

고강도 RC 보-기둥 접합부의 비탄성 거동에 대한 슬래브의 영향

Slab Effect on Inelastic Behaviors of High Strength RC Beam-Column Joints



장극관*

Chang, Kug Kwan



김윤일**

Kim, Yoon Il



오영훈***

Oh, Young Hun

요 약

모멘트 연성골조의 접합부와 기둥은 적절한 에너지흡수 능력과 구조물의 횡붕괴를 방지하기 위하여 탄성적으로 거동해야 하며, "강한 기둥-약한 보"의 설계개념을 채택하고 있다. 접합부는 골조구조의 취약부분으로 인정되고 있지만 부재설계에서는 접합부를 구성하는 보와 기둥에 의해서 접합부의 치수가 결정되기 때문에 접합부가 부담해야 하는 하중조건과 보강방법을 결정하는데에 어려움이 있다. 또한 콘크리트의 고강도화, 경량화에 의해 부재단면은 작아지게 되고 상대적으로 철근량은 늘어나게 되므로 접합부 영역의 응력부담은 이전보다 훨씬 높아지게 되었다. 따라서 접합부의 적절한 구조성능 확보 및 시공상의 문제점을 개선하기 위하여 접합부의 설계 및 상세에 특별한 주의가 필요하다고 할 수 있다. 이에 본 연구에서는 슬래브의 기여도를 고려한 접합부의 적절한 보강방법을 제시하기 위한 기초자료로서 3종의 실물크기로 4개의 고강도 콘크리트 보-기둥 접합부를 제작하고, 반복하중 실험을 수행하였다.

Abstract

In the design of ductile moment-resisting frames (DMRFs) following the strong column-

* 정희원, 서울산업대 건축공학과, 조교수

** 정희원, 관동대 건축공학과, 교수

*** 정희원, 삼성물산(주) 건설부문 기술연구소

weak beam design philosophy, it is desirable that the joint and column remain essentially elastic in order to insure proper energy dissipation and lateral stability of the structure. The joint has been identified as the "weak link" in DMRFs because any stiffness or strength deterioration in this region can lead to substantial drifts and the possibility of collapse due to P-delta effects. Moreover, the engineer is faced with the difficult task of detailing an element whose size is determined by the framing members, but which must resist a set of loads very different from those used in the design of the beams and columns. Four $\frac{2}{3}$ -scale beam-column-slab joint assemblies were designed according to existing code requirements of ACI 318-89, representing perimeter joints of DMRFs with reinforced high strength concrete. The influence on aseismic behavior of beam-column joints due to monolithic slab, has been investigated.

Keywords : Strong column-weak beam, energy dissipation, beam-column joint, hoop

1. 서론

구조물이 횡하중을 받는 경우, 슬래브 보강근은 보의 상단철근과 함께 인장철근으로 역할을 하게 되어 보의 휨강도(negative flexural strength)는 설계시 예상한 강도보다 훨씬 증가하게 된다. 보 휨강도의 증가는 골조 구조물(framed structure)에서 집합부의 내진거동(seismic behavior)에 많은 영향을 미치게 된다. 우선, 보에 대한 기둥의 휨강도비(M_{bc})가 변화하게 되고, 결과적으로 설계시 예상했던 파괴 모드와는 다른 형태의 파괴를 초래할 수 있다.

1981년 일본 쓰쿠바의 건축연구소(BRI)에서는 7층 규모의 골조-전단벽 구조의 실험체를 대상으로 유사동적(pseudo dynamic) 실험을 수행하였다. 통상적인 방법의 해석 모델링과 가정으로 계산한 밀면전단력은 실제 실험에서 측정된 밀면전단력의 60% 정도인 것으로 나타났다. 이와같은 계산치와 실험치의 불일치는 길이방향 보의 휨강도 상승에 바닥 슬래브의 기여도가 예상보다 훨씬 크다는 사실과 벽체의 rocking현상으로 생기는 3차원 효과에서 기인한 것으로 알려져 있다.¹⁾ 즉, 슬래브 철근이 부모멘트를 받는 보의 인장철근으로 작용함으로써 보의 휨강도 및 전체 건물의 강도를 예측한 강도보다 큰 값을 갖도록 하는 것이다. 설계휨강도에 바닥 슬래브의 기여

를 무시하는 것은 구조체의 밀면전단강도를 과소평가하는 것이 되므로써 일부 관점에서는 안전측으로 평가할 수 있다. 그렇지만, 이 경우 보와 기둥간의 휨강도비의 변화와 더불어 예기치 못한 가속도와 관성력을 발생하게 되고, 결국 설계시 예상한 것과는 다른 파괴메카니즘을 초래할 수 있다.

한편, 현행 설계기준(ACI 318-95)²⁾과 권장안(ACI-ASCE 352-85R)³⁾으로는 횡하중을 받는 보의 휨강도 상승에 기여하는 슬래브의 유효폭을 적절하게 제시할 수 있는 규정이 없는 상황이다. 이 규정들은 주로 바닥 슬래브가 없는 기둥과 보로 구성된 집합부의 실험결과를 바탕으로 작성된 것이기 때문에 보의 휨강도에 대한 슬래브의 효과를 적절히 파악할 수 있는 기초자료가 불충분한 상황이다. 따라서, 일본 건축연구소의 실험결과처럼 횡저항성에 대한 바닥 슬래브의 기여도를 파악하고, 슬래브가 있는 실제적인 보-기둥 집합부의 거동을 조사하기 위하여 80년대 후반 이후부터 일부 연구자들에 의해 연구가 진행되어 왔다.⁴⁾ 이러한 슬래브의 기여도는 집합부의 종류(내부 또는 외부 집합부), 횡변위의 진행정도, 횡하중의 작용이력(일축 또는 다축 횡하중)에 따라 조금씩 다르게 나타나고 있는 실정이다.

더우기, 국내에서도 고강도 콘크리트를 사용한 초고층 RC조 건물의 등장을 바라보고 있는 상황이며

Table 1 Experimental variable of test specimens

실험체명	(1) a/d	(2) U_{max} (예측치)				(3) 집합부의 보강방법	(4) 슬래브	(5) γ ($\sqrt{f_c}$ psi)	(6) ρ (%)	(7) M_R	(8) σ	(9) 집합부의 분 류
		($\sqrt{f_c}$ kg/cm ²)		($\sqrt{f_c}$ psi)								
		(+)	(-)	(+)	(-)							
BCB 1	2.70	1.03	1.09	3.88	4.12	—	무	11.34	—	1.33	0.18	외부
BCB 2	2.70	1.03	1.09	3.88	4.12	TS	무	11.34	0.50	1.33	0.18	외부
BCS 1	2.70	1.11	1.57	4.21	5.92	—	유	14.36	—	1.04	0.18	외부
BCS 2	2.70	1.11	1.57	4.21	5.92	TS	유	14.36	0.50	1.04	0.18	외부

(1) : 전단스팬비(전단스팬 / 보의 유효깊음)

(2) : 예상 최대전단응력도

(3) : 집합부의 전단보강 방법

(TS : 집합부 횡보강선, TB : 횡방향 보)

(4) : 슬래브의 유부

(5) : 집합부 전단응력도 계수

(6) : 집합부의 전단 보강률비 $nA_{sh}/b(d-d')$

(7) : 휨 강도비($\sum M_{ult, joint} / \sum M_{ult, span}$)

(8) : 기둥에 적용된 축력($N / f_c A_c$)

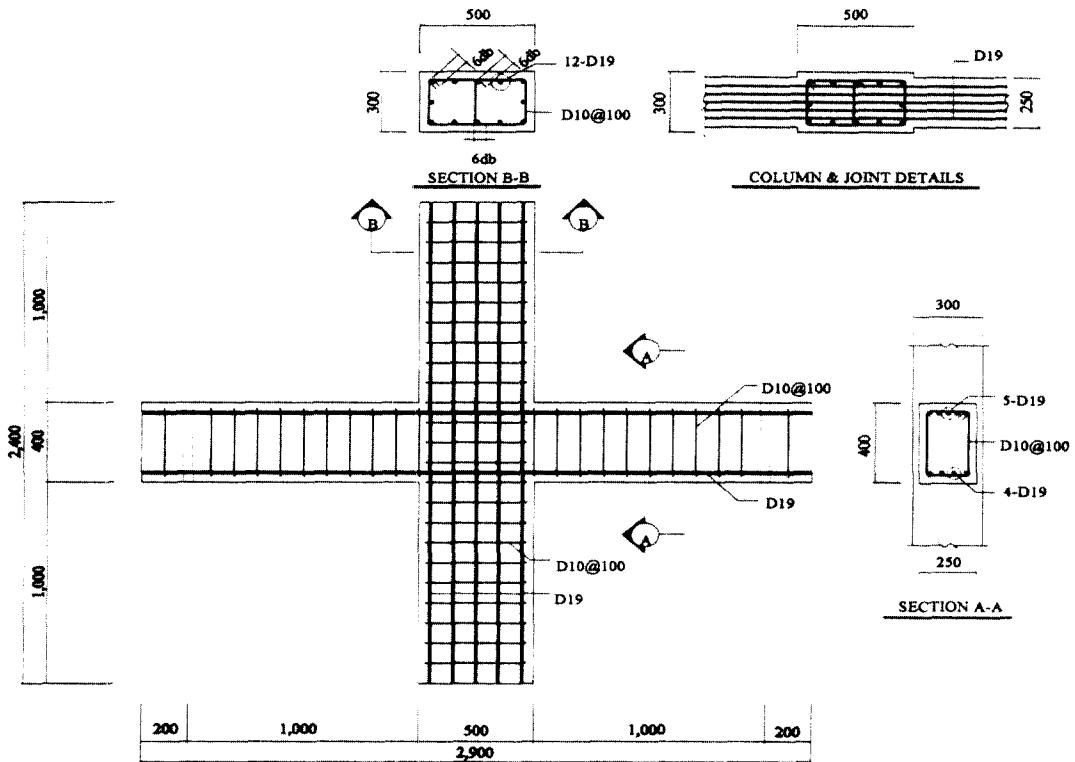


Fig. 1 Configuration and detail of a specimens(BCB2)

로 RC 보-기둥 집합부에 대한 체계적인 연구가 필요한 시점에 와 있다고 할 수 있다. 그러므로, 고강도 콘크리트를 사용한 외주부 보-기둥 집합부에 대해서 슬래브의 영향에 따른 거동을 실험에 의해 평가함으로써 집합부의 적절한 보강방안을 제시하기 위한 기초자료를 마련하는데 연구목적을 두고 있다.

2. 시험체 계획

2.1 일반사항

본 실험연구의 실험체는 서울소재 지상 20층 RC 조 사무소 건물의 중간층(10층)에 위치한 내부 보-기둥 집합부를 대상으로 선정하였다. 실험체의 설계와

Table 2 Dimensions of specimens

실험체	기둥			보			슬래브			접합부 보강근
	단면치수 및 길이 (mm)	주근	전단 보강근	단면치수 및 길이 (mm)	주근	전단 보강근	두께 (mm)	상단근	하단근	
BCB 1	300×500 1000	12-D19	D10 @ 100	250×400 1200	5-D19(top.) 4-D19(bot.)	D10 @ 100	-	-	-	-
BCB 2	300×500 1000	12-D19	D10 @ 100	250×400 1200	5-D19(top.) 4-D19(bot.)	D10 @ 100	-	-	-	3-D10
BCS 1	300×500 1000	12-D19	D10 @ 100	250×400 1200	5-D19(top.) 4-D19(bot.)	D10 @ 100	80	D10 @ 100	D10 @ 100	-
BCS 2	300×500 1000	12-D19	D10 @ 100	250×400 1200	5-D19(top.) 4-D19(bot.)	D10 @ 100	80	D10 @ 100	D10 @ 100	3-D10

배근은 ACI 318-89 및 ACI-ASCE Committee 352의 권장안에 준하여 계획하고, 실물크기의 3모 모두 4개의 실험체를 제작하였다. 실험체는 슬래브 및 접합부 횡보강근의 유무, 휨 강도비(M_R)를 변수로 조합·구성하였으며, 실험체별 실험변수는 Table 1에 정리하였다. 콘크리트의 압축강도는 30층이상의 초고층 건물에 대한 경제성을 감안하여 설계기준강도를 420 kg/cm^2 으로 설정하였다. 각각의 실험체에 대한 단면치수와 배근상황은 Table 2에 나타나 있고, 대표적인 배근상황은 Fig 1에서 보여주고 있다.

2.2 사용재료 및 시험결과

실험체는 삼성건설(주) 북부간선도로 1공구현장에서 제작하였으며, 콘크리트는 3종 조강시멘트를 사용하여 batch plant에서 생산하였다. 세골재는 임진강사, 조골재는 최대치수 19mm의 단양산 쇄석을 사용하였다.

실험체의 보강근으로 기둥과 보의 주근은 D19, 전단보강근은 D10으로 제작하였다. 콘크리트 타설시 KS F 2402에 따른 슬럼프 측정을 실시하고, 실험체

Table 3 Properties of reinforcing bar

종류	E (t/cm ²)	항복응력 (t/cm ²)	항복변형도 (t/cm ²)	최대응력 (t/cm ²)	신율 (%)
D19	1981	3.614	2377	5.139	17.2
D19	1964	3.592	2374	5.141	18.8

Table 4 Compressive strength of concrete

압축강도 (kg/cm ²)			높이 (cm)	단면적 (cm ²)	E (t/cm ²)	슬럼프 (cm)
8일	28일	116일				
388.0	468.5	557.3	20.5	78.6	300.4	14.5

의 강도측정을 위하여 21개의 공시체를 제작, 24시간 대기양생후 탈형하여 28일간 수중양생하였다. 철근과 콘크리트에 대한 재료시험 결과는 Table 3과 Table 4에 각각 나타나 있다. 콘크리트의 압축강도는 KS F 2405에 따라 표준공시체에 대한 보정계수 0.97을 곱하여 얻어진 결과이다.

3. 실험체의 설치 및 가력

3.1 실험체의 설치

실험체는 실제 건물의 변형상태와 대응되는 반쪽 점을 재현할 수 있도록 기둥의 양단부에 힌지를 제작하여 부착하였다. 실험체의 가력을 위하여 testing

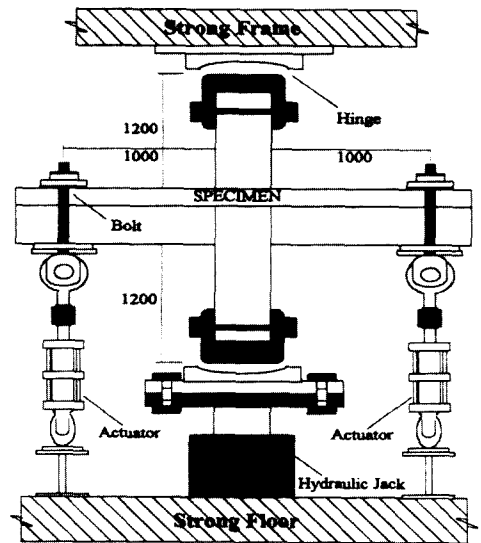


Fig. 2 Test setup

bed 와 strong frame에 actuator와 hydraulic jack을 설치하였으며, 최종 설치상황을 Fig 2에서 보여주고 있다. 실험체의 주요 부위에 대한 변형상태와 피해상황을 파악하기 위하여 실험체마다 20~47개의 매설된 wire strain gauge를 이용하여 철근의 변형도를 측정하였으며, 보와 기둥 및 집합부의 변형을 측정하기 위하여 28개의 LVDT를 사용하였다.

3.2 실험방법

기둥의 양단부 면과 힌지용 철물사이에는 균등한 압축응력의 발현을 위하여 석회반죽(모래포함)을 포설하고, 실험시작전 기둥 축하중의 50%를 미리 작용함으로써 가능한 축방향 탄성변형을 줄이고자 하였다. 기둥의 축하중은 최대용량 300 ton 의 hydraulic jack을 이용하여, 모든 실험체에 대해 일정하게 150ton ($0.18 f_c A_g \approx 0.50 P_b$)으로 실험종료시까지 재하하였다. 또한, 양쪽 보의 단부에 설치된 50ton 용량의 actuator를 이용하여 횡력의 작용을 구현하였다. 가력방식은 보의 초기 항복변위를 구하고, 이에 대한 변위연성비(Δ/Δ_s)의 배율로서 일정점증식으로 가력하였다. 각각의 실험체에서 목표로 하는 최종 변위연성비는 4이며, 초기 2 cycle은 가력 및 계측장치의 점검을 위하여 탄성범위내에서 가력하였다. 실험체에 적용된 하중이력은 Fig 3에 도시되어 있다.

실험이 진행되는 동안 발생하는 균열상황은 가력 방향에 따라 구분하여 표시하였고, 각각의 하중 cycle 단계마다 사진 및 VTR로 기록함으로써 실험체의 피해상황을 규명할 자료로 삼았다.

4. 실험결과 및 분석

실험체에 대한 내진성능의 평가는 몇가지 척도를

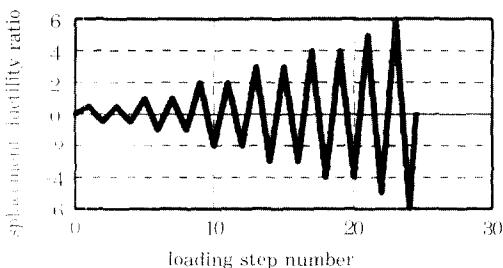


Fig. 3 Typical displacement routine

중심으로 비교, 분석되었으며, 그 기준 척도로서는 균열 및 파괴상황, 하중-변위 관계, 강도 및 강성의 저하현상, 에너지소산특성을 선정하였다.

4.1 균열 및 파괴상황

보에서의 초기 휨균열은 대체로 $0.34 \sim 0.38 \sqrt{f_c}$ kg/cm^2 ($1.28 \sim 1.44 \sqrt{f_c}$ psi) 정도의 전단응력이 작용할 때 발생하고 있으며, 변형이 진행됨에 따라 휨-전단 균열로 진전하고 있다.

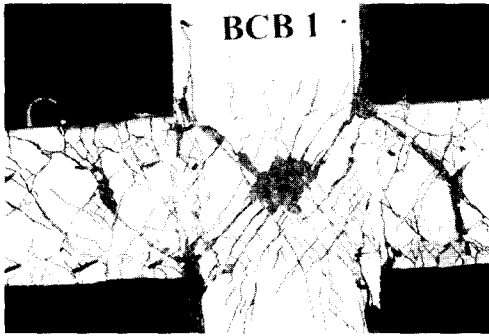
집합부의 사인장 균열은 보에서 항복변형이 시작되는 3 cycle (1Δ)에서 처음으로 발견되고 있다.

집합부에 횡보강근이 없는 실험체(BCB1 및 BCS1)는 변위연성비가 상당히 큰 4Δ 부터는 집합부에 피해가 집중되면서 코아 콘크리트의 압괴(crushing)현상을 보여주고 있으며, 기둥의 주근도 항복변형도를 넘어서는 변형상태를 나타내고 있다.

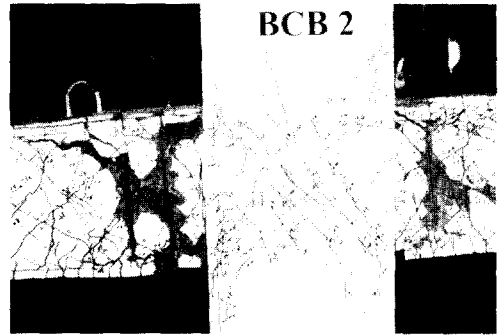
한편, 집합부를 횡보강근으로 구속한 실험체(BCB2, BCS2)는 2Δ 에서 집합부 횡보강근의 변형도가 항복변형도에 도달하고, 이후 하중 cycle에서 집합부의 피복콘크리트가 박리되기는 하지만 4Δ 까지는 집합부의 코아 콘크리트를 적절히 구속해 줌으로써 집합부의 전단저항기구를 유지하고 있는 것으로 나타났다. Fig 4에서는 실험체의 최종파괴상황을 보여주고 있다. 최종적인 파괴상황의 특징을 살펴보면 BCB1 실험체는 집합부와 보단부 0.5d 부분의 전단파괴를 볼 수 있으며, BCB2 실험체에서는 보 단부 0.5d 부분에서 사인장파괴가 발생하였다. 한편, BCS1 실험체는 집합부의 전단파괴를 보이고 있는 반면, BCS2 실험체는 특별한 파괴상황을 나타내지 않고 전반적으로 피해가 확산된 형태의 결과를 볼 수 있었다.

4.2 하중-변위의 관계

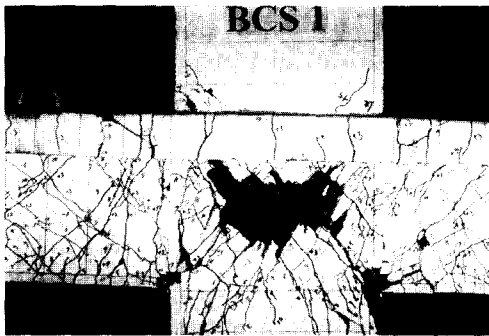
실험체의 하중-변위곡선을 Fig 5에서 보여주고 있다. BCB1 실험체 및 BCB2 실험체는 4Δ 까지 강도의 저하를 보이지 않고 안정된 이력거동을 보이고 있다. 반면, BCS1 및 BCS2 실험체는 4Δ 에 들어서면서 강도저하를 보이고 있으며 동일한 변위연성비에서 cycle이 반복됨에 따라 강도저하가 크게 나타나고 있다. 이는 보의 상단부가 내장력을 받게 될 때 보의 내력상승에 슬래브가 기여함으로써 결과적으로 보에서



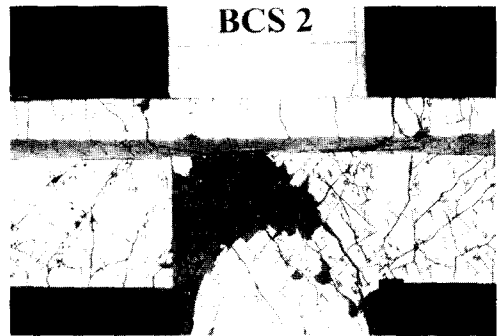
(a) BCB 1 실험체



(a) BCB 2 실험체



(c) BCB 3 실험체



(d) BCB 4 실험체

Fig. 4 Damage pattern

$1.5\sqrt{f_c}$ ($5.7\sqrt{f_c}$ psi) 정도의 높은 전단응력이 발생하기 때문인 것으로 판단된다. 결국 보의 높은 전단응력은 집합부로 전달됨으로써 집합부의 피해가 집중되는 현상을 볼 수 있었다. 한편, 모든 실험체가 변위연성비 3 이상에서는 이력루프의 편칭현상을 나타내고 있어서, 적절한 연성을 유지할 수 있을지라도 내진성능면에서는 바람직하지 못한 결과를 보여주고 있다.

하중-변위 곡선을 바탕으로 각각의 실험체에 대한 최대강도를 구하고, 단면해석(sectional analysis)으로 부터 얻어진 예측치와 비교하여 Table 5에 정리하였다. Table 5에서 나타나 있는 결과에 의하면 슬래브가 없는 실험체의 보는 정·부 가력에 대해서 $0.9 \sim 1.1\sqrt{f_c}$ ($3.5 \sim 4.0\sqrt{f_c}$ psi)의 전단응력도를 보이고 있지만, 슬래브가 있는 실험체에서는 $0.9 \sim 1.5\sqrt{f_c}$ ($3.5 \sim 5.5\sqrt{f_c}$ psi)로서 대략 35% 정도 전단응력도가 상승하는 것을 알 수

있다. 그리고, 단면해석으로 부터 구한 실험체의 항복모멘트와 최대모멘트는 일부의 경우 25% 정도의 오차를 보이고 있지만, 대체적으로 10% 정도의 오차범위 내에서 적절하게 예측할 수 있는 것으로 나타나고 있다.

실험체의 보에서 구한 최대강도를 기준으로 집합부에 전달된 전단응력도의 수준을 평가하기 위하여 ACI-ASCE 권장안⁴⁾의 집합부 전단응력도계수(γ)를 식(1)에 의해 산정하였다. 집합부 전단응력도계수에 대한 실험치와 예측치를 ACI-ASCE 권장안의 제한값과 함께 비교하여 Table 6에 정리하였다.

그 결과 모든 실험체가 ACI-ASCE의 제한치인 $3.97\sqrt{f_c}$ ($15\sqrt{f_c}$ psi)보다 적게 나타나고 있으며, 실험치에 대한 예측치의 비율은 0.85~0.94로 나타나고 있다.

$$\gamma = \frac{V_f}{b h_c} \frac{1}{\sqrt{f_c}} \quad (1.a)$$

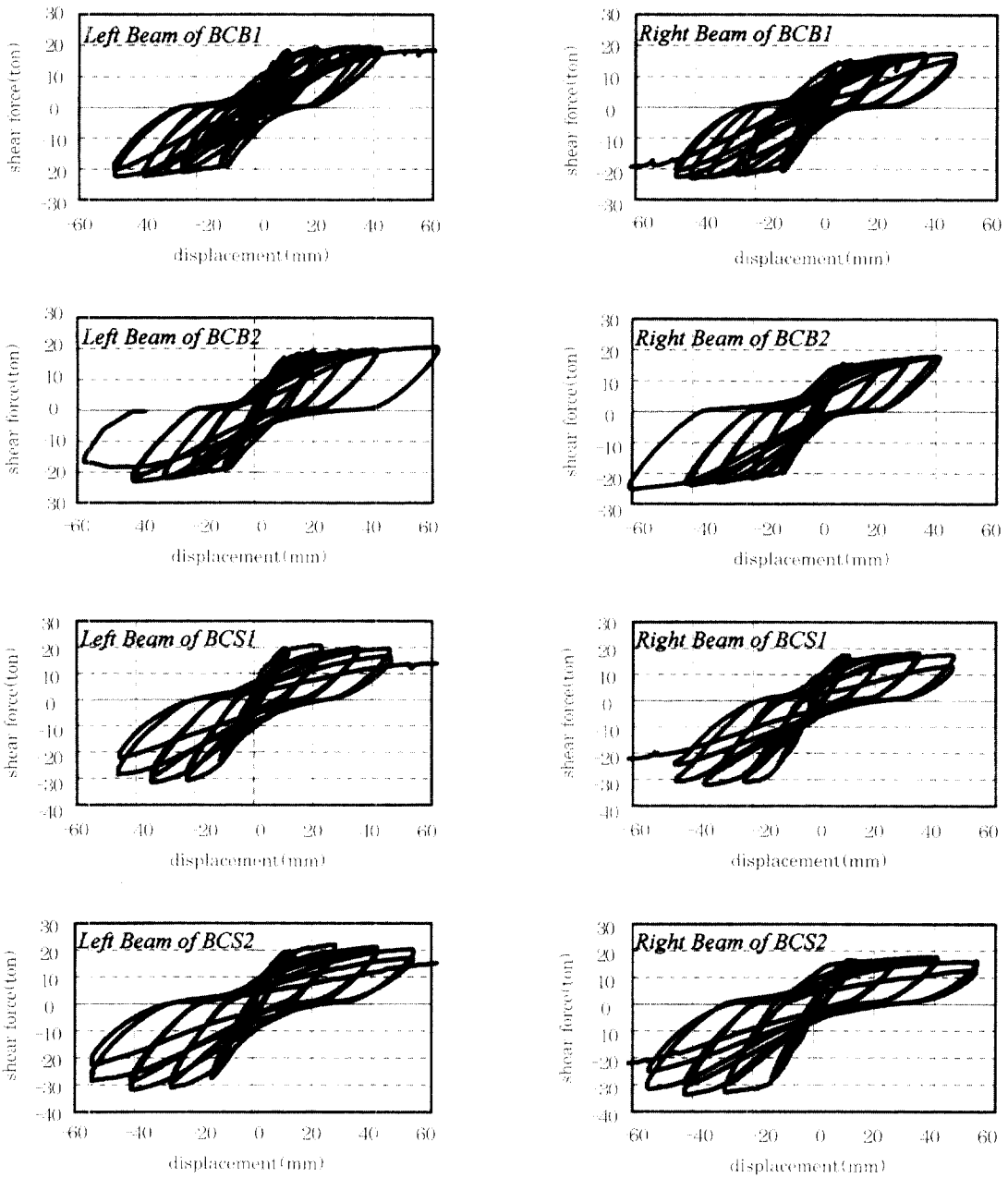


Fig. 5 Beam shear force-displacement

여기서, γ : 점합부 전단응력도 계수

$$b_i : (B_b + B_c) / 2$$

h_c : 기둥의 춤(column depth)

f'_c : 콘크리트의 압축강도

V_j : 점합부에 적용된 전단력

B_b : 보의 폭(beam width)

B_c : 기둥의 폭(column width)

$$V_j = \frac{M_u}{d - d'} - \frac{M_c}{l_c} \quad (1.b)$$

Table 5 Comparison of maximum strength

실험체명	하중 방향	(1) P _{max}	(2) U _{max}		(3) My (t.m)			(4) M _{max} (t.m)			
			($\sqrt{f_c}$ kg/cm ²)	($\sqrt{f_c}$ psi)	실험치	계산치	실험/계산	실험치	계산치	실험/계산	
			BCB1	좌측	(+)	19.7	0.90	3.41	17.6	18.6	0.95
		(-)	-22.4	1.03	3.88	-19.2	-21.5	0.89	-22.4	-23.8	0.94
	우측	(+)	17.6	0.81	3.05	14.6	18.6	0.78	17.6	22.4	0.79
		(-)	-23.0	1.05	3.98	-20.6	-21.5	0.96	-23.0	-23.8	0.97
BCB2	좌측	(+)	20.7	0.95	3.58	16.9	18.6	0.91	20.7	22.4	0.92
		(-)	-23.0	1.05	3.98	-18.9	-21.5	0.88	-23.0	-23.8	0.97
	우측	(+)	18.0	0.82	3.12	14.7	18.6	0.79	18.0	22.4	0.80
		(-)	-23.8	1.09	4.12	-19.9	-21.5	0.93	-23.8	-23.8	1.00
BCS1	좌측	(+)	20.9	0.96	3.62	19.1	19.6	0.97	20.9	24.3	0.86
		(-)	-31.5	1.44	5.45	-23.6	-31.7	0.74	-31.5	-34.2	0.92
	우측	(+)	18.4	0.84	3.18	17.4	19.6	0.89	18.4	24.3	0.76
		(-)	-32.0	1.47	5.54	-27.8	-31.7	0.88	-32.0	-34.2	0.94
BCS2	좌측	(+)	22.1	1.01	3.83	19.2	19.6	0.98	22.1	24.3	0.91
		(-)	-31.7	1.45	5.49	-27.2	-31.7	0.86	-31.7	-34.2	0.93
	우측	(+)	17.8	0.82	3.08	16.6	19.6	0.85	17.8	24.3	0.73
		(-)	-33.7	1.54	5.83	-28.5	-31.7	0.90	-33.7	-34.2	0.99

(1) : 측정된 최대 적용하중 (ton)

(3) : 보-기둥접합면에서의 항복모멘트 (t.m)

(2) : 실험체에 적용된 최대전단응력도

(4) : 보-기둥접합면에서의 최대모멘트 (t.m)

이때, M_a : 보-기둥접합면에서 보의 모멘트

d-d' : 인장력과 압축력의 중심거리
(moment lever arm)

l_c : 기둥 반곡점 사이의 거리

4.3 강도 및 강성의 비교

Fig. 6에 나타난 바와 같이 최대강도의 포락선은 BCB1과 BCB2 실험체 모두 변위연성비가 4에 이를때까지 점차 상승하면서 안정된 양상을 보이고 있으며, 변위연성비 6까지도 최대강도의 80% 수준으로 횡하중의 전달능력을 보유하고 있다.

BCS1 및 BCS2 실험체는 변위연성비 3에서 최대강도에 이른 후 점차 강도의 저하현상을 나타내고 있으며, 특히, 슬래브와 보상부면이 인장을 받게 되는 (-)cycle의 경우에는 동일한 변위연성비에서도 강도 저하율이 크게 나타나고 있다. 즉, 슬래브가 없는 보-기둥 접합부(BCB1, BCB2)의 거동을 기준으로 한다면 기존의 설계개념(휨강도비 M_u ≥ 1.4)은 적절한 연성을 확보할 수 있지만, 구조물의 실제적인 거동에 보다 가까운 BCS1 및 BCS2 실험체는 상대적으로 연성능력이 저하하는 결과를 보여주는 것이다. 한편, 실험체의 강성저하 특성을 조사하기 위하여 하중-변위 곡선에서 각 cycle 마다 최대강도와 최대변위로

Table 6 Comparison of joint shear coefficient

실험체명	하중 방향	ACI 제한치 ($\sqrt{f_c}$ psi)	γ (예측치)		γ (실험치)		실험치 예측치
			γ ($\sqrt{f_c}$ kg/cm ²)	($\sqrt{f_c}$ psi)	($\sqrt{f_c}$ kg/cm ²)	($\sqrt{f_c}$ psi)	
			BCB 1	(+)	≤ 15 (외부)	3.00	
	(-)	2.60	9.82	0.87			
BCB 2	(+)	≤ 15 (외부)	3.00	11.34	2.81	10.63	0.94
	(-)				2.66	10.06	0.89
BCS 1	(+)	≤ 15 (외부)	3.80	14.36	3.24	12.25	0.85
	(-)				3.24	12.25	0.85
BCS 2	(+)	≤ 15 (외부)	3.80	14.36	3.45	13.06	0.91
	(-)				3.21	12.15	0.85

부터 이력루프 강성을 계산하고, 초기 항복강성에 대한 비율로 표시하여 Fig 7에 나타내었다. 모든 실험체가 초기항복을 경험하면서 발생한 보와 집합부의 균열과 철근의 항복현상으로 인해 변위연성비 2에서는 항복강성에 비해 40% 정도 저하된 루프강성을 보여주고 있다.

BCB2와 BCS2 실험체는 거의 동일한 강성저하 특성을 보여주고 있으며, BCS1 실험체가 전반적으로 큰 강성을 보여주고 있다. 그러나, BCS1 실험체

는 동일한 변위연성비에서 강도저하와 아울러 강성저하 역시 크게 나타나고 있으며, 변위연성비가 2를 넘는 비탄성 변형범위에서 더욱 명백하게 나타나고 있다.

4.4 에너지 소산능력의 비교

에너지소산능력에 대한 평가를 위하여 실험체의 하중-변위이력 곡선상의 면적으로 부터 에너지소산량을 계산하고, 실험체별 항복강도와 항복변위의 곱

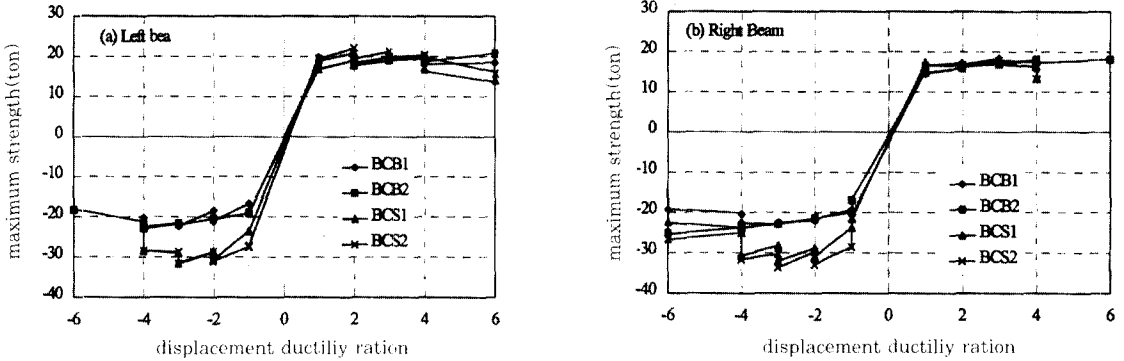


Fig. 6 Displacement ductility ratio and maximum strength

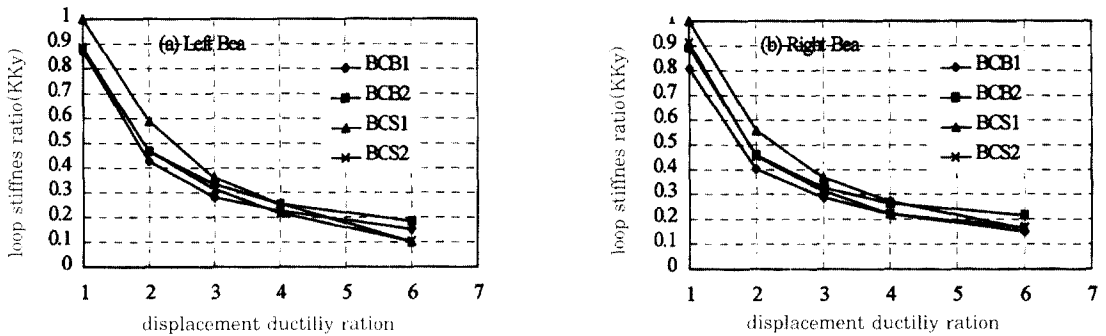


Fig. 7 Loop stiffness degradation

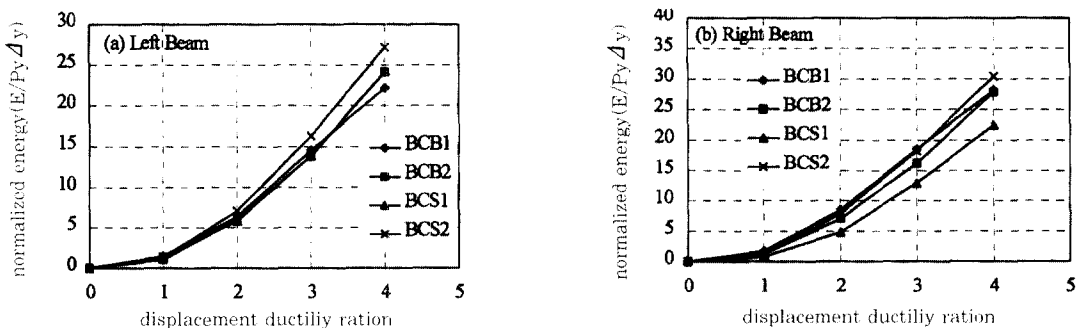


Fig. 8 Relative energy dissipation

으로 무차원화한 결과를 그림 8에 나타내었다.

에너지 소산능력에 따른 내진성능은 보의 부모멘트 강도의 상승에 슬래브 철근이 기여하면서 접합부를 횡보강근으로 보강한 BCS2 실험체가 탁월하게 나타나고 있다. BCB1 및 BCB2 실험체는 접합부 횡보강근의 유·무와 관계없이 대체로 비슷한 수준의 에너지소산능력을 보유하고 있는 것으로 나타났다.

그러나, 슬래브가 있지만 접합부를 횡보강근으로 구속하지 않아 피해가 접합부에 집중되어 나타난 BCS1 실험체는 가장 불리한 에너지소산특성을 보여주고 있다. 따라서, 현재 국내의 설계 및 시공상황과 가장 가깝다고 할 수 있는 BCS1 실험체는 실제 지진거동시 구조물의 안전성을 확보하기에 미흡하다고 평가되므로, 최소한의 접합부 횡보강근이라도 배근해야 한다고 판단된다. 또한, 접합부 횡보강근의 적정 배근양과 배근상세에 대해서는 향후 지속적인 연구가 필요하다고 할 수 있다.

5. 결론

1) 접합부에 횡보강근이 없는 실험체(BCB1, BCS1)는 변위연성비가 상당히 큰 4.4부터는 접합부에 피해가 집중되면서 접합부의 전단파괴로 최종 파괴된 반면, 접합부를 횡보강근으로 보강한 실험체(BCB2, BCS2)는 변위연성비 4까지 접합부의 코아 콘크리트를 적절히 구속해 줌으로써 접합부의 전단 저항기구를 유지하고 있는 것으로 나타났다. 최종적인 파괴상황은 BCB1 실험체에서 접합부와 보단부 0.5d 부분의 전단파괴를, BCB2 실험체에서 보 단부 0.5d 부분의 사인장파괴 및 BCS1 실험체에서는 접합부의 전단파괴를 보이고 있으며, BCS2 실험체는 보와 접합부에 골고루 피해가 확산되어 나타나고 있다.

2) 휨강도비가 1.33인 BCB2 실험체는 변위연성비가 4를 넘어 6까지도 최대강도의 80% 수준을 확보하는 연성능력과 안정된 이력거동을 보이고 있다. 반면, BCS2 실험체는 최대강도와 에너지 소산능력 면에서는 우수하지만 슬래브의 영향으로 휨강도비가 1.04로 떨어지기 때문에 이력곡선상의 강도저하 및 강성저하 현상을 나타내고 있다. 따라서, ACI-ASCE 352 권장안에서 기둥에 대한 보의 휨강도비

(M_{tr})를 1.4 이상으로 해야 한다는 규정은 안전측의 제한값은 아니다.

3) 접합부를 횡보강근으로 보강한 BCB2 및 BCS2 실험체는 변위연성비 4까지도 접합부에 피해가 집중되지 않고, 피해를 최소화할 수 있었다. 기존의 "약한 보-강한 기둥"의 설계개념에서 성취해야 할 요소인 접합부의 보호는 적절한 횡보강근의 설계로부터 확보할 수 있다고 사료된다.

4) 접합부에 대한 전단균열의 발생 및 강성저하를 최소화하기 위해서는 접합부에 작용하는 전단응력도를 작게 해야 한다. 즉, 보-기둥 접합부의 안정된 이력거동을 필요로 하는 경우, 접합부의 전단응력도 계수(γ)는 $3.97\sqrt{f_c}$ (kg/cm^2) ($15\sqrt{f_c}$ (psi)) 정도로 제한되어야 한다는 ACI-ASCE 352의 권장안¹⁾은 합리적이라고 판단된다.

5) 현재 국내 규정²⁾은 보-기둥 접합부의 적절한 배근상세를 제시하지 못하고 있는데, 접합부 횡보강근의 적절한 배근양과 배근상세에 관한 연구는 향후 지속적으로 수행해야 할 분야라고 판단된다.

감사의 글

본 실험 연구는 삼성건설의 연구비 지원에 의한 것으로서 관계자 제위께 감사드립니다.

참고 문헌

1. ACI 318-95, Building Code Requirements for Reinforcement Concrete & Commentary ACI, Detroit, Michigan, 1995.
2. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures", ACI Journal, Vol.82, No.3, pp.266~283, 1985.
3. C.W. French and A. Boroojerdi, "Contribution of R/C Floor Slabs in Resisting Lateral Loads", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 1, pp.1~18, January 1989.
4. S.J. Panatazopoulou and J.P. Moehle, "The Effect of Slabs on the Flexural Behavior of Beams", College of Engineering, University of California at Berkely, Report No. UCB / EERC - 87/17, October 1987.

5. ACI-ASCE Committee 352, Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance(SP-123), ACI, Detroit, Michigan, 1991.
6. 角 徹三, 淺草, "鐵筋콘크리트 柱より 接合部の 研究の 動向", 콘크리트 工學, Vol. 26, No. 10, pp.14~22, 1988, 10.
7. 대한건축학회 구조분과위원회, 극한강도설계법에 의한 철근콘크리트 구조계산규준 및 해설, 대한건축학회, 1994.
8. P.C. Chung, T. Paulay, R.Park, "Behavior of Beam-Column Joints in Seismically Loaded RC Frames", Structural Engineer, Vol. 71, No. 8, 1993.
9. P. Cheung, T. Paulay and R. Park, A Reinforced Concrete Beam-Column Joint of a Prototype One-way Frame with Floor Slab Designed for Earthquake Resistance, Research Report 87-6, University of Canterbury, July 1987.
10. T. Paulay and M. J. N. Priestley, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley and Sons Inc., New York, 1992.
11. R. Park, "Ductile Design Approach for Reinforced Concrete Frames", Earthquake Spectra, Vol. 2, No. 3, 1986.
12. M. A. Di Franco, D. Mitchell and P. Paultre, "Role of Spandrel Beams on Response of Slab-tions", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 3, March, 1995.
13. 신성우 외 3인, "고강도 콘크리트 보-기둥 집합부의 역학적 거동에 관한 연구", 한국콘크리트학회 논문집, 제3권 2호, 1991.6, pp.123-132
14. 하기주, 고강도 철근콘크리트 보-기둥 집합부의 이력거동 및 내진성능 개선, 한국과학기술원, 박사학위논문, 1993.
15. 김윤일, 반복하중을 받는 철근콘크리트 보의 이력거동, 한양대학교, 박사학위논문, 1989.12.
16. NZS 3101 : 1982, Part 1 : Code of Practice for the Design of Concrete Structure, and Part 2 : Commentary on the Design of Concrete Structure, 1982.
17. 日本建築學會, 鐵筋콘크리트造 建物の 終局強度型 耐震設計指針(案)·同解説, 1988.
18. B. Abdel-Pattah and J.K. Wight, "Study of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake-Resistant Design of R/C Buildings", ACI Structural Journal, pp. 31~39, January-February 1987.
19. 城 攻, 後藤康明, 紫田 二, "梁의 塑性ヒンジ" 發生域 抑制による RC骨造の 復元力特性 改善", 第8回 콘크리트 工學年次講演會論文集, Vol. 8, pp. 629~632, 1986.
20. M.S. Al-Haddad and J.K. Wight, "Relocating Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings", ACI Structural Journal, Vol. 85, No. 2, pp. 123~133, March-April 1988.

(접수일자 : 1997.4.2)