

철근콘크리트 구조설계

5 판 __ 정오표 (2013. 2. 25)

이 책의 5판1쇄 인쇄 시 여러사항으로 인해 많은 수정부분이 있음을 죄송스럽게 생각하며, 독자분들께 양해 부탁드립니다.

김상식 올림

◆ 수정 페이지

- 3장 47p- 식(3.9) 들여쓰기
- 5장 100p- 장 제목 왼쪽으로
- 5장 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117p
- 6장 173p
- 7장 199p- 장 제목 오른쪽으로
- 7장 221, 231, 236p
- 8장 297p- 위에서 셋째줄 들여쓰기
- 8장 305p
- 9장 376p
- 10장 392, 393, 397, 398, 410p
- 11장 413p- 장 제목 오른쪽으로
- 12장 436p- 장 제목 왼쪽으로
- 12장 447p
- 13장 455p- 장 제목 오른쪽으로
- 14장 461p- 장 제목 오른쪽으로
- 15장 494p- 장 제목 왼쪽으로

문운당

3-5-3 하중계수와 소요강도

철근콘크리트 구조물에 작용하는 여러 하중에 대하여 설계기준 3-3-2에서는 아래에 제시된 하중계수와 하중조합을 적용하여 계산된 소요강도 중 가장 불리한 값에 대하여 설계하도록 규정하고 있다.

$$U=1.4(D+F) \quad (3.5)$$

$$U=1.2(D+F+T)+1.6(L+\alpha_H H_v+H_h) \\ +0.5(L_r \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R) \quad (3.6)$$

$$U=1.2D+1.6(L_r \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R) \\ +(1.0L \text{ 또는 } 0.65W) \quad (3.7)$$

$$U=1.2D+1.3W+1.0L+0.5(L_r \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R) \quad (3.8)$$

$$U=1.2(D+H_v)+1.0E+1.0L+0.2S \\ +(1.0H_h \text{ 또는 } 0.5H_h) \quad (3.9)$$

$$U=1.2(D+F+T)+1.6(L+\alpha_H H_v) \\ +0.8H_h+0.5(L_r \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R) \quad (3.10)$$

$$U=0.9(D+H_v)+1.3W+(1.6H_h \text{ 또는 } 0.8H_h) \quad (3.11)$$

$$U=0.9(D+H_v)+1.0E+(1.0H_h \text{ 또는 } 0.5H_h) \quad (3.12)$$

여기서, D =고정하중

E =지진하중

F =유체의 압력 및 중량

H_h =횡방향 토압과 지하수압

H_v =연직방향 토압과 지하수압

L =활하중

L_r =지붕 활하중

R =강우하중

S =적설하중

T =온도, 크리프, 건조수축

W =풍하중

및 부동침하의 영향

윗 식의 D, L 등의 기호는 고정하중, 활하중 등의 하중의 크기와 더불어 그 하중에 의하여 발생하는 휨모멘트, 전단력, 축력, 비틀림 모멘트 등 하중 효과도 나타낸다.

위의 하중계수 및 하중조합의 적용에는 다음과 같은 조건들이 추가로 규정되어 있다.

5 장

보의 사용성

5-1 개 요

3 장의 한계상태설계법에서 거론된 바와 같이 구조체가 제 기능을 발휘하지 못하는 상태, 즉 한계상태에 이르는 것은 하중지지 능력을 잃어버리는 극한한계상태와 구조기능의 저하로 사용상 부적합한 상태가 되는 사용한계상태로 대별된다. 철근콘크리트 구조에서 주요한 사용한계상태는 과도한 균열, 과도한 처짐, 진동 등을 들 수 있으며, 그 중에서도 특히 균열과 처짐은 구조설계에서 주의 깊게 다루지 않으면 안 된다.

균열과 처짐은 종전의 철근콘크리트 건물 설계에서는 큰 문제가 아니었으나, 강도설계법과 고강도 철근이 도입되면서 사용하중의 작용 상태에서 철근의 응력이 허용응력설계에 의한 경우보다 약 50 퍼센트 정도 증가함에 따라 이에 관련된 균열폭, 처짐 등이 주요 설계 대상이 되고 있다. 철근콘크리트 구조의 사용성에 대한 검토에서 하중은 하중계수를 적용하지 않은 사용하중으로 하며, 사용하중 상태에서 구조체는 탄성거동하는 것으로 가정하여 탄성 이론을 적용한다.

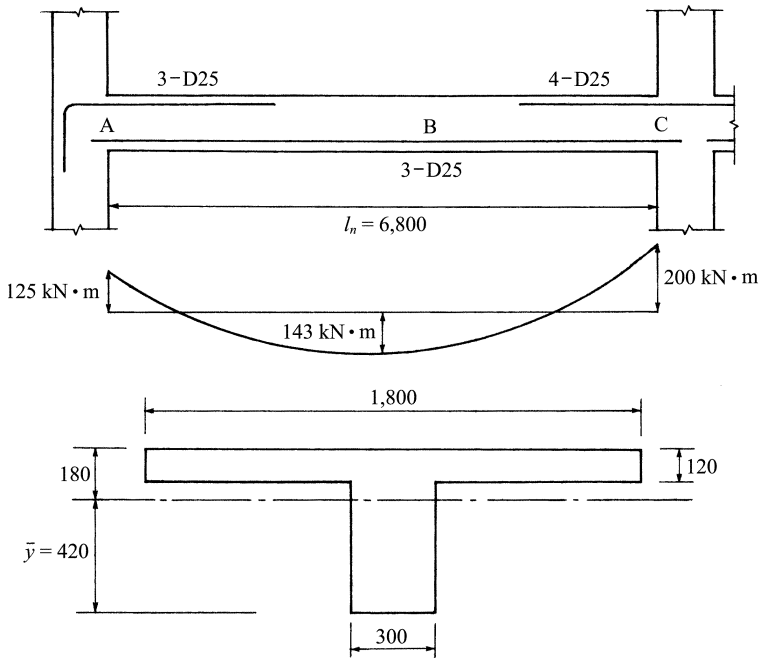


그림 5-9 예제 5-1의 T형보

A 단과 C 단의 균열모멘트

$$M_{cr} = \frac{f_r}{y_t} I_g = \frac{3.09}{180} \times 10,800 \times 10^6 = 185.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_A = 125 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{cr}$: 사용하중 상태에서 균열이 생기지 않음

$M_c = 200 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{cr}$: 균열이 생김

중앙부

$$M_{cr} = \frac{3.09}{420} \times 10,800 \times 10^6 = 79.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_B = 143 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{cr}$: 균열이 생김

(3) 균열단면 2차모멘트

$$E_c = 8,500^3 \sqrt{24 + 4} = 25,811 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200,000}{25,811} = 7.75$$

C 단부 : 식 (5.14) 및 (5.15)로부터

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4 \times 506.7}{300 \times 535} = 0.0126,$$

$$r = \frac{A_s'}{A_s} = 0.75$$

$$k = n\rho[\sqrt{(1+r)^2 + (2/n\rho)(1+rd'/d)} - (1+r)] \\ = 0.321$$

$$kd = 0.321 \times 535 = 172 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = b(kd)^3/3 + (n-1)A_s'(kd-d')^2 + nA_s(d-kd)^2 \\ = 2,692 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

중양부 : 중립축비는 식 (5.14)에서 $r=0$ 이므로

$$\rho = \frac{3 \times 506.7}{1,800 \times 535} = 0.00158$$

$$k = n\rho(\sqrt{1+2/n\rho} - 1) = 0.145$$

$$kd = 0.145 \times 535 = 78.0 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = \frac{1,800 \times (78.0)^3}{3} + 7.41 \times 3 \times 506.7 \times (535 - 78.0)^2 \\ = 2,745 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

(4) 유효단면 2차모멘트

A 단부 : $M_A < M_{cr}$ 이므로

$$I_{e1} = 10,800 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

C 단부 : $M_c > M_{cr}$ 이므로 식 (5.13)으로부터

$$I_{e2} = \left(\frac{185.4}{200}\right)^3 \times 10,800 \times 10^6 + \left[1 - \left(\frac{185.4}{200}\right)^3\right] \\ \times 2,692 \times 10^6 = 9,151 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

중앙부 : $M_B > M_{cr}$ 이므로 식 (5.13)을 사용하여

$$I_{em} = \left(\frac{79.5}{143} \right)^3 \times 10,800 \times 10^6 + \left[1 - \left(\frac{79.5}{143} \right)^3 \right] \times 2,745 \times 10^6 = 4,129 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

평균 유효단면 2차모멘트는 식 (5.16)로부터

$$\begin{aligned} \text{평균 } I_e &= 0.7I_{em} + 0.15(I_{e1} + I_{e2}) \\ &= 0.7 \times 4,129 \times 10^6 + 0.15(10,800 + 9,151) \times 10^6 \\ &= 5,883 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

(5) 순간 처짐

식 (5.11b)를 적용하여

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{5I_n^2}{48E_cI_e}(M_m - 0.1M_1 - 0.1M_2) \\ &= \frac{5 \times (6,800)^2}{48 \times 25,811 \times 5,883 \times 10^6} \\ &\quad \times [143 - 0.1(125 + 200)] \times 10^6 \\ &= 3.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

【예제 5-2】 $b = 300 \text{ mm}$, $h = 550 \text{ mm}$ 인 단면에 경간 6 m 의 단순받침보가 $w_D = 12 \text{ kN/m}$, $w_L = 10 \text{ kN/m}$ 의 하중을 받을 때, 이 보의 순간 처짐을 구하고, 활하중의 30 퍼센트가 장기 지속하중일 때 크리프 및 건조 수축에 의한 추가 장기 처짐을 구하라. 인장보강 철근으로는 $f_y = 400 \text{ MPa}$ 의 3-D25($A_s = 1,520.1 \text{ mm}^2$) 철근이 $d = 485 \text{ mm}$ 위치에 배근되어 있고 $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ 이다.

【풀이】 예제 5-1에서 $f_r = 3.09 \text{ MPa}$

$$E_c = 25,811 \text{ MPa}, \quad n = 7.75$$

$$\text{모멘트} \quad M_D = \frac{12 \times (6)^2}{8} = 54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_L = \frac{10 \times (6)^2}{8} = 45 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{D+L} = M_D + M_L = 99 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

활하중의 30 퍼센트가 장기 지속하중일 때

$$M_{sus} = M_D + 0.3M_L = 67.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

전 단면 2차모멘트

$$I_g = \frac{300 \times (550)^3}{12} = 4,159 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

균열모멘트 및 균열단면 2차모멘트

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3 \times 506.7}{300 \times 485} = 0.0104$$

$$n\rho = 7.75 \times 0.0104 = 0.081$$

$$k = n\rho(\sqrt{1 + 2/n\rho} - 1) = 0.329$$

$$kd = 160 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{300 \times (160)^3}{3} + 7.41 \times 3 \times 506.7 \times (485 - 160)^2 \\ &= 1,653 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \frac{f_r}{y_t} I_g = \frac{3.09}{275} \times 4,159 \times 10^6 = 46.7 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 46.7 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

고정하중에 대하여

$$\frac{M_{cr}}{M_D} = \frac{46.7}{54} = 0.86 < 1.0$$

$$\begin{aligned} (I_e)_D &= (0.86)^3 \times 4,159 \times 10^6 + [1 - (0.86)^3] \times 1,653 \times 10^6 \\ &= 3,247 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\Delta_D = \frac{5M_D l^2}{48E_c(I_e)_D} = \frac{5 \times 54 \times (6,000)^2 \times 10^6}{48 \times 25,811 \times 3,147 \times 10^6} = 2.4 \text{ mm}$$

고정하중 + 활하중에 대하여

$$\frac{M_{cr}}{M_{D+L}} = \frac{46.7}{99} = 0.47 < 1.0$$

$$\begin{aligned} (I_e)_{D+L} &= (0.47)^3 \times 4,159 \times 10^6 + [1 - (0.47)^3] \times 1,653 \times 10^6 \\ &= 1,913 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\Delta_{D+L} = \frac{5 \times 99 \times (6,000)^2 \times 10^6}{48 \times 25,811 \times 1,913 \times 10^6} = 7.5 \text{ mm}$$

$$\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D = 7.5 - 2.4$$

$$= 5.1 \text{ mm} \leq \frac{l}{360} = \frac{6,000}{360} = 16.7 \text{ mm} \quad \text{적합}$$

장기 처짐

$$\frac{M_{cr}}{M_{sts}} = \frac{46.7}{67.5} = 0.69$$

$$\begin{aligned} I_e &= (0.69)^3 \times 4,159 \times 10^6 + [1 - (0.69)^3] \times 1,653 \times 10^6 \\ &= 2,476 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{2.0}{1 + 0} = 2.0$$

$$\Delta_{sts} = \frac{5 \times 67.5 \times (6,000)^2 \times 10^6}{48 \times 25,811 \times 2,476 \times 10^6} \lambda_\Delta = 7.9 \text{ mm}$$

과도한 처짐에 의하여 손상될 염려가 없는 비구조재 요소를 지지하는 경우

$$\Delta_{sts} + \Delta_L = 7.9 + 5.1$$

$$= 13.0 \text{ mm} < \frac{l}{240} = \frac{6,000}{240} = 25 \text{ mm} \quad \text{적합}$$

5-3 균 열

콘크리트는 인장력 저항 성능이 낮기 때문에 휨, 전단, 비틀림 등에 의

하여 인장응력이 생기면 균열을 일으킨다. 그림 6-1에서 보는 바와 같이 휨모멘트에 의하여 생기는 균열은 수직방향으로 중립축까지 발전하며, 전단에 의하여 생기는 균열은 6장에서 거론되는 바와 같이 사인장(斜引張)응력에 의하여 생기기 때문에 경사 방향으로 중립축 또는 압축역에까지 발전하는 경우가 있다. 이밖에도 균열은 부착응력, 건조수축, 부동침하, 수화열, 철근의 부식 등에 의하여 생긴다.

콘크리트에 균열이 생기면 미관상 좋지 않은 것은 물론, 물이 새고 공기가 침투하여 철근의 부식을 가속시키는 등 부작용이 생기기 때문에 균열 폭에 대한 제한이 점차 강화되고 있는 추세이다.

보에 균열이 생기지 않게 하는 것은 어려운 일이므로, 균열이 생기더라도 몇 개의 폭이 큰 균열로 집중되는 것보다 그 보다 많은 수의 미세 균열로 분산시키는 것이 바람직하며, 최선의 균열 억제 방법은 철근을 콘크리트의 최대 인장역에 고르게 배근하는 것이다. 균열폭의 경우와 비슷하게 철근도 같은 철근량이면 지름이 큰 철근보다 여러 개의 작은 철근을 고르게 배근하는 것이 효율적인 균열 억제 방법이 된다.

종전에는 거글리-루즈 방정식 등으로 균열폭을 계산하여 허용 균열폭 이내로 제한하는 방법이 설계기준에 규정되었으나, 최근에는 균열폭에 대한 제한 대신 휨철근 배근에 대한 제한을 두어 균열폭을 간접적으로 제한하고 있다. 설계기준 6.3.3에는 보와 1방향 슬래브의 휨인장 철근이 부재 단면의 최대 휨인장 영역 내에 배치되어야 하고, 콘크리트의 인장 연단에 가장 가까이 배치되는 철근의 중심 간격이 식 (4.35) 및 (4.36)으로 계산된 값 중 작은 값 이하로 하도록 규정하고 있다.

[예제 5-3] 그림 4-9(a)와 같은 직사각형 복근보가 옥외에 설치되어 사용하중 상태에서 $M = 360 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 의 휨모멘트를 지지할 때 인장철근의 배근 상태가 균열 제한에 적합한지를 검토하라. 콘크리트의 압축강도는 $f_{ck} = 21 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$ 이고 $d = 515 \text{ mm}$, $d' = 60 \text{ mm}$, $d_t = 539 \text{ mm}$, $c_c = 50 \text{ mm}$ 로 한다.

[풀이] (1) 중립축 및 단면 2차모멘트

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{21 + 4} = 24,854 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200,000}{24,854} = 8.05$$

식 (5.14) 및 (5.15)로부터

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{8 \times 387.1}{300 \times 515} = 0.02$$

$$r = \frac{A_s'}{A_s} = 0.25$$

$$k = n\rho[\sqrt{(1+r)^2 + (2/n\rho)(1+rd'/d)} - (1+r)] \\ = 0.409$$

$$kd = 0.409 \times 515 = 211 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = b(kd)^3/3 + (n-1)A_s'(kd-d')^2 + nA_s(d-kd)^2 \\ = 3,368 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

(2) 최외단 인장철근의 응력

최외단 인장철근의 단면계수

$$Z_t = \frac{I_{cr}}{n(d_t - kd)} = \frac{3,368 \times 10^6}{8.05(539 - 211)} = 1.28 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

철근의 응력

$$f_s = \frac{M}{Z_t} = \frac{350 \times 10^6}{1.28 \times 10^6} = 273 \text{ N/mm}^2$$

(3) 철근 중심 간격 검토

철근 중심 간격 : D22 철근의 지름은 22.2 mm이므로

$$\frac{300 - (40 + 10) \times 2 - 22.2 \times 4}{3} + 22.2 = 59.3 \text{ mm}$$

식 (4.35) 및 (4.36)으로부터 옥외에 설치된 경우 $\kappa_{cr} = 210$ 이므로

$$\left. \begin{aligned} s &= 375 \left(\frac{210}{273} \right) - 2.5 \times 50 = 163.5 \text{ mm} \\ s &= 300 \left(\frac{210}{273} \right) = 230.8 \text{ mm} \end{aligned} \right\} s = 163.5 \text{ mm}$$

$$\text{일반 콘크리트 : } V_n \leq \begin{cases} 0.2f_{ck}b_wd \\ (3.3+0.08f_{ck})b_wd \\ 11b_wd \text{ [N]} \end{cases} \quad \text{중 작은 값 (6.58a)}$$

$$\text{경량 콘크리트 : } V_n \leq \begin{cases} (0.2 - 0.07a_v/d)f_{ck}b_wd \\ (5.6 - 2.0a_v/d)b_wd \text{ [N]} \end{cases} \quad \text{중 작은 값 (6.58b)}$$

전단보강근 A_{vf} 는 식 (6.37)에 따라

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} \quad (6.59)$$

으로 계산되며, 마찰계수 μ 는 일체로 타설된 일반 콘크리트의 경우 6-5-2 절에 기술된 바와 같이 1.4의 값을 가진다.

설계기준에서는 직인장력 N_{uc} 에 대한 보강과 더불어 전단마찰 저항 능력의 2/3를 주인장철근이 가지는 것으로 하여

$$A_s = \frac{2}{3} A_{vf} + A_n \quad (6.60)$$

이상이 되도록 규정하고 있다. 따라서 주인장 철근의 단면적은 식 (6.57)과 (6.60)으로 계산되는 값 중 큰 것으로 하며, $(0.04 f_{ck}/f_y)bd$ 이상이 되어야 한다. 내민 받침이나 브래킷의 조기 사인장 파괴를 막기 위하여서는 주인장 철근에 평행하게 폐쇄 스테럽이 배근되어야 한다. 폐쇄 스테럽은 단면적을

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) \quad (6.61)$$

이상으로 하고, 주근 A_s 쪽에서 유효깊이의 2/3 내에 균일하게 배근시킨다. 식 (6.60)과 (6.61)에서 보면, 전단마찰 보강에 필요한 철근량 A_{vf} 중 2/3는 주인장 철근에 포함되고 나머지 1/3은 폐쇄 스테럽으로 보강됨을 알 수 있다.

지금까지 거론된 설계 방법과 달리 설계기준에서는 전단경간에 대한 깊이의 비가 2 이하인 경우에는 스트럿-타이 모델에 의한 설계로 할 수 있도록 규정하고 있다.

철근의 정착과 이음

7-1 개 요

철근콘크리트 구조에서 콘크리트의 취약한 인장 저항 성능을 철근으로 보강하기 위해서는 콘크리트와 철근 사이에 완전한 부착이 이루어져야 한다. 예를 들면, 철근콘크리트보에서 휨압축력은 콘크리트에 의하여 지지되나, 휨인장력에 대해서는 콘크리트의 인장 저항이 약하므로 인장측에 배근되어 있는 철근이 부담하여야 한다. 그러나 이러한 콘크리트에 생긴 휨인장력을 철근에 전달하기 위해서는 철근과 그 주위를 둘러싼 콘크리트 사이에 미끄럼 변형이 생기지 않아야 한다.

휨응력의 전달시 철근과 주위 콘크리트의 경계면에 생기는 전단응력을 **부착응력**이라고 하며, 이 응력의 크기가 한계를 넘으면 부착파괴가 생긴다. 강도설계법에서는 부착파괴가 발생하기 전에 철근이 항복되는 것을 전제로 하고 있기 때문에 인장, 압축, 휨, 비틀림 등 여러 가지 형태의 하중에 대해서도 콘크리트와 철근의 경계면에서 부착파괴가 생기지 않도록 설계되어야 한다.

고강도 철근의 개발에 의하여 콘크리트와 철근의 부착 거동은 점차 설

갈고리 철근의 정착길이에 대하여서는 최소 길이 규정이 없으며, 압축을 받는 경우에는 유효하지 않는 것으로 본다.

【2】 보정 계수

① 철근 항복강도

f_y 가 400MPa이 아닌 경우 $f_y/400$

② 콘크리트 피복두께

90° 갈고리가 사용된 D35 이하의 철근으로 갈고리면에 수직한 피복두께가 70 mm 이상이고 갈고리에서 뺀 자유단 철근의 피복두께가 50 mm 이상인 경우 0.7

③ 띠철근 또는 스테럽

D35 이하의 90° 또는 180° 갈고리 철근에서 정착길이 구간을 $3d_b$ 이하의 간격으로 띠철근 또는 스테럽이 정착되는 철근을 수직으로 둘러싼 경우 0.8

④ 과다 철근

f_y 에 대한 정착이 특별히 요구되지 않고 배근된 철근이 소요량 이상인 경우 $\left(\frac{\text{소요 철근량}}{\text{배근 철근량}} \right)$

보정계수를 적용한 갈고리 철근의 정착길이 l_{dh} 는 $8d_b$ 와 150 mm 중 큰 값으로 한다. 부재의 불연속 단부에서 갈고리의 양 측면 피복두께와 직선철근의 상부(또는 하부) 피복두께가 70 mm 미만인 경우, 갈고리 철근은 전정착길이 l_{dh} 에 걸쳐 $3d_b$ 이하의 간격으로 배근된 띠철근이나 스테럽으로 보강되어야 한다. 이런 경우에는 위의 ③ 항의 보정계수가 적용되지 않는다.

【예제 7-4】 그림 7-7의 보-기둥 접합부에서 보의 상부 철근을 90° 갈고리로 기둥에 정착시킬 수 있는지 검토하라. 사용 재료의 강도는 예제 7-1과 같다.

【풀이】 갈고리면에 수직한 피복두께가 70 mm 이상 되므로 보정계수 0.7을 적용하기 위하여 갈고리에서 뺀 자유단의 피복두께를 50 mm 이상으로 하면 정착길이는 $400 - 50 = 350$ mm 이하이어야 한다.

정착길이 l_{db} 에 보정계수를 곱한 값으로, 기준 항복강도 f_y 와 관련을 가지고 있다.

인장철근의 겹침이음은 소요 겹침길이 내에서 전체 철근에 대한 이음철근의 비율과 소요 철근량에 대한 사용 철근량의 비에 영향을 받는다. 설계 기준에서는 이 두 요인에 따라 A 급과 B 급의 2 등급으로 나누고 있다.

A 급 이음은 배근된 철근량이 이음 구간에서 해석 결과 요구되는 소요 철근량의 2 배 이상이고 겹쳐 이어지는 철근량이 전체 철근량의 1/2 이하인 경우에 사용되는 이음으로, 이음길이를 $1.0l_d$, 즉 인장 이형철근의 정착길이와 같게 한다.

B 급 이음은 A 급 이음에 해당되지 않는 조건에서 사용되는 이음으로, 이음길이를 $1.3l_d$ 로 한다.

인장철근 이음의 척도로 쓰이는 인장 정착길이 l_d 는 300 mm 최소 정착길이 규정이나 (소요 철근량/배근 철근량) 보정계수의 적용을 받지 않는 값으로 한다.

인장 이형철근을 용접이나 기계적 연결로 할 때, 설계기준에서는 철근의 응력이 125 퍼센트 발휘되는 완전 이음으로 하도록 규정하고 있으나, 이음 구간에서 계산된 철근의 응력이 $0.5f_y$ 이하이고 600 mm 이상 엇갈려 있는 경우에는 이음부에서 계산된 철근 응력의 2 배 또는 140 MPa 중 큰 값 이상의 응력을 발휘할 수 있게 철근 용접이음이나 기계적 연결을 할 수 있다. 그러나 이런 조건에 맞지 않아 $1.25f_y$ 의 완전 용접이음이나 완전 기계적 연결을 하는 경우에는 철근의 이음을 750 mm 이상 떨어져 엇갈리게 하여야 한다.

7-6-2 압축철근의 이음

압축력을 받는 철근은 인장철근에 비하여 부착거동이 복잡하지 않기 때문에 설계기준에서도 인장 겹침이음과 같이 엄격한 규정을 하고 있지 않다. 또한 압축철근의 이음이 인장철근과 다른 것은 단부 지압에 의하여 힘을 콘크리트로 전달시킬 수 있는 점이다. 시험 결과에 의하면 기둥철근의 이음 위치에서 콘크리트의 지압 능력은 폐쇄 스테럽이나 나선근 등 횡방

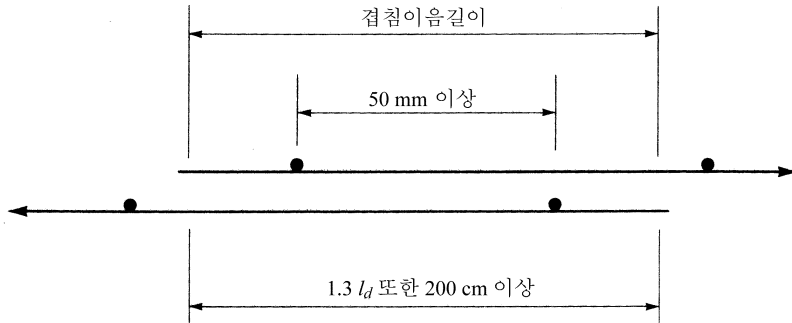


그림 7-21 용접이형철망의 겹침이음

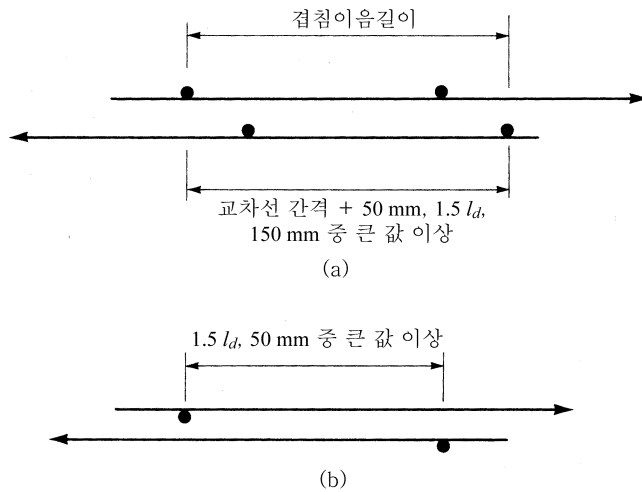


그림 7-22 용접원형철망의 겹침이음

(7.12a)에서 (소요 철근량/배근 철근량)의 계수를 적용하지 않고 계산한 l_d 의 1.5 배, 교차선 간격에 50 mm를 더한 길이, 150 mm 중 가장 큰 값을 용접원형철망의 최소 겹침길이라고 한다. 이음위치에서 실제 사용된 철근량이 소요 철근량의 2 배 이상이 되는 경우에는 그림 7-22 (b)와 같이 최소 겹침길이를 $1.5l_d$ 또는 50 mm 중 큰 값 이상으로 한다.

스터럽 간격은 식 (8.24)로부터

$$\left. \begin{aligned} \phi V_s &= \frac{0.75 \times 0.5 \times 1,014 \times 400 \times 170 \times 10^{-3}}{s} \\ &= \frac{25,857}{s} \text{ kN} \\ \phi V_s &\geq V_u - \phi V_c = 340.0 \text{ kN} \end{aligned} \right\} s \leq 76 \text{ mm}$$

$$s < \frac{d}{2} = 85 \text{ mm}$$

따라서 스테럽 간격은 75 mm로 한다.

스트럽에서 바깥쪽으로 $d/2$ 떨어진 점을 연결하는 위험단면에서는 콘크리트의 설계 전단강도 ϕV_c 만으로 소요 전단력 V_u 를 지지해야 하므로 식 (8.21)로부터

$$\phi V_c = 0.75 \times 1.36 \times b_o \times 170 \times 10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \geq V_u = 577.4 \text{ kN}$$

$$b_o \geq 3,330 \text{ mm}$$

따라서 그림 8-33과 같이 보강한다.

전단머리 보강 :

$$\text{필요한 둘레 길이 } b_o = 3,330 \text{ mm}$$

그림 8-32에서 약산으로

$$\frac{c_1}{2} + \frac{3}{4} \left(l_v - \frac{c_1}{2} \right) = \frac{b_o}{4} \cos 45^\circ$$

$$\frac{400}{2} + \frac{3}{4} \left(l_v - \frac{400}{2} \right) = \frac{3,330}{4\sqrt{2}}$$

$$l_v = 718 \text{ mm}$$

a_v 의 값을 0.2로 가정하고 $h_v = 100 \text{ mm}$ 로 하면 식 (8.26)으로부터 전단머리 보강재의 소요 소성모멘트는

$$v_2 = \frac{321 \times 10^3}{387.6 \times 10^3} + \left(\frac{0.4 \times 35 \times 10^6}{21,455 \times 10^6} \right) (285)$$

$$= 1.01 \text{ MPa} \leq \phi v_c = 1.02 \text{ MPa}$$

적합

연습문제

- 8-1 500 mm × 500 mm 정사각형 기둥에 지지되는 $l_1 = l_2 = 5.4 \text{ m}$ 슬래브에 계수 등분포하중 $w_u = 15.2 \text{ kN/m}^2$ 이 작용할 때 보가 없는 경우와 $b = 300 \text{ mm}$, $h = 600 \text{ mm}$ 보에 지지되는 경우 이 하중을 지지할 수 있는 최소한의 슬래브 두께를 계산하라. $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$ 로 한다.
- 8-2 400 mm × 400 mm 정사각형 기둥에 지지되는 $4.8 \text{ m} \times 5.4 \text{ m}$ 의 내부 플랫 슬래브에 $w_u = 13 \text{ kN/m}^2$ 이 작용할 때 전단을 검토하고 모멘트를 직접설계법으로 계산하라. $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$ 로 한다.
- 8-3 문제 8-1의 슬래브에서 짧은 경간 방향이 외단에 면하고 테두리보가 없을 때 슬래브의 두께와 긴 경간 방향 모멘트를 직접설계법으로 계산하라.
- 8-4 문제 8-1의 슬래브에서 $w_u = 18 \text{ kN/m}^2$ 이 작용할 때 전단 및 긴 경간 방향 주열대의 보강철근에 대하여 지판을 사용한 경우와 사용하지 않는 경우를 비교하라. 지판의 두께는 슬래브 두께의 1/2로 하고 길이는 각 경간의 1/4로 한다.
- 8-5 문제 8-1의 내부 슬래브와 문제 8-2의 외부 슬래브로 된 다구간 슬래브의 긴 경간 방향 모멘트를 등가골조법으로 계산하라. $w_D = 5.0 \text{ kN/m}^2$, $w_L = 4.0 \text{ kN/m}^2$ 이며, 기둥의 길이는 3.0 m로 한다.
- 8-6 폭 300 mm 중심 간격 3.6 m인 보에 지지되는 1 방향 연속 슬래브를 설계하라. 슬래브에 작용하는 고정하중은 자중을 포함하여 5.0 kN/m^2 , 활하중은 4.0 kN/m^2 이며, $f_{ck} = 21 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$ 이다.

376 제9장 기둥의 설계

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} = 202.6 + 1.35 \times 165.1 = 425.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

식 (9.69)의 방법으로 하면, 모멘트 확대계수는

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{18,744}{0.75 \times 124,415}} = 1.25$$

으로, 식 (9.68)의 방법보다 작은 값으로 계산된다.

연습문제

- 9-1 500 mm × 500 mm 정사각형 기둥에 8-D25 ($A_s = 4,053.6 \text{ mm}^2$) 철근이 배근되어 있을 때 이 기둥이 지지할 수 있는 최대 압축력은 얼마인가? $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$ 로 한다.
- 9-2 문제 9-1의 기둥에서 철근이 휨축에 대하여 4개씩 대칭으로 배근되어 있는 경우 $P_u = 3,000 \text{ kN}$, $M_u = 300 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 에 대하여 안전한지를 검토하라.
- 9-3 문제 9-1의 기둥 단면에 12-D25 철근이 각 면에 피복두께 50 mm를 두고 4개씩 배근되어 있을 때, 예제 9-1을 참조하여 기둥의 강도 상관곡선을 작성하라.
- 9-4 문제 9-3에서 작성된 상관 곡선을 부그림 5-11 및 5-12의 상관곡선과 비교하고 차이가 나는 원인들을 검토하라.
- 9-5 지름 500 mm의 원형 나선철근 기둥에 8-D29 철근이 배근되어 있을 때 균형 상태에서 이 기둥의 설계강도를 구하라. 기둥의 피복두께는 40 mm, 나선철근은 D10 철근이며, $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$ 이다.
- 9-6 문제 9-5의 원형 나선철근에 대하여 예제 9-3을 참조하여 강도 상관 곡선을 작성하라.
- 9-7 500 mm × 500 mm 정사각형 기둥에 각 면 4-D29씩 12-D29가 배근되어 있을 때 편심 $e/h = 0.14$ 에 대하여 1축 휨에 대한 P_u 와 2축 휨에 대한 P_u 를 상관 곡선으로부터 계산하라. $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$ 로 한다.

$$V_u = 364.4 \times [3 \times 3 - (0.5 + 0.7)^2] = 2,754.9 \text{ kN}$$

2방향 전단강도 계산은 식 (8.21), (8.22) 및 (8.23)에서 $\lambda = 1.0$,
 $\alpha_s = 1.0$, $\rho = 0.005$ 로 하고

$$k_s = \left(\frac{300}{700} \right)^{0.25} = 0.81$$

$$k_{bo} = \frac{4}{\sqrt{1.0(4800/700)}} = 1.53 \rightarrow 1.25$$

$$f_{te} = 0.21 \sqrt{24} = 1.03 \text{ MPa}$$

$$f_{cc} = \frac{2}{3} (24) = 16 \text{ MPa}$$

$$\cot \phi = \frac{\sqrt{1.03(1.03+16)}}{1.03} = 4.07$$

$$c_u = 700 \left(25 \sqrt{\frac{0.005}{24}} - \frac{300 \times 0.005}{24} \right) = 208.8 \text{ mm}$$

$$v_c = 1.0 \times 0.81 \times 1.25 \times 1.03 \times 4.07 \times (208.8/700)$$

$$= 1.27 \text{ MPa}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 1.27 \times 4,800 \times 700 \times 10^{-3}$$

$$= 3,200 \text{ kN} > V_u = 2,754.9 \text{ kN}$$

적합

따라서 $d = 700 \text{ mm}$ 로 하면 2 방향 전단에 대하여 안전하다.

1 방향 전단에 대하여 위험 단면은 그림 10-8(b)와 같이 기둥면에서 d 만큼 떨어진 곳에 위치하므로

$$V_u = 364.4 \times (3.0 \times 0.55) = 601.3 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_w d \right) \\ &= 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 3,000 \times 700 \times 10^{-3} \\ &= 1,286 \text{ kN} > V_u \end{aligned}$$

적합

지압검토

기둥면에서 수직 1 수평 2의 경사로 700 mm 내려가면 A_2 의 1변 길이는 3,300 mm이므로 기초의 변길이 3.0 m로 하면,

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{3 \times 3}{0.5 \times 0.5}} = 6 > 2$$

따라서 식 (10.12)에서 $2A_1$ 을 지압 면적으로 하여

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 2 \times (500)^2 \times 10^{-3} \\ &= 6,630 \text{ kN} > P_u = 3,280 \text{ kN}\end{aligned}$$

적합

휨모멘트 및 철근보강

휨모멘트에 대한 위험 단면은 기둥면이므로 식 (10.6)으로부터

$$\begin{aligned}M_u &= \frac{364 \times 3.0}{2} \times \left(\frac{3.0 - 0.5}{2} \right)^2 \\ &= 853 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

철근량 계산은 식 (10.7)에서 $j = 0.9$ 로 하여

$$A_s = \frac{853 \times 10^6}{0.85 \times 400 \times 0.9 \times 700} = 3,982 \text{ mm}^2$$

최소 철근비에 의한 철근량은 식 (4.10b)로부터

$$\begin{aligned}A_{s, \min} &= \frac{1.4}{f_y} bd = \frac{1.4}{400} \times 3,000 \times 600 \\ &= 6,300 \text{ mm}^2 > 3,982 \text{ mm}^2 \\ 1.33A_s &= 1.33 \times 3,982 = 5,296 \text{ mm}^2 < A_{s, \min}\end{aligned}$$

따라서 철근량은 $A_s = 5,296 \text{ mm}^2$ 로 하여 14-D22 ($A_s = 5,419 \text{ mm}^2$)

철근을 양 방향으로 균등하게 배근한다.

10-4 연속기초의 설계

연속기초는 내력벽이나 조적벽 밑면에 설치되어 벽체로부터 전달되는 축하중이나 모멘트를 벽체 양쪽으로 뺀 판의 캔틸레버 작용으로 지반에 전달하는 기초이다. 휨모멘트의 위험 단면은 내력벽에서는 벽면이 되고 조적벽에서는 벽체 중심과 벽체면과의 중앙이 되며, 1 방향 전단의 위험 단면은

합력의 작용점이 도심이 되도록 양쪽으로 같은 거리를 잡아 기초의 길이로 한다. 이와 같이 하면 편심이 생기지 않아 지반의 토압이 기초에 균등하게 작용하고 기초가 기울지 않는다. 기초의 면적은 식 (10.2) 또는 식 (10.4)에 의하여 계산되며, 기초의 길이가 결정되어 있기 때문에 기초 면적을 길이로 나누어 기초의 폭을 정한다. 직사각형 복합기초의 설계용 토압은 독립기초의 경우와 같이 식 (10.5)로 구할 수 있다. 이 식에 적용되는 하중은 두 기둥의 합력이다.

설계용 토압이 계산되면 기초에 생기는 휨모멘트와 1 방향 전단은 단순보의 경우와 같이 계산된다. 토압 q_u 를 균등하게 받는 직사각형 복합기초는 등분포하중을 받는 단순보를 거꾸로 한 형태이며 두 기둥이 지지점이 되고 두 기둥으로부터 전달되는 하중은 단순보의 반력에 해당된다.

휨모멘트가 계산되면 정모멘트와 부모멘트의 분포에 따라 길이 방향으로 철근 보강을 한다. 기초의 횡방향에 대해서는 기둥의 하중이 수평 1에 수직 2의 비율로 확산되는 것으로 가정하여 횡방향 기둥 치수에 기둥 양면으로부터 $d/2$ 만큼 가산된 폭에 대하여 철근 보강을 한다. 전단 검토에서는 두 기둥 중 전단력이 큰 쪽에 대하여 기둥면에서 d 만큼 떨어진 거리에서의 전단력을 V_u 로 한다.

복합기초에서도 2 방향 전단에 대하여서는 기둥에서 각 방향으로 $d/2$ 떨어진 위험 단면에 대하여 독립기초와 같은 방법으로 검토를 한다. 독립

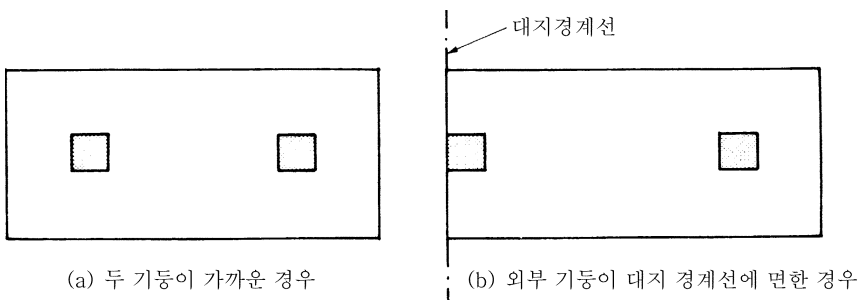


그림 10-10 복합기초의 형태

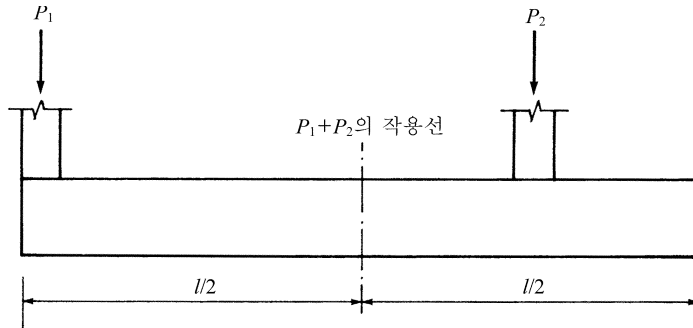


그림 10-11 두 기둥 하중합력의 작용선

기초에서는 기초의 두께가 대부분 2 방향 전단에 의하여 결정되나, 직사각형 복합기초에서는 1 방향 전단에 의하여 결정되는 경우가 많다.

【2】 캔틸레버 기초

대지 경계선 등의 제한으로 외부 기둥의 기초를 내부 기둥의 기초와 연결하여 복합기초로 하여야 하나, 인접한 내부 기둥이 상당한 거리에 떨어져 있을 때에는 직사각형으로 하면 과도한 모멘트가 생겨 경제적이지 못하기 때문에 캔틸레버 기초로 하는 것이 바람직하다. 캔틸레버 기초는 그림 10-12에 보이는 바와 같이 독립기초를 가진 외부 기둥과 내부 기둥을 보로 연결한 형태이다.

외부 기둥에서는 대지 경계선 등의 제약으로 기둥에 대칭인 기초를 가질 수 없기 때문에 토압의 합력과 기둥합력의 작용선 사이에 편심이 생겨 토압 분포가 불리하게 되고 회전 변형이 생길 우려가 있다. 이러한 외부 기초를 중심 하중에 균형이 잡혀 있는 내부 기초에 강성이 높은 보로 연결하여 외부 기초의 편심 효과를 작게 하고 안정성을 높인 것이 캔틸레버 기초이다.

캔틸레버 기초에서는 그림 10-12와 같이 내부 기둥에 단순지지되는 것으로 보고 외부 기둥 기초의 토압은 균등하게 분포되는 것으로 가정한다. 이 때 이 기초의 반력 R_1 은 내부 기둥 중심에 대한 모멘트의 평형조건으로부터

410 제10장 기초설계

$$V_u = 413.3 \times 8 = 3,306 \text{ kN}$$

2방향 전단강도는 예제 10-1에서 $v_c = 1.27 \text{ MPa}$ 로 계산되었으므로,

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi v_c b_o d \\ &= 0.75 \times 1.27 \times 5,200 \times 700 \times 10^{-3} \\ &= 3,461 \text{ kN} > V_u \quad \text{적합}\end{aligned}$$

따라서 $d = 700 \text{ mm}$ 로 한다.

1 방향 전단에 대하여서는 기둥면에서 d 만큼 떨어진 위치가 외부 말뚝 3개의 중심에 놓이므로 3개 말뚝 반력의 1/2은 트러스 작용에 의하여 기둥에 직접 전달되는 것으로 보고 V_u 는 다음과 같이 계산된다.

$$\begin{aligned}V_u &= 413.3 \times 3 \text{개} \times 1/2 = 620.0 \text{ kN} \\ \phi V_c &= \phi \left(\frac{1}{6} \right) \sqrt{f_{ck}} b_w d \\ &= 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 2,600 \times 700 \times 10^{-3} \\ &= 1,115 \text{ kN} > V_u \quad \text{적합}\end{aligned}$$

말뚝 주위의 뚫림 전단 위험 단면은 그림 10-15 (b)와 같이 말뚝 둘레에서 각 방향으로 $d/2$ 만큼 떨어진 원이 되므로

$$\begin{aligned}b_o &= \pi(300 + 700) = 3,140 \text{ mm} \\ \phi V_c &= 0.75 \times 1.27 \times 3,140 \times 700 \times 10^{-3} \\ &= 2,094 \text{ kN} > R_u = 413.3 \text{ kN} \quad \text{적합}\end{aligned}$$

휨모멘트에 대한 위험 단면은 기둥면이며, 기둥면에서 모멘트를 일으키는 3개의 말뚝 중심까지의 거리는 0.6 m 이므로

$$M_u = (3 \times 413.3) \times 0.6 \text{ m} = 743.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

철근량 계산은 식 (10.7)에서 $j = 0.9$ 로 하여

옹벽 설계

11-1 개 요

옹벽은 굴토(掘土), 절토(切土) 또는 흙의 채움 등에 의하여 지반의 경사면에 변화가 생겼을 때 토압에 저항하여 흙의 붕괴를 막고 안정성을 유지할 목적으로 설치되는 벽체이다.

그림 11-1에 보이는 바와 같이 옹벽은 별개의 구조체로 설치되는 경우가 많으나, 건물의 지하 벽체도 토압에 저항하는 구조물로서 옹벽의 범위에 속하게 된다.

옹벽의 설계에서 구조체가 설계강도를 가져야 함은 첫 번째 필수조건이나, 그밖에 전도 모멘트나 미끄러짐 등 변형에 대해서도 적절한 검토가 수행되어야 한다. 따라서 설계자는 토압과 옹벽에 작용하는 하중의 성질 등을 숙지할 필요가 있다. 건물의 일부를 이루는 지하 벽체 이외에 단독으로 설치되는 옹벽에는 여러 가지 형태가 있으나 보편적으로 많이 사용되는 것들은 그림 11-1에 보이는 바와 같다.

그림 11-1 (a)의 중력식 옹벽은 토압을 자체의 무게에 의한 마찰로 저항하여 안전을 유지하는 벽체로 높이가 비교적 낮은 경우에 무근콘크리트

12 장

벽체 설계

12-1 개 요

철근콘크리트 건물의 벽체는 크게 칸막이벽과 외벽 등 구조 기능을 가지지 않는 벽과 내력벽 및 전단벽 등 구조 기능을 가진 벽으로 나눌 수 있다. 칸막이벽은 내화 성능을 가지면서 공간을 구획하는 벽으로 벽돌이나 콘크리트 블록이 많이 사용되고 프리캐스트 콘크리트판이 쓰이기도 한다. 칸막이벽은 자중을 지지하는 정도의 강도를 가지며 대부분 다른 골조에 의하여 지지된다.

외벽은 건물의 내외를 구획하는 벽으로, 칸막이벽과 같이 하중이 대부분 골조에 의하여 지지되기 때문에 장막벽(帳幕壁)으로 한다. 외벽은 자중을 지지하는 이외에 기둥과 보가 이루는 장방형의 면에서 풍압을 견딜 수 있는 강도를 가져야 한다.

내력벽(耐力壁)은 자중과 더불어 연직 방향으로 전달되는 하중을 지지하는 구조 기능을 가진 벽으로, 보통 철근콘크리트로 설계된다. 아파트 등 용도가 고정된 주거용 건물이나 소형 상업용 건물에서는 내력벽 구조로 하면 경제적이고 공간의 효율을 높일 수 있다. 전단벽은 철근으로 보강되어

벽체의 전단 검토에서 위험 단면은 벽체 밑면에서 $l_w/2$ 또는 $h_w/2$ 중 더 가까이 있는 단면으로 한다. 여기에서 h_w 는 전단벽체의 높이이다. 계수 전단력 V_u 의 값이 전단강도 ϕV_c 를 초과하면 수평전단 보강근이 배근되어야 한다. 수평전단 보강근의 공칭 전단강도는 보의 경우와 같이

$$V_s = \frac{A_{vh} f_y d}{s_h} \quad (12.9)$$

으로 계산된다. 여기에서 A_{vh} 는 그림 12-7에 표시된 바와 같이 간격 s_h 내의 수평전단 보강 철근의 단면적이고, s_h 는 수평전단 보강근의 수직 간격이며, f_y 는 철근의 항복강도이다.

식 (12.9)와 (12.3)으로부터 간격 s_h 내에 수평전단 보강근의 단면적은

$$A_{vh} = \frac{(V_u - \phi V_c) s_h}{\phi f_y d} \quad (12.10)$$

이 된다.

계수 전단력 V_u 가 $\phi V_c/2$ 미만일 때에는 벽체의 철근 보강을 12-2-1 절의 내력벽 최소 철근비에 따라 할 수 있으나, V_u 가 $\phi V_c/2$ 이상일 때에는 다음의 철근비 및 철근 간격에 맞게 하여야 한다.

① 수평 전단 보강근의 전체 수직 단면적에 대한 철근비 :

$$\rho_h \geq 0.0025 \quad (12.11)$$

② 수평 전단 보강근의 간격 :

$$s_h \leq (l_w/5, 3h, 450 \text{ mm}) \text{ 중 최소값} \quad (12.12)$$

③ 수직 전단 보강근의 전체 수평 단면적에 대한 철근비 :

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad (12.13)$$

$$\rho_l \geq 0.0025$$

허용응력설계

13-1 개 요

허용응력설계법은 3-3 절에 기술되어 있는 바와 같이 철근콘크리트 구조체나 부재의 거동을 탄성 이론으로 해석하고, 여러 하중에 대하여 적당한 안전율을 사용하여 부재에 생기는 응력이 탄성한계를 벗어나지 않는 허용응력의 범위 안에 있도록 설계하는 방법이다.

우리나라에서는 1980년대 말에 이르기까지 철근콘크리트 건물의 구조는 거의 다 허용응력설계법에 의하여 설계되었고 1990년대에 이르러서도 강도설계법과 병행되어 왔다. 1972년 제정되어 현재까지 사용되고 있는 「철근콘크리트 구조 계산기준」은 허용응력설계법에 의한 설계기준으로 되어 있으며, 일본에서는 아직도 허용응력설계법이 철근콘크리트 건물 구조설계의 주를 이루고 있다.

허용응력설계법이 1980년대까지 구조설계에 근간이 되어 왔으나 3-3절에 지적된 바와 같이 재료의 비선형성과 하중의 특성을 설계에 반영할 수 없는 이유들로 인하여 점차 강도설계법으로 대체되고 있다. 그러나 강도설

보의 허용응력설계

14-1 개 요

허용응력법에 의한 보의 설계는 보에 생기는 응력이 허용 한계 내에 있도록 부재 크기와 보강 방법을 정하는 것이다. 휨하중이나 외부 모멘트에 의하여 보의 단면 내에는 휨인장응력과 휨압축응력이 생기며, 보의 어느 단면에서도 콘크리트에 생기는 압축응력이 식 (13.6)의 허용휨압축응력을 넘지 않고, 철근의 인장응력이 식 (13.13) 또는 (13.15)의 허용인장응력 이내에 있어야 한다.

허용응력설계법에 의한 보의 구조해석에서는 다음과 같은 가정이 적용되고 있다.

- ① 콘크리트는 인장력을 지지할 수 없다.
- ② 휘기 전에 보의 축에 수직인 단면은 휨 후에도 평면을 유지한다.
- ③ 응력과 변형률은 비례한다.

위의 가정 중 ①과 ②는 강도설계법에서도 동일하게 적용되고 있으나, ③의 가정은 허용응력설계법에서만 적용되는 것으로, 허용응력설계법은 부재 응력을 탄성한계로 국한하는 것을 나타내고 있다.

15 장

슬래브의 허용응력설계

15-1 개 요

슬래브는 보와 같이 휨을 받는 부재이므로 슬래브의 구조해석을 위한 가정이나 이론은 보의 경우와 유사하나, 보가 선재(線材)인 반면, 슬래브는 판재(板材)로서 응력 분포는 두 방향의 처짐에 대한 미분방정식을 풀어야 얻을 수 있다. 그러나 이러한 이론식들은 실제 설계에 적용하기 어렵고, 철근콘크리트 슬래브는 하중 분산 기능이 우수하기 때문에 이러한 점들이 고려되어, 설계식들은 이론식으로부터 계산에 적용하기 쉽게 간략한 형태로 유도되어 있다.

슬래브의 응력에는 모멘트에 의한 휨응력과 더불어 전단응력도 있으나, 허용응력법에 의한 슬래브 설계는 주로 보에 의하여 지지되는 경우를 대상으로 하고 있기 때문에 전단응력에 대한 검토는 무시되고 휨모멘트만 고려되고 있다. 또한 슬래브에는 간벽 등에 의한 집중하중이나 등분포하중이 아닌 하중이 작용하는 경우도 있으나, 설계에서는 면적에 균등하게 분포되는 것으로 가정하여 등분포하중만 설계 대상으로 하고 있다.