

철근콘크리트 보-기둥 접합부의 비탄성 회전 능력에 대한 성능 평가

Performance Evaluation of Inelastic Rotation Capacity of Reinforced Concrete Beam-Column Connections

이기학¹⁾ · 우성우²⁾

Lee, Kihak · Woo, Sungwoo

국문 요약 >> 본 논문에서는 철근콘크리트 모멘트 골조의 보-기둥 접합부에 대한 비탄성 회전 능력의 성능을 조사한 연구 결과를 요약하고 있다. 총 91개의 보-기둥 접합부 실험체에 대해 상세히 조사되었으며, 그 중 28개의 실험체는 ACI 318-02의 상세 요구에 기초하여 특수 모멘트 골조 접합부로서 분류되었다. AISC-97 내진 기준에서 철골 모멘트 골조 접합부를 위해 정의된 허용기준이 분류된 철근콘크리트 모멘트 골조의 접합부에 대해 평가하기 위해서 사용되었다. 특수 모멘트 골조 접합부에 대한 설계 상세를 만족하는 28개의 실험체 중 27개의 특수 모멘트 골조 접합부가 충분한 강도를 가지고 있었으며, 급격한 강도 감소 없이 0.03 rad.의 소성 회전에 대해 연성 거동을 발휘할 수 있음을 보여 주었다. 접합부의 전단 강도, 기둥과 보에 대한 휨 강도 비율, 접합부내에서의 횡방향 철근비 등에 대한 제한이 보-기둥 접합부의 만족스런 내진 성능을 보여주는 데 중요한 역할을 하였다.

주요어 철근콘크리트 모멘트 골조, 비탄성 회전능력, 접합부 전단강도, 보-기둥 접합부, 기둥과 보의 휨강도 비

ABSTRACT >> This study summarizes the results of a research project aimed at investigating the inelastic rotation capacity of beam-column connections of reinforced concrete moment frames. A total of 91 test specimens for beam-column joint connections were examined in detail, and 28 specimens were classified as special moment frame connections based on the design and detailing requirements in the ACI 318-02 Provisions. Then the acceptance criteria, originally defined for steel moment frame connections in the AISC-02 Seismic Provisions, were used to evaluate the joint connections of concrete moment frames. Twenty-seven out of 28 test specimens that satisfy the design requirements for special moment frame structures provide sufficient strength and are ductile up to a plastic rotation of 0.03 rad. without any major degradation in strength. Joint shear stress, column-to-beam flexural strength ratio, and transverse reinforcement ratio in a joint all play a key role in good performance of the connections.

Key words RC structures, inelastic rotation capacity, joint shear stress, beam-column connections, column-to-beam flexural strength ratio

1. 서론

모멘트 골조 시스템은 전 세계적으로 지진 위험이 높은 곳에 널리 쓰여 왔다. 이러한 시스템은 부재의 휨 거동을 통해 지진 발생 시 나타나는 수평력에 대한 저항성을 부여하고 있다. 현재의 내진설계 방식은 지진 위험에 대해 구조물을 설계할 때 중요한 응력을 받는 몇몇 부재에 대해 비탄성 변형을 허용하고 있다. 이것은 내진설계 시 고려되는 지진

에 대해서 구조물이 탄성적으로 반응하는 것은 실용성과 경제적인 측면에서 바람직하지 못하기 때문이다. 설계에 고려되는 지반운동에 대해서 모든 종류의 횡력 저항 시스템이 연성적으로 거동하게 하는 것은 현재 널리 쓰이고 있는 내진 기준의 의도이다. 구조물의 붕괴 없이 요구되는 성능을 발휘하고 필요한 수준의 변형성을 확보하기 위해 구조 부재와 접합부는 기준에 따라 적절한 설계와 상세가 부여되어야 한다. 이에 따라 국내와 국외에서 모멘트 골조 시스템에 대한 실험과 해석이 폭넓게 연구되었다⁽¹⁻⁴⁾. 1994년 캘리포니아 노스리지 지역에서 발생한 지진은 중간 수준의 강도를 가진 지진으로 분류됨에도 불구하고 많은 철골조 건물의 접합부에 파괴를 가져 왔고 이에 대한 건물의 사용 중단과 수리로 인해 심각한 경제적 손실이 발생하게 되었다. 여기에

¹⁾ 정회원·세종대학교 건축공학과 부교수, 공학박사
(대표저자: kihaklee@sejong.ac.kr)

²⁾ 정회원·한화건설 건축기술팀, 공학박사

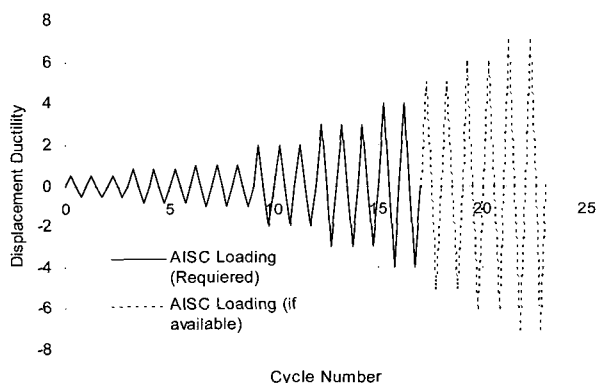
본 논문에 대한 토의를 2007년 12월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2007. 4. 13 / 심사종료일 : 2007. 5. 7)

나타난 철골조 건물의 성능은 골조 구조물에 대한 현재의 내진설계 방식에 많은 의문점을 품게 하였다.

지진 위험에 노출되어 있는 구조물에 대해 보다 나은 성능을 확보하기 위한 최근의 노력 중 하나는 미국 철강건설협회(American Institute of Steel Construction, AISC)로부터 시작되었다. 1997년 “철골 구조물의 내진 기준(Seismic Provisions for Structural Steel Buildings; 이후 AISC-97 이라 칭함)”은 미국 내에서 지진지역 내에 위치한 철골조나 복합 철골/콘크리트 구조물에 대한 기준을 다루고 있다⁽⁶⁾. 이는 1994년 노스리지와 1995년 고베지진에서 관찰된 구조물의 거동과 지금까지의 연구 수행을 통해 축적된 연구 결과를 새롭게 건설되는 철골 구조물에 적용하기 위해 새롭게 개정된 것이다. 이 기준은 철골조와 복합구조물의 비탄성 변형을 조절함으로써 보다 체계적이고 명확한 구조성능을 확보하는 것을 목표로 하고 있다. 여기에는 최근의 지진에서 발견된 보-기둥 접합부의 취성적 균열의 문제를 해결하기 위해 특수(special), 중간(intermediate) 및 보통(ordinary) 모멘트 골조가 가지는 보-기둥의 접합부에 대한 최소한의 성능 요구 조건을 포함하고 있다.

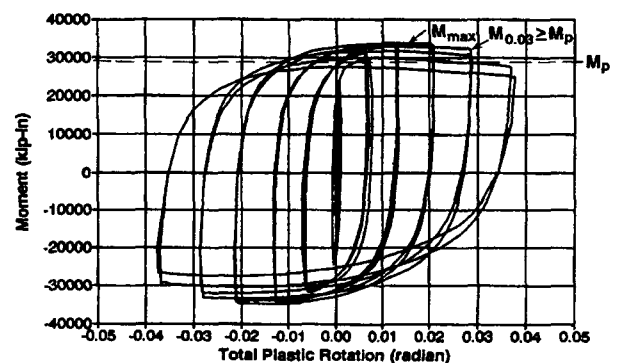
AISC-97 내진기준의 9.2절에서는 횡력 저항 시스템의 일부인 특수 모멘트 골조의 접합부가 부록 A(Fig. 1)에서 정하는 기준에 따르는 하중조건(각각의 단계마다 3주기의 완전한 반복하중)을 적용할 때 적어도 0.03 rad.의 비탄성 회전각을 만족해야 한다고 요구하고 있다. 성능 만족의 기준은 요구되는 비탄성 회전각의 최소 수준과 함께 변형이 증가함에 따라 접합부의 강도 감소에 대한 최대 비율에 제한을 두고 있다. 변형이 증가할 때 모멘트 접합부가 보유한 강도의 감소비율이 너무 크면 P-delta 효과에 의한 횡 변위의 반응 요구 값이 증대하게 되고 이는 구조물의 불안정성을 가져올 수 있기 때문이다.



〈Figure 1〉 Test loading protocol defined in AISC-97 seismic provisions

Fig. 2는 보-기둥 접합부의 실험에 대한 성능만족 기준을 보여주고 있다. 반복 횡 하중 실험을 통해 0.03 rad.의 비탄성 회전각에서의 휨 강도 M_{max} 는 M_p 보다 크거나 같아야 한다. 여기서 M_{max} 는 실험에서 기록된 최대 휨 강도 값이고 M_p 는 보-기둥 접합부에 대해 명시된 소성 휨 강도이다. 이 규정의 의도는 보-기둥 접합부가 지진 발생동안 생기는 비탄성 주기의 변형을 겪으면서 적절하게 강도와 연성을 유지할 수 있게 하기 위함이다. 여기에서 나타나는 성능 만족의 기준은 중간 모멘트 골조에도 적용되며 이 경우에는 최소 0.02 rad.의 비탄성 회전각이 요구된다(10.2a절). 마지막으로 보통 모멘트 골조는 0.01 rad.의 비탄성 회전각을 만족해야 한다.

본 논문에서 나타난 연구의 주된 목적은 철근콘크리트 특수 모멘트 골조가 AISC-97 기준에서 명시하는 성능 만족에 대한 기준에서 어떻게 평가되는지를 알아보기 위한 것이다. 기존 철근콘크리트 보-기둥 접합부에 대해 많은 실험이 이루어졌으나 내진기준에 따라 설계되어진 보-기둥 접합부의 성능을 일관된 기준을 가지고 종합적으로 평가한 연구는 많이 이루어지지 못하였다. 기존 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 내진성능을 파악하기 위해 지진위험도에 따라 모멘트 골조 시스템에 요구되는 횡 변위와 강도의 감소 수준을 명시하고 있는 AISC-97 내진기준을 적용하게 되었다. 이는 모멘트 골조 시스템이 지진 하중의 적용시에 그에 따른 거동과 성능을 파악하기 위한 기준으로 사용할 수 있기 때문이다. 철근콘크리트 건물의 성능에 대한 중요한 설계의 변수는 접합부 전단능력, 보와 기둥의 휨 강도 비율, 접합부내의 횡 방향 철근비 및 보 길이에 대한 깊이 비율, 기둥에 대한 축하중의 수준이다. 조사된 결과는 현재 기준에서 정하고 있는 철근 콘크리트 특수, 중간 및 보통 모멘트 골조의 내진 성능을 명확하게 파악할 수 있는 기회를 주게 되고 이를 통해 현재 경험적으로 결정되어 내진기준집에 표를 통해 주어지는 반응수정계수의 합리성을 파악하기 위해서 사용될 수 있다.



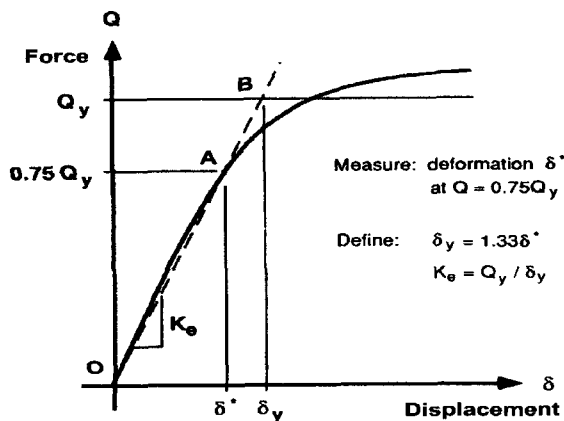
〈Figure 2〉 Acceptable strength degradation according to AISC-97 seismic provisions⁽⁶⁾

2. 항복점과 하중에 대한 평가 방법

철근 콘크리트 건물에 대한 접합부의 성능은 비탄성 변형에 대해 나타나는 소성 회전 성능을 기본으로 하였다. 실제 상황에서 비탄성 변형은 부재와 접합부의 일정 길이에 걸쳐 발생하게 된다. 그러나 AISC-97 내진 기준에 따라 보-기둥 접합부의 비탄성 회전 성능각은 기둥의 한쪽 면과 보가 만나는 지점에서 계산되었다. 이는 접합부의 성능 평가를 위한 공통된 기반을 제공하고 다른 곳에서 소성힌지가 발생할 때 발생 위치에 따라 성능만족 기준을 조정해야 함을 방지하기 위함이다.

실험 결과에 대한 평가와 비교를 위해 사용된 중요한 변수 중의 하나는 실험 부재에 대한 항복점의 정의이다. 본 연구에서 보-기둥 접합부의 회전 성능각은 보 끝의 수직 처짐을 보의 길이로 나눈 값으로 결정되었다. 여기서 보의 길이는 하중 재하 점부터 기둥과 보가 만나는 면의 거리로 정의하였다. 이러한 실험에서 기록된 전체 회전각은 부재의 탄성과 비탄성영역에 따라 나타나는 휨 처짐에 대한 요구 값이다. 이에 따라 비탄성 회전각은 전체 회전각에서 탄성에 대한 회전각을 제외한 값으로 계산되었다.

탄성 반응의 비선형성을 고려하기 위해 항복점을 구하는 방법은 Cheung⁽¹²⁾과 ATC-24⁽⁸⁾에서 사용된 방식이 이용되었고 그 과정은 Fig. 3에 나타나 있다. 이 과정은 구조물의 실험을 통해 힘-변위 관계의 극한 강도 Q_y 에 대한 75%의 값이 얻어질 때 이 점을 지나는 접선을 통해 항복변위를 정의하고 있다. 콘크리트에서 Q_y 의 산정은 실제 측정된 재료의 항복 강도를 이용하여 미국 American Concrete Institute(ACI) 318-02⁽⁵⁾ 기준이 정의하고 있는 극한 강도식을 통해 계산되었다. 원점과 점 A를 지나는 선은 실험 구조체의 효과적인 강성 K_e 로 정의된다. 실험체에 대한 항복변위 δ_y 는 점 A에서 B로 연장한 선에 따라 결정되었다.



(Figure 3) Graphical procedure to obtain a yielding point⁽⁸⁾

구조 실험체의 성능은 비탄성 변형이 증가함에 따라 확보된 비탄성 회전각과 접합부의 휨 강도의 감소 비율에 따라 결정되었다. 실험체의 휨 강도는 실제 측정된 항복 강도를 이용하여 계산되었다. 또한 슬래브 철근의 효과도 휨 강도 계산에 포함되었고 슬래브에 포함되는 효과적인 유효 폭 길이는 ACI 318-02⁽⁵⁾의 관련규정에 따라 계산되었다.

3. 특수 모멘트 골조의 실험 결과

과거의 지진으로부터 얻은 교훈과 구조물의 실험 결과를 통해서, 실제 구조물이 지진 발생 시 비탄성 변형을 겪는 동안에 구조물의 전체적인 일체성을 유지하는 것이 만족할 수 있는 내진성능의 필수 조건이라는 것을 보여 주었다. 모멘트 저항 골조 구조물의 보-기둥 접합부에 대해서는 일체성을 유지하기 위해 적절한 수준의 비탄성 변형까지 접합부가 보유하고 있던 초기의 휨 강도를 유지하여야 한다. 보-기둥 접합부가 일정 범위내의 변형에서 급격한 강도 감소를 겪는다면 이는 구조물에 큰 횡 변형과 심각한 피해를 가져올 수 있다⁽¹⁹⁾.

본 연구에서의 특수, 중간 및 보통 모멘트 골조 분류를 위해서 ACI 318-02 기준이 사용되었다. Table 1은 본 연구에서 조사되었던 특수 모멘트 골조 접합부로 분류된 모든 실험체의 정보가 나타나 있다^{(3,9)(12,14)(18,20)(34)}. 총 91개의 실험체가 본 연구에서 고려되었고 그 중 28개의 실험체가 ACI 318-02의 21장의 요구조건에 따라 특수 모멘트 골조로 분류되었고 본 논문의 연구 결과로 요약되었다. Table 2는 중간 모멘트 골조로 분류된 보-기둥 접합부 실험체의 정보를 포함하고 있다. 본 연구에서 고려된 보-기둥 접합부 실험체는 접합부 전단 강도, 보와 기둥에 대한 휨 강도비, 그리고 접합부내에서의 횡 방향 철근비에 따라 조사되었다.

3.1 접합부의 전단 강도의 효과

지진 발생 시 철근콘크리트 접합부에 요구되는 높은 전단력과 부차-미끄러짐으로 인한 접합부의 파괴는 강도와 강성의 저하를 초래하며 이는 심각한 횡 변위의 증가와 구조물의 불안정성을 가져올 수 있다. 따라서 지진위험에 노출되어 있는 보-기둥 접합부는 구조물의 일체성을 확보하고 접합부의 균열, 주철근의 미끄러짐 또는 보에 위치한 철근의 정착에 대한 파괴 등을 최소화하기 위해 적절한 상세가 부여되어야 한다⁽¹³⁾. 철근콘크리트 보-기둥 접합부에 대한 현재의 내진 설계 방법은 접합부가 높은 전단력에 저항하기 위해 충분한 구속력을 부여하는데 주안점을 두고 있다. ACI 318-02 기준에서 접합부의 전단 강도는 접합부의 압축 강도와 접합부의 단면 면적에 대한 기능으로 명시하고 있다.

합부의 형태적인 특성을 바탕으로 세 가지의 값이 접합부에 허용되는 전단 강도로 명시되는데 1) 접합부의 모든 네 방향이 구속되어 있을 때 - $20\sqrt{f_c A_j}$; 2) 접합부의 세 방향이나 두개의 마주보는 방향이 구속되어 있을 때 - $15\sqrt{f_c A_j}$; 3) 상기 이외의 다른 경우 - $12\sqrt{f_c A_j}$ 이다.

Fig. 4에서 Fig. 6까지는 ACI 318-02 기준에 따라 21장의 설계 조건에 부합하는 특수 모멘트 골조에 대한 연구 조사 결과를 보여 주고 있다. AISC-97 내진 기준의 경우 공칭 항복 강도의 사용을 규정하고 있기 때문에 철근콘크리트 부재의 극한 휨 강도 계산을 위해 철근의 공칭 항복 강도와 콘크리트의 명시된 압축 강도가 본 연구에 적용되었다. AISC-97 내진 기준에 따라 0.03 rad.의 비탄성 회전각은 특수 모멘트 골조의 접합부가 심각한 강도의 감소 없이 도달해야 하는 최소한의 회전 성능각이다. 그러므로 실험에서 측정된 휨 강도에 대해 공칭 휨 강도(M/M_n)의 비율이 1.0보다 큰 경우 이것은 0.03 rad.의 소성 회전각에서 측정된 휨 강도가 보의 공칭 휨 강도보다 큰 경우를 의미하게 된다. 이 경우에 실험된 구조 실험체가 AISC-97의 내진 기준에 명시되는 최소한의 성능기준을 만족하는 것으로 볼 수 있다. 본 연구에서 고려된 전체 91개의 보-기둥 접합부 실험체중 28개의 실험체가 특수 모멘트 골조에 속하였으며 그 중 27개의 실험체가

실험에서 측정된 휨 강도에 대한 공칭 휨 강도(M/M_n)의 비율이 1.0보다 크게 계산되어 AISC-97 내진 기준의 성능 요구 조건을 만족하는 것으로 판명되었다.

Fig. 4는 보-기둥 접합부에 대해 전단강도의 영향을 평가하기 위해서 특수 모멘트 골조에 속하는 28개의 실험체에 대한 결과를 보여 주고 있다. 접합부의 형태적 특성에 따라 네 개의 다른 그림이 만들어 졌으며 각각의 실험체에 대한 실제 측정/공칭 휨 강도(M/M_n)의 비율을 보여 주고 있다. 또한 접합부의 형태적 특성에 따라 ACI 318-02 기준에서 제시하는 접합부 전단 강도의 최대 제한 값이 각각의 그림에 수직선으로 나타나 있다. 예를 들어 ACI 기준에서 접합부 실험체가 모든 네 방향에 대해 구속되어 있을 때(예를 들어 두 개의 축 방향 보와 두 개의 횡 방향 보가 접합부 실험체를 구성하고 있을 때) 접합부의 전단 강도가 최대 값 12로 제한되므로 이는 x축의 12의 값에 수직선으로 표현되어 있다. Fig. 4(b)의 경우 양쪽 횡 방향 보의 존재에 따라 두 개의 제한 값이 표시되었다.

Fig. 4의 비교를 통해 보-기둥 접합부의 전단강도가 증가함에 따라 실제 측정/공칭 휨 강도(M/M_n)의 비율이 점차 작아지는 것을 보여 주고 있다. 이는 비탄성 변형이 증가함에 따라 휨 강도의 감소 비율이 심각하게 증가하는 것을 의미

(Table 1) List of beam-column joint connections of Special Moment Frames(SMF) considered in this study

No.	Author	Name	Time	M/Mn	Joint FSR*	Beam L/d**	TRA***	Shear Strength	Remark
1	Beckingsale, C.W., Park R. & Paulay, T ⁹⁾	B11	1980	1.21	1.31	7.77	1.74	8.13	int. beam-col conn. (2-D frame)
2		B12	1980	1.37	1.29	7.96	1.77	6.24	int. beam-col conn. (2-D frame)
3		B13	1980	1.26	1.19	7.96	1.33	6.55	int. beam-col conn. (2-D frame)
4	Scarpas, A. ³¹⁾	Unit 1	1981	1.28	1.51	8.50	0.76	7.20	ext. beam-col conn. (2-D frame)
5		Unit 2	1981	1.28	1.08	8.50	0.53	10.90	ext. beam-col conn. (2-D frame)
6		Unit 3	1981	1.37	1.49	8.50	0.40	6.60	ext. beam-col conn. (2-D frame)
7	Park, R. & Milburn, J. ²⁸⁾	1	1982	1.06	1.05	13.27	3.04	8.56	int. beam-col conn. (2-D frame)
8		2	1982	1.05	0.92	13.17	1.25	9.17	int. beam-col conn. (2-D frame)
9		3	1982	1.43	1.23	12.85	0.55	9.61	ext. beam-col conn. (2-D frame)
10		4	1982	1.21	0.98	13.27	0.73	11.72	ext. beam-col conn. (2-D frame)
11	Durrani, A. & Zerbe, H. ¹⁵⁾	J2	1986	1.26	2.77	12.45	0.94	13.12	ext. conn with transv. beam
12		J7	1986	1.07	1.63	12.45	0.94	10.98	ext. conn with transv. beam & slab
13	Ehsani, M.R. & Moussa, A.E. & Vallenilla, C.R. ¹⁰⁾	1	1987	1.15	1.89	9.19	1.97	7.52	ext. beam-col conn. (2-D frame), $f_{ck}=64.6\text{MPa}$
14		2	1987	1.23	1.83	9.19	1.97	8.99	ext. beam-col conn. (2-D frame), $f_{ck}=67.3\text{MPa}$
15		3	1987	1.04	1.90	10.08	2.46	10.61	ext. beam-col conn. (2-D frame), $f_{ck}=64.6\text{MPa}$
16		4	1987	0.93	1.67	10.08	2.46	12.84	ext. beam-col conn. (2-D frame), $f_{ck}=67.3\text{MPa}$
17		5	1987	1.14	1.41	10.08	2.46	12.55	ext. beam-col conn. (2-D frame), $f_{ck}=44.6\text{MPa}$
18	Alameddine, F. & Ehsani, M. ¹⁾	LH11	1991	1.25	1.4	9.00	1.84	10.23	ext. beam-col conn. (2-D frame), $f_{ck}=75.8\text{MPa}$
19		LH14	1991	1.17	1.4	9.00	1.84	9.05	ext. beam-col conn. (2-D frame), $f_{ck}=96.5\text{MPa}$
20		HH14	1991	1.02	1.4	9.00	1.84	11.51	ext. beam-col conn. (2-D frame), $f_{ck}=96.5\text{MPa}$
21	Cheung, P., Park, R., & Paulay, T. ¹²⁾	1D-I	1991	1.50	1.56	7.69	1.30	7.97	int. beam-column-slab joint of a one-way frame
22		2D-I	1991	1.46	2.30	7.70	1.19	7.40	int. beam-column-slab joint of a two-way frame
23		2D-E	1991	1.06	2.04	7.88	0.76	8.14	ext. beam-column-slab joint of a two-way frame
24	Quintero-Febres, C. & Wight, J. ²⁹⁾	IWB1	2001	1.25	1.3	20.00	1.15	16.50	int. wide beam-col conn. w/ trans. beams & slab
25		IWB2	2001	1.26	1.4	20.00	1.15	18.90	int. wide beam-col conn. w/ trans. beams & slab
26		IWB3	2001	1.26	1.6	19.27	0.93	17.00	int. wide beam-col conn. w/ trans. beams & slab
27	Lafave, J. & Wight, J. ²⁴⁾	EWB-3	2001	1.15	1.33	14.83	0.97	17.40	int. wide beam-col conn. w/ trans. beams & slab
28		ENB-1	2001	1.21	1.27	7.80	0.89	9.80	int. beam-col conn. w/ trans. beams & slab

* FSR: Flexural Strength Ratio ** L/d: Length/depth

*** TRA: Transverse Reinforcement Ratio

(Table 2) List of beam-column joint connections of Intermediate Moment Frames considered in this study

No.	Author	Name	Time	M/Mn	Joint FSR*	Beam L/d**	TRA***	Shear Strength	Remark
1	Ehsani, M.R. & Wight, J. ¹⁸⁾	1	1982	0.91	1.01	7.45	0.87	14.20	ext. beam-col conn. (2-D frame)
2		2	1982	0.91	1.35	8.25	0.99	14.20	ext. beam-col conn. (2-D frame)
3		3	1982	1.21	1.07	7.45	1.30	12.84	ext. beam-col conn. (2-D frame)
4		4	1982	1.29	1.41	8.25	1.48	12.53	ext. beam-col conn. (2-D frame)
5		9	1982	0.61	1.93	5.22	0.77	15.17	ext. beam-col conn. (2-D frame)
6		11	1982	0.94	1.56	5.22	0.76	8.79	ext. beam-col conn. (2-D frame)
7		5	1982	0.81	1.13	4.97	0.77	10.88	ext. beam-col conn. w/ trans. beams & slab
8		6	1982	0.87	1.11	4.97	1.16	11.31	ext. beam-col conn. w/ trans. beams & slab
9		7	1982	0.81	1.51	4.97	0.86	13.53	ext. beam-col conn. w/ trans. beams & slab
10		8	1982	0.84	1.49	4.97	1.29	13.43	ext. beam-col conn. w/ trans. beams & slab
11		10	1982	0.73	1.93	4.97	0.68	14.39	ext. beam-col conn. w/ trans. beams & slab
12		12	1982	1.01	1.5	4.97	0.68	9.06	ext. beam-col conn. w/ trans. beams & slab
13	Durrani, A. & Wight, J. ¹⁴⁾	X1	1982	1.03	1.25	5.89	0.76	13.20	int. beam-col conn. w/ trans. beams & slab
14		X2	1982	1.21	1.37	5.89	1.15	13.50	int. beam-col conn. w/ trans. beams & slab
15		X3	1982	1.15	1.22	5.89	0.76	10.40	int. beam-col conn. w/ trans. beams & slab
16		S1	1982	1.27	1.22	5.89	0.76	13.20	int. beam-col conn. w/ trans. beams & slab
17		S2	1982	1.27	1.21	5.89	1.15	15.30	int. beam-col conn. w/ trans. beams & slab
18		S3	1982	1.05	1.32	5.89	0.76	12.50	int. beam-col conn. w/ trans. beams & slab
19	Ruitong, J. & Park, R. ³⁰⁾	unit 1	1987	1.21	1.30	9.24	0.85	4.48	int. beam-col conn. (2-D frame)
20		unit 2	1987	1.15	1.36	9.24	1.01	6.65	int. beam-col conn. (2-D frame)
21		unit 3	1987	1.06	1.29	9.24	0.47	5.06	int. beam-col conn. (2-D frame)
22		unit 4	1987	1.06	1.38	9.24	0.55	6.32	int. beam-col conn. (2-D frame)
23	Hanson, N.W. ²²⁾	1	1971	1.11	1.91	4.67	1.00	12.53	int. beam-col conn. w/ one trans. beam
24		2	1971	1.15	1.89	4.67	0.83	17.16	int. beam-col conn. w/ one trans. beam
25		3	1971	1.39	2.81	4.67	0.46	12.88	ext. beam-col conn. w/ one trans. beam
26		4	1971	0.64	2.80	4.67	0.37	12.66	ext. beam-col conn. (2-D frame)
27		5	1971	1.27	2.93	4.67	0.55	12.84	ext. beam-col conn. (2-D frame)
28	Hanson, N.W. & Conr, H.W. ²¹⁾	I	1967	1.25	2.42	13.67	0.88	17.38	ext. beam-col conn. (2-D frame)
29		I-A	1967	0.80	2.62	13.67	0.49	18.09	ext. beam-col conn. (2-D frame)
30		II	1967	1.25	3.15	13.67	0.88	16.94	ext. beam-col conn. (2-D frame)
31		III	1967	0.60	0.85	13.67	1.10	22.62	ext. beam-col conn. (2-D frame)
32		IV	1967	0.48	0.56	13.67	1.10	21.70	ext. beam-col conn. (2-D frame)
33	Meinheit, D.A. & Jirsa, J.O. ²⁷⁾	1	1977	0.58	0.78	11.13	0.44	19.83	int. beam-col conn. (2-D frame)
34		2	1977	0.77	1.40	11.13	0.44	15.48	int. beam-col conn. (2-D frame)
35		3	1977	0.70	1.74	11.13	0.44	19.67	int. beam-col conn. (2-D frame)
36		4	1977	0.80	0.98	11.13	0.32	16.61	int. beam-col conn. (2-D frame)
37		5	1977	0.80	1.40	11.13	0.44	16.77	int. beam-col conn. (2-D frame)
38		6	1977	0.80	1.40	11.13	0.44	16.57	int. beam-col conn. (2-D frame)
39		7	1977	0.69	0.98	11.13	0.32	16.34	int. beam-col conn. (2-D frame)
40		8	1977	1.20	1.40	11.13	0.44	17.52	int. beam-col conn. w/ transv. beams
41		9	1977	1.04	1.41	11.13	0.44	18.09	int. beam-col conn. w/ transv. beams
42		10	1977	0.89	1.41	11.13	0.44	18.60	int. beam-col conn. w/ transv. beams
43		11	1977	0.80	0.97	11.13	0.32	19.83	int. beam-col conn. w/ transv. beams
44		12	1977	0.95	1.40	11.13	2.04	16.94	int. beam-col conn. (2-D frame)
45		13	1977	0.77	1.40	11.13	1.32	15.57	int. beam-col conn. (2-D frame)
46		14	1977	0.78	0.98	11.13	0.95	17.38	int. beam-col conn. (2-D frame)
47	Joglekar, M., Murry, P., Jirsa, J.O. & Klingner, R.E. ²³⁾	int. prot	1984	1.54	1.56	4.55	0.55	11.50	int. beam-col conn. w/ transv. beams and slab
48		ext. prot	1984	0.96	2.72	4.55	0.55	5.30	int. beam-col conn. w/ transv. beams and slab
49		int. modi	1984	1.27	1.37	4.55	0.83	21.10	int. beam-col conn. w/ transv. beams and slab
50		ext. modi	1984	1.19	2.39	4.55	0.83	14.00	int. beam-col conn. w/ transv. beams and slab
51	Soleimani, D., Popov, E.P. & Bertero, V.V. ³²⁾	BC2	1979	0.59	1.49	4.60	0.56	6.99	int. beam-col conn. (2-D frame)
52		BC3	1979	0.79	1.47	4.60	0.56	6.93	int. beam-col conn. (2-D frame)
53	Uzumeri, S.M. & Seckin, M. ³³⁾	3	1979	0.98	2.53	12.81	0.39	11.85	ext. beam-column joint (corner - 3-D)
54		4	1979	1.13	2.4	12.81	0.70	11.08	ext. beam-column joint (corner - 3-D)
55		6	1979	1.10	2.26	12.81	1.40	10.18	beam-column isolated joint (2-D)
56		7	1979	1.14	1.72	12.81	0.70	11.05	beam-column isolated joint (2-D)
57		8	1979	1.00	1.06	12.81	1.40	16.04	beam-column isolated joint (2-D)
58	Lee, D.L.N., Wight, J.K. & Hanson, R. ²⁵⁾	2	1977	1.25	3.26	13.50	2.27	8.29	ext. beam-col conn. (2-D frame)
59		5	1977	1.41	3.11	13.50	2.27	8.96	ext. beam-col conn. (2-D frame)
60		6	1977	1.40	3.07	13.50	1.14	8.96	ext. beam-col conn. (2-D frame)
61	Alameddine, F. & Ehsani, M.R. ¹⁾	LL11	1991	0.93	1.4	9.00	1.22	10.21	ext. beam-col conn. (2-D frame), $f_{ck}=75.8\text{MPa}$
62		LL14	1991	1.15	1.4	9.00	1.22	9.05	ext. beam-col conn. (2-D frame), $f_{ck}=96.5\text{MPa}$
63		HL11	1991	0.85	1.4	9.00	1.22	12.95	ext. beam-col conn. (2-D frame), $f_{ck}=75.8\text{MPa}$

* FSR: Flexural Strength Ratio ** L/d: Length/depth *** TRA: Transverse Reinforcement Ratio

하며 특히 0.03 rad.의 비탄성 변위각에서 측정된 실제 휨 강도의 값이 공칭 휨 강도보다 작은 것을 보여 주고 있다. Fig. 4(a)와 4(b)는 외부 보-기둥 접합부에서 횡 방향의 보의 존재에 따른 실제 측정/공칭 휨 강도(M/M_n)의 비율을 보여 주고 있다.

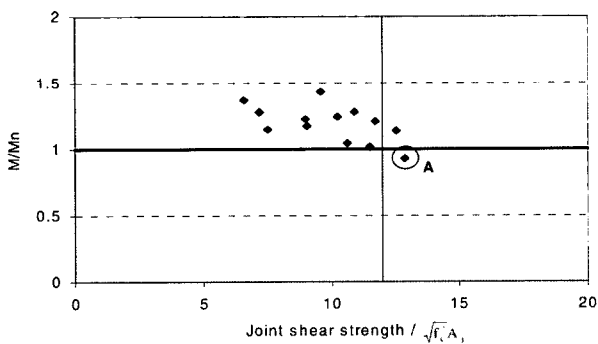
내부 접합부에 대해 횡 방향 보의 존재가 보-기둥 접합부에 미치는 성능은 Fig. 4(c)와 4(d)를 비교함으로써 알 수 있다. 이 그림에서 보듯이 횡 방향 보를 가진 접합부는 보다 큰 전단강도에서도 실제 측정/공칭 휨 강도(M/M_n) 비율이 1.0을 초과하는 것을 보여 주고 있다. 이는 횡 방향 보가 접합부에 추가의 구속력을 부여하고 이에 따라 실제 전단 응력을 감소시키기 때문이다. Fig. 4(b)와 4(d)는 횡 방향 보의 영향을 잘 보여 주고 있는데 접합부의 전단 강도가 ACI 318-02 기준에서 명시된 제한 값에 가까우면서도 불구하고 실제 측정/공칭 휨 강도(M/M_n)의 비율이 1.0을 초과함으로써 접합부가 연성적 거동을 확보하고 있음을 보여주고 있다.

최소 성능기준을 만족하지 못하거나 대부분의 경향으로부터 벗어난 두 개의 구조 실험체는 Fig. 4(a)와 (b)에서 A와 B로 표시하고 자세히 조사되었다. 실험체 A는 보-기둥 접합부에 높은 전단 응력을 받는 5개의 실험체 중 하나이다. 강한 기둥-약한 보의 설계 개념을 만족하기 위해 기둥의 휨 강도 비율이 보의 휨 강도보다 큰 1.67배임에도 불구하고,

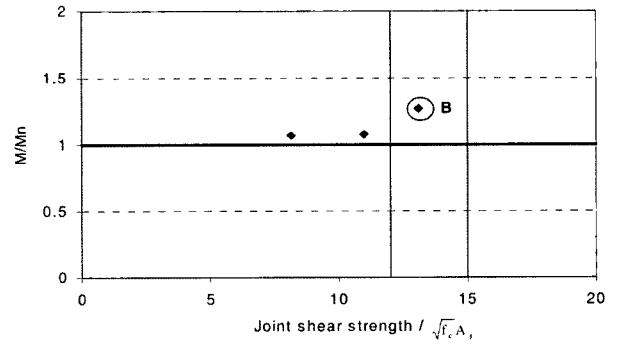
높은 전단 강도로 인해 접합부를 구성하는 보의 끝단에 기 대되었던 소성 힌지의 발생 대신 접합부의 전단 파괴를 가져왔다. 이러한 바람직하지 못한 파괴 형태는 실험체의 강도와 강성에 심각한 감소를 초래하였다. 실험체 B는 횡 방향 보의 영향을 평가하기 위해 제작된 두 개의 실험체중 하나이다. 횡 방향 보의 존재를 제외하고는 같은 조건을 바탕으로 다른 두 개의 실험체가 제작되었다. 횡 방향 보를 가진 실험체는 접합부에 보다 큰 구속력을 제공하여 높은 전단강도가 발생함에도 불구하고 0.03 rad.의 비탄성 변위각까지 공칭 휨 강도 값의 이상을 유지하였다.

3.2 기둥과 보의 휨 강도 비율의 효과

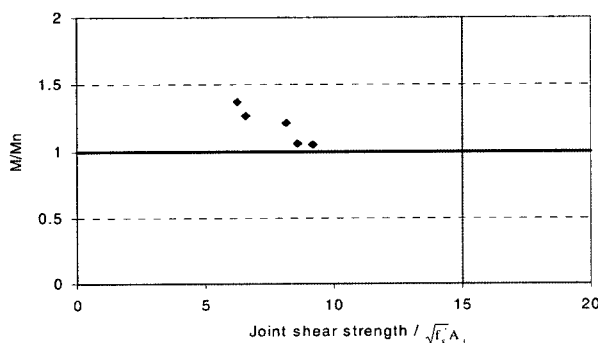
Fig. 5(a)와 5(b)는 내부 및 외부 접합부에서 기둥에 대한 보의 휨 강도 비율에 따른 보-기둥 접합부의 성능을 보여주고 있다. 모든 휨 강도의 계산은 콘크리트와 철근의 실제 측정된 강도를 바탕으로 하였기 때문에 일부 실험체의 기둥에 대한 보의 휨 강도 비율은 강한 기둥-약한 보의 설계 개념을 만족하기 위해 ACI 318-02에서 요구하는 최소 값인 1.2보다 작다. 여기서 정모멘트에 대해 압축에서의 슬래브의 기여와 부모멘트에 대해 유효 폭 내에 위치한 슬래브 철근이 보의 휨강도 계산에 고려되었다. Fig. 5(a)에 나타나듯이 내부 접합부의 경우 기둥에 대한 보의 휨 강도 비율이 증가함



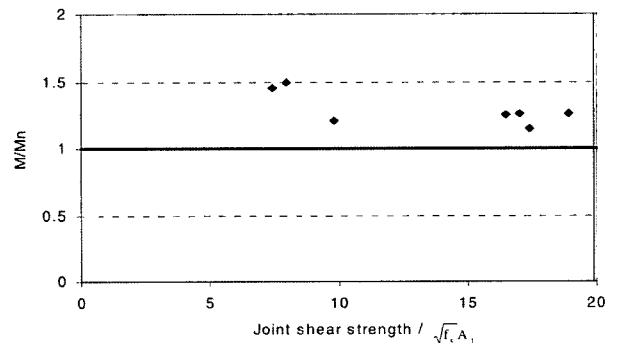
(a) Exterior connections without transverse beam



(b) Exterior connections with transverse beam



(c) Interior connections without transverse beam



(d) Interior connections with transverse beam

(Figure 4) Performance criteria as a function of joint shear strength for SMF connections

에 따라 실제 측정/공칭 휨 강도(M/M_n)의 비율은 또한 증가되고 있다. 이는 실험된 보-기둥 접합부가 0.03 rad.의 비탄성 회전각까지 보의 공칭 휨 강도보다 더 높은 휨 강도를 유지할 수 있음을 보여주고 있는 것이다. 그러나 Fig. 5(b)에서 보듯이 외부 접합부에 대해서는 휨 강도 비율과 접합부의 성능이 비례하지 않는다는 것을 보여 주고 있다. 이는 접합부의 다른 형태적 특성에서 오는 결과로 해석할 수 있다. 한 평면에 대해 두 개의 기둥(접합부를 기준으로 상부와 하부의 기둥)과 두 개의 보(접합부를 기준으로 양쪽의 보)를 가진 내부 접합부와는 달리 외부 접합부는 대부분 두 개의 기둥과 하나의 보로 이루어져 있다. 그러므로 외부 접합부에 대해 기준에서 요구하는 강한 기둥-약한 보의 설계 조건을 만족하기 위한 기둥과 보의 휨강도 비율은 쉽게 만족시킬 수 있게 된다. 따라서 강한 기둥-약한 보의 설계 개념은 다른 설계 조건에 비해 접합부의 성능에 비교적 크게 영향을 미치지 못하게 되었다. 이에 반해 내부 접합부에서 강한 기둥-약한 보의 설계 조건의 만족은 외부 접합부에서는 해당되지 않는 추가적인 부재의 휨 강도를 요구하고 이는 접합부에 보다 나은 휨 성능을 통해 연성적 거동을 보여 주게 되었다.

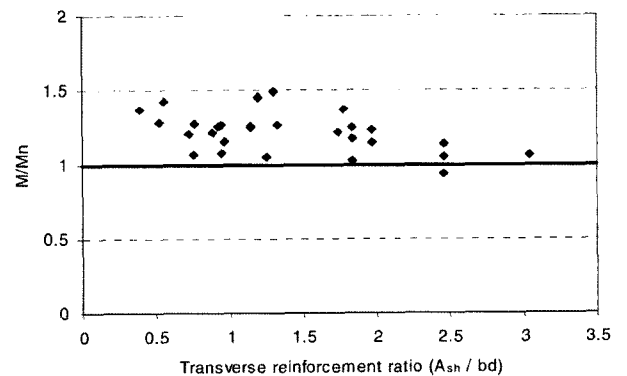
3.3 성능에 영향을 미치는 다른 요소들

횡 방향 철근비, 보에 대한 길이와 깊이의 비율, 그리고 기둥에 대한 축하중이 보-기둥 접합부에 성능을 미치는 다른 요소들로 고려되었다. Fig. 6은 횡 방향 철근비에 대한 접합부의 성능을 보여주고 있다. 횡 방향 철근비는 보의 유효 춤에 기둥의 폭을 곱하여 나타나는 면적에 대해 접합부 내에 위치한 횡 방향 철근의 면적을 통해 계산되었다. 여기서 한 가지 고려할 것은 1990년대 초 이전에 만들어진 구조 실험체를 고려할 때 전체 실험체의 반 이상이 실제 모델의

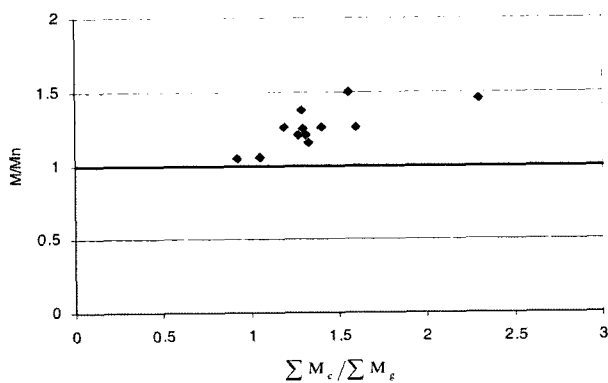
크기보다 작은 스케일을 통해 건설되었기 때문이다. 특수 모멘트 골조 접합부의 설계조건을 만족하기 위한 실험체의 설계는 비교적 작은 보와 기둥으로 이루어진 구조 실험체에 큰 철근 비율로 나타나게 되었다. 이러한 결과로 일부 실험체는 비교적 매우 큰 횡방향 철근비를 가지게 되었다.

적절한 횡 방향 철근의 양은 주철근의 좌굴을 방지하고 접합부가 충분한 강도와 연성을 확보하기 위한 중요 조건중의 하나이다. 그러나 Fig. 6에서 보듯이 비교적 큰 횡 방향 철근비에도 불구하고 실제 측정/공칭 휨 강도(M/M_n)의 비율이 1.0보다 작은 것으로 실험에서 측정되었다. 이는 횡 방향 철근비 이외에도 여러 다른 요소가 접합부의 성능을 결정한다는 것을 보여 주고 있다.

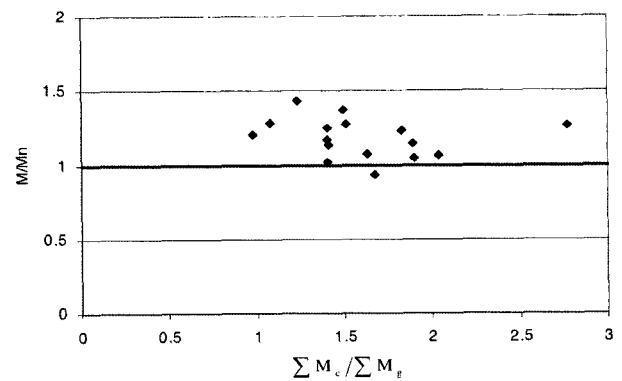
보에 대한 길이와 깊이의 비율 및 기둥의 축 하중에 대한 효과는 지면의 제약에 따라 여기에 나타나지 않았다. 이것은 여기에 대한 효과가 지금까지 고려된 다른 요소에 비해 비교적 중요하지 않다고 생각되었기 때문이다. 그러나 많은 연구자들은 일정한 수준까지 기둥에 작용하는 축 하중은 접합부의 구속력을 개선시키고 전단 강도를 증가시키는 긍정적인 결과를 가져온다고 지적해왔다⁽¹⁹⁾.



(Figure 6) Performance criteria as a function of transverse reinforcement ratio



(a) Interior Joint connections



(b) Exterior Joint connections

(Figure 5) Performance criteria as a function of joint flexural strength ratio for SMF connections

4. 결론

1. 일반적으로 특수 모멘트 골조에 대해 ACI 318-02에 명시되어 있는 설계조건을 만족하는 보-기둥 접합부는 실험에서 대부분 높은 실제 측정/공칭 휨 강도(M/M_n) 비율을 보여주었다. 이는 특수 모멘트 골조 접합부가 강도의 측면에서 급격한 감소 없이 0.03 rad.의 소성 회전에 대해 연성 거동을 발휘할 수 있음을 보여 주고 있다. 접합부의 전단 강도, 기둥과 보에 대한 휨 강도 비율, 접합부 내에서의 횡방향 철근비 등에 대한 제한이 보-기둥 접합부의 만족스런 내진 성능을 보여주는데 중요한 역할을 하였다.
2. 접합부 전단 강도에 대한 ACI 318-02의 조건을 만족하는 모든 특수 모멘트 골조는 AISC 내진기준에서 요구하는 성능 기준을 만족하였다. 접합부의 형태적 특성에 따라 기준에서 제한하고 있는 최대 전단 강도 값은 비탄성 변형에 대한 충분한 억제력을 보-기둥 접합부에 부여하는 것으로 관찰되었다. 횡 방향 보의 존재는 접합부에 대한 구속력과 전단 저항력을 증가시키고 횡 방향 보가 존재하지 않는 접합부에 비해 0.03 rad.의 비탄성 변위각에서 휨 강도의 감소 비율이 훨씬 작음을 보여 주었다.
3. 강한 지진위험이 존재하는 곳에 대해 보-기둥 접합부에 요구되는 강한 기둥-약한 보의 설계 요구 조건은 예상했던 바와 같이 내부 접합부에 대해 기둥에 대한 보의 휨 강도 비율이 증가할수록 보다 나은 연성적 거동을 부여하였다. 그러나 내부 접합부에서 관찰되었던 이러한 효과는 외부 접합부에서는 관찰되지 않았다. 이것은 내부 접합부(두 개의 기둥과 두 개의 보)의 형태적 특성과 강한 기둥-약한 보의 요구 조건을 만족하기 위한 설계상의 고려가 휨 강도 비율이 증가함에 따라 외부 접합부에 비해서 보다 나은 연성거동을 보여 주게 되었다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부 건설핵심기술연구개발사업의 연구비지원(06건설핵심B03)과 서울시 기술기반 구축사업(과제번호 GR070033)에 의해 수행되었습니다. 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 권기혁, 박상현, 최완철 외 3인, “철근 콘크리트 외부 보-기둥 접합부 실험체 시뮬레이션의 이력거동에 대한 실험적 연구”, 대한건축학회논문집, 제19권 제6호, 2003. 06, pp. 19-26.
2. 이상호, “철근 콘크리트 내부 보-기둥 접합부의 전단강도에 관

- 한 연구”, 대한건축학회논문집, 제13권 제4호, 1997.04, pp. 303-315.
3. 이원호, 유영찬, 이정환, “고강도 철근 및 고강도 콘크리트를 사용한 보-기둥 접합부의 비선형 거동에 관한 실험적 연구”, 대한건축학회논문집, 제17권 제3호, 2001. 03, pp. 19-26.
4. 이한선, 차병기, 고동우, 우성우, “비내진 상세를 가진 1/3 축소 R.C. 외부 접합부의 반복 횡하중 실험”, 콘크리트학회 가을 학술발표회 논문집, 제13권, 2001. 11, pp. 179-184.
5. ACI Committee 318 (1971, 1983, 1999, 2002) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
6. AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL, 1997.
7. Alameddine. F. and Ehsani. M., “High-strength RC Connections Subjected to Inelastic Cyclic Loading,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 3, 1991, pp. 829-850.
8. Applied Technology Council Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures, ATC-24, Redwood City, CA, 1992.
9. Beckingsale. C.W., Park. R. and Paulay. T., “Post Behavior of R/C BeamJoints,” Research Report No. 80, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1980, pp. 378.
10. Bertero. V. and Popov. E., “Hysteretic Behavior of Ductile Moment Resisting Reinforced Concrete Frame Components,” Report No. EERC 75, University of California, Berkeley, CA, 1975.
11. Celebi. M. and Penzien. J., “Experimental Investigation into the Seismic Behavior of Critical Regions of Reinforced Components as Influenced by Moment and Shear,” Report No. EERC 73, University of California, Berkeley, CA, 1973.
12. Cheung. P., Park. R. and Paulay. T., “Seismic Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints with Floor Slab,” Res. Report 91-4, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1991.
13. Derecho. A. and Kianoush. M., “Seismic Design of Reinforced Concrete Structures,” *The Seismic Design Handbook*, Kluwer Academic Publishers, 2001, pp. 463-562.
14. Durrani. A. and Wight. J., “Experimental and Analytical Study of Internal Beam to Column Connections Subjected to Reversed Cyclic Loading,” Report No. UMEE 82, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 1982.
15. Durrani. A. and Zerbe. H., “Seismic Resistance of RC Exterior Connections with Floor Slab,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 8, 1987.
16. Ehsani. M.R., Moussa A.E. and Vallenilla. C.R., “Comparison of Inelastic Behavior of Reinforced Ordinary- and High-Strength Concrete Frames,” *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 2, 1987, pp. 161-169.
17. Ehsani. M.A. and Vallenilla. C., “Comparison of Inelastic Behavior of Reinforced Ordinary- and High-Strength Concrete

- Frames," *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 2, March-April, 1987, pp. 161-169.
18. Ehsani. M. and Wight. J., "Behavior of External Reinforced Concrete Beam to Column Connections Subject to Earthquake Type Loading," Report No. UMEE 82, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 1982.
 19. Fanella. D.A., "Seismic Detailing of Concrete Buildings, Portland Cement Association," Skokie, IL, 2000, pp. 69.
 20. Foranzi. B., Popov. E. and Bertero. V., "Hysteretic Behavior of Lightweight R/C Beam Subassemblages," Report No. EERC 79, University of California, Berkeley, CA, 1979.
 21. Hanson. N.W. and Conner. H., "Seismic Resistance of R/C Beam Column Joints," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 93, No. ST5, October, 1967, pp. 533.
 22. Hanson. N.W., "Seismic Resistance of Concrete Frames with Grade 60 Reinforcement," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 97, No. ST6, 1971, pp. 1685.
 23. Jogelkar. M., Murry. P., Jirsa. J. and Klingner. R., "Full Scale Tests of Beam Joints," ACI SP-84: Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures: US Research, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1985, pp. 271.
 24. LaFave. J. and Wight. J., "Behavior of Reinforcement Concrete Exterior Wide Beam-Column-Slab Connections Subjected to Lateral Earthquake Loading," Civil Eng. Report UMCEE 97-01, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 1997.
 25. Lee. D.L.N., Wight. J.K. and Hanson. R. "R/C BeamColumn Joints Under Large Load Reversals," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 103, No. ST12, December 197.
 26. Meinheit. D. and Jirsa. J., "The Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," CESRL Report No. 77-1, Department of Civil Engineering, The Univ. of Texas, Austin, TX, 1977.
 27. Meinheit. D. and Jirsa. J., "Shear Strength of R/C Beam-Column Connections," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 107, No. 11, 1981, pp. 2227-2244.
 28. Park. R. and Milburn. J., Comparison of recent New Zealand and United States seismic design provisions for R/C beam-column joints, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, v 16, n 1, Mar, 1983, pp. 3-24.
 29. Quintero-Febres. C. and Wight. J., "Experimental Study of Reinforced Concrete Interior Wide Beam-Column Connections Subjected to Lateral Loading," *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 4, 2001, pp. 572-582.
 30. Ruitong. J. and Park. R., "Comparison of the behaviour of reinforced concrete beam-column joints designed for ductility and limited ductility," Bulletin of the New Zealand National Society for Eq. Engr., v 21, n 4, 1988, pp 255-278.
 31. Scarpas. A., The Inelastic Behavior of Earthquake Resistant R/C Exterior Beam-Column Joints, Report No. 81, Dept. of Civil Engr., University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1981.
 32. Soleimai. D., Popov. E. and Bertero. "V. Hysteretic Behavior of R/C Beam-Column Subassemblages," *Journal of American Concrete Institute*, November, 1979, pp, 1179-1195.
 33. Uzumeri. S.M., and Seckin. M., "Behavior of R/C Beam-Column Joints Subjected to Slow Load Reversals," Publication No. 74, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada, March 1974.
 34. Zerbe. H. and Durrani. A., "Seismic Response of Connections in Two-Bay R/C Frame Subassemblages," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 11, 1989, pp. 2829-2844.