KDS 14 20 22 : 2016

콘크리트구조 전단 및 비틀림 설계기준

2016년 6월 30일 제정
http://www.kcsc.re.kr

국토교통부

건설기준 제·개정에 따른 경과 조치

이 기준은 발간 시점부터 사용하며, 이미 시행 중에 있는 설계용역이나 건설공사는 발주기관의 장이 필요하다고 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 기준을 그대로 사용할 수 있습니다.

건설기준 제·개정 연혁

- 이 기준은 건설기준 코드체계 전환에 따라 기존 건설기준(설계기준, 표준시방서) 간 중복·상충을 비교 검토하여 코드로 통합 정비하였다.

- 이 기준은 기존의 콘크리트 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제 · 개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트(토목, 건축)에서 다르게 적용하는 설계규정, 기술용어 및 기호 등을 통일	제정 (1999.5)
콘크리트구조설계기준	• 콘크리트 허용균열폭, 피복두께, 인장철근 정착길이 관련 내용수정 • 벽체의 부재 적용범위 구체화	개정 (2003.4)
콘크리트구조설계기준	• 국제표준규격에 따라 단위 수정 • 경제성과 안정성을 고려하여 하중계수, 하중조합 및 강도감소계수 등을 개정	개정 (2007.10)
콘크리트구조기준	• 콘크리트의 사용성 및 내구성 관련 연구결과 반영 •성능기반설계의 기본적인 고려사항을 수록하여 성능기반설계의 도입	개정 (2012.10)
KDS 14 20 22 : 2016	• 건설기준 코드체계 전환에 따라 코드화로 통합 정비함	제정 (2016.6)

제 정 : 2016년 6월 30일 **개 정 : 년 월 일**

심 의 : 중앙건설기술심의위원회 **자문검토 : 국가건설기준센터 건설기준위원회**

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 (작성기관) : 한국콘크리트학회

목 차

1. 일반사항 ····· 1

1.1 적용범위 ····· 1

1.2 기호정의 ····· 1

2. 조사 및 계획 ····· 5

3. 재료 ····· 5

4. 설계 ····· 5

4.1 전단설계 원칙 ····· 5

4.2 콘크리트에 의한 전단강도 ····· 6

4.3 전단철근에 의한 전단강도 ····· 8

4.4 비틀림 설계 ····· 11

4.5 비틀림강도 계산 및 철근 상세 ····· 12

4.6 전단마찰 ····· 15

4.7 깊은보에 대한 전단 설계 ····· 17

4.8 브래킷과 내민받침에 대한 전단 설계 ····· 17

4.9 벽체에 대한 전단 설계 ····· 19

4.10 기둥에 전달되는 휨모멘트로 인한 전단 ··· 20

4.11 슬래브와 기초판에 대한 전단 설계 ····· 20

콘크리트구조 전단 및 비틀림 설계기준

1. 일반사항

1.1 적용범위

(1) 이 기준의 규정은 철근콘크리트와 프리스트레스트콘크리트 부재의 전단과 비틀림 설계에 적용하여야 한다.

(2) 비틀림에 대한 평형이 요구되고, 계수비틀림모멘트가 규정된 최소 비틀림모멘트 값을 초과하면, 비틀림모멘트에 저항하도록 부재를 설계하여야 한다.

(3) 4.6의 전단마찰에 관한 규정은 전단전달을 검토하는 것이 필요한 단면에 대하여 적용하여야 한다. 이러한 단면은 균열이 발생하거나 발생할 가능성이 있는 면, 서로 다른 재료 간의 접촉면 또는 서로 다른 시기에 친 콘크리트 사이의 접촉면 등이다.

1.2 기호정의

a_v : 전단경간, 즉 집중하중과 받침부 내면 사이의 거리

A_c : 전단전달에 기여하는 콘크리트의 단면적, mm^2

A_{cp} : 콘크리트 단면에서 외부 둘레로 둘러싸인 면적, mm^2

A_f : 브래킷 또는 내민받침에서 계수휨모멘트[$V_u a_v + N_{uc}(h-d)$]에 저항하는 철근의 단면적, mm^2

A_g : 전체 단면적, mm^2

A_h : 휨인장철근에 평행한 전단철근의 단면적, mm^2

A_l : 비틀림에 저항하는 종방향 철근의 전체 단면적, mm^2

A_n : 브래킷 또는 내민받침에서 인장력 N_{uc}에 저항하는 철근의 단면적, mm^2

A_o : 전단흐름에 의해 닫혀진 단면적, mm^2

A_{oh} : 가장 바깥의 비틀림 보강철근의 중심으로 닫혀진 단면적, mm^2

A_{ps} : 인장영역에서 긴장재의 단면적, mm^2

A_s : 인장철근의 단면적, mm^2

A_t : 간격 s 내의 비틀림에 저항하는 폐쇄스터럽 한 가닥의 단면적, mm^2

A_v : 간격 s 내의 전단철근의 단면적 또는 깊은보의 경우 간격 s 내의 휨인장철근에 수직한 전단철근의 전체 단면적, mm^2

A_{vf} : 전단마찰철근의 단면적, mm^2

A_{vh} : 간격 s_h 내의 휨인장철근에 평행한 전단철근의 단면적, mm^2

b : 부재 압축면의 폭, mm

b_o : 슬래브와 기초판에서 2방향 전단에 대한 위험단면의 둘레, mm

b_t : 비틀림모멘트에 저항하는 폐쇄스터럽을 포함하는 단면의 폭, mm

b_w : 복부의 폭, mm

b_1 : 휨모멘트가 결정되는 경간방향으로 4.11.1에서 정의된 위험단면의 폭, mm

b_2 : b_1에 직각방향으로 측정된 위험단면의 폭, mm

c_1 : 휨모멘트가 결정되는 경간방향의 직사각형 또는 등가직사각형 기둥, 기둥머리 또는 브래킷의 치수, mm

c_2 : 휨모멘트가 결정되는 경간의 직각방향의 직사각형 또는 등가직사각형 기둥, 기둥머리 또는 브래킷의 치수, mm

c_{N1}, c_{N2} : 슬래브-기둥 접합부 위험단면에서 편심전단에 대한 중립축부터 전면과 후면까지 거리

c_u : 압축철근의 영향을 무시하고 계산된 슬래브 위험단면의 압축대 깊이의 평균값

d : 철근콘크리트 부재의 경우에는 종방향 인장철근의 중심에서 압축콘크리트 연단까지 거리이며, 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우에는 긴장재와 철근 도심에서 연단까지 거리와 $0.8h$ 중 큰 값(원형단면의 경우 압축콘크리트 연단에서 부재의 반대측 절반 부분에 있는 인장철근군의 중심까지 거리보다 큰 값), mm

d_p : 압축콘크리트 연단에서 프리스트레스트 긴장재의 도심까지 거리

e : 슬래브-접합부 기둥면과 슬래브 단부 사이의 거리

f_{cc} : 슬래브-기둥 접합부 위험단면의 압축대에 작용하는 평균 압축응력, MPa

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도, MPa

f_d : 작용하중에 의하여 인장응력이 생긴 단면의 연단에서 하중계수를 곱하지 않은 고정하중으로 인한 응력, MPa

f_{pc} : 작용하중을 저항하는 단면의 중심에서 모든 프리스트레스의 손실을 감안한 콘크리트의 압축응력 또는 단면의 중심이 플랜지 내에 위치할 경우는 복부와 플랜지의 교차점에서 압축응력, MPa

f_{pe} : 긴장재의 유효프리스트레스, MPa

f_{pu} : 긴장재의 인장강도, MPa

f_{pcc} : 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 연단에서 모든 프리스트레스 손실을 감안한 유효프리스트레스 힘에 의한 콘크리트의 압축응력, MPa

f_{sp} : 콘크리트의 쪼갬인장강도, MPa

f_{te} : 슬래브-기둥 접합부의 압축대 콘크리트의 인장강도, MPa

f_y : 철근의 설계기준항복강도, MPa

f_{yt} : 횡방향 철근의 설계기준항복강도, MPa

h : 부재의 전체 두께 또는 깊이, mm

h_v : 전단머리 단면의 전체 깊이, mm

h_w : 벽체의 하단에서 상단까지 전체 높이, mm

I : 단면2차모멘트, mm^4

k_s : 슬래브-기둥 접합부의 두께계수

k_{bo} : 슬래브-기둥 접합부 위험단면 둘레길이의 영향계수

l_n : 받침부 내면 사이의 순경간, mm

l_v : 집중하중이나 반력의 중심에서 전단머리의 팔길이, mm

l_w : 벽체의 수평길이, mm

M_{cre} : 작용하중에 의해 단면에 휨균열을 일으키는 휨모멘트, 식 (4.2-9) 참조

M_F : 슬래브-기둥 접합부 전면과 후면 슬래브의 휨강도의 합

M_{Fb} : 슬래브-기둥 접합부 위험단면 이내에서 후면의 하부 주철근을 인장철근으로 하는 슬래브 휨강도

M_{Ff} : 슬래브-기둥 접합부 위험단면 이내에서 전면의 상부 주철근을 인장철근으로 하는 슬래브 휨강도

M_m : 수정 휨모멘트

M_{max} : 작용하중으로 인한 단면의 최대 계수휨모멘트

M_p : 전단머리 단면의 소요 소성휨강도

M_S : 슬래브-기둥 접합부 전면과 후면의 편심전단에 의한 휨강도

M_T : 슬래브-기둥 접합부 측면의 편심전단에 의한 비틀림강도

M_u : 계수휨모멘트

M_v : 전단머리 보강철근에 의한 저항휨모멘트

N_u : V_u와 동시에 발생하는 단면에 수직한 크리프와 건조수축으로 인한 인장의 영향을 포함하는 계수축력으로서 압축은 양(+), 인장은 음(−)의 값

N_{uc} : V_u와 동시에 작용하는 브래킷 또는 내민받침의 상부에 가해진 계수인장력으로서 인장에 대해서 양(+)의 값

p_{cp} : 콘크리트 단면의 외부 둘레길이, mm

p_h : 가장 바깥의 횡방향 폐쇄스터럽 중심선의 둘레, mm

s : 종방향 철근에 평행한 방향으로 전단 또는 비틀림철근의 간격, mm

s_h : 종방향 철근에 수직방향으로 전단 또는 비틀림철근의 간격 또는 벽체에서 수평철근의 간격, mm

s_v : 벽체에서 수직철근의 간격, mm

t : 속빈 단면에서 벽의 두께, mm

T_n : 공칭비틀림강도

T_u : 계수비틀림모멘트

v_c : 2방향 거동에 대한 콘크리트의 공칭전단강도, MPa

v_g : 슬래브-기둥 접합부 위험단면에 작용하는 평균 직접전단응력, MPa

v_n : 공칭전단강도, MPa

v_{nT} : 슬래브-기둥 접합부 측면의 편심전단강도, MPa

v_{nTb} : 슬래브-기둥 접합부 후면에 면한 측면의 양단부에서 편심전단강도, MPa

v_{nTf} : 슬래브-기둥 접합부 전면에 면한 측면의 양단부에서 편심전단강도, MPa

V_c : 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도, 4.9.2(2) 참조

V_{ci} : 사인장균열이 전단력과 휨모멘트의 조합에 기인할 때 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도

V_{cw} : 사인장균열이 복부의 과도한 주인장응력에 기인할 때 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도

V_d : 고정하중의 영향에 의한 단면의 전단력

V_i : $M_{\max}$과 동시에 일어나는 작용하중으로 인한 단면의 계수전단력

V_n : 단면의 공칭전단강도

V_p : 단면에서 유효프리스트레스 힘의 수직 성분

V_s : 전단철근에 의한 단면의 공칭전단강도

V_u : 단면에서 계수전단력

y_t : 철근을 무시한 전체 단면적의 중심축에서 인장측 연단까지 거리, mm

α : 경사스터럽과 부재축 사이의 각도

α_f : 전단마찰철근과 전단면 사이의 각도

α_s : 슬래브 또는 기초판에서 V_c를 계산할 때의 계수

α_v : 전단머리의 부재 주위의 합성 슬래브 단면의 강성에 대한 전단머리 부재 강성의 비

β_c : 집중하중 또는 반력 작용면의 짧은 변에 대한 긴 변의 비

β_p : 프리스트레스트콘크리트 슬래브에서 V_c를 계산할 때의 계수

γ_v : 슬래브와 기둥 접합부에서 전단편심에 의해 전달되는 불균형휨모멘트의 비

η : 전단머리의 부재 수

θ : 비틀림 해석에서 트러스 유사론에 의할 때 압축 경사재의 경사각

λ : 경량콘크리트계수(KDS 14 20 10(4.4) 참조)

μ : 전단마찰계수

ρ_h : 수직단면에서 전체 콘크리트 단면적에 대한 수평전단철근 단면적의 비

ρ_n : 수평단면에서 전체 콘크리트 단면적에 대한 수직전단철근 단면적의 비

ρ_w : $A_s/b_w d$

ϕ : 강도감소계수

ϕM_n : 강도감소계수가 고려된 슬래브-기둥 접합부 위험단면의 설계 불균형휨강도

ψ : 슬래브 휨 압축대의 균열각도

2. 조사 및 계획

내용 없음.

3. 재료

KDS 14 20 01(3)을 따른다.

4. 설계

4.1 전단설계 원칙

4.1.1 전단강도

(1) KDS 14 20 24에 따라 설계할 수 있는 부재를 제외하고는 전단력이 작용하는 단면은 다음 식 (4.1-1)을 기본으로 설계하여야 한다.

$$V_u \le \phi V_n \qquad (4.1\text{-}1)$$

여기서, V_u는 해당 단면의 계수전단력이며, V_n은 다음 식 (4.1-2)에 의해 계산하는 공칭전단강도이다.

$$V_n = V_c + V_s \qquad (4.1\text{-}2)$$

여기서, V_c는 4.2 또는 4.11에 따라 계산되는 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도이며, V_s는 4.3, 4.9.2(5) 또는 4.11에 따라 계산되는 전단철근에 의한 단면의 공칭전단강도이다.

(2) 전단강도 V_n을 결정할 때, 부재에 개구부가 있는 경우에는 그 영향을 고려하여야 한다.

(3) 전단강도 V_c를 결정할 때, 구속된 부재에서 크리프와 건조수축으로 인한 축방향 인장력의 영향을 고려하여야 하며, 깊이가 일정하지 않은 부재의 경사진 휨압축력의 영향도 고려하여야 한다.

(4) 이 기준에서 사용하는 $\sqrt{f_{ck}}$의 값은 8.4 MPa을 초과하지 않도록 하여야 한다. 그러나 4.3.3(3) 및 (4)의 규정에 따라 최소 전단철근이 배치된 철근콘크리트 또는 프리스트레스트콘크리트 보와 콘크리트 장선구조에 있어서 V_c와 V_{ci} 및 V_{cw}를 계산할 때는 $\sqrt{f_{ck}}$ 값이 8.4 MPa을 초과할 수 있다.

(5) 아래 ①의 조건을 모두 만족한다면, 다음 ② 또는 ③의 규정에 따라 받침부의 최대 계수전단력 V_u를 산정할 수 있다.

① 작용전단력 방향으로 받침부 반력이 부재의 단부를 압축하고 하중은 부재의 윗면 또는 그 근처에 작용하며, 받침부 내면과 아래의 ② 또는 ③에서 정의되는 위험단면 사이에 집중하중이 작용하지 않을 경우

② 철근콘크리트 부재의 경우 받침부 내면에서 거리 d 이내에 위치한 단면을 거리 d에서 구한 계수전단력 V_u의 값

③ 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우 받침부 내면에서 $0.5h$거리 이내에 위치한 단면을 $0.5h$ 거리에서 구한 것과 동일한 계수전단력 V_u의 값

(6) 깊은보, 브래킷과 내민받침, 벽체, 슬래브와 기초판의 설계는 4.7부터 4.11까지 규정된 특별 규정도 따라야 한다.

4.2 콘크리트에 의한 전단강도

4.2.1 철근콘크리트 부재의 콘크리트에 의한 전단강도

(1) 다음 (2)의 규정에 따라 상세한 계산을 하지 않는 한, 식 (4.2-1)과 식 (4.2-2)에 따라 전단강도 V_c를 계산하여야 한다.

① 전단력과 휨모멘트만을 받는 부재의 경우 식 (4.2-1)에 의해 계산할 수 있다.

$$V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d \qquad (4.2\text{-}1)$$

② 축방향 압축력을 받는 부재의 경우 식 (4.2-2)에 의해 계산할 수 있다.

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d \qquad (4.2\text{-}2)$$

여기서, N_u/A_g의 단위는 N/mm^{2}이다.

③ 현저히 큰 축방향 인장력이 작용하는 부재의 경우 다음 (2)의 식 (4.2-6)을 사용하여 상세한 계산을 하지 않는 한 전단철근이 모든 전단력에 저항하도록 설계하여야 한다.

(2) 다음 식 (4.2-3)에서 식 (4.2-6)까지 식을 사용하여 정밀하게 전단강도 V_c를 구할 수 있다.

① 전단력과 휨모멘트를 받는 부재의 경우 식 (4.2-3)에 따라 계산할 수 있다.

$$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f_{ck}} + 17.6\rho_w\frac{V_u d}{M_u}\right)b_w d \qquad (4.2\text{-}3)$$

그러나 V_c의 값은 $0.29\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d$를 초과할 수 없으며, 식 (4.2-3)에서 $V_u d/M_u$의 값은 1.0을 초과할 수 없다. 여기서, M_u는 전단을 검토하는 단면에서 V_u와 동시에 발생하는 계수 휨모멘트이다.

② 축방향 압축력을 받는 부재의 경우 식 (4.2-3)의 M_u를 아래와 같이 구한 M_m으로 대체하여 V_c를 계산할 수 있으며, 이때 $V_u d/M_u$의 값은 1.0 이하라는 제한을 받지 않는다.

$$M_m = M_u - N_u\frac{(4h-d)}{8} \qquad (4.2\text{-}4)$$

그러나 V_c는 다음 값 이하이어야 한다.

$$V_c = 0.29\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d\sqrt{1+\frac{N_u}{3.5A_g}} \qquad (4.2\text{-}5)$$

여기서, N_u/A_g의 단위는 N/mm²이다. 식 (4.2-4)에 의해 계산된 M_m이 음(−)일 경우는 V_c를 식 (4.2-5)에 의해 계산하여야 한다.

③ 현저히 큰 축방향 인장력을 받는 부재의 경우 식 (4.2-6)에 의해 계산할 수 있다.

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{N_u}{3.5A_g}\right)\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d \qquad (4.2\text{-}6)$$

여기서, N_u는 인장력일 때 음(−)이며, N_u/A_g의 단위는 N/mm²이다.

(3) 원형단면 부재의 V_c를 계산하기 위한 단면적을 콘크리트 단면의 유효깊이와 지름의 곱으로 구하여야 한다. 이때 단면의 유효깊이는 부재 단면 지름의 0.8배로 할 수 있다.

4.2.2 프리스트레스트콘크리트 부재에서 콘크리트에 의한 전단강도

(1) 콘크리트에 의한 전단강도는 다음 (2)와 (3)의 방법 중에서 어느 하나를 선택하여 결정하여야 한다. 다만, 받침부 안쪽 면에서 $h/2$ 거리에 있는 단면부터 부재의 단부까지 거리가 프리텐셔닝 긴장재의 전달길이보다 짧거나 긴장재 일부의 부착이 부재의 단부까지 연장되어 있지 않는 프리텐션 부재는 4.2.2(3)에 따라 콘크리트에 의한 전단강도를 구하여야 한다.

(2) 휨철근 인장강도의 40% 이상의 유효프리스트레스 힘이 작용하는 부재의 경우 4.2.2(3)의 계산에 의하지 않는 한 다음 식 (4.2-7)에 따라 V_c를 계산하여야 한다.

$$V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f_{ck}} + 4.9\frac{V_u d_p}{M_u}\right)b_w d \qquad (4.2\text{-}7)$$

그러나 이때 V_c는 $(\lambda\sqrt{f_{ck}}/6)b_w d$ 이상이고, $(5\lambda\sqrt{f_{ck}}/12)b_w d$ 이하이어야 하며, 또한 4.2.2(4)나 4.2.2(5)에서 주어진 값 이하이어야 한다. 이 식에서 $V_u d_p/M_u$는 1.0 이하이어야 하고, M_u는 검토하는 단면에서 V_u와 동시에 발생하는 계수휨모멘트이다. 여기서, d_p는 $0.8h$ 이상이어야 한다.

(3) 다음 식 (4.2-8)과 식 (4.2-10)에 따라 전단강도 V_c를 계산할 수 있다. 여기서, V_c는 V_{ci}와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 하여야 한다.

① 전단강도 V_{ci}를 다음 식으로 계산하여야 한다.

$$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{\max}} \qquad (4.2\text{-}8)$$

여기서, d_p는 $0.8h$ 이상이어야 하며, M_{cre}를 다음 식 (4.2-9)에 의해 계산한다.

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right)(0.5\lambda\sqrt{f_{ck}} + f_{pcc} - f_d) \qquad (4.2\text{-}9)$$

위 식에서 $M_{\max}$과 V_i의 값을 해당 단면에 최대 휨모멘트가 일어나는 하중조합에 대하여 계산하여야 하며, V_{ci}는 $0.17\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_w d$ 이상이어야 한다.

② 전단강도 V_{cw}를 다음 식으로 계산하여야 한다.

$$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p \qquad (4.2\text{-}10)$$

여기서, d_p를 $0.8h$보다 작게 취할 필요는 없다. 다른 방법으로서, 부재의 도심축에서 또는 도심축이 플랜지 내에 있을 때는 플랜지와 복부의 교차선에서 $\lambda\sqrt{f_{ck}}/3$의 주인장응력을 일으키는 고정하중과 활하중의 합에 해당되는 전단력으로 V_{cw}를 계산할 수 있다. 합성부재에서는 활하중을 저항하는 단면을 사용하여 주인장응력을 계산하여야 한다.

(4) 프리텐션 부재에서 받침부의 안쪽 면에서 $h/2$ 거리에 있는 단면부터 부재의 단부까지 거리가 프리텐셔닝 긴장재의 전달길이보다 짧은 경우에는 V_{cw}를 계산할 때 감소된 프리스트레스 힘을 고려하여야 한다. 또한 이 V_{cw}의 값을 식 (4.2-7)의 상한값으로 취하여야 한다. 프리스트레스 힘을 긴장재 끝에서 영이고, 긴장재 단부부터 전달길이 만큼 떨어진 거리에서 최댓값으로 선형적으로 변화한다고 가정하여야 한다. 긴장재의 전달길이는 강연선의 경우 지름의 50배, 단일 강선의 경우 지름의 100배로 가정할 수 있다.

(5) 긴장재 일부의 부착이 부재의 단부까지 연장되어 있지 않은 프리텐션 부재의 경우, 4.2.2(2) 또는 (3)에 따라 V_c를 계산할 때 감소된 프리스트레스 힘을 사용하여야 한다. 이와 같이 감소된 프리스트레스 힘을 사용하여 계산한 V_{cw}의 값을 식 (4.2-7)의 최댓값으로 취하여야 한다. 부재의 단부까지 부착이 연장되어 있지 않은 긴장재의 프리스트레스 힘은 부착이 시작되는 점에서 영이고, 이 점에서 전달길이 만큼 떨어진 거리에서 최댓값으로 선형적으로 변화한다고 가정하여야 한다. 긴장재의 전달길이는 강연선의 경우는 지름의 50배, 단일 강선의 경우 지름의 100배로 가정할 수 있다.

4.3 전단철근에 의한 전단강도

4.3.1 전단철근의 형태

(1) 다음과 같은 형태의 전단철근을 사용하여야 한다.

① 부재축에 직각인 스터럽

② 부재축에 직각으로 배치한 용접철망

③ 나선철근, 원형 띠철근 또는 후프철근

(2) 철근콘크리트 부재의 경우 다음과 같은 형태의 전단철근을 사용할 수 있다.

① 주인장 철근에 45° 이상의 각도로 설치되는 스터럽

② 주인장 철근에 30° 이상의 각도로 구부린 굽힘철근

③ 스터럽과 굽힘철근의 조합

(3) 전단철근의 설계기준항복강도는 500 MPa을 초과할 수 없다. 다만, 용접 이형철망을 사용할 경우 전단철근의 설계기준항복강도는 600 MPa을 초과할 수 없다.

(4) 프리스트레스트콘크리트 부재에 4.3의 규정을 적용하는 경우, 유효깊이는 압축콘크리트 연단부터 긴장재와 철근의 도심까지 거리로 하여야 한다. 이 값은 $0.8h$ 이상이어야 한다.

(5) 전단철근으로 사용하는 스터럽과 기타 철근 또는 철선은 콘크리트 압축연단부터 거리 d만큼 연장하여야 하며, KDS 14 20 52(4.4.4)의 규정에 따라 정착하여야 한다.

4.3.2 전단철근의 간격 제한

(1) 부재축에 직각으로 배치된 전단철근의 간격은 철근콘크리트 부재일 경우는 $d/2$ 이하, 프리스트레스트콘크리트 부재일 경우는 $0.75h$ 이하이어야 하고, 또 어느 경우이든 600 mm 이하로 하여야 한다.

(2) 경사스터럽과 굽힘철근은 부재의 중간 높이인 $0.5d$에서 반력점 방향으로 주인장철근까지 연장된 45°선과 한 번 이상 교차되도록 배치하여야 한다.

(3) V_s가 $\lambda(\sqrt{f_{ck}}/3)b_w d$를 초과하는 경우에 위 (1), (2)에서 규정된 최대 간격을 절반으로 감소시켜야 한다.

4.3.3 최소 전단철근

(1) 계수전단력 V_u가 콘크리트에 의한 설계전단강도 ϕV_c의 $1/2$을 초과하는 모든 철근콘크리트 및 프리스트레스트콘크리트 휨부재에는 다음의 경우를 제외하고 최소 전단철근을 배치하여야 한다.

① 슬래브와 기초판

② KDS 14 20 10(4.11)에서 규정한 콘크리트 장선구조

③ 전체 깊이가 250 mm 이하이거나 I형보, T형보에서 그 깊이가 플랜지 두께의 2.5배 또는 복부폭의 $1/2$ 중 큰 값 이하인 보

④ 교대 벽체 및 날개벽, 옹벽의 벽체, 암거 등과 같이 휨이 주거동인 판부재

⑤ 순 단면의 깊이가 315 mm를 초과하지 않는 속빈 부재에 작용하는 계수전단력이 $0.5\phi V_{cw}$를 초과하지 않는 경우

⑥ 보의 깊이가 600 mm를 초과하지 않고 설계기준압축강도가 40 MPa을 초과하지 않는 강섬유콘크리트 보에 작용하는 계수전단력이 $\phi(\sqrt{f_{ck}/6})b_w d$를 초과하지 않는 경우

(2) 전단철근이 없어도 계수휨모멘트와 계수전단력에 저항할 수 있다는 것을 실험에 의해 확인할 수 있다면 4.3.3,(1)의 최소 전단철근 규정을 적용하지 않을 수 있다.

(3) 4.3.3,(1) 또는 강도 요구 조건에 의해 전단철근이 필요하고, 4.4.1 규정에 의해 비틀림을 고려하지 않아도 되는 곳의 최소 전단철근량은 철근콘크리트 부재나 다음 (4)의 규정에 해당하는 부재를 제외한 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우 식 (4.3-1)에 따라 산정하여야 한다.

$$A_{v,\min} = 0.0625\sqrt{f_{ck}}\frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad (4.3\text{-}1)$$

그러나 최소 전단철근량은 $0.35 b_w s/f_{yt}$보다 작지 않아야 한다. 여기서, b_w와 s의 단위는 mm이다.

(4) 휨철근 인장강도의 40% 이상의 유효프리스트레스 힘이 작용하는 프리스트레스트콘크리트 부재에 대한 최소 전단철근량은 식 (4.3-1)과 식 (4.3-2)에 의해 구한 값 중 작은 값 이상으로 하여야 한다.

$$A_{v,\min} = \frac{A_{ps}}{80}\frac{f_{pu}}{f_{yt}}\frac{s}{d}\sqrt{\frac{d}{b_w}} \qquad (4.3\text{-}2)$$

4.3.4 전단철근의 설계

(1) 계수전단력 V_u가 설계전단강도 ϕV_c를 초과하는 곳에는 식 (4.1-1)과 식 (4.1-2)를 만족시키기 위해 전단철근을 배치하여야 하며, 전단철근에 의한 전단강도 V_s를 다음 (2)부터 (9)까지 규정에 따라 산정하여야 한다.

(2) 부재축에 직각인 전단철근을 사용하는 경우에 다음 식 (4.3-3)에 따라 전단강도 V_s를 계산하여야 한다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \qquad (4.3\text{-}3)$$

여기서, A_v는 거리 s 내의 전단철근의 전체 단면적이며, f_{yt}는 전단철근의 설계기준항복강도이다.

(3) 원형 띠철근, 후프철근 또는 나선철근을 전단철근으로 사용한 경우, 식 (4.3-3)을 사용하여 V_s를 산정하여야 한다. 이때 d는 원형 단면 부재에 대하여 4.2.1(3)에 규정한 값을 사용하여야 하며, A_v는 종방향 철근과 평행하게 잰 간격 s 내에 배치된 나선철근, 후프철근 또는 원형 띠철근의 두 가닥 면적에 해당한다.

(4) 경사스터럽을 전단철근으로 사용하는 경우는 전단강도 V_s를 식 (4.3-4)에 따라 계산하여야 한다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt}(\sin\alpha + \cos\alpha)d}{s} \qquad (4.3\text{-}4)$$

여기서, α는 경사스터럽과 부재축의 사이각이며 s는 종방향 철근과 평행한 방향의 철근 간격이다.

(5) 전단철근이 1개의 굽힘철근 또는 받침부에서 모두 같은 거리에서 구부린 평행한 1조의 철근으로 구성될 경우의 V_s는 식 (4.3-5)에 따라 계산하여야 한다.

$$V_s = A_v f_{yt} \sin\alpha \qquad (4.3\text{-}5)$$

다만, V_s는 $0.25\sqrt{f_{ck}}b_w d$를 초과할 수 없으며, α는 굽힘철근과 부재축의 사이각이다.

(6) 전단철근이 받침부에서 서로 다른 거리에서 구부린 일련의 평행한 굽힘철근 또는 여러 조의 평행한 철근으로 구성될 경우의 V_s는 식 (4.3-4)에 따라 계산하여야 한다.

(7) 종방향 철근을 구부려 전단철근으로 사용할 때는 그 경사길이의 중앙 3/4만이 전단철근으로서 유효하다고 보아야 한다.

(8) 여러 종류의 전단철근이 부재의 같은 부분을 보강하기 위해 사용되는 경우의 전단강도 V_s는 각 종류별로 구한 V_s를 합한 값으로 하여야 한다.

(9) 전단강도 V_s는 $(2\sqrt{f_{ck}}/3)b_w d$ 이하로 하여야 한다.

4.4 비틀림 설계

비틀림에 대한 설계는 4.4.1부터 4.4.2까지 그리고 4.5.1부터 4.5.4 또는 4.5.5까지 규정에 따라야 한다.

4.4.1 비틀림을 고려하지 않아도 되는 경우

(1) 아래의 경우 비틀림의 영향을 무시할 수 있다.

① 철근콘크리트 부재

$$T_u < \phi(\lambda\sqrt{f_{ck}}/12)\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \qquad (4.4\text{-}1)$$

② 프리스트레스트콘크리트 부재

$$T_u < \phi(\lambda\sqrt{f_{ck}}/12)\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{\lambda\sqrt{f_{ck}}/3}} \qquad (4.4\text{-}2)$$

③ 축방향 인장 및 압축을 받는 철근콘크리트 부재

$$T_u < \phi(\lambda\sqrt{f_{ck}}/12)\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\sqrt{1+\frac{N_u}{A_g\lambda\sqrt{f_{ck}}/3}} \qquad (4.4\text{-}3)$$

속이 빈 단면에서 A_g는 A_{cp}대신에 사용할 수 있으며, 단면의 외부경계선은 규정에 따라야 한다.

(2) 플랜지를 갖는 독립부재 및 슬래브와 일체로 친 부재에서 A_{cp} 및 p_{cp}을 산정할 때 사용한 돌출 플랜지 폭은 KDS 14 20 70(4.1.2.1(4))의 규정을 따라야 한다. 다만, 플랜지를 포함하여 산정한 A_{cp}^2/p_{cp} 값이 플랜지를 포함하지 않은 경우의 값보다 작은 경우는 KDS 14 20 70(4.1.2.1(4))의 규정을 따르지 않아도 좋다.

4.4.2 계수비틀림모멘트의 계산

(1) 계수비틀림모멘트 T_u가 4.4.1에서 정하는 최솟값 이상이고, 평형조건을 유지하기 위하여 요구된다면 4.5에 따라 부재를 설계하여야 한다.

(2) 균열에 의하여 내력의 재분배가 발생하여 비틀림모멘트가 감소할 수 있는 부정정 구조물의 경우, 최대 계수비틀림모멘트 T_u는 다음 값으로 감소시킬 수 있다.

① 철근콘크리트 부재의 경우 다음 (4)에서 설명한 단면 위치에서

$$\phi(\lambda\sqrt{f_{ck}}/3)\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$$

② 프리스트레스트콘크리트 부재의 경우 다음 (5)에서 설명한 단면 위치에서

$$\phi(\lambda\sqrt{f_{ck}}/3)\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{\lambda\sqrt{f_{ck}}/3}}$$

③ 축방향 인장 및 압축을 받는 철근콘크리트 부재

$$\phi(\lambda\sqrt{f_{ck}}/3)\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\sqrt{1+\frac{N_u}{A_g\lambda\sqrt{f_{ck}}/3}}$$

①, ②및 ③에서 동일하게 재분배된 휨모멘트 및 전단력은 인접부재의 설계에 고려하여야 한다. 속이 빈 단면의 경우 상기 (2)에서는 A_g가 A_{cp} 대신에 사용될 수 없다.

(3) 정밀한 해석을 수행하지 않은 경우, 슬래브에 의해 전달되는 비틀림 하중은 전체 부재에 걸쳐 균등하게 분포하는 것으로 가정할 수 있다.

(4) 철근콘크리트 부재에서, 받침부에서 d 이내에 위치한 단면은 d에서 계산된 T_u보다 작지 않은 비틀림모멘트에 대하여 설계하여야 한다. 만약 d 이내에서 집중된 비틀림모멘트가 작용하면 위험단면은 받침부의 안쪽 면으로 하여야 한다.

(5) 프리스트레스콘크리트 부재에서 받침부에서 $h/2$ 이내에 위치한 단면은 $h/2$에서 계산된 T_u보다 작지 않은 비틀림모멘트에 대하여 설계하여야 한다. 만약 $h/2$ 이내에서 집중된 비틀림모멘트가 작용하면 위험단면은 받침부의 안쪽 면으로 하여야 한다.

4.5 비틀림강도 계산 및 철근 상세

4.5.1 비틀림강도

(1) 비틀림모멘트가 작용하는 부재에 있어서 단면의 치수는 식 (4.5-1)과 식 (4.5-2)를 만족하여야 한다.

① 속찬 단면: 전단에 의한 응력은 단면의 전체 폭에 걸쳐서 발생하지만, 비틀림에 의한 응력은 박벽관에 의하여 저항한다고 가정하여 얻어진 식 (4.5-1)을 만족하여야 한다.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+\frac{2\sqrt{f_{ck}}}{3}\right) \qquad (4.5\text{-}1)$$

② 속빈 단면: 전단력과 비틀림모멘트에 의하여 발생한 전단응력은 다음과 같은 관계를 만족하여야 한다.

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+\frac{2\sqrt{f_{ck}}}{3}\right) \qquad (4.5\text{-}2)$$

(2) 만약 속빈 단면의 벽 두께가 변한다면 식 (4.5-2)의 좌변이 최대가 되는 위치에서 계산하여야 한다.

(3) 만약 벽의 두께가 A_{oh}/p_h보다 작다면, 식 (4.5-2)의 좌변 두 번째 항은 $\left(\frac{T_u}{1.7A_{oh}t}\right)$ 이어야 한다. 여기서, t는 응력이 계산되는 위치에서 속빈 단면의 벽 두께이다.

(4) 비틀림철근의 설계기준항복강도는 500 MPa을 초과할 수 없다.

4.5.2 비틀림철근량 산정

(1) 4.4.1에서 정하는 값보다 큰 비틀림모멘트가 작용하는 부재의 설계는 식 (4.5-3)에 의한다.

$$T_u \le \phi T_n \qquad (4.5\text{-}3)$$

여기서, T_n을 계산할 때는 모든 비틀림모멘트가 스터럽 및 종방향 철근에 의하여 저항하고 $T_c=0$이라고 가정한다. 동시에 콘크리트에 의한 전단강도 V_c는 비틀림에 의하여 변하지 않는다고 가정한다.

(2) 비틀림모멘트에 저항하기 위한 수직철근은 다음 식 (4.5-4)를 사용하여 산정하여야 한다.

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s}\cot\theta \qquad (4.5\text{-}4)$$

여기서, A_o를 $0.85A_{oh}$로 취할 수 있고, 압축경사각은 $30° \le \theta \le 60°$로서 프리스트레싱되지 않은 부재나 프리스트레스 힘이 주철근 인장강도의 40% 미만인 경우는 45°로 취할 수 있으며, 프리스트레스 힘이 주철근 인장강도의 40% 이상인 경우는 37.5°로 취할 수 있다.

(3) 비틀림모멘트에 저항하기 위한 추가적인 종방향 철근은 다음 식 (4.5-5)의 값 이상이어야 한다.

$$A_l = \frac{A_t}{s}p_h\left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right)\cot^2\theta \qquad (4.5\text{-}5)$$

여기서, θ는 식 (4.5-4)에 사용된 값이며, A_t/s값은 식 (4.5-4)에 의해 계산되는 값으로서 최소 비틀림철근량의 규정인 4.5.4(2) 또는 (3)의 규정을 적용하지 않은 값이다.

(4) 비틀림모멘트에 의하여 요구되는 철근은 비틀림모멘트와 조합하여 작용하는 전단력과 휨모멘트 및 축력이 요구하는 철근을 추가하여야 한다. 이때 철근의 간격과 배치는 가장 엄격한 요구 조건을 만족시켜야 한다.

(5) 휨을 받는 부재에서 휨압축 영역에 위치한 종방향 비틀림철근의 소요단면적은 $M_u/(0.9df_y)$ 만큼 줄일 수 있다. 여기서, M_u는 T_u와 함께 단면에 작용하는 계수휨모멘트이다. 그러나 이 경우 사용된 철근량은 4.5.4((3) 또는 (5))의 규정을 만족시켜야 한다.

(6) 프리스트레스트콘크리트 보는 다음 사항을 만족하여야 한다.

①각 단면에서 긴장재를 포함한 전체 종방향 철근은 그 단면의 계수휨모멘트 M_u와 그 단면의 계수비틀림모멘트 T_u에 의한 추가적인 집중 종방향 인장력 A_lf_y를 합친 단면력에 저항할 수 있어야 한다.

②긴장재를 포함한 종방향 철근의 간격은 비틀림철근의 간격에 관한 4.5.4(5)의 규정을 만족하여야 한다.

(7) 프리스트레스트콘크리트 부재에서 휨 압축영역에 위치한 종방향 비틀림 철근의 면적은 앞의 (5)에 따라 (6)에서 요구하는 값 이하로 줄일 수 있다.

4.5.3 비틀림철근의 상세

(1) 비틀림철근은 종방향 철근 또는 종방향 긴장재와 다음의 해당 철근으로 구성하여야 한다.

①부재축에 수직인 폐쇄스터럽 또는 폐쇄띠철근

②부재축에 수직인 횡방향 강선으로 구성된 폐쇄용접철망

③철근콘크리트 보에서 나선철근

(2) 횡방향 비틀림철근은 다음 중에서 하나의 방법으로 정착하여야 한다.

①종방향 철근 주위로 135° 표준갈고리에 의하여 정착

②정착부를 둘러싸는 콘크리트가 플랜지나 슬래브 또는 기타 유사한 부재에 의하여 박리가 일어나지 않도록 된 영역에서는 KDS 14 20 52(4.4.4(2)①, ②와 ③))의 규정 에 따라 정착

(3) 종방향 비틀림철근은 양단에 정착하여야 한다.

(4) 비틀림모멘트를 받는 속빈 단면에서 횡방향 비틀림철근의 중심선부터 내부 벽면까지 거리는 $0.5A_{oh}/p_h$ 이상이 되도록 설계하여야 한다.

4.5.4 최소 비틀림철근량 및 간격

(1) 계수비틀림모멘트 T_u가 4.4.1에 규정된 값을 초과하는 모든 구간에서 최소 비틀림철근을 배치하여야 한다.

(2) 상기 (1)에 따라 비틀림철근이 필요한 경우, 횡방향 폐쇄스터럽의 최소 면적을 다음 식 (4.5-6)에 의하여 계산하여야 한다.

$$(A_v + 2A_t) = 0.0625\sqrt{f_{ck}}\frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad (4.5\text{-}6)$$

다만, $0.35 b_w s / f_{yt}$ 이상이어야 한다.

(3) 상기 (1)에 따라 비틀림철근이 필요한 경우, 종방향 비틀림철근의 최소 전체 면적을 식 (4.5-7)에 의하여 계산하여야 한다.

$$A_{l,\min} = \frac{0.42\sqrt{f_{ck}}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h\frac{f_{yt}}{f_y} \qquad (4.5\text{-}7)$$

여기서, A_t/s는 $0.175 b_w / f_{yt}$ 이상이어야 한다.

(4) 횡방향 비틀림철근의 간격은 $p_h/8$보다 작아야 하고, 또한 300 mm보다 작아야 한다.

(5) 비틀림에 요구되는 종방향 철근은 폐쇄스터럽의 둘레를 따라 300 mm 이하의 간격으로 분포시켜야 한다. 종방향 철근이나 긴장재는 스터럽의 내부에 배치시켜야 하며, 스터럽의 각 모서리에 최소한 하나의 종방향 철근이나 긴장재가 있어야 한다. 종방향 철근의 지름은 스터럽 간격의 1/24 이상이어야 하며, 또한 D10 이상의 철근이어야 한다.

(6) 비틀림철근은 계산상으로 필요한 위치에서 $(b_t + d)$ 이상의 거리까지 연장시켜 배치하여야 한다.

4.5.5 대체 비틀림 설계법

단면형상비가 $h/b_t \geq 3$이며 이 구조기준의 범위에 포함되는 속이 찬 단면의 비틀림 설계는 해석 및 실험적으로 검증된 다른 방법으로 수행할 수 있다. 다만, 그러한 경우에도 4.5.3 및 4.5.4의 (4), (5), (6)은 적용하여야 한다.

4.6 전단마찰

4.6.1 설계 일반

(1) 이 규정은 해당되는 면에서 전단전달을 고려해야 하는 것이 적절한 경우에 적용된다. 이러한 면은 균열이 발생하거나 발생할 가능성이 있는 면, 서로 다른 재료간의 접촉면 또는 서로 다른 시기에 친 콘크리트 사이의 접촉면이다.

(2) 전단력 전달 면은 식 (4.1-1)을 기본으로 설계하여야 하며, 이때 V_n은 4.6.1((3)과 (4)) 또는 4.6.2에 따라 계산하여야 한다.

(3) 균열은 해당 전단면에 걸쳐 발생한다고 가정하여야 한다. 소요 전단마찰철근 단면적 A_{vf}는 4.6.2에 따라 계산하여야 한다. 그 밖의 전단전달 설계 방법에 의하여 예측된 강도가 다양한 실험결과와 실질적으로 일치하는 경우 그 설계 방법을 적용하여야 한다.

(4) 전단전달강도를 계산할 때는 4.6.2와 4.6.3의 규정을 적용하여야 한다.

4.6.2 전단마찰 설계 방법

(1) 전단마찰철근이 전단력 전달 면에 수직한 경우 공칭전단강도 V_n은 식 (4.6-1)에 따라 구하여야 한다.

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \qquad (4.6\text{-}1)$$

여기서, μ는 다음 (3)에 규정된 마찰계수이다.

(2) 전단마찰철근이 전단력 전달 면과 경사를 이루어 작용 전단력에 의해 전단마찰철근에 인장력이 일어날 때에 전단강도 V_n은 식 (4.6-2)에 따라 구하여야 한다.

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin\alpha_f + \cos\alpha_f) \qquad (4.6\text{-}2)$$

여기서, α_f는 전단마찰철근과 전단면 사이의 각이다.

(3) 식 (4.6-1)과 식 (4.6-2)에서 마찰계수 μ는 다음 값이어야 한다.

① 일체로 친 콘크리트 1.4λ

② 4.6.3,(1)의 규정에 따라 표면을 거칠게 만든 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트 1.0λ

③ 일부러 거칠게 하지 않은 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트 0.6λ

④ 전단연결재에 의하거나 철근에 의해 구조용 강재에 정착된 콘크리트(4.6.3,(2) 참조) 0.7λ

여기서 λ는 KDS 14 20 10(4.4)에 따른다.

(4) 일체로 친 콘크리트나 4.6.3,(1)의 규정에 따라 표면을 거칠게 만든 굳은 콘크리트에 새로 친 보통콘크리트의 경우 전단강도 V_n은 $0.2 f_{ck} A_c$, 또한 $(3.3 + 0.08 f_{ck}) A_c$ (단위는 N) 이하로 하여야 한다. 그 밖의 경우 전단강도 V_n은 $0.2 f_{ck} A_c$, 또한 $5.5 A_c$ 이하로 하여야 한다. 여기서 A_c는 전단전달에 저항하는 콘크리트 단면의 면적이다. 강도가 서로 다른 콘크리트를 친 경우 낮은 강도 콘크리트의 f_{ck} 값을 사용하여 전단강도 V_n을 산정하여야 한다.

(5) 전단마찰철근의 설계기준항복강도는 500 MPa 이하로 하여야 한다.

(6) 전단면에 순인장력이 작용할 때는 이에 저항하기 위해서 철근을 추가로 두어야 한다. 한편 소요철근량 A_{vf} 를 계산할 때, 전단면에 영구적으로 작용하는 순압축력은 전단마찰철근이 저항하는 힘 $A_{vf} f_y$에 추가되는 힘으로 고려할 수 있다.

(7) 전단마찰철근을 전단면에 걸쳐 적절하게 배치하여야 하며, 철근 양쪽에 정착길이를 확보하거나 갈고리 또는 특수한 장치에 용접하여 철근이 설계기준항복강도를 발휘할 수 있도록 양측에 정착시켜야 한다.

4.6.3 접촉면의 처리

(1) 4.6의 규정을 효과적으로 적용하기 위해서 이미 굳은 콘크리트에 새로운 콘크리트를 칠 때는 전단전달을 위한 접촉면은 깨끗하고 레이턴스가 없도록 하여야 한다. μ가 1.0λ와 같다고 가정하는 경우의 접촉면은 그 요철의 크기가 대략 6 mm 정도 되도록 거칠게 만들어야 한다.

(2) 스터드를 사용하거나 철근을 용접하여 구조용 강재와 콘크리트 사이에서 전단력이 전달되는 경우에 강재는 깨끗하고 페인트가 묻어 있지 않아야 한다.

4.7 깊은보에 대한 전단 설계

4.7.1 설계 일반

(1) 4.7의 규정은 l_n이 부재 깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재 깊이의 2배 거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용하여야 하며, 또한 KDS 14 20 52(4.4.1(5))도 참고하여야 한다.

(2) 깊은보는 KDS 14 20 20(4.2.4)에서 허용된 비선형해석 또는 KDS 14 20 24에 따라 설계하여야 한다.

(3) 깊은보의 V_n은 $(5\lambda\sqrt{f_{ck}}/6)b_w d$ 이하이어야 한다.

4.7.2 최소 철근량 산정 및 배치

(1) 휨인장철근과 직각인 수직전단철근의 단면적 A_v를 $0.0025b_w s$ 이상으로 하여야 하며, s를 $d/5$ 이하, 또한 300 mm 이하로 하여야 한다.

(2) 휨인장철근과 평행한 수평전단철근의 단면적 A_{vh}를 $0.0015b_w s_h$ 이상으로 하여야 하며, s_h를 $d/5$ 이하, 또한 300 mm 이하로 하여야 한다.

(3) 상기 (1)과 (2)에 의한 최소 철근 대신 KDS 14 20 24를 만족하는 철근을 배치할 수 있다.

4.8 브래킷과 내민받침에 대한 전단 설계

4.8.1 설계 일반

(1) 4.8의 규정은 전단경간에 대한 깊이의 비 a_v/d가 1.0 이하이고, V_u보다 크지 않은 계수수평인장력 N_{uc}를 받는 브래킷과 내민받침의 설계에 적용하여야 한다. 이때 유효깊이 d의 크기는 기둥면에서 측정한 값이다.

(2) 전단경간에 대한 깊이의 비 a_v/d가 2 이하인 경우는 KDS 14 20 24를 이용하여 설계할 수 있다.

(3) 지압면의 외측단의 깊이를 적어도 $0.5d$ 이상으로 하여야 한다.

4.8.2 설계단면력 및 강도의 계산

(1) 받침부 면의 단면은 계수전단력 V_u와 계수휨모멘트 $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$ 및 계수수평인장력 N_{uc}를 동시에 견디도록 설계하여야 한다.

(2) 4.8에 따른 설계에서 모든 단면력에 대한 강도감소계수 ϕ를 전단강도에 대한 강도감소계수 0.75로 취하여야 한다.

(3) 전단력 V_u에 저항할 전단마찰철근 A_{vf}의 설계는 4.6에 따라야 한다.

① 보통중량콘크리트에 대한 전단강도 V_n은 $0.2 f_{ck} b_w d$, $(3.3 + 0.08 f_{ck}) b_w d$ 및 $11 b_w d$ 중 가장 작은 값을 초과할 수 없다.

② 전경량콘크리트 또는 모래경량콘크리트에 대한 전단강도 V_n은 $(0.2 - 0.07 a_v/d) f_{ck} b_w d$와 $(5.6 - 2.0 a_v/d) f_{ck} b_w d$ 중의 작은 값을 초과할 수 없다.

(4) 계수휨모멘트 $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$에 저항할 철근 A_f는 KDS 14 20 20(4.1), (4.2)에 따라 구하여야 한다.

(5) 계수인장력 N_{uc}에 저항할 철근 A_n은 $\phi A_n f_y \geq N_{uc}$에 의해 결정하여야 한다. 브래킷 또는 내민받침 위에 놓이는 부재가 인장력을 피하도록 특별한 장치가 마련되어 있지 않는 한 N_{uc}를 $0.2 V_u$ 이상으로 하여야 한다. 이때 인장력 N_{uc}는 인장력이 비록 크리프, 건조수축 또는 온도변화에 기인한 경우라도 활하중으로 간주하여야 한다.

4.8.3 철근 상세

(1) A_s와 나란한 폐쇄스터럽이나 띠철근의 전체 단면적 A_h는 $0.5(A_s - A_n)$ 이상이어야 하고, A_s에 인접한 유효깊이의 2/3 내에 균등하게 배치하여야 한다.

(2) 주인장철근의 철근비 A_s/bd를 $0.04(f_{ck}/f_y)$ 이상으로 하여야 한다.

(3) 브래킷 또는 내민받침의 전면에서 주인장철근 A_s를 다음 방법 중 한 방법에 의해 정착시켜야 한다.

① 적어도 같은 크기의 횡방향 철근에 구조적으로 용접되어야 하며, 이 용접은 주인장철근 A_s의 설계기준항복강도를 발휘할 수 있도록 설계되어야 한다.

② 주인장철근은 자유단에서 수평으로 구부려 지지부재에 정착되도록 하여야 한다.

③ 그 밖에 확실한 정착 방법을 사용하여야 한다.

(4) 브래킷 또는 내민받침 위에서 하중이 작용하는 지압면은 주인장철근 A_s의 직선 부분보다 나와 있지 않아야 하며, 또 횡방향 정착철근을 사용하는 경우는 이 철근의 내측면보다 나와 있지 않아야 한다.

4.9 벽체에 대한 전단 설계

4.9.1 설계 일반

(1) 벽체 면과 나란한 수평전단력에 대한 설계는 이 4.9의 규정을 따라야 한다. 그러나 벽체 면에 직각 방향의 전단력에 대한 설계는 4.11의 규정을 따라야 한다. 또한 벽체의 높이가 벽체 길이의 2배를 초과하지 않은 경우는 KDS 14 20 24와 4.9.3(2)~(5)의 규정에 따라 설계할 수 있다.

(2) 벽체 면에서 전단력에 대한 수평단면의 설계는 식 (4.1-1)과 식 (4.1-2)에 기초하여야 하며, V_c는 4.9.2(1)과 (2)에 따라야 하고 V_s는 4.9.2(5)에 따라야 한다.

(3) 벽체 평면에서 수평전단력에 대한 설계에서 d는 $0.8l_w$로 취할 수 있다. 그러나 적합조건에 의해 해석할 경우에는 압축연단에서 인장철근의 힘의 중심까지 거리인 d를 사용할 수 있다.

4.9.2 전단강도 계산

(1) 전단강도 V_c는 4.9.2.(2)에 따라 계산하지 않는 한 N_u가 압축인 벽체에 대해서 $(\lambda\sqrt{f_{ck}}/6)hd$ 이하이어야 한다. 그러나 N_u가 인장인 벽체의 경우 식 (4.2-6)의 값 이하이어야 한다.

(2) 전단강도 V_c는 다음 식 (4.9-1)과 식 (4.9-2)에 의해 계산할 수 있으나, 두 값 중에서 작은 값이어야 한다.

$$V_c = 0.28\lambda\sqrt{f_{ck}}hd + \frac{N_u d}{4l_w} \qquad (4.9\text{-}1)$$

또는

$$V_c = \left[0.05\lambda\sqrt{f_{ck}} + \frac{l_w\left(0.10\lambda\sqrt{f_{ck}} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right]hd \qquad (4.9\text{-}2)$$

여기서, N_u는 인장력일 때 음(−)이다. 그리고 $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}\right)$의 값이 음(−)일 때 식 (4.9-2)를 적용할 수 없다.

(3) 벽체 평면에서 전단력에 대한 수평단면의 전단강도 V_n은 $(5\lambda\sqrt{f_{ck}}/6)hd$ 이하이어야 한다.

(4) $l_w/2$와 벽체 높이의 1/2 중 작은 쪽의 거리보다 벽체 바닥에 가까이 위치한 단면은 $l_w/2$ 거리 또는 높이의 1/2에서 구한 V_c에 대하여 설계할 수 있다.

(5) 계수전단력 V_u가 전단강도 ϕV_c를 초과하는 곳은 식 (4.1-1)과 식 (4.1-2)가 충족되도록 수평전단철근을 배치하여야 하며, 전단강도 V_s를 다음 식 (4.9-3)에 의해 구하여야 한다.

$$V_s = \frac{A_{vh} f_y d}{s_h} \qquad (4.9\text{-}3)$$

여기서, A_{vh}는 s_h 거리 내의 수평전단철근의 단면적이며, d는 4.9.1(3)에 따라야 한다. 그리고 수직 전단철근을 4.9.3(4)에 따라 배치하여야 한다.

4.9.3 최소 철근량 및 배치

(1) 계수전단력 V_u가 $\phi V_c/2$보다 작은 경우에 다음 (2)에서 (5)까지 또는 KDS 14 20 72에 따라 철근을 배치하여야 한다. V_u가 $\phi V_c/2$를 초과하는 경우는 전단력에 저항할 벽체 철근을 다음 (2)에서 (5)까지 규정에 따라 배치하여야 한다.

(2) 콘크리트의 전체 수직단면적에 대한 수평전단철근 단면적의 비 ρ_h를 0.0025 이상으로 하여야 한다.

(3) 수평전단철근의 간격 s_h는 $l_w/5$ 이하, $3h$ 이하, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다.

(4) 콘크리트의 전체 수평단면적에 대한 수직전단철근 단면적의 비 ρ_l은 식 (4.9-4)의 값 이상, 또한 0.0025 이상으로 하여야 한다.

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right)(\rho_h - 0.0025) \qquad (4.9\text{-}4)$$

그러나 ρ_l은 소요 수평전단철근량보다 크게 취할 필요는 없다.

(5) 수직전단철근의 간격 s_v는 $l_w/3$ 이하, $3h$ 이하, 또한 450 mm 이하로 하여야 한다.

4.10 기둥에 전달되는 휨모멘트로 인한 전단

(1) 연직하중, 풍하중, 지진 또는 기타 횡하중이 기둥에 연결된 부재의 접합부에서 휨모멘트의 전달을 야기할 때에는 휨모멘트 전달로 인한 전단력을 고려하여 기둥의 횡수평 철근을 설계하여야 한다.

(2) 접합부 내에 배치하여야 할 기둥의 횡수평철근은 식 (4.3-1)에 규정된 값 이상이어야 한다. 다만, 비슷한 깊이의 보 또는 슬래브로 4면이 구속되고 주요 지진하중저항 구조 시스템의 일부가 아닌 경우 횡철근을 배치할 필요는 없다. 여기서, 접합부의 깊이는 기둥에 연결된 부재의 깊이 중에서 가장 큰 값이다.

4.11 슬래브와 기초판에 대한 전단 설계

4.11.1 전단 설계 단면

(1) 집중하중이나 반력 부근에서 슬래브와 기초판의 전단 설계는 다음 (2)와 (3)에서 정의된 두 경우 중 불리한 경우에 대하여 검토하여야 한다.

(2) 슬래브 또는 기초판이 폭이 넓은 보와 같이 휨거동을 할 때, 설계위험단면은 전체 폭으로 이루어진 단면으로 하고 4.1에서 4.3까지의 규정에 따라 설계하여야 한다.

(3) 슬래브 또는 기초판이 2방향으로 휨거동을 할 때, 슬래브 또는 기초판은 4.11.2에서 4.11.7까지 규정에 따라 설계하여야 한다. 이때 위험단면의 둘레길이 b_o는 최소로 되어야 하나 집중하중, 반력구역, 기둥, 기둥머리 또는 지판 등의 경계로부터 $d/2$보다 가까이 위치시킬 필요는 없다.

(4) (3)의 경우 사각형 형태의 기둥, 집중하중 또는 반력구역에 대한 전단위험단면은 네 변에 나란한 직선으로 정의할 수 있다.

4.11.2 2방향 거동에 대한 전단강도

(1) 2방향으로 거동하는 슬래브 또는 기초판의 설계는 식 (4.1-1)과 식 (4.1-2)에 근거하여야 한다. 콘크리트에 의한 공칭전단강도 V_c는 4.11.2(2)와 (3)에 따라 구하여야 한다. V_s는 4.11.3에 따라 구하여야 한다. 전단머리 또는 확대머리 전단스터드가 배치된 슬래브의 V_n은 4.11.4 또는 4.11.5에 따라 각각 구하여야 한다. 슬래브-기둥 접합부 또는 기초판-기둥 접합부에 뚫림전단과 휨모멘트가 함께 작용하는 경우에는 4.11.2와 4.11.7의 규정을 모두 만족하도록 설계하여야 한다.

(2) 철근콘크리트 슬래브와 기초판에 대한 공칭전단강도 V_c 는 식 (4.11-1)에 의해 계산한다.

$$V_c = v_c b_o d \qquad (4.11\text{-}1)$$

$$v_c = \lambda k_s k_{bo} f_{te} \cot\psi (c_u/d) \qquad (4.11\text{-}2)$$

여기서, v_c는 콘크리트 재료의 공칭전단응력강도, b_o는 4.11.1(3)에서 정의되는 위험단면의 둘레길이, λ는 경량콘크리트계수, k_s는 슬래브의 두께계수 그리고 k_{bo}는 위험단면 둘레길이의 영향계수, f_{te}은 압축대 콘크리트의 인장강도, ψ는 슬래브 휨 압축대의 균열각도, c_u는 압축철근의 영향을 무시하고 계산된 슬래브 위험단면 압축대 깊이의 평균값 그리고 f_{cc}는 위험단면의 압축대에 작용하는 평균 압축응력이다.

$$k_s = (300/d)^{0.25} \le 1.0 \qquad (4.11\text{-}3)$$

$$k_{bo} = 4/\sqrt{\alpha_s (b_o/d)} \le 1.25 \qquad (4.11\text{-}4)$$

$$f_{te} = 0.21\sqrt{f_{ck}} \qquad (4.11\text{-}5)$$

$$\cot\psi = \sqrt{f_{te}(f_{te}+f_{cc})}/f_{te} \qquad (4.11\text{-}6)$$

$$c_u = d[25\sqrt{\rho/f_{ck}} - 300(\rho/f_{ck})] \qquad (4.11\text{-}7)$$

$$f_{cc} = (2/3) f_{ck} \qquad (4.11\text{-}8)$$

식 (4.11-3)에서 d의 단위는 mm이다. α_s는 내부기둥에 대하여 1.0, 외부기둥 (모서리 기둥 제외)에 대하여 1.33, 모서리 기둥에 대하여 2.0이다. 식 (4.11-7)은 $\rho \le 0.03$의 범위에서 사용할 수 있으며 ρ가 0.005 이하인 경우 0.005를 사용할 수 있다.

(3) 2방향 프리스트레스트콘크리트 슬래브와 기초판의 기둥 주위의 공칭전단강도 V_c는 식 (4.11-9)로 계산하여야 한다.

$$V_c = v_c b_o d + V_p \qquad (4.11\text{-}9)$$

여기서, b_0는 4.11.1(3)에서 정의되는 위험단면의 둘레길이, V_p는 위험단면에서 모든 유효프리스트레스 힘의 수직성분이다. v_c는 식 (4.11-2)에서 계산한다. 이때 c_u는 슬래브의 위험단면 압축대 깊이의 평균값으로서, 압축철근의 영향을 무시하고 위험단면에 작용하는 프리스트레스 압축력의 영향을 고려하여 단면해석을 통하여 계산한다.

(4) 다음 ①, ②, ③을 만족하는 경우 전단강도는 식 (4.11-9)에 따라 구할 수 있다. 그렇지 않은 경우는 4.11.2(2)의 규정을 적용하여야 한다.
① 기둥단면의 어느 부분도 불연속단부터 슬래브 두께의 4배 이내에 있지 않아야 하고,
② f_{ck}는 35 MPa 이하로 하여야 하며,
③ 각 방향의 프리스트레스 압축응력 f_{pc}는 0.88 MPa 이상이어야 하고 3.5 MPa 이하이어야 한다.

(5) 공칭전단강도 V_c은 $0.34 f_{ck} b_o c_u$ 이하이어야 한다. 여기서, b_0는 4.11.1(3)에서 정의된 위험단면의 둘레길이이다.

(6) 슬래브-기둥 접합부에서 계수전단력 V_u를 계산할 때에는 각 기둥면에서 $0.5d$ 내에 재하되는 등분포하중의 영향을 무시할 수 있다. 기초판-기둥 접합부의 경우에는 기둥면에서 $0.75d$ 내에 재하되는 등분포 지반력의 영향을 무시할 수 있다.

4.11.3 전단철근

(1) 철근이나 철선으로 구성되는 전단철근과 한 가닥 또는 여러 가닥의 스터럽은 다음의 규정에 따라 d가 150 mm 이상이고 전단철근의 지름의 16배 이상인 슬래브와 기초판에 적용될 수 있다. 전단철근은 4.11.3(2)부터 (5)까지 규정에 따라 설계하여야 한다.

(2) 공칭전단강도 V_n은 식 (4.1-2)로 계산하여야 하며, 콘크리트에 의한 공칭전단강도 V_c는 식 (4.11-1)과 식 (4.11-9)로 구하며, 전단철근에 의한 공칭전단강도 V_s는 식 (4.11-10)에 따라 구하여야 한다.

$$V_s = \frac{0.5 A_v f_{yt} d}{s} \qquad (4.11\text{-}10)$$

여기서, A_v는 전단위험단면에 따라 배치된 모든 전단철근의 단면적이다. f_{yt}는 400 MPa을 초과할 수 없다.

(3) 공칭전단강도 V_n은 $0.34 f_{ck} b_o c_u$ 이하이어야 한다. 여기서, b_0은 4.11.1(3)에서 정의된 위험단면의 둘레길이이다.

(4) 기둥면과 기둥 주위를 감싸는 첫 번째 열 스터럽 사이의 간격은 $d/2$ 이하이어야 한다. 첫 번째 열에서 기둥면의 평행방향의 스터럽 다리 사이의 간격은 $2d$ 이하이어야 한다. 스터럽 열 사이의 간격은 기둥면에 직각방향으로 $d/2$ 이하이어야 한다.

(5) 슬래브 전단철근은 단면 상, 하에서 충분히 정착되어야 한다. 스터럽은 KDS 14 20 52(4.4)에서 제시하는 정착 요건을 만족시켜야 하며 길이방향 휨철근을 둘러싸야 한다.

4.11.4 전단머리 보강 설계

(1) I형강 또는 ㄷ형강은 전단보강용으로 슬래브에 사용할 수 있다. 연직하중으로 인한 전단이 내부 기둥의 받침부에 전달될 경우 다음 (2)에서 (10)까지 규정을 적용하여야 한다. 휨모멘트가 기둥에 전달되는 경우는 4.11.7을 적용하여야 한다.

(2) 전단머리는 길이가 같고 서로 직각이 되게 확실하게 완전 용입 용접하여 조립된 구조용 강재로 구성하여야 한다. 전단머리 부재는 기둥단면 내에서 중단되지 않도록 하여야 한다.

(3) 전단머리의 높이는 구조용 강재의 복부 두께의 70배 이하로 하여야 한다.

(4) 각 전단머리의 부재 끝은 수평과 30° 이상의 각으로 절단할 수 있으나 이때는 가늘어진 단면에서 소성휨모멘트가 해당 전단머리의 부재에 할당된 전단력을 저항하는 데 충분하여야 한다.

(5) 구조용 강재의 압축플랜지는 모두 슬래브 압축면의 $0.3d$ 이내에 위치시켜야 한다.

(6) 각 전단머리의 부재 강성과 그에 인접한 폭 $(c_2 + d)$의 합성균열슬래브 단면에 대한 강성의 비 α_v를 0.15 이상으로 하여야 한다.

(7) 전단머리의 각 부재에 필요한 소성휨모멘트 M_p는 다음 식 (4.11-11)로 계산하여야 한다.

$$M_p = \frac{V_u}{2\phi\eta}\left[h_v + \alpha_v\left(l_v - \frac{c_1}{2}\right)\right] \qquad (4.11\text{-}11)$$

여기서, ϕ는 인장지배단면에 대한 강도감소계수, η는 전단머리의 부재 수, 그리고 l_v는 다음 (8)과 (9)의 요구 조건에 따라야 하는 각 전단머리의 최소 길이이다.

(8) 전단에 대한 슬래브의 위험단면은 슬래브의 평면에 직각이어야 하고, 기둥의 면에서 전단머리의 부재 끝까지 거리 $[l_v - (c_1/2)]$의 3/4 위치에서 각 전단머리와 교차하여야 한다. 위험단면은 그 둘레길이 b_0가 최소가 되도록 위치시켜야 하지만 기둥의 둘레에 $d/2$보다 가까이 위치시킬 필요는 없다.

(9) 전단강도 V_n은 (8)에서 정의된 위험단면에서 $(\lambda\sqrt{f_{ck}}/3)b_o d$ 이하이어야 한다. 전단머리 보강이 사용된 경우의 V_n은 4.11.1(3)에서 정의된 위험단면에서 $0.59\lambda\sqrt{f_{ck}}\,b_o d$ 이하이어야 한다.

(10) 전단머리는 다음 식 (4.11-12)로 구하는 휨모멘트 M_v만큼 슬래브의 각 주열대에 기여한다고 가정할 수 있다.

$$M_v = \frac{\phi \alpha_v V_u}{2\eta}\left(l_v - \frac{c_1}{2}\right) \qquad (4.11\text{-}12)$$

여기서, ϕ는 인장지배단면에 대한 강도감소계수, η는 전단머리의 부재 수, l_v는 실제 사용되는 각 전단머리의 부재 길이이다. 그러나 M_v는 다음 값 중에서 작은 값 이하이어야 한다.

① 각 슬래브의 주열대에 필요한 전체 계수휨모멘트의 30%

② 길이 l_v상에서 주열대 휨모멘트의 변화량

③ 식 (4.11-11)로 구한 M_p의 값

(11) 불균형휨모멘트를 고려하는 경우 M_p를 기둥에 전달하기 위해 전단머리를 적절하게 정착시켜야 한다.

4.11.5 확대머리 전단스터드 설계

(1) 확대머리 전단스터드는 슬래브 또는 기초판의 부재 면에 수직으로 배치하여 전단보강용으로 사용할 수 있으며, 다음 (2)에서 (4)의 규정을 만족하여야 한다. 부속철물을 포함하여 전단스터드의 총 높이는 부재 두께에서 상하 콘크리트 피복 두께와 주철근의 직경의 절반을 뺀 값보다 작지 않아야 한다.

(2) 4.11.1(3)에서 정의된 위험단면에 대하여 공칭전단강도 V_n는 4.11.3(2)와 (3)에 따라 계산하여야 한다. 식 (4.11-10)에서 A_v는 기둥면의 둘레방향을 따라 배치되는 전단스터드의 한 열 내부의 전단스터드 총 단면적이며, s는 기둥면의 둘레방향을 따라 배치되는 전단스터드 각 열간 간격이다.

(3) 전단스터드의 첫 번째 열과 기둥면의 간격은 $d/2$ 이하이어야 한다. 전단스터드 열 사이의 간격은 기둥의 각 면에서 직교방향으로 측정하며, 그 거리가 일정하여야 한다. 프리스트레스트 콘크리트 슬래브와 기초판은 4.11.2(3)과 (4)를 만족하는 경우, 전단스터드 각 열에서 스터드 간의 간격은 $0.75d$를 초과할 수 없다. 그 외 모든 슬래브와 기초판에서는 스터드 간 간격이 $0.5\,d$ 이하이어야 한다.

(4) 위험단면의 각 모서리의 양단에는 최소 1개씩의 전단스터드 요소를 배치하여야 하며 각 모서리에서 전단스터드 요소 사이의 간격은 $2d$를 초과할 수 없다.

4.11.6 슬래브의 개구부

(1) 슬래브의 개구부가 집중하중이나 반력의 작용 면에서 슬래브 두께의 10배 이내의 거리에 위치하거나 플랫 슬래브의 개구부가 KDS 14 20 70에서 정의되는 주열대 내에 위치할 때는 4.11.1(3)과 4.11.4(8)에서 정의되는 전단에 대한 위험단면은 다음 (2)와 (3)과 같이 수정되어야 한다.

(2) 전단머리가 없는 슬래브의 경우, 기둥 또는 집중하중이나 반력이 작용하는 면의 중심과 개구부의 경계점 사이로 그은 직선 내에 있는 단면의 둘레부분은 유효하지 않은 것으로 하여야 한다.

(3) 전단머리가 있는 슬래브의 경우, 유효하지 않은 둘레부분은 상기 (2)에서 정의된 부분의 절반으로 보아야 한다.

4.11.7 휨모멘트 전달을 위한 편심전단 설계

(1) 연직하중, 풍하중, 지진하중 또는 기타 횡하중으로 인하여 슬래브 및 기초판과 기둥 사이에 불균형휨모멘트 M_u가 발생하면, 이 접합부는 불균형휨모멘트가 전달되도록 설계되어야 한다.

$$M_u \le \phi M_n \qquad (4.11\text{-}13)$$

여기서, M_u는 해당 위험단면에 작용하는 계수불균형휨모멘트이며, ϕM_n은 강도감소계수가 고려된 위험단면의 설계불균형휨강도이다. 불균형휨모멘트에 대한 위험단면의 정의는 4.11.1을 따른다.

(2) 설계불균형휨강도 ϕM_n는 식 (4.11-14)와 같이 위험단면을 구성하는 전면, 후면, 측면의 3개 모멘트 성분의 합으로 계산한다.

$$\phi M_n = \phi_f M_F + \phi_v M_S + \phi_v M_T \qquad (4.11\text{-}14)$$

여기서 M_F는 전면과 후면 슬래브의 휨강도의 합, M_S는 전면과 후면의 편심전단에 의한 휨강도, M_T는 측면의 편심전단에 의한 비틀림강도, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$이다. 여기서 기둥 주위 4각형 형태의 위험단면의 4개의 모서리 성분 중에서 전면과 후면은 불균형휨모멘트가 직접 받침부에 전달되는 면으로서, 전면은 연직하중에 의한 직접전단력과 불균형휨모멘트에 의한 전단력의 방향이 일치하는 면이며 후면은 전면의 반대 측에 위치하는 면이다. 측면은 전후면에 직교하는 두 면을 가리킨다.

(3) 전후면의 휨강도 M_F는 다음과 같이 계산하여야 한다.

$$M_F = M_{Ff} + M_{Fb} \qquad (4.11\text{-}15)$$

여기서, M_{Ff}, M_{Fb}는 위험단면 이내에서 전면의 상부 주철근과 후면의 하부 주철근을 인장철근으로 하는 슬래브 휨강도로 정의된다. 외부 접합부의 경우에는 불균형휨모멘트의 작용방향에 따라서 전면이나 후면이 외부에 접하는 경우에는 M_{Ff} 또는 M_{Fb}가 존재하지 않을 수 있다.

(4) M_S와 M_T는 위험단면의 각 모서리에 작용하는 전단력과 기둥단면 중심까지 거리의 곱으로 정의되는 각 전단력의 기여도의 합으로 계산된다. 이때 전단응력은 접합부 주위 위험단면의 중립축부터 거리에 비례하여 직선적으로 분포한다고 가정하여야 한다. 여기서 중립축의 위치는 위험단면에서 거리에 비례하는 선형 전단응력 분포의 직접뚫림계수 전단력에 대한 힘의 평형조건을 사용하여 계산한다. 전후면과 측면에서 편심전단강도는 다음과 같이 정의된다.

① 전면 또는 후면의 편심전단강도는 다음 식 (4.11-16)과 같이 계산한다.

$$v_n = v_c + v_p + 0.4 v_s \le 0.34 f_{ck} c_u / d \qquad (4.11\text{-}16)$$

여기서, 콘크리트의 편심전단강도 v_c는 식 (4.11-2)에 의하여 정의되며, v_p는 전면 또는 후면에 작용하는 유효프리스트레스 힘의 수직성분에 의하여 발생하는 해당 위험단면적에 대한 평균 응력이다. v_s는 전면 또는 후면에 배치된 전단보강재에 의한 편심전단강도이다.

식 (4.11-16)에서 v_s를 고려하기 위해서는 접합부 주위 전후면과 측면에 전단보강재를 균등하게 배치하여야 하며 식 (4.11-10)에서 구한 V_s를 이용하여 $v_s = V_s/(b_o d)$로 계산할 수 있다. 다만 v_s를 산정할 때 전단보강재의 설계기준항복강도 f_{yt}는 400 MPa을 초과할 수 없다.

② 측면의 편심전단강도는 다음 식 (4.11-17)과 같이 정의한다.

$$v_{nT} = 0.63\lambda\sqrt{f_{ck}} + v_p + v_s \le 0.34 f_{ck} c_u/d \qquad (4.11\text{-}17)$$

여기서, v_p는 측면에 작용하는 유효프리스트레스 힘의 수직성분에 의하여 발생하는 측면의 위험단면적에 대한 평균 응력이다. v_s는 측면에 배치된 전단보강재에 의한 편심전단강도이다.

식 (4.11-17)에서 v_s를 고려하기 위해서는 접합부 주위 전후면과 측면에 전단보강재를 균등하게 배치하여야 하며 식 (4.11-10)에서 구한 V_s를 이용하여 $v_s = V_s/(b_o d)$로 계산할 수 있다. 다만, v_s를 산정할 때 전단보강재의 설계기준항복강도 f_{yt}는 400 MPa을 초과할 수 없다.

(5) 기초판과 기둥 또는 슬래브와 기둥 사이에 양방향으로 불균형모멘트가 작용하는 경우, 위험단면에서 각 방향 불균형모멘트에 대하여 안전하도록 설계하여야 한다. 이때 각 방향의 편심전단강도는 양방향 편심전단의 상호작용을 고려하여 저감하여야 한다. 근사적으로 편심전단강도는 다음과 같은 상호작용식을 만족하도록 설계할 수 있다.

$$\left(\frac{M_{u1} - \phi_f M_{F1}}{\phi_v M_{v1}}\right) + \left(\frac{M_{u2} - \phi_f M_{F2}}{\phi_v M_{v2}}\right) \le 1 \qquad (4.11\text{-}18)$$

여기서 $M_{v1}(= M_{S1} + M_{T1})$, $M_{v2}(= M_{S2} + M_{T2})$ 이며, 아래첨자 1, 2는 두 개의 직교방향을 가리킨다.

(6) I형강 또는 ㄷ형강 단면(전단머리)으로 구성된 단면을 전단보강으로 사용할 경우, 4.11.4(8)에 의해 정의된 위험단면에 작용하는 연직하중으로 인한 전단응력과 4.11.1((3)과 (4))에서 정의된 위험단면의 도심에 대해 전단편심에 의해 전달되는 휨모멘트로 인한 전단응력의 합은 $\phi\lambda(\sqrt{f_{ck}}/3)$를 초과하지 않도록 하여야 한다.

집필위원	분야	성명	소속	직급
	건축구조	이정윤	성균관대학교	교수
	토목구조	김대중	전남도립대학교	교수
	건축구조	최경규	숭실대학교	교수
	건축구조	박홍근	서울대학교	교수
	토목구조	이성철	원자력대학원대학교	교수

자문위원	분야	성명	소속
	토목구조	김 우	전남대학교
	건축구조	김종호	창민우컨설턴트
	건축구조	김진근	한국과학기술원
	토목구조	박홍기	태조엔지니어링
	토목구조	변윤주	수성엔지니어링
	토목구조	신현목	성균관대학교
	건축구조	오명석	서영엔지니어링
	건축구조	전봉수	전우구조
	건축구조	정 란	단국대학교
	토목구조	정영수	중앙대학교
	건축구조	정하선	전)콘크리트학회공학연구소장
	건축구조	최완철	숭실대학교
	토목구조	한록희	효명엔지니어링

건설기준위원회	분야	성명	소속
	구조	구찬모	한국토지주택공사
		박동욱	서울시
		최정환	한국철도시설공단
		서석구	㈜서영엔지니어링
		이태현	한국도로공사
		백인열	가천대학교
		최용규	경성대학교
		이재훈	영남대학교
		김태진	㈜창민우구조컨설턴트
		장종진	한국토지주택공사

중앙건설기술심의위원회	성명	소속
	구자흡	삼영엠텍(주)
	차철준	한국시설안전공단
	최상식	(주)다음기술단
	김현길	(주)정림이앤씨
	이근하	(주)포스코엔지니어링
	박구병	한국시설안전공단

국토교통부	성명	소속	직책
	정선우	국토교통부 기술기준과	과장
	김병채	국토교통부 기술기준과	사무관
	김광진	국토교통부 기술기준과	사무관
	이선영	국토교통부 기획총괄과	사무관
	박찬현	국토교통부 원주지방국토관리청	사무관
	김남철	국토교통부 기술기준과	주무관

설계기준
KDS 14 20 22 : 2016

콘크리트구조 전단 및 비틀림 설계기준

2016년 6월 30일 발행

국토교통부

관련단체 한국콘크리트학회
06130 서울특별시 강남구 테헤란로 7길 22 한국과학기술회관 신관 1009호
☎ 02-568-5985 E-mail : kci@kci.or.kr
http://www.kci.or.kr

국가건설기준센터
10223 경기도 고양시 일산서구 고양대로 283(대화동)
☎ 031-910-0444 E-mail : kcsc@kict.re.kr
http://www.kcsc.re.kr