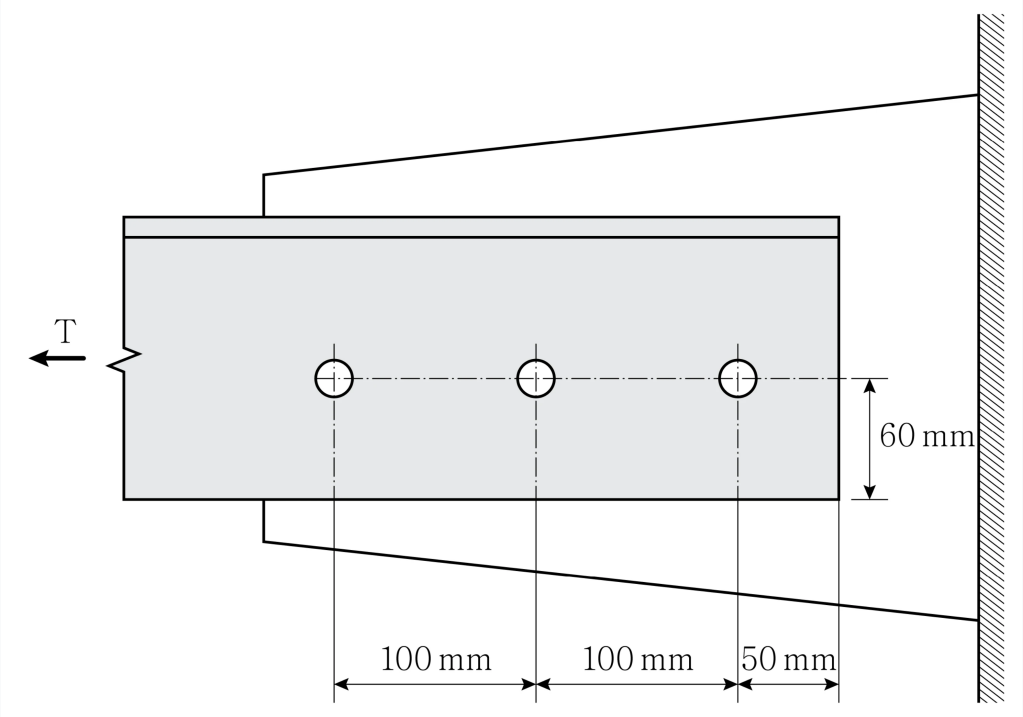
② O: 같은 기준 4.1.1.10(2)에 따라 응력을 전달하는 겹침이음에는 **2열 이상의 필릿용접**을 사용하는 것이 원칙이다. 겹침길이도 얇은 쪽 판 두께의 5배 이상이면서 25 mm 이상이어야 한다. 즉 두 하한 중 큰 값을 만족하도록 판을 겹친다.

③ O: 같은 기준 4.1.1.10(4)은 고장력볼트 구멍중심 사이의 최소거리를 볼트 공칭직경의 2.5배, 표준거리를 3배로 정한다. **최소거리와 표준거리**를 구분해야 하며, 배수의 기준은 구멍직경이 아니라 볼트의 공칭직경이다.

④ X: 연단거리는 볼트 구멍중심에서 부재 가장자리까지의 거리이다. 같은 기준 4.1.1.10(6)에 따르면 볼트머리 또는 너트가 접하는 부재의 최대 연단거리는 **판 두께의 12배 이하이면서 150 mm 이하**이어야 한다. 따라서 '15배'는 '12배'로, '300 mm'는 '150 mm'로 고쳐야 한다. 두 상한 중 작은 값이 허용되는 최대 연단거리가 된다.

NoteBase

문 16. 그림과 같은 인장재 ㄱ형강의 블록전단강도 산정 시, 전단파단에 대한 전단저항 순단면적 A_{nv} [mm^2]는? (단, 볼트구멍의 직경 d_h는 24 mm이고, 부재의 두께 t는 10 mm이다)



① 1,700

② 1,800

③ 1,900

④ 2,000

정답 3번

간단한 해설

전단경로에서 **볼트구멍 2개와 반 개의 길이를 공제**하면 순전단길이는 190 mm이다. 여기에 두께 10 mm를 곱한 전단저항 순단면적은 1,900 mm^2이다.

NoteBase

계산 과정

전단경로와 총길이: 블록전단에서 전단면은 하중 방향과 평행하다. 그림의 볼트열을 따라 오른쪽 부재 끝에서 왼쪽 첫 번째 볼트 중심까지 이어지는 전단경로의 총길이는 $L_v = 50 + 100 + 100 = 250$ mm이다. 그림의 60 mm는 하중에 수직인 인장경로의 치수이므로 전단길이에 더하지 않는다.

구멍 공제와 순길이: 전단경로가 통과하는 가운데·오른쪽 볼트구멍은 각각 지름 전체를 공제한다. 인장경로와 만나는 왼쪽 볼트구멍에서는 전단경로가 구멍 중심에서 끝나므로 **지름의 절반만 공제**한다. 따라서 공제할 구멍 길이는 $\left(2 + \frac{1}{2}\right) \cdot 24 = 60$ mm이고, 실제로 전단에 저항하는 순길이는 $250 - 60 = 190$ mm이다.

순단면적: 전단저항 순단면적은 구멍을 제외한 순전단길이에 부재 두께를 곱하여 구한다. 두께가 10 mm이므로 $A_{nv} = 190 \cdot 10 = 1{,}900\ \text{mm}^2$이다. 이는 ③의 1,900에 해당한다.

NoteBase

문 17. 계수전단력 $V_u = 100$ kN이 작용하는 직사각형 철근콘크리트 보 단면에서 최소 전단철근의 배치가 필요 없는 단면의 유효깊이 d의 최솟값[mm]은? (단, 콘크리트 공칭전단강도 $V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_{ck}}bd$이고, 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck}는 25 MPa, 단면의 폭 b는 500 mm, 경량콘크리트 계수 λ는 1.0이다)

① 540

② 640

③ 720

④ 800

정답 2번

간단한 해설

최소 전단철근은 계수전단력이 **콘크리트 설계전단강도의 절반 이하**이면 생략할 수 있다. 이 조건을 만족하는 유효깊이의 최솟값은 640 mm이다.

계산 과정

최소 전단철근의 배치가 필요 없는 조건은 $V_u \le \frac{\phi V_c}{2}$이다. 여기서 V_u는 계수전단력, V_c는 콘크리트 공칭전단강도이고, 전단에 대한 강도감소계수는 $\phi = 0.75$이다. 따라서 **강도감소계수를 적용한 전단강도의 절반**을 기준으로 유효깊이를 구한다.

유효깊이 d를 mm로 놓고, 주어진 압축강도 25 MPa, 폭 500 mm, 경량콘크리트 계수 1.0을 공칭전단강도 식에 대입한다. $\sqrt{25} = 5$이므로 $V_c = \frac{1.0 \cdot 5 \cdot 500d}{6}$N이다. 이 식은 MPa와 mm를 사용하므로 계산된 전단강도의 단위는 N이다.

이를 생략 조건에 적용하면 $\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0.75 \cdot 2500d}{12}$N, 즉 $156.25d$N이 된다. 이 값은 해당 유효깊이에서 **최소 전단철근 없이 허용되는 계수전단력의 한계**이다. 작용하는 계수전단력도 같은 단위로 맞추면 100 kN = 100000 N이다.

따라서 $100000 \le 156.25d$를 만족해야 한다. 이를 풀면 $d \ge \frac{100000}{156.25} = 640$mm이다. 유효깊이가 커질수록 이 한계도 커지므로, 조건을 만족하는 최솟값은 640 mm이며 ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 18. 콘크리트구조 휨 및 압축 설계기준에서 제시하는 압축부재의 설계에서 최소 나선철근비 ρ_s가 $C_1\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f_{ck}}{f_{yt}}$일 때, C_1은? (단, A_g는 기둥의 전체 단면적, A_{ch}는 나선철근의 바깥선을 지름으로 하여 측정된 나선철근 기둥의 심부 단면적, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도, f_{yt}는 나선철근의 설계기준항복강도이고 700 MPa 이하이다)

① 0.42

② 0.43

③ 0.44

④ 0.45

정답 4번

간단한 해설

주어진 최소 나선철근비 식에서 면적비와 강도비에 곱하는 **기준 계수는 0.45**이다.

공통 해설

압축부재의 나선철근비는 콘크리트구조 휨 및 압축 설계기준에서 정한 $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f_{ck}}{f_{yt}}$ 이상이어야 한다. 이때 A_g는 기둥의 전체 단면적이고, A_{ch}는 나선철근의 바깥선을 지름으로 하여 측정한 심부 단면적이다. f_{ck}와 f_{yt}는 각각 콘크리트의 설계기준압축강도와 나선철근의 설계기준항복강도이며, 문제의 조건대로 f_{yt}는 700 MPa 이하이다.

면적비 항 $\frac{A_g}{A_{ch}}-1$은 심부 바깥 부분의 면적이 심부 면적에 대해 차지하는 비율이고, $\frac{f_{ck}}{f_{yt}}$는 두 재료의 강도비이다. 문제는 이 비율들을 계산하는 것이 아니라 **설계기준 식에 정해진 계수**를 묻는다. 주어진 식과 기준 식의 면적비·강도비 항이 같으므로, 그 앞의 계수는 $C_1=0.45$이다.

NoteBase

문 19. 콘크리트구조 휨 및 압축 설계기준에서 제시하는 휨부재 설계의 일반 원칙에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 인장철근이 설계기준항복강도 f_y에 대응하는 변형률에 도달하고 동시에 압축 콘크리트가 가정된 극한변형률에 도달할 때, 그 단면이 균형변형률 상태에 있다고 본다.

② 압축연단 콘크리트가 가정된 극한변형률에 도달할 때, 최외단 인장철근의 순인장변형률 ε_t가 압축지배변형률 한계 이하인 단면을 압축지배단면이라고 한다.

③ 압축연단 콘크리트가 가정된 극한변형률에 도달할 때, 최외단 인장철근의 순인장변형률 ε_t가 0.005의 인장지배변형률 한계 미만인 단면을 인장지배단면이라고 한다.

④ 프리스트레스를 가하지 않은 휨부재는 공칭강도 상태에서 순인장변형률 ε_t가 휨부재의 최소 허용변형률 이상이어야 한다.

정답 3번

간단한 해설

인장지배단면은 압축연단 콘크리트가 극한변형률에 도달할 때 최외단 인장철근의 순인장변형률이 **인장지배변형률 한계 이상**인 단면이다. ③의 '미만'은 '이상'으로 고쳐야 한다.

선지별 해설

① O: KDS 14 20 20의 4.1.2(2)에 따른 균형변형률 상태의 정의이다. 인장철근이 설계기준항복강도 f_y에 대응하는 변형률에 도달하는 시점과 압축 콘크리트가 극한변형률에 도달하는 시점이 **일치**한다.

② O: 같은 기준 4.1.2(3)에 따라, 압축연단 콘크리트가 극한변형률에 도달했을 때 최외단 인장철근의 순인장변형률 ε_t가 **압축지배변형률 한계 이하**이면 압축지배단면이다. 이 한계는 균형변형률 상태에서 인장철근의 순인장변형률과 같다.

③ X: 같은 기준 4.1.2(4)의 조건은 '인장지배변형률 한계 미만'이 아니라 **'인장지배변형률 한계 이상'**이다. 기본 한계 0.005를 적용하면 $\varepsilon_t \geq 0.005$이어야 한다. 다만 철근의 항복강도가 400 MPa을 초과하면 한계를 철근 항복변형률의 2.5배로 한다. 압축지배변형률 한계와 인장지배변형률 한계 사이에 있는 단면은 변화구간단면이다.

④ O: 같은 기준 4.1.2(5)에 따라, 프리스트레스를 가하지 않은 휨부재는 공칭강도 상태에서 순인장변형률이 **최소 허용변형률 이상**이어야 한다. 충분한 인장변형을 허용하여 부재의 연성을 확보하려는 조건이다. 최소 허용변형률은 철근의 항복강도가 400 MPa 이하이면 0.004, 400 MPa을 초과하면 철근 항복변형률의 2배이다. 이는 인장지배단면을 구분하는 한계와 다르다.

NoteBase

문 20. 콘크리트구조 휨 및 압축 설계기준에서 제시하는 등가 직사각형 압축응력블록의 등가 압축영역에 등분포하는 콘크리트 응력이 $\eta(0.85f_{ck})$일 때, η는? (단, 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck}는 50 MPa이다)

① 0.91

② 0.94

③ 0.97

④ 1.0

정답 3번

간단한 해설

등가 직사각형 압축응력블록의 응력 크기를 정하는 계수 η는 설계기준압축강도에 따라 달라진다. 기준표에서 **50 MPa에 대응하는 값은 0.97**이다.

공통 해설

등가 직사각형 압축응력블록은 콘크리트 압축영역의 응력분포를 일정한 크기의 직사각형 분포로 나타낸 것이다. 이때 등분포 응력의 크기는 $\eta(0.85f_{ck})$이며, η는 **응력의 크기를 조정하는 무차원 계수**이다.

KDS 14 20 20의 4.1.1(8)과 표 4.1-2에서는 설계기준압축강도별로 이 계수를 제시한다. 주어진 f_{ck}가 50 MPa이므로 해당 열의 값을 적용하면 $\eta = 0.97$이다. 여기서 0.97은 콘크리트 응력 자체가 아니라 $0.85f_{ck}$에 곱하는 계수이다.

NoteBase