

고강도콘크리트를 사용한 보-기둥 접합부의 전단강도

Shear Strength of Beam-Column Joints Using High-Strength Concrete



장극관*

Chang, Kug-Kwan



서대원**

Suh, Dae-Won

ABSTRACT

Under severe lateral loads, ductile moments-resisting reinforced concrete frames will be subjected to large loads and displacements. Thus, large deformation and shear stress are occurred at the beam-column joints which are the most critical region in ductile moments-resisting system.

The purpose of this study was to investigate the shear strength of beam-column connection using high strength concrete. Four subassemblies were designed 2/3 scale of real structures and tested . The obtained results are as follows.

1) The transverse beams increase the shear resistance and ductility of joint, 2) The slab was contributed to increase of the flexural capacity of the beam, but was not contributed to increase the joint ductility under cyclic loads. 3) The shear stress factors, γ given by the ACI code would be modified in evaluating the shear strength of beam-column joints of frame which were constructed with high-strength concrete.

Keywords : high-strength concrete, beam-column joint, shear stress

* 정희원, 서울산업대학교 건축공학과 교수
** 정희원, 서울산업대학교 건축공학과 석사과정

• 본 논문에 대한 토의를 2000년 8월 31일까지 학회로 보
내 주시면 2000년 10월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

고층건물의 실용화 단계에서 고강도콘크리트와 고장력 철근을 사용한 철근콘크리트 건물의 보-기둥 접합부는 보 부재의 휨항복시에 발생하는 전단응력과 보주근의 부착응력이 상당히 크기 때문에 접합부의 전단파괴와 접합부내의 주근의 정착파괴등 구조상 바람직하지 않는 형상이 발생할 가능성이 있다. 또한, 현재의 접합부 내진설계 규준은 보통강도의 재료를 사용한 실험결과를 바탕으로 제정되었기 때문에 고강도 재료를 사용할 경우에 부재의 거동특성이 보통강도 콘크리트 경우와는 현격히 다를을 예상할 수 있다.

해외에서는 1964년 알래스카 지진, 1985년 멕시코 지진, 최근에는 1994년 미국 노스릿지 지진, 1999년 타이완 지진등에서 철근콘크리트 조 건물의 보-기둥 접합부에 전단파괴가 관찰되었다. 이러한 과거 대지진에 의한 보-기둥 접합부의 피해로 인해 미국⁽¹⁾, 뉴질랜드⁽²⁾, 일본⁽³⁾등에서는 보-기둥 접합부의 내진설계법이 규정되어 있다. 미국에서는 실험적 연구를 바탕으로 접합부에 적용하는 전단력을 전부 콘크리트에 부담시키고 보부재가 접합부를 횡구속하는 정도에 따라 접합부의 전단내력을 산정하고 있다. 뉴질랜드규준에서는 전단저항기구를 주로 트러스 기구로 가정하고 접합부에 작용하는 전단력을 전부 철근이 부담하는 트러스기구의 개념을 채택하고 있다. 또

한 일본에서는 극한강도 설계법의 채용과 부재의 취성파괴를 방지하기 위한 배근 규정등의 강화로 철근콘크리트구조의 상대적인 약점이 접합부에 이동해가고 있다는 인식아래 1990년에 처음으로 접합부의 내진설계법에 대한 규정이 채용되었다.

우리 나라도 건물의 고층화 요구에 따른 고강도 재료를 사용한 철근콘크리트조 건물에서 보-기둥 접합부의 내진성능, 특히 접합부의 전단거동 특성을 분석하고 중진지역인 우리나라에서의 현실에 부합하는 합리적인 배근상세와 더불어 설계방안의 필요성이 요구되고 있다.

이에 본 연구에서는 반복 주기 하중을 받는 고강도 철근 콘크리트 보-기둥 접합부의 역학적 특성을 규명하고 고강도 콘크리트 실험체에 대한 유사정적 실험을 통한 부재의 거동특성을 분석하여, 기존의 보통강도 콘크리트 보-기둥 접합부에 관한 실험 및 ACI 제안식⁽¹⁾과 비교, 검토하여 고강도 재료를 사용한 접합부의 전단강도에 대한 자료를 얻고자함을 목적으로 하였다.

2. 실험체 계획

2.1 일반사항

반복주기하중을 받는 고강도 철근 콘크리트 보-기둥 접합부의 거동특성을 파악하기 위하여 Fig.1에 도시된 바와 같이 실제 서울지역의 30

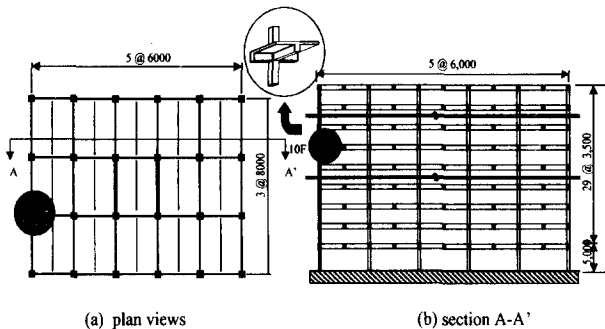


Fig. 1 Plan and elevation view of prototype structure

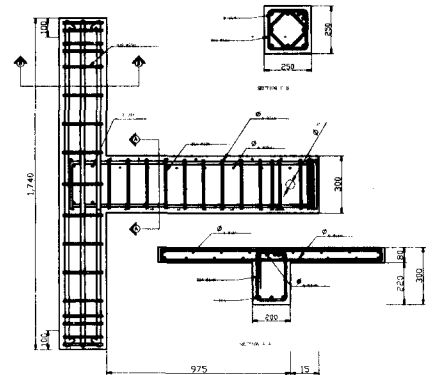


Fig. 2 Reinforcement details of Specimen(BCBS Type)

층 모멘트 연성골조 구조물의 10층 외부 보-기둥 접합부를 대상으로 제작하였다. 먼저, 구조설계를 수행하여 구조해석을 실시한 후, 실험부재를 설계, 제작하였다. 실험체의 변수는 Table 1에서 정리된 바와 같고 배근상세는 Fig. 2에 도시하였다. 실험체의 단면해석은 ACI의 규준에 준하여 수행하였으며, 실험체의 크기는 실제 구조물의 2/3 크기로 보와 기둥, 슬래브로 구성되었다.

Table 1 Characteristic of specimens

Specimens	Beam (200×300mm)		Column (250×250mm)		Rebar Strength (kgf/cm ²)	Concrete strength (kgf/cm ²)
	Top/Bottom	Stirrup	Total bar	Hoops		
HBC						
HBCB		4-D16 / 3-D16	D10 @100	8-D 19	D10 @150	4000 / 700
HBCS						
HBCBS						

2.2 재료시험

타설된 콘크리트는 설계기준강도 700 kgf/cm² 이고, 슬럼프는 12 cm로 제한하였다. 콘크리트 타설시 KS F 2402 에 따른 슬럼프 측정을 실시하였다. 실험체의 압축강도 측정을 위하여 강도별로 각각 6개의 $\phi 10 \times 20$ cm 공시체를 제작, 실험체와 동일한 조건에서 양생하였다. 콘크리트의 압축강도 측정은 KS B 2405에 따라 시험을 하였으며, 그 시험결과는 Table 2 에 나타나 있다.

Table 2 Concrete properties

f_{cu} (kgf/cm ²)	E_c (tonf/cm ²)	Poisson's ratio
641	298	0.203

실험체의 철근은 국내에서 생산되는 SD40의 고강도 철근이 사용하였으며, 기둥의 주근은 D19, 보의 주근으로는 D16을 사용하였고, 전단

보강근은 D10, 슬래브 보강근은 $\phi 6$ 을 사용하여 제작하였다. 본 실험에 사용된 철근의 재료 특성을 파악하기 위하여 KSB 0801(금속재료 인장시험편 규정)에 따른 시험편을 KSB 0802의 금속재료 인장 시험방법에 따라 실시하였다. 그 시험결과는 Table 3 에 나타내었다.

Table 3 Properties of reinforcements steel

	E_s (kgf/cm ²)	f_y (kgf/cm ²)	ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	f_{max} (kgf/cm ²)	Elongation (%)
$\phi 6$	1.46×10^6	5,294	3120	7,491	8.3
D 10	1.83×10^6	3,943	1938	5,971	17.5
D 16	1.98×10^6	4,554	2190	6,608	16
D 19	1.89×10^6	4,223	2197	5,926	19.1

3. 구조실험

3.1 실험체의 설치

실험체의 설치는 Fig. 3에 나타나 있으며, 실재건물의 변형상태에서 기둥의 변곡점 위치, 실험체 기둥의 양단에 힌지를 설치하였다. 또한 보의 변곡점에 작용하는 하중을 조절하고, 보와 접합부

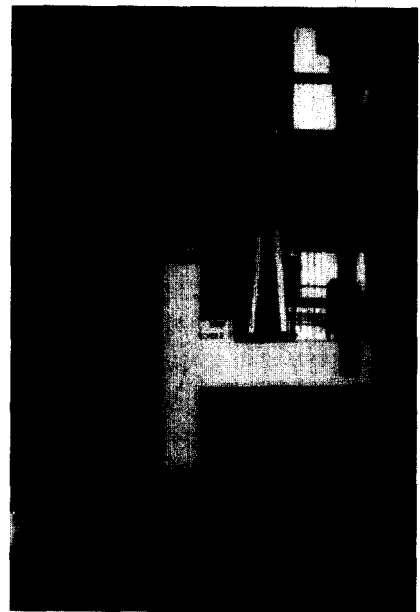


Fig. 3 Loading Setup

의 변형을 측정하기 위하여 슬래브와 횡방향 보가 있는 실험체는 17개, 횡방향보가 없는 실험체는 15개의 LVDT를 설치하였다.

3.2 실험방법

Fig. 3과 같이 설치된 실험체의 기둥에 축하중은, 먼저 선정된 기둥에 가해지는 축하중을 구하고 상사법칙의 축소율에 따라 오일 잭을 사용하여 $0.15 f_{cu} A_c$ 에 상응하는 하중을 일정하게 실험 종료시까지 재하하였다. 반복하중을 위한 가력장치는 MTS 25 tonf 용량의 유압식 가력기(Actuator)를 사용하였으며, 보의 변곡점에 변위제어에 따라 하중을 작용시켰다. 반복 주기하중의 형태는 변위연성비 1에 해당하는 Δy 의 0.5 배 비율로 증가시켰으며, 모든 LVDT와 스트레인게이지로 측정된 값은 Data Acquisition Equipment인 SP 8000 및 TDS 601을 통해 Monitoring 하였다.

4. 실험결과 및 분석

4.1 균열 및 파괴상황

HBC 실험체는 1 cycle에서 보의 인장균열이 발생하여 4 cycle 부터는 접합면에서의 전단균열이 나타났고, 10 cycle에서 기둥의 피복이 박리되어 접합부에서 파괴가 일어났다.

슬래브만 고려한 HBCS는 초기 1 cycle (+3.62 tonf)에 슬래브에서 균열이 발생하기 시작했으며, 2 cycle(+6.6 tonf)에 접합부의 전단균열이 발생하였다. 7 cycle에 접합부의 균열이 크게 진전되고 슬래브의 균열도 급진전되었고, 10 cycle에 기둥의 피복이 박리 되었으며, 최종 파괴는 접합부에서 일어났다. 접합부를 포함한 기둥의 전면에 대각균열 및 피복 콘크리트의 박리가 가장 심하게 일어났다.

횡방향보로 구속한 HBCB 실험체의 경우, 1 cycle (+3.71 tonf)에서 보의 접합면에 초기균열이 발생하였으며 보의 횡방향보의 전단균열이 미세하게 관찰되었다. 4 cycle(변위연성비 2.0)에서 기둥의 후면에 균열이 발생하였고, 7 cycle

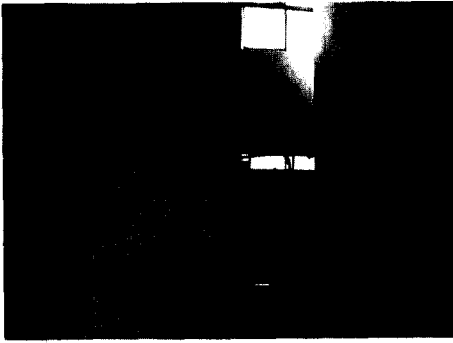
에서 보의 균열이 크게 진전되어 9 cycle에서는 콘크리트의 피복이 박리되기 시작했다. 10 cycle에서 기둥의 급격한 균열진전과 함께 11 cycle에서 큰 소음과 함께 기둥과 보의 상부 접합면에서 5 cm 정도 떨어진 곳이 크게 벌어지고 주근이 파단되었으며, 콘크리트의 박리가 일어났다.

횡방향보와 슬래브가 모두 고려된 HBCBS 실험체는 1 cycle (+3.18 tonf)에 슬래브 상단에 초기균열이 발생하였다. 11 cycle (변위연성비 5.5, +11.54 tonf)에서 보의 인장측에서 파단음이 생기며 보의 균열이 크게 벌어졌다. 기둥의 균열은 2 cycle에 미세한 균열이 발견되었으며, 6 cycle이후 균열이 빠르게 진전되었다. 횡방향보의 경우 6 cycle이후 전단균열이 진전되며, 10 cycle 이후 균열이 벌어지며 콘크리트의 피복이 박리되기 시작했다. 최종파괴는 접합면 부근에서의 보의 파괴로 이루어졌다.

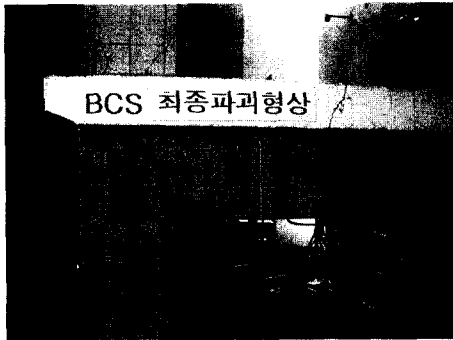
각 실험체의 최종파괴 모습은 Fig. 4에 나타나 있다. 보와 기둥만으로 구성된 실험체는 접합부에서, 횡방향보가 있는 실험체는 보의 접합면에서 파괴가 일어났다. 또한, 슬래브만 고려된 HBCS 실험체의 경우 접합부뿐만 아니라 기둥에서의 파괴가 심하게 나타났다. 이는 슬래브로 인해 보의 모멘트능력은 향상되었으나, 접합부의 구속에는 슬래브만의 구속은 별 영향을 주지 못하는 것으로 나타났다.

4.2 하중-변위 곡선

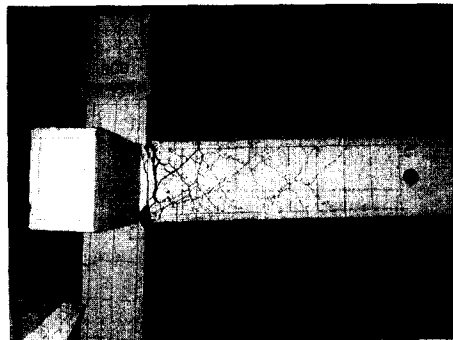
Fig. 5는 각 실험체의 하중-변위 곡선을 보여주고 있다. 각 cycle이 증가할수록 균열폭과 균열수의 증가로 강도의 저하현상을 나타내고 있다. HBC는 5 cycle(변위연성비 5)에 이르러 이후부터는 항복강도까지 하중이 급격히 떨어지는 양상을 보였다. 이는 고강도 콘크리트의 취성적인 성질에 따른 것으로 보인다. 횡방향보가 고려된 HBCB 실험체의 경우 HBC와 비교하여 강도의 증진 및 내력의 감소 역시 양호하게 나타났으며, 11 cycle(변위연성비 5.5)에 주근이 파단된 후 급격한 내력의 감소가 있었다. 슬래브만 고려된 HBCS의 경우 강도의 증진에는 보의 휨내력 증가로 인하여 효과가 있었으나, 강도의 저하가 빨



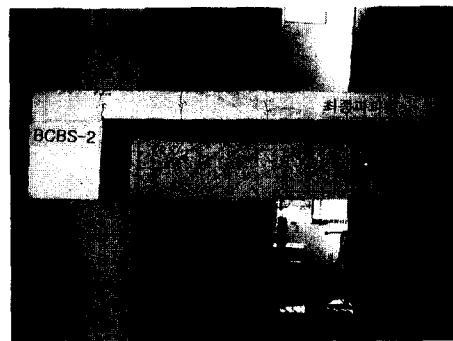
(a) HBC



(b) HBCS

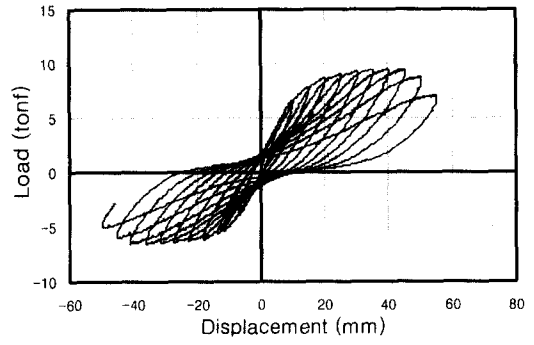


(c) HBCB

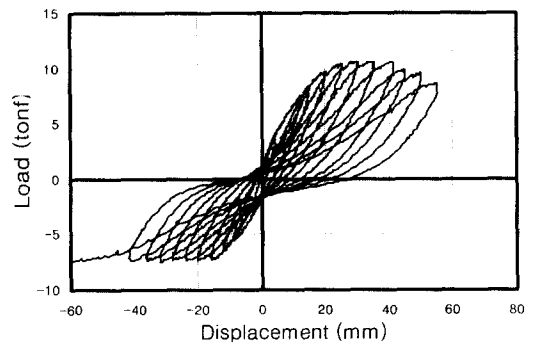


(d) HBCBS

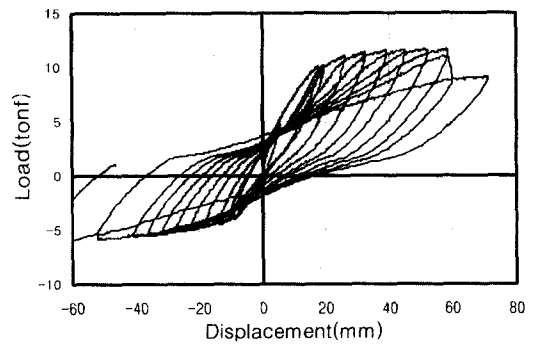
Fig. 4 Final failure mode of specimens



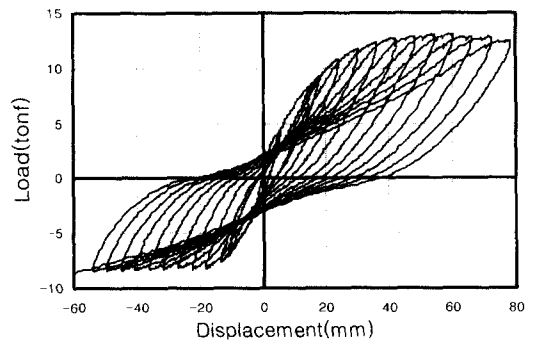
(a) HBC



(b) HBCS



(c) HBCB



(d) HBCBS

Fig. 5 Load versus displacement of specimens

리 발생하여 변위연성비 4(8 cycle)이후에 강도의 저하가 발생하였다. HBCBS는 내력이 변위연성비 6(12 cycle)까지 내력이 거의 일정하게 유지하며 안정된 거동을 보였다.

4.3 강도 및 강성의 저하

각 실험체의 하중사이클에 따른 최대 내력값이 Fig. 6에 비교되어 있다. Fig. 6에서 보여진 것처럼 실험체의 형상에 따른 접합부의 구속효과로 인하여 실험체의 하중부담능력도 증감하고 있음을 볼 수 있다. 상대적으로 정(+)방향 하중가력의 경우 강도의 저하현상이 크게 나타났으며 부(-)방향의 하중가력시는 모두가 최종사이클까지 비교적 안정된 거동을 보였다. 항복점 이후의 부재의 휨강성은 초기 탄성변형상태보다 작은 값을 갖게 되며, 실험체의 형상에 따라 휨내력은 보와 기둥만으로 구성된 실험체에 비해 슬래브만 있는 실험체, 횡방향보가 있는 실험체, 횡방향보와 슬래브가 있는 실험체의 순서로 휨내력의 증진을 보였다. 실험체의 소성변형 상태에서의 강성의 저하 정도를 산정하였고 Fig. 7에 나타내었다. 강성의 저하현상은 부재에서 발생한 균열의 크기와 관련이 있으며, Fig. 7에서 볼 수 있는 바와 같이 초기 강성은 실험체의 형상과 강도에 따라 차이를 보이지만 항복점을 넘은 이후의 강성저하율은 유사하게 나타났다.

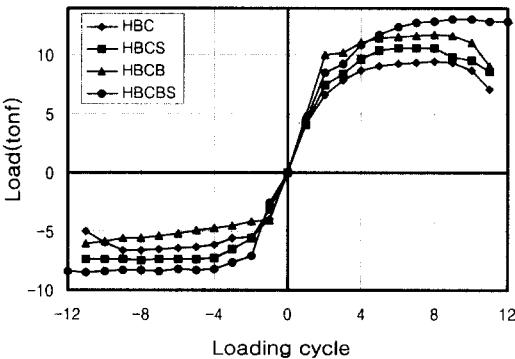


Fig. 6 Strength degradation of specimens

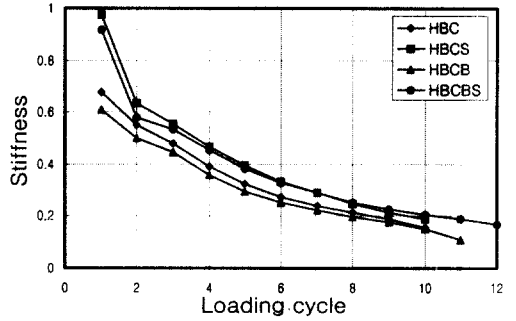


Fig. 7 Stiffness degradation of specimens

4.4 에너지 소산능력

에너지 소산량은 요구되는 강도를 유지하면서 흡입된 지진에너지를 분산시킬 수 있는 능력을 예측하고 상호 비교하기 위한 것으로써, 이는 하중-변위곡선으로 둘러싸인 면적에 의하여 평가된다. Fig. 8은 각 실험체의 하중이력에 따른 누적된 에너지 소산량을 나타내고 있으며 접합부의 횡구속이 증가함에 따라 에너지의 소산량이 증가하는 것을 알 수 있다. 그러나 슬래브가 있는 HBCS 실험체의 경우 HBC 실험체와 누적에너지 값은 큰 차이를 보이지 않았다. 이는 슬래브로 인한 강도 및 강성의 증가는 있었지만 접합부를 효과적으로 구속하지 못함을 알 수 있다.

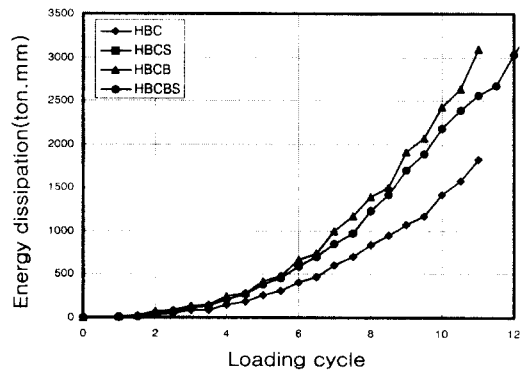


Fig. 8 Cumulative energy dissipation

4.5 전단내력

4.5.1 각국 표준과의 비교

각국 표준에 따라 산정된 접합부의 공칭 전단강도와 실험결과치를 Table 4에서 비교하였다.

ACI-ASCE 352⁽¹⁾에서는 접합부의 전단강도를 콘크리트의 압축강이론에 기초하여 제안하고 있으며, 접합부 응력계수 γ 는 부재의 형상에 따라 주어지고 외부 보-기둥 접합부의 경우 전단응력 v_n 는 Type 1의 경우 $20\sqrt{f_{ck}}$ (psi)를 넘지 않도록 제한하고 있다

뉴질랜드 설계제안식(The New Zealand Standard design)⁽²⁾은 접합부 전단강도에 있어서 트러스 매카니즘에 근거하고 있다. 수평전단력은 철근과 콘크리트의 전단강도를 함께 고려한다. 그러나 콘크리트는 만약 소성현상이 기동면에 발생할 경우 그 기여를 무시하게 된다. 일본 건축학회의 설계기준(AIJ-SRC, The Architectural Institute of Japan Standards for Steel Reinforced Concrete)⁽³⁾은 접합부의 전단강도를 콘크리트의 저항과 횡보강근의 효과를 모두 고려한다. 그러나 이러한 식들은 모두 보통강도 콘크리트의 실험값에 근거하여 제안되었기 때문에 본 실험결과와 많은 차이를 보였다. 특히 NZS-3101의 경우 철근에 의한 저항력만을 고려함으로 인해 중진지역인 우리나라의 배근상세에 의한 접합부의 내력 산정시 큰 차이를 보였다.

Table 4 Comparison of measured shear strength with calculated shear strength

	ACI352	NZS-3101	AIJ-SRC	Measured shear strength
HBC	49.23	5.63	32.75	41.03
HBCS	49.23	5.63	32.75	45.92
HBCB	65.64	5.63	32.75	50.71
HBCBS	65.64	16.9	69.36	56.80

Fig. 9는 ACI 352에서 요구하는 전단응력계수, γ 와 고강도 실험체의 실험결과에 의한 계수 값을 비교하였다. 실험체의 γ 값은 $\sqrt{f_{ck}}$ 를 적용한 ACI 산정값보다 HBC, HBCS, HBCB, HBCBS는 각각 21%, 8%, 30%, 16% 낮게 나타났으며 고강도 콘크리트의 경우 ACI의 기준식에 의한 값은 과대 평가되어 있는 것으로 판단된다. 만일 기준에 명시된 γ 값을 사용할 때는 전단내력 산정시 $\sqrt{f_{ck}}$ 항의 값을 수정해야 할 것으로 사료된다.

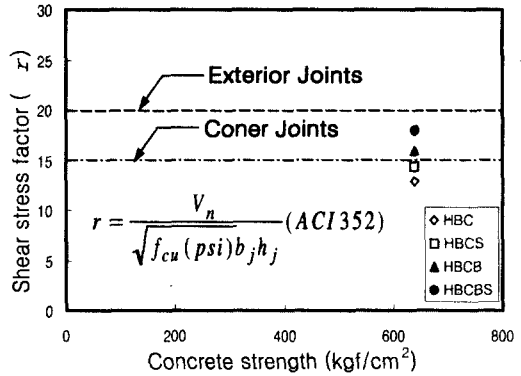


Fig. 9 Joint shear stress factor versus concrete strength

4.5.2 기존연구와의 비교

기존 연구와 본 실험에서의 전단응력을 Fig. 10에서 비교하였다. 콘크리트 강도에 따른 외부 보-기둥 접합부의 전단응력을 Otani등⁽⁴⁾은 $0.18 f_{cu}$ 의 식을 제안하고 있다. $0.3 f_{cu}$ 의 식은 내부 접합부의 경우 전단응력의 제안식이다. 그러나 이들 관계식은 420 kgf/cm^2 이하의 보통강도 콘크리트의 실험결과를 기초로 하였으며 Fig. 11에서 확인할 수 있는 바와 같이 고강도 콘크리트에 적용시에는 과소평가되어 있다. 본 실험결과와 Eshani등⁽⁵⁻⁷⁾의 실험결과를 함께 회귀분석한 결과, 고강도 외부 보-기둥 접합부의 전단응력 산정식은 $0.16 f_{cu}$ 로 평가할 수 있다.

따라서, 실제로 고강도 콘크리트의 사용시에 전단강도 산정시 기존의 기준을 그대로 적용하면 과대한 값을 얻을 것으로 보여진다.

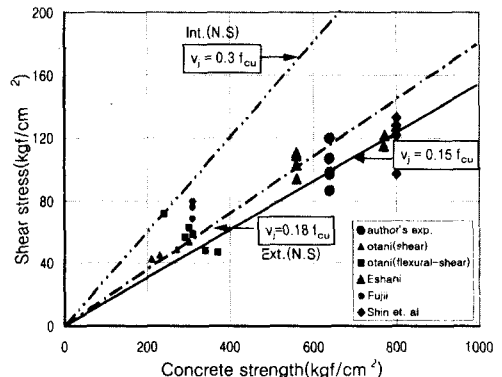


Fig. 10 Shear strength and concrete strength

4.5.3 횡구속 상태에 따른 전단내력 비교

Fig. 11은 실험체의 형상에 따른 전단응력의 차이를 고강도 실험체만을 대상으로 비교하고 있다. 보와 기둥만으로 구성된 HBC에 비하여 보와 슬래브만 고려된 경우(HBCS), 횡방향보가 고려된 경우(HBCB), 횡방향보와 슬래브가 모두 고려된 경우(HBCBS)에 있어 각각 약 10%, 25%, 40%의 내력증진을 보였다. 이는 기존의 대부분의 보-기둥 접합부 실험이 슬래브나 횡방향보의 고려가 되어있지 않은 실험체로 수행된 것을 고려할 때, 장래의 실험연구시 접합부의 전단내력 평가에는 실험구조체의 형상에 따른 적절한 보정이 필요하다고 판단된다.

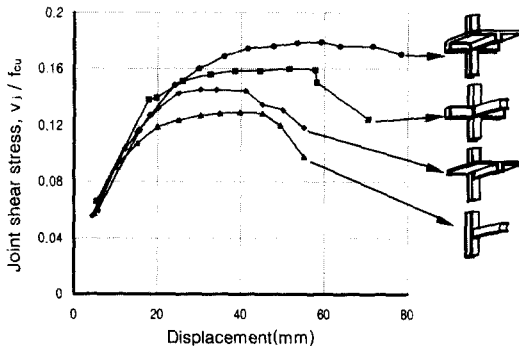


Fig. 11 Displacement-joint shear stress relations

4.6 접합부 횡보강근의 변형도

각 실험체별 접합부의 횡보강근의 변형이 Fig. 12에 도시되어 있다. 그림에서 나타난 바와 같이 보와 기둥만으로 구성된 실험체보다는 횡방향보 등으로 접합부 구속이 증가될 수록 보강근의 변형값이 작게 나타나고 있다. HBCB, HBCBS 실험체의 경우 각각 횡방향보, 횡보강근으로 구속됨으로 접합부의 변형값이 상대적으로 작음을 알 수 있다. 또한, 측정된 실험체 모두 보주근의 항복은 2 cycle 전후에서 일어났으나, 접합부 보강근의 항복은 모두 보주근 항복이후에 일어나고 있으며, HBCBS의 경우는 실험이 진행되는 동안 접합부에 가장 큰 전단력을 받았음에도 접합부의 횡보강근이 항복이하의 변형률을 나타내고 있다.

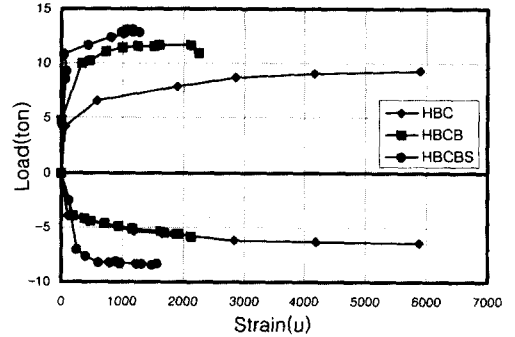
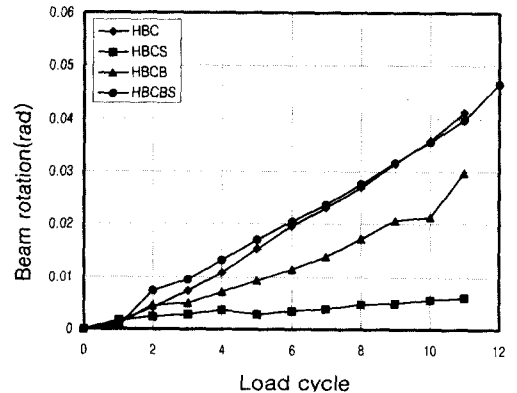


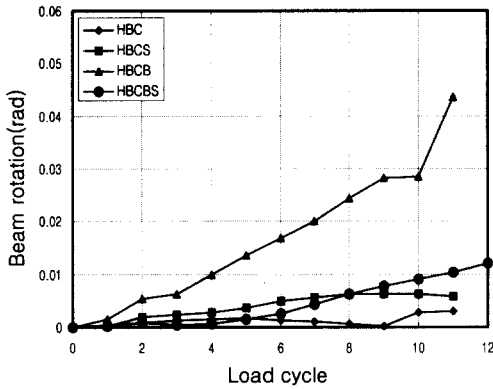
Fig. 12 Development of hoop strains

4.7 보의 변형

Fig. 13은 길이방향 보의 각 하중사이클의 정, 부 방향 최대회전각의 평균값을 비교하였다. 접합부에서 파괴가 일어난 HBC 실험체는 보의 접합면인 Region 1과 30 cm 떨어진 Region 2에서 보의 회전각이 큰 차이를 보이고 있다. 보의 접합면에서 파괴가 일어난 HBCBS 실험체의 경우, Region 1과 Region 2에서의 회전각은 상대적으로 차이가 작았고 Region 2의 변형도 HBC, HBCS 실험체보다 크게 나타났다. 이는 횡구속철근의 효과로 보의 소성힌지가 내측으로 이동하였음을 알 수 있다. 또한 보의 접합면에서 10 cm 정도 떨어진 곳에서 힌지가 발생한 HBCB 실험체의 경우는 Region 1과 Region 2의 차이가 더욱 적게 나타났으며 Region 2에서 회전각이 크게 나타난 것으로 보아 Region 1과



(a) Beam rotation of Region 1



(b) Beam rotation of Region 2
Fig. 13 Beam rotation

Region 2의 중간영역에서 소성힌지가 형성된 것으로 판단된다.

4.8 횡방향 보 효과

접합부에 큰 전단력이 작용할 경우 사인장 균열과 이에 따라 발생하는 철근의 콘크리트와의 미끄럼 현상이 발생하며 이는 접합부의 소성힌지를 형성시켜 구조물의 안전성에 중대한 영향을 주게 된다. 따라서 접합부의 콘크리트를 구속시켜 연성을 확보하는 것이 급격한 전단파괴를 방지하고 보부재에 소성힌지 형성을 유도하여 구조물의 내진성능을 유지하기 위해 필수적이다. 접합부가 횡방향 보로 구속된 경우는 (HBCB 및 HBCBS) 그렇지 못한 경우(HBC 및 HBCS)에 비해 부재 내력 및 연성능력에 있어서 상당히 증가하고 있음을 Fig. 6을 통하여 확인할 수 있다.

4.9 슬래브의 효과

슬래브의 유무에 따라 보-기둥 접합부의 이력 특성은 매우 다르게 나타났다. 슬래브만 고려된 HBCS 실험체의 경우 HBC 실험체보다 초기강도는 큰 값을 보였지만, 변위연성비 4를 넘어서면서 강도의 저하현상이 뚜렷이 나타났다. 또한 접합부에서의 균열도 빠르게 진전되었다. 이는 슬래브가 고려된 보 단면의 휨능력 증대로 더 큰 전단력이 접합부에 작용하게 됨으로 접합부의 이력거동을 저하시켰다고 판단된다.

5. 결 론

- 1) 고강도 콘크리트를 사용한 국내 실제 건물의 외부 보-기둥 접합부는 변위연성이 5까지는 비교적 안정적인 이력거동을 나타내었다.
- 2) 실험체의 형상에 따라 보와 기둥만의 실험체에 비해 10%~40%의 내력의 차이를 보였으며 이 결과는 실험시의 실험체 형상에 따른 전단내력 추정시 고려할 필요가 있다고 판단된다.
- 3) 전단내력에 있어서 ACI 등의 기존의 규준식들은 고강도 콘크리트 보-기둥 접합부의 전단내력을 산정하기 위해서는 ACI 규준에서 제시된 전단응력계수, γ 값이나 혹은 $\sqrt{f_{ck}}$ 항을 조정할 필요가 있을 것으로 사료된다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 특정기초(과제번호: 97060201013) 및 한양대학교 초대형구조시스템 연구센터의 연구비 지원에 의해 이루어졌으며 이에 관계자 여러분께 감사드립니다.

참고문헌

1. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design for Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-95), American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1995.
2. "New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures", NZS 3101, Standards Association of New Zealand, Wellington, 1982.
3. "AIJ Standard for Structural Calculation of Steel Reinforced Structures", Architectural Institute of Japan, 1975.
4. Otani, S., "The Architectural Institute of Japan(AIJ) Proposal of Ultimate Strength Design Requirements for RC Buildings with Emphasis on Beam-Column Joints", Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, SP-123, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1991, pp.125-144.

5. Ehsani, M. R., and Moussa, A. E., and Vallenilla, C. R., "Comparason of Inelastic Behavior of Reinforced Ordinary and High Strength Concrete Frames", ACI Structural Journal, Vol. 84, No.2, March-April 1987, pp.161-169.
6. Ehasani, M. R., and Alameddine, F., "Design Recommendation for Type 2 High-Strength Reinforced Concrete Connections, ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 3, May-June 1991, pp.277-291.
7. Shin, S. W., and Lee, K. S., "High-Strength Concrete Beam-Column Joints, Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, July 19-24, 1992, Vol. 6, pp.3145-3150.

요 약

지진하중이 작용할 때 철근콘크리트 연성골조의 부재의 변형이 탄성범위를 넘어선 비탄성상태에 도달하게 된다. 따라서 큰 변위를 유발하게 되고 결국 접합부의 과대전단력이 발생하게 된다. 본 연구는 고강도 콘크리트를 사용한 보-기둥 접합부의 비탄성 거동을 평가하기 위하여 실제 구조물을 설계하고 10층 외부 보-기둥 접합부를 대상으로 접합부의 형상 및 구속상태를 변수로 하여 4개의 실험체를 2/3 크기로 축소 제작하였다. 본 실험을 수행하여 얻어진 결과는 다음과 같다.

1) 횡방향보는 접합부의 전단저항 및 연성을 증진시키며 2) 슬래브는 보의 휨강성을 증가시키나 수평하중에 대한 연성을 증대시키는 데는 별 효과가 없다. 3) 고강도콘크리트를 사용한 접합부의 전단 내력을 산정하기 위해서는 ACI 규준에서 제시된 전단응력계수, γ 값이나 혹은 $\sqrt{f_{ck}}$ 값을 조정할 필요가 있다.

(접수일자 : 1999. 12. 7)