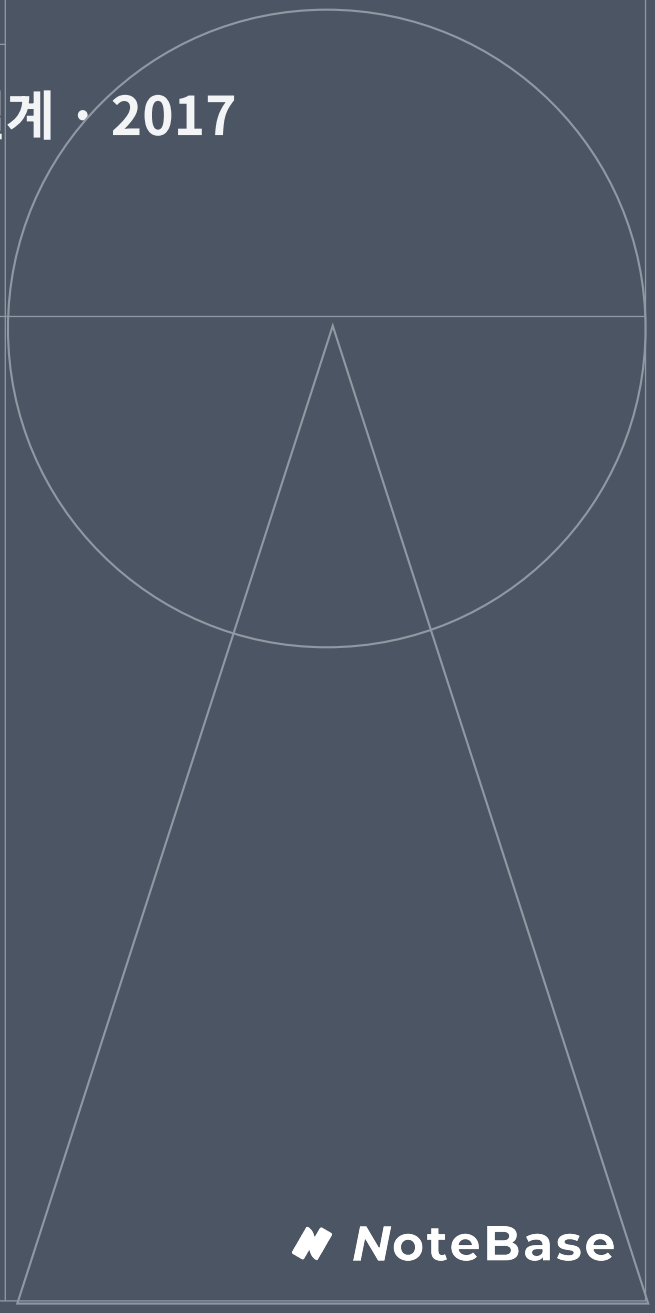
기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2017



NoteBase

기출OX 해설집

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2017

공무원/국가직/9급 · 토목설계 · 2017

문 1. $b = 300$ mm, $d = 600$ mm**인 단철근 직사각형보의 등가직사각형 응력블록의 깊이** $a = 100$ mm**일 때, 철근량** A_s[mm^2]**는? (단,** $f_{ck} = 20$ MPa, $f_y = 300$ MPa**이며, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)**

① 850

② 1,550

③ 1,700

④ 3,400

정답 3번

간단한 해설

단철근보는 **콘크리트 압축력과 철근 인장력의 평형**을 이용한다. 2012년도 기준의 등가직사각형 압축응력 $0.85f_{ck}$를 적용하면 압축력은 510,000 N이며, 이를 철근의 항복강도 300 MPa로 나눈 철근량은 1,700 mm^{2}이다.

계산 과정

1. 힘의 평형: 휨을 받는 단철근 직사각형보에서 콘크리트의 인장저항을 무시하고 인장철근이 항복하는 공칭강도 상태를 적용한다. 콘크리트 압축력 C와 철근 인장력 T는 **크기가 같고 방향이 반대**이므로 $C = T$이다. 2012년도 콘크리트구조기준의 등가직사각형 응력블록을 적용하면 $C = 0.85f_{ck}ba$, $T = A_sf_y$이다. 여기서 b는 단면 폭, a는 응력블록 깊이, A_s는 인장철근 단면적이다. a가 이미 주어졌으므로 유효깊이 d = 600 mm를 이용해 응력블록 깊이를 별도로 구할 필요는 없다.

2. 콘크리트 압축력: 등가직사각형 압축응력은 $0.85f_{ck} = 0.85 \cdot 20 = 17$ MPa이다. **압축영역의 면적**은 폭 b와 응력블록 깊이 a의 곱이므로 $300 \times 100 = 30{,}000$ mm^{2}이다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 압축력은 $C = 17 \times 30{,}000 = 510{,}000$ N이다. 이는 인장철근이 부담해야 할 인장력과 같다.

3. 철근량: 철근의 항복강도는 $f_y = 300$ MPa이므로, 필요한 단면적은 인장력을 항복강도로 나누어 구한다. $A_s = \frac{C}{f_y}$에 대입하면 $A_s = \frac{510{,}000}{300} = 1{,}700$ mm^{2}이다. 따라서 ③의 1,700 mm^{2}에 해당한다.

NoteBase

문 2. 단순 지지된 보에 등분포 고정하중이 작용하고 있다. 순간 탄성 처짐이 20 mm일 경우 5년 뒤의 총 처짐량[mm]은? (단, 중앙 단면의 압축 철근비는 0.02이며, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 20

② 25

③ 30

④ 40

정답 4번

간단한 해설

5년의 시간경과계수 2.0과 압축철근비 0.02를 적용하면 추가 장기처짐 계수는 1.0이다. 추가 처짐 20 mm에 **순간 탄성 처짐을 더한 총 처짐량**은 40 mm이다.

계산 과정

조건: 고정하중은 지속해서 작용하는 하중이므로, 순간 탄성 처짐 20 mm를 기준으로 크리프와 건조수축에 따른 추가 장기처짐을 구한다. 단순 지지된 보는 **보 중앙의 압축철근비**를 사용하므로 $\rho' = 0.02$를 적용한다.

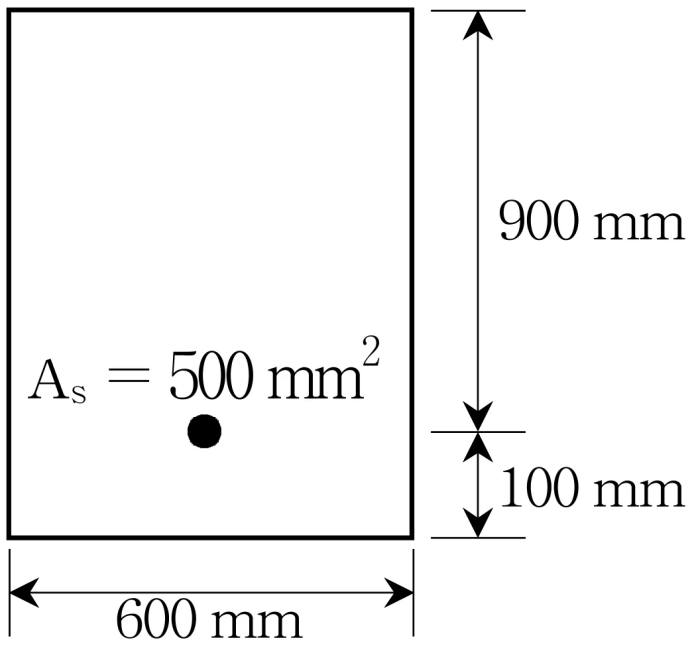
추가 장기처짐 계수: 2012년도 콘크리트구조기준 4.3.1(5)의 식 (4.3.4)에 따라 $\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'}$이다. 여기서 ξ는 지속하중의 작용 기간에 따른 시간경과계수이며, 5년 이상에서는 2.0이다. 따라서 $\lambda_\Delta = \frac{2.0}{1+50\cdot 0.02} = 1.0$이다.

추가 장기처짐: 순간 탄성 처짐에 위 계수를 곱하면 1.0 × 20 = 20 mm이다. 이 값은 **시간이 지나면서 추가로 발생한 처짐**을 뜻한다.

총 처짐량: **순간 탄성 처짐과 추가 장기처짐의 합**이므로 20 + 20 = 40 mm이다. 이는 ④의 40 mm에 해당한다.

NoteBase

문 3. 그림과 같은 철근콘크리트 단면에서 균열 모멘트 M_{cr} [kN · m]은? (단, 콘크리트는 보통 골재를 사용하고, $f_{ck} = 25$ MPa이며, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)



① 315

② 420

③ 3,150

④ 4,200

정답 1번

간단한 해설

균열 모멘트는 콘크리트 인장연단의 응력이 **파괴계수**에 도달할 때의 모멘트이다. 전체 높이 1,000 mm인 직사각형의 총단면과 파괴계수 3.15 MPa를 적용하면 균열 모멘트는 **315 kN·m**이다.

NoteBase

계산 과정

균열 발생 조건: 균열이 생기기 직전에는 콘크리트 총단면이 휨에 저항한다고 보고, 인장연단의 휨응력이 콘크리트 파괴계수 f_r에 도달하는 조건을 적용한다. 휨응력 관계 $\sigma_t = My_t/I_g$에서 균열 모멘트는 $M_{cr} = f_r I_g / y_t$이다. 여기서 I_g는 철근을 무시한 콘크리트 총단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트, y_t는 그 도심축에서 인장연단까지의 거리이다.

단면 치수: 그림에서 폭은 $b = 600\text{mm}$, 상단에서 철근 중심까지는 900 mm, 철근 중심에서 하단까지는 100 mm이다. 따라서 **전체 높이**는 $h = 900 + 100 = 1{,}000\text{mm}$이다. 직사각형 총단면의 도심은 높이의 중앙에 있으므로 $y_t = \frac{h}{2} = 500\text{mm}$이다. 표시된 철근 면적 $A_s = 500\text{mm}^2$는 이 총단면 기준의 균열 모멘트 산정에 직접 사용하지 않는다.

콘크리트 파괴계수: 2012년도 콘크리트구조기준에서 보통 골재 콘크리트의 파괴계수는 $f_r = 0.63\sqrt{f_{ck}}$이며, 강도는 MPa 단위를 사용한다. 주어진 $f_{ck} = 25\text{MPa}$를 대입하면 $f_r = 0.63\sqrt{25} = 3.15\text{MPa}$이다. 이는 균열이 시작되는 인장연단의 휨인장응력이다.

총단면의 단면2차모멘트: 직사각형의 도심축에 대해 $I_g = \frac{bh^3}{12}$이다. 따라서 $I_g = \frac{600 \cdot 1{,}000^3}{12}$에서 $I_g = 5.0 \times 10^{10}\text{mm}^4$를 얻는다. 높이에는 철근까지의 거리 900 mm가 아니라 **전체 높이 1,000 mm**를 사용한다.

균열 모멘트: $M_{cr} = \frac{3.15 \cdot 5.0 \times 10^{10}}{500}$이므로 $M_{cr} = 3.15 \times 10^8\text{N} \cdot \text{mm}$이다. 여기서 1 MPa = 1 N/mm^{2}이며, $1\text{kN} \cdot \text{m} = 10^6\text{N} \cdot \text{mm}$이므로 $M_{cr} = 315\text{kN} \cdot \text{m}$이다. 이는 ①의 315에 해당한다.

NoteBase

문 4. 물-시멘트비(W/C) 50%, 단위수량 140 kgf/m^3, 단위잔골재량 760 kgf/m^{3}인 배합을 실시하여 콘크리트의 단위중량을 측정한 결과 2,300 kgf/m^{3}일 때, 콘크리트의 단위굵은골재량[kgf/m^3]은? (단, 시멘트의 비중은 3.15, 잔골재의 비중은 2.60, 굵은 골재의 비중은 2.65이고, 혼화재료는 사용하지 않았다)

① 1,120

② 1,220

③ 1,260

④ 1,400

정답 1번

간단한 해설

물-시멘트비 50%는 물의 중량이 시멘트 중량의 절반이라는 뜻이므로 단위시멘트량은 280 kgf/m^{3}이다. 콘크리트의 단위중량에서 **물·시멘트·잔골재의 단위량을 빼면** 단위굵은골재량은 1,120 kgf/m^{3}이다.

계산 과정

1. 단위시멘트량: 단위수량을 W, 단위시멘트량을 C라 하면 물-시멘트비는 $\frac{W}{C} = 0.50$이다. 따라서 $C = \frac{140}{0.50} = 280$ kgf/m^{3}이다. 이는 콘크리트 1 m^{3}에 들어가는 시멘트의 중량이며, **물-시멘트비의 분모가 시멘트량**임에 주의한다.

2. 단위굵은골재량: 단위잔골재량을 S, 단위굵은골재량을 G라 하면, 혼화재료를 사용하지 않았으므로 콘크리트의 단위중량은 $W + C + S + G$이다. 따라서 2,300 − (140 + 280 + 760) = 1,120 kgf/m^{3}이다. 모든 재료량이 같은 콘크리트 1 m^{3}를 기준으로 주어져 있으므로 **중량의 합으로 계산**한다. 각 재료의 비중은 중량과 부피를 환산할 때 쓰는 값으로, 이 계산에는 필요하지 않다.

계산된 단위굵은골재량 1,120 kgf/m^{3}는 ①의 1,120에 해당한다.

NoteBase

문 5. 직사각형 철근콘크리트 단면이 전단철근 없이 계수전단력 $V_u = 75$ kN을 저항할 수 있는 단면의 최소 유효깊이 d[mm]는? (단, $f_{ck} = 16$ MPa, 단면의 폭 $b = 400$ mm이며, 2012년도 콘크리트 구조기준을 적용한다)

① 600

② 750

③ 850

④ 1,000

정답 2번

간단한 해설

전단철근을 생략하려면 계수전단력이 **콘크리트 설계전단강도의 1/2 이하**여야 한다. 이 조건에 강도감소계수 0.75를 적용하면 최소 유효깊이는 **750 mm**이다.

계산 과정

1. 전단철근 생략 조건: 2012년도 콘크리트구조기준 7.4.3(1)은 별도 예외에 해당하지 않는 휨부재에서 계수전단력이 콘크리트 설계전단강도의 1/2을 초과하면 최소 전단철근을 배치하도록 한다. 따라서 이 문제에서는 단순히 콘크리트의 설계전단강도로 하중을 지지하는 것에 더해, **최소 전단철근도 필요하지 않은 조건**인 $V_u \le \frac{\phi V_c}{2}$를 만족해야 한다. 여기서 V_c는 콘크리트의 공칭전단강도이며, 전단에 대한 강도감소계수는 $\phi = 0.75$이다.

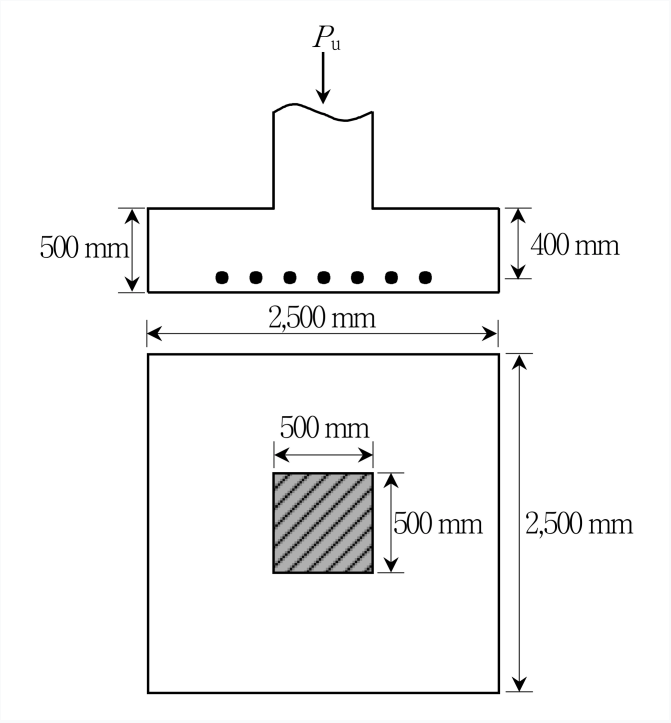
2. 콘크리트 전단강도: 별도 경량콘크리트 조건이 없으므로 보통중량 콘크리트로 계산한다. 기준 7.3.1(1)의 전단력과 휨모멘트를 받는 부재에 대한 식은 $V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}\,bd$이다. 직사각형 단면에서는 폭 b가 복부폭이며, 유효깊이 d는 압축연단에서 인장철근 도심까지의 거리이다. 압축강도를 MPa, 폭과 유효깊이를 mm로 대입하면 전단강도는 N으로 산출된다.

3. 주어진 값 대입: $f_{ck} = 16$ MPa, b = 400 mm이므로 $V_c = \frac{1}{6}\sqrt{16}\cdot 400d = \frac{800}{3}d$ N이다. 여기에 강도감소계수와 생략 기준의 1/2을 적용하면 $\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0.75}{2}\cdot\frac{800}{3}d = 100d$ N이다. 이 값은 해당 유효깊이에서 **전단철근 없이 허용되는 계수전단력의 상한**이다.

4. 최소 유효깊이: 75 kN = 75,000 N이므로 생략 조건은 $75{,}000 \le 100d$가 된다. 이를 풀면 $d \ge \frac{75{,}000}{100} = 750$ mm이다. 따라서 최소 유효깊이는 750 mm이며, 선택지 ②에 해당한다.

NoteBase

문 6. 그림과 같은 확대기초에 계수 하중 P_u = 1,200 kN이 작용할 때, 전단에 대한 위험단면의 둘레 길이 b_0 [mm]는? (단, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)



① 3,600

② 4,000

③ 4,400

④ 4,500

정답 1번

간단한 해설

2방향 전단의 위험단면은 **기둥면에서 유효깊이의 절반만큼 떨어진 위치**에 잡는다. 유효깊이가 400 mm이므로 위험단면의 평면상 한 변은 500 + 200 + 200 = 900 mm이고, 둘레는 3,600 mm이다.

NoteBase

계산 과정

유효깊이 확인: 그림의 오른쪽 400 mm는 기초 윗면에서 하부 인장철근 중심까지의 거리이므로 유효깊이 d = 400 mm이다. 왼쪽의 500 mm는 기초 전체 두께이며, 위험단면 위치를 정할 때는 **유효깊이 400 mm**를 사용한다. 평면도에 표시된 기둥 단면은 500 × 500 mm이다.

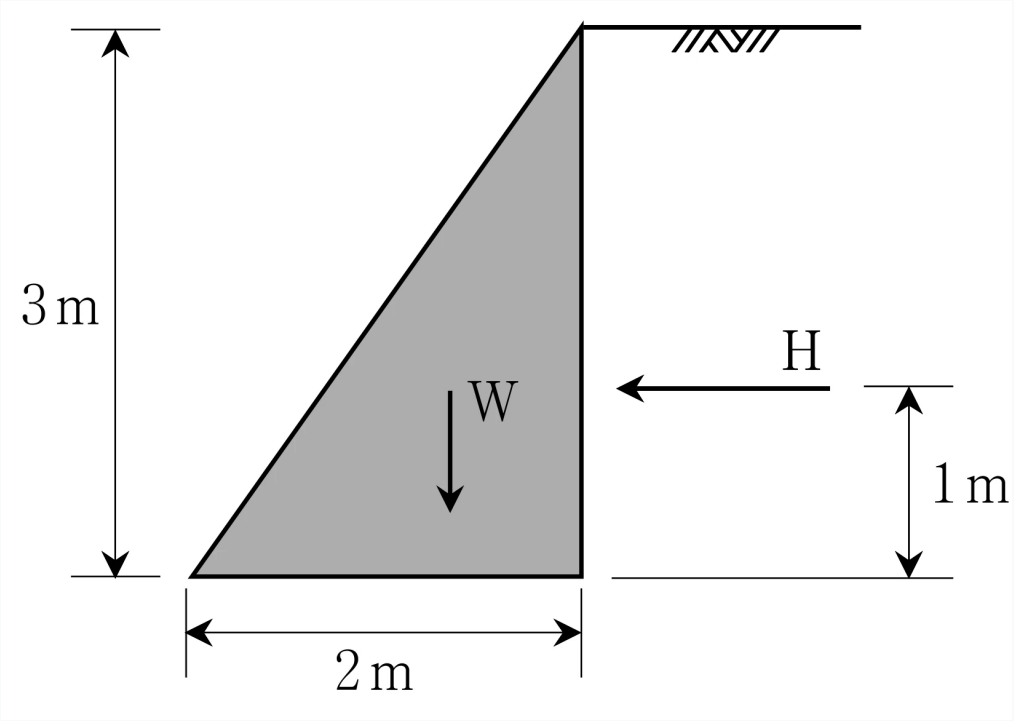
위험단면 위치: 둘레 길이 b_0는 기둥 주위의 2방향 전단, 즉 뚫림전단에 대한 위험단면의 둘레이다. 2012년도 콘크리트구조기준 7.12.1(3)·(4)에 따라 기둥의 각 면에서 $\frac{d}{2}$만큼 떨어지고, 기둥 네 변에 나란한 직선으로 이루어진 단면을 잡는다. 기둥면에서의 이격거리는 $\frac{400}{2} = 200\text{mm}$이다.

위험단면의 한 변: 기둥의 양쪽 면에서 각각 200 mm씩 바깥으로 나가므로, 위험단면을 평면에서 본 정사각형의 한 변은 500 + 200 + 200 = 900 mm이다. **양쪽 이격거리를 모두 더한다**는 점에 유의한다.

둘레 계산: 정사각형의 네 변을 더하면 $b_0 = 4 \times 900 = 3{,}600\text{mm}$로, ①의 3,600 mm에 해당한다. 기초 평면의 한 변 2,500 mm와 계수하중 1,200 kN은 이 둘레 길이를 구하는 데 직접 사용하지 않는다.

NoteBase

문 7. 그림과 같이 옹벽의 무게 W = 90kN이고 옹벽에 작용하는 수평력 H = 20kN일 때, 전도에 대한 안전율과 활동에 대한 안전율은? (단, 옹벽의 무게 및 수평력은 단위폭당 값이며 옹벽의 저판 콘크리트와 흙 사이의 마찰계수는 0.4이고, 2012년도 콘크리트 구조기준을 적용한다)



① 전도에 대한 안전율: 3.0, 활동에 대한 안전율: 1.5

② 전도에 대한 안전율: 3.0, 활동에 대한 안전율: 1.8

③ 전도에 대한 안전율: 6.0, 활동에 대한 안전율: 1.5

④ 전도에 대한 안전율: 6.0, 활동에 대한 안전율: 1.8

정답 4번

간단한 해설

전도 안전율은 **저항모멘트와 전도모멘트의 비**로, 활동 안전율은 **마찰저항력과 수평력의 비**로 구한다. 삼각형 옹벽의 무게중심 위치를 적용하면 전도 안전율은 6.0, 활동 안전율은 1.8이다.

NoteBase

계산 과정

작용점과 모멘트팔: 그림에서 옹벽의 밑변은 2 m, 높이는 3 m이고, 수평력 H는 바닥에서 1 m 높이에 왼쪽으로 작용한다. 따라서 전도는 왼쪽 아래 끝점을 기준으로 검토한다. 삼각형 단면의 무게중심은 왼쪽 끝점에서 밑변 길이의 2/3 지점에 있으므로, 무게 W의 모멘트팔은 $x = \frac{2}{3} \times 2 = \frac{4}{3}$m이다. W와 H는 모두 단위폭당 값이므로 같은 단위폭을 기준으로 계산한다.

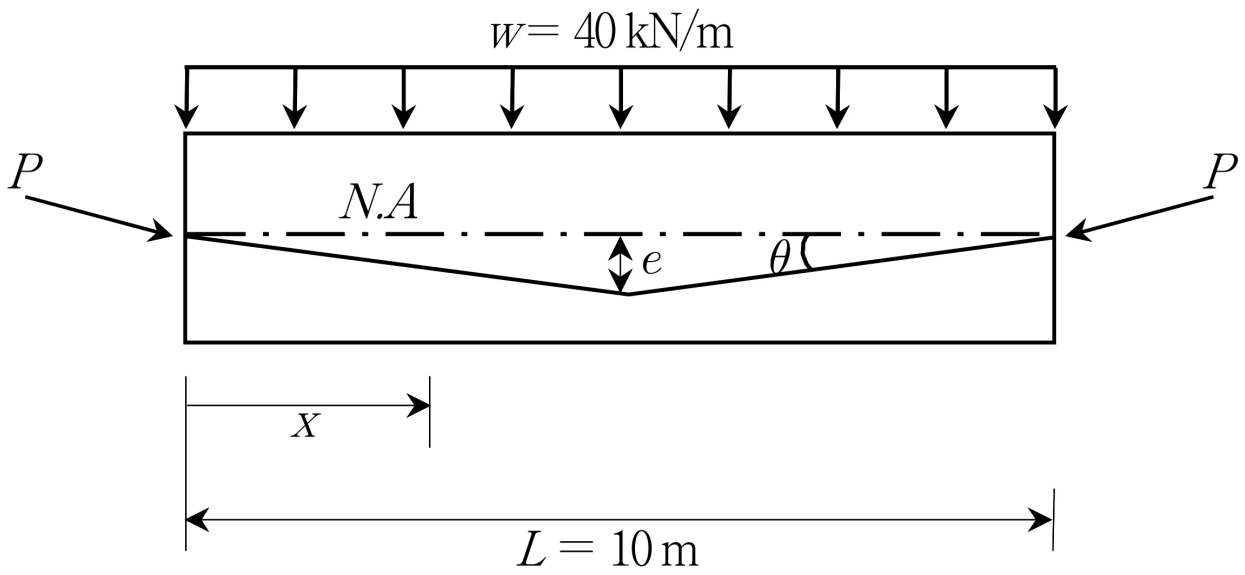
전도에 대한 안전율: W는 전도에 저항하고 H는 전도를 일으킨다. 각 모멘트는 힘에 **회전 기준점에서 힘의 작용선까지의 수직거리**를 곱하여 구한다. 저항모멘트는 $M_R = 90 \times \frac{4}{3} = 120\text{kN}\cdot\text{m}$, 전도모멘트는 $M_O = 20 \times 1 = 20\text{kN}\cdot\text{m}$이다. 따라서 $F_O = \frac{M_R}{M_O} = \frac{120}{20} = 6.0$이다. 수평력의 모멘트팔에는 옹벽 전체 높이 3 m가 아니라 실제 작용 높이 1 m를 사용한다.

활동에 대한 안전율: 주어진 힘 중 수직력은 W뿐이므로 저판에 작용하는 수직항력 N은 90 kN이다. 마찰계수 μ = 0.4를 적용하면 최대 마찰저항력은 $R = \mu N = 0.4 \times 90 = 36\text{kN}$이다. 활동 안전율은 **수평 이동에 저항하는 힘을 이동시키는 힘으로 나눈 값**이므로 $F_S = \frac{R}{H} = \frac{36}{20} = 1.8$이다.

전도 안전율 6.0과 활동 안전율 1.8은 모두 무차원 값이며, 이 두 값을 함께 제시한 선지는 ④이다.

NoteBase

문 8. 그림과 같이 지간 $L = 10$ m인 프리스트레스트 콘크리트 단순보에 자중을 포함한 등분포하중 $w = 40$ kN/m가 작용하고 있다. 긴장재는 지간 중앙에 편심 $e = 0.4$ m로 절곡 배치하였다. 긴장력 $P = 1{,}000$ kN일 때, 보의 끝단에서 전단력이 작용하지 않는 지점까지의 거리 x[m]는? (단, $\sin\theta = 2e/L$로 가정하고 프리스트레스의 손실은 무시한다)



① 1

② 2

③ 3

④ 4

정답 3번

간단한 해설

절곡된 긴장재의 **수직성분 80 kN**이 등분포하중에 의한 전단력을 줄인다. 끝단에서 거리 x인 단면의 전단력은 $V(x) = 200 - 40x - 80$이므로, 전단력이 0이 되는 위치는 끝단에서 3 m이다.

NoteBase

계산 과정

지점반력: 지간은 10 m, 등분포하중은 40 kN/m이므로 전체 연직하중은 400 kN이다. 하중과 긴장재 배치가 좌우 대칭이고 프리스트레스의 등가하중은 자체적으로 평형을 이루므로, 양쪽 지점반력은 각각 $R = \frac{wL}{2} = 200$ kN이다. 자중은 주어진 하중에 포함되어 있으므로 따로 더하지 않는다.

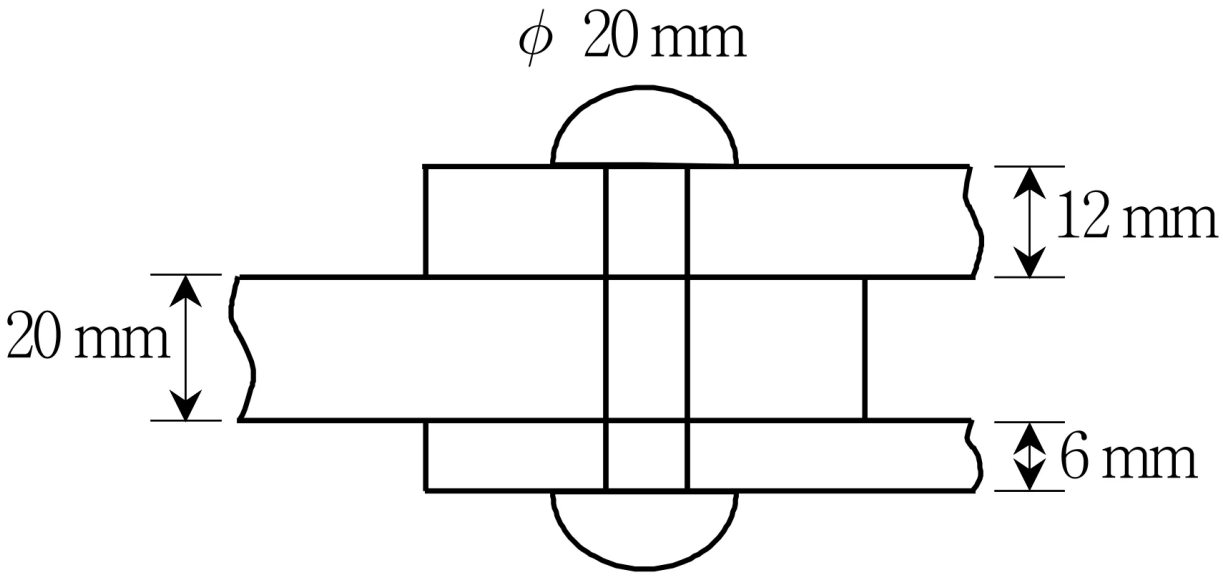
긴장력의 수직성분: 그림에서 긴장재는 양 끝에서 중앙을 향해 아래로 기울어져 있다. 주어진 가정에 따라 $\sin\theta = \frac{2e}{L} = \frac{2 \times 0.4}{10} = 0.08$이다. 따라서 긴장력의 수직성분은 $P\sin\theta = 1{,}000 \times 0.08 = 80$ kN이다. 긴장재가 콘크리트에 가하는 힘은 **양 끝에서 아래쪽**, 중앙 절곡점에서 위쪽으로 작용한다.

전단력 평형: 왼쪽 끝단에서 중앙 절곡점 전까지의 단면을 생각하면, 지점반력 200 kN은 위로, 구간 내 등분포하중 wx와 끝단의 긴장력 수직성분 80 kN은 아래로 작용한다. 따라서 이 구간의 전단력은 $V(x) = R - wx - P\sin\theta$, 즉 $V(x) = 120 - 40x$이다. 120 kN은 끝단 직후에 남는 전단력이고, 여기서 1 m 이동할 때마다 등분포하중 때문에 40 kN씩 감소한다.

거리 계산: **전단력이 0인 조건**을 적용하면 $120 - 40x = 0$이므로 $x = \frac{120}{40} = 3$ m이다. 이 위치는 중앙까지의 거리 5 m보다 작아 앞서 세운 전단력 식의 적용 구간에 속한다. 따라서 구한 거리는 3 m이며, ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 9. 그림과 같이 리벳의 직경이 20 mm일 때, 이 리벳의 강도[kN]는? (단, 리벳의 허용 전단응력 $v_a = 130\text{MPa}$, 허용 지압응력 $f_{ba} = 300\text{MPa}$이다)



① 26π

② 52π

③ 108

④ 216

정답 1번

간단한 해설

리벳은 두 접합면에서 전단되는 **2면전단** 상태이다. 전단강도는 26π kN, 지압강도는 108 kN이므로, **더 작은 전단강도**가 리벳의 강도를 결정한다.

NoteBase

계산 과정

접합 상태와 단위: 그림에서 두께 20 mm인 가운데 판을 위쪽 12 mm 판과 아래쪽 6 mm 판이 감싸고 있다. 리벳 지름은 20 mm이며, 가운데 판과 바깥 판 사이의 접합면이 위아래로 하나씩 있으므로 전단면은 두 개이다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로, 응력에 mm^2 단위의 면적을 곱하면 힘은 N으로 계산된다.

전단강도: 리벳 한 전단면의 면적은 $A = \frac{\pi d^2}{4}$이다. 지름 20 mm를 대입하면 $A = 100\pi \text{mm}^2$이며, **전단면 두 개의 면적**을 합하여 허용 전단응력 130 MPa를 곱한다. 따라서 $P_s = 2 \cdot 100\pi \cdot 130$ N이고, 전단강도는 26π kN, 약 81.7 kN이다.

지압강도: 지압은 리벳과 판이 접촉하여 서로 누르는 작용이며, 지압면적은 **리벳 지름 × 판 두께인 투영면적**으로 계산한다. 가운데 판의 지압강도는 20 × 20 × 300 = 120000 N, 즉 120 kN이다. 바깥 두 판은 함께 하중을 전달하므로 두께를 합한 12 + 6 = 18 mm를 적용한다. 바깥 판의 합계 지압강도는 20 × 18 × 300 = 108000 N, 즉 108 kN이다. 가운데 판과 바깥 판 모두 지압에 견뎌야 하므로 지압강도는 두 값 중 작은 108 kN이다.

강도 결정: 리벳은 전단과 지압에 모두 견뎌야 하므로 두 강도 중 작은 값을 취한다. 26π kN은 약 81.7 kN으로 108 kN보다 작으므로 리벳의 강도는 26π kN이며, ①의 값과 일치한다.

NoteBase

문 10. 길이가 2 m이고 사각형 단면(200 mm × 200 mm)인 기둥에 연직 하중 80 kN이 고정하중으로 작용한다. 기둥이 옥외에 있을 때, 크리프 변형률(ε_c)은? (단, 콘크리트의 탄성계수 $E_c = 20,000MPa$이며, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 0.0001

② 0.0002

③ 0.0003

④ 0.003

정답 2번

간단한 해설

옥외 기둥에는 **크리프계수 2.0**을 적용한다. 초기 탄성변형률 0.0001의 두 배인 **0.0002**가 크리프변형률이다.

계산 과정

적용 관계: 크리프는 지속하중을 받는 콘크리트에서 시간이 지나며 **초기 탄성변형에 추가로 생기는 변형**이다. 크리프계수 ϕ는 크리프변형률과 초기 탄성변형률의 비이므로 $\varepsilon_c = \phi\varepsilon_e$이다. 이 문항의 옥외 조건에는 $\phi = 2.0$을 적용한다.

압축응력: 단면적은 A = 200 × 200 = 40,000 mm^2이고, 지속되는 고정하중은 P = 80 kN = 80,000 N이다. 축방향 압축응력은 $\sigma = \frac{P}{A} = \frac{80,000}{40,000} = 2$MPa이다. 여기서 1 N/mm^2 = 1 MPa이므로 주어진 탄성계수와 단위가 일치한다.

탄성변형률: 하중이 작용할 때 즉시 생기는 탄성변형률은 응력을 탄성계수로 나누어 구한다. $\varepsilon_e = \frac{\sigma}{E_c} = \frac{2}{20,000} = 0.0001$이다. 이는 크리프가 발생하기 전의 초기 압축변형률이다.

크리프변형률: $\varepsilon_c = 2.0 \times 0.0001 = 0.0002$이다. 구하는 값은 **초기 탄성변형률을 포함한 총변형률이 아니라 크리프로 추가되는 변형률**이다. 변형률은 길이 변화량을 원래 길이로 나눈 무차원량이므로 주어진 길이 2 m를 곱하지 않는다. 크리프변형률의 크기 0.0002는 ②에 해당한다.

NoteBase

문 11. 옹벽의 안정조건에 대한 설명으로 옳지 않은 것은? (단, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

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

② 지반에 유발되는 최대 지반반력은 지반의 허용지지력을 초과할 수 없다.

③ 전도에 대한 저항휨모멘트는 횡토압에 의한 전도모멘트의 2배 이상이어야 한다.

④ 지반의 허용지지력은 지반의 극한지지력의 3배 이상이어야 한다.

정답 4번

간단한 해설

허용지지력은 지반이 파괴되기 직전의 극한지지력에 안전율을 적용하여 낮춘 값이다. 안전율 3을 적용하면 **극한지지력의 1/3**이므로, '극한지지력의 3배 이상'이라는 설명은 관계를 반대로 서술한 것이다.

선지별 해설

문제에서 지정한 2012년도 콘크리트구조기준에 따른 옹벽의 활동·전도·지반지지력 안정조건을 구분한다.

① O: 활동은 토압 등의 수평력으로 옹벽이 미끄러지는 현상이다. 옹벽 저면의 마찰력 등으로 확보하는 활동저항력이 **작용 수평력의 1.5배 이상**이어야 활동에 대한 안전율 1.5 이상을 만족한다.

② O: 옹벽이 지반에 전달하는 압력에 대해 지반이 충분한 지지능력을 가져야 한다. 따라서 저판 아래에 발생하는 **최대 지반반력이 허용지지력 이하**가 되도록 검토한다. 평균 지반반력이 작더라도 최대값이 허용지지력을 넘으면 이 조건을 만족하지 못한다.

③ O: 전도는 횡토압 등에 의해 옹벽이 저판 앞쪽 끝을 중심으로 넘어지려는 현상이다. 같은 회전점을 기준으로 계산한 저항휨모멘트가 **전도모멘트의 2배 이상**이어야 전도에 대한 안전율 2 이상을 만족한다.

④ X: 극한지지력은 지반이 지지력 파괴에 이르는 한계 압력이고, 허용지지력은 안전여유를 두어 사용할 수 있도록 낮춘 압력이다. 극한지지력을 q_u, 허용지지력을 q_a라 하면 안전율 3을 적용할 때 $q_a = \frac{q_u}{3}$이다. 따라서 '극한지지력의 3배 이상'은 **'극한지지력의 1/3'**로 고쳐야 한다.

NoteBase

문 12. 지름이 150 mm, 높이 300 mm인 원주형 표준공시체에 대하여 쪼갬인장시험을 실시한 결과, 파괴 시 하중이 270,000 N이었다면 콘크리트의 쪼갬인장강도[MPa]는? (단, π = 3으로 계산한다)

① 1.5

② 2.0

③ 3.5

④ 4.0

정답 4번

간단한 해설

쪼갬인장강도는 **파괴하중의 2배를 π × 지름 × 높이로 나누어** 구한다. 주어진 값과 π = 3을 적용하면 4.0 MPa이다.

계산 과정

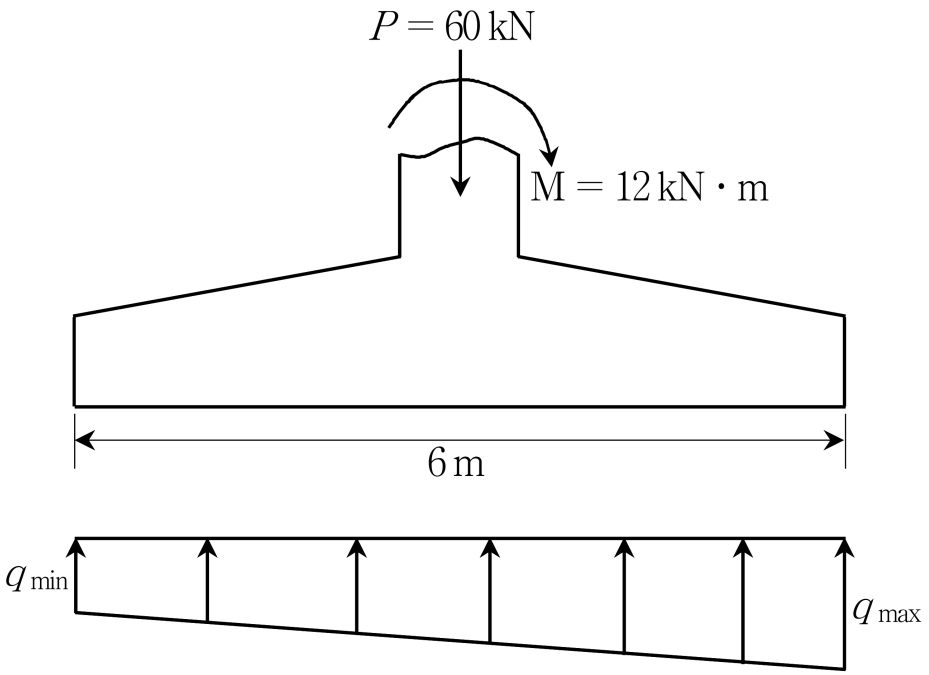
주어진 값: 파괴하중 P = 270,000 N, 공시체 지름 D = 150 mm, 높이 L = 300 mm이며, π = 3을 사용한다.

적용 공식: 쪼갬인장시험은 원주형 공시체를 옆으로 눕혀 지름 방향으로 압축하중을 가하고, 내부에 생기는 인장응력으로 쪼개지는 성질을 이용한다. 따라서 강도는 원형 단면적에 대한 압축응력이 아니라 **지름과 높이를 이용한 쪼갬인장응력**으로 구하며, 공식은 $f_t = \frac{2P}{\pi DL}$이다.

계산: $f_t = \frac{2 \times 270{,}000}{3 \times 150 \times 300}$이다. 분자는 파괴하중의 2배인 540,000 N이고, 분모는 135,000 mm^2이다. 따라서 $f_t = \frac{540{,}000}{135{,}000} = 4.0$ N/mm^2이다. **1 N/mm^2 = 1 MPa**이므로 쪼갬인장강도는 4.0 MPa이며, ④의 4.0에 해당한다.

NoteBase

문 13. 그림과 같은 철근 콘크리트 독립확대기초의 지반에 발생하는 최대 및 최소 지반 응력(q_{max}, q_{min} [kN/m^2])은? (단, 기초의 자중은 무시하고, 응력은 단위폭당 계산한다)



① q_{max}: 10, q_{min}: 6

② q_{max}: 10, q_{min}: 8

③ q_{max}: 12, q_{min}: 6

④ q_{max}: 12, q_{min}: 8

정답 4번

간단한 해설

단위폭에서 수직하중에 의한 평균 지반 응력은 10 kN/m^{2}이고, 모멘트에 의한 양 끝의 응력 증감량은 2 kN/m^{2}이다. 두 효과를 **더하거나 빼면** 최대 12 kN/m^2, 최소 8 kN/m^{2}가 된다.

NoteBase

계산 과정

단위폭 조건: 그림의 기초 길이는 B = 6 m이고, 종이 면에 수직인 폭은 b = 1 m로 계산한다. 기초 자중은 무시하므로 수직하중 P = 60 kN과 모멘트 M = 12 kN·m만 고려한다. 지반 응력은 그림처럼 직선적으로 변하며, 수직하중에 의한 균등 응력과 모멘트에 의한 휨응력을 합하여 구한다.

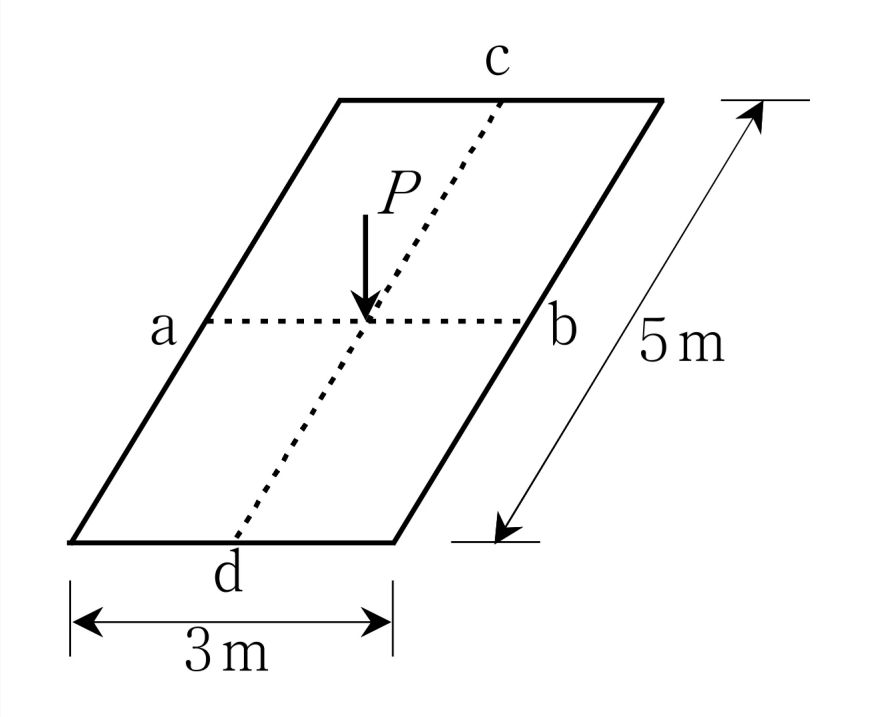
평균 지반 응력: 기초의 저면적은 $A = 6 \times 1 = 6\ \mathrm{m}^2$이다. 수직하중을 저면적 전체에 나눈 $q_0 = \frac{P}{A} = \frac{60}{6} = 10\mathrm{kN/m}^2$는 **모멘트에 의한 증감을 적용하기 전의 평균 응력**이다.

모멘트에 의한 응력 증감량: 저면을 직사각형으로 보고, 응력이 변하는 방향의 길이 B를 사용한다. 저면 중심축에 대한 단면계수는 $Z = \frac{bB^2}{6} = \frac{1 \times 6^2}{6} = 6\mathrm{m}^3$이다. 따라서 양 끝에서의 휨응력 크기는 $\Delta q = \frac{M}{Z} = \frac{12}{6} = 2\mathrm{kN/m}^2$이다. 그림의 시계방향 모멘트에 저항하려면 **오른쪽 지반 반력은 커지고 왼쪽은 작아져야 한다**.

최대·최소 지반 응력: 오른쪽 끝에서는 $q_{\max} = q_0 + \Delta q$이므로 $10 + 2 = 12\ \mathrm{kN/m}^2$이고, 왼쪽 끝에서는 $q_{\min} = q_0 - \Delta q$이므로 $10 - 2 = 8\ \mathrm{kN/m}^2$이다. 최소 응력도 압축이므로 기초 저면 전체가 지반과 접촉하는 분포와 일치한다. 최대 12 kN/m^2, 최소 8 kN/m^{2}의 조합은 ④에 해당한다.

NoteBase

문 14. 그림과 같이 단순 지지된 슬래브의 중앙점에 집중하중 $P = 76$ kN이 작용할 때, ab방향에 분배되는 하중[kN]은?



① 50

② 60.5

③ 62.5

④ 125

정답 3번

간단한 해설

두 방향이 만나는 중앙점에서는 **처짐이 같아야** 한다. 같은 휨강성으로 해석하면 집중하중은 경간의 세제곱에 반비례하여 분배되므로, 짧은 ab방향이 76 kN 중 62.5 kN을 부담한다.

NoteBase

계산 과정

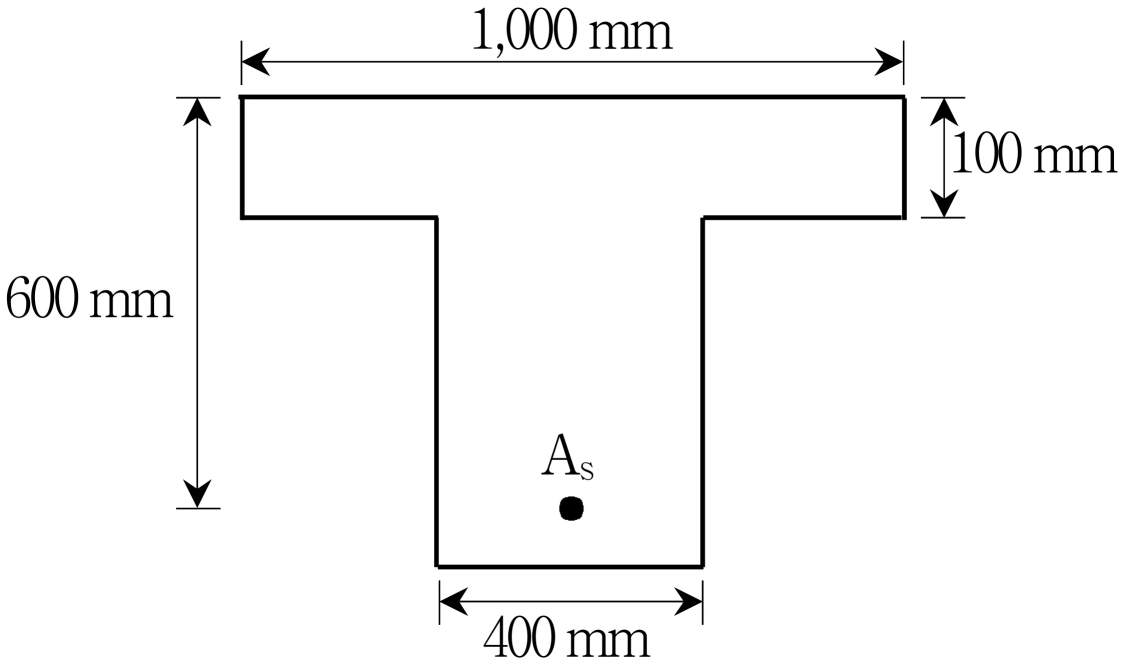
1. 경간과 해석 조건: 그림에서 ab방향의 경간은 3 m, cd방향의 경간은 5 m이다. 슬래브를 중앙에서 교차하는 같은 폭의 두 방향 띠로 나누고, 두 띠의 휨강성 EI가 같다고 보는 근사해석을 적용한다. 각 방향의 분배하중을 P_{ab}, P_{cd}로 둔다.

2. 처짐 적합조건: 중앙에 집중하중 F를 받는 단순보의 중앙 처짐은 $\delta = \frac{FL^3}{48EI}$이다. 여기서 L은 경간, E는 탄성계수, I는 단면2차모멘트이다. 두 띠는 같은 슬래브의 중앙점에서 만나므로 **중앙 처짐이 같아야** 한다. 공통인 $48EI$를 소거하면 $P_{ab} \cdot 3^3 = P_{cd} \cdot 5^3$이므로, $P_{ab} : P_{cd} = 125 : 27$이다. 짧은 띠가 같은 하중에 덜 처지므로 더 많은 하중을 부담한다.

3. 하중 평형과 분배하중: 두 방향이 나누어 부담하는 하중의 합은 전체 집중하중과 같으므로 $P_{ab} + P_{cd} = 76$ kN이다. 따라서 $P_{ab} = 76 \cdot \frac{125}{125+27} = 62.5$ kN이다. ab방향에 분배되는 하중은 62.5 kN이며, ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 15. 그림과 같은 단철근 T형보에서 플랜지 부분에 대응하는 철근량 A_{sf}[mm^2]는? (단, $f_{ck} = 30$ MPa, $f_y = 300$ MPa이며, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)



① 3,400

② 4,000

③ 5,100

④ 5,200

정답 3번

간단한 해설

플랜지에 대응하는 철근량은 **복부를 제외한 양쪽 돌출 플랜지의 압축력**을 철근 항복강도로 나누어 구한다. 돌출 플랜지 폭은 1,000 − 400 = 600 mm이므로, 필요한 철근량은 5,100 mm^{2}이다.

NoteBase

계산 과정

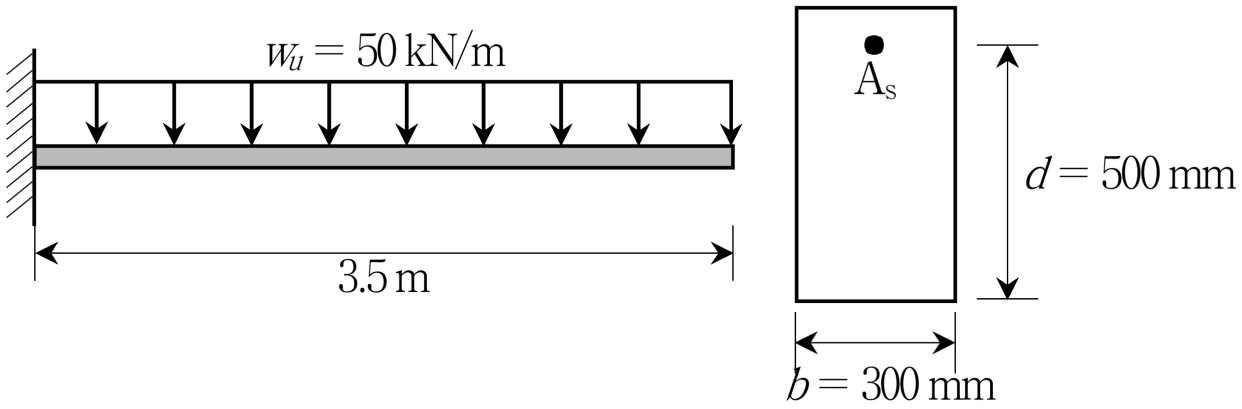
① 단면 구분: T형보를 복부 폭의 직사각형 부분과 양쪽 돌출 플랜지 부분으로 나누어 해석한다. 그림에서 플랜지 전체 폭은 $b = 1{,}000$ mm, 복부 폭은 $b_w = 400$ mm, 플랜지 두께는 $h_f = 100$ mm이다. 플랜지에 대응하는 철근량 A_{sf}을 구할 때는 **전체 폭이 아니라 돌출 폭** $b - b_w = 600$ mm를 사용한다.

② 플랜지 압축력: 2012년도 콘크리트구조기준의 등가 직사각형 응력블록에서 콘크리트 압축응력은 $0.85f_{ck}$이다. 플랜지 두께 전체에 이 응력이 작용하는 돌출 부분의 압축력은 $C_f = 0.85f_{ck}(b - b_w)h_f$이다. 압축응력은 $0.85 \times 30 = 25.5$ MPa이고, 돌출 부분의 면적은 $600 \times 100 = 60{,}000$ mm^{2}이다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 압축력은 $25.5 \times 60{,}000 = 1{,}530{,}000$ N이다.

③ 대응 철근량: **돌출 플랜지의 압축력과 이에 대응하는 철근 인장력의 평형**에서 $A_{sf}f_y = C_f$이다. 따라서 $A_{sf} = \frac{C_f}{f_y}$이며, 수치를 대입하면 $A_{sf} = \frac{1{,}530{,}000}{300} = 5{,}100$ mm^{2}이다. 이 값은 선택지 ③의 5,100 mm^{2}와 일치한다.

NoteBase

문 16. 그림과 같이 b=300 mm, d=500 mm인 철근콘크리트 캔틸레버보에 자중을 포함한 계수등분포하중 $w_u = 50$ kN/m가 작용하고 있다. 전단에 대한 위험단면에서 전단철근이 부담해야 할 공칭전단강도 V_s의 최소값[kN]은? (단, 콘크리트는 보통골재를 사용하고, $f_{ck} = 25$ MPa, $f_y = 300$ MPa이며, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다.)



① 52

② 66.7

③ 75

④ 120.5

정답 3번

간단한 해설

위험단면의 계수전단력은 150 kN이며, 강도감소계수 0.75를 고려한 필요 공칭전단강도는 200 kN이다. 여기서 **콘크리트 부담분 125 kN을 빼면** 전단철근의 최소 공칭전단강도는 75 kN이다.

NoteBase

계산 과정

위험단면의 계수전단력: 그림에서 고정단부터 자유단까지의 길이는 3.5 m이고, 유효깊이는 d = 500 mm = 0.5 m이다. 윗면에 등분포하중이 작용하고 고정단 부근에 집중하중이 없으므로, 전단 위험단면은 **고정단 면에서 유효깊이 d만큼 떨어진 위치**로 잡는다. 이 단면의 전단력은 자유단 쪽에 남은 길이 3.5 − 0.5 = 3.0 m에 작용하는 하중의 합이다. 따라서 $V_u = 50 \cdot 3.0 = 150$ kN이다. 주어진 하중은 이미 자중을 포함한 계수하중이므로 자중이나 하중계수를 다시 더하지 않는다.

콘크리트의 공칭전단강도: 축력 없이 휨과 전단을 받는 보통골재 콘크리트 보에는 2012년 콘크리트구조기준의 간략식 $V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}bd$를 적용한다. 여기서 f_{ck}는 콘크리트 설계기준압축강도, b는 보의 폭, d는 유효깊이이다. 강도에 MPa, 길이에 mm를 사용하면 결과는 N으로 나온다. $\sqrt{f_{ck}} = \sqrt{25} = 5$이므로 $V_c = \frac{5 \cdot 300 \cdot 500}{6} = 125000$ N, 즉 125 kN이다.

전단철근의 필요 공칭전단강도: 전체 공칭전단강도는 콘크리트와 전단철근의 부담분을 합한 $V_n = V_c + V_s$이다. 전단의 강도감소계수는 $\phi = 0.75$이며, 설계조건은 $\phi(V_c + V_s) \geq V_u$이다. 따라서 **계수전단력을 공칭강도로 환산한 뒤** 콘크리트 부담분을 빼야 한다. 이를 정리하면 $V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$이고, 최소값은 $V_{s,\min} = \frac{150}{0.75} - 125 = 75$ kN이다.

전단철근이 부담해야 할 공칭전단강도의 최소값 75 kN은 ③의 값과 일치한다.

NoteBase

문 17. 단면의 폭 $b = 300$ mm, 유효깊이 $d = 500$ mm인 단철근 직사각형보가 등가 직사각형의 응력깊이 $a = 170$ mm, $f_{ck} = 28$ MPa, $f_y = 400$ MPa인 경우 강도감소계수는? (단, 압축지배단면에서 강도감소계수는 0.65로 계산하며, 소수 넷째자리에서 반올림하고, 2012년도 콘크리트 구조기준을 적용한다)

① 0.817

② 0.833

③ 0.842

④ 0.850

정답 1번

간단한 해설

등가 응력블록의 깊이를 중립축 깊이로 환산하면 인장철근 변형률은 0.0045로, **압축지배와 인장지배 사이의 변화구간**에 속한다. 강도감소계수 0.65와 0.85를 직선보간하면 소수 넷째자리에서 반올림한 값은 **0.817**이다.

계산 과정

중립축 깊이: 2012년도 콘크리트 구조기준에서 $f_{ck} = 28$ MPa이면 등가 직사각형 응력블록의 깊이 계수는 $\beta_1 = 0.85$이다. 응력블록 깊이 a와 압축연단에서 중립축까지의 깊이 c는 **서로 다른 값**이며, $a = \beta_1 c$의 관계를 갖는다. 따라서 $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{170}{0.85} = 200$ mm이다.

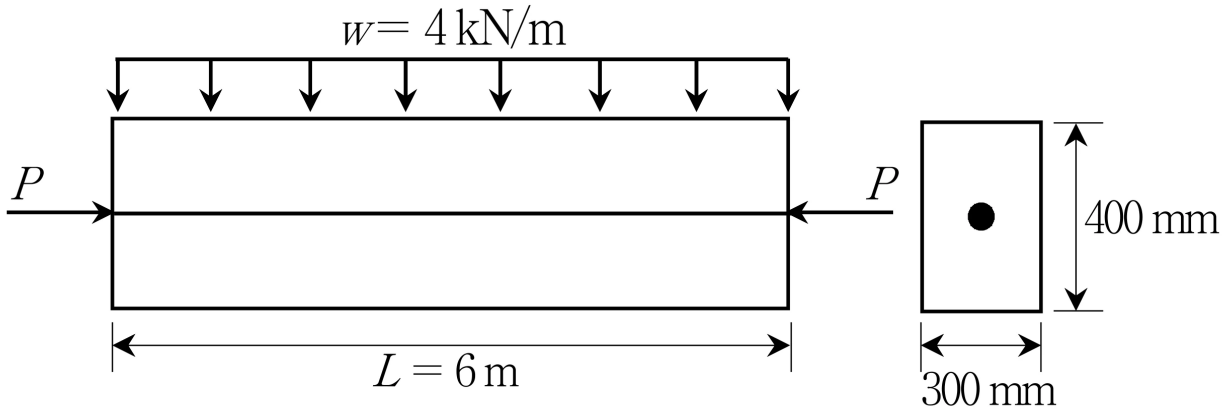
인장철근 변형률: 공칭휨강도에 도달할 때 콘크리트 압축연단의 극한변형률을 0.003으로 놓는다. 평면유지 가정에 따라 변형률은 중립축으로부터의 거리에 비례하므로, 인장철근의 순인장변형률은 $\varepsilon_t = 0.003\frac{d-c}{c}$이다. 유효깊이 500 mm에서 중립축 깊이 200 mm를 빼면 중립축과 인장철근 사이의 거리는 300 mm이다. 따라서 $\varepsilon_t = 0.003 \cdot \frac{500-200}{200} = 0.0045$이다.

변화구간 보간: $f_y = 400$ MPa일 때 압축지배변형률 한계는 0.002, 인장지배변형률 한계는 0.005이다. 계산한 0.0045는 두 한계 사이에 있으므로 **변화구간단면**이다. 문제에서 지정한 압축지배단면의 강도감소계수 0.65와 인장지배단면의 0.85 사이를 직선보간한다. 변화구간 전체에서 현재 변형률까지 진행한 비율을 r라 하면 $r = \frac{0.0045-0.002}{0.005-0.002} = \frac{5}{6}$이다.

계산 결과: 강도감소계수의 증가분은 두 끝값의 차이에 보간비율을 곱한 값이다. 따라서 $\phi = 0.65 + (0.85-0.65)r$이고, $\phi = 0.65 + 0.20 \cdot \frac{5}{6} = 0.816666\ldots$이다. 강도감소계수는 단위가 없는 값이며, 소수 넷째자리에서 반올림하면 0.817로 ①과 일치한다.

NoteBase

문 18. 그림과 같이 프리스트레스트 콘크리트 단순보 단면의 중심에 PS강선이 배치된 부재에 자중을 포함한 등분포하중 w=4 kN/m가 작용한다. 이 부재에 인장응력이 발생하지 않으려면 PS강선에 도입되어야 할 최소 긴장력 P[kN]는?



① 150

② 270

③ 390

④ 430

정답 2번

간단한 해설

PS강선이 단면 중심에 있으므로 긴장력은 단면 전체에 균일한 압축응력을 만든다. 중앙 단면 하단의 **휨인장응력을 압축응력으로 상쇄**하는 한계에서 최소 긴장력은 270 kN이다.

NoteBase

계산 과정

조건과 응력 작용: 그림에서 경간 L = 6 m, 직사각형 단면의 폭 b = 300 mm = 0.3 m, 높이 h = 400 mm = 0.4 m이다. 등분포하중 w = 4 kN/m에는 자중이 포함되어 있으므로 자중을 다시 더하지 않는다. PS강선이 **단면 중심에 배치**되어 편심에 의한 휨모멘트는 없고, 긴장력 P는 단면적 A에 대해 P/A의 균일한 압축응력을 만든다.

최대 휨모멘트: 전 경간에 등분포하중을 받는 단순보의 최대 휨모멘트는 중앙에서 발생한다. $M_{\max} = \frac{wL^2}{8}$이므로 $M_{\max} = \frac{4 \cdot 6^2}{8} = 18\text{kN} \cdot \text{m}$이다. 이 휨모멘트는 상단에 압축, 하단에 인장을 일으키므로 **중앙 단면의 하단**에서 인장 발생 여부를 확인한다.

단면 성질: 단면적은 $A = bh = 0.3 \cdot 0.4 = 0.12\text{m}^2$이다. 단면계수 Z는 휨모멘트를 단면 끝의 휨응력으로 환산하는 값으로, 직사각형에서는 $Z = \frac{bh^2}{6}$이다. 따라서 $Z = \frac{0.3 \cdot 0.4^2}{6} = 0.008\text{m}^3$이다.

인장응력이 발생하지 않는 조건: 중앙 하단의 휨인장응력은 $M_{\max}/Z$이고, 이를 긴장력에 의한 압축응력 P/A가 상쇄해야 한다. 따라서 $\frac{P}{A} \geq \frac{M_{\max}}{Z}$이어야 하며, **최소 긴장력에서는 하단 응력이 0**이 되어 등호가 성립한다. $P_{\min} = \frac{AM_{\max}}{Z}$에 대입하면 $P_{\min} = \frac{0.12 \cdot 18}{0.008} = 270\text{kN}$이다. 상단에는 휨압축응력과 긴장력의 압축응력이 더해지며, 다른 단면은 휨모멘트가 더 작으므로 이 조건으로 부재에 인장이 생기지 않는다.

최소 긴장력 270 kN은 ②의 값에 해당한다.

NoteBase

문 19. 압축연단에서 중립축까지의 거리 $c = 120$ mm인 단철근 직사각형보의 단면이 인장지배 단면이 되기 위한 인장철근의 최소 유효깊이 d[mm]는? (단, 인장철근은 1단 배근되어 있고, 철근의 탄성계수 $E_s = 200,000$ MPa, $f_y = 500$ MPa이며, 2012년도 콘크리트구조기준을 적용한다)

① 200

② 280

③ 320

④ 370

정답 4번

간단한 해설

철근의 항복강도가 500 MPa이므로 인장지배 변형률 한계는 **항복변형률의 2.5배**인 0.00625이다. 압축연단 변형률 0.003과 선형 변형률 분포를 적용하면 최소 유효깊이는 **370 mm**이다.

계산 과정

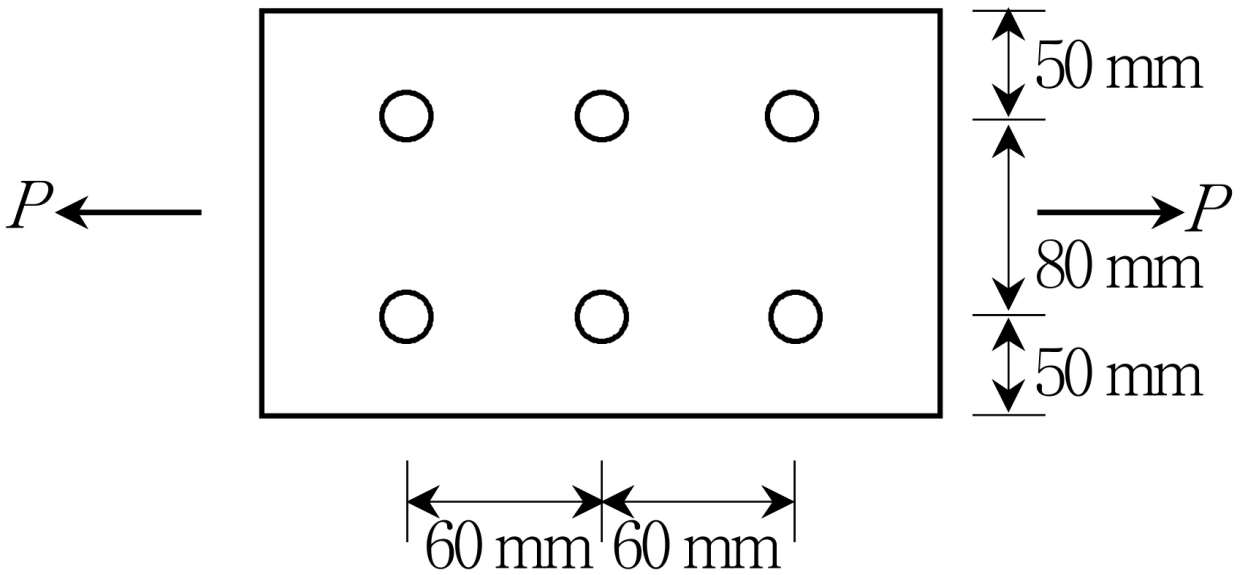
1. 항복변형률과 인장지배 한계: 철근의 항복변형률은 $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{500}{200,000} = 0.0025$이다. 2012년도 콘크리트구조기준 6.2.2(4)에 따라 **항복강도가 400 MPa을 초과하면** 인장지배 변형률 한계는 항복변형률의 2.5배이다. 따라서 인장철근의 순인장변형률은 $\varepsilon_t \geq 2.5\varepsilon_y = 0.00625$를 만족해야 한다.

2. 변형률과 유효깊이의 관계: 같은 기준 6.2.1(2)·(3)에 따라 변형률은 중립축에서의 거리에 비례하고, 압축연단 콘크리트의 극한변형률은 0.003이다. 유효깊이 d는 압축연단에서 인장철근 도심까지의 거리이다. 철근이 1단 배근되어 있으므로 최외단 인장철근도 이 깊이에 있고, 중립축에서 철근까지의 거리는 $d - c$이다. 중립축에서 변형률이 0이므로 닮은삼각형 관계에서 $\varepsilon_t = 0.003\frac{d-c}{c}$가 성립한다.

3. 최소 유효깊이 계산: $c = 120$ mm를 대입하면 $0.003\frac{d-120}{120} \geq 0.00625$이다. 이를 정리하면 $d - 120 \geq \frac{0.00625}{0.003} \cdot 120 = 250$ mm이다. 즉, 중립축에서 인장철근까지 최소 250 mm가 필요하다. 압축연단에서 중립축까지의 거리 120 mm를 더하면 d≥120+250=370 mm가 된다. 주어진 중립축 깊이에서 유효깊이가 커질수록 인장변형률도 커지므로 경계값인 **370 mm**가 최소 유효깊이이며, ④에 해당한다.

NoteBase

문 20. 그림과 같이 두께가 10 mm인 강판을 리벳으로 연결한 경우 강판이 최대로 허용할 수 있는 인장력 P [kN]는? (단, 강판의 허용 인장응력 f_{ta} = 150 MPa, 리벳구멍의 지름 25 mm이다)



① 135
② 155
③ 175
④ 195

정답 4번

간단한 해설

인장방향에 직각인 한 단면에는 리벳구멍이 **2개** 있으므로, 강판 폭 180 mm에서 구멍 지름의 합 50 mm를 뺀다. 이 순단면적 1,300 mm^2에 허용 인장응력 150 MPa를 곱하면 허용 인장력은 **195 kN**이다.

NoteBase

계산 과정

1. 강판의 전체 폭: 인장력 P는 그림의 좌우 방향으로 작용하므로, 이에 직각인 세로 방향의 폭을 사용한다. 위쪽 가장자리부터 구멍 중심까지 50 mm, 두 구멍 중심 사이 80 mm, 아래쪽 가장자리까지 50 mm이므로 전체 폭은 50 + 80 + 50 = 180 mm이다.

2. 순단면적: 순단면적은 전체 단면적에서 구멍으로 없어진 면적을 뺀 값이다. 세로로 나란한 구멍 중심을 잇는 단면에는 **구멍 2개만 포함**된다. 따라서 순폭은 $180 - 2 \times 25 = 130$ mm이고, 두께가 10 mm이므로 순단면적은 $A_n = 130 \times 10 = 1{,}300\ \text{mm}^2$이다. 그림의 구멍 6개를 모두 한 단면에서 빼지 않는다.

3. 허용 인장력: 인장응력은 $\sigma = P/A_n$이므로, 순단면의 응력이 허용 인장응력에 도달할 때의 하중은 $P_{\text{allow}} = f_{ta} A_n$이다. 1 MPa = 1 N/mm^{2}이므로 $150 \times 1{,}300 = 195{,}000$ N이다. 1 kN = 1,000 N으로 환산하면 **허용 인장력은 195 kN**이며, ④의 값과 일치한다.

NoteBase