

# RC 사각단면 기둥의 전단거동특성과 축방향철근비를 고려한 초기전단강도

## Characteristics of the shear behavior of RC rectangular sectional columns and initial shear strength considering the ratio of longitudinal bars

이종석<sup>1)</sup> · 선창호<sup>2)</sup> · 김익현<sup>3)</sup>

Lee, Jong Seok · Sun, Chang Ho · Kim, Ick Hyun

**국문 요약** >> 횡하중을 받는 RC 기둥의 전단강도는 기둥의 변위연성도가 증가함에 따라 감소하는 것으로 알려져 있다. 연성도의 증가에 따른 전단강도의 감소율은 초기전단강도에 따라 크게 좌우되므로 이를 합리적으로 예측하기 위해서는 초기전단강도의 평가가 매우 중요하다. 기둥의 전단거동은 단면모양, 형상비, 축력, 축방향철근비, 연성도 등 다양한 요인에 의하여 영향을 받아 복잡하다. 본 연구에서는 형상비, 단면의 중공비, 축방향철근비, 중공 및 중실단면을 변수로 하는 시험체를 제작하여 실험적 연구를 수행하여 전단거동특성을 살펴보았다. 또한, 축방향철근이 전단강도에 미치는 영향을 분석하여 형상비와 축력을 고려한 기존의 초기전단평가식을 보완하였으며, 그 타당성을 검증하였다.

**주요어** 초기전단강도, 중공단면, RC기둥, 축방향철근비

**ABSTRACT** >> It is well known that the shear strength of an RC column subjected to a lateral force decreases with the increase of the displacement ductility of column. This decreasing rate of shear strength is quite dependent on the initial shear strength. Therefore, the evaluation of the initial shear strength is important to predict the shear strength with reasonable accuracy. The shear behavior is complex because many parameters, such as the sectional shape, aspect ratio, axial force, longitudinal bars and ductility, are mutually interactive. In this study, the initial shear strength has been investigated by experiments varying parameters such as the aspect ratios, void ratios, ratio of longitudinal bars and sectional types. A new empirical equation for the initial shear strength, considering the ratio of the longitudinal bars, has been proposed and its validity has been assessed.

**Key words** Initial shear strength, Hollow section, RC column, Longitudinal bar ratio

### 1. 서론

1971년 샌프란시스코 지진과 1995년 고베 지진은 횡구속량 부족, 겹침이음 및 정착 등 불충분한 철근상세에 의해 다수의 RC교각에 전단파괴가 발생하였다. 휨파괴와 달리 전단파괴는 교각에 발생하는 큰 경사균열면을 따라 상부구조가 미끄러지듯이 내려 앉아 전체 교량시스템의 붕괴로 이어지게 되므로 내진설계에서는 반드시 피해야하는 파괴형

태이다. 우리나라 도로교설계기준<sup>(1)</sup>의 경우는 교각의 설계지진력 산정 시 휨모멘트에 대해서는 탄성지진력을 응답수정계수(R)로 나누어 사용하고, 전단력에 대해서는 탄성지진력을 그대로 사용함으로써 전단에 의한 취성적인 파괴를 방지하고 있고, 신뢰도기반 도로교설계기준<sup>(2)</sup>에서는 교각의 변위연성도에 따른 전단강도 평가식을 도입하여 교각의 전단성능을 확인하게 하고 있다.

한편, 기존의 연구결과<sup>(3-8)</sup>를 비교·검토해 보면 콘크리트가 부담하는 전단강도는 기둥의 항복 이전 또는 항복 직후의 초기전단강도와 기둥의 연성도에 따른 전단강도 저하에 대해 각각 다르게 평가하고 있다. 특히 기둥의 초기전단강도가 달라지면 연성도에 따른 전단강도 저하율을 신뢰성 있게 평가하기 힘들어진다. 그리고 기존의 연구결과는 거의 대부분이 원형단면을 대상으로 실험을 수행하고 이를 바탕

<sup>1)</sup> 정회원·울산대학교 건설환경공학부, 교수

<sup>1)</sup> 정회원·울산대학교 건설환경공학부, 공학박사

<sup>2)</sup> 정회원·울산대학교 건설환경공학부, 교수

(교신저자: ickhyun@ulsan.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2010년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2009. 11. 17 / 수정일 2010. 1. 27 / 게재확정일 : 2010. 1. 27)

으로 제안한 식이다. 해외 연구결과 중에는 중실사각단면을 대상으로 실험을 수행한 사례<sup>(7)</sup>는 있으나 국내외의 연구사례 중 중공단면에 대한 실험 내용은 전무하다. 따라서 단면의 잇점상 건설이 증가되고 있는 중공사각단면의 내진성능을 제대로 평가하기 위해서는 취성파괴를 발생시키는 전단파괴를 방지하여야 하며 이를 위해서는 중공사각단면 기둥의 전단성능을 합리적으로 평가할 필요가 있다. 선창호와 김익현<sup>(9)</sup>는 형상비, 단면의 중공비, 복부면적, 하중패턴을 변수로 하는 실험적 연구를 수행하여 중공단면 기둥의 초기 전단강도 특성을 분석하여 초기전단강도 식을 제안한바 있다. 기존 연구에 이어 본 연구에서는 횡하중을 받는 중공단면 기둥의 축방향철근비( $\rho_l$ )에 따른 전단거동 특성을 살펴보기 위하여 형상비( $a/d$ ), 단면의 중공비, 축방향철근비, 중공 및 중실단면을 변수로 시험체(총 8기)를 제작하여 실험적 연구를 수행하였다. 실험결과는 기존의 다양한 전단평가식과 비교·검토하여 특성을 분석하였으며 역학적 특성과 실험결과에 기초하여 선창호와 김익현<sup>(9)</sup>의 초기전단강도 식을 수정·보완하여 축방향철근비를 포함한 보다 합리적인 전단평가식을 제안하였으며 타당성을 검토하였다.

## 2. 전단거동 특성실험

횡하중을 받는 중공단면 기둥의 콘크리트 전단강도 특성을 살펴보기 위하여 축소모델을 제작하여 실험을 수행하였다. 다양한 인자가 콘크리트 전단강도에 영향을 주지만 본

연구에서는 축방향철근비, 형상비( $a/d$ ), 중공비, 중공 및 중실단면을 변수로 선정하여 시험체를 설계하였다.

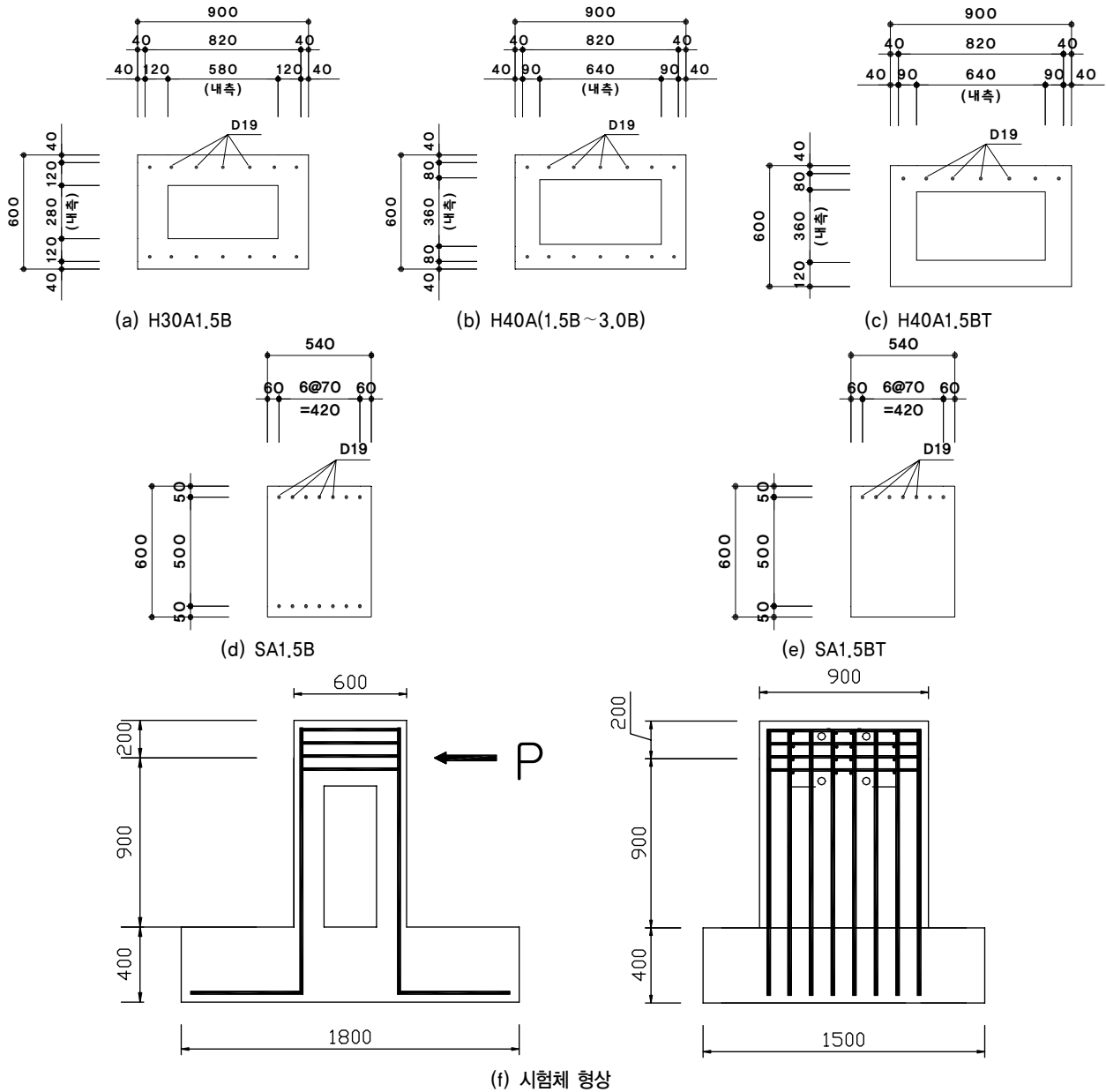
### 2.1 시험체의 구성 및 특성

시험체의 단면은 실교각에서 많이 사용되는 중공비 40%를 기본모델로 하였다. 축방향철근비( $\rho_l$ )가 1.26%이고 형상비( $a/d$ )가 1.5, 2.0, 2.5, 3.0인 시험체 4기(H40A1.5B~H40A3.0B)와 축방향철근비가 0.63%인 시험체 1기(H40A1.5BT), 중공비 30%이며 형상비가 1.5인 시험체 1기(H30A1.5), 중공비 40%인 시험체와 콘크리트 전단면적( $A_y$ )이 같고 형상비가 1.5인 중실단면 기둥 2기(SA1.6B, SA1.5BT)를 제작하였다. 중실단면 2기는 축방향철근비가 1.26%(SA1.5B), 0.63%(SA1.5BT)이다. 시험체의 단면특성은 표 1과 같고, 그림 1(a),(b),(c)은 중공단면 시험체의 형상을 나타내며 그림 1(d),(e)는 중실단면 시험체의 형상이다.

본 연구에서는 축력과 횡철근의 전단강도 기여분을 배제하고, 콘크리트에 의한 전단강도만을 산정하기 위하여 시험체에 횡철근을 배근하지 않고 축력도 재하지 않았다. 한편, 단면의 인장영역 및 압축영역 축방향철근이 콘크리트의 전단강도에 미치는 영향을 보다 명확하게 확인하기 위하여 시험체 단면에는 인장 및 압축플랜지 영역에만 축방향철근을 배근하였고 복부측에는 축방향철근을 배근하지 않았다. 전단의 시험체의 축방향철근량은 모든 시험체에 휨파괴가 일어나지 않도록 설계하였다.

〈표 1〉 시험체 단면특성 및 설계변수 (단위:mm)

구분	H30A1.5B	H40A1.5B	H40A2.0B	H40A2.5B	H40A3.0B	H40A1.5BT	SA1.5B	SA1.5BT	
단면치수	900×600						540×600		
내부치수	580×280	640×340						-	
중공비	30%	40%						-	
기둥높이	900		1200	1500	1800	900	900		
플랜지폭	160	130						-	
복부폭	160	130						540	
단면적	377,600	322,400						324,000	
복부면적비	50.8%	48.39%						100%	
형상비	1.5		2.0	2.5	3.0	1.5	1.5		
하중패턴	단조증가 하중								
재료강도	콘크리트: 18MPa, 축방향철근: 300MPa								
축방향 철근비	1.26%					0.63%	1.26%	0.63%	
설계변수	형상비, 축방향철근비, 중공비					축방향철근비	복부 면적	축방향철근비	
모델명 특성	H:중공비, A:형상비, B:복부철근 無, T:압축플랜지철근 無, S:중실단면								



〈그림 1〉 시험체(단위: mm)

### 2.2 하중재하

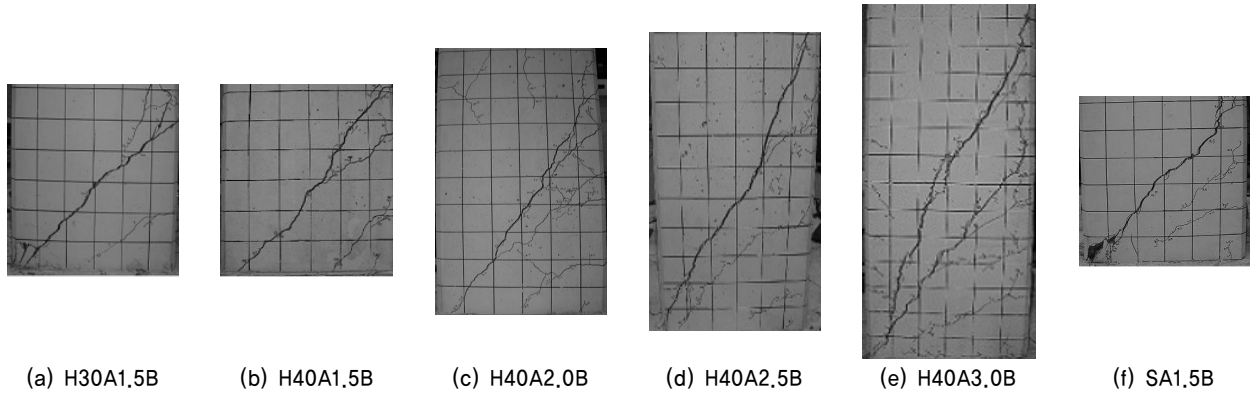
본 연구에서는 축력( $P$ )에 의한 전단강도 기여분을 배제하기 위하여 축력은 재하하지 않았고 수평력만 재하하였다. 수평력은 스트로크(Stroke)가  $\pm 300\text{mm}$ 이고 용량이  $500\text{kN}$ 인 가력기(Hydraulic Actuator)를 이용하여 수평변위 제어로 재하하였으며 재하하중의 기본 패턴은 단조증가하중으로 하였으며, 이 때 변위증폭은  $0.2\text{mm}$ 로 하였다.

### 3. 실험결과 및 분석

사진 1은 시험체의 파괴 형상을 나타낸 것이다. 모든 시험체가 드리프트비(Drift Ratio)  $0.5\%$ 전후에서 초기 경사균

열이 발생하였으며, 그 후 균열의 폭이 확대되면서 큰 경사균열에 의한 전단파괴가 발생하였다. 모든 시험체에서 전형적인 휨파괴에서 나타나는 콘크리트 박리 및 축방향철근의 좌굴은 발생하지 않았다.

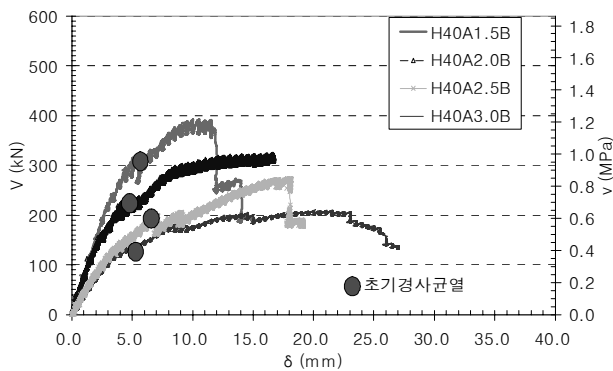
시험체의 파괴모드를 살펴보기 위하여 파이버(Fiber) 모델을 사용한 해석을 수행하여 축방향철근의 초기항복강도와 기둥의 휨강도(이에 대응하는 횡하중)를 산정하여 실험의 최대내하력과 비교(표 2의 ③/①)가 모두  $1.0$ 을 넘지 않아 최종적으로는 휨파괴 발생 전에 전단파괴가 발생함을 알 수 있다. 초기항복강도에 대한 최대내하력의 비(표 2의 ③/②)를 보면 시험체 모두가 초기항복강도에 대



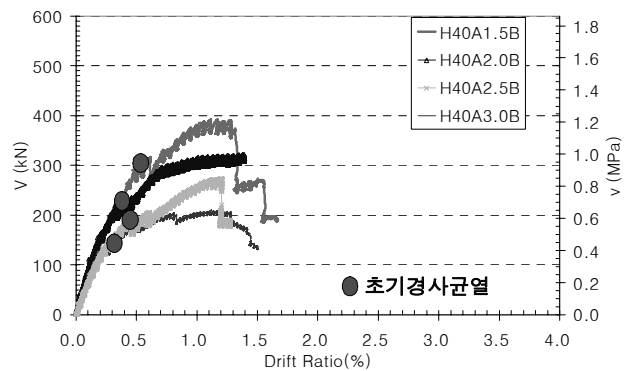
〈사진 1〉 시험체 파괴형상

〈표 2〉 시험체별 강도특성

구분	H40A1.5B	H40A2.0B	H40A2.5B	H40A3.0B	H30A1.5B	H40A1.5BT	SA1.5B	SA1.5BT
휨강도(해석값-kN)①	461.3	345.8	276.8	230.7	460.8	458.9	462.2	461.6
초기항복강도(해석값-kN)②	345.9	262.81	207.6	170.7	350.2	339.6	346.7	350.8
최대내하력( $V_{max}$ -kN)③	392	334	269	203	458	381	430	417
최대내하력 / $A_g$ (MPa)	1.22④	1.04⑤	0.83⑥	0.63⑦	1.21⑧	1.18⑨	1.33⑩	1.29⑪
최대내하력 / $b_w d$ (MPa)	2.51	2.14	1.72	1.30	2.39	2.44	1.33	1.29
③ / ①	0.85	0.97	0.97	0.88	0.99	0.83	0.93	0.90
③ / ②	1.13	1.27	1.30	1.19	1.31	1.12	1.24	1.19
형상비에 따른 전단강도비 (④,⑤,⑥,⑦ / ④)	1.00	0.85	0.68	0.52	-	-	-	-
중공비에 따른 전단강도비 (④,⑧ / ④)	1.00	-	-	-	0.99	-	-	-
압축철근에 따른 전단강도비 (⑤,⑨,⑩,⑪ / ⑤)	-	1.00	-	-	-	0.97	1.00	0.97
전단면적에 따른 전단강도비 (④,⑨,⑩,⑪ / ④)	1.00	-	-	-	-	0.97	1.09	1.06
파괴모드	초기항복후 전단							



(a) 하중-변위



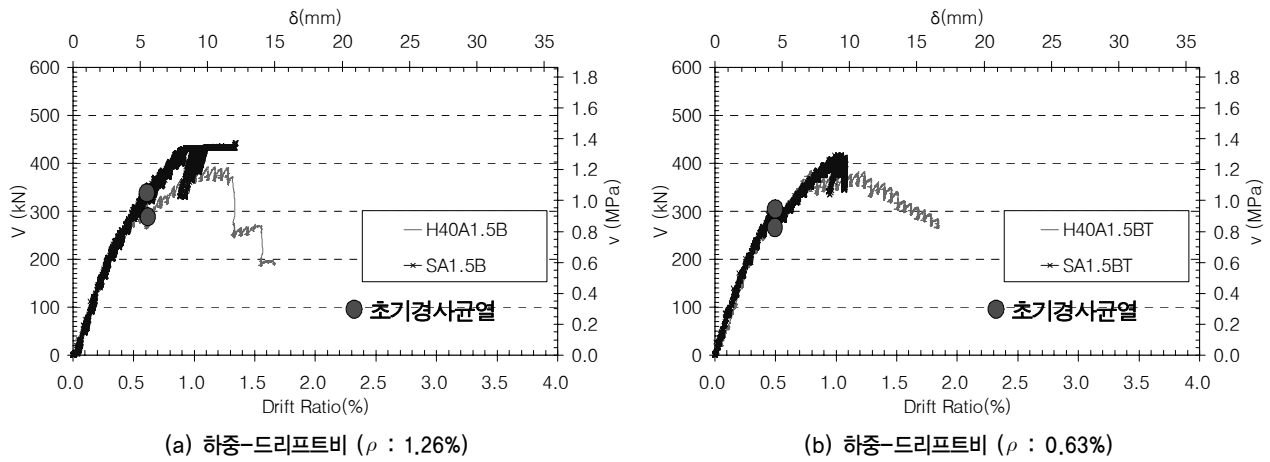
(b) 하중-드리프트비

〈그림 2〉 형상비에 따른 이력곡선

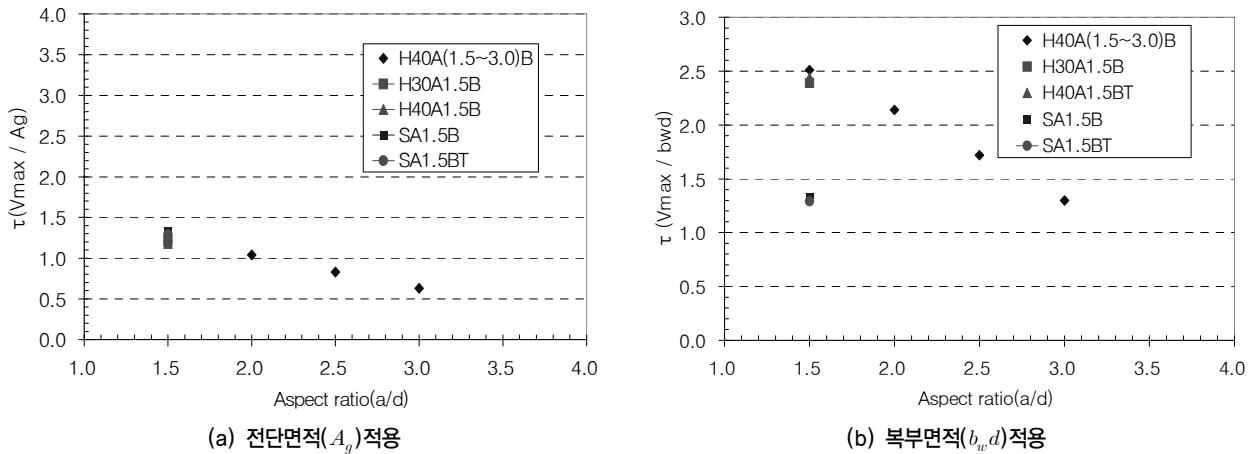
한 최대내하력의 비가 1.0을 조금 넘어 초기항복 직후에 전단파괴에 이르는 휨-전단파괴모드임을 알 수 있다.

그림 2는 축방향철근비가 1.26%이고 형상비가 다른 시험체(H40A(1.5B~3.0B))의 하중-변위를 비교한 그림으로

형상비가 클수록 콘크리트 전단강도가 감소하고 있다. 드리프트비 0.5% 근처에서 초기경사균열이 발생하였으며 드리프트비 1.2~1.39%사이에서 경사균열폭이 증가하면서 급격한 내하력 저하가 발생하였다. 그림에서 우측 종축의 전



〈그림 3〉 전단면적( $A_g$ )이 같은 시험체의 거동 특성



〈그림 4〉 전단강도( $\tau$ ) 비교

단강도( $v$ )은 시험체에 가해진 하중을 시험체의 전단면적( $A_g$ )으로 나눈 값을 나타낸 것이다.

그림 3(a)는 축방향철근비( $\rho_l$ )가 1.26%인 시험체 중에서 콘크리트 전단면적( $A_g$ )이 같은 중공단면(H40A1.5B)과 중실단면(SA1.5B)을 비교한 것이다. 실험결과 중실단면의 최대내하력이 중공단면에 보다 좀 크지만 큰 차이는 보이지 않는다. 두 시험체는 단면의 높이( $h$ )는 600mm로 같으나 단면폭( $b$ )이 900mm와 540mm로 각기 다르다. 그리고 그림 3(b)는 축방향철근비가 0.63%으로 동일한 전단면적을 갖는 중공단면(H40A1.5BT)과 중실단면(SA1.5BT)을 비교한 것으로 마찬가지로 중실단면이 중공단면에 비해 약간 크지만 큰 차이는 보이지 않는다. 즉, 콘크리트의 전단면적( $A_g$ )이 같으면 중실 및 중공단면의 전단강도가 유사하다고 볼 수 있다. 그림 4(a), (b)은 축방향철근비가 1.26%인 시험체에 대해서 최대내하력(최대하중)을 복부면적( $b_w d$ )과 전단면적( $A_g$ )으로 나눈 단위면적당 전단강도( $\tau$ )을 비교한 것이다. 동일한 콘크리트 전단면적( $A_g$ )을 가진 중실단면과 비교해

보면 최대내하력에 큰 차이가 없기 때문에 단위면적당 전단강도가 유사하여야 한다. 하지만 복부면적( $b_w d$ )을 적용하면 큰 차이를 보이지만 전단면적( $A_g$ )을 적용하면 단위면적당 전단강도의 분산도가 매우 작아져 안정적인 형태를 보인다. 따라서 중공단면에 있어 콘크리트의 단위면적당 전단강도 평가시 복부면적( $b_w d$ )이 아닌 전단면적( $A_g$ ) 또는 이에 일정 비율을 적용한 유효면적( $A_c$ )을 사용하는 것이 보다 합리적인 임을 알 수 있다.

#### 4. 전단강도평가식의 제안

Sezen et al.<sup>(7)</sup>, Maekawa and An<sup>(8)</sup>, Kowalsky and Priestley<sup>(6)</sup>는 형상비( $a/d$ )에 따라 콘크리트의 초기전단강도가 감소하는 경험식을 제안한 바 있다. 우리나라에서 사용되는 전단식은 콘크리트의 전단강도를 형상비( $a/d$ )에 관계없이 일정한 값을 사용하고 있으며 정밀식에서 형상비에 대한 고려를 하고 있으나 그 영향이 매우 작다. 앞에서 언급한

연구를 참조하면 2000년 이후의 연구에서는 콘크리트의 전단강도를 변위연성도 뿐만 아니라 형상비( $a/d$ ) 및 축방향철근비( $\rho_t$ )등에 의한 계수를 고려하고 있는 추세이다. 따라서, 본 연구에서는 이번의 실험결과와 김익현과 선창호가 수행한 기존의 실험결과<sup>(9)</sup>를 함께 비교·분석하여 축방향철근비를 고려하는 새로운 초기전단강도 평가식을 제안하였다.

**4.1 축방향철근비를 고려한 초기전단강도평가식의 제안**

선창호와 김익현<sup>(9)</sup>는 형상비, 단면의 중공비, 복부면적, 하중패턴을 변수로 하는 실험적 연구를 수행하여 중공단면 기둥의 초기전단강도 특성을 분석하여 역학적 특성을 고려한 RC교각의 초기전단강도 식을 제안한바 있다. 이 식은 변위연성도 2이내에서 적용 가능한 초기전단강도 평가식으로 형상비( $a/d$ )에 따른 영향만을 고려하고 있고, 축방향철근비( $\rho_t$ )는 고려하고 있지 않다. 이에 본 연구에서는 기존의 평가식에 축방향철근비에 대한 보정계수를 도입한 새로운 평가식(식 (1))을 제안하였으며, 타 연구자의 실험결과 및 평가식을 이용하여 타당성을 검증하였다.

$$v_c = 0.5\sqrt{f_{ck}}\alpha\beta\sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f_{ck}}A_g}} \quad (\text{MPa}) \quad (1)$$

$$\alpha = 1.0 - 0.22\frac{a}{d}, \text{ for } a/d \leq 3 \quad (2)$$

$$\beta = 0.6 + 22\rho_t, \text{ for } \beta \leq 1.04 \quad (3)$$

여기서,  $\alpha$ ,  $\beta$ 는 각각 형상비( $a/d$ )에 따른 보정계수<sup>(9)</sup>, 축방향철근비( $\rho_t$ )에 따른 보정계수이다.

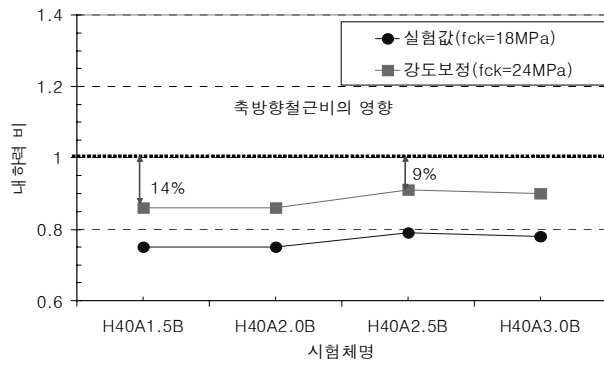
**4.2 축방향철근비 보정계수( $\beta$ )의 산정**

표 3은 선창호와 김익현<sup>(9)</sup>의 기존 연구의 시험체와 본 연구의 시험체의 특성을 나타낸 것이다. 기존 연구의 시험체와 본 연구의 시험체는 동일한 단면제원과 형상비를 갖고 있으며, 콘크리트의 강도와 축방향철근비는 서로 다르다. 본 연구의 시험체는 축방향철근비가 1.26%, 콘크리트강도는 18MPa이며, 기존 연구의 시험체는 축방향철근비 1.8%, 콘크리트강도는 24MPa이다. 일반적으로 콘크리트의 전단강도는  $\sqrt{f_{ck}}$ 에 비례하는 것으로 알려져 있으며 형상비( $a/d$ )와 콘크리트의 압축강도( $f_{ck}$ ), 그리고 축방향철근비가 같다면 비슷한 전단강도를 발휘하게 된다.<sup>(10-13)</sup> 기존 연구 시험체에 대한 본 연구 시험체의 콘크리트 압축강도( $\sqrt{f_{ck}}$ )비는 0.87이다. 따라서, 본 연구 시험체의 최대내하력을  $\sqrt{f_{ck}}$ 비로 강도보정하여 비교·분석하였다.

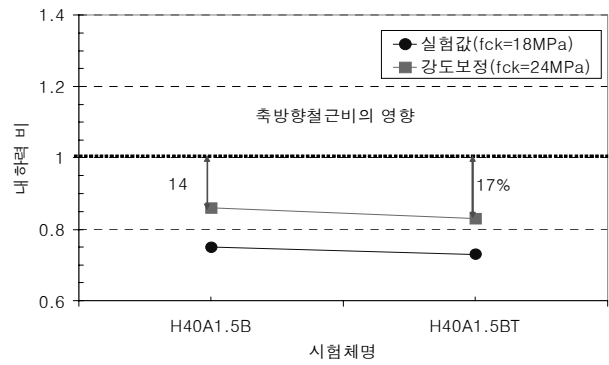
그림 5(a)는 형상비에 따른 축방향철근비의 영향을 분석한 것으로 콘크리트 압축강도 차이에 따른 보정을 하면 본 연구 시험체의 최대내하력은 기존 연구 시험체의 약 86%~91%의 내하력을 가진다. 따라서, 나머지 9%~14%는 축방향철근비의 영향으로 볼 수 있다. 그림 5(b)는 형상비 1.5에 대해서 축방향철근비가 1.8%인 시험체(H40A1.5)를 기준으로 축방향철근비가 1.26%(H40A1.5B)와 0.63%(H40A1.5BT)인 시험체를 비교한 것이다. 축방향철근비가 1.8%에서 1.26%로 약 30%가 줄면 내하력이 14%가 줄어든다. 그리고 축방향철근비가 1.8%에서 0.63%로 약 65%가 줄면 최대내하력이 17%가 줄어든다. H40A1.5BT시험체와 H40A1.5B 시험체가 축방향철근비의 영향에 비해 최대내하력이 크게 차이가 나지 않는 이유는 전체 축방향철근비는 65%가 줄었으나 인장플렌지영역의 축방향철근비는 차이가 없기 때문이다. 이는 압축영역의 축방향철근은 콘크리트의 전단강도

〈표 3〉 축방향철근비에 따른 특성비교( $a/d = 1.5 \sim 3.0$ )

구분	기존 연구 <sup>(9)</sup> 시험체				본 연구 시험체				
	H40A1.5	H40A2.0	H40A2.5	H40A3.0	H40A1.5B	H40A2.0B	H40A2.5B	H40A3.0B	H40A1.5BT
콘크리트강도( $f_{ck}$ )(MPa)	24				18				
$\sqrt{f_{ck}}$ 비	1.00				0.87				
최대내하력( $V_{max}$ )(kN)	525	445	341	259	392	334	269	203	381
내하력 비	1.00				0.75	0.75	0.79	0.78	0.73
최대내하력 보정( $\times 1/\sqrt{f_{ck}}$ )	525	445	341	259	450.8	384.1	309.4	233.5	438.2
보정 내하력 비	1.00				0.86	0.86	0.91	0.90	0.83
축방향철근비( $\rho_t$ )(%)	1.8				1.26				0.63
철근량 비	1.00				0.70				0.35



(a)형상비별 축방향철근비의 영향



(b)형상비 1.5에 대한 축방향철근비의 영향

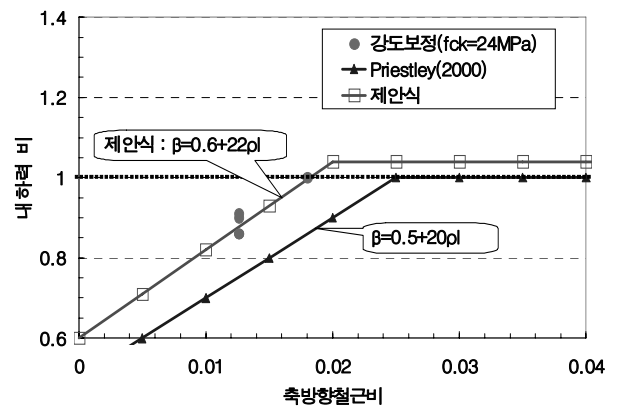
〈그림 5〉 축방향철근비의 영향

에 크게 영향을 미치지 않는 것으로 볼 수 있으며 일본도로 교시방서<sup>(14)</sup>에서도 전단강도 평가에서 인장영역의 축방향철근비만 고려하는 것과 일치하는 결과이다. 그러나, 기둥의 전단강도의 평가에서 인장영역 축방향철근비만 고려하는 평가식으로 제안하는 경우 이를 산정하는데 다소 번거로움이 있으므로 전체 축방향철근비를 고려하는 평가식으로 제안하는 것이 적용하기에는 보다 편리하다. 다만, 이렇게 제안된 평가식을 인장영역에만 축방향철근이 배근된 부재에 적용하면 전단강도를 과소평가하게 되므로 유의할 필요가 있다.

Priestley et al.<sup>(6)</sup>은 축방향철근비에 따라 콘크리트 전단강도를 보정하는 계수( $\beta$ )를 식 (4)와 같이 제안한 바 있다.

$$\beta = 0.5 + 20\rho_l \leq 1.0 \quad (4)$$

식 (4)를 기존 연구 시험체와 본 연구 시험체에 적용해 보면 축방향철근비가 1.8%인 시험체는  $\beta=0.86$ 이며 축방향철근비가 1.26%인 시험체는  $\beta=0.752$ 이다. 표 3에서와 같이 기존의 시험체의 내하력비는 1.0이고 본 연구 시험체의 내하력비는 0.86~0.91이므로 식 (4)를 바로 적용하면 그림6에서와 같이 전단강도를 작게 예측하게 된다. 따라서, Priestley et al.(2000)의 제안식과 같이 축방향철근비의 보정계수를 축방향철근비에 비례하는 1차식( $\beta = a + b \cdot \rho_l$ )으로 놓고 계수  $a$ ,  $b$ 는 기존 연구 시험체의 축방향철근비 ( $\rho_l = 0.018$ )일 때  $\beta = 1.0$ , 본 연구 시험체의 축방향철근비 ( $\rho_l = 0.0126$ )일 때  $\beta = 0.88$ (본 연구 시험체의 내하력 비가 0.86~0.91이므로 평균값인 0.88이 되도록 함)이 되도록 결정하면  $a$ ,  $b$ 는 각각 0.6, 22가 된다. 따라서, 축방향철근비의 보정계수를 식 (5)와 같이 제안하였다. 한편, Kokusho et al.<sup>(12),(13)</sup>는 형상비가 2.94이며 축방향철근비가 1%~4%인



〈그림 6〉 축방향철근비 보정계수

사각단면에 대해서 휨-전단 거동실험을 수행하였으며 축방향철근비가 2%이상에서는 콘크리트 전단내하력이 축방향철근에 의해서 크게 증가하지 않는 것으로 보고하고 있다. 따라서, 식 (5)에서 축방향철근비의 상한값은 2%로 제한하며, 이 때의 축방향철근비의 보정계수( $\beta$ )는 1.04가 된다. 그림 6은 축방향철근 보정계수와 본 연구의 시험체의 내하력비(축방향철근비 보정계수 값에 해당)의 비교이다.

$$\beta = 0.6 + 22\rho_l \quad (5)$$

단,  $\beta \leq 1.04$ 이다.

### 5. 제안식의 평가

RC 기둥의 역학적 특성과 본 연구의 실험결과를 바탕으로 하여 콘크리트 전단강도 평가식을 제안하였으며 타 연구자의 실험결과와 비교하여 제안식의 타당성을 검증하였다. 본 연구에서 제안한 전단강도 평가식은 형상비( $a/d$ )와 축방향철근비( $\rho_l$ )에 따라 초기전단강도가 달라지기 때문에 충분한 휨연성을 발휘하기 이전(변위연성도  $\mu \leq 2$ )에 전단파괴

가 발생하는 시험체를 대상으로 하여 검증하였다. 또한 본 연구에서 제안한 전단강도 평가식이 타 연구자의 전단강도 평가식보다 예측정도가 향상됨을 검증하기 위해 전단강도를 비교적 잘 예측하는 Sezen et al.<sup>(7)</sup>과 신뢰도기반 도로교 설계기준안의 연성도 설계에 도입된 전단강도 평가식(이하 “신뢰도기반”)<sup>(2)</sup>과 비교하였다. 이들 전단강도 평가식을 요약하면 표 4와 같다.

먼저, 변위연성도 2이하에서의 초기전단강도를 검증하기 위해 본 연구의 시험체 8기, 선창호와 김익현<sup>(9)</sup>의 기존 연구 시험체 7기, 그리고 충분한 휨연성을 발휘하기 이전( $\mu \leq 2$ )에 전단파괴가 발생하는 타 연구자의 시험체 6기를 대상으로 초기전단강도를 검증하였다. 검토 대상인 시험체의 재료 특성, 단면제원 및 실험결과를 표 5와 같으며 파괴시의 연성도는 대략 2.0 이하여서 초기전단강도를 평가하기에 적합한 시험체이다.

본 연구에서 제안한 전단강도 평가식, Sezen et al.<sup>(7)</sup>, 그

리고 신뢰도기반의 전단강도 평가식은 적용면적이 각각 다르나 동일한 조건에서 검증하기 위하여 단조하중이 가해진 경우에는 전단면적( $A_g$ ), 양방향 반복하중이 가해진 경우에는 유효단면적( $A_e = 0.8A_g$ )를 적용하였다. 그 결과를 요약하면 표 6 및 그림 7과 같다. 신뢰도기반의 전단강도 평가식은 축력이 없는 경우 초기전단강도의 변화가 없어 큰 오차를 보이고 있다. 하지만 실제 기둥의 경우 항상 축력이 작용하고 있기 때문에 축력이 작용하는 경우는 오차가 크게 줄어 들 것이다.

검증에 이용된 전단강도 평가식들과 실험값의 비를 비교하면 그림 7과 같고, 이들의 평균, 분산도, 표준편차를 계산하면 표 7과 같다. 본 연구에서 제안한 전단강도 평가식의 평균강도비는 1.02이며 분산도는 0.0066, 표준편차는 0.081로 다른 전단강도 평가식보다 분산도가 작아 예측정도가 크게 향상된 것을 알 수 있다.

〈표 4〉 전단강도 평가식

구분		$V_c$ (콘크리트 전단강도)	$V_p$ (축력 효과)	$V_s$ (전단철근 전단강도)	$V_n$
본연구의 제안식	전단강도 ( $v_c$ ) (MPa)	$0.5\sqrt{f_{ck}} \alpha \beta \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f_{ck}} A_g}}$ $\alpha = 1.0 - 0.22 \frac{a}{d}$ $\beta = 0.6 + 22\rho_l$	$V_c$ 에 포함	$\frac{A_v f_{yh} d}{s}$ $d$ : 유효깊이	$V_c + V_s$
	적용면적	단조증가 $A_g$ , 반복하중 $A_c$			
Sezen et al. <sup>(7)</sup>	전단강도 ( $v_c$ ) (MPa)	$k \left( \frac{0.5}{a/d} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f_{ck}} A_g}} \right)$ $k = 1.0$ for $\mu \leq 2.0$ $k = 0.7$ for $\mu \geq 6.0$	$V_c$ 에 포함	$k \left( \frac{A_v f_{yh} d}{s} \right)$ $k = 1.0$ for $\mu \leq 2.0$ $k = 0.7$ for $\mu \geq 6.0$ $d$ : 유효깊이	$V_c + V_s$
	적용면적	$A_e$			
신뢰도기반	전단강도 ( $v_c$ ) (MPa)	$k \sqrt{f_{ck}}$ $k = 0.3 - 0.1(\mu - 2)$	$0.15 \frac{Ph}{a}$	$\frac{A_v f_{yh} D_c}{s}$ $D_c$ : 심부길이	$V_c + V_s + V_p$
	적용면적	중실 $A_e$ , 중공 $b_w d$			

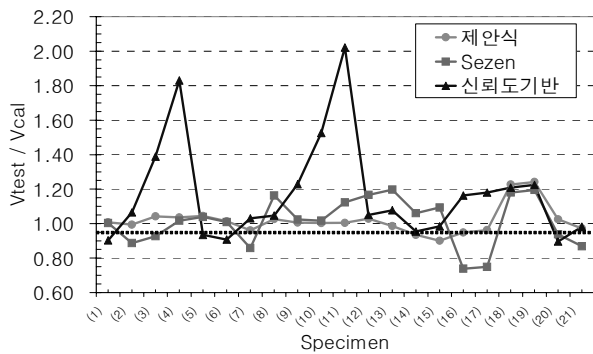
〈표 5〉 참고문헌의 재료특성 및 단면상세

Specimen	Reference <sup>(7)</sup>	$b$ (mm)	$d$ (mm)	$a$ (mm)	$s$ (mm)	$\rho_l$ (%)	$\rho_w$ (%)	$f_{yl}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$P$ (kN)	$\mu_\delta$	$V_{test}$ (kN)
3CLH18	Lynn et al. (1996)	457	381	1,473	457	3.0	0.10	335	400	25.6	503	1.58	271
3SLH18		457	381	1,473	457	3.0	0.10	335	400	25.6	503	1.69	267
45	Ikeda (1968)	200	173	500	100	2.0	0.28	434	558	19.6	156	1.74	82
46		200	173	500	100	2.0	0.28	434	558	19.6	156	1.26	81
207	Umamura and Endo (1970)	200	180	400	100	2.0	0.28	462	324	17.7	156	1.60	106
214		200	180	600	200	2.0	0.14	462	324	17.7	392	1.73	83



〈표 6〉 실험값과 평가식에 대한 전단강도 비

구분	형상비	축력비	하중 패턴	최대 내하력 ( $V_{test}$ )	제안식		Sezen		신뢰도기반		적용 면적		
					$V_{cal}$	$\frac{V_{test}}{V_{cal}}$	$V_{cal}$	$\frac{V_{test}}{V_{cal}}$	$V_{cal}$	$\frac{V_{test}}{V_{cal}}$			
선창호와 김익현 기준 연구 시험체 <sup>(9)</sup>	H40A1.5	(1)	1.50	0%	단조	525.00	529.11	1.01	526.48	1.00	473.83	0.90	$A_g$
	H40A2.0	(2)	2.00	0%	단조	445.00	442.24	0.99	394.86	0.89	473.83	1.06	$A_g$
	H40A2.5	(3)	2.50	0%	단조	341.00	355.37	1.04	315.89	0.93	473.83	1.39	$A_g$
	H40A3.0	(4)	3.00	0%	단조	259.00	268.50	1.04	263.24	1.02	473.83	1.83	$A_g$
	H60A1.5	(5)	1.50	0%	단조	337.00	351.86	1.04	350.11	1.04	315.10	0.94	$A_g$
	H40A1.5WF1.8	(6)	1.50	0%	단조	522.00	529.11	1.01	526.48	1.01	473.83	0.91	$A_g$
본 연구의 시험체	H40A2.0C	(7)	2.00	0%	반복	368.00	353.79	0.96	315.89	0.86	379.10	1.03	$A_e$
	H40A1.5B	(8)	1.50	0%	단조	392.00	401.95	1.03	455.94	1.16	410.35	1.05	$A_g$
	H40A2.0B	(9)	2.00	0%	단조	334.00	335.96	1.01	341.96	1.02	410.35	1.23	$A_g$
	H40A2.5B	(10)	2.50	0%	단조	269.00	269.97	1.00	273.67	1.02	410.35	1.53	$A_g$
	H40A3.0B	(11)	3.00	0%	단조	203.00	203.98	1.00	227.97	1.12	410.35	2.02	$A_g$
	H30A1.5B	(12)	1.50	0%	단조	458.00	470.77	1.03	534.00	1.17	480.61	1.05	$A_g$
	H40A1.5BT	(13)	1.50	0%	단조	381.00	375.74	0.99	455.94	1.20	410.35	1.08	$A_g$
	SA1.5B	(14)	1.50	0%	단조	430.00	401.95	0.93	455.94	1.06	410.35	0.95	$A_g$
Lynn (1996)	3CLH18	(16)	3.87	9.4%	반복	271.00	256.97	0.95	200.10	0.74	314.93	1.16	$A_e$
	3SLH18	(17)	3.87	9.4%	반복	267.00	256.97	0.96	200.10	0.75	314.93	1.18	$A_e$
Ikeda (1968)	45	(18)	2.89	20%	반복	82.00	100.57	1.23	96.72	1.18	99.11	1.21	$A_e$
	46	(19)	2.89	20%	반복	81.00	100.57	1.24	96.72	1.19	99.11	1.22	$A_e$
Umemura (1970)	207	(20)	2.22	22%	반복	106.00	108.68	1.03	99.41	0.94	94.96	0.90	$A_e$
	214	(21)	2.22	55%	반복	83.00	80.74	0.97	72.15	0.87	81.42	0.98	$A_e$
평균	-	-	-	-	-	-	-	1.02	-	1.01	-	1.17	-



〈그림 7〉 실험결과와 전단강도의 비

〈표 7〉 전단성능모델의 분산도

구분	제안식	Sezen et al. <sup>(7)</sup>	신뢰도기반
평균	1.02	1.01	1.17
분산도	0.0066	0.018	0.115
표준편차	0.081	0.135	0.339

## 6. 결론

횡하중을 받는 중공단면 기둥의 연성도에 따른 전단거동 특성을 살펴보기 위하여 형상비( $a/d$ ), 단면의 중공비, 축방향철근비, 중공 및 중실단면을 변수로 시험체(총 8기)를 제작하여 실험적 연구를 수행하였다. 실험결과는 기존의 다양

한 전단평가식과 비교·검토하여 특성을 분석하였으며 역학적 특성과 실험결과에 기초하여 선창호와 김익현<sup>(9)</sup>의 초기 전단강도 식을 수정·보완하여 축방향철근비를 고려한 합리적인 전단강도 평가식을 제안하고 타당성을 검증하였다. 본 연구의 주요 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 축방향철근비에 상관없이 형상비( $a/d$ )에 따라 콘크리트의 초기전단강도는 감소한다.
2. 단면적이 동일하면 중실, 중공, 중공비에 관계없이 유사한 초기전단강도를 갖는다. 따라서, 단위면적당 전단강도 산정은 시험체의 복부면적( $b_w d$ )보다 전단면적( $A_g$ )을 고려하는 것이 타당하다.
3. 본 연구의 시험체의 축방향철근비는 1.26%이고 기존 연구의 시험체의 축방향철근비는 1.8%이다. 콘크리트 압축강도를 보정한 후 전단강도를 서로 비교하면 본 연구 시험체의 전단강도는 기존 연구 시험체의 전단강도의 약 86%~91%이다. 따라서, 전단강도의 약 9%~14%의 차이는 축방향철근비의 영향으로 판단된다.
4. 실험결과 시험체 단면의 압축영역에 배근된 축방향철근은 콘크리트의 초기전단강도에 크게 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 따라서, 콘크리트 초기 전단강

도는 인장영역에서의 축방향철근비를 고려하여야 하나 본 연구에서는 계산의 편의를 위해 인장영역 및 압축영역의 축방향철근비를 모두 고려한 전단강도 평가식을 제안하였다.

5. 제안된 전단강도 평가식을 휨연성을 발휘하기 이전 ( $\mu \leq 2$ )에 파괴가 발생한 시험체를 대상으로 적용해 본 결과, 타 연구자의 전단강도 평가식보다 분산도가 매우 작아 예측정도가 크게 향상되었다.
6. 횡하중을 받는 기둥의 전단강도는 변위연성도에 따라 감소하는 특성을 나타내므로 향후 변위연성도에 의한 전단강도 감소를 고려하는 전단강도 평가식에 대한 연구가 필요하다.

### 참고 문헌

이 논문은 2005년 울산대학교의 연구 자원에 의하여 연구되었으며 이에 감사드립니다.

### 참고 문헌

1. 대한토목학회, 교량설계핵심기술연구단, “도로교설계기준 해설,” 2008.
2. 국승규, 이재훈, 하동호, 김익현, 손혁수, 신뢰도기반 도로교 내진 설계기준안, 교량설계핵심기술연구단, KBRC TRS 011, 110pp.
3. Aschheim, M., Moehle, J. P., and Werner, S. D., “Deformability of concrete columns.” *Project Report under Contract No.59Q122*, California Dept. of Transportation, Division of Structures, Sacramento, Calif., June, 1992
4. Xiao, Y., and Martirosyan, A., “Seismic performance of high-strength concrete columns,” *J. Struct. Eng.*, 124(3), 241-251, 1998.
5. Priestley, M. J. N., Verma, R., and Xiao, Y., “Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns,” *J. Struct. Eng.*, 120(8), 2310-2329, 1994.
6. Kowalsky, M. J., and Priestley, M. J. N., “Improved Analytical model for shear strength of circular reinforced concrete columns in seismic regions,” *ACI Struct. J.*, Title no. 97-S42, 2000.
7. Sezen, H. and Moehle, J. P., “Shear strength model for lightly reinforced concrete columns,” *J. Struct. Eng.*, November, 1692-1703, 2004.
8. Maekawa, K., and An, X., “Shear failure and ductility of RC columns after yielding of main reinforcement,” *Engineering Fracture Mechanics* 65, 335-368, 2000.
9. 선창호, 김익현. “횡하중을 받는 RC 중공단면 기둥의 초기전단강도” 한국지진공학회 논문집, 제13권 제2호, 1-14, 2009.
10. CALTRANS, “Memo to designers change letter 02.,” California Dept. of Transportation, Sacramento, Calif., March, 1995.
11. ASCE/ACI Task Committee 426, “The shear strength of reinforced concrete members.,” *J. Struct. Div. ASCE*, 99(6), 1091-1187, 1973.
12. Kokusho, S. (1964). *Rep.*, Building Research Inst., Tsukuba, Japan, also in Masaya, H. (1973). *A list of past experimental results of reinforced concrete columns*, Building Research Inst., Ministry of Construction, Japan.
13. Kokusho, S., and Fukuhara, M. (1965). *Rep.*, Kokusho Lab., Tokyo Industrial Univ., also in Masaya, H. (1973). *A list of past experimental results of reinforced concrete columns*, Building Research Inst., Ministry of Construction, Japan.
14. 土木學會, 콘크리트標準示方書, 日本, 平成 8年.