



## 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 복합 보의 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>대림산업(주)

## Shear Strength of Hybrid Beams Combining Precast Concrete and Cast-In-Place Concrete

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>Researcher at Daelim Industrial Co., Seoul 110-732, Korea

**ABSTRACT** Currently in precast concrete construction, precast concrete and cast-in-place concrete with different concrete strengths are used. However, current design codes do not provide shear design methods for PC-CIP hybrid members using dual concrete strengths. In the present study, the shear strengths of beams using dual concrete compressive strengths (24 MPa, 60 MPa) were tested. The test variables were the area ratio of the two concretes, longitudinal bar ratio, and shear span-to-depth ratio. The shear strengths of test specimens were evaluated by current design methods, using an effective concrete strength (considering the area ratio of the two concrete strengths). The test result showed that when 60 MPa concrete was used in the compressive zone and the longitudinal bar ratio was low, the shear strengths of the test specimens were less than the predictions. On the basis of the results, design recommendations were provided for the shear design of the PC-CIP hybrid beams.

**Keywords** : shear strength, shear failure, different concrete strengths, precast concrete, hybrid beam

### 1. 서 론

최근 들어 경제성과 구조성능 향상을 위하여 프리캐스트 콘크리트(precast concrete, 이하 PC)와 현장 타설 콘크리트(cast-in-place concrete, 이하 CIP)를 합성하여 사용하는 복합화 공법의 적용이 증가하는 추세이다. 외국의 경우 프리캐스트 콘크리트만을 사용하여 시공을 하는 경우가 많은 반면 우리나라는 경제적인 이유와 구조체의 일체성 확보를 위하여 프리캐스트 콘크리트와 현장 타설 콘크리트를 복합화한 보와 슬래브 공법에 대한 사용이 증가하고 있다. Fig. 1과 같이 구조물의 주요부재인 기둥, 보 그리고 바닥판을 현장에서 조립이 가능하도록 최소 크기의 프리캐스트 콘크리트 부재를 공장에서 제작하여 현장에서 조립을 한 후 현장 타설 콘크리트로 마무리 하는 공법을 많이 사용하고 있다.

이 경우 일반적으로 프리캐스트 콘크리트는 고강도 콘

크리트를 사용하는 반면 현장 타설 콘크리트는 저강도 콘크리트가 사용 된다. 이와 같은 복합화 공법 사용시 PC와 CIP 사이에는 콘크리트 압축강도가 차이가 나는데 현행 콘크리트 구조설계기준에서는 수직전단강도 계산시 단일 압축강도 부재에 대한 평가식만 존재하고 복합화 공법에 사용되는 분리 타설된 보의 콘크리트 강도 차이를 고려한 전단강도 설계 방법이 제시되어 있지 않다. 이로 인해서 실무에서는 검증 없이 다양한 전단설계 방법을 적용하고 있다. 예를 들어 전단강도 산정에 있어서 PC와 CIP 단면의 전단강도를 각각 산정한 후, 단순 합산하여 구하는 경우가 있는가 하면, PC와 CIP 중 상대적으로 낮은 콘크리트 강도만 가지고 전단강도를 구하는 경우도 있고, 일부에서는 전단면에 대해 면적비로 유효콘크리트 강도를 계산하여 전단강도를 산정한다. 따라서 이 연구에서는 국내에서 적용범위가 증가하고 있는 PC-CIP 복합보에 대한 전단강도를 실험적으로 검증하여 실무에서 안전하고 경제적으로 설계 및 시공에 적용할 수 있도록 하고자 한다.

\*Corresponding author E-mail : ksm002@daelim.co.kr

Received September 13, 2012, Revised December 18, 2012,

Accepted February 1, 2013

©2013 by Korea Concrete Institute

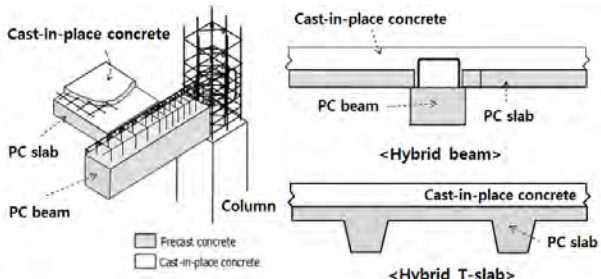


Fig. 1 Hybrid construction method using precast concrete and cast-in-place concrete

## 2. 실험체 설계

### 2.1 실험변수

압축강도가 다른 콘크리트로 분리 타설된 복합 휨재의 전단 성능 평가를 위해 22개 단순지지 보에 대해 실험을 수행하였다. 현행설계기준<sup>1)</sup>의 전단강도 식은 다음과 같다. 콘크리트 수직전단강도 일반식(KCI 2007) 식 (7.3.1)<sup>1)</sup>

$$V_{c1} = 0.167\sqrt{f_{ck}}b_wd \quad (1)$$

콘크리트 수직전단강도 정밀식(KCI 2007) 식 (7.3.3)

$$V_{c2} = (0.167\sqrt{f_{ck}} + 17.6\rho_w \frac{V_u d}{M_u})b_wd \quad (2)$$

여기서,  $V_{c2} \leq 0.29\sqrt{f_{ck}}b_wd$  이고  $V_u d / M_u \leq 1.0$  이다.

전단강도 일반식(식 (1))은 콘크리트 강도와 단면만을 변수로 하고 있지만 전단강도 정밀식(식 (2))은 콘크리트 강도와 단면 뿐만 아니라 휨 철근비와 전단경간비를 변수로 하고 있다.

따라서 실험의 주요 변수로 고강도와 저강도 콘크리트의 면적비, 휨 철근비 그리고 전단경간비를 고려하였다 (Table 1). 첫 번째로 단면적비는 Fig. 2와 같이 총 6가지로 구성하였다. 단면 A와 B는 24 MPa 저강도 콘크리트와 60 MPa 고강도 콘크리트를 전단면에 타설한 단면으로, 저강도와 고강도 콘크리트가 분리 타설된 단면 C~F와 비교하기 위한 기준 단면이다. 단면 C, D, F는 저강도의 현장타설 콘크리트 깊이가 전단강도에 미치는 영향을 보기 위한 단면으로 단면 C의 상부 3/8과 단면 D의 상부 5/8, 그리고 단면 F의 상부 1/8에 저강도 콘크리트(24 MPa)가 타설되었다. 단면 E는 연속보로 설계한 경우 부모멘트가 작용하는 구간에서 발생할 수 있는 단면 형상으로 상부 3/8이 60 MPa이고 하부 5/8가 24 MPa이다.

두 번째 변수로 휨 철근비를 고려하였다. 휨 철근비에 따른 전단강도의 변화를 알아보기 위해 철근비가 1.31%, 1.75%, 2.87% 세 가지 경우에 대해 실험을 수행하였다.

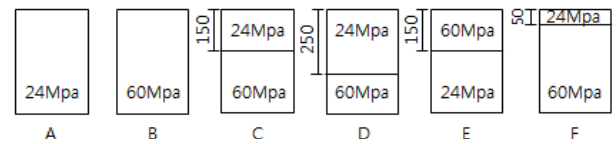


Fig. 2 Cross-section type A~F

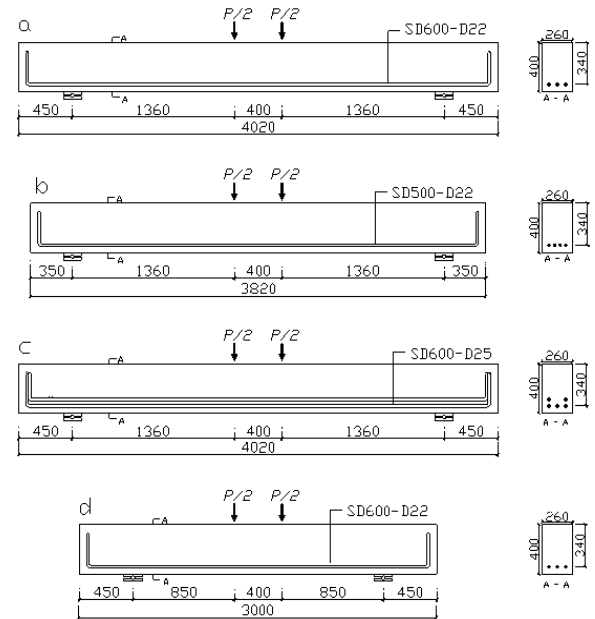


Fig. 3 Rebar arrangement (unit: mm)

세 번째 변수는 전단경간비( $a/d$ )이다. 일반적으로 전단경간비 2.5를 기준으로 깊은 보와 세장한 보로 나누는데 전단경간비가 4.0인 경우와 2.5인 경우에 대해 실험을 하여 세장한 보에서 전단경간비가 전단강도에 미치는 영향을 살펴보았다.

### 2.2 실험체설계 및 제작

실험은 총 두 차례에 걸쳐서 수행되었다. 1차 실험은 실험체 7~12에 대하여 실시되었으며, 실험 결과, 고강도 콘크리트의 기여도가 예측과 크게 다르게 나타나서(실험 결과 참조) 이를 보다 명확히 검증하기 위하여 실험체 1~6, 실험체 13~22에 대하여 2차 실험을 수행하였다.

모든 실험체의 단면크기는 260×400(mm)이며, 지지점 간 길이는 전단경간비가 2.5인 실험체의 경우 2100 mm이고 전단경간비가 4.0인 실험체의 경우 3120 mm이다. 철근의 정착 길이 확보를 위해 지지점 뒤로 350 mm 또는 450 mm를 연장시켰다. 철근은 피복두께 50 mm를 고려하여 Fig. 3에서와 같이 철근비가 1.31%인 a와 d에서는 3D22를, 철근비가 1.75%인 b에서는 4D22를 1단으로 배치하였고 철근비가 2.87%인 c에서는 5D25를 2단으로 배치하였다.

모든 실험체는 휨 항복 전에 전단파괴가 발생하도록 설계하였다. Table 1은 실험체의 휨강도와 전단강도를 나타내고 있다. 실험체 휨성능( $M_u$ )에 따른 전단력( $V_u$ )에 대

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

Specimen	$a/d$	Section type	$\rho$ (%)	Rebar arrangement	$M_n$ (kN)	$V_m$ (kN)	$V_n$ (kN)	$\frac{V_m}{V_n}$	$V_{nh}$ (kN)	$V_{hv}$ (kN)	$\frac{V_{hv}}{V_{nh}}$
1	4.0	A	1.31	a	204	150	73	2.05	-	-	-
2		B			233	171	109	1.57	-	-	-
3		C			204	150	97	1.55	198	465	2.35
4		D			204	150	88	1.7	198	423	2.13
5		E			233	171	88	1.93	198	424	2.14
6		F			205	150	104	1.45	198	232	1.17
7	4.0	A	1.75	b	211	155	67	2.31	-	-	-
8		B			264	194	117	1.65	-	-	-
9		C			215	158	99	1.6	198	473	2.39
10		D			217	160	86	1.85	198	411	2.08
11		E			258	189	86	2.22	198	407	2.06
12		F			215	158	109	1.45	198	242	1.22
13	4.0	A	2.87	c	313	230	73	3.13	-	-	-
14		B			445	327	107	3.04	-	-	-
15		C			313	231	96	2.4	198	460	2.32
16		D			313	231	88	2.63	198	420	2.12
17		E			449	330	88	3.72	198	424	2.14
18	2.5	A	1.31	d	208	245	76	3.22	-	-	-
19		B			233	275	110	2.5	-	-	-
20		C			208	245	98	2.5	124	294	1.48
21		D			208	245	90	2.72	124	269	1.36
22		E			234	276	90	3.03	124	272	1.37

한 수직 전단성능( $V_n$ )의 비( $V_m/V_n$ )가 1.5이상 이 되도록 설계하여 휨 항복 전에 전단파괴가 발생하도록 하였다. 여기서 수직 전단성능( $V_n$ )은 전단강도 일반식(식 (1))을 사용하여 계산하였고 복합단면의 콘크리트 강도는 단면적 비에 근거한 유효강도를 사용하였다.

복합단면(단면 C~F)의 경우 전단연결재가 없기 때문에 수직전단파괴가 발생하기 전에 접촉면의 수평전단파괴가 발생할 가능성이 있다. 콘크리트설계기준(KCI 2007) 17.3.2<sup>1)</sup>에서 전단연결재가 없는 경우 수평 전단강도는 다음과 같이 정의 한다.

$$V_{nh} \leq 0.56b_v d \quad (3)$$

Table 1은 공칭수평전단강도( $V_{nh}$ )와 수직전단강도에 근거하여 계산된 수평전단력( $V_{hv}$ )을 비교하고 있다. 여기서,  $V_{hv}$ 는 수직 전단강도에 해당하는 수평전단력으로 두 콘크리트의 경계면에서 전단응력과 접촉면적을 곱한 값이다. Table 1에 나타난 바와 같이  $V_{hv}/V_{nh}$  값은 1.17~2.39로서 모든 실험체에서 수직전단파괴 전에 수평전단파괴가 발생하는 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. 그리고 수평전단력의 저항을 높이기 위해 하부에 타설된 콘크리트가 양생이 이뤄진 후 글라인더를 이용하여 표면을 약 6 mm 깊이로 거칠게 하였다. 압축강도 시험용 공시체는 실험체와 같은 조건에서 타설, 양생하였다.

### 2.3 실험 방법 및 측정

하중재하를 위해 보 중앙에 2점 하중을 가하였고 지지점과 가력점에는 롤러철물을 사용하였다. 철근이 전단파괴 이전에 휨 항복을 하였는지 확인하기 위해 휨 철근에 5 mm 변형률 게이지를 부착하였고 보 중앙부의 처짐을 측정하기 위해 보의 중앙 하부에 LVDT를 설치하였다.

### 2.4 재료 강도

콘크리트의 배합은 Table 2에 나타난 바와 같고 실험체를 두 번 제작하여 두 가지 배합비가 사용되었다. 공칭

강도 24 MPa와 60 MPa 두 가지 종류의 콘크리트를 사용하였다. 콘크리트 공시체는 KS F 2403 기준을 따라 100×200(mm)로 제작하였고 공시체를 강도별로 3개씩 KS F 2405 기준을 따라 압축강도 실험을 하였다. 공시체 실험 강도 값은 실험 결과와 함께 Table 4~7에 나타냈다.

보의 주 철근은 Fig. 3과 같이 SD500 D22, SD600 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 항복응력을 구하였다.

### 3. 하중-변위 관계

#### 3.1 실험체 1-6

실험체 1~6은 전단경간비 4.0에 휨 철근비를 1.31%를 사용한 실험체로 결과는 Fig. 4와 Table 4에 나타내었다. 모든 실험체는 최대변위에서 사인장 균열과 함께 취성과 파괴가 발생하였고 파괴시 휨 철근의 최대 변형률은 1990  $\mu\epsilon$ 로 항복하지 않았다( $1990 \mu\epsilon < \epsilon_y = 3842 \mu\epsilon$ ). 전단강도  $V_{test} = 183 \sim 215$  kN 사이에서 파괴되었으며, 콘크리트 강도 차이에도 불구하고 실험체 별로 큰 전단강도 차이가 나지 않았다. 전단면이 24 MPa인 실험체 1의 강도는 188 kN이고 전단면이 60 MPa인 실험체 2의 강도는 195 kN으로 실험체 1과 2는 콘크리트 강도 차이에도 불구하고 전단강도에는 큰 차이가 없었다. 또한, 전단면이 60 MPa인 실험체 2의 강도는 상부 3/8이 24 MPa이고 하부 5/8가 60 MPa인 실험체 3의 강도 215 kN과 상부 1/8이 24 MPa이고 하부 7/8이 60 MPa인 실험체 6의 강도 206 kN 보다 전단강도가 각각 10%, 5% 작았다. 전단면이 60 MPa인 실험체가 60 MPa와 24 MPa를 함께 타설한 실험체 3과 6 보다 전단강도가 작았다.

**Table 2** Mixture proportions of concrete

Specimen no.	Nominal strength	W/C (%)	Unit weight (kg/m <sup>3</sup> )				
			W	C	S	G	SP
Specimen 7~12	24	43	150	349	925	974	0.0
	60	31.6	168	531	720	897	5.3
Specimen 1~6, 13~22	24	48	165	344	860	968	1.72
	60	29	180	620	625	935	8.06

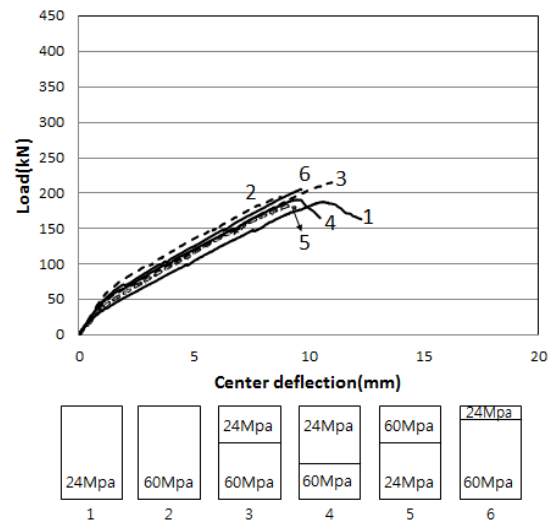
**Table 3** Mechanical properties of rebars

Type	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ ( $\mu$ )	$E_s$ (GPa)
SD500 D22	555	2,968	187
SD600 D22	730	3,842	190
SD600 D25	735	3,675	200

#### 3.2 실험체 7-12

실험체 7~12는 전단경간비 4.0에 휨 철근비를 1.75% 사용한 실험체로 결과는 Fig. 5와 Table 5에 나타내었다. 모든 실험체는 실험체 1~6과 같이 최대 변위에서 사인장 균열과 함께 취성과 파괴가 발생하였고 파괴시 휨 철근의 최대 변형률은 1879  $\mu\epsilon$ 로 항복하지 않았다( $1879 \mu\epsilon < \epsilon_y = 2968 \mu\epsilon$ ). 실험 결과는 실험체 1~6과 비슷한 경향을 보였다. 전단면이 24 MPa인 실험체 7의 강도는 185 kN이고 전단면이 60 MPa인 실험체 8의 강도는 202 kN으로 콘크리트 강도에 따른 전단강도 차이가 크지 않았다. 또한, 전단면이 60 MPa인 실험체 8의 강도는 상부 3/8이 24 MPa이고 하부 5/8가 60 MPa인 실험체 9의 강도 270 kN과 상부 1/8이 24 MPa이고 하부 7/8이 60 MPa인 실험체 12의 강도 245 kN보다 전단강도가 각각 25%, 18% 작았다.

휨 철근비가 1.31%에서 1.75%로 증가하면서 실험체 8을 제외한 모든 실험체의 전단강도가 증가하였다. 실험체 8의 경우 전단강도는 195 kN에서 202 kN으로 증가하였지만 공시체 강도가 54.8 MPa에서 63.2 MPa로 증가한 것을 고려하였을 때 전단강도의 증가는 거의 없다.



**Fig. 4** Load-center deflection relation of specimens 1~6 ( $\rho=1.31\%$ ,  $a/d=4.0$ )

**Table 4** Test results of specimens 1~6

Specimen	$f_{ck}$ (MPa)		$V_{test}$ (kN)	KCI predicted strength (kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24 MPa	60 MPa		$V_{c1}$	$V_{c2}$		
1	24.7	-	188	146	170	1.28	1.11
2	-	54.8	195	218	239	0.89	0.82
3	24.7	54.8	215	194	216	1.11	1
4	24.7	54.8	191	177	199	1.08	0.96
5	24.8	55.3	183	177	199	1.03	0.92
6	24.8	53.2	206	208	229	0.99	0.9

### 3.3 실험체 13-17

실험체 13~17은 전단경간비 4.0에 휨 철근비를 2.87% 사용한 실험체로 결과는 Fig. 6과 Table 6에 나타내었다. 모든 실험체는 이전 실험과 같이 최대 변위에서 사인장 균열과 함께 취성파괴가 발생하였고 파괴시 휨 철근의 최대 변형률은 1788  $\mu\epsilon$ 로 항복하지 않았다(1788  $\mu\epsilon < \epsilon_y = 3675 \mu\epsilon$ ). 실험 결과는 이전 실험과 다른 경향을 보였다. 전단면이 24 MPa인 실험체 13의 강도는 259 kN이고 전단면이 60 MPa인 실험체 14의 강도는 313 kN으로 콘크리트 강도가 증가하면서 전단강도도 증가하였다. 복합단면의 경우 하부 단면의 5/8가 60 MPa인 실험체 15의 강도는 300 kN이고 하부와 상부 단면의 3/8이 각각 60 MPa인 실험체 16과 17의 강도는 245 kN, 254 kN으로 고강도 콘크리트 양이 증가하면서 전단강도도 증가하였다.

전단면이 24 MPa인 실험체 13의 강도는 259 kN이고 상부 5/8가 24 MPa이고 하부 3/8이 60 MPa인 실험체 16의 강도는 245 kN으로 하부 단면의 강도차이에도 불구하고 비슷한 강도를 나타냈고 Fig. 6을 보면 기울기도 서로 비슷한 것을 볼 수 있다(실험체 18과 실험체 21도 비슷한

경향을 보임). 실험체 1~17을 종합하여 비교해보면 휨 철근비가 증가할수록 전단강도는 증가하고 고강도 콘크리트의 영향도 커지는 것으로 나타났다.

### 3.4 실험체 18-22

실험체 18~22는 휨 철근비가 1.31%이고 전단경간비는 4.0에서 2.5로 줄어든 실험체로서 결과는 Fig. 7과 Table 7에 나타내었다. 모든 실험체는 사인장 균열 발생과 동시에 파괴되지 않고 하중을 더 전달하면서 사인장 균열이 지지점과 가력점으로 진전되다 최종적으로 파괴되었고 파괴시 휨 철근의 최대 변형률은 2050  $\mu\epsilon$ 로 항복하지 않았다(2050  $\mu\epsilon < \epsilon_y = 3842 \mu\epsilon$ ). KCI와 ACI 기준에서는 사인장 균열의 크기가 급속히 증가할 때를 파괴기준으로 고려하고 있다.<sup>1,2)</sup> 따라서 실험 강도는 Fig. 7과 같이 처음으로 사인장 균열이 발생한 시점으로 정의하였고 등근점으로 표시하였다. 실험 결과는 실험체 13~17과 비슷한 경향을 보였으며 ‘전단면이 60 MPa인 실험체 19(269 kN) > 하부의 5/8이 60 MPa인 실험체 20(251 kN) > 전단면이 24 MPa인 실험체 18(217 kN) > 하부의 3/8이 60 MPa인 실험체 21(214 kN) > 상부의 3/8이 60 MPa인 실험체 22(199 kN)’ 순으로

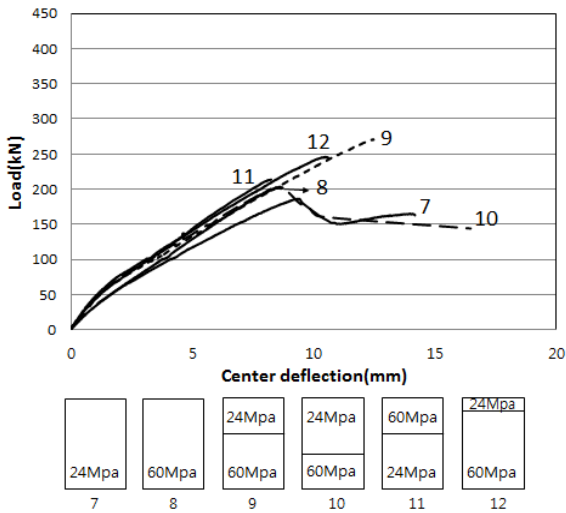


Fig. 5 Load-center deflection relation of specimens 7~12 ( $\rho=1.75\%$ ,  $a/d=4.0$ )

Table 5 Test results of specimens 7~12

Specimen	$f_{ck}$ (MPa)		$V_{test}$ (kN)	KCI predicted strength (kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24 MPa	60 MPa		$V_{c1}$	$V_{c2}$		
7	20.8	-	185	134	168	1.38	1.1
8	-	63.2	202	234	264	0.86	0.77
9	21.9	59	270	198	229	1.37	1.18
10	22.6	53.3	203	172	204	1.18	0.99
11	22.6	51.5	214	170	203	1.26	1.06
12	21.9	59	245	217	248	1.13	0.99

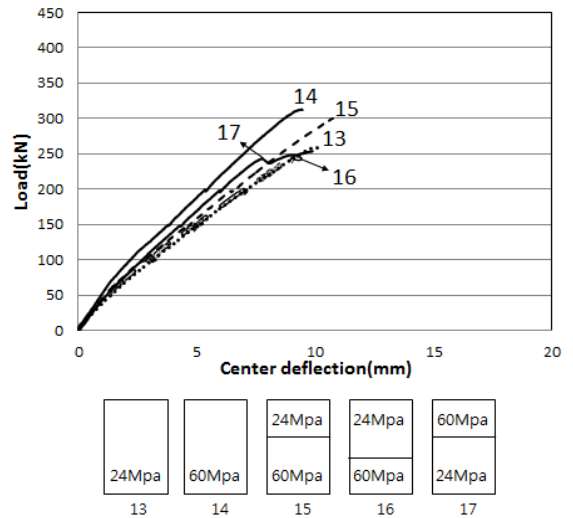


Fig. 6 Load-center deflection relation of specimens 13~17 ( $\rho=2.87\%$ ,  $a/d=4.0$ )

Table 6 Test results of specimens 13~17

Specimen	$f_{ck}$ (MPa)		$V_{test}$ (kN)	KCI predicted strength (kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24 MPa	60 MPa		$V_{c1}$	$V_{c2}$		
13	24.9	-	259	147	205	1.77	1.27
14	-	53.2	313	215	270	1.46	1.16
15	24.9	53.2	300	192	248	1.56	1.21
16	24.9	53.2	245	176	232	1.4	1.06
17	24.9	55.3	254	177	234	1.43	1.09

전단강도가 컸다.

실험 결과를 동일한 휨 철근비 1.31%를 사용한 실험체 1~6의 결과와 비교해보면 전단강도는 전단경간비가 줄어들면서 증가하는 것으로 나타났다.

#### 4. 파괴 메커니즘

##### 4.1 실험체1-17 (전단경간비 4.0인 경우, Fig. 10~12)

Fig. 8은 전단경간비가 4.0인 실험체 10의 파괴 메커니즘을 보여 주고 있다. 초기에 휨 인장균열이 발생하였고 하중이 증가하면서 휨 균열이 중립축으로 서서히 진전되다 웹에 사인장 균열이 발생하면서 취성적으로 전단파괴가 발생하였다. 사인장 균열을 자세히 살펴보면 휨 균열이 사인장 균열로 진전되어 발생하는 것이 아니라 사인장 균열이 독립적으로 웹부분에서 발생하는 것으로 나타났다. 최종파괴는 사인장 균열이 발생한 이후에 빠른 속도로 사인장 균열이 가력점과 지지점으로 진전되면서 발생하였다. 가력점을 향한 균열은 가력점 부근까지 도달하였고 지지점을 향한 균열은 인장철근을 따라 부착 균열로 발전하였다.

휨 철근비에 따라 파괴되는 형태가 차이를 보였다. 먼저, 휨 철근비가 1.31%와 1.75%인 경우(실험체 1~12), 웹

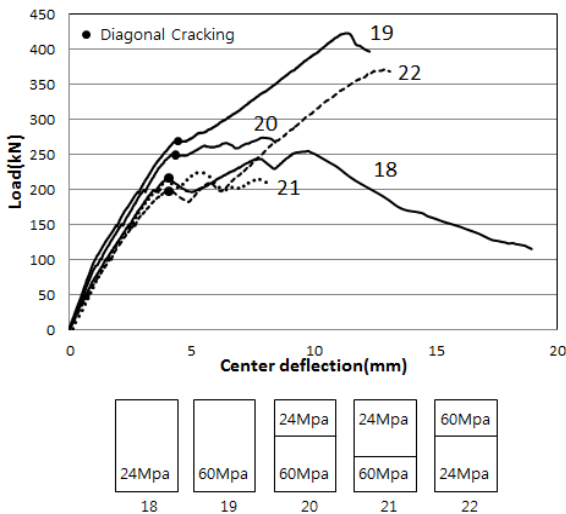


Fig. 7 Load-center deflection relation of specimens 18~22 ( $\rho=1.31\%$ ,  $a/d=2.5$ )

Table 7 Test results of specimens 18~22

Specimen	$f_{ck}$ (MPa)		$V_{test}$ (kN)	KCI predicted strength (kN)		$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$
	24 MPa	60 MPa		$V_{c1}$	$V_{c2}$		
18	26.6	-	217	152	187	1.43	1.16
19	-	55.4	269	219	251	1.23	1.07
20	26.6	55.4	251	197	230	1.28	1.09
21	26.6	55.4	214	180	214	1.19	1
22	26.6	57.5	199	182	216	1.09	0.92

부분에 타설된 콘크리트 강도에 따라 파괴형태가 달랐다. 웹부분에 24 MPa이 타설된 단면 A와 단면 D는 사인장균열이 발생하고 균열이 점진적으로 발전하였지만 웹부분에 60 MPa이 타설된 단면 B와 단면 C는 사인장 균열 발생과 동시에 전단파괴되었다. 그리고 휨 철근비가 2.87%인 실험체 13~15는 사인장 균열 발생과 동시에 파괴가 되었고 실험체 16~17은 수평전단 균열과 사인장 균열이 복합적으로 발생하였다.

이와 같이 전단경간비가 큰 보에서는 사인장 균열과 함께 전단파괴가 발생하였고 휨 철근비에 따라 파괴형태가 다르게 나타났다.

##### 4.2 실험체18-22 (전단경간비 2.5인 경우, Fig. 13)

Fig. 9에 나타난 바와 같이 전단경간비가 2.5인 실험체 20의 파괴 메커니즘을 보면 초기에 휨 인장균열이 발생하였고 하중이 증가하면서 웹에 사인장 균열이 서서히 발생하면서 최종적으로 사인장 전단파괴가 발생하였다. 사인장 균열은 웹에서 서서히 발생하였고 웹에 타설된 콘크리트 강도에 영향을 받았다. Fig. 7을 보면 웹에 60 MPa이 타설된 실험체 19와 20(단면 B, C)이 웹에 24 MPa이 타설된 실험체 18, 21, 22(단면 A, D, E) 보다 더 큰 하중에서 사인장 균열이 발생하였다.

최종파괴는 웹의 사인장 균열이 가력점에 도달하면서 발생하였는데 Fig. 7을 보면 압축대가 60 MPa인 실험체 19, 22(단면 B, E)는 사인장 균열이 발생한 이후 각각 57%, 86% 하중이 증가한 후 파괴되었고 압축대가 24 MPa

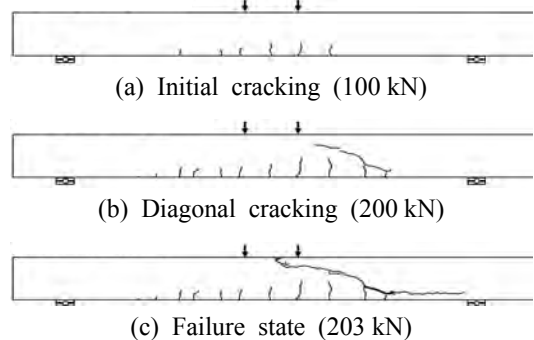


Fig. 8 Development of crack pattern of specimen 10

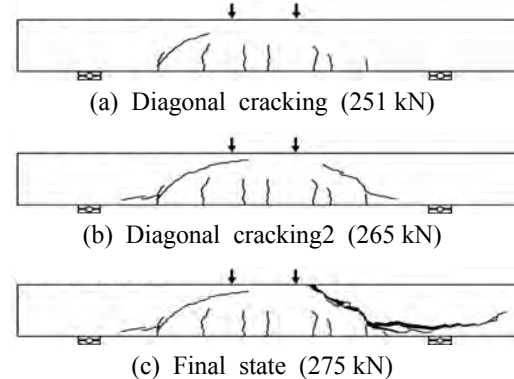


Fig. 9 Development of crack pattern of specimen 20



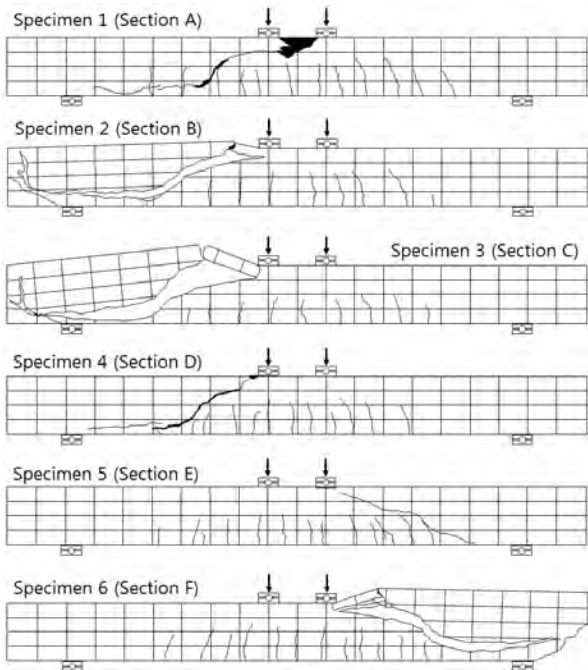


Fig. 10 Crack pattern of specimen 1~6 at the end of test

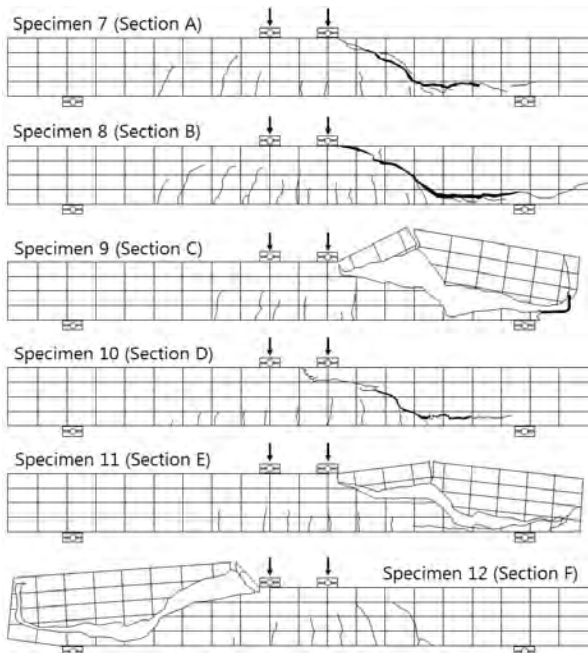


Fig. 11 Crack pattern of specimen 7~12 at the end of test

인 실험체 18, 20, 21(단면 A, C, D)는 사인장 균열이 발생한 이후 각각 15%, 10%, 7% 하중이 증가한 후 파괴되었다. 이는 사인장 균열 후 하중 전달 메커니즘이 휨 작용에서 경사 스트럿 작용으로 변화 되면서 하중 전달방식이 달라짐을 보여주고 있다.

이와 같이 전단경간비가 2.5인 보에서 사인장 균열은 웨브에 타설된 콘크리트 강도에 영향을 받았고 최종파괴는 압축대에 타설된 콘크리트의 영향을 받았다는 것을 알 수 있다.

모든 실험체는 전단연결재가 없어서 수직전단파괴 이

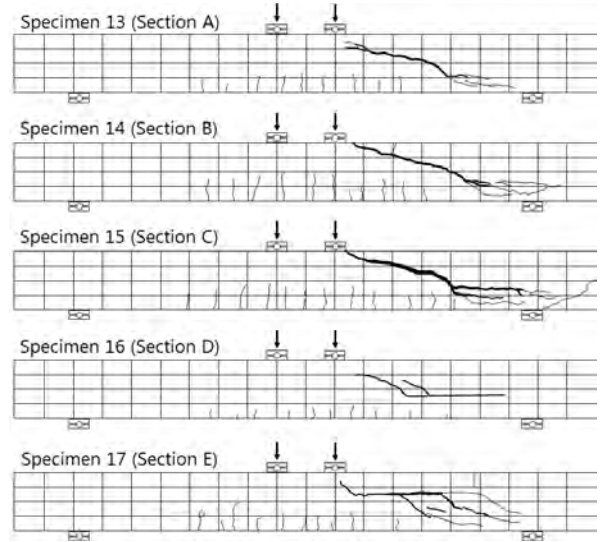


Fig. 12 Crack pattern of specimen 13~17 at the end of test

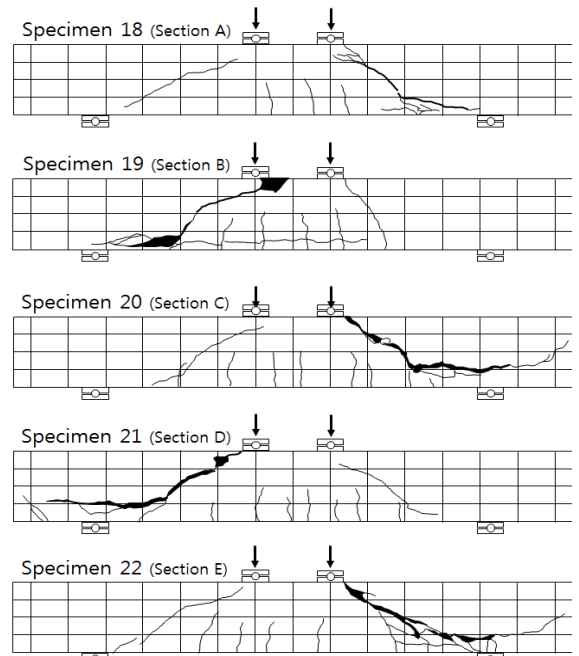


Fig. 13 Crack pattern of specimen 18~22 at the end of test

전에 수평전단파괴가 발생할 것이라고 예상되었지만 실험 결과를 보면 실험체 16과 17을 제외하고는 수평 전단 균열조차 발생하지 않았다. 이것은 수평전단에 대한 현행 기준이 지나치게 보수적이라는 것을 알 수 있다.

## 5. 실험 결과의 분석

철근비가 1.31%인 실험체 1~6의 결과를 살펴보면, 전단면이 24 MPa인 단면 A와 전단면이 60 MPa인 단면 B의 강도차이는 거의 없었다. 이를 설명하기 위한 다양한 전단강도에 대한 이전 연구들이 있는데, Choi<sup>3,4)</sup>의 연구에 따르면 압축대의 깊이와 콘크리트 강도가 전단강도를 결

정하는 주요 요인인데, 단면 B의 경우 단면 A에 비해 콘크리트 강도는 증가하였지만 콘크리트 강도 증가로 인하여 휨모멘트에 대한 압축대의 깊이가 작아지고, 따라서 전단력을 저항하는 압축대의 깊이가 작아지기 때문에 두 단면의 전단강도 차이가 거의 발생하지 않았다. 또한 실험 결과에 의하면 철근비가 증가할수록 고강도 콘크리트 실험체의 강도증진 효과가 증가하는 것을 볼 수 있는데, 이는 압축대의 크기가 상대적으로 증가하기 때문이며 콘크리트 보의 전단강도는 콘크리트강도와 압축대의 상대적 크기를 합리적으로 반영해서 결정해야 한다.<sup>3,4)</sup>

전단면이 60 MPa인 단면 B와 상부 3/8이 24 MPa이고 하부 5/8가 60 MPa인 단면 C를 비교해보면, 예상과는 달리 단면 C가 단면 B보다 큰 전단강도를 나타낸다. 이것은 두 가지 원인으로 판단된다. 첫 번째 원인은 앞서 언급한 바와 같이 고강도 콘크리트 60 MPa를 사용한 단면 B의 경우 압축대 깊이의 감소로 인하여 상부 3/8에 24 MPa를 사용한 단면 C보다 전단강도가 크게 증가하지 않는다. 두 번째 원인은 두 콘크리트의 인장균열강도의 차이, 탄성계수의 차이, 분리 타설된 면에서의 불연속성의 이유로 인하여 경사 인장균열 fracture가 단일균열에 의하여 발생하지 않고 균열이 분산되거나 불연속면을 따라 균열 각도가 감소하는 경향을 나타낸다. 이와 같이 두 콘크리트의 분리 타설로 인하여 경사 인장균열이 분산되고 균열길이가 증가하면서 전단강도를 증가시킨 것으로 판단된다. 향후 분리 타설된 콘크리트의 fracture mechanism에 대한 심도 있는 연구가 요구된다.

철근비가 2.87%인 실험체 13~17과 전단경간비가 2.5인 실험체 18~22의 결과는 유효압축강도를 사용하는 전단강도 정밀식(식 (2))의 예측 결과와 비슷하게 나타났다.

압축대가 고강도 콘크리트인 단면 E가 압축대가 저강도 콘크리트인 단면 C보다 강도가 작게 나타난 이유는 앞서 언급한 바와 같이 압축대 깊이 차이로 판단된다.

## 6. 설계변수의 영향

설계변수의 영향을 알아보기 위해 Fig. 14에 설계변수에 따른 실험체의 강도변화를 나타냈다. 먼저, 단면 형상(콘크리트 강도)에 따른 영향은 철근비가 낮을 때와 철근비가 높거나 전단경간비가 짧을 때 차이를 보였다. 철근비가 낮을 경우(Fig. 14의 선 ①, ②) 전단면이 60 MPa인 단면 B의 강도는 전단면이 24 MPa인 단면 A와 비슷하였고, (콘크리트 강도 증가에 따른 전단강도 증가가 거의 없었다.) 하부의 5/8가 60 MPa인 단면 C와 하부의 3/8이 60 MPa인 단면 D, 그리고 하부의 7/8이 60 MPa인 단면 F보다 작거나 비슷하였다. 그리고 압축대가 60 MPa인 단면 B와 단면 E는 하부 콘크리트 강도차이에도 불구하고 비슷한 강도를 나타냈다. 반면, 철근비가 높거나 전단경간비가 짧을 경우(Fig. 14의 선 ③, ④) 유효 콘크리트 강도비에 따라 대체로 전단강도가 비례하였다. 전단면이

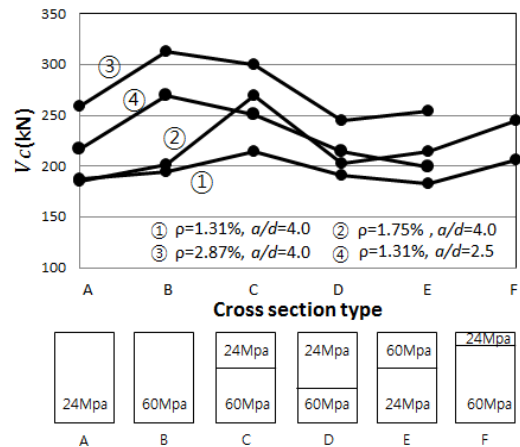


Fig. 14 Effects of variables (section type)

60 MPa인 단면 B의 강도가 가장 컸고 다음으로 하부의 5/8가 60 MPa인 단면 C가 컸다. 압축대가 24 MPa인 단면 A와 단면 D는 휨 철근비와 전단경간비에 관계없이 거의 비슷하였다.

휨 철근비에 따른 영향을 보기 위해 Fig. 14의 선 ①, ②, ③을 비교해보면 휨 철근비가 1.31%(선 ①)에서 1.75%(선 ②)로 증가하면서 전단강도는 단면 A, B, D에서는 거의 비슷하였지만 단면 C, E, F에서는 증가하였다. 휨 철근비가 1.75%(선 ②)에서 2.87%(선 ③)로 증가하면서 전단강도는 모든 단면에서 증가하였고 특히, 단면 A와 B가 크게 증가하였다. 휨 철근비의 영향을 종합하면, 전단강도는 휨 철근비에 비례하여 증가하였다.

전단경간비의 영향을 보기 위해 휨 철근비가 서로 같은 Fig. 14의 선 ①과 ④를 비교하였다. 모든 단면이 전단경간비가 줄어들면서 전단강도가 증가하였고 전단면이 60 MPa인 단면 B는 다른 단면에 비해 전단강도가 크게 증가하였다.

요약하면, 전단강도는 1)휨 철근비가 증가하거나 2)전단경간비가 줄어들면서 증가하지만 3)콘크리트 강도에 비례하여 증가하지는 않았고 특히, 휨 철근비가 작은 경우에는 큰 차이가 없었다. 1)과 3)의 영향을 종합하면 전단력을 지지할 수 있는 콘크리트 압축대의 깊이가 클수록 전단강도가 증가하고 전단경간비가 작으면 스트럿 작용에 의해 전단강도가 증가하였다.

## 7. 강도예측

### 7.1 수직 전단강도 기준식과의 비교

분리 타설된 콘크리트 보의 수직 전단강도를 알아보기 위해 현행기준식과 비교해 보았다. 현행 기준식으로 KCI 2007<sup>1)</sup> 일반식(식 (1))과 정밀식(식 (2))을 검토하였다. Fig. 15는 최소 콘크리트 강도를 사용하여 예측한 결과를 보여주고 있다. 일반식(점선)은 콘크리트 압축강도 및 단면크기에 대해서만 고려하고 있기 때문에 전단면이 60 MPa인



실험체를 제외하고는 모두 안전 측으로 잘 예측을 하고 있지만 철근비가 증가하거나 전단경간이 짧아지면서 전단강도를 과소평가하는 경향이 나타났다. 정밀식(실선)은 일반식(점선)보다 정확한 예측을 하고 있다.

다음으로 보다 정확한 강도예측을 위해 단면적비에 근거한 유효강도를 사용하여 강도를 예측하였고 유효강도 계산 방법은 다음과 같다. 실험체 3의 경우, 상부 3/8이 24 MPa이고 하부 5/8가 60 MPa이기 때문에 단면적비에 근거한 유효강도  $f_{ck} = 15/40 \times 24 + 25/40 \times 60 = 46.5 \text{ MPa}$ 이다. 유효강도를 사용한 예측 결과는 Fig. 16에 나타났다. 철근비가 1.31%인 실험체와 전단면이 60 MPa인 실험체들을 제외하고는 대체적으로 안전 측으로 정확히 강도를 예측

하고 있다. 정밀식(실선)은 휨 철근비와 전단경간비도 고려하기 때문에 일반식(점선)보다 전단강도를 적절히 평가하고 있다. 또한, 유효강도를 기준으로 강도를 예측한 경우가 최소 강도 기준으로 강도를 예측한 경우보다 잘 예측하고 있다. 하지만 전단경간비가 4.0이고 철근비가 1.75%이하이며 압축대가 60 MPa인 실험체에 대해서는 전단강도를 과대평가하고 있다.

## 7.2 수직 전단강도 기준식의 개선 방향

Ashraf의 연구<sup>5)</sup>에 따르면 철근비가 1.2%이고 전단경간비가 4.0인 경우 콘크리트 강도가 35 MPa 이상이 되면 현행기준이 전단강도를 과대평가하는 것으로 나타났다. 또한 많은 기존 연구에서 철근비가 낮을수록 현행기준은 고강도 콘크리트에 대해 과대평가하는 것으로 나타났다. Fig. 18은 기존 수직전단강도 연구 결과<sup>4)</sup>에 대한 현행기준의 예측 결과를 보여주는 그림으로서 철근비가 낮은 경우 ( $\rho \leq 1.5\%$ ) 현행기준이 전단강도를 과대평가하고 있고 특히, 고강도 콘크리트를 사용하였을 때 저강도 콘크리트에 비해 이러한 경향이 크게 나타난다. 이러한 연구 결과는 이 연구에서 수행한 복합보의 실험 결과와 일치한다. 따라서 다음과 같이 이 연구 결과에 대해 전단연결재가 없는 복합 부재의 수직 전단강도 평가식 개선을 제안한다.

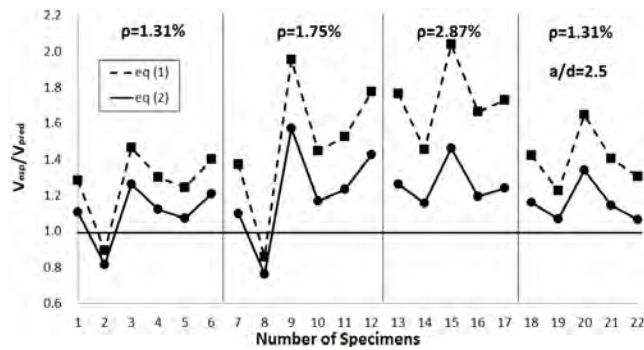


Fig. 15 Shear strength predictions using lower concrete strength

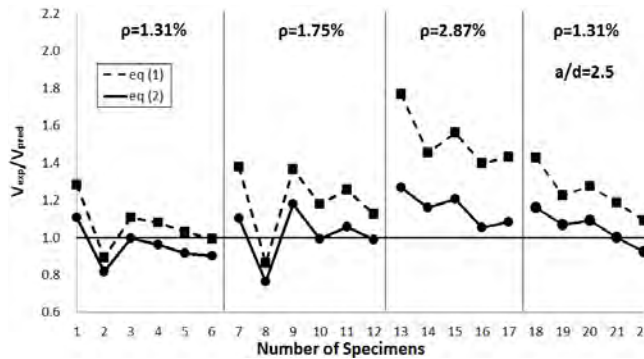


Fig. 16 Shear strength predictions using effective concrete strength

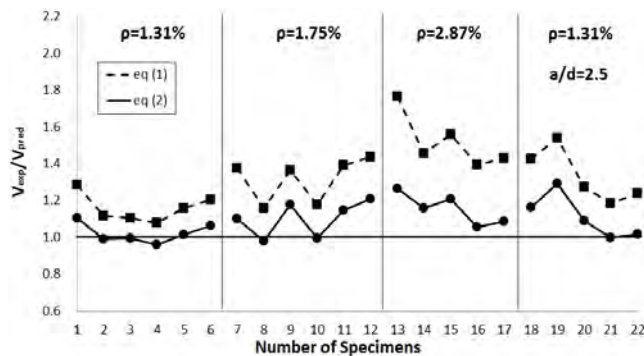


Fig. 17 Shear strength predictions using effective concrete strength limited by maximum strength 35 MPa

- 1) Fig. 15에 나타난 바와 같이 최소 콘크리트 강도를 사용한 경우 대부분 안전측이며, 다만 전단식에 고강도 콘크리트를 사용할 경우 안전측 결과로 나타내기 위해 휨 철근비가 1.75%이하일 때 강도를 35 MPa로 제한한다.
- 2) Fig. 16에 나타난 바와 같이 면적비로 계산한 유효강도를 사용한 경우, 철근비가 1.75%이하이며 고강도 콘크리트를 압축대에 사용하였을 때 압축강도를 35 MPa로 제한한다. Fig. 17는 35 MPa을 제한강도로 사용한 전단강도 예측을 보여주고 있다.
- 3) 휨 철근비 1.31%이하인 경우에는 정밀식(식 (2))은 전단강도를 과대평가할 우려가 있으므로 정밀식 보다는 일반식(식 (1))을 사용한다.

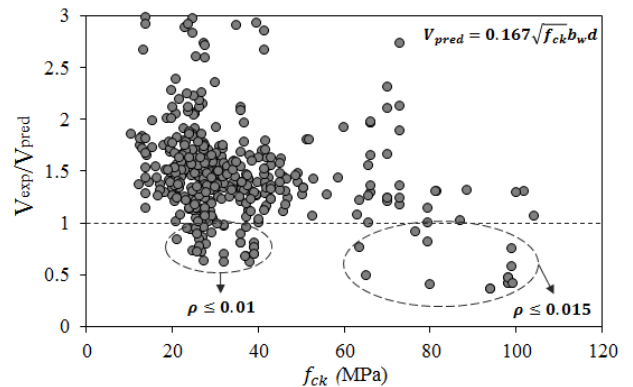


Fig. 18 Shear strength prediction according to compressive strength of concrete (Choi et al.<sup>4)</sup>)

### 7.3 수평전단강도 기준식의 개선 방향

현행 수평전단강도 기준식(3)을 적용하면 모든 실험체의 수평전단력과 공칭수평전단강도의 비( $V_{hv}/V_{mh}$ )는 1.17~2.39로서 수평전단파괴가 수직전단파괴 이전에 발생하여야 된다. 하지만 실험 결과를 보면 실험체 16과 17의 수평 전단균열 이외에는 접촉면에서 수평전단 균열이나 파괴가 발생하지 않았다. 이것은 현행기준에서 제시하는 ‘전단연결재가 없고 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면을 거칠게 만들어진 경우’의 공칭수평전단강도( $V_{mh}$ )가 보수적으로 정의되어있다고 볼 수 있다.

Loov의 연구<sup>6)</sup>에 따르면 전단연결재는 수평전단력이 1.5~2 MPa 초과하기 전까지 힘을 받지 않는다고 하였고 CTA<sup>7)</sup>는 전단연결재가 없고 표면을 거칠게 한 복합 보의 수평전단력을 2 MPa로 제안하였다. 이러한 연구 결과들을 토대로 이 연구 결과를 다시 분석해보면, 현행 기준식(식(3))의 계수 값을 기존 연구들에서 제안한 2 MPa로 하였을 때 모든 실험체의 수평전단력과 공칭수평전단강도의 비( $V_{hv}/V_{mh}$ )는 0.33~0.67로 수직전단파괴가 수평전단파괴 이전에 발생하는 것으로 예측된다.

이전 연구와 이 연구 결과를 종합해보면 현행 수평전단강도 기준식(식(3))은 상당히 보수적으로 정의되어 있으며, 실험체의 실제 수평전단강도는 현행 설계 강도의 2배 이상인 것으로 판단된다. 다만, 전단연결재가 없는 경우에는 시간경과에 따라 콘크리트 경계면에 균열이 발생될 수 있으며, 장기적으로 수평전단강도가 감소할 수 있다.

## 8. 결 론

이 연구에서는 저강도의 현장타설 콘크리트와 고강도의 프리캐스트 콘크리트가 사용된 복합부재에 대해 설계 기준식에 규정된 전단강도 평가식이 실무 적용에 합리적인지 평가하고 기준식을 개선하기 위해 단면형상, 휨 철근비, 전단경간비등의 변수에 따라 단순지지 보 실험을 하였으며, 그 결론은 다음과 같이 요약할 수 있다.

- 1) 실험체는 초기에 휨 인장균열이 발생하고 휨 균열이 중립축까지 진전된 이후 웨브에서 사인장 균열이 발생하고 사인장 균열이 가력점과 지지점으로 진전되면서 전단파괴가 발생하였다. 전단경간비가 4.0인 경우는 사인장 균열이 발생과 동시에 전단파괴가 일어나는 반면, 전단경간비가 2.5인 경우는 사인장 균열이 발생한 이후 하중이 더 증가한 후 전단파괴가 발생하였다. 이때 사인장 균열은 웨브의 콘크리트 강도에 영향을 받았고 최종파괴는 압축대의 콘크리트 강도에 영향을 받았다.
- 2) 철근비가 낮은 경우( $\rho \leq 1.75\%$ ) 전단면이 24 MPa과 60 MPa인 실험체는 콘크리트 강도에 따른 전단강도의 차이가 크지 않았고 전단면이 60 MPa인 단면 B가 하부의 절반 이상을 60 MPa과 나머지 상부에 24

MPa를 타설한 단면 C와 F보다 전단강도가 6~34% 작았다. 반면, 철근비가 높고(2.87%) 전단경간이 짧은 경우( $a/d=2.5$ ) ‘전단면이 60 MPa인 단면 B>하부의 5/8가 60 MPa인 단면 C>전단면이 24 MPa인 단면 A>하부의 3/8이 60 MPa인 단면 D’ 순으로 전단강도가 컸다. 실험 결과를 종합해보면 전단강도는 휨 철근비가 증가할수록 전단경간비가 감소할수록 증가하였지만 콘크리트 강도에 비례하여 증가하지는 않았다.

- 3) 최소 콘크리트강도를 사용하여 예측한 전단강도보다 유효강도로 예측한 전단강도가 실험 결과를 보다 정확히 평가하였고 정밀식이 일반식보다 전단강도를 더 정확히 평가하였다. 하지만 휨 철근비가 1.75% 이하인 경우, 전단면이 고강도 콘크리트(60 MPa)일 때 일반식과 정밀식 모두 전단강도를 과대평가하였고 압축대가 고강도 콘크리트일 때 정밀식이 전단강도를 과대평가하였다.
- 4) 전단강도를 최소강도와 유효강도로 예측하였을 경우 압축대에 사용되는 고강도 콘크리트의 상한을 35 MPa로 제한하면(휨 철근비가 1.75%이하일 경우) 일반식과 정밀식 모두 비교적 안전측으로 예측이 가능하다. 다만, 휨 철근비가 1.31%이하인 경우 정밀식보다 일반식을 사용하는 것이 안전하다. 이와 같은 간단한 제한을 통해 현행 전단강도평가 기준을 복합보에 안전측으로 적용할 수 있다.
- 5) 현행 기준식으로 예측하였을 때 수평전단력과 공칭수평전단강도의 비( $V_{hv}/V_{mh}$ )는 1.17~2.39로서 수평전단파괴가 수직전단파괴 이전에 발생할 것이라고 예상되었지만 실험 결과를 보면 모든 실험체들은 수직전단파괴가 선행되었다. 이 연구 결과에 따라서 수평전단강도를 현행기준의 2배인  $V_{mh} \leq 1.2b_v d$ 를 사용하여도 안전할 것으로 판단된다.
- 6) 이 연구에서 제안된 설계방법의 개선을 검증하고, 복합보에 대한 보다 합리적인 전단설계방법을 개발하기 위해서는 추가적인 광범위한 실험과 이론적 연구가 요구된다.

## 감사의 글

이 연구는 국토해양부가 주관하고 한국건설교통기술평가원이 시행하는 2011년 R&D 정책인프라사업(11기술 표준화 07-01)으로 이루어진 것으로 이에 감사드립니다.

## 참고문헌

1. Korea Concrete Institute, *Concrete Design Code and Commentary*, Kimoondang Publishing Company, Seoul, Korea, 2007, pp. 154, 155, 343.
2. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-11)*, American Concrete Institute, Farmington

Hills, MI, 2011, pp. 164, 165, 284, 285.

3. Choi, K. K., Park, H. G., and Wight, J. K., "Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams-Part 1: Development," *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No. 2, 2007, pp. 142-152.
4. Choi, K. K., Park, H. G., and Wight, J. K., "Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams-Part 2: Verification and Simplified Method," *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No. 2, 2007, pp. 153-161.
5. Ashraf, H. E., Arthur, H. N., and Floyd, O. S., "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 83, No. 31, 1986, pp. 290-296.
6. Loov, R. E. and Patnaik, A. K., "Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams With a Rough Interface," *PCI Journal*, Vol. 39, No. 1, 1994, pp. 48-69.
7. CTA 76-B4, "Composite Systems without Ties," *Technical Bulletin 76-B4*, Concrete Technology Associates, Tacoma, WA, 1976, pp. 1-39.

---

**요 약** 최근 다른 압축강도로 타설된 프리캐스트 콘크리트(PC)와 현장타설 콘크리트(CIP)의 복합 부재의 사용이 증가하고 있지만 현행 기준에는 서로 다른 강도로 복합화된 부재의 전단강도에 대한 설계 기준이 없다. 그래서 이번 연구에서 서로 다른 압축강도(24 MPa, 60 MPa)로 분리 타설된 보의 전단강도 실험을 수행하여 복합 부재의 전단강도에 대해 알아보았다. 변수로는 단면형상, 휨철근비, 그리고 전단경간비를 고려하였다. 실험 결과 값과 현행 전단 기준식과 단면적비로 계산한 유효 콘크리트 강도를 이용한 예측 값을 비교하였다. 실험 결과를 분석해보면 철근비가 낮고 압축대에 60 MPa가 사용된 실험체들에 대해 설계 기준식을 과대평가하였다. 실험 결과를 기준으로 PC와 CIP 복합부재의 전단설계 기준을 제안하였다.

**핵심용어** : 전단강도, 전단파괴, 다른 압축강도, 프리캐스트 콘크리트, 복합보