



## 형 보강된 프리캐스트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단강도

김철구<sup>1)</sup> · 박홍근<sup>1)</sup> · 홍건호<sup>2)</sup> · 강수민<sup>3)\*</sup>

<sup>1)</sup>서울대학교 건축학과 <sup>2)</sup>호서대학교 건축공학과 <sup>3)</sup>충북대학교 건축공학과

### Shear Strength of PC-CIP Composite Beams with Shear Reinforcement

Chul-Goo Kim,<sup>1)</sup> Hong-Gun Park,<sup>1)</sup> Geon-Ho Hong,<sup>2)</sup> and Su-Min Kang<sup>3)\*</sup>

<sup>1)</sup>Dept. of Architecture & Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul 151-744, Korea

<sup>2)</sup>Dept. of Architectural Engineering, Hoseo University, Asan 336-795, Korea

<sup>3)</sup>Dept. of Architectural Engineering, Chugbuk National University, Cheongju 361-763, Korea

**ABSTRACT** Currently, in the precast concrete construction, Precast Concrete (PC) and Cast-In-Place (CIP) concrete with different concrete strengths are frequently used. However, current design codes do not specifically provide shear design methods for PC-CIP hybrid members using dual concrete strengths. In the present study, simply supported composite beams with shear reinforcement were tested. The test variables were the area ratio of the two concretes, spacing of shear reinforcement, and shear span-to-depth ratio. The shear strengths of the test specimens were evaluated by current design codes on the basis of the test results. The results showed that the shear strength of the composite beams was affected by the concrete strength of the compressive zone and also proportional to the flexural rigidity of un-cracked sections. Furthermore, the contribution of shear reinforcements varied according to the concrete strength of the compressive zone.

**Keywords** : shear strength, different concrete strength, precast concrete, composite beam, shear reinforcement

### 1. 서 론

최근 들어 지하주차장이나 물류센터의 건축현장에서 기둥, 보, 슬래브 등의 구조부재를 프리캐스트 콘크리트 (precast concrete, 이하 PC)와 현장타설 콘크리트(cast-in-place concrete, 이하 CIP)를 합성한 복합화 공법으로 시공하는 경우가 증가하고 있다. 외국에서는 경제성과 공기 단축을 위해 이미 많은 건물에 PC공법이 사용되었고 일반화되어 있는 반면, 국내의 경우는 구조체의 일체성 확보와 경제성을 위하여 All PC공법 보다는 PC와 CIP를 합성한 복합화 공법의 사용이 증가하고 있다.

PC-CIP 복합화 공법을 사용하는 경우, 경제적인 측면, 운송과 시공의 편리성을 고려하여 일반적으로 PC는 고강도 콘크리트(40 MPa이상), CIP는 저강도 콘크리트(24 MPa)를 사용한다.

현행 구조기준(KCI 2012 17.2.(3), ACI318-11 17.2.3)<sup>1,2)</sup>에 따르면, 합성부재를 이루는 요소의 재료적인 특성이

다를 경우, 각 요소의 특성을 각각 사용하거나 이들 중 가장 불리한 값을 사용하여 합성단면의 강도를 산정하도록 명시하고 있다. 이러한 현행기준에 의거하여 실무에서 PC와 CIP 합성단면의 전단강도를 계산할 경우, 개별 단면의 전단강도를 각각 산정한 후 단순 합산하여 구하거나, 전단면에 대해 면적비로 유효콘크리트 강도를 계산하여 전단강도를 산정한다. 일부에서는 PC와 CIP 중 상대적으로 낮은 콘크리트 강도만 가지고 전단강도를 산정한다. 현재 이러한 다양한 전단강도 평가방법들의 유효성에 대한 실험적 검증이나 이론적 분석은 부족한 상황이다. 더욱이, PC와 CIP 콘크리트의 강도차이가 커질 경우, 위에서 소개한 다양한 방법들로 평가한 전단강도의 편차가 증가한다. 따라서 복합화 공법의 안전성 확보를 위해서 콘크리트의 강도차이가 큰 PC와 CIP 콘크리트로 이루어진 합성보의 전단강도 산정에 대한 명확한 기준이 필요하다.

콘크리트 합성부재의 전단강도 평가에 대한 선행연구를 살펴보면, PC와 CIP 접합면의 수평전단에 대한 연구가 주로 이뤄졌다. Seamann et al.<sup>3)</sup>은 PC보와 CIP슬래브의 수평전단 연결재에 대해, Loov et al.<sup>4)</sup>과 Kahn et. al.<sup>5)</sup>은 합성 T형 보의 수평전단에 대해, Halicka<sup>6)</sup>는 합성 보의 접합면 상태에 따른 수평전단강도에 대해 연구하였다.

\*Corresponding author E-mail : kangsm@chungbuk.ac.kr

Received November 18, 2013, Revised January 9, 2014,

Accepted February 4, 2014

©2014 by Korea Concrete Institute

기존의 합성부재의 수평 전단 연구<sup>4,6)</sup>에서 수평전단파괴가 일어나도록 설계된 실험체에서 예상치 못한 수직전단 파괴가 발생한 경우도 보고된 사례가 있다. Loov et al.<sup>4)</sup>의 연구에 의하면 분리 타설면의 접촉면이 넓은 실험체에서 예상치 못한 수직전단파괴가 발생하였으며, Halicka<sup>6)</sup>의 연구에 의하면 총 실험체의 2/3에 해당하는 실험체에서 사인장 균열이 발생하였으며 최종적으로 수직/수평 전단파괴가 동시에 발생하였다. 이와 같이 합성부재에 있어서 수평전단 파괴이전에 수직전단 파괴가 발생하거나 수직전단에 의한 손상으로 수평전단성능이 감소할 수도 있으므로 합성부재의 수직전단성능에 대해서 명확한 분석이 필요하다.

Kim et al.<sup>7)</sup>은 횡보강되지 않은 PC와 CIP 합성단면의 수직전단 실험을 수행하였는데, 이는 현재 유일한 합성단면의 수직전단 실험 결과로 전단철근의 영향이 없는 합성 단면의 전단거동을 평가하였다. 횡보강되지 않은 합성보의 실험 결과를 살펴보면, 휨 철근비가 1.75%이하, 전단경간비가 4.0, 압축대에 60 MPa이상의 고강도 콘크리트가 사용된 경우 현행 기준<sup>1,2)</sup>이 실험 결과를 과대평가하였다. 이 연구에서는 이전연구에서 수행되지 않은 횡 보강된 합성 단면의 전단 강도에 대해 다양한 변수로 평가하여 서로 다른 콘크리트 강도로 이루어진 합성보의 수직전단강도를 분석/검증하였다.

## 2. 실험체 설계

### 2.1 현행기준의 전단강도

콘크리트 휨 부재의 전단강도에 대한 현행 구조기준<sup>1)</sup>은 다음과 같다.

공칭 수직 전단 강도(KCI 2012) 식 (7.2.2)<sup>1)</sup>

$$V_n = V_c + V_s \quad (1)$$

여기서,

$$V_{c1} = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (2)$$

또는

$$V_{c2} = (0.16 \sqrt{f_{ck}} + 17.6 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \quad (3)$$

여기서,  $V_{c2} \leq 0.29 \sqrt{f_{ck}} b_w d$ 이고  $V_u d / M_u \leq 1.0$ 이고  $f_{ck}$ 는 콘크리트의 설계기준 압축강도,  $b_w$ 는 복부의 폭,  $d$ 는 중 방향 인장철근의 중심에서 압축콘크리트 연단까지 거리,  $\rho_w = A_s / b_w d$ ,  $V_u$ 는 단면에서의 계수전단력,  $M_u$ 는 계수 휨모멘트를 나타낸다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (4)$$

여기서,  $A_v$ 는 간격  $s$  내의 전단철근의 단면적,  $f_{yt}$ 는 횡방향 철근의 설계기준항복강도,  $s$ 는 중방향 철근에 평행한 방향으로 전단철근의 간격을 나타낸다.

콘크리트 구조기준<sup>1)</sup>에서 최소전단연결재가 있는 경우 수평 전단강도는 다음과 같이 정의 한다.

$$V_{nh} = (1.8 + 0.6 \rho_v f_y) \lambda b_v d \leq 3.5 b_v d \quad (5)$$

여기서,  $\rho_v$ 는 접촉 면적에 대한 전단연결재 면적의 비,  $b_v$ 는 수평전단에 대하여 검토되는 접촉 면적의 단면 폭을 나타낸다. 최소 전단연결재는 식 (6)에 따라 산정하여야 하고 연결재의 간격은 지지요소의 최소 치수의 4배, 또한 600 mm 이하이어야 한다.

$$A_{v, \min} = 0.0625 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0.35 b_w s / f_{yt} \quad (6)$$

### 2.2 실험 변수

압축강도가 다른 콘크리트로 분리타설된 합성 휨 재의 전단 성능 평가를 위해 15개 단순지지 보에 대해 실험을 수행하였다. 실험의 주요 변수로 고강도와 저강도 콘크리트의 면적비, 전단경간비, 그리고 전단철근 간격을 고려하였다. 단면적비는 Fig. 1과 같이 총 5가지를 사용하였다. 횡보강되지 않은 합성 보와의 비교를 위해 이전연구<sup>7)</sup>(무 횡보강된 합성단면의 전단강도)와 같은 단면으로 구성하였다. 단면 A와 B는 각각 24 MPa 저강도 콘크리트와 60 MPa 고강도 콘크리트를 전단면에 타설한 단면으로서, 저강도와 고강도 콘크리트가 분리 타설된 단면 C~E와 비교하기 위한 기준 단면이다. 단면 C와 D에서는 저강도의 현장타설 콘크리트의 깊이가 전단강도에 미치는 영향을 보기 위해서 단면 C의 상부 3/8과 단면 D의 상부 5/8에 저강도 콘크리트(24 MPa)를 타설하였다. 단면 E는 연속보로 설계한 경우 부 모멘트가 작용하는 구간에서 발생할 수 있는 단면으로 상부 3/8이 60 MPa이고 하부 5/8가 24 MPa이다.

두번째 변수는 전단 경간비( $a/d$ )로 2.5와 4.0을 고려하였다. 세번째 변수는 전단철근비로서 전단철근 간격이 170 mm(Fig. 2(a)와 (b))와 450 mm(Fig. 2 (c))인 경우를 고려

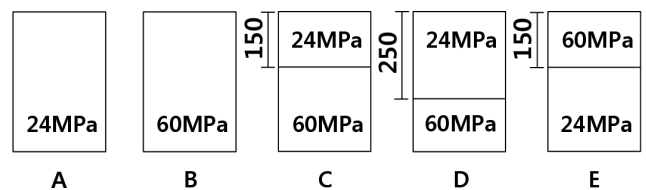


Fig. 1 Cross-section type A~F for test specimens

하였다. 현행 기준에 따르면 간격이 170 mm인 경우는 전단철근이 수직전단력과 수평전단력 모두 저항할 수 있는 최대간격이며 간격이 450 mm인 경우는 수평전단력만 저항할 수 있는 최대 간격이다. 따라서 전단철근의 간격이 450 mm인 경우에는 전단철근이 수평전단에만 기여할 수 있다.

Fig. 2는 실험체의 철근 배근 상세로서 (a)는 전단경간비가 2.5, 휨 철근비가 1.75%, 전단철근 간격이 170 mm인 실험체이고 (b)는 전단경간비가 4.0, 휨 철근비가 2.87%, 전

단철근 간격이 170 mm인 실험체이고 (c)는 전단경간비가 4.0, 휨 철근비가 1.75%, 전단철근 간격이 450 mm 실험체이다.

### 2.3 실험체 설계 및 제작

실험체는 두 번에 나눠 제작하고 실험하였는데 SR1 ~ SR5와 SR11 ~ SR15는 1차 실험체이고 SR6 ~ SR10은 2차 실험체이다(Table 1). 모든 실험체의 단면크기는 260×400 mm이며, 지점간 순 길이는 전단경간비가 2.5인 실험체의 경우 2100 mm이고 전단경간비가 4.0인 실험체의 경우 3120 mm이다. 철근은 피복두께를 고려하여 a와 c에서는 4D22를 1단으로 배치하였고 b에서는 5D25를 2단으로 배치하였다(Fig. 2).

Table 1은 실험체의 예측 휨강도와 전단강도를 나타내고 있다. 모든 실험체는 실험체 휨성능( $M_n$ )에 도달하기 위한 휨 요구전단력( $V_m$ )과 수직 전단성능( $V_n$ )의 비( $V_m/V_n$ )가 1.0 이상이 되도록 설계하여 휨 항복 전에 전단 파괴 발생하도록 하였다. 여기서 수직 전단성능( $V_n$ )은 콘크리트 전단강도 일반식(식 (2))을 사용하여 계산하였고 합성단면의 콘크리트 강도는 전단면의 단면적비에 근거한 유효강도를 사용하였다. 예를 들어, 단면 C의 경우 유효강도  $f_{dvc} = 15/40 \times 24 \text{MPa} + 25/40 \times 60 \text{MPa} = 46.5 \text{MPa}$ 이다.

SR1 ~ SR10의 전단철근 간격은 170 mm로 수직전단력에 저항할 수 있는 반면, SR11 ~ SR15의 전단철근 간격은 450 mm로 수직전단력을 저항할 수 있는 최대간격  $d/2$  (170 mm)를 초과하기 때문에 수직전단력 계산시 전단철근의 영향은 제외하였다.

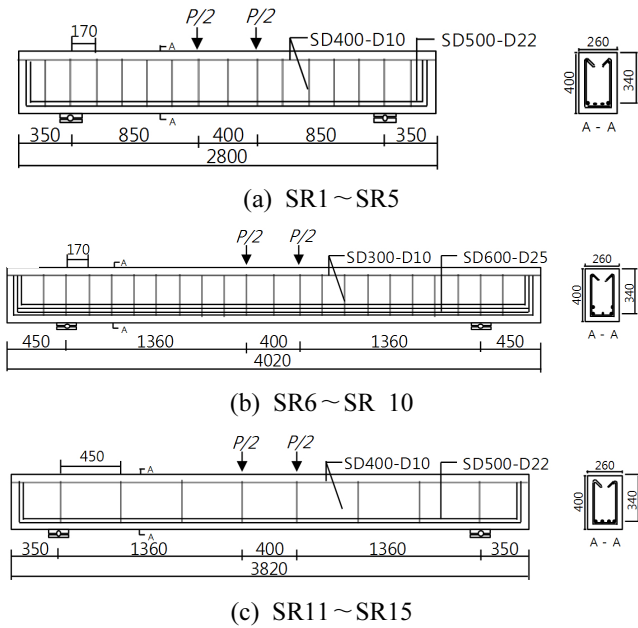


Fig. 2 Types of re-bar arrangement (unit: mm)

Table 1 Test variables and predictions of moment and shear capacities of specimens

Specimens	Section type	Rebar arrangement	Longitudinal re-bar (ratio)	Shear re-bar (ratio)	$a/d$	$M_n$ (kN·m)	$V_m (= \frac{M_n}{a})$ (kN)	$V_n$ (Eq.(1),(2)) (kN)	$\frac{V_m}{V_n}$	$V_{nh}$ (Eq.(5)) (kN)	$V_{hv} (= \tau_b l)$ (kN)	$\frac{V_{hv}}{V_{nh}}$
SR1	A	a	4-D22 (1.75%)	D10 @170 (0.32%)	2.5	235	276	186	1.48	-	-	-
SR2	B					283	333	228	1.46	-	-	-
SR3	C					235	276	215	1.29	569	641	1.13
SR4	D					235	276	204	1.35	569	611	1.07
SR5	E					283	333	204	1.63	569	611	1.07
SR6	A	b	5-D25 (2.87%)	D10 @170 (0.32%)	4.0	299	220	158	1.39	-	-	-
SR7	B					430	316	200	1.58	-	-	-
SR8	C					299	220	186	1.18	842	890	1.06
SR9	D					299	220	176	1.25	842	841	1.00
SR10	E					430	316	176	1.80	842	841	1.00
SR11	A	c	4-D22 (1.75%)	D10 @450 (0.12%)	4.0	207	152	72	2.11	-	-	-
SR12	B					241	177	114	1.55	-	-	-
SR13	C					207	152	100	1.51	740	480	0.65
SR14	D					207	152	90	1.68	740	431	0.58
SR15	E					241	177	90	1.96	740	431	0.58

Table 1은 공칭수평전단강도( $V_{nh}$ )와 수직전단강도에 근거하여 계산된 수평전단력( $V_{hv}$ )에 대해서도 비교하고 있다. 여기서,  $V_{hv}$ 는 공칭 수직 전단강도에 해당하는 수평 전단력으로 두 콘크리트 경계면에서의 전단응력( $\tau$ )과 접촉면적( $b_v l$ )을 곱한 값이다. Table 1에 나타난 바와 같이  $V_{hv}/V_{nh}$  값은 0.58~1.13으로 SR3, 4, 5, 8은 수직전단 파괴 이전에 수평전단파괴가 발생할 수 있는 것으로 예측되었다.

실험체는 3일에 걸쳐 제작 되었다. 실험체 타설 첫째 날은 60 MPa 콘크리트를 타설하고 증기양생을 하였으며, 둘째 날은 양생된 60 MPa 콘크리트 위에 24 MPa 콘크리트를 타설하였다. 셋째 날에는 단면 E의 상부에 위치한 60 MPa 콘크리트를 타설하였다. 수평전단력의 저항을 높이기 위해 하부에 타설된 콘크리트가 완전히 양생이 이뤄지기 전 분리타설 면에 지연체를 살포한 뒤 시멘트 모르타르를 걷어내어 표면을 약 6 mm 깊이로 거칠게 하였다. (Fig. 3) 압축강도 시험용 공시체는 실험체와 같은 조건에서 타설, 양생하였다.

하중재하를 위해 보 중앙에 2점 하중을 가하였고 지지점과 가력점에는 롤러철물을 사용하였다. 철근이 전단파괴 이전에 휨 항복을 하였는지 확인하기 위해 휨 철근에 5 mm 변형률게이지를 부착하였고 보 중앙부의 처짐과

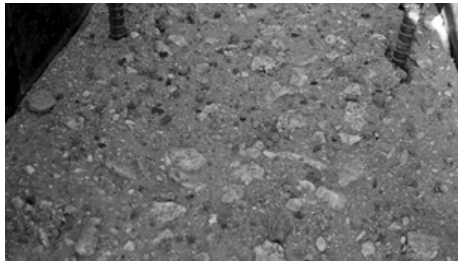


Fig. 3 An intentionally roughened interface

Table 2 Mixture proportions of concrete

Specimen No.	Nominal strength	W/C (%)	Unit weight (kg/m <sup>3</sup> )				
			W	C	S	G	SP
SR6~SR10	24	43	150	349	925	974	0.0
	60	31.6	168	531	720	897	5.3
SR1~SR5, SR11~SR15	24	48	165	344	860	968	1.72
	60	29	180	620	625	935	8.06

Note) Maximum aggregate size = 25 mm

Table 3 Mechanical properties of rebars

Type	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ ( $\mu\epsilon$ )	$E_s$ (GPa)
SD300 D10	340	1847	184
SD400 D10	467	2382	196
SD500 D22	555	2968	187
SD600 D25	735	3675	200

곡률 측정을 위해 보의 중앙 하부에 5개의 LVDT를 설치하였다.

## 2.4 재료 강도

실험체에는 공칭강도 24 MPa와 60 MPa 두 가지 종류의 콘크리트를 사용하였으며 Table 2는 콘크리트의 배합을 나타낸다. 굵은 골재의 최대치수는 25 mm를 사용하였다. 콘크리트 공시체는 KS F 2403 기준을 따라 100×200 mm로 제작하였고 공시체를 강도별로 3개씩 KS F 2405 기준을 따라 압축 강도 실험을 하였다. 공시체 실험 강도 값은 실험 결과와 함께 Table 4~6에 나타냈다.

철근은 SD300 D10, SD400 D10, SD500 D22, SD600 D25를 사용하였다. 철근의 기계적 성질을 평가하기 위해 KS B 0801의 금속재료 인장시험 규정에 따라 시험편을 제작하였고 KS B 0802에 따라 시험을 실시하였다. 사용한 철근의 기계적 특성은 Table 3에 나타난 바와 같고 SD600 철근은 offset method를 이용하여 항복응력과 변형률을 정의하였다.

## 3. 하중-변위 관계

### 3.1 SR1-SR5

SR1~SR5는 전단철근 간격이 170 mm이고 전단경간비가 2.5인 실험체로 그 결과는 Fig. 4과 Table 4에 나타냈다. 전단강도 예측시 유효콘크리트 강도를 사용하였고 일반식( $V_{c1}$ , 식 (2))과 정밀식( $V_{c2}$ , 식 (3))으로 예측하였다. 실험체 강도는 ‘전단면이 60 MPa인 SR2(685 kN) > 상부의 3/8이 60 MPa이고 하부의 5/8가 24 MPa인 SR5(653 kN) > 상부의 3/8이 24 MPa이고 하부의 5/8가 60 MPa인 SR3(600 kN) > 상부의 5/8가 24 MPa이고 하부의 3/8이 60 MPa인 SR4(543 kN) > 전단면이 24 MPa인 SR1(474 kN)’ 순으로 나타났다.

실험체의 전단강도는 SR5를 제외하고 대체로 단면적 비로 강도를 평균한 유효콘크리트 강도( $f_{cke}$ )와 비례하였고 특히, SR2, SR5와 같이 압축대에 60 MPa를 사용한 경우 큰 전단강도를 나타냈다. 실험 결과 비교/분석시 휨에 의한 압축대 깊이를 계산하여 나온 크기를 압축대로 정의하고 나머지는 인장대로 정의하였다. 압축대에 60 MPa를 사용한 SR5는 압축대에 24 MPa, 인장대에 60 MPa를 사용한 SR3과 SR4보다 각각 9%와 20% 큰 전단강도를 보였다. 합성부재 중에서 가장 작은 유효콘크리트 강도를 가진 SR5가 가장 큰 전단강도를 나타낸 결과는 횡보 강된 부재의 경우 압축대 콘크리트 강도가 전단강도에 크게 기여한다는 것을 나타낸다. 인장대 콘크리트 강도에 따라 초기 휨 균열 강도에 차이를 보였고, 휨 균열 이후의 거동은 압축대 콘크리트에 영향을 받아 압축대 고강도가 사용된 경우 큰 휨강성과 전단강도를 나타냈다.

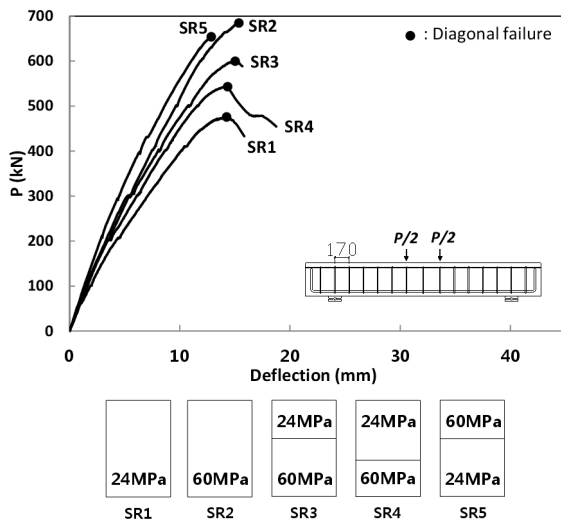


Fig. 4 Load-center deflection relationship of SR1~S5 ( $s = 170$  mm,  $a/d = 2.5$ )

Table 4 Test results of SR1~SR5

Specimens	$f_{ck}$ (MPa)			$V_{test}$ (kN)	KCI predicted (kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24 MPa	60 MPa	$f_{cke}$		$V_{c1}$	$V_{c2}$		
SR1	20.6	-	20.6	237	200	252	1.18	0.94
SR2	-	63.8	63.8	343	251	301	1.36	1.14
SR3	20.6	59.1	44.7	300	232	282	1.29	1.06
SR4	21.3	63.8	37.2	272	223	274	1.22	0.99
SR5	22.6	51.5	33.4	327	218	270	1.49	1.21

모든 실험체는 강도뿐만 아니라 강성에서도 차이를 보였다. 강성 역시 대체로 유효압축강도( $f_{cke}$ )와 비례하였고 압축대에 60 MPa를 사용한 경우 크게 증가하였다. 전단강도는 이러한 휨 강성에 비례하여 증가하였다. 이처럼 확보강된 부재의 전단강도는 유효콘크리트 강도, 압축대 콘크리트 강도, 그리고 부재의 휨 강성이 증가함에 따라 증가하였다.

### 3.2 SR6-SR10

SR6~SR10은 전단철근 간격이 170 mm이고 전단경간비가 4.0인 실험체로 그 결과는 Fig. 5와 Table 5에 나타났다. 실험강도는 ‘전단면이 60 MPa인 SR7(555 kN) > 상부의 3/8이 60 MPa이고 하부의 5/8가 24 MPa인 SR10(504 kN) > 상부의 3/8이 24 MPa이고 하부의 5/8가 60 MPa인 SR8(437 kN) > 상부의 5/8가 24 MPa이고 하부의 3/8이 60 MPa인 SR9(386 kN)  $\approx$  전단면이 24 MPa인 SR6(380 kN)’ 순으로 나타났다. 실험 결과는 전단경간비가 2.5인 이전 실험체와 비슷한 양상을 보였다.

실험체의 전단강도는 대체로 유효콘크리트 강도( $f_{cke}$ )

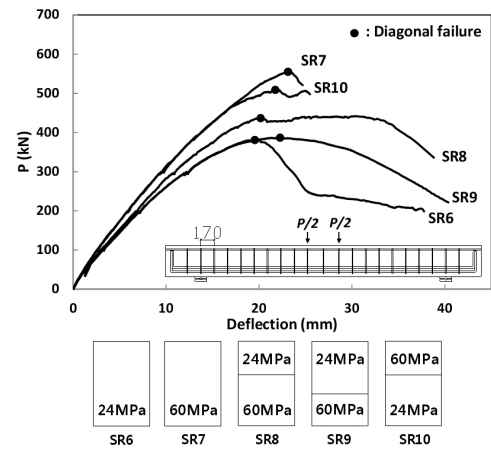


Fig. 5 Load-center deflection relationship of SR6~SR10 ( $s = 170$  mm,  $a/d = 4.0$ )

Table 5 Test results of SR6~SR10

Specimens	$f_{ck}$ (MPa)			$V_{test}$ (kN)	KCI predicted (kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24 MPa	60 MPa	$f_{cke}$		$V_{c1}$	$V_{c2}$		
SR6	22.6	-	22.6	190	167	196	1.14	0.97
SR7	-	53.3	53.3	278	205	232	1.36	1.20
SR8	22.6	53.3	41.8	219	192	220	1.14	0.99
SR9	22.6	53.3	34.1	193	183	211	1.05	0.91
SR10	22.6	51.5	33.4	252	182	211	1.38	1.20

에 비례하였고 압축대가 60 MPa인 경우 전단강도가 크게 증가하였다. 압축대에 60 MPa를 사용한 SR10은 합성부재 중에서 유효콘크리트 강도가 가장 작았지만 압축대에 24 MPa, 인장대에 60 MPa를 사용한 SR8과 SR9보다 각각 15%와 31% 큰 전단강도를 나타냈다.

실험체의 강성은 압축대 콘크리트 강도에 비례하였다. 전단면이 60 MPa인 SR7과 압축대가 60 MPa, 인장대가 24 MPa인 SR10은 초기부터 같은 강성을 유지하다가 SR10이 최대하중의 90%에서 강성이 급격히 감소하면서 먼저 파괴되었다. 전단면이 24 MPa인 SR6과 압축대와 웨브가 24 MPa, 인장대가 60 MPa인 SR9 역시 초기부터 같은 강성을 나타냈고 최대하중에서 SR6은 강도가 급감하면서 취성적으로 파괴되었고 SR9는 강도가 서서히 감소하면서 파괴되었다.

전단경간비가 크며 확보강된 부재에서도 유효콘크리트, 압축대 콘크리트 강도, 그리고 부재의 휨 강성이 증가함에 따라 전단강도가 증가하였다.

### 3.3 SR11-SR15

SR11~SR15는 전단철근 간격이 450 mm이고 전단경간비가 4.0인 실험체로 그 결과는 Fig. 6와 Table 6에 나타났다. 전단철근은 수평전단력에는 저항할 수 있지만 수

직전단력에는 저항할 수 없는 간격으로 수직전단강도 예측시 콘크리트 영향만 고려하였다(수직전단력에 저항하기 위한 전단철근 간격은  $d/2$  이하이어야 함). 실험 강도는 Fig. 6와 같이 최대하중 상태로 정의하였고, 둥근 점으로 표시하였다. 실험강도는 ‘상부의 3/8이 24 MPa이고 하부의 5/8가 60 MPa인 SR13(320 kN) > 상부의 3/8이 60

MPa이고 하부의 5/8가 24 MPa인 SR15(306 kN)  $\approx$  상부의 5/8가 24 MPa이고 하부의 3/8이 60 MPa인 SR14 (300 kN) > 전단면이 60 MPa인 SR12(280 kN) > 전단면이 24 MPa인 SR11(189 kN)’순으로 나타났다.

전단철근 간격이 450 mm인 실험체는 전단철근 간격이 170 mm인 이전 실험체들과는 전혀 다른 양상을 보였다. 압축대가 24 MPa, 인장대가 60 MPa인 SR13과 SR14의 전단강도가 전단면이 60 MPa인 SR12보다 크게 나타났으며, SR14를 제외한 모든 실험체는 사인장 균열 이후 취성적으로 파괴되지 않고 변형이 60%~296% 증가한 후 파괴되었다. 특히, 압축대가 60 MPa인 SR15는 사인장 균열 후 강도가 33% 증가한 후 수평파괴 되었다.

이번 실험 결과는 횡보강 되지 않고 전단경간비가 큰 실험 결과와 비슷한 양상을 보였다. 압축대가 저강도 콘크리트이고 인장대가 고강도 콘크리트인 부재가 전단면이 고강도 콘크리트인 부재보다 큰 전단강도를 나타냈다. 이는 압축대의 저강도 콘크리트로 인해 압축대가 깊어졌고 인장대의 고강도 콘크리트로 인해 초기 휨 균열이 억제되었기 때문이다. 또 다른 이유로는 분리 타설된 면에서의 불연속성으로 인하여 사인장 균열이 단일균열에 의해 발생하지 않고 균열이 분산되거나 균열각도가 변하면서 균열길이가 증가하여 전단강도가 증가하였다(Fig. 8 참고).

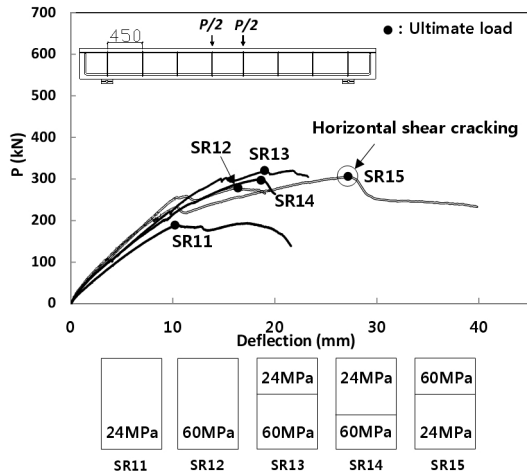


Fig. 6 Load-center deflection relationship of SR11~SR15 (s=450 mm, a/d=4.0)

Table 6 Test results of SR11~SR15

Specimens	$f_{ck}$ (MPa)			$V_{test}$ (kN)	KCI predicted (kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24 MPa	60 MPa	$f_{cke}$		$V_{c1}$	$V_{c2}$		
SR11	20.3	-	20.3	95	66	83	1.42	1.14
SR12	-	63.2	63.2	140	117	132	1.19	1.06
SR13	20.8	63.2	47.3	160	101	117	1.58	1.37
SR14	20.8	63.2	36.7	150	89	105	1.68	1.43
SR15	21.8	58	35.4	153	88	104	1.75	1.48

### 3.4 파괴모드

Fig. 7의 하중 단계별 전단손상 과정을 살펴보면, 전단경간비가 2.5인 SR5는 1)초기에 중앙부 휨 균열이 발생하고 2)휨 균열이 중립축까지 진전한 후, 3)지지점 부근에서 발생한 휨 균열이 사인장 균열로 발전되어 가력점까지 도달하여 4)최종적으로 사인장 균열 파괴(diagonal shear cracking failure)가 발생하였다.

전단경간비가 4.0이고 전단철근 간격이 170 mm인 SR10은 1)초기 중앙부 휨 균열이 발생하고 2)휨 균열이 중립

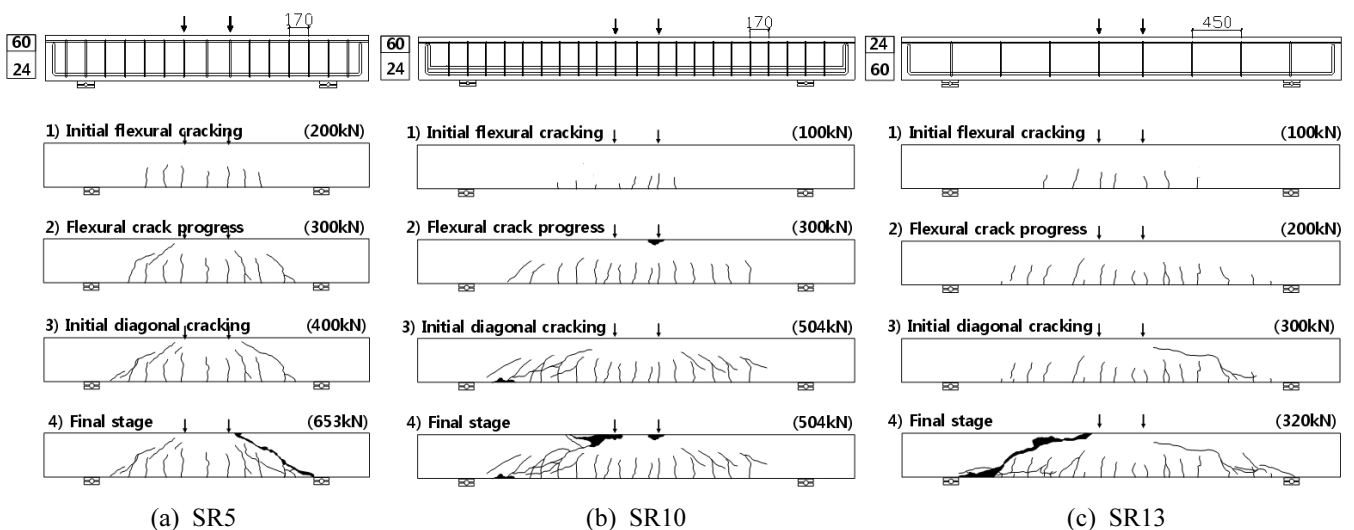


Fig. 7 Development of crack damage

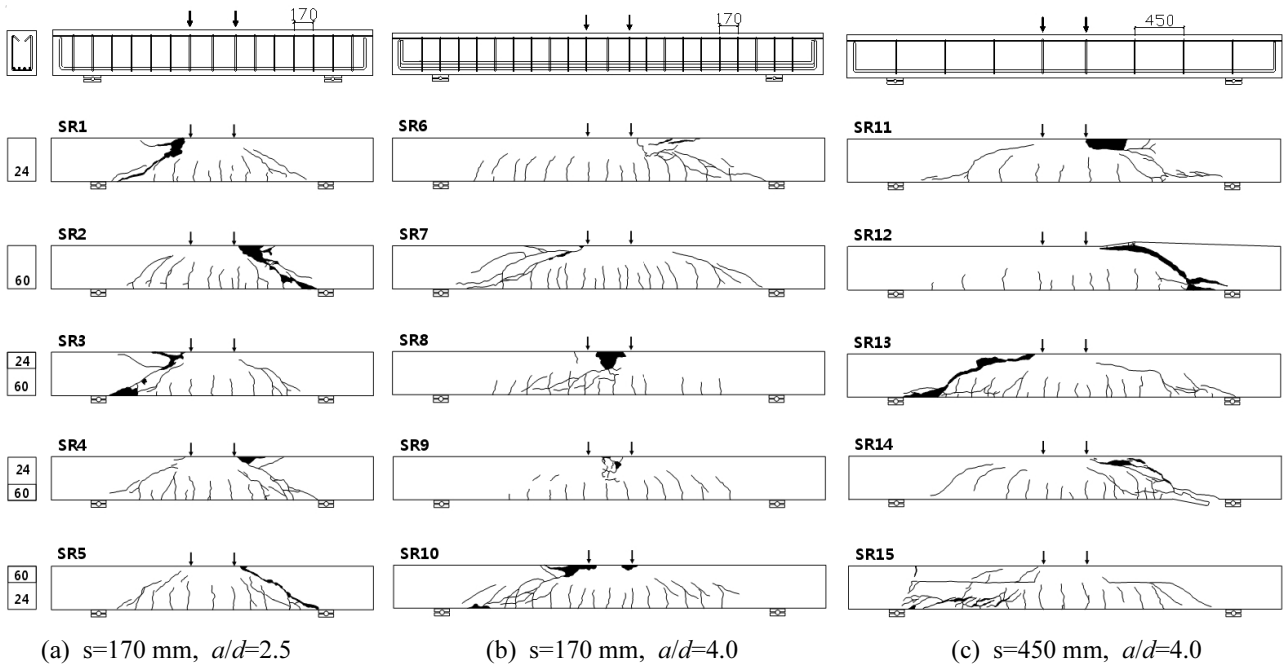


Fig. 8 Crack pattern of SR1~SR15 at the end of test

축까지 진전한 후 3) 웨브에서 발생한 미세한 사인장 균열들이 천천히 전단철근을 가로질러 가력점에 도달하고 4) 최종적으로 사인장 균열 파괴(diagonal shear cracking)와 동시에 압축 철근이 좌굴하면서 압축대 콘크리트 파괴(shear-compression failure)가 발생하였다.

전단경간비가 4.0이고 전단철근 간격이 450 mm인 SR13은 1), 2) 중앙부에서 휨 인장 균열이 중립축까지 서서히 진전한 후 3) 웨브에서 사인장 균열이 macro crack으로 발전하고 최종적으로 사인장 균열 파괴(diagonal shear cracking failure)가 발생하였다.

Fig. 8은 모든 실험체의 최종 파괴양상을 나타내며, SR8, SR9, SR15를 제외한 모든 실험체는 사인장 균열 파괴(diagonal shear cracking failure)가 발생하였다. SR8과 SR9는 사인장 균열과 함께 압축대의 저장도 콘크리트가 압괴되면서 휨전단파괴가 발생하였고(최대 하중에서의 SR9 휨 철근 변형률  $2600 \mu\epsilon < \text{철근 항복 변형률 } 3675 \mu\epsilon$ ), SR15는 오른쪽 웨브에서 사인장 균열이 발생한 후, 분리 타설된 면에서 발생한 수평전단 균열과 휨 철근 부착 파괴에 의해 최종 파괴가 발생하였다.

#### 4. 실험 분석

##### 4.1 설계변수의 영향

형보강된 합성단면의 전단강도에 대한 설계변수의 영향을 알아보기 위해 Fig. 9에 설계 변수들에 따른 실험체의 전단강도변화를 나타냈다. 단면형상과 유효콘크리트 강도가 정모멘트와 부모멘트 단면에서 미치는 영향을 Fig. 9(a)에 실선과 점선으로 표시하였다. 전단철근 간격이 170 mm인 경우, 정모멘트 단면(실선)의 전단강도는

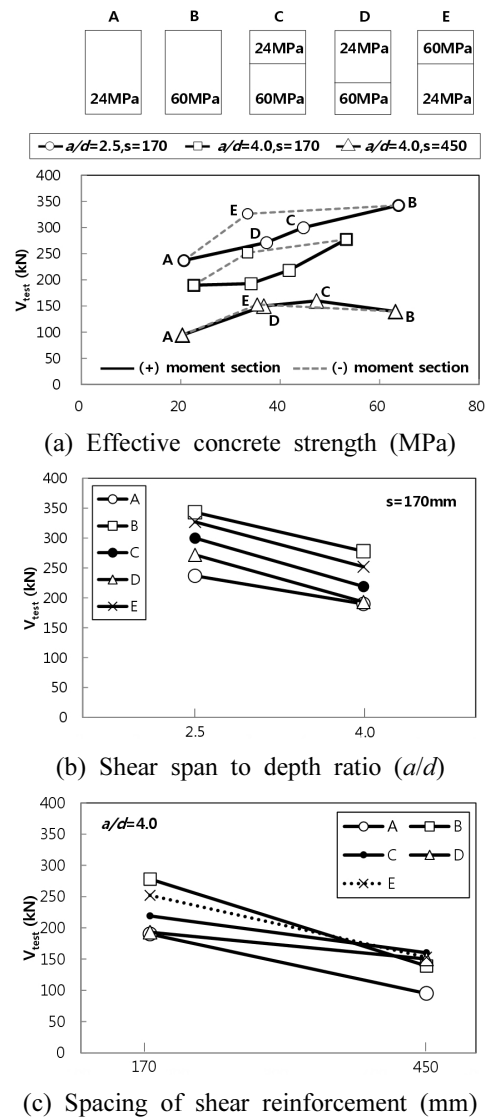


Fig. 9 Effects of test parameters

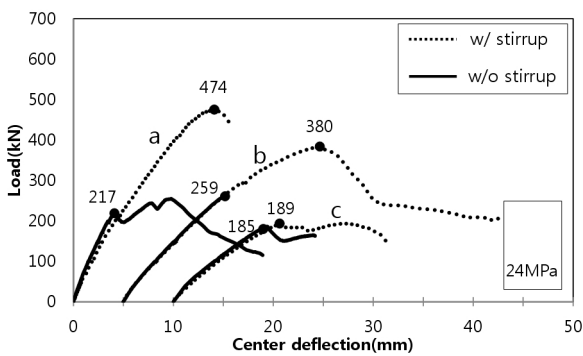
대체로 유효콘크리트 강도에 비례하였지만, 부모멘트 단면(점선)의 전단강도는 유효강도보다 압축대 콘크리트 강도에 영향을 받았다. 압축대 단면의 3/8이 60 MPa인 단면 E의 전단강도는 전단면이 60 MPa인 단면 B와 약 5~10% 정도의 미소한 차이를 보였다. 이는 횡보강된 부재에서의 전단강도는 인장대 콘크리트 강도보다 압축대 콘크리트 강도에 크게 영향을 받는 것을 보여준다. 반면, 전단철근 간격이 450 mm인 경우는 정모멘트와 부모멘트를 받는 합성단면(C~E)의 전단강도가 150~160 kN으로 단면형상과 관계없이 비슷한 강도를 나타냈다.

다음은 전단경간비에 따른 전단강도 변화로 Fig. 9(b)에 전단철근 간격이 170 mm인 실험체를 단면형상 별로 나타냈다. 단일단면과 합성단면 모두 전단경간비가 2.5에서 4.0으로 증가하면 전단강도가 감소하였다. Fig. 9(c)에는 전단철근 간격에 따른 전단강도의 변화를 전단경간비

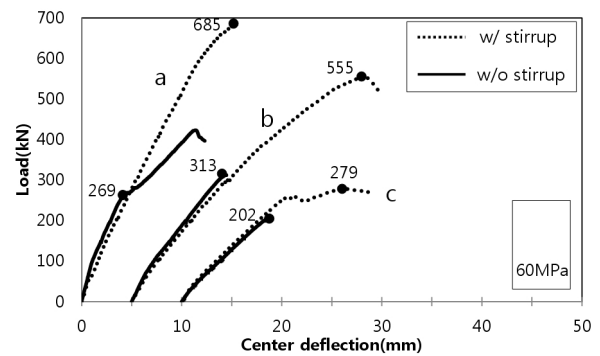
가 4.0인 실험체에 대해 나타냈다. 모든 단면의 전단강도는 전단철근 간격이 170 mm에서 450 mm로 증가하면서 감소하였다.

## 4.2 콘크리트에 의한 전단강도

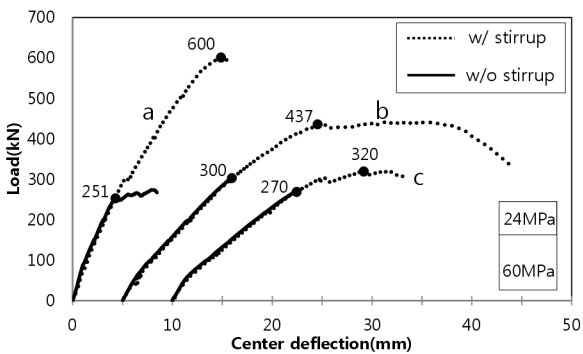
횡보강된 부재에서 콘크리트가 전단강도에 미치는 영향을 알아보기 위해 전단철근의 수직전단 기여도가 없는 실험체 SR11~SR15의 실험 결과(S=450 mm)를 분석하였다. Fig. 9(a)와 (c)를 보면, S=450인 경우 단면 B~E는 압축대와 인장대의 콘크리트 강도가 서로 다르지만 서로 비슷한 강도를 보인다. 압축대에 고강도가 사용된 단면(B와 E)과 저강도가 사용된 단면(C와 D)이 비슷한 강도를 보이는 이유는 전단력에 저항하는 압축대 깊이 변화(압축대에 고강도가 사용되는 경우 휨모멘트에 대한 압



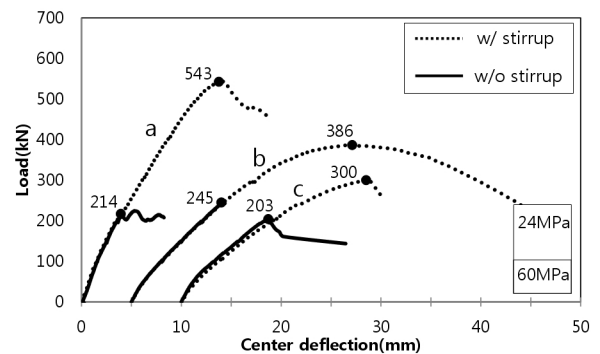
(a) Section A



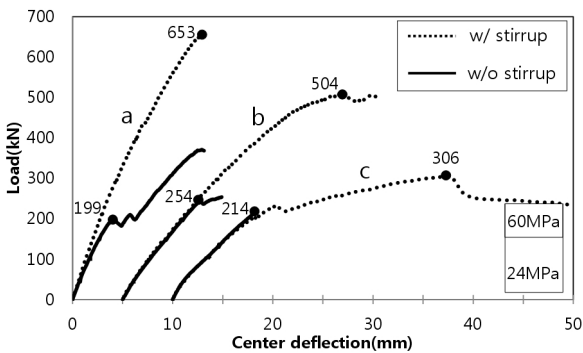
(b) Section B



(c) Section C



(d) Section D



(e) Section E

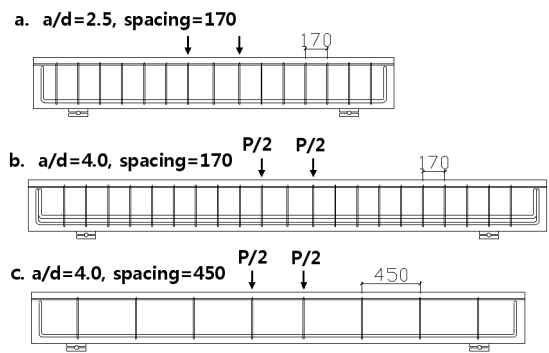


Fig. 10 Test results of section A~E according to stirrup, spacing of stirrup, and a/d



축대가 줄어들고 압축대에 저항도가 사용되는 경우 압축대가 깊어짐)때문에 콘크리트 강도 차이에도 서로 비슷한 전단강도를 보였다. 이는 이전 연구<sup>7)</sup>인 무횡보강 실험과 비슷한 경향으로 전단경간비가 크고(4.0이상) 철근비가 낮은 경우(1.75%이하) 이런 경향을 보였다. 단면 C와 D는 단면 A와 압축대 콘크리트 강도는 같지만 전단강도가 58%이상 차이를 보인다. 단면 C와 D의 인장대에 사용된 고강도 콘크리트가 휨 균열 강도를 증가시켜 전단 파괴시 발생하는 압축대의 압축응력이 커져서 전단강도가 증가하였다.

### 4.3 전단철근에 의한 전단강도

전단철근이 전단강도에 미치는 영향을 분석하기 위해 Fig. 10에 무횡보강 합성보와 횡보강 합성보의 결과를 비교하였다. 무횡보강 합성보는 이전연구 자료<sup>7)</sup>를 사용하였다. 각 단면별로(단면 A~E) 전단경간비가 2.5이며 전단철근 간격이 170 mm인 경우(a), 전단경간비가 4.0이며 전단철근 간격이 170 mm인 경우(b), 전단경간비가 4.0이며 전단철근 간격이 450 mm인 경우(c)에 대해 살펴보았다. 실선은 무횡보강 실험체이고 점선은 횡보강 실험체를 나타낸 것으로 횡보강을 제외한 모든 설계변수는 서로 동일하다.

Fig. 10에서 모든 단면 형상에 대해서 무횡보강 실험체의 거동(실선)은 사인장 균열(파괴)이 발생하기 전까지 횡보강 실험체의 거동(점선)과 거의 일치하였다. 이것은 웹에 사인장 균열이 발생하기 전까지는 전단철근이 전단에 저항하지 않고 사인장 균열이 발생하면서 전단에 저항하기 때문이다.

전단철근의 기여도를 평가하기 위해 Fig. 11에 횡보강 실험체와 무횡보강 실험체의 강도차로 구한 전단철근의 실험 강도와 현행 기준식(식 (4))의 전단철근 예측 강도를 비교하였다. 전단철근은 사인장 균열 발생 후 힘을 받기 때문에 무횡보강 실험체의 전단강도는 초기 사인장 균열 강도로 정의하였다. 전단철근 간격이 450 mm인 경우는 수직전단 저항을 위한 최대 간격기준을 초과하기 때문에 비교에서 제외시켰다.

전단 경간비가 2.5인 실험체는 모든 단면에 대해 전단철근의 실험 강도가 예측 강도보다 크게 나타났고 특히, 압축대에 고강도 콘크리트를 사용한 단면 B와 E 실험체는 1.57배, 1.71배 크게 나타났다. 또한, 전단 경간비가 4.0인 실험체에서도 단면 B와 E 실험체가 다른 단면에 비해 전단철근의 실험강도가 크게 증가하였다. 이는 압축대에 고강도콘크리트가 사용될 경우 사인장 균열파괴면(균열 각도)이 차이를 보이기 때문이다.

Fig. 12는 콘크리트 강도에 따른 사인장 균열 형상의 변화와 그에 따른 전단철근 기여도 차이를 그림으로 나타낸 것으로, 저강도(a)와 고강도 콘크리트(b)에 대해 비교하였다. Fig. 8의 최종 파괴시 사인장 균열 양상을 보

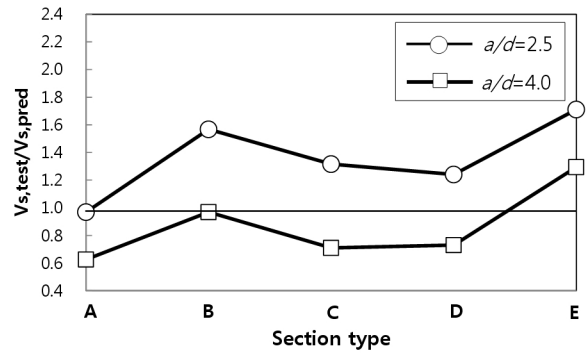
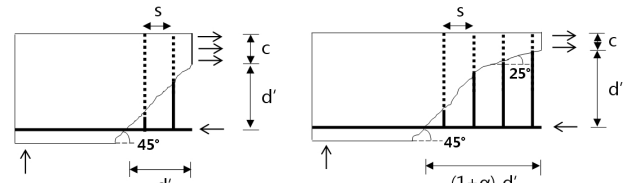


Fig. 11 Strength prediction of shear reinforcement



(a) Low-strength concrete (b) High-strength concrete

Fig. 12 Contribution of shear reinforcement by concrete strengths

면, 인장대의 휨 균열에서 발전된 45° 사인장 균열이 압축대를 지나며 균열 각이 감소하여 압축대에는 약 25° 사인장 균열이 발생하였다. 압축대가 저강도 콘크리트인 경우 Fig. 12(a)와 같이 휨 모멘트에 의한 압축대 깊이가 크기 때문에 45° 균열 영역만이 전단철근에 기여하지만, 압축대가 고강도 콘크리트인 경우 압축대 깊이가 작기 때문에 45°와 25° 균열 영역 모두 전단철근에 기여한다. 전단철근에 대한 현행 기준은 45° truss model로 유도된 식이기 때문에 압축대에 고강도콘크리트가 사용된 경우(단면 B와 E) 실험값이 예측 값보다 크게 나타났다.

## 5. 현행기준에 대한 강도 예측

### 5.1 수직전단강도 기준식과의 비교

횡보강된 합성보의 수직 전단강도를 알아보기 위해 현행기준식과 비교하였다. 현행 기준식으로 KCI 2012 전단강도 일반식(식 (2))과 정밀식(식 (3))을 검토하였고 합성 단면의 전단강도는 실무에서 적용되고 있는 세 가지 방법을 사용하였다. 1) PC와 CIP 개별단면의 전단강도를 각각 산정한 후 단순 합산 2) 전단면에 대해 면적비로 유효콘크리트 강도 계산 3) PC와 CIP 중 최소 콘크리트 강도를 사용하는 방법으로 강도를 예측한 결과와 실험 결과를 비교하여 Fig. 13~15에 나타냈다.

Fig. 13은 개별단면의 전단강도를 각각 산정한 후 단순 합산한 방법으로 일반식(투명원)은 모든 단면에 대해 안전측으로 예측하였고, 정밀식(불투명원)은 4개의 실험체(0.94~0.97)를 제외하고는 안전측으로 예측하였다. 유효

콘크리트로 예측한 결과(Fig. 14)는 개별 계산 후 단순합산하는 방법과 동일한 경향을 나타냈다. Fig. 15은 PC와 CIP 중 상대적으로 낮은 콘크리트 강도만을 사용하여 예측한 결과로 일반식은 모두 안전측으로 예측하였고 정밀식은 4개의 실험체를 제외하고는 안전측으로 예측하였다. 하지만 최소콘크리트 강도로 예측한 경우 일반식과 정밀식 모두 이전 예측 결과들보다 크게 보수적으로 예측하여 비경제적인 설계가 될 수 있다(1.69~2.69).

횡보강된 콘크리트 합성보의 실험 결과와 기준식으로 예측한 결과를 비교해보면, 횡보강 합성보 설계시 수직전단강도는 개별단면의 전단강도를 각각 산정한 후 단순

합산하는 방법이나 유효콘크리트 강도를 사용하여 전단강도 일반식(식 (2))으로 계산하면 안전측으로 설계가 가능하다. 최소 강도를 사용하면 합성단면에 대해 크게 보수적으로 예측하기 때문에 비경제적이다.

## 5.2 수평전단강도 기준식과의 비교

횡보강된 부재의 현행 수평전단강도 기준(식 (5))과 실험 결과와 비교하면, 전단철근 간격이 170 mm인 SR3~5, SR8의 수평전단력과 공칭수평전단강도의 비( $V_{hv}/V_{nh}$ )는 1.06~1.13으로 수평전단과괴가 수직전단과괴 이전에 발생할 것으로 예측되었고 전단철근 간격이 450 mm인 SR13~SR15의 수평전단력과 공칭수평전단강도의 비( $V_{hv}/V_{nh}$ )는 0.58~0.65로 수직전단과괴가 수평전단과괴 이전에 발생할 것으로 예측되었다. 하지만 SR15를 제외한 모든 실험체에서는 수평전단과괴뿐 아니라 수평 균열도 발생하지 않았다. 이는 수평전단강도에 대한 현행기준이 충분히 안전측으로 제시된 것으로 횡보강된 합성단면 설계시 현행 수평전단 기준식(식 (5))을 사용하면 안전한 설계가 가능하다.

분리타설된 면에서의 수평전단균열은 SR15에서만 발견되었는데, 수평전단균열은 Fig. 6에서 보듯이 사인장 균열 발생 이후 큰 변형에 도달하였을 때 발생한 것으로 실험체 강도는 수평전단에 지배되지 않았다.

## 6. 결 론

이 연구에서는 전단연결재 유무에 따른 PC-CIP 합성보의 전단거동을 알아보기 위해 기존에 연구되었던 무횡보강 PC-CIP 합성보와 같은 철근비와 전단경간비를 가지면서 횡보강된 합성보 실험을 통해 현행 기준식에 규정된 전단강도 평가식이 실무 적용에 합리적인지 평가하였고, 그 결론은 다음과 같이 요약할 수 있다.

- 1) 전단철근 간격이 170 mm인 실험체의 경우, 전단강도는 대체로 유효콘크리트 강도와 휨 강성에 비례하였고 압축대에 고강도 콘크리트를 사용하는 경우 전단강도가 크게 증가하였다. 반면, 전단철근 간격이 450 mm인 실험체의 경우(즉, 전단철근이 수직전단에 유효하지 않을 경우) 전단강도는 유효콘크리트 강도나 휨 강성에 비례하지 않고 압축대 깊이가 크고 인장대 콘크리트 강도가 클수록 전단강도가 증가하였다. 이는 이전 연구인 무횡보강 실험체와 동일한 결과이다.
- 2) 전단철근이 170 mm로 횡보강된 실험체의 전단 파괴메커니즘은 전단경간비가 2.5와 4.0인 경우 모두 휨 균열이 초기에 중앙부에서 발생 후 균열이 중립축까지 진전되었고 웨브에서 사인장 균열이 발생하였지만 취성적으로 파괴되지 않고 전단철근에 의해 점진적으로 가력점과 지지점으로 도달한 뒤에 최종

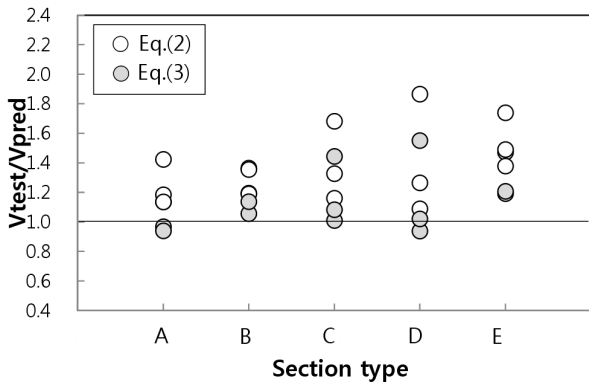


Fig. 13 Shear predictions using sum of individual shear strengths

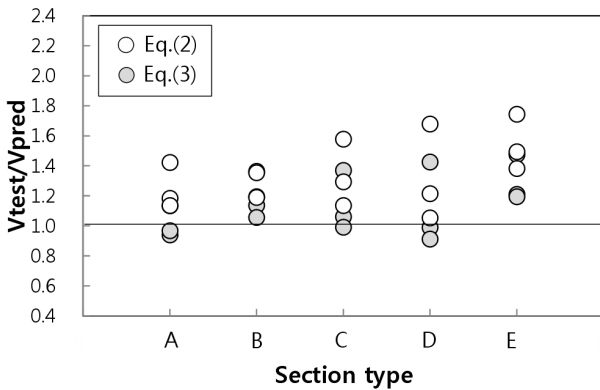


Fig. 14 Shear predictions using effective concrete strength

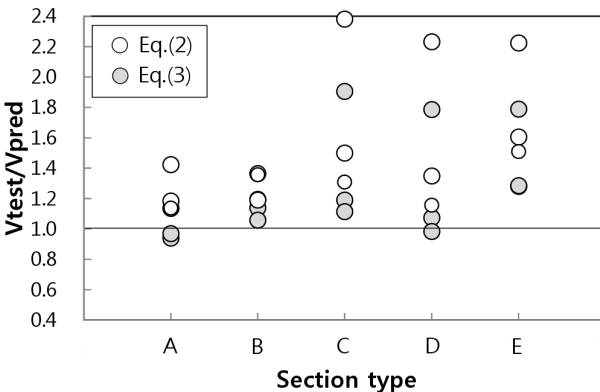


Fig. 15 Shear predictions using lower concrete strength

적으로 사인장 균열 파괴가 발생하였다. 전단철근이 450 mm로 횡 보강된 실험체의 전단 파괴메커니즘은 중앙부에서 휨 인장 균열이 중립축까지 서서히 진행된 후 웨브에서 사인장 균열이 취성적으로 발생하여 파괴가 발생하였다.

- 3) 전단철근의 실험 전단강도와 현행 기준의 예측 값을 비교해보면, 압축대에 고강도 콘크리트가 사용된 경우 전단철근의 기여도가 크게 증가하였다. 이는 전단파괴면 차이에 의한 것으로 압축대에 고강도 콘크리트가 사용된 경우 압축대 깊이는 작아지고 파괴 면은 길어지기 때문에 전단철근의 기여도가 크게 증가하였다.
- 4) 횡보강된 콘크리트 합성부재 설계시 전단강도 일반식을 사용하여 개별단면의 전단강도를 각각 산정한 후 단순 합산하거나 유효콘크리트로 강도로 예측한 경우 안전측으로 설계가 가능하다. 최소 콘크리트 강도로 예측할 경우 안전측으로 예측으로 설계가 가능하지만 전단강도를 크게 과소평가하여 비경제적인 설계가 될 수 있다. 현행기준에서 제시하는 전단철근에 의한 수평전단강도 식은 실험 결과에 대해 안전측으로 예측하였다.
- 5) 현행 설계 기준은 설계목적으로 제안된 식이기 때문에 실험 결과에 대해 대체로 안전측으로 예측하지만 정밀한 예측은 어렵다. 이번 연구에서 살펴본 설계 변수의 영향과 실험 분석 내용을 토대로 추후 정밀한 해석 및 합성단면에 대한 전단강도 모델식이 필요하다.

## 감사의 글

이 연구는 국토교통부 건설교통기술촉진연구사업의 연구비 지원(11기술 표준화 07-01)에 의해 수행된 것으로 이에 감사드립니다.

## References

1. Korea Concrete Institute, *Concrete Design Code and Commentary*, Kimoondang Publishing Company, Seoul, Korea, 2012, pp. 164-165, 367-369.
2. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-11)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011, pp. 164-174, pp. 283-285.
3. Saemann, J. C. and Washa, G. W., "Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-In-Place Slabs," *ACI Structural Journal*, Vol. 61, No. 11, 1964, pp. 1383-1409.
4. Loov, R. E. and Patnaik, A. K., "Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface," *PCI Journal*, Vol. 38, No.1, 1994, pp. 48-69.
5. Kahn, L.F. and Slapkus, A., "Interface Shear in High Strength Composite T-Beams," *PCI Journal*, Vol. 49, No. 4, 2004, pp. 102-110.
6. Halicka, A., "Influence New-To-Old Concrete Interface Qualities on the Behavior of Support Zones of Composite Concrete Beams," *Construction and Building Materials*, Vol. 25, No. 10, 2011, pp. 4072-4078. (doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.04.045>)
7. Kim, C. G., Park, H. G., Hong, G. H., and Kang, S. M., "Shear Strength of Hybrid Beams Combining Precast Concrete and Cast-In-Place Concrete," *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 25, No. 2, 2013, pp. 175-185. (doi: <http://dx.doi.org/10.4334/JKCI.2013.25.2.175>)

**요약** 최근 들어, 압축강도가 서로 다른 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트의 합성 부재의 사용이 증가하고 있지만 현행 콘크리트 구조기준에는 서로 다른 강도로 복합화된 부재의 수직 전단강도에 대해 검증되지 않은 다양한 계산법들이 제시되어있다. 그래서 이번 연구에서는 기존에 연구되었던 무횡보강 합성보와 같은 철근비와 전단경간비를 갖는 횡보강 합성보의 전단강도 실험을 통해 횡보강 합성 부재의 전단강도에 대해 알아보았다. 변수로는 단면형상, 전단철근 간격, 그리고 전단경간비( $a/d$ )를 고려하였다. 실험 결과와 현행 기준에서 제시하는 합성 부재의 수직전단강도 기준식을 비교하였다. 실험 결과를 분석해보면 횡보강 부재의 수직전단강도는 유효콘크리트 강도와 압축대 콘크리트 강도에 영향을 받았고 휨 균열 강성에 비례하였고 압축대 콘크리트 강도에 따라 전단철근의 기여도의 차이를 보였다.

**핵심용어** : 전단강도, 다른 압축강도, 프리캐스트 콘크리트, 합성보, 횡보강