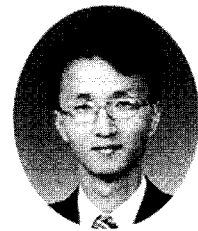


# 철근콘크리트 전단벽의 전단설계

## - Shear Design of Reinforced Concrete Shear Walls -



윤현도\*

### 1. 서론

철근콘크리트 내력벽(Structural Wall)은 지진 하중의 작용시 건축물에 요구되는 횡강성 및 강도 확보 차원에서 중·고층 건축물에 폭넓게 적용되고 있으며 내력벽을 중요한 횡하중 저항 요소로 적용한 건축물은 강진시 횡하중 저항 시스템의 항복에 의한 비탄성 거동과 이에 따른 에너지 소산 특성을 고려하여 건축물 설계시 지진 하중의 일정량을 감소시키고 있다. 따라서, 내력벽은 소정의 강도, 강성 및 연성을 확보하도록 설계하여야 한다. 이러한 내력벽은 형상비(Aspect Ratio :  $h_w/l_w$ )에 따라 고층형 벽체(Flexural or Tall or Slender Wall)와 전단벽(Shear or Squat Wall)으로 분류되고 형상비가 2이상이며 휨이 지배적인 내력벽을 고층형 벽체, 형상비가 1이하이며 전단이 지배적인 내력벽을 전단벽이라 정의한다.<sup>1)</sup>

고층형 벽체는 휨이 지배적이므로 보의 설계 방식과 유사하고 수직 철근인 주근의 항복을 선행시키므로서 연성적인 거동을 하도록 설계할 수 있다. 이는 벽체의 전단

내력을 휨내력시 전단력보다 크게 하므로서 가능하게 된다.<sup>2)</sup> 그러나 전단벽의 경우 휨과 전단이 밀접한 관계를 갖기 때문에 전단 또는 휨 중 어느 것이 지배적인 거동이 될 것인지 예측하기 어렵고 또한, 전단과 휨이 혼용된 파괴 양상을 보이게 된다.<sup>3)</sup> 이러한 불확실성으로 인하여 전단벽에 대한 전단 설계 방법<sup>4)-6)</sup>이 각 나라별로 현저한 차이를 보이고 있다. 또한, 전단벽에 작용되는 높은 전단 응력은 연성적인 휨거동에 선행하여 사인장 및 사압축 파괴를 유발한다. 따라서, 연성적인 거동이 요구되는 전단벽이 취성적인 거동을 방지하기 위해서는 전단벽의 전단저항기구 및 설계개념 등에 대한 깊은 이해가 요구된다. 따라서 본고에서는 현재까지 기존 연구자들의 연구결과로부터 규명된 전단벽의 전단 저항 기구, 파괴 양상, 전단벽의 전단내력에 대한 영향인자 및 ACI 318-99(이하 ACI), New Zealand Standard 3101(이하 NZS), Eurocode 8(이하 EC) 기준에서 정하고 있는 전단벽의 전단 설계 기준 특징 및 그 차이점 등을 소개하여 독자들에게 전단벽의 구조적인 특성에 대한 이해를 돕고자 한다.

### 2. 전단벽의 전단거동

#### 2.1 전단벽의 전단 강도 영향인자

2.1.1 벽체의 형상비(Wall Aspect Ratio)  
전단벽의 거동을 지배하는 중요한 변수 중의 하나는 형상비로 낮은 형상비와 연관된 높은 전단력은 휨성능을 발휘하기 전에 사인장, 사압축 또는 미끄러짐 전단파괴를 유발한다.<sup>7)</sup> 전단파괴는 취성특성을 보이고 지진 하중 하에서 전단벽이 보유해야 하는 에너지 흡수 능력에 필요한 비탄성 변형 능력을 저해한다. 그러므로 형상비는 연성적인 휨 특성에서 취성적인 전단 특성으로 벽체의 거동을 바꾸는 중요한 기하학적인 변수이다.

2.1.2 경계 부재(Boundary Element)  
바벨형 단면인 전단벽의 거동은 장방형 단면의 벽체에 비하여 그 거동이 훨씬 더 복잡하다. 플랜지 부분에 배근된 적은 양의 수직 철근도 높은 휨성능을 유발하므로 벽판에 큰 전단력을 유발한다. 경계 부재를 가진 전단벽은 벽판이 파괴된 후에도 상당한 수평력에 저항한다. 그러나 하중지지능력은 벽판이 심각한 피해를 입은 후에 감소된다.<sup>8)</sup>

\* 정희원, 충남대학교 건축공학과 조교수

2.1.3 시공 줄눈(Construction Joint)

비탄성 반복하중을 받는 전단벽에서 시공 줄눈은 파괴의 시작점이 되며 이러한 벽체는 그 성능을 발휘하기 전에 시공 줄눈을 따라 발생하는 미끄러짐 전단 변형을 경험하게 된다. 이러한 이유로 전단벽의 에너지 소산 능력은 현저하게 저하된다.<sup>9)</sup> 그러므로 시공 줄눈은 전단벽의 파괴모드에 큰 영향을 끼치고 낮은 형상비를 가진 전단벽의 거동을 지배하는 역할을 한다.

2.1.4 수평 및 수직 철근량과 배근 방법

벽판에 발생한 대각선 균열과 교차되는 수평 및 수직 철근은 벽체의 전단 저항 능력에 현저하게 기여한다. 수평 철근은 축방향을 따라 작용되는 전단력에 저항하는 반면, 수직 철근은 사균열면에서 꼬임 작용(Kicking Action)에 의해 전단력에 저항한다. 전단벽은 휨내력을 발휘할 수 있도록 하기 위하여 상대적으로 큰 전단내력을 보유해야 한다. 그러므로 수평 및 수직 철근 양과 분포는 강도에 영향을 미치는 중요한 변수이다. 수평 및 수직 철근을 적절히 배근하므로써 균열폭, 간격 및 분포를 제어할 수 있다. 벽체의 형상비가 감소됨에 따라 수직철근은 사균열을 억제하는데 효과적으로 작용한다. 수직 철근량이 증가됨에 따라 파괴형태와 무관하게 벽체의 내력은 향상되지만 미끄러짐 전단파괴를 유발하게 된다.<sup>10)</sup>

2.2 전단벽의 전단 저항 기구

전단벽의 경계조건, 형상과 치수, 재하 조건 등은 전단이 지배적인 깊은 보 및 일반 보와는 다르기 때문에 전단벽의 전단 저항 기구는 이들 부재와는 현저하게 다르다. 그러므로 보에 대한 광범위한 연구는 전단벽의 전단 저항 기구를 설명하기 위해 직접적으로 이용하기 어렵다. 전단벽은 벽판에서 사인장 및 사압축력으로 상부에 작용된 전단력에 저항하게 된다. 전단벽 단면에 대한 콘크리트의 전단 강도는 콘크리트의 사인장 강도보다 크기 때문에 작용된

전단력과 평행한 단면으로 발생한 전단 파괴는 사인장 균열보다 선행되어 발생하지 않는다. 사균열이 발생하기 전까지는 모든 전단력을 콘크리트가 부담하지만 사균열이 발생된 후 전단 저항 기구는 많은 변수에 영향을 받는다. <그림 1>과 같이 전단벽 상부에 작용된 수평 전단력의 상당부분은 대각선 압축력으로 기초에 전달되며 이때 압축력은 사인장 균열 사이에 형성된 콘크리트 압축지주(Strut)를 통하여 전달된다. 특히 비탄성 반복하중 하에서도 벽체 철근이 사인장력에 저항한다면 콘크리트 압축지주는 유지될 수 있다. 벽체 철근은 균열폭을 억제하고 골재의 맞물림 작용으로 균열면을 따라 추가적인 전단 저항을 유발한다. 또한, 전단벽은 수평 전단력에 대해 휨응력으로 저항하고 휨에 대한 위험단면에서 현저한 수평 균열이 발생할 수 있다. 초기에 어느 정도의 수평 전단 저항은 이러한 균열면을 따라 유발되는 골재의 맞물림 작용에 의하지만 반복하중 하에서는 이러한 균열의 개폐가 반복됨에 따라 균열면을 따라 콘크리트가 압괴되어 종국적으로 수평 균열면을 따라 미끄러짐 전

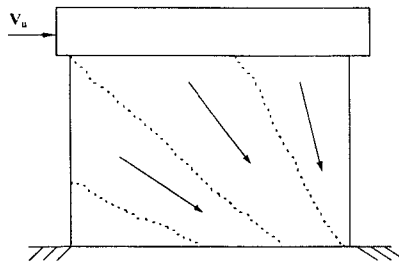


그림 1. 횡하중을 받는 전단벽

단 변형이 발생된다. 이후 <그림 2> 및 <그림 3>과 같이 균열면에 교차된 수직 철근과 수평 균열은 장부작용에 의해 부가적인 전단 저항을 하게 된다. 이와 같이 균열이 발생된 전단벽에서는 몇 개의 전단 저항 기구가 복합적으로 나타난다.

2.3 전단벽의 파괴양상

지진 하중을 받는 내력벽은 비탄성 거동을 하며 이러한 내력벽은 여러요인에 의해 <그림 4>와 같이 휨 또는 전단파괴되며 형상비가 낮은 전단벽에서 발생하는 전단 파괴양상은 다시 다음과 같이 3가지로 분류된다.

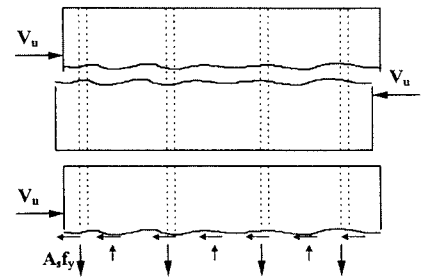


그림 2. 전단 마찰 원리

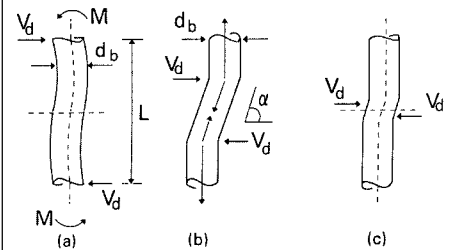


그림 3. 철근의 장부 작용

FAILURE MODE	FLEXURAL		SHEAR		HORIZONTAL SLIDING
	(Ductile)	(Brittle)	(Compression)	(Tension)	
CAUSE	Simultaneous reaching or yield on both edges	"Defective" boundary elements Lateral instability of wall's edges	Insufficient web thickness	Insufficient web reinforcement	Insufficient wall's base details (anchorage, splicing)
EXPECTED RESPONSE					

그림 4. 내력벽의 파괴양상<sup>6)</sup>

### 2.3.1 사인장 파괴(Diagonal Tension Failure)

이러한 파괴양상은 전단보강근이 부족하여 전단벽에 발생하는 파괴양상이며, 대각선 균열의 발생시 균열면에 교차된 철근이 대각선 방향으로 발생하는 인장력에 저항한다. 보강근이 사인장과 항복 트러스 기구를 유지하기에 불충분하다면 결과적으로 사인장 파괴가 발생하게 되는 것이다.

### 2.3.2 사압축 파괴 (Diagonal Compression Failure)

충분한 전단보강근이 사인장 파괴를 억제하기 위해 배근될 때 전단벽은 높은 전단력에 저항할 수 있게 된다. 이는 결과적으로 압축지주에서 압축 응력을 증가시킨다. 압축지주의 압축 응력이 증가되어 콘크리트의 압축 강도를 초과하면 압축지주는 압괴된다. 이것을 사압축 파괴라 한다.

### 2.3.3 미끄러짐 전단파괴(Sliding Shear Failure)

전단보강근을 충분히 배근하고 공칭 전단응력을 제한하는 방법으로 전단벽의 사인장 및 사압축 파괴를 억제한다면 형상비가 낮은 전단벽의 경우 미끄러짐 전단파괴가 발생된다. 벽체의 저면에 발생된 휨균열의 개폐는 수직 철근의 항복을 가속하고 이는 전단 마찰 기구에 의한 전단 저항 능력을 저감시킨다. 미끄러짐 전단파괴는 저면에서 시공 줄눈을 따라 미끄러짐 전단 변형을 유발하고 이는 벽체의 에너지 소산 능력을 현저하게 감소시키면서 이력 곡선의 핀칭(Pinching)현상 및 강성 저하를 유발하게 된다.

## 3. 전단벽의 전단 설계 기준

전단벽에 대한 모든 전단 설계 기준은 취성적인 전단파괴의 억제를 목표로 하고 있으며 트러스 모델(Truss Model)을 근거로 하고 있다. 사압축 파괴를 억제하기 위하여 모든 기준에서는 벽체의 단면에 작용되는 전단 응력이 일정한 값 이하가 되

도록 상한값을 제시하고 있으며 그 값은 각 기준별로 다르게 규정하고 있다. 전단벽의 전단 강도는 다음과 같이 콘크리트와 전단보강근의 전단에 대한 기여분의 산술적인 합으로 평가된다.

$$V_u = V_c + V_s$$

여기서,

$V_u$  : 공칭 전단 강도

$V_s$  : 전단보강근의 기여분

$V_c$  : 콘크리트의 기여분

### 3.1 ACI 318-99<sup>4)</sup>

현행 ACI 318-99에서 전단벽의 전단 설계 방법은 11.10절 및 21.6절에서 규정하고 있다.

#### 3.1.1 콘크리트의 기여분 ( $V_c$ )

콘크리트의 기여분은 아래 두 식에 의해 계산된 값 중 작은 값을 적용하도록 규정하고 있다.

$$V_c = 0.88\sqrt{f_{ck}} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} \quad (1)$$

$$V_c = \left[ 0.16\sqrt{f_{ck}} + \frac{l_w(0.33\sqrt{f_{ck}} + \frac{0.2N_u}{l_w h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d \quad (2)$$

여기서,

$f_{ck}$  : 콘크리트의 설계 기준 강도 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$M_u, V_u, N_u$  : 설계 휨모멘트,

전단력 및 축하중 (kgf·cm, kgf)

$d$  : 압축축 연단에서 인장철근 중심까지의 거리, 통상  $0.9l_w$  (cm)

$l_w$  : 벽체의 길이 (cm)

$h$  : 벽체의 두께 (cm)

$h_w$  : 벽체의 높이 (cm)

$N_u$ 는 인장일 때 부(-)이고  $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}\right)$

의 값이 부(-)일 때는 위의 (2)식을 적용할 수 없다.

위의 두 식에 의해 계산된 전단력은 벽체의 임의 단면에서 사인장 균열의 발생시점의 전단 강도를 의미한다. 식(1)은 벽체 단면의 중심에서 주인장응력이  $1.05\sqrt{f_{ck}}$ 에 이르도록 하기 위하여 요구되는 벽체 단면에 작용되는 전단력을 의미한다. 식(2)는 벽체 저면에서부터  $\frac{l_w}{2}$  상부 단면에서  $1.60\sqrt{f_{ck}}$ 의 휨인장응력을 유발하기 위하여 요구되는 전단력을 의미한다. 식(1) 및 (2)로부터 산정된 콘크리트의 전단력에 대한 기여분  $V_c$ 는 벽체 저면으로부터  $\frac{l_w}{2}$  또는  $\frac{h_w}{2}$  (둘 중 작은 값) 상부 단면과 벽체 저면사이의 모든 부분에서 적용될 수 있다.

#### 3.1.2 철근의 기여분 ( $V_s$ )

$$V_s = \frac{A_h f_y d}{s} \quad (3)$$

여기서,

$A_h$  : 전단보강근 하나의 단면적 (cm<sup>2</sup>)

$f_y$  : 전단보강근의 항복강도 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$s$  : 전단보강근의 배근간격 (cm)

#### 3.1.3 최대 전단 응력(Maximum Shear Stress)

ACI 기준(Sec. 11.10.3, Sec. 21.6)에서는 전단벽에서 벽판 콘크리트의 압괴에 의한 취성적인 파괴를 억제하기 위하여 전단벽의 전단 강도를 다음과 같은 값 이하가 되도록 규정하고 있다.

$$V_u \leq 2.65\sqrt{f_{ck}} h d \quad (4)$$

$$V_u \leq A_{cv}(\alpha_c\sqrt{f_{ck}} + \rho_n f_y) \quad (5)$$

여기서,

$A_{cv}$  : 전단벽의 유효 단면적 ( $cm^2$ )

$\rho_n$  :  $A_{cv}$ 면에 수직인 단면에 분포된 전단보강근비

$\alpha_c$  : 형상비가 콘크리트의 전단에 대한 기여분에 끼치는 영향을 고려하기 위한 계수

$$\frac{h_w}{l_w} \leq 1.5 \quad \alpha_c = 0.80$$

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0 \quad \alpha_c = 0.53$$

그 사이 값은 직선 보간한다.

### 3.2 NZS<sup>5)</sup>

#### 3.2.1 콘크리트의 기여분( $V_c$ )

내력 설계 개념(Capacity Design Philosophy)에 근거한 NZS에서는 소성 힌지부 이외 부분에서보다 소성 힌지부에서 콘크리트의 전단력에 대한 기여분의 평가에 대하여 보다 엄격하게 규정하고 있다. 콘크리트의 전단에 대한 기여분의 평가는 전술한 ACI 318 기준과 동일하게 규정하고 있다. 그러나 소성 힌지 이외 부분에서는 콘크리트의 전단력에 대한 기여분을 최소한 아래 (6)식과 같은 값을 적용하도록 규정하고 있다.

$$V_{cmin} = 0.64 \sqrt{f_{ck}} h d \quad (6)$$

소성 힌지부에 대해서는 최소값을 규정하고 있지 않으나 아래 (7)식과 같이 최대 값을 규정하고 있다.

$$V_{cmax} = 1.92 \sqrt{\frac{N_u}{A_g}} h d \quad (7)$$

여기서,

$A_g$  : 벽체의 전 단면적 ( $cm^2$ )

#### 3.2.2 철근의 기여분( $V_s$ )

전단보강근에 의한 기여분은 ACI 318과 동일한 식으로 평가되며 NZS 기준에

서는 낮은 전단경간비의 전단벽에 휨철근의 항복이 선행되기전 사인장 파괴되는 것을 방지하기 위하여 최소 전단보강근량을 제한하고 있다. NZS 기준에서는 전단벽의 미끄러짐 전단파괴를 억제하기 위한 특별한 규정은 명시하고 있지 않지만 보에 대해서는 높은 전단응력의 작용시 미끄러짐 전단파괴를 억제하기 위하여 대각선 보강근을 배근하도록 규정하고 있다. 그러나 플랜지형 단면의 전단벽 또는 단면에 높은 전단 응력의 작용시 전단력의 일부를 대각선 보강근이 부담하도록 권장하고 있다.

#### 3.2.3 최대 전단 응력(Maximum Shear Stress)

NZS 기준은 내력 설계 개념에 따라 소성 힌지부와 그 외 부분에서 최대 전단 응력을 다르게 규정하고 있다.

##### 1) 소성 힌지부(Plastic Hinge Zone)

$$V_n \leq (0.96 \phi_o S + 0.51) \sqrt{f_{ck}} h d \quad (8)$$

여기서,

$\phi_o$  : 초과 강도 계수

(Flexural Overstrength Factor)

=철근의 초과 강도/강도 감소 계수

고강도 철근의 사용시 1.4

S : 구조 형식 계수

(Structural Type Factor)

병렬 전단벽 0.8 ; 고층형 벽체

1.2~2.0(연성요구량이 작을수록

큰 값을 선택)

##### 2) 소성 힌지부 이외 영역

$$V_n \leq 0.2 f_{ck} h d \text{ 또는 } 61.2 h d \quad (9)$$

### 3.3 EC<sup>6)</sup>

#### 3.3.1 콘크리트의 기여분( $V_c$ )

내력 설계 개념에 근거한 EC에서는 소성 힌지부 이외 부분에서보다 소성 힌지부에서 콘크리트의 전단력에 대한 기여분의 평가에 대하여 보다 엄격하게 규정하고 있다.

##### (1) 소성 힌지부

$$N_u \leq 1.0 h l_w f_{cd} \\ V_c = 0 \quad (10)$$

$$N_u > 1.0 h l_w f_{cd} \\ V_c = 0.48 \sqrt{f_{ck}} h d \quad (11a)$$

$$V_c = 0.19 \sqrt{f_{ck}} (1.2 + 40 \rho_v) h z \quad (11b)$$

여기서,

$z$  :  $0.8 l_w$

$f_{cd}$  : 콘크리트의 설계 압축 강도,

$$\frac{f_{ck}}{\phi_o} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$\rho_v$  : 수직 철근비

##### 2) 소성 힌지 이외 부분

$$N_u \leq 1.0 h l_w f_{cd} \\ V_c = 0.48 \sqrt{f_{ck}} h d \quad (12)$$

$$N_u > 1.0 h l_w f_{cd} \\ V_c = 0.48 \sqrt{f_{ck}} \left(1 + \frac{M_o}{M_u}\right) h d \quad (13)$$

여기서,

$M_o$  : 축력에 의한 축응력과 동일한 크기의 응력을 유발하는 휨모멘트

#### 3.3.2 철근의 기여분( $V_s$ )

$$1) \frac{M_u}{V_u l_w} \geq 1.3 \text{인 경우}$$

[또는 연성등급이 낮은 전단벽 (Ductility Class가 Low)]

$$V_s = \frac{A_h f_{yd} z}{s} \quad (14)$$

$$2) \frac{M_u}{V_u l_w} < 1.3 \text{인 경우}$$

$$V_s = \left[ \rho_n \left( \frac{h_w}{l_w} - 0.3 \right) + \rho_v \left( 1.3 - \frac{h_w}{l_w} \right) \right] f_{yd} h z \quad (15)$$

여기서,

$$f_{yd} : \text{철근의 설계 강도}, \frac{f_y}{\psi_o}$$

미끄러짐 전단파괴를 억제하기 위한 설계 규정이 명시된 기준은 EC가 유일하며 미끄러짐 전단파괴를 억제하기 위하여 EC에서는 벽체에 작용되는 전단력이 수직 철근의 장부 작용, 대각선 보강근 및 마찰저항에 의한 기여분의 산술적인 합 이하가 되도록 규정하고 있다.

### 3.3.3 최대 전단 응력(Maximum Shear Stress)

EC 기준도 NZS와 같이 내력 설계 개념에 따라 소성 힌지부와 그 외 부분에서 최대 전단 응력을 다르게 규정하고 있다.

#### 1) 소성 힌지부

$$V_n \leq 0.2 f_{ck} h d \quad (16)$$

#### 2) 소성 힌지부 이외 영역

$$V_n \leq 0.3 f_{ck} h d \quad (17)$$

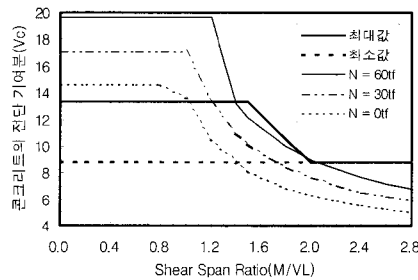
## 4. 설계 강도의 비교

〈그림 5〉 및 〈그림 6〉은 각국의 설계 기준에 준하여 평가된 콘크리트의 전단에 대한 기여분과 전단보강근량에 따른 전단벽의 전단 강도( $V_c + V_s$ )를 각각 비교하여 나타낸 것이다. 콘크리트의 전단에 대한 기여분 산정시 벽체 단면성능 및 재료 강도로서 장방향 단면, 두께 10cm, 길이 300cm, 콘크리트 압축 강도 276kgf/cm<sup>2</sup>, 철근 SD30급, 전단 보강근량에 따른 각국 기준의 전단 강도 비교시 전단벽의 형상비를 1로 가정하여 비교하였다.

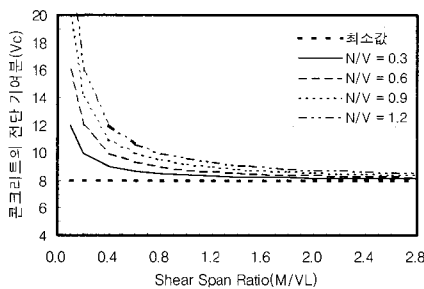
〈그림 5〉는 전단경간비에 따른 각국 기준에서 규정하고 있는 콘크리트의 전단 응력에 대한 기여분을 비교하여 나타낸 것으로 ACI에 따라 산정된 콘크리트의 전단에 대한 기여분은 〈그림 5a〉와 같다. 강도 감소계수는 고려되지 않은 값이다.

식(1)은 지진 하중 하에서 전단벽에 대한 최대 허용 전단력보다 큰 값을 보이고 있으며 축하중이 낮은 경우 일정한 전단경간비에서 식(2)의 계산결과가 최대 및 최소값 사이에 있음을 알 수 있다.

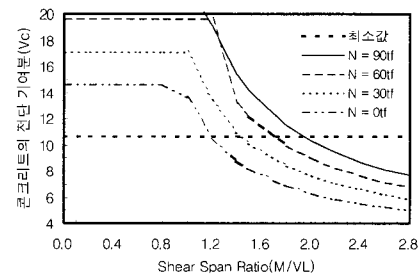
〈그림 5b〉에 NZS에 의해 계산된 콘크리트의 전단에 대한 기여분을 나타내었다. 소성 힌지 이외부분에서는 전단경간비가 낮은 경우 식(1)에 의해 지배되며 전단경간비가 증가됨에 따라 소성 힌지 이외부분에서 허용되는 최대 전단력에 의해 지배되는 것으로 나타났다. 두 값의 사이 범위에서는 식(2)에 의해 지배되는 것으로 나타났다. 〈그림 5c〉는 EC에 의해 소성 힌지 이외부분에서 축력과 전단력( $N_u/V_u$ )의 비에 따른 콘크리트의 전단에 대한 기여분을 나타낸 것이다. ACI, NZS 및 EC에서 전단에 대한 콘크리트의 기여분( $V_c$ )은 동



(a) ACI



(b) NZS

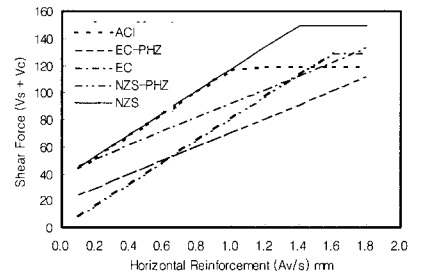


(c) EC

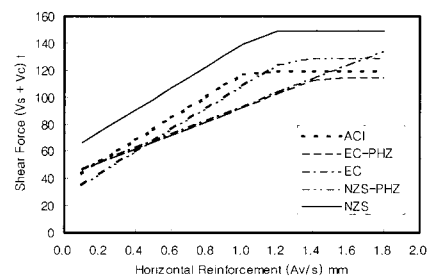
그림 5. 각 기준별 전단에 대한 콘크리트의 기여분 평가 비교

일한 변수에 의존하지 않으므로 모든 기준에 대한 직접적인 비교는 곤란하지만 〈그림 5〉로부터 그 특징은 파악할 수 있다. 가장 현저한 특징은 낮은 전단경간비에서 기준별로 큰 차이를 보이고 있다. 이러한 것은 전단에 대한 콘크리트의 기여분 평가에 대하여 아직까지 불확실한 점이 많다는 것을 반영하는 것이다. 일반적으로 가장 안전측인 기준은 EC이며 NZS는 인장철근이 항복하지 않을 것으로 가정한다면 콘크리트의 기여분에 의해 전단벽의 전단내력이 결정되는 것으로 나타났다. 다른 중요한 특징은 EC 및 NZS에서는 소성 힌지 이외부분에서 콘크리트 기여분을 보다 높게 평가하고 있다는 것이다.

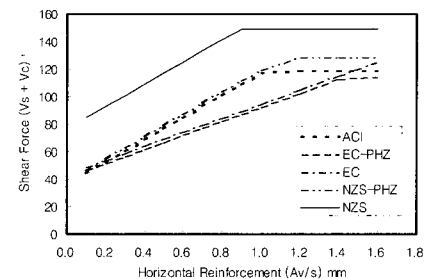
〈그림 6〉은 축력(0, 0.1 $f_{ck}A_g$ , 0.2 $f_{ck}A_g$ ) 및 전단보강근량에 따른 각국 기준에 의해 계산된 전단경간비 1인 전단벽의 전단내력



(a) N = 0



(b) N = 82.8 tf



(c) N = 165.6 tf

그림 6. 각국 기준에 따른 전단벽의 전단저항능력

을 비교하여 나타낸 것으로 <그림 6a>에 나타난 바와 같이 축력이 작용되지 않은 경우 EC의 소성 한지 이외 부분과 ACI 기준이 전단벽의 전단내력을 높게 평가하고 있으며 EC 및 NZS의 소성 한지부에서 전단 강도를 낮게 평가하고 있는 것으로 나타났다. <그림 6b> 및 <그림 6c>에 나타난 바와 같이 축력이 증가됨에 따라 ACI 기준의 전단내력은 축력이 작용되지 않은 경우와는 다르게 EC 및 NZS의 소성 한지부와 유사한 값을 나타냈으며 EC 기준이 모든 경우에서 전단벽의 전단내력을 높게 평가하고 있는 것으로 나타났다.

### 5. 결론

현재까지 철근콘크리트 전단벽의 전단 거동에 대한 연구가 다수 진행되었으나 아직까지 많은 부분이 명확하게 규명되지 않아 각국에서 규정하고 있는 전단벽의 전단 설계 기준은 현저한 차이를 보이고 있다. 이러한 차이는 설계식에 포함된 계수뿐만 아니라 개념상에 있어서도 큰 차이를 보이고 있다. 예를 들면 콘크리트의 전단내력에 대한 기여분 산정시 적용되는 계수와 최대 허용 전단력이 모든 기준에서 다르게 규정하고 있다는 것이다. 각국의 전단벽에 대한 전단 설계 기준은 트러스 개념을 근거로 하고 있고 기준식의 대부분이 실험적으로 도출되었으며 전단 전달 기구를 표현할 수 있는 어떠한 이론에 근거한 것은 아니다.

본고의 전단벽에 대한 전단거동 및 각국의 전단 설계 기준에 대한 검토로부터 철근콘크리트 부재의 전단 강도 평가 결과가 다르게 나타나고 있는 것은 실험결과가 상당히 분산되며 전단 전달 기구에 대한 이해의 부족에 따른 것임을 알 수 있으며 향후 이에 대한 지속적인 연구가 요망된다.

특히, 현행 전단벽에 대한 전단 설계 기준에서 규정하고 있는 설계식의 대부분이 낮은 강도 또는 보통강도 콘크리트를 사용한 부재 실험 결과를 근거로 도출되었으므로 사회적 요구 및 건설기술 발전에 따라 건설재료가 고강도화되고 있는 현시점에서 고강도 재료를 사용한 철근콘크리트 전단벽에 대한 부재 실험 연구도 요구되고 있으며 또한 고강도 재료를 사용한 전단벽의 설계시 현행 기준의 적용 가능성 여부에 대한 검증이 요구되고 있다. □

### 참고문헌

1. ACI Educational Department, "Design of Concrete Buildings for Wind and Earthquake Forces," Seminar Course Manual, 1985, pp. 289~318.
2. T. Paulay, "The Design of Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance," Earthquake Spectra, Vol.2, No.4, 1986.
3. 최창식, 윤현도, 이리형, "횡향복형 철근콘크리트 저형 전단벽의 전단내력과 변형능력에 관한 실험적 연구," 대한건축학회 논문집, 7권 6호, 1991년 12월, pp. 207~215.

4. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete," ACI 318-99, 1999.
5. Standards Association of N.Z., "Code of Practices for the Design of Concrete Structures," Draft for comment, DZ 3101, 1995.
6. EC8, "Eurocode No.8 : Structure in Seismic Regions - Design," Part 1. General and Building, Report EUR 12266 EN, Industrial Processes, Building and Civil Engineering, Commission of the European Communities, May 1988.
7. M., Saatcioglu, "Hysteretic Shear Response of Low-Rise Walls," Preliminary Proceedings Volume of International Workshop on Concrete Shear in Earthquake, University of Huston, Texas, U.S.A., January 13~16, 1991, pp. I 12-1-I 12-10.
8. 윤현도, 이리형, "높은 축응력하에서 고강도 콘크리트 내력벽의 휨 및 전단거동," 대한건축학회논문집, 14권 4호 통권 114호, 1998.4, pp. 299-306.
9. T., Paulay, M. J. M., Priestley, and A. J., Syngue, "Ductility in Earthquake Resisting Squat Shear Walls," ACI Journal, No. 79-26, July-August 1982, pp.257-269.
10. L. D., Lefas, and M. D., Kotsovos, "Strength and Deformation Characteristics of Reinforced Concrete Wall under Load Reversal," ACI Structural Journal, Vol. 87., No.6, November-December 1990, pp. 716-726.

## 누가 내 치즈를 훔쳤을까?

· 저 자 : 브래들리 트레버 그리브  
 · 출판일 : 2001년 05월  
 · 페이지 : 192 면

· 출판사 : 바다출판사  
 · 정 가 : 6,800원  
 · ISBN : 8987180921

### ■ 소개

아마존 비즈니스 부문 베스트셀러 1위 및 Economist, Business Weekly, USA Today 등의 세계 언론에서 새 천년에 꼭 읽어야 할 책으로 선정된 화제의 책. 치즈에 대한 짧은 우화를 통해 현대인들이 지향해야 할 삶의 지침을 제시하고, 변화에 대한 심오한 진리를 생생하게 펼쳐내는 작품이다.

