

강섬유 혼입률에 따른 철근콘크리트 외부 보-기둥 접합부의 내진성능에 대한 실험적 연구

An Experimental Study on the Seismic Performance of Reinforced Concrete Exterior Beam-Column Joint with Steel Fiber Volume Fractions

이 장 재* 배 백 일** 최 창 식***
Lee, Jang-Jae Bae, Baek-Il Choi, Chang-Sik

Abstract

The purpose of this study is to evaluate the anchorage capacity of longitudinal bars for reinforced concrete exterior beam - column joints with steel fiber volume fractions. For this purpose, the steel fiber volume fraction was set to 0, 1, 2%, and the performance was compared with that of each other specimens. According to the test results, the maximum strength of EX-HK-NJR-0 decreased by 13% compared with the control specimen and EX-HK-NJR-1 decreased by 3% compared to the control specimen. However, when 2% of steel fiber was mixed, the maximum strength increased about 56% compared to the control specimen. The energy dissipation capacity of EX-HK-NJR-0 (when no transverse steel bars are placed) decreased by 61% compared to the control specimen. In addition, the energy dissipation capacity of the specimens with a steel fiber content of 1% decreased by 5% and 2% increased by 94% compared to control specimen. EX-HK-NJR-1,2 and the control specimen EX-HK-NJR-0 experienced yielding of the reinforcing bars at the column interface before maximum strength development. However, when the EX-HK-NJR-0, the reinforcing bars at the column interface experienced yielding after maximum strength development. Therefore, reinforcement of steel fiber is considered to reduce the required development length for yielding of steel bars.

키워드 : 강섬유 보강 콘크리트, 외부 보-기둥 접합부, 내진성능
Keywords : Steel Fiber Reinforced Concrete, Exterior Beam-Column Joint, Seismic Performance

1. 서 론

1960년대부터 지금까지 콘크리트의 낮은 인장강도를 해결하기 위하여 강섬유를 보강한 콘크리트에 대한 연구가 진행되고 있다(ACI 544.1R-96, 2002). ACI 544에 의하면 콘크리트에 강섬유를 혼입할 경우 인장강도와 전단강도가 증가하게 된다. 또한 ACI 318(2008)에서는 2008년부터 보에 한하여 강섬유 보강 콘크리트가 최소전단 철근만큼 대체할 수 있다는 기준을 Parra-Montesinos(2006)의 연구결과를 통해 신설하였다. 해당 조항은 철저한 통계적 검토에 의한 결과의 일환으로, 강섬유의 전단철근 대체는 현재까지 보에 한정되어 있으며 여타 부재에 대한 적용

가능성은 더 많은 검증이 필요한 상태이다.

일반적으로 내진설계는 강기둥-약보로 설계하여 보의 휨항복을 통해 소성힌지를 발생시킨다. 이 과정에서 연성적인 거동과 에너지소산을 하게 되며 취성적인 기둥과 접합부의 파괴를 방지하도록 하는 것이다.

외부 보-기둥 접합부에 강섬유 보강 콘크리트를 사용하게 되면 부재 단면의 축소로 현행구조기준에서 요구하는 정착길이가 확보되지 않을 수 있다. 콘크리트 인장강도의 증가로 요구 정착길이를 줄일 수 있지만 새로운 재료의 사용으로 다른 문제가 발생 할 수 있다. 여러 연구자들이 강섬유 보강 콘크리트를 사용한 접합부에 관한 실험을 수행하였으며, Ganesan et al.(2007)는 강섬유 혼입률을 변수로 하여 접합부 반복횡가력 실험을 수행하였다. 연구결과, 접합부에 강섬유를 0%, 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1% 보강할 경우 연성비가 각각 12%, 18%, 34%, 44% 증가하였다. Oinam et al. (2013)는 접합부에 강섬유 1.0% 보강하였을 때 무보강 실험체보다 초기강성과 에너지소산 능력이 각각 27.9%, 12.6% 증가한다고 발표하였다.

위 연구자들의 실험결과는 하중-변위 관계, 에너지소산 능력, 연성능력 그리고 강도 평가에만 제한적으로 수행되어 왔다. 또한 ACI 544.4R-88(2009)에서도 강섬유 보강 콘

* 한양대학교 일반대학원 석사과정
** 한양대학교 산업과학연구소 연구교수
*** 한양대학교 건축공학부 교수, 공학박사
(Corresponding author : Department of Architectural Engineering, Hanyang University, ccs5530@hanyang.ac.kr)

본 연구는 과학기술정보통신부의 연구비지원(NRF-2014R1A2A1A11051049)과 국토교통부 주거환경연구사업의 연구비지원(17RERP-B099826-03)에 의해 수행되었습니다.

크리트가 강도와 연성이 증대된다고만 수록되어 있으며, 접합부 상세에 대한 검토는 적극적으로 수행되지 않은 것으로 나타났다.

강섬유 보강 콘크리트를 이용한 구조물 설계를 위해서는 강섬유 혼입률과 철근 상세에 따른 내진성능에 대한 연구가 필요하다고 판단되었다. 따라서 현행구조기준에서 제시하는 요구 정착길이를 만족하지 않은 외부 보-기둥 접합부를 강섬유 혼입률(0%, 1%, 2%)과 횡보강근(현행구조기준에 따른 횡보강근이 배치된 경우와 배치되지 않은 경우)을 변수로 내진성능을 평가하고자 4개의 외부 보-기둥 접합부를 계획하여 반복횡가력 실험을 수행하였다.

2. 기존 문헌 고찰

2.1 현행 정착길이에 관한 구조기준

(1) KCI(2012)

현 KCI(2012)는 표준갈고리를 갖는 인장 이형철근의 기본정착길이 l_{hb} 를 Equation 1로 산정하며 보정계수를 곱한 정착길이 l_{db} 와 $8d_b$, 150mm 중 큰 값을 사용하도록 제시하고 있다. ACI 318(2014)에서 제시하는 정착길이 기준식은 Equation 2로 산정되며 KCI의 기준식과 유사한 형태를 가지고 있다. 또한 전단철근에 의해 구속이 된 경우는 Marques(1975)의 연구결과에 의해 0.8의 보정계수를 곱하도록 기준에 반영이 되었다.

$$l_{hb} = \left(\frac{0.24f_y\beta}{\lambda\sqrt{f_c}} \right) d_b \quad (1)$$

$$l_{db} = \left(\frac{f_y\psi_c\psi_s\psi_r}{4.2\lambda\sqrt{f_c}} \right) d_b \quad (2)$$

여기서, f_y 는 철근의 항복강도(MPa), β 와 ψ_c 는 철근 도막계수, ψ_c 는 콘크리트 피복계수, ψ_r 는 구속철근계수, d_b 은 철근 직경(mm), λ 는 경량콘크리트계수, f_c 는 콘크리트 설계기준 압축강도(MPa)이다.

(2) ACI 352(2002)

ACI 352에서는 보-기둥 접합부를 Type 1, 2에 따라 구분하여 정의하고 있다. Type 1은 변형이 탄성 변형 내에 있는 접합부, Type 2는 비탄성 변형이 발생하는 접합부이다. 또한 Type에 따라 정착길이 설계기준식을 다르게 제시하고 있다. 아래 Equation 3, 4은 Type 1, 2의 정착길이 설계기준식이다.

$$l_{db} = \frac{f_y d_b (MPa)}{4.2 \sqrt{f_c} (MPa)} \quad (3)$$

$$l_{db} = \frac{\alpha f_y d_b (MPa)}{6.2 \sqrt{f_c} (MPa)} \quad (4)$$

여기서 α 는 주철근의 응력 계수이며, 한지가 발생된 후에 철근이 변형을 변화구간을 경험하여 인장강도에 도달하는 것에 대한 초과강도 계수이다.

2.2 강섬유 보강 콘크리트의 정착길이

Park(1975)는 부착응력 u 와 정착길이 l_d 의 관계를 힘의 평형조건을 이용하여 Equation 5로 제시하였다.

$$l_d = \frac{d_b f_s}{4u} \quad (5)$$

여기서, f_s 는 철근의 응력(MPa)을 나타낸다.

Harajli et al.(2002, 2010)는 일반적으로 철근에 의해 구속이 되었을 때 콘크리트와 철근 사이의 부착응력이 증가하며, 강섬유 보강 콘크리트가 철근의 구속과 같은 역할을 한다고 보고하였다. 또한 강섬유 보강 콘크리트의 부착실험과 수치적 접근을 통하여 강섬유 보강 콘크리트의 부착응력 모델을 제안하였고 Table 1에 나타내었다.

Table 1. Proposed bond strength model(Harajli et al, 2010)

Condition	Proposed model
Increase in normalized average bond strength above that for plain concrete with steel fiber parameters for different values of c/d_b and L_s/d_b	$\frac{U_f}{\sqrt{f_c}} = K_f = 0.25 \left(\frac{V_f L_f}{d_f} \right) \left(\frac{c}{d_b} \right) \leq 0.42$
Total average bond stress U_c (MPa) at bond failure of spliced or developed bars in tension when the concrete is confined with a combination of transverse steel ties and hooked steel fiber reinforcement	$\frac{U_c}{\sqrt{f_c}} = 0.23 + 0.46 \frac{c}{d_b} + 14.1 \frac{d_b}{L_s} +$ $\sqrt{f_c} \left(\frac{A_{tr} f_{yt}}{41.6 s_t n_s d_b} + 0.25 \frac{c}{d_b} \frac{V_f L_f}{d_f} \right)$ $\frac{f_s}{\sqrt{f_c}} = \frac{L_s}{d_b} \left(\sqrt{f_c} \left[\frac{c}{d_b} \frac{V_f L_f}{d_f} + \frac{A_{tr} f_{yt}}{10.4 s_t n_s d_b} \right] + 1.84 \frac{c}{d_b} + 0.92 \right) + 56.4$ <p style="text-align: center;">(for $A_b f_s = U_c \pi d_b L_s$)</p>

c : minimum concrete cover, d_b : diameter of steel bar, L_s : lap splice length, U_f : increase in bond strength due to steel fiber reinforcement, f_c : cylindrical concrete compression strength, K_f : fiber confinement index, V_f : volume fraction of steel fibers, L_f : fiber length, U_c : average bond strength of confined concrete, A_{tr} : area of transverse steel ties, f_{yt} : yield strength of transverse steel reinforcement, s_t : spacing of transverse steel ties, n_s : number of spliced/doweled bars in tension, A_b : area of steel bar

제안된 모델은 횡보강근의 유무에 따라 다른 형태를 가지고 있다. 횡보강근이 배치되어 있지 않으면 제안된 식을 더하는 형태이며, 횡보강근이 배치 되어 있으면 제안 식이 전체 평균부착응력이 되는 형태이다. 또한, 강섬유 혼입률과 형상비가 강섬유 보강 콘크리트의 부착응력에 영향을 줄 것을 예측할 수 있으며, 혼입률과 형상비가 증가할수록 요구 정착길이를 줄일 수 있다고 판단된다.

3. 실험 계획 및 실험 수행

3.1 실험체 계획

이 연구는 강섬유 혼입물에 따른 철근콘크리트 외부 보-기둥 접합부의 내진성능을 평가하기 위하여 총 4개의 실험체를 계획하였다. 실험체의 주요 변수는 강섬유 혼입률(0%, 1%, 2%)과 접합부 횡보강근 유무이다. 실험체 명에서 NJR은 ACI 352(2002) 또는 콘크리트구조기준(2012)에서 제시한 접합부 횡보강근 체적비를 만족하지 않는 상세, JR은 위 기준에서 제시하고 있는 횡보강근량을 만족하는 상세를 나타낸다. 아래 Equation 6, 7는 기준에서 제시하는 횡보강근량을 나타내며 두 식으로부터 계산되는 값 이상이어야 한다고 명시되어 있다.

$$A_{jh} = 0.3(s_c h_{cm} f_c / f_{ys}) [(A_{gc} / A_{cc}) - 1] \quad (6)$$

$$A_{jh} = 0.09 s_c h_{cm} f_c / f_{ys} \quad (7)$$

여기서, s_c 는 횡방향 철근의 간격(mm), h_{cm} 는 기둥 내부의 단면치수(mm), f_c 는 콘크리트 설계기준압축강도(MPa), f_{ys} 는 횡방향 철근 설계기준항복강도(MPa), A_{gc} 는 기둥 전체 단면적(mm²), A_{cc} 는 횡방향 철근으로 구속된 콘크리트 단면적(mm²)이다.

실험체의 대상건물은 10층 사무실 건물이며, 층간 높이는 3.3m, 스패 길이는 9m이다. 실험 여건상 2/3 스케일 축소 실험을 진행하였다. 보 단면의 크기와 기둥의 단면 크기는 각각 250mm×375mm, 300mm×300mm 이다. 모든 실험체 보의 길이는 1,500mm이고, 기둥의 길이는 2,200mm이다. Figure 1에 각 실험체 별 상세와 Table 3에 실험체 변수를 나타내었다. 현행구조기준에 따라 실험체의 접합부에 요구되는 정착길이는 횡보강근이 있는 경우 216mm, 횡보강근이 없는 경우 270mm이며, 실험체 모두 동일하게 구조기준을 만족하지 않도록 212mm로 설정하였다.

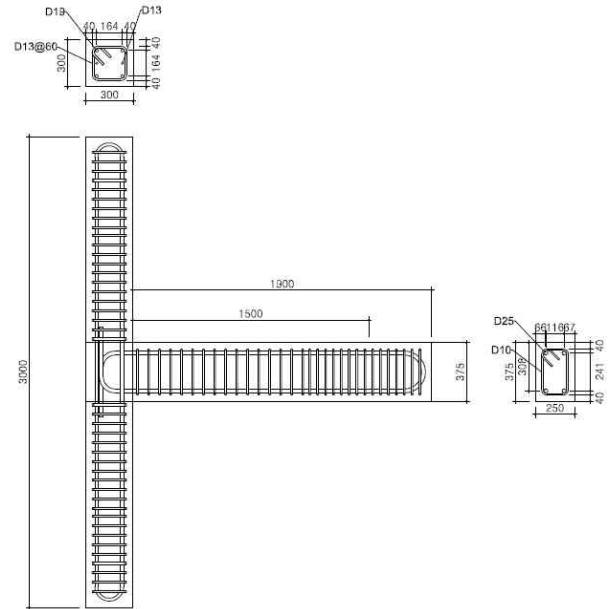
실험체에 사용된 콘크리트의 설계기준 압축강도 f_{ck} 는 40MPa 이며 콘크리트 배합비는 Table 2에 나타내었다.

강섬유는 ACI 318-14(2014)에서 제시하는 강섬유의 형상비 50이상 100미만의 기준을 만족하기 위하여 길이 30mm, 직경 0.5mm 형상비 60인 C사의 양단 후크형(Hooked end) 타입 강섬유를 사용하였다.

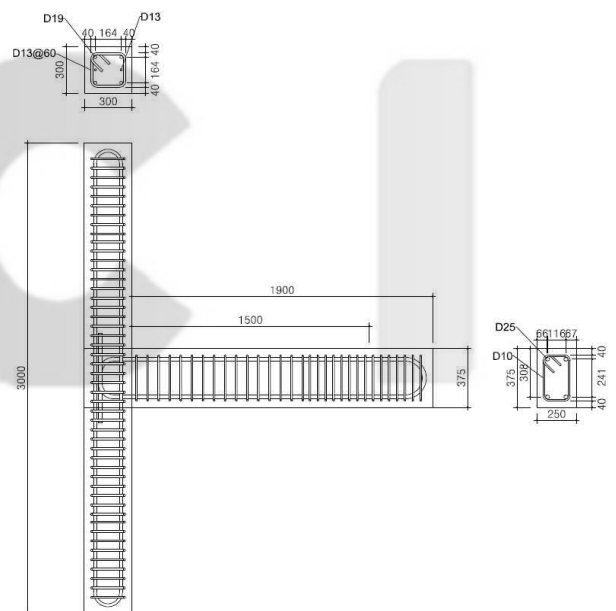
Table 2. Concrete mixture proportions

ID	W/B (%)	S/A (%)	Unit Weight(kg/m ³)					SF
			W	C	S	G	AD	
0	30	36.6	165	550	608	1,054	5.50	0
1								78.5
2								157

W/B : ratio of water to binder, S/A : ratio of sand to aggregate, W : water, S : fine aggregate, C : cement, G : coarse aggregate, AD : admixture, SF : steel fiber



(a) EX-HK-NJR-0, EX-HK-NJR-1, EX-HK-NJR-2



(b) EX-HK-JR-0

Figure 1. Details of the specimens (Unit : mm)

실험체의 보에 인장철근은 D25(SD400), 스티럽(Stirrup)로는 D10(SD400)을 사용하였다. 기둥에 사용된 주근은 D19(SD500)와 D13(SD500), 후프(Hoop)로는 D13(SD400)을 사용하였다.

콘크리트 압축강도 시험을 위해 $\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ 원주형 공시체를 준비하였으며 KS F 2405를 준수하여 수행하였다. 강섬유 혼입물에 따른 콘크리트 휨인장강도와 쪼갬인장강도를 측정하고자 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 400\text{mm}$ 휨인장 공시체와 $\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ 쪼갬인장강도 공시체를 제작하여 각각 KS F 2408과 KS F 2423을 준수하여 수행하였다. 콘크리트 재료시험 결과는 Table 4와 같다.

Table 3. Properties of specimens

Specimens	Beam			Column			Joint hoops		$P/A_g f_{ck}$	V_f (%)
	$b_b \times h_b$ (mm×mm)	ρ_{bl} (%)	s_b (mm)	$b_c \times h_c$ (mm×mm)	ρ_{cl} (%)	s_c (mm)	Amount	s_j (mm)		
EX-HK-JR-0	250×375	1.32	70	300×300	1.55	60	4 layers 1-D13	60	0.1	0
EX-HK-NJR-0							None	—		0
EX-HK-NJR-1										1
EX-HK-NJR-2										2

b_b : width of beam section, h_b : height of beam section, ρ_{bl} : longitudinal reinforcement ratio of beam, s_b : spacing of beam transverse reinforcement ratio, b_c : width of column section, h_c : height of column section, ρ_{cl} : longitudinal reinforcement ratio of column, s_c : spacing of column transverse reinforcement ratio, s_j : spacing of joint transverse reinforcement ratio, $P/A_g f_{ck}$: axial force ratio, A_g : gross area of column section, f_{ck} : specified concrete compressive strength, V_f : volume fraction of steel fiber

실험결과 압축강도 f_{28} 는 강섬유 혼입률에 따른 강도 변화가 미미한 것으로 나타났다. 쪼갬인장강도 f_{sp} 와 휨인장강도 f_r 는 강섬유 1% 보강시 무보강 공시체와 비교하였을 때 각각 59%, 22% 증가하였으며, 강섬유 2% 보강시에는 각각 83%, 69% 증가하였다.

보 주철근 및 횡보강근과 기둥 주철근 및 횡보강근으로 사용된 5 종류의 철근에 대하여 KS B 0802에 의거한 인장시험 결과는 Table 5에 나타내었다.

Table 4. Test results of concrete material properties

ID	V_{sf} (%)	f_{28} (MPa)	f_{sp} (MPa)	f_r (MPa)
C0	0	53.9	2.9	7.2
C1	1	53.3	4.6	8.8
C2	2	53.9	5.3	12.2

V_{sf} : volume fraction of steel fiber
 f_{28} : concrete compressive strength (28days)
 f_{sp} : splitting strength of concrete
 f_r : flexural strength of concrete

Table 5. Mechanical properties of reinforcing bars

ID	f_y (MPa)	f_{ym} (MPa)	ϵ_y (mm/mm)	f_u (MPa)
D10	400	436.9	0.0022	517.0
D13	400	400.0	0.0020	472.3
D13	500	505.8	0.0025	521.8
D19	500	558.7	0.0028	656.1
D25	400	471.7	0.0024	587.6

f_y : specified minimum yield stress, f_{ym} : measured yield stress, ϵ_y : yield strain, f_u : ultimate tensile stress

3.2 실험체 세팅과 가력 계획

구조물에 반복횡하중이 작용될 때 발생하는 내력의 분포를 모사하고자 기둥 양 끝에서 400mm 떨어진 위치에 힌지를 위치시켜 Figure 2와 같이 설치하였다. 면외좌굴 방지를 위한 프레임을 힌지와 연결하고 보 측에 설치하였다. 또한 200ton 용량의 Actuator를 보 부재에 설치 후 반복횡하중을 가력하였다. 기둥의 축하중 내력의 10% (360kN)를 기둥 양쪽에 오일잭(Oil jack) 2개를 설치하여 실험 종료시점까지 가력하였다.

ACI 374.1-05(2005)는 다음 부재각이 이전 부재각의 1.25배 이상 1.5배 이하로 하도록 제시하고 있다. 또한 각 부재각에 대해서 3 사이클씩 반복가력하며 Figure 3과 같이 가력하였다.

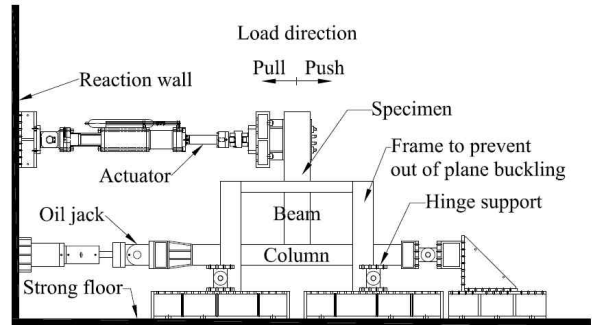


Figure 2. Test configuration

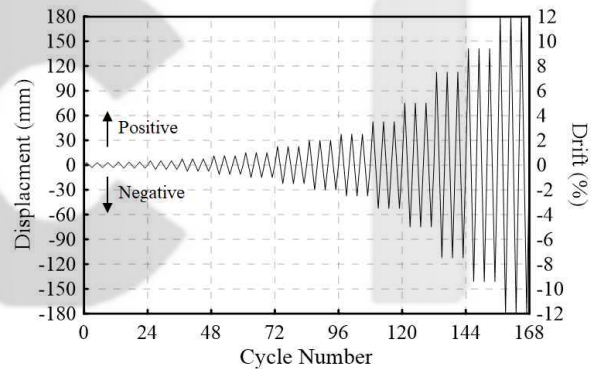


Figure 3. Loading history

4. 실험 결과 및 분석

4.1 하중-변위 관계

Figure 4에는 각 실험체 별 하중-변위 관계를 나타내었다. 실험체의 파괴기준은 Park(1989)가 제안한 최대하중의 80%로 감소하였을 때의 시점으로 설정하였다. 또한 최대하중의 약 20%가 된 사이클에서 실험을 종료하였다. Table 6에는 각 실험체 별 정가력과 부가력이 작용할 때의 초기균열, 대각 균열 그리고 파괴하중을 나타내었다.

Figure 4(a)에 나타난 바와 같이 EX-HK-JR-0의 최대강도는 정가력시 부재각 2.5%에서 91.0kN로 나타났으며, 다음 부재각부터 하중이 서서히 감소하였다. 다른 실험체와는 달리 하중의 감소가 점진적으로 일어나는 것을 확인할 수 있었다. EX-HK-NJR-0의 최대강도는 정가력 방향의 부재각 1.5%에서 79.5kN으로 나타났으며, 횡보강근이 배치된 EX-HK-JR-0와는 달리 다음 부재각부터 급격하게 강도가 감소하였다.

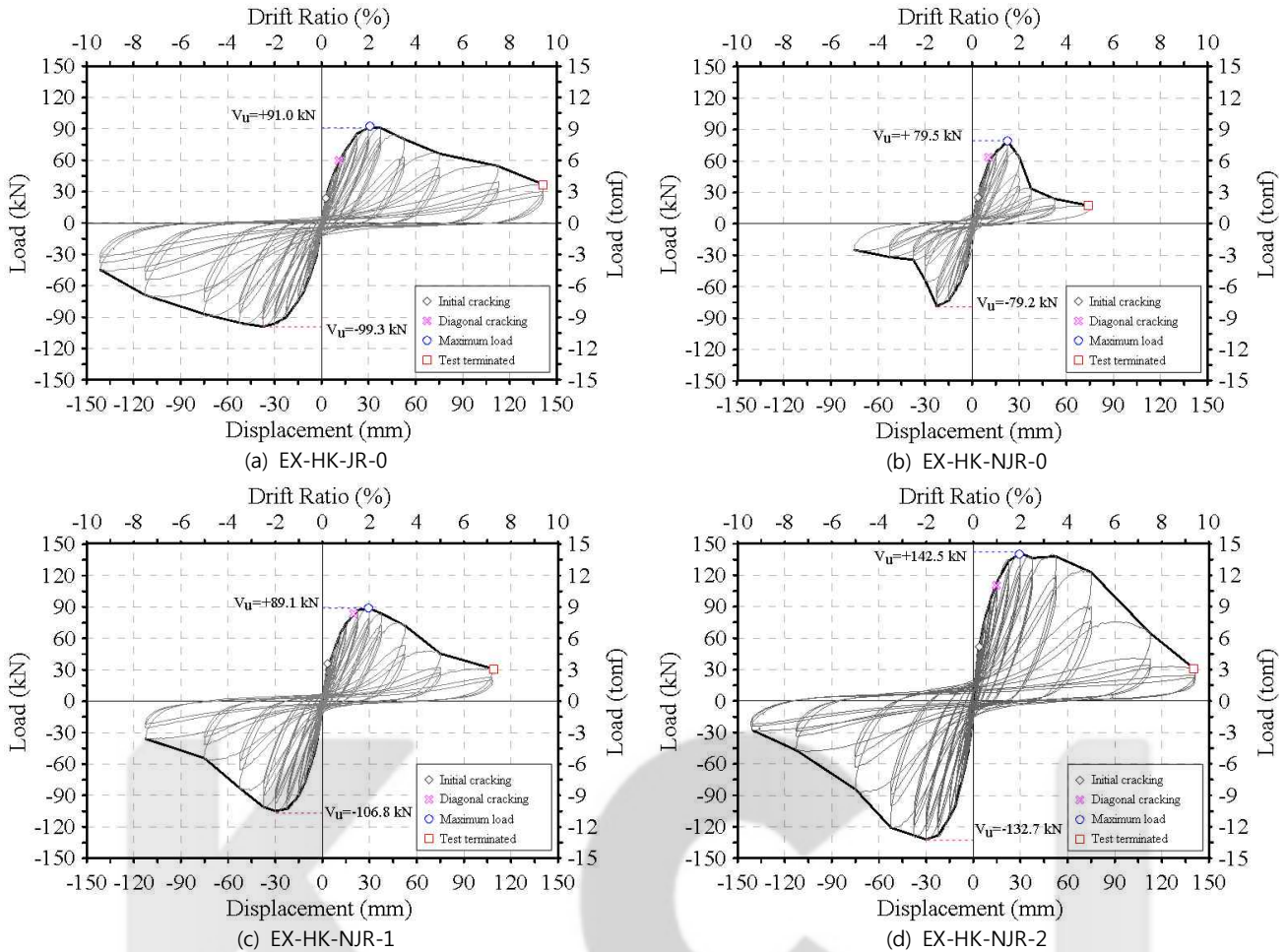


Figure 4. Relationships of load-displacement for specimens

EX-HK-NJR-1은 정가력 방향의 부재각 2.0%에서 최대 강도 89.1kN 발현 후, EX-HK-NJR-0에 비하여 점진적인 강도의 감소를 경험하였다. 그러나 부재각 3.5%부터 기준 실험체인 EX-HK-JR-0 보다 강도 감소의 폭이 증가하는 경향이 나타났다. EX-HK-NJR-2 실험체는 최대강도가 정가력 방향의 부재각 2.0%를 경험하였을 때 42.5kN으로 나타났다. 최대강도 이후 5.0% 부재각부터 강도가 급격히 감소하였다. 실험체들의 최대강도를 검토한 결과, 강섬유를 보강하지 않은 EX-NJR-0은 기준 실험체 대비 87%의 강도가 발현되었다. 강섬유 1% 보강시 기준 실험체 대비 약 97% 강도 발현을 하였다. 강섬유 2% 보강시 기준 실험체 보다 최대강도가 약 56% 증가하였다.

4.2 균열과 파괴양상

Figure 5에는 각 실험체별 부재각 0.75%를 경험할 때의 균열 패턴과 실험 종료 후 최종 균열 패턴을 나타내었다. 기준 실험체 EX-HK-JR-0은 부재각 0.5%에서 기둥 측면쪽에서 휨균열이 발생하였지만 더 이상 진전되지는 않았다. 이후, 부재각 0.75%에서 접합부 쪽에 대각균열이 발생하면서 강성이 다소 감소하였다. 접합부의 균열 폭이 점점 증가하면서 강도가 서서히 감소하여 파괴에 도달하였다.

EX-HK-NJR-0(횡보강근이 배치 되지 않은 경우)은 부재

Table 6. Load at first cracking, diagonal cracking and Failure

Specimens	Load (kN)			
	Direction	First cracking	Diagonal cracking	Failure
EX-HK-JR-0	(+)	26.0	59.0	73.1
	(-)	30.0	65.0	79.4
EX-HK-NJR-0	(+)	26.3	65.3	63.6
	(-)	34.7	59.7	63.4
EX-HK-NJR-1	(+)	31.7	86.7	71.3
	(-)	35.3	90.3	85.5
EX-HK-NJR-2	(+)	46.3	113.8	114.0
	(-)	48.0	110.9	106.1

각 0.75%에서 접합부 영역에 대각균열이 발생하면서, 강성이 감소하였다. 이후 최대 강도를 경험하는 시점에서 대각균열 폭이 확장되면서 급작스럽게 강도가 감소하면서 파괴에 도달하였다. EX-HK-NJR-1은 부재각 1.0%에서 접합부내에 대각균열이 발생하면서 강도가 일시적으로 감소하였다. 최대강도를 경험한 후에 부재각 1.5%에서 접합면의 보 주철근을 따라 부재균열이 발생하였다. 이후 접합면에 대각균열이 진전되었고 강도가 서서히 감소하면서 EX-HK-NJR-0보다 안정적으로 파괴에 도달하였다.

EX-HK-NJR-2은 부재각 1.0%에서 접합부 영역에 대각균열이 발생하였고 강성이 감소하였다. 또한 강섬유를

1% 보강한 EX-HK-NJR-1과 같이 보의 주철근이 있는 접합면 영역에 철근을 따라 부착균열이 발생하였다. 최종적으로는 대각균열이 확장되는 파괴양상과 함께 최종 파괴되었다.

4.3 접합부의 강도

ACI 352(2002)는 접합부의 전단강도를 Equation 8로 산정하도록 제시하고 있다. 재료시험 결과를 토대로 접합부의 전단강도 V_n 를 산정하였으며, 접합부에 작용하는 전단력 V_j 를 Equation 9로 산정할 수 있으며, Table 7에 실험결과와 비교하여 정리하였다. 또한 보의 공칭휨강도 M_n 를 가력지점과 기둥 중심간 거리로 나누어 P_n 를 산정하여 나타내었다.

기준 실험체인 EX-HK-JR-0은 $[V_j/V_n]$ 의 비율이 0.67로 나타났으며, EX-HK-NJR-0(횡보강근이 배치되지 않은 경우)은 0.58, EX-HK-NJR-1과 EX-HK-NJR-2는 각각 0.65, 1.04로 나타났다. 강섬유 혼입률 2%인 EX-HK-NJR-2 실험체를 제외하고 3개의 실험체는 접합부 전단강도의 약 58~67% 정도의 성능을 나타내었다. 또한 접합부 구속계수 γ_{cal} 는 기준 실험체와 EX-HK-NJR-1이 약 8.0의 유사한 값을 가지는 것으로 나타났으며, 강섬유 혼입률에 따라 7.0에서 12.5로 증가하였다.

보의 휨강도를 실험결과와 비교하여 살펴보면, EX-HK-NJR-0(횡보강근이 배치되지 않은 경우)는 $[P_{max}/P_n]$ 가 0.95로 휨 강도에 도달하지 못하였으며, 나머지 3개의 실험체는 공칭 휨강도에 도달하였다. 또한 강섬유 혼입률 2% 실험체 EX-HK-NJR-2는 $[P_{max}/P_n]$ 가 1.71의 높은 휨강도를 발현하였다. 따라서 EX-HK-NJR-0(횡보강근이 배치되지 않은 경우)와 비교하였을 때, 강섬유 2% 보강을 하면 전단파괴를 휨-전단파괴로 파괴패턴을 유도할 수 있는 것으로 판단된다.

$$V_n = 0.083\gamma\sqrt{f_{ck}}b_jh_c \text{ (MPa)} \tag{8}$$

$$V_j = T - V_{cn} = \frac{PL_b}{d - a/2} - \frac{P(L_b + h_c/2)}{L_c} \tag{9}$$

여기서, γ 는 접합부 구속계수이며 그 값을 12로 설정하였고, f_{ck} 는 재령 28일 콘크리트 압축강도(MPa), b_j 는 접합부 유효폭(mm), h_c 는 기둥의 단면폭(mm), T 는 보

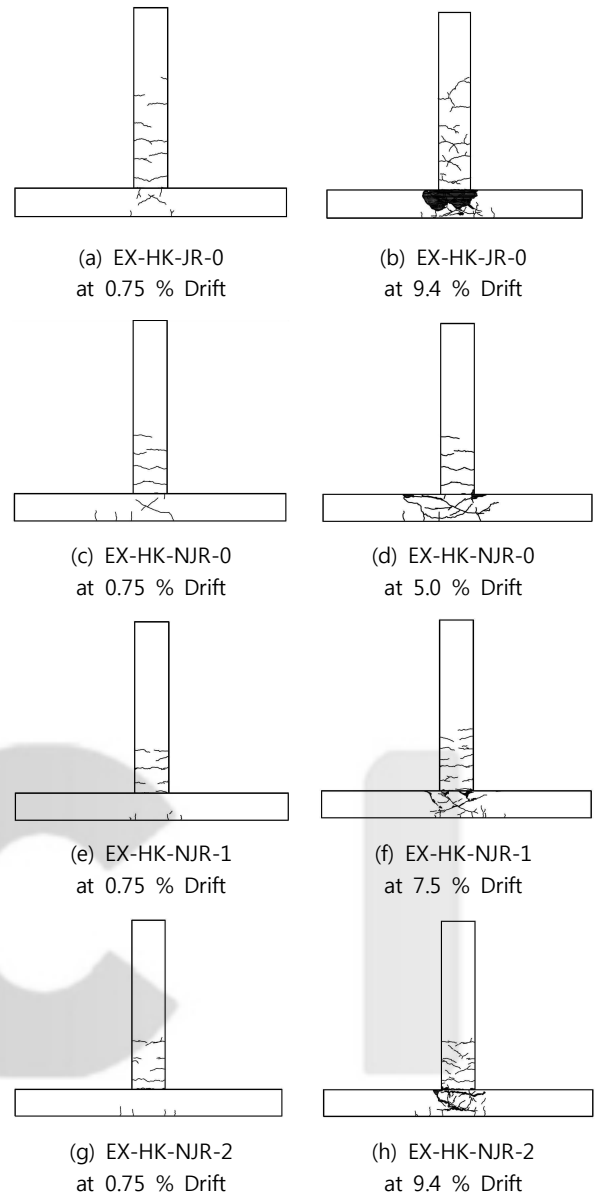


Figure 5. Cracking patterns and failure modes of specimens

주근의 인장력(kN), V_{cn} 은 기둥에 작용하는 전단력(kN), P 는 보에 작용하는 하중(kN), L_b 는 보의 길이(mm), d 는 보의 유효깊이(mm), a 는 보 단면의 콘크리트 등가압축응력블록깊이(mm), L_c 는 두 힌지 사이의 기둥 길이(mm)이다.

Table 7. Measured and predicted results

Specimens	Joint capacity				Beam capacity		
	V_n , kN	V_j , kN	V_j/V_n	γ_{cal}	P_n , kN	P_{max} , kN	P_{max}/P_n
EX-HK-JR-0	603.3	403.4	0.67	8.0	83.5	91.0	1.09
EX-HK-NJR-0	603.3	350.8	0.58	7.0	83.5	79.5	0.95
EX-HK-NJR-1	599.9	393.2	0.65	7.9	83.4	89.1	1.07
EX-HK-NJR-2	603.3	629.0	1.04	12.5	83.5	142.5	1.71

V_n : nominal shear capacity in accordance with Equation 8 based on actual material properties, V_j : shear force in the joint, γ_{cal} : measured shear strength factor(= $V_j/(0.083\sqrt{f_{ck}}b_jh_c)$), P_n : nominal flexural moment M_n divided by $L_b + h_c/2$, P_{max} : applied force at the beam end

4.4 보의 주철근 변형률

Thompson et al.(2005)는 철근의 지압면과 임의의 점에 철근 게이지를 부착하여 두 철근 응력의 차이 $[\sigma_{fs2}-\sigma_{fs1}]$ 를 그 구간의 부착응력으로 가정하였다. 본 연구에서도 동일한 방법으로 부착응력을 정의하였다. 접합부에 정착된 갈고리 철근의 응력을 평가하고자 Figure 6과 같이 철근 게이지를 접합면에 FS1, 갈고리 지압면에 FS2를 설치하여 계측 결과를 나타내었다. 철근 변형률이 탄성범위 내 있으면 변형률에 탄성계수를 곱하여 철근응력을 산정하였다. 철근 변형률이 항복변형률을 초과하는 경우는 철근 응력을 철근의 항복강도로 가정하였고 이를 통하여 부재각에 따른 철근 응력 관계를 Figure 7에 나타내었다.

모든 실험체가 부재각 1.0% 이상에서 기둥 경계면에서 철근이 항복을 경험하였다. 횡보강근이 배치되지 않은 실험체들은 강섬유 보강 0%, 1%, 2%에 따라 부재각 각각 2.5%, 1.5%, 1.0% 에서 항복응력에 도달하였다. 또한 기준 실험체인 EX-HK-JR-0(횡보강근이 배치된 경우)은 부재각 1.0%에서 기둥 경계면의 철근이 항복을 경험하였다.

EX-HK-NJR-0(횡보강근이 배치되지 않은 경우)은 기둥 경계면의 응력이 항복응력에 도달하기 전, 대부분의 응력이 갈고리쪽의 지압응력에 집중되었다. 또한 기둥 경계면 철근이 항복을 경험한 후, 두 철근 게이지 FS1과 FS2 사이의 직선 구간 부착응력이 거의 손실되었다.

EX-HK-NJR-1은 기둥 경계면의 철근이 항복응력에 도달하기 전까지 두 게이지 사이 직선구간의 부착응력이 증가하였다. 경계면 쪽의 철근이 항복응력을 이후 최대강도를 경험하는 부재각 2.0%에서 부착응력이 감소하였다. 그 이후 부재각 2.5%에서 부착응력의 감소로 갈고리 쪽에 응력이 집중되었다.

EX-HK-NJR-2는 대각균열이 발생하는 부재각 1.0%에서 서서히 게이지 사이의 부착응력이 감소하였다. 그 이후에 최대강도를 경험하는 부재각 2.0%에서 갈고리 지압에 의해 지배되다가 다음 부재각에서 두 게이지 사이 직선 구간의 부착응력이 거의 손실되어 인장응력이 갈고리 지압면에 대부분 전달되었다.

기준 실험체인 EX-HK-JR-0은 기둥 경계면에서의 철근이 항복을 경험한 후, 게이지 사이의 부착응력이 감소하였다. 최대강도를 경험하는 부재각 2.0%에서 게이지 사이 직선 구간의 부착응력이 대부분 손실되었다.

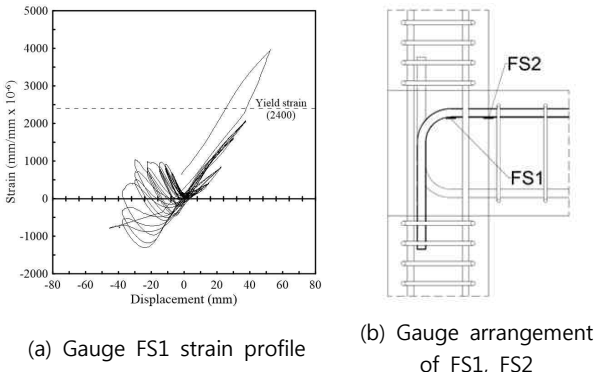


Figure 6. Typical strain profile of EX-HK-NJR-1

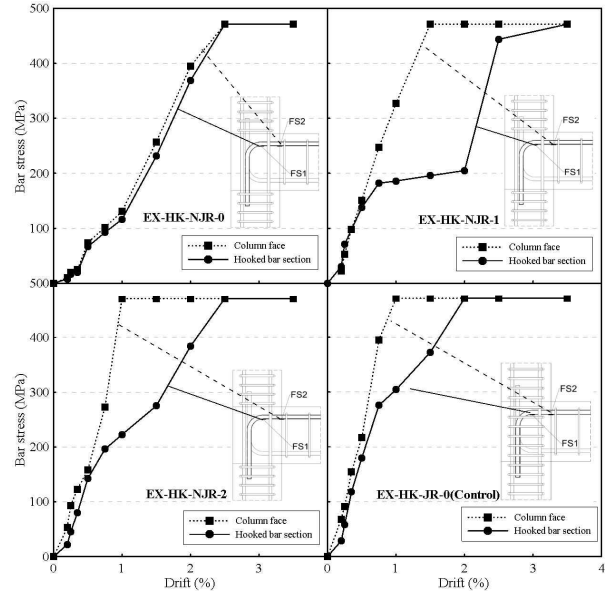


Figure 7. Measured stress and drift relationship

4.5 부착응력 및 정착길이 평가

$[\sigma_{fs2}-\sigma_{fs1}]$ 를 통해 평균 부착응력을 산정하였으며, 그 결과를 Figure 8에 나타내었다. EX-HK-JR-0(횡보강근이 배치된 경우)는 119.0MPa이며, EX-HK-NJR-0(횡보강근이 배치되지 않은 경우)는 9.4MPa, 강섬유 혼입물 1%, 2% 실험체는 각각 65.4MPa, 76.9MPa로 나타났다. Park(1975)는 정착길이 l_d 를 앞서 언급한 Equation 5로 제시하였다. 이 식을 이용하여 각 실험체 별로 정착길이 산정후 EX-HK-NJR-0(횡보강근이 배치되지 않은 경우)에 대한 비율로 보았을때, 강섬유 혼입물 1%, 2% 실험체는 각각 정착길이를 86%, 88% 감소시키는 것으로 나타났다.

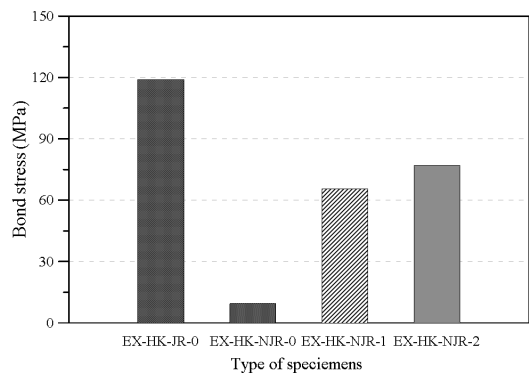


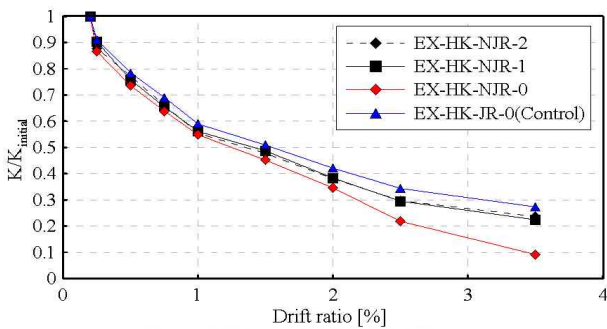
Figure 8. Bond stress of specimens

4.6 강성 및 에너지소산능력

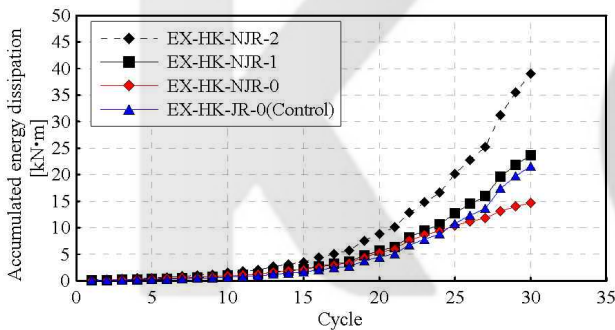
실험체의 부재각 별 상대강성을 Figure 9(a)에 나타내었다. 상대강성 $[K/K_{initial}]$ 은 각 부재각 별 강성에 초기강성을 나누어 그 값을 산정하였다. 부재각 3.5%에서 강섬유 혼입물이 0%, 1%, 2%일 때 상대강성은 각각 0.09, 0.22, 0.24로 강섬유 혼입률이 증가할수록 강성 저하의 비율은 적어지나 강섬유 혼입물 1%, 2%의 강성 저하 비율은 큰 차이가 없는 것으로 나타났다. EX-HK-JR-0(횡보강근이 배

치된 경우)는 부재각 3.5%에서 상대강성이 0.27로 나머지 3개의 실험체 보다 강성저하 현상이 지연되었다.

또한 사이클별 누적 에너지소산량을 Figure 9(b)에 나타내었다. 30번째 사이클에서 EX-HK-NJR-2와 EX-HK-NJR-1의 누적 에너지소산량은 각각 39kN·m, 23kN·m로 횡보강근이 배치되지 않은 EX-HK-NJR-0에 비해 각각 2.65배, 1.61배 증가하였다. 또한 기준 실험체인 EX-HK-JR-0(횡보강근이 배치된 경우)의 누적에너지소산량은 30번째 사이클에서 21kN·m로 EX-HK-NJR-0에 비해 약 1.47배 증가하였다. 상대강성에 대해서는 강섬유보다 횡보강근이 더 우수한 성능을 나타내는 것으로 판단된다.



(a) Relative stiffness versus drift ratio



(b) Accumulated energy dissipation versus cycle

Figure 9. Stiffness and energy dissipation

4.7 외부 보-기둥 접합부 내진성능 평가

ACI 374.1-05(2005)는 ACI 318(2014)의 요구사항을 만족하지 않는 보-기둥 접합부의 성능 검증시 이용된다. 성능을 만족하기 위해서는 실험체가 부재각 3.5%의 3번째 사이클에 대해 다음 조건을 만족해야 한다.

- (1) 정, 부가력에서 3번째 사이클의 최대하중은 같은 방향의 최대하중의 75% 보다 커야 한다.
- (2) 3번째 사이클과 초기강성으로 구해지는 상대적 에너지 소산비율은 12.5%를 초과하여야 한다.
- (3) 부재각 -0.35%와 0.35%사이의 활선강성이 실험체 1번째 사이클 초기강성의 5%를 초과하여야 한다.

아래 Table 8은 각 조건에 대한 평가를 위해 그 결과를 정리하였다. EX-HK-JR-0(횡보강근이 배치된 경우)은 거의 모든 조건을 만족하였다. 또한 횡보강근이 배치되지 않은 EX-HK-NJR-0은 평가기준 중 (2)번만 만족하였다. EX-HK-NJR-1 실험체는 조건 (2)번에 대한 기준만을 만족한 것으로 나타났다.

EX-HK-NJR-2는 평가조건 (2), (3)번을 만족하였으며, (1)번은 거의 만족하였다.

EX-HK-NJR-0(횡보강근이 배치되지 않은 경우)은 다른 실험체와 비교할 때 부재각 2.5%에서 항복응력을 경험하며 주로 갈고리 지압에 의해 철근인장응력이 지배되기 때문에 평가 기준 (2)번을 제외하고 모두 만족하지 못하였다.

EX-HK-NJR-1은 EX-HK-NJR-2와 기준 실험체보다 낮은 부재각 1.5%에서 기둥 경계면 철근응력이 항복응력을 경험하기 때문에 평가기준을 만족하지 못하는 것으로 판단된다. 그러나 활선강선에 대한 평가에서는 강섬유에 의해 부착응력이 증가하여 만족하는 것으로 판단된다.

EX-HK-NJR-2는 부재각 1.0%에서 기둥 경계면 철근이 항복을 경험하였고 기준 실험체를 제외한 다른 실험체보다 부착응력의 영향이 커서 조건을 거의 만족시킨 것으로 판단된다.

Table 8. Evaluation of exterior beam-column joint using ACI 374.01-05(2005) acceptance criteria

Classification	Factor	Specimens							
		EX-HK-JR-0		EX-HK-NJR-0		EX-HK-NJR-1		EX-HK-NJR-2	
		+	-	+	-	+	-	+	-
Lateral load	(A) 75% of P_{max} (kN)	68.5	74.4	59.6	59.4	66.8	80.1	106.9	99.5
	(B) P at 3.5% drift (kN)	57.4	79.1	15.8	22.96	45.3	57.2	109.3	89.7
	Ratio of (B) to (A)	0.84	1.06	0.27	0.39	0.68	0.71	1.02	0.90
Energy dissipation	(C) Idealized energy dissipation (kN·m)	13.4		3.9		10.3		19.6	
	(D) Actual energy dissipation (kN/m)	1.8		0.7		1.8		3.6	
	Ratio of (4) to (3) (%)	13.4		17.9		17.4		18.4	
Stiffness	(E) Initial K (kN/mm)	8.64	10.11	7.61	13.52	10.72	11.86	15.57	16.05
	(F) 5% of Initial K (kN/mm)	0.43	0.51	0.38	0.68	0.54	0.59	0.78	0.80
	(G) Secant K at 3.5% drift (kN/mm)	1.3		0.37		0.98		1.89	
	Ratio of (G) to (F)	3.02	2.58	0.98	0.55	1.82	1.65	2.43	2.36

P_{max} : maximum load of lateral load, P : lateral load, K : stiffness

5. 결 론

이 연구는 강섬유 혼입률에 따른 외부 보-기둥 접합부의 성능 평가를 위해 강섬유 혼입률(0%, 1%, 2%)과 횡보 강근 유무를 변수로 설정하여 4개 실험체를 평가하였다.

- (1) 최대강도는 강섬유 2% 보강된 실험체가 142.5kN으로 가장 크게 발현되었다. 접합부의 강도는 기준 실험체, EX-HK-NJR-0과 1에서 전단강도까지 발현되지 않았다. 그러나 EX-HK-NJR-2는 접합부 전단강도에 도달하였으며 EX-HK-NJR-0과 비교하였을 때 전단파괴를 휨-전단파괴로 유도하였다.
- (2) 상대강성은 부재각 3.5%에서 강섬유 혼입률이 0%, 1%, 2%일 때 각각 0.09, 0.22, 0.24로 나타났으며. 상대강성은 EX-HK-NJR-0(횡보강근이 배치된 경우)가 강성저하가 지연되어 가장 우수한 것으로 나타났다.
- (3) 에너지소산능력은 EX-HK-NJR-2와 EX-HK-NJR-1이 39kN·m, 23kN·m로 EX-HK-NJR-0에 비해 각각 2.65배, 1.61배 증가하였다. EX-HK-NJR-0(횡보강근이 배치된 경우)의 누적에너지소산량은 21k·Nm로 EX-HK-NJR에 비해 약 1.47배 증가하였다. 강섬유 2% 보강 실험체가 가장 우수한 것으로 나타났다.
- (4) 부착응력을 정착길이를 환산하여 EX-HK-NJR-0(횡보강근이 배치되지 않은 경우)에 대한 비율로 보았을 때, 강섬유 혼입률 1%, 2% 실험체는 각각 정착길이를 86%, 88% 감소시키는 것으로 나타났다.
- (5) ACI 374에 따른 내진성능평가 결과는 횡보강근이 배치되지 않은 강섬유 보강 0%, 1% 실험체가 평가 기준을 만족하지 못하였지만 2% 실험체는 기준 실험체와 유사하게 평가기준을 모두 만족하였다.

REFERENCES

1. ACI 544.1R-96. (2002). State of the art report on fiber reinforced concrete, *ACI Committee 544*, American Concrete Institute, 66.
2. ACI 544.4R-88. (2009). Design considerations for steel fiber reinforced concrete, *ACI Committee 544*, American Concrete Institute, 18.
3. ACI 318-08. (2008). Building code requirement for structural concrete and commentary, *ACI Committee 318*, American Concrete Institute, 465.
4. ACI 318-14. (2014). Building code requirement for structural concrete and commentary, *ACI Committee 318*, American Concrete Institute, 524.
5. ACI 352R-02. (2002). Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures, *ACI-ASCE Committee 352*, American Concrete Institute, 37.
6. ACI 374.1-05. (2005). Acceptance criteria for moment

frames based on structural testing and commentary, *ACI Committee 374*, American Concrete Institute, 9.

7. Korea Agency for Technology and Standard. (2013). *Method of tensile test for metallic materials*, KS B 0802, 1-7. (in Korean)
8. Korea Agency for Technology and Standard. (2016). *Method of test for flexural strength of concrete*, KS F 2408, 1-11. (in Korean)
9. Korea Agency for Technology and Standard. (2010). *Standard test method for compressive strength of concrete*, KS F 2405, 1-6. (in Korean)
10. Korea Agency for Technology and Standard. (2016). *Method of test for splitting tensile strength of concrete*, KS F 2423, 1-12. (in Korean)
11. Korea Concrete Institute. (2012). Code requirement and commentary for reinforced concrete structure, *Korea Concrete Institute*, 172. (in Korean)
12. Ganesan, N., Indira, P. V., & Abraham, R. (2007). Steel fibre reinforced high performance concrete beam-column joints subjected to cyclic loading, *ISET Journal of Earthquake Technology*, 44(3-4), 445-456.
13. Marques, J. L. G., & Jirsa, J. O. (1975). A study of hooked bar anchorages in beam-column joints, *ACI journal*, Proceeding 72(5), 198-209.
14. Oinam, R. M., Choudhury, A. M., & Laskar, A. I. (2013). Experimental study on beam-column joint with fibre under cyclic loading, *IOSR Journal of Engineering*, 3(7), 13-23.
15. Park, R. (1989). Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing, *Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 22(3), 155-166.
16. Parra-Montesinos, G. J. (2006). Shear strength of beams with deformed steel fibers, *Concrete International*, 28(11), 57-66.
17. Park, R., & Paulay, T. (1975). Reinforced concrete structure, *New York: John Wiley & Sons*, 769.
18. Harajli, M. H., Hamad, B. S., & Rteil, A. A. (2002). Effect of confinement on bond strength between steel bars and concrete, *ACI Structural Journal*, 101(5), 595-603.
19. Harajli, M. H. (2010). Bond behavior in steel fiber-reinforced concrete zones under static and cyclic loading: experimental evaluations and analytical modeling, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22(7), 674-686.
20. Thompson, M. K., Ziehl, M. J., Jirsa, J. O., & Breen, J. E. (2005). CCT Nodes anchored by headed bars - Part 1: behavior of nodes, *ACI Structural Journal*, 102(6), 808-815.

(Received Sep. 18 2017 Revised Nov. 30 2017 Accepted Jan. 15 2018)