Journal of the Korea Concrete Institute
Vol. 27, No. 6, pp. 603~613, December, 2015
http://dx.doi.org/10.4334/JKCI.2015.27.6.603

pISSN 1229-5515
eISSN 2234-2842

최소 전단철근 대용으로의 강섬유 콘크리트의 전단기여도 평가

김철구 [1)] · 박홍근 [1)] · 홍건호 [2)] · 강수민 [3)*]

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

Evaluation on Shear Contribution of Steel Fiber Reinforced Concrete in Place of Minimum Shear Reinforcement

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, Rep. of Korea
[2)]Dept. of Architectural Engineering, Hoseo University, Asan 31499, Rep. of Korea
[3)]Dept. of Architectural Engineering, Chungbuk National University, Cheongju 28644, Rep. of Korea

ABSTRACT In current design codes, minimum shear reinforcement is required for reinforced concrete flexural members, and the use of steel fiber reinforced concrete is permitted to replace the minimum shear reinforcements. In the present study, to estimate the effects of shear reinforcements and fibers on shear strength, simply supported beams were tested under transverse loading. The test results showed that the shear strength was significantly increased by the use of fibers. Particularly, the effect of fiber reinforced concrete was pronounced when high-strength concrete was used. The performance of fiber reinforced concrete for minimum shear reinforcement was evaluated using results of the present study and existing tests.

Keywords : steel fiber, shear strength, minimum shear reinforcement, steel fiber reinforced concrete, high stregnth concrete

1. 서 론

최소 전단철근은 전단파괴의 취성적 특성과 전단강도에 대한 설계기준의 안전성을 보완하기 위하여 규정하고 있다. 현행 구조기준인 ACI318-11[1)]에서는 계수전단력(V_u)이 콘크리트에 의한 설계전단강도(ϕV_c)의 *1/2*을 초과하는 휨 부재에 대해 최소전단철근을 요구하고 있는데, 이러한 규정은 전단철근이 사인장 균열 폭을 제어하고 억제함으로써 덜 취성적인 파괴를 유도하고 기준 전단설계식의 강도평가의 안전성을 확보하기 위함이다. 최소 전단철근 규정은 ACI318-71에 처음 도입되었고, 콘크리트 강도가 16 MPa일때 사인장 균열 강도의 절반($0.5v_c$)인 0.33 MPa를 저항할 수 있도록 제안되었다.[2)] 하지만 고강도 콘크리트에 대한 많은 연구결과 콘크리트 강도가 증가할수록 취성적 전단파괴가 발생하여 ACI318-02부터는 최소전단철근량이 콘크리트 강도의 함수로 식이 개정되었다(식(6)).

1970년대부터 인장강도에 취약한 콘크리트에 강섬유를 혼입하여 인장강도 및 전단강도를 향상시킨 강섬유보강 콘크리트(Steel Fiber Reinforced Concrete, 이하 SFRC)에 관한 연구가 활발히 진행되었다.[3-22)] 일반콘크리트 부재는 전단보강이 없는 경우 전단력에 의한 취성적 파괴를 보이는 반면, SFRC부재는 강섬유의 균열제어 성능(crack arrest mechanism)에 의해 균열 폭을 제어하고 균열을 균등히 분배시키는 역할을 하기 때문에 전단강도가 증가한다.[3)]

이와 같이 일반 콘크리트에 비해 높은 전단강도를 갖는 SFRC는 최소전단철근 대용으로 사용할 수 있도록 규정하고 있다. 이는 Parra-Montesinos[23)]의 연구 결과를 바탕으로 ACI318-08부터 구조 기준에 포함되어 사용되고 있다. Parra-Montesinos는 기존의 SFRC 실험데이터를 분석하여 강섬유 체적비가 0.75% 이상일 경우 SFRC의 전단력이 최소 $0.30\sqrt{f_{ck}}$(MPa)보다 높은 것을 밝혀냈고 이 경우 강섬유가 최소전단철근을 대신할 수 있다고 제안하였다. 여기서, $0.30\sqrt{f_{ck}}$(MPa)을 기준강도로 사용한 이유는 원래 최소전단철근규정이 전단철근에 의한 전단강도(v_s)가 사인장 균열 강도의 절반($0.5v_c$) 이상을 저항할 수 있도록 제안되었기 때문이다. 즉, 강섬유 콘크리트에 의한 전단강도(v_{cf})가 $1.5v_c(=v_c+v_{s,\min}(\geq 0.5v_c))=0.25\sqrt{f_{ck}}$ 이상일 경우 강섬유가 최소전단철근 대용으로 사용가능하다.

한편 Narayanan and Darwish[7)]는 동일한 전단철근비(0.25%,

*Corresponding author E-mail : kangsm@cbnu.ac.kr
Received November 18, 2014, Revised July 29, 2015, Accepted August 17, 2015

s=0.62d)와 강섬유 체적비(0.25%)를 변수로한 보 실험을 통해 강섬유가 전단철근을 대신하여 전단보강재로써의 가능성을 연구하였다. 연구 결과, 전단철근과 강섬유 보강에 의해 전단강도가 각각 26~59%와 19~74% 증가하였고, 콘크리트 강도가 증가할수록 강섬유 보강 효과가 크게 나타났다. Cuchiara et al.[19]은 전단철근비(0.19%, s=0.91d), 강섬유 체적비(1, 2%)를 변수로 하는 보 실험을 통해 전단철근비와 강섬유 체적비가 전단강도에 미치는 영향을 연구 하였다. 실험결과, 체적비 1%이상의 강섬유에 의해 콘크리트 전단강도가 2배 이상 증가하였다. 또한, 전단철근이 최대간격제한($s_{\max}=0.5d$)보다 넓게 배근되었지만(s=0.91d) 전단강도가 1.2~2.2배 증가하였고, 전단철근과 강섬유가 함께 보강된 경우는 전단강도가 2.4~3.3배 증가하였다.

현재 ACI318-11[1] 또는 KCI2012[24]기준에 따르면, 강섬유콘크리트의 사용이 압축강도 40 MPa이하의 콘크리트에 제한되어 있고, 최소전단보강 용도로만 제한이 되어 있어서 전단철근과의 혼용이 허용되지 않고 있다. 그러나 위에 언급된 기존의 실험결과에 따르면, 고강도 콘크리트의 경우와 전단철근과의 혼용에서도 강섬유기여도가 유지되거나 증가되고, 특히 전단철근의 간격이 $d/2$ 이상의 넓은 간격에서도 전단철근과 SFRC가 전단강도를 발휘할 수 있는 것으로 나타났다.

따라서, 본 연구에서는 고강도 콘크리트(60 MPa)사용, 전단철근의 사용, 넓은 전단철근 간격이 SFRC의 전단기여도에 미치는 영향을 연구하였다. 또한 본 실험결과를 포함하여 국내외 실험 데이터를 분석하여, SFRC의 전단기여도를 평가하였다.

2. 실험체 설계

2.1 현행기준의 전단강도

일반 콘크리트 휨 부재의 전단강도에 대한 현행구조기준[1,24]은 다음과 같다.

공칭 수직전단강도(KCI 2012) 식(7.2.2)[24]

$$V_n = V_c + V_s \tag{1}$$

$$V_{c1} = \frac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}\,b_w d \tag{2}$$

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

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \tag{4}$$

식(2)는 수직 전단 강도 일반식이고 식(3)은 정밀식이다. 여기서 $V_{c2} \le 0.29\sqrt{f_{ck}}\,b_w d$이고 $V_u d/M_u \le 1.0$이고 f_{ck}는 콘크리트의 설계기준 압축강도, b_w는 복부의 폭, d는 종방향 인장철근의 중심에서 압축콘크리트 연단까지 거리, $\rho = A_s/b_w d$, V_u는 단면에서의 계수전단력, M_u는 계수 휨모멘트, A_v는 전단철근의 전체 단면적, f_{yt}는 횡 방향 철근의 설계기준항복강도, s는 전단철근 간격을 나타낸다.

강섬유 보강 콘크리트의 전단강도 식(5)는 Sharma[5]가 제안한 경험식으로 ACI544[25]에서 다음 식을 사용하고 있다.

$$V_{cf} = \frac{2}{3}f_t'\left(\frac{d}{a}\right)^{0.25}b_w d \tag{5}$$

여기서, f_t'은 쪼갬 인장실험에서 구한 콘크리트 인장강도이고, d/a는 유효깊이와 전단경간의 비를 나타낸다. 콘크리트 인장강도(f_t')는 강섬유의 종류와 양에 영향을 받으며, ACI318-11[1]에 따르면 $f_t' = 0.56\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)으로 나타낼 수 있다.

2.2 최소 전단철근과 강섬유 보강 콘크리트

계수전단력(V_u)이 콘크리트에 의한 설계전단강도(ϕV_c)의 1/2을 초과하는 휨 부재에는 최소전단철근을 배치하여야 하고, 최소 전단철근은 식(6)에 따라 산정하여야 한다.

$$A_{v,\min} = 0.0625\sqrt{f_{ck}}\frac{b_w s}{f_{yt}} \ \ge\ 0.35 b_w s/f_{yt} \tag{6}$$

여기서, f_{yt}는 횡방향 철근의 항복강도이고 s는 전단철근 간격이다.

현행 구조기준에서 강섬유 콘크리트는 최소전단철근 대용으로 사용할 수 있도록 규정하고 있다(ACI318-11[1] 11.4.6과 KCI2012[24] 7.4.3에 따르면, 보의 깊이가 600 mm를 초과하지 않고 설계기준압축강도가 40 MPa을 초과하지 않는 강섬유 콘크리트 보에 작용하는 계수전단력이 $\phi(\sqrt{f_{ck}}/6)b_w d$를 초과하지 않는 경우 최소 전단철근을 사용하지 않아도 된다.). 이때 SFRC에 사용되는 강섬유는 갈고리(Hooked)나 주름(Crimped)형이며, 체적비는 0.75%이상이고 ASTM C1609의 휨 실험을 통해 일정 수준 이상의 재료 특성을 만족하여야 적용가능하다. 하지만 ACI Subcommittee 318-F에서는 ASTM C1609의 휨 실험결과 없이 강섬유 최소 체적비를 0.75%로 제안하고 있다.[23]

2.3 실험 변수 및 설계

최소 전단철근과 강섬유 보강에 따른 전단 성능 평가를 위해 콘크리트 강도, 강섬유와 최소전단철근을 변수로 단순지지 보 실험을 수행하였다. 첫 번째로 콘크리트 강도는 보통강도 콘크리트 21 MPa와 고강도 콘크리트 60 MPa를 고려하였다. 두 번째로 강섬유와 최소전단철근을 변수로

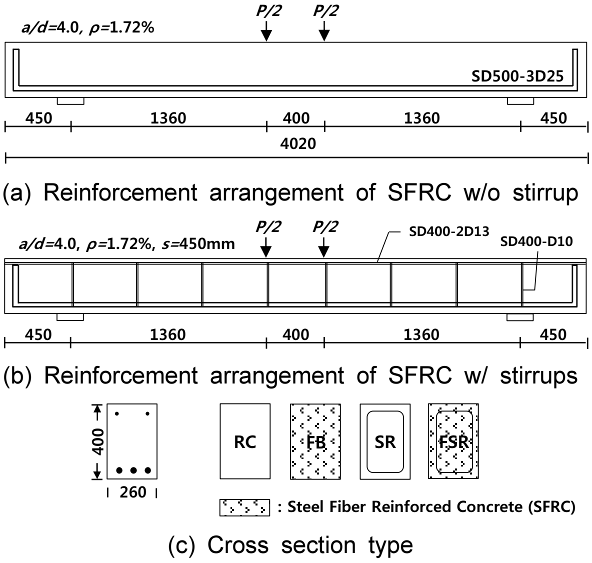


Fig. 1 Reinforcement arrangement and cross sections

고려하였다. Fig. 1과 같이 강섬유와 최소전단철근 모두 사용하지 않은 철근콘크리트 실험체(RC), 강섬유만 사용한 강섬유보강 실험체(FB), 최소전단철근만 사용한 전단보강 실험체(SR), 그리고 강섬유와 최소전단철근 모두 사용한 강섬유/횡보강 실험체(FSR) 총 4가지로 구성하였다.

모든 실험체의 단면 크기는 260 mm × 400 mm이며, 지점간 순 길이는 3,120 mm이다. 휨 철근의 정착을 위해 지점 이후로 450 mm 연장시켰다. 휨과 전단력이 함께 작용하는 영역에서 강섬유 콘크리트의 영향을 살펴보기 위해 전단경간비는 4.0을 고려하였다. 휨철근비가 전단강도에 영향을 미치므로, 모든 실험체에 대하여 동일하게 휨철근은 SD500 3-D25를 1단으로 배치하였다(ρ=1.72%).

수직전단철근 간격은 ACI318-11[1)]에서 제안하는 최대간격제한($s_{\max} = 0.5d$)에는 만족하지 않지만 최소 전단철근량 기준(식(6))에 만족하고 취성적 파괴를 보이는 고강도 콘크리트를 기준으로 계산하였다($s = f_{yt} A_{v,\min} / (0.0625 b_w \sqrt{f_{ck}})$ $= 400 \times 72 \times 2 / (0.0625 \times 260 \times \sqrt{60} = 450$ mm). 이는 기존 연구[7,19)]에서와 같이 전단철근 간격이 최대간격제한을 초과하는 경우의 강섬유 보강효과를 알아보기 위해서이다.

강섬유는 코스틸(Kosteel)에서 제작하는 번드렉스(Bundrex) 제품으로 형상비(l_f/d_b=30/0.5)는 60이고 인장강도는 1,336 MPa이다. 강섬유 체적비는 현행 ACI318-11[1)]에서 제시하는 최소 체적비인 0.75%를 적용하였다. 강섬유의 형상비(l_f/d_b)나 단부형상도 전단강도에 영향을 미치지만 본 연구에서는 강섬유의 체적비만을 변수로 고려하였다.

Table 1은 8개 실험체들의 예측 휨강도와 예측 수직 전단강도를 나타낸다. 모든 실험체는 공칭 콘크리트 강도값을 사용하였고, 휨 성능(M_n)에 도달하기 위한 휨 요구전단력(V_m)을 수직 전단성능(V_n)보다 크게 설계하여 휨항복 전에 전단파괴가 발생하도록 계획하였다. 휨 성능(M_n) 계산시 철근의 실제 항복강도를 고려하여 f_y=550 MPa를 사용하였고, ACI544[25)]에서 제시하는 휨 강도식과 실제 쪼갬 인장강도 값을 사용하여 예측하였다. 수직전단성능(V_n) 산정시 강섬유로 보강되지 않은 RC와 SR 실험체는 콘크리트 전단강도 일반식(식(2))을 사용하였고 강섬유로 보강된 FB와 FSR 실험체는 ACI544[25)]에서 제안하는 식(식(5))을 사용하였다. 전단철근 간격(450 mm)은 ACI318기준에 따라 수직전단에 저항하기 위한 최대 간격 $d/2$(170 mm)를 초과하기 때문에 전단철근에 의한 전단강도는 무시하였다. 다만, CSA[35)]는 최대 전단철근 간격으로 0.7d_v 또는 600 mm를 넘지 않도록 규정하고 있고(d_v는 0.9d와 0.72h 중 큰 값), EC2[36)]는 최대 전단철근 간격에 대한 규정 없이 사인장 균열 각도(θ)에 따라 전단철근의 기여도를 달리하고 있다.

2.4 재료 강도

실험체 제작시 공칭강도 21 MPa와 60 MPa 두 가지 종류의 콘크리트를 사용하였으며 Table 2는 콘크리트의 배합을 나타낸다. 콘크리트 공시체는 KS F 2403 기준을 따라 100 mm × 200 mm로 제작하였다. 공시체를 강도별로 3개씩 KS F 2405 기준을 따라 압축 강도 시험과 KS F 2423 기준을 따라 쪼갬 인장 강도 시험을 수행하였다. 공시체 실험결과는 부재 실험체 결과와 함께 Table 4에 나

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

Specimens	Section Type	Fiber Volume Ratio (%)	$f_{sp,fiber}$ (MPa)	Longitudinal Reinforcement (Ratio)	Shear Reinforcement (Ratio)	a/d	M_n (kN·m)	V_m (kN)	V_n (kN)	$\frac{V_m}{V_n}$
21RC	RC	-	-	SD500 -3D25 (1.72%)	Non	4.0	237	174	72	2.42
21FB	FB	0.75	2.79				237	174	116	1.50
21SR	SR	-	-		SD400-D10 (0.12%)		237	174	72	2.42
21FSR	FSR	0.75	2.79				237	174	116	1.50
60RC	RC	-	-		Non		312	229	114	2.01
60FB	FB	0.75	3.93				312	229	164	1.40
60SR	SR	-	-		SD400-D10 (0.12%)		312	229	114	2.01
60FSR	FSR	0.75	3.93				312	229	164	1.40

Table 2 Mixture proportions of concrete

Nominal strength	W/C (%)	Unit weight (kg/m^3)				
		W	C	S	G	SP
21	49.4	162	328	869	979	3.5
60	29	180	620	625	935	8.06

Table 3 Mechanical properties of reinforcement

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

타냈다.

철근의 기계적 성질을 평가하기 위해 KS B 0801의 금속재료 인장시험 규정에 따라 시험편을 제작하였고 KS B 0802에 따라 시험을 실시하였다. 시험결과는 Table 3에 나타냈다. 전단 철근 D10, 휨 압축철근 D13, 그리고 휨 인장철근 D25의 실제항복강도는 각각 467, 480, 555 MPa를 나타냈다.

3. 실험 결과

3.1 21 MPa 콘크리트 실험체

설계 콘크리트 강도가 21 MPa급인 실험체 결과를 Fig. 2의 하중-중앙변위 관계와 Fig. 3의 최종 파괴 균열 양상으로 나타냈다. Table 4는 부재 실험과 같은 날 실험한 콘크리트의 압축/쪼갬인장 강도 및 부재 실험값과 예측값을 보여준다. 콘크리트의 실제 압축강도는 21~22 MPa이었다. 현행 구조기준인 ACI318-11[1]과 KCI2012[24]에는 강섬유 콘크리트의 전단강도에 대해 규정하고 있지 않기

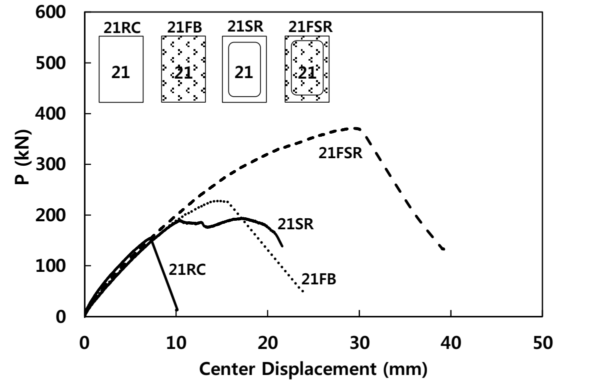


Fig. 2 Vertical load-center displacement relationship of 21 MPa test specimens

때문에 모든 실험체에 대해 콘크리트 전단강도 일반식(V_{c1}, 식(2))과 정밀식(V_{c2}, 식(3))으로 예측하였고, 추가로 강섬유 보강 실험체에 대해 ACI544[25]의 전단강도식(V_{cf}, 식(5))으로 예측하였다. 전단철근이 배근된 SR과 FSR 실험체는 전단철근에 의한 전단강도(V_s, 식(4))에 대해서도 예측하였다.

하중-변위 관계를 살펴보면 모든 실험체는 초기에 비슷한 강성으로 하중이 증가하다가 사인장 균열이 발생하면서 하중이 감소하였다. 실험체 강도는 ‘강섬유와 최소전단철근 모두 사용한 21FSR (372 kN) > 강섬유만 사용한 21FB (228 kN) > 최소전단철근만 사용한 21SR (190 kN) > 전단 보강하지 않은 21RC (156 kN)’ 순으로 나타났다. 강섬유와 최소전단철근으로 각각 보강된 21FB와 21SR의 전단강도는 전단 무보강 실험체 21RC에 비해 46%와 22% 증가하였고, 함께 사용된 21FSR의 경우 138% 증가하였다.

Fig. 3의 최종 파괴 양상을 살펴보면 강섬유와 전단철근에 의해 균열 양상의 차이를 보였다. 강섬유로 보강된 21FB와 21FSR의 경우 일반 콘크리트 실험체인 21RC와

Table 4 Test results of 21 MPa and 60 MPa test specimens

Specimens	Concrete strength (MPa)		V_{test} (kN)	Predictions(kN)				$\frac{V_{test}}{V_{c1}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}}$	$\frac{V_{test}}{V_{cf}}$	$\frac{V_{test}}{V_{c1}+V_s}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2}+V_s}$	$\frac{V_{test}}{V_{cf}+V_s}$	$\epsilon_{s,longi}$ ($\mu\epsilon$)	$\epsilon_{s,trans}$ ($\mu\epsilon$)	Failure mode
	f_{ck}	f_{sp}		V_{c1}	V_{c2}	V_{cf}	V_s									
21RC	21	-	78	68	76	-	-	1.16	1.03	-	-	-	-	1,115	-	Shear
21FB	21	2.79	114	68	76	116	-	1.69	1.50	0.98	-	-	-	2,357	-	Shear
21SR	22	-	95	69	77	-	50	1.37	1.23	-	0.80	0.75	-	N/A[2)]	N/A	Shear
21FSR	21	2.79	186	68	76	116	50	2.75	2.45	1.60	1.58	1.48	1.12	4,840	2,768	FS[1)]
60RC	63.2	-	101	117	124	-	-	0.86	0.82	-	-	-	-	N/A	-	Shear
60FB	56	3.93	204	110	117	164	-	1.85	1.74	1.25	-	-	-	3,380	-	FS[1)]
60SR	63.2	-	126	117	124	-	50	1.08	1.02	-	0.75	0.73	-	N/A	N/A	Shear
60FSR	59	3.93	245	113	120	164	50	2.16	2.05	1.50	1.50	1.44	1.15	25,991	3,111	Flexure

[1)]Flexural shear failure
[2)]Not available due to damage of strain gauges

21SR에 비해 더 많은 휨 균열이 발생하였다. 이는 강섬유에 의해 균열이 분산되었기 때문이다. 횡 보강되지 않은 실험체 21RC는 초기 사인장 균열에 변형이 집중되면서 파괴되었지만, 횡 보강 실험체 21SR은 사인장 균열 발생 이후 전단철근이 균열을 제어하였고 추가로 발생한 사인장 균열에 의해 최종 파괴되었다. 21SR과 21FSR 실험체에서는 전단철근이 수직전단 저항을 위한 최대 간격(*d/2*)보다 넓게 배근되었지만 사인장 균열면이 전단철근에 맞물리면서 수직전단에 일부 저항하였다.

휨 항복 여부와 전단철근의 역할을 보기 위해 Fig. 4에 휨 철근과 전단철근의 변형률을 살펴보았다. 휨 철근은 21FSR에서만 항복 변형률에 도달하였다($\epsilon_{s,\max}$=4,840με > ϵ_y=2,968με). 21FSR은 휨 철근의 항복이후 연성적 거동을 보이기 전에 R2 위치의 전단철근이 항복변형률($\epsilon_{s,\max}$=2,768με > ϵ_y =2,382με)에 도달하였다. 21SR 실험체의 철근변형률은 콘크리트 타설시 게이지 손상이 크게 발생하여 측정하지 못하였다.

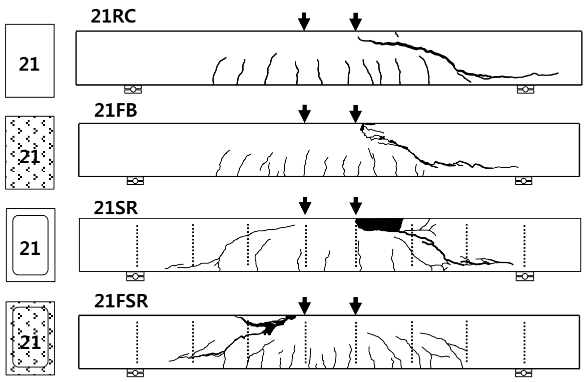
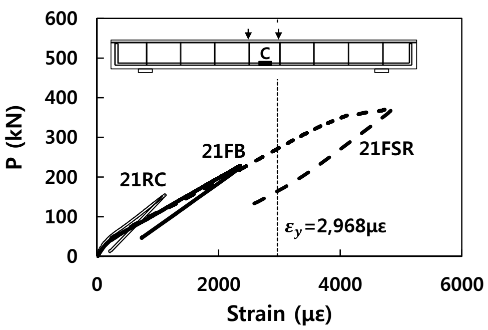
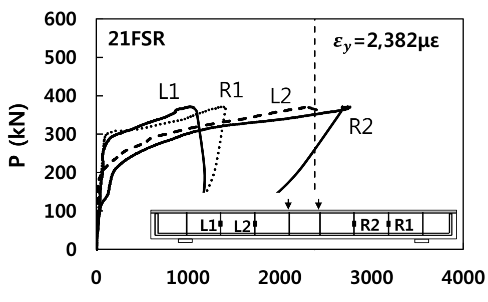


Fig. 3 Crack pattern of 21 MPa test specimens at the end of test



(a) Measured strain of longitudinal rebars



(b) Measured strain of transverse rebars

Fig. 4 Measured strain of 21 MPa test specimens

Table 4에서 강섬유가 사용된 실험체 21FB에 대해서 ACI544[25]의 식(V_{cf})을 사용하여 예측한 경우, 실험과 예측값의 비(V_{test}/V_{cf})가 0.98로서 실험강도를 ACI318에 비해 상대적으로 적은 오차로 예측하고 있다. 강섬유보강 실험강도는 무강섬유보강 전단설계강도의 1.5배이상인 것으로 평가되어 최소전단보강요건을 만족하는 것으로 평가되었다.

전단철근의 기여를 고려할 경우($V_{test}/(V_c+V_s)$)는 강섬유가 보강되지 않은 21SR 실험체에 대해서 비안전측으로 예측하였지만, 강섬유가 보강된 실험체 21FSR에 대해서는 V_{c1}, V_{c2}, V_{cf} 모두 안전측으로 예측하였다. 특히, V_{cf}로 예측한 경우 가장 정확히 예측하였다. 이는 강섬유가 보강되었을 때 전단철근이 최대간격제한(*d/2*)보다 넓게 배치되었지만 강섬유에 의하여 분산된 사인장 균열이 전단철근에 맞물리면서 전단강도 증가에 기여한 것으로 판단된다.

3.2 60 MPa 콘크리트 실험체

설계 콘크리트 강도가 60 MPa급인 실험체 결과를 Fig. 5의 하중-중앙변위 관계와 Fig. 6의 최종 파괴 균열 양상으로 나타냈다. Table 4는 콘크리트의 재료 실험 및 부재 실험 강도와 예측 값을 보여준다. 콘크리트의 실제 압축강도는 강섬유가 없는 경우 63.2 MPa였고, 강섬유가 보강된 경우 56~59 MPa였다. 강섬유 보강에 따라 콘크리트 압축강도는 7~11% 감소하였다.

60FSR을 제외한 실험체들의 하중-변위 관계는 21 MPa 실험체와 비슷한 경향을 보였다. 모든 실험체는 비슷한 초기 강성으로 하중이 증가하다가 사인장 균열이 발생하면서 하중이 급격히 감소하면서 사인장 파괴가 발생하였다. 실험체 60FSR은 강섬유에 의한 전단강도 증가로 인해 전단파괴 이전에 휨 항복이 발생하여 연성적인 거동을 보였다(최대하중일 때 휨 철근 변형률 ϵ_s = 4,220με > ϵ_y = 2,970με). 실험체 강도는 ‘강섬유와 최소전단철근 모

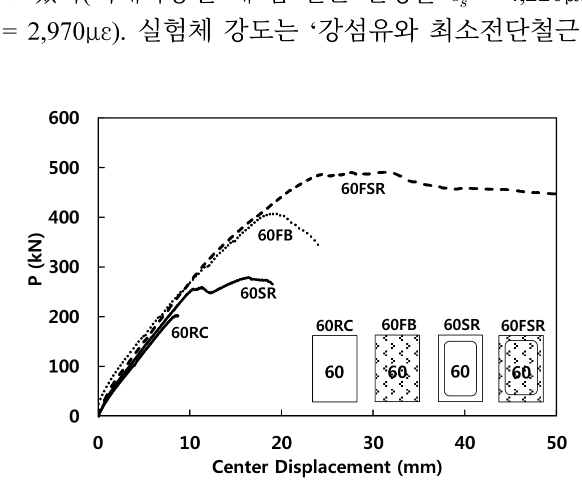


Fig. 5 Vertical load-center displacement relationship of 60 MPa test specimens

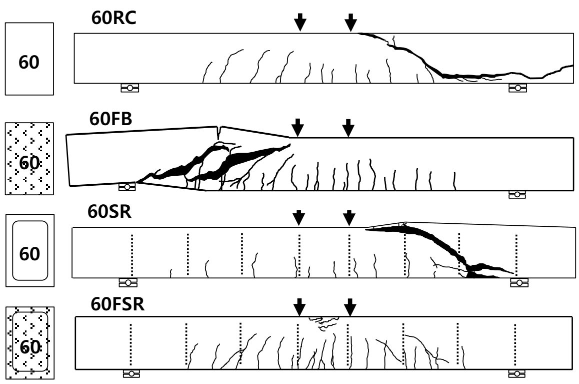
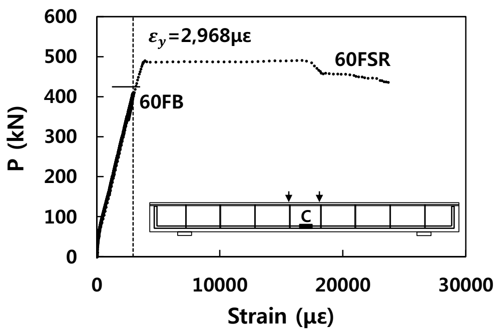
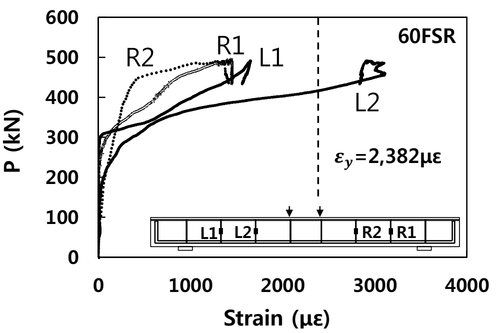


Fig. 6 Crack pattern of 60 MPa test specimens at the end of test



(a) Measured strain of longitudinal rebars



(b) Measured strain of transverse rebars

Fig. 7 Measured strain of 60 MPa test specimens

두 사용한 60FSR (490 kN) > 강섬유만 사용한 60FB (408 kN) > 최소전단철근만 사용한 60SR (252 kN) > 전단보강하지 않은 60RC (202 kN)' 순으로 나타났다. 강섬유와 최소전단철근 보강에 의해 전단강도가 각각 102%와 25% 증가하였고, 함께 보강된 경우 143%이상 증가하였다(실험체 60FSR은 휨 항복하였기 때문에 전단강도는 최소 245 kN 이상이라고 판단된다).

최종 파괴 균열 양상을 살펴보면 21 MPa 실험체와 마찬가지로 강섬유로 보강된 실험체(60FB, 60FSR)의 경우 일반 콘크리트 실험체(60RC, 60SR)에 비해 휨 균열이 분산되었다. 실험체 60FB는 강섬유에 의해 사인장 균열이 여러 개로 분산되어 최종적으로 2개의 주 사인장 균열에 의해 전단파괴가 발생하였다. 실험체 60FSR에서는 강섬유와 전단철근이 사인장 균열 발생을 억제하면서 전단파괴를 지연시켜 휨 항복이 발생하였다. 실험체 60SR은 전단철근에 의해 사인장 균열 폭이 서서히 벌어졌지만 초기 사인장 균열에 변형이 집중되면서 최종적으로 전단파괴가 발생하였다.

Fig. 7의 휨 철근 변형률을 살펴보면, 실험체 60FB과 60FSR에서만 항복을 경험하였다. 실험체 60FB는 휨 철근이 항복하였지만($\epsilon_{s,\max}$=3,380με > ϵ_y=2,968με), 사인장 균열에 하중이 집중되면서 최종적으로 전단파괴가 발생하였다. 실험체 60FSR는 휨 철근이 항복한 이후 연성적인 거동을 보이며 휨 항복이 발생하였다. 최대변위일 때 휨 철근 변형률은 25,991με으로 철근 항복 변형률(2,968με)보다 8.7배 이상 크게 나타났고, 이때 전단 철근 변형률은 3,111με으로 항복변형률에 도달하였지만 휨 철근에 비해 큰 변형이 나타나지 않았다. 여기서도 60RC와 60SR 실험체의 철근변형률은 게이지 손상으로 측정하지 못하였다.

Table 4의 예측결과는 21 MPa 콘크리트 실험체의 예측결과와 비슷하다. 실험결과를 일반 콘크리트에 의한 전단강도식(V_{c1}, V_{c2})만으로 예측한 경우, 실험체 60RC를 제외하고 모두 안전측으로 예측을 하고 있다. 고강도콘크리트 실험체 60RC에 대해서는 전단강도를 과대평가하고 있는데, 기존연구 결과들에서도 휨 철근비가 낮은 경우 이런 현상이 나타났다.[26-28] 강섬유 실험체 60FB에 대해서는 ACI544[25]의 식으로 예측하면 실험값과 예측값의 비(V_{test}/V_{cf})가 1.25로 ACI 318에 비해 상대적으로 적은 오차로 강도를 예측하였다. 강섬유보강 실험체의 강도는 무강섬유보강 전단설계강도의 1.74~2.16배인 것으로 평가되어 최소전단보강요건을 만족하는 것으로 평가되었다.

전단철근의 기여를 고려할 경우 강섬유가 보강되지 않은 60SR 실험체에 대해서는 비안전측으로 예측하였지만, 강섬유가 보강된 실험체 60FSR에 대해서는 V_{c1}, V_{c2}, V_{cf} 모두 안전측으로 예측하였다. 특히, V_{cf}로 예측한 경우 가장 정확히 예측하였다.

4. 실험 분석

4.1 설계변수의 영향

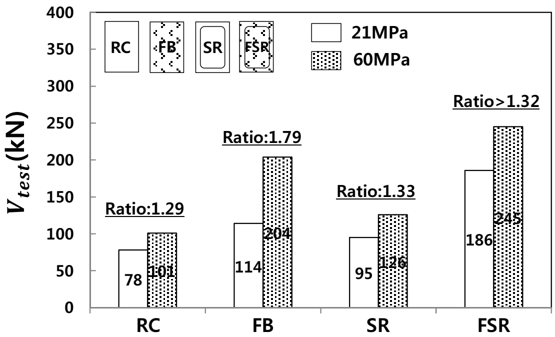
Fig. 8은 설계 변수에 따른 전단강도의 변화를 단면의 특징에 따라 비교한 것으로, 실험체 60FSR이 휨 파괴에 의해 전단내력에 도달하지 못한 것을 고려하였다. Fig. 8(a)에 콘크리트 강도의 증가에 따른 전단 강도 변화를 각 단면(RC, FB, SR, FSR)의 특징에 따라 나타냈다. 일반 콘크리트를 사용한 단면(RC, SR)은 콘크리트 강도가 21 MPa에서 60 MPa로 증가함에 따라 약 1.3배 증가하였지만 강섬유로 보강된 단면(FB)은 1.79배 증가하였다.

강섬유 사용에 따른 전단강도 변화를 Fig. 8(b)에 콘크리트 강도와 전단철근 사용 여부에 따라 나타냈다. 콘크리트 강도가 21 MPa보다 60 MPa인 경우 강섬유 보강에

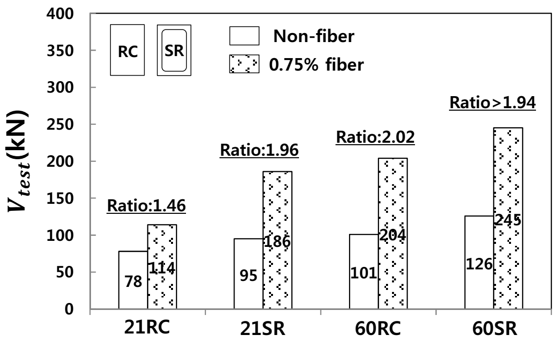
따른 전단강도 증가율이 크게 나타났다. 21 MPa 실험체는 0.75% 체적비의 강섬유 보강에 따라 전단강도가 1.46배 증가한데 반해, 60 MPa 실험체는 2.02배 증가하였다. 최소전단철근이 사용된 경우는 강섬유 보강에 따른 전단강도 증가 효과가 더 크게 나타났다.

Fig. 8(c)는 최소 전단철근 사용에 따른 전단강도 변화를 나타낸다. 일반 콘크리트 단면(RC)에서는 콘크리트 강도에 관계없이 최소전단철근이 사용됨에 따라 전단강도가 약 1.2배 증가하였지만 강섬유 보강 단면(FB)에서는 1.63배 증가하였다.

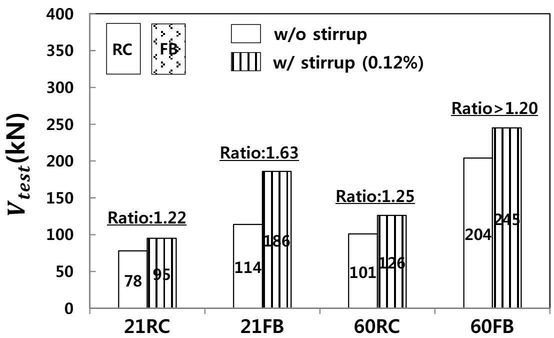
강섬유의 전단 보강 효과는 고강도 콘크리트일수록 뚜렷하게 나타났고 최소전단철근이 함께 사용되었을 때 더 큰 폭으로 증가하였다. 이는 고강도 콘크리트 사용시 힘의 평형조건에 의해 압축대 깊이가 상대적으로 작아지고 그에 따라 웨브나 인장대 콘크리트에서 발생한 사인장 균열 면이 길어져 전단강도에 기여하는 강섬유 면적이 커지기 때문이다.



(a) Effect of concrete strength



(b) Effect of fiber Volume ratio



(c) Effect of shear reinforcement

Fig. 8 Effects of test parameters

4.2 기존 연구결과

SFRC 보의 변수 연구를 위해 Table 5에 횡 보강되지 않은 강섬유 보강 콘크리트 보의 전단강도에 대한 국내외 연구 결과 자료를 정리하였다. 총 20개의 논문에서 251가지 실험결과를 수집하였고 전단경간비 0.46~6, 콘크리트 강도 20.6~113.5 MPa, 강섬유 체적비 0~3%, 강섬유의 형상비(L_f/d_f) 50~133 범위를 갖는 자료를 토대로 변수 분석을 수행하였다.

전단경간비에 따른 강섬유 보강 실험체의 전단강도 추이를 Fig. 9에 나타냈다. 일반 콘크리트 단면과 동일하게 전단경간비가 증가할수록 전단강도는 감소하였다. 특히, 강섬유 체적비가 1%미만(회색 원)이고 전단경간비가 2.5 미만인 경우 전단경간비가 감소하면서 전단강도가 급격히 증가하는 모습을 보였다. 체적비가 1%이상(흰색 원)인 경우도 동일한 경향을 보였다. 따라서 이번 연구에서는

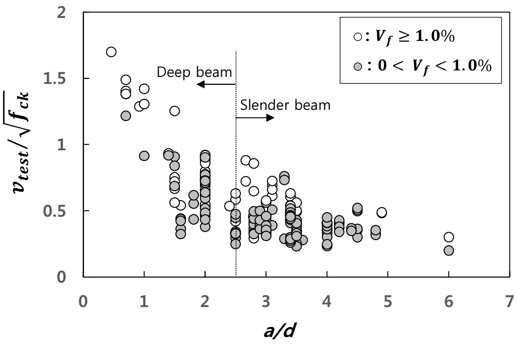


Fig. 9 Normalized shear strength according to *a/d*

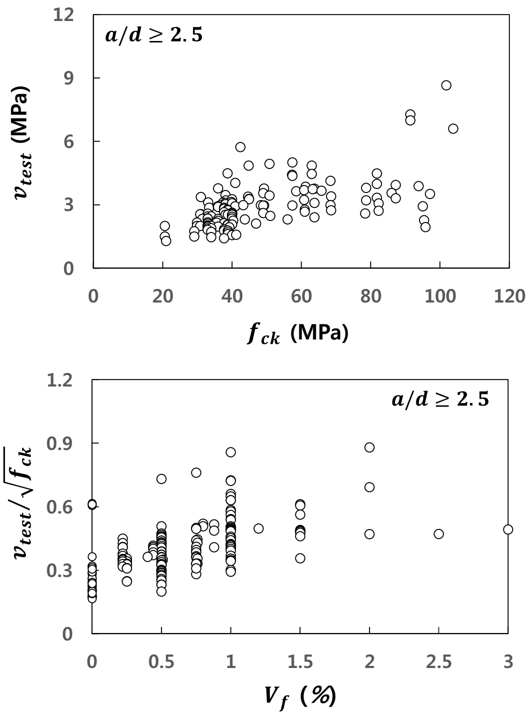


Fig. 10 Effect of concrete strength and fiber volume ratio on shear strength

Table 5 Dimensions, properties, and test results of existing specimens

Investigators	Number of specimens	b_w, mm	h, mm	d, mm	a/d, mm	f_{ck}, MPa	Fiber type	L_f/d_f	V_f, %	$\frac{v_{test}}{\sqrt{f_{ck}}}$
Batson[3)]	21	101.6	152.4	127	3.4 to 4.8	33 to 40	S / C	66.8 to 102	0.22 to 0.88	0.32 to 0.52
Swamy[4)]	6	175	250	210	4.5	35.5 to 43	C	100	0 to 1.2	0.24 to 0.52
Sharma[5)]	5	150	300	276	1.81	42.8 to 48.6	H	83.3	0, 0.96	0.34 to 0.62
Mansur[6)]	13	152	229	197	2 to 4.4	20.6 to 33.4	H	60	0 to 0.75	0.23 to 0.52
Lim[29)]	11	152	254	221	1.5 to 3.5	34	H	60	0 to 1	0.18 to 0.75
Narayanan[7)]	33	85	150	126 to 130	2 to 3.5	36 to 65.8	C	100, 133	0.25 to 3	0.31 to 0.92
Narayanan[30)]	7	100	400	350	0.46 to 0.92	38 to 68	C	100	0.5 to 1.25	1.22 to 1.7
Ashour[8)]	12	125	250	215	1 to 6	93.8 to 99.1	H	75	0.5 to 1.5	0.2 to 1.42
Swamy[31)]	16	55	300	265	2 to 4.9	32.8 to 40.9	C	100	0, 1	0.18 to 0.92
Tan[10)]	6	60	375	340	1.5 to 2	32.8 to 36	H	60	0 to 1.0	0.54 to 1.25
Adebar[14)]	8	152	610	558	1.6	40.8 to 60	H	60, 100	0 to 1.5	0.19 to 0.54
Noghabai[32)]	16	200	250 to 700	180 to 570	2.8 to 3.3	44.8 to 103.8	S/H/S-H	50, 86	0 to 1	0.24 to 0.86
Rosenbusch[33)]	32	200	300 to 600	260 to 540	1.5 to 4	32.1 to 48.3	H	67	0 to 0.76	0.18 to 0.91
Kwak[18)]	12	125	250	212	2 to 4	30.8 to 68.6	H	63	0 to 0.75	0.25 to 0.73
Cucchiara[19)]	5	150	250	219	2, 2.79	40.9 to 43.2	H	60	0 to 2	0.19 to 0.55
Parra-Montesinos[23)]	12	152	457	381	3.4, 3.5	31 to 49.2	H	60, 80	0 to 1.5	0.17 to 0.61
Oh[34)]	9	100	200	175	2 to 4.5	78.4 to 87.2	S	100	0 to 1	0.28 to 0.76
Oh[11)]	3	100	180	150	2.67	34 to 42.4	S	57	0 to 2	0.61 to 0.88
Moon[12)]	9	100	200	170	1.4 to 3.4	40.3 to 50.8	H	60	0 to 1.5	0.32 to 0.93
Kwak[17)]	15	150	300	250	1.5 to 3.6	31.4 to 113.5	H	60	0, 1	0.18 to 0.72
Total	251	55 to 200	150 to 700	126 to 570	0.46 to 6	20.6 to 113.5	S/C/H/S-H	50 to 133	0 to 3	0.18 to 1.7

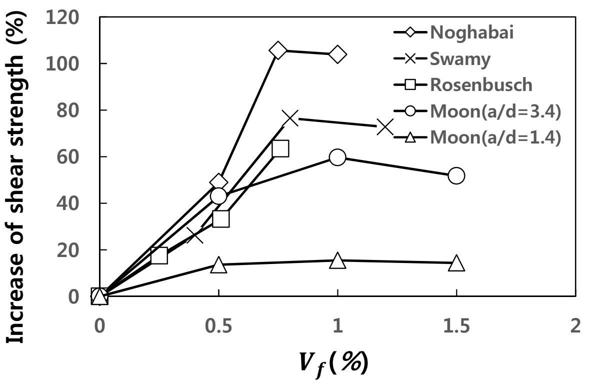


Fig. 11 Increase of shear strength according to fiber volume ratio

전단경간비의 영향이 크지 않은 세장한 보($a/d \geq 2.5$)의 실험결과를 대상으로 분석하였다.

Fig. 10에서 전단경간비가 2.5이상인 실험체의 경우 전단강도는 콘크리트 강도가 증가함에 따라 증가하였고 강섬유 체적비 1%까지는 증가하다가 1% 이후로는 일정하게 유지되었다. 이런 경향은 기존 연구자료에서 강섬유 체적비가 3개 이상 다른 실험체들의 결과를 비교한 자료에서도 뚜렷하게 나타난다(Fig. 11). 강섬유 보강에 따른 전단강도 증가율이 강섬유 체적비 0.75~1.0%까지는 증가를 하다가 그 이후로는 일정하게 유지되는 것을 볼 수 있다. 이는 이전 연구 결과들과 동일한 것으로 체적비 1% 이상에서는 강섬유 체적비와 전단강도는 비례하지 않았다.[4,7)]

4.3 현행기준에서의 강섬유 콘크리트

현행 기준인 ACI318-11[1)]과 KCI2012[24)]에서는 최소전단철근 대용으로서의 강섬유 콘크리트의 요건으로서, 최대 콘크리트 강도($f_{ck}\leq$40 MPa)와 보의 깊이($d\leq$600 mm), 그리고 최소 강섬유 체적비($V_f\geq$0.75%)를 규정하고 있다. 기존 실험결과의 분석을 통해 이 제한규정을 검증하였다.

최소전단철근은 계수전단력(V_u)이 $0.5\phi V_c$~$1.0\phi V_c$인 구간에서 전단철근에 의한 전단강도(v_s)가 사인장 균열 강도의 절반($0.5v_c=0.083\sqrt{f_{ck}}$)이상을 저항할 수 있도록 제안되었다.[2)] 따라서, SFRC 보의 콘크리트 전단강도(v_{cf})가 $1.5v_c(=v_c+v_{s,\min}(\geq 0.5v_c))=0.25\sqrt{f_{ck}}$이상일 경우 강섬유가 최소전단철근 대용으로 사용가능하다.

Fig. 12는 현행 기준 범위($f_{ck}\leq$40 MPa, $d\leq$600 mm)에 해당하는 국내외 실험 자료를 기초로 강섬유 체적비에 따른 전단강도를 나타낸다. 강섬유가 보강되지 않은($V_f=0$) 실험체들의 최소 전단강도는 $0.18\sqrt{f_{ck}}$(MPa)으로 현행기준식 $0.167\sqrt{f_{ck}}$보다 크게 나타났고 강섬유 체적비가 0.75% 이상인 실험체의 최소전단강도는 $0.28\sqrt{f_{ck}}$(MPa)로 $0.25\sqrt{f_{ck}}$보다 크게 나타났다. 이는 체적비 0.75%이상의 강섬유 보강에 따라 최소 68% 이상 전단강도가 증가하였고 전단에 대해 1.5배 이상의 안전율을 가지는 것으로, 체적비 0.75% 이상의 강섬유가 최소전단철근 대용으로 사용 가능한 것을 보여준다.

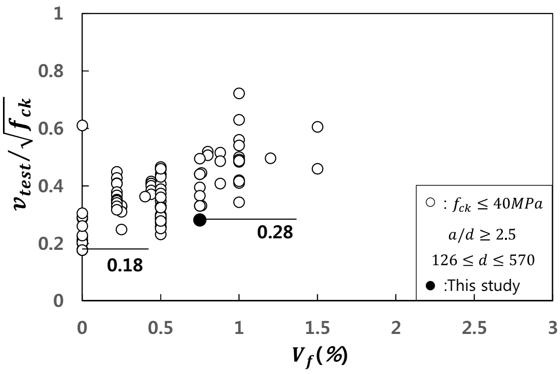


Fig. 12 Normalized shear strength according to fiber volume ratio ($f_{ck}\leq 40$ MPa, 126 mm≤d≤570 mm)

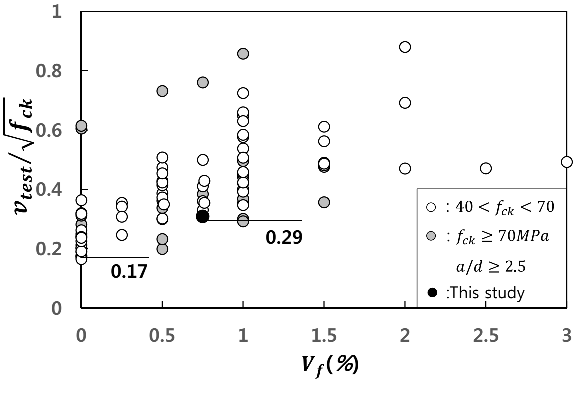


Fig. 13 Normalized shear strength according to fiber volume ratio ($f_{ck}>40$ MPa, 126 mm≤d≤570 mm)

Fig. 13에 40 MPa 이상인 실험체를 대상으로 강섬유 체적비에 따른 전단강도 변화를 나타냈다. 여기서, 흰색 원은 40~70 MPa 실험체를, 회색 원은 70 MPa이상 실험체를 나타낸다. 실험체들의 최소 강도 값을 살펴보면, 40 MPa 이하 실험체와 비슷하게 강섬유가 보강되지 않은($V_f=0$) 실험체는 최소 $0.17\sqrt{f_{ck}}$(MPa)를, 체적비 0.75% 이상 실험체는 최소 $0.29\sqrt{f_{ck}}$(MPa)를 나타냈다. 이는 40~70 MPa를 초과하는 고강도 콘크리트에서도 강섬유가 최소 전단철근 대용으로 사용가능하다는 것을 보여준다.

기존연구결과에 의하면 현행기준식은 고강도콘크리트 보의 전단강도를 과대평가하는 경향이 있어서 안전측이 아니다. 그러나 강섬유보강 콘크리트 보의 경우에는 고강도일수록 강섬유 보강효과에 의하여 전단강도가 증가하여 최소전단보강의 요건($1.5v_c=0.25\sqrt{f_{ck}}$)을 만족할 수 있다.

5. 결 론

본 연구에서는 강섬유와 최소전단철근 보강이 전단강도에 미치는 영향을 알아보기 위해 콘크리트 강도, 강섬유와 최소전단철근 보강 여부를 변수로 실험을 수행하였고, 기존 연구결과 자료와 함께 강섬유가 최소전단철근 대용으로 적절한지 연구하였다. 그 결론은 다음과 같이 요약할 수 있다.

1) 실험 결과에 따르면, 강섬유($V_f=0.75\%$)와 최소전단철근(기준의 최대 전단철근 간격요건을 만족하지 못하는) 보강에 따라 전단강도가 증가하였고 최소 전단철근 보강보다 강섬유 보강에 의한 전단강도 증가율이 더 크게 나타났다. 또한, 강섬유와 최소전단철근이 함께 보강된 경우 강섬유와 최소전단철근 각각에 의한 증가율 합보다 더 크게 증가하였다. 이는 강섬유에 의하여 균열이 분산되면서 넓은 간격의 전단철근의 전단기여도가 증가하였기 때문이다.
2) 고강도 콘크리트(60 MPa)의 경우 저강도 콘크리트(21 MPa)보다 강섬유에 의한 전단 보강 효과가 크게 나타났다. 이는 고강도 콘크리트사용시 압축대 깊이가 작고 인장대 깊이가 크기 때문에 전단파괴시 사인장 균열길이가 길어져서 강섬유의 기여도가 증가하였기 때문이다.
3) 최소 전단철근 기준에는 만족하지만 전단철근 간격이 현행기준($d/2$)을 초과할 경우(s=1.32d), 강섬유가 보강되지 않은 실험체에 대해서 현행 기준($V_n=V_c+V_s$)이 비안전측으로 예측하였다. 그에 반해 강섬유와 최소전단철근이 함께 사용된 경우는 전단철근 간격이 $d/2$를 초과하였지만 현행 기준($V_n=V_c+V_s$)이 안전측으로 예측하였다. ACI544 설계식 V_{cf}을 사용

하는 경우 전단강도($V_n = V_{cf} + V_s$)를 정확히 예측하였다. 따라서, 강섬유와 전단철근을 함께 사용하는 경우 전단철근의 간격제한을 완화시킬 수 있으며, 강섬유와 전단철근의 기여도를 동시에 고려할 수 있을 것으로 판단되며 이에 대한 추가적인 연구가 필요하다.

4) 본 연구결과와 기존 연구자료들을 분석한 결과 현행 기준에서 최소전단철근 대용으로 사용되는 강섬유 콘크리트 보(체적비 0.75%이상)의 최소 전단강도는 $0.28\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)로 현행기준의 전단강도 일반식 ($v_c = 0.167\sqrt{f_{ck}}$)의 1.5배이상의 충분한 안전율을 가진다. 따라서 강섬유 체적비 0.75% 이상의 강섬유는 기준의 최소전단보강 요건을 만족하였다.

5) 기존 연구자료들의 변수분석 결과, 현행기준에서 제시하고 있는 강섬유 보강 보의 콘크리트 강도 제한값(40 MPa)을 70 MPa까지 상향할 수 있는 것으로 나타났다. 이는 고강도 콘크리트로 갈수록 강섬유 보강 효과가 커지기 때문이다. 따라서, 현행 설계기준이 고강도 콘크리트 부재에 대해 전단강도를 과대평가하기 때문에 강섬유 콘크리트 사용이 적극 추천된다.

감사의 글

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

References

1. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011.
2. MacGregor, J. G., and Wight, J. K., “Reinforced concrete: mechanics and design”, Prentice Hall, 1997, pp.237-238.
3. 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.
4. Swamy, R., and Bahia, H., “The Effectiveness of Steel Fibers as Shear Reinforcement”, *Concrete International*, Vol.7, No.3. Mar. 1985, pp.35-40.
5. Sharma, A., “Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams”, *ACI Journal Proceedings*, Vol.83, No.4. July-Aug. 1986, pp.624-628.
6. 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.
7. 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.
8. 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.
9. 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.
10. Tan, K., Murugappan, K., and Paramasivam, P., “Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams”, *ACI Structural Journal*, Vol.90, No.1. Jan. - Feb. 1993, pp.3-11.
11. Oh, B. H., Lim, D. H., and Lee, H. J., “Shear Behavior and Shear Analysis of Reinforced Concrete Members Containing Steel Fibers”, *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.5, No.2. June 1993, pp.171-180.
12. Moon, J. K., and Hong, I. P., “Steel Fibers Efficiency as Shear Reinfocement in Concrete Beams”, *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.6, No.2. April 1994, pp.118-128.
13. Sim, J. S., Lee, C. D., Kim, G. S., and Oh, H. S., “Experimental Study on the Shear Behavior of Reinforced Hooked-Steel-Fiber Concrete Beams”, *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.7, No.5. Oct. 1995, pp.179-188.
14. Adebar, P., Mindess, S., Pierre, D. S., and Olund, B., “Shear Tests of Fiber Concrete Beams without Stirrups”, *ACI Structural Journal*, Vol.94, No.1. Jan. - Feb. 1997, pp.68-76.
15. Imam, M., Vandewalle, L., Mortelmans, F., and Van Gemert, D., “Shear Domain of Fibre-Reinforced High-Strength Concrete Beams”, *Engineering structures*, Vol.19, No.9. 1997, pp. 738-747.
16. 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.
17. Kwak, K. H., Park, J. G., and Jeoung, T. Y., “Shear Strength of High Strength Concrete Beams with Steel Fibrous”, *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.12, No.4. Aug. 2000, pp.23-30.
18. Kwak, Y. K., Eberhard, M. O., Kim, W. S., and Kim, J., “Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrups”, *ACI Structural Journal*, Vol.99, No.4. Jul. - Aug. 2002, pp.530-538.
19. Cucchiara, C., La Mendola, L., and Papia, M., “Effectiveness of Stirrups and Steel Fibres as Shear Reinforcement”, *Cement and Concrete Composites*, Vol.26, No.7. 2004, pp.777-786.
20. Oh, Y. H., and Kim, J. H., “Estimation of Flexural and Shear Strength for Steel Fiber Reinforced Flexural Members without Shear Reinfocements”, *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.20, No.2. April 2008, pp.257-267.
21. 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.

22. 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.
23. Parra-Montesinos, G. J., "Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers", *Concrete International*, Vol.28, No.11. Nov. 2006, pp.57-66.
24. Korea Concrete Institute, "Concrete Design Code and Commentary", Kimoondang Publishing Company, Seoul, Korea, 2012.
25. ACI Committee 544, "Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete", *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.5. 1988, pp. 1-18.
26. Park, H. G., Choi, K. K., and Wight, J. K., "Strain-based shear strength model for slender beams without Web reinforcement", *Aci Structural Journal*, Vol.103, No.6, Nov-Dec. 2006, pp. 783-793.
27. Elzanaty, A. H., Nilson, A. H., and Slate, F. O., "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete", *ACI Structural Journal*, Vol.83, No.2. Mar.-Apr. 1986, pp. 290-296.
28. 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, 21013, pp.175-185.
29. Lim, T., Paramasivam, P., and Lee, S., "Shear and Moment Capacity of Reinforced Steel-Fibre-Concrete Beams", *Magazine of Concrete Research*, Vol.39, No.140. 1987, pp.148-160.
30. Narayan, R., and Darwish, I., "Fiber Concrete Deep Beams in Shear", *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.2. March - April 1988, pp.141-149.
31. Swamy, R. N., Jones, R., and Chiam, A. T., "Influence of Steel Fibers on the Shear Resistance of Lightweight Concrete I-Beams", *ACI Structural Journal*, Vol.90, No.1. Jan. - Feb. 1993, pp.103-114.
32. Noghabai, K., "Beams of Fibrous Concrete in Shear and Bending: Experiment and Model", *Journal of structural engineering*, Vol.126, No.2. Feb. 2000, pp.243-251.
33. Rosenbusch, J., and Teutsch, M., "Trial Beams in Shear", Brite/euram project. 2002, pp.97-4163.
34. Oh, J. G., Lee, K. S., and Shin, S. W., "Shear Mechanism of Steel-Fiber Reinforced High Strength Concrete Beams without Shear Confinement", *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.3, No.3. Sep. 1991, pp.141-148.
35. CSA, "Design of Concrete Structures", Canadian Standard Association, Rexdale, Ontario, Canada, 2004, pp.53-66.
36. Eurocode2, "Design of Concrete Structures: Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings", British Standards Institution, British Standards Institution, 2004, pp.29, 84-94.

요 약 현행 콘크리트 구조기준에는 전단파괴의 취성적 특성을 고려하여 휨 부재에 최소전단철근을 배근하도록 규정하고 있고, 강섬유 보강 콘크리트 사용시 강섬유가 최소전단철근을 대신하여 사용가능하도록 허용하고 있다. 본 연구에서는 이러한 최소전단철근과 강섬유가 전단강도에 미치는 영향을 단순지지 보 실험을 통해 분석하였다. 실험결과를 살펴보면, 강섬유 보강이 최소 전단철근보다 전단강도에 미치는 영향이 크게 나타났고 특히, 고강도콘크리트가 사용된 경우 강섬유 효과가 크게 발휘되었다. 강섬유 콘크리트의 특성을 살펴보기 위해 기존 실험 자료를 분석하였고 현행 기준에 사용되고 있는 최소전단철근 대용으로의 강섬유 보강 콘크리트 보의 적절성을 평가하였다.

핵심용어 : 강섬유, 전단 강도, 최소전단철근, 강섬유 보강 콘크리트, 고강도 콘크리트