

FRP 보강근을 주근으로 사용한 일방향 콘크리트 슬래브의 거동

서대원^{1)*} · 한범석²⁾ · 신성우¹⁾

¹⁾한양대학교 건축공학과 ²⁾한양대학교 친환경건축연구센터

Behaviour of One-Way Concrete Slabs Reinforced with Fiber Reinforced Polymer (FRP) Bars

Dae-Won Seo^{1)*}, Byum-Seok Han²⁾, and Sung-Woo Shin¹⁾

¹⁾Dept. of Architectural Engineering, Hanyang University, Ansan 139-743, Korea

²⁾Sustainable Building Research Center, Hanyang University, Ansan 139-743, Korea

ABSTRACT Over the last few decades, many researches have been conducted in order to find solution to the problem of corrosion in steel reinforced concrete. As a result, methods such as the use of stainless steel bars, epoxy coatings, and concrete additives, etc., have been tried. While effective in some situations, such remedies may still be unable to completely eliminate the problems of steel corrosion. Fiber reinforced polymer (FRP) elements are appealing as reinforcement due to some material properties such as high tensile strength, low density, and noncorrosive. However, due to the generally lower modulus of elasticity of FRP in comparison with the steel and the linear behavior of FRP, certain aspects of the structural behavior of RC members reinforced with FRP may be substantially different from similar elements reinforced with steel reinforcement. This paper presents the flexural behavior of one-way concrete slabs reinforced with FRP bars. They were simply supported and tested in the laboratory under static loading conditions to investigate their crack pattern and width, deflections, strains and mode of failure. The experimental results shows that behavior of the FRP reinforced slabs was bilinearly elastic until failure. Also, the results show that the FRP overreinforced concrete beams in this study can be safe for design in terms of deformability.

Keywords : reinforced concrete, fiber reinforced polymers (FRP), one-way concrete slabs, structural behavior, FRP bars

1. 서 론

FRP (fiber reinforced polymer) 복합재료는 높은 인장강도와 내부식성으로 인해 염해를 받는 열악한 환경에 특히 유용하며, FRP를 사용한 보강근은 동일한 직경의 철근에 비해 높은 인장강도를 가지기 때문에 동일한 철근 비에서 더 큰 휨내력을 갖는 단면을 설계할 수 있다. 그러나 FRP 복합재료는 많은 장점에도 불구하고 시트(sheet) 형태의 보강재 등에 제한적으로 사용되고 있으며, 철근 대체재로서의 사용은 국내에서 거의 없는 실정이다.

그 이유는 강재에 비해 고가이고, 항복을 하지 않고 취성파괴를 하는 재료 역학적 특성과 강재에 비해 낮은 탄성계수로 인한 과도한 처짐 발생의 우려가 있기 때문이다.

따라서 철근부식 문제를 근본적으로 해결할 수 있는 새로운 대안으로 FRP 보강근을 사용하기 위해서는 FRP 보강근을 사용한 구조부재의 거동에 대한 정확한 이해가 필요하다.

본 연구에서는 일방향 슬래브에 대해 철근 대체재로

FRP 보강근을 주근으로 사용하여 기존 철근을 사용한 부재와 처짐 및 파괴 특성을 비교하였으며, 주요 분석 내용으로는 균열 및 파괴 양상, 처짐, 변형 특성 및 연성을 평가하였다.

2. FRP 보강근을 사용한 부재의 특성

2.1 FRP 보강근의 재료 특성

Fig. 1은 기존의 철근과 FRP 보강근중 GFRP(glass fiber reinforced polymer)와 CFRP(carbon fiber reinforced polymer)의 응력-변형률을 비교한 그래프이다¹⁾. 그림에서와 같이 철근은 항복 이후 소성 구간에서 큰 변형을 나타내지만 FRP 보강근은 항복이 없이 선형적인 거동을 하며 소성 구간이 없는 취성적인 파괴를 나타낸다. 또한 GFRP의 경우 철근에 비해 매우 낮은 탄성계수를 갖는 반면 높은 인장강도를 갖는다.

2.2 FRP 보강근을 사용한 부재의 보강비

철근을 사용한 콘크리트 부재는 일반적으로 저보강 보

*Corresponding author E-mail: dwseo@hanyang.ac.kr

Received June 11, 2007, Accepted September 10, 2007

©2007 by Korea Concrete Institute

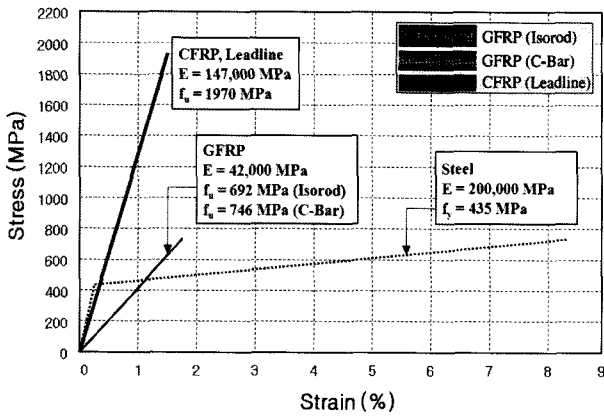


Fig. 1 Material characteristics of FRP and steel reinforcement¹⁾

로 설계되어 콘크리트 압괴가 발생하기 전에 철근이 항복하도록 한다. 철근의 항복은 연성을 확보할 수 있게 하고, 부재파괴의 징후를 나타내어 준다. 그러나 FRP 보강근은 Fig. 1에서 언급한 바와 같이 FRP 보강근의 높은 인장강도로 인해 철근을 사용한 경우보다 매우 작은 균형보강비를 갖게 되며, 취성적인 성질로 인하여 균형보강비 이하의 배근에서 갑작스러운 파괴의 위험이 발생하므로 균형보강비 이상의 배근이 권장된다²⁾. 식 (1)은 ACI 440.1R에서 제안하고 있는 FRP 보강근을 사용한 휨부재의 균형보강비이다. 이 식은 기존의 휨부재의 식에 FRP의 인장강도 및 탄성계수를 고려한 형태이다.

$$\rho_{fb} = \frac{0.85\beta f_{ck} \left(\frac{0.003 E_f}{0.003 E_f + f_u} \right)}{f_u} \quad (1)$$

$$\beta = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f_{ck} - 27.6}{6.7} \right) \quad (2)$$

이러한 인장강도의 차이로 인하여 Fig. 2에 나타낸 바와 같이, 철근을 사용한 경우의 균형보강비에 비해 1/7 ~ 1/9의 낮은 균형보강비를 얻는다. FRP 복합재료의 취성적인 성질과 낮은 균형보강비는 기존의 철근콘크리트 부재와는 다른 설계 개념을 요구하게 된다. 즉 균형보강비 이상의 과보강이 권장되며, 보수적인 강도감소계수를 사용하여 설계를 하게 된다. ACI 440위원회에서 제안하고 있는 FRP 보강 휨부재의 강도감소계수는 Fig. 3과 같다.

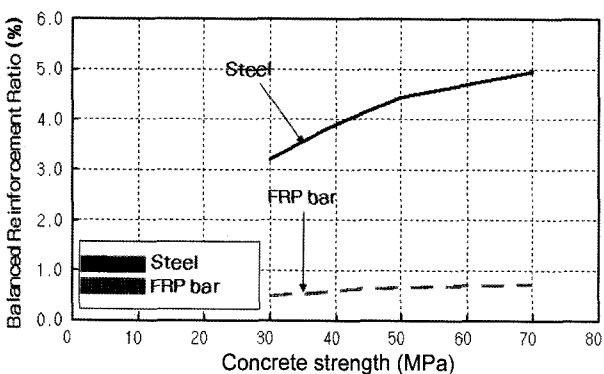


Fig. 2 Balanced reinforcement ratios for flexural sections reinforced with GFRP and steel

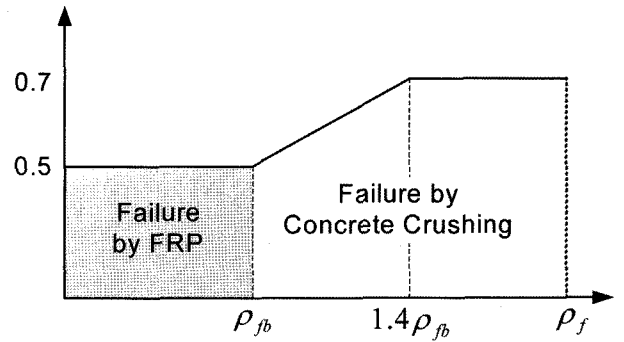


Fig. 3 Strength reduction factor as a function of the reinforcement ratio²⁾

3. 구조 실험

3.1 실험체 계획

FRP 보강근을 사용한 일방향 슬래브의 보강근의 종류, 보강비에 따른 거동 차이와 현재 FRP bar를 사용한 구조 부재에 대한 설계제안식들의 평가를 위하여 철근 및 GFRP 보강근을 주 보강근으로 하는 실험체를 제작하였다. 균형보강비 이하의 실험체와 균형보강비 이상의 과보강 실험체를 계획하였다. 슬래브의 두께는 국내 건축구조 설계기준³⁾에서 처짐을 고려하지 않는 경우의 단순 지지 일방향 슬래브의 최소두께 ($l/20$)인 150 mm와 ISIS Canada⁴⁾에서 제안한 FRP 보강근을 사용한 부재의 최소 두께에 대한 식 (3)에 의한 200 mm의 두 종류로 계획하였다.

$$\left(\frac{l_n}{h} \right)_{frp} = \left(\frac{l_n}{h} \right)_s \left(\frac{\epsilon_s}{\epsilon_{frp}} \right)^{\alpha_d} \quad (3)$$

여기서, l_n = 부재 길이 (mm), h = 부재의 두께 (mm)
 ϵ = 사용 상태에서 보강재의 최대 허용변형률
 α_d = 계수, 직사각형 단면에서 0.5

FRP 보강근을 사용한 실험체와의 거동을 비교하기 위해 기존 실험체로 제작된 철근을 주근으로 사용한 SS150-8, SS200-10은 연성파괴를 유도하기 위하여 약 $0.3\rho_b$ 로 제작하였으며, FRP 보강근을 사용한 슬래브는 보강비에 따른 거동 차이를 조사하기 위하여 $0.5 \sim 2.5\rho_b$ 까지 5개의 보강비를 변수로 실험체를 제작하였다.

이상과 같이 본 연구에서는 Table 1에 나타낸 바와 같이 보강근의 종류 (steel, FRP), FRP 보강근의 보강비 (ρ_b) 및 슬래브 두께 (h)를 변수로 실험체를 계획 및 제작하였으며, 실험체의 배근상세는 Fig. 4와 같다.

3.2 사용 재료

사용된 콘크리트는 설계기준강도 30 MPa의 일반 레디믹스트콘크리트를 사용하였으며, 28일 압축강도 시험 결과 36 MPa, 탄성계수 25 GPa을 나타내었다. 슬래브의 주

Table 1 Parameters of tested slabs

Specimens	Dimension (b × d × l)	Reinforcement material	f_{ck} (MPa)	Reinforcement ratio (ρ , %)	ρ/ρ_b
SS150-8	1,200 × 150 × 4,000	Steel	30	1.09	0.34
FS150-3		GFRP		0.26	0.55
FS150-6				0.52	1.11
FS150-8				0.68	1.45
FS150-11				0.94	2.00
FS150-14				1.20	2.55
SS200-10	1,200 × 200 × 4,000			Steel	0.96
FS200-4		GFRP		0.24	0.51
FS200-8				0.49	1.04
FS200-12				0.73	1.55
FS200-16				0.97	2.06
FS200-20				1.22	2.60

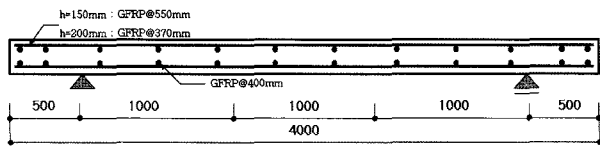


Fig. 4 Details of tested slabs

근에 사용된 FRP 보강근은 국내에서 개발된 것으로서 인장강도는 철근에 비해 40% 이상 큰 705 MPa인데 비하여 탄성계수는 25% 수준인 44 GPa이었다. 보강근의 형상은 Fig. 5와 같이 부착강도 확보를 위해 나선형 표면을 가진 형태이며, 부착강도는 17 MPa을 나타내었으며⁹⁾, 보강근으로 사용된 철근과 FRP 보강근의 재료 역학적 성질은 Table 2에 나타내었다.

3.3 실험체 설치 및 가력

실험체의 설치는 Fig. 6과 같이 실험체를 단순지지 하였으며, 1,000 mm의 가력 지점 간에 순수휨만 작용하도록 2점 가력 방식으로 하였으며, 가력은 10,000 kN UTM을 사용하여 초기균열까지 하중제어 후에 변위 제어 방식으로 실험을 수행하였다. 실험체의 데이터 측정에는 하중의 증가에 따른 슬래브 중앙의 변위를 측정하기 위하여 100 mm 변위계를 설치하였다. 보강근의 변형은 인장측 주보강근에 스트레인게이지를 부착하여 측정하였으며, 게이지는 전체 인장근의 중앙, 1/4 위치에 부착하였다. 콘



Fig. 5 Glass FRP bars (D13 mm)

Table 2 Characteristics of reinforcement

Reinforcement	Diameter (mm)	Section area (mm ²)	Modulus of elasticity (GPa)	Yield strength (MPa)	Tensile strength (MPa)
Steel	16	199	200	410	500
GFRP	13	127	44	-	705

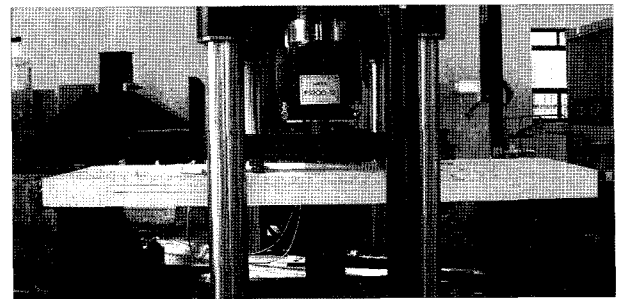


Fig. 6 Test setup

크리트의 변형은 압축측 단면에 4개의 스트레인게이지를 부착하여 측정하였다.

4. 실험 결과 및 분석

4.1 균열 및 파괴 양상

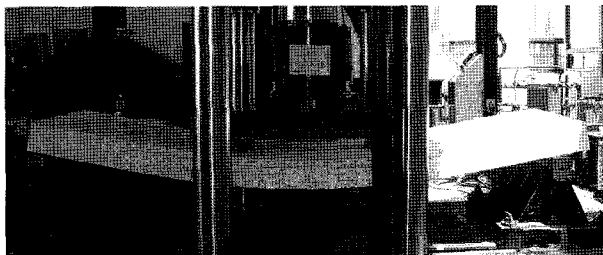
각 실험체의 최대하중, 최대 변위 및 파괴 양상을 Table 3에 정리하였으며, Fig. 7은 실험 종료 후 휨파괴, 전단 파괴 및 압축파괴 등의 파괴 양상별 최종 파괴를 나타내고 있다. FS150-6, 8, 11, 14 실험체들은 최대처짐이 국내 콘크리트 설계기준의 허용처짐의 20배 이상이 발생하여 최종 파괴시까지 실험을 하지 못하고 종료하였다. 슬래브 두께 150 mm ($a/d = 8.0$) 실험체에서는 철근콘크리트 실험체는 순수휨 구간에 균열이 주로 발생하였으며, 최종 파괴시까지 휨균열만이 발견되었다. FRP 보강근을 사용한 실험체는 균형보강비 이하의 실험체들은 휨 구간 내에서 균열이 주로 발생하였으나, 균형보강비 이상의 실험체들에서는 중앙부에 균열발생 이후에 균열발생 구간이 철근콘크리트 실험체보다 넓게 발생하였다. Table 4

Table 3 Experimental results

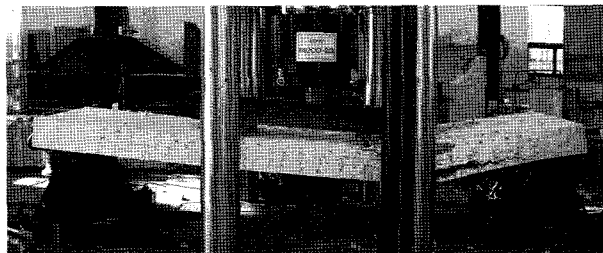
Specimens	Max. load (kN)	Max. deflection (mm)	Failure mode
SS150-8	147.4	165.5	Flexural failure
FS150-3	52.6	267.6	FRP rupture
FS150-6	102.0	266.2	-
FS150-8	143.5	257.3	-
FS150-11	170.8	252.0	-
FS150-14	196.8	231.3	-
SS200-10	259.8	179.2	Flexural failure
FS200-4	85.1	151.7	FRP rupture
FS200-8	222.4	216.1	FRP rupture
FS200-12	266.3	178.1	Shear-compressive failure
FS200-16	289.4	145.7	Shear-compressive failure
FS200-20	301.3	128.0	Shear-compressive failure



(a) SS200-10



(b) FS200-8



(c) FS200-20

Fig. 7 Typical crack patterns and failures of specimen

에 나타낸 바와 같이 휨 구간 내에서의 균열발생 구간이나 균열의 간격은 보강비에 따라 큰 차이를 나타내지 않았으나 균형보강비 이하의 실험체들이 상대적으로 균열수가 적게 나타났다. 이는 저보강 실험체들은 초기에 발생한 균열의 폭이 커지면서, FRP의 파단으로 최종 파괴가 발생하였으나, 균형보강비 이상의 실험체들은 처짐이 매우 크게 발생하면서 균열이 진전되었기 때문으로 판단된다.

슬래브 두께 200 mm 실험체 ($a/d = 5.8$)에서는 철근콘크리트 부재에서는 150 mm 실험체와 유사한 균열 및 파

Table 4 Crack characteristics

Specimens	ρ/ρ_b	Average crack spacing (mm)		Number of cracks between point loads	
		30% M_u	90% M_u	30% M_u	90% M_u
SS150-8	0.34	110	100	8	9
FS150-3	0.55	100	90	7	10
FS150-6	1.11	90	90	9	10
FS150-8	1.45	110	60	8	12
FS150-11	2.00	100	60	10	12
FS150-14	2.55	100	50	10	12
SS200-10	0.30	100	80	10	11
FS200-4	0.51	150	100	6	7
FS200-8	1.04	160	100	6	9
FS200-12	1.55	110	100	7	8
FS200-16	2.06	100	90	8	10
FS200-20	2.60	100	80	8	11

괴 양상을 나타내었다. FRP 보강근을 사용한 슬래브의 경우 균형보강비 이하의 실험체에서는 Fig. 8과 같은 FRP 보강근의 파단에 의한 급격한 파괴가 발생하였다. 균형보강비 이상의 과보강된 실험체에서는 Fig. 9와 같이 가력점 주위에서 콘크리트의 압축파괴가 발생하였으며, 이후에 사인장균열과 주보강근의 길이 방향으로 발생한 균열이 크게 진전되며 취성적인 전단파괴를 나타내었다. 균열의 발생 구간은 두께 150 mm 슬래브와 마찬가지로 철근콘크리트 슬래브보다 균열의 발생 구간이 더 넓게 나



Fig. 8 Rupture of main reinforcing FRP bars (FS200-4)

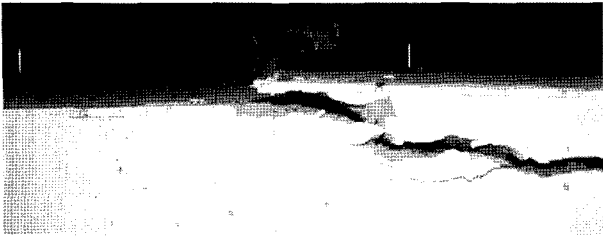


Fig. 9 Concrete crushing (FS200-16)

타났으며, 균열의 간격은 보강비에 크게 영향을 받지 않는 것으로 나타났다. 보강비에 관계없이 모든 파괴가 취성적이었으나 상대적으로 균형보강비 이상의 실험체들에서는 파괴 이전에 압축영역의 콘크리트의 압축파괴를 통하여 파괴 징후를 예측할 수 있었다.

4.2 휨강도

ACI 440.1R-01에서는 보강비에 따라 FRP 보강근을 사용한 콘크리트 부재의 공칭휨강도를 FRP 보강근을 사용한 단면의 응력-변형관계에서 유도하여, 식 (4), (5)와 같이 제안하고 있다. 이 식은 FRP의 인장강도를 고려한 형태로 균형보강비 이상인 부재의 경우 식 (4), 균형보강비 이하인 경우 식 (5)를 사용한다.

$$M_n = \rho_f f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f}{f_{ck}}\right) b d^2 \quad (4)$$

$$M_n = 0.8 A_f f_{fu} \left(d - \frac{\beta_1 c}{2}\right) \quad (5)$$

여기서, ρ_f = FRP 보강근의 보강비, $f_f = \frac{M}{A_f d (1 - k/3)}$,

$k = \sqrt{(\rho_f n_f)^2 + 2\rho_f n_f} - \rho_f n_f$, f_{ck} = 콘크리트 압축강도 (MPa)

f_{fu} = FRP 보강근의 설계인장강도 (MPa), $\beta_1 c$ = 등가응력 블록에서의 중립축 깊이

Fig. 10은 실험 결과와 식 (4), (5)에 의해 구한 휨강도를 비교한 것이다. 그림에서와 같이 균형보강비 이하로 배근된 FS150-3, FS200-4를 제외한 실험체들의 경우 실

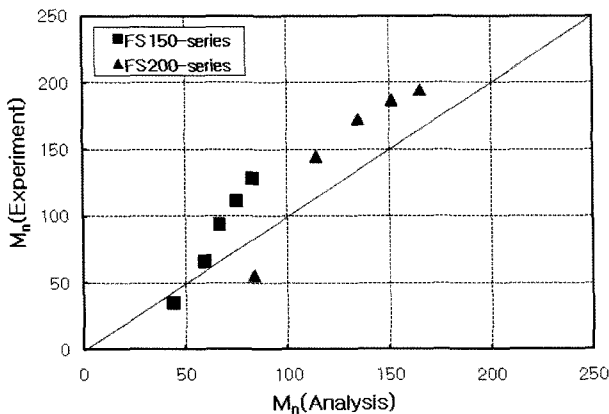
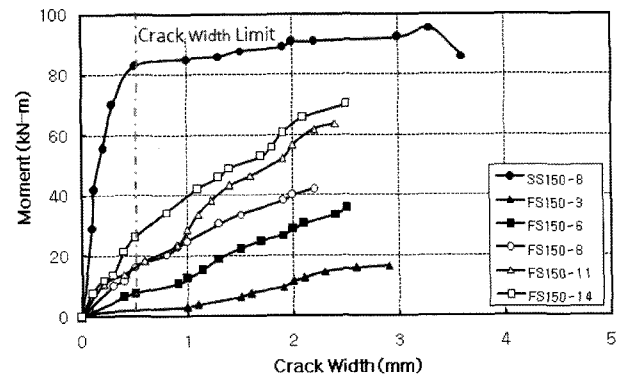


Fig. 10 Comparison between predicted and experimental flexural capacities

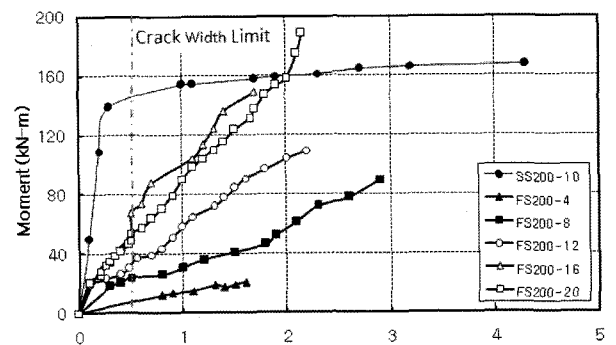
험체의 휨강도가 이론식보다 크게 나타났다. 따라서 Fig. 3의 강도감소계수를 적용할 경우, 1.5~2.5배까지 실험체의 휨강도를 과소평가하게 되는 것으로 나타났다. 그러나 일반적으로 FRP 보강근을 사용한 부재의 설계에서는 강도보다 치짐과 같은 사용성에 의해 부재가 결정되는 경우가 많으므로, 현재의 강도감소계수는 지나치게 보수적일 수 있으며, 향후 추가적인 연구로 파괴확률에 근거한 정확한 강도감소계수의 산정이 필요하다고 판단된다.

4.3 균열폭

철근콘크리트 부재에서 균열은 철근부식의 원인이 되기 때문에 구조물의 성능에 중요한 변수가 된다. 그러나 FRP 보강근을 사용한 콘크리트 부재의 경우 FRP 보강근의 재료적 특성으로 인해 균열폭은 큰 문제가 되지 않는다. 그러나 미관상의 이유와 사용성의 문제 때문에 FRP 보강 콘크리트 부재의 균열을 검토할 필요가 있다. Fig. 11은 각 실험체의 실험 중 측정된 균열폭의 증가를 나타낸 것으로서, 그림에서와 같이 철근 보강 실험체에 비하여 FRP 보강근을 사용한 부재의 균열폭이 동일 하중에서 더 크게 발생하였으며 보강비의 증가에 따라 균열폭의 감소 효과가 있었다. Table 5에서와 같이 사용하중에서의 균열을 평가한 결과, 슬래브 두께 150 mm 실험체들에서 FRP 보강근의 보강비에 따라 균열폭의 감소가 있었으나 모든 실험체가 국내 철근콘크리트 설계기준에서 제한하는 허용균열폭 (0.4 mm)을 2~5배 이상 초과하였다. 슬래브 두께 200 mm 실험체에서는 균형보강비 이



(a) Slab 150 mm series



(b) Slab 200 mm series

Fig. 11 Moment versus crack width

Table 5 Responses of slabs

Specimens	Under service load*		Load at deflection limit** (kN)
	Crack width (mm)	Deflection (mm)	
FS150-3	-	-	6.8
FS150-6	-	161.4	7.9
FS150-8	2.0	102.1	14.4
FS150-11	1.0	84.1	16.6
FS150-14	1.0	68.5	16.2
FS200-4	-	-	18.0
FS200-8	1.4	82.4	29.5
FS200-12	0.7	54.0	37.4
FS200-16	0.4	38.6	45.4
FS200-20	0.4	28.9	50.5

*Service load is considered as approximately 50% of the ultimate load of the control specimens reinforced with steel

**Defined as $l/360$, where l is the length of clear span between the supports of the slab, in accordance with KBC 2005

상으로 과보강된 FS200-16 ($2.06\rho_{fb}$), FS200-20 ($2.60\rho_{fb}$) 실험체에서 기준에 만족하였다. 따라서 보강비의 증가는 FRP 보강근을 사용한 콘크리트 부재의 균열폭 제어에 효과적인 것으로 판단된다.

Fig. 12는 ACI 440에서 제안된 균열폭의 식을 사용하여 FS200과 비교한 그래프이다. 이 식은 식 (6)과 같으며, 기존의 Gergely-Lutz 식에 FRP 보강근을 사용한 실험 결과를 반영하여 수정된 형태의 식이다²⁾.

$$w = \frac{2.2}{E_f} \beta k_b f_f^3 \sqrt{d_c A} \quad (\text{mm}) \quad (6)$$

여기서, w = 균열폭 (mm), E_f = FRP 보강근의 탄성계수 (MPa), f_f = FRP 보강근 내의 응력, β = 중립축에서 하단 섬유까지의 거리를 중립축에서 철근까지의 거리로 나눈 값, d_c = 최외단 인장면에서 가까운 보강근 중심까지 거리, A = 유효인장면적, k_b = FRP 보강근의 부착계수 (이형 FRP 보강근 1.2)

Fig. 12에서와 같이 해석값이 실험 결과보다 균열폭을 다소 과대평가하는 것으로 나타났으나, 비교적 유사하게

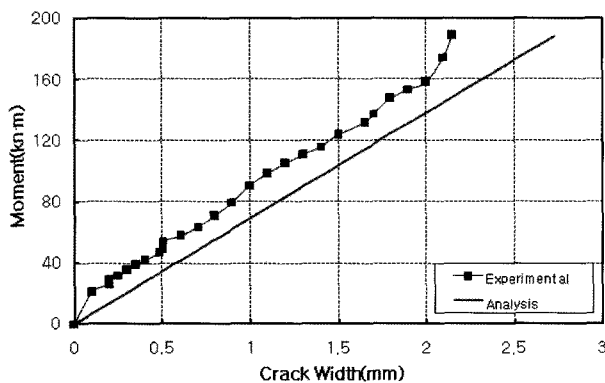


Fig. 12 Comparison of crack width between analysis and experimental results (FS200-20)

균열을 예측하는 것으로 나타났으며, 식의 사용이 사용 하중 내에서 적절한 것으로 나타났다. 다만 균열이 크게 진전됨에 따라 균열폭의 오차가 크게 나타나는 경향이 있었는데 이는 FRP 보강근의 변형이 증가하면서 콘크리트와의 부착력의 감소에 의한 영향으로 판단된다.

4.4 처짐

Fig. 13은 각 실험체의 하중과 중앙의 처짐을 나타낸 것이다. 철근보강 실험체는 철근의 항복 이후에 연성적인 거동을 보이며 하중의 큰 증가 없이 변위가 증가하는 소성변형을 나타내었다. 그러나 FRP 보강근을 사용한 실험체들은 초기 균열시 강성의 감소가 발생한 이후에 선형적인 거동을 실험 종료 시까지 나타내었다. FRP 보강근을 사용한 콘크리트 슬래브는 철근콘크리트에 비하여 재료의 낮은 탄성계수로 인하여 동일한 단면에서 처짐이 더 크게 발생하며, 사용성의 문제가 발생할 수 있다. Table 5에서와 같이 FRP 보강근을 사용한 실험체들이 사용하중 하에서 허용처짐값을 모두 초과하는 것으로 나타났으며, 기존의 철근콘크리트 부재에 대한 최소 두께에 대한 기준은 FRP 보강근을 사용한 부재에 적용하기 어려운 것으로 판단된다. 따라서 FRP 보강근을 사용한 콘크리트 부재의 처짐 예측은 부재의 설계시에 중요한 검토 사항이다.

ACI 440 위원회에서는 처짐 예측을 위하여 유효단면 이차모멘트 식을 FRP 보강근의 낮은 탄성계수와 FRP 보강 특성을 반영하여 다음과 같이 제안하고 있다.

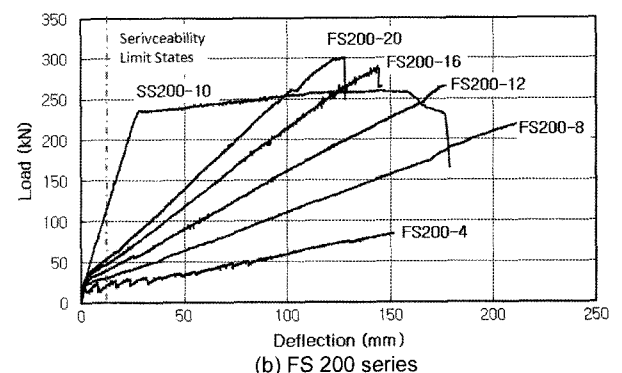
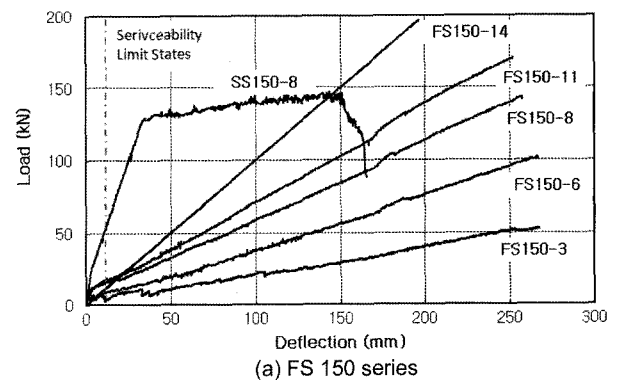


Fig. 13 Load-deflection relationship of tested slabs

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \beta_d I_g + \left[1.0 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \quad (7)$$

여기서, $M_{cr} = \frac{2f_r I_g}{h} (\text{kN} \cdot \text{m})$, $\beta_d = \alpha_b \left(1 + \frac{E_f}{E_s}\right)$,

$\alpha_b: 0.5$, 감소계수, $I_{cr} = \frac{bd^3}{3} k^3 + n_f A_f d^2 (1-k)^2$,

$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f$, $n_f = \frac{E_f}{E_c}$,

$f_r = 0.62 \sqrt{f_{ck}}$ (MPa)

E_f : FRP의 탄성계수, E_s : 철근의 탄성계수

ISIS Canada design manual에서는 식 (8)과 같이 유효 단면 이차모멘트 식을 제안하였다. 식 (7)에서의 계수들은 제한된 실험 데이터에 근거한 경험식이며, 식 (8)은 CEB-FIP 콘크리트 모델에서 유도된 식이다.

$$I_e = \frac{I_g I_{cr}}{I_{cr} + \left[1 - 0.5 \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2\right] (I_g - I_{cr})} \quad (8)$$

위의 식 (7), (8)을 사용하여 2점가력 실험체의 처짐값은 다음 식 (9)와 같이 구할 수 있으며, Fig. 15에 ACI 440의 제안식과 ISIS Canada의 제안식을 사용한 결과와 실험값을 비교하여 나타내었다.

$$\Delta = (3L^2 - 4a) \frac{Pa}{24E_c I_e} \quad (9)$$

Fig. 14는 FS200-20 실험체의 처짐과 ACI 440, ISIS Canada의 제안식에 의한 해석값을 비교하고 있으며, 두 식 모두 실험체의 변위와 사용하중 내에서는 유사한 결과를 나타내었으나, 하중이 증가함에 따라 오차가 크게 나타났다.

처짐 예측식 간의 정확한 비교를 위하여 Fig. 15와 같이 보강비에 따른 실험체들의 ACI 440.1R과 ISIS Canada의 제안된 유효단면 이차모멘트 I_e 를 일반화하여

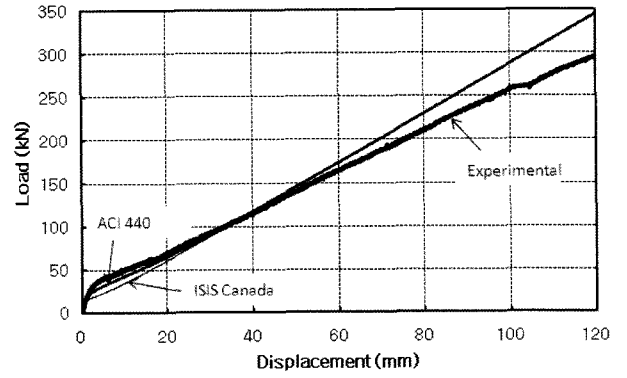


Fig. 14 Comparison of load-deflection relationship between analysis and experiment(FS200-20)

보강비에 따른 차이를 비교하였다. 그림에서와 같이 ISIS Canada의 제안식은 균열하중부근에서 유효단면 이차모멘트 I_e 를 ACI 440.1R식보다 과소평가하는 경향을 나타내었으며 이에 따라 초기 처짐값의 오차가 발생한 것으로 판단된다. 보강비가 증가할수록 오차가 적게 나타나므로 균형보강비 이상의 처짐 예측에 유효한 것으로 판단되어지나, 균형보강비 이하의 처짐 예측에는 오차가 비교적 크게 발생하는 것으로 나타났다.

4.5 주근 및 콘크리트의 변형

전체 작용하중에 대하여 측정된 중앙부의 철근과 콘크리트의 변형을 Fig. 16에 나타내었다. 동일 하중에서 철근콘크리트 실험체에 비하여 보강근과 콘크리트의 변형이 모두 크게 발생하였다. 철근콘크리트 실험체들은 철근의 변형이 주근의 항복 이후에 비선형성을 뚜렷하게 나타내며, 콘크리트의 변형도 함께 비선형성을 나타내었으나, FRP 보강근을 사용한 실험체들의 경우 보강비에 관계없이 균열 이후에 보강근과 콘크리트가 모두 뚜렷한 선형성을 나타내었다. FRP 보강근의 변형이 균열 이후

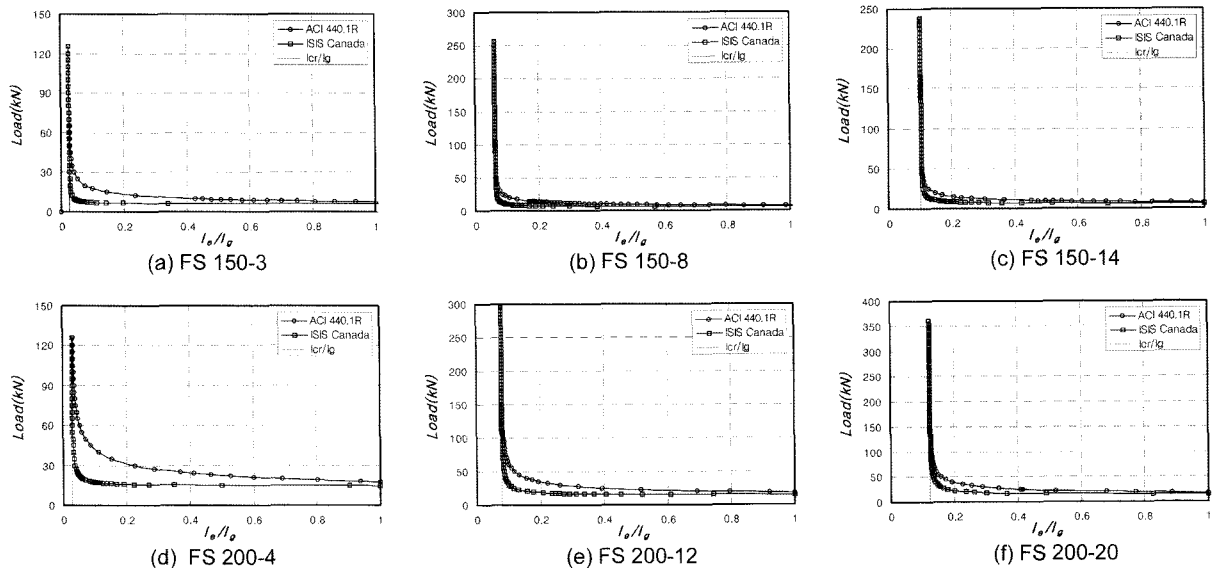
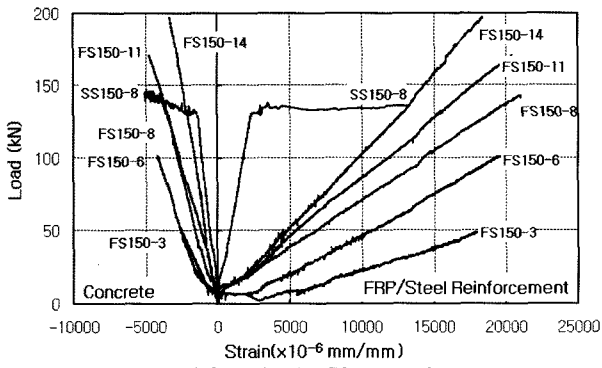
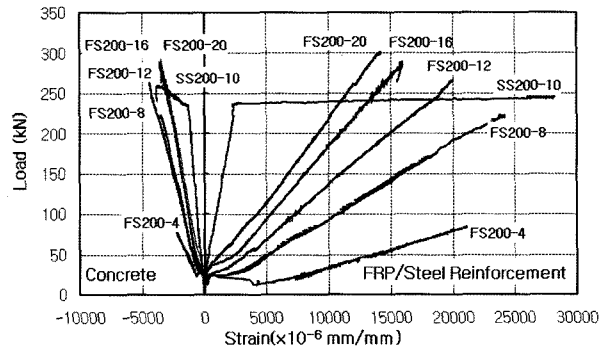


Fig. 15 Effect of the FRP ratio



(a) Slab depth 150 mm series



(b) Slab depth 200 mm series

Fig. 16 Strain variations in concrete and reinforcement

크게 증가하므로 중립축의 이동이 철근콘크리트 부재와 비교하여 매우 빠르게 진행되었으며, FRP 재료의 선형적인 성질로 인하여, FRP 보강근을 사용한 부재의 중립축 위치 및 단면해석에 탄성해석을 사용할 수 있었다.

4.6 연성

철근콘크리트 부재의 연성은 부재의 에너지 흡수 능력을 평가하는데 사용되는 지표이다. 철근콘크리트 부재의 연성은 항복변위 (곡률)와 극한변위 (곡률)의 비를 말한다.

그러나 FRP 보강근을 사용한 부재의 경우 파괴시까지 선형거동을 하므로 기존의 연성에 대한 정의를 적용할 수 없으며, FRP 보강 콘크리트에 대한 새로운 정의가 필요하다. 본 연구에서는 Jaeger 등에 의해 정의된 변형도계수 (deformability factor)를 사용하여 FRP 보강근을 사용한 일방향 슬래브의 연성 능력을 평가하였다.

변형도계수는 다음 식 (10)과 같이 정의된다.

$$DF = \phi_m \times \Delta \quad (10)$$

여기서 ϕ_m 은 모멘트 계수 (moment factor)를, Δ 는 처짐 계수 (deflection factor)를 나타내며, 각각은 다음 식 (11), (12)에 의하여 구할 수 있다.

$$\phi_m = \frac{M_u}{M_{0.001}} \quad (11)$$

$$\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_{0.001}} \quad (12)$$

Table 6 Deformability of specimens

Specimens	Moment factor	Deflection factor	Deformability
FS150-3	8.47	3.23	27.43
FS150-6	6.93	4.08	28.36
FS150-8	3.99	5.68	22.73
FS150-11	5.60	3.78	22.19
FS150-14	3.52	4.04	14.23
FS200-4	2.26	2.65	6.03
FS200-8	4.02	4.32	17.38
FS200-12	4.61	3.27	15.12
FS200-16	3.78	3.06	11.58
FS200-20	3.23	4.36	14.12

여기서, M_u = 극한모멘트

$M_{0.001}$ = 콘크리트 압축변형률이 0.001일 때 모멘트

Δ_u = 극한상태에서의 처짐

$\Delta_{0.001}$ = 콘크리트 압축변형률이 0.001일 때 처짐

Table 6에 식 (10)을 사용하여 각 실험체의 변형도계수를 평가한 결과를 나타내었으며, 두께 150 mm 실험체들은 14.2~28.3, 두께 200 mm 실험체들은 6.0~17.3의 변형도계수를 나타내었다. 이는 기존 연구에서 제안된 4 이상의 값을 충분히 만족하는 결과였지만, 이는 강성의 부족으로 인한 처짐의 발생이 크게 발생한 때문에 높은 변형도를 나타낸 것으로 판단된다. 또한 과도한 처짐으로 인하여 사용성에 문제가 있으므로, FRP 보강근을 구조 부재에 적용하기 위해서는 변형 성능의 평가와 함께 사용성의 검토가 병행되어야 하며 구조부재 설계시에 사용성이 가장 중요한 문제가 된다.

5. 결 론

본 연구에서는 FRP 보강근을 사용한 일방향 콘크리트 슬래브의 2점 가력 시험을 수행하였으며, 슬래브의 거동 특성을 평가하고, 기존의 제안식들의 적정성을 평가하였다. 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) FRP 보강근을 사용한 일방향 슬래브의 거동은 철근콘크리트 슬래브와는 달리 균열 이후에 강성 저하가 크게 나타났으며, 파괴시까지 선형적인 거동을 하였다.
- 2) FRP 보강비의 증가는 내력의 증가 및 처짐 감소에 효과적이었으나, 보강비에 상관없이 취성적인 파괴를 하였다. 그러나 변형도에 있어서 제안된 값을 만족함으로써 FRP 보강근을 부식환경에서 처짐 및 균열등의 사용성을 만족한다면, 철근의 대체 재료로 사용이 가능할 것으로 판단된다.
- 3) FRP 보강근을 사용한 슬래브에서 균열의 폭과 구간이 철근콘크리트 슬래브에 비하여 크게 발생했으며, 보강비의 증가는 균열구간 및 균열의 간격에는

큰 영향을 미치지 않았다. 균열폭에 대한 허용기준은 균형보강비 두 배 이상의 실험체들에서 만족하였으며, 보강비의 증가는 균열폭의 제어에 효과적이었다.

- 4) FRP 보강근을 사용한 일방향 콘크리트 슬래브에서 허용기준을 초과하는 처짐을 나타내어 철근콘크리트 슬래브에 대한 최소 두께의 기준은 FRP 보강근을 사용한 부재에 대하여 적용하기 어려우며, 최소 두께 기준이 필요하다고 판단된다. ACI 440, ISIS Canada의 제안된 유효단면 이차모멘트를 사용한 처짐과 균열폭에 대한 식들은 사용하중 하에서 양호한 예측을 나타내었다.

감사의 글

본 연구는 공공기술연구회 2005 정책연구사업 ‘FRP 복합재료 보강재 개발 및 이를 활용한 콘크리트 구조물 건설 기술개발’ 연구비 지원 및 과학기술부 우수연구센터육성사업의 지원으로 수행되었으며 (R11-2005-056-01003-0), 지원에 감사드립니다.

참고문헌

1. Abdalla, H. A., "Evaluation of Deflection in Concrete Members Reinforced with Fibre Reinforced Polymer (FRP) Bars", *Composite Structures*, Vol.56, 2002, 64pp.
2. ACI Commitee 440, ACI 440.1R-03, *Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars*, American Concrete Institute, 2001, 18pp.
3. 대한건축학회 건축표준설계기준위원회, "FRP 복합재료 보강재 개발 및 이를 활용한 콘크리트 구조물 건설기술 개발", 대한건축학회, 2005, 197pp.
4. ISIS Canada, *Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers*, 2001, 75pp.
5. 한국건설기술연구원, "FRP 복합재료 보강재 개발 및 이를 활용한 콘크리트 구조물 건설기술 개발", 기술보고서 (3차년도), 2006.
6. Jeager, L. G. and Mufti, A., *Balanced Section Ductility and Deformability in Concrete with Reinforcement*, Research Report No.2-1995, Industry's Center for Computer Aided Engineering, Technical University of Nova Scotia, Halifax, Canada, 1995, 29pp.

요 약 철근부식은 철근콘크리트 구조물의 내구수명을 현저히 저하시키며, 유지보수 비용의 증가를 가져온다. 이와 같은 문제의 해결을 위해 피복두께의 증가, 고성능콘크리트의 사용, 에폭시 코팅 철근의 사용 등이 연구되었으나 완전한 해결책은 되지 못하고 있다. 최근 철근부식 문제를 근본적으로 해결하기 위한 새로운 대안으로 대두되고 있는 것이 FRP (fiber reinforced polymer) 복합재료를 이용한 철근대체재의 사용이다. 그러나 취성적 거동과 낮은 탄성계수로 인하여 철근콘크리트와는 다른 거동을 보이며 이에 대한 많은 연구가 필요한 상황이다. 본 연구에서는 FRP 보강근을 사용한 일방향 슬래브의 구조 실험을 통하여 철근콘크리트 슬래브와 거동 특성을 비교하였다. 균열 및 파괴모드, 처짐, 연성 등의 평가를 통하여 철근 대체재로서의 가능성을 평가하였으며, 해외의 제안식들을 사용하여 처짐 및 균열예측에 대한 식의 적정성을 평가하였다.

핵심용어 : 철근콘크리트, FRP 복합재료, 일방향 슬래브, FRP 보강근, 휨 거동