일반강도 및 고강도 재료를 사용한 보-기둥 접합부의 지진응답

Seismic Response of Exterior Beam-Column Subassemblies Using Normal and High-Strength Materials

장 극 관* 서 대 원**
Chang, Kug Kwan Seo, Dae Won

국문요약

고강도 콘크리트는 부재의 내력증가 뿐만 아니라 내구성을 증대시키기 때문에 널리 사용되고 있다. 그러나 고강도 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 구조성능에 관한 연구자료는 충분하지 않은 실정이며 현행규준 또한 일반강도 콘크리트의 실험에 근거하고 있다. 따라서 본 연구에서는 일반강도(f_c'=240kg/cm^2) 및 고강도(f_c'=700kg/cm^2)콘크리트를 사용하여 실제의 중진지역 30층 실제구조물의 2/3크기로 축소한 보와 기둥, 슬래브로 구성된 네 개의 부분구조체를 제작하여 유사정적실험을 통한 구조거동과 파괴형태를 조사하고 전단내력에 대한 현행규준과 비교 검토하였다.

주요어 : 고강도 콘크리트, 보-기둥 접합부, 연성, 구조거동

ABSTRACT

High-strength concrete has demonstrated characteristics of both increased strength and enhanced durability: hence its use has become more and more widespread. But, due to the lack of experimental evidance on the seismic performance of frame members constructed with high-strength concrete, the current codes of their design provisions are based on normal concrete test. The purpose of this study is to compare the response of the high-strength concrete beam-column-slab subassemblies with the response of a normal-strength concrete specimens. Four assemblies (f_c'=240kg/cm^2, f_c'=700kg/cm^2) with 2/3 scale were designed and tested to investigate seismic behaviour

Key words *: high-strength concrete, beam-column joint, ductility, seismic behavior*

1. 서 론

보-기둥 접합부를 강접합으로 한 철근콘크리트 골조(rigid frame system)는 상업용 건물의 구조 시스템으로서 널리 사용되어지고 있으나, 수평재와 수직재가 만나는 접합부에서는 부재의 단면과 그에 따른 강성의 불연속으로 응력이 집중되고 바람, 지진등 수평하중의 작용에 의하여 휨모멘트와 전단력이 커져서 접합부나 그에 인접한 부재에 손상을 주게 된다.

특히 고강도 콘크리트는 보통강도 콘크리트와 다른 특성, 예를들면 최대내력 이후의 강도저하가 현저하게 나타나고 파괴성상이 취성적이다. 또한 현재 우리나라의 내진규준에서는 접합부 배근에 관한 규정이 명시되어 있지 않기 때문에 연성설계를 하지않고 있다. 따라서 고층 철근 콘크리트 건축물이 지진하중과 같은 비탄성변형을 일으키는 반복주기하중을 받을 때 보나 기둥의 부재요소보다는 접합부가 더욱 취약한 것으로 예상된다.

현재까지 선진외국에서는 주로 압축강도가

* 정회원 · 서울산업대학교 건축공학과 교수
** 서울산업대학교 석사과정
본 논문에 대한 토의를 2000년 3월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

41.8MPa(420kg/cm) 이하의 일반강도 콘크리트를 사용한 보-기둥 접합부에 관한 역학적 특성규명 및 설계방법에 관한 연구가 많이 진행되어왔으며, 이 분야의 연구결과를 토대로 ACI-ASCE 352 권장안[1]을 제시하고 있다. 그러나 고강도 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 구조성능에 관한 연구자료는 충분하지 않은 실정이다. 따라서 본 연구에서는 실제의 중진지역 30층의 고강도 콘크리트 골조에서 보-기둥-슬래브 접합부의 수평하중에 의한 구조거동과 파괴형태를 실험적으로 조사하고 일반강도 콘크리트 접합부에 관한 실험 결과치와 비교 검토하여 콘크리트의 강도가 높아짐에 따른 효과 및 문제점을 제시하고자 한다.

2. 기존연구의 고찰

1956년 지진공학에 관한 학술대회가 개최된 이래 현재까지 지진하중을 받는 철근 콘크리트부재, 접합부 및 모델 구조물에 대한 거동파악을 위하여 수많은 실험 및 이론적 연구가 진행되어 왔다. Bertero[2], Aoyma[3], Park등[4]과 Hanson등[5]은 전도모멘트를 받는 위험영역의 항복 후 변형 및 거동은 철근의 역학적 특성 및 철근과 콘크리트와의 부착특성에 의하여 지배된다는 것을 규명하였다.

최근에 고강도 콘크리트를 사용한 보-기둥 접합부에 관한 연구가 Ehsani[6]등에 의하여 기본적인 특성을 파악하였다. Ehsani등은 네 개의 고강도 콘크리트 보-기둥 접합부재의 실험을 하였으며, Ehsani와 Wight에 의해 수행되었던 일반강도 콘크리트 부재의 실험과 비교하여 적절하게 상세 설계된 고강도 콘크리트 접합부는 일반강도 콘크리트 접합부와 유사한 연성응답을 보이며, 접합부의 최대 허용전단응력은 콘크리트의 압축강도에 따른 수정의 필요성을 제시하였다.

Ehsani와 Alamedine[7]은 비탄성 반복하중을 받는 접합부의 고강도 콘크리트의 거동에서 다양한 변수의 효과를 연구했다. 그들은 다양한 압축강도(55.8MPa~93.8Mpa), 접합부 전단응력(7.6MPa~9.7Mpa), 그리고 후프근과 타이근을 이용한 여러 가지의 구속철근을 갖는 12개의 부분구조체를 실험하여 고강도콘크리트 골조에서 접합부의 전단응력에 대한 ACI-ASCE committee 352(1995)의 제안된 식이 과소평가된 값이라고 결론지었다.

신성우 등[8]은 일반강도와 고강도 콘크리트의 1/2 크기의 보-기둥 접합부재를 실험하였다. 콘크리트강도, 다양한 접합부의 구속 후프근, 단조하중과 주기하중, 휨강도비(1.4~2.0), 그리고 접합부의 다양한 구부림철근 등을 변수를 설정하여 실험을 수행하였으며 접합부에서 보주근의 구부림은 접합면의 균열이 접합부 핵으로의 진전을 저지하는 효과가 있음을 입증하였다. 더불어 ACI-ASCE 352 권장안은 고강도 콘크리트에 적용할 수 있음을 제시하였다. 또한, 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 성능을 개선하고 접합부의 손상을 파악하기 위하여 보의 단부에 발생하는 소성힌지를 보의 내측으로 이동시키기 위한 설계상세에 관한 연구는 보통 콘크리트를 대상으로 Bertero와 Popov[2], Abdel-Fattah[9]등에 의하여 연구되어 구조성능이 상당히 개선됨을 규명하였다. French 와 Boroojerdi[10]는 슬래브의 영향을 고려하여 보-기둥 접합부의 거동을 연구하였다. 그러나 국내에서는 고강도콘크리트를 사용한 철근 콘크리트 보-기둥 접합부에 관한 연구가 아직 시작 단계에 있다.

3. 실험체 계획

3.1 일반사항

반복주기하중을 받는 고강도 철근 콘크리트 보-기둥 접합부의 거동특성을 분석하기 위하여 그림 1에 제시된 바와 같이 30층 모멘트연성 골조 구조물의 10층 외부 보-기둥 접합부를 대상으로 그림 2와 같이 제작하였다. 실험체는 실제구조물의 2/3크기로 축소한 보와 기둥, 슬래브로 구성되었으며 일반강도와 고강도 콘크리트를 사용하여 제작하였다. 실험체는 보와 기둥으로 구성된 NBC, HBC 그리고 슬래브와

횡방향보가 있는 NBCBS, HBCBS으로 구분하여 강도에 따른 영향을 규명하기 위하여 23.5MPa (240kg/cm^2, NBC, NBCBS), 68.6MPa(700kg/cm^2, HBC, HBCBS)의 콘크리트 강도를 사용하였다. 철근의 배근은 실제 부재크기를 2/3로 축소하여 실제 구조물과 같은 효과를 낼 수 있도록 배근하였고, 실험체의 상세는 그림 2에 제시한 바와 같으며 각 실험체의 변수일람은 표 1에 나타나 있다.

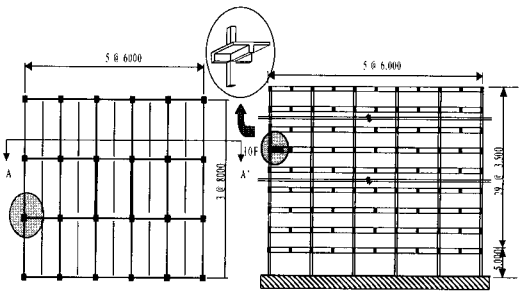


그림 1 부분구조체 선정

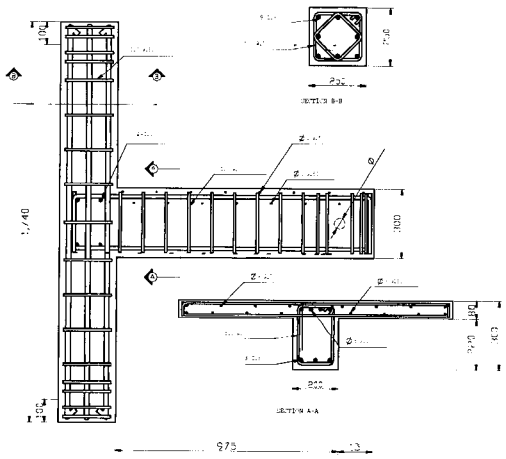


그림 2 실험체 배근상세 (units=mm)

3.2 재료시험

콘크리트는 설계기준강도 23.5MPa(240kg/cm^2), 68.6MPa(700kg/cm^2), 두 종류이고, 슬럼프는 12cm로 제한하였다. 실험체의 보강근으로는 기둥의 주근은 D19, 보의 주근으로는 D16을, 전단보강근은 D10, 슬래브 보강근은 ϕ6을 사용하여 제작하였다. 콘크리트 타설시 KS F 2402 에 따른 슬럼프 측정을 실시하였고, 실험체의 압축강도 측정을 위하여 강도별로 각각 6개의 공시체를 제작, 28일간 현장양생하여 강도실험을 실시하였다. 사용재료의 시험결과는 공시체 및 시험편의 평균치로서 표 2, 표 3에 나타낸 바와 같다.

표 2 콘크리트의 재료시험

f_c' (MPa)	Ec (MPa)	Poisson's ratio
26.1	24.1	0.191
62.8	29.2	0.203

표 3 철근의 재료시험

	E (MPa)	f_y (MPa)	εy ($\times 10^{-6}$)	f_{max} (MPa)	Elongation (%)
Ø6	0.14×10^{-6}	519.1	3120	734.6	8.3
D10	0.17×10^{-6}	386.6	1938	585.5	17.5
D16	0.19×10^{-6}	446.5	2190	648.0	16.0
D19	0.18×10^{-6}	414.1	2197	581.1	19.1

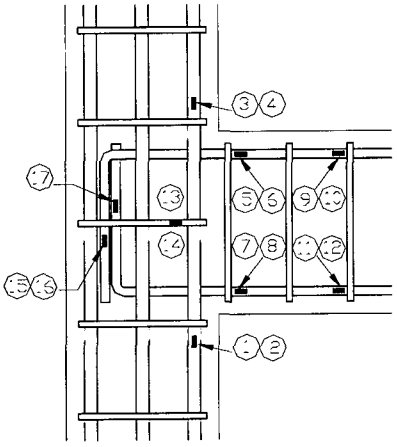
3.3 실험체의 설치

실험체의 설치는 실제건물의 변형상태에서 반곡점이 재현되도록 시험체 기둥의 양단에 힌지를 제작하여 설치하였다. 또한 접합부부위의

표 1 실험체의 단면형상 및 배근상황

Specimens		Beam (200×300mm)		Column (250×250mm)		Slab	Connection hoops	Compressive strength (MPa)	Flexural strength ratio
		Top/Bottom	Stirrup	Total bar	Hoops				
NBC		4-D16 / 3-D16	D10 @100	8-D19	D10 @150	ϕ6 @150	D10-1EA	23.5	1.6
HBC							D10-1EA	68.6	2.3
NBCBS							D10-1EA	23.5	1.3
HBCBS							D10-1EA	68.6	1.7

변형을 측정하기 위해서 기둥과 보에 그림 3과 같이 스트레인 게이지(strain gage) 17 개를 부착하였으며 슬래브가 있는 NBCBS와 HBCBS은 8개의 스트레인 게이지를 슬래브 철근에 부착하였다. 또한 보의 변곡점에 작용하는 하중을 조절하고, 보와 접합부의 변형을 측정하기 위하여 그림 4와 같이 슬래브와 횡방향 보가 있는 NBCBS와 HBCBS는 17개, NBC와 HBC는 15개의 LVDT를 부착하였다.



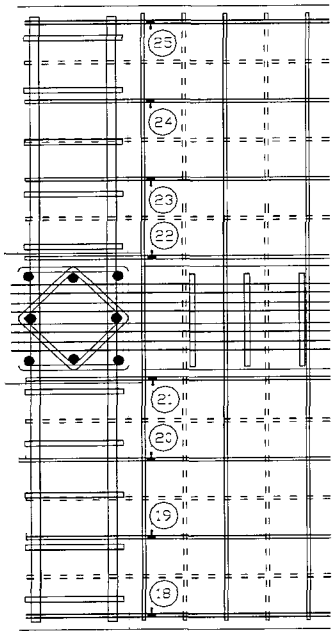
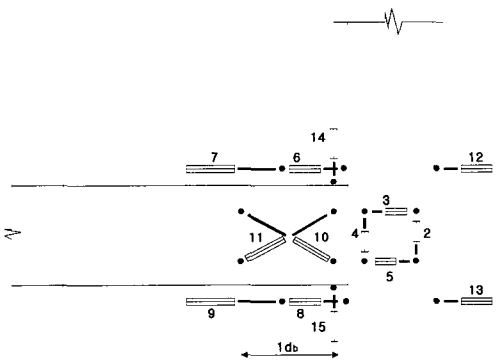
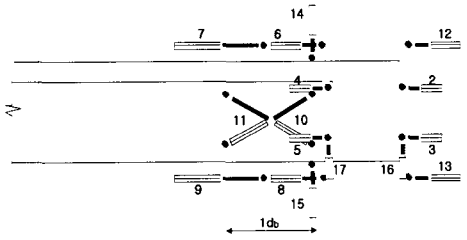


그림 3 스트레인 게이지의 부착위치



(a) BC serise



(b) BCBS serise

그림 4 LVDT의 설치위치

3.4 실험 방법

그림 5와 같이 설치된 실험체의 기둥에 축하중은, 오일 잭을 사용하여 0.15 f_c'에 상응하는 값으로서 일반강도 실험체 NBC, NBCBS는 294.1kN(30ton), 고강도 실험체 HBC, HBCBS은 588.4kN(60ton)을 일정하게 실험 종료시까지 재하하였다. 반복하중을 위한 가력장치는 MTS 245.2kN(25ton)용량의 유압식 가력기(actuator)를 사용하였으며, 보의 변곡점에 변위제어에 의해 하중을 작용시켰다. 반복 주기하중의 형태는 변위연성비 1에 해당하는 Δ_y의 0.5배 비율로 증가시켰으며 하중형태는 그림 6에 도시한 바와 같다.

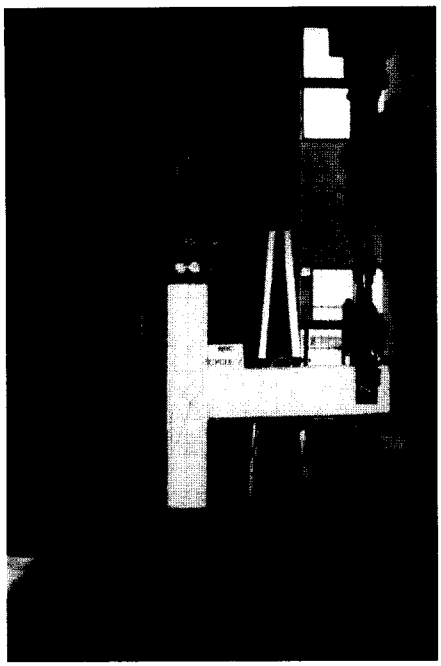


그림 5 실험체 설치

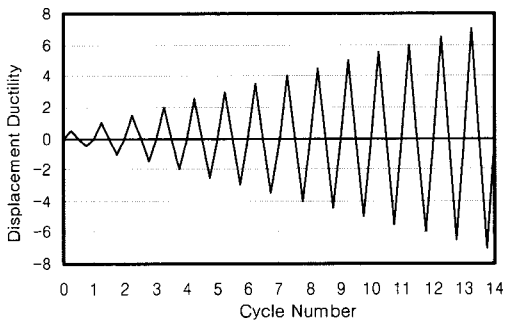


그림 6 작용하중의 이력형태

4. 실험결과 및 분석

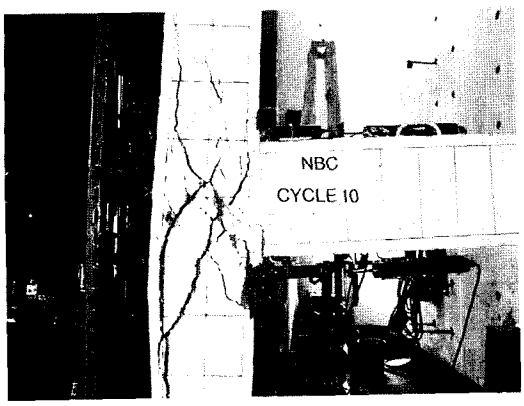
4.1 균열 및 파괴상황

그림 7은 각 실험체의 최종파괴 양상을 보이고 있다. NBC 실험체는 1cycle에서 보의 밑면과 기둥면에서 20cm떨어진 보의 밑면에서 발생하였다. 접합면은 1cycle에서 전단균열이 발생하여 4cycle부터는 접합부의 전단균열이 두드려졌으며 9cycle에서 기둥의 피복이 박리되어 10cycle에서 전단파괴 되었다.

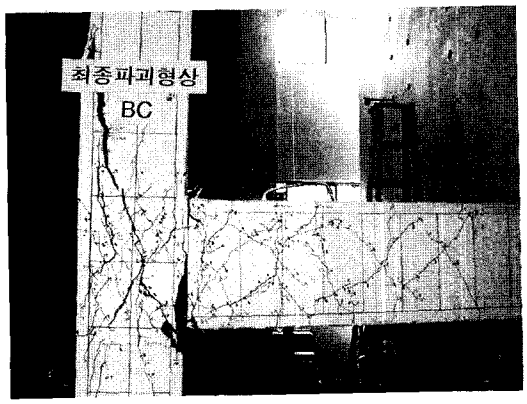
NBCBS 실험체는 초기균열은 1cycle(변위연성비 0.5)에서 슬래브상부와 보 밑면에서 초기균열이 발생하였다. 3cycle에서 횡방향보의 전단균열이 발생하였으며 기둥후면에서의 균열도 관찰되었다. 5cycle에서 길이방향보의 접합면에서 콘크리트의 피복이 박리되기 시작했으며, 9cycle(변위연성비 4.5)에서 기둥후면의 균열 및 횡방향보의 전단균열이 심하게 진전되었다. 12cycle(변위연성비 6)에서 파단음이 발생하며 보의 상부근이 파단되었다.

HBC의 경우 보의 초기균열은 거의 NBC와 유사하나, HBC 실험체는 1cycle에서 균열이 발생하여 4cycle 부터는 접합면에서의 전단균열이 두드러졌고, 10cycle에서 기둥의 피복이 박리되어 접합부에서 파괴가 일어났다. 최종파괴형상은 동일한 형상의 일반강도 실험체 NBC에 비하여 보의 넓은 영역에 걸쳐 균열이 많이 발생하였다. 초기 1cycle(+35.5kN(3.62ton))에 슬래브에서 균열이 발생하기 시작했으며, 2cycle (+64.7kN(6.6ton))에 접합부의 전단균열이 발생하였다. 7cycle에 접합부의 균열이 크게 진전되고 슬래브의 균열도 급진전되었고, 10cycle에 기둥의 피복이 박리되었으며, 최종파괴는 접합부에서 일어났다. 접합부를 포함한 기둥의 전면에 대각균열 및 피복 콘크리트의 박리가 심하게 일어났다.

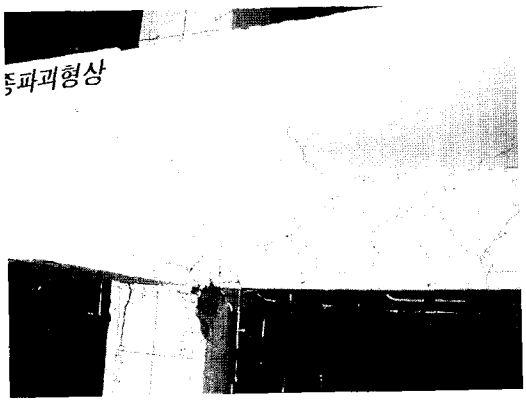
횡방향보와 슬래브를 모두 고려한 HBCBS 실험체는 1cycle에서 보의 접합면에서 초기균열이 발생하였으며(+38.6kN(3.9ton)), 슬래브 상부에서도 미세균열이 발견되었다. 횡방향보의 전단균열은 2cycle에 시작되어 5cycle에는 크게 진전되어 9cycle에 피복이 박리되어졌다. 11cycle에 기둥과 보의 접합면 사이의 균열이 크게 벌어졌으며, 13cycle에 기둥후면의 콘크리트가 박리되어졌다. 보의 접합면에서 균열이 크게 진전되어 파괴되었다. 이는 고강도 콘크리트의 취성적인 성질에 기인한 것으로 사료된다. 보의 균열 역시 일반강도 실험체에 비해 더 광범위하게 보 전반에 걸쳐 발생하였으며 균열도 빠르게 진전되었다.



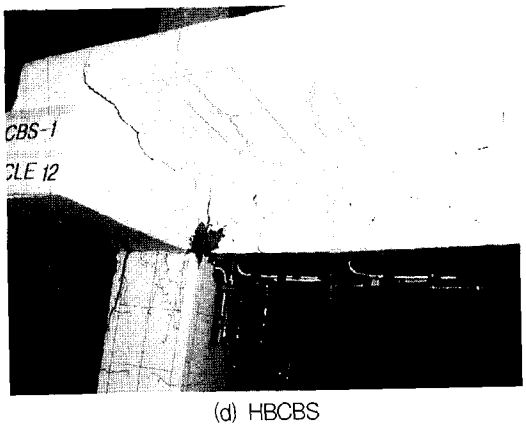
(a) NBC



(b) HBC



(c) NBCBS



(d) HBCBS

그림 7 각 실험체의 파괴상황

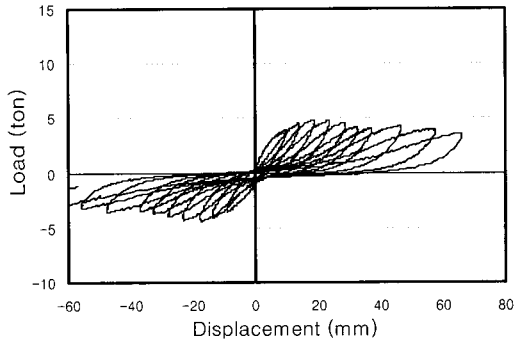
4.2 하중-변위 곡선

그림 8은 각 실험체의 하중-변위 곡선을 보여주고 있다. 일반강도 실험체인 NBC의 경우 초기 강도 및 강성은 작았지만 내력의 감소는 완만하게 이루어졌다. 4cycle에 최대강도에 이르러 이후 강도의 저하가 생겼다. 슬래브와 횡방향보가 고려된 NBCBS 실험체는 NBC 실험체에 비하여 강도의 증가가 크게 나타났다. 또한 내력의 감소역시 완만한 곡선이 이루어졌다. 각 cycle이 증가할수록 균열폭과 수의 증가로 강도의 저하현상을 나타내고 있다.

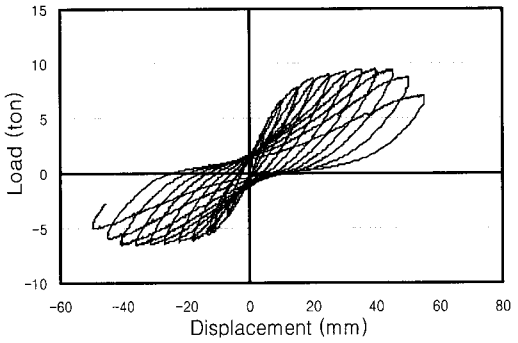
고강도 실험체 HBC는 일반강도 NBC 실험체에 비하여 초기의 하중부담능력이 크게 증가했음을 알 수 있다. 그러나 5 cycle(변위연성비 5)에 이르러 이후부터는 항복강도 까지 하중이 급격히 떨어지는 양상을 보였다. 슬래브와 횡방향보가 함께 고려된 HBCBS 실험체의 경우 일반강도 실험체 NBCBS에 비해 약 30%의 내력증가를 보였으며, 횡방향보가 없는 HBC에 비하여 17%의 내력증가를 보였다. 내력의 감소는 횡방향보의 콘크리트의 구속에 따른 영향으로 HBC에 비해 상대적으로 완만한 곡선을 나타내었다.

4.3 강도, 강성, 연성

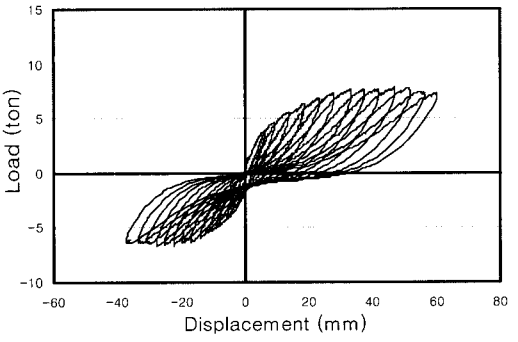
각 실험체의 강도변화는 그림 9에 나타내었다. 실험체의 형태에 따라 강도의 차이를 보였다. 횡방향보와 슬래브가 있는 실험체 HBCBS, NBCBS의 강도증가가 크게 나타났다. 이는 횡방향보가 접합부의 코아 콘크리트를 구속해줌으로서 접합부의 강도 및 강성에 영향을 준다는 것을 알 수 있다. NBC, NBCBS 실험체는



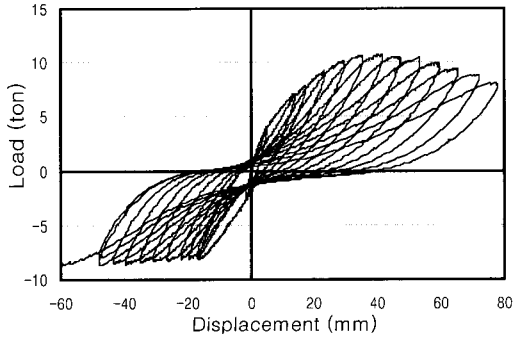
(a) NBC



(b) HBC



(c) NBCBS



(d) HBCBS

그림 8 실험체의 하중-변위 곡선

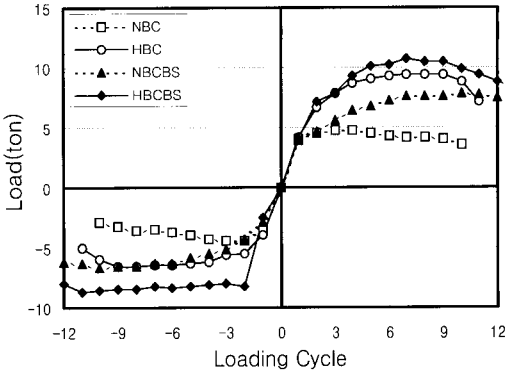


그림 9 각 실험체의 최대내력 비교

초기강도가 고강도 실험체 HBC, HBCBS 실험체에 비해 작았으며, 최대강도에 있어서도 큰 차이를 보였지만, 반복주기하중의 증가에 비교적 안정된 모습을 나타내었다. 일반강도 NBC에 비하여 HBC는 강도가 약 60%의 증가를 보였고, 횡방향 보와 슬래브가 있는 HBCBS는 일반강도 실험체 NBCBS에 비해 30%의 강도 증가를 보였다. 그러나 HBC, HBCBS는 초기강도는 크지만 HBC는 8cycle, HBCBS은 9cycle 이후 강도가 떨어졌으며 이에따라 고강도 콘크리트 사용시 지진하중에 따른 강도의 저하를 고려해야 할 것으로 판단된다.

실험체의 강성은 그림 10과 같은 방법으로 구하였다.[11] k는 각 하중 cycle에서 정(+)방향과 부방향(-)에서의 최대하중과 최대변위가 만나는 점의 기울기로 측정하였다. 그림 11에 나타낸 것처럼 초기 강성의 차이는 콘크리트의 강도와 형태에 따라 큰 차이를 보였으나, 4cycle

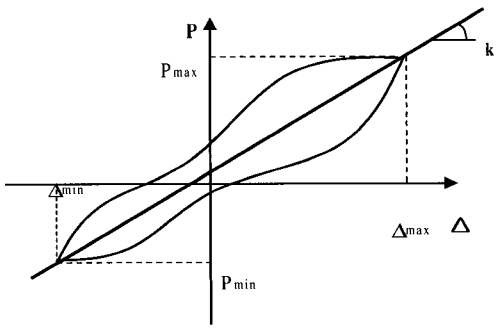


그림 10 강성 k의 산정

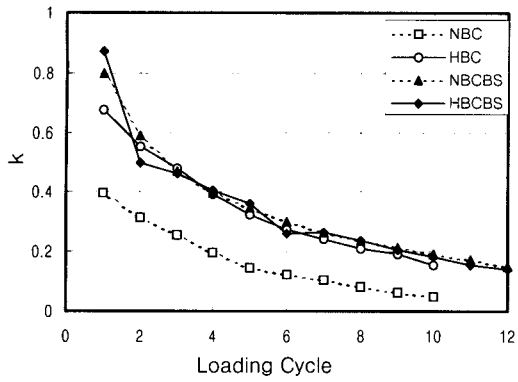


그림 11 이력하중에서의 강성의 비교

이후의 강성저하는 반복하중이 증가함에 따라 거의 비슷한 비율로 감소하였다. 초기 강성이 컸던 고강도 콘크리트 실험체의 강성저하가 더 크게 나타났으며, HBCBS 실험체의 경우 초기균열 발생전에는 다른 실험체에 비해 큰 강성을 보였으나 2cycle에서는 급격한 감소를 보였다.

4.4 에너지 소산능력

실험체가 지니고 있는 고유한 에너지 흡수 능력을 평가하는데 적용되는 에너지 소산능력은 하중-변위곡선으로 둘러싸인 면적에 의하여 평가된다. 실험체별 소산된 에너지를 그림 12에 나타내었다. 전체적인 에너지 소산능력은 일반강도 실험체보다 고강도 실험체가 약 90% 정도 높게 나타났다.

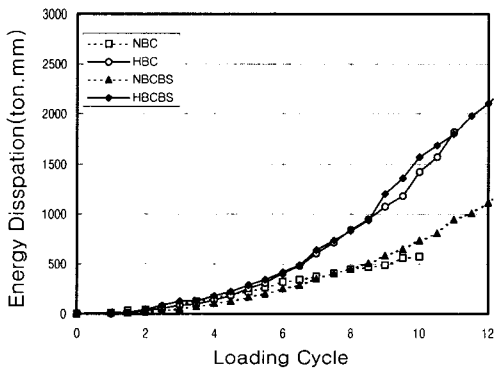
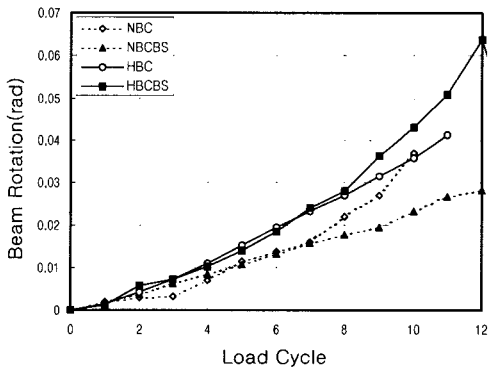


그림 12 각 실험체의 누적된 에너지소산량 비교

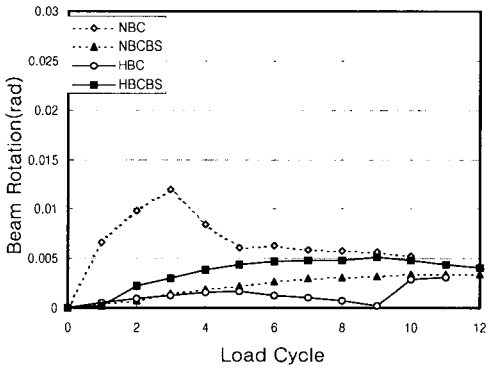
4.5 보의 변형

그림 13은 각 하중사이클당 정, 부 방향의 하중시에 보의 처짐시 발생하는 회전각의 평균값으로 나타내었다. 보의 회전각은 접합면과 접합면에서 유효춤만큼 떨어진 부분을 region 1과 region 2로 나누어 측정하였다

접합부에서 파괴가 일어난 NBC, HBC 실험체는 보의 접합면인 region 1과 30cm 떨어진 region 2의 차이가 크게 나고 있다. 보의 접합면에서 파괴가 일어난 NBCBS, HBCBS 실험체의 경우 상대적으로 region 1과 region 2의 차이가 적었다. 또한 HBC는 5cycle 이후, NBC의 경우 3cycle 이후에 접합부의 대각균열이 크게 진전된 이후 region 2의 변형이 줄어들었다. HBC실험체의 경우는 이후에도 8cycle에서 기둥 접합면에서 3cm 정도 떨어진 보하부에서 균열이 벌어짐으로 인해 region 2의 변형이 다시 증가하는 현상이 관찰되었다.



(a) Region 1의 변형



(b) Region 2의 변형

그림 13 보의 변형

4.6 접합부 횡보강근의 변형도

접합부의 횡보강근의 변형도는 그림 14에서 나타낸 바와 같이 반복하중이 증가할수록 콘크리트의 강도보다는 횡방향보의 영향에 따라 변형도가 큰 차이를 보이고 있다. 이는 접합부가 횡방향 구속효과에 의해 보호되었음을 알 수 있다. 또한 보의 주근이 2cycle 전후에 항복한 반면 접합부의 보강근은 그 뒤에 항복하는 것을 확인할 수 있다.

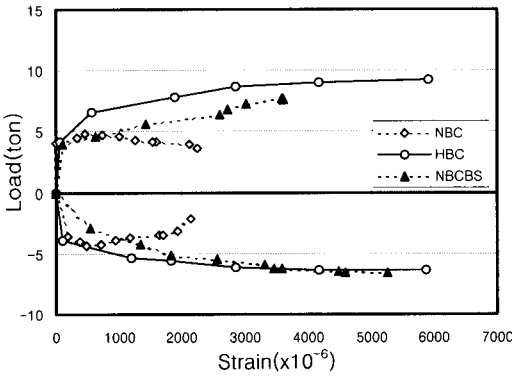


그림 14 접합부 보강근의 변형도 변화

4.7 접합부의 변형

그림 15는 각 사이클에서의 정(+), 부(-)방향의 최대변형을 평균한 값이다. NBC, HBC 실험체의 경우 횡방향보로 구속된 실험체들에 비해 비교적 큰 변형값을 보여주고 있다.

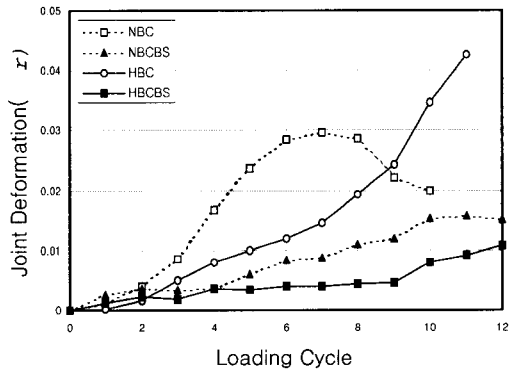


그림 15 접합부의 변형

전체적으로 부재의 콘크리트 강도가 증가할수록, 횡방향보나 횡보강근의 구속이 더 클수록 접합부의 변형이 적었으며 안전하게 보호됨을 알 수 있다. NBC의 경우 접합부의 전단변형이 7cycle(변위 연성비 3.5)이후에 줄어드는 것은 접합부의 파괴로 인한 결과라고 판단된다.

4.8 접합부의 전단강도

표 4는 각국 규준에 의한 공칭 전단강도와 실험결과를 비교하고 있다. ACI-ASCE 352[1]에서는 접합부의 전단강도를 콘크리트의 스트러트 매카니즘에 기초하여 제안하고 있으며, 접합부 응력계수 γ는 부재의 형상에 따라 주어지고 외부 보-기둥 접합부의 경우 전단응력, $v_{ih} = \gamma\sqrt{fc'}$은 Type1의 경우 $20\sqrt{f_c'}$(psi)를 넘지 않도록 제한하고 있다

뉴질랜드 규준식(the New Zealand standard design)[12]은 접합부 전단강도에 있어서 트러스 매카니즘에 근거하고 있다. 수평전단력은 철근과 콘크리트의 전단강도를 함께 고려한다. 그러나 콘크리트는 만약 소성힌지가 기둥면에 발생할 경우 그 기여를 무시하게 된다. 일본 건축학회의 설계규준(AIJ-SRC, the architectureal institute of Japan standards for steel reinforced concrete)[13]은 접합부의 전단강도를 콘크리트의 저항과 횡보강근의 효과를 모두 고려한다. 그러나 이러한 식들은 모두 일반강도 콘크리트의 실험값에 근거하여 제안되었으며 따라서 표 4에서 산정된 값은 일반강도 실험체에는 근사치의 값을 보여줌을 알 수 있다. 그에 반하여 고강도 콘크리트에 대해서는 고려가 부족하며, 본 실험결과와도 많은 차이를 보였다. 특히 강진지역에서 적용되는 NZS-3101의 경우 철근에 의한 저항력만을 고려함으로 인해 중진지역인 우리나라의 배근상세에 의한 접합부의 내력 산정시 일반강도 및 고강도의 경우 모두 큰 차이를 보였다.

표 4 접합부전단강도에 대한 비교

	실험값 (kN)	ACI352 (Type 1)	ACI352 (Type 2)	NZS-3101	AIJ-SRC
NBC	(+)231.2 (-)211.0	234.8	187.5	52.32	233.7
NBCBS	(+)376.5 (-)316.1	312.5	234.8	52.3	233.7
HBC	(+)453.9 (-)316.6	367.8	294.1	52.3	321.7
HBCBS	(+)515.2 (-)416.8	490.4	367.8	52.3	321.7

4.9 층간 변위성분

그림 16은 보와 기둥 그리고 접합부의 층간 변위에 대한 기여도를 백분율(%)로 나타내고 있다.

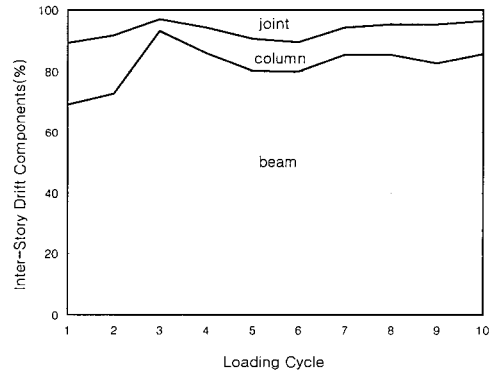
일반강도 실험체의 경우 보와 기둥만으로 된 NBC 실험체의 경우 접합부의 층간변위 기여도가 NBCBS에 비해 작게 나타나고 있다. 이는 접합부에서 초기부터 파괴가 일어남으로 인해 보의 슬립등의 이유에 기인하는것으로 보인다. 이로써 횡방향보의 존재가 접합부를 구속하는 효과가 있으며 접합부의 변형을 지연시키고 있는 것으로 볼 수 있다.

고강도 실험체의 경우 HBCBS가 7cycle이후 기둥의 피복의 파괴로 강도가 급격히 떨어졌으며 이에 따라 접합부와 기둥의 기여도가 줄어들었다.

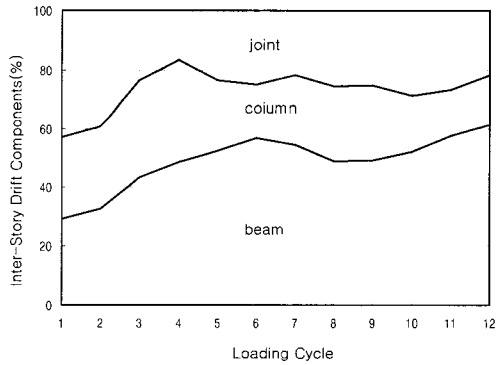
5. 결 론

이상과 같이 반복 주기 하중을 받는 외부 보-기둥-슬래브 접합부의 실험을 수행한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

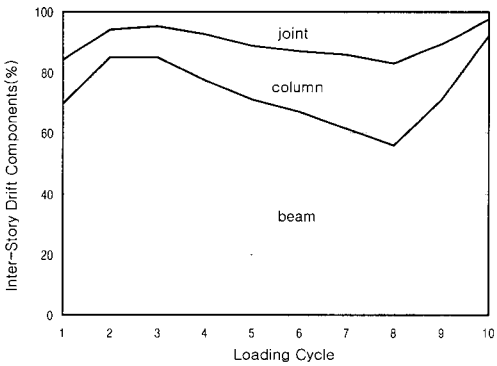
1) 고강도 콘크리트를 사용한 실험체는 일반강도



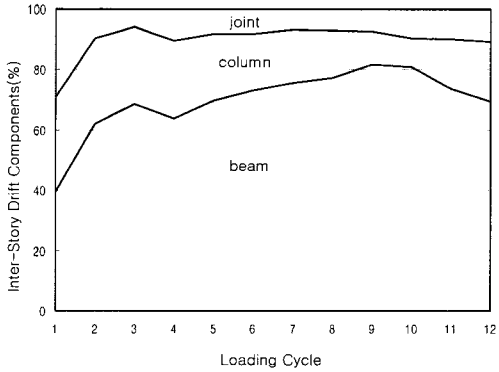
(a) NBC



(b) NBCBS



(c) HBC



(d) HBCBS

그림 16 층간 변위 요소

실험체에 비하여 내력이 크게 증진되었다. 횡방향보가 없는 실험체의 경우 약 60%, 횡방향보가 고려된 실험체의 경우 약 30%의 내력 증가를 나타냈다.

2) 슬래브 및 횡방향보가 있는 실험체는 고강도의 경우 보와 기둥만으로 제작된 실험체에 비해 약 17%의 내력증가를 나타냈으며 횡구속효과로 인하여 접합부의 변형 및 파괴를 지연하는 효과를 보였다.
3) 고강도 콘크리트의 사용시 전단내력은 ACI 규준식에 비하여 실제의 실험값이 크게 나타났다. 이는 ACI 규준식이 고강도 콘크리트의 경우 과소평가 되어졌음을 알 수 있으며, 따라서 고강도 콘크리트 구조의 경우에는 ACI 규준식의 보정에 대한 검토가 필요하다고 사료된다.
4) 실험체의 변수 및 수에 대한 한계가 있으므로 고강도 콘크리트의 사용에 적용할 수 있는 적절한 산정식을 마련하기 위해서는 추가적인 실험이 필요하다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 특정기초 (과제번호 : 97060201013) 연구의 일환으로 수행되었으며, 한국과학재단과 한양대학교 초대형 구조시스템 연구센터의 지원에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for design of beam-column joints in modelithic reinforced concrete structures," ACI 352-R 95, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1995.
2. Bertero, V. V. and Popov, E. P., "Seismic behavior of ductile moment," *Reisting reinforced concrete frames-reinforced concrete structures in seismic zones*, SP-53, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1977, pp. 247-291.
3. Kitayama, K. and Aoyama, H., "Reserach on role of lateral reinforcement within R/C interior beam-column connections(in Japanese)," *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting*, Architectural Institute of Japan, Vol. C, 1988, pp. 423-424.
4. Cheung, P. C., Paulay, T., and Park, R., "Seismic design of reinforced concrete beam-column joints with floor slab," Reserach Report No. 91-4, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, October, 1991.
5. Hanson, N. W. and Conner, H. W., "Seismic resistance of reinforced concrete beam-column joints," *Journal of the Structural Division*, ASCE, No. ST5, October, 1967, pp. 533-560.
6. Ehsani, M. R., Moussa, A. E., and Vallenilla, C. R., "Comparison of inelastic behavior of reinforced ordinary and high strength concrete frames," *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 2, March-April, 1987, pp. 161-169.
7. Ehsani, 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.
8. Shin, S. W. and Lee, K. S., "High-strength concrete beam-column joints," *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 6, Madrid, Spain, July 19-24, 1992, pp. 3145-3150.
9. Abdel-Fattah, B. A. and Wight, J. K., "Expermental study of moving beam plastic hinge zones for earthquake resistance design of R/C building," Report No. UMCE 85-11, Civil Engineering Department, The Uni

versity of Michigan, Ann Arbor, December, 1985.

10. French, C. W. and Boroojerdi, A., "Contribution of R/C floor slabs in resisting lateral loads," *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 115, No. 1, January, 1989, pp. 1-18.
11. Marquis, G. M., "Effect of high-strength concrete on the seismic response of concrete frames," *M. Eng. Thesis*, Department of civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Qubeic, 1997, pp. 74-75.
12. *New Zealand Standard Code of Pratice for the Design of Concrete Structures*, NZS 3101, Standards Association of New Zealand, Willington, 1982.
13. *AIJ Standard for Structural Calculation of Steel Reinforced Structures*, Architectural Institute of Japan, 1975.