



산수허브

SANSU HUB

산수허브 콘크리트구조설계 실무

제 2 편

철근콘크리트 보의 전단설계

강도설계법(KDS 14 20 22) · 한계상태설계법(KDS 24 14 21)

예제 RC-V1 · RC-V2

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 22	콘크리트구조 전단 및 비틀림 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 보의 전단설계를 처음 배우는 사람도 차근차근 따라올 수 있도록 만든 설계실무서입니다.

전단은 힘과 달리 갑작스러운 취성파괴로 이어지기 쉬워, 그 원리를 정확히 이해하는 것이 특히 중요합니다.

제1장에서 전단의 기본 원리를 익힌 뒤, 제2장에서는 강도설계법(KDS 14 20 22)으로, 제3장에서는 한계상태설계법(KDS 24 14 21, 변각 트러스 모델)으로 전단보강근을 설계합니다. 각 장은 같은 단면을 다루는 대표예제(RC-V1·RC-V2)로 마무리하며, 제4장에서 두 방법을 비교하고 비틀림·뒤틀림전단을 보충으로 다룹니다.

설계기준 조항은 해당 문단 오른쪽에 [근거] 로 표기하였고, 예제는 단계 설명과 산식을 한 줄씩 분리하여 손으로 따라 계산하기 쉽게 구성하였습니다. 모든 계산은 산수허브 Calcpad 예제(RC-V1, RC-V2)와 동일한 식을 사용합니다.

목차

제1장 전단의 기초 개념

1.1 전단력과 전단의 위험성

보에 하중이 작용하면 단면에는 휨모멘트와 함께 단면을 따라 어긋나게 하려는 힘, 즉 전단력이 생깁니다.

전단력이 크면 보의 옆면에 비스듬한 균열(사인장 균열)이 생기고, 이 균열을 따라 단면이 갑자기 미끄러지듯 파괴됩니다.

전단파괴는 휨파괴와 성격이 다릅니다. 휨파괴는 철근이 먼저 항복하며 큰 처짐·균열로 ‘미리 신호’를 주는 연성파괴이지만, 전단파괴는 예고 없이 갑자기 일어나는 취성파괴입니다. 그래서 설계에서는 전단에 대해 더 큰 안전 여유를 두고, 보가 휨으로 먼저 파괴되도록(전단이 휨보다 강하도록) 만드는 것을 원칙으로 합니다.

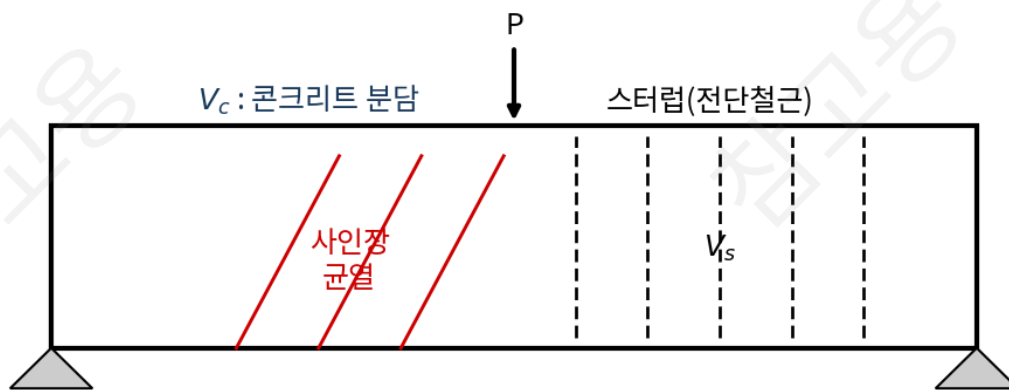


그림 1-1. 사인장 균열과 스테럽: 콘크리트(V_c)와 전단철근(V_s)의 분담

1.2 전단강도의 구성: V_c 와 V_s

단면의 전단강도는 콘크리트 자체가 부담하는 V_c 와, 스테럽(전단보강근)이 부담하는 V_s 의 합으로 봅니다.

콘크리트가 상당 부분을 저항하지만 부족한 만큼을 스테럽으로 보강하는 것입니다.

$$V_n = V_c + V_s$$

스터럽은 사인장 균열을 가로질러 배치되어, 균열이 벌어지려 할 때 이를 꿰매듯 붙잡아 전단력을 전달합니다.

그래서 스테럽은 보통 폐쇄형으로, 좁은 간격으로 배치합니다.

1.3 위험단면

전단 검토의 기준이 되는 위험단면은 받침부 내면에서 유효깊이 d 만큼 떨어진 위치입니다. 받침부 바로 옆은 직접 압축이 작용해 전단 저항이 커지므로, 그보다 d 만큼 떨어진 곳을 설계 기준으로 삼습니다. 다만 받침부와 d 사이에 집중하중이 작용하면 받침부 내면을 위험단면으로 합니다.

(근거) KDS 14 20 22 (4.1) 전단 설계 원칙

제2장 강도설계법에 의한 전단설계 (KDS 14 20 22)

이 장에서는 휨·전단을 받는 직사각형 보의 전단보강근을 강도설계법으로 설계합니다. 콘크리트 전단강도를 구하고, 부족분을 스테럽으로 보강한 뒤, 최소철근량과 간격 제한을 검토하여 대표예제 RC-V1로 마무리합니다.

2.1 콘크리트의 전단강도 V_c

전단력과 휨모멘트만 받는 부재에서 콘크리트의 전단강도는 다음 간략식으로 구합니다. 여기서 λ 는 경량콘크리트계수(보통중량 1.0), b_w 는 복부 폭, d 는 유효깊이입니다.

$$V_c = (1/6) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

(근거) KDS 14 20 22 (4.2.1) 콘크리트 전단강도

2.2 전단보강근 설계

계수전단력 V_u 와 설계 콘크리트 전단강도 ϕV_c (전단 강도감소계수 $\phi = 0.75$)의 관계로 보강 여부를 정합니다.

조건	처리
$V_u \leq 0.5 \cdot \phi V_c$	전단보강근 불필요
$0.5 \cdot \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$	최소 전단보강근만 배치
$V_u > \phi V_c$	전단보강근을 계산하여 배치

보강이 필요하면 스테럽이 부담해야 할 전단강도 $V_{s,req}$ 를 구하고, 수직 스테럽의 전단강도 식으로 필요한 간격을 정합니다. A_v 는 한 조 스테럽의 단면적(가닥수×1가닥), f_{yt} 는 전단철근 항복강도입니다.

$$V_{s,req} = V_u / \phi - V_c, \quad V_s = A_v \cdot f_{yt} \cdot d / s$$

또한 스테럽을 아무리 많이 넣어도 압축대 콘크리트가 먼저 파괴되지 않도록, 전단철근강도의 상한을 둡니다.

이를 넘으면 단면(b_w 또는 d)을 키워야 합니다.

$$V_s \leq V_{s,max} = (2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

(근거) KDS 14 20 22 (4.3.1, 4.3.2) 전단보강근

2.3 최소 전단철근량과 예외 규정 · 간격 제한

(1) 최소 전단철근이 필요한 경우

계수전단력 V_u 가 콘크리트 설계전단강도의 절반($0.5 \cdot \phi V_c$)을 초과하는 모든 철근콘크리트.

프리스트레스트콘크리트 휨부재에는, 아래 (3)의 예외에 해당하지 않는 한 최소 전단철근을 배치해야 합니다.

강도상 전단철근이 필요 없는 $0.5 \cdot \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$ 구간에서도 ‘최소량’ 을 두어 사인장 균열의 급격한 확대를 막습니다.

(2) 최소 전단철근량

최소 전단철근량은 다음 두 값 중 큰 값으로 합니다. 균열이 어떤 스테럽도 가로지르지 못하고 지나가지 못하도록 하기 위함입니다.

$$A_{v,min} = \max(0.0625 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot s / f_{yt} , \quad 0.35 \cdot b_w \cdot s / f_{yt})$$

(3) 최소 전단철근의 예외 규정

다음에 해당하는 부재는 $0.5 \cdot \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$ 구간이라도 최소 전단철근을 생략할 수 있습니다. 휨 거동이 지배적이거나 단면이 얇아 사인장 취성파괴 위험이 낮은 경우입니다.

구분	예외 부재 · 조건
①	슬래브와 기초판
②	콘크리트 장선구조 (KDS 14 20 10)
③	전체 깊이 $h \leq 250\text{mm}$ 인 보, 또는 I·T형보에서 깊이가 플랜지 두께의 2.5배와 복부폭의 1/2 중 큰 값 이하인 보
④	교대 벽체·날개벽, 옹벽 벽체, 암거 등 휨이 주거동인 판부재
⑤	순 단면 깊이 $\leq 315\text{mm}$ 인 속빈 부재로, 작용 계수전단력이 규정 한계값 이하인 경우
⑥	깊이 $\leq 600\text{mm}$, $f_{ck} \leq 40\text{MPa}$ 인 강섬유 콘크리트 보로, 작용 계수전단력이 규정 한계값 이하인 경우

또한 전단철근 없이도 계수휨모멘트와 계수전단력에 저항할 수 있음을 실험으로 확인할 수 있으면 위 최소 전단철근 규정을 적용하지 않을 수 있습니다.

(4) 스테럽 간격 제한

배치된 스테럽이 사인장 균열을 반드시 가로지르도록 간격을 제한합니다. 전단철근강도가 클수록 간격을 더 좁힙니다.

$$V_s \leq (1/3) \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d \rightarrow s \leq \min(d/2, 600\text{mm}) , \quad \text{초과 시} \rightarrow s \leq \min(d/4, 300\text{mm})$$

2.4 대표예제 RC-V1 (강도설계법)

폭 $b = 300\text{mm}$, 높이 $h = 600\text{mm}$, 유효깊이 $d = 540\text{mm}$ 인 보의 위험단면에 계수전단력 $V_u = 250\text{ kN}$ 이 작용한다. $f_{ck} = 27\text{MPa}$, 전단철근 $f_{yt} = 400\text{MPa}$, 스테럽은 D13 2가닥(2-leg, $A_v = 2 \times 127 = 254\text{ mm}^2$)을 사용한다. 필요한 스테럽 간격을 설계하라.

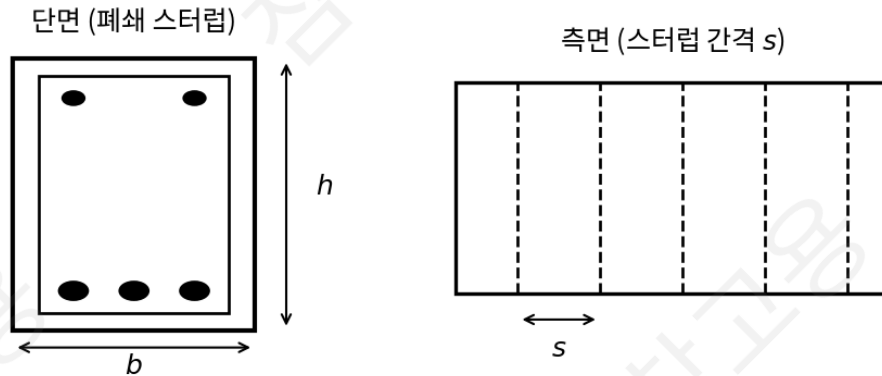


그림 2-1. 보 단면의 폐쇄 스테럽과 배치 간격 s

[1단계] 콘크리트 전단강도 V_c

$$V_c = (1/6) \times 1.0 \times \sqrt{27} \times 300 \times 540 = 140.3\text{ kN}$$

[2단계] 전단보강 필요 여부

$$\phi V_c = 0.75 \times 140.3 = 105.2\text{ kN}, \quad 0.5 \cdot \phi V_c = 52.6\text{ kN}$$

$$V_u = 250\text{ kN} > \phi V_c = 105.2\text{ kN} \rightarrow \text{전단보강근을 계산하여 배치}$$

[3단계] 소요 전단철근강도 · 단면 적정성

$$V_{s,req} = V_u / \phi - V_c = 250 / 0.75 - 140.3 = 193.0\text{ kN}$$

$$V_{s,max} = (2/3) \times \sqrt{27} \times 300 \times 540 = 561.2\text{ kN} \geq V_{s,req} \rightarrow \text{단면 크기 적정}$$

[4단계] 필요 스테럽 간격

$V_s = A_v \cdot f_{yt} \cdot d / s$ 를 s 에 대해 풀어 필요 간격을 구한다.

$$s = A_v \cdot f_{yt} \cdot d / V_{s,req} = 254 \times 400 \times 540 / 193,000 = 284\text{ mm}$$

[5단계] 간격 제한 검토

$$(1/3) \sqrt{27} \cdot b_w \cdot d = 280.6\text{ kN}, \quad V_{s,req} = 193\text{ kN} < 280.6 \rightarrow s_{max} = \min(d/2, 600) = 270\text{ mm}$$

필요간격 284mm 와 최대간격 270mm 중 작은 값 $\rightarrow$ 실무상 $s = 250$ mm 채택

[6단계] 채택 단면 검토

$$V_s = 254 \times 400 \times 540 / 250 = 219.5 \text{ kN}, \quad V_n = V_c + V_s = 140.3 + 219.5 = 359.8 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times 359.8 = 269.8 \text{ kN} \geq V_u = 250 \text{ kN} \rightarrow O.K. \quad (SF = 1.08)$$

$$A_{v,min} = \max(0.0625 \sqrt{27} \cdot b_w \cdot s / f_{yt}, 0.35 \cdot b_w \cdot s / f_{yt}) = \max(60.9, 65.6) = 65.6 \text{ mm}^2, \quad A_v = 254 \geq 65.6 \rightarrow \text{만족}$$

결론: D13 2가닥 스테럽을 간격 250mm 로 배치하면 전단강도·최소철근·간격 제한을 모두 만족한다. 더 큰 여유가 필요하면 간격을 더 좁힌다.

제3장 한계상태설계법에 의한 전단설계 (KDS 24 14 21)

이 장에서는 교량 설계에 쓰이는 한계상태설계법(KDS 24 14 21)으로 같은 보의 전단을 설계합니다.

강도설계법과 접근이 다른 ‘변각 트러스 모델’ 을 사용합니다.

3.1 강도설계법과의 차이 — 변각 트러스 모델

강도설계법은 콘크리트 분담(V_c)과 철근 분담(V_s)을 더해 전단강도를 구합니다. 한계상태설계법은 전단을 받는 부재를, 빗방향 압축 스트럿(콘크리트)과 수직 인장 타이(스터럽), 상·하부 현으로 이루어진 가상의 트러스로 보고 설계합니다. 콘크리트 단독항(V_c)을 따로 더하지 않고, 트러스의 두 한계(스터럽 항복, 압축대 파괴) 중 작은 값을 설계강도로 합니다.

(근거) KDS 24 14 21 (4.1.3) 전단· 변각 트러스

3.2 변각 트러스 모델



그림 3-1. 변각 트러스 모델: 압축 스트럿(θ), 인장 타이, 상·하부 현

재료는 먼저 재료계수를 적용해 설계강도로 줄입니다(콘크리트 $\phi_c = 0.65$, 철근 $\phi_s = 0.90$). 내부 팔길이는 $z \approx 0.9d$, 압축 스트럿의 경사 $\cot\theta$ 는 1.0~2.5 범위에서 택합니다. 스테럽이 부담하는 설계전단강도와 압축대가 견디는 한계는 다음과 같습니다.

$$V_{sd} = (A_w/s) \cdot z \cdot f_{vyd} \cdot \cot\theta \quad (f_{vyd} = \phi_s \cdot f_{vy})$$

$$V_{d,max} = \phi_c \cdot \nu \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot z / (\cot\theta + \tan\theta)$$

여기서 $\phi_c \cdot \phi_s$ 는 콘크리트·철근의 재료저항계수, $f_{vyd} = \phi_s \cdot f_{vy}$ 는 전단철근의 설계항복강도, $\nu = 0.6(1 - f_{ck}/250)$ 는 콘크리트 압축강도 유효계수(식 4.1-12)입니다. 콘크리트 스트럿 강도에는 $\phi_c \cdot f_{ck}$ 에 스트럿 전용 유효계수 ν 만 곱하며, 휨압축의 유효계수 0.85 는 적용하지 않습니다(이중감소 방지). 설계전단강도는 둘 중 작은 값이며, 계수전단력 V_u 와 직접 비교합니다(ϕ 없음).

$$V_d = \min(V_{sd}, V_{d,max}) \geq V_u$$

[근거] KDS 24 14 21 (4.1.3) 전단철근이 있는 부재

(참고) 압축 스트럿 경사 $\cot\theta$ 의 선택

$\cot\theta$ 는 식 4.1-15의 범위 $1.0(\theta=45^\circ) \leq \cot\theta \leq 2.5(\theta=21.8^\circ)$ 에서 택한다. $\cot\theta$ 를 크게(θ 작게) 잡으면 하나의 사인장 균열을 가로지르는 스테럽 수가 늘어 전단철근강도 V_{sd} 가 커지지만, 압축 스트럿에 힘이 몰려 압축대강도 $V_{d,max}$ 는 작아진다. 반대로 $\cot\theta$ 를 작게 잡으면 V_{sd} 는 줄고 $V_{d,max}$ 는 커진다. 따라서 보통 스테럽 절감을 위해 큰 $\cot\theta$ (예: 2.5)부터 시도하고, $V_{d,max}$ 가 V_{sd} 보다 작아지면(압축대 지배) $\cot\theta$ 를 줄여 균형을 맞춘다.

기호는 KDS 24 14 21:2025 표기($V_u, V_d, V_{sd}, V_{d,max}, A_v, v$)를 따른다. 변각 트러스 계수($v, \cot\theta$ 범위, $z \approx 0.9d$, 최대간격 등)는 KDS 24 14 21이 채택한 변각 트러스 모델 기준이다.

3.3 최소 전단철근비 ($\rho_{w,min}$)

한계상태설계법도 사인장 균열의 급격한 확대를 막기 위해 최소 전단철근비를 둥다. 전단철근비 ρ_w 는 복부 폭 b_w 와 간격 s 에 대한 전단철근량의 비이며, 다음 최솟값 이상이어야 합니다. 설계전단력 V_{Ed} 가 콘크리트 설계전단강도 V_{cd} 보다 작아 전단철근이 강도상 불필요한 구간에도 이 최소 전단철근을 배치합니다.

$$\rho_w = A_v/(b_w \cdot s) \geq \rho_{w,min} = 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}$$

전단철근의 최대 종방향 간격 s_{max} 와 폭방향 간격 한도도 함께 만족해야 하며, 슬래브에 전단철근을 사용하는 경우 슬래브 두께는 200 mm 이상으로 합니다. 강도설계법(KDS 14)이 슬래브·기초판·얇은 보 등을 예외로 ‘목록’ 으로 명시하는 것과 달리, 한계상태설계법은 별도의 예외 목록 대신 $\rho_{w,min}$ 과 최대 간격으로 직접 규정합니다(취지는 동일 — 힘이 주거동인 얇은 판부재는 최소 전단철근 부담이 작음).

[근거] KDS 24 14 21 (4.6.2.6) 전단철근비·최소전단철근·(4.1.2(5)) 최소전단철근 배치

3.4 대표예제 RC-V2 (한계상태설계법)

예제 RC-V1 과 같은 단면($b_w=300, h=600, d=540, f_{ck}=27, f_{yk}=400$)에 계수전단력 $V_u = 250$ kN 이 작용한다. 스테럽 D13 2가닥($A_v = 254$ mm²)을 간격 $s = 250$ mm 로 배치한다. 압축 스트럿 경사는 스테럽 효율을 높이기 위해 허용 최대값 $\cot\theta = 2.5(\theta = 21.8^\circ)$ 를 먼저 택하고, [3 단계]에서 압축대강도 $V_{d,max}$ 가 이를 수용하는지 확인한다. 전단강도를 검토하라.

[1단계] 설계재료강도 · 트러스 변수

$$\varphi_c \cdot f_{ck} = 0.65 \times 27 = 17.55 \text{ MPa (스트럿 콘크리트 강도)}, \quad f_{vyd} = \varphi_s \cdot f_{vy} = 0.90 \times 400 = 360 \text{ MPa}$$

$$z = 0.9 \times 540 = 486 \text{ mm}, \quad \nu = 0.6(1 - 27/250) = 0.535, \quad \cot\theta = 2.5$$

[2단계] 전단철근의 설계전단강도 V_{sd}

$$V_{sd} = (A_w/s) \cdot z \cdot f_{vyd} \cdot \cot\theta = (254/250) \times 486 \times 360 \times 2.5 = 444.4 \text{ kN}$$

[3단계] 압축대의 최대 전단강도 $V_{d,max}$

$$V_{d,max} = \varphi_c \cdot \nu \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot z / (\cot\theta + \tan\theta) = 0.65 \times 0.535 \times 27 \times 300 \times 486 / (2.5 + 0.4) = 472.1 \text{ kN}$$

$$V_{d,max} = 472.1 \geq V_{sd} = 444.4 \rightarrow \text{압축대가 } V_{sd} \text{ 를 수용} \rightarrow \cot\theta = 2.5 \text{ 사용 가능}$$

[4단계] 설계전단강도 · 판정

$$V_d = \min(V_{sd}, V_{d,max}) = \min(444.4, 472.1) = 444.4 \text{ kN} \geq V_u = 250 \rightarrow O.K. \quad (SF = 1.78)$$

$$\text{최대간격 } s_{max} = 0.75d = 405 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm} \rightarrow \text{만족}$$

결론: 같은 스테럽(D13@250)으로 $V_d = 444.4 \text{ kN}$ 을 확보한다. $\cot\theta$ 를 크게(2.5) 잡을수록 스테럽 효율이 커져 강도설계법보다 큰 전단강도를 보이나, 압축대 한계($V_{d,max}$)와 상세 규정으로 제한된다.

제4장 종합 비교 및 보충

4.1 강도설계법과 한계상태설계법 비교

아래는 같은 단면·같은 스테럽(D13 2가닥 @250)에 대한 두 방법의 전단강도입니다. 강도설계법은 콘크리트(V_c)+철근(V_s)을 더하고 마지막에 ϕ 를 곱하며, 한계상태설계법은 재료계수를 먼저 적용한 변각 트러스로 푸는 점이 다릅니다.

항목	강도설계법(RC-V1)	한계상태설계법(RC-V2)
설계전단강도	$\phi V_n = 269.8 \text{ kN}$	$V_d = 444.4 \text{ kN}$
소요전단력	$V_u = 250 \text{ kN}$	$V_u = 250 \text{ kN}$
안전율 SF	1.08	1.78
판정	O.K.	O.K.

같은 보강인데 한계상태설계법의 강도가 더 크게 나오는 것은, 변각 트러스에서 $\cot\theta$ 를 2.5 로 크게 택했기 때문입니다. $\cot\theta$ 를 작게(예: 1.0) 잡으면 두 결과는 가까워집니다. 즉 두 방법은 전단을 다루는 모델 자체가 달라, 같은 단면이라도 결과 폭이 훨씬 큼니다.

4.2 비틀림(Torsion) 개요

보에 편심 하중이 작용하거나 슬래브가 한쪽에만 붙으면 부재 축을 중심으로 비트는 힘, 즉 비틀림이 생깁니다. 비틀림은 단면 둘레를 따라 흐르는 전단(박벽관 모델)으로 저항하며, 폐쇄 스테럽과 종방향 비틀림 철근을 함께 배치합니다. 전단과 비틀림이 동시에 작용하면 스테럽 소요량을 합산합니다.

[근거] KDS 14 20 22 (4.4) 비틀림

4.3 뚫림전단(Punching Shear) 개요

기둥이나 집중하중이 슬래브를 수직으로 관통하려는 파괴를 뚫림전단이라 합니다. 일반 보 전단(가로로 잘림)과 달리 기둥 둘레를 원뿔 모양으로 뚫으며 파괴되는 3차원 현상으로, 무량판 구조에서 특히 중요합니다. 기둥 둘레의 위험단면(보통 기둥면에서 $d/2$)에서 검토합니다.

[근거] KDS 14 20 22 (4.5) 뚫림전단

부록 · 주요 기호

기호	의미
b_w, h, d	복부 폭, 전체 높이, 유효깊이
V_u, V_d	계수전단력, 설계전단강도(검증단면)
V_c, V_s, V_n	콘크리트·전단철근·공칭 전단강도(강도설계법)
ϕV_n	설계전단강도(강도설계법, $\phi=0.75$)
A_v, f_{yt}, s	스터럽 단면적(한 조), 전단철근 항복강도, 간격
$V_{s,req}, V_{s,max}$	소요 전단철근강도, 최대 전단철근강도
$A_{v,min}$	최소 전단철근량
$V_{sd}, V_{d,max}, V_d$	전단철근·압축대·설계 전단강도(한계상태설계법)
$\phi_c \cdot f_{ck}, f_{vyd}$	스트럿 콘크리트 강도(재료저항계수×기준강도), 전단철근 설계항복강도($\phi_s \cdot f_{vy}$)
$z, \cot\theta, v$	내부 팔길이($\approx 0.9d$), 압축 스트럿 경사($1.0 \leq \cot\theta \leq 2.5$), 콘크리트 압축강도 유효계수 $0.6(1-f_{ck}/250)$
λ, ϕ_c, ϕ_s	경량콘크리트계수, 콘크리트·철근 재료저항계수

※ 주요 근거기준: KDS 14 20 22(전단·비틀림), KDS 24 14 21(콘크리트교 한계상태설계). 본 교재의 전단 계산은 산수허브 Calcpad 예제(RC-V1, RC-V2)와 동일한 식을 사용합니다.



산수허브
SANSU HUB

산수허브 콘크리트구조설계 실무 · 제2편

철근콘크리트 보의 전단설계

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.