

이방향 하중을 받는 모서리 보-기둥 접합부의 내진성능 평가

Testing of RC Corner Beam-column Joints under Bidirectional Loading

한상환^{1)*} · 장용석²⁾ · 이창석³⁾

Han, Sang Whan^{1)*} · Chang, Yong Seok²⁾ · Lee, Chang Seok³⁾

¹⁾한양대학교 건축공학과 교수, ²⁾한양대학교 건축공학과 대학원생, ³⁾한양대학교 건축공학과 박사후연구원

¹⁾Professor, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, ²⁾Graduate student, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, ³⁾Post-doctoral researcher, Department of Architectural Engineering, Hanyang University

/ A B S T R A C T /

In this study, two full-scale gravity load-designed reinforced concrete corner beam-column joints were tested by being subjected to uni- and bi-directional cyclic lateral loading. The test variable was loading type: uni- or bi-directional loading. To investigate the effect of the loading type on the cyclic behavior of joint specimens, damage progression, force-deformation relation, contribution of joint deformation to total drift, joint stress-strain response, and cumulative energy dissipation were investigated. The test data suggest that bidirectional loading can amplify damage accumulation in the joint region.

Key words: Corner beam-column joint, Loading type, Bidirectional loading, Cyclic behavior, Reinforced concrete

1. 서론

보-기둥 접합부는 중력하중만을 고려하여 설계된 비연성적인 철근콘크리트(RC) 건축물의 구조안전성을 확보하기 위한 핵심 부재로 여겨진다[1, 2]. 비연성 철근콘크리트 보-기둥 접합부에서 전단파괴로 인하여 강성과 강도의 감소가 발생하고 전체 건축물의 붕괴로 이어질 가능성이 있기 때문이다[3-6]. 중력하중만을 고려하여 설계된 비내진 RC 건축물의 접합부 전단파괴는 접합부내 보강철근이 충분하지 않은 것이 원인일 수 있다[7-11].

또한 과거 연구자들이 수행한 비내진 RC 접합부 실험 결과에 의하면 건축물 모서리에 위치한 접합부가 내부 또는 외부 접합부에 비하여 지진하중에 취약할 수 있다고 보고하였으며 그 이유는 다음과 같다[12-17]. 첫째, 내부 접합부와 다르게 모서리 접합부는 단 두 개의 보로 구속되어 있다. 둘째, 모서리 기둥에서의 축 하중은 횡하중에 의해 발생하는 전도 효과로 인해 내부 접합부보다 큰 축력이 가해질 수 있다. 셋째, 모서리 접합부는 직교한 두 보로부터 이방향으로 하중을 전달받을 수 있다.

지난 40년간 보강된 보-기둥 접합부의 내진성능과[1, 13, 14, 16, 18-20] 섬유 보강[12], 강판 보강[21-23]의 효과를 평가하는 것에 대한 상당한 양

의 실험 연구가 수행되었다[24].

이러한 과거 연구들이 귀중한 실험적 정보를 제공하였지만, 다음과 같은 한계점이 여전히 남아있다. 첫째, 보-기둥 접합부의 내진기동에 대한 대부분의 문헌들은 내부와 외부 접합부 위주로 되어 있다[1]. 둘째, 접합부의 거동에 상당한 영향을 줄 수 있는 단일 슬래브와 횡 보의 효과가 고려되지 않았다[1, 3]. 이러한 평면상의 외부 접합부는 실제 건축물에서는 거의 존재하지 않는다[10]. 셋째, 접합부에서 이방향 하중은 과거 실험 연구에서 거의 고려되지 않았다[3].

Leon과 Jirsa(1986) [3]는 슬래브의 존재가 접합부 전단강도를 증가시키고 기둥-보 휨강도비를 감소할 것으로 예측하였고, 14개의 철근콘크리트 접합부 실험을 수행결과 슬래브가 있는 실험체가 슬래브가 없는 실험체보다 더 높은 내력과 에너지 소산을 보였지만 접합부에 더 많은 균열이 발생한 것으로 나타났다고 보고했다. 또한 직교보는 비틀림 저항으로 접합부 전단강도를 증가시키는 효과가 있다고 보고된 바 있다[1, 13].

비내진 RC 건축물의 정확한 내진성능 평가를 위해서는 정확한 접합부 해석모델이 필요하며, 이는 실제 구조물의 가력 조건(이방향 하중)과 구속 조건을 반영한 실험적 증거를 토대로 이루어질 수 있다[6].

이전 문헌에서 발견된 한계점을 해결하기 위해 직각 방향의 횡 보와 바닥 슬래브가 있는 실 크기의 모서리 보-기둥 접합부를 3개 제작하였고, 일방향과 이방향의 하중을 가력하였다. 또한, 본 연구에서는 중력하중만을 고려

*Corresponding author: Han, Sang Whan

E-mail: swan@hanyang.ac.kr

(Received March 31, 2020; Revised May 25, 2020; Accepted May 27, 2020)

하여 설계된 건축물에서 보강되지 않은 모서리 접합부의 내진성능에 대한 이해를 높이는 데 초점을 두고 있다. 본 연구의 목적은 이방향으로 반복하중을 받는 비내진 모서리 접합부의 내진성능을 평가하는 것으로, 지진하중에 대한 내력과 변형능력을 분석하였다.

2. 실험계획

2.1 실험체 상세

두 실험체 크기 외부 보-기둥-슬래브 접합부의 치수와 철근 상세, 스트레인 게이지(strain gauges) 계획은 Fig. 1에 나타내었다. 모든 실험체 JO-U, JO-B는 형상 및 치수가 동일하며 서로 수직방향으로 배치된 두 개의 2750

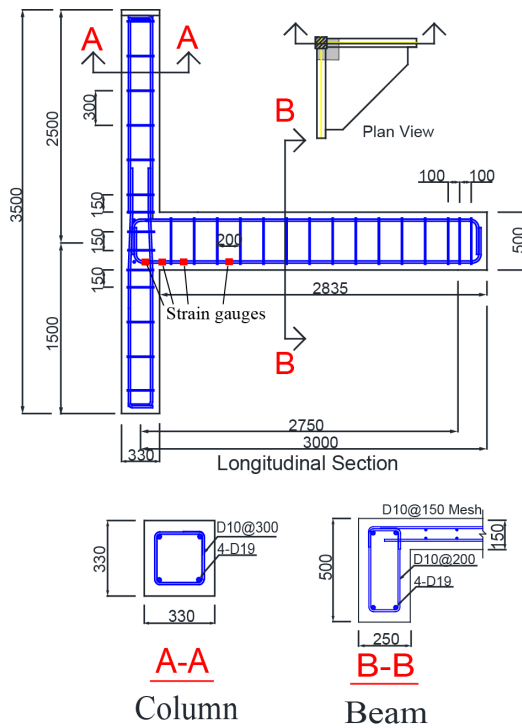


Fig. 1. Typical dimensions and reinforcement details of test specimens

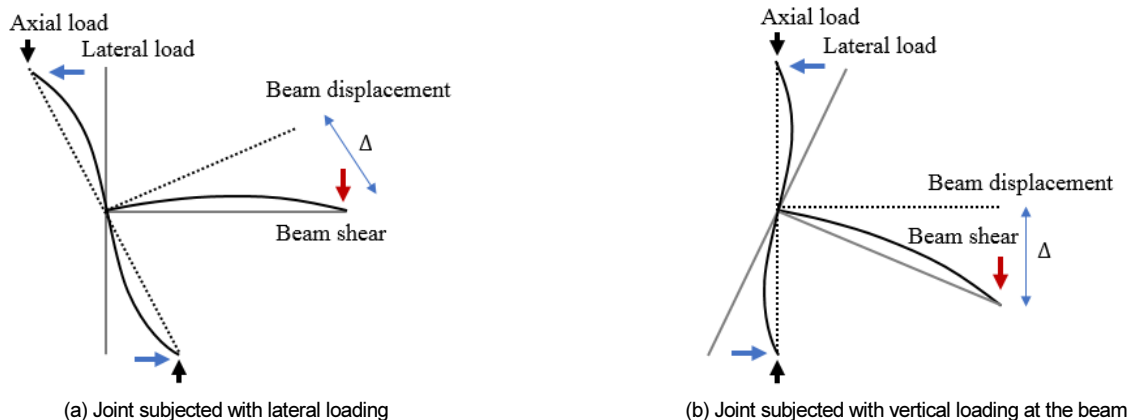


Fig. 2. Test plan to reproduce lateral displacement of joint with beam displacement control

mm 길이의 보와 3500 mm 길이의 기둥으로 구성되었다. 실험체 JO-U와 JO-B는 KCI[25]를 준수하였으며, 지진하중은 고려되지 않았다[26].

실험체 제작에는 두 종류의 이형철근이 사용되었다. SD400 D19 철근 ($d_b=19.1$ mm)이 보와 기둥의 주근으로 사용되었고 SD400 D10 철근 ($d_b=19.1$ mm)이 보와 기둥의 횡보강근, 슬래브 철근으로 사용되었다. 여기서 d_b 는 철근의 지름을 의미한다.

모든 실험체는 현장시공 과정을 재현하기 위해 세워진채로 제작되었으며, 콘크리트의 28일 공칭 압축강도는 24 MPa이다.

2.2 가력계획

지진하중을 받는 건축구조물에서 접합부는 Fig. 2a와 같이 기둥 양 끝단에서 횡방향으로 변위가 발생한다. 이로 인해 회전하려는 접합부에 대해 보의 연속성으로 구속된 보에 상대적인 전단방향으로의 처짐량이 발생하게 된다. 본 실험연구에서는 기둥에 축력을 가하기 용이하도록 Fig. 2b와 같이 기둥의 횡변위를 구속하는 대신 보에 수직 변위가 발생하도록 가력계획을 수립하였다.

실험 가력계획은 Fig. 3에 나타내었다. Fig. 3a에서 실험체 위에 횡방향의 브레이싱이을 두어 면외거동을 방지하였다. 기둥에 가해진 축력은 실험체 상단에 Z축 방향으로 배치된 2개의 유압잭(Hydraulic jack)으로 가해졌으며, 그 세기는 $0.21 A_c f_c (=617$ kN)이다. 여기서 A_c 는 기둥의 단면적, f_{ck} 는 28일 양생 후 측정된 콘크리트 공시체의 압축강도이다. 횡하중에 따라 축력이 변동하나 본 논문에서는 축력의 변화는 변수로 고려하지 않았다. 각 실험체는 유압 액추에이터를 통해 보 끝단에 수직하중을 가하였으며, 가력 프로토콜은 FEMA 461(2007)[27]의 2.9.2장에 따랐다(Fig. 3b).

Fig. 3b에서 가로축은 반복가력 횟수, 세로축은 변위비 θ 를 각각 나타낸다. θ 는 Fig. 3a에 표시된 LVDT로 측정된 수직 변위를 기둥 중심에서 가력 지점까지의 거리 2750 mm로 나눈 값으로 계산된다. i 번째 변위비 θ_i 는 0.1%부터 시작하여 이전 변위비의 1.4배씩 증가하고 두 번씩 반복된다.

실험체 명칭의 “U”와 “B”는 각각 일방향과 이방향 하중이 가해졌음을 의미한다. 기둥의 상단과 하단이 핀 고정된 상태에서 실험체 명칭에 “B”가 표시된 경우, Fig. 3a의 NS와 EW보에 동시에 같은 방향으로 같은 변위가 발생하도록 하중이 가해지고, 실험체 명칭에 “U”가 표시된 경우에는 EW

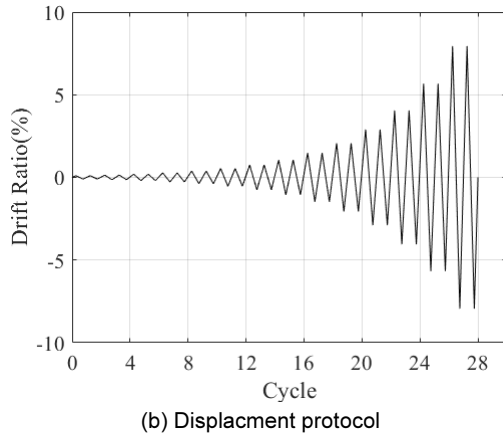
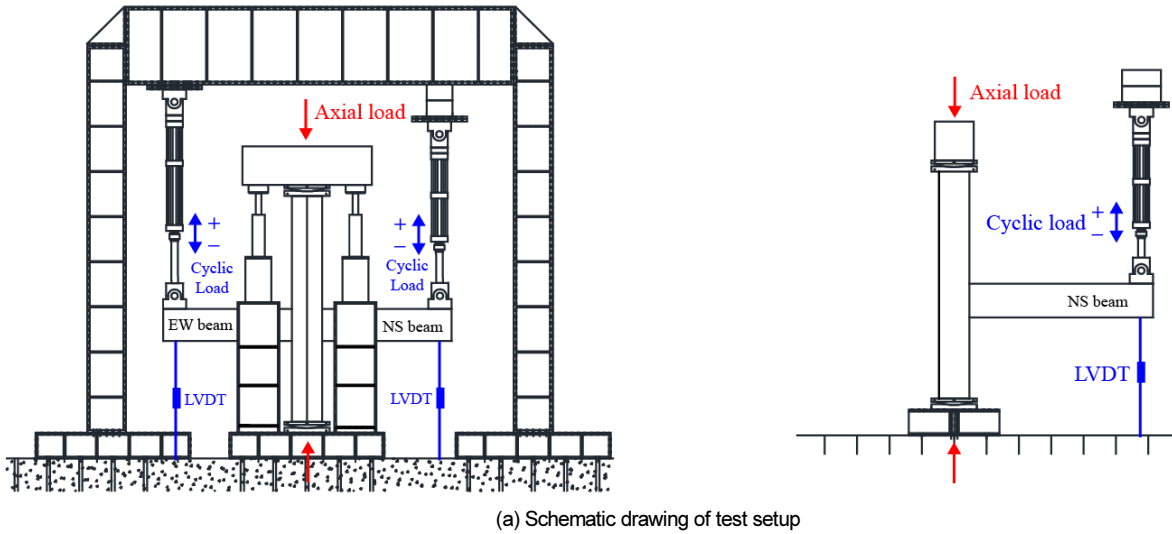


Fig. 3. Test setup and specimen support condition

보에만 수직하중을 가했다.

수직하중 가력 중에 발생할 수 있는 동적 효과를 방지하기 위해 실험체에는 매우 천천히 하중이 가해지도록 액추에이터의 수동제어로 조작하였다. 일방향과 이방향 하중의 가력속도는 둘 다 $\theta \leq 1.1\%$ 일 때는 최대 0.3 mm/sec, $\theta > 1.1\%$ 일 때는 최대 1 mm/sec로 진행하였다.

실험은 보에 가해지는 하중이 최대에서 30% 감소하거나 수직으로 설치된 유압잭의 압력이 급격히 감소할 때까지 계속되었다.

2.3 재료

모든 실험체에 대한 콘크리트 압축강도는 KS F 2405[28]와 KS F 2403[29]에 따라 100 mm 지름과 200 mm 높이의 원형 공시체 3개를 UTM으로 평가하였다. Fig. 4a는 28일 재령 콘크리트 공시체의 평균 응력-변형률 곡선을 나타낸다. 측정된 압축강도 f_{ck} 는 27 MPa로, 공칭 압축강도 24 MPa를 초과하였다.

D19 주근과 D10 횡보강근의 직접 인장시험이 KS B 0802[30]에 따라 수행되었으며, Fig. 4b에서 철근의 응력-변형률 곡선을 나타내었다. D19와 D10의 평균 항복강도는 각각 429 MPa와 467 MPa로, 공칭 항복강도 400 MPa를 초과하였다.

3. 실험결과

본 장에서는 변위가 증가함에 따라 관찰되는 균열양상을 서술하고, 실험체의 하중-변위비 응답을 분석하였다.

3.1 균열양상

세 실험체가 손상되는 정도를 잔균열 발생, 최대 내력 도달, 콘크리트 탈락, 실험종료 시점에 따라 구분하여 Fig. 5에 나타내었다. 실험체 표면에는 Fig. 5와 같이 100 mm간격으로 격자를 표시하였다.

실험 중 세 실험체에서 공통적으로 관찰되는 거동은 다음과 같이 요약할 수 있다. 첫째, 보 상단보다 하단에서 더 심한 균열이 발생하였다. 이는 보 상단에 존재하는 슬래브로 인해 철근 단면적과 보 유효 폭이 증가하기 때문이다. 둘째, 접합부의 전단파괴로 인해 내력저하가 발생하는 것이 확인되었다. 이는 내력저하가 발생하는 가력 사이클과 접합부에 대각균열이 발생하는 사이클이 동일하다는 사실로부터 확인하였다.

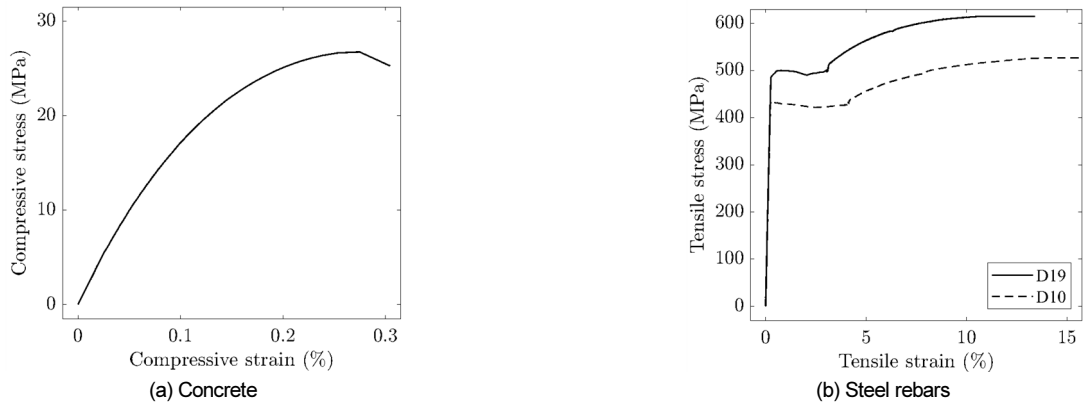


Fig. 4. Tested stress-strain response

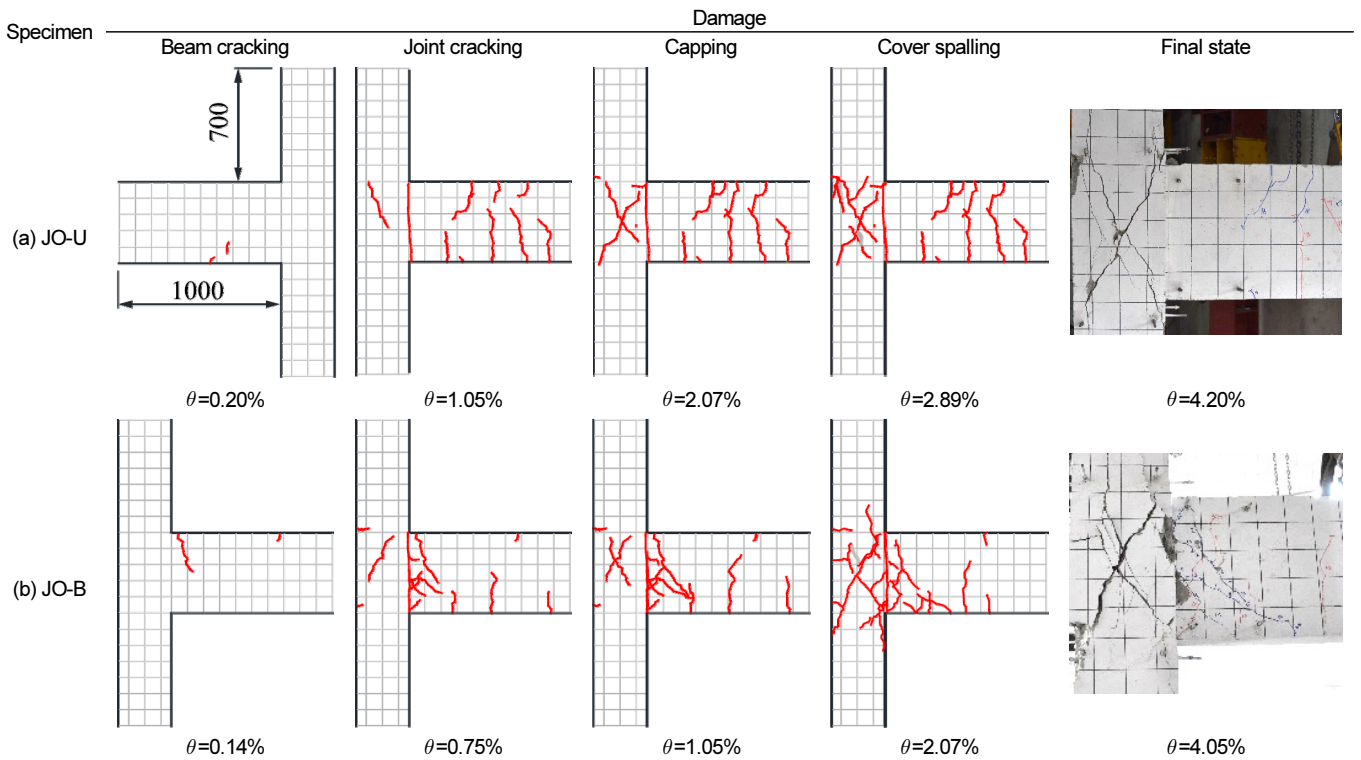


Fig. 5. Damage progression

3.1.1 실험체 JO-U

접합부 패널존에서의 손상은 Fig. 5a에 나타내었다. 보의 초기 균열은 변위비 0.2%에서 나타났다. 접합부 패널존의 첫 대각균열은 변위비가 1.1%일 때 보의 끝부분에서 나타나기 시작했다. 변위비 2.1%에서 최대 내력에 도달하였다.

최대 내력에 도달한 이후에 보를 정방향과 부방향으로 가력했을 때 발생하는 대각균열이 서로 교차하였고 균열 폭이 3 mm로 확대되었다. 보에서의 휨균열은 $0.5h_b$ 길이까지 확대되었고, 콘크리트 탈락은 변위비 2.9%에서 발생하였다. 실험은 변위비 4.1%에서 종료되었다.

실험체의 최종 손상은 다음과 같다. 첫째, 접합부 패널존에 상당한 손상이 발생하였다. 둘째, 접합부 측면에서 경미한 콘크리트 탈락이 발생하였다. 셋째, 접합부에서 기둥 주근의 좌굴은 발생하지 않았다. 넷째, 보-기둥

이음부에서의 균열 폭은 크게 확대되지 않았다.

3.1.2 실험체 JO-B

접합부 패널존에서의 손상은 Fig. 5b와 같이 진행되었다. 변위비 0.14%에 도달하자 보에서 최초로 휨균열이 확인되었다. 보에서의 휨균열은 변위비 0.75%에서 $0.5h_b$ 길이까지 확대되었다. 접합부 패널존에서의 대각균열 또한 관찰되었고 균열폭은 1 mm 이상으로 확대되었다.

하중 변위비 이력곡선이 최대 하중에 이르렀을 때의 변위비는 1.1%로 나타났다. 이 가력단계에서 정방향과 부방향으로 보를 가력했을 때 발생하는 대각균열이 교차되었고 폭은 3 mm로 나타났다. 콘크리트 피복 탈락은 변위비 2.07%에서 관찰되었다. 실험은 하중-변위비 이력곡선에서의 상당한 내력저하로 인해 변위비 4.05%에서 종료되었다.

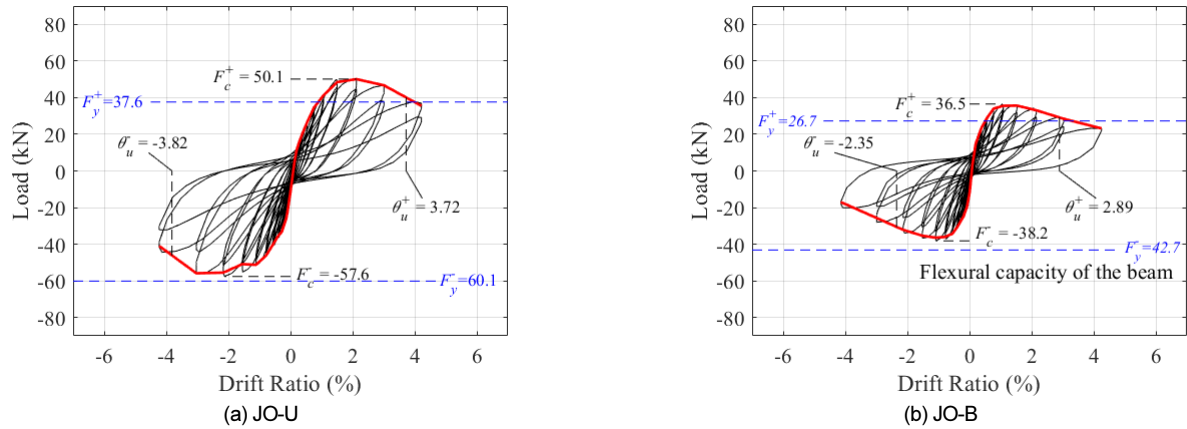


Fig. 6. Force-deformation relationships

Table 1. Measured and estimated parameters

Specimen	Measured				Calculated		
	F_c (kN)	θ_c (%)	θ_u (%)	θ_f (%)	F_H (kN)		
					with slab	without slab	
JO-U	(+)	50.1	2.1	3.8	4.2	37.6	34.7
	(-)	57.6	2.1	4.0	4.2	60.1	
JO-B	(+)	36.5	1.1	3.0	4.2	26.7	24.6
	(-)	38.2	1.1	2.6	4.1	42.7	

보에서의 첫 잔균열, 접합부 패널존의 대각균열, 접합부 패널존 대각균열의 교차, 콘크리트 피복 탈락 시점은 JO-B에서 JO-U보다 더 먼저 발생한 것으로 관찰되었다.

실험체 JO-B의 최종 손상 상태는 JO-U와 꽤 유사하였다. 첫째, 접합부 패널존에 상당한 손상이 발생하였다. 둘째, 접합부 측면에서 경미한 콘크리트 탈락이 발생하였다. 셋째, 접합부에서 기둥 주근의 좌굴은 발생하지 않았다. 넷째, 보-기둥 이음부에서는 JO-U보다 더 심한 손상이 관찰되었다.

3.2 하중-변위비 이력곡선

보의 말단에 가해지는 수직하중과 그에 따른 수직방향 변위는 Fig. 6에 나타내었다. Fig. 6에서 양방향 가력과 변위 부호는 Fig. 3a에 나타낸 보가 Z+ 윗 방향으로 이동했음을 의미한다.

F_c 는 최대 내력, θ_c 는 F_c 에서의 변위비, θ_f 는 실험 종료시점의 변위비, θ_u 는 F_c 도달 후에 내력이 20%감소하였을 때의 변위비이고 이를 Table 1에 요약하여 나타내었다.

보의 휨내력 $M_{y,b}$ 는 Mander et al.[31]의 콘크리트 재료모델과 탄성-소성 거동을 가정한 철근 재료모델을 사용하여 단면 해석한 값으로, Fig. 4에 나타낸 측정된 콘크리트 압축강도와 철근의 항복강도를 사용하였다. 슬래브가 있는 보의 유효폭은 KCI 2012[25]의 3.4.8장에 따라 680 mm로 계산하고 유효폭 길이 내의 슬래브 철근 또한 단면 해석에서 고려하였다. F_{ft} 는 $M_{n,b}$ 을 보의 순 길이 2585 mm로 나눈 값으로 계산하였다.

3.2.1 JO-U

실험체 JO-U에 대한 보의 하중-변위비 이력곡선은 Fig. 6a에 나타내었다. 슬래브로 인해 하중-변위비 이력곡선에서 정방향과 부방향의 비대칭성을 확인할 수 있다. Table 1의 단면해석을 통해 계산된 보의 항복 내력 F_y 는 슬래브를 고려하였을 경우에는 정방향과 부방향에서 각각 37.6 kN, 60.1 kN으로, 슬래브를 고려하지 않았을 경우에는 34.7 kN으로 예상하였다.

최대 내력은 정방향과 부방향 모두 변위비 $\theta_c=2.1\%$ 에서 도달하였다. 최대 내력 F_c 는 정방향과 부방향에서 각각 50.1 kN, 57.6 kN으로 나타났다. 이는 슬래브를 고려했을 경우가 고려하지 않았을 경우보다 정방향과 부방향에서 각각 6%, 36% 더 실험결과에 근접한 것으로 나타났다.

Fig. 5a에 표시된 접합부 패널존에서의 대각균열과 F_c^+ 가 F_y^+ 보다 크다는 사실을 통해 실험체 JO-U는 보 철근의 항복이 형성된 이후 접합부 전단 파괴가 나타나는 BJ-파괴로 분류될 수 있다. 이러한 분류는 다음 장에서 스트레인 게이지의 측정값으로 확인된다.

최대 내력에 도달한 후에 최종 내력은 정방향 변위비 4.0%와 부방향 변위비 3.7%에서 도달하였고, 실험은 변위비 4.2%에서 종료되었다.

3.2.2 JO-B

실험체 JO-B에 대한 보 하중-변위비 이력곡선은 Fig. 6b에 나타내었다. JO-U와 마찬가지로 JO-B 또한 이력곡선의 정방향과 부방향이 비대칭적으로 나타났다.

이방향 하중으로 인한 내력감소는 Elliptical interaction[32]으로 보정될 수 있다. 실험체의 직각을 이루는 두 보가 동일한 상세이고 이방향 하중의 합력 방향을 고려하면 보정값은 $1/\sqrt{2}$ 로 계산되고 그 값은 0.71이다. 따라서 JO-B의 예상내력은 슬래브를 고려했을 경우 정방향에서 26.7 kN, 부방향에서 42.7 kN으로, 슬래브를 고려하지 않았을 경우는 24.7 kN으로 예측하였다.

최대 내력 F_c 는 정방향과 부방향 모두 변위비 $\theta_c=1.1\%$ 에서 도달하여 각각 37.5 kN, 37.2 kN으로 나타났으며 이는 JO-U의 최대내력의 0.73배와 0.66배에 해당한다. 실험체 JO-B에서는 슬래브를 고려했을 경우가 고려하지 않았을 경우보다 정방향과 부방향에서 각각 6%, 24% 더 실험결과에 근

접한 것으로 나타났다.

실험체 JO-B는 F_c^+ 가 F_y^+ 보다 크기 때문에 BJ-파괴로 분류될 수 있다. 단 차이가 3%에 불과하여 파괴형태는 다음 장에서 논의될 스트레인 게이지의 측정값으로 확인할 필요가 있다.

정방향과 부방향에서 최종 변위비는 각각 3.0%와 2.6%에 도달하였고 이는 JO-U의 최종 변위비의 0.70배, 0.66배에 해당한다. 실험은 실험체 붕괴의 위험으로 인해 변위비 4.2%에서 중단하였다.

4. 실험분석 및 고찰

이 장에서는 실험체에서 관찰된 주요 변형과 관련하여 국소적으로 측정된 주요 수치 데이터를 분석하였다.

4.1 접합부 전단 변형률

접합부 패널존에 설치된 LVDT는 이전 실험 연구[1, 13, 33]에서 제안하고 채택했던 것처럼 접합부 전단 변형률을 계산하는데 사용되었다. 접합부 전단 변형률은 식 (1)과 같이 표현할 수 있다.

$$\gamma_j = \frac{\epsilon_d - \epsilon_y \sin^2 \theta}{\sin \theta \cos \theta} \tag{1}$$

γ_j 는 일련의 변형률 측정치로부터 얻을 수 있는 접합부 전단 변형률로, ϵ_y 와 ϵ_d 는 각각 접합부 패널존의 수직 및 대각선 방향의 변형률이다.

Fig. 7은 전체 가해진 변형에 대한 함수로, 접합부 변형의 상대적인 기여도를 나타낸다. 데이터는 LVDT 측정치가 신뢰할 수 있는 것으로 간주될 때까지, 즉 균열이 LVDT의 지지점에 영향을 줄 수 있을 만큼 확대되는 시점까지 표시하였다.

첫 번째 변위비 진폭 0.1%에서 실험체 JO-U, JO-B의 접합부 기여도는 각각 13%, 16%인 것으로 나타났다. Fig. 7에서 초기에는 보의 횡방향 변위가 작고, 실험체에 균열이 거의 발생하지 않아 접합부 변형이 전체 변형에 기여하는 정도가 높은 것으로 확인되었다.

보에 휨균열이 심해지기 시작하는 변위비 0.4%부터는 접합부 변형 기

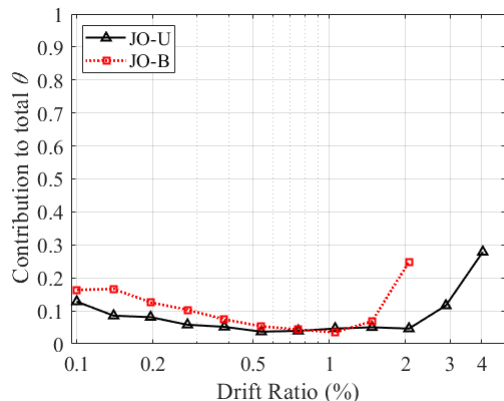


Fig. 7. Relative partial contribution of joint deformation to total drift in specimens

여도가 7% 미만으로 감소하였다. 이후에 실험체 JO-B는 변위비 1.1%에서, 실험체 JO-U는 변위비 2.0%에서 전체 변형 중 접합부로 인한 변형이 급격히 증가하였다. 이때의 변위비는 하중 변위비 이력곡선상의 최대 내력 도달 시점과 일치한다. 따라서 모든 실험체는 접합부 전단 파괴로 인해 내력 저하가 발생하였다고 할 수 있다.

실험체 JO-U의 실험 종료 시 접합부 변형 기여도는 28%에 달하였다. 실험체 JO-B의 경우 변위비 2.1%에서 접합부 변형 기여도는 25%였으며 LVDT 부착위치에서 피복이 탈락되어 이후 정확한 값은 측정이 불가능하였다.

변위비 2.1%일 때 JO-U의 접합부 변형 기여도는 5%로, JO-B가 약 5배 높은 값을 보였는데, 이는 이방향 가력으로 인해 접합부 패널존이 심하게 손상되었기 때문이다.

4.2 보 철근 변형률

본 절에서는 보 주근의 변형률 측정을 위해 접합부에서 특정 거리만큼 떨어진 위치에 부착된 스트레인 게이지에 대하여 서술하였다.

Fig. 8는 첫 사이클에서의 보 하단부 주근의 변형률을 나타낸 것이다. 보의 하부 주근의 변형률이 상부보다 더 크므로 하부만 대표적으로 나타내었

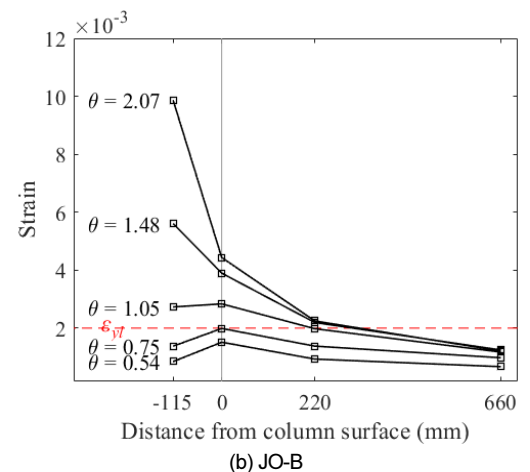
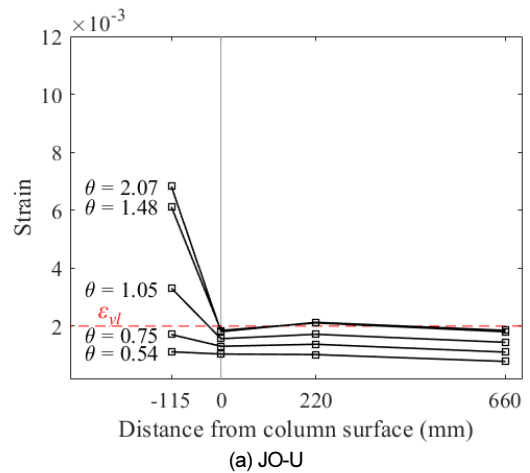


Fig. 8. Measured strains of bottom longitudinal reinforcements along beam-joint interface

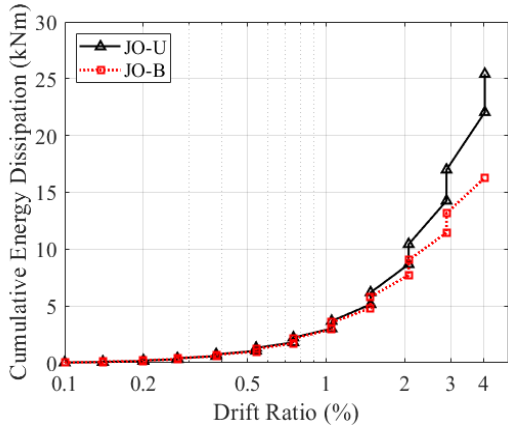


Fig. 9. Cumulative energy dissipation

다. 주근의 항복 변형률 ϵ_{yt} 는 0.21%로, 측정된 항복강도 f_{yt} 를 200 GPa로 나눈 값이다. 스트레인 게이지의 측정치가 신뢰할 수 있다고 간주되는 변위비 2.07%까지 모든 실험체의 데이터를 나타내었다.

Fig. 8a와 같이, 실험체 JO-U는 실험체가 최대내력에 이르기 전인 변위비 1.48%에서 보 하부 철근이 접합부에서 0 mm, 220 mm 떨어진 위치에서 항복에 도달하였다. Fig. 5a에서도 확인할 수 있듯이, 플라스틱 힌지 길이 $0.5h_b$ 이상의 휨균열이 보-접합부 연결부로부터 1000 mm까지 분포해 있어 위에서 관측된 결과와 일치하고 BJ-파괴(보-접합부 파괴)임을 확인할 수 있었다.

Fig. 8b에서 실험체 JO-B의 경우, 최대내력 도달 이후 변위비 1.48%에서 플라스틱 힌지 길이 이내 접합부에서 220 mm 떨어진 위치의 철근 항복이 확인되었다. JO-B는 보 휨 철근의 항복 이전에 접합부 대각균열로 인해 내력이 저하되었으므로 J-파괴(접합부 파괴)에 해당한다[1]. JO-U와 JO-B를 비교하였을 때, 이방향 하중으로 인해 실험체가 취성적으로 거동할 수 있다는 사실을 확인하였다.

5. 에너지 소산

에너지 소산은 Fig. 9과 같이 실험으로 확인할 수 있는 하중-변위 관계에서의 면적으로 계산된다. 각 변위비 진폭이 두 번씩 반복되기 때문에 주기마다 에너지 소산도 두 개의 값이 계산된다. 이방향 가력 실험체 JO-B의 경우 Fig. 1의 NS보에 가해진 수직하중과 변위를 이용하여 전체 에너지 소산값을 계산하였다.

변위비 진폭이 증가함에 따라 에너지 소산이 증가하는 점은 세 실험체가 서로 상당히 유사하였다. 변위비 1.0%에서부터 에너지 소산량이 급격히 증가하였는데, 이러한 현상은 Fig. 6에서 나타난 하중-변위비 이력곡선에서 내력 저하가 시작하는 시점과 근접하였다.

JO-U의 에너지 소산량은 26.1 kNm로, 이방향 하중을 받은 JO-B에 비해 1.6배 높은 값을 보였다. 이것은 Fig. 6에서 나타난 JO-B의 하중-변위비 이력곡선에서 더 심한 내력 저하가 발생한 시점에 근접하였다.

6. 결론

이 연구를 통해서 이방향 하중을 받는 두 실물 보-기둥 모서리 접합부의 내진 성능을 평가하였다. 모서리 접합부의 이력거동, 균열형상, 파괴형상, 보 주근의 항복, 에너지 소산을 확인하였다. 실험을 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

첫째, 두 실험체 모두 보의 상단보다 하단에 더 심한 휨균열이 관찰되었다. 이는 슬래브로 인하여 보 상부의 유효폭이 더 크고 더 많은 철근량이 배근되어 있기 때문이다.

둘째, 두 실험체 모두 접합부 패널존에서 정가력과 부가력으로 인한 대각균열이 교차할 때 내력저하가 시작되었다. 따라서 모든 실험체에서 접합부 파괴가 발생하였다고 할 수 있다.

셋째, 동일한 상세를 가진 실험체에 이방향 하중이 가해질 경우 접합부에 집중적으로 손상이 발생하였고 보의 손상은 JO-U에 비해 상대적으로 줄어들었다. 이로 인해 보의 휨철근 항복 이전에 접합부 대각균열로 인한 내력저하가 발생하였다. JO-U의 경우 내력저하 이전에 보에서 휨 철근이 항복하여 BJ-파괴형상으로 분류되었고 JO-B는 J-파괴로 분류되었다.

넷째, 두 실험체 모두 내력저하가 발생하는 시점에 접합부 전단 변형이 전체 변형에 기여하는 정도가 급격히 증가하여 접합부 파괴가 발생하였다. 접합부 변형이 기여한 정도는 JO-B가 JO-U보다 크게 나타났다.

다섯째, 일방향 실험체가 이방향 실험체에 비해 동일한 변위비에서 누적 에너지 소산량이 더 큰 것으로 나타났고, 이는 이방향 실험체에서 내력과 강성 감소가 변위하중에 따라 더 큰 것에서 기인한 것이라 할 수 있다.

본 연구에서는 실험결과를 ASCE 41의 모델과 비교하는 것과 해석 모델 개발에 대한 내용은 포함되어 있지 않다. 이는 향후 연구에서 진행할 것이다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 국토교통과학기술진흥원 연구사업 (20CTAP-C152179-02)으로 수행된 것으로 이에 감사를 표한다.

/ REFERENCES /

- Hassan WM, Analytical and Experimental Assessment of Seismic Vulnerability of Beam-Column Joints without Transverse Reinforcement in Concrete Buildings, Ann Arbor, PhD, University of California, Berkeley, c2011.
- Moehle JP, Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings, 1st ed: McGraw-Hill Education, c2014.
- Leon R, Jirsa JO, Bidirectional loading of R, C. beamcolumn joints, Earthquake Spectra, 1986;2(3):537-564.
- Moehle JP, Mahin SA, Observations on the Behavior of Reinforced Concrete Buildings during Earthquakes, ACI Symposium Publication, c1991.
- Sezen H, Elwood KJ, Whittaker AS, Mosalam KM, Wallace JW, Stanton JF, Structural Engineering Reconnaissance of the August 17, 1999, Kocaeli (Izmit), Turkey, Earthquake, Pacific Earthquake

- Engineering Research Center, c2000.
6. Melo J, Varum H, Rossetto T. Cyclic behaviour of interior beam-column joints reinforced with plain bars. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2015;44(9):1351–1371.
 7. Hanson NW, Conner HW. Seismic resistance of reinforced concrete beam-column joints. *Journal of the Structural Division*. 1967; 93(5):533–560.
 8. Celik OC, Ellingwood BR. Modeling beam-column joints in fragility assessment of gravity load designed reinforced concrete frames. *Journal of Earthquake Engineering*. 2008;12(3):357–381.
 9. Ricci P, De Luca F, Verderame GM. 6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy: Reinforced concrete building performance. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2010;9(1):285–305.
 10. Park S, Mosalam KM. Experimental investigation of nonductile RC corner beam-column joints with floor slabs. *Journal of Structural Engineering*. 2013;139(1):1–14.
 11. Bayhan B, Özdemir G, Gülkan P. Impact of joint modeling approach on performance estimates of older-type RC buildings. *Earthquake Spectra*. 2017;33(3):1101–1123.
 12. Antonopoulos CP, Triantafyllou TC. Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joints. *Journal of Composites for Construction*. 2003;7(1):39–49.
 13. Engindeniz M. Repair and strengthening of Pre-1970 reinforced concrete corner beam-column joints using CFRP composites. Ph.D, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology. c2008.
 14. Engindeniz M, Kahn LF, Zureick A-H. Pre-1970 RC corner beam-column-slab joints: seismic adequacy and upgradability with CFRP composites. In: 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China. c2008.
 15. Hassan WM, Moehle JP. Experimental assessment of seismic vulnerability of corner beam-column joints in older concrete buildings. Paper presented at: 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal. c2012.
 16. De Risi MT, Verderame GM. Experimental assessment and numerical modelling of exterior non-conforming beam-column joints with plain bars. *Engineering Structures*. 2017;150:115–134.
 17. Alavi-Dehkordi S, Mostofinejad D, Alaei P. Effects of high-strength reinforcing bars and concrete on seismic behavior of RC beam-column joints. *Engineering Structures*. 2019;183:702–719.
 18. Pantelides CP, Clyde C, Reaveley LD. Performance-Based Evaluation of Reinforced Concrete Building Exterior Joints for Seismic Excitation. *Earthquake Spectra*. 2002;18(3):449–480.
 19. De Risi MT, Ricci P, Verderame GM, Manfredi G. Experimental assessment of unreinforced exterior beam-column joints with deformed bars. *Engineering Structures*. 2016;112:215–232.
 20. Kanchanadevi A, Ramanjaneyulu K. Effect of corrosion damage on seismic behaviour of existing reinforced concrete beam-column sub-assemblages. *Engineering Structures*. 2018;174:601–617.
 21. Karayannis CG, Chaliotis CE, Sirkelis GM. Local retrofit of exterior RC beam-column joints using thin RC jackets—An experimental study. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2008;37(5): 727–746.
 22. Karayannis CG, Sirkelis GM. Strengthening and rehabilitation of RC beam-column joints using carbon-FRP jacketing and epoxy resin injection. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2008; 37(5):769–790.
 23. Santarsiero G, Masi A. Seismic performance of RC beam-column joints retrofitted with steel dissipation jackets. *Engineering Structures*. 2015;85:95–106.
 24. Chen CC, Chen GK. Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Eccentric Beam-Column Corner Joints Connecting Spread-Ended Beams. *ACI Structural Journal*. 1999;96(3):443–449.
 25. Korea Concrete Institute. Concrete Design Code of Korea (KCI 2012). Seoul, Korea. c2012.
 26. Han SW, Kwon OS, Lee LH. Evaluation of the seismic performance of a three-story ordinary moment-resisting concrete frame. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2004;33(6):669–685.
 27. FEMA 461. Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components. Washington, DC. Federal Emergency Management Agency. c2007.
 28. Korea Standards Association, KS F 2405. Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete. Republic of Korea. c2017.
 29. Korea Standards Association, KS F 2403. Standard test methods for making and curing concrete specimens. Republic of Korea. c2014
 30. Korea Standards Association, KS B 0802. Method of tensile test for metallic materials. Republic of Korea. c2018.
 31. Mander JB, Priestley MJN, Park R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. 1988; 114(8):1804–1826.
 32. ACI Committee 352. 352R-02: Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures. c2002.
 33. Ricci P, De Risi MT, Verderame GM, Manfredi G. Experimental tests of unreinforced exterior beam-column joints with plain bars. *Engineering Structures*. 2016;118:178–194.