

고장력 철근이 적용된 철근콘크리트 보-기둥 접합부 파괴모드에 대한 실험적 연구

Experimental Study on Seismic Performance of Beam-column Connections with High Strength Reinforcements

김 대 훈*
Kim, Dae-Hoon

박 아 론**
Park, Aa-Ron

이 기 학***
Lee, Kihak

Abstract

Behavior of RC(Reinforced-concrete) beam-column connections has been subjected to the earthquake loading has been determined by shear and attachment mechanism. However, since the shear and attachment are very fragile for cycle loadings. Through occurring plastic hinges at the beam, the column and the connection should remain elastic condition and the beam should dissipate the energy from the earthquake. This study was investigate on the seismic performance of 6 RC beam - column connections built with the high strength reinforcements (700MPa) based on design and detailing requirements in the ACI 318-05 Provision and KCI-07 appendix II. This is aimed to evaluate the effect of the high-strength reinforcements as used the beam-column connection members. The main comparisons were the seismic performance of the connections affect the seismic performance in terms of strength, stiffness and ductility, joint shear stress-strain. A total of 6 beam-column specimens were built with a 1/2 scale and subjected to the cyclic loadings. Main design considerations were the area of the longitudinal reinforcements of the beam and details of the beam-column joint designed based on the seismic code. Cyclic test results are given and recommendations for the usage of high strength reinforcements for the seismic design is provided.

Keywords : Moment resisting frame, High strength reinforcements, Beam-column connections, J-failure, BJ-failure

1. 서론

지진하중에 저항하는 철근 콘크리트 보-기둥 접합부는 대부분 비탄성 변형을 겪고 전단과 부착성능이 매우 취약하기 때문에 내진성능 평가를 위해 주기하중이 전해지는 동안 비탄성 범위까지 접합부의 연성, 강성저하, 에너지소산능력 등을 파악하여야 하며, 이력거동 특성을 정확히 규명해야 한다. ACI 318-05에서는 지진하중을 받는 철근 콘크리트 보-기둥 접합부의 설계를 비내진구역(Type1)과 내진구역(Type2)으로 구분하고 있고 내진구역의 접합부를 설계할 때 의

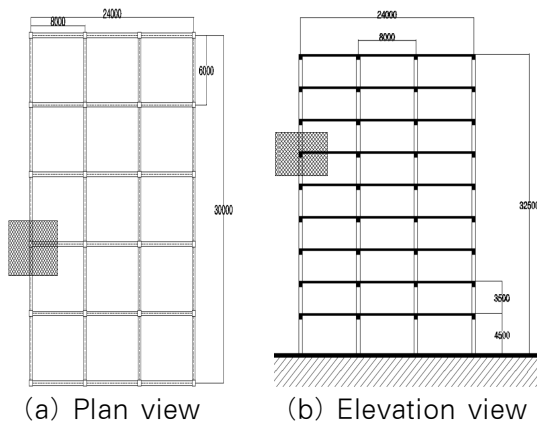
도된 연성적인 보-기둥 접합부의 파괴모드로서 접합부에 인접한 보에서 소성힌지가 발생하고 예상하는 변형에 도달할 때까지 접합부내에서 취성과파괴가 일어나지 않도록 해야 한다. 이러한 효과는 보의 초과강도보다 접합부의 전단 설계강도를 크게 설계하여 나타내며, 최근 연구 경향을 보면 보에서 소성힌지 발생 후 접합부의 거동이 어떻게 변화하는지를 평가하는 보-기둥 접합부의 연성평가가 중요함에도 불구하고 아직 충분한 연구가 이루어지지 않고 있는 실정이다.

또한 현재 우리나라에서는 고강도 콘크리트의 등장과 함께 고장력 철근의 도입의 필요성이 국내 건축 및 토목분야에서 대두되고 있다. 근래에는 초고층 건물, 초장대 교량, 특히 최근 일본 지진으로 인한 원전구조물과 플랜트 등 특수 구조물의 건설에 내진설계시 고강도화에 대한 관심이 증가되고 있는 추세로, 현재 우리나라에서 널리 사용되고 있는 항복 강도

* 학생회원, 세종대학교 건축공학과, 공학석사
College of Architecture, Sejong University

** 학생회원, 세종대학교 건축공학과
College of Architecture, Sejong University

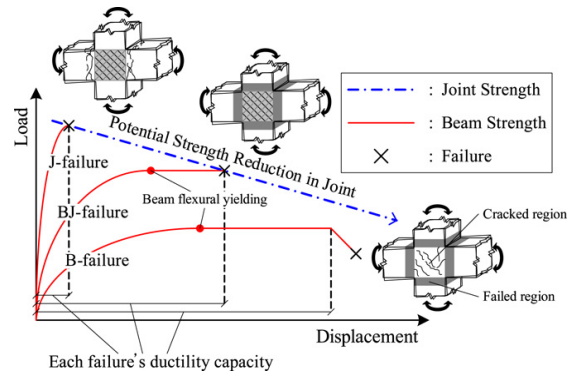
*** 교신저자, 세종대학교 건축공학과 교수, 공학박사
College of Architecture, Sejong University
Tel: 02-3408-3286 Fax: 02-3408-4331
Email: kihaklee@sejong.ac.kr



<Fig. 1> A 10-story building for this study

300~500MPa 범위인 철근보다 높은 항복강도를 갖는 고장력 철근을 사용하면 안정성 확보 및 철근비를 줄이거나 철근배근간격을 넓히는 등 콘크리트 구조물의 시공성 및 경제성을 향상시킬 수 있는 많은 장점들을 부여 받을 수 있다. 그러나 항복강도가 높은 철근을 사용할 경우, 콘크리트 구조설계기준(2007)에서 철근의 항복강도 제한 규정처럼 철근의 항복변형률이 콘크리트의 극한 변형률을 초과함으로써 취성 파괴와 구조물에 과도한 균열이 발생될 수 있기 때문에 고장력 철근을 사용한 구조물의 구조성능에 대해 체계적인 검증이 요구된다.

이에 따라 본 연구의 목적으로 콘크리트의 고강도화와 함께 고장력 철근의 적용성 여부를 검토하였다. <Fig. 1>은 국내에서 일반적으로 설계, 시공되고 있는 10층 규모의 철근 콘크리트 건물로써 콘크리트 구조설계기준(2007) 부록Ⅱ'내진설계를 위한 대체 고려사항'에서 특수 모멘트 골조와 ACI 318-05기준을 적용하여 철근 콘크리트 보-기둥 접합부를 실제 모델의 2/3 사이즈로 총 9개의 철근 콘크리트 보-기둥 외부 접합부를 제작하였다. 접합부 성능 실험을 통하여 접합부의 파괴모드, 연성, 전단 성능 등을 비교, 분석하여 접합부 상세에 따른 접합부의 거동 특성을 파악하고 고장력 철근의 적용성 여부에 대한 내진성능을 검증함이 그 목표이다. 본 연구의 실험은 다른 실험에 비해 비교적 간단한 실험임에도 불구하고 구조물이 가지고 있는 초기 강성, 강성저하 과정, 소성힌지의 발전 상황, 연성능력, 전단 성능, 변형 능력 및 파괴 모드 등을 면밀히 관찰할 수 있는 장점이 있으며, 이



<Fig. 2> Three failure modes in joints

러한 자료만으로 예상되는 지진에 대한 접합부의 거동 예측에 유용한 자료로 사용하고자 한다.

2. 철근 콘크리트 보-기둥 접합부실험

지진하중 발생 시 예상되는 접합부 파괴모드는 보에 소성힌지가 발생한 이후에 접합부나 보가 파괴되는 것으로 <Fig. 2>는 접합부의 3가지 파괴모드를 보여준다. J-failure는 보에 소성힌지가 발생하기 이전에 접합부가 먼저 파괴되는 형태다(이하 J파괴). BJ-failure는 보의 소성힌지가 형성된 이후 접합부가 파괴되는 형태다(이하 BJ파괴). B-Failure는 보의 초과강도보다 접합부의 공칭강도가 매우 큰 경우로 접합부에 큰 변형이나 파괴가 없이 보의 휨파괴가 나타나는 형태이다(이하 B파괴). J파괴와 BJ파괴는 보-기둥 접합부 영역에 보 양단에 발생한 소성힌지의 영향으로 인하여 접합부의 강도 저감 등이 나타나 고장력 철근을 사용한 접합부의 정확한 연성평가가 어렵다. 특히 접합부의 경우 보에 발생한 소성힌지에 의해서 접합부 내력이 저감되는 현상이 발생하여 보의 주인장철근이 많이 배근된 보-기둥 접합부의 경우 설계 연성내력에 도달하지 않은 상태에서 접합부가 파괴하는 경우가 있다. 이 연구에서는 보와 기둥의 주인장철근을 고장력 철근(700MPa)으로 사용하고 주인장철근의 양을 변수로 하는 J파괴 유형의 보-기둥 접합부 3개와 BJ파괴 유형의 보-기둥 접합부 2개를 제작하였다. 또한 보와 기둥의 주인장철근을 일반강도 철근(400MPa)으로 사용하여 3개의 보-기둥 접합부를 제작한 후 고장력 철근의 효과를 비교 검증하였다. 추가적으로 고장력 철근이 횡철근으로 사용될 경우

접합부에서의 효과를 관찰하기 위해 1개의 보-기둥 접합부를 제작하여 실험을 실시하였다.

2.1 실험체 계획

<Fig. 1>에서와 같이 실물 구조물의 대상 부재인 외부 보-기둥 접합부 실험모델로 계획하여 상사성의 원리에 따라 2/3 축소하여 <Fig. 3>과 같이 제작하였다. 실험모델이 횡력을 받았을 때 기둥의 h/2 지점에서 모멘트가 0이 되고, 보는 순경간의 1/2 위치에서 모멘트가 0이 된다. 따라서 실험모델에서 모멘트가 0이 되는 지점을 힌지로 만들어 세팅하였다. 기둥 상부의 경우 가력점과 하부 힌지까지 기둥높이의 1/2이고 보는 힌지까지의 거리가 순경간의 1/2이다. 기둥은 실험종료까지 탄성 상태를 유지하면서 보에서 소성힌지가 발생하도록 보의 초과강도와 기둥의 공칭강도를 조절하여 <Fig. 3>의 실험모델을 제작하였다.

접합부의 내력을 평가하기 위해 V_j/V_{jby} 비의 고려가 필요하고 이를 위해 ACI 318-05의 내진설계에 의해 식 (1)을 비롯한 식 (2), (3)을 이용하였다.

$$V_j = 0.083\gamma\sqrt{f_{ck}}b_jh_c \quad (1)$$

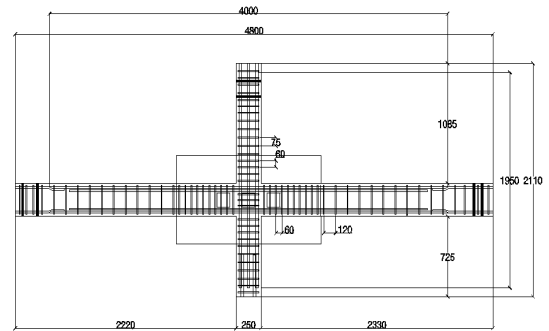
여기서 V_j 는 접합부의 전단강도, γ 는 접합부의 종류 및 내진구역에 대한 계수로 본 연구에서는 Type 2로서 15를 고려하였다. f_{ck} 는 콘크리트의 압축강도, b_j 는 접합부에서의 유효 폭, h_c 는 접합부의 높이이다. 보가 항복할 때의 전단력 V_{by} 은 식 (2)와 같이 계산하였다.

$$V_{by} = \frac{A_b f_y j_d}{a} \quad (2)$$

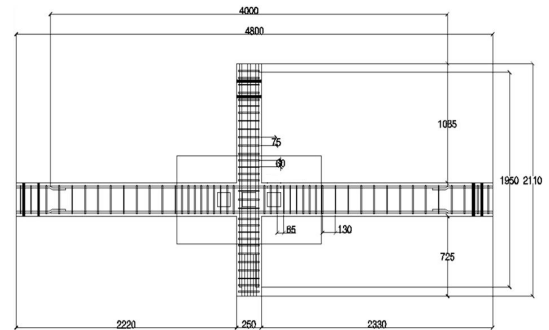
A_b 는 보의 주인장철근 총 단면적, f_y 는 보의 주인장철근 항복강도, a 는 보의 지점에서부터 접합부까지의 거리, j_d 는 보 단면의 팔 길이이다. 접합부 내 보의 주인장철근이 항복할 때의 수평전단력을 식 (3)과 같이 계산하였다.

$$V_{jby} = \left(\frac{l_c}{Z_b} - 1\right) V_{by} \frac{l_b}{l_c} - \frac{h_c}{Z_b} V_{by} \quad (3)$$

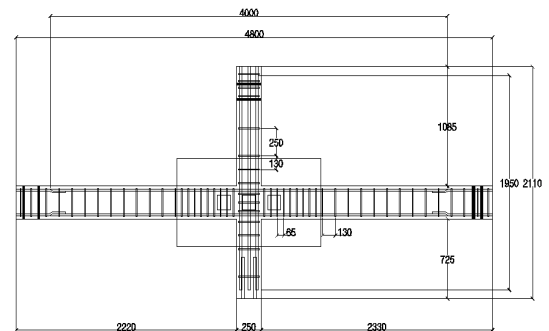
l_c 는 기둥의 높이, Z_b 는 보의 상, 하부 주인장철근 중심 간의 거리, l_b 는 보의 길이, h_c 는 기둥 단면의 높



(a) J1 specimen



(b) J2 ~ OR3 specimens



(c) HS1 specimens

<Fig. 3> Reinforcement details of test specimens

이다. V_j/V_{jby} 비의 값이 1 미만인 경우 보의 주인장철근이 항복이전에 접합부가 파괴할 가능성을 의미하며, 이와 비교하여 1 이상인 경우 보의 소성힌지 발생 이후에 접합부나 보가 파괴가 일어날 가능성을 의미한다.

실험모델의 배근 상세는 <Fig. 3>과 같고 양 방향 보의 총길이는 4,800mm, 상하 기둥의 총 길이는 2110mm이다. 기둥과 보의 단면은 각각 250mm×250mm, 200mm×300mm이다. 여기서 f_{ya} 는 실제 측정강도를 보여주고 있다.

<Table 1> Experimental specification and result of specimens

	V_j (kN)	V_{jby} (kN)	V_j / V_{jby}	P_{max} (kN)	Δ_{max} (mm)	Δ_u (mm)	Δ_y (mm)	Δ_u / Δ_y	Beam($F_{ck} = 34.9\text{MPa}$)					Column($F_{ck} = 34.9\text{MPa}$)				
									Upper longi. rein. bars $F_y = \text{MPa}$			Stirrups D10 $F_y = \text{MPa}$		Longi. rein. bars $F_y = \text{MPa}$			Stirrups D10 $F_y = \text{MPa}$	
									f_{by}	ρ_b	n_b	f_{sy}	s_b (mm)	f_{cy}	ρ_c	n_c	f_{sy}	s_c (mm)
J1	413.7	1891.6	0.22	91.83	70.05	86.87	61.29	1.42	637.6	0.0328	16-D16	485.3	60/120	702.1	0.0486	6-D25	485.3	60/75
J2 (j3)	413.7	695.5	0.59	93.02	78.80	112.92	70.03	1.61	637.6	0.0113	6-D16	485.3	65/130	702.1	0.0486	6-D25	485.3	60/75
J3 (bj1)	413.7	492.1	0.84	73.31	96.33	94.30	52.56	1.79	702.5	0.0072	6-D13	485.3	65/130	702.1	0.0486	6-D25	485.3	60/75
HS1 (hs1)	413.7	695.5	0.59	83.28	87.54	94.02	52.6	1.79	637.6	0.0113	6-D16	709.6	65/130	702.1	0.0486	6-D25	709.6	130/250
BJ1 (bj2)	413.7	333.4	1.24	53.36	96.35	92.96	43.86	2.12	702.5	0.0048	4-D13	485.3	65/130	702.1	0.0486	6-D25	485.3	60/75
BJ2 (bj3)	413.7	283.4	1.46	53.25	87.55	109.76	43.78	2.51	709.6	0.0040	6-D10	485.3	65/130	702.1	0.0486	6-D25	485.3	60/75
OR1	413.7	928.7	0.45	91.20	70.06	96.21	43.78	2.19	515.7	0.0189	10-D16	485.3	65/130	506.5	0.0486	6-D25	485.3	60/75
OR2	413.7	579.8	0.71	85.25	70.05	113.70	43.80	2.59	496.2	0.0121	10-D13	485.3	65/130	506.5	0.0486	6-D25	485.3	60/75
OR3	413.7	353.8	1.17	88.28	70.07	113.77	43.80	2.60	496.2	0.0072	6-D13	485.3	65/130	506.5	0.0486	6-D25	485.3	60/75

Where f_{ck} : Compressive strength of concrete, f_{by} : Yield strength of longitudinal upper(or lower) reinforcement of beam, ρ_b : Ratio of longitudinal upper(or lower) reinforcement of beam, n_b : Size of longitudinal steel bars in beam, f_{sy} : Yield strength of stirrups, s_b : Spacing of stirrup in beam, f_{cy} : Yield strength of longitudinal reinforcement of column, ρ_c : Ratio of reinforcement of column, n_c : Size of longitudinal steel bars in column, s_c : Spacing of stirrup in column and V_j : Joint shear strength, V_{jby} : Horizontal joint shear when the beam bar yields, V_j/V_{jby} : Shear ratio, P_{max} : Maximum lateral load, Δ_{max} : Maximum lateral displacement corresponding to P_{max} , Δ_u : Lateral displacement corresponding to 80 percent degradation load of maximum load, Δ_y : Yield lateral displacement, Δ_u/Δ_y : Ductility ratio

2.2 실험 수행 및 측정 방법

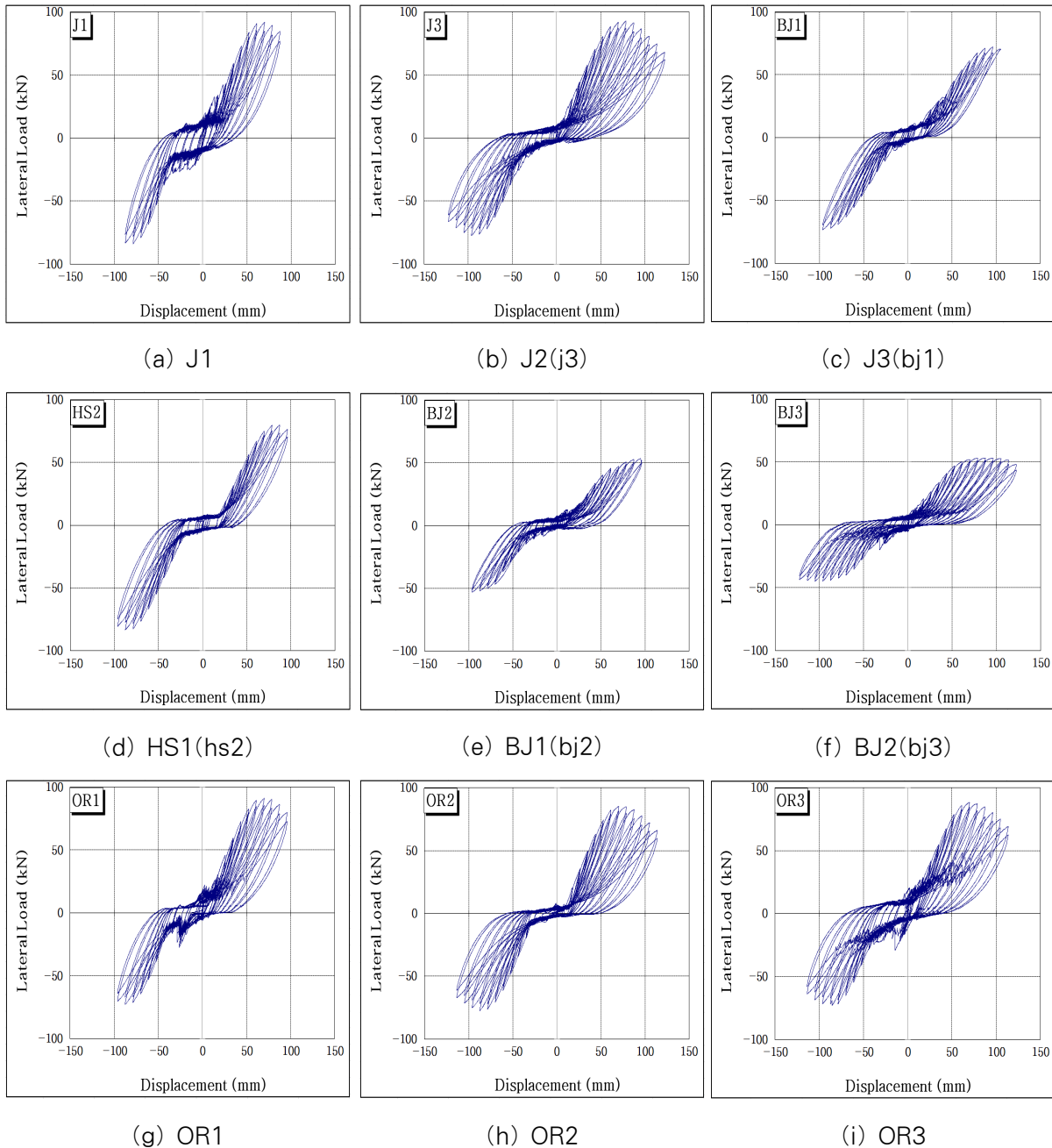
실험을 수행하기 위해 지진하중은 최상부의 최대 변위를 일정하게 조절하는 횡변위 제어로 0.05%부터 시작하여 최대 증간변위인 12%까지 반복 횡변위를 실험모델에 재하하였다. 기준점인 1%를 기준으로 이전 3번의 횡변위를 제어한 후 기준점 이후에는 1%씩 최대 증간변위까지 횡변위 제어하였다. 또한 4% 이전까지는 3사이클씩, 그 이후는 2사이클씩 반복 횡변위 재하를 실시하였다. 실험의 측정은 <Fig. 4>에서 보듯이 지진하중에 대해 보 경간의 중앙과 기둥 높이의 중앙에 변곡점이 생기는 것을 가정하여 힌지를 설치하였고 실험모델의 전체적인 거동과 힘의 흐름을 파악하기 위해 기둥의 최상부에서 변위 용량이 ±250mm이고 하중 용량이 500kN인 액츄에이터를

이용하여 횡가력 변위, 하중을 측정하였고, 접합부의 변형과 횡변위가 가해짐에 따라 소성힌지 영역에서의 전단 변형률을 측정하고 전단응력을 계산하기 위해 접합부 및 소성힌지 영역에 LVDT를 설치하였다. 또한 보의 상, 하부의 주인장철근, 접합부 내 횡철근에 스트레인 게이지를 부착하여 위치에 따른 주근과 횡철근의 변형률을 측정하였다. 특히, 보의 소성힌지가 발생하기 이전과 이후의 접합부의 파괴모드를 보기 위해 보의 주인장 철근 변형률을 측정하였다.

3. 실험 결과 및 분석

3.1 전체 이력 거동과 파괴모드의 비교

모든 실험모델의 전체적인 이력 거동은 <Fig. 4>의

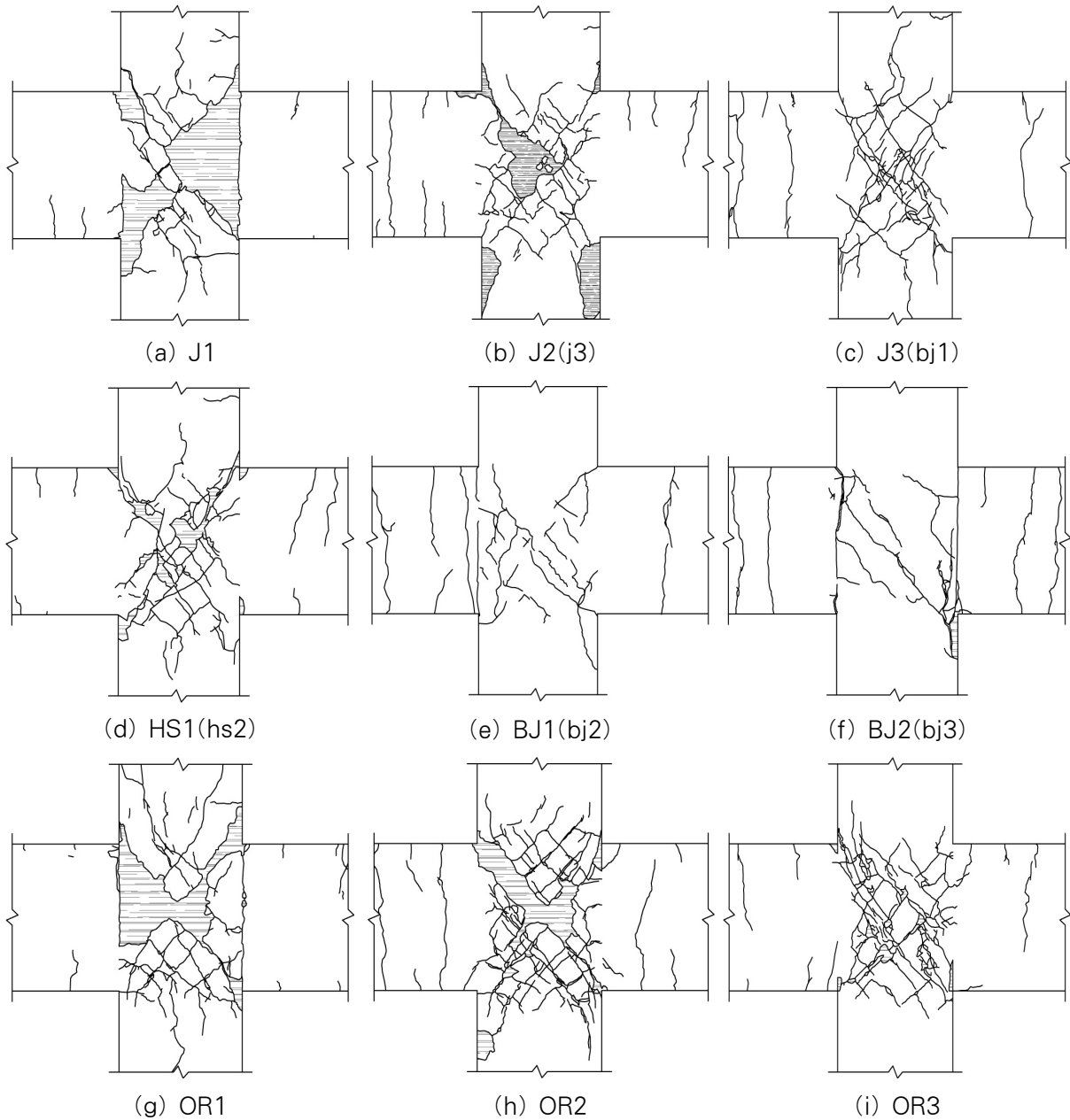


<Fig. 4> Lateral load - Displacement hysteretic curves

횡하중-변위 그래프와 <Fig. 5>의 최종 파괴 모습을 통하여 비교하였고 논문에서 비교, 검토를 위한 각종의 수치 결과들은 <Table 1>에 기록하였으며, 각 결과 값에 대한 문자의 내용들을 부가 설명하였다. 최대 횡하중의 지지능력은 보의 주인장철근비가 증가함에 따라 증가하고 연성능력은 감소하였다.

고장력 철근을 사용하여 보에 소성힌지가 발생하기 이전에 접합부가 먼저 파괴되는 형태를 유도하도록 설계된 J파괴의 경우 최대 횡하중은 주인장철근

비가 0.0113인 J2가 93.20kN로서 0.0328인 J1의 91.83kN보다 크게 나타났는데 이는 과도한 고장력철근비로 설계된 J1은 철근의 인장강도를 콘크리트의 압축강도가 상대적으로 버티질 못하고, 항복을 전후로 접합부내에서 콘크리트의 과도한 균열과 분리 현상이 일어나 최종 횡변위 제어까지 설계 성능을 발휘하지 못하였기 때문이다. 또한 고장력 철근을 이용한 횡철근의 효과를 알아보기 위해 최대 횡하중을 지지한비로 설계하였다. 이에 따라 가장 적은 53.36kN이



〈Fig. 5〉 Total failure modes

하의 횡하중을 지지하였고 J파괴에 비해 일반강도 철근으로 설계된 OR과 비슷하게 항복강도가 급격히 저하됨에 따라 항복변위가 감소하고 설계개념과 적절하게 접합부 인근 보에서 소성힌지가 발생하여 접합부내에서 가장 적은 균열이 발생하는 파괴모드가 관찰되었다.에 접합부내에서 콘크리트 파괴가 심하게 발생하여 횡철근에 대한 고장력 철근 효과는 발현되지 못하였다.

보의 소성힌지가 형성된 이후 접합부가 파괴되는 형태인 BJ파괴 실험모델들은 고장력 철근비가 전단

내력 및 연성에 미치는 효과를 알아보기 위해 다른 고장력 철근 모델들에 비해 0.0048 이하의 적은 철근 일반강도 철근으로 설계된 OR군은 철근비가 감소함에 따라 횡하중 지지능력이 감소하고, 접합부 내에서의 파괴양상도 작게 발생하였다.

3.2 접합부내 전단내력 및 연성비 평가

J2를 기초모델로 선정하여 제작한 HS1의 경우 83.28kN으로 횡철근의 충분한 구속효과를 보이기 전 내진설계시 설계자는 의도된 연성거동과 보-기둥 접

합부의 파괴모드로서 접합부 인근의 보에서 소성힌지가 발생하고 예상하는 변형에 도달할 때까지 접합부내에서 취성과파괴가 일어나지 않도록 하는 BJ파괴 설계개념을 선택하여야 한다. 지진하중을 받은 접합부 부근에 소성힌지가 발생하면 보의 주인장철근은 항복하고 이에 따라 연성이 증가하면 콘크리트스트럿 메커니즘에 따라 접합부내 콘크리트스트럿의 인장변형률이 증가하여 스트럿의 압축강도는 감소하고, 부착응력 증가를 유발하여 부착파괴가 발생할 수 있다.

본 연구에서는 고장력 철근을 사용한 접합부내 보의 주인장철근비에 따른 접합부의 전단내력(V_j/V_{jby})과 연성비($\Delta u/\Delta y$)를 <Table 1>과 같이 평가하였다. 또한 일반강도 철근을 사용한 OR군의 전단내력 및 연성비를 측정하여 고장력 철근의 효과를 비교 분석하였다.

3.3 접합부내 주인장철근의 변형률

접합부 부근의 보에서 발생하는 소성힌지는 콘크리트 스트럿 이론이나 트러스 이론에 따르면 접합부내 보의 주인장철근 항복 이후 급격히 발전하는 접합부 압축대의 콘크리트 사인장 균열과 이에 직각으로 발전하는 콘크리트의 주인장 변형률에 의해 균열 발생시 콘크리트 유효 압축강도가 감소되어 접합부의 전단내력을 저감시키고 연성의 증가로 인하여 접합부내에 부착응력이 증가하여 부착파괴가 일어날 수 있다.

J파괴 모델들에서는 접합부의 파괴모드에 상응하게 철근의 항복이 접합부 중심부에서 먼저 일어나고 접합부 중앙을 중심으로 양 측면 소성힌지 부근의 철근변형률 대부분이 각 측면의 접합부 중심부 보다 작게 측정되었는데 연성비가 1.79 이하인 J파괴의 취성적 접합부 이력거동을 뒷받침 할 수 있다.

기준에서 요구하는 적절한 내진설계 개념인 BJ파괴 모델들에서는 철근의 항복이 소성힌지 부근에서 먼저 일어났으나 지진하중에 대해 접합부내 철근 변형률이 소성힌지 구역의 철근 변형률에 비해 매우 작아야 함에도 불구하고 실제 실험에서는 인접한 철근의 변형에 따라 발전하고 항복 이후 철근의 변형률이 급격히 증가하였다. 또한 2.12 이상의 연성비와 함께 10% 이내의 층간변위 제어 동안 접합부내 네 지점의 변형률이 층간변위가 증가함에 따라 점진적으로 증

가하는 연성적 이력거동이 나타났다. 일반강도 철근을 사용한 OR군에서는 항복 이후에 철근의 변형률이 급격히 증가하는 J, BJ파괴 모델과는 달리 전체적으로 층간변위 제어의 초기부터 점진적으로 일어나 전형적인 J파괴의 철근 변형이 OR1에서 발생하였지만 2.19 이상의 연성적 이력거동을 하였다. OR1, 2에서도 BJ파괴와 비슷하게 철근의 항복이 소성힌지 부근에서 먼저 일어나고 접합부 중앙부의 철근 변형률이 인접한 철근의 변형에 따라 증가하는 것을 알 수 있었다.

4. 결론

본 실험연구에서는 전단내력 V_j/V_{jby} 비에 따라 보의 주인장 철근비를 변수로 고장력 철근(700MPa)을 사용한 철근 콘크리트 보-기둥 접합부의 이력거동 및 파괴모드, 연성능력과 전단내력 특성 등을 파악하였다. 다음은 본 연구를 통해 얻어진 결론이다.

1. 전체적으로 철근비가 높을수록 최대 횡하중의 지지능력과 항복변형률은 증가하고 전단내력과 연성능력은 감소하였다. 이는 2.1절에서 설명한 전단내력 평가 식 V_j/V_{jby} 에서 알 수 있듯이 증가분 요소인 접합부 전단강도 V_j 는 콘크리트의 강도와 접합부의 유효면적에 비례하고, 감소분의 요소인 접합부내 보의 주인장철근이 항복할 때의 수평전단력 V_{jby} 는 철근의 항복강도와 철근비에 비례하기 때문이다.

2. 고장력 철근으로 설계된 실험모델 중 0.0328의 과도한 고장력 철근비로 설계된 J1의 경우, 절반의 철근비로 배근된 J2보다 최대 횡하중의 지지능력과 항복변형률에 대해 적은 성능을 보였는데, 파괴모드에서 알 수 있듯이 철근의 인장강도를 콘크리트의 압축강도가 지탱하지 못하여 항복변위 61.29mm가 해당하는 횡변위 제어부터 접합부내 콘크리트의 심한 파손으로 인해 철근의 역할을 제대로 발휘하지 못하였다. 강도측면에서 가장 우수한 J2를 기본 모델로 횡철근의 항복강도를 높이고 간격을 넓혀 배근한 HS1은 강도는 감소하나 연성능력은 증가되고 보, 기둥에서의 파괴가 적게 일어나는 것을 알 수가 있었다.

3. 또한 콘크리트 스트럿 이론이나 트러스 이론을 참고하여 소성힌지가 접합부에 미치는 영향을 접합부내 보의 주인장철근 변형률을 바탕으로 연성비와

파괴모드를 고려하여 관찰하였다. J파괴 모델은 철근의 항복이 접합부 중심부에서 선행되고 소성힌지 부근의 철근변형을 대부분보다 크게 발생하는 연성비가 1.79 이하인 J파괴의 취성적 접합부 이력거동이 관찰되었다. BJ파괴 모델들에서는 철근의 항복이 소성힌지 부근에서 먼저 일어나고 10%내의 층간변위 제어 동안 접합부내 네 지점의 변형률이 점진적으로 증가하여 연성비 2.12 이상의 연성적 이력거동을 보였지만 중심부 철근 변형률이 인접한 철근의 변형에 따라 발전하고 항복 이후 철근의 변형률이 급격히 증가하였다. OR군에서는 철근의 변형이 전체적으로 층간변위 제어 초기부터 점진적으로 일어나고 OR1은 전형적인 J파괴와 같은 취성적 이력거동을, OR1, 2는 연성비 2.19 이상의 BJ파괴와 같은 연성적 이력거동을 하였다.

감사의 글

본 연구는 국토교통부 도시건축 연구개발사업의 연구비 지원(13AUDP-B066083-01)에 의해 수행되었습니다. 이에 감사를 드립니다.

References

1. Korea Concrete Institute, "Concrete Design Code & Commentary", 2007, pp396~440
2. KBC 2009, "Architectural Design Code & Commentary" Korea Architectural Institute, 2009.
3. ACI Committee 318(2005), "Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05)", American concrete Institute, Farmington Hills, MI.
4. AISC(1997), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
5. Applied Technology Council(1992), "Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures", ATC-24, Redwood City, CA.

6. Paulay, T. and Priestly, M. J. N., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley, New York, 1992, pp.1~744
7. Myoungsu Sin, Performance of Reinforced Concrete Edge Beam-Column-Slab Connections Subjected to Earthquake Loading, a Doctoral Dissertation, University of Illinois at Urbana-chaMPaign, 2004
8. S. A. attaalla, General Analytical Model for Nominal Shear Stress of Type 2 normal-and High-Strength Concrete Beam-column Joint, ACI Structural Journal, Vol.101, No.1, 2004, pp.65~75
9. S. J. Hwang and H. J. Lee, Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Interior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic resistance, ACI Structural Journal Vol.97, 2000, pp.35~44
10. Walter salvatore, Oreste S. Bursi, Daniele Lucchesi, Design, testing and analysis of high ductile partial-strength steel-concrete composite beam-to-column joint, computer and structures 83, 2005, pp.2334~2352

- Received : April 27, 2016
- Revised : June 07, 2016
- Accepted : June 07, 2016