



## 비정질 강섬유로 보강된 철근콘크리트 인장부재의 균열거동

박경우<sup>1)</sup> · 이준석<sup>2)</sup> · 김 우<sup>2)</sup> · 김대중<sup>3)</sup> · 이기열<sup>4)\*</sup>

<sup>1)</sup>산이건설(주) 기업부설연구소 <sup>2)</sup>전남대학교 토목공학과 <sup>3)</sup>전남도립대학교 토목환경과 <sup>4)</sup>순천제일대학교 토목과

## Cracking Behavior of RC Tension Members Reinforced with Amorphous Steel Fibers

Kyoung-Woo Park,<sup>1)</sup> Jun-Seok Lee,<sup>2)</sup> Woo Kim,<sup>2)</sup> Dae-Joong Kim,<sup>3)</sup> and Gi-Yeol Lee<sup>4)\*</sup>

<sup>1)</sup>Research and Development Center, Sani construction Co., Gwangju 502-270, Korea

<sup>2)</sup>Dept. of Civil Engineering, Chonnam National University, Gwangju 500-757, Korea

<sup>3)</sup>Dept. of Civil and Environmental Engineering, Jeonnam Provincial College, Damyang 517-802, Korea

<sup>4)</sup>Dept. of Civil Engineering, Suncheon Jeil College, Suncheon 540-744, Korea

**ABSTRACT** This paper presents the experimental results concentrically reinforced concrete tension members and compares cracking behavior of amorphous steel fiber and normal steel fiber reinforced concrete members. Two kind of steel fibers were included as a major experimental parameter together with the six cover thickness to bar diameter ratio ( $c/d_b$ ). The presence of amorphous steel fibers effectively controlled the splitting cracks initiation and propagation. In the amorphous steel fiber reinforced specimens, no splitting cracks were observed that becomes higher with cover thickness to bar diameter ratio is 2.0. Crack spacing of the each specimens reinforced with amorphous steel fibers and normal steel fibers becomes larger with the increase in cover thickness, and also measured maximum and average crack spacing are significantly smaller than current design code provision. Based on the measured crack spacings, a relationships for predicting the crack spacing is proposed using the measured average crack spacing in amorphous steel fiber reinforced concrete tension members.

**Keywords** : amorphous steel fiber, crack spacing, cover thickness, splitting crack, steel fiber

### 1. 서 론

콘크리트는 인장에 취약하고 변형 능력이 작은 취성의 성질이 강하며, 균열의 발생 및 진행을 제어하기 힘들다는 재료적 단점이 있다. 이러한 취약점을 보완하기 위하여 콘크리트 조직에 인장강도가 우수한 작은 섬유를 혼입한 섬유보강콘크리트(fiber reinforced concrete, FRC)가 개발되어, 지난 30여 년간 다양한 종류의 섬유 재료와 혼합 방법이 제안되었다.

그중에서 현재까지 가장 많이 사용되고 있는 것은 가는 철선으로 제작한 강섬유를 혼입한 강섬유보강콘크리트(steel fiber reinforced concrete, SFRC)이다. 보통 콘크리트에 강섬유를 혼입하면 인장저항 능력의 증대, 균열의 발생 및 진행을 억제하는 등 콘크리트의 역학적 성질을

개선 또는 보완하는 장점이 있다.<sup>1-3)</sup> 이와 같은 강섬유보강콘크리트의 장점은 고인성, 고강도 및 고내구성 등을 요구하는 콘크리트 구조물의 대형화, 초고층화를 위한 이상적인 건설재료로서 적합하며, 일반적인 고강도콘크리트를 사용하는데 따른 취성의 증가, 자기수축(autogenous shrinkage)에 따른 균열을 억제하는데도 효과적이다.<sup>4,5)</sup>

강섬유 보강에 따른 콘크리트의 성능 개선 효과는 구조설계기준에도 채택되어 실제 구조물의 설계에 직접적으로 적용되고 있다. 대표적인 예로 ACI 318-08<sup>6)</sup>은 프리스트레스트콘크리트 부재의 최소전단철근을 강섬유로 모두 대체할 수 있도록 규정하고 있는데, 이 규정에 의하면 체적비 0.75% 이상의 강섬유를 배합한 콘크리트 부재에서는 최소전단철근을 배치하지 않아도 된다. 또한 fib Model Code 2010<sup>7)</sup>에서는 강섬유보강콘크리트 부재의 휨인장강도를 반영하여 설계휨강도를 산정할 수 있는 규정을 신설하였다. 이와 같이 강섬유보강콘크리트의 사용이 점차 확대되고, 그에 따른 설계기준의 규정 도입이 빠르게 진행되고 있다.

최근 액체 급냉의 원리를 이용한 melt spinning 기법에

\*Corresponding author E-mail : gylee@suncheon.ac.kr  
 Received March 5, 2014, 2013, Revised April 15, 2014,  
 Accepted April 15, 2014  
 ©2014 by Korea Concrete Institute

의해 비정질 금속의 제조기술이 개발되면서, 이 기술을 활용하여 기존 강섬유 제조공정에 비하여 매우 단순화된 공정을 갖으며 제조 공정상에서 발생하는 CO<sub>2</sub> 및 에너지 소비량을 절감할 수 있는 비정질 강섬유(amorphous steel fiber)가 개발되었다. 비정질 강섬유는 일반 강섬유에 비하여 인장강도 및 내식성이 향상되고, 얇은막 형태로 제작되어 형상비가 크게 증가하고, 이에 따라 콘크리트와의 부착면적이 증가하여 콘크리트의 성능을 개선하는 효과를 얻을 수 있을 것으로 판단된다. 이상과 같은 장점을 갖는 비정질 강섬유를 콘크리트 보강재로 혼입하여 사용하게 되면 보통 콘크리트보다 균열 저항성이 향상되고, 균열 진행을 효율적으로 제어할 수 있을 것이다. 또한 일반 강섬유보강콘크리트가 갖는 장점을 그대로 발휘할 수 있을 것이다.<sup>8,9)</sup>

이 연구는 이상과 같은 콘크리트의 성능 개선 효과가 우수할 것으로 예상되는 비정질 강섬유의 적용 가능성을 확인하기 위한 기초 연구의 일환으로서, 비정질 강섬유를 혼입한 철근콘크리트 부재의 균열거동 특성 파악 및 일반 강섬유 보강 철근콘크리트와의 비교를 목적으로 한다. 이를 위하여 피복두께와 철근직경의 비  $c/d_b$ 를 변수로 하는 비정질 강섬유 및 일반 강섬유로 보강한 철근콘크리트 인장 실험체를 제작하여 직접인장실험을 수행하고,<sup>10)</sup> 이 실험 결과로부터 균열거동을 비교·분석하였다.

## 2. 직접인장실험

이 연구의 직접인장실험체는 Fig. 1에 보인 바와 같이 길이가 1500 mm이며, 항복강도  $f_y$ 가 420 MPa인 D19 철

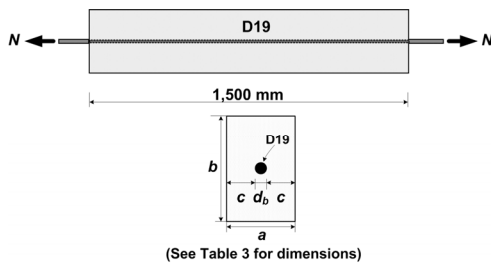


Fig. 1 Specimen geometry

Table 1 Concrete mixture design

W/C	S/a (%)	Slump (mm)	Unit weight (kg/m <sup>3</sup> )				
			C	W	S	G	Fiber <sup>(1)</sup>
0.60	45	150	385	229	810	991	72/78

<sup>(1)</sup>Amorphous steel fiber: 72 kg/m<sup>3</sup>, Steel fiber: 78 kg/m<sup>3</sup>

Table 2 Properties of amorphous steel fiber and steel fiber

Fiber	Type	Diameter, $d$ (thickness, $t$ )	Length (mm)	Tensile strength (MPa)	Aspect ratio <sup>(1)</sup>	Density (kg/m <sup>3</sup> )
Amorphous steel fiber	Piece type straight fiber	$t = 24 \mu\text{m}$ (width = 1 mm)	15	1700	625	7200
Steel fiber	Piece type end-hooked fiber	$d = 0.5 \text{ mm}$	35	1100	70	7800

<sup>(1)</sup>Amorphous steel fiber:  $l/t = 15/0.024 = 625$ , Steel fiber:  $l/d = 35/0.5 = 70$

근을 단면의 중심에 배치하였다. 실험체의 단면은 철근 비 1.24%, 단면적 23250 mm<sup>2</sup>으로 일정하게 유지하면서 단면 방향의 피복두께만을 변화시키기 위해 변장비가 다른 직사각형 형태로 하였다. 즉, 측면 피복두께  $c$ 가 철근 직경  $d_b$ 의 1.0배에서 3.5배까지 0.5배씩 증가되는 단면을 갖는 실험체를 비정질 강섬유와 일반 강섬유로 보강한 콘크리트를 사용하여 각각 6개씩 총 12개를 제작하였다.

콘크리트는 설계기준압축강도  $f_{ck}$ 가 26 MPa로서 Table 1과 같은 배합설계를 적용하였다. 비정질 강섬유와 일반 강섬유로 보강한 콘크리트의 타설 후 28일이 경과한 압축강도는 각각 26.5 MPa, 25.5 MPa이고, 쪼갬인장강도  $f_{sp}$ 는 각각 2.55 MPa, 2.63 MPa로 측정되었다.

콘크리트에 혼입된 비정질 강섬유와 일반 강섬유는 Fig. 2에 보인 것과 같으며, 강섬유 별 제원 및 재료 특성은 Table 2에 정리하였다. 강섬유 보강량은 현장 적용성을 고려하여 감수제 또는 유동화제의 사용없이 소소 워커빌리티를 확보할 수 있도록 체적비를 기준으로 두 강섬유 모두  $V_f = 1.0\%$ 로 동일하게 하였다.

하중재하 및 측정은 Fig. 3에 보인 것과 같은 변위제어 방식(1 mm/min)의 자동 가력기(actuator)와 철근 지그를 이용하였으며, 철근의 사전 인장실험에 의한 응력-변형률 관계로부터 측정된 철근 항복변형률에 해당하는 하중에도달할 때까지 일축 인장하중을 재하하였으며, 200 kN 용량의 로드셀(loadcell)과 데이터 자동기록장치를 이용하

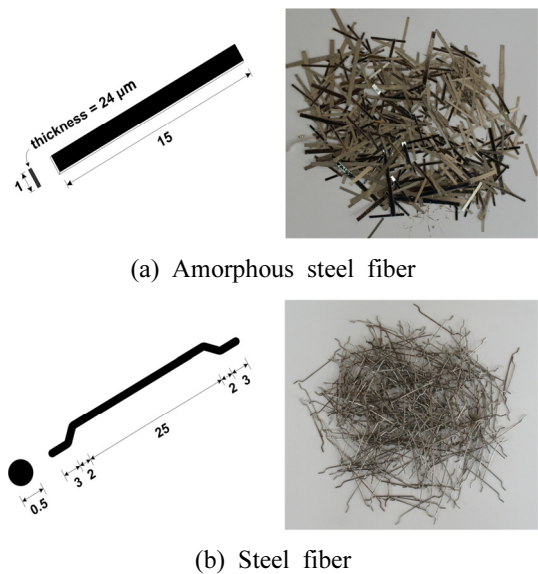


Fig. 2 Amorphous steel fiber and steel fiber (unit: mm)



Fig. 3 Direct tension test setup apparatus

여 작용하중을 실시간으로 측정하였다. 실험중 발생하는 균열의 관찰은 실험체 양쪽면에서 균열이 발생하는 순간의 하중을 기록하면서 전체적인 균열거동을 파악하였다.

### 3. 실험 결과

#### 3.1 균열하중 비교

비정질 강섬유 및 일반 강섬유로 보강된 실험체에서 작용 하중에 따른 첫번째 균열 발생하중을 피복두께별로 철근 길이 방향에 수직으로 발생하는 횡방향균열(transverse crack)과 매입된 철근을 따라 평행하게 발생하는 쪼갬균열(splitting crack)로 구별하여 각각 비교하였다. 이와 함께, 쪼갬인장강도로 계산한 횡방향균열하중  $N_{cr}$ 과 순수 철근(bare bar)의 항복하중  $N_y$ 를 함께 나타내었다.

횡방향균열 하중을 비교한 Fig. 4를 살펴보면, 비정질 강섬유로 보강한 실험체에서 일반 강섬유로 보강한 실험체보다 횡방향균열 하중이 높게 나타났다. 또한 피복두께가 변화되어도 보강된 강섬유의 종류에 상관없이 횡방향균열 하중은 모든 피복두께에서 비슷하게 발생하였다.

이와는 반대로 쪼갬균열 발생하중은 Fig. 5에 보인 것과 같이 횡방향균열 발생하중과 차이가 있음을 확인할 수 있다. 이 그림을 살펴보면, 비정질 강섬유 및 일반 강섬유로 보강된 실험체 모두 피복두께가 두꺼워질수록 쪼갬균열 발생하중이 크게 증가하고 있음을 알 수 있다. 더욱 주목할만한 것은 피복두께와 철근직경의 비  $c/d_b$ 가 2.0 또는 2.5 이상이 되면 인장철근이 항복할때까지 쪼갬균열이 발생하지 않는다는 결과이다. 특히, 비정질 강섬유로 보강된 실험체에서는 피복두께가 충분히 확보되었다고 간주할 수 있는  $c/d_b$ 가 3.0 이상에서는 철근이 항복한 이후에도 쪼갬균열이 발생하지 않았다.

이상과 같은 실험 결과는 비정질 강섬유 및 일반 강섬유 보강 콘크리트에서 피복두께가 충분히 확보되면 철근과의 부착 성능 저하에 큰 영향을 주는 쪼갬균열을 제어 또는 억제할 수 있다는 것을 의미한다. 즉, 추가적인 횡방향 보강 철근의 사용이 필요없거나 최소화할 수 있으므로 구조 설계시 횡방향균열만을 고려할 수 있는 보다 간편한 설계가 가능할 것으로 판단된다.

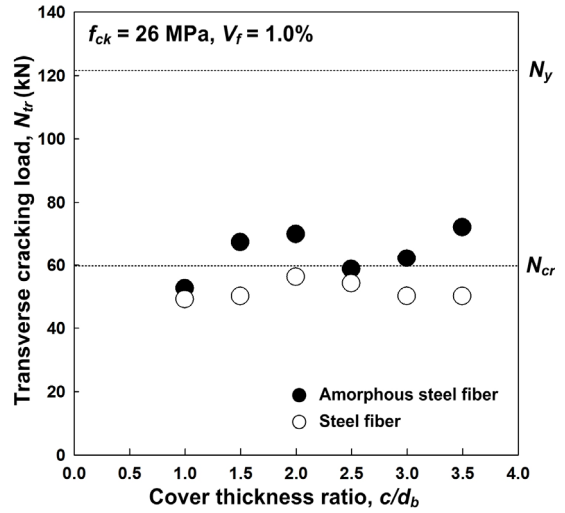


Fig. 4 First transverse cracking load

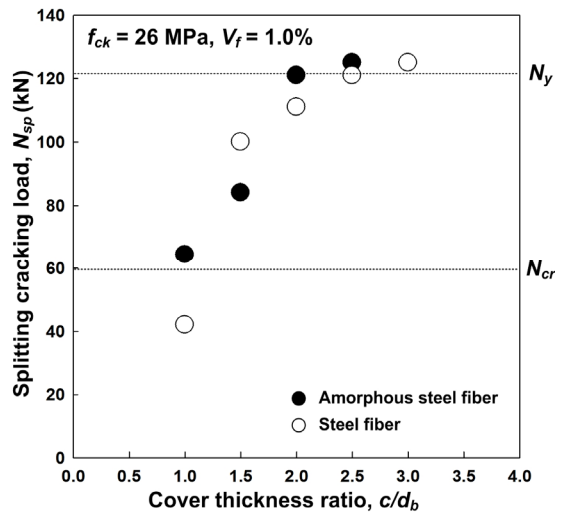


Fig. 5 First splitting cracking load

#### 3.2 쪼갬균열 억제 효과

앞 절에서 설명한 쪼갬균열 거동을 자세하게 알아보기 위하여 순수 인장철근을 기준으로 항복하중까지 철근 길이 방향으로 발생한 쪼갬균열을 실험체 길이에 대한 쪼갬균열 길이의 비로 하여 비정질 강섬유 및 일반 강섬유 보강 실험체에 대해서 각각 피복두께별로 Fig. 6에 비교하였다.

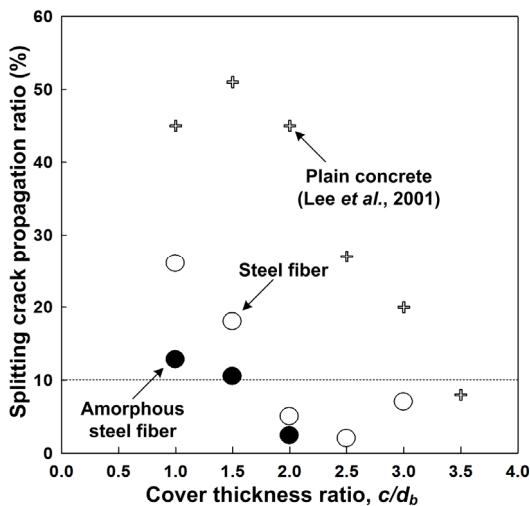
이 그림을 살펴보면, 피복두께가 얇은  $c/d_b$ 가 1.0 또는 1.5인 실험체에서는 전체 길이에 대해서 비정질 강섬유로 보강한 경우 10~15%, 일반 강섬유로 보강한 경우 18~27% 정도 쪼갬균열이 발생하였다. 그러나  $c/d_b$ 가 2.0 이상인 실험체에서는 두가지 강섬유 모두 쪼갬균열이 실험체 길이의 10% 미만으로 발생하였다. 이와 같은 강섬유의 쪼갬균열 억제 효과를 보통 콘크리트 실험체의 거동과 비교하기 위하여 저차 중 일부<sup>11)</sup>가 과거 동일한 채원으로 실험한 결과를 Fig. 6에 함께 표시하였다. 보통 콘크리트에서는 피복두께가 얇은  $c/d_b$ 가 2.0 이하인 경우에

**Table 3** Specimen geometry and test results

Specimen	Cover thickness ratio ( $c/d_b$ )	Cross sectional dimensions $a \times b$ (mm)	Measured concrete strength		Initial cracking load		Number of transverse crack front/back	Mean crack spacing $s_{r,m}$ (mm)
			Compressive strength (MPa)	Splitting tensile strength (MPa)	Transverse crack $N_{tr}$ (kN)	Splitting crack $N_{sp}$ (kN)		
ATS10	1.0	60 × 385	26.5	2.55	50.50	64.43	10 / 7	162
ATS15	1.5	80 × 290			67.34	84.15	11 / 6	175
ATS20	2.0	100 × 230			69.90	121.03	7 / 5	219
ATS25	2.5	115 × 200			56.03	-	5 / 5	250
ATS30	3.0	135 × 170			62.10	-	3 / 3	375
ATS35	3.5	150 × 155			72.03	-	4 / 4	300
FTS10	1.0	60 × 385	25.5	2.63	50.04	42.08	13 / 12	111
FTS15	1.5	80 × 290			50.02	100.05	10 / 10	136
FTS20	2.0	100 × 230			56.12	111.37	8 / 8	167
FTS25	2.5	115 × 200			56.06	121.05	9 / 9	150
FTS30	3.0	135 × 170			50.03	-	9 / 8	159
FTS35	3.5	150 × 155			50.01	-	5 / 5	250

Note) \* In all specimens, a D19 was placed at the center of the section and steel ratio kept constant of 1.24%.

\*\* Each specimen is given a name according to type of steel fibers and cover thickness ratio.



**Fig. 6** Splitting crack propagation ratio

는 쪼갬균열이 실험체 길이의 40% 이상,  $c/d_b$ 가 3.0 이상이 될 때까지도 실험체 길이의 20% 이상 발생한 결과와 비교한다면 비정질 강섬유 및 일반 강섬유의 쪼갬균열 억제 효과는 우수하다고 할 수 있다. 특히, 비정질 강섬유로 보강한 실험체에서는  $c/d_b$ 가 2.5 이상 확보되면 쪼갬균열이 발생하지 않는다는 사실에 주목할 만하다. 이러한 결과는 비정질 강섬유가 현재 주로 사용되고 있는 일반 강섬유와 동일하거나 그 이상의 효과를 발휘할 수 있음을 의미한다고 할 수 있다.

### 3.3 균열간격 비교

콘크리트 구조부재의 사용성능 검증의 중요한 요소인

균열폭과 치짐은 균열간격에 비례하거나 큰 영향을 받는다. 그런데 사용성능 검증을 위한 균열폭 계산식을 규정하고 있는 설계기준들에서는 균열간격을 서로 다르게 정의하고 있다. CEB-FIP Model Code 1990<sup>12)</sup>(MC 90)과 EUROCODE 2<sup>13)</sup> (EC 2)에서는 다음과 같은 최대균열간격  $s_{r,max}$ 로 규정한다.

$$s_{r,max} = \frac{d_b}{3.6\rho} \text{ for MC 90 \& EC 2 - Part II} \quad (1)$$

$$s_{r,max} = 3.4c + 0.425k_1k_2\frac{d_b}{\rho} \text{ for EC 2 - Part I} \quad (2)$$

여기서,  $d_b$ 는 인장철근의 직경(mm),  $\rho$ 는 인장철근비,  $c$ 는 콘크리트 피복두께(mm)이고,  $k_1$ 는 부착특성 계수로서 이형철근 0.8, 원형철근 1.6이며,  $k_2$ 는 하중계수로서 휨일 때 0.5, 순수 인장일 때 1.0이다.

이와는 다르게 2012년 개정된 콘크리트구조기준<sup>14)</sup>(KCI 2012) 부록III과 CEB-FIP Model Code 1978<sup>15)</sup>(MC 78) 및 Euro Design Handbook<sup>16)</sup>에서는 다음과 같은 평균균열간격  $s_{r,m}$ 을 이용하여 균열폭을 계산하도록 규정하고 있다.

$$s_{r,m} = 2c + 0.25k_1k_2\frac{d_b}{\rho} \text{ for KCI 2012} \quad (3)$$

$$s_{r,m} = 2\left(c + \frac{s}{10}\right) + k_1k_2\frac{d_b}{\rho} \text{ for MC 78} \quad (4)$$

여기서,  $c_c$ 는 최외단 철근과 콘크리트 표면 사이의 피복

두께(mm),  $s$ 는 종방향철근의 최대간격(mm)이다.  $k_1$ 과  $k_2$ 는 KCI 2012<sup>14)</sup>의 경우에는 EC 2<sup>13)</sup> - Part I의 계수와 동일하지만, MC 78<sup>15)</sup>에서는  $k_1$ 은 부착특성 계수로서 이형철근일 때 0.4, 원형철근일 때 0.8이고,  $k_2$ 는 변형률 분포 계수로서 다음과 같은 식으로 계산한다.

$$k_2 = \frac{0.25(\epsilon_1 + \epsilon_2)}{2\epsilon_1} \quad (5)$$

여기서,  $\epsilon_1$ 과  $\epsilon_2$ 는 매입된 철근의 최대 및 최소 인장변형률로서 직접인장시험인 경우에 대해서  $k_2$ 는 0.25가 된다.

그런데, 이들 균열간격 계산식들 모두 보통 콘크리트를 기준으로 규정된 것으로서 강섬유로 보강된 콘크리트에서도 그대로 적용할 수 있는지에 대한 검증이 필요하다. 그런데 이 연구에서 수행한 실험결과를 활용한다면 이상과 같은 검증을 수행할 수 있으며, 비정질 강섬유 및

일반 강섬유로 보강한 콘크리트 구조물에 적합한 균열간격을 예측할 수 있는 모델식을 도출하기 위한 기초자료로 이용할 수 있을 것이다.

비정질 강섬유 및 일반 강섬유로 보강된 실험체의 직접인장에 따른 철근 항복하중 단계까지 발생한 균열형상을 Fig. 7에 각 실험체별로 나타내었다. 이 그림을 살펴보면, 비정질 강섬유로 보강한 ATS 계열 실험체가 일반 강섬유로 보강한 FTS 계열 실험체보다 횡방향균열 개수가 적게 발생하였으며, 균열간격은 상대적으로 크게 발생하였음을 확인할 수 있다. 또한 앞 절에서 밝힌 바와 같이 피복두께가 두꺼운 실험체에서 조깅균열이 발생하지 않았음을 확인할 수 있다. 이러한 결과를 분석하기 위하여 각 실험체별로 발생한 횡방향균열의 간격에 대해서 최대 균열간격은 실험체 양쪽면에서 각각 측정한 최대값을 평균하고, 평균균열간격은 실험체 길이를 양끝단을 고려한 균열의 수로 나누어서 Fig. 8과 9에 각각 비교하였다. 균

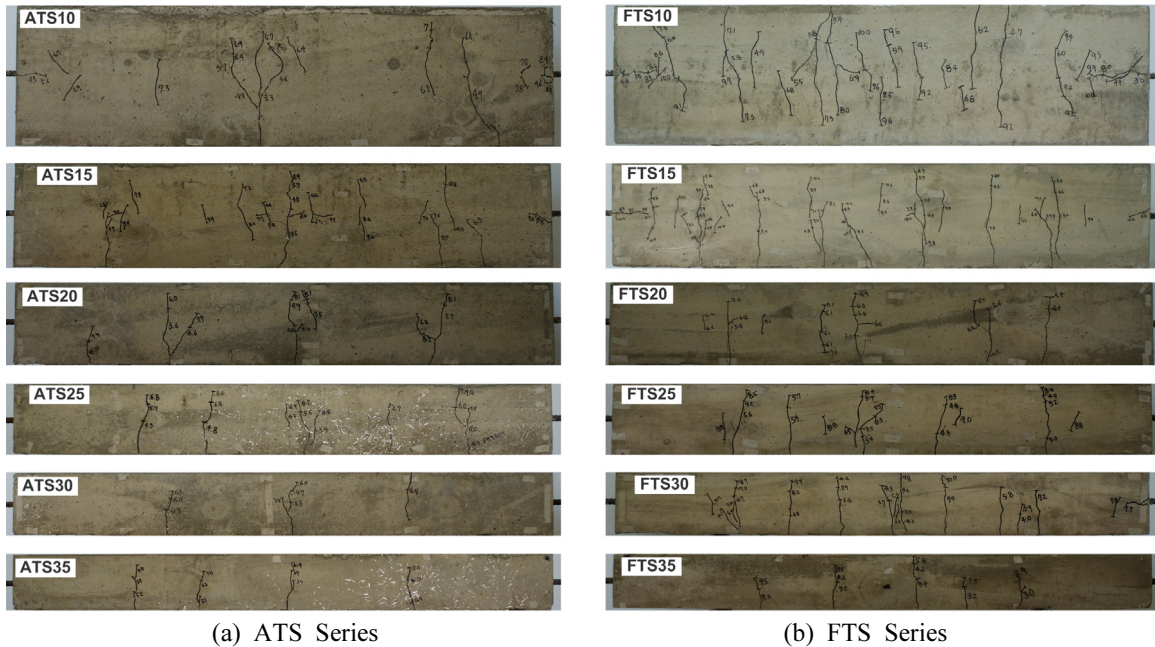


Fig. 7 Final crack configuration

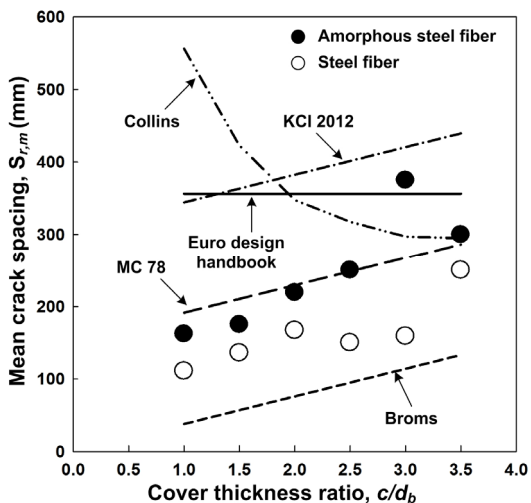


Fig. 8 Comparison of mean crack spacing

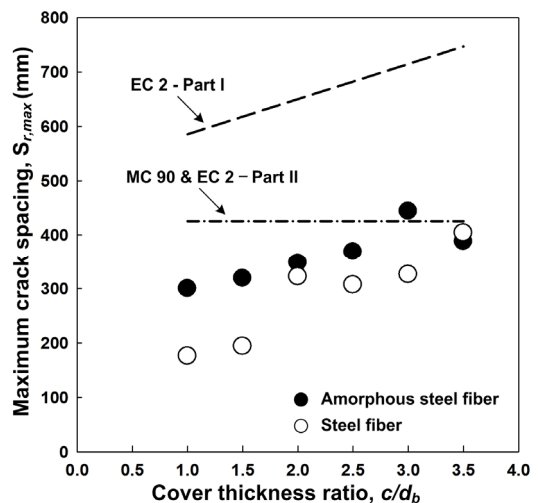


Fig. 9 Comparison of maximum crack spacing

열간격 측정은 철근이 매입되어 있는 위치인 단면의 중앙을 기준으로 하였다. 이와 함께 현행 설계기준들에서 규정하고 있는 균열간격 계산식 (1)~(4) 및 현재까지 많은 연구자들이 인용하고 있는 Broms,<sup>17)</sup> Collins<sup>18)</sup>의 제안식을 같이 비교하였다.

평균균열간격을 비교한 Fig. 8을 살펴보면, 비정질 강섬유 및 일반 강섬유 보강 실험체 모두 피복두께가 두꺼워질수록 평균균열간격이 증가하는 경향을 보이고 있다. 또한, 일반 강섬유에 비하여 비정질 강섬유로 보강된 실험체에서 평균균열간격이 크게 발생하고 있음을 알 수 있다. 그리고,  $c/d_b$ 가 2.5 및 3.0인 실험체를 제외하면 피복두께에 따른 평균균열간격의 증가가 일정한 비율을 유지하고 있다.

현행 설계기준에서 규정하고 있는 평균균열간격 계산식 및 Broms,<sup>17)</sup> Collins<sup>18)</sup>의 제안식과 비교를 해보면, 비정질 강섬유로 보강한 실험체에서는  $c/d_b$ 가 3.0인 ATS30 실험체를 제외하고 MC 78<sup>15)</sup>의 평균균열간격 규정과 비교적 일치하고 있다. 그러나 KCI 2012<sup>14)</sup>와 Euro design hand book<sup>16)</sup> 규정은 실험 결과보다 균열간격을 크게 예측하는 것으로 나타났다. 특히, 철근으로부터 단면 최외측까지의 최대거리(즉, 대각선 길이)의 3배를 평균균열간격으로 정의하는 Collins<sup>18)</sup>의 제안식은 피복두께가 두꺼워짐에 따라 균열간격이 증가하는 현상과는 반대의 결과를 보이고 있으며, 얇은 피복두께에서 균열간격을 비교적 크게 예측하는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 각 실험체의 단면이 정사각형이 아닌 단면적을 일정하게 유지한 직사각형으로서  $c/d_b$ 가 커질수록 대각선 길이가 감소하기 때문이다.

Broms<sup>17)</sup> 제안식은 피복두께가 두꺼워짐에 따른 균열간격의 증가 경향은 일치하지만, 실험 결과보다 작게 예측하는 것으로 나타났다. 이와는 다르게 일반 강섬유로 보강한 실험체에서는 Broms<sup>17)</sup>의 제안식을 제외한 모든 설계기준 규정 및 Collins<sup>18)</sup>의 제안식이 실험 결과보다 평균균열간격을 비교적 크게 예측하는 것으로 나타났다.

이상과 같은 실험 결과는 보통콘크리트를 기준으로 하는 현행 설계기준들의 규정 및 제안식을 강섬유로 보강된 철근콘크리트 구조 부재의 평균균열간격 계산에 적용하게 되면 상당한 차이가 발생할 수 있음을 보여주는 것이다.

최대균열간격에 대해서도 평균균열간격과 동일한 방법으로 실험 결과를 측정하고 현행 설계기준 규정과 비교하여 Fig. 9에 정리하였다. 이 그림을 살펴보면, 피복두께가 두꺼워질수록 평균균열간격과 동일하게 최대균열간격도 증가함을 알 수 있다. 그리고  $c/d_b$ 가 3.5인 실험체를 제외하면 비정질 강섬유로 보강된 실험체의 최대균열간격이 일반 강섬유에 비하여 비교적 크게 발생하는 것으로 나타났다.

MC 90<sup>12)</sup>과 EC 2<sup>13)</sup> - Part II 설계기준의 최대균열간격 계산식은 피복두께가 얇은 실험체일수록 실험 결과와 차이가 있는 것으로 나타났는데, 이러한 이유는 설계기준

규정에서 피복두께의 영향을 고려하지 않기 때문에 일정한 계산 결과를 보이는 것으로 판단된다. 더욱이 이러한 차이는 비정질 강섬유보다 일반 강섬유 보강 실험체에서 더욱 크게 발생하였다. 그러나, 피복두께를 추가 변수로 갖는 EC 2<sup>13)</sup> - Part I의 규정은 피복두께가 두꺼워질수록 최대균열간격이 증가하는 경향은 일치하지만, 계산값과 실험 결과는 상당한 차이가 있음을 확인할 수 있다.

이상과 같은 균열간격에 대한 비교·분석 결과를 종합하면, 비정질 강섬유로 보강된 콘크리트 부재는 동일한 제원의 일반 강섬유로 보강된 부재에 비하여 평균균열간격 및 최대균열간격 모두 크게 발생하는 것으로 나타났다. 또한 MC 78<sup>15)</sup>을 제외한 설계기준의 균열간격 규정들을 비정질 강섬유 및 일반 강섬유로 보강된 콘크리트 부재에 그대로 적용하면 상당한 차이가 발생할 것으로 판단된다.

따라서 비정질 강섬유를 포함한 강섬유보강콘크리트의 균열거동 특성을 반영할 수 있는 계수를 도입하거나 새로운 형태의 균열간격 계산식의 개발을 위한 연구가 필요하다고 판단된다. 아울러 보강 강섬유 종류에 따라서도 균열거동에 차이가 발생한다는 것을 확인하였으므로 이에 대한 연구도 필요할 것으로 판단된다.

#### 4. 균열간격의 상관관계

이 연구에서는 Beeby,<sup>19)</sup> Broms,<sup>20)</sup> Rizkalla and Hwang<sup>21)</sup> 등이 수행한 연구 결과를 참고하여 강섬유로 보강된 철근콘크리트 인장부재의 균열간격 상관관계 분석을 수행하였다. 비정질 강섬유 및 일반 강섬유로 보강된 철근콘크리트 인장부재의 직접인장실험에서 발생한 횡방향균열간격의 측정 자료를 이용하여 평균균열간격  $s_{r,m}$ 으로부터 최대균열간격  $s_{r,max}$  및 최소균열간격  $s_{r,min}$ 을 예측할 수 있는 상관관계를 강섬유 종류별로 제안하였다.

균열간격에 대한 상관관계는 첫 번째 횡방향균열이 발생한 하중단계에서부터 인장철근의 항복하중 단계까지 발생한 균열들의 간격을 이용하였으며, Fig. 10에 보인 것과 같이 인장철근이 배치된 중앙단면을 기준으로 실험체 양쪽면 모두에서 균열간격을 측정하였다. 평균균열간격은 실험체 양면에서 각각 발생한 횡방향균열의 개수로부터 실험체 길이로 나눈값을 평균하였으며, 최대 및 최소균열간격도 마찬가지로 양쪽면에서 측정된 값들을 평

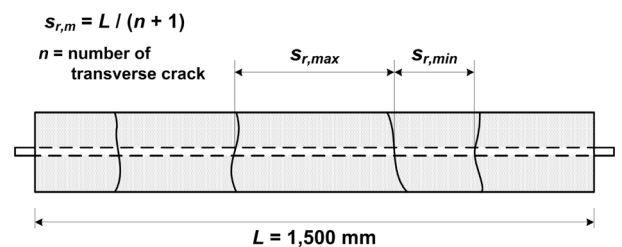


Fig. 10 Definition of crack spacing

균하였다.

비정질 강섬유로 보강된 철근콘크리트 인장 실험체에  
서 측정된 평균균열간격과 최대 및 최소균열간격의 상관  
관계를 Fig. 11에 정리하였다. 이 결과로부터 선형 회귀  
분석을 각각 실시하여 다음과 같은 관계를 얻었다.

$$s_{r,max} = 1.39 s_{r,m} \quad (6)$$

$$s_{r,min} = 0.65 s_{r,m} \quad (7)$$

식 (6) 및 (7)로 제안된 비정질 강섬유 보강 콘크리트

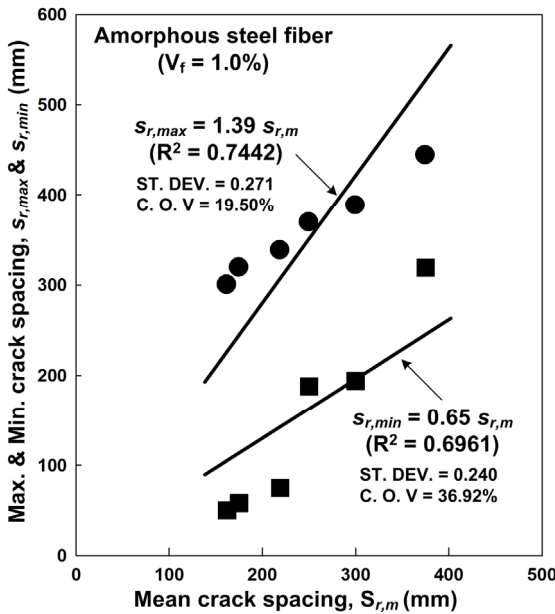


Fig. 11 Relationships of crack spacing in amorphous steel fiber reinforced RC tension members

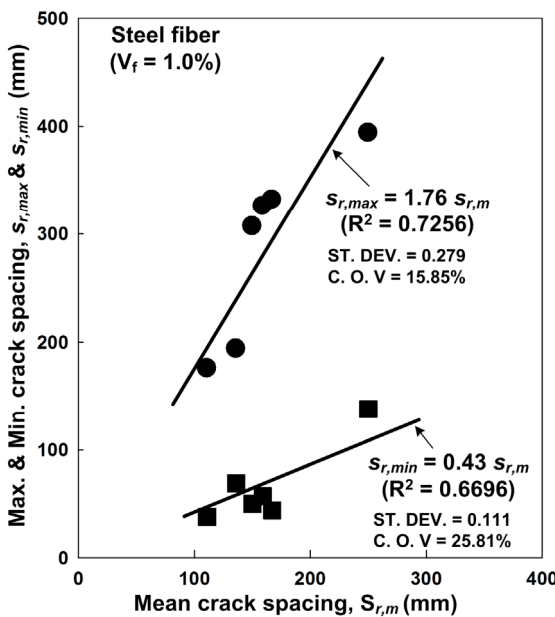


Fig. 12 Relationships of crack spacing in steel fiber reinforced RC tension members

인장부재의 균열간격 상관관계에 대해서 표준편차, 변동  
계수 및 결정계수에 대한 통계분석을 실시한 결과, 예측  
결과에 대한 정확성 및 신뢰도가 비교적 양호하다고 판  
단된다.

일반 강섬유 보강 철근콘크리트 인장 실험체에 대해서  
도 비정질 강섬유와 동일하게 측정된 평균균열간격과 최  
대 및 최소균열간격의 상관관계를 Fig. 12에 정리하였다.  
그리고 이 결과로부터 선형 회귀분석을 각각 실시하여  
다음과 같은 관계를 얻었다.

$$s_{r,max} = 1.76 s_{r,m} \quad (8)$$

$$s_{r,min} = 0.43 s_{r,m} \quad (9)$$

식 (8) 및 (9)로 제안된 일반 강섬유 보강 콘크리트 인  
장부재의 균열간격 상관관계에 대해서 표준편차, 변동계  
수 및 결정계수에 대한 통계분석을 수행한 결과, 비정질  
강섬유로 보강된 경우와 유사하게 예측 결과에 대한 정  
확성 및 신뢰도가 비교적 양호한 것으로 판단된다.

선행 연구결과에 따르면 강섬유가 보강되지 않은 보통  
콘크리트 인장부재의 균열간격들에 대한 관계는 Broms<sup>20)</sup>  
의 경우  $s_{r,max}/s_{r,m} = 2.0$ , Rizkalla and Hwang<sup>21)</sup>의 경우  
 $s_{r,max}/s_{r,m} = 1.34$ ,  $s_{r,min}/s_{r,m} = 0.70$ 으로 제안 되었다. 그  
러나 일반 강섬유로 보강된 경우에는 최대균열간격이 최  
소균열간격의 4배 이상으로 균열간격의 편차가 심하며,  
보통 콘크리트 균열간격 상관관계와는 차이가 발생하고  
있음을 확인하였다. 이와는 다르게 비정질 강섬유로 보  
강된 콘크리트 인장부재의 균열간격들에 대한 관계는 균  
열 개수가 상대적으로 많이 발생하였음에도 불구하고 보  
통 콘크리트의 상관관계와 유사함을 확인하였다.

## 5. 결 론

비정질 강섬유 및 일반 강섬유로 보강한 철근콘크리트  
인장부재의 직접인장실험으로부터 얻어진 균열거동 분석  
을 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 강섬유 보강 콘크리트는 쪼갬균열의 발생 및 진행  
을 억제하는 효과가 우수하며, 특히 비정질 강섬유  
의 경우에는 피복두께가 철근직경의 2배 이상 확보  
되면 인장철근이 항복할때까지 쪼갬균열의 영향을  
배제할 수 있다.
- 2) 보통 콘크리트와 비교하여 강섬유 보강 콘크리트는  
균열간격이 감소하였으며, 설계기준에서 규정하는  
균열간격 계산식으로 예측한 결과는 실험 결과와  
상당한 차이가 발생하였다.
- 3) 실험으로 측정된 균열간격들의 상관관계 분석을 통  
하여 보강량이 체적비 기준 1%인 비정질 강섬유 및  
일반 강섬유로 보강되고, 보강 철근비가 1.24%인  
철근콘크리트 인장부재에 대해서 평균균열간격으로

부터 최대균열간격 및 최소균열간격을 예측할 수 있는 모델을 제안하였다.

## 감사의 글

이 연구는 POSCO의 지원으로 수행된 연구 결과의 일부입니다. 연구 지원에 감사드립니다.

## References

1. Deluce, J. R. and Vecchio, F. J., "Cracking Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete Members Containing Conventional Reinforcement," *ACI Structural Journal*, Vol. 110, No. 3, 2013, pp. 481-490. (doi: <http://dx.doi.org/10.14359/51685605>)
2. Abrishami, H. H. and Mitchell, D., "Influence of Steel Fibers on Tension Stiffening," *ACI Structural Journal*, Vol. 94, No. 6, 1997, pp. 769-776. (doi: <http://dx.doi.org/10.14359/9736>)
3. Bischoff, P. H., "Tension Stiffening and Cracking of Steel Fiber-Reinforced Concrete," *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 15, No. 2, 2003, pp. 174-182. (doi: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2003\)15:2\(174\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2003)15:2(174)))
4. Kwak, H. G., Na, C. K., Kim, S. W., and Kang, S. T., "Tension-Stiffening Model and Application of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete," *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 29, No. 4A, 2009, pp. 267-279 (in Korean).
5. Kang, S. T., Hong, K. N., Han, S. H., and Kim, S. W., "The Effect of Fiber Volume Fraction on the Tension Softening Behavior of Steel Fiber-Reinforced Ultra High Strength Concrete," *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 21, No. 1, 2009, pp. 13-20 (in Korean).
6. ACI Committee 318, *Building Code Requirement for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-08)*, American Concrete Institute, 2008, 430 pp.
7. Fib, *fib Model Code 2010 First Complete Draft-Volume I*, Federation Internationale du Beton, 2010, pp. 220-231.
8. Yang, J. M., Yoon, S. H., Choi, S. J., and Kim, G. D., "Development and Application of Pig Iron Based Amorphous Fiber for Concrete Reinforcement," *Magazine of the Korea Concrete Institute*, Vol. 25, No. 4, 2013, pp. 38-41 (in Korean).
9. Ganesan, N., Indira, P. V., and Sabeeba, M. V., "Tension Stiffening and Cracking of Hybrid Fiber-Reinforced Concrete," *ACI Materials Journal*, Vol. 110, No. 6, 2013, pp. 715-721. (doi: <http://dx.doi.org/10.14359/51686341>)
10. Kim, Y. S., *Crack Spacings Relationship and Tension Stiffening Effect on Axially Loaded Tension Members Reinforced with Amorphous Steel Fibers*, Department of Architectural Engineering, Gwangju University, Master's Thesis, 2014 (in Korean).
11. Kim, W., Lee, K. Y., and Yum, H. S., "Bond Characteristics and Cracking Behavior in High-Strength Concrete Tensile Members (1)," *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 21, No. 5-A, 2001, pp. 687-698 (in Korean).
12. CEB-FIP, *CEB-FIP Model Code 1990*, Comite Euro-International Du Beton, Paris, 1991, pp. 247-251.
13. European Committee for Standardization, *Eurocode 2-Design of Concrete Structures*, European Committee for Standardization, Brussels, 2002, pp. 124-131.
14. Korea Concrete Institute, *Structural Concrete Design Code*, Kimoondang Publishing Company, Seoul, 2012, pp. 300-302 (in Korean).
15. CEB-FIP, *CEB-FIP Model Code for Concrete Structures*, Comite Euro-International Du Beton, 1978, 348 pp.
16. Eibl, J., *Concrete Structures Euro-Design Handbook*, Ernst & Sohn, 1994, pp. 244-249.
17. Broms, B. B., "Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members," *ACI Journal*, Vol. 62, No. 10, 1965, pp. 1237-1256. (doi: <http://dx.doi.org/10.14359/7742>)
18. Collins M. P. and Mitchell D., *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall, 1996, pp. 152-154.
19. Beeby, A. W., "Predicting of Crack Width in Hardened Concrete," *Structural Engineer*, Vol. 57A, No. 1, 1979, pp. 9-17.
20. Broms, B. B. and Lutz, L. A., "Effect of Arrangement of Reinforcement on Crack Width and Spacing of Reinforced Concrete Members," *ACI Journal*, Vol. 62, No. 11, 1965, pp. 1395-1420. (doi: <http://dx.doi.org/10.14359/7752>)
21. Rizkalla, S. H. and Hwang, L. S., "Crack Prediction for Members in Uniaxial Tension," *ACI Journal*, Vol. 81, No. 6, 1984, pp. 572-579. (doi: <http://dx.doi.org/10.14359/10702>)

**요약** 이 논문은 비정질 강섬유 및 일반 강섬유로 보강된 철근콘크리트 인장실험체를 피복두께와 철근 직경의 비에 따라 각 6개씩 제작하여 직접인장실험을 수행하고, 그 결과로부터 강섬유로 보강된 철근콘크리트 인장부재의 균열거동을 분석한 것이다. 실험 결과에 따르면 비정질 강섬유와 일반 강섬유로 보강된 콘크리트 모두 쪼갬균열의 발생과 진행을 제어하는 성능이 양호하며, 특히 비정질 강섬유로 보강된 콘크리트는 피복두께가 철근 직경의 2배 이상이면 쪼갬균열이 발생하지 않았다. 균열간격은 두가지 강섬유로 보강된 실험체 모두에서 피복두께가 두꺼워짐에 따라 증가하였으며, 현행 설계기준에서 규정하는 최대 및 평균 균열간격 식으로 계산한 것보다 비교적 작게 측정되었다. 실험으로부터 측정된 자료로부터 평균균열간격을 이용하여 최대균열간격 및 최소균열간격을 예측할 수 있는 상관관계식을 제안하였다.

**핵심용어** : 비정질 강섬유, 균열간격, 피복두께, 쪼갬균열, 강섬유