



휨 철근이 배근된 HPFRCC 보 부재의 휨 거동

신경준¹⁾ · 김재화²⁾ · 조재열³⁾ · 이성철^{4)*}

¹⁾충남대학교 토목공학과 ²⁾(주)씨포텍 기술연구소 ³⁾서울대학교 건설환경공학부 ⁴⁾토론토대학교 토목공학과

Flexural Behavior of High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC) Beam with a Reinforcing Bar

Kyung-Joon Shin,¹⁾ Jae-Hwa Kim,²⁾ Jae-Yeol Cho,³⁾ and Seong-Cheol Lee^{4)*}

¹⁾Dept. of Civil Engineering, Chungnam National University, Daejeon 305-764, Korea

²⁾Research Division, Supportec Co. Ltd., Seoul 137-844, Korea

³⁾Dept. of Civil and Environmental Engineering, Seoul National University, Seoul 440-531, Korea

⁴⁾Dept. of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, On M5S 1A4, Canada

ABSTRACT In this study, the flexural test for reinforced high performance fiber reinforced cementitious composites (R/HPFRCC) members has been conducted in order to investigate the flexural behavior including the effect of an ordinary tensile reinforcing bar. Through the test, it was observed that the flexural strength increased due to the stable tensile stress transfer of HPFRCC, even up to the ultimate state. In addition, no localized crack appeared until the yielding of the reinforcement. From the layered section analysis of the tested members, it was found that the analysis with the tensile model obtained from the tension stiffening test showed better agreement with the flexural test results, whereas the analysis with direct tension test results overestimated the flexural capacity. Through the experimental and analytical studies, two flexural failure modes have been defined in this paper; concrete crushing at the top compression layer or tensile failure at the bottom tensile layer of the beam section. Based on these two flexural failure modes, a simple formula that estimates the ultimate flexural strength of the member has been proposed in this paper. The proposed equations can be useful in a design and an analysis of R/HPFRCC members.

Keywords : HPFRCC, tensile reinforcing bar, tension stiffening, ultimate flexural strength

1. 서 론

토목 및 건축 분야에서 널리 사용되는 콘크리트는 압축강도와 내구성이 높은 장점을 가지고 있으나, 일반적으로 인장강도가 낮으며, 취성적인 단점을 가지고 있다. 이를 보완하기 위하여 콘크리트에 인장에 강한 섬유를 혼입하는 섬유 보강 콘크리트가 꾸준히 연구·사용되어 왔으며,¹⁾ 최근에는 균열 후 인장 거동을 향상시키는 동시에, 균열을 억제하고 보다 높은 인장강도를 얻을 수 있는 고성능 섬유 보강 콘크리트(high performance fiber reinforced cementitious composite; HPFRCC)에 대한 연구가 진행되고 있다.²⁻⁴⁾

한편, 철근을 포함하는 구조 부재에 일반 섬유 보강 콘크리트를 적용하는 연구는 정적 거동 뿐만 아니라 피로

거동, 부착 특성 및 전단 거동 등 구조 부재 전반에 대해 많은 연구가 수행되어 왔다.⁵⁻⁸⁾ HPFRCC에 대해서도 초고강도 강섬유 보강 철근콘크리트에 대한 휨 거동⁹⁾ 연구, 무근 ECC부재의 구조 적용 연구,¹⁰⁾ 고인성 HPFRCC에 대한 인장 강성 연구^{11,12)} 등이 수행되어 왔다.

고성능 섬유 보강 철근콘크리트(R/HPFRCC)의 휨 거동에 대해서는 Maalej 등¹³⁾에 의해서 수행된 바 있으나, 주로 균열폭의 감소로 인한 내구성의 증가와 HPFRCC로 인한 강도 증가 등에 대해 연구되는 등 HPFRCC 재료의 철근과의 상호 작용이 휨 거동에 미치는 영향에 대한 연구는 아직 충분히 이루어지지 않은 실정이다.

따라서, 이 논문에서는 철근이 포함된 보 부재를 이용한 실험을 통해 HPFRCC 재료의 철근과의 상호작용을 중심으로 R/HPFRCC 부재의 휨 거동을 분석하고자 한다. 또한, 단면 해석을 이용하여 휨 거동을 예측하는 방법을 연구하고, R/HPFRCC 부재의 휨 강도를 산정하는 식을 제안하고자 한다.

*Corresponding author E-mail: wook0903@snu.ac.kr

Received September 14, 2010, Revised November 5, 2010,

Accepted November 25, 2010

©2011 by Korea Concrete Institute

Table 1 Matrix mixture proportions

	Cement	Fly-ash	Water	Silica sand
Weight (kg/m ³)	723	434	398	434

Table 2 PVA fiber properties

	Length (mm)	Diameter (mm)	Tensile strength (MPa)	Elastic modulus (GPa)
PVA04	8	0.04	1,600	35
PVA66	30	0.66	900	23

Table 3 Fiber contents (volumetric ratio)

	P0	P1	P2	P3	P4
PVA04(%)	-	2.0	2.5	2.0	1.5
PVA66(%)	-	-	-	0.5	1.0

2. 실험 연구

2.1 사용 재료 및 배합 설계

이 연구에서는 기존의 연구¹⁴⁾에서 사용되어 균열 분산 성능이 검증된 HPCRCC 배합들을 사용하였다. Table 1 은 사용된 배합비를 나타내고 있다.

배합에는 A사의 1종 보통 포틀랜드 시멘트와 폴리카본산계의 액상 고성능 감수제가 사용되었다. 길이 8 mm, 직경 0.04 mm인 마이크로 PVA 섬유와 길이 30 mm, 직경 0.66 mm인 매크로 PVA 섬유 등 총 2가지의 섬유가 사용되었고, 각 섬유의 물리적 특성을 Table 2에 나타내었다. 잔골재는 평균 직경 0.125 mm이고 비중 2.65의 규사가 사용되었다.

마이크로 섬유가 작은 폭의 균열을 보강하고, 매크로 섬유가 국부화 이후의 균열을 보강하는 하이브리드 섬유 보강 개념에 대해 연구하고자, 마이크로 섬유 2%를 기본으로 소량의 매크로 섬유를 혼입하는 하이브리드 섬유 보강 방법을 사용하였으며, Table 3은 사용된 섬유의 조합을 나타내고 있다.

2.2 철근 보강 보 부재 실험

철근이 보강된 R/HPFRCC 부재의 휨 파괴를 유도하고 휨 거동을 측정하기 위하여 길이 1,450 mm, 높이 120 mm, 폭 100 mm의 거푸집에 직경 13 mm인 철근을 유효깊이 90 mm 위치에 매입하여 부재를 제작하였다. 철근은 이전에 수행된 인장 강성 실험¹⁴⁾과 동일한 직경을 사용하였으며, 사용된 철근비는 0.31%로서 HPCRCC의 인장 거동을 고려하여 전단 파괴를 방지하고 휨 파괴를 유도하도록 설계하였다. 사용된 철근의 항복강도는 516 MPa이다.

시험체의 치수 및 하중 재하 방법을 Fig. 1에 나타내었다. 부재는 등 모멘트 구간이 유도되는 4점 재하 방식을 사용하였으며, 변위 제어 방법을 사용하여 0.01 mm/sec 속도로 가력하였다. 부재의 변형률 및 곡률을 측정하기 위하여 지간 중앙 콘크리트 상단의 옆면에 변형률 게이

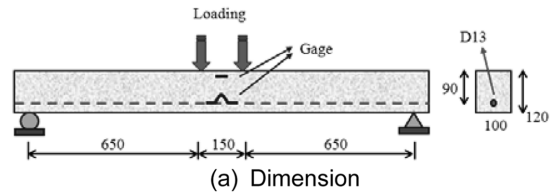


Fig. 1 Specimen configuration and test setup

지를 부착하였고, 하단의 옆면에는 π 형 변위계를 부착하였다. 시험 부재들은 인장부 균열이 국부화되어 콘크리트에 부착된 π 형 변위계가 떨어져서 변형률 측정이 불가능할 때까지 가력되었다.

3. 실험 결과 및 분석

3.1 보 부재의 휨 거동

측정된 R/HPFRCC 부재들의 휨 거동을 Fig. 2에 나타

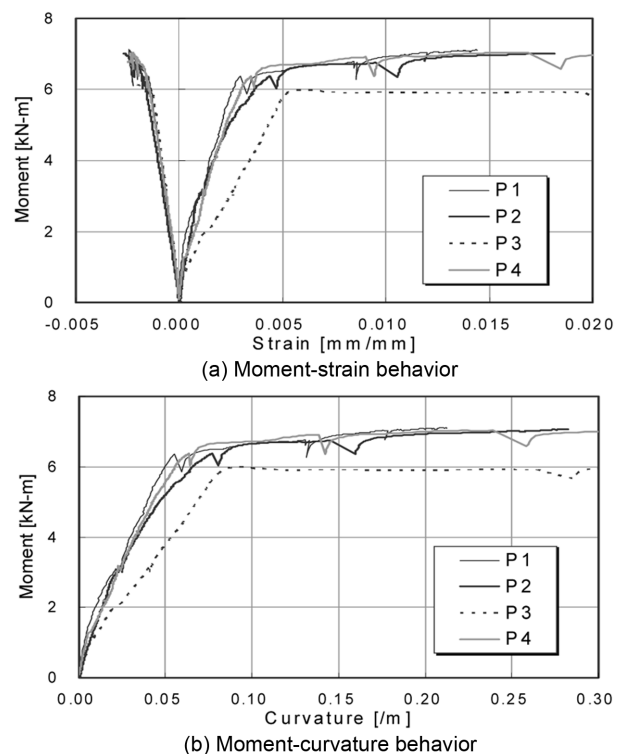


Fig. 2 Measured flexural behavior

내었다. 그래프의 요철 부분은 균열 측정을 위해 하중 재하가 정지된 시점을 나타낸다. 모르타르의 기본 배합 비는 같으나, 섬유 종류 및 혼입량이 다른 P1~P4 부재를 대상으로 휨 거동 실험이 수행되었고, 부재의 상단과 하단에 설치된 게이지를 통해 측정된 변형률과 가해진 하중과의 관계를 Fig. 2(a)에 나타내었다. 음수로 표시된 압축 변형률은 부재 단면의 상연에서 하연으로 10 mm 위치에 설치된 콘크리트 게이지의 값이며, 양수로 표시된 인장 변형률은 철근이 매립된 위치에 해당하는 콘크리트의 변형률이다. 또한 측정된 상·하연의 변형률로부터 계산되어진 모멘트-곡률 관계를 Fig. 2(b)에 나타내었다. Fig. 2(a) 및 (b)에서 보듯이 P3를 제외한 R/HPFRCC 부재에서 이 연구에 사용된 배합간의 주목할 만한 성능 및 거동 차이는 나타나지 않았다. 이는 사용된 HPFRCC 배합들의 압축 거동이 유사하며, 철근 항복 범위내에서 인장 거동 또한 크게 다르지 않기 때문인 것으로 추정된다.¹⁴⁾ 다만, P3의 경우 타 부재에 비해 균열이 고르게 분산되지 않았기 때문에, Fig. 2(a)에서 보듯이 인장 변형률이 타 부재들에 비해 크게 측정되었으며, 이로 인해 Fig. 2(b)에서 보인 모멘트-곡률 관계에서 부재의 강성이 타 부재에 비해 작게 나타났다.

한편, 초고강도 강섬유 보강 콘크리트⁹⁾와 비교 시, 철근 보강 고인성 HPFRCC 부재는 철근 항복 이후 확연한 거동 차이를 보였다. R/HPFRCC 부재의 경우 항복 이후 일반 철근콘크리트 보에서와 같이 처짐이 증가하더라도 추가 하중 증가량이 작았으나, 초고강도 강섬유 보강 콘크리트 부재에서는 철근 항복 이후 부재의 강성은 감소하지만 하중은 지속적으로 증가하는 것으로 관찰되었다.⁹⁾ 이는 고인성 HPFRCC는 일반적으로 균열 후 응력이 일정하게 유지되는 특징⁴⁾을 보이는 반면, 고강도 HPFRCC는 균열 이후에도 응력이 증가하는 특징⁹⁾을 보이는 등, 두 섬유 보강 콘크리트 재료의 균열 후 인장 거동 차이에서 비롯된 것으로 판단된다.

3.2 균열 및 파괴 양상

부재의 균열 및 파괴 양상을 파악하기 위하여 파괴 시까지 하중을 가하여 각 하중 단계에 따른 균열 진전 양상을 관측하였다. 대표적인 P1 부재에 대한 균열 진전 양상을 3개의 하중 단계에 따라 Fig. 3에 나타내었다.

Fig. 3에서 보듯이 초기 균열 단계에서 여러 개의 미세 균열(micro crack)이 발생하였으며, 하중 증가에 따라 추가로 미세한 휨 균열이 발생하였고, 균열들이 상연으로 진전되었다. 변위가 계속 증가함에 따라 최종적으로 균열이 국부화되었으며, 균열폭은 국부화된 균열이 발생하기 전까지 큰 변화가 없었다. 특히 초기 균열 단계에서부터 철근 항복 시점에 이르기까지 균열폭의 변화가 거의 없는 것으로 나타났다. 다만, P2 부재의 경우 파괴 시 최상단 콘크리트의 압괴에 의한 파괴 양상이 관측되었다.

철근 항복 이후 배합에 따른 부재의 균열 양상을 Fig.

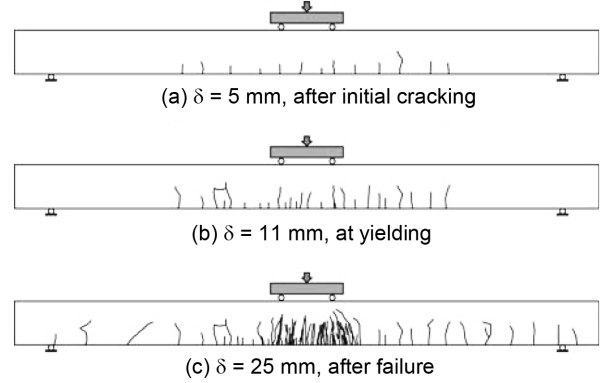


Fig. 3 Crack patterns of P1 member

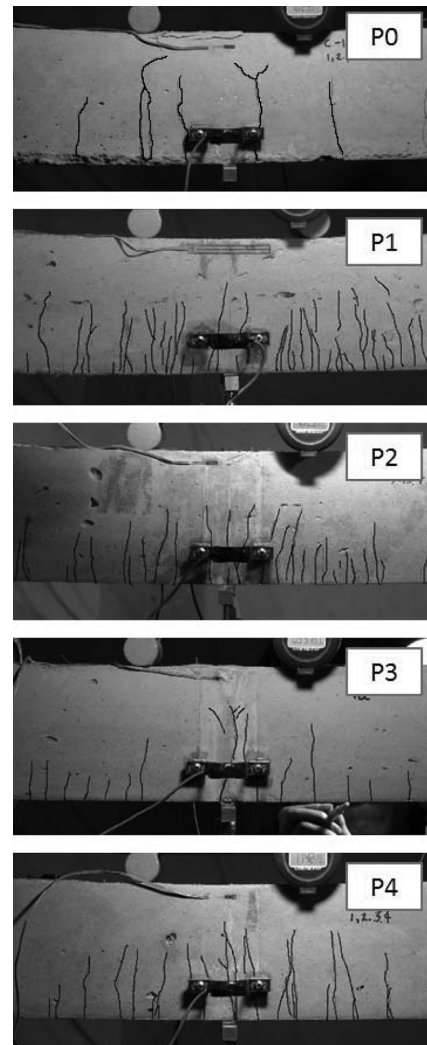


Fig. 4 Crack patterns of each member after yielding

4에 나타내었다. 배합에 따라 균열 간격의 차이는 있으나, 전체적으로 여러 개의 미세한 균열들이 발생하는 것으로 관찰되었으며, R/HPFRCC가 사용된 철근 보강 휨 부재의 경우 철근 항복 시까지 균열이 국부화(localized)되지 않고 균열폭이 억제되는 것으로 나타났다. 다만, P3 부재의 경우 균열의 분산 효과가 적은 것을 볼 수 있으며, 이로 인해 Fig. 2(c)에서 나타난 바와 같이 다른 부재에 비해 모멘트-곡률 거동이 다르게 나타난 것으로 사료된다.

섬유가 혼입되지 않은 P0 부재는 등모멘트 구간 상단에서의 압축파괴로 인해 최종적으로 파괴되었다. P2를 제외한 섬유가 혼입된 부재의 경우 HPRCC 재료가 최대강도 도달 이후에도 취성적으로 파괴되는 양기 때문에, 실험 과정에서 압축 파괴 현상을 명확하게 관찰할 수는 없었다. 이는 Fig. 2(a)에 나타난 압축 및 인장 변형률로부터 단면의 최상단에서의 압축 변형률을 계산할 경우 콘크리트 압축 강도에 대한 변형률에 미치지 못하는 결과와 일치한다.

4. 휨 거동 해석

4.1 재료 모델링

HPRCC는 일반 콘크리트와 다른 응력-변형률 관계를 보이므로, 해석 및 설계를 하기 위해서는 HPRCC의 재료의 역학적 특성을 고려한 모델링이 필요하다.

4.1.1 HPRCC의 압축 거동 모델

최대 응력값으로 정규화된 압축응력-변형률 곡선을 Fig. 5에 나타내었다.¹⁴⁾ 사용된 HPRCC 배합들은 그림에 나타난 바와 같이 섬유의 혼입 비율에 관계없이 유사한 압축 거동을 보였다.

측정된 응력-변형률 곡선의 형태는 일반 콘크리트에 특징적으로 나타나는 2차 곡선의 형태보다는 오히려 선형에 가까운 거동을 나타내었다. 따라서 다음의 식과 같이, 지수를 1.3으로 수정한 Hognestad model¹⁶⁾ 형태의 식을 제안하여 사용하였다.

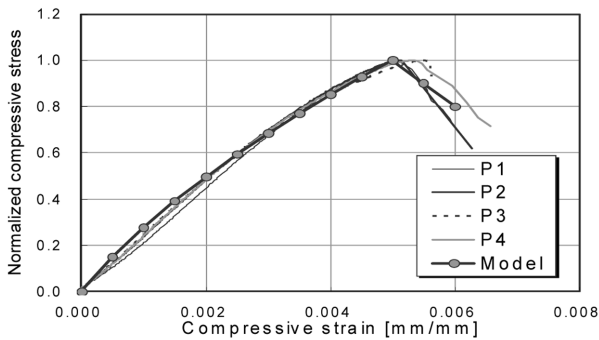


Fig. 5 Compressive behavior of HPRCC

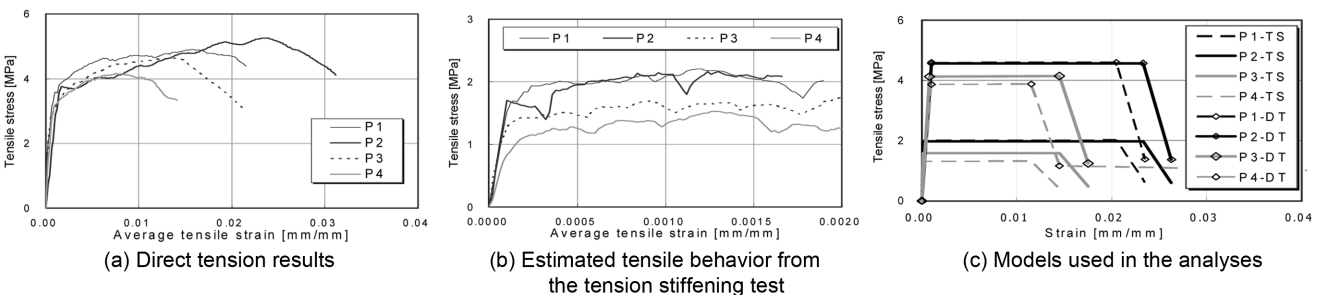


Fig. 6 Estimated average tensile behavior

Table 4 Average strength of HPRCCs (MPa)

	Compression test (standard deviation)	Direct tension test (DT) (standard deviation)	Tension stiffening test (TS) (standard deviation)
P1	76.3 (5.23)	4.59 (1.04)	2.01 (0.35)
P2	66.8 (3.15)	4.56 (1.09)	1.97 (0.40)
P3	68.4 (0.54)	4.13 (0.35)	1.58 (0.31)
P4	68.1 (2.70)	3.87 (1.08)	1.31 (0.81)

*(): standard deviation

$$f_c = f_c' \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right)^{1.3} \right] \text{ for } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c0} \quad (1a)$$

$$f_c = f_c' \left[1 - \left(\frac{\beta}{\epsilon_{cu} - \epsilon_{c0}} \right) (\epsilon_c - \epsilon_{c0}) \right] \text{ for } \epsilon_{c0} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \quad (1b)$$

여기서, $\epsilon_{c0} = 0.005$, $\epsilon_{cu} = 0.006$, $\alpha = 1.3$, $\beta = 0.20$ 으로, 최대강도 이후의 극한강도는 80%로 가정하였다.

제안된 모델은 실제 측정된 압축 응력-변형률 곡선과 Fig. 5에 비교되었다. 그림에서 보듯이 제안된 모델은 HPRCC의 압축 응력-변형률 거동을 잘 묘사하는 것으로 나타났다. 변수별로 3개의 시편으로부터 측정된 압축 강도를 표준편차와 함께 Table 4에 나타내었다.

4.1.2 HPRCC의 인장 거동 모델

사용된 재료들의 인장 거동은 직접 인장 실험을 통해서 Fig. 6(a)와 같이 측정되었다. 시편의 모양은 이전의 연구 성과들^{3,4)}을 참조하여, 중앙부 단면의 폭이 60 mm, 높이가 20 mm인 도그본(dog-bone) 형태의 시편으로, 시편 양쪽에 변위계를 설치하여 부재의 변형률을 측정하였고, 배합당 3개의 시편이 사용되었다.

한편, 철근이 포함된 인장 강성 실험을 통하여 철근에 의한 응력을 제거함으로써 철근이 배근된 부재에서의 HPRCC의 인장 거동을 산정할 수 있으며, 변수별로 3개의 시편으로부터 측정된 결과를 Fig. 6(b)에 나타내었다.¹⁴⁾ Table 4에는 초기 균열 이후에서 균열 국부화 전까지 측정된 평균 응력값을 비교하여 나타내었다. Fig. 6 및 Table 4에서 보듯이, 인장 강성 실험으로부터 유도된 HPRCC의 인장강도는 직접 인장 시편에서보다 낮게 측정된 것을 알 수 있다. 이는 HPRCC에서 발생하는 비

교적 높은 건조수축과 철근의 구속 효과에 의한 것으로서, 인장 강성 부재의 경우 매입된 철근이 건조수축에 의한 콘크리트의 변형을 구속하여, 부재에 잔류 응력이 발생하게 되며, 이는 실질적인 인장강도를 감소시키는 효과가 있다. 이러한 건조수축에 의한 인장강도 저하 효과는 HSPFRCC의 고유 특성인 변형을 강화 거동(strain hardening behavior)으로 인해 균열이 추가적으로 계속 발생하는 높은 인장 변형을 하에서도 지속적으로 나타나게 된다.¹⁴⁾

해석을 위한 인장 거동 모델은 측정된 인장 응력-변형률 관계를 Fig. 6(c)에 보인 것과 같이 탄성-소성(elasto-plastic) 관계로 단순화하여 사용하였으며, 국부화된 균열 발생 이후, 0.003의 변형률이 증가하여 항복강도의 30%까지 응력이 감소한 후 파괴되는 것으로 가정하였다. 직접 인장 실험에서 균열 국부화 이후 부재 파괴시의 인장 거동을 완전히 측정하지 못하였기 때문에, 국부화 이후 재료의 인장 거동을 보수적으로 단순화 하여 가정하였다. 인장 강성 실험으로부터 유도된 인장 거동 곡선은 모르타르에 매입되지 않은 부분의 철근 파단으로 인해 제한된 범위의 결과만 얻을 수 있었기 때문에, 직접 인장 시험에서 측정된 극한 변형률을 해석에 사용하였다.

4.1.3 철근 모델

철근은 탄성-소성(elasto-plastic) 모델로 정의하였으며, 철근의 항복강도는 516 MPa이다.

4.2 휨 단면 해석

4.2.1 해석 방법

제안된 일축 압축 및 인장 모델을 이용하고, 주어진 변형 적합 조건 하에서 힘의 평형을 고려하여 R/HPFRCC 보 부재의 휨에 대한 단면 해석(layered section analysis)을 수행하였다. Bernoulli 보 이론에 따라 휨을 받기 전에 평면인 단면은 변형된 후에도 평면이 유지된다는 기본 가정을 이용하여 단면의 높이별 변형률의 변화를 직선으로 모델링하였으며, 이에 따라 각 위치에서의 변형률 분포와 그에 따른 콘크리트와 철근의 응력이 제안된 응력-변형률 관계식으로부터 계산되었다. 단면에서의 주어진 변형 적합 조건 하에서 힘의 평형 관계가 성립되는 중립축의 위치를 반복 과정(iteration)을 통하여 계산하여, 단면의 곡률 및 모멘트 등을 구하였다.^{15,16)}

4.2.2 해석 결과 및 실험 결과와의 비교

앞에서 제안된 두 가지의 인장 모델(직접 인장 모델, 인장 강성 모델)을 사용하여 R/HPFRCC 보의 휨 거동을 해석하였으며, 지간 중앙부에서의 모멘트-곡률 관계에 대한 해석 결과와 실험 결과를 Fig. 7에 비교하였다. 그림에서 보듯이, HSPFRCC 부재들의 시험 결과는 인장강도를 고려하지 않은 해석 결과와 비교하여 11~28%의 강도 향상 효과가 나타났다.

해석 결과를 측정된 실험 결과와 비교할 경우, 직접 인

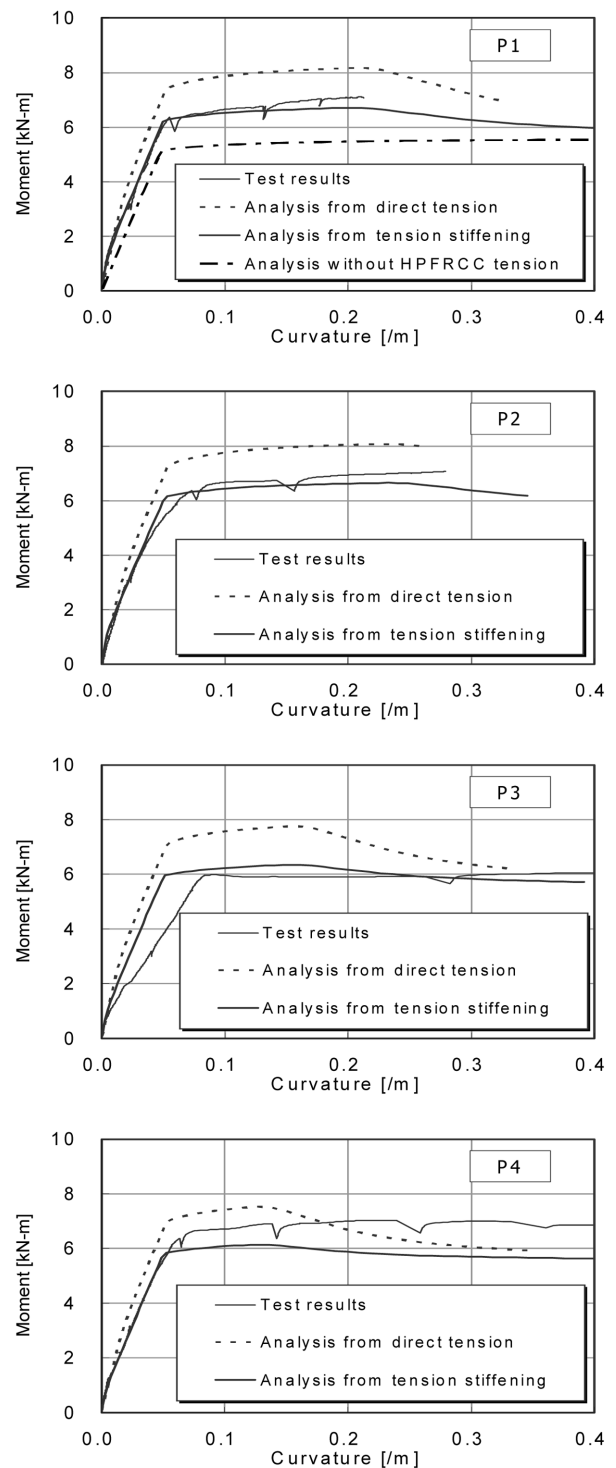


Fig. 7 Comparison of moment-curvature relationship

장 모델을 이용한 해석은 실제 R/HPFRCC의 휨 강도와 균열 이후 부재 강성을 과대평가하는 것으로 나타난 반면, 인장 강성 실험에서 유도된 인장 모델을 사용한 해석은 R/HPFRCC 부재의 휨 강도를 보다 정확히 예측하였으며, P3 부재를 제외한 나머지 부재들의 휨 균열 이후 철근 항복까지 모멘트-곡률 곡선에서의 강성을 비교적 잘 예측하는 것으로 나타났다. 직접 인장모델을 사용했을 경우의 휨 강도가 인장 강성 모델을 사용한 경우보다 21~23% 크게 예측되었다.

인장 강성 모델을 적용한 해석의 경우 마이크로 섬유만을 사용한 P1과 P2 부재의 경우 전반적인 실험 결과를 상대적으로 정확하게 예측한 반면, 길이 30 mm의 매크로 섬유를 포함한 P3 및 P4 부재에 대해서는 예측에 있어 어느 정도 편차를 보였다. 이는 부재의 단면 크기, 특히 철근 하부의 피복 두께가 매크로 섬유의 길이에 비해 상대적으로 충분히 크지 않기 때문에, 섬유를 포함한 배합의 불균질성 등에 보다 큰 영향을 받았기 때문인 것으로 추측된다.

Table 5에 항복 및 극한 휨 강도에 대한 실험값과 인장 강성 모델을 이용한 해석 결과를 비교하였다. 표에서 보듯이 극한강도 및 항복강도 모두 비교적 정확히 예측되었으며, 실험 부재에 대한 해석 오차는 항복강도 및 극한강도에 대해 각각 평균 4% 및 7%로 나타났다.

4.3 R/HPFRCC 휨 강도 산정식 제안

지금까지 인장 및 압축거동을 모델링하여 단면 해석을 통해 R/HPFRCC 부재의 휨 거동과 항복 및 극한 강도를 예측하였으며, 실험 결과와의 비교를 통해 검증하였다. 하지만, 이러한 단면 해석 방법은 수치 모델을 이용하여 휨 거동을 비교적 정확하게 예측할 수 있는 것에 비해, 설계 단계에서 실용적으로 간단하게 적용하기에는 현실적으로 무리가 있다. 이에, 이 논문에서는 R/HPFRCC 부재의 휨 강도를 직접 계산할 수 있는 수식을 제안하였으며, 유도 과정 및 수식을 다음과 같이 정리하였다.

4.3.1 압축 응력 블록 모델

실험에서 측정된 결과에 따르면, HPFRCC의 압축응력

Table 5 Experiment and layered sectional analysis results for yield and maximum moment

	Moment at yield (kN-m)			Maximum moment capacity (kN-m)		
	Test	Analysis (TS)	Analysis /test	Test	Analysis (TS)	Analysis /test
P1	6.36	6.19	0.97	7.11	6.71	0.94
P2	6.37	6.17	0.97	7.07	6.65	0.94
P3	5.97	5.97	1.00	6.16	6.35	1.03
P4	6.56	5.85	0.89	7.03	6.14	0.87

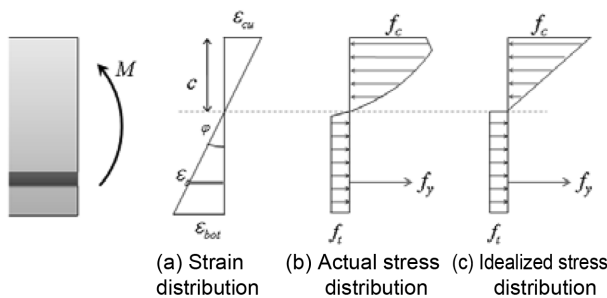


Fig. 8 Strain and stress distributions at ultimate with concrete crushing

-변형률 곡선의 형상은 일반 콘크리트와는 다르게 직선에 가까운 형상을 보였다. 또한, Fig. 5에서 보듯이 압축 강도 이후 압축강도의 80%에 해당하는 압축 변형률이 압축강도 시의 압축 변형률에 비해 상대적으로 크게 차이나지 않는 것을 알 수 있다. 따라서 R/HPFRCC의 휨 강도를 보다 단순화하여 산정하기 위해서 삼각형 형태의 압축 응력-변형률 분포를 Fig. 8(c)에서 보는 바와 같이 가정하였다.

4.3.2 인장 응력 블록 모델

철근이 항복된 상태를 가정하여 인장 블록의 형태를 가정하였다. HPFRCC의 인장 거동은 인장강도에 도달한 이후 소성에 가까운 거동을 보인다. 따라서, 철근의 항복 이후 인장을 받는 HPFRCC 재료는 이미 인장강도에 도달한 것으로 고려될 수 있으며, 이 논문에서는 인장응력을 받는 부분을 동일한 인장응력을 보이는 직사각형 모양으로 단순화하여 모델링하였다.

4.3.3 휨 파괴 기준

R/HPFRCC 부재에서의 휨 파괴의 기준은 크게 두 가지로 구분할 수 있다. 첫째로 일반 철근콘크리트 보와 같이 압축 연단에서의 콘크리트 압괴에 의해 휨파괴가 발생하는 것과 둘째로 인장 연단의 변형률이 HPFRCC가 인장 성능을 발휘할 수 있는 최대 인장 변형률에 먼저 도달하여 인장 파괴가 발생하는 것으로 휨파괴를 구분할 수 있다. 전자의 경우 압축 연단의 변형률을 HPFRCC의 최대 압축강도 변형률로 가정하였고 그에 따라 휨파괴 시의 압축 연단의 응력은 HPFRCC의 압축강도가 되는 것으로 고려하였으며, 후자의 경우 Fig. 6(a)에 나타난 직접 인장 실험 결과로부터 측정된 최대 인장 변형률을 인장 파괴 기준으로 고려하였다.

4.3.4 휨 강도 계산

압축 연단에서의 콘크리트 압괴가 발생할 경우 가정된 압축·인장 블록 모델 및 단면내의 힘의 평형조건으로부터 중립축의 깊이를 식 (2)를 이용하여 계산할 수 있다.

$$c = \frac{A_s f_y + f_t b h}{0.5 f_{cu} b + f_t b} \quad (2)$$

여기서, f_{cu} 와 f_t 는 각각 HPFRCC의 압축강도와 인장강도, b 와 h 는 부재의 폭과 깊이, 그리고 A_s 와 f_y 는 철근의 단면적과 항복강도, c 는 압축 연단으로부터 중립축까지의 거리를 나타낸다.

계산된 중립축 깊이로부터 철근이 포함된 부재의 압축 파괴를 동반한 공칭 휨 강도(M_n)를 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$M_n = \frac{1}{3} b c^2 f_{cu} + \frac{1}{2} b (h-c)^2 f_t + (d-c) A_s f_y \quad (3)$$

Table 6 Prediction by numerical analysis and formula

	Test		Calculation		Calculation /test
	Max. moment (kN-m)	Failure mode	Max. moment (kN-m)	Failure mode	
P1	7.11	T.F.	6.40	T.F.	0.90
P2	7.07	C.C.	6.53	C.C.	0.92
P3	6.16	T.F.	5.99	T.F.	0.97
P4	7.03	T.F.	5.65	T.F.	0.80

C.C.: failure with concrete crushing at the top, Eq. (3)

T.F.: tensile failure at the bottom, Eq. (5)

한편, 식 (2)와 단면 최상단에서의 압축 변형률로부터 단면 최하단의 인장 변형률을 구할 수 있으며, 계산된 인장 변형률이 HPRCC가 인장 성능을 발휘할 수 있는 최대 인장 변형률, ϵ_{tu} 보다 큰 경우 단면 하단에서의 인장 파괴로 인해 휨 성능이 떨어지는 것으로 고려할 수 있다. 이 때 단면 최하단의 변형률을 ϵ_{tu} 로 고정된 후 단면내 힘의 평형 조건식을 중립축의 위치에 따른 2차 방정식으로 다음과 같이 유도할 수 있다.

$$\frac{1}{2}bc \frac{\epsilon_{tu}}{\epsilon_c'} \frac{c}{h-c} f_{cu} = (h-c)bf_i + A_s f_y \quad (4)$$

여기서, ϵ_c' 은 압축강도 시의 압축 변형률을 나타낸다. 식 (4)로부터 중립축의 깊이를 계산할 수 있으며, 이로부터 인장 파괴를 동반한 공칭 휨 강도(M_n)는 다음과 같이 계산되어진다.

$$M_n = \frac{1}{3} \frac{c}{h-c} bc^2 \frac{\epsilon_{tu}}{\epsilon_c'} f_{cu} + \frac{1}{2} b(h-c)^2 f_i + (d-c)A_s f_y \quad (5)$$

식 (3) 및 (5)로부터 계산된 휨 강도를 실험 결과와 비교하여 휨파괴 모드와 함께 Table 6에 나타내었다. 표에서 보듯이 실제 실험으로부터 관측된 파괴 양상을 제안된 식으로부터 잘 예측할 수 있는 것으로 나타났으며, 제안식에 의해 예측된 휨 강도는 R/HPFRCC 보 부재의 실험 결과와 비교 시 평균 10.0%의 오차를 보였다. 실제 실험 결과에 대해 상대적으로 큰 오차를 보이는 것은 앞에서 설명한 바와 같이 섬유 혼입에 따른 재료의 불확실성 및 항복 이후 발생하는 철근의 변형 경화(strain hardening)에 의한 것으로 사료된다. 특히, 매크로 섬유가 가장 많이 함유된 P4 부재의 경우 제안된 식에 의해 휨 강도를 보수적으로 평가한 것으로 볼 때, 부재의 크기에 비해 섬유의 길이가 비교적 클 경우 섬유 혼입에 따른 재료의 불확실성은 더 크게 나타날 수 있는 것으로 사료된다. P4를 제외한 나머지 부재에서 휨 강도를 10%내의 오차로 약간 과소평가하는 것으로 볼 때, 제안된 공칭 휨 강도 식은 실제 R/HPFRCC부재의 휨 강도 설계에 유용하게 사용될 수 있을 것으로 사료된다.

5. 결 론

이 연구에서는 철근이 보강된 고인성 섬유 보강 시멘트복합체(R/HPFRCC)의 보에 대한 휨 거동 실험과 해석을 수행하였으며, 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) R/HPFRCC의 휨 실험을 통해 균열 및 파괴 양상을 관찰하였으며, 그 결과 HPRCC는 초기 균열 이후 극한하중에 도달할 때까지 지속적으로 인장에 저항하였으며 동시에 균열폭을 효과적으로 제한하는 것으로 나타났다. 또한, 철근 항복 시점까지 균열이 국부화되지 않는 것으로 나타났다.
- 2) 재료 시험 단계에서는 배합에 따라 극한 변형률이 1~3% 정도 차이를 보였으나, R/HPFRCC의 휨 부재 시험에서는 배합에 관계없이 최대 하중까지 유사한 거동을 보였다. 이는 각 변수에 따른 배합들의 재료적 인장 거동은 다르지만, 철근 항복 변형률이 내에서는 거동이 유사하기 때문으로 판단된다.
- 3) 철근이 보강된 HPRCC 보 부재의 해석 시, 재료 자체에 대한 직접 인장 실험 결과보다 철근과의 상호 작용을 고려한 인장 강성 실험 결과로부터 얻어진 인장응력-변형률 관계를 이용할 경우 보다 정확한 휨 거동을 예측하는 것으로 나타났다.
- 4) 이 논문에서 제안된 공칭 휨 강도식은 실험 결과와 비교하여 평균 10.0%의 오차로 최대 모멘트를 예측하는 것으로 나타났으며, 이 논문에서 제안된 공칭 휨 강도 식은 R/HPFRCC 부재의 휨 강도 산정에 매우 유용할 것으로 사료된다.

참고문헌

1. Bentur, A. and Mindess, S., *Fiber Reinforced Cementitious Composites*, McGraw-Hill, 1990, 601 pp.
2. Naaman, A. E. and Reinhardt, H. W., *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 2 (HPFRCC2)*, E&Fn Spon, 1995, 505 pp.
3. Naaman, A. E. and Reinhardt, H. W., *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 4 (HPFRCC4)*, E&Fn Spon, 2003, 546 pp.
4. Fischer, G. and Li, V. C., *International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC) in Structural Applications*, E&Fn Spon, 2006, 580 pp.
5. 김우석, 박윤근, 김주범, “강섬유 보강 콘크리트 보의 휨 내력 예측식의 제안,” 콘크리트학회 논문집, 18권, 3호, 2006, pp. 361~370.
6. 광계환, 조선정, 석인수, “강섬유 보강 철근콘크리트 2경간 연속보의 피로거동에 관한 연구,” 콘크리트학회 논문집, 15권, 2호, 2003, pp. 163~172.
7. 원종필, 박찬기, 장창일, 이상우, 김완영, “강섬유 보강 고강도 콘크리트와 고장력 철근의 부착 특성,” 콘크리트학회 논문집, 19권, 5호, 2007, pp. 631~637.
8. 오영훈, 김정해, “전단 보강이 없는 강섬유 보강 콘크리트 휨 부재의 휨 및 전단강도의 평가,” 콘크리트학회 논

- 문집, 20권, 2호, 2007, pp. 257~267.
9. 양인환, 조창빈, 강수태, 김병석, “강섬유로 보강된 초고 성능 콘크리트의 휨 거동에 관한 실험 연구,” 콘크리트학회 논문집, 21권, 6호, 2009, pp. 737~744.
 10. Fischer, G., “Prefabricated Modular Structures Using ECC Technology,” *The 3rd International Conference on Construction Materials: Performance, Innovations and Structural Implications*, Vancouver, BC, Canada, 2005, CD-Room.
 11. 윤현도, 양일승, 한병찬, H. Fukuyama, 전에스터, 김선우, “고인성 섬유 보강 시멘트 복합체의 인장 강성,” 한국콘크리트학회 가을 학술대회 논문집, 16권, 2호, 2004, pp. 441~444.
 12. Fischer, G. and Li, V. C., “Influence of Matrix Ductility on Tension-Stiffening Behavior of Steel Reinforced Engineered Cementitious Composites (ECC),” *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 1, 2002, pp. 104~111.
 13. Maalej, M. and Li, V. C., “Introduction of Strain-Hardening Engineered Cementitious Composites in Design of Reinforced Concrete Flexural Members for Improved Durability,” *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 1, 1995, pp. 167~176.
 14. 이성철, 김재화, 조재열, 신경준, “철근 보강 고성능 섬유 보강 콘크리트의 인장 강성,” 콘크리트학회 논문집, 22권, 6호, 2010, pp. 859~866.
 15. Collins, M. P. and Mitchell, D., *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 2002, 720 pp.
 16. Park, R. and Pauley, T., *Reinforced Concrete Structures*, New York, John Wiley & Sons, 1975, 800 pp.

요 약 이 논문에서는 철근의 효과를 고려한 고인성 섬유 보강 콘크리트의 휨 거동을 분석하기 위해 이에 대한 휨 실험을 수행하였다. 실험 결과, 부재의 파괴 시 까지 안정적인 인장 응력을 보여주는 H/PFRCC로 인해 휨 강도가 증가하는 것으로 나타났으며, 특히 인장 철근이 항복할 때까지 균열이 국부화되지 않고 고르게 분산되는 것으로 나타났다. 단면 해석을 통해, 직접 인장 실험으로부터 측정된 인장강도를 이용하여 해석할 경우 R/H/PFRCC의 휨 강도를 과대평가하는 것으로 나타난 반면, 인장 강성 실험으로부터 도출된 인장강도를 이용하여 해석할 경우 실험 결과와 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났다. 실험 및 이론적 연구를 바탕으로 이 논문에서는 휨 파괴 기준을 단면 상단에서의 콘크리트 압축파괴에 의한 것과 단면 하단부의 인장 파괴에 의한 것으로 구분하였다. 정의된 두 가지 휨 파괴 기준에 근거하여 이 논문에서는 극한 휨 강도를 산정할 수 있는 식을 제안하였으며, 제안된 식은 R/H/PFRCC 부재의 설계 및 해석에 유용할 것으로 사료된다.

핵심용어 : 고인성 섬유 보강 콘크리트, 인장 철근, 인장 강성, 극한 휨 강도