

## 철근콘크리트 보와 프리스트레스트 콘크리트 보의 전단설계기준에 대한 고찰

김강수<sup>1)</sup>·김상식<sup>2)\*</sup>

<sup>1)</sup> 서울시립대학교 건축공학과 <sup>2)</sup> 인하대학교 건축공학과

(2005년 2월 21일 원고접수, 2005년 7월 30일 심사완료)

### Evaluation of Shear Design Provisions for Reinforced Concrete Beams and Prestressed Concrete Beams

Kang-Su Kim<sup>1)</sup> and Sang-Sik Kim<sup>2)\*</sup>

<sup>1)</sup> Dept. of Architectural Engineering, The University of Seoul, Seoul, 130-743, Korea

<sup>2)</sup> Dept. of Architectural Engineering, Inha University, Incheon, 402-751, Korea

(Received February 21, 2005, Accepted July 30, 2005)

#### ABSTRACT

Shear test data have been extracted from previous experimental research and compiled into a database that may be the largest ever made. In this paper, the shear database (SDB) was used for evaluating shear design provisions for both reinforced concrete (RC) beams and prestressed concrete (PSC) beams. A discussion on the use of the results of this evaluation related to calibration and strength reduction factor for the shear design provisions was also provided. It was observed that the shear design provisions did not provide good predictions for RC members and gave very poor predictions especially for RC members without shear reinforcement. On the other hand, the limit on shear strength contributed by transverse reinforcement was observed to be lower than necessary. The shear design provisions gave very unconservative results for the large RC members ( $d > 700$  mm) without shear reinforcement having light amount of longitudinal reinforcement ( $\rho_w < 1.0\%$ ). However, for PSC members the shear design provisions gave a good estimation of ultimate shear strength with a reasonable margin of safety. Despite of a large difference of accuracy in prediction of shear strength for RC members and PSC members, the shear design provisions used a same shear strength reduction factor for these members. As a result, the shear design provisions did not provide a uniform factor of safety against shear failure for different types of members.

**Keywords :** shear strength, shear design, reinforced concrete beam, prestressed concrete beam, strength reduction factor

#### 1. 서 론

지난 한 세기 동안 철근콘크리트(RC) 부재와 프리스트레스트 콘크리트(PSC) 부재의 전단강도에 대한 많은 연구가 수행되었다. 이러한 많은 노력에 힘입어 현재 콘크리트 부재의 전단거동에 대한 많은 이론들과 실험식들이 존재하지만, 콘크리트 부재의 전단강도에 영향을 미치는 변수들이 다양하고 전단 메커니즘이 매우 복잡하기 때문에 아직 대부분의 주요 설계기준에서 콘크리트 부재의 전단강도는 주로 실험 결과를 바탕으로 만들어진 경험식에 의존하고 있다. 또한, 전단강도에 영향을 미치는 많은 변수들을 모두 포함한 실험이 현실적으로 어렵기 때문에 주요 설계기준들은 주로 제한된 범위 내의 실험 데이터를

바탕으로 만들어져 있다. 여러 나라의 전단설계기준에 많은 영향을 미치는 미국콘크리트학회(ACI)의 RC 부재에 대한 전단설계기준<sup>1)</sup>은 이러한 대표적인 예로서 전단거동에 중요한 구조 변수들에 대한 고려가 적절히 이루어지지 않아 많은 문제점을 포함하고 있으며 이는 많은 연구자들에 의하여 지적되어왔다<sup>2-5)</sup>. 따라서, 연구자들은 광범위한 구조변수들을 포함할 수 있도록 많은 전단실험 결과를 모아 데이터베이스를 구축함으로써 이를 활용하여 앞서 언급된 문제점을 극복하기 위하여 노력하고 있다<sup>6)</sup>.

본 논문에서는 RC 부재뿐 만 아니라 PSC 부재에 대한 기존의 전단실험 결과를 광범위하게 수집하여 구축한 데이터베이스<sup>6)</sup>를 이용하여 ACI 318-02와 국내의 콘크리트 구조설계기준<sup>7)</sup>(이하 기준)에 의하여 산출된 RC 보와 PSC 보의 전단강도를 실험결과에서 얻어진 실제 전단강도와 비교 평가하여 분석하였다. 또한, 이 평가 결과를 이용하여 기준식의 안전율과 강도감소계수에 대하여 고찰하였다.

\* Corresponding author

E-mail : hanjib@inha.ac.kr

©2005 by Korea Concrete Institute

## 2. 전단설계기준

기준에서 콘크리트 부재의 전단강도는 콘크리트 요소의 기여도( $V_c$ )와 전단철근이 있을 경우 전단철근의 기여도( $V_s$ )를 합산하여 구해진다.

RC 부재의 콘크리트 기여분에 의한 전단강도는 축력이 있을 경우 압축과 인장하중에 따라 각각 다른 식을 이용하여 구한다. 축력이 없을 경우는 기준식 (7.3.1)과 (7.3.3)를 이용하여 구할 수 있으며 이는 SI 단위로 다음과 같다.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (1)$$

$$V_c = (\sqrt{f_{ck}} + 120 \frac{\rho_w V_u d}{M_u}) b_w d \quad (2)$$

여기서,  $V_c \leq 0.3 \sqrt{f_{ck}} b_w d$  (MPa) 이어야 하며,  $f_{ck}$ : 콘크리트 압축강도 (MPa),  $b_w$ : 복부 폭 (mm),  $d$ : 유효축 (mm),  $\rho_w = A_s/b_w d$  ( $A_s$ : 휨인장 철근량),  $V_u$ : 계수 전단력 (kN),  $M_u$ : 계수 휨모멘트 (kN·m) 이다. 식 (1)은 전단강도에 영향을 미치는 많은 변수들 중 오직 콘크리트 강도만을 고려하고 있으며, 식 (2)는 콘크리트 강도 외에도 휨인장철근비와 휨모멘트-전단력비의 영향도 고려해준다. 그럼에도 불구하고 식 (2)는 식 (1)에 비하여 크게 향상된 예측 결과를 제공하지 않으면서 더 복잡한 계산과정을 요구하기 때문에 잘 쓰이지 않는 반면 식 (1)은 계산이 간단해서 널리 사용되고 있다. 따라서 본 논문에서는 식 (1)에 의한 전단강도를 자세히 고찰하고 식 (2)에 의한 전단강도는 필요에 따라 간단히 언급될 것이다.

RC 부재에서  $V_c$ 는 본래 전단철근이 없는 부재의 실험을 통하여 부재가 파괴될 때 얻어진 전단강도를 토대로 만들어 졌다. 그러나 부재의 아치 작용이 적은, 즉, 전단경간비( $a/d$  ratio)가 2.5 이상인 전단철근이 없는 부재에서는 전단균열 후 곧바로 부재의 파괴로 이어지거나 그렇지 않더라도 부재가 파괴될 때까지 최대 강도가 균열강도를 넘지 못하는 경우가 거의 대부분이며, 파괴하중이 균열하중보다 높은 경우에도 그 차이가 크게 다르지 않기 때문에 이러한 부재들에 대하여 전단강도는 결국 균열강도를 의미하게 된다. 또한, 일반적으로 전단균열강도는 전단철근의 유무에 거의 영향을 받지 않는다. 따라서 전단철근이 있는 부재에서 콘크리트에 의한 공칭전단강도를 나타내는  $V_c$ 는 엄밀히 말하자면 부재의 균열강도를 나타낸다. 그러므로 기준에서  $V_c$ 는 부재가 파괴될 때의 콘크리트 기여분이 콘크리트의 균열강도와 같다는 가정을 전제로 한 것임을 숙지할 필요가 있다. 전단철근의 기여도인  $V_s$ 는 트러스 모델에서 경사진 압축대의 각도를 45도로 가정함으로써 구하여진다.

기준에서 PSC 부재의  $V_c$ 는 기준식 (7.3.7)에 의하여 계산하거나 식(7.3.8)과 (7.3.10)중 작은 값에 의하여 산출될

수 있다. 그러나 기준식 (7.3.7)은 전단강도에 대한 콘크리트 강도와 유효 프리스트레스 힘에 대한 영향을 잘 반영하지 못해 기준식(7.3.8)과 (7.3.10)에 비해 잘 사용되지 않으므로 본 논문에서는 다루지 않는다. 기준식 (7.3.8)와 (7.3.10)은 SI 단위로 식 (3)과 (4)로 나타낼 수 있다.

$$V_{cw} = 0.3(\sqrt{f_{ck}} + f_{pc})b_w d + V_p \quad (3)$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_{ck}}}{20} b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}} \quad (4)$$

여기서,  $V_{ci} \geq (1/7) \sqrt{f_{ck}} b_w d$  (MPa)이고,  $f_{pc}$ : 단면 중심에서의 압축응력,  $V_p$ : 유효 프리스트레스 힘(effective prestressing force)의 수직 성분,  $V_d$ : 고정하중(dead load)에 의한 전단력,  $M_{max}$ : 작용하중(externally applied load)에 의한 최대 계수휨모멘트,  $V_i$ :  $M_{max}$ 과 동시에 일어나는 계수전단력,  $M_{cr}$ : 휨균열모멘트를 나타낸다.

식 (3)은 복부 도심에 전단균열이 발생할 때의 전단응력을 모어의 응력원(Mohr's Circle)을 이용하여 유도한 후 이를 간단화 시킨 것이며<sup>8,9)</sup>, 콘크리트의 인장강도와 유효 프리스트레스 힘(effective prestressing force)에 의하여 복부에 생기는 압축응력의 영향을 고려해준다. 식 (4)는 부재의 휨-전단 균열이 발생할 때의 전단력을 나타낸 것이며, 이는 휨균열이 발생할 때의 전단력과 그 후에 이 휨균열이 휨-전단 균열로 변화하는데 소요되는 전단력 및 자중에 의하여 생기는 전단력을 합산한 것이다<sup>8-10)</sup>. 휨-전단균열강도는 휨모멘트의 영향을 고려하고 있으며 주로 휨모멘트가 상대적으로 높은 위치의 단면에서 전단강도를 결정하게 된다. 식 (3)과 (4)가 모두 균열강도를 토대로 하고 있으므로 PSC 부재에 대한  $V_c$ 도 RC 부재와 마찬가지로 부재가 파괴될 때의 콘크리트 기여분이 콘크리트의 균열강도와 같다는 가정을 전제로 한 것임을 알 수 있다.

## 3. 설계기준의 전단강도에 대한 평가 및 분석

### 3.1 데이터베이스

전단실험 결과를 모아 구축한 데이터베이스는 본래 약 2200 여개의 데이터로 구성되어 있으나, 지점으로 전단력이 직접 전달되는 아치작용(arch action)에 의하여 일반적으로 높은 전단강도를 가지고 있는 전단경간비( $a/d$ )가 2.4 이하인 부재와 휨파괴된 실험 결과를 제외하여, 본 논문에서는 총 1363개의 전단실험 결과를 이용하였다. 이중 RC 부재는 878 개이고 PSC 부재는 485개이다.

RC 부재의 대부분(93%)은 장방형 단면을 가지고 있고, 나머지는 T-형과 I-형 이었다. 거의 대부분의 시험체가 단순지지조건 하에서 한개 또는 두개의 집중하중으로 가력되었으며, 연속보나 등분포하중의 경우는 매우 드물었다.

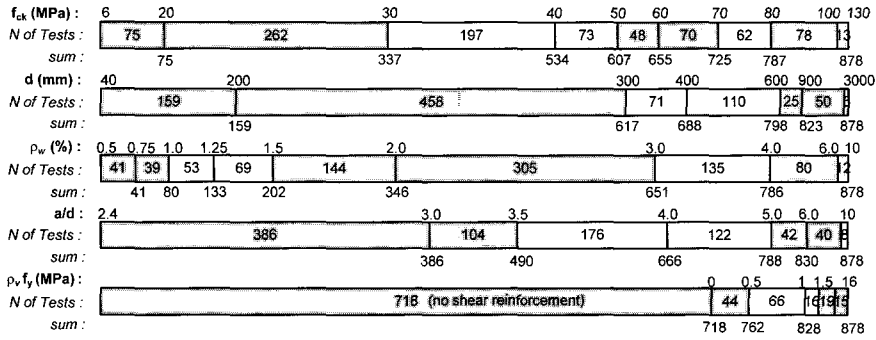


Fig. 1 Distribution of parameters in shear database for 878 reinforced concrete members

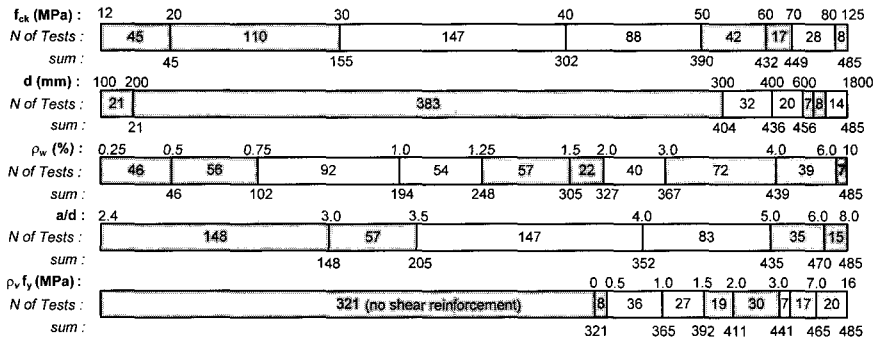


Fig. 2 Distribution of parameters in shear database for 485 prestressed concrete members

Fig. 1은 878개의 RC 부재에 대한 주요 변수들의 분포를 막대그래프를 이용하여 나타내었다. 각 막대그래프의 좌측에는 변수, 상단에는 변수의 범위, 중앙에는 변수의 각 구간별 부재의 개수와 하단에는 시험체의 누적 개수를 나타내었다. 223개의 시험체가 60 MPa 이상의 콘크리트 강도를 가지고 있으며, 190개의 시험체가 400mm이상의 유효층을 가지고 있음을 알 수 있다. 또한 상당수의 시험체가 비교적 많은 휨인장 철근량을 가지고 있고, 약 절반가량의 시험체가 전단경간비(a/d ratio) 3.5 이상을 가지고 있으며, 대단히 많은 시험체가 전단철근이 없는 것을 알 수 있다.

PSC 부재는 약 68%가 I-형, 약 25%가 장방형, 약 7%가 T-형으로서, I-형 부재가 상대적으로 많았다. PSC 부재도 대부분이 단순지지조건 하에서 집중하중으로 가력되었으며, 연속보나 등분포하중의 경우는 역시 많지 않았다. Fig. 2 에서 보여지는 바와 같이, 485개의 PSC 부재중에서 432개가 콘크리트 압축강도 60 MPa 이하였고, 164개의 시험체가 전단철근을 가지고 있음을 알 수 있다.

### 3.2 평가 및 분석

본 논문에서는 앞서 언급된 기준식들에 의한 전단강도의 정확도를 평가하기 위하여 전단강도를 산출할 때 강도 감소계수와 하중계수는 적용하지 않았다. 또한, 고강도 콘크리트 부재에 대하여 현 기준의 적용이 적합한지를 알아보기 위하여 전단철근이 없거나 기준에 정해진 최소 철근

량 이하인 경우에도 콘크리트의 압축강도에 대한 제한은 고려하지 않았다.

#### 3.2.1 철근콘크리트 부재의 전단강도

식 (1)에 의하여 산출된 전단강도를 실험 결과와 비교하여 실험값/기준값 ( $V_{test}/V_n$ )을 구하였으며 이에 대한 통계적 수치들을 Table 1에 나타내었다. 표의 좌측 상단에는 전체 부재의 개수(N), 실험값/기준값 ( $V_{test}/V_n$ )의 평균(m), 표준편차(s), 변동계수(v)와 최소값(min.) 및 최대값(max.)을 포함한 분위수(fractile value)들을 보여준다. 표의 다음 부분에는 각 주요변수들을 Fig. 3에서 표시된 구간별(A~E)로 나누어 통계치들을 제공한다.

Table 1에서 볼 수 있듯이 RC 부재에 대해서 실험값/기준값 ( $V_{test}/V_n$ )의 평균은 1.51이었고 표준편차는 0.61이었으며 변동계수는 0.40을 나타내었다.  $V_{test}/V_n$  값의 평균은 높은 편이지만 비교적 큰 변동계수에서 나타나듯이 큰 산포도를 나타내고 있어 경우에 따라 안전하지 않은 전단강도를 제공할 수 있다는 것을 말해 준다. 이는 분위수로서 좀 더 구체적으로 파악될 수 있는데 5%-분위수는 0.51이고 95%-분위수는 2.51이었다. 이 분위수들의 의미는  $V_{test}/V_n$  값의 하위 5%가 0.51 이하일 수 있고 상위 5%가 2.51 이상일 수 있다는 것을 뜻한다. 따라서 전단설계기준을 적용할 경우 RC 부재의 전단강도를 실제보다 상당히 낮거나 높게 평가할 수 있다는 것을 알

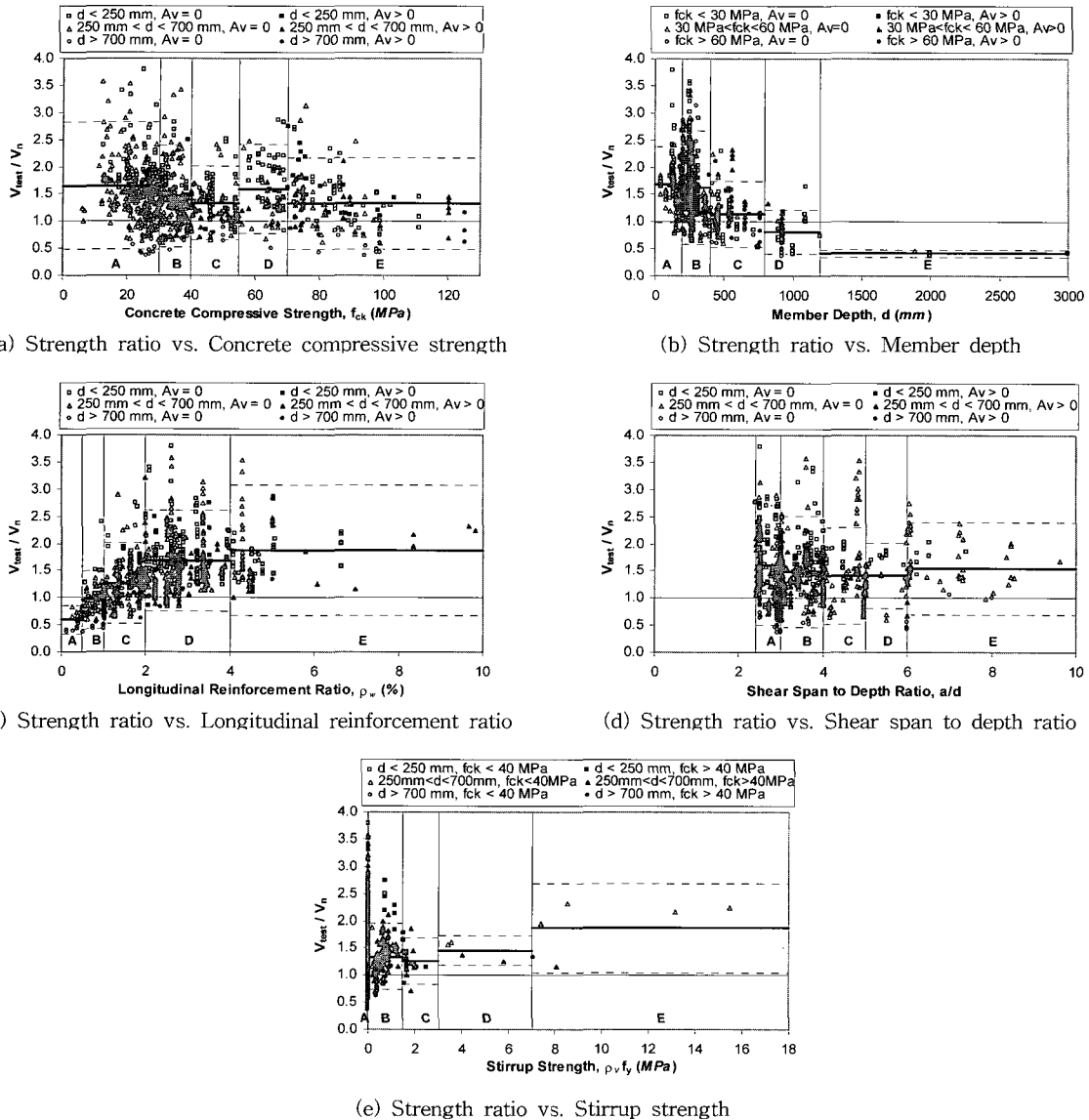


Fig. 3 Evaluation of shear design provisions on shear strengths of 878 RC members

Table 1 Statistical values for each range

For all RC members			Parameter		$f_{ck}$					
Statistical values	Fractile values		Range	A	B	C	D	E		
N	878	max.	4.40	N	337	197	109	82	153	
m	1.51	99%	2.92	m	1.65	1.46	1.33	1.59	1.33	
s	0.61	95%	2.51	s	0.71	0.57	0.41	0.50	0.51	
v	0.40	5%	0.51	v	0.43	0.39	0.31	0.32	0.38	
5%	0.51	1%	0.09	5%	0.49	0.53	0.65	0.77	0.49	
95%	2.51	min.	0.36	95%	2.81	2.39	2.01	2.42	2.16	
Parameter	d					$\rho_v f_y$				
Range	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
N	159	529	130	55	5	18	60	267	441	92
m	1.68	1.63	1.14	0.81	0.42	0.59	0.96	1.26	1.69	1.87
s	0.42	0.64	0.37	0.25	0.04	0.15	0.32	0.45	0.56	0.73
v	0.25	0.39	0.33	0.31	0.09	0.26	0.34	0.36	0.33	0.39
5%	0.98	0.58	0.53	0.40	0.36	0.34	0.43	0.52	0.76	0.68
95%	2.37	2.67	1.75	1.23	0.48	0.85	1.49	2.01	2.62	3.07
Parameter	a/d					$\rho_v f_y$				
Range	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
N	254	363	158	36	67	718	126	24	4	6
m	1.61	1.48	1.41	1.41	1.51	1.54	1.34	1.26	1.45	1.86
s	0.67	0.62	0.54	0.36	0.52	0.64	0.37	0.26	0.16	0.50
v	0.42	0.42	0.38	0.26	0.33	0.42	0.28	0.21	0.11	0.27
5%	0.51	0.46	0.53	0.81	0.69	0.48	0.72	0.83	1.18	1.05
95%	2.71	2.51	2.29	2.01	2.39	2.60	1.95	1.68	1.72	2.68

수 있다. 기준에 의하여 산출된 RC 보의 전단강도의 정확도를 자세히 살펴보기 위하여 Fig. 3에서는  $V_{test}/V_n$  값의 분포를 주요 변수들에 대해서 나타내었다. 각각의 주요 변수들에 대한 그래프의 상단에서 보여 지는 바와 같이 다른 변수의 영향을 함께 고찰할 수 있도록 다른 한 개의 변수를 3개의 범위로 구분하여 나타내었으며, 데이터의 표식(marker)을 이용하여 전단철근이 있는 경우와 없는 경우( $Av > 0$ 인 경우와  $Av = 0$ )를 구분하여 볼 수 있도록 하였다.

전단강도는 콘크리트의 강도가 증가할수록 커지며, 콘크리트의 전단균열과 밀접한 연관이 있기 때문에 일반적으로 콘크리트의 압축강도 보다 콘크리트의 인장강도가 주된 영향을 미치는 것으로 이해되고 있다. 따라서 주요 설계기준들에서 전단강도는  $f_{ck}^{0.25} \sim f_{ck}^{0.5}$ 에 비례하며 ACI와 국내기준에서는 식 (1)~(4)에서 보이는 것처럼  $f_{ck}^{0.5}$ 에 비

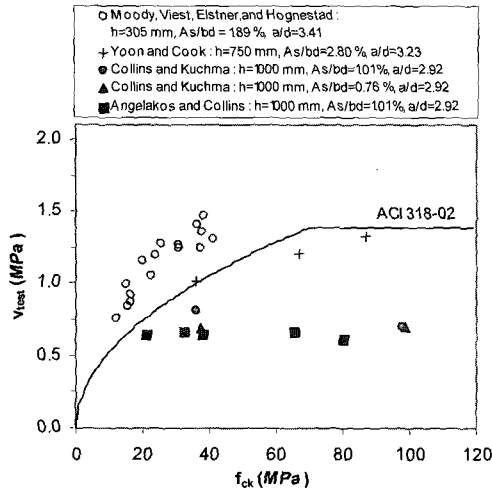


Fig. 4 Influence of concrete compressive strength and other parameters on shear strength<sup>9)</sup>

레한다. Fig. 3(a)에서는 콘크리트의 압축강도( $f_{ck}$ )가 증가할수록  $V_{test}/V_n$  값이 약간 낮아지는 경향을 볼 수 있다. 고강도 콘크리트 부재에서는 균열이 골재를 통과하기 때문에 전단균열면의 거칠기가 매우 낮아서 전단균열 면에서의 전단력 전달의 저하로 이어진다.

그러나, Fig. 3(a)에서 보여 지는  $f_{ck}$ 의 증가에 따른  $V_{test}/V_n$  값의 감소는 콘크리트 강도에 의한 직접적인 이유보다는 다른 변수들의 영향(부재의 유효층, 휨인장 철근량, 전단철근의 유무 등)이 큰 것으로 판단된다. 이는 Fig. 3(a)에서 콘크리트의 압축강도가 높은 부재중에서  $V_{test}/V_n$  값이 낮은 부재들은 비교적 유효층이 크고 전단철근이 없다는 것으로 보아 알 수 있으며, Fig. 3(b)~(e)에서 다른 변수들의 영향을 고찰하면서도 확인할 수 있다. 또한, Fig. 4<sup>11)</sup>에서 보여지는 바와 같이 Moody<sup>12)</sup> 및 Yoon<sup>13)</sup> 등의 실험 결과에서는 콘크리트 강도가 커질수록 부재의 전단강도가 증가하였지만, Collins, Kuchma<sup>14)</sup> 및 Angelakos<sup>15)</sup> 등에 의한 실험에서는 부재의 전단강도가 콘크리트의 강도보다 다른 변수들에 의해 더욱 큰 영향을 받을 수 있다는 것을 분명하게 보여준다.

전단철근이 없는 콘크리트 보의 전단강도는 보의 층이 증가할수록 감소하며, 이는 일반적으로 “크기효과”(size effect)라고 불리어진다. 크기효과에 대하여는 Kani<sup>16)</sup>, Bazant<sup>17,18)</sup>, Shiroya<sup>19)</sup> 등에 의하여 많은 연구가 이루어졌다. 1956년에 미국 공군격납고에서 보의 전단파괴가 일어난 후 이에 대한 원인 규명을 위하여 당시 포틀랜드시멘트(Portland Cement Association, PCA<sup>20)</sup>)에서는 1/3스케일로 제작된 시험체를 이용한 실험 결과를 토대로 상대적으로 강성이 큰 기둥에 의하여 보의 건조수축(shrinkage)변형이 억제됨으로써 발생한 축방향 인장응력이 보의 전단강도를 감소시켜 일어난 것으로 결론지었으나 축소된 시험체에서는 크기효과에 의한 영향을 전혀 관찰할 수 없는 점을 감안하면 이 보의 전단파괴역시 “크기효과”에 의하

여 전단강도가 감소되었다는 해석<sup>21)</sup>이 더 설득력이 있는 것으로 사료된다. 이처럼 콘크리트 보의 전단강도에 큰 영향을 끼치는 크기효과가 기준에서는 고려되지 않기 때문에 Fig. 3(b)에서 잘 나타나고 있는 바와 같이 보의 층이 증가할수록  $V_{test}/V_n$  값이 감소하는 것을 볼 수 있다. 또한, 전단철근이 없는 보에서 크기효과가 현저히 나타나는 것을 볼 수 있으며, 특히 E구간( $d > 1200$  mm)에서  $V_{test}/V_n$  값들의 평균이 단지 0.42를 보여 실험 결과가 기준에 의한 전단강도의 절반에도 미치지 못하여 기준은 이러한 부재들에 대해 매우 위험한 전단강도를 제공한다는 것을 알 수 있다. 일본의 JSCE 기준<sup>22)</sup>에서는 전단철근이 있는 경우에도 크기효과가 존재하는 것으로 고려되고 있으나, 미국의 AASHTO LRFD<sup>23)</sup> 기준에서는 전단철근이 있는 보의 경우에는 크기효과에 의한 전단강도의 감소도 접근 방법에 따라  $d^{1/4} \sim d^{1/2}$ 에 비례하는 것으로 보고되고 있어 연구자들 사이에 아직 많은 견해차가 있다.

Fig. 3(c)에서는 휨인장철근비의 영향을 볼 수 있다. 휨인장철근비가 증가할수록  $V_{test}/V_n$  값이 커지고 있으며, 반면에 휨인장철근비가 낮을수록  $V_{test}/V_n$  값이 낮아지면서 기준값은 실험값에 비해 매우 안전하지 못한 전단강도를 제공한다. 휨인장철근비의 전단강도에 대한 영향은 철근을 둘러싼 콘크리트의 장부작용과 더불어 균열폭과 밀접한 관련이 있다. 일정한 하중 하에서 철근비가 감소할수록 휨응력과 변형률은 커지게 되며, 이에 따라 균열폭도 커지게 되어 균열면에서의 전단 전달의 감소로 전단강도가 감소하게 된다. 또한, 휨인장철근비가 낮아짐에 따라 장부작용에 의한 기여도도 감소하게 되어 전단강도가 낮아지게 된다. 그러나 길이 방향 철근이 보의 단면에 넓게 분포되게 배근되었을 때는 균열의 간격이 작아지면서 전단강도가 상당히 향상된다는 보고도 있다<sup>4)</sup>. Fig. 3(c)에서는 기준에 의한 전단강도가 특히 휨인장철근비가 낮고( $\rho_w < 1.0\%$ ) 층이 높은 ( $d > 700$  mm) 보에 대하여 매우 위험한 전단강도를 제공할 수 보여준다.

전단경간비가 낮을수록 콘크리트 보의 전단강도는 일반적으로 높아지게 된다. 특히 전단경간비가 약 2.5 이하인 경우에 전단력이 지지점으로 직접 전달되는 아치작용(arch action)에 의하여 보의 전단강도는 현저하게 높아지게 된다. 따라서 이렇게 전단경간비가 낮은 부재의 경우에는 스트럿-타이 방법(strut-and-tie method)에 의하여 설계하는 것이 타당하며, 본 논문에서는 식 (1)~(4)에 보여 지는 기준식을 검토하는 것을 목적으로 하고 있기 때문에 전단경간비가 2.4 이상인 경우에 대하여만 다루고 있다. Fig. 3(d)는 이러한 전단경간비의 영향을 보여주고 있으며, 전단경간비가 작을수록 대체적으로  $V_{test}/V_n$  값들이 커지고 있다. 그러나 반대로 전단경간비가 작음에도 불구하고  $V_{test}/V_n$  값들이 낮은 경우도 상당수 있는 것을 알 수 있는데 이는 다른 변수들의 영향이 복합적으로

작용된 것으로 판단된다.

Fig. 3(e)에서는  $V_{test}/V_n$ 을 전단철근의 강도( $\rho_v f_y$ )에 대하여 나타내었다. 구간 A~D에서는  $V_{test}/V_n$ 의 평균값이 1.26~1.54 이지만 구간 E에서는 1.86을 보여 안전율이 매우 높은 경향을 보인다. 기준에서는  $2/3\sqrt{f_{ck}b_wd}$  (MPa)를 전단철근이 부담할 수 있는 최대 전단강도로 규정하고 있어 부재의 전단강도는  $5/6\sqrt{f_{ck}b_wd}$ (MPa)를 초과하지 못하는데, 전단철근을 많이 포함한 구간 E ( $\rho_v f_y > 7\%$ )에 있는 대부분의 부재는 이러한 최대 전단강도 제한에 의하여 전단강도가 결정되었다. 따라서 구간 E에서의 높은  $V_{test}/V_n$ 의 평균값은 다시 말하면 기준의 최대 전단강도 제한이 그만큼 낮다는 것을 의미한다. 다른 한편으로는, Fig. 3(e)에서 전단철근이 없는 부재의 경우 (구간 A)에  $V_{test}/V_n$ 의 값들이 특히 큰 산포도를 보이고 있어 이들 부재에 대한 기준의 전단강도가 매우 부정확하다는 것을 알 수 있다.

Fig. 3(b)~(e)에서 관찰된 것처럼 보의 흠이 크고 휨인장철근비가 낮으며 전단철근이 없는 보에 대하여 기준은 가장 안전하지 못한 전단강도를 제공하였다.

앞서 언급되었듯이 기준식 (7.3.3)에 대하여 간략하게 살펴보기 위하여 Table 2와 Fig. 5에서는 실험 결과와 식 (2)에 의하여 산출된 전단강도를 비교한 실험값/기준값 ( $V_{test}/V_n$ )을 요약하여 나타내었다. Table 2에 보이는 각 변수별 구간의 범위는 Fig. 3에 나타난 구간들과 동일하다. 식 (2)에 의하여 산출된  $V_{test}/V_n$ 값의 평균은 1.34로서 식 (1)에 의한 평균값 1.51보다 약 13% 정도 낮다. 이것은 식 (2)에 휨인장철근비와 휨모멘트-전단력비가 포함되어 그 영향이 다소 고려되었기 때문이다. 그러나 식 (2)에 의하여 산출된  $V_{test}/V_n$ 값의 변동계수는( $v$ )가 0.36으로서 식 (1)의 0.40과 거의 다르지 않고 Fig. 3(c)와 Fig. 5에서 보여 지는 바와 같이 식 (1)에 의하여 지나치게 안전율이 높았던 휨인장철근비가 높은 부재들에 대해서 식 (2)에서  $V_{test}/V_n$ 의 평균값이 약간 낮아졌을 뿐, 휨인장철근비가 낮은 부재들에 대해서는 식 (2)에서도 식 (1)에서와 마찬가지로 매우 안전하지 못한 전단강도를 제공할 수 있다.

### 3.2.2 프리스트레스트 콘크리트 부재의 전단강도

Fig. 6은 485개의 PSC 부재에 대한 기준의 전단강도를 평가한 것으로서 역시 다섯 개의 주요 변수들에 대하여 알아보았다. Table 3에서 보여지는 바와 같이 실험값/기준값 ( $V_{test}/V_n$ )의 평균이 1.33, 변동계수 0.24로서 기준에 의한 전단강도가 실험 결과에 비해 전반적으로 상당히 정확하면서도 적절한 안전율을 제공하였다.

Fig. 6(a)에서 보이는 바와 같이 모든 콘크리트 강도의 범위에서 매우 일정한 평균값을 가지며 적절한 안전율을

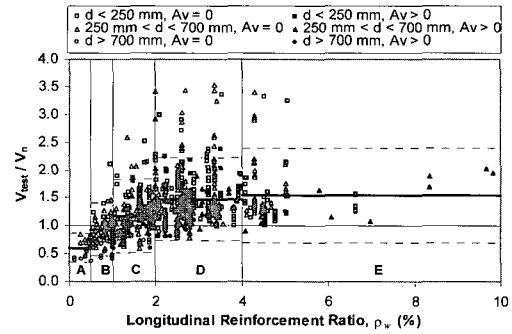


Fig. 5 Shear strength ratios calculated by Eq. (2) versus longitudinal reinforcement ratio for 878 RC members

가지고 있다. 약간의 부재들에 대해서는 매우 안전율이 높은 예측 결과를 나타내고 있는데 이러한 부재들은 주로 크기가 작고 전단철근이 없는 시험체들인 것을 알 수 있다.

Fig. 6(b)에서는 다양한 부재의 크기들에 대해 기준이 비교적 일정한  $V_{test}/V_n$ 의 평균값을 제공함을 볼 수 있다. 구간 D나 E에 속한 시험체들은 거의 대부분 전단철근을 가지고 있는 부재들인데 기준에서는 “크기효과”를 고려하지 않음에도 불구하고  $V_{test}/V_n$ 의 값이 낮아지지 않은 것은 특히 주목할 만하며 이는 전단철근을 가지고 있는 부재들의 크기효과가 전단철근이 없는 부재들에 비해 매우 미미함을 보여주는 것으로 해석될 수 있을 것이다.

Fig. 6(c)에서는 휨인장철근비가 증가할수록  $V_{test}/V_n$ 이 커지고 있고 구간 E에서의 평균값이 1.48로서 비교적 높은 안전율을 제공하지만 RC 부재에서 만큼 현저한 경향을 나타내지는 않았다. 이러한 이유는 거의 대부분의 부재들의 전단강도는 식 (3)에 의하여 결정되었는데, 이 식에서 프리스트레스 힘(prestressing force)에 의한 압축력의 영향이 고려되기 때문이다. PSC 부재에 작용하는 압

Table 2 Statistical values for each range (by Eq. 2)

For all RC members				Parameter		f <sub>ck</sub>				
Statistical values	Fractile values	Range		A	B	C	D	E		
N	878	max.	3.53	N	337	197	109	82	153	
m	1.34	99%	2.45	m	1.44	1.31	1.22	1.38	1.22	
s	0.48	95%	2.12	s	0.55	0.46	0.33	0.36	0.42	
v	0.36	5%	0.56	v	0.38	0.35	0.27	0.26	0.34	
5%	0.56	1%	0.23	5%	0.54	0.56	0.67	0.78	0.53	
95%	2.12	min.	0.37	95%	2.34	2.06	1.76	1.98	1.91	
Parameter	d					ρ <sub>w</sub>				
Range	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
N	159	529	130	55	5	18	60	267	441	92
m	1.50	1.43	1.06	0.77	0.43	0.61	0.94	1.18	1.48	1.55
s	0.32	0.49	0.31	0.20	0.03	0.16	0.28	0.39	0.45	0.52
v	0.22	0.34	0.29	0.26	0.08	0.26	0.30	0.33	0.30	0.34
5%	0.96	0.62	0.55	0.44	0.37	0.35	0.47	0.53	0.74	0.69
95%	2.03	2.23	1.57	1.10	0.48	0.86	1.40	1.83	2.21	2.40
Parameter	a/d					ρ <sub>wf<sub>y</sub></sub>				
Range	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
N	254	363	158	36	67	718	126	24	4	6
m	1.37	1.32	1.30	1.34	1.44	1.36	1.24	1.15	1.34	1.65
s	0.50	0.48	0.45	0.32	0.45	0.50	0.32	0.22	0.15	0.39
v	0.37	0.37	0.35	0.24	0.31	0.37	0.26	0.19	0.11	0.24
5%	0.54	0.53	0.56	0.80	0.70	0.54	0.71	0.78	1.09	1.00
95%	2.20	2.11	2.03	1.87	2.18	2.19	1.76	1.51	1.59	2.30

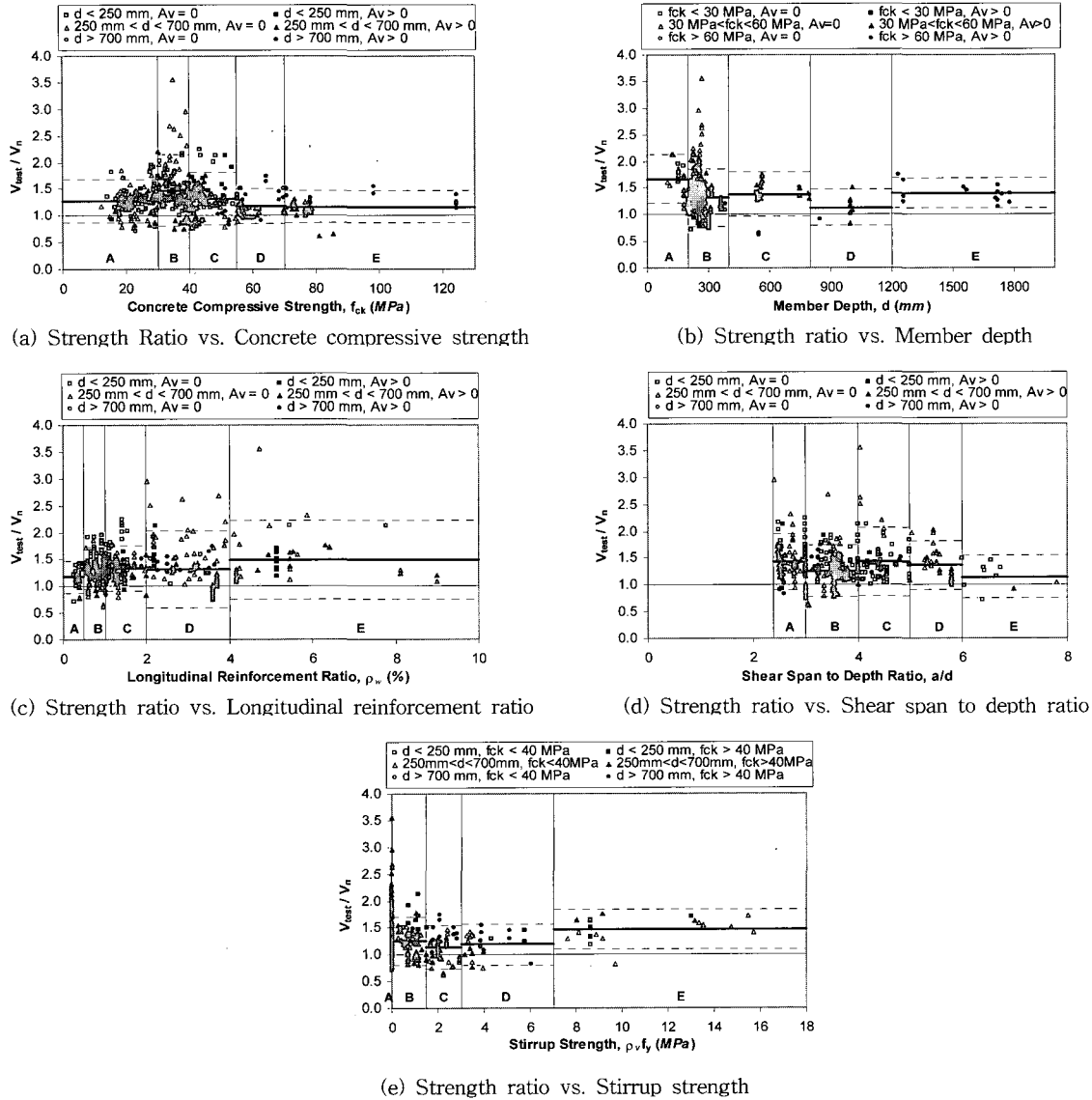


Fig. 6 Evaluation of shear design provisions on shear strengths of 485 PSC members

Table 3 Statistical values for each range

For all PSC members			Parameter		$f_{ck}$							
Statistical values	Fractile values	Range	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
N	485	max.	3.56	N	155	147	107	40	36			
m	1.33	99%	2.08	m	1.28	1.48	1.32	1.18	1.17			
s	0.32	95%	1.86	s	0.24	0.40	0.30	0.20	0.19			
v	0.24	5%	0.80	v	0.19	0.27	0.23	0.17	0.16			
5%	0.80	1%	0.57	5%	0.87	0.81	0.83	0.84	0.86			
95%	1.86	min.	0.63	95%	1.68	2.14	1.81	1.51	1.48			
Parameter	d					$\rho_w$						
Range	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E		
N	21	415	26	9	14	46	148	133	112	46		
m	1.67	1.31	1.38	1.12	1.40	1.17	1.33	1.34	1.32	1.48		
s	0.28	0.33	0.26	0.21	0.17	0.19	0.23	0.26	0.44	0.45		
v	0.17	0.25	0.19	0.18	0.12	0.16	0.18	0.19	0.33	0.30		
5%	1.21	0.78	0.96	0.78	1.12	0.86	0.95	0.92	0.60	0.75		
95%	2.13	1.85	1.80	1.46	1.68	1.48	1.72	1.76	2.04	2.22		
Parameter	a/d					$\rho_w f_y$						
Range	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E		
N	94	245	89	41	16	321	71	49	24	20		
m	1.43	1.26	1.43	1.37	1.15	1.38	1.26	1.14	1.19	1.46		
s	0.32	0.29	0.39	0.28	0.24	0.34	0.27	0.25	0.23	0.22		
v	0.22	0.23	0.27	0.20	0.21	0.25	0.21	0.22	0.19	0.15		
5%	0.92	0.78	0.79	0.91	0.76	0.82	0.82	0.73	0.82	1.10		
95%	1.95	1.74	2.06	1.83	1.54	1.93	1.70	1.55	1.57	1.83		

축력은 강선량에 비례하므로 압축응력을 고려함으로써 전단강도에 대한 휨인장철근량의 영향을 간접적으로 반영할 수 있는 것으로 판단된다. Fig. 6(d)에 보이는 바와 같이 전단경간비(a/d)가 낮을수록  $V_{test}/V_n$  값들이 다소 안전율이 높아지는 경향이 있지만 구간 A~D에서의 평균값이 1.26~1.43으로 큰 차이는 없으며 구간 E에서의 평균값이 1.15로서 다른 구간에 비해 다소 낮았다.

Fig. 6(e)에서는 전단철근을 가진 부재들에 비해 전단철근이 없는 부재들에 대한 기준의 예측치가 다소 더 큰 산포도를 나타내고 있으며, 특히 E구간에서는  $V_{test}/V_n$ 의 평균값이 다른 구간보다 더 높은 것을 알 수 있다. RC 부재의 경우에서 언급되었듯이 PSC 부재에 대해서도 기준의 전단철근에 의한 최대 전단강도의 제한이 다소 낮은 측에 속하는 것으로 보여진다.

#### 4. 기준의 강도감소계수와 안전율에 대한 분석

전단설계기준에 대한 평가를 통해서 얻어진 통계적 분석치들은 기준식을 보정하는데 사용될 수 있으며, 일정한 안전율을 확보하기 위하여 강도감소계수가 적절한지 분석하는데도 쓰여질 수 있다. 구조설계기준에서는 적절한 안전율을 확보하기 위하여 많은 종류의 하중계수와 강도감소계수 혹은 재료나 구조에 따른 안전계수들을 적용하고, 필요에 따라서는 실험에 의한 검증을 통하여 기준식을 보정하기도 한다. 본 논문에서는 어떤 방법으로 실험데이터를 이용하여 기준식을 보정할 수 있는지를 살펴보고 현재 기준의 강도감소계수가 적합한지에 대하여 논의하고자 한다. 이에 대한 심도 있는 논의를 위해서는 앞서 이미 언급된 바 있는 분위수(fractile value)와 분위수 레벨(fractile level,  $F$ )에 대한 깊은 이해를 필요로 한다. 분위수 레벨은 특정 설계기준에 의하여 설계된 부재가 그 설계하중 하에서 파괴될 수 있는 확률을 뜻한다. 이 분위수 레벨( $F$ )은 데이터가 표준정규분포를 따른다고 가정할 때, 다음과 같이 구할 수 있다.

$$F = \Phi\left(\frac{x_o - m}{s}\right) \quad (5)$$

여기서  $\Phi$ 는 표준정규분포 함수(normal distribution function)이며,  $m$ 은 평균(mean),  $s$ 는 표준편차(standard deviation) 이고,  $x_o$ 는 고려중인 변수, 즉, 여기서는  $V_{test}/V_n$ 을 뜻한다. 따라서 특정 목표 평균은 역으로 다음과 같이 구할 수 있다.

$$m = \frac{1}{\Phi^{-1}(F) \cdot v + 1} \quad (6)$$

여기서  $v$ 는 변동계수이며  $s/m$ 과 같다.

구조설계기준에서 고려되어야 하는 적합한 분위수 레벨은 연구자들에 따라 많은 논쟁을 불러일으키며, 이는 작게는 5%에서 크게는 30%까지 큰 견해차를 보인다. 실험값/기준값의 변동계수가 커서 안전하지 못한 강도를 가지는 부재들이 많게 되면 그 설계기준은 적합한 안전율을 확보하기 위하여 평균값을 올려서 기준을 보정하여야 하는데 그렇지 않으면 안전율을 확보하기 위하여 적용된 많은 계수들의 본래 의미를 잃어버릴 수 있다.

본 연구에서 사용된 RC 부재와 PSC 부재의 전단강도에 대한 기준의 평가결과를 바탕으로 식 (5)와 (6)에 의하여 얻어진 분위수 레벨과  $V_{test}/V_n$  값의 평균들을 Table 4에 나타내었다. 식 (1)과 (2)는 RC 부재에 대해 각각 20%와 24%의 분위수 레벨을, 식 (3)과 (4)에 나타낸 PSC 부재에 대한 기준식은 약 15%의 분위수 레벨을 가진 것으로 나타났다. 이는 강도감소계수를 적용하지 않고 기준식을 이용하여 전단설계를 할 때 RC 부재의 경우 20%~

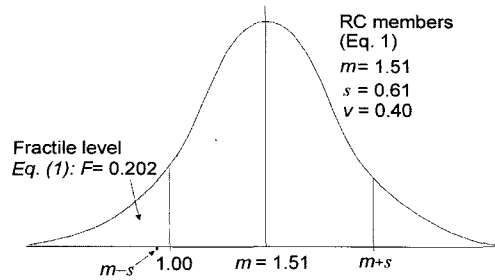


Fig. 7 Fractile level for RC members based on Eq. 1 (normal distribution of data assumed)

Table 4 Relationship between fractile level and required mean

RC members (Eq.1)			RC members (Eq.2)			PC members		
$F$	$\Phi^{-1}(F)$	$m$	$F$	$\Phi^{-1}(F)$	$m$	$F$	$\Phi^{-1}(F)$	$m$
0.050	-1.639	2.96	0.050	-1.644	2.40	0.050	1.634	1.66
0.100	1.277	2.06	0.100	-1.281	1.83	0.100	1.264	1.45
0.150	1.031	1.71	0.150	-1.036	1.58	0.150	1.036	1.34
0.155	1.014	1.69	0.155	-1.015	1.56	0.155	1.017	1.33
0.200	0.838	1.51	0.200	-0.841	1.43	0.200	0.841	1.26
0.202	0.833	1.51	0.202	-0.834	1.42	0.202	0.832	1.25
0.238	-0.713	1.40	0.238	-0.713	1.34	0.238	-0.713	1.21
0.250	-0.669	1.37	0.250	-0.674	1.31	0.250	0.678	1.20
0.300	-0.521	1.27	0.300	-0.524	1.23	0.300	-0.523	1.15

24% (Fig. 7 참조), PSC 부재의 경우 15%가 설계하중 이하에서 파괴될 수 있다는 것을 뜻한다. 특히, 식 (2)에 의하여 산출된 전단강도가 식 (1)에 의하여 산출된 전단강도보다 안전율이 낮다는 것은 주목할 만하다. 이것은 식 (2)에 의한  $V_{test}/V_n$  값의 변동계수는 식 (1)에 의한 것과 비슷하여 정확도에는 별다른 차이가 없는 반면에 평균값은 약 12%정도 낮아서 안전율이 떨어지기 때문이다. Table 4에서 보여지는 바와 같이 식 (1)을 사용할 경우에 RC 부재에 대하여 분위수 레벨을 10%로 낮추기 위해서는 이 기준식에 의하여 계산된  $V_{test}/V_n$ 의 평균값을 1.51에서 2.06이 되도록 상향 조정해야함을 알 수 있다. 반면 PSC 부재의 경우에는 같은 분위수 레벨을 가지기 위하여  $V_{test}/V_n$ 의 평균값을 1.33에서 1.45로 약 9%만을 상향 조정하면 된다. 따라서, 기준에 의하여 설계된 RC 부재와 PSC 부재는 전단강도에 대한 안전율이 많이 다를 수 있다는 것을 알 수 있다.

앞서 언급된 것처럼 구조설계기준에서는 설계 부재의 안전율을 확보하기 위하여 강도감소계수, 하중계수, 또는 그에 유사한 여러 재료나 구조에 따른 여러 계수들을 사용한다. 강도감소계수( $\phi$ )는 부재에 사용된 재료의 불확실성, 시공상의 오차, 부재의 강도를 산출하는 방법에 따른 이론적 가정에 대한 반영과 실험결과와의 비교에 의한 설계강도의 정확도 등을 고려하여 결정한다<sup>20</sup>. 구조설계기준에 의하여 산출된 전단강도의 정확도가 휨강도에 비해 상대적으로 낮기 때문에 대부분 전단에 대해서는 휨모멘트에 대해 사용되는 것보다 낮은 강도감소계수를 사용한다.



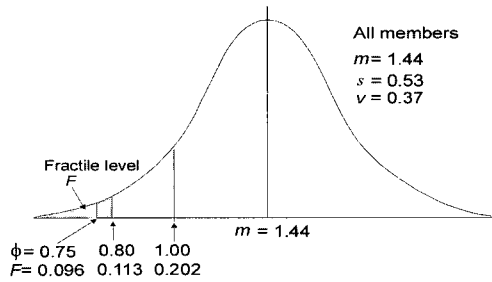


Fig. 8 Relationship between strength reduction factor,  $\phi$ , and fractile level, F for all members

Table 5 Fractile level, F, corresponding to strength reduction factor,  $\phi$ , for RC and PSC members

$\phi$	1.0	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6
All*	0.202	0.177	0.153	0.132	0.113	0.096	0.081	0.068	0.056
RC(Eq.1)	0.202	0.180	0.159	0.140	0.123	0.107	0.092	0.079	0.068
RC(Eq.2)	0.238	0.207	0.178	0.152	0.129	0.108	0.090	0.074	0.060
PSC	0.155	0.121	0.092	0.069	0.051	0.037	0.026	0.018	0.012

(대략 0.6~0.9). 강도감소계수를 결정하는 요소들의 대부분은 정량적으로 간단히 다루기가 매우 어렵기 때문에 여기서는 실험결과를 이용하여 평가한 결과를 바탕으로 강도감소계수에 대해서 살펴보기로 한다.

설계기준에서 강도감소계수는 부재에 대한 요구강도가 설계강도( $\phi \times$  공칭강도) 이하가 되도록 고려되어야 한다. 데이터(이 경우는  $\phi$ )가 표준정규분포( $\Phi$ )를 따른다고 가정할 때, 평균( $m$ ), 표준편차( $s$ ), 강도감소계수( $\phi$ )와 분위수 레벨( $F$ , 부재의 실제 강도가 설계강도보다 낮을 확률)과는 식 (5) 및 (6)과 유사하게 다음과 같은 관계가 성립한다.

$$F = \Phi\left(\frac{\phi - m}{s}\right) \quad (7), \quad \phi = \Phi^{-1}(F) \cdot s + m \quad (8)$$

기준의 전단강도에 대한 평가 결과를 바탕으로 식 (7)과 (8)을 이용하여 강도감소계수를 계산하면 Table 5와 같은 결과를 얻을 수 있다. Table 5에 의하면 만약 강도감소계수( $\phi$ )가 1.0 이면 20.2%에 달하는 부재의 실제 강도가 기준식에 의한 설계강도보다 낮을 수 있다는 것을 의미한다. 현재 ACI와 국내기준의 전단에 대한 강도감소계수는 각각 0.75와 0.80이기 때문에 Table 5와 Fig. 8에서 보이는 바와 같이 부재의 약 10% 정도가 기준에 의한 설계강도보다 낮은 부재력을 가질 수 있다는 것을 보여준다. 따라서, 이 두 기준은 비교적 낮은 강도감소계수 0.75를 사용하여 (강도감소계수가 1.0인 경우에 비해) 설계강도의 안전성을 약 10%정도 높였다고 볼 수 있다. 그러나, 앞서 언급되었듯이 RC 보와 PSC 보에 대한 전단강도 예측정확도의 차이가 비교적 커서, RC 보인 경우 부재의 약 10~13% 정도가 설계강도 보다 낮은 실제전단강도를 가질 수 있는 반면 PSC 보인 경우에는 단지 약 3.7%만이 설계강도 보다 낮은 부재력을 가질 수 있는 것으로 나타났다.

다. 그러므로 ACI와 국내의 전단설계기준은 기준식에 의하여 비교적 정확한 전단강도를 산출할 수 있는 PSC 보와 상대적으로 그렇지 못한 RC 보에 대해 동일한 강도감소계수를 사용함으로써 오히려 모든 부재에 대해 동일한 설계안전율을 제공하지 못하는 결과를 초래했다. 참고로 AASHTO Standard Specification<sup>25)</sup>에서는 RC 부재와 PSC 부재에 대한 기준식들의 전단강도 예측정확도의 차이를 반영하여 다른 전단강도감소계수를 사용함으로써 이들 부재에 대해 좀 더 비슷한 수준의 설계안전율을 제공할 수 있도록 하였다(또한 하중계수를 ACI기준보다 더 높였다). 다른 성격의 부재들에 대해 동일한 안전율을 가지는 것은 구조설계기준에서 매우 중요한 사항이므로 국내 기준에서도 전단에 대한 강도감소계수에 기준식들의 정확도의 차이를 반영하여야 할 것으로 사료된다.

전단설계기준에 대한 실험 결과와의 비교 평가를 바탕으로 강도감소계수를 결정할 때 중요한 것은 실험값/기준값의 평균이 낮으면 설계강도의 안전율을 낮아지게 되고, 반대로 높으면 필요이상의 부재력을 제공함을 의미하므로 경제성이 낮아지게 된다는 점이다. 또한 실험값/기준값의 변동계수가 높으면 안전율도 낮아지므로 높은 강도감소계수를 사용해야 된다는 것이다.

## 5. 결 론

본 논문에서는 철근콘크리트 보와 프리스트레스트 콘크리트 보에 대한 ACI와 국내 전단설계기준을 기존의 전단 실험결과를 모아 구축한 데이터베이스를 이용하여 평가 분석하였다. 또한 두 전단설계기준의 안전율과 강도감소계수에 대하여도 고찰하였다. 본 논문에서 수행한 연구를 토대로 다음과 같은 결론을 내릴 수 있다.

- 1) 기준식 (7.3.1)에 의하여 산출된 철근콘크리트 부재의 전단강도에 대해서 실험값/기준값의 평균은 1.51이었고 변동계수는 0.40으로서 높은 평균에도 불구하고 큰 산포도를 나타내고 있어 예측 정확도가 매우 낮았다.
- 2) 기준에서 전단강도에 대한 전단철근의 기여도의 제한은 다소 낮은 것으로 분석되었다.
- 3) 기준은 전단철근이 없는 철근콘크리트 부재의 전단강도에 대하여 특히 매우 낮은 정확도를 보였으며 그중에서도 철근비가 낮고( $\rho_w < 1.0\%$ ) 춤이 높은 ( $h > 700$  mm) 보에 대하여 매우 위험한 전단강도를 제공하였다.
- 4) 프리스트레스트 콘크리트 부재의 전단강도에 대해서 기준에 의한 실험값/기준값의 평균은 1.33이었고 변동계수는 0.24로서 철근콘크리트 부재에 비하여 매우 정확한 전단강도를 제공하였다.
- 5) 기준은 전단강도의 예측 정확도가 매우 다른 철근콘크리트 부재와 프리스트레스트 콘크리트 부재에 대해 동일한 강도감소계수를 사용함으로써 이들 부재에 대해 동일한 설계안전율을 제공하지 못하였다.

## 참고문헌

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318 R-02)", American Concrete Institute, Farmington Hills, 2002, 443pp.
2. Kani, G. N. J., "Basic Facts Concerning Shear Failure", *ACI Journal, Proceedings* Vol.63, No.6, June 1966, pp.675~692.
3. Collins, M. P. and Kuchma, D. A., "How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings?" *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No.4, Jul.-Aug. 1999, pp.482~490.
4. Angelakos, D., Bentz, E. C., and Collins, M. P., "The Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on the Shear Strength of Large Members", *ACI Structural Journal*, Vol.98, No.3, 2001, pp. 290~300.
5. Reineck, K. H., Kuchma, D. A., and Kim, K. S., Marx, S., "Shear Database for Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement", *ACI Structural Journal*, Vol.100, No.2, Mar.-Apr., 2003, pp.240~249.
6. K. S. Kim, "Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams and Prestressed Concrete Beams", Ph.D. Dissertation, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2004, 475pp.
7. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준·해설, 한국콘크리트학회, 2000. 9, 413pp.
8. Nawy, E. G., *Prestressed Concrete: A Fundamental Approach*, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 3rd ed., 1999, 938pp.
9. ACI Committee 318, "Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)", SP-10, American Concrete Institute, Detroit, 1965, pp.78~84.
10. Sozen, M. A., Zwoyer, E. M., and Siess, C. P., *Strength in Shear of Beams without Web Reinforcement*, Urbana, Illinois: Bulletin No. 452, Engineering Experiment Station, University of Illinois, April 1959.
11. Kuchma, D. A. and Kim, K. S., "Stress Limits and Minimum Reinforcement Requirements in Shear Design Provisions", *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol.3, No.4, 2001, pp.317~325.
12. Moody, K. G., Viest, I. M., Elstner, R. C., and Hognestad, E., "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Part-1: Tests of Simple Beams", *Journal of the American Concrete Institute*, Vol.51, No.4, 1954, pp.317~333.
13. Yoon, Y. S., Cook, W. D., and Mitchell, D., "Minimum Shear Reinforcement in Normal, Medium, and High-Strength Concrete Beams", *ACI Structural Journal*, Vol.95, No.5, 1996, pp.576~584.
14. Collins, M. P. and Kuchma, D., "How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings?" *ACI Structural Journal*, Vol.96, No. 4, 1999, pp.482~490.
15. Angelakos, D., Bentz, E. C., and Collins, M. P., "The Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on the Shear Strength of Large Members", *ACI Structural Journal*, Vol.98, No.3, 2001, pp.290~300.
16. Kani, G. N. J., "How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams", *ACI Journal Proceedings*, Vol.64, Mar. 1967, pp.128~141.
17. Bazant, Z. P. and Kim, J. K., "Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams", *ACI Structural Journal*, Vol.81, No.5, Sep.-Oct. 1984, pp. 456~468.
18. Bazant, Z. P. and Sun, H. H., "Size Effect in Diagonal Shear Failure: Influence of Aggregate Size and Stirrups", *ACI Structural Journal*, Vol.84, No.4, 1987, pp.259~272.
19. Shiroya, T., *Shear Properties of large reinforced concrete member*, Special Report of Institute of Technology, Shimizu Corporation, No.25, 1989, 198pp.
20. Elstner, R.C. and Hognestad, E., "Laboratory Investigation of Rigid Frame Failure", *ACI Journal*, Jan. 1957, pp.637~668.
21. Collins, M. P. and Kuchma, D. A., "Advances in Understanding Shear Performance of Concrete Structures", *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol.1, No.4, 1998, pp.1~10.
22. JSCE, *Specification for Design and Construction of Concrete Structures: Design, JSCE Standard, Part 1*, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, 1986.
23. AASHTO, *AASHTO LRF Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2nd ed., Washington, DC, 1998, 1116pp. Including interim revisions for 1999 through 2003.
24. MacGregor, J. G., *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 3rd ed., 1997, 939pp.
25. AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2002, 722pp.

## 요 약

본 논문에서는 기존의 전단실험결과를 모아 구축한 방대한 데이터베이스를 이용하여 철근콘크리트 보와 프리스트레스트 콘크리트 보에 대한 ACI와 국내의 전단설계기준을 평가 분석하였다. 또한 두 전단설계기준에 대한 평가결과를 바탕으로 기존의 안전율과 강도감소계수에 대하여도 고찰하였다. 전단설계기준은 철근콘크리트 부재의 전단강도에 대해서 매우 낮은 정확도를 보였으며, 특히 전단철근이 없는 철근콘크리트 보의 전단강도에 대하여 가장 낮은 정확도를 제공하였다. 또한 기준에서 전단강도에 대한 전단철근의 기여도의 제한은 다소 낮은 것으로 분석되었으며, 특히 전단철근이 없고 휨인장철근비가 낮으며( $\rho_w < 1.0\%$ ) 춤이 높은( $h > 700$  mm) 보에 대하여 매우 위험한 전단강도를 제공하였다. 프리스트레스트 콘크리트 부재에 대해서는 철근콘크리트 부재에 비하여 매우 정확한 전단강도를 제공하였다. 그러나, ACI와 국내의 전단설계기준은 전단강도의 예측정확도가 매우 다른 철근콘크리트 부재와 프리스트레스트 콘크리트 부재에 대해 동일한 강도감소계수를 사용함으로써 이들 부재에 대해 동일한 수준의 설계안전을 제공하지 못하였다.

**핵심용어** : 전단강도, 전단설계, 철근콘크리트 보, 프리스트레스트 콘크리트 보, 강도감소계수