



## 전단 보강이 없는 FRP RC보의 파괴 거동

이재훈<sup>1)</sup> · 손현아<sup>2)</sup> · 신성진<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>영남대학교 건설시스템공학과 <sup>2)</sup>한빛엔지니어링 구조부

## Failure Behavior of FRP RC Beams without Shear Reinforcements

Jae-Hoon Lee,<sup>1)</sup> Hyun-A Son,<sup>2)</sup> and Sung-Jin Shin<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>Dept. of Civil Engineering, Yeungnam University, Gyeongsan 712-749, Korea

<sup>2)</sup>Structure Dept., Hanvit Engineering, Anyang 431-755, Korea

**ABSTRACT** In order to substitute FRP bar for steel bar in new structures, it is necessary to establish a reliable design code. But relatively little research has been conducted on the material in Korea. So, a total of 22 beam specimens (18 GFRP reinforced concrete and 4 conventional steel reinforced concrete) were constructed and tested. In the first phase of the experiment, it was carried out to observe flexural behavior, and collect deflection and crack data. In order to eliminate of the uncertainty by the shear reinforcements and induce flexural failure mode, any stirrup were not used and only shear span-depth ratio were adjusted. However, almost beams were broken by shear and the ACI 440.1R, CSA S806, which were used to design test beams, showed considerable deviation between prediction and test results of shear strengths. Therefore in the second phase of the study, shear failure modes and behavior were observed. A standard specimen had dimensions of 3,300 mm long × 800 mm wide × 200 mm effective depth. Clear span and shear span were 2,800 mm, 1,200 mm respectively. Control shear span-depth ratio was 6.0. Four-point bending test over simple support was conducted. Variables of the specimens were concrete compressive strength, type and elastic modulus of reinforcement, shear span-depth ratio, effective reinforcement ratio, the effect of bundle placing method and cover thickness.

**Keywords** : FRP bar, FRP RC, without stirrup, failure mode, shear strength

### 1. 서 론

FRP(fiber reinforced plastic) 보강근<sup>1)</sup>이라 함은 고인장의 강도를 가지는 섬유(fiber)를 고분자 화합물(plastic)로 함침하여 기존의 철근과 같은 형상으로 제작한 건설 분야의 신재료이다. 일반적으로 유리섬유(glass fiber), 탄소섬유(carbon fiber), 아라미드 섬유(aramid fiber) 등이 강도 발현의 주요 소재로 사용되고 있으며, 이중 유리섬유는 경제성의 관점에서 가장 주목받고 있는 소재이다. 함침재료로 사용되는 고분자 화합물로는 에폭시(epoxy), 비닐에스테르(vinyl ester) 또는 폴리에스터(polyester)와 같은 열경화성 수지와 폴리에틸렌(polyethylene)과 같은 열가소성 수지가 사용되고 있다. 함침재료는 섬유 사이의 응력을 전달하고, 외부 환경으로부터 보강섬유를 보호하는 역할을 한다. 보강섬유는 전단 특성이 좋지 않고, 축의 직각방향으로 작용하는 하중에는 거의 저항하지 못하므로 복합재료에 작용하는 전단력은 주로 함침재료가 저

항하게 된다. 함침재료 중에서 열경화성 수지는 열가소성 수지에 비하여 기계적 특성이 우수하여 절대적으로 사용량이 많은 실정이다. 이 연구에서 사용한 FRP 보강근 역시 유리섬유를 비닐에스테르수지로 함침하여 철근 형태로 제작한 것이 주종을 이루고 있다.

FRP 보강근은 초기 보수·보강 분야에서 고내구성, 비자기성 등의 장점으로 인하여 고부식성 환경에 노출된 구조물 또는 MRI 장비를 위한 병원 건물 등 고부가가치의 신설 구조물에서 철근 대체제로 활용 범위를 점차 넓혀가고 있으나, 수요 증대와 시장성 확보를 위해서는 극복해야 할 과제가 산적해 있다. 상대적으로 높은 생산단가와 설계기준의 부재는 물론이고, 재료적으로도 낮은 강성과 낮은 전단강도라는 취약점을 우선적으로 개선해야 할 것이다.<sup>2,3)</sup>

설계기준의 경우 북미나 일본, 유럽에서는 이미 FRP RC에 대한 기준<sup>4,6)</sup>을 갖추고 있으나, 국내의 경우 2008년에 한국콘크리트학회를 통하여 “FRP 보강근을 사용한 콘크리트 구조물 설계 및 시공지침(안)”<sup>7)</sup>이 소개되었으며, 전문위원회를 중심으로 매년 내용을 보완해가고 있다. 그런데 대부분의 경우 FRP RC 설계기준은 기존 RC 설계기준을 바탕으로 FRP 보강근의 특성을 반영하여 수

\*Corresponding author E-mail : sungjin@yumail.ac.kr  
 Received August 24, 2009, Revised October 14, 2009,  
 Accepted October 19, 2009  
 ©2010 by Korea Concrete Institute

정한 식을 사용하고 있다. 이는 콘크리트 구조물의 보강재만 기존 철근에서 FRP로 바뀌었다는 점에서 당연한 결과이기도 하겠으나 현재까지는 충분한 실험적 근거로써 거동을 입증하지 못한 점이 원인이기도 하다. 그러므로 이 연구는 FRP RC의 파괴거동과 사용성에 대한 기본적인 실험 결과를 제공하고자 시작되었다.

실험은 2차에 나누어 시행하였다. 1차 실험은 처짐, 최대 균열 폭, 균열 개수 등과 파괴에 이르기까지의 휨 거동의 관찰을 목적으로 하였다. 전단 보강근으로 인한 거동의 불확실성을 배제하기 위하여 휨보강근 외에는 보강근을 사용하지 않고 전단지간비만을 조정하여 휨과파괴를 유도하였다. 그러나 실험 결과는 파괴모드에 있어서 의도한 결과가 나오지 않았으며 그 결과를 토대로 2차 실험에서는 주로 전단과파괴모드와 관련 거동을 관찰하게 되었다. 검토 항목을 바꾸게 된 배경과 내용은 다음 절에서 구체적으로 설명하고자 한다.

## 2. 실험

### 2.1 실험 계획 및 실험체 변수

총 22개의 실험체 중 18개는 FRP 보강근으로 휨 보강한 실험체이고 4개는 파괴모드를 비교하기 위하여 철근으로 휨 보강한 RC 실험체이다. Table 1에 나열된 실험체는 다음과 같은 기준으로 명명되었다. 제일 앞에 숫자가 있는 경우는 그 숫자가 전단지간비를 나타낸다. 제일 앞에 숫자가 없는 경우 1차 실험체의 전단지간비는 6.5, 2차 실험체는 6.0이다. 첫 번째 문자는 콘크리트 압축강도의 상대적 크기에 따라 각각 normal, medium, high strength를 의미한다. 두 번째 문자와 연이은 숫자는 보강근의 종류와 사용 개수를 의미한다. 그러므로 NG4C2는 보통 강도 콘크리트에 GFRP 4개 CFRP 2개를 사용하여 휨 보강한 단면을 의미한다. NG8은 FRP RC 중 기준 실험체로 동일 실험체를 2개 실험하였으므로 이를 구분하기 위해 (1), (2)의 첨자가 붙어 있다. -1, -2의 첨자는 피복두께가 각각 보강근의 1, 2배에 해당한다는 의미이며, 그 외의 실험체는 모두  $3d_b$ 를 사용하였다. NG8B는 NG8과 동일 단면이지만 보강근을 2개씩 다발 배근하였으며, HG8A는 휨 구간의 중립축 아래 콘크리트를 제거하여 보강근이 노출되도록 제작하였다. RC 실험체 중 NS8은 NG8과 보강근 단면적이 동일하고, NS11은 NG8과 계산상의 휨강도가 거의 동일하도록 제작되었다. 1.5HS2, 3.0HS2는 HG8과 보강비가 동일한 RC 실험체로서 전단지간비를 각각 1.5와 3.0로 제작하였으며, 전단 균열과 파괴모드를 관찰하기 위하여 제작하였다.

모든 실험체는 사각형 단면이고 1단 배근하였다. 기준 단면의 폭은 800 mm로, 표준 실험체인 NG8( $\phi 13$  GFRP 사용)과 계산상 동일한 휨강도를 가지는 NS11(철근 사용), NG5( $\phi 16$  GFRP 사용), NG4C2(GFRP와 CFRP의 혼용)의 폭이 같도록 하였다. 유효높이는 200 mm를 일정하

Table 1 Variables of test specimens

Specimens	$f_c$ (MPa)	Reinforcement	$a/d$	$\rho_f / \rho_{fb}^{1)}$	Cover	
Series I	NG2	27.4	GFRP 2D13	6.5	0.8	$3d_b$
	NG4	27.4	GFRP 4D13	6.5	1.6	$3d_b$
	NG8(1)	27.4	GFRP 8D13	6.5	3.2	$3d_b$
	NG8(2)	27.4	GFRP 8D13	6.5	3.2	$3d_b$
	NG8-1	27.4	GFRP 8D13	6.5	3.2	$1d_b$
	NG8-2	27.4	GFRP 8D13	6.5	3.2	$2d_b$
	NG8B	27.4	GFRP 8D13	6.5	3.2	$3d_b$
	NG5	27.4	GFRP 5D16	6.5	3.0	$3d_b$
	NG4C2	27.4	G4D13/C2D10	6.5	3.0	$3d_b$
	MG8	32.5	GFRP 8D13	6.5	2.8	$3d_b$
	NS8	27.4	Steel 8D13	6.5	0.22	$3d_b$
NS11	27.4	Steel 11D13	6.5	0.30	$3d_b$	
Series II	HG2	39.6	GFRP 2D13	6.0	0.6	$3d_b$
	HG5	39.6	GFRP 5D13	6.0	1.5	$3d_b$
	HG8	39.6	GFRP 8D13	6.0	2.4	$3d_b$
	HG8-1	39.6	GFRP 8D13	6.0	2.4	$3d_b$
	HG8-2	39.6	GFRP 8D13	6.0	2.4	$3d_b$
	HG8A	39.6	GFRP 8D13	6.0	2.4	$3d_b$
	10HG5	39.6	GFRP 5D13	10.0	2.5	$3d_b$
	12HG4	39.6	GFRP 4D13	12.0	2.4	$3d_b$
	1.5HS2	39.6	Steel 2D16	1.5	0.43	$3d_b$
	3.0HS2	39.6	Steel 2D16	3.0	0.43	$3d_b$

<sup>1)</sup>  $\rho_{fb}$ : reinforcement ratio of balanced strain state

게 유지하는 대신 피복두께의 변화에 따라 단면 전체 높이가 변화하도록 하였다. 그러므로 전단지간비가 6.0인 경우 전단지간은 1,200 mm, 6.5인 경우는 1,300 mm이다. 단 전단지간비가 10, 12인 실험체는 전단지간을 1,200 mm로 유지한 채 유효높이를 각각 120, 100 mm로 제작하여 다른 실험체들보다 단면 유효높이가 낮지만 2차 실험의 기준 실험체인 HG8과 동일한 보강비를 유지할 수 있도록 하였다. 모든 실험체는 정착을 고려하여 휨 보강근은 지점 외측으로 최소 200 mm 이상 연장하고, 슬립 유무를 측정하기 위하여 실험체 외부로 50 mm 돌출되도록 제작하였다. 각 실험체의 상세 제원을 Fig. 1 및 Table 2에 나타내었다.

### 2.2 보강근 소재 및 재료 강도

FRP 보강근은 한국건설기술연구원의 지원으로 공급받아 사용하였다. GFRP 보강근은 유리섬유와 비닐에스터

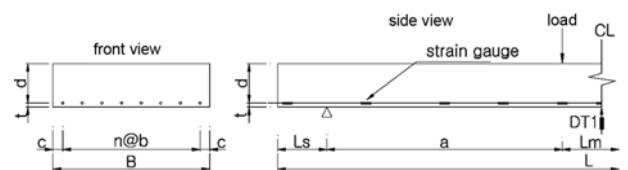
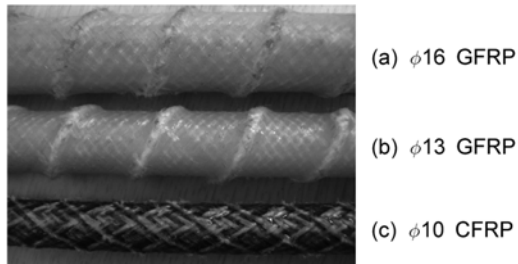


Fig. 1 Specimen details

**Table 2** Dimension of specimens (unit : mm)

Specimens		$d$	$t$	$c$	$n@b$	$B$	$L_s$	$a$	$L_m$	$L$
Series I	NG2	200	47	200	400	800	200	1,300	300	3,300
	NG4	200	47	47	706	800	200	1,300	300	3,300
	NG8(1)	200	47	47	706	800	200	1,300	300	3,300
	NG8(2)	200	47	47	706	800	200	1,300	300	3,300
	NG8-1	200	22	22	756	800	200	1,300	300	3,300
	NG8-2	200	32	32	736	800	200	1,300	300	3,300
	NG8B	200	47	47	706	800	200	1,300	300	3,300
	NG5	200	55	55	690	800	200	1,300	300	3,300
	NG4C2	200	47	47	706	800	200	1,300	300	3,300
	MG8	200	47	47	706	800	200	1,300	300	3,300
	NS8	200	47	47	706	800	200	1,300	300	3,300
NS11	200	47	47	706	800	200	1,300	300	3,300	
Series II	HG2	200	45	200	400	800	250	1,200	400	3,300
	HG5	200	45	80	640	800	250	1,200	400	3,300
	HG8	200	45	50	700	800	250	1,200	400	3,300
	HG8-1	200	20	50	700	800	250	1,200	400	3,300
	HG8-2	200	30	50	700	800	250	1,200	400	3,300
	HG8A	200	45	50	700	800	250	1,200	400	3,300
	10HG5	120	45	80	640	800	250	1,200	400	3,300
	12HG4	100	45	100	600	800	250	1,200	400	3,300
	1.5HS2	200	55	50	100	200	400	300	400	1,800
3.0HS2	200	55	50	100	200	200	600	400	2,000	



**Fig. 2** FRP reinforcements

수지로 구성된 것으로 알칼리 저항성이 좋은 PVA(poly vinyl alcohol)첨유로 제작된 나선 형태의 돌기와 다수의 단 섬유로 구성된 피복이 보강근 표면을 덮고 있다. CFRP 보강근은 탄소첨유와 비닐에스터 수지로 구성되어 있으며, GFRP 보강근과는 달리 돌기가 없을 뿐 피복은 동일하게 형성되었다.<sup>8)</sup> 보강근의 재료 시험 성적은 Table 3과 같다. FRP 보강근은 건설기술연구원의 시험 성적을 인용하였으며, 철근은 KS D 3504에 따라 인장 시험을 수행하였다.

**Table 3** Material property of reinforcements

Type	Steel		GFRP		CFRP
Name	D13	D16	D13	D16	D10
Diameter (mm)	12.7	15.9	12.7	15.9	9.5
Sectional area (mm <sup>2</sup> )	126.7	198.6	126.7	198.6	70.9
Yield strength (MPa)	412	579	-	-	-
Tensile strength (MPa)	582	690	1,130	1,021	2,435
Rupture strain (%)	-	-	2.3	2.5	1.8
Modulus of elasticity (GPa)	200	200	49	41	135

**Table 4** Concrete strength

Type	$f_c$ (MPa)	$f_{sp}$ (MPa)	$f_r$ (MPa)
Normal	27.4	2.4	-
Medium	32.5	3.3	-
High	39.6	3.5	12.0

1, 2차 시험 모두 콘크리트의 굽은 골재 최대 치수는 25 mm이다. 원주형 공시체( $\phi 100 \times 200$ )와 휨강도 공시체 ( $150 \times 150 \times 530$ )는 시험체와 같은 배치의 콘크리트를 사용하고 동일 조건으로 양생하였으며, 시험 수행 기간에 KS F 2405, 2423, 2408에 따라 압축강도, 쪼갬 인장강도, 휨강도를 각각 측정하였다.

### 2.3 실험 방법 및 계측

실험은 하중제어로 수행하여 특정 하중에 도달할 때마다 균열도 작성과 사진 촬영을 하였으며, 예측 파괴 강도의 60%를 초과하는 시점부터는 파괴될 때까지 계속 가력하였다. 가력 동안에는 1.3 mm/min의 재하속도를 유



**Fig. 3** Test set-up

지하였다. Fig. 3은 실험 장면을 보이고 있다. 실험체의 유효깊이가 200 mm이고 측면에 100 mm 수직 간격으로 수평선을 그어 하단 수평선은 휨 보강근의 위치를 나타낸다.

처짐은 휨구간 중앙 1점과 하중 재하점 아래 2점 총 3점에서 계측하였다. 3점 처짐량으로부터 휨구간의 곡률 변화를 유도해 볼 의도였으나, 휨 균열 발생 이후부터는 처짐이 대칭을 이루지 않았고, 1차 실험에서 파괴모드가 의도한대로 휨파괴되지 않아서 2차 실험에서는 중앙 1개소의 처짐만 관측하였다.

콘크리트 상연의 압축 변형률은 Fig. 3에서와 같이 휨구간 정 중앙에서 단면 폭 800 mm의 각 1/3지점에 위치한 2개소에서 계측하여 평균값을 적용하였다.

보강근의 변형률 측정 위치는 휨구간의 중앙 1점과 하중 재하점 아래 2점 외에 전단지간 내에서는 지점으로부터 유효깊이  $d$ 만큼 내측으로 위치한 점과 하중 재하점으로부터 각각 전단지간의 1/2, 1/4점, 그리고 지점 외측 200 mm 지점을 좌우 대칭으로 총 11점에서 계측하였다(Fig. 1 참조). 이 중 지점 외측에 설치한 변형률계이지는 실험동안 보강근이 확실하게 정착되어있는가를 검토할 목적이었으나 슬립이 발생하지 않았기 때문에 2차 실험에서는 제외하였다. 대신 실험 전·후로 노출된 보강근의 길이를 버니어캘리퍼스로 수동 계측하여 길이 변화 여부를 확인하였다.

최대 균열폭은 1차 실험에서는 균열계이기를 이용하여 자동 계측하였다. 실험체에 휨균열이 발생할 때까지 천천히 재하하다가 최초 균열 발생시 위치를 표시하고 하중을 제거한 후 균열 위치에 계이기를 부착하고, 다시 실험을 재개하였다. 이러한 방법은 측정 계이기를 통하여 균열 폭을 자동 계측하므로 재하 하중에 대응하는 균열폭을 연속적으로 획득할 수 있고 계측값도 신뢰할 수 있었으나 최초 발생 균열이 항상 최대 균열로 발생하지 않았고, 대개의 실험체가 전단 파괴되면서 최대 균열 폭이 전단 지간 내에서 발생하는 경우가 더 많았다. 따라서 2차 실험에서는 휨구간 내의 균열만 최대 3개소에 대하여 균열계와 버니어캘리퍼스로 수동 계측하였다.

### 3. 실험 결과

#### 3.1 파괴모드

Fig. 4(a)~(h)는 실험에서 관찰된 대표적인 파괴모드를 보여주고 있으며 각각의 특징은 다음과 같다.

(a) 1차 실험은 콘크리트 강도가 상대적으로 낮은 경우로서 대부분의 실험체는 표준 실험체인 NG8과 같이 휨균열이 안정화 상태에 돌입한 후 전단지간의 중앙 부근에 위치한 휨 균열의 상단이 하중재하점으로 향하는 경사 균열로 발전하고 보강근 위치에서 지점쪽으로 향하는 수평 균열이 발전하다가 이들이 실험체 상·하면을 완전히 관통하면서 파

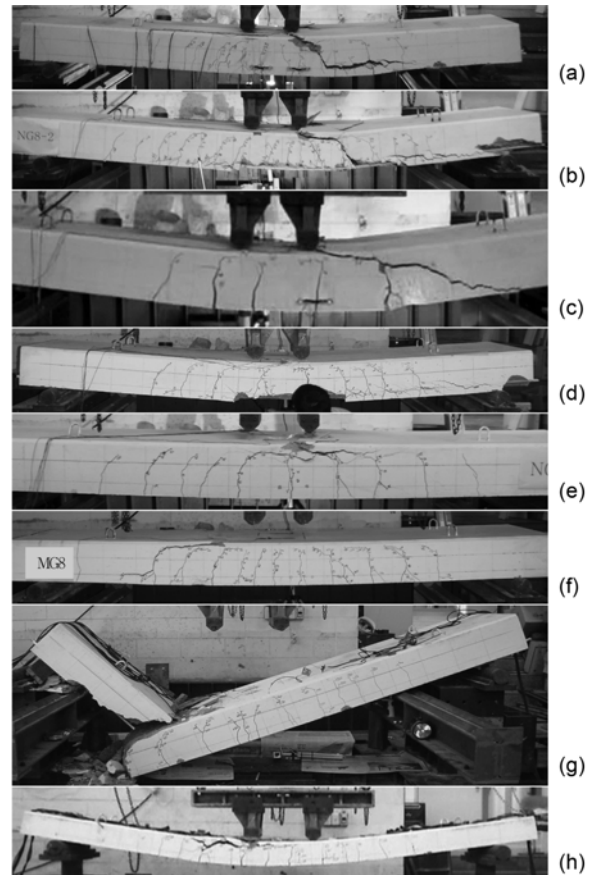


Fig. 4 Failure mode of specimen (a) NG8 (b) NG8-2 (c) NG2 (d) NG8B (e) NG5 (f) MG8 (g) HG8 (h) 10HG5

괴에 이르는 전단-인장파괴(shear-tension failure)의 양상을 보여주었다.

- (b) 콘크리트 강도가 상대적으로 낮고, 피복두께가 얇은 NG8-1, NG8-2의 경우 파괴 전에 휨 구간의 피복이 전 폭에 걸쳐 먼저 탈락되는 현상이 관측되기도 하였으나, 이로 인한 전단 강도 저하는 없었으며 최종 파괴는 (a)와 동일하게 지점부 부착파괴를 동반한 전단-인장파괴모드를 보였다. 그러나 콘크리트 강도가 상대적으로 높은 HG8-1, HG8-2는 피복 두께와 상관없이 (g)와 같이 보강근의 전단파단에 의하여 파괴되었다.
- (c) 보강비가 균형변형률 상태의 80%로 저보강된 NG2는 최우측 사인장 균열이 실험체 상·하단을 완전히 관통하였으나 골재 맞물림과 보강근의 다월작용만으로 저항하다가 최종 파괴는 우측 두 번째 휨균열 하단에서 보강근이 인장 파단되어 파괴되었다.
- (d) 휨보강근을 다발 배근한 NG8B는 휨구간 피복 탈락과 동시에 지점부 부착파괴가 발생하였으며 사인장 균열이 직접적인 파괴요인으로 발전하지 못하였다.
- (e) NG5에서는 보강근 위치에서 부재 축 방향과 수평한 균열이 발생하지 않았으며, 우측 전단지간에 위치한 휨균열의 상단이 사인장 균열로 발전한 후, 하중 재하점 외측에서 전단 균열 상단 콘크리트가 스포링되면서 부재가 파괴되었다. ASCE-ACI Joint

Committee 426에서는 이러한 파괴형상을 전단압축 파괴(shear-compression failure)로 정의하고 있다.<sup>9)</sup> NG5는 전단인장파괴된 NG8과 콘크리트 강도가 동일하지만 NG8의 측면, 하면 피복두께가 약 40 mm, 보강근 중심 간격이 약 100 mm인데 비하여 NG5는 피복두께가 47 mm, 보강근 중심 간격이 약 172 mm 이고 NG8에 비하여 지름이 더 큰 보강근을 사용하여 두 실험체는 부착강도와 다월저항 능력에서 차이가 있었던 것으로 판단된다. 수평균열의 성장과 함께 다월저항력이 상대적으로 빨리 저하한 NG8에 비하여 NG5는 다월저항력을 유지하면서 약 6%가량 더 큰 하중을 지지한 것으로 예측되었다.<sup>10)</sup>

- (f) NG8과 전단지간비가 6.5로 동일하지만 콘크리트 강도가 32.5 MPa로 증가한 MG8은 경사 균열이 발달하여 사인장파괴(diagonal tension)를 유발하였으며, 보강근 위치에서 수평 균열이 파괴 요인으로 발전하지는 못하였다.
- (g) NG8 및 MG8과 유사한 전단지간비(6.0)로서 콘크리트 강도가 39.6 MPa로 증가한 HG8은 보강근 위치에서 수평균열은 발생하지 않았고, 전단파괴면에서 보강근이 다월작용으로 전단 파단되면서 실험체가 붕괴하였다.<sup>11)</sup>

(h) 전단지간비 10부터는 휨압축구간 콘크리트 파쇄에 의한 휨파괴모드가 관찰되었다.

Table 5에 예측 결과와 함께 재료의 시험 성적을 반영하여 ACI 440.1R-06 및 CSA S806-02로 계산한 휨 및 전단강도를 요약하였다. Table 5에서 파괴모드에 음영을 준 경우는 실측 파괴모드와 예측이 일치하지 않은 경우이다. 휨보강근의 변형률은 휨구간 중앙점에서의 계측 자료만을 기록하였다.

H series(Series II)는 Table 3의 파단변형률을 상회하는 높은 변형률을 보이기는 했으나 실제 파단된 경우는 HG8, HG8-1, HG8-2 뿐이었다. 또한 이들의 파단 형상은 Fig. 5에 보이는 것과 같이 저보강보에서 관찰된 인장파단이 아닌 전단에 의한 파단 형태를 보여주었다.<sup>11)</sup>



(a) Tension rupture(HG2)

(b) Shear rupture(HG8)

Fig. 5 Bar rupture mode

Table 5 Test results

Specimens	Test					Analysis					
	$P_{u, test}$ (kN)	Concrete $\epsilon_c$ ( $\mu\epsilon$ )	FRP bar $\epsilon_f$ ( $\mu\epsilon$ )	Failure mode <sup>4)</sup>	EA <sup>3)</sup> (MN)	ACI 440.1R-06			CSA S806-02		
						Flexure $P_{fu}$ (kN)	Shear $P_{su}$ (kN)	Failure mode <sup>4)</sup>	Flexure $P_{fu}$ (kN)	Shear $P_{su}$ (kN)	Failure mode <sup>4)</sup>
NG2	32.5	-2,722	9,557	F(R)	12.4(0.25)	41.9	25.4	S	41.4 <sup>2)</sup>	83.1(38.4)	F
NG4	55.0	-4,672	14,718	ST	24.8(0.50)	64.5	35.3	S	69.0	83.1(48.0)	F
NG8(1)	90.2	-2,999	9,569	ST	49.7(1.0)	86.2	48.9	S	91.8	83.1	S
NG8(2)	87.3	-3,161	14,695	ST	49.7(1.0)	86.2	48.9	S	91.8	83.1	S
NG8-1	83.6	-3,913	9,568	ST	49.7(1.0)	86.2	48.9	S	91.8	83.1	S
NG8-2	89.2	-3,562	9,557	ST	49.7(1.0)	86.2	48.9	S	91.8	83.1	S
NG8B	82.9	-4,359	13,626	B	49.7(1.0)	86.2	48.9	S	91.8	83.1	S
NG5	96.1	-3,645	14,771	SC	40.7(0.82)	79.5	44.6	S	84.8	83.1	S
NG4C2	87.7	-3,117	(C)12,654 (G) 7,519	DT	44.0(0.89)	82.1	46.2	S	87.5	-	-
MG8	94.0	-2,747	11,694	DT	49.7(1.0)	95.3	51.0	S	100.5	90.5	S
HG2	44.5	-2,000	24,000	F(R)	12.4(0.25)	45.6	29.0	S	44.9 <sup>2)</sup>	101	F
HG5	75.0	-3,000	16,000	DT	31.0(0.63)	90.9	44.9	S	99	101	F
HG8	95.5	-2,500	24,000	ST(R)	49.7(1.0)	111	56.0	S	122	101	S
HG8-1	108	-3,500	24,000	ST(R)	49.7(1.0)	111	56.0	S	122	101	S
HG8-2	107	-3,300	15,000	ST(R)	49.7(1.0)	111	56.0	S	122	101	S
HG8A	89.5	-4,700	24,000	DT	49.7(1.0)	111	56.0	S	122	101	S
10HG5	46.2	- <sup>1)</sup>	- <sup>1)</sup>	F(C)	31.0(0.63)	40.8	34.2	S	44.3	60.4	F
12HG4	31.2	- <sup>1)</sup>	- <sup>1)</sup>	F(C)	24.8(0.50)	27.8	28.0	F	30.3	50.3	F
NS8	78.9	-3,290	9,569	F(Y)	202.7(4.1)	60.6	139	F	60.4	158	F
NS11	103	-3,020	9,565	F(Y)	278.7(5.6)	81.4	139	F	80.8	158	F

Note : 1) malfunction, 2) calculated by ACI 440.1R method, 3) axial rigidity of reinforcements (rigidity ratio to NG8) 4) F = Flexural failure, S = Shear failure, ST = Shear-Tension failure, SC = Shear-Compression failure, B = Bond failure, DT = Diagonal Tension failure, R = bar Rupture, C = concrete Compression, Y = steel Yielding

### 3.2 하중-처짐 관계

Fig. 6은 실험변수에 따른 하중-처짐 관계를 보여주고 있다. 재하 하중이 예상 파괴하중의 80%에 근접하면 DT를 제거했기 때문에 이후부터는 최대하중만 계속되었다. 그림에서 점선으로 표시된 부분은 DT 제거 후의 예상 관계 곡선을 나타낸다. FRP RC에서는 보강근의 기계적 특성으로 인하여 처짐 곡선의 기울기가 거의 직선이기 때문에 이러한 가정은 타당성이 있다.<sup>11)</sup>

처짐량을 결정하는 요소에는 콘크리트의 탄성계수와 함께 유효단면 2차모멘트가 포함된다.<sup>12,13)</sup> 유효단면 2차모멘트는 균열 단면에서 중립축 위치를 변수로 가지며, 이것은 휨보강근의 축강성의 영향을 받게 된다. 각 실험체에서 보강근의 축강성과 NG8에 대한 강성비(rigidity ratio)는 Table 5에서 확인할 수 있으며, Fig. 6의 (a)~(d)는 휨강도, 축강성, 처짐의 관계를 보여주고 있다. (a)에서 NG8은 유사한 휨강도를 가지는 NS11이나 보강근의 단면적이 동일한 NS8보다 낮은 강성을 가지므로, 더 큰 처짐이 발생함을 알 수 있다. (b)는 직경이 다른 보강근을 사용하여 계산상 동일한 휨강도를 구현한 경우이며, 축강성이 유사한 경우 처짐량도 유사함을 보여준다. (c)에서 NG4C2는 NG8에 비하여 보강 단면적이 작아도 전체 강성이 유사할 경우 처짐량도 거의 유사한 결과를 보여주었다. (d)는 보강 단면적이 커질수록 축강성이 증가하므로 처짐이 감소함을 보여준다. (e)에서는 피복두께와

다발 배근이 강성 변화에 영향을 미치지 못하므로 처짐에 큰 변동이 없음을 알 수 있다. (f)에서는 콘크리트 강도가 증가할 경우 콘크리트의 탄성계수가 증가하며, 전단면 2차 모멘트는 동일하지만 균열 단면에 대한 휨강성은 증가하여 처짐은 감소함을 알 수 있다.

### 3.3 최대 균열폭

1차 실험에서는 순수 휨모멘트 구간 300 mm에 양쪽으로 200 mm를 더하여 총 700 mm 구간에서 발생한 균열의 개수와 평균 간격을 측정하였으나, 2차 실험에서는 순수 휨모멘트 구간을 400 mm로 확대하고 구간 내의 균열과 평균 간격을 측정하였다. Table 6의 균열폭은 파괴강도의 60%를 사용하게 하중으로 가정하고 그때의 균열폭을 나타낸다. 전단시간 내에 위치한 균열은 관측에서 제외하였다.

FRP RC 실험체 중 NG2, HG2의 저보강비는 상대적으로 균열 발생 개수가 적고 균열 폭 또한 한두 군데로 집중하였으나, 보강비가 증가할수록 균열의 개수가 증가하는 반면 균열폭은 감소하였다. 한편 FRP RC에서는 파괴에 근접할 때까지 지속적으로 새로운 균열이 발생하였으나 이에 비해 RC 실험체는 조기에 균열 안정기에 돌입하는 것으로 관찰되었다. Table 6에서 RC 실험체인 NS11이 파괴하중의 약 40%에서 최종 균열이 발생하고 균열 안정화 시점에 돌입한 반면 FRP RC인 HG8-2의 경

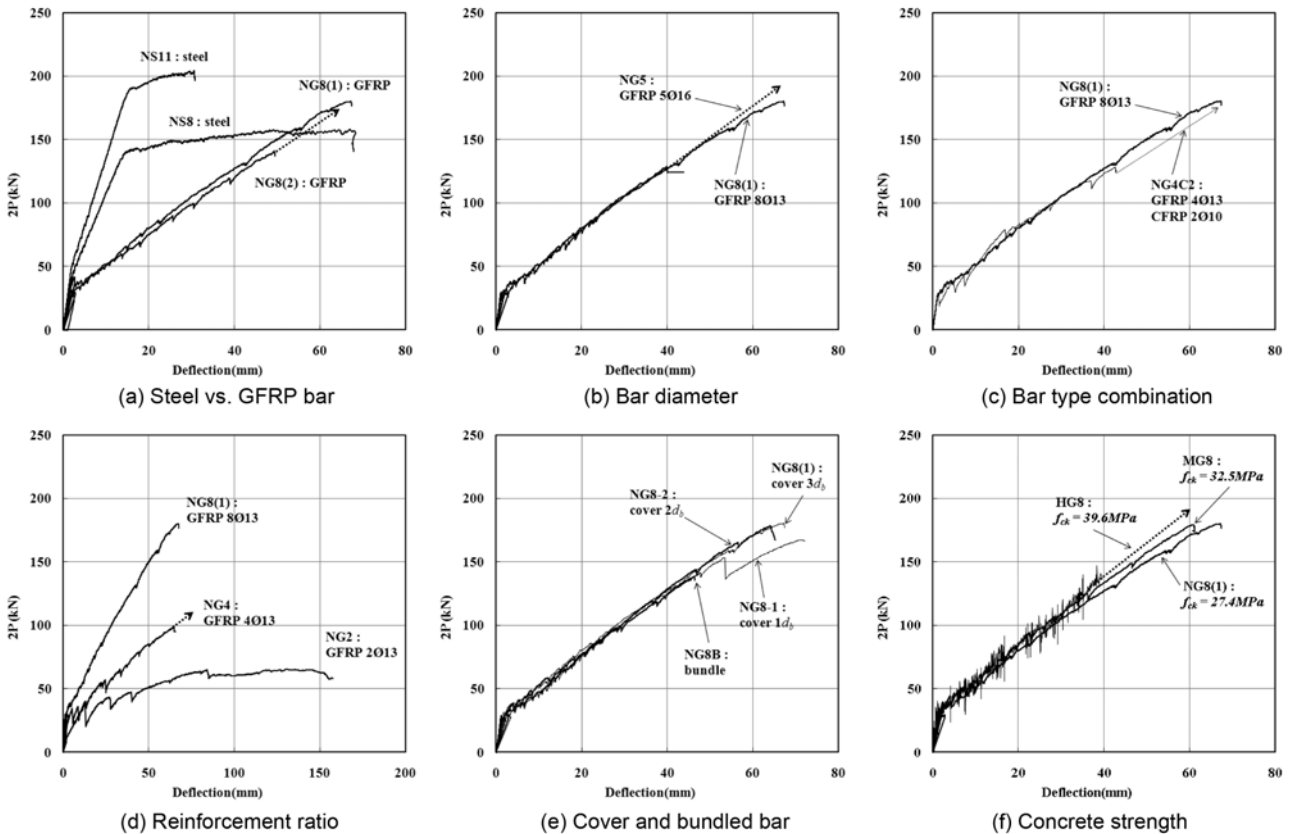


Fig. 6 Measured load-deflection relationship

**Table 6** Crack experimental data

Specimens	$P_{cr}$ (kN)	Number of crack	Average crack dist. (mm)	$P_{cr,last}$ ratio <sup>1)</sup> (kN)	Crack width <sup>2)</sup> (mm)	
Series I	NG2	14.2	3	215	28(0.86)	3.5
	NG4	15.0	4	233	29(0.53)	1.6
	NG8(1)	15.8	4	233	80(0.89)	2.4
	NG8-1	14.3	5	150	45(0.54)	1.1
	NG8-2	13.6	5	150	50(0.56)	1.0
	NG8B	16.0	2	300	50(0.60)	2.8
	NG5	14.9	4	217	34(0.35)	2.3
	NG4C2	16.6	4	180	40(0.46)	1.7
	MG8	17.2	4	150	63(0.67)	1.5
	NS8	20.9	5	150	30(0.38)	0.26
	NS11	21.2	6	128	42(0.41)	0.38
Series II	HG2	17.5	1	350	25(0.56)	3.5
	HG5	15.0	3	150	60(0.80)	2.8
	HG8	15.0	3	150	75(0.79)	1.9
	HG8-1	17.0	2	170	88(0.82)	1.6
	HG8-2	17.5	3	175	100(0.94)	1.9
	10FG5	6.5	3	130	33(0.71)	1.7
	12HG4	6.2	3	110	25(0.80)	3.2

1) last crack formation load ( $P_{cr,last}$  to  $P_{u,test}$  ratio)

2) at 0.6  $P_{u,test}$

우 재하 하중이 파괴 하중의 최대 94%에 근접할 때까지 지속적으로 새로운 균열이 발생하였음을 알 수 있다.

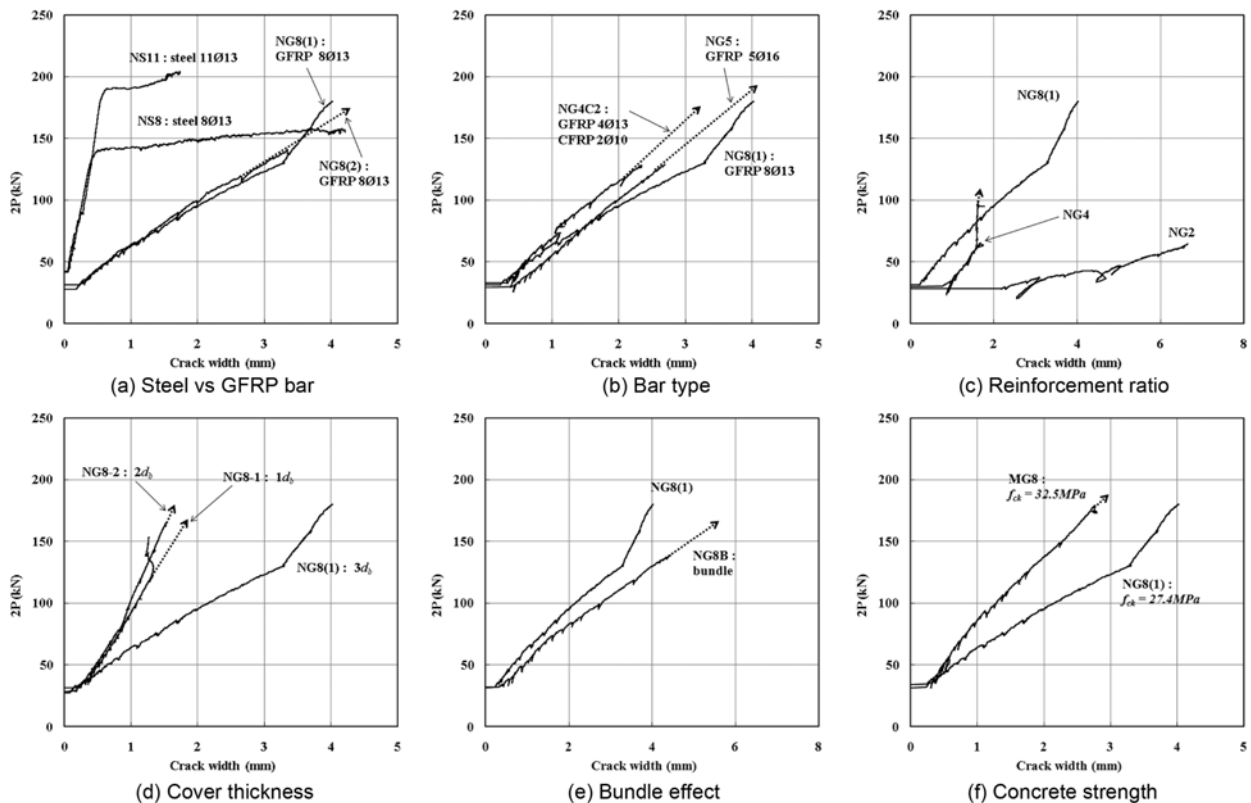
Fig. 7에서 검토 변수에 따른 하중-균열폭 관계의 경향을 파악할 수 있다.

(a) GFRP RC는 동일 휨강도를 가지는 RC 실험체에 비하여 같은 하중에서 균열폭이 더 증대하였다. 즉 FRP 보강근의 낮은 탄성계수로 인하여 강성에 반비례하여 균열폭이 커짐을 알 수 있다. (b) 보강근의 표면처리에 따라 부착강도와 균열 폭에도 영향이 있을 것으로 추정하였으나 실험에 사용된 재료에 한하여 축강성이 유사하면 보강근의 지름이나 종류에 상관없이 비슷한 균열 폭이 발생하는 것으로 계측되었다. (c) 보강비는 보강근의 단면적과 축강성에 영향을 미치는 요소이므로 보강비에 반비례하여 균열 폭이 증대하였다. (d)에서는 피복두께가 두꺼울수록 인장 연단 표면의 균열폭이 증대하는 경향을 알 수 있으며, 이는 보강근으로부터 실험체 하면까지의 거리에 비례하여 균열 폭이 증대한 것으로 해석된다. (e) 다발 배근을 할 경우 균열폭이 더 크게 나타났다. 이는 보강근의 수평 간격이 2배로 증가한 요인 외에 콘크리트와의 부착 면적이 줄면서 부착 강도가 저하되어 슬립이 상대적으로 더 크게 발생했기 때문인 것으로 보인다. (f)는 콘크리트의 강도를 달리한 경우이고, 강도에 반비례하여 균열 폭이 감소함을 보여준다.

#### 4. 실험 결과에 대한 고찰

##### 4.1 파괴모드

2차 실험체에 대한 분석 내용 중 CSA S806은 동일 조건에서 휨강도와 전단강도의 역전이 발생하는 한계 전단 지간비를 10으로 예상하였으며, ACI 440.1R은 12이상으



**Fig. 7** Measured load-crack width relationship

로 예측하였다. 실험 결과 전단시간비가 10과 12인 10HG5와 12HG4는 모두 철근 항복 후 휨압축으로 파괴되었다. 10HG5에 대하여 ACI 440.1R은 CSA S806에 비하여 전단강도를 더 보수적으로 평가하여 파괴모드 예측이 빗나간 것으로 분석된다.

실험체 NG8B는 제조 설비의 제한으로 다양한 크기의 FRP 보강근이 생산되지 않을 경우 다발 배근을 고려할 수 있다는 상황을 전제로 제작하였다. 선행된 실험 연구<sup>10,14,15)</sup>를 살펴보면 보강비를 맞추기 위하여 일부 혹은 전체를 다발로 배근한 예를 찾을 수 있으나 이 실험에서 NG8B는 다발철근의 부착성능 저하를 검토할 목적으로 제작하였다. 다발배근을 할 경우 콘크리트와의 부착면적이 감소되는 영향도 있으나 ACI 440.1R-06<sup>4)</sup>에서도 지적하고 있듯이 FRP bar는 철근과 같은 항복 후의 소성구간이 없으므로 다발 배근이 될 경우 각각의 보강근은 중립축으로부터 거리에 따라 서로 다른 변형률을 가지게 된다. 이러한 상대 변형률의 차이는 콘크리트에 수평 균열을 촉진시키고 부착강도를 저하시키는 요인으로 작용할 것으로 예측되었다.

실험 결과 Fig. 4 (d)에 보이는 파괴모드는 휨구간 내의 피복이 전 구간에서 탈락되고 보강근을 따라 수평균열이 발달하였으며 지점부에서 콘크리트가 탈락되고 보강근이 노출되어 부착강도가 완전히 소실되어 파괴되었으므로 전단파괴모드와는 확실히 구분되는 부착파괴로 판단된다. 또한 Table 5에서 NG8B의 파괴하중은 동일 보강비를 가지는 NG8(1)의 92%, NG8(2)의 95%로 저하된 것으로 예측되었다.

#### 4.2 휨 강도

대부분의 실험체가 전단파괴되어 휨강도를 확인할 수 없었으나 Table 5에서 관심 있게 봐야할 항목 중 하나가 ACI 440.1R과 CSA S806에 의한 휨강도 예측 결과이다. NS8, NS11과 같은 저보강 RC보의 경우 두 기준에 의한 예상 휨 강도의 비는 1.0으로 거의 동일한 예측을 주는 반면에 FRP RC에 대하여는 HG8의 경우 최대 9.9% 상대오차를 가진다. 두 설계기준은 휨 강도의 산정 방법은 동일하지만 기존 RC의 설계기준으로부터 인용한 콘크리트 압축응력분포 모델은 Table 7과 같은 차이가 있다. 즉

**Table 7** Equivalent rectangular concrete stress model

Parameter	ACI 440.1R	CSA S806
$\epsilon_{cu}$	0.003	0.0035
$\alpha_1$	0.85	$0.85 - 0.0015f'_c \geq 0.67$
$\beta_1$	$0.85 - \frac{f'_c - 28}{140}$ ( $0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$ )	$0.97 - 0.0025f'_c \geq 0.67$

$\epsilon_{cu}$ : Ultimate strain of concrete

$\alpha_1$ : Ratio of average stress in stress model to the specified concrete strength

$\beta_1$ : Ratio of depth of stress model to neutral axis depth

철근 항복을 전제로 한 RC보에서는 콘크리트 압축응력 모델로 인한 차이가 크지 않았으나, 보강근의 파단 전에 콘크리트 압축 파괴를 유도해야하는 FRP RC 구조의 경우 콘크리트 압축응력분포 모델의 차로 인하여 최대 10% 까지 강도 변화가 있을 수 있음을 알 수 있다. 이는 향후 콘크리트 압축응력분포 모델이 재고되어야 함을 의미한다.

#### 4.3 전단 강도

실험체의 전단강도 검토에 사용한 ACI 440.1R-06,<sup>4)</sup> CSA S806-02<sup>5)</sup> 및 ISIS 2001<sup>6)</sup>의 기준은 각각 식 (1)과 식 (2), 식 (3)과 식 (4) 그리고 식 (5)와 같다. 아래에서  $n_f$ 는 콘크리트 탄성계수에 대한 휨 보강근의 탄성계수비,  $\rho_f$ 는 실험체 단면적에 대한 휨보강비,  $E_f$ 는 FRP 보강근의 탄성계수,  $E_s$ 는 철근의 탄성계수,  $V_f$ ,  $M_f$ 는 검토 단면에 작용하는 전단력과 모멘트를 의미한다.

$$V_c = \left(\frac{12k}{5}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (1)$$

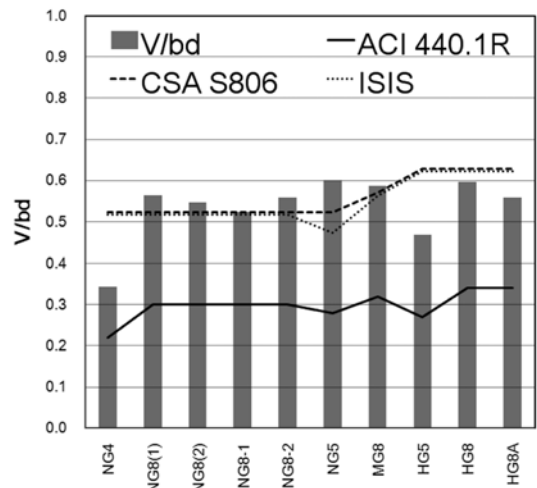
$$k = \sqrt{(n_f \rho_f)^2 + 2(n_f \rho_f)} - (n_f \rho_f) \quad (2)$$

$$V_c = 0.035 \left( f'_c \rho_f E_f \frac{V_f \cdot d}{M_f} \right)^{1/3} b_w d \quad (3)$$

$$0.1 \sqrt{f'_c} b_w d \leq V_c \leq 0.2 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4)$$

$$V_c = \sqrt{\frac{E_f}{E_s}} 0.2 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (5)$$

Fig. 8은 전단 파괴된 FRP RC에 대하여 예측 전단하중을 단면적으로 나눈 평균 전단응력과 위 식들에 의한 계산 결과를 비교하여 보여주고 있다. 여기서 계산값은



**Fig. 8** Average shear stress (test & calculation)



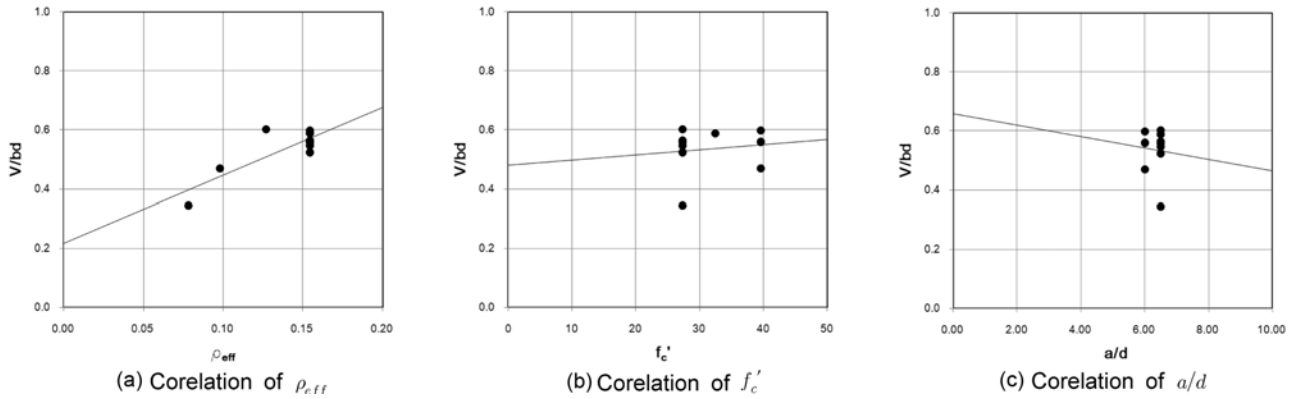


Fig. 9 Correlation of variables

강도감소계수 또는 부분안전계수를 무시한 공칭전단강도를 단면적으로 나눈 값이다. ACI 440.1R은 CSA S806에 비하여 전반적으로 50~60% 정도로 강도를 저평가하고 보수적인 결과를 주었다. 반면 CSA S806은 상대적으로 높은 정확도로 전단강도를 예측하였으나 보강비가 균형 변형률 상태의 약 1.5배인 경우와 콘크리트 압축강도가 커질수록 전단강도를 과대평가 하였다.

Fig. 9(a)~(c)는 각 실험 변수와 평균 전단응력간의 상관관계를 보이고 있다. (a)는 FRP 보강근의 실제 보강비에 보강근과 철근의 탄성계수비를 곱하여 철근보강비로 환산한 유효보강비( $\rho_{eff}$ )<sup>10)</sup>에 대한 관계를 보이고 있으며, 평균전단응력과 유효보강비는 상당한 비례관계가 있음을 확인할 수 있다. (b)에서는 콘크리트 압축강도에 대한 영향이 크지 않음을 알 수 있다. 제한된 실험 자료로 뚜렷한 상관관계를 찾아낼 수는 없었지만, 콘크리트 압축강도를 증가시킨 HG8의 경우 FRP 보강근이 전단에 의하여 파단됨으로써 기대했던 전단강도의 증가 효과는 확인할 수 없었다. (c) 전단지간비의 영향에 있어서는 이 실험에서 관찰된 경우가 6.0과 6.5의 두 가지로 매우 제한적이므로 향후 추가적인 연구가 필요하다.

#### 4.4 피복두께의 영향

콘크리트 압축강도가 27.4 MPa인 4개의 실험체 NG8(1), NG8(2), NG8-1, NG8-2는 모두 보강근 위치에서 수평균열을 동반한 전단인장 파괴되어 동일한 파괴모드를 보였다. 그러나 Table 5로부터 피복두께가  $1d_b$ 인 NG8-1의 파괴하중은 피복두께가  $3d_b$ 인 NG8(1) 파괴하중의 약 93%로 감소되어 피복두께 감소로 인한 다웰저항력과 부착강도 저하가 있었음을 알았다. 반면 피복두께가  $2d_b$ 인 NG8-2파괴하중은 NG8(1) 파괴하중의 99%까지 지지하였으며 NG8(2)와는 동일 이상의 하중을 지지하여 피복두께 감소에 따른 강도 저하가 크지 않은 것으로 보인다. 콘크리트 압축강도가 39.6 MPa인 3개 실험체 HG8, HG8-1, HG8-2 역시 보강근이 전단 파단되면서 파괴되어 동일 파괴모드를 가지지만 NG8 series와 달리 피복두께 감소에 따른 강도 저하가 뚜렷하지 않았다.

최소 피복두께 검토를 위한 7개 실험체에 사용된 보강근은 동일 강도, 동일 표면조건을 가진다. 그러므로 이 실험에서 부착강도에 영향을 미치는 변수는 피복두께 변화와 콘크리트 압축강도의 영향만 고려되었다. 실험 결과 사용한 FRP 보강근에 대하여 최소한  $2d_b$  이상의 피복이 필요한 것으로 판단된다. 그러나 최소 피복 두께에 대한 일반적인 결론을 얻기 위해서는 향후 더 다양한 변수에 대한 실험이 필요하겠다.

## 5. 결 론

이 연구에서는 전단 보강이 없는 FRP RC 보의 파괴 거동 관찰을 목적으로 실험 연구를 수행하였으며, 처짐과 균열폭에 대한 기본적인 측정 자료를 제공한 한편 아래와 같은 분석 결과를 얻을 수 있었다.

휨 보강비가 균형 변형률 상태 이하인 저보강보를 제외한 대부분의 FRP RC는 전단 파괴되었으며, 콘크리트 압축강도 39.6 MPa에서 전단강도가 휨강도 이상으로 되는 한계 전단지간비는 약 10이었다. 휨강도에 있어서 보강근이 파단되기 전에 콘크리트 압축 파괴를 유도해야 하는 FRP RC 구조의 경우 설계기준에 따라 콘크리트 압축응력 모델의 차로 인하여 최대 10%까지 상대 오차가 발생하므로 향후 이에 대한 검증이 필요하다. FRP RC의 전단강도는 유효보강비에 직접적인 영향을 받지만 보강근의 전단 파단 현상으로 인하여 콘크리트 압축강도 증가에 따른 영향은 기대에 미치지 못하였다. 다발 배근된 경우는 동일 보강비를 가지고 단일 배근된 경우보다 파괴하중이 최고 8% 저하하였으며 부착강도 손실로 인한 파괴모드를 보였다. 이 실험에서 사용된 보강근의 경우 최소  $2d_b$ 의 피복두께를 필요로 하였으나 최소피복두께에 대한 일반적인 결론을 얻기 위해서는 향후 더 심도 깊은 연구가 필요하겠다.

## 감사의 글

실험체 제작을 지원해 주신 한국건설기술연구원 박영환 박사님께 감사드립니다.

## 참고문헌

1. 한국건설기술연구원, “FRP 복합재료 보강재 개발 및 이를 활용한 콘크리트 구조물 건설기술 개발,” 1차년도 보고서, 공공기술연구회, 2003, 692 pp.
2. Nawy, E. G. and Neuwerth, G. E., “Fiberglass Reinforced Concrete Slabs and Beams,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 103, No. ST2, February, 1977, pp. 421~440.
3. Nanni, A., “Flexural Behavior and Design of RC Members Using FRP Reinforcement,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 11, November, 1993, pp. 3344~3359.
4. ACI Committee 440, *Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars (ACI 440.1R-06)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2006, 44 pp.
5. Canadian Standard Association, *Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers (CSA S806-02)*, Rexdale, Ontario, Canada, 2002, 177 pp.
6. ISIS Canada, *Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers (ISIS-MO3-01)*, ISIS Canada Corporation, Winnipeg, Manitoba, 2001, 81 pp.
7. 한국콘크리트학회, “FRP 보강근을 사용한 콘크리트 구조물 설계 및 시공지침(안),” 한국콘크리트학회 봄 학술대회, 2008, 67 pp.
8. 한국건설기술연구원, “FRP 복합재료 보강재 개발 및 이를 활용한 콘크리트 구조물 건설기술 개발,” 3차년도 보고서, 공공기술연구회, 2005, 617 pp.
9. ASCE-ACI Joint Committee 426, “The Shear Strength of Reinforced Concrete Members,” *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 99, No. ST6, 1973, pp. 1091~1187.
10. El-Salakawy, E. F. and Benmokrane, B., “Serviceability of Concrete Bridge Deck Slabs Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Composite Bars,” *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 5, 2004, pp. 727~736.
11. Michaluk, C. R., Rizkalla, S. H., Tadros G., and Benmokrane, B., “Flexural Behavior of One-way Concrete Slabs Reinforced by Fiber Reinforced Plastic Reinforcements,” *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 3, 1998, pp. 353~365.
12. Benmokrane, B., Chaallal, O., and Masmoudi, R., “Flexural Response of Concrete Beams Reinforced with FRP Reinforcing Bars,” *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 1, 1996, pp. 46~55.
13. Vijay, P. V. and GangaRao, H. V. S., “Bending Behavior and Deformability of Glass Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Concrete Members,” *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 6, 2001, pp. 834~842.
14. El-Sayed, A. K., El-Salakawy, E. F., and Benmokrane, B., “Shear Strength of FRP-Reinforced Concrete Beams without Transverse Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 2, 2006, pp. 235~243.
15. Matta, F., Nanni, A., Hernandez, T. M., and Benmokrane, M., “Scaling of Strength of FRP Reinforced Concrete Beams without Shear Reinforcement,” *Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008) Zurich, Switzerland*, 2008, pp. 1~6.
16. Trueyen, A. K. and Frosch, R. J., “Shear Tests of FRP-Reinforced Concrete Beams without Stirrups,” *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 4, 2002, pp. 427~434.

**요약** FRP bar를 철근 대체제로 활용하기 위해서는 설계 기준의 확립이 시급하나 국내에서는 이 소재에 대한 기초 연구가 부족한 상황이다. 그러므로 2차에 걸쳐 전단보강이 없는 18개의 FRP RC와 4개의 기존 RC 실험체의 거동을 관찰하였다. 1차 실험은 휨 파괴 거동과 사용성 항목의 예측 자료 수집을 목적으로 시작되었다. 휨파괴를 유도하기 위하여 전단배근을 강화하는 대신 그로 인한 거동의 불확실성을 배제하기 위하여 전단지간비만을 조정하여 휨파괴를 유도하고, 전단배근을 사용하지 않기로 하였다. 실험 결과 거의 모든 실험체는 전단파괴 되었으며 실험계획에 적용한 ACI 440.1R과 CSA S806의 전단 강도식이 실제와 큰 편차가 있음을 확인하였다. 1차 실험의 결과를 근거로 2차 실험에서는 전단파괴거동을 집중적으로 관찰하였다. 표준 실험체의 제원은 길이 3,300 mm폭 × 800 mm × 유효깊이 200 mm, 순지간 2,800 mm, 전단지간 1,200 mm로 전단지간비는 6.0이며, 단순지지 조건으로 4점 재하실험을 수행하였다. 검토 변수에는 콘크리트 압축강도, 보강근의 종류 및 탄성계수, 전단지간비, 유효보강비, 다발 배근의 영향, 피복두께의 영향이 포함된다.

**핵심용어** : FRP 보강근, FRP RC, 전단무보강, 파괴모드, 전단강도