



산수허브

SANSU HUB

산수허브 콘크리트구조설계 실무

제 3 편

철근콘크리트 기둥의 설계

강도설계법(KDS 14 20 20) · 한계상태설계법(KDS 24 14 21)

예제 RC-C1 · RC-C2 (P-M 상관도)

산수허브 SansuHub

토목구조물의 설계 · 건설기술 개발

2026년 6월

개정 이력 · Revision History

이 교재는 「산수허브 콘크리트구조설계 실무」 시리즈로서 아래 연혁에 따라 제·개정됩니다.

판 (차수)	주요 내용	발행 연월
초판 (제정)	최초 발행 — KDS 14 · KDS 24 설계기준 반영	2026. 6

적용 주요 설계기준

기준 번호	기준명
KDS 14 20 20	콘크리트구조 휨 및 압축 설계기준
KDS 24 14 21	콘크리트교 설계기준(한계상태설계법)

※ 표기된 기준은 발행 시점의 최신 개정판을 적용하며, 실제 설계 시 최신 개정 내용을 반드시 확인한다.

머리말

이 책은 철근콘크리트 기둥의 설계를 처음 배우는 사람도 차근차근 따라올 수 있도록 만든 설계실무서입니다.

기둥은 축력과 휨모멘트를 동시에 받으므로, 하나의 강도값이 아니라 ‘축력-휨모멘트 상관도(P-M 상관도)’로 안전성을 판단하는 것이 핵심입니다.

제1장에서 기둥 거동과 P-M 상관도의 개념을 익힌 뒤, 제2장 강도설계법(KDS 14 20 20), 제3장 한계상태설계법(KDS 24 14 21)으로 사각 띠철근 기둥을 검토합니다. 각 장은 같은 단면을 다루는 대표예제(RC-C1·RC-C2)로 마무리하며, 제4장에서 두 방법을 비교하고 원형 나선철근 기둥과 세장기둥을 보충으로 다룹니다.

설계기준 조항은 [근거] 로 표기하였고, 모든 계산은 산수허브 Calcpad 예제(RC-C1~C4)와 동일한 식을 사용합니다. P-M 상관도는 계산도구에서 단면·철근을 바꿔 가며 직접 그려 볼 수 있습니다.

목차

제1장 기둥의 기초 개념

1.1 기둥은 축력과 힘을 함께 받는다

기둥은 위에서 누르는 축력(P)을 주로 받지만, 실제로는 보에서 전달되는 휨모멘트(M)도 함께 받습니다.

축력만 받는 순수 압축은 이상적인 경우이고, 대부분의 기둥은 축력과 힘이 함께 작용하는 ‘편심 압축’ 상태입니다. 그래서 기둥의 안전성은 (P , M) 조합으로 판단해야 합니다.

기둥은 횡방향 철근의 형태에 따라 띠철근 기둥(사각형, 직선 띠철근)과 나선철근 기둥(원형, 나선철근)으로 나뉩니다. 나선철근은 심부 콘크리트를 둘러싸 횡구속하므로 띠철근보다 연성이 좋아, 강도감소계수와 최대축강도 계수가 조금 더 큼니다.

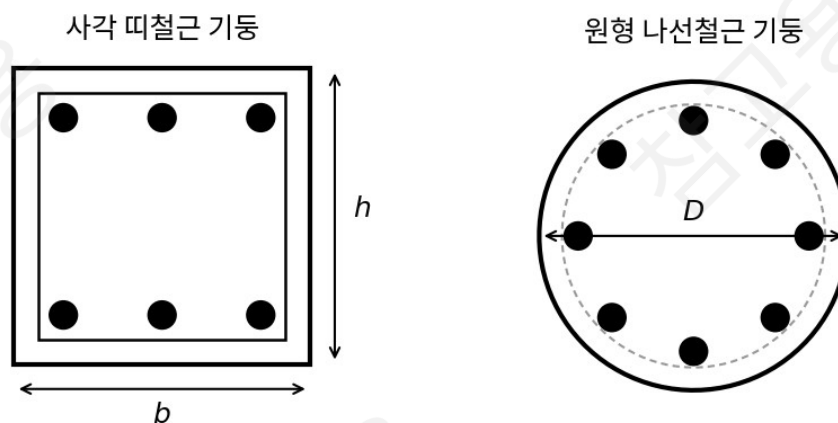


그림 1-1. 사각 띠철근 기둥과 원형 나선철근 기둥의 단면

1.2 P-M 상관도란

단면이 견딜 수 있는 축력 P 와 휨모멘트 M 의 조합을 모두 모아 그린 곡선을 P-M 상관도(축력-휨모멘트 상관도)라고 합니다. 곡선 위의 점은 ‘그 축력에서 견딜 수 있는 최대 휨모멘트’를 뜻합니다. 작용하는 설계점 (M_u , P_u)이 곡선 안쪽에 있으면 안전하고, 밖에 있으면 위험합니다.

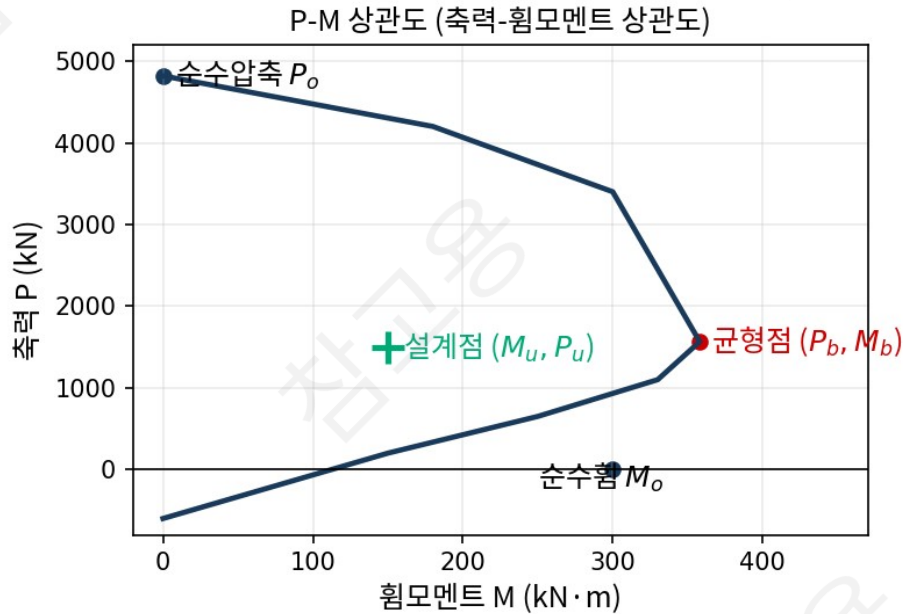


그림 1-2. P-M 상관도: 순수압축·균형점·순수휨과 설계점의 위치

곡선 위의 주요 점은 순수압축(P_o , $M=0$), 균형점(P_b , M_b), 순수휨($P=0$, M_o)입니다. 위쪽(축력이 큰 영역)은 콘크리트 압축파괴가 먼저 일어나는 압축지배, 아래쪽(휨이 큰 영역)은 철근 항복이 먼저 일어나는 인장지배 구역입니다.

1.3 압축지배·인장지배와 균형파괴

단면의 파괴 형태는 최외단 인장철근의 변형률 ϵ_t 로 구분합니다. 콘크리트가 극한변형률($\epsilon_{cu} = 0.0033$)에 도달하는 순간 인장철근도 항복변형률에 막 도달하는 상태를 균형파괴라 하고, 이때의 중립축을 균형 중립축 c_b 라 합니다. ϵ_t 가 작으면(중립축이 깊으면) 압축지배, 크면(중립축이 얇으면) 인장지배입니다.

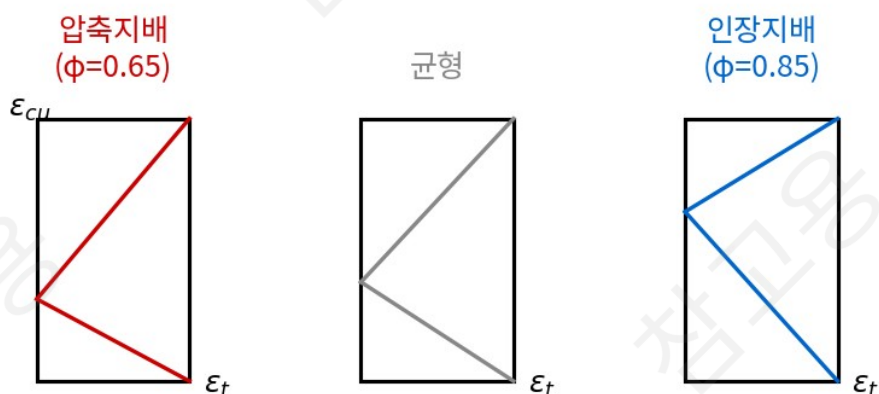


그림 1-3. 중립축 위치(ϵ_t)에 따른 압축지배·균형·인장지배

[근거] KDS 14 20 20 (4.1.2) 단면의 거동

제2장 강도설계법에 의한 기둥 설계 (KDS 14 20 20)

이 장에서는 축력과 힘을 받는 사각 띠철근 기둥을 강도설계법으로 검토합니다. 최대 설계축강도를 확인하고, P-M 상관도를 산정한 뒤, 균형점·파괴유형을 살펴 대표예제 RC-C1로 마무리합니다.

2.1 최대 설계축강도

편심이 아주 작은 기둥이라도 최소한의 힘은 늘 존재하므로, 순수압축강도를 그대로 쓰지 않고 일정 계수로 줄인 최대 설계축강도를 상한으로 둡니다. 띠철근 기둥은 $\varphi = 0.65$, 상한계수 0.80을 사용합니다 (나선철근은 0.70, 0.85).

$$P_o = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$$

$$\varphi P_{n,max} = 0.80 \cdot \varphi \cdot P_o \quad (\text{띠철근, } \varphi = 0.65)$$

[근거] KDS 14 20 20 (4.1.2) 최대 설계축강도

(보충) 강도감소계수 φ 와 횡구속 형식 — 나선철근 vs 띠철근

강도감소계수 φ 는 최외단 인장철근 변형률 ε_t 에 따라 압축지배(φ_0)부터 인장지배(0.85)까지 변합니다. 이때 압축지배 단면의 φ_0 와 최대축강도 상한계수는 횡구속 형식에 따라 달라집니다 — 나선철근 기둥이 띠철근 기둥보다 유리한 값을 받습니다. 나선철근은 심부 콘크리트를 연속적으로 구속하여 연성이 크고, 띠철근은 일정 간격마다 불연속으로 구속하기 때문입니다.

항목	나선철근 기둥	띠철근 기둥
압축지배 강도감소계수 φ_0	0.70	0.65
인장지배 강도감소계수	0.85	0.85
최대축강도 상한계수	0.85	0.80
$\varphi P_{n,max}$ (= 계수 $\cdot \varphi_0 \cdot P_o$)	$0.595 \cdot P_o$	$0.520 \cdot P_o$
최소 주철근 개수	6개	4개(사각·원형)
심부 구속 · 거동	연속 · 연성적	불연속 · 상대적 취성

따라서 같은 순수축강도 P_o 라도 띠철근 기둥의 최대 설계축강도 $\varphi P_{n,max}$ 는 나선철근 기둥의 약 87%(0.520/0.595)로 약 13% 작습니다. 거동 면에서도 나선철근 기둥은 최대축강도에 도달한 뒤에도 상당한 변형능력을 보이며 서서히 파괴되지만, 띠철근 기둥은 피복이 탈락하면 급격히 파괴됩니다. 대표예제 RC-C1·RC-C2는 사각 띠철근 기둥이므로 $\varphi_0 = 0.65$, 상한계수 0.80을 적용합니다.

2.2 축방향 철근비의 제한 (최소·최대)

기둥의 축방향 주철근이 너무 적으면 크리프·건조수축과 예기치 못한 힘에 대한 여유가 부족하고, 너무 많으면 콘크리트 타설과 겹침이음부가 혼잡해집니다. 그래서 전체 단면적 A_g 에 대한 철근비 $\rho_g = A_{st}/A_g$ 를 일정 범위로 제한합니다.

$$0.01 \leq \rho_g = A_{st}/A_g \leq 0.08 \quad (\text{겹침이음되는 단면은 } \rho_g \leq 0.04)$$

또한 축방향 주철근의 최소 개수는 사각형·원형 띠철근으로 둘러싸인 경우 4개, 나선철근으로 둘러싸인 경우 6개 이상으로 합니다.

[근거] KDS 14 20 20 (4.3.2) 압축부재의 철근량 제한

2.3 P-M 상관도의 산정

상관도의 한 점은 중립축 깊이 c 를 하나 정해 구합니다. 변형률 적합조건으로 각 철근의 변형률과 응력을 구하고, 등가응력블록으로 콘크리트 압축합력 C_c 를 구한 뒤, 힘과 모멘트의 평형으로 그 점의 공칭 축강도 P_n 과 휨강도 M_n 을 계산합니다. c 를 작은 값부터 큰 값까지 변화시키면 곡선 전체가 그려집니다.

$$P_n = C_c + \Sigma(A_{si} \cdot f_{si}) , \quad M_n = C_c \cdot (\text{도심까지 거리}) + \Sigma(A_{si} \cdot f_{si} \cdot \text{도심까지 거리})$$

설계강도는 각 점의 (P_n , M_n)에 강도감소계수 ϕ 를 곱한 (ϕP_n , ϕM_n)이며, ϕ 는 그 점의 변형률 ϵ_t 에 따라 0.65(압축지배)~0.85(인장지배)로 변합니다. 따라서 설계강도 곡선은 공칭강도 곡선 안쪽에 그려집니다.

[근거] KDS 14 20 20 (4.1.1, 4.1.2)

2.4 균형파괴점과 파괴유형

균형 중립축과 그때의 축·휨강도는 다음으로 구합니다($\epsilon_y = f_y/E_s$ 는 철근 항복변형률).

$$c_b = \epsilon_{cu} \cdot d / (\epsilon_{cu} + \epsilon_y)$$

설계점의 편심 $e = M_u/P_u$ 를 균형 편심 $e_b = M_b/P_b$ 와 비교하여, $e \leq e_b$ 이면 압축지배(P_u 가 큰 영역), $e > e_b$ 이면 인장지배(M_u 가 큰 영역)로 판정합니다.

2.5 대표예제 RC-C1 (강도설계법)

단면 $b = h = 400\text{mm}$, 피복(철근 도심까지) $d_1 = 50\text{mm}$ 인 사각 띠철근 기둥에 계수축력 $P_u = 1,500\text{ kN}$, 계수휨모멘트 $M_u = 150\text{ kN}\cdot\text{m}$ 가 작용한다. $f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, 주철근은 인장·압축측 각각 D25 3본($A_s = A_{sp} = 3 \times 507 = 1,521\text{ mm}^2$, 전체 $A_{st} = 3,042\text{ mm}^2$)이다. 안전성을 검토하라.

[1단계] 최대 설계축강도

$$P_o = 0.85 \times 27 \times (160,000 - 3,042) + 400 \times 3,042 = 4,819\text{ kN}$$

$$\phi P_{n,max} = 0.80 \times 0.65 \times 4,819 = 2,506\text{ kN} \geq P_u = 1,500\text{ kN} \rightarrow \text{축강도 측면 O.K.}$$

[2단계] 축방향 철근비 검토

$$\rho_g = A_{st}/A_g = 3,042/160,000 = 0.0190\text{ (1.90\%)}$$

$$0.01 \leq 0.0190 \leq 0.08 \rightarrow \text{만족, 주철근 6본} \geq 4\text{본(사각 띠철근)} \rightarrow \text{만족}$$

[3단계] 균형파괴점

$$\varepsilon_y = 400/200,000 = 0.002, \quad c_b = 0.0033 \times 350 / (0.0033 + 0.002) = 217.9\text{ mm}$$

$$\text{평형 모멘트 계산} \rightarrow P_b = 1,565\text{ kN}, \quad M_b = 357.8\text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{이때 } \phi = 0.65)$$

[4단계] 파괴유형 판정

$$e = M_u/P_u = 150/1,500 = 100\text{ mm}, \quad e_b = M_b/P_b = 357.8/1,565 = 229\text{ mm}$$

$$e = 100\text{ mm} < e_b = 229\text{ mm} \rightarrow \text{압축지배}(P_u \text{ 가 큰 영역})$$

[5단계] 안전성 검토 (P-M 상관도)

설계 편심 $e = 100\text{mm}$ 에 대응하는 상관도 위의 강도점을 수치해석으로 찾으면, 그때의 중립축은 약 $c \approx 315\text{mm}$, 설계 축강도는 $\phi P_n \approx 1,820\text{ kN}$ 이다. 같은 편심에서 설계강도가 소요를 넘으므로 설계점 (150, 1,500)은 상관도 곡선 안쪽에 위치한다.

$$SF = \phi P_n / P_u \approx 1,820 / 1,500 \approx 1.2 \rightarrow \text{O.K.}$$

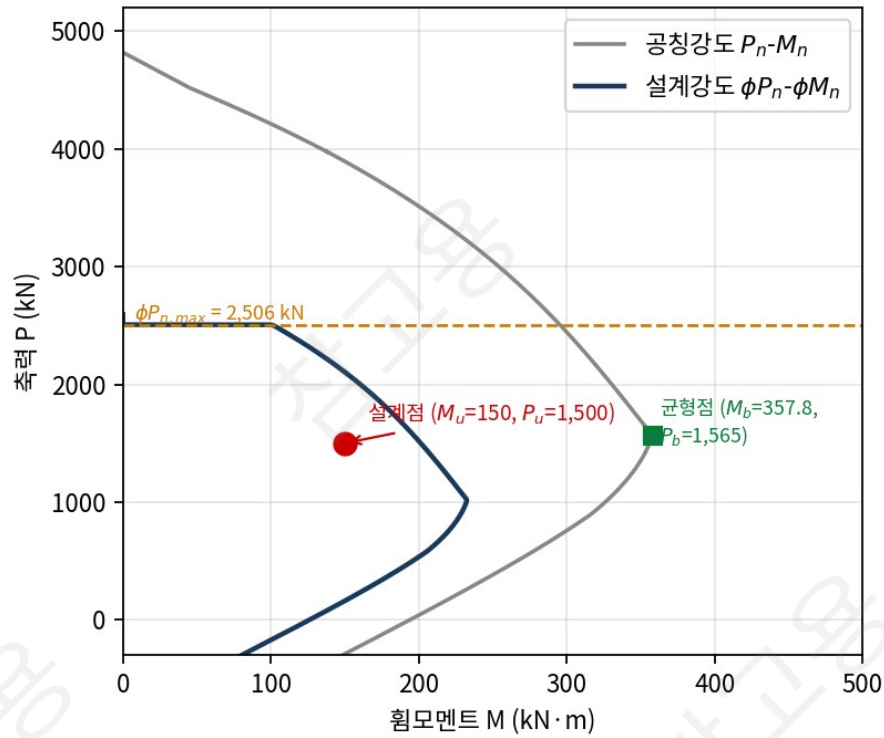


그림 2-1. RC-C1 P-M 상관도(강도설계법): 공칭·설계강도 곡선과 설계점·균형점· $\phi P_{n,max}$

결론: 설계점이 P-M 상관도 안쪽에 있어 안전하며, 약 20%의 여유를 가진다. P_u 가 $\phi P_{n,max}$ (2,506 kN) 이내이고 압축지배 영역에 있다.

제3장 한계상태설계법에 의한 기둥 설계 (KDS 24 14 21)

이 장에서는 교량 설계에 쓰이는 한계상태설계법(KDS 24 14 21)으로 같은 기둥을 검토합니다.

강도설계법과의 차이를 살펴본 뒤, 설계강도 상관도와 최소편심을 적용하여 대표예제 RC-C2로 마무리합니다.

3.1 강도설계법과의 차이

강도설계법은 공칭강도를 구한 뒤 강도감소계수 ϕ 를 곱합니다. 한계상태설계법은 재료강도에 재료계수를 먼저 적용해 설계강도($f_{cd} = 0.85 \cdot \phi_c \cdot f_{ck}$, $f_{yd} = \phi_s \cdot f_{yk}$)를 만든 뒤, ϕ 없이 곧바로 설계강도 상관도(N_{Rd} - M_{Rd})를 그립니다. 또한 모든 축력 부재에 최소편심 $e_{min} = h/30$ (단, 20mm 이상)을 적용합니다.

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \phi_c \cdot f_{ck}, \quad f_{yd} = \phi_s \cdot f_{yk}, \quad e_{min} = \max(h/30, 20mm)$$

[근거] KDS 24 14 21 (3.1, 3.2) 재료의 설계값·최소편심

3.2 설계강도 상관도 (N_{Rd} - M_{Rd})

산정 과정은 강도설계법과 동일하나, 콘크리트는 f_{cd} , 철근은 f_{yd} 를 쓰고 ϕ 를 곱하지 않습니다. 따라서 곡선 자체가 곧 설계강도이며, 설계점 (M_{Ed} , N_{Ed})이 이 곡선 안쪽이면 안전합니다. 재료계수가 강도감소계수의 역할을 대신하므로, 최종 설계강도의 크기는 강도설계법과 비슷합니다.

[근거] KDS 24 14 21 (4.1.1) 축력·휨

3.3 축방향 철근비의 제한 (최소·최대)

한계상태설계법(콘크리트교)은 철근량을 단면적과 작용 축력으로 직접 제한합니다. 최대 철근량은 일반 단면에서 A_c 의 0.04배, 겹침이음부에서는 0.08배 이하이며, 최소 철근량은 작용 설계축력 N_{Ed} 에 비례하는 값과 단면적 비례값 중 큰 값 이상으로 합니다(A_c 는 기둥 단면적).

$$A_s \leq 0.04 \cdot A_c \text{ (일반 단면)}, \quad 0.08 \cdot A_c \text{ (겹침이음부)}$$

$$A_s \geq \max(0.10 \cdot |N_{Ed}| / f_{yd}, \quad 0.002 \cdot A_c)$$

원형 단면 기둥은 축방향 철근을 4개 이상 배치합니다.

[근거] KDS 24 14 21 (4.6.6.2) 기둥의 축방향 철근

3.4 대표예제 RC-C2 (한계상태설계법)

예제 RC-C1 과 같은 단면 철근($b=h=400$, $d_1=50$, $f_{ck}=27$, $f_{yk}=400$, D25 3+3 본)에 설계축력 $N_{Ed} = 1,500 \text{ kN}$, 설계휨모멘트 $M_{Ed} = 150 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 가 작용할 때를 검토하라.

[1단계] 설계재료강도 · 최소편심

$$f_{cd} = 0.85 \times 0.65 \times 27 = 14.92 \text{ MPa} , \quad f_{yd} = 0.90 \times 400 = 360 \text{ MPa}$$

$$e_{min} = \max(400/30, 20) = 20 \text{ mm} , \quad e = M_{Ed}/N_{Ed} = 100 \text{ mm} \geq e_{min} \rightarrow \text{그대로 사용}$$

[2단계] 축방향 철근비 검토

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c = 0.04 \times 160,000 = 6,400 \text{ mm}^2 \geq A_{st} = 3,042 \rightarrow \text{만족}$$

$$A_{s,min} = \max(0.10 \cdot N_{Ed}/f_{yd}, 0.002 \cdot A_c) = \max(0.10 \times 1,500 \times 10^3 / 360, 0.002 \times 160,000) = \max(417, 320) = 417 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 3,042 \text{ mm}^2 \geq A_{s,min} = 417 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{만족}$$

[3단계] 순수축 설계강도 (참고)

$$N_{Rd,0} = f_{cd} \cdot (A_g - A_{st}) + f_{yd} \cdot A_{st} = 14.92 \times 156,958 + 360 \times 3,042 = 3,437 \text{ kN} \geq N_{Ed} \rightarrow$$

여유

[4단계] 균형파괴점 (설계강도)

$$\varepsilon_{yd} = 360/200,000 = 0.0018 , \quad c_b = 0.0033 \times 350 / (0.0033 + 0.0018) = 226.5 \text{ mm}$$

$$\text{평형·모멘트 계산} \rightarrow N_b = 1,058 \text{ kN} , \quad M_b = 279.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

[5단계] 안전성 검토

$$e = 100 \text{ mm} < e_b = M_b/N_b = 264 \text{ mm} \rightarrow \text{압축지배}$$

$$\text{수치해석으로 구한 대응 설계강도 } N_{Rd} \approx 1,950 \text{ kN} , \quad SF = N_{Rd}/N_{Ed} \approx 1.3 \rightarrow \text{O.K.}$$

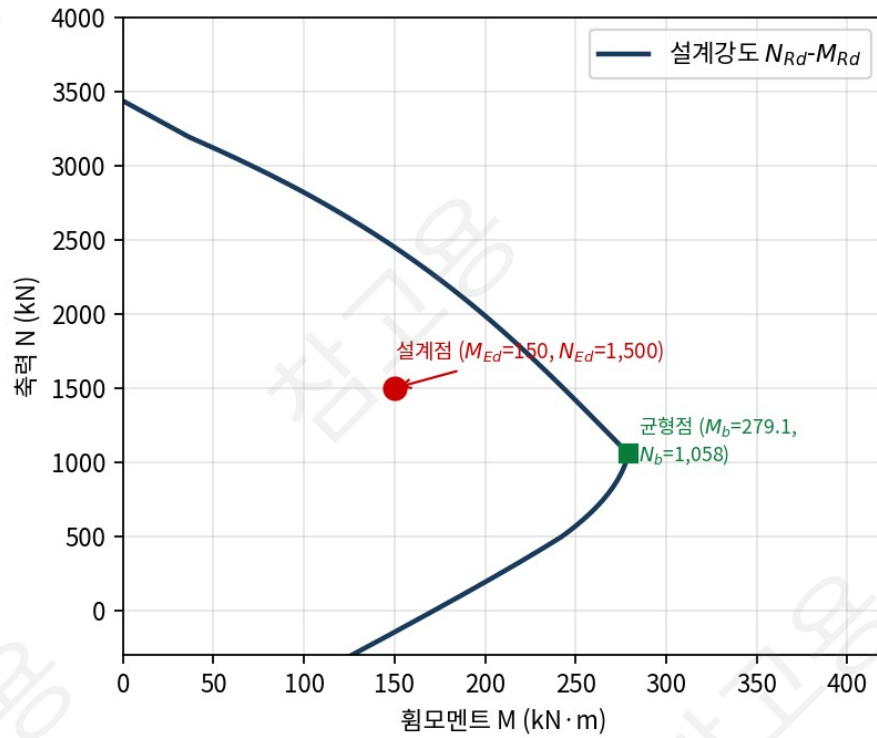


그림 3-1. RC-C2 설계강도 상관도(한계상태설계법): $N_{Rd}-M_{Rd}$ 곡선과 설계점·균형점

결론: 설계점 (150, 1,500)이 설계강도 상관도 안쪽에 있어 안전하다. 강도설계법(RC-C1, $SF \approx 1.2$)

과 한계상태설계법(RC-C2, $SF \approx 1.3$)은 접근만 다를 뿐 비슷한 안전도를 보인다.

제4장 종합 비교 및 보충

4.1 강도설계법과 한계상태설계법 비교

아래는 같은 단면·철근에 같은 설계하중을 두 방법으로 검토한 결과입니다. 강도설계법은 공칭강도에 ϕ 를, 한계상태설계법은 재료에 재료계수를 적용하는 차이만 있을 뿐 결과는 비슷합니다.

항목	강도설계법(RC-C1)	한계상태설계법(RC-C2)
균형점	$P_b = 1,565 / M_b = 357.8$	$N_b = 1,058 / M_b = 279.1$
설계하중	$P_u = 1,500 / M_u = 150$	$N_{Ed} = 1,500 / M_{Ed} = 150$
파괴유형	압축지배	압축지배
안전율 SF	≈ 1.2	≈ 1.3
판정	O.K.	O.K.

4.2 원형 나선철근 기둥 (보충)

원형 기둥은 압축영역이 원형 분절이고 주철근이 원주에 분포해 사각 기둥보다 계산이 복잡합니다. 나선철근은 심부를 횡구속하여 연성을 높이므로, 강도감소계수와 최대축강도 계수가 띠철근보다 큼($\phi = 0.70$, 상한계수 0.85). 나선철근비는 $\rho_s \geq 0.45 \cdot (A_g/A_{ch} - 1) \cdot f_{ck}/f_{yt}$ 이상으로 합니다. 예: 지름 $D = 500\text{mm}$, 주철근 8본 단면의 순수축강도 $P_o \approx 6,035 \text{ kN}$, $\phi P_{n,\max} \approx 3,591 \text{ kN}$ (예제 RC-C3).

(근거) KDS 14 20 20 (4.4) 나선철근· 횡구속

4.3 세장기둥의 2차효과($P-\Delta$)와 모멘트 확대 (보충)

기둥이 가늘고 길면(세장하면) 축력에 의해 기둥이 옆으로 휘려는 좌굴 경향이 생기고, 그 횡변위 Δ 에 축력 P 가 작용해 추가 휨모멘트($P \cdot \Delta$)가 발생합니다. 이를 장주효과 또는 2차효과라 합니다. 세장비가 작은 짧은 기둥(단주)은 무시할 수 있으나, 세장비가 한계를 넘는 긴 기둥(장주)은 이 효과를 모멘트 확대로 반영해 설계해야 합니다.

(1) 세장비와 단주·장주 구분

세장비는 유효좌굴길이를 회전반지름으로 나눈 값입니다. 회전반지름 r 은 사각단면에서 $0.3h$, 원형단면에서 $0.25D$ 로 봅니다. 다음 한계 이하이면 장주효과를 무시(단주 취급)할 수 있습니다. 여기서 $M_1 \cdot M_2$ 는 기둥 양단의 계수휨모멘트이고 $|M_2| \geq |M_1|$, 단일곡률이면 M_1/M_2 는 양(+), 이중곡률이면 음(-)입니다.

$$\text{세장비} = k \cdot l_u / r \quad (r = 0.3h(\text{사각}), 0.25D(\text{원형}))$$

장주효과 무시: 횡구속 골조 $k \cdot l_u / r \leq 34 - 12 \cdot (M_1 / M_2) (\leq 40)$, 비횡구속 골조 $k \cdot l_u / r \leq 22$

골조의 횡구속 여부는 층 안정성지수 $Q \leq 0.05$ 이면 횡구속 골조로 봅니다. 비횡구속 골조는 유효길이계수 k 가 1.0보다 커 세장비가 크게 나오므로 더 주의해야 합니다.

(2) 모멘트 확대법

장주에서는 1차 계수모멘트 M_2 에 확대계수 δ_{ns} 를 곱한 확대 설계모멘트 M_c 로 P-M 상관도를 검토합니다 (횡구속 골조). 비횡구속 골조는 비횡변위 모멘트에 횡변위 확대계수 δ_s 를 곱한 횡변위 모멘트를 더합니다.

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2 , \quad \delta_{ns} = C_m / (1 - P_u / (0.75 \cdot P_c)) \geq 1.0$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \cdot (M_1 / M_2) \geq 0.4 \text{ (양단 사이 횡하중 없을 때; 있으면 1.0)} , \quad P_c = \pi^2 \cdot EI / (k \cdot l_u)^2$$

$$EI = 0.4 \cdot E_c \cdot I_g / (1 + \beta_{dns}) \text{ (간략식) 또는 } (0.2 \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_{se}) / (1 + \beta_{dns})$$

$$\text{비횡구속: } M = M_{ns} + \delta_s \cdot M_s , \quad \delta_s = 1 / (1 - \Sigma P_u / (0.75 \cdot \Sigma P_c)) \geq 1.0$$

β_{dns} 는 최대 계수지속축하중/최대 계수축하중 비로, 크리프에 의한 강성 감소를 반영합니다(지속하중이 많을수록 $EI \cdot P_c$ 가 감소). 또 δ_s 가 1.5를 넘으면 탄성 2차해석 등 정밀해석을 사용합니다.

(근거) KDS 14 20 20 (4.4) 세장효과 모멘트 확대 (식 4.4-4~4.4-13)

(3) 대표예제 RC-C5 — 세장기동 모멘트 확대 (강도설계법)

횡구속 골조의 기동 단면 $400 \times 400 \text{ mm}$, 비지지길이 $l_u = 5,000 \text{ mm}$, 유효길이계수 $k = 1.0$, $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ ($E_c = 25,743 \text{ MPa}$), 계수축력 $P_u = 1,200 \text{ kN}$, 양단 계수모멘트 $M_1 = 80 \cdot M_2 = 120 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (단일곡률), 지속하중비 $\beta_{dns} = 0.6$. 확대 설계모멘트를 산정하라.

[1단계] 세장비 검토

$$r = 0.3 \cdot h = 0.3 \times 400 = 120 \text{ mm} , \quad \text{세장비} = k \cdot l_u / r = 1.0 \times 5,000 / 120 = 41.7$$

$$\text{한계} = 34 - 12 \cdot (M_1 / M_2) = 34 - 12 \times (80 / 120) = 26.0 , \quad 41.7 > 26.0 \rightarrow \text{장주 (2차효과 고려)}$$

[2단계] 등가 휨강성 · 좌굴하중

$$I_g = b \cdot h^3 / 12 = 400^4 / 12 = 2.133 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$EI = 0.4 \cdot E_c \cdot I_g / (1 + \beta_{dns}) = 0.4 \times 25,743 \times 2.133 \times 10^9 / (1 + 0.6) = 1.373 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$P_c = \pi^2 \cdot EI / (k \cdot l_u)^2 = \pi^2 \times 1.373 \times 10^{13} / 5,000^2 = 5,420 \text{ kN}$$

[3단계] 모멘트 확대계수

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times (80/120) = 0.867$$

$$\delta_{ns} = C_m / (1 - P_u / (0.75 \cdot P_c)) = 0.867 / (1 - 1,200 / 4,066) = 0.867 / 0.705 = 1.230 \geq 1.0$$

[4단계] 확대 설계모멘트

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2 = 1.230 \times 120 = 147.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

결론: 세장비 41.7 로 장주에 해당하므로, 1차 모멘트 $M_2 = 120 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 를 1.23배 확대한 $M_c = 147.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 로 P-M 상관도(2장)를 검토한다. 단주(세장비 $\leq$ 한계)였다면 확대 없이 1차 모멘트로 설계한다.

(4) 강도설계법(KDS 14)과 한계상태설계법(KDS 24)의 모멘트 확대 규정 비교

두 설계법의 장주효과 처리는 골격이 거의 같습니다. KDS 24 14 21 (1.4.6 장주효과)은 RC 휨압축부재의 모멘트 확대를 KDS 24 10 11 (4.5.3.3)의 강성기반 근사해석법으로 규정하면서, 동시에

〈콘크리트구조기준(KDS 14 20 20)의 모멘트 확대계수법을 대신 적용할 수 있다〉 고 명시합니다 (1.4.6(5)). 즉 세장비 정의·장주효과 무시조건·등가휨강성 EI·좌굴하중 P_c ·확대식이 모두 동일합니다. 한계상태설계법에서 달라지는 점은 다음 세 가지입니다.

구분	강도설계법 (KDS 14 20 20)	한계상태설계법 (KDS 24 14 21)
적용 조항	4.4 휨·압축부재	1.4.6 장주효과 · 1.5.6.2 (KDS 24 10 11 4.5.3.3 인용)
세장비 정의	$k \cdot l_u / r$ ($r =$ 전단면 회전반지름)	동일 ($k \cdot l_u / r$)
무시조건(비횡구속)	$k \cdot l_u / r \leq 22$	동일 ≤ 22
무시조건(횡구속)	$k \cdot l_u / r \leq 34 - 12(M_1/M_2) (\leq 40)$	동일
모멘트 확대식	$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$, $\delta_{ns} = C_m / (1 - P_u / 0.75 P_c)$	KDS 14 식 적용 허용 (동일)
등가 휨강성 EI	$(0.2E_{clg} + E_{slse}) / (1 + \beta_{dns})$ 또는 $0.4E_{clg} / (1 + \beta_{dns})$ 중 큰 값	동일 (식 1.5-5·1.5-6 중 큰 값)
좌굴하중	$P_c = \pi^2 \cdot EI / (k \cdot l_u)^2$	동일
골조해석 유효강성	총단면 기준 (별도 규정 적용)	명시: 보 $0.35I_g$ · 기둥 $0.70I_g$ · 벽체 $0.70/0.35I_g$ · 면적 $1.0A_g$
확대계수 상한	$\delta_s > 1.5 \rightarrow$ 2차해석 필요	$\delta \leq 1.4$ (초과 금지)
정밀해석	탄성 2차(P-Δ)해석 허용	KDS 24 10 11 대변위 P-Δ 해석

핵심 차이 — ① 확대계수 상한: KDS 24 14 21은 강성기반 근사해석법의 모멘트 확대계수를 1.4 이하로 제한합니다(1.4.6(4)). 이를 초과하면 단면을 키우거나 2차(P- Δ)해석을 수행해야 합니다(강도설계법은 비횡구속 골조의 δ_s 가 1.5를 넘을 때 정밀해석을 요구). ② 골조해석 유효강성: 한계상태설계법은 탄성골조해석에 쓰는 유효 단면2차모멘트를 부재별로 명시(보 $0.35I_g$, 기둥 $0.70I_g$ 등)하여 균열에 따른 강성 저하를 일관되게 반영합니다. ③ 적용근거: 한계상태설계법은 모멘트 확대를 KDS 24 10 11에서 인용하되 강도설계법(KDS 14 20 20)식을 그대로 쓰는 것도 허용합니다.

따라서 앞 예제 RC-C5의 $\delta_{ns} = 1.230$ 은 KDS 24 14 21의 상한 1.4 이내이므로 한계상태설계법으로도 그대로 허용됩니다. 두 기준의 등가휨강성·좌굴하중·확대식이 동일하므로, 동일 단면·하중에서 산출되는 확대 모멘트도 사실상 같습니다. 다만 후속 단면검토 단계에서 강도설계법은 φ (강도감소계수)를, 한계상태설계법은 재료계수($\varphi_c \cdot \varphi_s$)를 적용하는 차이가 있습니다.

[근거] KDS 24 14 21 (1.4.6, 1.5.6.2) 장주효과 모멘트 확대 / KDS 14 20 20 (4.4)

부록 A · 주요 기호

기호	의미
b, h, D	단면 폭·높이(사각), 지름(원형)
d_1, d	피복(철근 도심까지), 유효깊이
A_g, A_{st}	총단면적, 전체 주철근량
A_s, A_{sp}	인장측·압축측 철근량
$P_u, M_u / N_{Ed}, M_{Ed}$	계수 축력·휨(강도설계법) / 설계 축력·휨(한계상태설계법)
P_o, P_n, M_n	순수축강도, 공칭 축·휨강도
$\phi P_{n,max}$	최대 설계축강도(띠철근 $0.80 \cdot \phi \cdot P_o$)
P_b, M_b, C_b	균형 축강도·휨강도·중립축
e, e_b, e_{min}	설계 편심, 균형 편심, 최소편심($h/30, \geq 20mm$)
f_{cd}, f_{yd}	설계압축강도, 설계항복강도(한계상태설계법)
$\epsilon_{cu}, \epsilon_t, \epsilon_y(\epsilon_{yd})$	극한변형률(0.0033), 인장철근 변형률, 항복변형률
ϕ, ϕ_c, ϕ_s	강도감소계수, 콘크리트·철근 재료계수

※ 주요 근거기준: KDS 14 20 20(휨·압축), KDS 24 14 21(콘크리트교 한계상태설계). 본 교재의 계산은 산수허브 Calcpad 예제(RC-C1~C4)와 동일한 식을 사용하며, P-M 상관도는 계산도구로 직접 그려 볼 수 있습니다.

부록 B · 원형기둥 P-M 상관도 Calcpad 예제 작성

이 부록은 예제 RC-C3(강도설계법)·RC-C4(한계상태설계법)의 원형 나선철근 기둥 P-M 상관도를 Calcpad로 작성하는 과정을, 처음 작성하는 초급 기술자도 그대로 따라 할 수 있도록 단계별로 설명합니다. 두 예제는 재료강도를 적용하는 방식(강도설계법은 마지막에 ϕ , 한계상태설계법은 먼저 재료계수)만 다를 뿐 작성 흐름은 똑같습니다. 아래에서 회색 등쪽 글씨는 Calcpad에 실제로 입력하는 코드이고, 그 위의 설명·수식은 그 의미입니다.

B.1 원형기둥은 왜 ‘수치적분’ 이 필요한가

사각기둥은 압축영역이 직사각형이라 면적과 도심을 단순한 곱셈으로 구합니다. 그러나 원형기둥은 중립축 위쪽 압축영역이 ‘활꼴(원형 분절)’ 모양이어서 깊이에 따라 폭이 계속 변합니다. 그래서 면적·도심을 하나의 닫힌 식으로 적기가 번거롭습니다.

삼각함수(arccos 등)로도 표현할 수 있으나, Calcpad가 각도(°) 모드로 설정되어 있으면 그 식이 어긋나 잘못된 값을 줄 수 있습니다. 이를 피하기 위해 본 예제는 단면 폭을 깊이의 함수 $2\sqrt{(R^2 - y^2)}$ 로 보고, 이것을 압축영역 깊이에 걸쳐 ‘수치적분(Calcpad의 \$Area)’으로 더해 면적과 도심을 구합니다. 수치적분은 각도 단위 설정과 무관하므로 항상 안정적입니다.

B.2 작성 흐름도

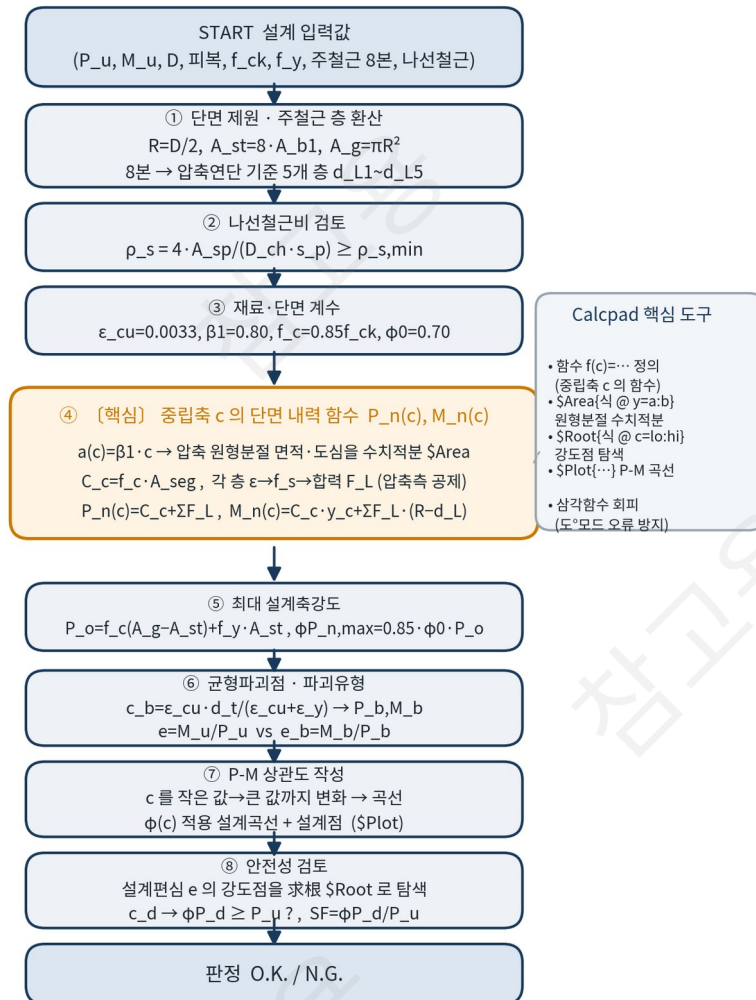


그림 B-1. 원형기둥 P-M 상관도 Calcpad 작성 흐름도

B.3 단계별 상세 작성

[1단계] 입력값 정의

축력·휨모멘트·지름·피복·재료강도·주철근(8본)·나선철근 정보를 입력칸으로 받습니다. 게시용 파일은 입력부 끝에 #Post 를 두어, 입력 폼에는 입력칸만 보이고 ▶ 계산 시 결과창에 전체 풀이가 표시되도록 분리합니다.

P_u = ? {2500}kN M_u = ? {150}kN*m
D = ? {500}mm c_cov = ? {50}mm
f_ck = ? {27}MPa f_y = ? {400}MPa ... #Post

[2단계] 단면 제원과 주철근 ‘층’ 환산

원주에 흩어진 주철근 8본을 그대로 다루면 복잡하므로, 압축연단(맨 위)에서의 깊이가 같은 철근끼리 묶어 여러 ‘층’으로 환산합니다. 45° 간격 8본은 깊이를 기준으로 5개 층(1-2-2-2-1본)이 됩니다. 각 층의 깊이 d_L 은 도심에서 위로 $r_s \cdot \cos(\text{각도})$ 만큼 떨어진 위치이며, 결국 $R \mp r_s$, $R \mp 0.707 \cdot r_s$, R 의 다섯 값입니다($r_s = R - \text{피복}$).

층	본수	압축연단 기준 깊이 d_L
1층	1본	$R - r_s$
2층	2본	$R - 0.707 \cdot r_s$
3층	2본	R
4층	2본	$R + 0.707 \cdot r_s$
5층	1본	$R + r_s$

$$R = D/2 \quad r_s = R - c_{\text{cov}} \quad A_{b1} = \pi \cdot d_b^2 / 4 \quad A_{st} = 8 \cdot A_{b1}$$

$$d_{L1} = R - r_s \quad A_{L1} = 1 \cdot A_{b1}$$

$$d_{L2} = R - 0.7071 \cdot r_s \quad A_{L2} = 2 \cdot A_{b1} \quad \dots \quad d_{L5} = R + r_s$$

[3단계] 나선철근비 · 재료계수

나선철근비 $\rho_s = 4 \cdot A_{sp} / (D_{ch} \cdot s_p)$ 가 소요값 $\rho_{s,\min} = 0.45 \cdot (A_g / A_{ch} - 1) \cdot f_{ck} / f_{yt}$ 이상인지 확인합니다. 이어 계산에 쓸 기본 계수를 둡니다 — 콘크리트 극한변형률 $\epsilon_{cu} = 0.0033$, 등가응력블록 깊이계수 $\beta_1 = 0.80$, 블록 응력 $f_c = 0.85 \cdot f_{ck}$, 나선철근 기둥의 강도감소계수 $\varphi_0 = 0.70$. (한계상태설계법 RC-C4는 f_c 대신 $f_{cd} = 0.85 \cdot \varphi_c \cdot f_{ck}$ 를 쓰고 φ_0 는 쓰지 않습니다.)

[4단계] [핵심] 중립축 c 의 단면 내력 함수 $P_n(c) \cdot M_n(c)$

P-M 상관도의 한 점은 ‘중립축 깊이 c 를 하나 정하면’ 결정됩니다. 따라서 c 를 입력으로 받는 함수들을 정의해 두고, 뒤에서 c 를 바꿔 가며 곡선을 그립니다. Calcpad는 $f(c) = \dots$ 형태로 함수를 정의할 수 있습니다. 순서대로 ① 응력블록 깊이 → ② 압축분절 면적·도심 → ③ 콘크리트 합력 → ④ 철근 총 합력 → ⑤ 합산입니다.

① 등가응력블록 깊이 $a(c)$ (단면 지름 $2R$ 로 상한)

$$a(c) = \min(\beta_1 \cdot c; 2 \cdot R)$$

② 압축 원형분절의 면적과 도심 — 수치적분 $\$Area$

y 를 도심에서 위로 잴 거리라 하면, 압축영역은 $y = (R - a)$ 부터 $y = R$ 까지이고 그 위치의 폭은 $2 \cdot \sqrt{(R^2 - y^2)}$ 입니다. 면적은 폭을, 도심 산정용 1차모멘트는 (폭 $\times$ y)를 이 구간에서 적분합니다.

$$\begin{aligned} A_{\text{seg}}(c) &= \text{Area}\{2 \cdot \sqrt{R^2 - y^2} @ y = (R - a(c)) : R\} \\ Q_{\text{seg}}(c) &= \text{Area}\{2 \cdot y \cdot \sqrt{R^2 - y^2} @ y = (R - a(c)) : R\} \\ \bar{y}(c) &= Q_{\text{seg}}(c) / A_{\text{seg}}(c) \end{aligned}$$

③ 콘크리트 압축합력 C_c

$$C_c(c) = f_c \cdot A_{\text{seg}}(c)$$

④ 각 철근 층의 변형률 $\rightarrow$ 응력 $\rightarrow$ 합력 F_L

평면보존 가정으로 깊이 d 인 층의 변형률은 $\epsilon = \epsilon_{cu} \cdot (c - d) / c$ 입니다(압축 +). 응력은 항복강도로 양·음 모두 제한합니다. 또한 그 층이 압축블록 안($d < a$)에 있으면 그 자리의 콘크리트를 이미 C_c 에 포함했으므로, 중복을 피하러 f_c 만큼 빼 줍니다 — 코드의 ($d < a(c)$) 는 참이면 1, 거짓이면 0 입니다.

$$\begin{aligned} f_s(e) &= \max(\min(E_s \cdot e; f_y); -f_y) \\ \epsilon_{sL}(d; c) &= \epsilon_{cu} \cdot (c - d) / c \\ F_L(A; d; c) &= A \cdot (f_s(\epsilon_{sL}(d; c)) - f_c \cdot (d < a(c))) \end{aligned}$$

⑤ 축강도·휨강도 합산 (힘은 도심 기준)

$$\begin{aligned} P_n(c) &= C_c(c) + F_L(A_{L1}; d_{L1}; c) + \dots + F_L(A_{L5}; d_{L5}; c) \\ M_n(c) &= C_c(c) \cdot \bar{y}(c) + F_L(A_{L1}; d_{L1}; c) \cdot (R - d_{L1}) + \dots \end{aligned}$$

[5단계] 최대 설계축강도

편심이 작아도 최소한의 힘은 늘 있으므로 순수축강도를 상한계수로 줄여 사용합니다(나선철근 0.85). 작용 축력 P_u 가 이 값 이하인지 먼저 확인합니다.

$$\begin{aligned} P_o &= f_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \\ \phi P_{n, \max} &= 0.85 \cdot \phi_0 \cdot P_o \end{aligned}$$

[6단계] 균형파괴점·파괴유형

콘크리트가 ϵ_{cu} 에 도달하는 순간 최외단 인장철근이 막 항복하는 상태가 균형점입니다. 균형 중립축 c_b 로 (P_b, M_b)를 구하고, 설계 편심 $e = M_u / P_u$ 를 균형 편심 $e_b = M_b / P_b$ 와 비교해 압축지배($e \leq e_b$)인지 인장지배인지 판정합니다.

$$\begin{aligned} c_b &= \epsilon_{cu} \cdot d_t / (\epsilon_{cu} + \epsilon_y) \\ P_b &= P_n(c_b) \quad M_b = M_n(c_b) \quad e = M_u / P_u \quad e_b = M_b / P_b \end{aligned}$$

[7단계] P-M 상관도 그리기

종립축 c 를 작은 값(40mm)부터 큰 값(예: 1200mm)까지 변화시키면 (M_n , P_n) 점들이 모여 공칭강도 곡선이 그려집니다. 각 점에 변형률에 따른 $\phi(c)$ 를 곱하면 설계강도 곡선이 됩니다(나선철근 0.70~0.85). 작은 마커가 누락되지 않도록 PlotAdaptive = 0, 벡터 출력을 위해 PlotSVG = 1 을 둡니다.

```
phiP_n(c) = min(phi_f(c)*P_n(c); phiP_n.max)
$Plot{M_n(c)|P_n(c) & phiM_n(c)|phiP_n(c) & (설계점) @ c = 40mm : 1200mm}
```

[8단계] 안전성 검토 — 求根 \$Root

작용하중의 편심 e 선이 상관도 곡선과 만나는 ‘그 편심에서의 강도점’ 을 직접 찾습니다. $M_n(c) - e \cdot P_n(c) = 0$ 을 만족하는 종립축 c_d 를 \$Root 로 구하고, 그 점의 ϕ 로 설계강도 ϕP_d 를 구해 $\phi P_d \geq P_u$ 이면 안전합니다. 탐색 구간 $c_{lo}:c_{hi}$ 는 압축/인장지배에 따라 [c_b , 큰 값] 또는 [작은 값, c_b] 로 잡아 근이 하나만 잡히게 합니다.

```
c_d = $Root{M_n(c) - e*P_n(c) @ c = c_lo : c_hi}
phiP_d = min(phi_f(c_d)*P_n(c_d); phiP_n.max)   SF = phiP_d/P_u
```

B.4 Calcpad 작성 시 유의사항

- ① 함수는 반드시 사용하기 전에(위에서) 정의합니다 — Calcpad는 위에서 아래로 실행합니다. ② \$Area·\$Root 는 식을 변수(y 또는 c)의 함수로 적고 적분·탐색 구간을 함께 줍니다. ③ 삼각함수 ($\sin \cdot \cos \cdot \arccos$)는 각도($^\circ$) 모드에서 값이 어긋날 수 있으니, 원형 분절 면적은 삼각함수 대신 \$Area 수치적분으로 처리합니다. ④ 곡선의 작은 마커 누락을 막으려면 PlotAdaptive = 0, 깨끗한 벡터 그림은 PlotSVG = 1 로 둡니다. ⑤ 게시용은 입력부 바로 뒤에 #Post 를 두어 입력칸과 결과창을 분리합니다.

(근거) KDS 14 20 20 (4.1) 휨·압축·(4.4) 나선철근 / KDS 24 14 21 (4.1.1) 축력·휨

B.5 예제 코드 전문 (RC-C3, 게시용)

아래는 위 절차를 그대로 구현한 Calcpad 코드입니다(단면 개념도 SVG는 지면상 생략). 회색 등쪽 글씨를 Calcpad에 순서대로 입력하면 됩니다 — 함수는 사용 전에 정의되어 있어 위에서 아래로 실행됩니다.

① 입력값 (#Post 로 입력 품/결과 분리)

```
P_u = ? {2500}kN    M_u = ? {150}kN*m
D = ? {500}mm      c_cov = ? {50}mm
f_ck = ? {27}MPa    f_y = ? {400}MPa
D_no = ? {25}      (주철근 8본 고정)
d_sp = ? {9.53}mm   s_p = ? {50}mm
f_yt = ? {400}MPa   c_cl = ? {40}mm
```

#Post

$E_s = 200000\text{MPa}$ $d_b = 25.4\text{mm}$ (D25 선택, #if 분기)

② 단면 제원 · 주철근 5개 층

$R = D/2$ $r_s = R - c_{cov}$ $A_{b1} = \pi \cdot d_b^2/4$

$A_{st} = 8 \cdot A_{b1}$ $A_g = \pi \cdot R^2$

$d_{L1} = R - r_s$ $A_{L1} = 1 \cdot A_{b1}$

$d_{L2} = R - 0.7071 \cdot r_s$ $A_{L2} = 2 \cdot A_{b1}$

$d_{L3} = R$ $A_{L3} = 2 \cdot A_{b1}$

$d_{L4} = R + 0.7071 \cdot r_s$ $A_{L4} = 2 \cdot A_{b1}$

$d_{L5} = R + r_s$ $A_{L5} = 1 \cdot A_{b1}$

②b 축방향 철근비 검토 (KDS 14 20 20 4.3.2)

$\rho_g = A_{st}/A_g$

#if $\rho_g < 0.01 \rightarrow$ 부족 #else if $\rho_g > 0.08 \rightarrow$ 과다 #else $\rightarrow$ O.K.(0.01~0.08) #end if

③ 재료·단면 계수

$\epsilon_{cu} = 0.0033$ $\beta_1 = 0.80$ $f_c = 0.85 \cdot f_{ck}$

$\phi_0 = 0.70$ $\epsilon_y = f_y/E_s$

④ [핵심] 중립축 c 의 내력 함수

$a(c) = \min(\beta_1 \cdot c; 2 \cdot R)$

$A_{seg}(c) = \text{\$Area}\{2 \cdot \sqrt{R^2 - y^2} \text{ @ } y = (R - a(c)) : R\}$

$Q_{seg}(c) = \text{\$Area}\{2 \cdot y \cdot \sqrt{R^2 - y^2} \text{ @ } y = (R - a(c)) : R\}$

$\bar{y}(c) = Q_{seg}(c)/A_{seg}(c)$

$C_c(c) = f_c \cdot A_{seg}(c)$

$f_s(e) = \max(\min(E_s \cdot e; f_y); -f_y)$

$\epsilon_{L(d;c)} = \epsilon_{cu} \cdot (c - d)/c$

$F_L(A; d; c) = A \cdot (f_s(\epsilon_{L(d;c)}) - f_c \cdot (d < a(c)))$

$P_n(c) = C_c(c) + F_L(A_{L1}; d_{L1}; c) + F_L(A_{L2}; d_{L2}; c)$

$+ F_L(A_{L3}; d_{L3}; c) + F_L(A_{L4}; d_{L4}; c) + F_L(A_{L5}; d_{L5}; c)$

$M_n(c) = C_c(c) \cdot \bar{y}(c) + F_L(A_{L1}; d_{L1}; c) \cdot (R - d_{L1})$

$+ F_L(A_{L2}; d_{L2}; c) \cdot (R - d_{L2}) + \dots + F_L(A_{L5}; d_{L5}; c) \cdot (R - d_{L5})$

⑤ 최대 설계축강도

$P_o = f_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$

$\phi P_{n,max} = 0.85 \cdot \phi_0 \cdot P_o$

⑥ 균형파괴점

$d_t = d_{L5}$ $c_b = \epsilon_{cu} \cdot d_t / (\epsilon_{cu} + \epsilon_y)$

$P_b = P_n(c_b)$ $M_b = M_n(c_b)$ $e = M_u/P_u$ $e_b = M_b/P_b$

⑦ P-M 상관도 (ϕ 적용 + 그래프)

```

eps_tf(c) = epsilon_cu*(d_t - c)/c
phi_f(c) = min(max(phi_0 + (eps_tf(c)-0.002)/0.003*(0.85-phi_0); phi_0); 0.85)
phiP_n(c) = min(phi_f(c)*P_n(c); phiP_n.max)  phiM_n(c) = phi_f(c)*M_n(c)
PlotSVG = 1  PlotAdaptive = 0
$Plot{M_n(c)|P_n(c) & phiM_n(c)|phiP_n(c) @ c = 40mm : 1200mm}

```

⑧ 안전성 검토 (求根)

```

c_d = $Root{M_n(c) - e*P_n(c) @ c = c_lo : c_hi}
phiP_d = min(phi_f(c_d)*P_n(c_d); phiP_n.max)  SF = phiP_d/P_u

```

B.6 실행 결과 — P-M 상관도

위 코드를 ▶ 실행하면 다음 P-M 상관도가 출력됩니다(지름 D=500, 주철근 8-D25, $f_{ck}=27$, $f_y=400$).

바깥 회색 곡선은 공칭강도, 안쪽 남색 곡선은 강도감소계수 ϕ 를 적용한 설계강도이며, 윗부분은 최대 설계축강도 $\phi P_{n,max}$ 로 잘립니다. 설계점 ($M_u=150$, $P_u=2,500$)이 설계강도 곡선 안쪽에 있으므로 안전합니다.

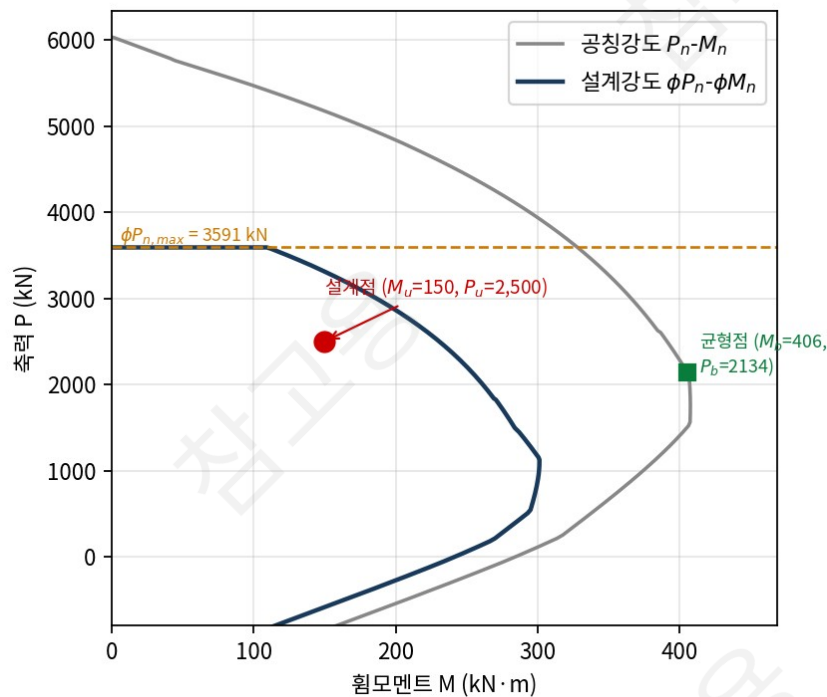


그림 B-2. RC-C3 원형기둥 P-M 상관도 실행 결과 (공칭·설계강도 곡선, 설계점·균형점· $\phi P_{n,max}$)

주요 결과값은 다음과 같습니다.

항목	결과값
순수축강도 P_o	6,035 kN
최대 설계축강도 $\phi P_{n,max}$	3,591 kN (= 0.85·0.70· P_o)

균형파괴점	$P_b = 2,134 \text{ kN} , M_b = 406 \text{ kN}\cdot\text{m} , e_b = 190 \text{ mm}$
설계점	$M_u = 150 , P_u = 2,500 \text{ kN} (e = 60\text{mm} < e_b \rightarrow \text{압축지배})$
설계강도(求根, $e=60\text{mm}$)	$c_d \approx 444 \text{ mm} , \varphi P_d \approx 3,038 \text{ kN}$
안전율 SF	$\varphi P_d / P_u \approx 1.22 \rightarrow \text{O.K.}$

한계상태설계법 예제 RC-C4도 같은 흐름이며, f_c 대신 $f_{cd} = 0.85 \cdot \varphi_c \cdot f_{ck}$, f_y 대신 $f_{yd} = \varphi_s \cdot f_{yk}$ 를 쓰고 φ_0 를 곱하지 않는 점만 다릅니다(설계강도 상관도 $N_{Rd}-M_{Rd}$ 가 그대로 안전 판정 곡선이 됨).



산수허브 콘크리트구조설계 실무 · 제3편

철근콘크리트 기둥의 설계

발행일 2026년 6월 | 저자·발행 산수허브(SansuHub)

분야 토목구조물의 설계 · 건설기술 개발

© 2026 SansuHub. All rights reserved.

이 책의 저작권은 산수허브에 있습니다. 저작권법에 따라 보호받는 저작물이므로, 발행자의 사전 서면 동의 없이 이 책의 전부 또는 일부를 무단으로 복제·전재·배포·전송할 수 없습니다.

본 교재는 KDS 설계기준에 근거하여 작성되었으나, 실제 설계 적용 시에는 최신 개정 기준과 현장 조건을 반드시 확인하여야 합니다.