



강섬유보강 콘크리트와 일반 콘크리트 합성보의 전단강도

김철구¹⁾ · 박홍근¹⁾ · 홍건호²⁾ · 강수민^{3)*}

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

Shear Strength of Steel Fiber Concrete - Plain Concrete Composite Beams

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

¹⁾Dept. of Architecture & Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul 08826, Korea

²⁾Dept. of Architectural Engineering, Hoseo University, Asan 31499, Korea

³⁾Dept. of Architectural Engineering, Chungbuk National University, Cheongju 28644, Korea

ABSTRACT Composite construction of precast concrete and cast-in-place concrete is currently used for the modular construction. In this case, the use of steel fiber reinforced concrete (SFRC) could be beneficial for precast concrete. However, the shear strength of such composite members (SFRC and cast-in-place concrete) is not clearly defined in current design codes. In the present study, steel fiber composite beam tests were conducted to evaluate the effect of steel fibers on the composite members. The test variables are the area ratio of SFRC and shear reinforcement ratio. The test results showed that when minimum horizontal shear reinforcement was used, the shear strength of composite beams increased in proportion to the area ratio of steel fiber reinforced concrete. However, because of the steel fiber, the composite beams were susceptible to horizontal shear failure. Thus, minimum horizontal shear reinforcement is required for SFRC composite beams.

Keywords : shear strength, steel fiber, composite beam, composite construction, horizontal shear

1. 서 론

최근 국내 건설현장에서는 건설 노동자 인건비 상승에 따라 프리캐스트 콘크리트(Precast Concrete, 이하 PC)의 사용이 점점 증가하는 추세이다. 해외 건축현장에서는 이미 많은 건물에 PC공법이 사용되고 있지만, 국내건축현장에서는 최근 들어 지하주차장이나 물류센터와 같은 모듈화된 고하중 장경간 건물을 대상으로 PC와 Cast-In-Place concrete (현장타설 콘크리트, 이하 CIP)를 합성한 복합화 공법 사용이 증가하고 있다.

아파트 지하 주차장이나 대형 창고 건물은 마감없이 구조체가 외부에 노출되기 때문에 콘크리트 인장부의 휨 균열이 발생할 경우 누수와 철근 부식 문제 등이 발생한다. 강섬유 보강 콘크리트(Steel Fiber Reinforced Concrete, 이하 SFRC)를 사용할 경우 콘크리트의 인장강도를 증가시켜 사용성과 내구성을 향상시킬 수 있다. 현장타설 콘크리트에서는 시공성의 문제로 SFRC 사용이 어렵지만,

PC공장생산에서는 타설의 어려움없이 적용가능하다.

SFRC는 1970년대부터 다양한 연구자들¹⁻¹¹⁾에 의해 연구, 개발되었지만 현장 적용에는 제한적이다. 또한, 현행 콘크리트구조기준(KCI 2012¹²⁾, ACI318-11¹³⁾에는 최소전단철근 대응으로의 SFRC에 대한 기준만 규정되어 있다. 즉, '보의 깊이가 600 mm를 초과하지 않고 설계기준압축강도가 40 MPa를 초과하지 않는 강섬유 콘크리트 보에 작용하는 계수전단력이 $\phi(\sqrt{f_{ck}}/6)b_w d$ 를 초과하지 않는 경우' 최소 전단철근을 SFRC로 대체할 수 있다. 다만, 이때 SFRC의 체적비는 0.75%이상이어야 한다.

복합화 공법에서 강섬유 보강 콘크리트와 일반콘크리트의 합성단면은 서로 다른 재료적인 특성을 가지기 때문에 현행 구조 기준(KCI 2012 17.2.(3), ACI318-11 17.2.3)에 따라 전단강도 산정시 각 요소의 특성을 더해 사용하거나 이들 중 가장 불리한 값을 사용하여 합성단면의 강도를 산정하여야 한다. 하지만 이러한 전단강도 산정법에 대한 명확한 검증이 없는 상태¹⁵⁻¹⁷⁾이고, 가장 불리한 값을 사용할 경우 경제적인 설계가 어렵다. 또한, SFRC는 강섬유에 의해 골재의 거친면 형성이 어렵기 때문에 계면 마찰력이 떨어진다. 따라서 6 mm 거친 계면에 적용하고 있는 현행 수평전단강도 식(식 (4)와 (5))을 SFRC 합성단면에 사용가능한지 확인이 필요하다.

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

Received December 22, 2014, Revised June 9, 2015,

Accepted June 9, 2015

©2015 by Korea Concrete Institute

합성단면에 관한 기존연구¹⁵⁻¹⁷⁾는 강도가 서로 다른 일반 콘크리트를 사용한 합성부재의 전단강도에 대해 중점적으로 평가였다면, 본 연구는 SFRC와 일반콘크리트 합성단면적비를 주요 변수로 PC로 제작이 용이한 SFRC가 합성단면의 전단강도에 미치는 영향을 분석하였다.

2. 실험체 설계

2.1 현행기준의 전단강도

콘크리트 휨 부재의 전단강도에 대한 현행구조기준^{12,13)}은 다음과 같다. KCI2012¹²⁾(ACI318-11¹³⁾)에서 공칭 수직 전단 강도는 다음 두 개의 식을 사용할 수 있다.

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

$$\text{또는 } V_{c2} = (0.16 \sqrt{f_{ck}} + 17.6 \rho \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \quad (2)$$

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 중방향 인장철근의 중심에서 압축콘크리트 연단까지 거리, $\rho = A_s / b_w d$, V_u 는 단면에서의 계수전단력, M_u 는 계수 휨모멘트를 나타낸다.

ACI544¹⁴⁾에서 강섬유보강 콘크리트의 전단강도 식은 다음과 같이 정의한다.

$$V_{cf} = \frac{2}{3} f_t' \left(\frac{d}{a} \right)^{0.25} b_w d \quad (3)$$

여기서, f_t' 은 쪼갬 인장실험에서 구한 콘크리트 인장강도이고, d/a 는 유효깊이와 전단경간의 비를 나타낸다. 콘크리트 인장강도(f_t')는 강섬유의 종류와 양에 영향을 받으며, ACI318-11¹³⁾에 따르면 $f_t' = 0.56 \sqrt{f_{ck}}$ 으로 나타낼 수 있다.

수평전단강도에 대해서 최소전단연결재가 없고 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면을 거칠게 만들어진 경우 다음과 같이 정의한다.

$$V_{nh1} = 0.56 b_v d \quad (4)$$

최소 전단연결재가 있고, 표면이 약 6 mm 깊이로 거칠게 만들어진 경우 다음과 같이 정의한다.

$$V_{nh2} = (1.8 + 0.6 \rho_v f_y) b_v d \leq 3.5 b_v d \quad (5)$$

여기서, ρ_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 하

고 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

강섬유 보강 고강도 콘크리트와 일반 보통 강도 콘크리트 분리타설 된 합성 휨 부재의 전단 성능 평가를 위해 고강도와 보통 강도 콘크리트의 단면적비와 전단철근비를 변수로 단순지지 보 실험을 수행하였다. 콘크리트 단면적비는 Fig. 1(c)와 같이 총 6가지로 구성하였다. 단면 A와 B는 각각 24 MPa 보통강도 콘크리트와 60 MPa 고강도 강섬유 콘크리트를 전단면에 타설한 단면으로, 분리 타설된 합성단면 C-F와의 비교를 위한 실험체이다. 합성단면 C와 D는 보통강도 현장타설 콘크리트의 깊이가 전단강도에 미치는 영향을 알아보기 위한 단면으로, 단면 C의 상부 3/8과 단면 D의 상부 5/8에 보통강도 콘크리트(24 MPa)를 타설하였다. 합성단면 E와 F는 연속보 단부의 부모멘트 작용 단면에서 압축대의 강섬유 콘크리트 깊이가 전단강도에 미치는 영향을 알아보기 위한 단면으로 단면 E의 상부 3/8과 단면 F의 상부 5/8에 강섬유 콘크리트(60 MPa)를 타설하였다. 여기서, 60 MPa 고강도 콘크리트를 사용한 이유는 PC와 CIP부재간의 콘크리트 강도 차이를 크게 하여 명확한 결과를 얻기 위함이다.

두번째로 전단철근비를 변수로 고려하였다. SU 실험체는 전단철근이 없는 실험체이고 SR 실험체는 최소 전단철근(식 (6))이 보강된 실험체로 전단철근 D10을 450 mm 간격으로 배치하여 최소 전단철근이 분리 타설된 계면의 수평전단에 미치는 영향을 연구하였다. 전단철근은 수직 전단에 저항하기 위한 최대 전단철근 간격($d/2=170$ mm)

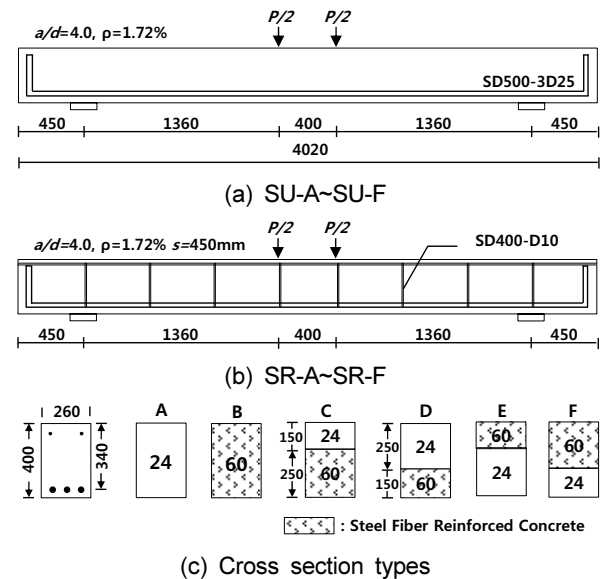


Fig. 1 Reinforcement arrangement and cross sections

보다 2배 이상 넓게 배치하여 전단철근이 수직전단에 미치는 영향을 최소화하였다.

2.3 실험체 설계 및 제작

모든 실험체의 단면크기는 260 mm × 400 mm이며, 지점간 총 길이는 3,120 mm이다. 휨 철근의 정착을 위해 지점에서부터 450 mm 연장시켰고 휨 철근은 SD500 D25를 1단으로 3가닥 배치하였다($\rho=1.72\%$). 전단철근 간격은 최소 전단연결재 기준(식 (6))에 만족하고 취성적 파괴를 보이는 고강도 콘크리트를 기준으로 계산하였다. 전단철근 정착을 위해 상부에 SD400 D13을 배치하였다. 강섬유는 코스텔(Kosteel)에서 제작하는 번드렉스(Bundrex) 제품으로 형상비($l_f/d_b=30/0.5$)는 60이고 인장강도는 1,336 MPa이다. 강섬유 체적비는 현행 ACI318-11¹³⁾에서 제시하는 최소 체적비인 0.75%를 적용하였다. 강섬유 콘크리트 제작시 강섬유의 뭉침 현상을 최소화하기 위해 강섬유를 천천히 혼입하였고, 유동성 확보를 위해 고성능 감수제(MEGAD 601PC)를 시멘트 중량의 1.3% 사용하였다. 이와 같은 시공방법과 고성능 감수제의 사용으로 실험체 제작의 시공성을 확보할 수 있었다.

Table 1은 12개 실험체들의 예측 휨 강도와 예측 수직 및 수평 전단강도를 나타낸다. 모든 실험체는 휨 성능(M_n)에 도달하기 위한 휨 요구전단력(V_m)을 수직 전단성능(V_n)보다 크게 설계하여 휨 항복 전에 전단파괴가 발생하도록 계획하였다. 여기서, 강섬유 콘크리트의 전단강도 식은 현행 기준^{12,13)}에 제시되어 있지 않기 때문에 일반콘크리트 부재의 전단강도식(식 (1))을 사용하였고 합성단면의 수직전단성능은 각 요소별로 계산한 후 합산하였다. 전단철근 간격(450 mm)은 수직전단에 저항하기 위한 최대

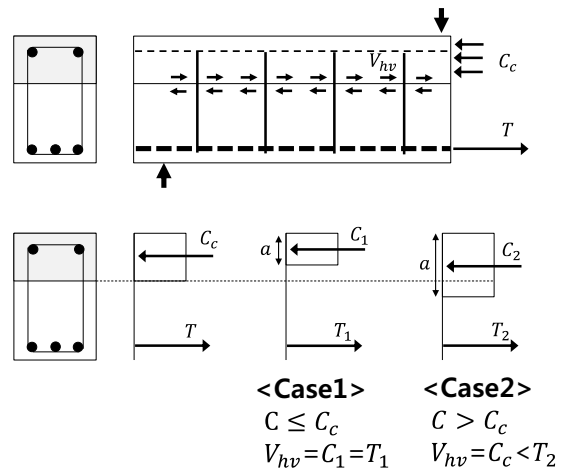


Fig. 2 Horizontal shear force at the interface of composite beams

간격 $d/2$ (170 mm)를 넘기 때문에 전단철근에 의한 전단강도는 무시하였다.

분리 타설된 계면에서의 수평전단강도 검토를 위해 공칭수평전단강도(V_{nh} , 식 (4)와 (5))와 수평전단력(V_{hv})을 비교하였다. 여기서, V_{hv} 는 공칭 수직 전단강도(V_n)에 상응하는 하중 발생시 계면에 작용하는 수평전단력으로 Fig. 2와 같이 두 콘크리트 경계면에서의 압축력이나 인장력의 변화량으로 산정하였다. 전단철근이 없는 실험체의 V_{hv}/V_{nh} 는 1.87~2.32로 모든 합성단면 실험체는 수직전단 파괴 이전에 수평전단파괴가 발생할 것으로 예상되었고 최소전단연결재가 있는 실험체의 V_{hv}/V_{nh} 는 0.50~0.62로 수직전단파괴가 예상되었다.

실험체 제작은 두 차례에 걸쳐 진행되었다. 휨철근과 전단철근에 철근용 변형률 게이지(Strain guage)를 부착시

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

Specimens	Section type	Longitudinal reinforcement (ratio)	Shear re-bar (ratio)	a/d	M_n (kN·m)	V_m (kN)	V_n (kN)	$\frac{V_m}{V_n}$	V_{nh} (kN)	$V_{hv}^{1)}$ (kN)	$\frac{V_{hv}}{V_{nh}}$	
SU-A	A	SD500-3D25 (1.72%)	Non	4.0	218	161	72	2.22	-	-	-	
SU-B	B				258	190	114	1.66	-	-		
SU-C	C				218	161	96	1.68	198	426	2.15	
SU-D	D				218	161	83	1.92	198	371	1.87	
SU-E	E				258	190	91	2.09	198	404	2.04	
SU-F	F				258	190	103	1.84	198	459	2.32	
SR-A	A		SD400-D10 (0.12%)		Non	218	161	72	2.22	-	-	-
SR-B	B					258	190	114	1.66	-	-	
SR-C	C					218	161	96	1.68	739	426	0.58
SR-D	D					218	161	83	1.92	739	371	0.5
SR-E	E					258	190	91	2.09	739	404	0.55
SR-F	F					258	190	103	1.84	739	459	0.62

1) $V_{hv} = (V_n \times a) / (0.9d)$, a = Shear span, d = Distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement

킨 후 60 MPa SFRC를 1차 타설하고 증기 양생하였다. 단면 E와 F는 휨 철근을 뒤집은 상태로 타설하였다. 분리 타설할 계면의 마찰력을 높이기 위해 현행 기준에 따라 레이턴스(laitance)를 제거하고 지연제와 수압을 활용하여 표면을 6 mm 이상 거칠게 처리하였지만 표면에 흠이 있는 강섬유에 의해 골재의 거친면 형성이 잘 이뤄지지 않았다. SFRC가 양생이 이뤄진 이후 24 MPa 보통강도 콘크리트를 2차로 타설하였다. 압축 및 인장강도 시험용 공시체는 실험체와 같은 조건에서 타설, 양생하였다.

2.4 재료 강도

실험체에는 공칭강도 24 MPa와 60 MPa 두 가지 종류의 콘크리트를 사용하였으며, Table 2는 콘크리트의 배합을 나타낸다. 콘크리트 원주공시체는 KS F 2403 기준을 따라 100 mm × 200 mm로 제작하였고 공시체를 강도별로 3개씩 KS F 2405 기준을 따라 압축 강도 시험과 KS F 2423 기준을 따라 쪼갬 인장 강도 시험을 수행하였다. 시험결과는 Fig. 3과 Table 4에 나타났다. Fig. 3의 쪼갬 인장강도 시험결과를 살펴보면, 강섬유가 사용된 SU 공시체의 인장강도는 강섬유가 사용되지 않은 60 MPa 일반 콘크리트와 비슷하였지만, SR 공시체는 40% 이상 인장강도가 증가하였다. 이는 SU와 SR 공시체가 비록 같은 배합으로 제작되었지만 다른 날 타설되었기 때문에 양생조

건 및 강섬유의 분산도 차이를 보였기 때문이다. 또한, 본 실험에 사용된 강섬유는 인장강도보다는 변형능력 증가에 크게 기여하였다. SU와 SR 공시체의 경우 쪼갬 인장균열이 발생한 이후 균열면 사이의 강섬유가 인장력을 전달하면서 일반콘크리트보다 변형 능력이 크게 향상되었다.

철근은 SD400 D10, SD400 D13, 그리고 SD500 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 나타났다.

3. 실험 결과

3.1 실험체 SU-A~SU-F

실험체 SU-A~SU-F는 전단연결재가 사용되지 않은 실험체로 그 결과는 Fig. 4, 5와 Table 4에 나타났다. 실험강도는 ‘SU-B (408 kN) > SU-C (272 kN) > SU-D (228 kN) > SU-A (155 kN) > SU-E ≈ SU-F (150 kN)’ 순으로 나타났다. SFRC가 인장대에 사용된 단면 B~D는 SFRC가 압축대에 사용된 단면 E와 F에 비해 큰 전단강도를 보였고, 인장대가 24MPa인 단면 A, E, F는 초기 사인장(수평) 균열 강도가 비슷하였다. 단면 E와 F는 단면 A와 비슷한 초기 휨 균열양상을 보였고, 휨 균열이 분리 타설된 계면에 도달하는 순간 수평균열 발생과 함께 하중이 급격히 감소하였다.

휨 철근의 변형률을 살펴보면, SU-B에서만 휨 철근이 항복변형률에 도달하였다($\epsilon_{s,max} = 3,380\mu\epsilon > \epsilon_y = 2,968\mu\epsilon$). SU-B의 휨 철근은 항복하였지만, 하중이 사인장 균열에 집중되면서 최종적으로 전단파괴가 발생하였다.

Fig. 5는 최종파괴 균열 양상을 나타내는 것으로 단일 단면 A와 B는 사인장 균열에 의해 파괴가 발생하였으며, 합성단면 C~F는 수평균열이 발생하였다. 전단면에 SFRC가 사용된 단면 B는 2개의 사인장 균열 폭이 강섬유에 의해 서서히 증가하면서 파괴가 된 반면, 합성단면 C~F는 분리 타설된 계면에서의 수평전단균열과 사인장 균열이 함께 발생하였다. 또한, 인장대에 SFRC가 사용된 단면 B~D는 일반 콘크리트가 사용된 단면들에 비해 휨 균열이 많이 분산되어 휨 균열 개수는 크게 증가하였고 균열 간격은 줄어들었다.

합성단면의 파괴 메커니즘을 자세히 살펴보면 보통강도 콘크리트(24 MPa) 단면에서 발생한 휨 및 사인장 균열이 최종 파괴에 영향을 주었다. 압축대가 일반콘크리트인 단면 C와 D는 상부 콘크리트에서 발생한 사인장 균열이 계면을 따라 수평 균열 파괴를 발생시켰고, 인장대가 일반콘크리트인 단면 E와 F는 하부 휨 균열이 사인장 균열로 발전하면서 계면에서 수평균열 파괴를 발생시켰다.

Table 2 Mixture proportions 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=25 mm

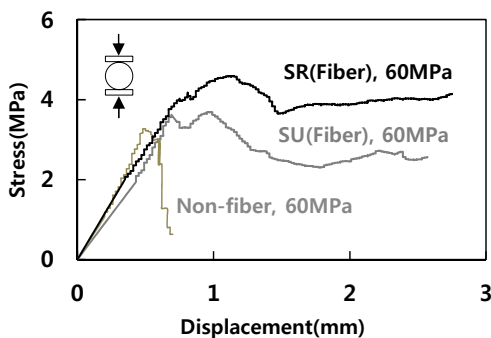


Fig. 3 Splitting tensile strength of concrete

Table 3 Mechanical properties of reinforcement

Type	f_y (MPa)	ϵ_y ($\mu\epsilon$)	E_s (GPa)
SD400 D10	467	2,382	196
SD400 D13	480	2,400	200
SD500 D25	555	2,968	187

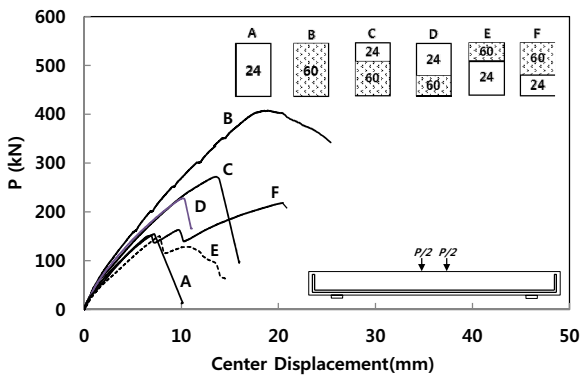


Fig. 4 Vertical load-center displacement relationship of SU-A~SU-F

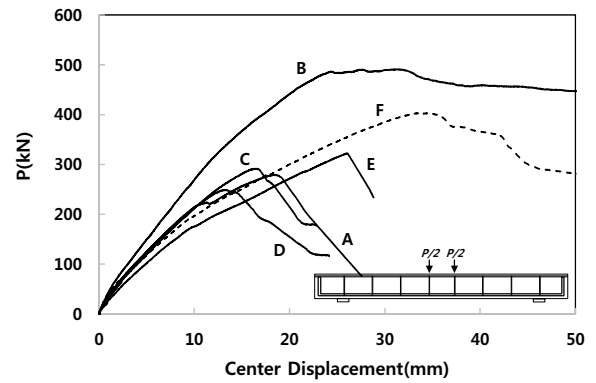


Fig. 6 Vertical load-center displacement relationship of SR-A~SR-F

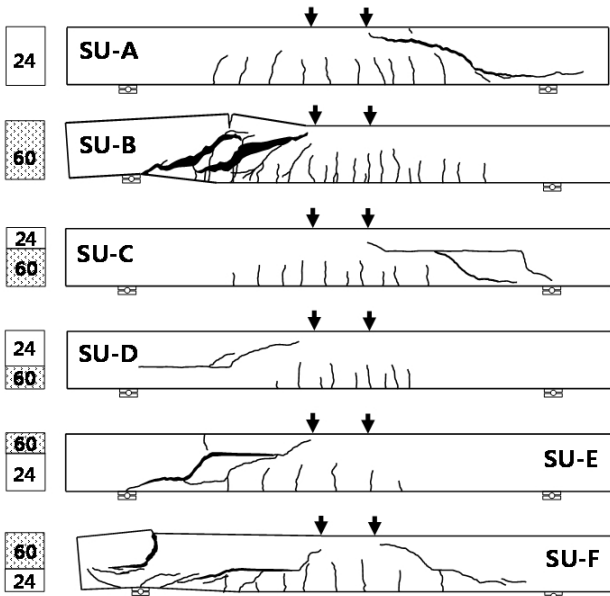


Fig. 5 Crack pattern of SU-A~SU-F at the end of test

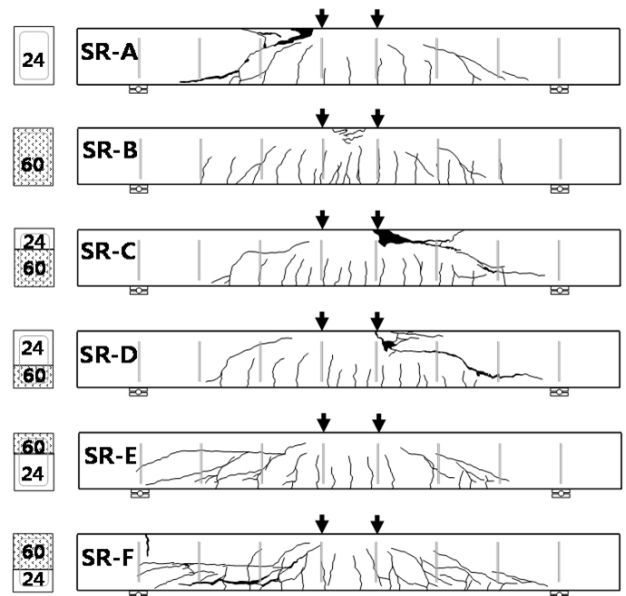


Fig. 7 Crack pattern of SR-A~SR-F at the end of test

3.2 실험체 SR-A~SR-F

실험체 SR-A~SR-F는 수평전단보강이 사용된 실험체들로 그 결과는 Fig. 6, 7과 Table 4에 나타났다. 실험 강도는 ‘SR-B (490 kN) > SR-F (402 kN) > SR-E (322 kN) > SR-C (292 kN) > SR-A(280 kN) > SR-D (248 kN)’순으로 나타났다. 이전 실험 결과와 달리 압축대가 고강도 SFRC인 단면 B, E, F가 압축대가 보통강도 일반콘크리트인 단면 A, C, D보다 큰 전단강도를 보였다. 또한, 단면 A는 단면 D보다 13% 큰 전단강도를 나타냈다.

Fig. 6의 하중 변위 관계를 살펴보면, 단면 B는 휨 항복이 발생하여 최대 하중이후 연성거동을 보였고 단면 A와 합성단면 C~F는 최대하중 이후 하중이 서서히 감소하는 전단파괴 거동을 나타냈다.

휨 철근의 변형률을 살펴보면, SR-B와 SR-F에서 휨 철근이 항복변형률에 도달하였다. SR-B는 휨 철근이 항복한 이후($\epsilon_{s,max} = 25,991\mu\epsilon > \epsilon_y = 2,968\mu\epsilon$) 연성적인 거동을 보이며 휨 파괴가 발생하였다. SR-F는 휨 항복하였지

만($\epsilon_{s,max} = 3,711\mu\epsilon > \epsilon_y = 2,968\mu\epsilon$) 사인장 균열과 계면의 수평균열에 하중이 집중되면서 최종적으로 전단파괴가 발생하였다.

Fig. 7은 최종파괴 균열 양상을 나타내는 것으로 단일 단면 B는 휨 파괴가 발생하였고, 단일단면 A와 합성단면 C와 D는 사인장 균열에 의해, 합성단면 E와 F는 사인장 균열과 수평균열에 의해 파괴가 발생하였다. 합성단면의 경우, 전단연결재에 의해 수평균열이 억제되어 수직전단 파괴가 지배적이었다. 다만, 단면 E와 F는 사인장 균열 발생 후 수평균열에 의해 하중이 감소하였다.

4. 실험변수 분석 및 현행기준과의 비교

4.1 설계변수의 영향

설계변수의 영향을 알아보기 위해 Fig. 8에 전단철근비와 유효콘크리트 강도에 따른 전단강도변화를 나타냈다. Fig. 8(a)는 최소 수평전단 보강근 사용에 따른 전단강도

Table 4 Test results of specimen 1-A~1-D

Specimens	f_{ck} (MPa)			$f'_{t,60}$	V_{test} (kN)	$V_{hv}^{(1)}$ (kN)	Code prediction (kN)					$\frac{V_{test}}{V_1^{(2)}}$	$\frac{V_{test}}{V_2^{(3)}}$	$\frac{V_{test}}{V_f^{(4)}}$	$\frac{V_{hv}}{V_{nh}}$	Failure mode ⁽⁵⁾	
	24 MPa	60 MPa	f_{cke}				24 MPa		60 MPa								
							V_{c1}	V_{c2}	V_{c1}	V_{c2}	V_{cf}						
SU-A	21	-	21	-	78	-	68	76	-	-	-	-	1.15	1.02	-	-	DT
SU-B	-	56	56	3.93	204	-	-	-	110	117	164	-	1.85	1.74	1.25	-	DT
SU-C	21	56	43	3.93	136	604	30	34	62	65	92	198	1.49	1.38	1.12	3.05	DT+HS
SU-D	21	56	34	3.93	114	507	50	56	29	31	43	198	1.44	1.31	1.22	2.56	DT+HS
SU-E	21	56	34	3.93	75	333	38	42	49	52	72	198	0.87	0.80	0.68	1.68	DT+HS
SU-F	21	56	43	3.93	75	333	18	20	81	86	120	198	0.76	0.71	0.54	1.68	DT+HS
SR-A	22	-	22	-	140	-	69	77	-	-	-	-	2.02	1.81	-	-	DT
SR-B	-	59	59	4.87	245	-	-	-	113	120	203	-	2.16	2.05	1.21	-	Flexure
SR-C	22	59	45	4.87	146	649	30	34	63	67	113	757	1.55	1.44	1.01	0.86	DT
SR-D	22	59	36	4.87	124	551	51	57	30	32	54	757	1.53	1.40	1.19	0.73	DT
SR-E	22	59	36	4.87	161	716	39	43	50	53	90	757	1.81	1.68	1.26	0.95	DT+HS
SR-F	22	59	45	4.87	201	893	18	21	83	88	149	757	1.98	1.85	1.20	1.18	DT+HS

¹⁾ $V_{hv} = (V_{test} \times a) / (0.9d)$, a = Shear span, d =Distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement

²⁾ $V_1 = V_{c1}(24MPa) + V_{c1}(60MPa)$; ³⁾ $V_2 = V_{c2}(24MPa) + V_{c2}(60MPa)$; ⁴⁾ $V_f = V_{c1}(24MPa) + V_{cf}(60MPa)$

⁵⁾DT: Diagonal Tension, HS: Horizontal Shear

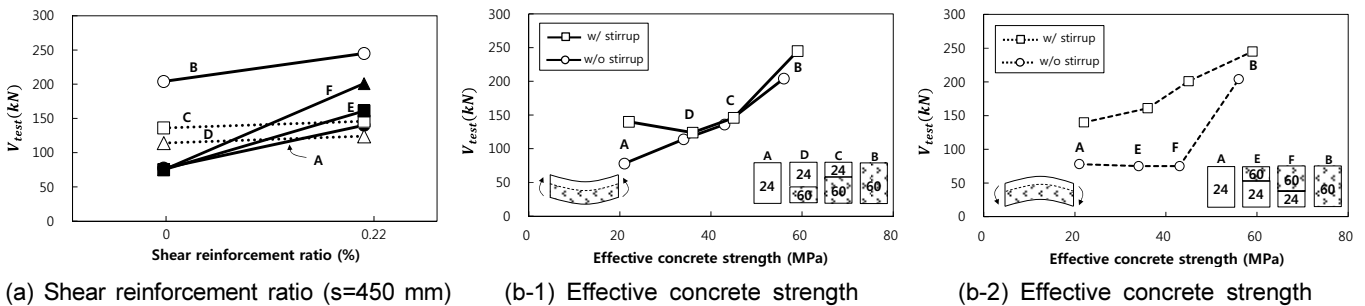


Fig. 8 Effects of test parameters

변화를 나타낸다. 단일 단면 A와 B의 경우 450 mm간격 ($d/2$ 이상)으로 배치된 전단연결재에 의해 전단강도가 증가하였다. 합성단면 C와 D는 전단연결재에 따른 전단강도 증가가 발생하지 않았고 합성단면 E와 F는 전단연결재 보강에 따라 전단강도가 2배 이상 증가하였다.

Fig. 8(b-1)은 SFRC가 인장측에 사용된 실험체들의 강도변화를 나타낸다. 여기서, 가로축은 단면적비로 콘크리트 강도를 평균한 유효콘크리트 강도에 따른 전단강도 변화를 나타낸다. 대체로 전단연결재의 유무와 관계없이 고강도 SFRC 단면이 증가하면서 비례적으로 전단강도가 증가하였다. 예외적으로 A단면이 전단연결재가 있는 경우에 강도가 크게 발현되었다.

반면, SFRC가 압축대에 보강된 단면(Fig. 8(b-2))에서는 수평전단 보강근이 사용된 경우 SFRC 면적에 비례하여 전단강도가 증가하였지만 수평전단 보강근이 없는 경우 압축대의 SFRC에 따른 전단강도 증가가 발생하지 않았다. 이는 전단연결재가 없는 합성단면 E와 F에서는 계면에서 발생한 수평균열에 의해 압축대의 SFRC가 제 역할

을 하지 못했기 때문이다. 반면에 수평전단 보강근이 있는 경우는 계면에서의 수평균열이 억제되어 압축대의 SFRC가 전단강도에 크게 기여하였다.

4.2 전단철근의 전단강도 기여도

전단철근의 전단강도 기여도를 살펴보기 위해 Fig. 9에 하중과 전단철근 변형을 관계를 나타냈다. 수평균열 및 사인장 균열이 예상되는 위치에 철근용 변형을 게이지 4개를 부착하였다. 실험체 SR-B는 L2 위치의 전단철근이 항복을 경험하였고, SR-E와 F는 L2와 R2 위치의 전단철근이 항복하였다. SR-E와 F는 전단철근이 항복한 이후 항복 변형률의 10배 이상 증가하였다. 이는 전단철근이 수평전단뿐만 아니라 수직전단에도 기여한 것으로 SR-E와 F가 무휨보강 실험체인 SU-E와 F보다 2배 이상 전단강도가 크게 증가한 원인이다.

강섬유가 보강된 단면의 위치에 따라 전단철근의 기여도 차이를 보였다. SFRC가 인장대에 위치한 단면 C와 D

에서는 전단철근이 항복하지 않았지만, 압축대에 위치한 단면 E와 F에서는 전단철근이 항복하였고 큰 변형을 보였다. 이는 Fig. 10에서와 같이 전단철근의 기여도가 콘크리트 강도에 따른 압축대 깊이(c)와 인장대 콘크리트의 강섬유 사용에 따른 사인장 균열 폭에 영향을 받은 것이다. 압축대가 보통강도 콘크리트인 SR-A, C, D의 경우 휨 모멘트에 의한 압축대 깊이가 크기 때문에 상대적으로 사인장 균열 길이가 짧아지고, 압축대가 고강도 콘크리트인 SR-B, E, F의 경우 압축대 깊이가 작기 때문에 사인장 균열 길이가 길어진다(가력점으로 갈수록 균열 각도가 감소하기 때문). 따라서, 전단철근을 관통하는 사인장 균열 길이가 상대적으로 긴 SR-B, E, F의 전단철근 변형률이 크게 나타났고 전단철근이 수직전단에 크게 기여하며 전단강도가 증가하였다. 또한, 실험체 SR-B, C, D는 강섬유에 의해 인장대에 위치한 사인장 균열 폭이 억제되었고, 그에 따라 사인장 균열이 관통한 전단철근의 변형률이 강섬유가 압축대에 위치한 SR-E와 F에 비해 작게 나타났다.

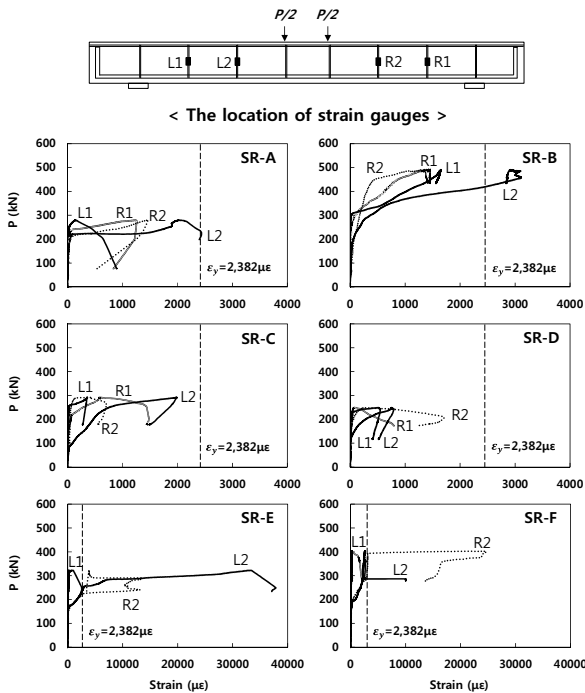


Fig. 9 Measured load - strain relationship of stirrups

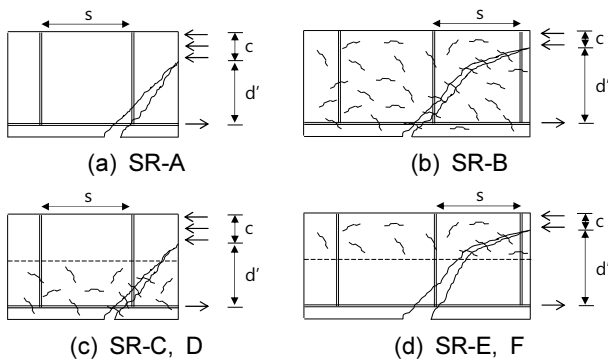
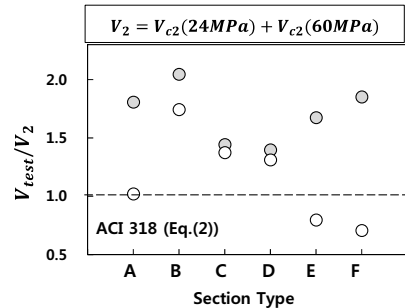
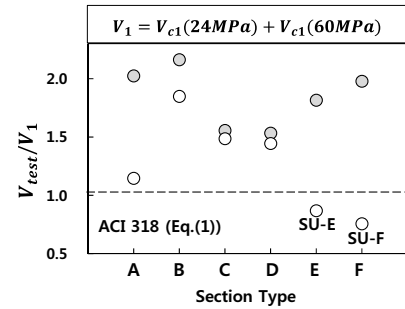


Fig. 10 Contribution of shear reinforcement and steel fibers

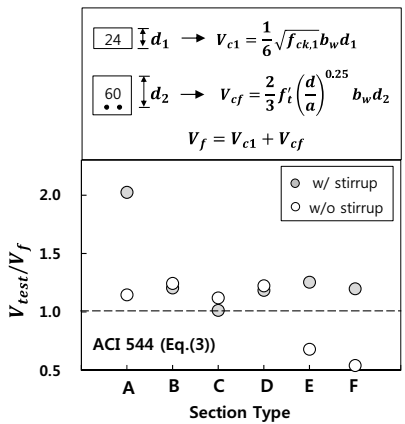
SR-A가 SR-D보다 큰 전단강도를 보인 것도 사인장 균열 폭에 영향을 받은 것이다. SR-A는 사인장 균열이 전단철근을 관통하면서 전단강도가 SU-A보다 78% 증가하였다. SR-D도 사인장 균열이 전단철근을 관통하였지만, 전단강도가 SU-D에 비해 9% 소폭 상승하였다. 이는 Fig. 10(c)와 같이 사인장 균열 폭이 인장대 강섬유에 의해 억제되었고, 이에 따라 전단철근 변형률도 SR-A 실험체에 비해 상대적으로 낮게 나타났기 때문이다.

4.3 수직전단강도 기준식과의 비교

강섬유 보강 콘크리트 합성 보의 수직 전단강도를 평가하기 위해 실험결과와 현행 기준식(ACI318, ACI544)으로 예측한 값을 비교하였다(Table 4). 단일단면은 일반콘크리트 부재의 전단강도 식인 식 (1), (2) 또는 SFRC 부재의 전단강도식인 식 (3)을 사용하여 예측하였고, 합성 단면은 각 요소의 특성에 맞게 계산한 뒤 단순 누가법의



(a) ACI 318



(b) ACI 544

Fig. 11 Strength predictions of current design codes

로 예측하였다.

Fig. 11(a)의 ACI318 예측 결과를 살펴보면, 수평균열이 발생한 SU-E와 F 실험체를 제외하고 모두 안전측으로 예측하였지만, 강섬유 콘크리트의 영향이 반영되지 않았기 때문에 강섬유가 사용된 실험체들에 대해 크게 과소평가하였다($V_{test}/V_{1or2} = 1.31 \sim 2.16$). SU-E와 F 실험체는 계면에서 발생한 수평전단 균열에 의해 압축대의 SFRC가 전단강도에 기여하지 못하여 크게 비안전측으로 예측하였다. 실험강도가 SFRC를 일반콘크리트로 가정한 전단강도 V_1 와 V_2 에도 미치지 못하였다.

반면에 강섬유 콘크리트의 영향을 반영하기 위해 ACI544에서 제공하는 전단강도 식(식 (3))을 사용하여 예측한 경우는 Fig. 11(b)와 같이 SU-E와 F 실험체(수평전단파괴)를 제외하고 대부분 잘 예측하였다. 특히, 강섬유가 보강된 실험체들에 대해서는 정확히 예측하였다($V_{test}/V_f = 1.01 \sim 1.26$).

또한 Fig. 11에서 단면이 24 MPa로 황보강된 실험체 SR-A는 실험값이 ACI318 전단강도 일반식으로 예측한 값의 2 배이상 나왔는데, 이는 사인장균열면이 전단철근을 관통하면서 전단철근이 전단강도 증가에 기여하였기 때문으로 판단된다(Fig. 9 참조).

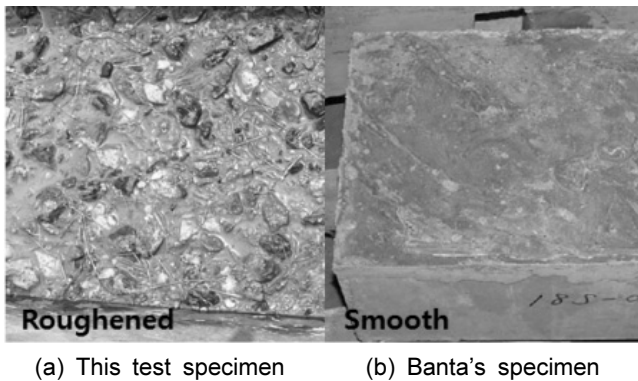


Fig. 12 The interface condition of specimens

Table 5 Horizontal shear stress without shear reinforcement

Code	Interface condition	c (MPa)	μ
AASHTO ¹⁸⁾	Clean, free of laitance, with surface intentionally roughened to an amplitude of 6 mm	1.66	1.0
	Clean, free of laitance, but not intentionally roughened	0.52	0.6
CSA ¹⁹⁾	For concrete placed against hardened concrete with the surface clean and intentionally roughened to a full amplitude of at least 5 mm	0.50	1.0
	For concrete placed against hardened concrete with the surface clean but not intentionally roughened	0.25	0.6

4.4 수평전단강도

강섬유 콘크리트와 일반 콘크리트로 분리 타설된 계면에서의 수평전단강도를 평가하기 위해 본 실험과 기존연구 결과를 수평전단력에 관한 현행 기준식과 비교하였다.

본 실험에서는 압축대가 분리 타설된 계면 상부에 위치하기 때문에 Fig. 2의 Case 1 방법으로 수평전단력(V_{hv})을 계산하였다(Table 4). SR-C와 D 실험체는 수평균열이 발생하지 않았기 때문에 비교에서 제외시켰다.

강섬유 콘크리트 계면의 수평전단력을 알아보기 위해 본 실험결과뿐만 아니라 Banta²⁰⁾의 강섬유가 사용된 UHPC(Ultra High Performance Concrete)와 경량 콘크리트의 수평전단 푸쉬오프 실험(push-off test) 결과를 함께 비교하였다. 본 실험에서는 분리 타설된 계면의 거친면 형성을 위해 지연제(시멘트의 양생 속도를 지연시켜주는 화학약품)와 수압을 활용하여 Fig. 12와 같이 계면의 골재를 최대한 드러나도록 처리하였다. 반면, Banta는 주로 계면처리를 하지 않은 실험체들을 대상으로 전단철근비와 수평전단강도의 관계를 살펴보았다.

현행 기준식으로는 ACI318¹³⁾, AASHTO LRFD¹⁸⁾, CSA¹⁹⁾에서 제시하는 수평전단강도 식을 사용하였다. ACI318은 최소전단연결재가 없거나 표면을 거칠게 만들지 않은 경우 수평전단력을 0.56 MPa로, 최소 전단연결재가 있고 표면이 약 6 mm 깊이로 거칠게 만들어진 경우 $1.8 + 0.6\rho_v f_y$ (MPa)로 정의하고 있다. 이때 수평전단력이 3.5 MPa 이상인 경우는 전단마찰 설계법을 따르도록 한다. 반면에 AASHTO LRFD와 CSA는 Table 5와 같이 계면의 상태에 따라 점착력(c)과 마찰계수(μ)를 달리하여 식 (7)과 같이 수평전단강도식을 산정한다. 단, 전단철근과 분리 타설된 계면이 수직인 경우에 한한다.

$$v_n = c + \mu(\rho_v f_y + \frac{N}{A_g}) \quad (\text{MPa}) \quad (7)$$

여기서, N 은 전단면(shear plane)의 수직방향으로 작용하는 영구하중이고 A_g 는 총 단면적이다.

Fig. 13은 실험결과와 현행기준식을 비교한 것으로 본

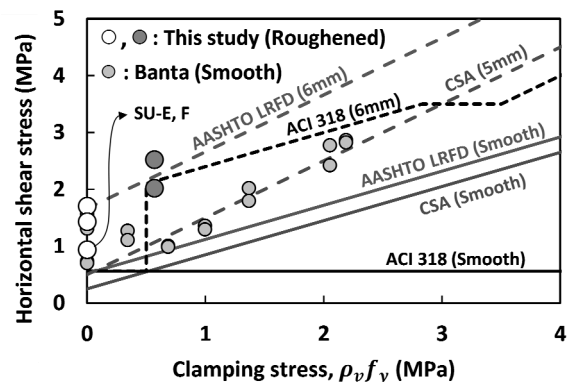


Fig. 13 Horizontal shear stress for specimens

연구에서 수평전단파괴가 발생한 SU실험체(흰색), SR-E, F (검정색)와 계면처리를 하지 않은 Banta 실험체(회색)를 함께 비교하였다. 먼저, Banta 실험체에 대해 3가지 기준(실선) 모두 안전측으로 예측하였다. AASHTO LRFD와 CSA는 Clamping stress에 대한 경향성을 잘 반영하여 정확히 예측하였지만, ACI318은 계면처리를 하지 않은 경우 전단철근의 영향을 고려하지 못하여 전단철근이 사용된 실험체에 대해 보수적으로 예측하였다($V_{test}/V_{pred}=1.77\sim 5.12$).

반면에 계면처리를 한 본 실험 결과에 대해 CSA는 대부분 보수적으로 예측하였고($V_{test}/V_{pred}=1.89\sim 3.42$), ACI318은 전단철근이 없는 SU 실험체에 대해서만 보수적으로 예측하였다($V_{test}/V_{pred}=1.68\sim 3.05$). ASSHTO LRFD는 대부분 비안전측으로 예측하여 안전성 문제가 우려된다($V_{test}/V_{pred}=0.57\sim 1.13$). 특히 압축대에 SFRC가 사용된 SU-E와 SU-F 실험체에 대해서는 $V_{test}/V_{pred}=0.57$ 로 크게 비안전측으로 예측하였다.

실험결과와 현행 기준을 비교한 결과, 계면처리를 하지 않은 SFRC 실험체는 AASHTO LRFD에서 제안하는 $c=0.52$, $\mu=0.6$ 을 사용한 예측이 가장 정확하였고, 계면처리를 한 실험체는 수평 전단보강재의 유무에 따라 차등을 두는 ACI318 방법이 실험결과를 가장 잘 예측하였다.

5. 결 론

본 연구에서는 강섬유 보강 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단거동을 살펴보기 위해 고강도 강섬유콘크리트(60 MPa)와 보통강도 일반콘크리트(24 MPa)의 단면적비와 전단철근비를 변수로 단순지지보 실험을 수행하였다. 실험결과를 통해 강섬유 콘크리트 합성단면 설계시 고려사항 및 합성단면의 전단 거동을 살펴보고 그 결과는 다음과 같이 요약할 수 있다.

- 1) 고강도 강섬유 콘크리트(SFRC)가 인장대에 사용된 합성보에서는 수평전단을 위한 전단철근이 사용되지 않은 경우, 현행기준에 따라 수평전단파괴에 의해 강도가 결정되는 것으로 예측되었으나, 인장대에 보강된 강섬유에 의해 휨 인장균열이 계면균열로 발전하는 것을 억제하여 예상 강도를 초과하는 수평전단강도를 나타냈다. 이로 인하여, 수평전단보강유무와 관계없이 SFRC의 단면적비가 증가하면서 비례적으로 합성단면의 전단강도가 증가하였다.
- 2) SFRC가 압축대에 사용된 합성보에서는 수평전단보강이 사용된 경우, 합성부재의 전단강도가 SFRC의 단면적비에 비례하여 증가하였으나, 수평전단보강이 사용되지 않은 경우에는 현행기준의 예측결과와 같이 계면파괴로 인하여 강도가 증가하지 않았다. 이는 인장대의 일반콘크리트에서 발생한 휨 균열이 쉽게 계면파괴로 진전되었기 때문이다.
- 3) 최소수평전단보강을 사용한 경우, 압축대에 SFRC

를 사용한 합성보가 인장대에 SFRC를 사용한 합성보보다 큰 전단강도를 발휘하였다. 그 이유는 강섬유의 영향보다는 압축대에 고강도콘크리트를 사용함으로써 인장대의 깊이가 길어져서 수평전단보강이 수직전단에 기여하였기 때문이다.

- 4) 최소수평전단보강을 사용하는 경우, ACI544에서 제공하는 강섬유 콘크리트 전단강도식과 일반콘크리트 부재의 전단강도 일반식을 단순 누가법으로 계산할 경우 실험결과를 잘 예측하였다($V_{test}/V_f=1.01\sim 1.26$). 최소수평전단보강 없이 압축대에 SFRC를 사용한 합성보의 경우, 수평전단파괴로 인하여 전단강도를 과대평가하였다.
- 5) 강섬유가 사용된 콘크리트 계면의 수평전단에 대한 실험결과와 현행기준을 비교하면 계면처리를 하지 않은 실험체에 대해서는 ACI318, AASHTO LRFD, CSA 모두 안전측으로 예측하였지만, ACI318은 전단철근의 영향을 반영하지 못하여 보수적으로 예측하였다($V_{test}/V_{pred}=1.77\sim 5.12$). 반면에 계면처리를 한 실험체에 대해서는 ACI318이 가장 잘 예측하였고 AASHTO LRFD 식은 실험결과를 크게 비안전측으로 예측하여 안전성 문제가 우려된다($V_{test}/V_{pred}=0.57\sim 1.13$). 따라서, AASHTO LRFD 식으로 강섬유 콘크리트 계면의 수평전단강도 예측시 계면 처리와 관계없이 계면처리를 하지 않은 상태로 가정하여 설계하여야 한다.

감사의 글

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

References

1. Batson, G., Jenkins, E., and Spatney, R., "Steel Fibers as Shear Reinforcement in Beams", *ACI Journal Proceedings*, Vol.69, No.10. Oct. 1972, pp.640-644.
2. Swamy, R. and Bahia, H., "The Effectiveness of Steel Fibers as Shear Reinforcement", *Concrete International*, Vol.7, No.3. Mar. 1985, pp.35-40.
3. Sharma, A., "Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams", *ACI Journal Proceedings*, Vol.83, No.4. July-Aug. 1986, pp.624-628.
4. Mansur, M., Ong, K., and Paramasivam, P., "Shear Strength of Fibrous Concrete Beams without Stirrups", *Journal of Structural Engineering*, Vol.112, No.9. 1986, pp.2066-2079.
5. Narayanan, R. and Darwish, I., "Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement", *ACI Structural Journal*, Vol.84, No.3. May-June, 1987, pp.216-227.
6. Ashour, S. A., Hasanain, G. S., and Wafa, F. F., "Shear

- Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams”, *ACI Structural Journal*, Vol.89, No.2. Mar. - April, 1992, pp.176-184.
7. Li, V. C., Ward, R., and Hmaza, A. M., “Steel and Synthetic Fibers as Shear Reinforcement”, *ACI Materials Journal*, Vol.89, No.5. Sep. - Oct. 1992, pp.499-508.
 8. Khuntia, M., Stojadinovic, B., and Goel, S. C., “Shear Strength of Normal and High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrups”, *ACI Structural Journal*, Vol.96, No.2. Mar. - April, 1999, pp.282-289.
 9. Dinh, H. H., Parra-Montesinos, G. J., and Wight, J. K., “Shear Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement”, *ACI Structural Journal*, Vol.107, No.5. Sep. - Oct. 2010, pp.597-606.
 10. Minelli, F. and Plizzari, G. A., “On the Effectiveness of Steel Fibers as Shear Reinforcement”, *ACI Structural Journal*, Vol.110, No.3. May - June, 2013, pp.379-389.
 11. Parra-Montesinos, G. J., “Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers”, *CONCRETE INTERNATIONAL*, Vol.28, No.11. Nov. 2006, pp.57-66.
 12. Korea Concrete Institute, “Concrete Design Code and Commentary”, Kimoon dang Publishing Company, Seoul, Korea, 2012.
 13. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011.
 14. ACI Committee 544, “Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete”, *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.5. 1988, pp.1-18.
 15. 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.
 16. Kim, C. G., Park, H. G., Hong, G. H., and Kang, S. M., “Shear Strength of PC-CIP Composite Beams with Shear reinforcement”, *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.26, No.2, 2014, pp.189-199.
 17. 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 Reinforcements”, *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.26, No.4, 2014, pp.533-543.
 18. AASHTO-LRFD, “Bridge Design Specifications”, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2012.
 19. CSA, “Design of Concrete Structures”, Canadian Standard Association, Rexdale, Ontario, Canada, 2004.
 20. Banta, T. E., “Horizontal shear transfer between ultra high performance concrete and lightweight concrete”, Virginia Polytechnic Institute and State University, 2005, pp.1-130.

요약 최근 프리캐스트 콘크리트에 현장타설 콘크리트를 타설하는 복합화 공법의 사용이 증가하고 있다. 강섬유 콘크리트는 습식공법에서는 시공성 문제로 적용이 어렵지만, 공장에서 선 제작이 이뤄지는 프리캐스트 부재에는 충분히 사용 가능하다. 강섬유 콘크리트가 복합화 공법에 사용되면 서로 재료적 특성이 다른 강섬유 콘크리트와 일반 콘크리트 합성단면의 전단강도 산정법이 문제가 되고 있다. 하지만 현행 기준은 명확한 기준을 제시하지 못하고 있는 실정이다. 따라서 강섬유 콘크리트가 사용된 합성 부재의 전단강도 실험을 통해 강섬유 콘크리트가 합성단면의 전단강도에 미치는 영향을 살펴보았다. 실험 변수로는 합성단면적비와 전단철근비를 고려하였다. 실험결과를 살펴보면, 강섬유가 인장대에 보강된 경우 강섬유 보강 단면적에 비례하여 전단강도가 증가하였다. 하지만 강섬유의 영향으로 인해 계면에서 수평전단파괴가 쉽게 발생하기 때문에 최소 수평전단철근이 반드시 필요하다.

핵심용어 : 전단 강도, 강섬유, 합성보, 복합 공법, 수평전단