

고강도 콘크리트 기둥-강재 보 외부 접합부의 이력거동

Hysteretic Behaviour of Exterior HSC Column-Steel Beam Joints

조 순 호* 선 성 규**
Cho, Soon Ho Sun, Seong Gyu

국문요약

반복하중을 지지하는 4개의 2/3 크기 접합부 실험을 통하여 콘크리트 기둥 및 강재 보로 구성된 골조에 대한 외부 모멘트 접합부의 이력거동을 조사하였다. 주요 실험변수는 접합부에 배치된 후프근의 수, 콘크리트만의 진단강도 발현을 유도한 접합부 상세, 강재 보 플랜지 상, 하부에 스티드 형태의 전단키를 사용한 상세 등이다. 실험 시 관측된 균열양상, 파괴형상 및 다양한 계측결과에 근거하여 접합부 상세에 따른 각 시험체의 거동이 자세히 기술되었으며, 항복 후 보유강도, 강성저하 정도 및 에너지 소산능력 등이 분석되었다. 실험결과에 의하면, 이들 중 패널 및 인접 기둥 영역에 각각 2개의 후프근을 갖는 시험체(CF3)가 가장 우수한 이력응답을 나타냈으며, 이러한 형태의 접합부 상세는 우리나라와 같은 약진 지역에 적합할 것으로 판단되었다.

주요어 : 고강도 콘크리트, 강재 보, 내진성능, 보-기둥 접합부, 이력거동, 진단강도, 합성골조, 패널지역

ABSTRACT

The hysteretic behaviour of exterior moment connections consisting of steel beams and reinforced high-strength concrete columns is investigated based on four 2/3 scale tests of beam-column subassemblies subjected to reversed cyclic loading. The major test parameters were the number of hoops, the isolated concrete contribution, and the use of headed studs in the connection regions between columns and beams. The influence of different joint details on the hysteretic response of the subassemblies is described based on load sustainability and stiffness degradation after general yielding, and energy dissipation ability. Experimental results indicated that among them, specimen CF3 containing two hoops each in the joint and column regions above and below exhibited the most favourable hysteretic response, and this type of joint details was considered suitable in the moderate seismic zones such as in Korea.

Key words : steel beams, high-strength concrete, seismic resistance, beam-column joint, hysteretic behaviour, shear strength, composite frames, panel zone

1. 서 론

전통적으로 콘크리트 구조는 우수한 강성(stiffness) 및 경제성을 지니고 있는 반면에 철골 구조는 강도(strength), 연성(ductility) 및 구조물 자중 면에서 뛰어난 구조재료의 특성을 보유한 것으로 인식되어 왔으며, 그 결과 현재까지의 건물구조는 이들 두 구조재료를 각각 독립적으

로 적용시켜 콘크리트 혹은 철골 구조형식 만을 도출하여 왔다. 하지만, 최근에 들어 몇몇 연구자 및 기술자들은 “단약, 이러한 두 구조재료를 요소수준(element level) 뿐만 아니라 시스템 수준(structure level)에까지 혼합하여 사용하면 각각의 구조로부터 획득할 수 있는 장점만을 결합시켜 최적의 구조를 얻어낼 수 있지 않을까?” 하는 생각을 가지기 시작하였다.⁽¹⁾ 다시 말하면, 기둥의 공사비가 큰 비중을 차지하는 초고층 건물(30~70층 정도)에서 콘크리트 기둥은 철골기둥에 비해 강도 및 강성 면에서 8~11배 정도 경제적이나, 보 및 바닥구조에 있어

* 경희원·광주대학교, 건축학부 교수

** 광주대학교, 건축학부 석사과정

본 논문에 대한 토의를 2000년 12월 30일까지 학회로 보내 주시기
그 결과를 게재하겠습니다

서는 콘크리트 구조가 기본적으로 요구하는 거푸집 공사와 관련된 비싼 인건비 및 더딘 공정을 고려할 때, 기둥은 콘크리트를, 보 및 바닥구조는 철판 보 및 deckplate를 사용한 합성/복합(composite, hybrid, mixed)구조형식을 취하는 것이 최상의 구조가 됨을 인식하기 시작한 것이다.

지금까지의 콘크리트-철판 합성구조란 콘크리트 슬래브와 철판 보를 전단 스티드로 연결한 합성보⁽²⁾ 및 일본에서 널리 사용되고 있는 src(steel reinforced concrete) 구조-철판부재가 콘크리트에 묻혀 있는 보, 기둥 및 골조 구조등을 의미하나,⁽³⁾ 본 연구에서는 모멘트 저항 골조에서 콘크리트 기둥과 철판 보가 특별한 상세법으로 연결되어 각각의 기능을 상호 보완적으로 수행하는 부재 단위간의 합성구조를 의미하며, 여러 가능한 접합방식 중 철판 보가 콘크리트 기둥을 직접 관통하는 경우(*beam through*)만을 대상으로 하였다. 이와 같은 콘크리트 기둥-강재 보 접합방식은 종래의 SRC 구조와는 달리 아래의 이점이 추가되는 효율적인 구조시스템의 하나로서, 국내 연구자들에게도 새로운 관심을 불러일으키고 있다.

- ① 내진설계 시 콘크리트만의 기둥-보 접합부는 매우 밀집된 철근배치가 요구되어 콘크리트 타설이 현실적으로 매우 어려우므로 철판 보를 사용하여 요구되는 철근량을 감소시키면, 매우 우수한 시공 및 경제성을 확보할 수 있음.
- ② 철판기둥이 콘크리트에 묻혀있는 종래의 합성구조는 연속적인 보 배치를 위하여 철판 기둥 설치를 때때로 중단하여야 하나, 철판 보를 콘크리트 기둥에 직접 관통시킨 경우는 별도의 추가 작업 없이 연속배치가 가능하며 시공속도를 크게 향상시킬 수 있음.

이러한 콘크리트 기둥-철판 보 관통형 접합부에 대한 연구는 이미 미국 및 일본 등지에서

지난 15여년 동안 상당히 활발하게 진행되어 왔으며, 그 결과로 1993년 ASCE(American society of civil engineers) 합성구조 위원회(task committee on composite structures)에서는 univ. of Texas, Austin^{(4),(5)} 및 일본의 building research institute⁽⁶⁾ 등에서 수행한 몇몇 접합부 실험결과를 토대로 설계지침을 제시한 바 있다.⁽⁷⁾ 하지만, ASCE 제시안은 반복하중하의 구조성능에 대한 자료부족으로 그 적용범위를 약진지역으로 제한하고 있으며 또한, 보통 콘크리트 및 내부 보-기둥 접합부를 주요 대상으로 하고 있다. ASCE에서 제시한 접합부 설계지침과 관련하여 수정 혹은 개선되어야 할 주요내용은 아래와 같다.

- ① 제시한 접합부의 전단력 지지기구는 철판 보가 먼저 지지하고 그 나머지를 콘크리트가 지지하는 관점에서 유도되었으나, 그 반대로 콘크리트가 대부분의 전단력을 먼저 지지하고 그 나머지를 철판이 지지하는 지지기구도 가능함. 하지만, 실제 상황은 상호작용에 의하여 콘크리트 및 철판부재가 동시에 전단력을 전달(*transferring*) 혹은 분배(*carrying*)하므로 이러한 기본거동에 대한 자세한 내용들이 우선 규명되어야 함.⁽⁸⁾
- ② 콘크리트와 철판의 접합방식에서 플레이트를 철판 보에 용접한 형태(FBP-face bearing plate, IBP-inset, 혹은 EFBP-extended) 등을 위주로 제안하고 있으나, 특히 우리나라의 시공현실을 고려할 때 용접을 최소화/자동화할 수 있는 전단 스티드를 사용한 접합방식이 더욱 바람직함. 더욱이, 우리나라와 같은 약진 지역의 경우 스티드를 사용한 접합방식 만으로도 요구되는 연성능력의 확보가 가능할 것으로 판단됨.
- ③ 약진지역을 대상으로 함에도 불구하고 기둥-보 접합부 및 상, 하단 기둥에는 상당히 많은 후프근의 배치가 요구되는데(본

연구의 경우 접합부에는 4가닥 정도, 상, 하단 기둥에는 각각 3가닥 정도), 이는 종래의 콘크리트 접합부 상세 규정을 고려할 때, 강진지역에나 해당되는 요구사항이므로 국내상황에는 적합하지 않을 뿐 더러, 더욱이 국내의 실제 시공상황과는 매우 큰 차이가 있어 그 정도를 규명할 필요가 있음.

- ④ 기존의 합성구조 접합부 실험에서 사용된 콘크리트 기둥의 강도는 대략 35MPa(350kgf/cm²)를 상한치로 하고 있으나, 최근 신재료 개발기술과 더불어 50~130MPa 정도의 고강도 콘크리트가 골조구조에 빈번히 사용되는 점⁶⁾을 감안할 때 고강도 콘크리트를 사용한 합성구조 접합부의 거동을 조사해 볼 필요가 있음. 일반적으로 고강도 콘크리트는 취성적 거동을 나타내므로 보통 콘크리트 보다 더욱 많은 량의 후프근이 접합부에 요구되는 것으로 알려져 있음.

이에 본 연구에서는 상기 내용을 반영하여 후프근의 수, 콘크리트의 잠재강도의 극대화, 전단키 사용 여부 등의 접합부 상세를 주요변수로 하여 4개의 T형 부분 구조체를 제작하고 반복하중 하에서 유사정적 실험을 수행하였다.

2. 실험

2.1 시험체 설계

시험체는 모멘트 연성골조로 구성된 30층 규모 사무실용 건물($f_{cu}=700\text{kgf/cm}^2$)의 해석 및 설계 결과로부터 위험지역에 위치하는 외부 T형 기둥-보 접합부로 하였으며, 대략 실제 크기의 2/3에 해당된다.⁽¹⁰⁾ 시험체 설계는 ASCE 지침⁽⁷⁾을 기본으로 하였으나, 접합부의 전단 및 지압강도 결정, 후프근량 결정 및 이에 대한 고강도 콘크리트의 영향 등에는 고강도 콘크리트

사용을 허용하는 최신 콘크리트 기준⁽¹¹⁾ 및 보다 보완된 연구결과를 토대로 다시 조정하였다.^{(12),(13)} 이렇게 하여 결정된 표준 시험체는 기둥/보 모멘트 강도 비($\sum M_{nc}/\sum M_{nb}$)가 1.4, 보폭/기둥 폭 비(b/b_c)가 0.5, 패널지역의 형상비(d/h)가 1 정도이며, 보와 접합부가 거의 동시에 파괴되도록 부재 크기 및 철근이 배치되었다.

전체 4개의 외부 기둥-보 시험체가 후프근의 수, 전단키 사용-등의 접합부 상세방법을 주요변수로 제작되었다. 시험체 CF1은 현재 국내 실무에서 적용하고 있는 접합부 및 기둥상, 하부 상세방법을 그대로 반영하였으므로 내진설계에 대한 별도의 상세를 포함하고 있지 않다(그림 1(a)). CF2는 패널지역에 70% 정도의 강재 웹 부분을 제거하여 순수 콘크리트만으로 전단강도가 결정되도록 유도하였다(그림 1(b)). 패널지역의 내, 외부 콘크리트가 일체로 작용하여 콘크리트의 잠재 전단강도를 충분히 발휘할 수 있을 것으로 판단된다. CF3은 우리나라와 같은 중, 약진지역에 적합하리라 판단되는 접합부 상세안으로 인접 기둥 및 패널지역에 각각 2개의 후프근이 배치되어 있다(그림 1(c)). 패널지역의 후프근은 웹에 미리 설치된 구멍을 통하여 U자형 철근을 양쪽에서 밀어 넣어 후프근을 형성하고 있다. CF4는 가능한 후프근 사용을 억제하는 방향에서 강재 보 상, 하부에 스티드를 배치하여 외부 패널지역 콘크리트의 기여도를 향상시키고자 하였다(그림 1(d)).

기둥에 사용된 콘크리트 배합기준 강도는 70MPa(700kgf/cm²)이고 수평타설 하였으며, 철근은 SD4000의 D22 및 D13이 주근 및 후프근으로 각각 사용되었다. 보에 사용된 강재는 조밀단면(compact section)⁽¹⁴⁾에 해당하는 SS400의 H-250×125×6×9, FBP(face bearing plate)는 SS400의 PL-232×59.5×9, 스티드는 $\phi \times l=13 \times 50$ 이 각각 사용되었다. 표 1 및 2는 콘크리트 및 강재의 재료성능을 나타낸다.

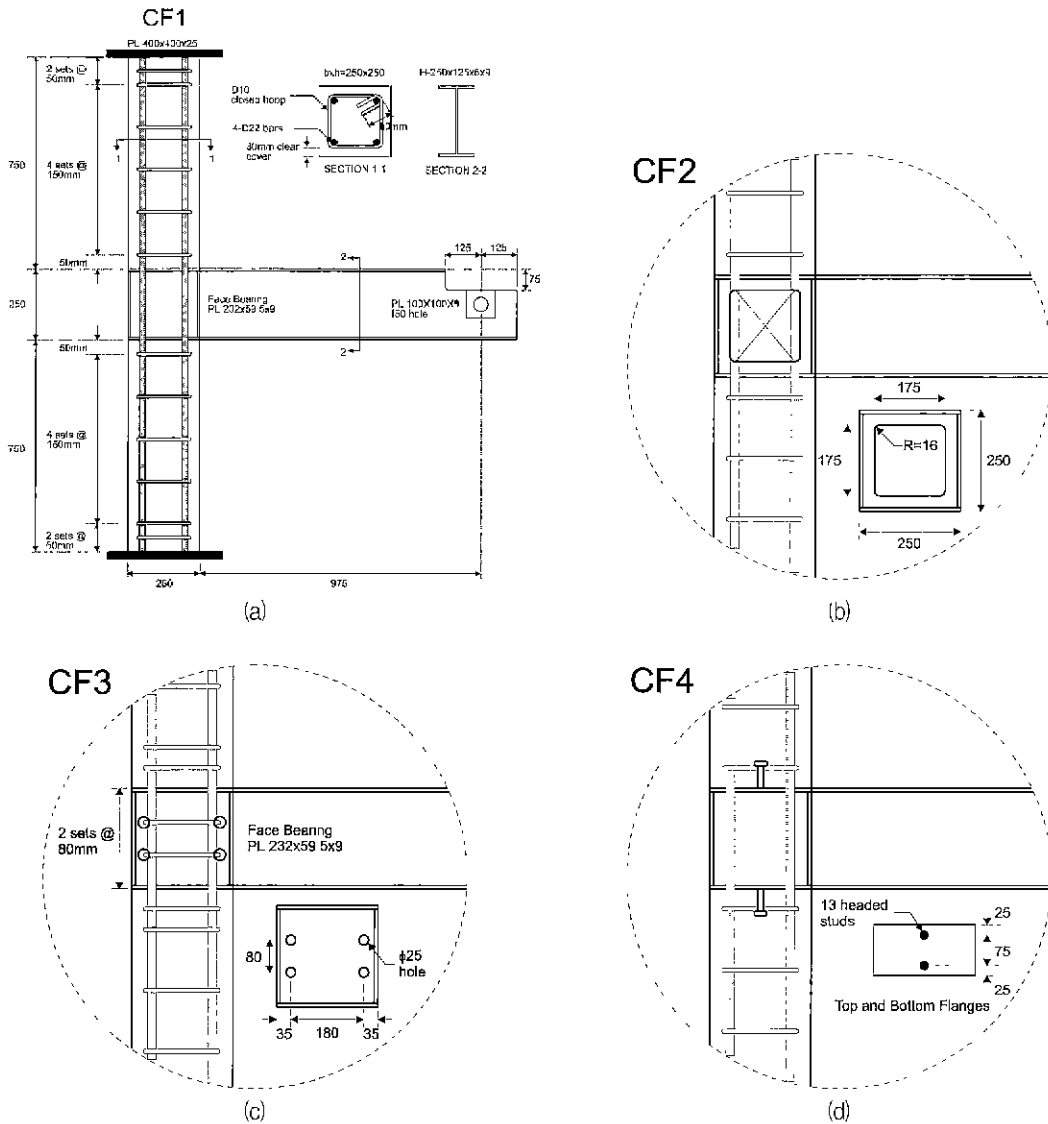


그림 1 시험체 상세

표 1 콘크리트의 재료 성능

f_{ck} , kgf/cm ² (MPa)	E_c , kgf/cm ² (MPa)	ϵ'_{c_1} mm/mm	f_{ct} , kgf/cm ² (MPa)
651 (66.4)	332739 (33953)	0.0025	34.9 (3.6)

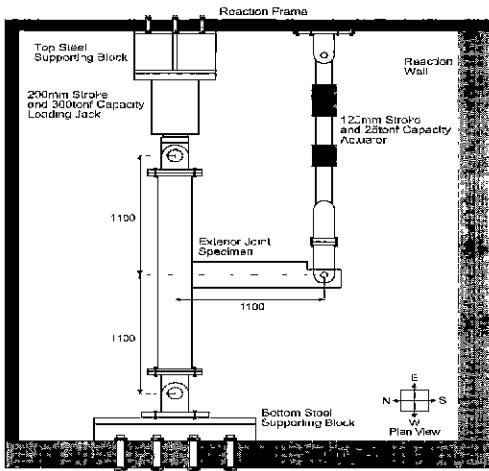
2.2 실험방법

그림 2는 시험체의 전체 설치상황을 나타내며, 팔조의 반곡점을 표시하는 기둥 상, 하단의 지지점 및 보 단부의 가력점에는 힌지단을 제작

하였다. 기둥 내력의 11% (50tonf≈50kN)에 해당하는 연직하중이 기둥에 미리 부여된 상태에서 보 단부에 유압식 가력기(actuator)를 사용하여 미리 정해진 가력계획에 따라 반복하중을 부가하였다. 하중은 완전항복(general yielding, Δ_y)에 이르기까지는 미리 정해진 하중크기에 따라, 그 후에는 Δ_y 의 배수로 부가하였다. 여기서 완전항복점은 Park⁽¹⁵⁾가 제시하는 최대강도를 통과하는 수평선과 최대강도의 75%와 원점을 잇는 선이 교차하는 점으로 하였다. 1 cycle은

표 2 보강근 및 강재의 재료 성능

Bar size or structural steel	Description	f_y , kgf/cm ² (MPa)	ϵ_y , mm/mm	f_u , kgf/cm ² (MPa)
D10	Transverse reinforcement	4256(436.9)	0.00223	6089(664.1)
D22	Longitudinal reinforcement	4079(416.2)	0.00203	6292(642.0)
Flange	H-250×125×6×9	3158(322.2)	0.00147	4429(451.9)
Web		3445(351.5)	0.00157	4705(480.1)



Test Setup for Reversed Cyclic Loading of Specimens

그림 2 시험체 설치

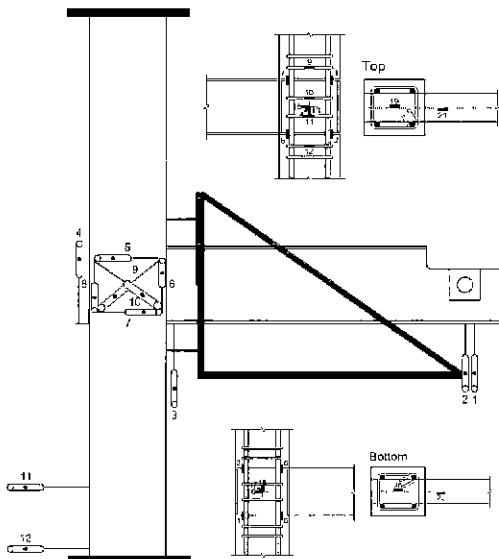


그림 3 측정방법

초기 항복하중(first yielding)의 1/2, 2 cycle은 초기 항복하중, 3 cycle은 완전 항복하중(general yielding)이 대체로 부가되었다. 측정은 그림 3과 같이 12개의 potentiometer를 사용하여 다양한 수직, 수평변위 및 회전각을 기록하였으며, 강재 보 및 보강근에는 20개 정도의 1축 및 3축 게이지를 주요 위치에 부착하였다.

3. 실험결과

그림 4는 4개의 시험체에 대한 보 전단력-보 단부변위 이력곡선을 보여주고 있으며, 그림 5는 각 시험체의 최종 파괴상황을 나타낸다. 패널지역의 균열양상 뿐만 아니라 인접 강재 보에 발생한 항복선을 포함하고 있다.

3.1 CF1

CF1은 3A(하향 하중, 8tonf) cycle에서 남, 북쪽 기둥면(그림 2의 방향 표시 참조)의 철골 플랜지 상, 하부에 지압으로 인한 초기균열이 발생하였으며, 또한, 3B cycle(-9.5tonf)에서 기둥 동쪽면에 초기 사인장 균열이 형성되기 시작하였다. 상, 하부 강재 보 플랜지가 항복하기 시작한 것도 3B cycle(-10tonf)에 해당된다. 하중이 더욱 진전됨에 따라 3B cycle(-12.5tonf)에서는 상부 보 플랜지의 국부좌굴이 분명하게 나타났으며, 4A cycle(11tonf)에서는 기둥 서쪽면에 사인장 균열을 형성하였다. 4A 및 4B cycle에서는 이미 발생된 균열이 더욱 확장, 심화되었고, 5A 및 5B cycle에서는 패널지역에 무수히 많은 새

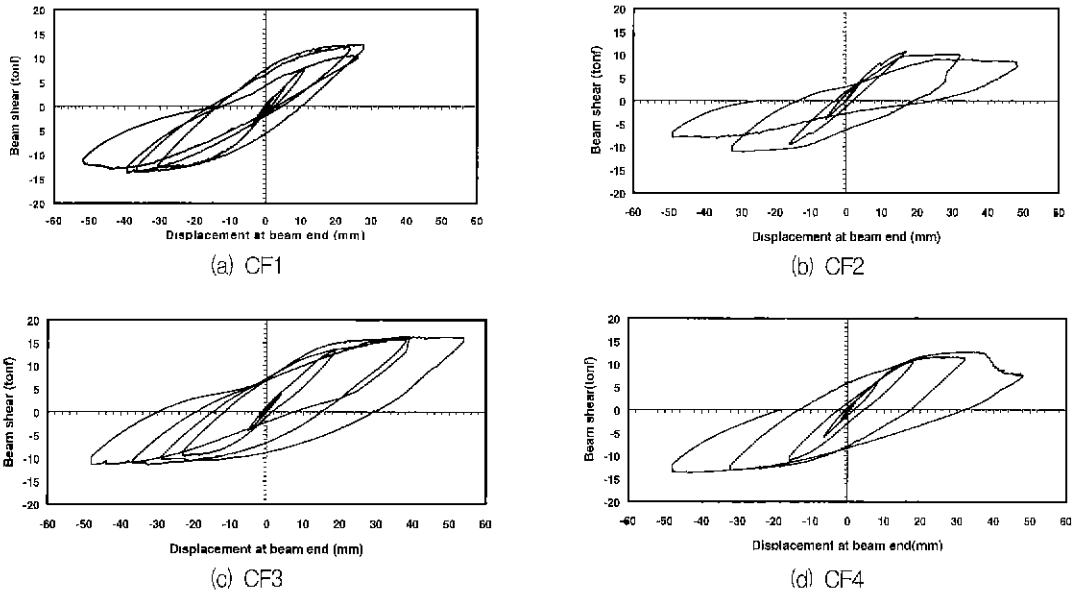


그림 4 하중-변위 관계

로운 균열이 추가되어 최대하중 상태에 가까움을 예고하였다. 5B cycle에서 기둥 동쪽면 상하로 형성된 사인장 균열은 6B 및 7B cycle에 이르러 더욱 심화, 확장되어 대부분의 기둥을 가로질렀다. 전체 이력거동 및 파괴상황은 그림 4(a) 및 그림 5(a)와 같다.

3.2 CF2

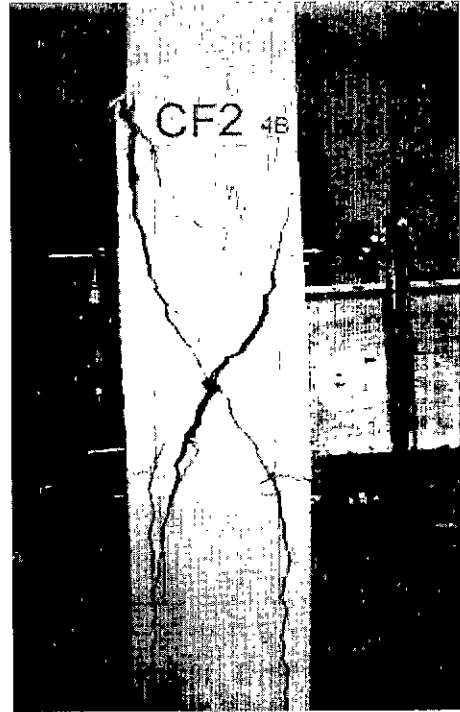
CF2는 패널지역에 강재부분이 제거된 시험체로서 2B cycle(-5tonf)에서 기둥 남쪽면 철골 보 상, 하 플랜지 모서리에 지압형태의 균열이 발생하였으며, 또한 2A(7.7tonf) 및 2B cycle(-7tonf)에서 기둥 서쪽면에 폭이 약 0.4mm인 사인장 균열이 발생하였다. 3A cycle을 진행하는 동안 철골 보 하단 플랜지에는 국부좌굴이 발생하였으며, 이미 발생한 사인장 균열은 더욱 심화되었고(1.7mm), 철골 보 플랜지의 상, 하단 모서리에 발생한 지압균열은 기둥 상, 하에 걸쳐 splitting 형태의 수직균열로 진전되었으나, CF1과는 달리 패널지역에 새로운 균열은 더 이상 발생하지 않았다. 전체 이력거동 및 파괴상황은 그림 4(b) 및 그림 5(b)와 같다.

3.3 CF3

CF3는 패널 및 인접기둥 지역에 각각 2개의 후프근이 추가 배치된 시험체로서 3A cycle에서는 기둥 상, 하부에 지압으로 인한 균열(10tonf)이 분명하였으며, 상부 플랜지의 항복선(11.4tonf) 및 사인장 균열(11.8tonf)이 발생하여 더욱 진전되었다. 또한, 3B cycle에서는 -3tonf에서 지압 균열이 보다 분명하였으며, -4.5tonf에서는 초기 사인장 균열이 발생하였고, -7tonf에 이르러서는 보 상하부 플랜지에 항복선이 발생하여 하중이 증가함에 따라 더욱 활발하게 진행되었다. 4A cycle에서는 상, 하부 보 플랜지의 항복선이 더욱 심화되었고, 15tonf에 이르러서는 하부 플랜지에 국부좌굴이 발생하였다. 5A 및 5B cycle에서는 사인장 균열이 더욱 심화, 확장되었고, 급기야 6B cycle에 이르러서는 기둥 상하를 가로지르는 사인장 균열이 중앙에 집중되어 최대하중 상태에 도달하였다. CF3는 다른 시험체와는 달리 +방향 이력거동이 -방향 보다 우세한 경향을 나타내고 있는데 이는 지압 및 사인장 균열, 항복선이 낮은 하중에서 발생한 점으로 미루어 보아 콘크리트 타설(수평) 시 보 상부 안쪽면에



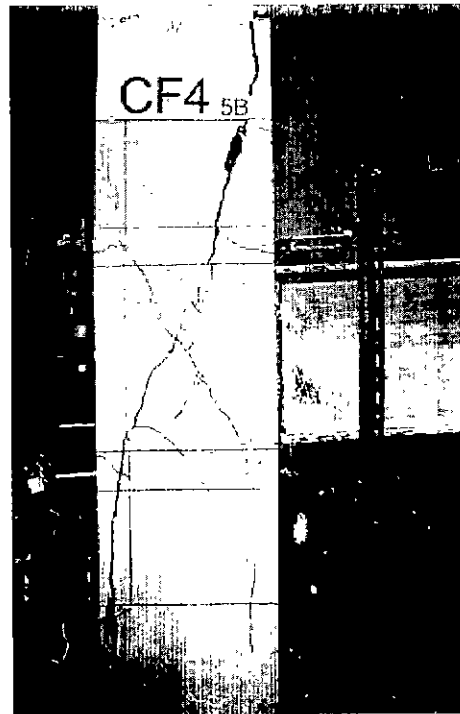
(a) CF1



(b) CF2



(c) CF3



(d) CF4

그림 5 최종 파괴상황

콘크리트가 제대로 채워지지 않았던 것으로 판단된다. 또한, 본 시험체의 경우 보가 다소 위쪽으로 기울어졌음을 나중에야 발견할 수 있었다. 전체 이력거동 및 파괴상황은 그림 4(c) 및 그림 5(c)와 같다.

3.4 CF4

CF4는 전단기 역할을 하는 스티드가 보 상, 하 플랜지에 배치된 시험체로서 3A cycle에서 지압균열이 보 플랜지 상, 하부 모서리에 발생하였고(7.3~7.9tonf), 초기 사인장 균열은 8.7tonf, 또한 웹 및 상, 하부 플랜지 항복선은 7.8~8.2tonf에 걸쳐 각각 발생하였다. 이들 균열 및 항복선은 하중이 증가함에 따라 점차 심화, 확장되어 갔다. 마찬가지로, 3B cycle에서도 지압균열이 -6.7tonf에 발생하였고, 초기 사인장 균열은 -8.9tonf, 웹 및 플랜지 항복선은 -10.2~10.5tonf에 걸쳐 각각 발생하였으며 하중이 증가함에 따라 더욱 심화, 확장되었다. 4A cycle에서는 보 플랜지 하단부에 국부좌굴이 분명하였으며, 사인장 균열 폭은 0.4mm에 달하였다. 또한, 4B cycle에서는 사인장 균열 및 항복선이 더욱 활발하게 진행되었으며, 보 상부 플랜지에는 국부좌굴(-13.2tonf)이 나타나기 시작하였다. 5A 및 5B에서는 기둥 상하를 가로지르는 사인장 균열이 중앙부에 집중되어 최대하중 상태에 도달하였다. CF4는 다른 시험체와는 달리 스티드 상단을 기점으로 발생하는 사방향 압축 스트럿의 영향으로 전체적으로 W자형 균열이 발생하고 있는 점에 주목할 필요가 있다. 전체 이력거동 및 파괴상황은 그림 4(d) 및 그림 5(d)와 같다.

4. 실험결과의 분석

4.1 접합부의 강도

모든 시험체는 예상한바 대로 접합부 지역에 심각한 손상을 유발하여 파괴상태에 도달하였다. 접합부의 파괴형태는 주로 전단형(panel shear)

이 지배하였으나, 초기부터 상당한 지압형(bearing) 파괴를 동반하였다. 내부 패널지역의 스트럿(strut) 작용에 의한 전단강도는 ASCE 지침에 따라 $1.65\sqrt{f_{ck}}$ (f_{ck} in MPa)로 결정하였으나, 실험결과는 대부분 이보다 작은 값을 나타내고 있는데($1.2\sqrt{f_{ck}}$), 이는 이미 앞서 많은 연구자가 지적한 바와 같이 고강도 콘크리트의 영향을 포함하고 있지 않기 때문이며, 또한 식 자체에 신뢰성이 결여되었기 때문인 것으로 판단된다. CF2는 패널지역의 웹이 70%나 제거되었음에도 불구하고 CF1과 비교하여 강도 차이가 거의 없음을 고려할 때, 콘크리트의 잠재강도가 충분히 발휘된 것으로 판단된다(CF2의 경우 콘크리트의 기여분은 $1.65\sqrt{f_{ck}}$ 에 해당됨). 이는 웹 구멍을 관통한 콘크리트가 일체로 작용하게 되어, 강재보 폭을 초과한 스트럿이 형성되었기 때문인 것으로 판단된다. 이러한 관점에서, 가장 효과적인 합성구조는 강재 및 콘크리트가 동시에 각각의 잠재강도를 최대한 발휘하도록 요소를 구성하는 것이다. CF2를 제외한 시험체에서 강재 및 콘크리트의 기여분은 대략 45% 및 55%인 것으로 산정되었으며, 후프근을 포함하는 CF2는 외부 콘크리트가 압축응력장을 발현함으로써 15% 정도의 강도 증가를 나타내었다. 본 연구의 해석부분을 별도로 다루고 있는 연속논문⁽¹⁶⁾에서는 이에 대한 보다 자세한 내용을 포함하고 있으므로 여기에서는 더 이상 언급하지 않는다.

4.2 접합부의 변형

일반적으로 콘크리트 기둥-강재 보 접합부는 전혀 다른 단면 형태, 재료 및 강성을 갖는 기둥과 보가 연결되므로 3차원적 변형특성을 나타낸다. 내, 외부 접합부 요소 중 강재 보 플랜지 및 FBP로 둘러 싸인 내부요소는 외부요소 보다 훨씬 더 심각한 변형양상을 나타낸다. 그림 6은 각 시험체의 내부 패널지역의 전단변형을 비교하고 있는데, 내부 콘크리트 혹은 강재 패널의 전단변형은 그림 3에 따라 직접 측정하거나 혹은

전체변형으로부터 각 요소의 성분을 제외하여 산정하였다. CF1 및 CF4가 1%의 전단변형에서 최대강도에 도달한 후 강도가 떨어지는 경향을 나타내고 있는데 반하여, CF3는 최대강도에 도달한 후에도 2%의 전단 변형도에 이르기까지 강도의 저감이 없음을 알 수 있다. 또한, 70%의

웹브가 제거된 CF2는 0.6%의 전단변형에서 최대강도에 도달한 후 다소 가파른 강도의 저하를 나타내고 있다. 대체로 모든 시험체는 0.2%의 전단 변형도에서 웹브가 항복하기 시작하였으며 2%까지는 제법 연성적인 거동을 유지하고 있음을 알 수 있다.

그림 7은 보 단부의 전체 변위에 기여하는 보 및 접합부의 변위 성분을 나타낸다. 모든 시험체에 있어서 기둥은 거의 탄성변형을 나타내고 있으므로 본 그래프에는 포함하지 않았으며, 또한 보의 변형에는 보 플랜지 상, 하부의 지압 파괴와 관련한 보의 강체운동을 표시하는 처짐을 포함하고 있다. 따라서, 패널의 순수한 전단 변형과 보의 강체운동으로 인한 변형을 합한 값을 전체 접합부의 변형으로 표시한다면, 적어도 70% 이상의 변형이 접합부의 변형으로 인해 발생하였음을 알 수 있다.

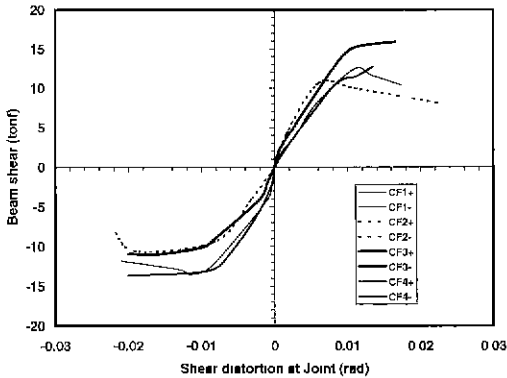
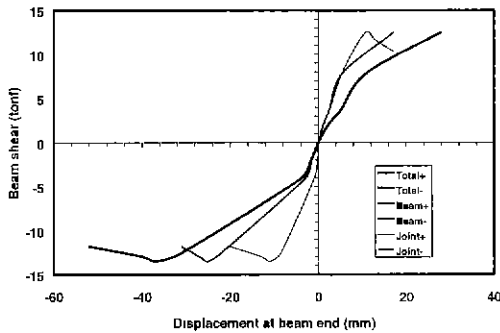
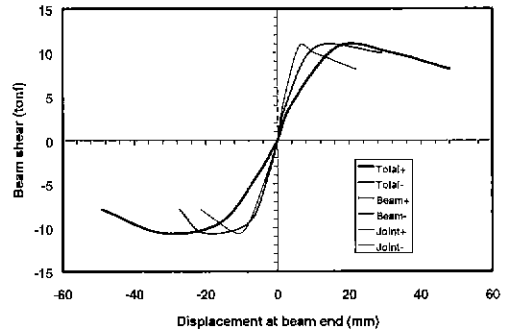


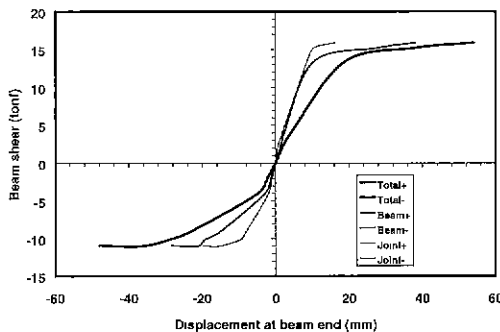
그림 6 접합부의 변형



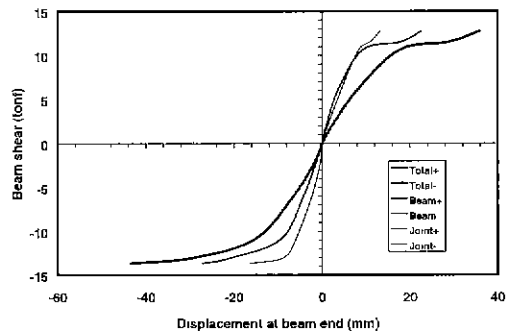
(a) CF1



(b) CF2



(c) CF3



(d) CF4

그림 7 변위성분

4.3 이력응답

4개 시험체에 대한 이력응답(hysteretic response)을 평가하기 위하여 연성비, 완전항복 이후의 강도 보유능력, 강성저하 및 누적된 에너지 흡수능력에 대한 비교가 실시되었다. 표 3은 파괴형태 및 이들 값에 대한 최대 값을 의미한다. 연성비는 -방향 최대 처짐(Δ_u)/완전항복변위(Δ_y)로 하였으며, V_u/V_y 비는 항복 이후의 강도 보유능력을 나타내는데 V_u 및 V_y 는 보 단부에서 -방향 최대 및 항복 전단력을 각각 의미한다. 또한, 강성저하는 + 및 -방향 정점(peak, Δ_{peak}) 및 항복에 해당하는 값을 기준으로 k_u/k_y 를 산정 하였으며, 에너지 소산 누적량은 하중-변위 곡선의 내부면적으로 이력거동에 따른 감쇠(hysteretic damping)를 나타낸다.

표 3 및 그림 8(a)는 항복이후에 하중보유능력을 보여주고 있는데, 대체로 후프근 및 스티드의 영향으로 CF1 및 CF2 보다는 CF3 및 CF4가 우세함을 나타내고 있다. CF1은 최대 하중 이후 곧바로 그 능력을 상실함을 보여주고 있으나, CF3 및 CF4는 어느 정도 일정함을

나타내고 있다. CF3의 최대하중이 CF4 보다 작은 것은 -방향 cycle을 기준으로 했기 때문이다.

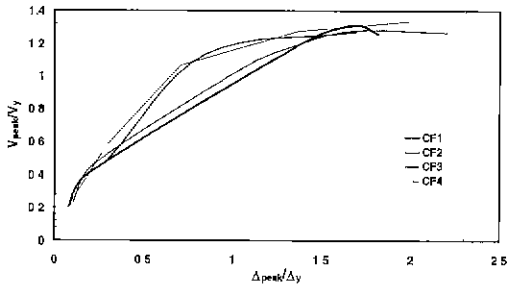
표 3 및 그림 8(b)는 강성 저하 정도를 보여주고 있는데, 초기에는 CF3 및 CF4가 약간 우세한 경향을 나타내었으나 cycle 수가 증가함에 거의 유사한 경향을 나타내고 있다. CF2는 $\Delta_{peak}/\Delta_y=0.5$ 부근에서 우세한 경향을 나타내었으며, CF3는 $\Delta_{peak}/\Delta_y=1.5$ 부근에서 처지는 경향을 나타내었는데, 이는 강재의 국부좌굴이 심화되었기 때문인 것으로 판단된다.

표 3 및 그림 8(c)는 반복하중하의 가장 중요한 구조적 성능을 표시하는 에너지 소산능력을 표시한다. CF3는 추가된 후프근의 영향으로 가장 우수한 소산능력을 보여주고 있는데, CF1에 비하여 약 53% 증가를 나타내고 있다. 한편, CF4는 CF1과 유사한 소산능력을 보여주고 있는데, 이는 스티드의 사용으로 강성은 증가한 반면에 연성 및 최대강도는 차이가 없음을 의미한다. 마찬가지로, 접합부에 웨브가 제거된 CF2는 강도 및 강성에는 큰 변화가 없으나 에너지 소산능력에는 커다란 저하를 나타냄에 주목할 필요가 있다.

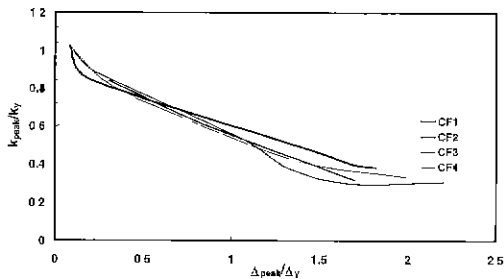
표 3 이력거동 요약

Specimen No	Failure modes	Maximum strengths measured* tonf (kN)	Joint details	Δ_u/Δ_y	V_u/V_y	k_u/k_y	Energy tonf · m (kN · m)
CF1	Beam and joint	12.7(124.9) -13.8(-134.8)	No hoops in joint, one hoop each in columns above and below joint	2.36	1.14	0.58	1.70 (16.66)
CF2	joint	10.7(104.6) -11.1(-108.3)	70% cut-out steel web	2.57	0.96	0.37	1.13 (11.07)
CF3	Beam and joint	16.3(159.5) -11.5(-112.7)	Two hoops each in joint and columns above and below joint	2.77**	1.26	0.61	2.69 (26.36)
CF4	Beam and joint	12.7(124.7) -13.7(-134.0)	No hoops in joint, one hoop each in columns above and below joint, two shear studs each on top and bottom flanges	1.99	1.33	0.74	1.80 (17.64)

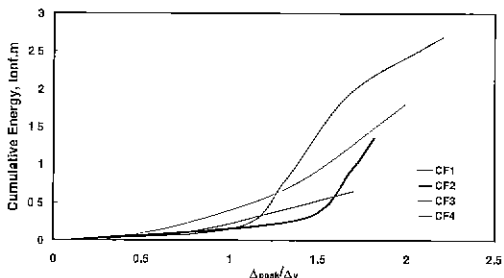
* Shear at beam end ** Referred to positive cycle 5A



(a) Load sustainability of test specimens



(b) Stiffness degradation of test specimens



(c) Energy dissipation of test specimens

그림 8 이력응답

5. 결 론

이상과 같이 반복하중을 지지하는 4개의 외부 HSC 기둥-강재 보 접합부의 실험을 수행한 결과 아래와 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 모든 시험체는 접합부의 전단파괴(panel shear failure)가 지배하였으나, 초기부터 상당한 지압형(bearing) 균열을 동반하였다. 이는 이전의 실험결과($b/b_c=0.25-0.35$)와는 다른 양상으로서, 상대적으로 높은 보폭/기둥폭 비($b/b_c=0.5$)가 사용되었기 때문인 것으로 판단

되어 지압형 파괴제어에 특별한 주의가 요구된다.

- 2) CF2는 패널지역의 강재 보 웨브가 70%나 제거되었음에도 불구하고 CF1과 비교하여 강도 차이가 17%정도 밖에 나지 않는 점을 고려할 때, 콘크리트의 잠재강도가 충분히 발휘된 것으로 판단된다. 이는 웨브 구멍을 관통한 콘크리트가 일체로 작용하여, 강재 보 폭을 초과한 두꺼운 스트럿이 형성되었기 때문이다. 이러한 관점에서, 강재 및 콘크리트가 동시에 각각의 잠재강도를 최대한 발휘할 수 있도록 유도하는 상세안을 개발할 필요가 있다.
- 3) ASCE 지침은 내부 패널지역의 스트럿(strut) 작용에 의한 전단강도를 $1.65\sqrt{f_{ck}}$ 로 할 것을 제안하고 있으나, 실험결과는 이보다 작은 값인 $1.2\sqrt{f_{ck}}$ 을 나타내고 있는 점을 고려할 때, 고강도 콘크리트의 성질을 반영하여 계수를 축소 조정할 필요가 있다.
- 4) 대체적으로, CF3가 가장 우수한 이력거동을 나타낸 반면에, CF1과 CF4는 유사한 이력거동을 나타내었다. CF3는 추가된 후프근의 영향으로 CF1에 비하여 53%나 증가된 에너지 소산능력을 증가를 보여주었다. CF4는 CF1과 유사한 소산능력을 나타내고 있는데, 이는 스티드의 사용으로 강성은 증가한 반면에, 연성 및 최대강도에는 별 차이가 없음을 의미한다. 마찬가지로, 접합부에 웨브가 제거된 CF2는 강도 및 강성 면에서 CF1과 큰 차이는 없으나 에너지 소산능력에는 커다란 저하를 나타내었다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 특정기초 연구과제(과제번호 : 97060201013)의 일환으로 수행되었기에 이에 감사를 드리며, 또한 실험 및 해석시설 사용을 허락해 준 한양대학교 초대형 구조시스템 연구센터(STRESS)의 지원에 감사를 드립니다. 실험수행 시, 여러모로 도움을 준 이한

승박사(STRESS), 직접 실험에 참가하였던 한현호, 김진욱군께 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. Griffis, L. G., "Some design considerations for composite-frame structures," *AISC Engineering Journal*, Vol. 23, No. 2, 1986, pp. 59-64.
2. Cho, S. H. and Redwood, R. G., "Slab behavior in composite beams at openings: tests and verification," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 9, 1992, pp. 2304-2322.
3. Wakabayashi, M., "Recent developments for composite buildings in Japan," *Composite and Mixed Construction*, ASCE, New York, 1985, pp. 241-253.
4. Sheikh, T. M., Deierlein, G. G., Yura, J. A., and Jirsa J. A., "Beam-column moment connections for composite frames: Part I," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 11, 1989, pp. 2858-2876.
5. Deierlein, G. G., Sheikh, T. M., Yura, J. A., and Jirsa J. A., "Beam-column moment connections for composite frames: Part 2," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 11, 1989, pp. 2877-2896.
6. Nishiyama, I., Hasegawa, T., and Yamanouchi, H., "Strength and deformation capacity of reinforced concrete column to steel beam joint panels," *Kenchiku Kenkyo Shiro No. 71*, Building Res. Inst., Ministry of Construction, Japan, 1990.
7. ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete, "Guidelines for design of joints between steel beams and reinforced concrete columns," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 8, 1994, pp. 2330-2357.
8. Cho, S. H. and Redwood, R. G., "Slab behavior in composite beams at openings: analysis," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 9, 1992, pp. 2287-2303.
9. Collins, M. P., Mitchell, D., and MacGregor, J. G., "Structural design considerations for high-strength concrete," *Concrete International*, ACI, 1993, 5, pp. 27-34.
10. 장극관, 서대원, "일반강도 및 고강도 재료를 사용한 보-기둥 접합부의 지진응답", 지진공학회 논문집, 제3권, 제4호, 1999, pp. 83-94.
11. Canadian Standards Association, "CSA A23.3-94-Design of Concrete Structures," CSA, Rexdale, Ontario, 1994.
12. Kanno, R., "Strength, Deformation, and Seismic Resistance of Joints Between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns," Ph.D. Thesis, Cornell Univ., 1993, pp. 617.
13. Ehsani, M. R. and Alameddine, F., "Design recommendations for type 2 high-strength reinforced concrete connections," *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 3, 1991, pp. 277-291.
14. Canadian Standards Association, "CAN/CSA S16.1-94-limit states design for steel buildings," CSA, Rexdale, Ontario, 1994.
15. Park, R., "Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing," *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 22, No. 3, 1989, pp. 155-166.
16. 조순호, 선성규, "고강도 콘크리트 기둥-강재 보 외부 접합부의 강도 및 변형", 지진공학회 논문집, 제4권, 제3호, 2000, pp. 45-54.