

힘을 받는 강섬유 보강 고강도철근 콘크리트 보의 구조 거동

양인환¹, 김경철^{2*}, 조창빈³

Structural Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams with High-Strength Rebar Subjected to Bending

In-Hwan Yang¹, Kyoung-Chul Kim^{2*}, Changbin Joh³

Abstract: The purpose of this paper is to investigate the flexural behavior of high-strength steel fiber-reinforced concrete beams with compressive strength of 130 MPa. The paper presents experimental research results of steel fiber-reinforced concrete beams with steel fiber content of 1.0% by volume and steel reinforcement ratio of less than 0.02. Both of normal-strength rebar and high-strength rebar were used in the test beams. Modeling as well as compressive and tensile strength test of high-strength steel fiber-reinforced concrete was performed to predict the bending strength of concrete beams. Tension modeling was performed by using inverse analysis in which load-crack mouth opening displacement relationship was considered. The experimental results show that high-strength steel fiber-reinforced concrete beams and the addition of high-strength rebar is in favor of cracking resistance and ductile behavior of beams. For beams reinforced with normal-strength rebar, the ratio of bending strength prediction to the test result ranged from 0.81 to 1.42, whereas for beams reinforced with high-strength rebar, the ratio of bending strength prediction to the test result ranged from 0.92 to 1.07. The comparison of bending strength from numerical analysis with the test results showed a reasonable agreement.

Keywords: Steel fiber, Compressive strength, High-strength rebar, Bending strength, Ductile behavior

1. 서 론

일반 콘크리트의 재료 및 역학적 특성을 보완하기 위하여 고강도 및 고성능 콘크리트의 개발을 위한 다수의 연구가 진행되었다(Awamy and Al-Ta'an, 1981; Ashour et al., 1992; Ashour and Waff, 1993; Elliot et al., 2002; Kal et al., 2010). 특히 강섬유 보강 콘크리트는 콘크리트의 인장강도와 인장 저항력을 증가시키고 균열의 생성 및 성장을 억제할 뿐만 아니라, 콘크리트의 취성 파괴거동 특성을 연성거동으로 유도하는 등 일반 콘크리트의 역학적 특성을 개선하는 것으로 알려져 있다(Oh, 1992; Kwak et al., 2002).

최근 들어, 고강도 강섬유 보강 콘크리트의 배합 및 제조기술과 고강도철근의 생산 기술이 발전하고 있다. 기존의 강섬유 보강 콘크리트에 대한 연구는 압축강도 70 MPa 이하의 강섬유 보강 콘크리트를 대상으로 수행되었으며, 일반적인 강

섬유 보강 콘크리트의 휨거동을 예측하였다. 기존의 연구결과는 압축강도 100 MPa 이상의 고강도 강섬유 보강 콘크리트의 휨거동을 예측하는데 한계가 있다고 알려져 있다(Yang et al., 2010; Hwang et al., 2011; Yang et al., 2011; Han and An, 2015).

한편, 콘크리트 부재에 고강도철근을 적용할 때 철근 감소 또는 부재 단면 감소에 따라 콘크리트 재료 절감 효과를 기대할 수 있을 뿐만 아니라, 콘크리트의 운반 및 타설 비용 절감으로 인해 경제성을 확보할 수 있다. El-Hacha et al.(2006), Mast et al.(1998), Soltani(2010) 및 Sumpter(2007)는 일반 콘크리트 보의 휨거동을 개선하기 위해 고강도철근을 사용한 콘크리트 보의 휨거동 특성에 관한 연구를 수행한 바 있다.

또한, 강섬유 보강 콘크리트 보에 고강도철근을 사용할 경우에 휨성능을 더욱 증가시키고 철근의 밀집 지역에서 철근량을 감소하여 철근 배근의 어려움 문제를 해소할 수 있다.

그러나, 현재까지 진행된 강섬유 보강 콘크리트에 관한 연구는 일반강도철근을 사용한 강섬유 보강 콘크리트 보의 구조거동 특성에 대한 내용이 대부분이다. 현재 압축강도 130 MPa 이상의 고강도 강섬유 보강 콘크리트에 SD600 수준의 고강도철근을 사용한 콘크리트 보의 구조거동에 대한 연구는 부족한 실정이고, 고강도철근을 사용한 고강도 강섬유 보강

¹정회원, 군산대학교 토목공학과 교수

²정회원, 군산대학교 토목공학과 박사과정, 교신저자

³정회원, 한국건설기술연구원 연구위원

*Corresponding author: popping6069@naver.com

Dept. of Civil Engineering, Kunsan National University, Kunsan, 54150, Korea

•본 논문에 대한 토의를 2016년 6월 1일까지 학회로 보내주시면 2016년 7월 호에 토론결과를 게재하겠습니다.

콘크리트의 구조거동에 대한 연구가 필요한 실정이다(Jang et al., 2015).

따라서, 본 연구에서는 일반철근 또는 고강도철근을 적용한 압축강도 130 MPa 수준의 고강도 강섬유 보강 콘크리트 보의 정적 재하 실험을 수행하여 휨거동특성을 파악하였다. 또한, 고강도 강섬유 보강 콘크리트의 압축 및 인장실험을 통하여 재료모형을 제시하였다. 제시한 재료모형을 적용하여 강섬유 보강 콘크리트 보의 휨성능을 예측하였다. 또한, 강섬유 보강 콘크리트 보의 휨성능 실험결과와 수치해석에 의한 예측결과를 비교·분석하여 제안 기법의 효용성을 고찰하였다.

2. 실험계획

2.1 배합조건

본 연구에서 강섬유 보강 고성능 콘크리트는 굵은 골재를 사용하지 않고 1.0% 부피비의 강섬유를 혼입하여 130 MPa의 압축강도 발현과 인장강도를 확보하기 위한 배합을 수행하였다. 콘크리트의 배합에 적용한 시멘트는 보통 포틀랜드시멘트이며, 반응성 분체로 지르코늄을 사용하였다. 굵은 골재는 배합에 사용되지 않았으며, 잔골재는 입도 0.5 mm 이하의 규사를 사용하였다. 충전재(filler)는 구성입자 평균 입경이 10 μ m이고, SiO₂ 98%이상, 밀도 2,600 kg/m³의 재료를 사용하였다. 섬유는 직선형상의 섬유를 사용하였으며, 직경이 0.2 mm이고, 길이가 19.5 mm인 단일 종류의 강섬유를 혼입하여 강섬유 보강 콘크리트를 제조하였다.

적용된 강섬유의 특성은 밀도 7,500 kg/m³, 항복강도 2,500 MPa이다. Table 1에 강섬유 보강 콘크리트의 배합표를 시멘트에 대한 주요 구성재료의 중량비로 나타내었다.

2.2 재료특성 실험

5 배치(batch)의 강섬유 보강 콘크리트 압축강도 실험용 원주형 공시체를 제작하였으며, 배치당 5개의 공시체를 제작하였다. 압축강도 실험을 통해 측정된 하중-변위 관계를 바탕으로 응력-변형률 관계 곡선을 획득하였고, 이를 토대로 강섬유 보강 콘크리트의 압축강도와 탄성계수를 산정하였다(Fig. 1(a)). 배치별 압축강도와 탄성계수 측정 결과를 Table 2에 나타내었다.

Table 1 Mix proportion(weight ratio)

Water-binder ratio	Cement	Zirconium	Filler	Fine agg.	Water-reducing admixture
0.2	1.0	0.25	0.3	1.1	0.02

Table 2 Material properties of concrete

Batch	Compressive strength (MPa)		Tensile strength (MPa)		Elastic modulus (MPa)	
	Mean	S.D	Mean	S.D	Mean	S.D
1	121.6	5.3	6.2	1.2	41,469	1,954
2	138.5	3.4	6.1	1.6	39,936	915
3	136.4	5.5	6.2	2.1	39,192	1,730
4	134.6	7.7	6.4	1.7	39,081	1,983
5	137.4	4.1	6.1	1.9	40,652	960
Mean	133.7		6.2		40,066	

강섬유 보강 콘크리트의 인장강도를 측정하는 방법으로는 직접인장실험과 3점 휨인장 실험을 주로 사용한다. 직접인장 실험은 시편의 중심선을 따라 인장하중을 재하하고 휨인장 강도를 측정하는 보편적인 방법이다. 하지만, 직접인장방법은 인장하중을 시편의 중심선을 따라 정밀하게 재하해야 하므로, 오차 및 실험 과정에서 많은 어려움이 발생하는 단점이 있다.

이 연구에서는 단면의 크기가 100 × 100 mm이고, 길이가 400 mm인 직사각형 프리즘 시편을 제작하여 휨인장강도 실험을 수행하였다. 시편의 중앙 단면 하단부에 10 mm 깊이의 노치(notch)를 내어 3점 하중재하 방법으로 휨인장 실험을 수행하였다(Fig. 1(b)). 균열개이저를 이용하여 하중재하 단계별로 노치의 균열개구변위(CMOD)를 측정하였다. 하중-CMOD 관계 측정결과를 바탕으로 역해석을 수행하여 인장강도를 산정하였으며, 인장강도 산정결과를 Table 2에 나타내었다.

2.3 재료 모델링

강섬유 보강 콘크리트의 휨거동 수치해석을 위한 압축 및 인장거동 모델링을 수행하였다. Fig. 2에 강섬유 보강 콘크리트의 압축응력-변형률 관계와 인장응력-변형률 관계를 나타내었다. 각 배치별 압축강도 실험결과를 토대로 압축응력-변형률 관계를 산정하였다. 원주형 공시체를 이용하여 측정된 압축응력-변형률 관계는 거의 직선형상을 나타내며, 이는 이 연구에서의 강섬유 보강 콘크리트는 고강도 콘크리트이므로



(a) Compression test (b) Flexural tension test

Fig. 1 Material test setup

일반콘크리트와 달리 압축응력-변형을 관계가 직선형상으로 나타난 것으로 판단된다. 따라서, 강섬유 보강 고강도 콘크리트의 압축거동은 압축강도 $f_{cu} = 130 \text{ MPa}$, 탄성계수는 $E_c = 40,000 \text{ MPa}$ 의 특성값을 갖는 선형관계로 모델링하였다.

인장거동 모델의 경우, 변형을 연화(strain-softening) 현상을 고려하였다. 하중-CMOD 측정결과를 토대로 역해석을 통한 인장연화곡선 특성을 반영하여 고강도 강섬유 보강 콘크리트의 인장응력-변형을 곡선을 제시하였다(Hillerborg et al., 1976; Kitsutaka, 1997; Yang et al., 2015).

$$\epsilon = \frac{f_t}{E_{cm}} + \frac{w}{l_c} \quad (1)$$

여기서, f_t 는 인장강도, E_{cm} 은 탄성계수, w 는 균열개구변위, l_c 는 콘크리트의 특성길이로서 직사각형 또는 T형 단면에 대해 $l_c = 2/3h$ 의 관계를 갖는다. 또한, h 는 실험 부재 단면의 전체높이를 나타낸다.

$$\epsilon_{el} = \frac{f_{ctk,el}}{E_{cm}} \quad (2)$$

$$\epsilon_{peak} = \epsilon_{0.3} = \frac{w_{0.3}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{cm}} \quad (3)$$

여기서, $w_{0.3} = 0.3 \text{ mm}$

$$\epsilon_{1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{cm}} \quad (4)$$

여기서, $w_{1\%} = 0.01h$

$$\epsilon_{lim} = \frac{l_f}{4l_c} \quad (5)$$

Fig. 2에서의 거동 특성점은 식 (1)~식 (5)로 정의된다. ϵ_{el} 은 초기균열이 발생하는 시점에서의 변형을 나타내고, $\epsilon_{0.3}$ 은 균열폭의 크기가 0.3 mm 일 때의 변형을 의미하며, $\epsilon_{1\%}$ 는 균열폭이 휨인장 프리즘시편 단면높이의 1%에 해당하는 변형을 나타낸다.

그리고 ϵ_{lim} 은 인장응력이 0이 될 때의 극한변형을 의미하며, f_{ctk} 와 $f_{ctk,1\%}$ 는 각각 $\epsilon_{0.3}$ 과 $\epsilon_{1\%}$ 에 대응하는 인장응력을 나타낸다. 위 식에서 인장강도 $f_{ctk,el}$ 는 탄성인장강도, l_f 는 섬유 길이, K 는 강섬유 보강 콘크리트의 타설방법에 따라 영향을 받는 섬유방향계수(fiber orientation coefficient)이며 이

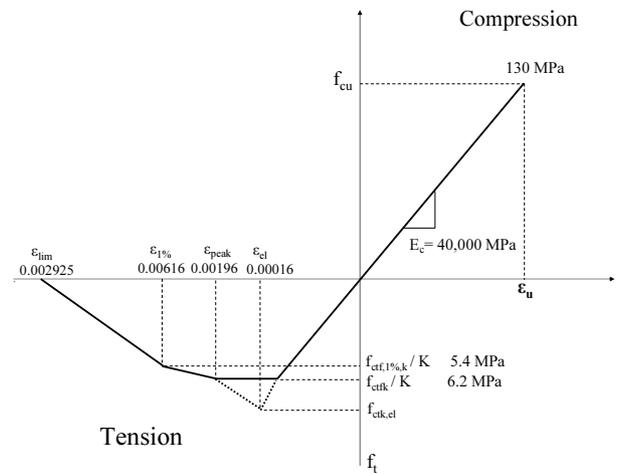


Fig. 2 Stress-strain relationship of concrete

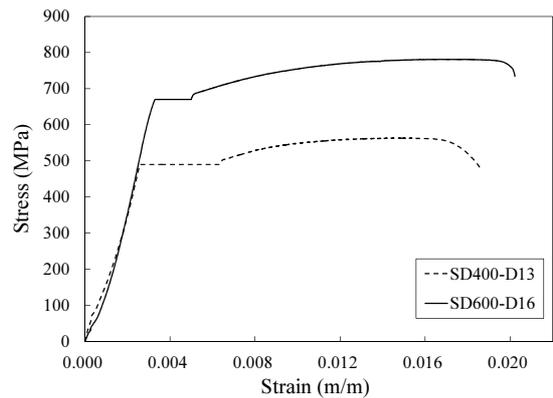


Fig. 3 Stress-strain relationship of rebar

연구에서는 1.0을 적용하였다. 섬유방향계수는 재료시편에서의 섬유배열과 구조물의 섬유배열특성의 차이를 나타내는 계수이다. 구조물의 섬유배열특성이 재료시편의 섬유배열특성과 동일하다고 가정할 경우에 1.0을 적용하며, 재료시편의 섬유배열특성보다 저하될 경우 1.0보다 큰 값을 적용하여 재료강도를 감소시킨다.

휨 철근으로 사용된 D13의 SD400철근과 D16의 SD600 철근의 인장실험을 수행하였으며, 인장실험결과를 Fig. 3에 나타내었다. SD400 및 SD600철근의 항복강도 측정값은 각각 493 및 671 MPa이다. 실험결과를 토대로 SD400 철근의 항복강도는 490 MPa, SD600 철근의 항복강도는 670 MPa로 모델링을 수행하였다. 또한, 철근의 탄성계수는 200,000 MPa를 사용하였다.

2.4 실험 부재

강섬유 보강 콘크리트의 휨 성능을 평가하기 위해 단면폭 200 mm, 높이 250 mm, 순 지간 3,300 mm인 9개의 강섬유 보

Table 3. Details of test beams

Beam	Rebar		
	Type	No.	Ratio
F10-NS-R0	-	-	-
F10-NS-R1		1-D13	0.0029
F10-NS-R2	SD400	2-D13	0.0059
F10-NS-R3		3-D13	0.0089
F10-NS-R4		4-D13	0.0119
F10-HS-R1		1-D16	0.0047
F10-HS-R2	SD600	2-D16	0.0093
F10-HS-R3		3-D16	0.0140
F10-HS-R4		4-D16	0.0186

강 콘크리트 보를 제작하였으며, 실험부재 상세를 Table 3에 나타내었다. 실험 부재의 주요 변수는 휨 철근비와 철근의 종류로 설정하였다. 휨 철근이 배근되지 않은 부재 F10-NS-R0를 기준으로 휨 철근비 0.02(2%)이내에서 강섬유 보강 콘크리트의 휨거동 특성을 파악하였다. 부재 별로 휨 철근을 1~4 가닥으로 배근하여 휨 철근비를 다르게 구성하였다.

F10-NS 시리즈의 경우 D13의 일반철근(SD400)을 사용하였으며, 휨 철근비는 0.0029, 0.0059, 0.0089 및 0.0119이다. 또한, F10-HS 시리즈의 경우 D16의 고강도철근(SD600)을 사용하였으며, 철근비는 각각 0.0047, 0.0093, 0.0140 및 0.0186이다.

부재 중앙단면을 기준으로 순수휨 구간영역을 600 mm로 설정하였고, 순수휨 구간 영역의 좌·우 구간에 D10 철근을 이용한 스테럽을 150 mm 간격으로 배근하여 전단파괴를 방지하였다. 또한, 인장철근은 순피복 두께가 30 mm가 되도록 배근하였다. 대표적으로 휨철근비가 0.0140인 F10-HS-R3 부재의 단면형상을 Fig. 4에 나타내었다.

2.5 실험 방법

수직 액츄에이터(Actuator)를 사용하여 4점 재하방식으로 하중을 재하하였다. 부재의 지점과 지점 사이의 거리를 3,000 mm로 하였고, 하중가력지점과 지점 사이의 거리 600 mm에서 순수휨(pure bending)이 작용하도록 계획하였다. 강제 가력보를 액츄에이터와 실험부재 사이에 위치시켜 하중을 가력하였으며, 하중은 일정한 속도의 변위제어 방식으로 1.5 mm/min로 재하하였다(Fig. 5).

실험 자료를 측정하기 위한 계측시스템은 하중에 따른 처짐을 측정하기 위하여 보 부재의 중앙부와 하중 가력점인 순수휨 구간 영역에 3개의 변위계(LVDT)를 설치하여 수직 처짐을 측정하였다. 부재 뒷면의 지간 중앙단면에서 높이에 따라 5개의 콘크리트 변형률 게이지를 부착하여 단면 내 종방향 변형률을 측정하였다. 또한, 철근변형률 게이지를 순수휨 구

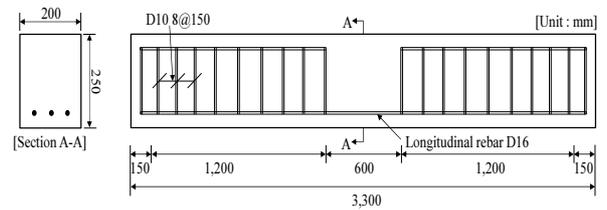


Fig. 4 Dimension of test beam(F10-HS-R3)

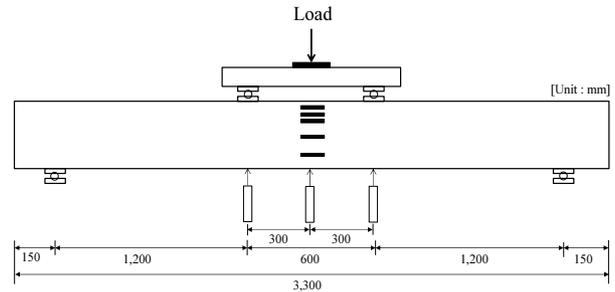


Fig. 5 Test setup

간의 철근에 부착하여 철근변형률을 측정하였다.

3. 실험결과 및 분석

3.1 균열 및 파괴 양상

보 부재 중앙 단면을 기준으로 600 mm 구간은 휨모멘트만 발생하는 순수휨 구간이고, 이에 따라 휨 균열은 주로 순수휨 구간에서 주로 밀집되어 분포하는 현상을 나타내었다. 균열 폭 측정은 순수휨 구간 600 mm에서 발생하는 휨 균열에 대하여 균열게이지로 측정하였다.

부재 중앙 순수휨 구간 영역에서 초기 균열이 발생하였으며, 초기균열하중은 23.7~62.2 kN이다. 초기 균열은 육안으로 관찰하기 힘들 정도의 미세균열(micro crack)이며, 하중 증가에 따라 기존 균열과 균열 사이에서 추가의 균열이 발생하였다.

고강도철근을 사용한 F10-HS 시리즈의 보의 경우에 순수휨 구간에서 발생한 균열 중 특정한 균열의 균열폭이 확대되면서, 주균열(major crack)로 진전되는 양상을 나타내었다. 주 균열 발생 후 최대하중에 도달하였다. 최대하중 도달 이후 휨 균열은 부재의 상연으로 계속해서 수직으로 진전하는 전형적인 휨 균열의 양상을 나타내었다. F10-HS 시리즈 보의 최종 균열 형상을 Fig. 6에 비교하여 나타내었다.

대표적으로 부재 F10-HS-R2 부재의 하중-균열폭 관계 곡선을 Fig. 7에 나타내었다. 초기 균열하중(P_{cr})은 46.4 kN($M_{cr} = 27.8$ kN-m)이고, 이때 처짐은 2.9 mm로 측정되었다. 초기

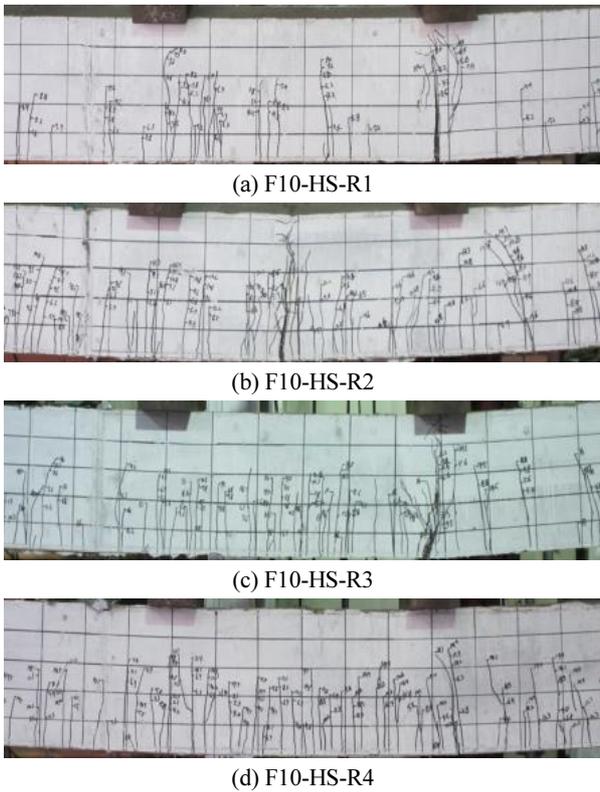


Fig. 6 Crack pattern(F10-HS series)

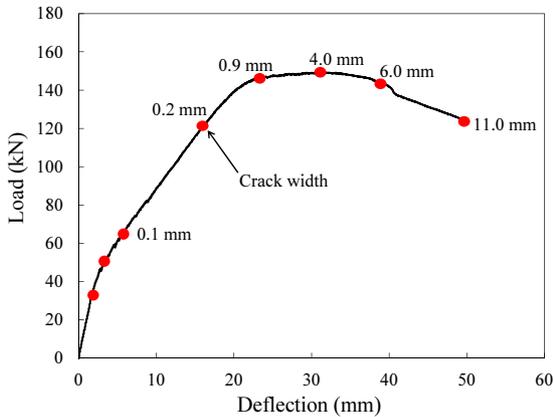


Fig. 7 Load-crack width curve(F10-HS-R2)

균열은 육안으로 관찰하기 힘든 미세균열로서, 순수휨 구간 영역에서 발생되었다. 이후, 하중이 점진적으로 증가하면서, 항복하중(P_y)단계인 145.1 kN에서 주균열이 관찰되었다. 주균열의 균열폭은 0.9 mm이고 이때의 처짐은 22.3 mm이다.

최대하중은 149.3 kN($M_u = 89.6$ kN-m)이며, 이때 처짐은 30.5 mm, 최대 균열폭은 4.0 mm로 측정되었다. 최대하중 단계 이후, 휨모멘트 부담 능력은 점진적으로 감소하며, 이와 더불어 다른 균열과 달리 주균열 폭은 급격하게 증가한다. 최종 상태에서 주균열의 균열폭은 11 mm이고, 주균열 단면의 부

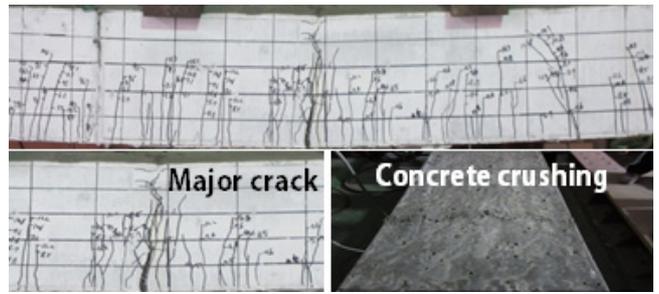


Fig. 8 Flexural failure of beam(F10-HS-R2)

재 상연에서 콘크리트 압쇄 현상(crushing)이 발생하였다. 최종상태에서의 파괴양상을 Fig. 8에 나타내었다.

3.2 하중-처짐 관계

Table 4에 초기균열하중, 항복하중, 극한하중의 실험결과를 나타내었다. 일반철근을 사용한 F10-NS 시리즈 보의 하중-처짐 관계 곡선과 고강도철근을 사용한 F10-HS 시리즈의 하중-처짐 관계 곡선을 Fig. 9에 나타내었다.

철근이 없는 일반콘크리트 보는 초기균열하중 도달 이후 하중부담 능력은 급격히 저하된다. 그러나, Fig. 9(a)에의 보 F10-NS-R0는 23.7 kN의 초기균열하중 이후에도 37.1 kN의 최대하중까지 하중 부담 능력은 증가하고 있다. 또한, 최대 하중 도달 이후에도 하중은 서서히 감소하고 있다. 이는 보 F10-NS-R0가 휨 철근이 없을지라도 강섬유의 효과로 인해 큰 연성 거동을 나타내는 것을 의미한다. 즉, 초기균열 이후의 강섬유의 균열 저항성과 최대하중 도달 이후의 균열 후 거동이 강섬유 보강 콘크리트의 휨거동에 큰 영향을 미치고 있는 것을 나타낸다.

Fig. 9(a)에서 보는 바와 같이 휨 철근량 증가에 따라 극한(최대) 휨모멘트는 증가하고 있다. 부재 F10-NS-R0의 극한 휨모멘트는 37.1 kN-m인 반면에, 부재 F10-NS-R1, F10-NS-R2, F10-NS-R3 및 F10-NS-R4의 극한 휨모멘트는 각각 59.5, 66.7, 123.3 및 127.3 kN-m이다.

또한, 각 부재의 균열단계에서의 처짐량에 대한 극한상태에서의 처짐량 비(Δ_u / Δ_{cr})는 3.7, 6.4, 5.4, 5.2 및 6.3이다. 휨 철근량 증가에 따라 처짐량 비가 증가하고 있으며, 휨철근량 증가에 따라 부재의 연성능력이 전반적으로 증가하는 경향을 나타낸다.

F10-HS 시리즈의 경우, SD600의 D16 철근을 적용하였다. Fig. 9(b)에서 보는 바와 같이 휨철근량 증가에 따라 극한 휨모멘트는 증가하고 있다. 부재 F10-HS-R1의 극한 휨모멘트는 53.5 kN-m인 반면에, 부재 F10-HS-R2, F10-HS-R3 및 F10-HS-R4의 극한 휨모멘트는 각각 89.6, 111.0 및 142.1 kN-m이다. 각 부재의 균열단계에서의 처짐량에 대한 극한상

Table 4. Test result of cracking and ultimate load

Beam	Initial cracking			Yield state			Ultimate state			Deflection ratio
	P_{cr} (kN)	M_{cr} (kN-m)	Δ_{cr} (mm)	P_y (kN)	M_y (kN-m)	Δ_y (mm)	P_u (kN)	M_u (kN-m)	Δ_u (mm)	$\frac{\Delta_u}{\Delta_{cr}}$
F10-NS-R0	23.7	14.2	1.5	-	-	-	37.1	22.2	5.6	3.7
F10-NS-R1	24.7	14.8	1.7	52.6	31.6	8.2	59.5	35.7	10.8	6.4
F10-NS-R2	51.3	30.8	4.1	63.5	38.1	6.7	66.7	40.0	22.2	5.4
F10-NS-R3	60.1	36.0	4.0	117.2	70.3	15.3	123.3	74.0	20.9	5.2
F10-NS-R4	54.6	32.8	4.2	123.8	74.3	15.8	127.3	76.4	26.4	6.3
F10-HS-R1	43.6	26.1	3.1	83.4	50.0	13.7	89.2	53.5	22.3	7.2
F10-HS-R2	46.4	27.8	2.9	145.1	87.1	22.3	149.3	89.6	30.5	10.5
F10-HS-R3	62.2	37.3	5.1	172.4	103.4	22.8	185.0	111.0	32.5	6.4
F10-HS-R4	58.8	35.1	4.2	222.0	133.2	25.7	236.8	142.1	41.0	9.8

태에서의 처짐량 비(Δ_u / Δ_{cr})는 7.2, 10.5, 6.4 및 9.8이다. 휨철근량 증가에 따라 처짐량 비가 증가하고 있으며, 휨 철근 증가에 따른 부재의 연성능력이 증가하는 것을 나타낸다.

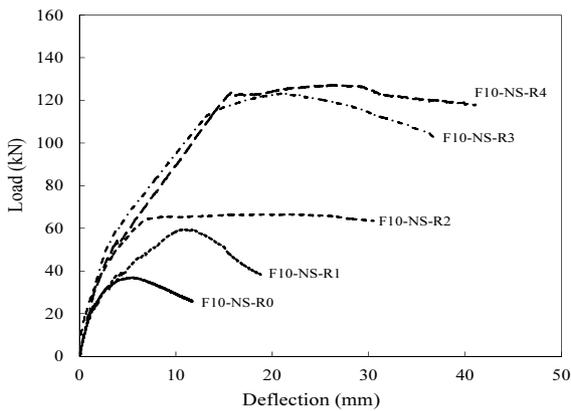
고강도철근을 적용한 F10-HS 시리즈와 일반강도철근을

적용한 F10-NS 시리즈의 비교결과는 고강도철근을 적용한 F10-HS 시리즈 보의 처짐량 비가 더욱 증대되는 것을 나타낸다.

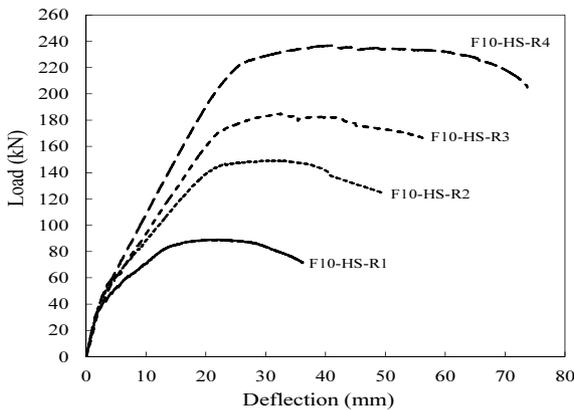
3.3 하중-변형률 특성

대표적으로 F10-HS-R4 부재의 콘크리트 변형률 게이지와 철근변형률 게이지에서 측정된 변형률을 토대로 하중-변형률 관계 곡선을 Fig. 10에 나타내었다. 그림에서 C는 콘크리트 변형률 게이지를 나타내며, S는 철근변형률 게이지를 나타낸다. 압축변형률은 음수, 인장변형률은 양수를 나타낸다.

하중이 증가함에 따라 C1, C2, C3의 위치에서는 콘크리트 압축영역을 나타내며, C5 위치에서는 인장영역을 나타낸다. C5 위치 변형률은 초기 선형구간 이후, 비선형으로 증가하며, 선형구간 종점에서 하중값은 하중-처짐 곡선에서의 선형구간 종점 하중값과 거의 일치한다. C4 위치는 단면의 도심과 일치하므로, 초기단계에서는 변형률이 0에 가까운 값을 나타낸다. 이후, 중립축이 단면 상단으로 변화함에 따라 C4 위치 변형률



(a) F10-NS series



(b) F10-HS series

Fig. 9 Load-Deflection curves

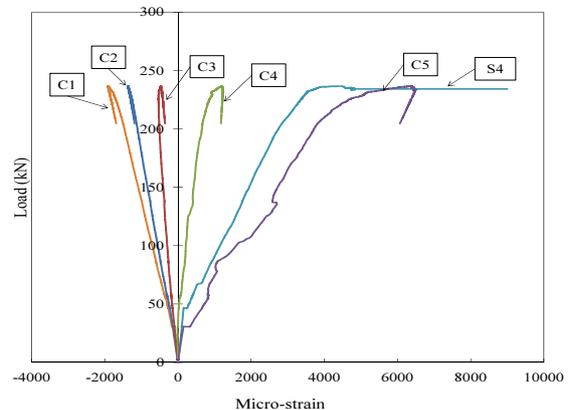


Fig. 10 Load-strain curve(F10-HS-R4)

은 인장변형률을 나타낸다.

하중-처짐 관계 곡선에서 초기균열하중 이후의 선형구간으로부터 비선형구간으로 변화하는 단계의 하중을 항복하중으로 고려하였으며, 하중-변형률 관계 곡선에서 항복하중에 대응하는 변형률을 항복변형률로 결정하였다. 이와 같이 결정한 부재 F10-HS-R4의 항복변형률은 $3,277 \times 10^{-6} \text{ m/m}$ 이다. 또한, 철근인장실험을 통해 측정된 철근의 항복변형률은 $3,297 \times 10^{-6} \text{ m/m}$ 로서, 뚜렷한 차이를 나타내고 있지 않다.

최대하중에 도달하였을 때, 철근의 변형률은 $4,453 \times 10^{-6} \text{ m/m}$ 이다.

4. 휨거동 해석

4.1 단면해석기법

보의 휨거동을 예측하기 위하여 단면해석을 수행하였으며, 단면해석은 적층단면기법을 적용하였다. 부재 단면을 여러 개의 층으로 분할 모델링하였으며, 부재 단면에 걸쳐 변형률은 선형으로 분포한다고 가정하였다(Yuguang et al., 2008). 단면의 상연과 하연에서의 변형률은 곡률과 중립축 깊이를 이용하여 결정할 수 있다(Fig. 11).

먼저, 해석단계마다 단면 내의 변형률을 가정한다. 가정한 곡률에 대해 중립축 위치를 변화하여 단면 내의 변형률 분포를 산정한다. 변형률 적합조건에 의해 보 단면 상연 및 하연의 변형률은 각각 다음과 같이 계산한다.

$$\epsilon_{top} = c \phi \quad (7)$$

$$\epsilon_{bot} = (h - c) \phi \quad (8)$$

여기서, c 는 중립축 깊이, ϕ 는 곡률, h 는 보의 단면 높이를 나타낸다. 변형률 분포를 결정한 후, 재료모델링에서 획득한 초고성능 콘크리트 및 철근의 응력-변형률 관계로부터 각 층에서의 응력을 산정한다. 각 단면 층의 응력을 산정한 후 층에서의 단면력을 산정할 수 있으며, 모든 층에서 단면력의 합은 평형상태를 만족해야 한다.

$$C_c + C_t + T_s = 0 \quad (9)$$

여기서, C_c , C_t 및 T_s 는 각각 콘크리트가 부담하는 압축력, 콘크리트가 부담하는 인장력 및 철근이 부담하는 인장력이다. 식 (9)은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

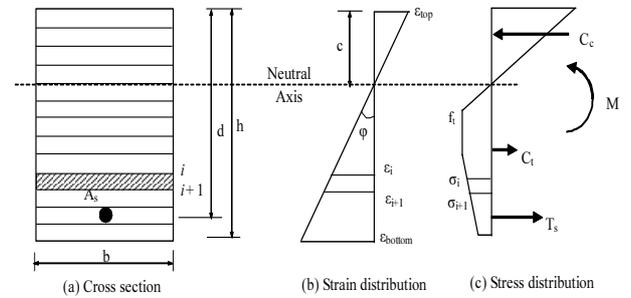


Fig. 11 Strain and stress distribution in the section

$$\int_{A_c} \sigma_c dA_c + \int_{A_s} \sigma_s dA_s = 0 \quad (10)$$

평형상태를 만족시키는 단면 내 응력 분포에 근거하여 단면 내 휨모멘트를 계산할 수 있다.

$$M = \int_{A_c} \sigma_c y dA_c + \int_{A_s} \sigma_s y dA_s \quad (11)$$

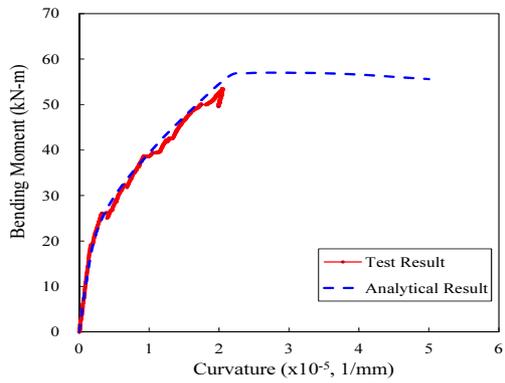
여기서, σ_c 는 콘크리트 응력, σ_s 는 철근 응력, y 는 중립축에서 단면 내 각 층(layer)까지의 거리이다.

4.2 모멘트-곡률 관계 해석결과

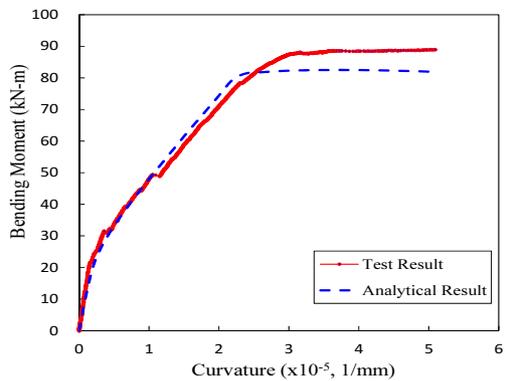
각 부재별 극한모멘트 실험값과 해석값을 Table 5에 나타내었다. 휨모멘트 강도 해석결과는 휨모멘트 강도 실험결과와 전반적으로 일치하고 있다. F10-NS 시리즈 부재의 최대 모멘트 측정값에 대한 모멘트-곡률 수치해석에 의한 최대 모멘트 계산값의 비는 0.81~1.42를 나타내고 있으며, F10-HS 시리즈 부재의 최대 모멘트 측정값에 대한 모멘트-곡률 수치해석에 의한 최대 모멘트 계산값의 비는 0.92~1.07을 나타낸다.

Table 5 Test and analytical results

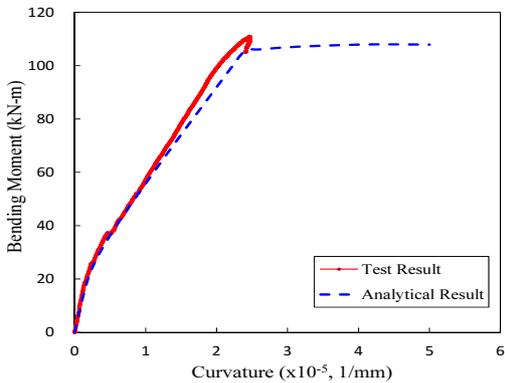
Member	Test result (M_{est})	Analytical result (M_{cal})	$\frac{M_{cal}}{M_{est}}$
F10-NS-R0	22.2	31.5	1.42
F10-NS-R1	35.7	43.6	1.22
F10-NS-R2	40.0	56.0	1.40
F10-NS-R3	74.0	67.6	0.81
F10-NS-R4	76.4	79.7	1.04
F10-HS-R1	53.5	57.0	1.07
F10-HS-R2	89.6	82.5	0.92
F10-HS-R3	110.0	108.0	0.97
F10-HS-R4	142.1	133.4	0.94
Mean			1.09



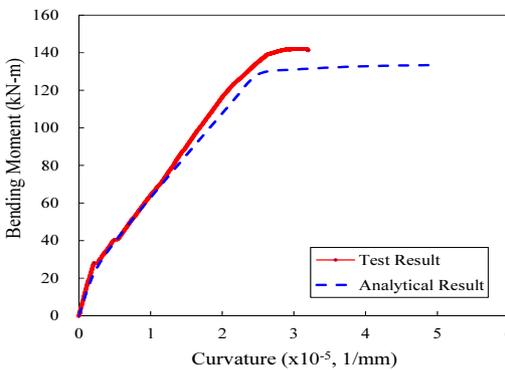
(a) F10-HS-R1



(b) F10-HS-R2



(c) F10-HS-R3



(d) F10-HS-R4

Fig. 12 Comparison of moment-curvature curves

F10-HS 시리즈 부재의 모멘트 비에 비해 F10-NS 시리즈 부재의 모멘트 비의 변동성이 더 크게 나타난다.

강섬유 보강 콘크리트의 압축 및 인장거동 특성은 강섬유의 배열에 의해 영향을 받는다(Kang et al., 2008; Yang et al., 2015; Kim et al., 2016). 재료실험 시편의 크기는 소규모이고 실내에서 제작되므로 강섬유 배열의 교란 가능성이 작다. 반면에, 보 실험 시편의 크기는 대규모이고 실외에서 제작되므로 강섬유 배열의 교란 가능성이 크다. 이러한 강섬유 배열 특성의 차이에 의해 보 부재의 재료강도 특성값은 재료실험 시편의 재료강도 특성값보다 작을 가능성이 존재한다. 또한, 보의 휨강도는 철근 기여분과 강섬유 기여분으로 구성되며, 고강도철근을 사용한 부재에서는 강섬유의 휨강도 기여분보다 철근의 휨강도 기여분이 크다. 따라서, 일반강도철근을 사용한 보의 휨강도는 고강도철근을 사용한 보의 휨강도에 비해 상대적으로 철근의 영향이 작고, 보 부재에서의 강섬유 배열 교란 가능성이 있으므로, 일반철근을 사용한 F10-NS 시리즈 부재의 휨모멘트 강도 측정값에 대한 해석값의 비의 변동성이 크다고 판단된다.

5. 결론

이 연구에서는 고강도철근을 사용한 압축강도 130 MPa 수준의 강섬유 보강 고강도 콘크리트의 휨거동 특성을 파악하기 위한 실험연구와 해석기법을 적용한 수치해석 연구를 수행하였으며, 주요 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 고강도 강섬유 보강 콘크리트의 압축거동과 인장거동 특성 실험을 수행하였으며, 압축강도 130 MPa, 인장강도 6.2 MPa의 재료 모델링을 제시하였다.
- 2) 철근이 없는 강섬유 보강 콘크리트는 초기균열 이후에도 하중 부담 능력은 증가한다. 또한, 최대 하중 도달 이후에도 하중은 서서히 감소하고 있어, 휨 철근이 없을지라도 강섬유 효과로 인해 큰 연성 거동을 나타낸다.
- 3) 고강도철근을 적용한 F10-HS 시리즈 보의 처짐량 비는 일반철근을 적용한 F10-NS 시리즈 보의 처짐량 비보다 더욱 크게 나타난다.
- 4) 일반철근 시리즈(F10-NS) 부재의 최대 모멘트 측정값에 대한 수치해석에 의한 최대 모멘트 계산값의 비는 0.81~1.42, 고강도철근 시리즈(F10-HS) 부재의 최대 모멘트 계산값의 비는 0.92~1.07을 나타내고 있어 해석결과는 전반적으로 휨강도를 합리적으로 예측하고 있다.
- 5) 강섬유 보강 콘크리트 보의 휨강도는 강섬유 기여분과 철근의 기여분으로 구성된다. 이때, 휨강도에 대한 강섬유의

기여효과는 고강도철근부재에서 보다 일반철근부재에서 상대적으로 더 크며, 강섬유 배열의 변동성은 일반철근부재의 휨강도 변동성에 더 크게 영향을 준 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 국토교통부/국토교통과학기술진흥원 건설기술 연구사업의 연구비지원(13건설연구A02)에 의해 수행되었습니다.

References

- Ashour, S. A., and Waff, F. F. (1993), Flexural Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams, *ACI Structural Journal*, 90(3), 279-287.
- Ashour, S. A., Hasanain, G. S., and Wafa, F. F. (1992), Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams, *ACI Structural Journal*, 89(2), 176-184.
- El-Hacha, R., El-Agroudy, H., and Rizkalla, S. (2006), Bond Characteristics of High-Strength Steel Reinforcement, *ACI Structural Journal*, 103(6), Nov-Dec, 771-782.
- Elliot, K. S., Peaston, C. H., and Paine, K. A. (2002), Experimental and Theoretical Investigation of the Shear Resistance of Steel Fibre Reinforced Prestressed Concrete X-beams - Part I : Experimental work, *Materials and Structures*, 35(253), 519-527.
- Han, S. M., and An, J. W. (2015), The Ductile Behavior Test of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete Rectangular Beam by the Combination of the Fiber and Group of Reinforcing Bars, *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, 19(3), 139-148.
- Hillerborg A., Modeer, M., Petersson, P. E. (1976), Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements, *Cement and Concrete Research*, 6(6), 773-782.
- Hwang, H. H., Yeo, I. S., Cho, K. H., and Park, S. Y. (2011), Evaluation of Flexural Strength for UHPC Deck Joints with Lap-Spliced Reinforced Steel Bar, *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, 15(4), 221-231.
- Jang, S. J., Kang, S. W., and Yun, H. D. (2015), Cracking Behavior and Flexural Performance of RC Beam with Strain Hardening Cement Composite and High-Strength Reinforcing Bar, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 27(1), 37-44.
- Kal, K. W., Kim, K. S., Lee, D. H., Hwang, J. H., and Oh, Y. H. (2010), Experimental Study on Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams, *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, 14(3), 160-170.
- Kang, S. T., Kim Y. Y., Lee, B. Y., and Kim, J. K. (2008), Fiber Orientation Impacts on the Flexural Behavior of Steel Fiber Reinforced High Strength Concrete, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 20(6), 731-739.
- Kitsutaka, Y. (1997), Fracture Parameters by Polylinear Tension-softening Analysis, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 123(5), 444-450.
- Kim, K. C., Yang, I. H., and Joh, C.B. (2016), Material Properties and Structural Characteristics on Flexure of Steel Fiber-Reinforced Ultra-High-Performance Concrete, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 28(2), 177-185.
- Kwak, Y. K., Eberhard, M. O., Kim, W. S., and Kim, J. (2002), Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrups, *ACI Structural Journal*, 99(4), 530-538.
- Mast, R. F., Dawood, M., Rizkalla, S. M., and Zia, P. (1998), Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with High-Strength Steel Bars, *ACI Structural Journal*, 105(4), 570-577.
- Oh, B. H. (1992), Flexural Analysis of Reinforced Concrete Beams Containing Steel Fibers, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 118(10), 2812-2863.
- Soltani, A. (2010), Bond and Serviceability Characterization of Concrete Reinforced with High Strength Steel, PhD thesis, University of Pittsburgh.
- Sumpter, M. S. (2007), Behavior of High Performance Steel as Shear Reinforcement for Concrete Beams, *ACI Structural Journal*, 106(2), 171-177.
- Swamy, R.N., and Al-Ta'an, S.A. (1981), Deformation and Ultimate Strength in Flexure of Reinforced Concrete Beams Made with Steel Fiber Concrete, *ACI Structural Journal*, 78(5), 395-405.
- Yang, I. H., Joh, C. B., and Kim, B. S. (2010), Structural Behavior of Ultra High Performance Concrete Beams Subjected to Bending, *Engineering Structures*, 32(11), 3478-3487.
- Yang, I. H., Joh, C. B., and Kim, B. S. (2011), Flexural Strength of Large Scale Ultra High Performance Concrete Prestressed T-Beams, *Canadian Journal of Civil Engineers*, 38(11), 1185-1195.
- Yang, I. H., Kim, K. C., and Joh, C. B. (2015), Flexural Strength of Hybrid Steel Fiber-Reinforced Ultra-High Strength Concrete Beams, *Journal of the Korea Concrete Institute*, 27(3), 280-287.
- Yuguang, Y., Walraven, J., and Uji, J. D. (2008), Study on bending behavior of an UHPC overlay on a steel orthotropic deck, *Proceeding of 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, Germany, 639-646.

Received : 01/20/2016

Revised : 02/05/2016

Accepted : 02/18/2016

요 지 : 이 논문의 목적은 압축강도 130 MPa급의 고강도 강섬유 보강 콘크리트 보의 휨거동 특성을 파악하는데 있다. 부피비 1.0%의 강섬유와 철근비 0.02 이하의 철근으로 보강된 고강도 강섬유 보강 콘크리트의 휨거동 특성 실험결과를 제시하였다. 일반강도철근과 고강도철근을 실험 부재에 사용하였다. 강섬유 보강 콘크리트의 압축 및 인장거동 재료 실험과 모델링을 수행하였다. 강섬유 보강 콘크리트의 하중-균열 개구변위 실험결과를 반영하여 가상균열모델에 근거한 역해석을 통해 인장거동모델링을 제시하였다. 실험결과는 강섬유 보강 콘크리트와 고강도철근의 사용은 균열제어 및 연성 거동에 유리한 것을 나타낸다. 일반강도철근을 사용한 보의 휨강도 실험값에 대한 수치해석에 의한 예측값의 비는 0.81~1.42를 나타내고, 고강도철근을 사용한 보의 휨강도 실험값에 대한 수치해석에 의한 예측값의 비는 0.92~1.07을 나타낸다. 수치해석에 의한 휨강도는 실험결과를 합리적으로 예측하고 있는 것으로 판단된다.

핵심용어 : 강섬유, 압축강도, 고강도철근, 휨강도, 연성 거동
