

고강도 콘크리트 보-기둥-슬래브 접합부의 반복하중 실험

Experimental Study of High Strength Concrete Beam-Column-Slab Connections
subjected to Cyclic Loading

오 영 훈* 오 정 근* 장 극 관** 김 윤 일***
Oh, Young Hun Oh, Jung Keun Chang, Kug Kwan Kim, Yoon Il

ABSTRACT

In the design of ductile moment-resisting frames (DMRFs) following the strong column-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 $\frac{1}{2}$ -scale beam-column-slab joint assemblies were designed according to existing code requirements of ACI 318-89, representing interior joints of DMRFs with reinforced high strength concrete. The influence on aseismic behavior of beam-column joints due to monolithic slab, has been investigated.

1. 서 론

현행 규준에 따라 구조물을 설계할 경우 모멘트연성골조(Ductile Moment Resisting Space Frame)에서 가장 치명적인 피해의 가능성을 내포하고 있는 영역 중의 하나는 보-기둥 접합부이다.

보-기둥 접합부는 그것에 접속되는 기둥과 보의 치수에 의해 단면이 결정되지만, 배근설계를 위해 고려되는 하중조건은 기둥과 보와는 다르기 때문에 주의 깊은 단면설계를 요구하게 된다. 접합부의 설계와

관련하여 문제시 될 수 사항을 정리해 보면 다음과 같다.

(1) 전단균열의 발생 및 강성저하를 최소화하기 위해서는 접합부에 작용하는 전단응력을 작게 해야 한다. ACI Type 2 접합부의 수평 전단응력은 $12 \sim 20 \sqrt{f_c}$ (psi) 정도이며, 이는 접합부의 균열발생 전단응력의 2배를 상회하는 수준이다.

적절히 접합부를 구속하고, 균열발생을 조절하기 위해서는 과도한 횡보강근을 필요로 한다. 과도한 횡보강근은 배근이 곤란할 뿐만아니라 접합부의 콘크리트를 밀실하게 타설함에도 지장을 주게 된다.

(2) 소성힌지가 보에서 형성되도록 기둥에 비해 보의 휨강도비를 충분히 크게 해야 한다. 그렇지 않으면 골조구조물이 강한

* 정회원, 삼성건설(주) 기술연구소

** 정회원, 서울산업대 건축공학과

*** 정회원, 관동대 건축공학과

지진을 받는 경우 기둥 부위에서 강도저하를 초래하게 되고, 보에서 기둥으로 항복발생이 이행된다.

(3) 강한 기둥-약한 보의 개념으로 설계된 접합부는 그 내부에 배근되어진 보 주근이 어느 한쪽 면에서 항복하게 됨에 따라 압축을 받는 부분이 거의 없게 된다. 따라서 보 주근의 정착을 위해서는 높은 부착응력을 요구하게 된다. 여기에 반복하중이 작용함에 따라 부착강도가 저하되고, 철근의 미끄러짐 변형을 유발한다. 결과적으로 미끄러짐 변형은 접합부의 열화현상을 초래하고, P-delta 효과에 영향을 미치게 된다.

(4) 실제 지진시에는 2방향으로 지진력이 작용하게 되므로 접합부에 작용하는 전단응력도 증가하게 된다. 또한, 부착강도의 저하 및 균열발생이 더욱 심각해질 것이다. 따라서 이러한 하중상태에서 기둥이 아닌 보에 소성힌지가 형성되도록 하기 위하여, 2축 압축력의 작용에 대한 기둥의 내력을 주의 깊게 검토해야 한다.

(5) 현행 설계법에서는 슬래브의 영향 및 서로 다른 단면을 갖는 횡방향 보의 치수에 대해서 적절하게 고려하지 못하고 있다. 슬래브의 철근은 연직하중에 대해서 유효한 역할을 하지만, 횡력의 작용에 대한 보의 휨내력을 증가시키게 되고 접합부에 더 큰 전단내력을 요구하게 된다. 보 휨내력 및 접합부 전단응력의 증가는 모두 접합부의 거동에 치명적인 영향을 미친다.

더욱이, 국내에서도 고강도 콘크리트를 사용한 초고층 RC조 건물의 등장을 바라보고 있는 상황임에도 불구하고 고강도 콘크리트를 사용한 보-기둥 접합부에 대한 연구는 일부 수행되었지만, 충분한 자료를 제시하지 못하고 있다.

이에 본 연구에서는 고강도 콘크리트를 사용한 내부 보-기둥 접합부에 대해 슬래브의 영향에 따른 거동을 조사함으로써 적

절한 접합부 횡보강근의 양을 제시하고자 한다.

2. 시험체 계획

2.1 일반사항

본 실험연구의 시험체는 서울소재 지상 30층 RC조 사무소 건물의 중간층(10층)에 위치한 내부 보-기둥 접합부를 대상으로 선정하였다. 시험체의 설계와 배근은 ACI 318-89 및 ACI-ASCE Committee 352 의 설계지침에 준하여 계획하고, 실물크기의 1/8 로 모두 4개의 시험체를 제작하였다.

시험체는 슬래브 및 접합부 횡보강근의 유무, 휨 강도비(M_r)를 변수로 하여 조합, 구성하였다. 콘크리트의 설계기준강도는 420 kg/cm^2 로서 모든 시험체에 동일하게 적용되었다. 시험체의 단면특성과 치수는 표 1에 나타나 있고, 대표적인 배근상황은 그림 1에서 보여주고 있다.

표 1 시험체의 단면특성 및 치수

시험체	기둥				보				슬래브			접합부 보강근
	단면치수 및 길이 (mm)	주근	전단보강근	단면치수 및 길이 (mm)	주근	전단보강근	두께 (mm)	상단근	하단근			
BCB 1	300x500 1000	12-D19	D10 ●100	250x400 1200	5-D19(top), 4-D19(bot.)	D10 ●100	-	-	-	-		
BCB 2	300x500 1000	12-D19	D10 ●100	250x400 1200	5-D19(top), 4-D19(bot.)	D10 ●100	-	-	-	3-D10		
BCS 1	300x500 1000	12-D19	D10 ●100	250x400 1200	5-D19(top), 4-D19(bot.)	D10 ●100	80	D10 ●100	D10 ●100	-		
BCS 2	300x500 1000	12-D19	D10 ●100	250x400 1200	5-D19(top), 4-D19(bot.)	D10 ●100	80	D10 ●100	D10 ●100	3-D10		

2.2 사용재료 및 시험결과

시험체는 삼성건설(주) 북부간선도로 1공구현장에서 제작하였으며, 콘크리트는 3종 조강시멘트를 사용하여 batch plant에서 생산하였다. 세골재는 임진강사, 조골재는 최대치수 19mm의 단양산 쇄석을 사용하였다. 기둥과 보의 주근은 D19, 전단보강근은 D10 으로 제작하였다.

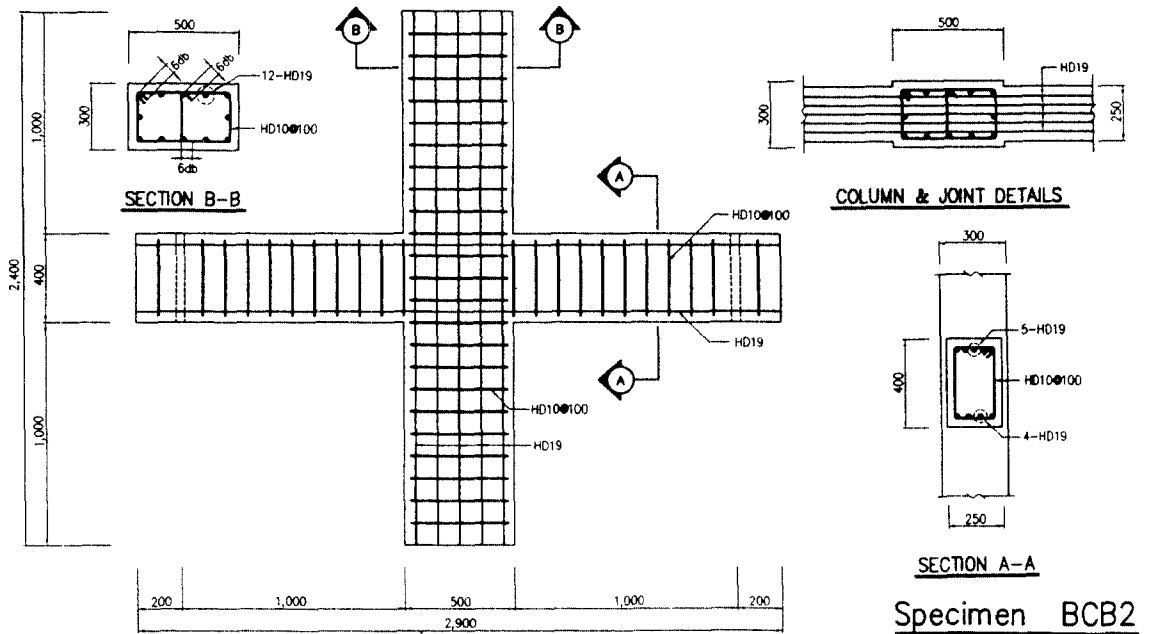


그림 1. 시험체의 치수 및 배근상황

콘크리트 타설시 KS F 2402에 따른 슬럼프 측정을 실시하고, 시험체의 강도측정을 위하여 21개의 공시체를 제작, 24시간 대기양생후 탈형하여 28일간 수중양생하였다. 철근과 콘크리트에 대한 재료시험 결과는 표 2와 표 3에 각각 나타나 있다. 콘크리트의 압축강도는 KS F 2405에 따라 표준공시체에 대한 보정계수 0.97을 곱하여 얻어진 결과이다.

표 2 철근의 인장시험 결과

종류	인장계수 (t/cm^2)	항복응력도 (t/cm^2)	항복변형도 ($\times 10^6$)	최대응력도 (t/cm^2)	신율 (%)
D19	1981	3.614	2377	5.139	17.2
D10	1964	3.592	2374	5.141	18.8

표 3 콘크리트의 압축강도 시험결과

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

3. 시험체의 설치 및 가력

3.1 시험체의 설치

시험체는 실제 건물의 변형에서 반곡점을 재현하기 위하여 기둥의 양단부에 힌지를 제작, 설치하였다. 시험체의 가력을 위하여 testing bed에 actuator와 hydraulic jack을 설치하고 strong frame을 형성하였으며, 최종 설치상황을 그림 2에서 보여주고 있다. 시험체의 주요 부위에 각각 20~47개 매설된 wire strain gauge를 이용하여 철근의 변형도를 측정하였으며, 보와 기둥 및 접합부의 변형을 측정하기 위하여 28개의 LVDT를 사용하였다.

3.2 실험방법

기둥의 양단부 면과 힌지용 철물사이에는 균등한 압축응력의 발현을 위하여 석회반죽(모래포함)을 분포시키고, 실험시작전 기둥 축하중의 50%를 미리 작용함으로써 가능한 축방향 탄성변형을 줄이고자 하였다. 기둥의 축하중은 최대용량 300 ton의 hydraulic jack을 이용하여, 모든 시험체에 대해 일정하게 150ton

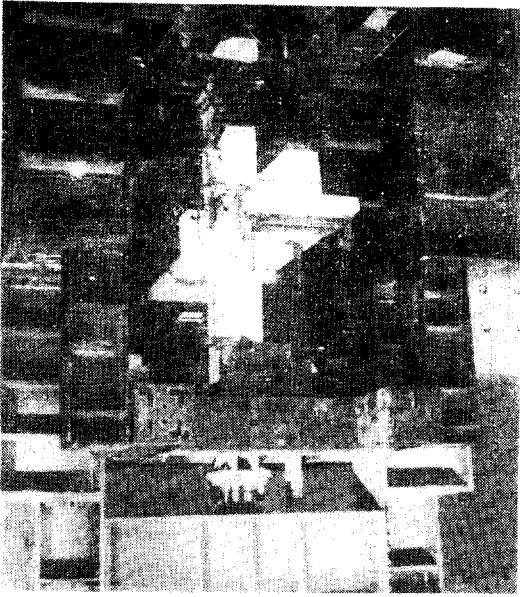


그림 2. 시험체의 설치상황

($0.15 f_c A_g \approx 0.50 P_b$)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_y)의 배율로서 일정 점중식으로 가력하였다. 각각의 시험체에서 목표로 하는 최종 변위연성비는 4이며, 초기 2 cycle은 가력 및 계측장치의 점검을 위하여 탄성범위내에서 가력하였다. 시험체에 적용된 하중이력은 그림 3에 도시되어 있다.

실험이 진행되는 동안 발생하는 균열은 가력방향에 따라 구분하여 표시하고, 각각의 하중 cycle 단계마다 사진 및 VTR로 기록함으로써 시험체의 피해상황을 규명할 자료로 삼았다.

4. 실험결과 및 분석

4.1 균열 및 파괴상황

보에서의 초기 휨균열은 대체로 1.28~

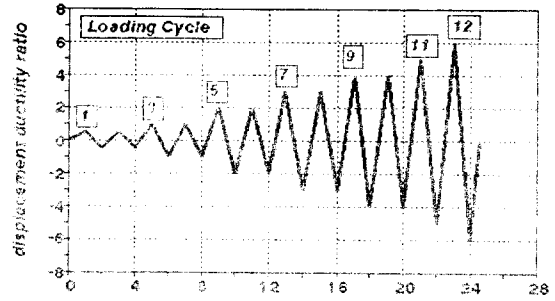


그림 3. 시험체에 적용된 하중이력

$1.44 \sqrt{f_c}$ (psi) 정도의 전단응력이 작용할 때 발생하고 있으며, 변형이 진행됨에 따라 흙-전단 균열로 진전하고 있다.

접합부의 시인장 균열은 보에서 항복변형이 시작되는 3 cycle ($1\Delta_y$) 에서 처음으로 발견되고 있다. 접합부에 횡보강근이 없는 시험체(BCB1, BCS1)는 변위연성비가 증가함에 따라 횡구속력을 상실하게 되고, $4\Delta_y$ 부터는 접합부에 피해가 집중되면서 코아 콘크리트의 crushing 및 기둥 주근의 항복을 야기하고 있다. 반면, 접합부를 횡보강근으로 구속한 시험체(BCB2, BCS2)는 $2\Delta_y$ 에서 접합부 횡보강근이 항복변형도에 도달하지만 $4\Delta_y$ 까지는 접합부의 코아 콘크리트를 충분히 구속해 주는 역할을 하고 있다. 그림 4에서 시험체의 최종파괴상황을 보여주고 있다.

4.2 하중-변위 곡선

시험체의 하중-변위곡선을 그림 5에서 보여주고 있다. 모든 시험체가 변위연성비 3 이상에서는 이력루프의 편칭현상을 나타내고 있어, 적절한 연성을 유지할 수 있을지라도 내진성능면에서는 바람직하지 못한 결과를 보여주고 있다. 또한, BCS1 및 BCS2 시험체는 슬래브의 영향에 의해 휨강도비가 증가함에 따라 높은 전단응력($4.96\sqrt{f_c}$ psi)이 작용하게 되어 변위연성비 3 이상에서 현저하게 강도가 저하하는 현상을 보여주고 있다.

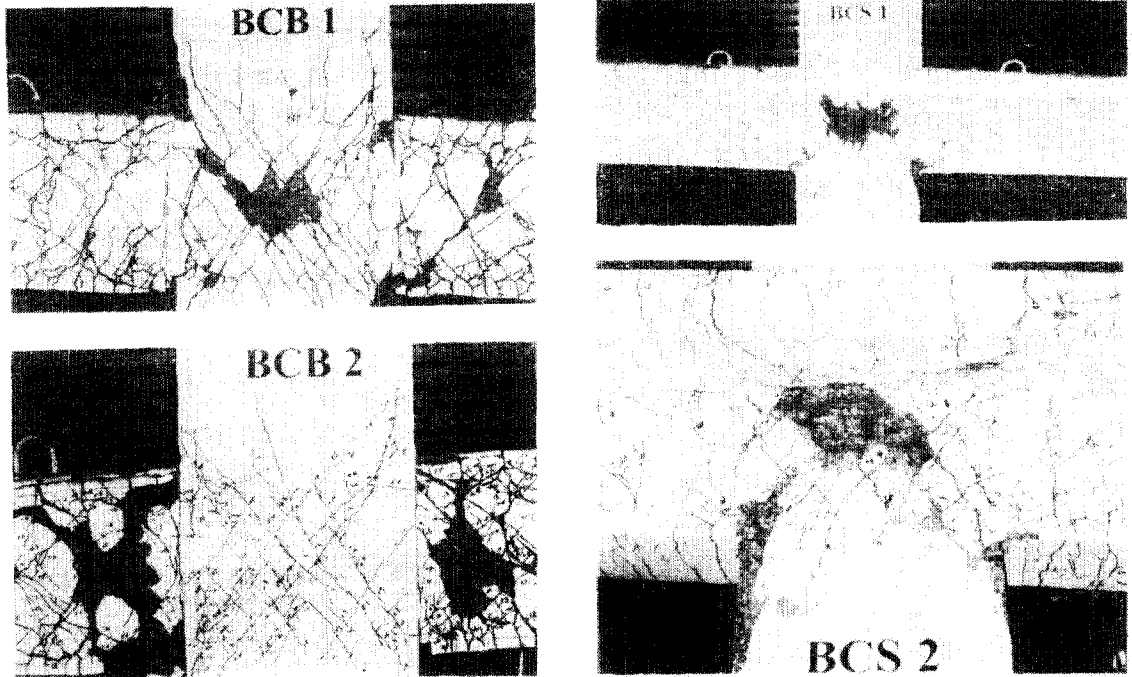


그림 4. 시험체의 최종 파괴상황

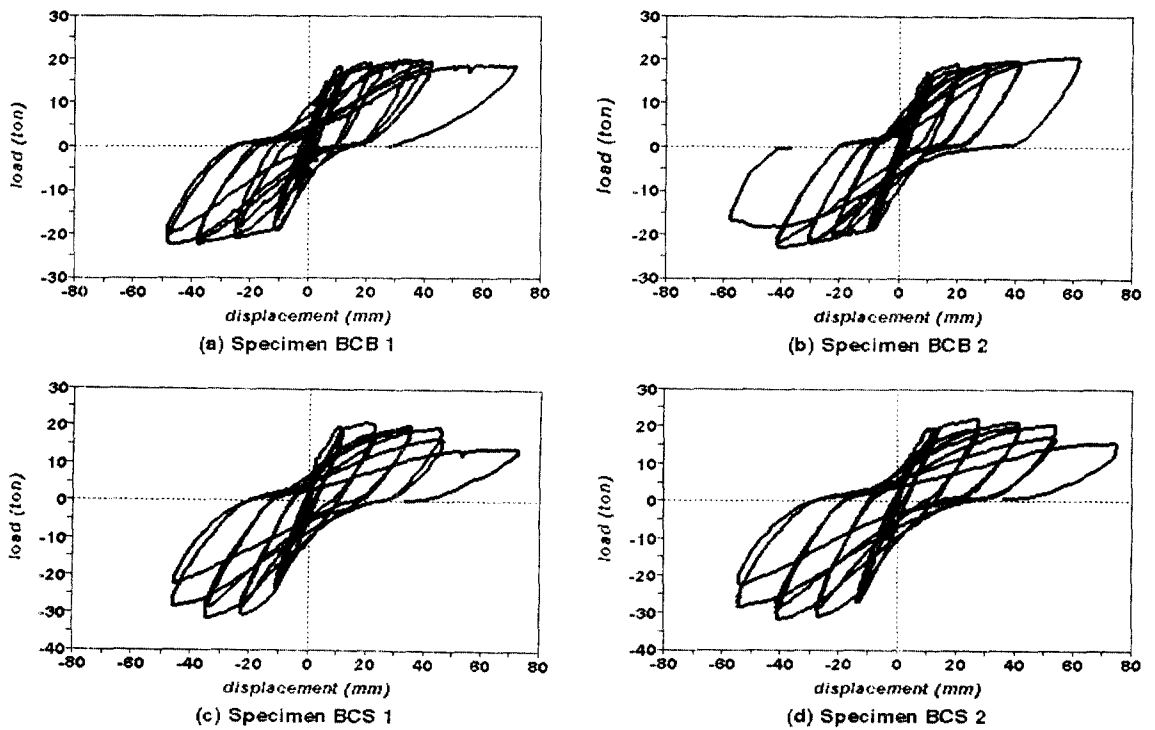


그림 5 시험체의 하중-변위곡선

4.3 강도 및 강성의 비교

그림 6에 나타난 바와 같이 최대강도의 포락선은 BCB1과 BCB2 시험체 모두 변위연성비가 4에 이를때까지 점차 상승하면서 안정된 양상을 보이고 있으나, BCS1 및 BCS2 시험체는 변위연성비 3에서 최대강도에 이른 후 급격한 강도의 저하를 나타낸다. 특히, 슬래브와 보 상부면이 인장을 받게 되는 (-)cycle의 경우 동일 변위연성비에서도 강도가 저하하는 경향을 확인할 수 있다.

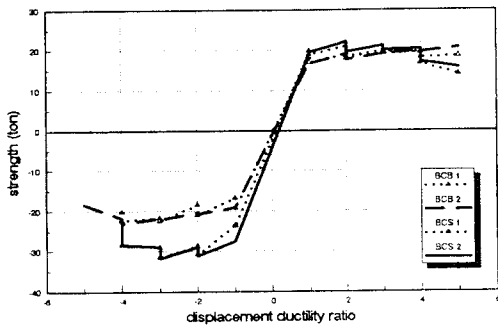


그림 6. 변위연성비-최대강도의 변화

이력루프상의 강성은 BCB2와 BCS2 시험체가 거의 동일하게 나타나고 있으며, BCS1 시험체가 가장 큰 루프강성을 보여주고 있다. 그러나, BCS1 시험체는 동일 변위연성비에서의 강성저하 역시 크게 나타나고 있다. 한편, 변위연성비가 3 이상이 되면서 모든 시험체가 유사한 양상의 강성저하를 보여주고 있다.

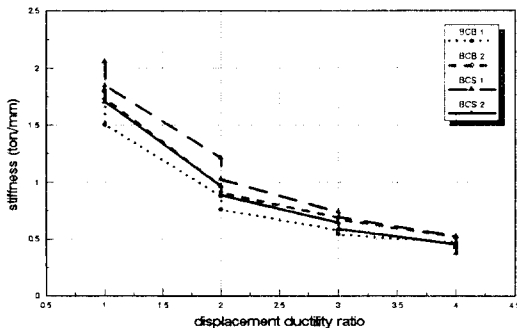


그림 7. 이력루프상의 강성 비교

4.4 에너지 소산능력의 비교

시험체의 하중-변위이력 곡선상의 면적으로 표현되는 에너지소산능력을 그림 8에 나타내었다. 에너지 소산능력에 따른 내진성능은 BCS2 시험체가 탁월하게 나타나고 있으며, 그 결과는 BCB2 시험체에 비해 1.63배에 해당하는 값이다.

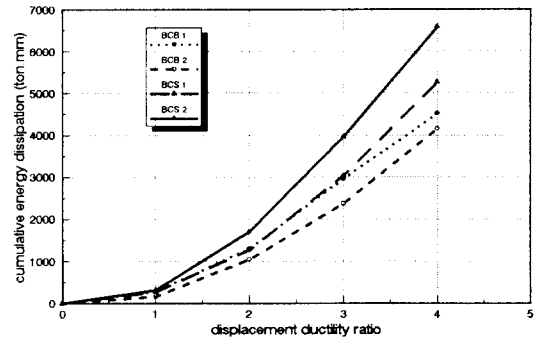


그림 8. 에너지 소산능력의 비교

5. 결 론

(1) 휨강도비가 1.33인 BCB1 및 BCB2 시험체는 대체적으로 안전된 이력거동을 보이고 있다.

(2) BCS1 및 BCS2 시험체는 강도와 에너지 소산능력면에서는 우수하지만, 슬래브의 영향으로 휨강도비가 0.94로 떨어지기 때문에 이력곡선상의 강도저하 및 강성저하현상을 나타내고 있다.

(3) 접합부를 횡보강근으로 보강한 BCB2 및 BCS2 시험체는 큰 변위연성비에서도 적절하게 접합부의 콘크리트를 구속해줌으로써 접합부의 피해를 줄일 수 있다.

6. 참고문헌

- 1) ACI 318-89, Building code requirements for reinforcement concrete & commentary ACI, Detroit, Michigan, 1989.
- 2) ACI-ASCE Committee 352, Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures, ACI journal, 1976, 1985.