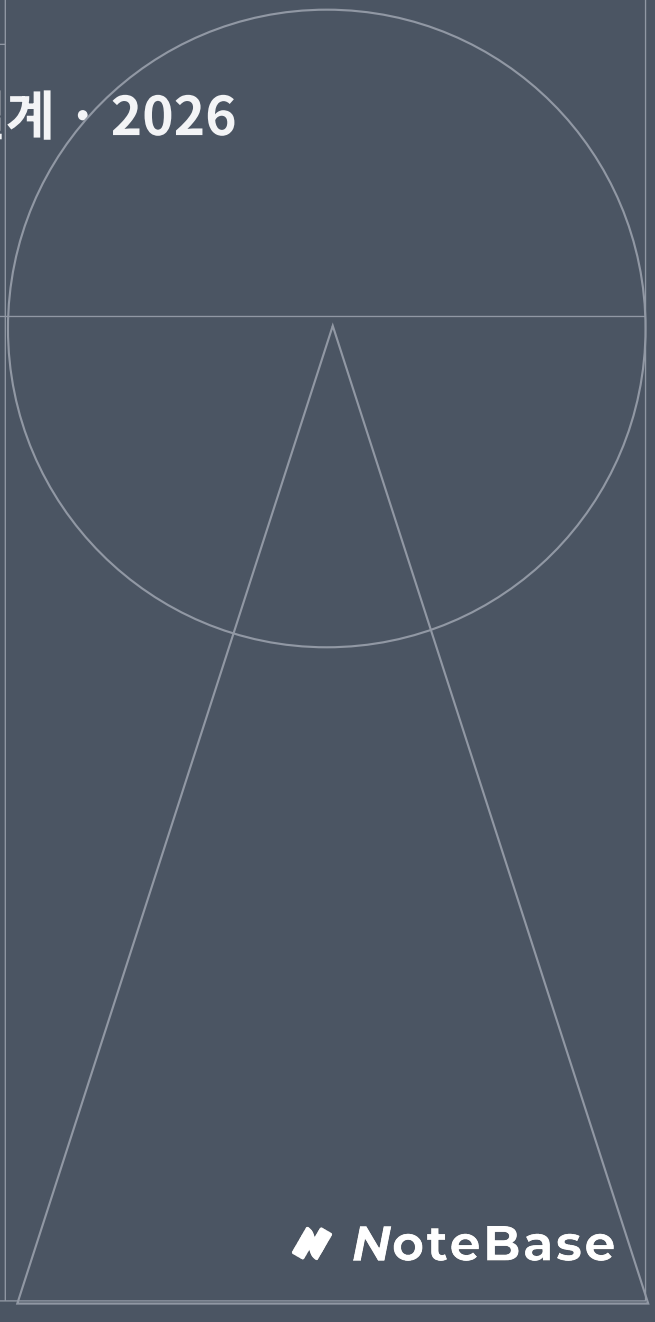
기출OX 해설집

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2026



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2026

공무원/지방직/9급 · 토목설계 · 2026

문 1. 콘크리트의 압축강도에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 콘크리트의 압축강도는 인장강도보다 크다.

② 물-시멘트비가 커질수록 압축강도는 증가한다.

③ 콘크리트의 재령이 증가할수록 압축강도도 증가한다.

④ 압축강도 시험 시 하중 재하속도를 빠르게 하면 압축강도가 상대적으로 크게 측정된다.

정답 2번

간단한 해설

물-시멘트비가 커지면 경화된 콘크리트 내부의 공극이 많아져, 다른 조건이 같을 때 **압축강도는 감소한다**. 따라서 '물-시멘트비가 커질수록 압축강도는 증가한다'는 설명은 강도 변화의 방향을 반대로 서술한 것이다.

선지별 해설

① O: 콘크리트는 압축력에는 강하지만 인장력에는 약한 재료이다. 인장력을 받으면 내부의 미세균열이 벌어지고 성장하기 쉬우므로, **압축강도가 인장강도보다 크다**.

② X: 물-시멘트비는 시멘트 질량에 대한 물 질량의 비이다. 재료·재령·양생 조건이 같고 충분히 다짐한 콘크리트에서는 물-시멘트비가 커질수록 경화 후 모세관 공극이 많아져 압축강도가 낮아진다. 따라서 '압축강도는 증가한다'를 **'압축강도는 감소한다'**로 고쳐야 한다.

③ O: 재령은 콘크리트를 비빈 뒤 경과한 시간이다. 적절한 수분과 온도가 유지되면 재령이 증가하면서 **시멘트의 수화반응이 계속 진행**되어 조직이 치밀해지고 압축강도가 증가한다. 이는 적절히 양생되는 콘크리트의 일반적인 강도 발현 경향이다.

④ O: 동일한 콘크리트라도 **재하속도가 빠를수록 측정 압축강도가 커지는 경향**이 있다. 빠르게 재하하면 시간에 따른 변형과 미세균열의 진전이 일어날 시간이 짧아지기 때문이다. 따라서 압축강도 시험값을 비교하려면 재하속도도 일정한 기준에 맞추어야 한다.

NoteBase

문 2. 강도설계법에서 강도감소계수를 사용하는 이유로 옳지 않은 것은?

① 재료의 설계기준강도와 실제강도와의 차이

② 부재 강도의 추정 및 해석에 관련된 불확실성

③ 하중의 공칭값과 실제 하중 간의 불가피한 차이

④ 부재를 제작 또는 시공할 때 설계도와 완성된 부재의 차이

정답 3번

간단한 해설

하중의 공칭값과 실제 하중 간의 차이는 **하중계수**로 고려한다. **강도감소계수**는 재료 강도, 부재 치수, 강도 산정의 오차 등으로 실제 부재 강도가 계산값보다 작아질 가능성을 고려한다.

선지별 해설

① O: 같은 설계기준강도를 적용하더라도 재료의 실제강도에는 편차가 생긴다. 이로 인해 부재가 발휘하는 강도도 달라지므로, 강도감소계수로 **재료 강도의 불확실성**을 고려한다.

② O: 부재 강도를 산정하는 식과 해석에는 이상화와 단순화가 포함되므로 계산한 강도와 실제 강도가 완전히 일치하지 않는다. 강도감소계수는 이러한 **강도 추정·해석의 불확실성**을 고려하여 설계에 사용할 강도를 낮춘다.

③ X: 하중의 공칭값과 실제 하중 간의 차이는 부재의 저항능력이 아니라 작용하는 하중의 불확실성이다. 이를 고려하는 것은 **하중계수**이다. 강도설계법에서는 하중계수를 적용해 필요한 강도를 정하고, 부재의 공칭강도에는 강도감소계수를 적용해 설계강도를 정한다.

④ O: 제작·시공 과정에서 부재 치수나 철근 위치 등이 설계도와 달라지면 실제 부재 강도도 계산값과 달라질 수 있다. 강도감소계수는 이러한 **제작·시공 오차에 따른 강도 변동**을 고려한다.

NoteBase

문 3. 복철근보에서 압축철근의 효과로 옳지 않은 것은?

① 보의 연성을 증가시킨다.

② 전단철근의 조립이 용이하다.

③ 단면의 휨강도를 증가시킨다.

④ 지속하중에 의한 처짐을 증가시킨다.

정답 4번

간단한 해설

압축철근은 콘크리트의 압축력을 분담하여 크리프에 따른 변형을 억제하므로, 지속하중에 의한 처짐을 **감소시킨다**. ④의 '증가시킨다'는 처짐에 미치는 효과를 반대로 설명한 것이다.

선지별 해설

복철근보는 인장측뿐 아니라 압축측에도 휨에 저항하는 철근을 배치한 보이다. 압축철근은 압축콘크리트와 함께 압축력을 부담한다.

① O: 같은 단면과 인장철근량에서 압축철근이 압축력의 일부를 부담하면 **중립축 깊이가 작아진다**. 콘크리트가 극한 압축변형률에 도달할 때 인장철근의 변형률과 보의 곡률이 더 커질 수 있으므로, 파괴에 이르기까지 변형을 견디는 능력인 연성이 증가한다.

② O: 압축측의 길이방향 철근에 전단철근인 스터럽을 묶으면 **스터럽의 위치와 간격을 유지**하기 쉽다. 따라서 철근망을 조립하고 콘크리트를 타설하는 동안 전단철근을 고정하는 데 도움이 된다.

③ O: 압축철근이 콘크리트와 함께 압축력을 부담하고, 이 압축측 합력이 인장측 합력과 함께 **휨에 저항하는 모멘트**를 형성한다. 따라서 보의 단면 크기를 늘리기 어려운 경우에도 복철근 배근으로 단면의 휨강도를 높일 수 있다.

④ X: 지속하중이 작용하면 콘크리트에는 시간이 지날수록 변형이 커지는 크리프가 발생한다. 압축철근은 콘크리트의 압축력을 분담하여 크리프에 따른 압축측 변형과 곡률 증가를 억제하므로, 지속하중에 의한 **장기처짐을 감소시킨다**. 따라서 '처짐을 증가시킨다'를 '처짐을 감소시킨다'로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 4. 프리스트레스트콘크리트 부재에서 프리스트레스의 감소 원인 중 시간적 손실의 원인으로 옳은 것은?

① 정착장치의 활동

② 콘크리트의 탄성수축

③ 긴장재 응력의 릴랙세이션

④ 포스트텐션 긴장재와 덕트 사이의 마찰

정답 3번

간단한 해설

긴장재의 **릴랙세이션**은 변형률을 일정하게 유지해도 시간이 지나면서 인장응력이 감소하는 현상이다. 따라서 긴장·정착 과정에서 곧바로 생기는 손실과 달리 **시간적 손실**에 해당한다.

선지별 해설

프리스트레스 손실은 긴장·정착 또는 콘크리트에 힘을 전달하는 과정에서 생기는 즉시 손실과, 시간 경과에 따라 진행되는 시간적 손실로 구분한다. 각 선지는 시간적 손실의 원인인지 판단한다.

① X: 정착장치의 활동은 긴장재를 정착할 때 정착장치에서 미끄러짐이 생기는 현상이다. 이때 긴장재의 늘어난 길이가 줄어 인장력이 감소하므로 **정착 시 발생하는 즉시 손실**에 해당한다.

② X: 콘크리트의 탄성수축은 프리스트레스가 콘크리트에 전달될 때 압축력으로 부재가 즉시 짧아지는 현상이다. 이에 따라 긴장재도 짧아져 인장응력이 감소하므로 **즉시 손실**에 해당한다. 시간이 지나면서 진행되는 콘크리트의 크리프·건조수축과 구별한다.

③ O: 긴장재 응력의 릴랙세이션은 **변형률이 일정한 상태에서도 시간이 지남에 따라 인장응력이 감소**하는 현상이다. 긴장재가 전달하는 힘이 점차 줄어들므로 시간적 손실의 원인이다.

④ X: 포스트텐션에서는 긴장재를 당길 때 긴장재와 덕트 사이에 마찰이 발생하여 긴장력이 충분히 전달되지 못한다. 이는 **긴장 작업 중 발생하는 즉시 손실**이며, 시간 경과에 따라 발생하는 손실과 구별한다.

NoteBase

문 5. 프리스트레스트콘크리트 휨부재에서 $f_t > 1.0\sqrt{f_{ck}}$일 때, 균열등급으로 옳은 것은? (단, f_t는 미리 압축을 가한 인장구역에서 사용하중에 의한 인장연단응력이며, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도이다)

① 비균열등급

② 미세균열등급

③ 부분균열등급

④ 완전균열등급

정답 4번

간단한 해설

사용하중에 의한 인장연단응력 f_t가 $1.0\sqrt{f_{ck}}$를 초과하면 **완전균열등급**으로 분류한다. 이 경계값 이하인 부분균열등급과 초과 여부를 구분해야 한다.

공통 해설

프리스트레스트콘크리트 휨부재의 균열등급은 미리 압축을 가한 인장구역에서 사용하중에 의해 발생하는 인장연단응력 f_t를 기준으로 구분한다. 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck}에 따른 두 경계값과 비교하며, 응력과 강도의 단위는 MPa이다.

비균열등급은 $f_t \le 0.63\sqrt{f_{ck}}$, 부분균열등급은 $0.63\sqrt{f_{ck}} < f_t \le 1.0\sqrt{f_{ck}}$, 완전균열등급은 $f_t > 1.0\sqrt{f_{ck}}$인 구간이다. 이 분류에는 '미세균열등급'을 별도의 등급으로 두지 않는다.

문제의 조건은 인장연단응력이 부분균열등급의 상한인 $1.0\sqrt{f_{ck}}$를 **초과**하므로 완전균열등급에 해당한다. 경계값과 같은 경우에는 부분균열등급에 포함된다.

NoteBase

문 6. 연속보 또는 1방향 슬래브의 구조해석 시 휨모멘트와 전단력 계산에 근사해법을 적용하기 위해 만족해야 하는 조건으로 옳지 않은 것은?

① 2경간 이상인 경우

② 집중하중이 작용하는 경우

③ 부재의 단면 크기가 일정한 경우

④ 활하중이 고정하중의 3배를 초과하지 않는 경우

정답 2번

간단한 해설

②의 '집중하중'은 **등분포하중**으로 고쳐야 한다. 이 근사해법은 하중이 경간에 고르게 분포하는 경우를 전제로 하므로 집중하중이 작용하는 경우에 그대로 적용할 수 없다.

선지별 해설

KDS 14 20 10의 4.3.1(3)은 연속보 또는 1방향 슬래브가 적용 조건을 모두 만족할 때 휨모멘트와 전단력의 근사해법을 사용할 수 있도록 한다. 아래 조건 외에도 인접한 두 경간의 길이 차이가 짧은 경간의 20% 이하여야 한다.

① O: 경간은 인접한 두 받침 사이의 구간이다. 이 근사해법은 **2경간 이상**인 연속보 또는 1방향 슬래브를 대상으로 하며, 단일 경간 부재는 적용 대상이 아니다.

② X: 필요한 하중 조건은 집중하중이 아니라 **등분포하중이 작용하는 경우**이다. 등분포하중은 단위길이당 하중의 크기가 일정한 하중이다. 집중하중은 특정 위치에 힘이 작용하여 휨모멘트와 전단력의 분포가 달라지므로, 등분포하중을 전제로 정한 근사계수를 그대로 사용할 수 없다.

③ O: 부재 길이를 따라 **단면 크기가 일정**해야 한다. 단면 크기가 달라지면 휨강성도 달라져 휨모멘트의 분배에 영향을 주므로, 일정한 단면을 전제로 한 근사해법의 적용 조건에서 벗어난다.

④ O: 활하중은 **고정하중의 3배 이하**여야 한다. 고정하중은 자중 등 지속적으로 작용하는 하중이고, 활하중은 사람이나 적재물 등으로 변동하는 하중이다. 활하중의 크기가 이 한계를 넘으면 해당 근사해법의 적용 조건을 만족하지 못한다.

NoteBase

문 7. 슬래브와 보를 일체로 친 대칭형 T형보의 유효폭 b[mm]는? (단, 보의 복부폭 b_w는 400 mm, 플랜지 두께 t_f는 100 mm, 보의 경간 l_n은 10 m, 양쪽 슬래브의 중심 간 거리는 3 m이다)

① 2,000

② 2,500

③ 3,000

④ 3,500

정답 1번

간단한 해설

대칭 T형보의 유효폭은 플랜지 두께, 슬래브 중심 간 거리, 경간에 따른 **세 한계값 중 가장 작은 값**으로 정한다. 이 문제에서는 복부폭에 플랜지 두께의 16배를 더한 2,000 mm가 유효폭을 결정한다.

계산 과정

조건과 적용 기준: 슬래브와 보를 일체로 친 대칭 T형보이므로 플랜지 두께에 따른 한계, 양쪽 슬래브의 중심 간 거리, 보 경간의 1/4을 비교한다. 유효폭은 **세 한계를 모두 만족**해야 하므로 가장 작은 값을 취한다. 주어진 복부폭은 $b_w = 400\text{mm}$, 플랜지 두께는 $t_f = 100\text{mm}$이며, 경간 10 m는 10,000 mm이다.

플랜지 두께에 따른 한계: 복부의 양쪽으로 각각 플랜지 두께의 8배까지 인정하므로, 복부폭을 포함한 폭은 $b_w + 16t_f$이다. 따라서 $400 + 16 \times 100 = 2{,}000$ mm이다. 여기서 1,600 mm는 **양쪽 내민 플랜지 폭의 합**이며, 전체 유효폭 한계를 구하려면 복부폭 400 mm를 더한다.

경간에 따른 한계: 주어진 보 경간의 1/4을 계산하면 $\frac{l_n}{4} = \frac{10{,}000}{4} = 2{,}500\text{mm}$이다.

슬래브 배치에 따른 한계: 문제에서 양쪽 슬래브의 중심 간 거리가 3 m로 주어졌으므로, 이 한계값은 3,000 mm이다.

유효폭 결정: 세 한계값 2,000 mm, 2,500 mm, 3,000 mm 중 가장 작은 값은 2,000 mm이다. 따라서 유효폭은 2,000 mm이며, 선택지 ①에 해당한다.

NoteBase

문 8. 철근콘크리트 부재의 설계에서 압축 이형철근의 기본정착길이 l_{db}는 $C_1\frac{d_b f_y}{\lambda\sqrt{f_{ck}}} \geq 0.043 d_b f_y$로 구할 수 있다. 상수 C_1은? (단, d_b는 철근의 공칭지름, f_y는 철근의 설계기준항복강도, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도, λ는 경량콘크리트계수이다)

① 0.10

② 0.15

③ 0.20

④ 0.25

정답 4번

간단한 해설

압축 이형철근의 기본정착길이 식에서 $\frac{d_b f_y}{\lambda\sqrt{f_{ck}}}$에 곱하는 계수는 **0.25**이다.

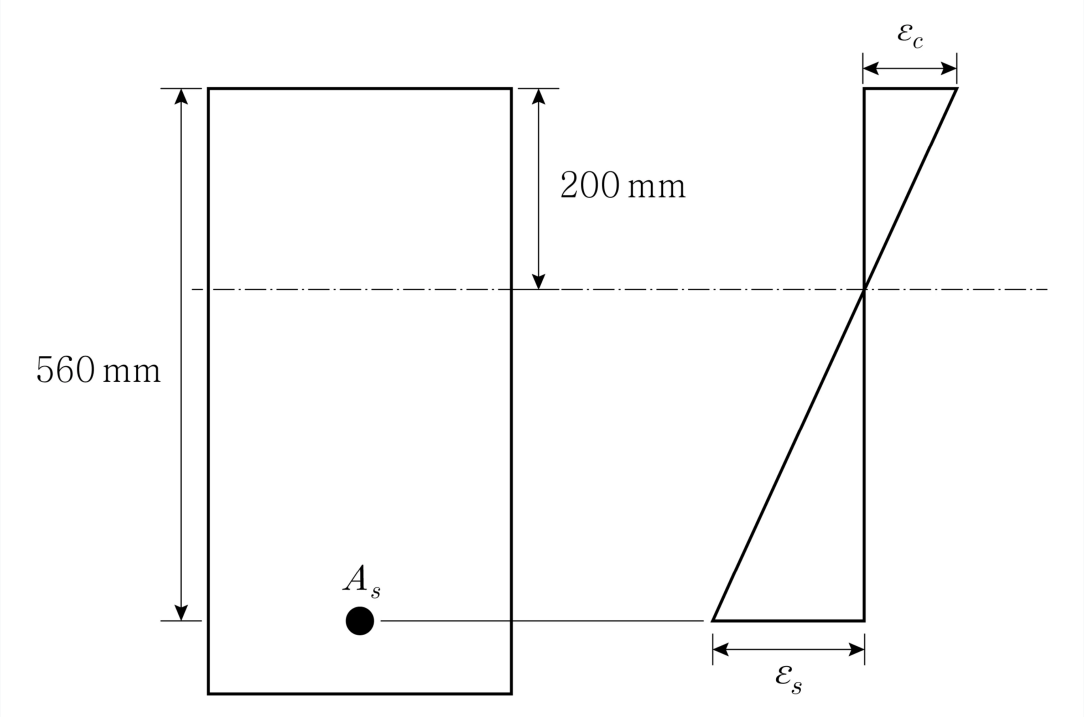
공통 해설

압축 이형철근의 기본정착길이는 $l_{db} = \frac{0.25 d_b f_y}{\lambda\sqrt{f_{ck}}}$로 구한다. 여기서 d_b는 철근의 공칭지름, f_y는 철근의 설계기준항복강도, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준압축강도이며, λ는 경량콘크리트계수이다. 지름을 mm, 강도를 MPa 단위로 대입하면 길이는 mm로 얻는다. 문제의 식과 대응하면 $C_1 = 0.25$이다.

다만, 위 식으로 구한 값이 $0.043 d_b f_y$보다 작으면 $0.043 d_b f_y$를 기본정착길이로 적용한다. 즉, 0.043은 **기본정착길이의 하한값을 정하는 계수**이며, 분수식 앞에 곱하는 0.25와 구별한다.

NoteBase

문 9. 그림과 같이 정모멘트를 받는 단철근 콘크리트보에서 압축연단의 콘크리트 변형률 ε_c가 0.001일 때, 철근의 인장변형률 ε_s는? (단, 압축연단에서 중립축까지의 거리는 200 mm이다)



① 0.0012

② 0.0014

③ 0.0016

④ 0.0018

정답 4번

간단한 해설

휨변형률은 **중립축으로부터의 거리에 비례**한다. 중립축에서 인장철근까지의 거리는 560 − 200 = 360 mm이므로, 철근의 인장변형률은 압축연단 변형률의 1.8배인 0.0018이다.

NoteBase

계산 과정

그림의 560 mm는 압축연단에서 인장철근 중심까지의 유효깊이 d이고, 중립축 깊이 c는 200 mm이다. 따라서 **중립축에서 인장철근까지의 거리**는 $d - c$이며, 560 − 200 = 360 mm이다.

휨을 받는 보에서 평면유지 가정을 적용하면 단면의 변형률은 깊이에 따라 직선적으로 변한다. 중립축에서는 변형률이 0이므로, 그림의 압축측과 인장측 변형률 삼각형은 서로 닮음이다. 압축·인장 변형률의 크기를 각각 ε_c, ε_s라 하면 $\frac{\varepsilon_s}{d-c} = \frac{\varepsilon_c}{c}$가 성립한다.

철근의 인장변형률은 $\varepsilon_s = \varepsilon_c \frac{d-c}{c}$이다. 주어진 값을 대입하면 $\varepsilon_s = 0.001 \cdot \frac{360}{200} = 0.0018$이다. 거리의 단위 mm는 비율에서 소거되며, 변형률은 길이 변화량을 원래 길이로 나눈 무차원량이다.

구한 철근의 인장변형률 0.0018은 ④의 값과 일치한다.

NoteBase

문 10. 옹벽 설계에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 부벽식 옹벽의 전면벽은 3변 지지된 2방향 슬래브로 설계할 수 있다.

② 앞부벽은 T형보로 설계하여야 하며, 뒷부벽은 직사각형보로 설계하여야 한다.

③ 캔틸레버식 옹벽의 저판은 전면벽과의 접합부를 고정단으로 간주한 캔틸레버로 가정하여 단면을 설계할 수 있다.

④ 부벽식 옹벽의 저판은 정밀한 해석이 사용되지 않는 한, 부벽 사이의 거리를 경간으로 가정한 고정보 또는 연속보로 설계할 수 있다.

정답 2번

간단한 해설

②는 앞부벽과 뒷부벽의 설계 단면을 서로 바꾸어 설명했다. 앞부벽은 **직사각형보**로, 뒷부벽은 **T형보**로 설계한다.

선지별 해설

① O: 부벽식 옹벽의 전면벽은 양쪽 부벽과 아래쪽 저판에 지지되고 위쪽은 자유단이 된다. 따라서 **3변 지지된 2방향 슬래브**로 보아 토압에 의한 수평·연직 두 방향의 휨을 고려하여 설계할 수 있다.

② X: **앞부벽은 직사각형보, 뒷부벽은 T형보**로 설계하여야 한다. 뒷부벽은 전면벽의 일부가 압축 플랜지로 작용하므로, 전면벽을 플랜지로 하고 부벽을 복부로 하는 T형 단면으로 본다. 앞부벽은 전면벽 쪽이 인장측이어서 전면벽을 압축 플랜지로 이용할 수 없으므로 부벽 자체의 직사각형 단면으로 설계한다.

③ O: 캔틸레버식 옹벽의 저판에서 앞굽판과 뒷굽판은 전면벽에서 양쪽으로 돌출되어 있다. 전면벽과 일체로 연결된 접합부가 회전을 구속하므로, 이 접합부를 **고정단으로 하는 캔틸레버**로 가정하여 각 저판 단면을 설계할 수 있다.

④ O: 부벽식 옹벽의 저판은 부벽에 의해 지지되므로 부벽 사이를 하나의 경간으로 볼 수 있다. **정밀한 해석이 사용되지 않는 한**, 부벽 사이의 거리를 경간으로 가정하고 지점에서의 회전 구속과 저판의 연속성을 반영한 고정보 또는 연속보로 설계할 수 있다.

NoteBase

문 11. 균형철근비를 가지는 단철근 직사각형보가 극한 상태(휨파괴 시의 상태)일 때, 압축연단에서 중립축까지의 깊이 c[mm]는? (단, 유효깊이 d는 530 mm, 콘크리트의 극한변형률 ε_{cu}는 0.0033, 철근의 설계기준 항복변형률 ε_y는 0.002이다)

① 330

② 340

③ 350

④ 360

정답 1번

간단한 해설

균형철근비에서는 콘크리트가 극한변형률에 도달할 때 **인장철근도 동시에 항복변형률에 도달**한다. 단면의 선형 변형률 분포에 따라 중립축 깊이를 구하면 330 mm이다.

계산 과정

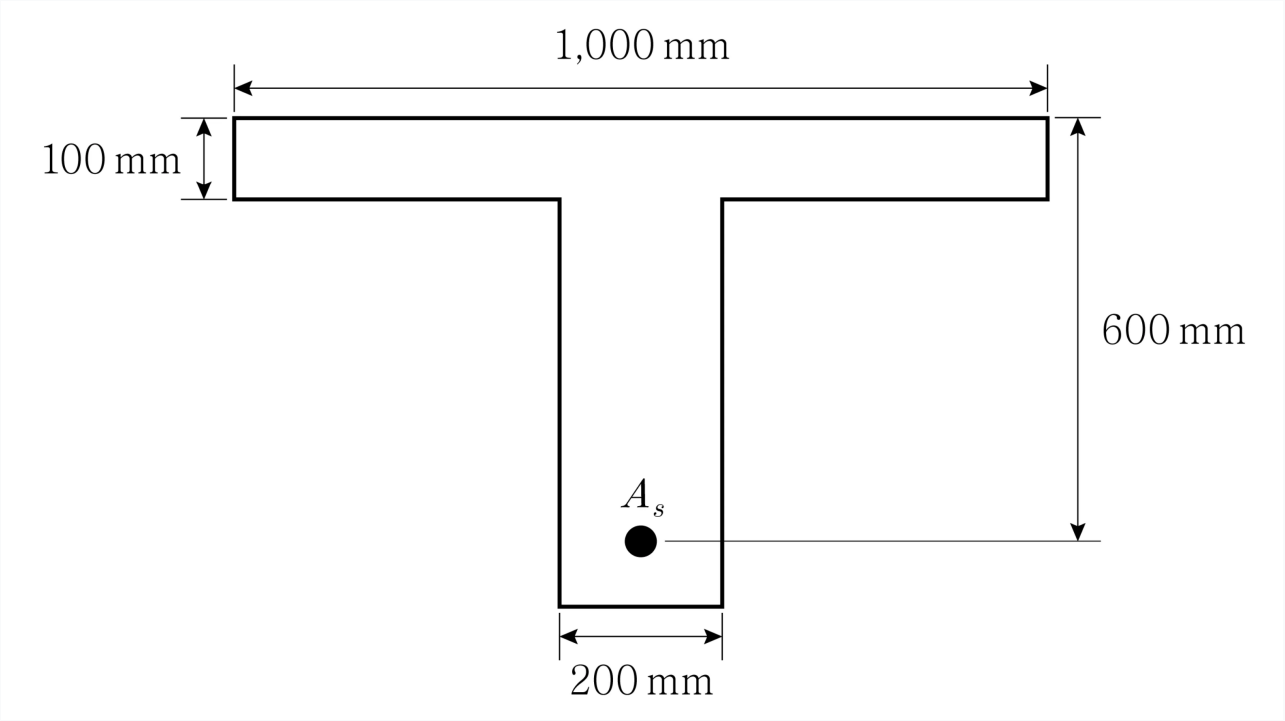
균형 상태의 조건: 균형철근비를 가진 보에서는 압축연단 콘크리트의 극한변형률 도달과 인장철근의 항복이 동시에 일어난다. 따라서 이때 압축연단의 변형률 크기는 $\varepsilon_{cu} = 0.0033$, 인장철근의 변형률 크기는 $\varepsilon_y = 0.002$이다. 유효깊이 d = 530 mm는 압축연단에서 인장철근 도심까지의 거리이다.

변형률과 거리의 관계: 평면유지 가정에 따라 변형률은 단면 깊이에 걸쳐 선형으로 분포하며, 중립축에서 0이다. 압축연단에서 중립축까지는 c, 중립축에서 인장철근 도심까지는 $d - c$이므로, **중립축으로부터의 거리와 변형률 크기가 비례**한다. 따라서 $\frac{\varepsilon_{cu}}{c} = \frac{\varepsilon_y}{d-c}$이다. 이를 정리하면 $\varepsilon_{cu}(d-c) = \varepsilon_y c$, 즉 $c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_y} d$를 얻는다.

중립축 깊이 계산: 주어진 값을 대입하면 $c = \frac{0.0033}{0.0033+0.002} \cdot 530 = 330$ mm이다. 이는 압축연단에서 중립축까지의 깊이이며, ①의 330 mm와 일치한다.

NoteBase

문 12. 그림과 같은 T형보가 직사각형보로 해석될 수 있는 인장철근량 A_s의 최댓값[mm^2]은? (단, 콘크리트 압축응력 분포는 등가 직사각형 압축응력블록을 사용하고, 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck}는 20 MPa, 철근의 설계기준항복강도 f_y는 400 MPa이다)



① 4,000

② 4,250

③ 4,500

④ 4,750

정답 2번

간단한 해설

T형보는 **등가 압축응력블록이 플랜지 안에 있을 때** 플랜지 폭을 갖는 직사각형보로 해석한다. 압축응력블록 깊이가 플랜지 두께 100 mm에 도달하는 경계에서 인장철근량은 최대 4,250 mm^2이다.

NoteBase

계산 과정

1. 직사각형보 해석의 경계: 그림에서 플랜지 폭은 $b_f = 1{,}000\text{mm}$, 플랜지 두께는 $h_f = 100\text{mm}$이다. 등가 직사각형 압축응력블록의 깊이를 a라 하면, **압축응력블록 전체가 플랜지 안에 있는** $a \le h_f$에서 압축영역의 폭이 일정하므로 직사각형보로 해석할 수 있다. 인장철근량이 증가하면 평형을 이루는 콘크리트 압축력과 블록 깊이도 증가하므로, 최댓값의 경계는 $a = h_f = 100\text{mm}$이다.

2. 경계에서의 콘크리트 압축력: 등가 압축응력은 $0.85f_{ck}$이므로 $0.85 \times 20 = 17$ MPa이다. 압축영역 면적은 $1{,}000 \times 100 = 100{,}000\ \text{mm}^2$이다. 따라서 $C = 0.85f_{ck}b_f a$에 따라 압축력은 $17 \times 100{,}000 = 1{,}700{,}000$ N이다. 여기서 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 응력에 면적을 곱하면 힘의 단위 N이 된다.

3. 인장철근량 산정: 철근의 항복강도를 사용하는 인장력은 $T = A_s f_y$이며, **콘크리트 압축력과 철근 인장력의 평형**에 따라 $A_s f_y = C$이다. 따라서 최대 인장철근량은 $A_s = \frac{1{,}700{,}000}{400} = 4{,}250\text{mm}^2$이다.

계산한 최댓값 4,250 mm^{2}는 ②의 값과 일치한다.

NoteBase

문 13. 폭 b는 200 mm, 유효깊이 d는 400 mm인 직사각형 단면의 철근 콘크리트보에서 단면적 A_V는 150 mm^2인 전단철근을 부재축에 직각으로 배근하려고 한다. 전단철근이 부담해야 할 전단력 V_s는 200 kN일 때, 전단철근 간격 s의 최댓값[mm]은? (단, 보통중량 콘크리트를 사용하였고, 콘크리트의 설계기준압축강도 f_{ck}는 25 MPa, 전단철근의 설계기준항복강도 f_{yt}는 400 MPa이다)

① 100

② 200

③ 300

④ 400

정답 1번

간단한 해설

강도식에서 구한 간격은 120 mm이지만, 전단철근이 부담하는 200 kN이 간격 제한을 강화하는 기준값 약 133.3 kN을 초과한다. 따라서 **최대 간격을 절반으로 줄이는 조건**이 적용되어 허용 간격은 100 mm이다.

계산 과정

1. 강도에 따른 간격: 부재축에 직각인 전단철근의 전단강도는 $V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$로 구한다. 여기서 A_V는 간격 s 안에 배치된 전단철근의 전체 단면적이며, 간격이 작을수록 같은 길이 안의 철근량이 늘어 전단강도가 커진다. 주어진 값은 $A_v = 150\ mm^2$, $f_{yt} = 400$ MPa, d = 400 mm이다. 1 MPa = 1 N/mm^2이고 200 kN = 200,000 N이므로, 필요한 전단강도를 확보하려면 $s \le \frac{150 \cdot 400 \cdot 400}{200{,}000} = 120$ mm이어야 한다. 이 값은 **강도만으로 구한 간격 상한**이다.

2. 기본 간격 제한: 철근콘크리트보에서 부재축에 직각으로 배치한 전단철근의 간격은 $d/2$ 이하이면서 600 mm 이하이어야 한다. 따라서 기본 상한은 $\min\left(\frac{400}{2}, 600\right) = 200$ mm이다.

3. 전단력 수준에 따른 추가 제한: $V_s > \frac{\lambda\sqrt{f_{ck}}bd}{3}$이면 위 최대 간격을 **절반으로 감소**시켜야 한다. 보통중량 콘크리트이므로 경량콘크리트계수는 $\lambda = 1$이고, $f_{ck} = 25$ MPa, b = 200 mm이다. 기준값은 $\frac{1 \cdot \sqrt{25} \cdot 200 \cdot 400}{3} \approx 133{,}333$ N, 즉 약 133.3 kN이다. 주어진 200 kN이 이를 초과하므로 간격은 $d/4$ 이하이면서 300 mm 이하이어야 하며, 이 조건의 상한은 $\min\left(\frac{400}{4}, 300\right) = 100$ mm이다.

4. 최종 간격: 강도에 따른 120 mm와 추가 간격 제한에 따른 100 mm를 모두 만족해야 한다. 따라서 $s_{max} = \min(120, 100) = 100$ mm이며, 선택지 ①의 100 mm에 해당한다.

NoteBase

문 14. 회전반경 r이 100 mm인 원형 단면을 갖는 횡구속 골조 기둥의 단부 계수휨모멘트 중 작은 값 M_1이 (+)30 kN · m일 때, 장주효과를 무시하기 위한 단부 계수휨모멘트 중 큰 값 M_2의 최솟값[kN · m]은? (단, 기둥의 유효좌굴길이 계수 k는 1이고, 기둥의 비지지 길이 l_u는 3 m이다)

① 50

② 70

③ 90

④ 110

정답 3번

간단한 해설

횡구속 기둥의 세장비는 30이므로, 장주효과를 무시하려면 모멘트비가 $\frac{M_1}{M_2} \le \frac{1}{3}$이어야 한다. 작은 단부 모멘트가 (+)30 kN·m이므로 큰 단부 모멘트의 **최솟값은 90 kN·m**이다.

계산 과정

횡구속 골조 기둥은 $\frac{kl_u}{r} \le 34 - 12\frac{M_1}{M_2}$이면 장주효과를 무시할 수 있다. 이때 우변의 상한은 40이다. M_1은 절댓값이 작은 단부 계수휨모멘트이고, M_2는 절댓값이 큰 단부 계수휨모멘트의 크기이다. 모멘트비의 부호는 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (−)이며, 이 문제에서는 **주어진 (+) 부호를 유지**한다.

먼저 비지지 길이 3 m를 3,000 mm로 바꾸어 회전반경 100 mm와 **길이 단위를 통일**한다. 세장비는 $\frac{kl_u}{r} = \frac{1 \times 3{,}000}{100} = 30$이다. 이는 유효좌굴길이가 회전반경의 30배라는 뜻이다. 회전반경이 직접 주어졌으므로 원형 단면의 지름을 따로 구할 필요는 없다.

장주효과 무시 조건에 세장비 30과 $M_1 = +30\text{kN}\cdot\text{m}$를 대입하면 $30 \le 34 - 12\frac{30}{M_2}$이다. 두 모멘트의 단위를 kN·m로 같게 두면 $12\frac{30}{M_2} \le 4$, 즉 $\frac{30}{M_2} \le \frac{1}{3}$이다. M_2는 양수인 크기이므로 이를 정리하면 $M_2 \ge 90\text{kN}\cdot\text{m}$이다.

최솟값 90 kN·m에서 모멘트비는 $\frac{30}{90} = \frac{1}{3}$이고, 세장비의 허용 한계는 $34 - 12 \times \frac{1}{3} = 30$이다. 실제 세장비 30과 같고 우변 상한 40에도 걸리지 않으므로 조건을 만족한다. 따라서 구하는 최솟값은 90 kN·m이며, 선택지 ③에 해당한다.

NoteBase

문 15. 압축부재에 사용되는 나선철근에 관한 규정으로 옳지 않은 것은?

① 나선철근의 순간격은 25 mm 이상, 75 mm 이하이어야 한다.

② 나선철근의 정착은 나선철근의 끝에서 추가로 1.5 회전만큼 더 확보하여야 한다.

③ 현장치기콘크리트 공사에서 나선철근 지름은 10 mm 이상으로 하여야 한다.

④ 기둥머리가 있는 기둥의 나선철근은 기둥머리의 지름이나 폭이 기둥의 지름이나 폭의 1.5배가 되는 곳까지 연장되어야 한다.

정답 4번

①

나선철근의 순간격은 **25 mm 이상, 75 mm 이하**이어야 한다.

콘크리트구조 철근상세 설계기준(KDS 14 20 50:2022) 4.4.2(2)④
(2)압축부재에 사용되는 나선철근은 다음 규정을 따라야 한다.
④ 나선철근의 순간격은 25mm 이상, 75mm 이하이어야 한다.

②

나선철근의 정착을 위해 **끝에서 추가로 1.5회전**을 확보하여야 한다.

콘크리트구조 철근상세 설계기준(KDS 14 20 50:2022) 4.4.2(2)⑤
(2)압축부재에 사용되는 나선철근은 다음 규정을 따라야 한다.
⑤ 나선철근의 정착은 나선철근의 끝에서 추가로 1.5 회전만큼 더 확보하여야 한다.

③

현장치기콘크리트 공사에서 나선철근의 지름은 **10 mm 이상**이어야 한다.

콘크리트구조 철근상세 설계기준(KDS 14 20 50:2022) 4.4.2(2)③
(2)압축부재에 사용되는 나선철근은 다음 규정을 따라야 한다.
③ 현장치기콘크리트 공사에서 나선철근 지름은 10mm 이상으로 하여야 한다.

NoteBase

④

기둥머리가 있는 기둥의 나선철근은 기둥머리의 지름이나 폭이 **기둥의 지름이나 폭의 2배가 되는 곳까지** 연장하여야 한다.

콘크리트구조 철근상세 설계기준(KDS 14 20 50:2022) 4.4.2(2)⑨
(2)압축부재에 사용되는 나선철근은 다음 규정을 따라야 한다.
⑨ 기둥머리가 있는 기둥의 나선철근은 기둥머리의 지름이나 폭이 기둥의 지름이나 폭의 2배가 되는 곳까지 연장되어야 한다.

NoteBase

문 16. 콘크리트 기초판 설계에 대한 설명으로 옳지 않은 것은?

① 2방향 직사각형 기초판의 장변방향 휨철근은 폭 전체에 균등히 배치시킨다.

② 콘크리트 기둥을 지지하는 기초판의 최대 계수휨모멘트를 계산할 때, 위험단면은 기둥의 외면이다.

③ 기초판의 밑면적, 말뚝의 개수와 배열은 기초판에 의해 지반 또는 말뚝에 전달되는 계수하중을 적용하여야 한다.

④ 기초판 윗면부터 하부철근까지 깊이는 직접기초의 경우는 150 mm 이상, 말뚝기초의 경우는 300 mm 이상으로 하여야 한다.

정답 3번

간단한 해설

기초판의 밑면적과 말뚝의 개수·배열은 지반 또는 말뚝의 허용지지력을 기준으로 정하므로, **하중계수를 곱하지 않은 사용하중**을 적용한다. 계수하중은 기초판 자체의 휨·전단 강도를 설계할 때 적용한다.

선지별 해설

① O: 2방향 직사각형 기초판에서 장변방향 휨철근은 **폭 전체에 균등하게 배치**한다. 장변방향 철근은 장변에 평행한 철근이며, 이를 단변방향의 전체 폭에 걸쳐 고르게 배치한다. 단변방향 철근을 기둥 중심 부근의 유효폭과 그 바깥으로 나누어 배치하는 규정과 구별한다.

② O: 콘크리트 기둥을 지지하는 기초판의 최대 계수휨모멘트에 대한 위험단면은 **기둥의 외면**이다. 기둥 외면에서 바깥쪽으로 돌출된 기초판 부분에 작용하는 지반반력 등이 이 단면에 휨모멘트를 발생시키므로, 그 힘들의 모멘트로 설계휨모멘트를 구한다.

③ X: 기초판의 밑면적, 말뚝의 개수와 배열을 정할 때는 지반 또는 말뚝의 허용지지력과 비교하므로 **사용하중**을 적용하여야 한다. 사용하중은 하중계수를 곱하지 않은 하중이다. 따라서 선지의 '계수하중'을 '사용하중'으로 고쳐야 한다. 반면 기초판 자체가 휨과 전단에 견디도록 단면과 철근을 설계할 때는 계수하중과 그에 따른 반력을 적용한다.

④ O: 기초판 윗면부터 하부철근까지의 깊이는 **직접기초 150 mm 이상, 말뚝기초 300 mm 이상**이어야 한다. 이는 KDS 14 20 70의 기초판 설계 일반에서 정한 최소 깊이이다. 측정 구간은 윗면에서 하부철근까지이므로, 하부철근에서 기초판 밑면까지의 피복두께와 구별한다.

NoteBase

문 17. 철근의 이음 방법에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, l_d는 철근의 정착길이이다)

① 인장 이형철근의 A급 겹침이음길이는 $1.0l_d$ 이상 또한 300 mm 이상이어야 한다.

② 압축 이형철근의 겹침이음길이는 200 mm 이상이어야 하며, 콘크리트의 설계기준압축강도가 21 MPa 미만인 경우는 겹침이음길이를 $\frac{1}{2}$ 증가시켜야 한다.

③ 서로 다른 크기의 철근을 인장 겹침이음하는 경우 이음길이는 크기가 큰 철근의 정착길이와 크기가 작은 철근의 겹침이음길이 중 큰 값 이상이어야 한다.

④ 인장 이형철근의 겹침이음에서 A급 이음은 배치된 철근량이 이음부 전체 구간에서 해석결과 요구되는 소요 철근량의 2배 이상이고, 소요겹침이음길이 내 겹침이음된 철근량이 전체 철근량의 $\frac{1}{2}$ 이하인 경우이다.

정답 2번

간단한 해설

②의 '200 mm 이상'은 **300 mm 이상**으로, '1/2 증가'는 **1/3 증가**로 고쳐야 한다. 압축 이형철근의 겹침이음길이는 최소 300 mm를 확보하고, 콘크리트 설계기준압축강도가 21 MPa 미만이면 규정된 이음길이를 1/3 늘린다.

선지별 해설

① O: 인장 이형철근의 A급 겹침이음길이는 $1.0l_d$ 이상이면서 300 mm 이상이어야 한다. 정착길이에 따른 조건과 **최소길이 300 mm 조건을 모두** 만족해야 하므로, 두 값 중 큰 값 이상을 확보한다.

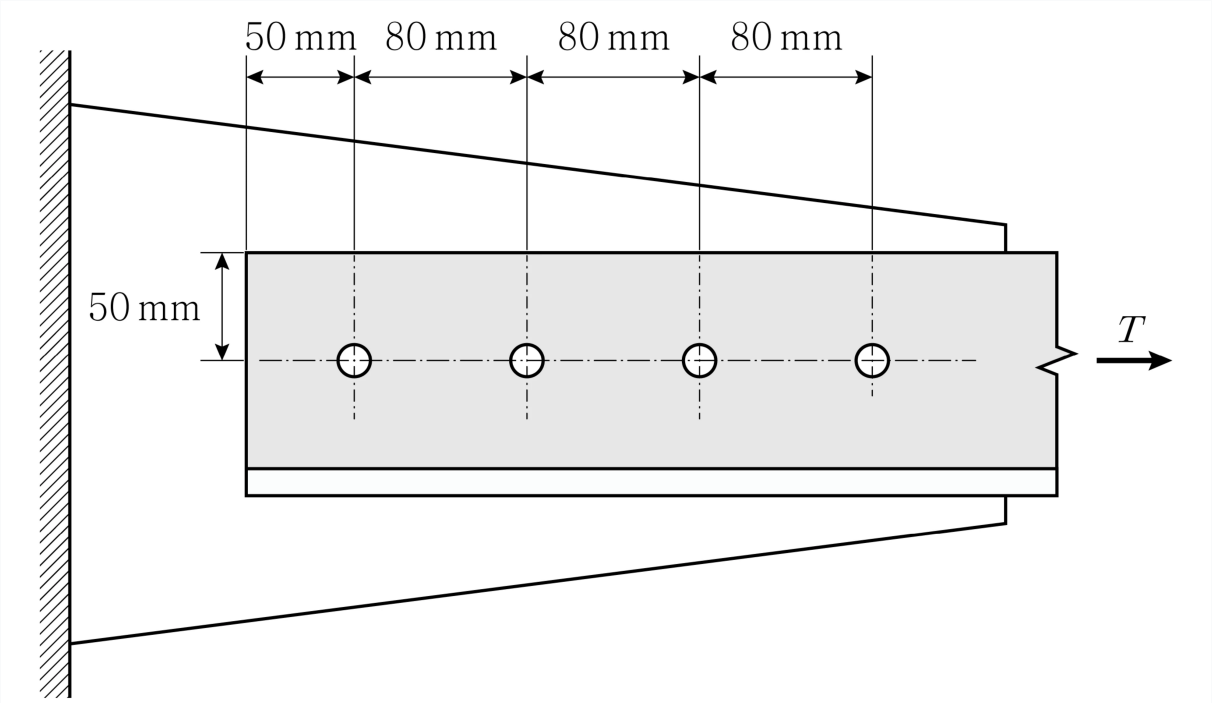
② X: 압축 이형철근의 겹침이음길이는 **300 mm 이상**이어야 한다. 또한 콘크리트의 설계기준압축강도가 21 MPa 미만이면 규정된 겹침이음길이를 **1/3 증가**시켜야 한다. 따라서 선지의 '200 mm'와 '1/2 증가'가 모두 잘못되었다. 콘크리트 강도가 낮을 때 이음길이를 늘리는 것은 철근의 힘을 콘크리트를 통해 충분히 전달하기 위해서이다.

③ O: 서로 다른 크기의 철근을 인장 겹침이음할 때는 **큰 철근의 정착길이와 작은 철근의 겹침이음길이 중 큰 값** 이상을 사용한다. 큰 철근의 정착에 필요한 길이와 작은 철근의 이음에 필요한 길이를 모두 확보해야 하므로, 어느 한쪽의 값만으로 이음길이를 정해서는 안 된다.

④ O: A급 인장 겹침이음은 이음부 전체 구간에서 배치 철근량이 소요 철근량의 2배 이상이고, 소요겹침이음길이 내에서 이음된 철근량이 전체 철근량의 1/2 이하인 **두 조건을 동시에** 만족해야 한다. 충분한 여유 철근량을 확보하면서 한 구간에 이음이 집중되는 것을 제한하는 조건이다. 두 조건 중 하나라도 만족하지 못하면 B급 이음으로 분류한다.

NoteBase

문 18. 그림과 같은 인장재 ㄱ형강의 블록전단강도 산정 시, 전단파단에 대한 순단면적 A_{nv} [mm^2]는? (단, 볼트구멍의 직경 d_h는 22 mm이고, 부재의 두께 t는 10 mm이다)



① 2,130

② 2,150

③ 2,170

④ 2,190

정답 1번

간단한 해설

블록전단의 전단 경로에서는 **구멍 3개와 마지막 구멍의 절반**을 공제한다. 전체 길이 290 mm에서 구멍 부분 77 mm를 빼면 순길이는 213 mm이며, 두께 10 mm를 곱한 순단면적은 2,130 mm^{2}이다.

NoteBase

계산 과정

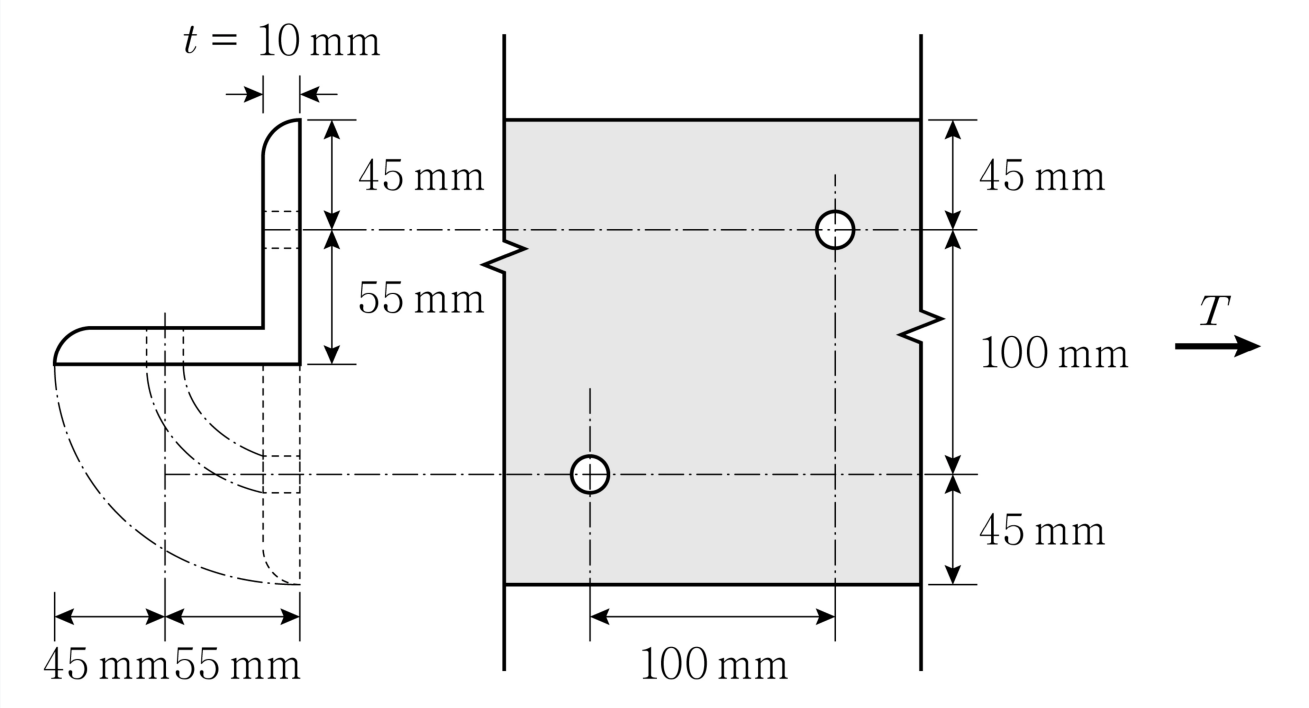
전단 경로의 전체 길이: 블록전단은 하중에 평행한 전단면과 하중에 수직인 인장면을 따라 접합부 일부가 떨어져 나가는 파괴이다. 그림에서 전단 경로는 ㄱ형강의 왼쪽 끝에서 볼트열을 따라 가장 오른쪽 볼트 중심까지 이어지는 한 면이다. 따라서 전단 경로의 전체 길이 L_v는 $50 + 80 \times 3 = 290$ mm이다. 그림의 세로 치수 50 mm는 인장면 쪽 치수이므로 이 길이에 더하지 않는다.

구멍을 제외한 순길이: 전단 경로가 앞의 구멍 3개를 모두 지나고, 인장면과 만나는 마지막 구멍은 중심까지만 지나므로 **마지막 구멍은 지름의 절반만 공제**한다. 주어진 구멍 지름 $d_h = 22\text{mm}$를 사용하면 공제 길이는 $\left(3 + \frac{1}{2}\right) \cdot 22 = 77\text{mm}$이다. 따라서 전단파단에 저항하는 강재의 순길이는 $290 - 77 = 213$ mm이다.

순단면적: 두께가 일정하므로 **전단 경로의 순길이에 부재 두께를 곱한다**. 두께 $t = 10\text{mm}$이므로 $A_{nv} = 213 \times 10 = 2{,}130\ \text{mm}^2$이다. 이는 ①의 2,130에 해당한다.

NoteBase

문 19. 그림과 같은 인장재 ㄱ형강 볼트 연결부의 순폭 w_n[mm]은? (단, 볼트구멍의 직경 d_h는 25 mm이며, 부재의 두께 t는 10 mm이다)



① 145

② 150

③ 155

④ 165

정답 4번

간단한 해설

ㄱ형강의 총폭은 두 다리 폭의 합에서 **겹치는 두께를 한 번 빼서** 190 mm로 구한다. 구멍 하나를 지나는 직선 경로와 엇갈린 두 구멍을 지나는 지그재그 경로의 순폭이 모두 **165 mm**이다.

NoteBase

계산 과정

총폭: 그림에서 ㄱ형강의 각 다리 폭은 45 + 55 = 100 mm이고 두께는 10 mm이다. 두 다리 폭을 단순히 더하면 모서리의 두께가 중복되므로, 펼친 총폭 w는 **두께를 한 번 빼서** 구한다. $w = 100 + 100 - 10 = 190$ mm이며, 오른쪽 펼친 그림의 45 + 100 + 45 = 190 mm와도 같다.

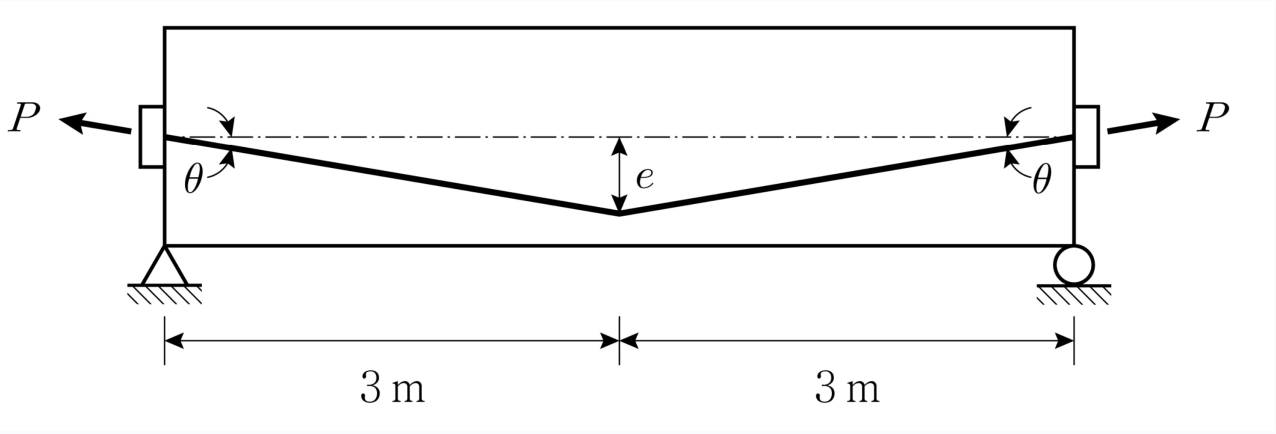
직선 경로: 인장력 T에 수직으로 구멍 하나를 지나는 단면에서는 총폭에서 구멍 직경 $d_h = 25$ mm를 뺀다. 이 경로의 순폭은 $w_{n1} = 190 - 25 = 165$ mm이다.

지그재그 경로: 두 구멍을 잇는 경로에서는 구멍 직경 두 개를 빼고, 엇갈린 배치에 대한 보정량 $\frac{s^2}{4g}$를 더한다. 여기서 s는 인장력 방향의 구멍 중심 간격, g는 그에 수직인 방향의 구멍 중심 간격이다. 펼친 그림에서 둘 다 100 mm이므로 보정량은 $\frac{100^2}{4 \cdot 100} = 25$ mm이다. 따라서 $w_{n2} = w - 2d_h + \frac{s^2}{4g}$에 대입하면 $w_{n2} = 190 - 2 \cdot 25 + 25 = 165$ mm이다.

순폭 결정: 가능한 파단 경로 중 **가장 작은 순폭**을 취한다. 두 경로가 모두 165 mm이므로 연결부의 순폭은 165 mm이며, ④의 값에 해당한다.

NoteBase

문 20. 그림과 같은 프리스트레스트콘크리트 단순보에서 프리스트레스 힘 P는 400 kN일 때, 지간 중앙에서 휨모멘트의 크기 [kN·m]는? (단, 지간 중앙에서의 편심 e는 300 mm이고, $\sin\theta \simeq \tan\theta$이며, 보의 자중과 프리스트레스 손실은 무시한다)



① 100

② 110

③ 120

④ 130

정답 3번

간단한 해설

프리스트레스에 의한 중앙 휨모멘트의 크기는 **프리스트레스 힘과 중앙 편심의 곱**으로 구한다. 주어진 근사조건에서 $|M| \simeq Pe$이므로, $400 \times 0.3 = 120$ kN·m이다.

NoteBase

계산 과정

그림에서 긴장재는 양 단부의 도심축에서 지간 중앙까지 직선으로 내려가며, 수평거리는 3 m이다. 중앙 편심은 e = 300 mm = 0.3 m이므로 $\tan\theta = \frac{0.3}{3} = 0.1$이다. 보의 자중과 프리스트레스 손실을 무시하므로 P = 400 kN을 그대로 사용한다.

긴장재가 콘크리트에 가하는 힘을 등가하중으로 나타내면, 각 단부에는 아래쪽으로 $V = P\sin\theta$가 작용한다. **주어진 작은 각도 근사**를 적용하면 $V \simeq P\tan\theta$이므로 V = 400 × 0.1 = 40 kN이다. 중앙에서 긴장재의 방향이 꺾이므로 중앙에는 위쪽으로 2V = 80 kN이 작용한다.

중앙 단면의 왼쪽 부분을 보면, 단부의 하향력 40 kN이 중앙에서 3 m 떨어져 작용한다. 따라서 중앙 휨모멘트의 크기는 $|M| = V \cdot 3$으로 구하며, 40 × 3 = 120 kN·m이다. 이는 $|M| \simeq P\tan\theta \cdot 3 = Pe$와 같은 결과이다.

중앙 휨모멘트의 크기는 120 kN·m로, ③의 값에 해당한다.

NoteBase