

기존 용접형 철골 박스기둥 접합부의 내진성능

Seismic Performance of Existing Welded Steel Moment Connections to Built-up Box Columns

김 태 진*
Kim, Tae-Jin

B. Stojadinovic**

A. S. Whittaker***

국문요약

본 연구에서는 1994년 미국 노스리지 지진 이전에 건설된 기존 철골 건물의 용접형 철골 박스기둥과 보 접합부의 내진성능을 반복재하 실험에 의해 평가하였다. 실험결과에 의하면 노스리지 지진 이전 접합상세를 갖는 박스기둥과 보 접합부에서도 H-형강 기둥과 보 접합부 실험결과와 유사하게 취성파단이 발생하였다. 하지만, 박스기둥과 보 접합부에서의 플랜지 응력전달 경로가 H-형강 기둥과 보 접합부에서의 것과 상당한 차이가 있고 또한 박스기둥의 형상에 따라 균열 전파의 형태가 다를 수 있다는 것이 밝혀졌다. 따라서 용접형 철골 박스기둥과 보 접합부의 내진성능을 향상시키기 위해서는 H-형강 기둥과 보 접합부에 대한 기존 연구결과를 그대로 적용하기보다는 박스기둥에 적합한 접합부의 보강상세 개발이 요구된다.

주요어 : 철골모멘트접합부, 박스기둥, 취성파괴, 노스리지 지진 이전 접합상세, 내진성능평가

ABSTRACT

In this study the seismic performance of welded steel moment connections to built-up box columns in the existing building built before 1994 Northridge earthquake was evaluated by cyclic tests. According to the test results, the pre-Northridge steel moment connections to the box columns also suffered from brittle fracture similar to that in the H-shaped column connections. However, the flange force transfer mechanism of the box column connections was substantially different from that of the H-shaped column connections, and the patterns of crack propagation may be changed due to the shape of the box column. Therefore, it is required to develop proper details for the box column connections instead of using the research results for H-shaped column connections in order to enhance the seismic performance the connections.

Key words : steel moment connection, box column, brittle fracture, pre-Northridge detail, seismic performance evaluation

1. 서 론

철골 모멘트 저항골조에서 보-기둥 접합부는 골조의 횡변위에 저항하면서 보에 작용하는 휨모멘트와 전단력을 기둥으로 전달하는 주요한 구조요소이다. 철골 모멘트 저항골조는 기둥과 연결되는 보단부에 소성힌지를 형성하여 지진에 의해 과도한 하중이 구조체로 전달되는 것을 제한할 수 있고, 또한 가새골조나 전단벽 구조에 비해 횡강성이 작아 구조체의 고유진동주기를 증가시킴으로써 지진력의 크기를 감소시킬 수 있다는 점에서 강진지역에 널리 사용되고 있다. 하지만, 1994년 미국의 노스리지 지진과 1995년 일본의 고베 지진에서 목격된 접합부에서의 광범위한 취성파괴 현상으로 인해 철골 모멘트 저항골조가 소성거동에 의해 지진의 입력에너지를 발산시킬 수 있다는 가정에는 상당한 오류가 있었음이 밝혀지게 되었다. 미국 노스리지 지진에서 발생한 철골 접합부에서의 균열은 보의 상부 플랜지에서도 발생하였지만 그림 1에서와 같이 대부분

보 하부 플랜지 용접 루트에서 발생하여 용접부가 완전히 파단(W2)되거나 또는 기둥으로 전파되어 기둥 플랜지의 일부가 떨어져 나가는 디벗(divot) 형태의 파괴(C2)나 기둥 전단면이 파괴되는 형태(P7)로 진전되기도 하였다.

미국에서는 SAC 프로젝트를 통해 철골 접합부의 취성

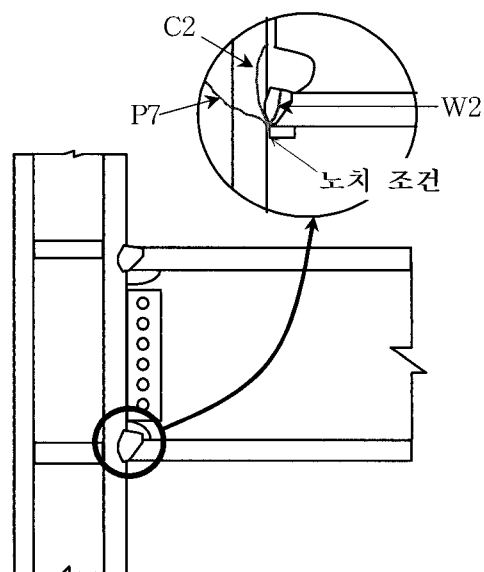


그림 1 보 하부플랜지 용접부위의 균열⁽¹⁾

* 정회원·성균관대학교 건축공학과, 전임강사
(대표저자: taejin@skku.edu)

** Associate Professor, Department of Civil & Environmental Engineering, University of California at Berkeley, USA

*** Professor, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University at Buffalo, USA

본 논문에 대한 토의를 2006년 4월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2005. 10. 31 / 심사종료일 : 2006. 1. 18)

표 1 신축용 FEMA 용접 접합부의 적용범위¹⁾

접합부	시스템	플랜지 두께	보 축깊이	기둥 축깊이
WUF-B	OMF	25	914	356
WUF-W	OMF	38	914	NL
	SMF	25		356
FF	OMF	31	914	NL
	SMF	19	762	356
WFP	OMF	38	914	NL
	SMF	25		356
RBS	OMF	44	914	NL
	SMF			356

단위 : mm

NL : 제한없음 (not limited)

파괴를 방지하고 내진설계기준에서 요구하는 철골 모멘트 저항골조의 성능 수준을 확보할 수 있는 방안에 대해 광범위한 연구가 SAC 조인트벤처에 의해 수행되었고 그 결과가 미국 연방재난관리청(FEMA)에서 발간한 일련의 보고서¹⁾를 통해 일반에게 공개되었다. FEMA 보고서에서 제시하고 있는 여러 형태의 철골 인증 접합부들은 구조기술자에게 접합부 문제 해결을 위한 다양한 도구를 제공하고 있다. 광범위한 인증 실험을 통해 새로운 철골 접합부가 내진설계기준에서 요구하고 있는 소성변형능력을 발휘할 수 있다는 것이 증명되었다.

FEMA의 인증 접합부는 표 1에서와 같이 그 적용범위에 제한이 있다. 즉, 보의 플랜지 두께, 보의 축깊이, 그리고 기둥의 형상과 축깊이에 대한 한계치가 규정되어 있다. 기둥의 경우 최대 축깊이가 356mm인 H-형강에 대해서만 인증되었고 깊은 기둥(deep column)이나 박스기둥(box column)에 대해서는 고려되어 있지 않다. 이것은 SAC 프로젝트에서 다양한 형태와 치수를 갖는 보와 기둥 부재들을 사용하기보다는 각 접합부 유형별 설계변수에 대한 제한치를 효율적으로 도출하기 위해 유사한 형상과 크기의 부재들을 사용하여 실험을 수행하였기 때문이다. 실험에 의해 그 성능이 확인되지 않은 범주에 있는 새로운 철골 접합부를 실무에 적용하기 위해서는 추가의 인증실험이 요구된다.

철골 박스기둥은 H-형강 기둥과는 달리 약축이 존재하지 않고 비틀림에 강한 폐쇄형 단면을 갖기 때문에 축하중이 크게 작용하는 고층건물의 하부기둥이나 장주에 널리 사용되고 있다. 일본 등에서는 각형강관이 이러한 박스기둥 부재로써 많이 활용되고 있지만 생산되는 강관의 크기에 제한이 있기 때문에 용접형(또는 조립형) 박스기둥(built-up box column)도 실무에서 자주 사용되고 있다. 각형강관의 경우에는 관통형 다이아프램이나 외측 다이아프램이 보 플랜지에서 전달되는 휨응력에 저항하기 위해 기둥에 설치되지만 용접형 박스기둥에서는 내부 다이아프램 방식이 선호되고 있다. 아직까지는 용접형 박스기둥과 연결되는 철골 접합부에 대한 내진성능 평가실험 결과가 충분히 확보되어 있지 않기 때문에 용접형 박스기둥이 사용되는 신축건물의 철골 모멘트 골조의 설계나 기존 건물의 내진성능 평가를

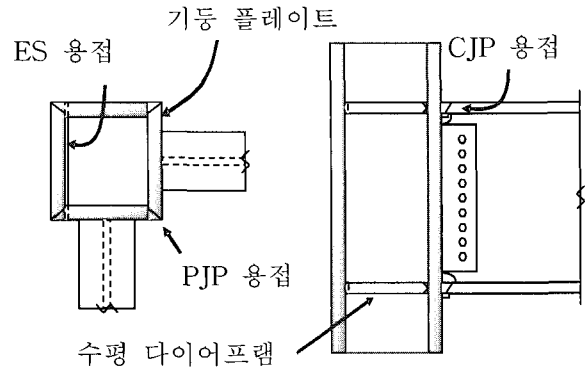


그림 2 용접형 철골 박스기둥의 접합상세

위한 명확한 기준이 마련되어 있지 못한 것이 현실이다.

본 연구에서는 노스리지 지진이전에 건설된 철골건물의 용접형 박스기둥과 보 접합부를 대상으로 실험대 반복재하 실험을 수행하였다. 실험결과로부터 노스리지 지진 이전 접합상세를 갖는 용접형 철골 박스기둥과 보 접합부의 내진성능을 평가하고 그 거동의 특성에 대해 분석하고자 하였다.

2. 철골 박스기둥과 보 접합부

2.1 용접형 철골 박스기둥

그림 2는 본 연구의 대상인 H-형강 보와 용접형 박스기둥을 연결하는 전형적인 접합부 상세를 보여주고 있다. 박스기둥은 4개의 플레이트로 구성되며 보 플랜지에서 전달되는 힘을 기둥 단면 전체로 분산시키기 위해 기둥 내부에 수평 다이아프램이 보 플랜지 높이에 설치된다. 각 기둥 플레이트는 일반적으로 완전용입(CJP, Complete Joint Penetration)용접에 의해 서로 연결되고 수평 다이아프램과도 CJP용접에 의해 접합된다. 박스기둥이 폐쇄형이기 때문에 제작과정에서 마지막으로 조립되는 기둥 플레이트와 수평 다이아프램은 일렉트로 슬래그 용접에 접합되는 것이 일반적이다. 현장에서 H-형강보의 웨브를 기둥에 용접되어 있는 전단 연결판(shear tab)에 볼트 접합하고 보 플랜지는 CJP용접에 의해 기둥 플랜지에 직접 접합된다. 이러한 접합부는 FEMA-350¹⁾의 WUF-B 접합상세와 유사하다.

2.2 박스기둥과 보 접합부의 거동 특성

H-형강 기둥과 보 접합부와 박스기둥과 보 접합부는 보 플랜지의 응력을 기둥으로 전달하는 방식에서 큰 차이가 있다. 그림 3에서 보는 바와 같이 H-형강 기둥과 보 접합부에서는 보 플랜지에 작용하는 휨응력이 대부분 기둥의 웨브로 직접 전달되지만 박스기둥과 보 접합부에서는 수평 다이아프램으로 먼저 전달되고 그 다음에 기둥의 단면으로 분산된다. 또한 박스기둥에는 보의 웨브에 해당하는 위치에 H-형강 기둥의 웨브와 같은 보 웨브의 휨모멘트에 저항할 수 있는 수직 보강요소가 없기 때문에 기둥면에서 보의 소성힌지가 완전히 형성되기 어렵다. 그림 4에서 보

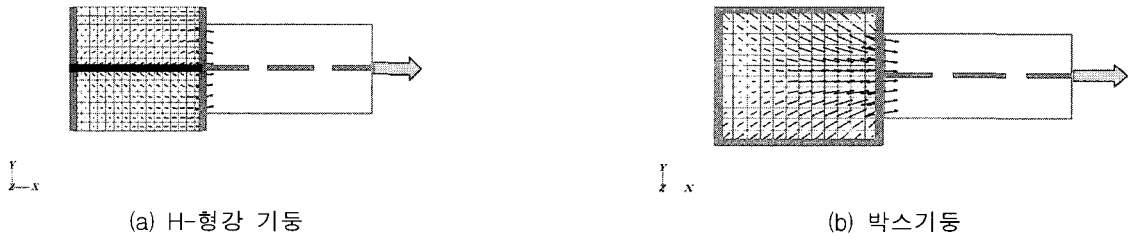


그림 3 주응력도의 전달 패턴⁽²⁾

는 바와 같이 H-형강 기둥에서는 소성힌지가 기둥면에서 형성될 수 있지만 박스기둥에서는 보 플랜지와 웨브의 일부만이 항복하고 보 웨브의 중앙부는 탄성범위에 있게 된다. 보의 휨모멘트가 증가하면 보의 웨브가 항복하는 대신에 보와 접하는 기둥의 플랜지 플레이트가 항복할 수 있어 내진설계기준에서 요구하는 약한보-강한기둥 조건을 충족시키지 못할 수 있다. 이러한 박스기둥과 보 접합부와 H-형강 기둥과 보 접합부와의 거동 차이 때문에 H-형강 기둥과 보 접합부에 대한 기존 연구결과를 박스기둥과 보 접합부에 적용하기 위해서는 추가의 연구가 요구된다.

2.3 기존 연구결과

각형강관을 이용한 철골 보-기둥 접합부에 대한 실험적 연구는 한국과 일본 등에서 광범위하게 수행되어 왔지만 용접형 박스기둥과 보 접합부에 대한 연구는 상대적으로 제한적이었다. 용접형 박스기둥과 보 접합부에 대한 기존의 실험적 연구결과를 요약하면 다음과 같다.

미국의 Linderman과 Anderson⁽⁴⁾은 H-형강과 용접형 박스기둥을 연결하는 철골 접합부에 대한 일련의 실험을 수행하였다. 실험장비 용량의 한계로 인해 박스기둥의 크기는 280×280mm, 보의 춤깊이는 406mm인 비교적 작은 시험체가 사용되었다. 그들의 실험결과에 의하면 박스기둥과 보 접합부의 거동은 H-형강 기둥과 보 접합부와 유사하지만 박스기둥 플랜지의 면외 변형에 의해 초기강성이 H-형강 기둥과 보 접합부보다 감소하는 것이 밝혀졌다.

대만의 Tsai 등⁽⁵⁾은 대형의 용접형 철골 박스기둥과 보 접합부에 대한 광범위한 실험과 해석연구를 수행하였다. 실험에 사용된 박스기둥의 크기는 550×550mm이상으로 최대 크기는 900×900mm이었다. 보는 모두 용접 형강으로 보강되지 않은 접합부에 사용된 보의 최대 춤깊이는 700mm, 박스기둥면에서의 휨내력 요구조건을 만족시키기 위해 플레이트로 일부 보강된 접합부의 경우에는 보의 최대 춤깊이가

900mm였다. 대부분의 시험체는 소정의 소성능력을 발휘하였지만 시험체들 중 일부는 보 플랜지의 용접부와 수평 다리아프램 용접부에서 취성파단이 발생하였다.

최근 대만의 Chen 등⁽⁶⁾은 리브로 보강된 박스기둥과 보 접합부에 대한 실험연구 결과를 발표하였는데 그들의 시험체중 하나는 노스리지 지진 이전 접합상세를 갖는 비보강 접합부였다. 이 시험체는 2.3% 층간변위 사이클에서 보 플랜지 열영향부(HAZ, Heat Affected Zone)의 파단이 발생하였다.

3. 기존 철골건물 접합부의 내진성능 평가실험

3.1 실험대상 접합부의 선정

최근의 광범위한 연구에 의해 철골 접합부의 취성파괴를 미연에 방지하고 그 소성변형능력을 향상시킬 수 다양한 형태의 접합부가 개발됨으로써 앞으로 건설되는 철골건물은 내진설계기준에서 요구하는 성능을 발휘할 수 있게 되었다. 하지만, 대다수의 철골건물들은 노스리지 지진 이전 상세에 의한 접합부로 시공되어 있기 때문에 실제 지진이 발생할 경우 광범위한 피해발생이 예상된다. 본 연구에서 대상으로 하는 건물은 미국의 1994년 노스리지 지진 이전에 건설된 것으로 그림 5에서 보는 바와 같이 전형적인 노스리지 지진 이전 접합상세(뒷담재, 용접용 접근구멍, 접합형상)가 사용되었다.

대상건물은 그림 6에서 보는 바와 같이 H-형강 보와 H-형강 기둥 그리고 박스기둥으로 구성된 여러 개의 철골 모멘트 골조로 횡저항 시스템을 형성하고 있다. 이러한 건물의 내진성능을 평가하기 위해서는 전체적인 건물 골조의 내진거동을 해석적으로 파악하기 이전에 골조의 주요 구성요소인 철골 접합부에 내진성능 평가를 선행할 필요가 있다.

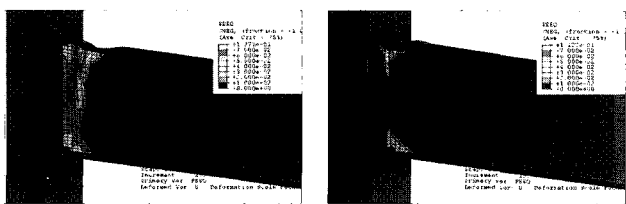


그림 4 보-기둥 접합부에서의 소성힌지⁽³⁾

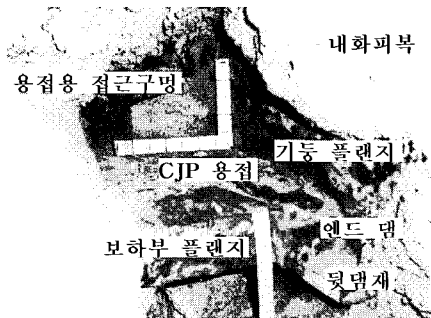


그림 5 대상건물의 접합부 상세

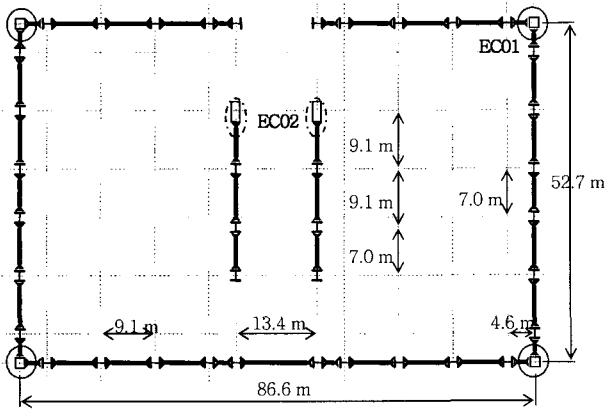
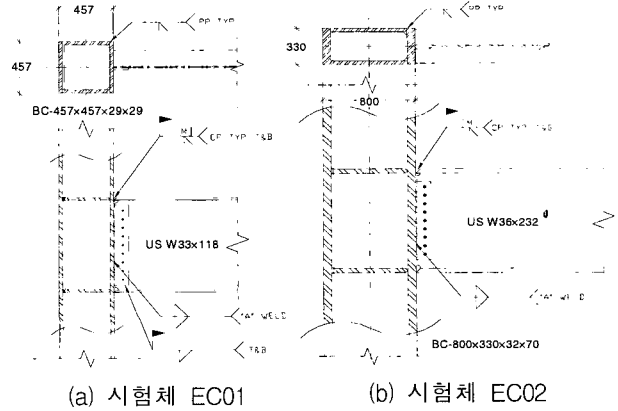


그림 6 선정된 실험대상 접합부의 평면위치



(a) 시험체 EC01 (b) 시험체 EC02
그림 7 시험체의 접합상세

H-형강 기둥과 보 접합부의 경우는 그동안 축적된 연구결과를 이용하여 평가가 가능하지만 박스기둥과 보 접합부의 경우에는 실물대 실험에 의한 연구결과가 제한적이기 때문에 별도의 접합부 내진성능 인증실험을 수행하여야 한다.

실험대상 접합부를 선정하기 위해 설계도서와 공사 관련 도서를 검토하였고 현장조사를 통해 이를 확인하였다. 그 결과 두 개의 박스기둥과 보 접합부가 선정되었다. 철골 접합부의 소성회전능력은 보의 크기가 커짐에 따라 감소하게 되므로⁽⁷⁾ 유사한 형태의 접합부 중에서 제일 큰 부재로 구성된 것을 실험대상으로 선택하였다. 접합부 EC01은 정방형 박스기둥으로 구성되어 있으며 건물 모서리에 위치하고 접합부 EC02의 기둥은 장방형 박스단면으로 건물내부의 계단실과 엘리베이터를 지지하는 골조를 구성하고 있으며 지하1층에서부터 지상1층까지 이어지는 대형기둥이다.

3.2 시험체의 설계와 제작

대상건물의 설계도서, 시방서, 재료시험보고서, 그리고 현장조사를 통해 얻어진 정보와 자료를 토대로 시험체의

표 2 시험체의 주요치수 (단위: mm)

시험체		EC01	EC02
H-형강보	스팬	2,290	4,110
	춤깊이, H	836	942
	플랜지폭, B	292	307
	웹 두께, t _w	14	22
	플랜지 두께, t _f	19	40
박스기둥	높이	4,170	4,170
	춤깊이	457	800
	폭	457	300
	플랜지판 두께	29	70
	측면판 두께	29	32

표 3 강재의 인장시험 결과 (평균값)

H-형강보	시험편위치	F _y (MPa)	F _u (MPa)	연신율 (%)
US W33x118 (ASTM A572 Gr. 50)	플랜지	426	527	35.0
	웹	479	549	34.5
US W36x232 (ASTM A572 Gr. 50)	플랜지	374	521	31.8
	웹	422	522	31.8

설계와 제작이 수행되었다. H-형강보와 기둥은 ASTM A572 Grade 50 (F_y= 345 MPa, F_u= 450 MPa) 강재로 제작되었고 보의 플랜지와 기둥을 연결하는 CJP용접에는 노치인성도가 규정되어 있지 않은 E70T-4 용접봉이 사용되었다. 그림 7은 각 시험체의 접합상세를 보여주고 있다. 시험체의 주요 치수는 표 2에 나타난 것처럼 실제 건물의 것과 유사하도록 결정되었다.

시험체 제작에 사용된 형강과 강판의 잔여부분에서 인장 시험용 쿠폰을 채취하여 재료실험을 수행하였다. 인장시험 결과 시험체의 항복강도와 인장강도는 규정치를 상회하고 있는 것으로 나타났다(표 3 참조). 보와 기둥의 연결은 현장접합을 모사하기 위해 시험체를 수직으로 세운 상태에서 이루어졌다. 대상 건물의 공사에 참여했던 용접기술자가 시험체의 용접작업에 참여하여 실제 건물과 최대한 동일한 조건하에서 접합부 시험체의 제작이 이루어지도록 하였다.

3.3 실험방법

그림 8은 시험체 EC01에 대한 실험 셋업을 보여주고 있다. 보-기둥 연결부위에서 발생하는 현상을 용이하게 관찰하기 위해 시험체는 바닥에 평행하게 누워서 설치되었다. 두 대의 유압가력기가 실험에 사용되었는데 그 최대 가력하중은 각각 2,224kN이었고 최대 가력거리는 508mm였다. 건물에 설치된 횡지지 가새를 모사하기 위해 튜브로 제작된 횡지지 골조가 그림8에서와 같이 설치되었다.



그림 8 실험 셋업

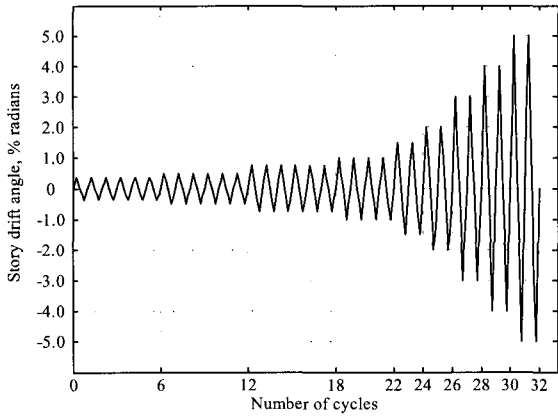


그림 9 실험 재하 이력

그림 9는 본 실험에서 사용된 하중재하 프로토콜을 보여주고 있다. 이 프로토콜은 AISC에서 제시하고 있는 인 증실험절차⁽⁸⁾에 의해 결정되었고 층간변위를 컨트롤 변수로 하고 있다. 이러한 변위 프로토콜은 보가 기둥에서부터 완전히 분리될 때까지 수행되었다.

4. 실험결과

4.1 실험결과 요약

시험체 EC01과 EC02는 모두 보가 항복하기 전에 CJP 용접부에 취성파단이 발생하였다. 두 시험체에 대한 실험 결과가 표 4에 정리되어 있다. 기둥면으로부터 유압가력기의 중심선까지의 거리(그림 8의 L)에 유압가력기의 작용력을 곱하여 보의 휨모멘트를 계산하였고, 보단부의 변위를 측정점에서부터 기둥의 중심선까지의 거리로 나누어 층간 변위를 계산하였다. 보의 소성모멘트 M_p 는 소성단면계수와 재료시험에 의한 항복응력을 이용하여 산정되었고 항복 모멘트 M_y 는 탄성단면계수를 이용하여 계산되었다.

철골 접합부의 층간변형은 보, 기둥, 판넬존의 변형성분을 포함한다. 본 실험체의 경우 박스기둥의 강성이 연결되는 H-형강보에 비해 월등히 크기 때문에 층간변형은 보의 변형에 의해 지배된다. 실제 실험에서 측정된 기둥과 판넬 존의 변형도가 0에 근접하여 이러한 사실을 입증하였다.

표 4 실험결과 정리

시험체	$\frac{M_{max}}{M_y}$	$\frac{M_{max}}{M_p}$	$\theta_{fracture}$ % rad.	$\theta_{p,beam}$ % rad.	$\theta_{p,pz}$ % rad.
EC01	0.71	0.82	0.78	0	0
EC02	0.58	0.67	0.59	0	0

M_{max} = 첫번째 파단에서 보단부의 최대 휨모멘트

M_p = 보의 소성모멘트

M_y = 보의 항복모멘트

$\theta_{fracture}$ = 첫번째 파단의 층간변위각

$\theta_{p,beam}$ = 보의 최대소성회전각

$\theta_{p,pz}$ = 판넬존의 최대소성회전각

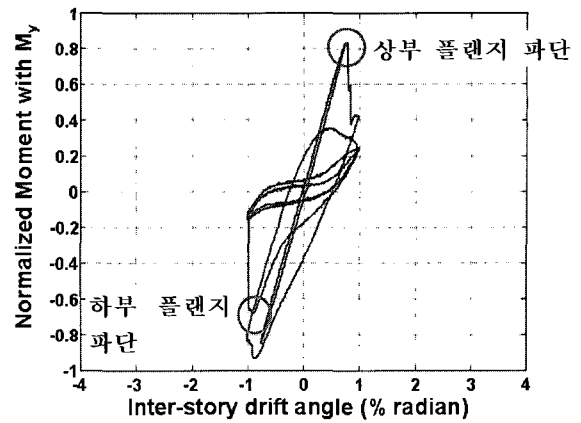


그림 10 시험체 EC01의 이력곡선

4.2 시험체 EC01

그림 10은 시험체 EC01의 모멘트-층간변위각의 관계를 나타내는 이력곡선을 보여주고 있다. 0.75% 층간변위 사이클에서 기둥과 면한 보 상부 플랜지 회철의 일부 떨어져 나갔지만 기둥면으로부터 50mm에 위치한 스트레인게이지의 측정값에 의하면 아직 플랜지의 항복은 시작되지 않았다. 다음 1% 층간변위의 첫 번째 사이클에서 보 상부 플랜지 CJP 용접의 중앙부와 양 가장자리에서 3개의 균열이 발생하였고 층간변위가 0.78%에 도달하는 순간 중앙의 균열이 가장자리 균열로 전파되면서 보 상부 플랜지의 전체 파단이 그림 11과 같은 형태로 발생하였다. 상부 플랜지의 파단이후에도 1% 층간변위까지 계속 재하 하였는데 이때 접합부의 잔여 내력은 그림 10에서 보는 바와 같이 항복모멘트의 40% 정도였다.

층간변위가 1%에 도달한 이후에는 가력방향을 역전시켜 부방향(상부 플랜지에 압축응력, 하부 플랜지에 인장응력이 작용)의 휨모멘트가 보에 작용하도록 하여 1% 층간변위까지 재하하였다. 첫 번째 사이클에서는 파단이 발생하지 않았지만 뒷담재와 기둥 플랜지 사이의 균열은 발생하였다. 두 번째 사이클에서 하부 플랜지의 파단이 발생하였는데 이때의 층간변위는 0.91%였다. 첫 번째 파단이 발생할 때 보의 정방향(상부 플랜지에 인장응력, 하부 플랜지에 압축응력) 최대 휨모멘트는 소성모멘트의 71%, 항복모멘트의 82%였다.

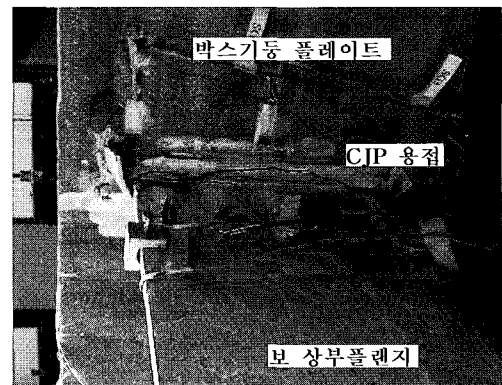


그림 11 EC01 상부 플랜지의 파단

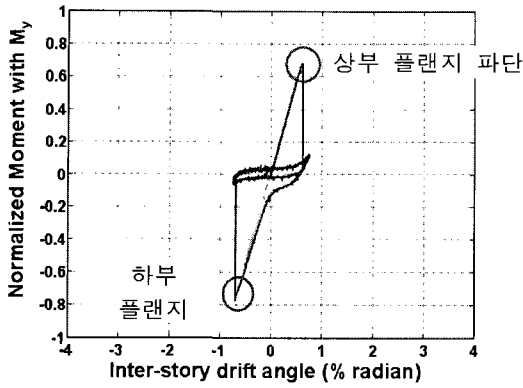


그림 12 시험체 EC02의 이력곡선

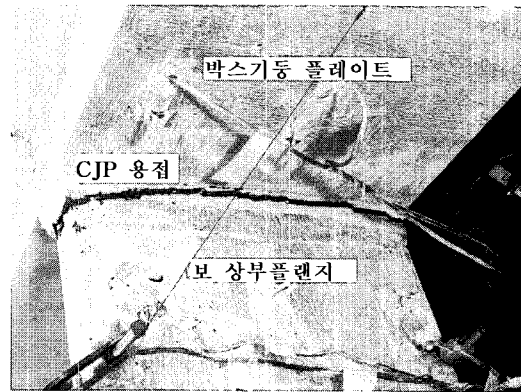


그림 13 EC02 상부 플랜지의 파단

4.3 시험체 EC02

그림 12는 시험체 EC02의 모멘트-층간변위각의 관계를 나타내는 이력곡선을 보여주고 있다. 0.375% 층간변위 사이클에서 기둥과 면한 보 하부 플랜지에서 회철의 일부가 벗겨졌지만 상부 플랜지에서는 이러한 현상이 관측되지 않았다. 0.75% 층간변위 첫 번째 사이클에서 보 상부 플랜지 CJP 용접부위가 초기 균열의 발생없이 0.59%에서 그림 13과 같은 형태로 일시에 파단되었다.

상부 플랜지의 파단이후에도 0.75% 층간변위까지 재하하였는데 파단된 접합부에서 잔여내력은 그림 12에서 보는 바와 같이 보 항복모멘트의 12%에 불과하였다. 보의 하부 플랜지도 상부 플랜지와 동일한 재하 사이클에서 파단되었고 이때의 층간변위는 0.68%였다. 첫 번째 파단이 보의 상부 플랜지에서 발생했을 때 기둥면에서의 최대 휨모멘트는 보의 소성모멘트에 대해서 58%, 보의 항복모멘트에 대해서 67%였다.

5. 실험결과 고찰

5.1 보 춤깊이의 영향

기존 건물의 용접형 철골 박스기둥과 보 접합부에 대한 실험결과 두 시험체 모두 보 플랜지 CJP용접부에서 취성파단이 발생하였다. 이것은 두 시험체가 노스리지 지진 이전 접합상에 의해 제작되었기 때문에 충분히 예상할 수 있는 결과였다. 인성이 확보되지 않은 용접봉의 사용, 플

랜지 용접부위에서의 응력집중에 의한 강재의 항복강도 증가, 용접에 의한 접합부에서의 변형제한으로 유도되는 스트럿(strut) 거동과 이에 따른 플랜지의 전단력 부담 등 전형적인 노스리지 지진 이전 접합부에서 소성능력을 제한하는 요소들이 그대로 작용하고 있기 때문이다.

그림 14는 노스리지 지진 이전 접합부에 대한 여러 실험결과들과 앞에서 살펴본 용접형 철골 박스기둥과 보 접합부에 실험 중 용접부가 조기 파단된 경우, 그리고 본 연구의 실험결과를 함께 나타내고 있다. 이 그림에서 보는 바와 같이 보의 춤깊이가 증가할수록 철골 접합부는 작은 소성회전각에서 파괴될 확률이 커지게 된다는 것을 알 수 있다. 소성변형회전각은 소성힌지내의 곡률을 적분하여 계산할 수 있다⁽⁹⁾. 이러한 곡률은 최대변형률을 보의 춤깊이로 나눈 값($\phi = \epsilon_{max}/D_b$)이므로 동일한 소성변형회전각을 발휘하기 위해서는 보의 춤이 커질수록 플랜지에서의 변형요구도가 증가하게 되는 것이다. 따라서 보의 춤깊이가 작은 접합부의 경우에는 상당히 큰 소성변형능력을 발휘할 수 있지만 보의 춤깊이가 커지게 되면 소성변형능력이 감소하고 경우에 따라 항복하기 전에 파단이 발생할 수 있다.

그림 14에는 AISC⁽⁸⁾에서 제시하고 있는 특수모멘트 골조(SMF), 중간모멘트 골조(IMF), 보통모멘트 골조(OMF)에 대한 기준이 함께 표시되어 있다. 본 연구의 시험체는 소성회전각이 0이지만 항복모멘트에 훨씬 미치지 못하므로 OMF에 대한 기준에도 해당되지 못한다고 할 수 있다.

5.2 박스기둥 형상에 따른 균열발생의 차이

본 연구에서 두 시험체는 보 플랜지가 항복하기 전에 CJP용접부에서 취성파단이 발생했다는 점에서는 유사하지만 균열의 발생 및 전파에서는 차이가 있다. 시험체 EC01의 경우 보 상부 플랜지 취성파단이전에 CJP 용접 중앙부와 플랜지 양 가장자리에 균열이 선행되었고 중앙부의 균열이 가장자리로 전파되면서 플랜지의 파단이 발생하였다. 또한 하부 플랜지의 경우에도 이전 변위 사이클에서 균열이 선행된 후 파단되었다. 반면에 시험체 EC02의 경우에는 시험체 EC01과 같은 균열의 발생과 전파가 관찰되지 않았고 순간적으로 파단되었다.

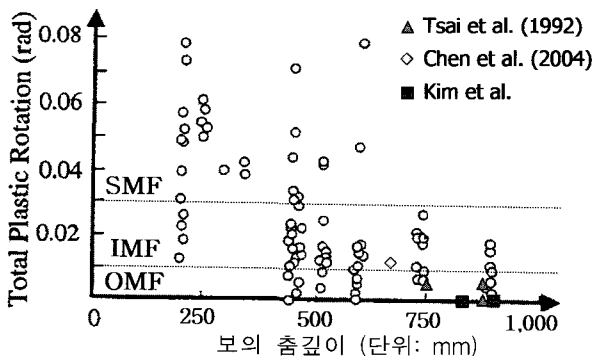


그림 14 노스리지 지진이전 접합부 실험결과

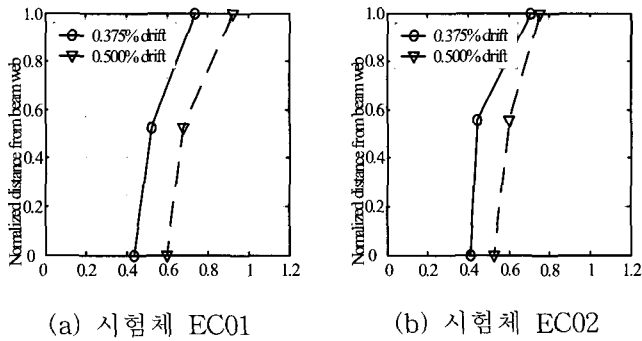


그림 15 보 상부 플랜지의 최대 인장 변형률

두 시험체 사이의 이러한 파단형태의 차이는 용접에 의한 잔류응력 등 다른 여러 요인이 있을 수 있겠지만 기둥의 형상과도 밀접한 관련이 있는 것으로 판단된다. 그림 15(a)에서 보는 바와 같이 보의 플랜지 폭보다 기둥 플랜지의 폭이 더 큰 시험체 EC01의 CJP 용접근처에서 보 상부 플랜지의 변형도는 중앙부에서보다 가장자리에서 훨씬 크기 때문에 중앙부의 균열뿐만 아니라 가장자리의 균열이 유도되었던 것으로 사료된다. 하지만 변형구속의 효과가 큰 CJP용접 중앙부에 비해 플랜지의 가장자리는 상대적으로 변형구속의 영향이 적으므로 균열발생이후에는 모재가 항복하면서 균열의 전파가 제한되었고 중앙부 균열의 경우에는 변형구속의 효과가 크므로 모재가 항복하지 않고 탄성 상태에 머물러 있어 균열이 취성적으로 전파하여 플랜지의 파단을 야기한 것으로 판단된다. 반면에 시험체 EC02의 경우에는 보 플랜지의 폭과 박스기둥의 폭과 유사할 뿐만 아니라 기둥 플레이트의 두께도 플레이트의 면외변형을 충분히 구속할 정도로 컸기 때문에 그림 15(b)에서 보는 바와 같이 상대적으로 균일한 변형률이 분포되었고, 결국 변형구속의 영향이 큰 CJP 용접 중앙부에 균열이 플랜지 폭에 가까운 크기로 발생하면서 동시에 전단면의 파단을 발생시킨 것으로 사료된다.

6. 결 론

본 연구에서는 노스리지 이전에 건설된 건물의 용접형 철골 박스기둥과 보 접합부에 대한 반복재하 내진실험을 통해 접합부의 내진성능을 평가하였고 그 결과에 대해 고찰하였다. 본 연구의 결론을 요약하면 다음과 같다.

- (1) 보 웹의 위치에 수직 보강요소가 없는 박스기둥에서는 보 플랜지에서 전달되는 휨응력을 수평 다이아프램을 통해 기둥단면으로 전달하며 기둥면에서 보의 소성힌지가 완전히 형성되지 못하고 그 중심이 기둥내부로 이동할 수 있다.
- (2) 노스리지 지진 이전 용접형 철골 박스기둥과 보 접합부 시험체는 모두 보 플랜지 용접부에서 취성파단이 발생하였고 연결보나 패널존에서는 소성변형을 하지 못했다. 이것은 노스리지 지진 이전 접합상세의 결함에 의한 것으로 보의 굽힘이 증가할수록

취성파단은 더 작은 층간변위에서 발생할 가능성이 높아진다.

- (3) 보 플랜지 CJP용접부위의 변형률 분포와 균열발생의 형태는 밀접한 관계를 가지고 있으며 기둥 플랜지의 면외휨강성이 클수록 변형률은 보의 폭에 걸쳐서 상대적으로 균일하게 분포하였고 초기 균열의 발생 없이도 파단될 수 있다.
- (4) 접합부에 대한 내진성능 평가실험결과 대상 건물의 모멘트 골조는 설계단계에서 고려한 소성기구를 형성하지 못하고 대신에 취성적인 부분 파괴가 예상된다. 따라서 박스기둥과 보 접합부의 거동 특성을 고려한 접합부의 내진 보강이 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 논문은 성균관대학교의 2004학년도 성균학술연구비에 의하여 작성되었으며, 연구비 지원에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. FEMA, "Recommended design criteria for new steel moment frame buildings," *FEMA Report No. 350*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA, 2000.
2. Kim, T., "Experimental and analytical performance evaluation of welded steel moment connection to box or deep W-shape columns," Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley, Calif., USA, 2003.
3. Kim, T., Stojadinovic, B. and Whittaker, A. S., "Behavior of steel moment connections between a wide-flange beam and a box column," *Proceeding of Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Inst., El Cerrito, Calif., USA, 2002.
4. Linderman, R. R. and Anderson, J. C., "Steel beam to box column connections," *Proceeding of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 2, May, Earthquake Engineering Research Inst., El Cerrito, Calif., USA, 1990, pp 625-633.
5. Tsai, K. C., Lin, K. C. and Liu, M. C., "Seismic behavior of steel beam-to-box column connections," *Proceeding of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 5, A. A. Balkema, Rotterdam, 1992, pp 2903-2909.
6. Chen, C.C., Lin, C.C. and Tsai, C.L., "Evaluation of reinforced connections between steel beams and box columns," *Engineering Structures*, Elsev-

- ier, Vol. 26, 2004, pp. 1889-1904.
7. Roeder, C. W., "General issues influencing connection performance," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 4, 2002, pp. 420-428.
8. AISC, *Seismic provisions for structural steel buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, Illinois, 2002.
9. Bruneau, M., Uang, C.M. and Whittaker, A. S., *Ductile design of steel structures*, McGraw-Hill, New York, New York, 1998.