

전단 철근 보강된 프리스트레스 PC와 CIP 합성보의 전단강도

서정일¹⁾ · 박흥근¹⁾ · 홍건호²⁾ · 강수민³⁾ · 김철구^{1)*}

¹⁾서울대학교 건축학과 ²⁾호서대학교 건축공학과 ³⁾충북대학교 건축공학과

Shear Strength of Prestressed PC-CIP Composite Beams with Vertical Shear Reinforcement

Jung-Il Suh,¹⁾ Hong-Gun Park,¹⁾ Geon-Ho Hong,²⁾ Su-Min Kang,³⁾ and Chul-Goo Kim^{1)*}

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

²⁾Dept. of Architectural Engineering, Hoseo University, Asan 336-795, Korea

³⁾Dept. of Architectural Engineering, Chungbuk National University, Cheongju 361-763, Korea

ABSTRACT Recently, the use of composite construction method using precast (PC) and cast-in-place (CIP) concrete is increased in modular construction. For PC members, pre-tensioning is used to improve efficiency of the structural performance. However, current design codes do not clearly define shear strength of prestressed PC-CIP composite members. In this study, 22 specimens were tested to evaluate shear strength of prestressed composite members with vertical shear reinforcement. The test variables were the area ratio of high-strength (60 MPa) to low-strength concrete (24 MPa), prestressing force of strands, shear span-to-depth ratio(a/d), and vertical shear reinforcement ratio. The test results showed the prestressing force did not completely restrain diagonal cracking of non-prestressed concrete in the web. Thus, the effect of prestress force was not insignificant in the effect for monolithic beams. The vertical shear strength and horizontal shear strength of the composite beams were compared with the strength predictions of KCI design method.

Keywords : shear strength, prestressed concrete, precast concrete, composite beam, horizontal shear

1. 서 론

최근 들어, 주차장 및 대형마트와 같은 모듈화 된 건축물에 프리캐스트 콘크리트(precast concrete, 이하 PC)와 현장타설 콘크리트(cast-in-place concrete, 이하 CIP)를 합성한 PC 복합화 공법 사용이 증가하고 있다. PC 복합화 공법은 공장에서 선제작된 PC 부재를 현장으로 운반 및 조립 후 PC 부재 위에 CIP 콘크리트를 타설하는 방법으로 공기단축이 가능하고 all PC 공법에 비해 우수한 구조 일체성을 확보 할 수 있다. 이때, PC 부재는 일반적으로 휨 성능을 증가시키기 위해 프리텐션(pre-tension)을 도입한다(Fig. 1).

프리스트레스된 PC와 CIP 합성 부재의 경우, 부재 간의 콘크리트 강도 차이(PC는 35 MPa이상, CIP는 24 MPa)

뿐만 아니라 프리스트레스에 의한 응력 차이를 보이기 때문에 합성단면의 수직전단강도 산정에 어려움이 있다. 현행 콘크리트 구조 설계 기준(KCI 2012 17.2.(3), ACI 318-11 17.2.3)^{1),2)}에서는 여러 요소의 특성이 서로 다를 경우에 각 요소의 특성을 각각 사용하거나 또는 이들 중 가장 불리한 값을 사용하여 설계하도록 명시되어 있다. 그러나 불리한 값을 사용하여 설계할 경우 비경제적인 설계가 될 수 있고, 각 요소의 특성을 사용하는 방법에 대해서는 구체적으로 제시되어 있지 않아 실무자들의 혼란을 야기할 수 있다.

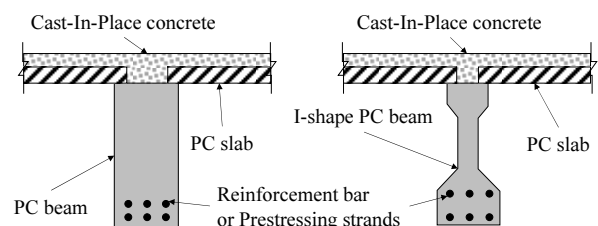


Fig. 1 PC composite method

*Corresponding author E-mail : these09@naver.com
Received January 23, 2015, Revised March 30, 2015,
Accepted April 28, 2015

©2015 by Korea Concrete Institute

합성 콘크리트 부재의 전단 강도에 대한 선행 연구³⁻⁶⁾를 살펴보면, 콘크리트의 접촉면에서 발생하는 수평 전단 강도에 대한 연구가 대부분이다. 이는 합성 부재의 PC와 CIP의 접촉면에서 수평 균열 및 수평 전단 파괴가 발생하지 않고 일체 거동해야 휨과 전단에 온전한 성능을 발휘 할 수 있기 때문이다.

합성 콘크리트 부재의 수직 전단 강도에 대한 연구로서 Kim et al.⁷⁻⁹⁾은 프리스트레스를 가하지 않은 합성보와 전단 보강되지 않은 프리스트레스트 합성보에 대한 전단 실험을 수행하였다. 전단 보강되지 않은 프리스트레스트 합성보의 경우 부재 별로 부재 특성에 맞게 현행 기준의 일반식을 사용하여 단순 누가법으로 계산한 경우 모두 안전측으로 예측하였으나 전단강도 정밀식으로 예측한 경우 단일단면에 대해서는 안전측으로 예측하였지만 합성단면에 대해서는 모두 비안전측으로 예측하여 안전성 문제를 제기하였다.

본 연구는 기존 연구에 이어 전단 철근 보강된 프리스트레스트 PC와 CIP 합성보의 전단강도 실험을 수행하였고 실험 결과와 기존 연구결과를 비교하여 프리스트레스트 PC와 CIP 합성보의 전단 설계시 고려 사항 및 전단 거동을 분석하였다.

2. 현행 설계 기준

현행 콘크리트 구조 설계 기준¹⁾의 콘크리트에 의한 전단 강도 기준식은 다음과 같다.

식 (1)은 철근 콘크리트 부재의 콘크리트에 의한 수직 전단 강도를 정의한다.

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

여기서, f_{ck} 는 콘크리트의 설계 기준 압축강도, b_w 는 복부의 폭, d 는 종방향 인장 철근의 중심에서 압축 콘크리트 연단까지의 거리를 의미한다.

프리스트레스트된 콘크리트 부재에서 콘크리트에 의한 수직 전단강도 일반식은 식 (2)와 같다. 이는 휨 철근 인장강도의 40% 이상의 유효프리스트레스 힘이 작용하는 부재에 한하여 적용한다.

$$V_{cl} = \left(0.05 \sqrt{f_{ck}} + 4.9 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d \quad (2)$$

이때, $(\sqrt{f_{ck}}/6)b_w d \leq V_{cl} \leq (5\sqrt{f_{ck}}/12)b_w d$ 이고 $V_u d_p / M_u \leq 1.0$ 을 만족해야 한다. V_u 는 단면에서의 계수 전단력, d_p 는 압축 콘크리트 연단에서 프리스트레스 긴장재의 도심까지 거리, M_u 는 계수 휨 모멘트, d 는 긴장재와 철근 도심에서 연단까지 거리와 $0.8h$ 중 큰 값을 의미한다.

프리스트레스트된 콘크리트 부재에서 콘크리트에 의한

수직 전단강도 정밀식은 휨-전단 균열에 의한 전단강도 (V_{ci})와 복부-전단 균열에 의한 전단강도(V_{cw})중 작은 값으로 정의한다(식 (3)).

$$V_{c2} = \min(V_{ci}, V_{cw}) \quad (3)$$

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (4)$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pcc} - f_d) \quad (5)$$

여기서, $d_p \geq 0.8h$ 이고, $V_{ci} \geq 0.17 \sqrt{f_{ck}} b_w d$ 이다.

휨-전단 균열 강도(식 (4))는 휨 균열을 휨-전단 균열로 변화시키는 전단력($0.05 \sqrt{f_{ck}} b_w d_p$)과 고정하중의 영향에 의한 단면의 전단력(V_d) 그리고 휨 균열을 발생시키는 전단력($V_i M_{cre} / M_{max}$)의 합으로 정의되고, 균열 모멘트 M_{cre} (식 (5))는 휨-균열 발생 응력($0.5 \sqrt{f_{ck}}$)과 인장 단면에서 작용하는 콘크리트 압축 응력(f_{pcc})의 합에 고정 하중에 의한 응력(f_d)을 뺀 값으로 산정한다.

복부-전단 균열에 의한 전단강도(V_{cw})도 다음과 같이 정의된다.

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) b_w d_p + V_p \quad (6)$$

여기서, f_{pc} 는 단면 중심에서의 콘크리트 압축 응력, V_p 는 단면에서 유효 프리스트레스 힘의 수직 성분을 나타낸다. 복부-전단 균열 강도(식 (6))는 휨 전단 균열에 비해 발생 빈도가 낮지만 얇은 두께의 웨브에 강한 프레스트레스가 가해졌을 경우 주로 발생한다.

합성 콘크리트 휨 부재의 수평 전단 강도는 전단 연결재가 없는 경우, 다음과 같다.

$$V_{nh} \leq 0.56 b_v d \quad (7)$$

최소 전단 연결재가 있는 경우, 다음과 같이 정의한다.

$$V_{nh} \leq (1.8 + 0.6 \rho_v f_y) b_v d \leq 3.5 b_v d \quad (8)$$

여기서, ρ_v 는 접촉 면적에 대한 전단 연결재 면적의 비, b_v 는 수평 전단에 대하여 검토되는 접촉 면적의 단면 폭을 나타낸다.

최소 전단 연결재는 식 (9)에 따라 산정하여야 하며 연결재의 간격의 지지요소 최소치수의 4배, 또한 600mm 이하이어야 한다.

$$A_{v,min} = 0.0625 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0.35 b_w s / f_{yt} \quad (9)$$

휨 철근 인장강도의 40% 이상의 유효프리스트레스 휨이 작용하는 프리스트레스 콘크리트 부재에 대한 최소 전단 철근량은 식 (10)과 같다.

$$A_{v,min} = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \geq 0.35b_w s / f_{yt} \quad (10)$$

여기서, A_{ps} 는 긴장재의 단면적, f_{pu} 는 긴장재 인장강도, f_{yt} 는 횡방향 철근의 설계기준 항복강도, s 는 전단 철근의 간격을 나타낸다.

3. 실험체 설계

3.1 실험 변수

본 연구의 실험 주요 변수로 고강도 콘크리트와 저강도 콘크리트의 면적비, 강연선의 긴장력, 전단 경간비 그리고 전단 철근의 간격을 고려하였다(Table 1).

1) 콘크리트 면적비는 Fig. 2와 같이 총 4개 단면에 대

하여 고려하였다. 단면 A와 B는 합성 단면 C와 D의 대조군으로서 단면 A는 24 MPa 저강도 콘크리트를 사용하였고, 단면 B는 60 MPa의 고강도 콘크리트를 사용하였다. 합성 단면인 C와 D는 하부에 각각 5/8, 3/8의 고강도 콘크리트(60 MPa)를 사용함으로써 프리스트레스된 PC 단면의 깊이가 전단 강도에 미치는 영향을 알아보았다. 여기서, PC부재에 60 MPa를 사용한 것은 재료의 고강도화를 반영한 것이고 부재간의 강도 차이를 크게 하여 명확한 결과를 도출하기 위함이다.

2) 강연선에 작용하는 긴장력의 크기가 전단강도에 미치는 영향을 알아보기 위해 PC부재(60 MPa)에 긴장재 인장강도(f_{pu})의 55%와 70%를 초기 긴장력(f_{pj})으로 적용하였다. 전단면이 24 MPa인 단면 A는 CIP부재의 대조군이므로 강연선은 사용되지 긴장력을 가하지 않았다.

3) 전단 경간비(a/d)는 3.0인 경우와 4.0인 경우를 고려하여 전단 경간비에 따른 파괴메커니즘과 전단강도를 비교하였다.

4) 전단철근 간격은 200 mm, 300 mm, 450 mm를 사용하여 전단철근 간격이 합성보의 전단 거동에 미치는 영향을 알아보았다(Fig. 2). 전단 철근 간격이 200 mm와 300 mm인 경우, 수직 전단과 수평 전단 모두 저항할 수 있고 프리스트레스 부재에서 수직 전단에 저항하기 위한 전단 철근의 최대 간격 $0.75h$ ($=300$ mm)를 만족한다. 반면에 전단철근 간격이 450 mm인 경우 수평 전단에만 저항할 수 있는 최대 간격으로서 이는 최소 전단철근 간격(식 (10))을 만족한다.

3.2 실험체 설계 및 제작

Table 1과 같이 총 22개의 실험체가 제작되었다. 1-AS~1-DS와 2-AS~2-DS는 초기 긴장력(f_{pj})이 $0.55f_{pu}$, 전단경간비(a/d)가 3.0이며 전단철근간격이 각각 200 mm, 450 mm인 실험체이다. 3-BS~3-DS, 4-AS~4-DS, 5-BS~5-DS는 초기 긴장력(f_{pj})이 $0.70f_{pu}$, 전단경간비(a/d)가 3.0, 전단철근 간격이 각각 200 mm, 300 mm, 450 mm인 실험체이다. 또한 6-AS~6-BS는 초기 긴장력(f_{pj})이 $0.70f_{pu}$, 전단경간비(a/d)가 4.0, 전단철근 간격이 450 mm인 실험체이다.

실험체 단면 크기는 Fig. 2와 같이 260 mm×400 mm이고 지점 간 길이는 전단 경간비가 3.0인 경우 2,350 mm, 4.0인 경우 3,000 mm이다. 여기서, 전단 경간 내에서 강연선의 유효 긴장력의 전달길이를 고려하여 부재 길이를 양단의 지점으로부터 각각 650 mm 연장하였다.

강연선은 2단으로 배근하였고, 피복 두께를 고려하여 인장축 최외단과 강연선 중심간 거리를 50 mm로 하여 배치하였다. 또한 프리스트레스로 인하여 발생하는 상부 인장력을 저항하기 위하여 압축대에 3개의 SD400 D13 철근을 1단으로 배근하여 초기 상부 휨 균열 발생을 억제하였다. 전단 철근은 SD300 D10을 사용하였다.

Table 1은 본 실험체에 대한 예측 휨 강도 및 수직, 수

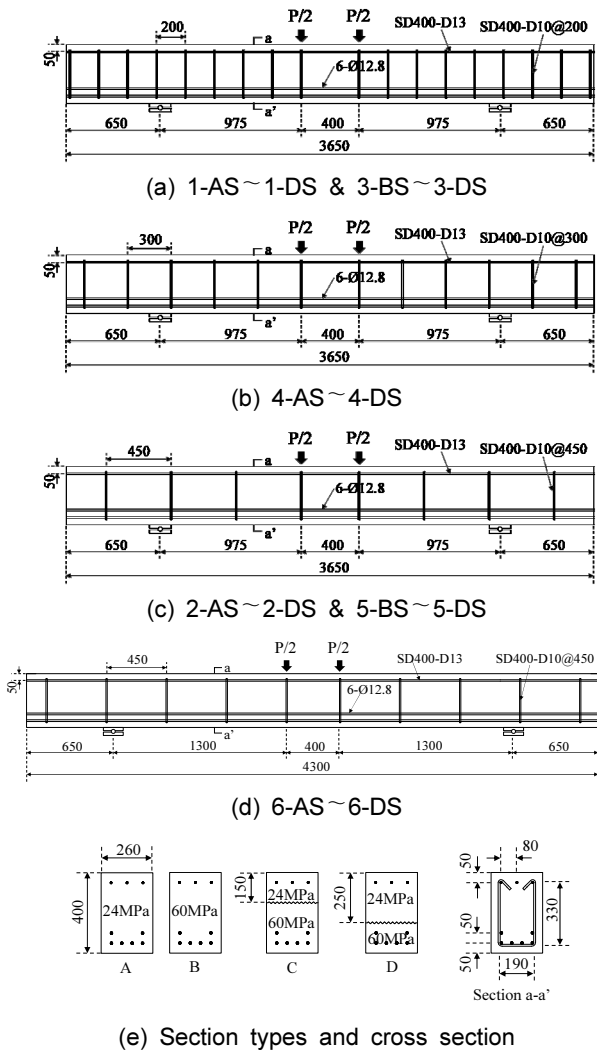


Fig. 2 Reinforcement arrangement and cross sections

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

Specimens	Longitudinal reinforcement (ratio)	Section Type	Prestress force	a/d	s (mm)	M_n (kN*m)	V_m (kN)	V_n (kN)	$\frac{V_m}{V_n}$	V_{nh} (kN)	V_{hv} (kN)	$\frac{V_{hv}}{V_{nh}}$
1-AS	6-Ø12.7 (0.74%)	A	-	3.0	200	202	207	139	1.49	545	669	0.81
1-BS		B	-			283	290	240	1.21			
1-CS		C	$0.55f_{pu}$			213	219	159	1.38			
1-DS		D	$0.55f_{pu}$			206	211	148	1.43			
2-AS		A	-	3.0	450	202	207	69	3.00	307	674	0.46
2-BS		B	-			283	290	171	1.70			
2-CS		C	$0.55f_{pu}$			213	219	89	2.45			
2-DS		D	$0.55f_{pu}$			206	211	78	2.70			
3-BS		B	-	3.0	200	283	290	240	1.21	545	729	0.75
3-CS		C	$0.70f_{pu}$			213	219	159	1.38			
3-DS		D	$0.70f_{pu}$			206	211	148	1.43			
4-AS		A	-	3.0	300	202	207	115	1.79	466	729	0.64
4-BS		B	-			283	290	217	1.33			
4-CS		C	$0.70f_{pu}$			213	219	136	1.61			
4-DS		D	$0.70f_{pu}$			206	211	125	1.70			
5-BS		B	-	3.0	450	283	290	171	1.70	307	728	0.42
5-CS		C	$0.70f_{pu}$			213	219	89	2.45			
5-DS		D	$0.70f_{pu}$			206	211	78	2.70			
6-AS		A	-	4.0	450	202	155	69	2.25	363	729	0.50
6-BS		B	-			283	217	136	1.60			
6-CS	C	$0.70f_{pu}$	213			164	79	2.06				
6-DS	D	$0.70f_{pu}$	206			158	78	2.02				

평 전단 강도를 나타낸다. 휨 성능(M_n)에 도달하기 위해 요구되는 전단력(V_m)과 수직 전단 성능(V_n)의 비를 1.0 보다 크게 하여 휨 항복에 도달하기 전에 전단 파괴가 일어나도록 유도하였다. 여기서, 휨 성능(M_n)은 구조 설계 기준(KCI 2012 9.5.1)의 프리스트레스트 부재의 휨 강도 설계법을 따르고 수직 전단 성능(V_n)은 CIP 부재와 PC 부재의 수직 전단 강도를 구조 기준(KCI 2012 7.3)에 따라 각각 계산하여 단순 합산하였다.

합성 단면에서의 분리 타설된 콘크리트 간 수평 전단 파괴를 예측하기 위하여 공칭 수평 전단강도(V_{nh})와 수평 전단력(V_{hv})을 계산하였다. 수평 전단력(V_{hv})은 Fig. 3 과 같이 부재에 작용하는 압축력이나 인장력의 실제 변화량(F_h)으로부터 계산되었다. 수평전단력(V_{hv})에 대한 공칭 수평전단강도(V_{nh})의 비는 최소 0.52에서 최대 0.94 로 수평전단 파괴는 발생하지 않을 것으로 예측하였다.

실험체는 두 단계에 걸쳐 제작되었다. 먼저, 강연선에 인장력을 가한 뒤 60 MPa 콘크리트를 1차 타설하고 7~9 시간 증기 양생을 실시하였다. 타설 시점에서 24시간 경과 후 PC부재의 강연선을 절단하였고 PC부재 표면에 지연제를 도포하여 PC부재 상부의 노출면이 레이턴스가 없고 약 6 mm 이상의 거친면 형성을 도모하였다. PC부

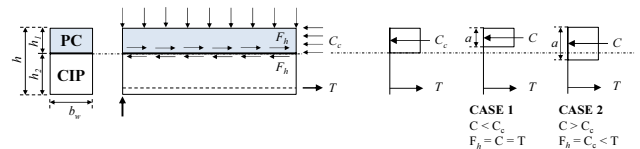


Fig. 3 Horizontal shear stress from actual variation

재의 콘크리트강도가 42 MPa에 도달했을 때, 경화된 PC 부재 표면에 24 MPa의 현장 타설 콘크리트를 2차로 타설하였다. 압축 강도 시험용 공시체는 실험체와 같은 조건에서 타설 및 양생되었다.

실험 방법은 보 중앙에 2점 하중을 가력하여 실험을 실시하였고 지지점과 가력점에 롤러 철물을 사용하여 단순 보 거동을 유도하였다. 또한 강연선의 휨 항복 여부를 확인하기 위하여 강연선에 스트레인 게이지를 부착하였고 실험체 중앙부의 처짐을 측정하기 위하여 중앙 하부에 5개의 LVDT를 설치하였다.

3.3 재료 강도

합성단면에서 PC 부재는 60 MPa, 현장 타설 콘크리트

Table 2 Mixture proportion of concrete

Nominal strength	W/C (%)	Unit weight (kg/m ³)				
		W	C	S	G	SP
24	49.4	162	328	869	979	3.5
60	29	180	620	625	935	8.06

※ Maximum aggregate size = 25mm

Table 3 Mechanical properties of reinforcement

Type	f_y (MPa)	ϵ_y ($\mu\epsilon$)	E_s (GPa)
12.7 mm SWPC 7BL	1,869	12,803	205
SD300 D10	360	1,847	184
SD400 D13	470	2,400	200

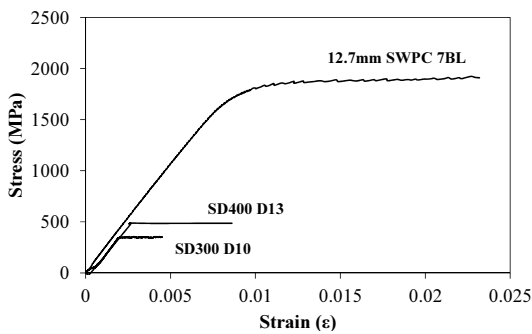


Fig. 4 Stress-strain relationship of steels

는 24 MPa를 사용하여 실험체를 제작하였으며 콘크리트의 배합비는 Table 2와 같다. 콘크리트 공시체는 KS F 2403이 근거하여 100 mm×200 mm로 제작하였고 강도별로 3개씩 KS F 2405에 따라 압축 강도 실험을 하였다. 공시체 시험 강도는 공칭 강도 24 MPa의 경우 22~26 MPa

를 나타냈고 60 MPa의 경우 53~55 MPa를 나타냈다.

강연선은 1,860 MPa급 12.7 mm 7연선 강선(SWPC 7BL)을 사용하였고, 철근은 SD300 D10과 SD400 D13을 사용하였다(Fig. 4). KS B 0801의 금속 재료 인장 시험 규정에 따라 시편을 제작하고 KS B 0802에 따라 인장 시험을 하였다. Table 3은 강연선 및 철근의 기계적 특성을 나타내며 강연선의 경우 0.2% offset method를 이용하여 항복응력과 변형률을 산정하였다.

4. 실험 결과

4.1 하중-변위 관계

Fig. 5는 단면 형상(A~D)이 수직전단강도에 미치는 영향을 살펴보기 위해 하중-변위 관계를 나타낸다. 여기서, 단면 A는 전단면이 24 MPa인 콘크리트 부재이므로 강연선에 긴장력을 가하지 않았다. 따라서 3-AS와 5-AS를 대신하여 1-AS와 2-AS를 사용하여 비교하였다.

모든 실험체의 강연선 최대 변형률은 5,094~9,286 $\mu\epsilon$ 으로 강연선의 항복 변형률(12,803 $\mu\epsilon$)보다 작게 나타났으며 힘 항복 전에 전단 파괴가 발생하였음을 확인하였다.

긴장력이 작용하는 PC 부재의 단면적비에 비례하여 힘 균열강도 및 전단강도가 증가하였다. 대체로 전단면에 긴장력이 가해진 단면 B > 하부 5/8에 긴장력이 가해진 단면 C \approx 하부 3/8에 긴장력이 가해진 단면 D > 긴장력이 가해지지 않은 단면 A 순으로 힘 균열 강도 및 전단강도가 나타났다. 예외적으로 3-DS 실험체는 Fig. 6(c)의 최종 파괴양상과 같이 복부에서 발생한 복부전단 균열에 의해 파괴가 발생하여 초기에 강성이 감소하였고 1-AS보다 낮은 전단강도를 보였다.

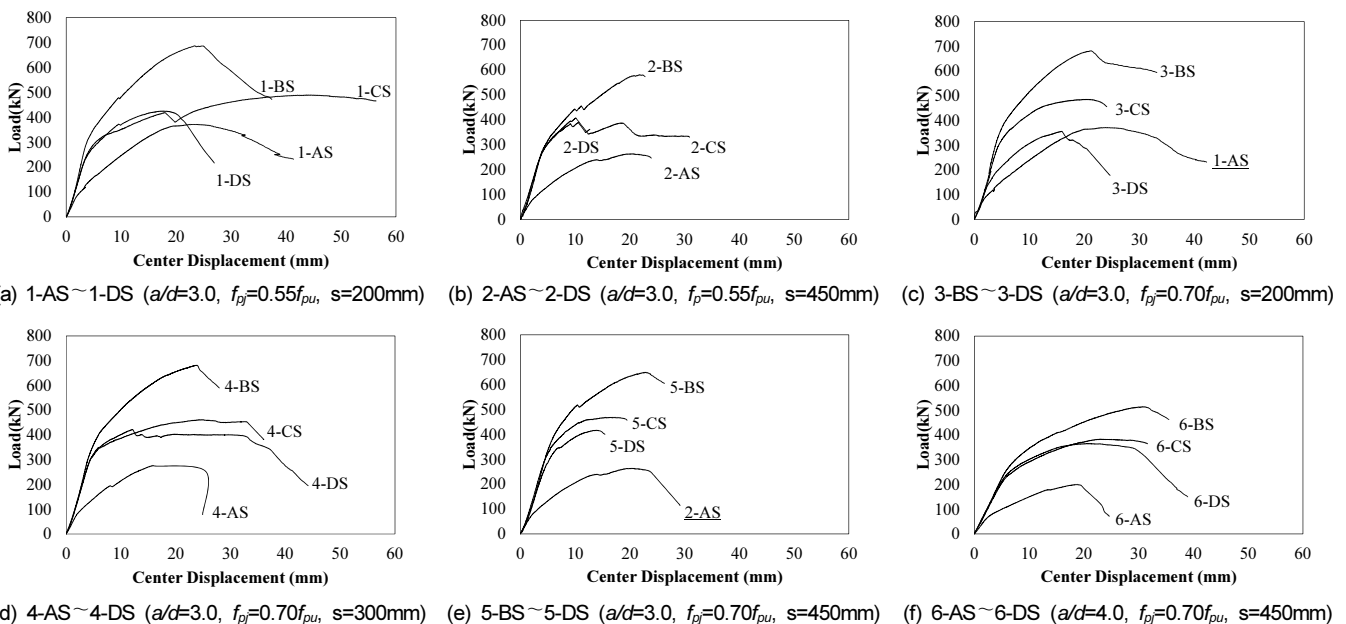


Fig. 5 Vertical load-center displacement relationship

휨 균열강도는 전단면에 긴장력이 가해진 단면 B가 가장 크게 나타났고(단면 A의 3.2~6.6배) 하부에만 긴장력이 가해진 합성단면 C와 D도 큰 휨 균열강도(단면 A의 2.7~6.6배)를 나타냈다. 그에 반해 긴장력이 가해지지 않은 단면 A는 긴장력이 가해진 실험체들에 비해 크게 낮은 휨 균열 강도를 나타냈다.

전단강도는 휨 균열강도와 단면형상에 영향을 받았다. 휨 균열강도가 가장 큰 단면 B는 휨 균열 이후에도 강성이 서서히 감소하면서 가장 큰 전단강도를 보였고, 휨 균열강도가 크고 합성단면인 C와 D는 휨 균열 후 강성이 급격히 감소하면서 단면 B의 52~74%의 전단강도를 보였다. 단면 C와 D는 긴장력이 가해진 단면적 차이를 보였지만 비슷한 휨균열 강도와 전단강도를 나타냈다. 휨 균열강도가 작은 단면 A는 초기에 휨 균열이 발생하여 가장 낮은 전단강도를 나타냈다.

4.2 파괴 메커니즘

실험 변수에 따른 파괴 메커니즘을 살펴보기 위해 Fig. 6에 최종파괴 양상을 나타냈다. 실험체의 회색 수직선은

전단철근 위치를 나타낸다. 최종 파괴 양상은 사인장균열 파괴, 전단압축 파괴, 수평전단 파괴 총 3가지로 구분할 수 있다. 사인장 균열 파괴는 전단면에 저장도 콘크리트가 사용된 단면 A에 주로 나타났고, 전단압축 파괴는 전단면에 고강도 콘크리트가 사용된 단면 B와 일부 합성 단면에서 나타났으며, 수평전단 파괴는 1-CS, 2-CS, 2-DS, 4-CS, 4-DS에서 발생하였다.

각 파괴의 균열 진전 양상을 살펴보기 위해 Fig. 7에 초기 휨 균열부터 최종 파괴 발생까지 균열이 진전하는 양상을 하중 단계별로 나타냈다. 전단 압축 파괴(Fig. 7(a))의 하중 단계별 양상은 초기 휨 균열이 중립축 부근으로 진전하면서 사인장 균열로 발전하였고 이러한 사인장 균열이 가력점 부근으로 이동한 후 가력점 부근에서 발생한 압축대 콘크리트의 압괴로 인해 최종파괴되었다. 복부 전단 파괴(Fig. 7(b))의 경우, 상대적으로 낮은 강도에서 초기 휨 균열이 발생 후 지지점 부근에서 취성적으로 복부 전단 균열이 발생하여 최종 파괴되었다. 수평 전단 파괴(Fig. 7(c))는 초기 휨 균열 발생 후 가력점과 지지점 사이에 1차 수평 균열이 발생하기까지 하중이 증가하다가 균열 발생 시점에서 하중이 감소하였고, 지지점 외부

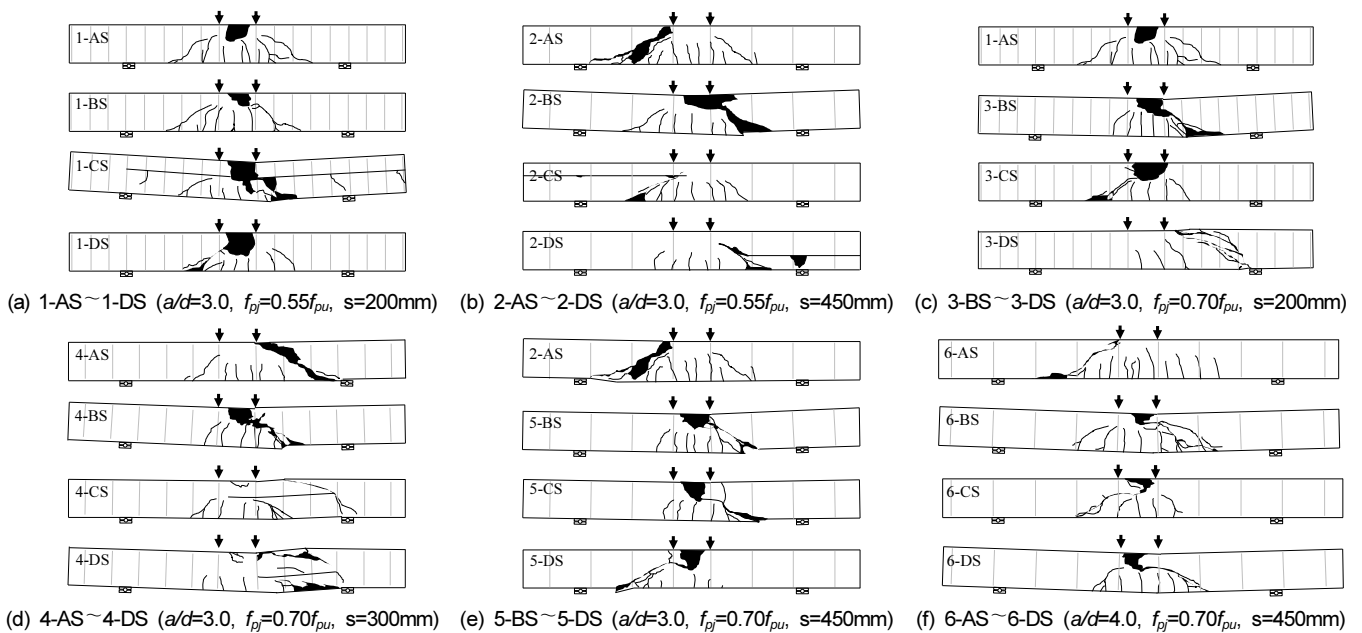


Fig. 6 Damage modes at the end of the tests

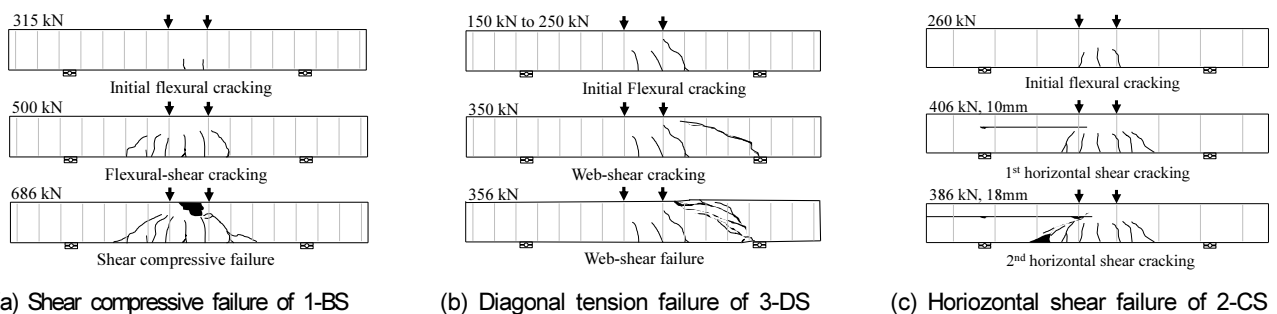
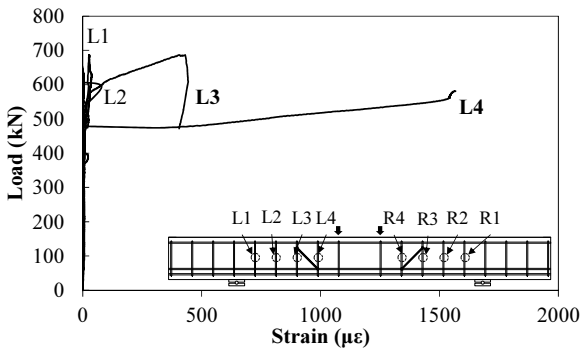


Fig. 7 Comparison of failure modes

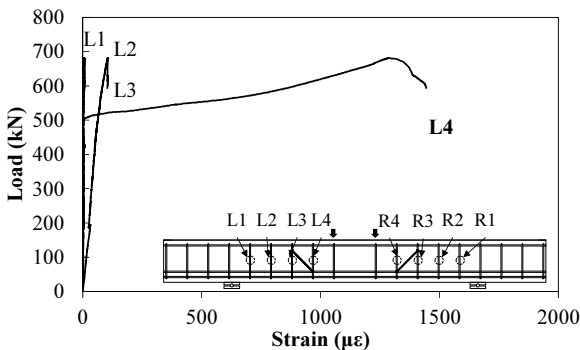
의 전달길이까지의 2차 수평 균열도 같은 양상을 보이며 수평 균열의 발생 시점마다 하중 감소를 나타내며 최종적으로 수평 전단 파괴되었다.

프리스트레스 힘에 의한 파괴 양상을 살펴보기 위하여 Fig. 6(a)의 1-BS와 Fig. 6(c)의 3-BS를 비교하였다. 1-BS와 3-BS의 전단철근 인장 변형률을 비교하기 위해 Fig. 8에 전단 철근의 하중-변형률 관계를 나타냈다. 초기 긴장력(f_{pj})이 $0.55f_{pu}$ 일 경우(1-BS), Fig. 8(a)와 같이 가력점으로부터 가까운 두 개의 전단철근(L3, L4)이 인장 변형률($420\mu\epsilon$, $1,550\mu\epsilon$)을 보였다. 반면에 초기 긴장력(f_{pj})이 $0.55f_{pu}$ 에서 $0.70f_{pu}$ 로 증가할수록 힘 균열 및 사인장 균열의 발생 위치가 가력점 방향으로 집중되어 사인장 균열을 가로지르는 전단 철근의 갯수가 감소하였고 Fig. 8(b)과 같이 가력점에서 가장 가까운 전단철근(L4)만이 큰 인장변형률($1,500\mu\epsilon$)을 보였다. 또한 모든 전단 철근은 항복 변형률($1,847\mu\epsilon$)에 도달하지 않았다.

전단철근 간격에 따른 파괴 양상을 알아보기 위하여 Fig. 6(c)~(e)를 비교하였다. 전단면 60 MPa인 단면 B의 경우, 전단철근 간격에 관계없이 전단 압축 파괴가 지배적으로 발생하였다. 반면에 합성 단면의 경우, 전단철근 간격이 200 mm인 3-CS와 300 mm인 4-CS, 4-DS에서 수직 전단과 수평 전단 모두 저항할 수 있는 최소 전단철근(식 (10))을 배근하였음에도 불구하고 수평균열이 발생하였다. 반면에 전단철근 간격이 450 mm인 합성단면에서는 수평균열이 전혀 발생하지 않았다.



(a) 1-BS ($a/d=3.0$, $f_{pj}=0.55f_{pu}$, $s=200\text{mm}$)



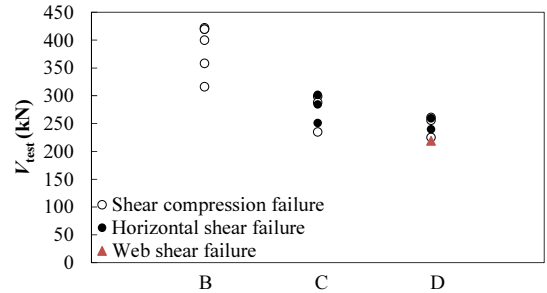
(b) 3-BS ($a/d=3.0$, $f_{pj}=0.70f_{pu}$, $s=200\text{mm}$)

Fig. 8 Tensile strain of shear reinforcement

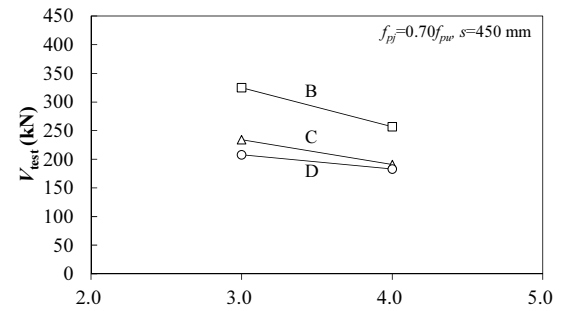
5. 실험 분석

5.1 설계 변수의 영향

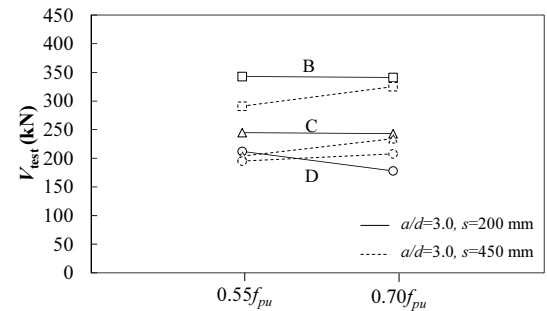
설계 변수가 전단 강도에 미치는 영향을 알아보기 위하여 Fig. 9와 같이 콘크리트 면적비, 전단 경간비 (a/d), 긴장재의 긴장력(f_{pj}), 전단 철근간격에 따른 전단 강도의 변화를 나타냈다. 변수에 따른 강도 비교 시, 프리스트레스 되지 않은 단면 A는 프리스트레스 된 단면 B, C, D와 강성과 강도가 상이하므로 단면 A는 비교 대상에서 제외



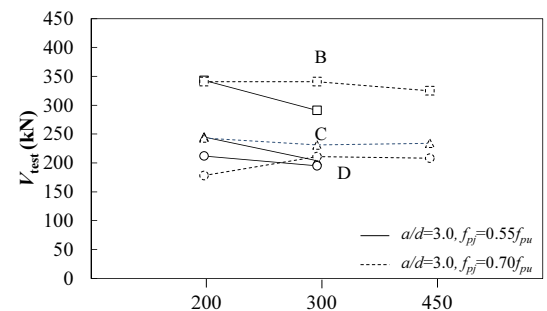
(a) Section types



(b) Shear span-to-depth ratio (a/d)



(c) Prestress at the jacking stage (f_{pj})



(d) Spacing of shear reinforcement (mm)

Fig. 9 Effects of test parameters

하였고 단면 B, C, D에 대해서만 설계 변수에 따른 전단 강도의 변화를 분석하였다.

Fig. 9(a)는 최종 파괴 모드 별로 분류하여 콘크리트 면적비에 따른 전단 강도의 변화를 나타낸다. 긴장력을 받는 콘크리트의 면적이 감소할수록 즉, 단면 B에서 단면 D로 이동할수록 전단강도는 약 40% 감소하였다. 이는 합성 단면 C와 D의 경우 복부의 저항도 콘크리트에서 계면의 수평균열과 복부전단 균열이 발생하였기 때문이다.

Fig. 9(b)는 초기 긴장력(f_{pj})이 $0.70f_{pu}$ 이고 전단철근간격이 450 mm의 조건에서 전단 경간비에 따른 전단 강도의 변화를 나타낸다. 전단 경간비(a/d)가 3.0에서 4.0으로 증가할수록 전단 강도는 약 12~20% 감소하였다.

Fig. 9(c)는 초기 긴장력(f_{pj})에 따른 전단 강도의 변화를 나타낸다. 전단경간비(a/d)가 3.0, 전단철근간격이 200 mm의 동일 조건(실선)에서 초기 긴장력이 $0.55f_{pu}$ 에서 $0.70f_{pu}$ 로 증가하여도 전단 강도는 증가하지 않았으며 복부 전단 균열이 발생한 단면 D의 경우에는 오히려 16% 감소하였다. 반면에 전단철근간격이 450 mm인 경우(점선), 전단 강도는 6~16% 증가하여 이전 조건과 유사한 전단 강도를 보였고 단면 D의 경우에는 오히려 더 큰 전단 강도를 나타냈다.

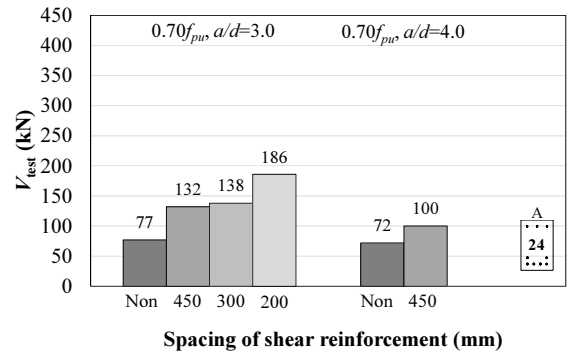
Fig. 9(d)는 전단철근간격에 따른 전단강도의 변화를 나타낸다. 전단경간비가 3.0이고 초기 긴장력(f_{pj})이 $0.55f_{pu}$ 일 경우(실선), 전단철근간격이 200 mm에서 300 mm로 증가할수록 전단강도는 모든 단면에서 8~17% 감소하였으나 초기 긴장력(f_{pj})이 $0.70f_{pu}$ 일 경우(점선), 전단철근간격이 증가하더라도 전단 강도의 변화는 나타나지 않았다. 이는 긴장력에 의하여 압축대의 깊이가 증가하고, 사인장 균열폭이 감소함에 따라 사인장 균열에 저항하는 전단철근의 개수와 기여도가 감소하기 때문이다.

5.2 전단 철근에 의한 전단 강도

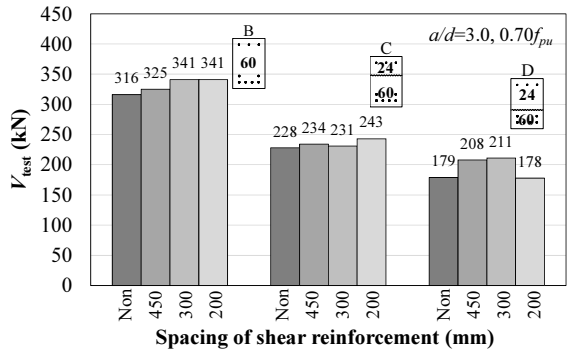
Fig. 10에 각 단면별로 전단 경간비와 긴장력, 전단 철근비의 같은 설계 변수를 적용한 실험체에 대해 전단보강 되지 않은 실험체와 전단보강 된 실험체를 비교하였다. 이전 연구⁸⁾와 마찬가지로 모든 단면 형상에 대하여 전단보강 되지 않은 실험체는 사인장 균열이 발생하기 전 까지 전단보강 된 실험체의 거동과 거의 일치하였다. Fig. 10(a)와 같이 프리스트레스되지 않은 단면 A의 경우, 전단철근비가 증가할수록 전단 강도는 최대 2.4배 증가하였다. 그러나 프리스트레스 된 단면 B, C, D의 경우(Fig. 10(b)), 전단철근비 증가에 따른 전단강도 증가 현상이 명확하게 나타나지 않았다.

전단 경간비가 3.0이고 $0.70f_{pu}$ 의 초기 긴장력을 가한 실험체는 단면 B와 단면 C에 대하여 전단철근비 증가에 따라 전단 강도가 5% 증가하였다. 또한 단면 D는 복부 전단 균열이 발생한 실험체로서 전단 철근비 증가에 따른 전단 강도 증가가 나타나지 않았다.

그러나 위 조건에서의 전단 철근 최대 변형률은 각각

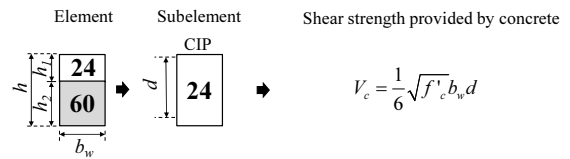


(a) Non-prestressed specimens (Section A)

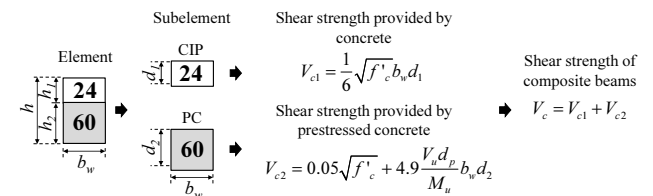


(b) Prestressed specimens (Section B, C, and D)

Fig. 10 Contribution of shear reinforcement



(a) Shear strength using the most critical value



(b) Shear strength using properties of subelements

Fig. 11 Estimation method of shear strength of composite beams

단면 B는 $1,445\mu\epsilon$, 단면 C는 $1,120\mu\epsilon$, 단면 D는 $1,208\mu\epsilon$ 로서 모든 실험체는 전단 철근의 항복변형률($1,847\mu\epsilon$)에도달하지 않고 사인장 균열이 전단 철근을 통과할 때에 전단 철근이 수직 전단과 수평 전단 모두 저항한 것을 확인하였다. 본 연구에서는 강연선의 항복 변형률($12,803\mu\epsilon$)이 현저하게 크므로 인장 철근의 항복 이전에 압축대 콘크리트 강도에 지배되어 최종적으로 전단 파괴를 예상하는데 이때 하중을 받는 콘크리트 요소에 직각으로 작용하는 인장력 때문에 콘크리트의 압축강도가 감소하는 연화작용(softening effect)으로 인하여 전단 철근비가 증가

할 경우 부담하게 되는 콘크리트의 압축 강도는 감소하므로 전단 강도 역시 증가하지 않은 것으로 판단된다.

5.3 수직 전단강도 기준식과의 비교

전단 보강된 PC-CIP 합성보의 수직전단강도를 평가하기 위하여 실험 결과를 바탕으로 현행 구조 기준식의 예측값과 비교하였다(Table 4). Fig. 11는 현행 구조 기준에서 제시하고 있는 합성 부재의 강도 산정 방법으로 요소의 가장 불리한 값을 사용한 경우(Fig. 11(a))와 각 요소의 특성을 고려한 경우(Fig. 11(b))를 나타내며 합성 단면 C에 대하여 전단강도 산정 시 최대 100kN 이상의 차이를 보였다. 본 연구에서는 PC 부재의 경우 프리텐션을 도입한 고강도 콘크리트(60 MPa)를 사용하는 반면에 CIP 부재는 저강도 콘크리트(24 MPa)를 사용함에 따라 강도 차이가 발생하므로 부재별 특성이 서로 다를 경우에 각

요소의 특성을 각각 고려하는 방법을 사용하였다. 따라서 상부 CIP 부재는 철근 콘크리트 부재의 전단 강도 (식 (1)), 하부 PC 부재는 프리스트레스트된 콘크리트 부재의 전단강도 일반식(식 (2))과 정밀식(식 (3))을 각각 적용하여 단순 합산하였고 실험값과 비교하였다(Fig. 12).

일반식(식 (2))로 예측할 경우, 전단압축 파괴가 발생한 실험체에 대하여 전단강도비(V_{test}/V_{cal})를 1.00~1.79로 안전측으로 예측하였고 수평전단 파괴가 발생한 실험체(1-CS, 2-CS, DS, 4-CS, DS)에 대해 전단강도비를 0.96~1.69로 예측하였다. 복부 전단 파괴가 발생한 실험체(3-DS)는 0.93으로 다소 비안전측으로 예측하였다. 긴장력이 작용하는 면적비가 가장 작은 단면 D의 경우 복부 전단 파괴가 발생한 실험체를 제외한 모든 실험체의 전단강도비(V_{test}/V_{cal})가 1.09~1.87의 안전측으로 나타났다. 특히 450 mm간격으로 전단철근을 배근할 경우, 1.69~1.87로 크게 보수적으로 평가하였는데 이는 수평 전단에만 저항할 수 있는

Table 4 Test results of specimens

Specimens	f_{ck} (MPa)		a/d	$\rho v f_y$ (MPa)	f_{se}/f_{pu} (%)	Vertical shear strength(kN)				Horizontal shear strength (kN)		Shear strength ratio			Failure mode	
	24MPa	60MPa				V_{test}	V_{cal}			V_u	V_{nh}	Simplified method	Detailed method	V_u/V_{nh}		
							$V_{c,simplified}$	$V_{c,detailed}$	V_s							
												$\frac{V_{test}}{V_{c,simplified} + V_s}$	$\frac{V_{test}}{V_{c,detailed} + V_s}$			
1-AS	26		3.0	0.97	46	185	72	72	83			1.20	1.20		S	
1-BS		55			46	343	261	207	83				1.00	1.18		SC
1-CS	26	55			46	245	174	192	83	817	744	0.96	0.89	1.35	HS	
1-DS	26	55			46	212	116	140	83	707	744	1.09	0.95	1.17	SC	
2-AS	26		3.0	0.43	49	132	72	72				1.83	1.83		S	
2-BS		55			49	291	261	212					1.11	1.37		SC
2-CS	26	55			49	204	174	199		680	642	1.17	1.03	1.30	HS	
2-DS	26	55			49	195	116	144		650	642	1.69	1.35	1.25	HS	
3-BS		52	3.0	0.97	65	341	260	260	83			1.01	1.01		SC	
3-CS	26	52			65	243	171	215	83	810	744	0.97	0.81	1.34	CS	
3-DS	26	52			65	178	111	152	83	593	744	0.93	0.76	0.98	WS	
4-AS	26		3.0	0.65	65	138	66	66	56			1.13	1.11		S	
4-BS		52			65	341	261	260	56				1.10	1.08		SC
4-CS	26	52			65	231	171	215	56	770	683	1.03	0.85	1.39	HS	
4-DS	26	52			65	211	111	152	56	703	683	1.28	1.02	1.27	HS	
5-BS		55	3.0	0.43	63	325	261	256				1.24	1.27		SC	
5-CS	26	55			63	234	174	217		780	642	1.35	1.08	1.49	SC	
5-DS	26	55			63	208	116	156		693	642	1.79	1.33	1.33	SC	
6-AS	22		4.0	0.43	65	100	66	66				1.51	1.51		S	
6-BS		52			65	257	203	203					1.26	1.27		SC
6-CS	26	52			65	191	140	189		849	857	1.36	1.01	1.22	S	
6-DS	26	52			65	183	97	108		813	857	1.87	1.38	1.17	S	

※ S: Diagonal shear failure, SC: Shear compression failure, HS: Horizontal shear failure, WS: Web shear failure

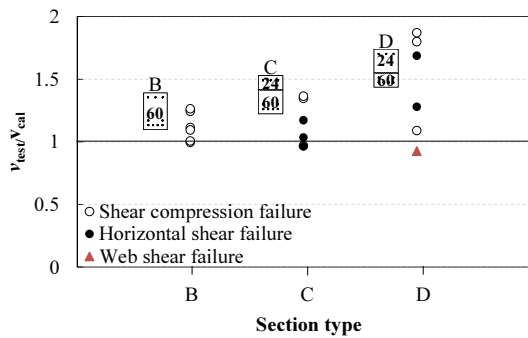
최소 전단철근도 수직 전단 강도에 기여하였기 때문이다. 정밀식(식 (3))으로 예측할 경우, 전단면에 대하여 전단 강도비(V_{test}/V_{cal})를 1.00~1.37로 안전측으로 예측하였으나 합성 단면의 경우 일부 실험체의 전단 강도를 비안전측으로 예측하였다. 이는 보 하부의 긴장력이 웨브에 사용된 저강도 콘크리트의 사인장 균열과 계면의 수평균열을 억제하지 못했기 때문이다. 따라서 프리스트레스를 받는 합성 단면에 대한 정밀식의 추가적인 연구가 필요하다.

5.4 수평 전단강도 기준식과의 비교

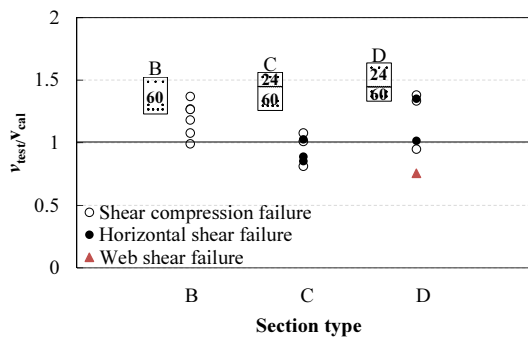
Fig. 13은 본 연구의 수평 전단 응력과 현행 기준의 예측값을 비교하여 나타내었다. 현행 기준에서는 계수 전단력 3.5 MPa 전후로 수평 전단 메커니즘을 수평 전단력 전달 메커니즘과 전단 마찰 메커니즘으로 분류하여 수평 전단 강도를 제시하고 있다. 본 연구에서는 수평 전단 응

력이 3.5 MPa를 초과하지 않았고, 계면을 의도적으로 거칠게 마감하였으므로 식 (8)을 사용하여 수평 전단 강도를 산정하였다. 수평 파괴가 발생한 실험체(1-CS, 2-CS, DS, 4-CS, DS)에 대해서는 수평 균열이 시작된 시점에서의 최대 전단강도를 사용하고, 수평 파괴가 발생하지 않은 실험체에 대해서는 최대 수직 전단강도를 사용하여 수평 전단 응력을 산정하였다. 수평 균열이 발생하는 시점에서의 수평 전단 응력(v_u)은 각각 3.22 MPa, 2.68 MPa, 2.56 MPa, 3.04 MPa, 2.77 MPa로 현행 구조 기준식(식 (8))을 사용한 예측값보다 1.3~1.5배로 안전측으로 예측하였다. 복부 전단 균열이 발생한 3-DS의 경우, 전단 강도비(v_u/v_{nh})는 0.98로 다소 비안전측으로 나타났다.

Fig. 13과 같이 수평 전단 파괴가 발생하더라도 전단 강도 측면에서 전단철근이 보강된 합성부재에 대한 현행 기준이 타당하다고 판단할 수 있다. 현행 구조 기준 외에 Eurocode2¹⁰⁾, AASHTO LRFD¹¹⁾, CSA¹²⁾에서는 콘크리트 접촉면의 상태와 전단 철근의 지압력($\rho_f f_y$)이 수평 전단에 지배적인 영향을 미치는 요소임을 공통적으로 제시하고 있으며 계면 상태에 따라서 각기 다른 계면의 부착응력과 마찰 계수를 정의하고 있다. 의도적으로 계면상태를 거칠게 처리한 경우(약 6 mm)에 대해 수평전단강도를 산정해본 결과, Eurocode2와 CSA의 경우 전단 강도비(v_u/v_{nh})를 각각 1.94~3.72, 1.80~4.06로 지나치게 보수적으로 평가하였으며 AASHTO LRFD는 복부 전단 파괴가 발생한 실험체를 제외한 모든 실험체에 대하여 전단 강도비(v_u/v_{nh})를 1.04~1.44로서 현행 기준과 유사하게 예측하였다.



(a) Simplified method



(b) Detailed method

Fig. 12 Vertical shear strength ratio (V_{test}/V_{cal})

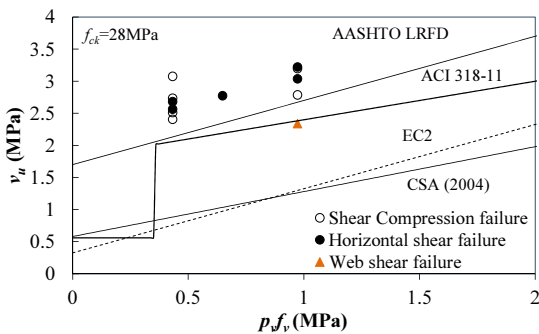


Fig. 13 Horizontal shear strength ratio (v_u/v_{nh})

6. 결 론

본 연구에서는 전단 보강된 프리스트레스 콘크리트와 현장타설 콘크리트의 합성보의 전단 강도를 연구하기 위하여 콘크리트의 면적비, 긴장재의 긴장력, 전단 경간비, 그리고 전단 철근비를 변수로 하여 실험을 수행하였다. 실험 결과를 바탕으로 PSC 합성 보의 전단 거동에 대하여 분석하였고 그 결과는 다음과 같다.

- 1) 긴장력이 증가할수록, 전단위험단면이 보의 하중점으로 이동하였으며, 전단압축파괴가 발생하였다. 일부 합성단면에서는 웨브에 저강도 콘크리트가 사용되면서, 콘크리트계면에서 수평균열이 발생하였다.
- 2) 합성단면에서 긴장력이 증가할수록 수직 전단강도는 증가하였으나, 그 효과는 일체형 PSC 보에는 미치지 못하였다. 그 이유는 합성보에서는 보 하부에 사용된 긴장력이 웨브에 사용된 저강도콘크리트의 사인장 균열과 계면의 수평균열을 억제하지 못했기 때문이다.
- 3) 일체형보와 마찬가지로, 전단경간비(a/d)가 4.0에서 3.0으로 감소하면서 합성보의 수직 전단강도가 증가하였다. 반면에 전단철근비가 증가하더라도 수직

전단강도에는 큰 변화가 없었다. 이는 긴장력에 의하여 압축대의 깊이가 증가하고, 사인장 균열폭이 감소함에 따라서, 사인장 균열에 저항하는 전단철근의 개수와 기여도가 감소하기 때문이다.

- 4) 현행 KCI 기준식에 따라서 합성보의 수직전단강도를 평가하였다. 그 결과, PSC 단면에 대하여 일반식 (Eq. (2))를 사용한 경우에는 강도를 대체적으로 안전측으로 예측하였으나, 정밀식 (Eq. (3))을 사용한 경우에는 실험강도를 과대평가하여 비안전측이었다. 그 이유는 결론 2)에 언급한 바와 같이 합성보에서는 긴장력의 영향이 제한적이기 때문이다.
- 5) 수평 전단 균열이 발생한 횡보강된 합성 단면에 대하여 실험 결과(2.56~3.22 MPa)와 현행 기준식 (8))에서 제시하는 수평 전단 강도를 비교하였다. 그 결과, 전단 강도비(v_u/v_{nh})가 1.3~1.5로서 실험결과를 안전측으로 평가하였다.

감사의 글

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

References

1. Korea Concrete Institute, Concrete Design Code and Commentary, Kimoonang Publishing Company, Seoul, Korea, 2012, pp.164-175, 366-369.
2. ACI Committe 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011, pp.164-174, 283-285.
3. Seamann, J. C. and Washa, G. W., "Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-In-Place Slabs", *ACI Structural Journal*, Vol.61, No.11, November 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*, Jan-Feb 1994, pp.48-69.
5. Kahn, L. F. and Slapkus, A., "Interface Shear in High Strength Composite T-Beams", *PCI Journal*, July-Aug 2004, pp.102-110.
6. Halika, A. "Influence New-To-Old Concrete Interface Qualities on the Behavior of Support Zones of Composite Concrete Beams", *Construction and Building Materials*, Oct 2011, pp.4072-4078.
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.
8. Kim, C. G., Park, H. G., Hong, G. H., and Kang, S. M., "Shear Strength of PC-CIP Composite Beams with Web Reinforcement", *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.26, No.2, 2014, pp.189-199.
9. Kim, C. G., Park, H. G., Hong, G. H., Kang, S. M., and Suh, J. I., "Shear Strength of Prestressed PC-CIP Composite Beams without Vertical Shear Reinforcement", *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.26, No.4, 2014, pp.533-543.
10. Eurocode2, "Design of Concrete Structures-Part1-1: General Rules and Rules for Buildings", Brussels, Belgium, 2004, pp.92-94.
11. AASHTO LRFD, "LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2012, pp.5-56 ~ 5-84.
12. Canadian Standards Association, "Design of Concrete Structures", Canadian Standards Association, Mississauga, 2004, pp. 64-65.

요약 최근 들어, 모듈화된 건축물에 프리캐스트 콘크리트와 현장콘크리트를 합성한 복합화 공법사용이 증가하고 있다. 일반적으로 프리캐스트 콘크리트 부재는 공장에서 선제작된 PC부재에 휨·전단 성능 향상을 위한 프리텐션 도입이 가능하다. 현행 구조 기준에서는 긴장력이 가해진 단일 단면의 전단강도식은 제시하지만, 프리캐스트 콘크리트와 현장 콘크리트 합성 단면의 수직 전단 강도식은 제시하지 못하고 있다. 이전 연구에서는 수직전단 보강이 없는 프리스트레스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단 강도에 대하여 분석하였다. 따라서 본 연구에서는 수직 전단 보강된 프리스트레스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단 강도 실험을 통하여 합성보 설계시 고려해야할 사항에 대하여 알아보았다. 변수로는 콘크리트의 면적비, 긴장재의 긴장력, 전단경간비, 그리고 전단철근비를 고려하였다. 실험 결과, 전단 강도는 긴장력이 가해진 단면적의 면적비, 긴장재의 긴장응력에 비례하여 증가하였고 전단 경간비가 증가할수록 감소하였다. 또한 압축대 콘크리트 강도에 따른 전단철근의 기여도 차이를 보였다.

핵심용어 : 전단 강도, 프리스트레스 콘크리트, 프리캐스트 콘크리트, 합성보, 수평전단