

슬래브가 있는 넓은 보-기둥 접합부의 전단거동

Shear Behavior of Wide Beam-Column Joints with Slab

○안 종 문* 최 종 인* 신 성 우*** 이 범 식**** 박 성 식***** 양 지 수*****
Ahn, Jong Mun Choi, Jong In Shin, Sung Woo Lee, Bum Sik Park, Sung Sik Yang, Ji Soo

ABSTRACT

An experimental investigation was conducted to study the behavior of high-strength RC wide beam-column joints with slab subjected to reversed cyclic loads under constant axial load. Six half scale interior wide beam-column assemblies representing a portion of a frame subjected to simulated seismic loading were tested, including three specimens without slab and three specimens with slab. The primary variables were compressive strength of concrete ($f_{ck}=285, 460\text{kgf/cm}^2$), the ratio of the column-to-beam flexural capacity ($M_c=\Sigma M_c/\Sigma M_b$; 0.77~2.26), extended length of the column concrete (l_d ; 0, 12.5, 30cm), ratio of the column-to-beam width (b/H ; 1.54, 1.67). Test results are shown that (1) the behavior of specimen using high-strength concrete satisfied for required minimum ductile capacity according to increase the compressive strength, (2) the current design code and practice for interior joints (type 2) are apply to the wide beam-high strength concrete column.

1. 연구배경 및 목적

지금까지 국내 아파트의 대표적인 구조형식은 장·단변 모두 전단벽으로 이루어진 벽식형식이 대부분이었다. 그러나 최근 세대 내부의 융통성 있는 공간에 대한 입주자의 요구 증가와 '건축물의 구조기준 등에 대한 규칙', '건축물 하중기준'의 개정으로 특히 내진설계기준이 강화되면서 기존의 전단벽 구조형식으로는 경제성과 구조적인 안정성을 확보하기에는 많은 어려움이 발생하게 되었다. 이를 대체할 수 있는 구조형식으로 지진하중에 취약한 장변방향에 기둥과 보로 구성된 골조를 부분적으로 적용하는 방법이 도입되고 있으며, 이 경우 공동주택의 특성상 층고의 제한이 있기 때문에 넓은 보의 적용이 고려되고 있다.

고강도 콘크리트를 사용한 기둥과 넓은 보로 구성되는 접합부는 보통강도의 콘크리트를 사용한 접합부에 비하여 지진하중과 같은 반복하중을 받을 경우 취약적인 거동이 예상되므로 그 성능을 정확히 평가하여 구조설계에 반영하여야 한다. 또한 구조물이 횡하중을 받을 경우 접합부에 슬래브가 있다면 슬래브 주근은 보의 상단근과 함께 인장철근 역할을 하게 되어 휨강도는 설계시 예상한 강도보다 훨씬 증가하게 되며, 보에서 휨강도의 증가는 접합부의 내진거동에 많은 영향을 미치게 된다. 이 경우 보의 휨강도에 슬래브의 영향을 무시하는 것은 구조체의 성능을 과소평가하는 것이 되므로 매우 안전

* 정회원, 한양대학교 STRESS 연구조교수	**** 정회원, 대한주택공사 주택도시연구원 책임연구원
** 정회원, CS구조엔지니어링	***** 정회원, 대한주택공사 주택도시연구원 선임연구원
*** 정회원, 한양대학교 건축학부 교수	***** 정회원, 대한주택공사 건축설계처 부장

본 연구는 대한주택공사 주택도시연구원과 한양대학교 초대형구조시스템 연구센터의 지원에 의한 연구결과와 일부로서 이에 감사드립니다.

한 것으로 평가되나, 이러한 경우 보와 기둥의 휨강도비의 변화에 따라 설계시 고려하지 못하였던 다른 파괴 메카니즘이 발생할 수 있는 위험이 있다. 따라서 지진하중이 큰 경우에는 보의 휨강성 계산시 슬래브의 영향을 고려하는 것이 타당한 것으로 판단되지만 현행의 설계기준(ACI 318-99¹⁾, ACI-ASCE 352-85R²⁾)에서는 횡하중을 받는 보의 휨강도에 기여하는 슬래브의 유효폭을 적절히 제시하고 있는 규정은 없는 실정이다. 본 연구에서는 앞으로의 활용성이 기대되고, 기존 연구실적^{4,6)}이 미미한 고축력을 받는 기둥과 넓은 보로 이루어진 슬래브가 있는 내부 접합부를 대상으로 구조실험을 실시하여 각종 구조성능을 평가하고 향후 내부 접합부 설계를 위한 자료를 제시하고자 한다.

2. 실험

2.1 실험체 계획

본 연구의 대상으로 선정한 실험체는 기존 전단벽식 아파트 구조평면을 개선하여 내부평면형식을 단변방향인 세대간은 기존의 전단벽을 유지하고 세대 내 장변방향은 R/C 강성골조로 구성되는 시스템에서 다음 그림 1~2와 같이 내부접합부를 대상으로 일정 축하중 아래 수평력이 작용할 때를 가정한 1/2축소 모델의 넓은 보-기둥 접합부 실험체를 계획하였다. 실험체는 슬래브가 없는 내부 보-기둥 접합부 실험체 3개(WB-P, 1, 2 ; 이하 WB Series)와 슬래브가 있는 실험체 3개씩(WB-PS, 1S, 2S ; 이하 WB-S Series) 모두 6개로서, 각 실험체의 특성은 다음 표 1에, 실험체 상세는 다음 그림 3, 4에 나타낸다. 본 실험에 적용한 주된 실험변수는 콘크리트 압축강도(f_{ck} ; 285, 460kgf/cm²)와 보-기둥의 휨강성비($M_r = M_c/M_b$; 0.77~2.26), 현행 기준에 의한 기둥에 타설되는 고강도 콘크리트의 수평부재로의 내민길이(l_d ; 0, 9.6, 30cm), 그리고 보폭과 기둥폭의 비(b/H ; 1.54, 1.67)를 적용하였다.

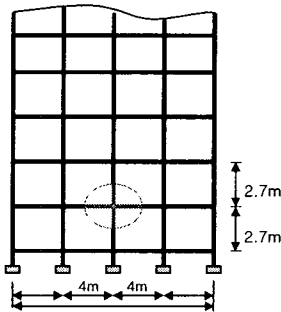


그림 1 실험체 모델링 개념

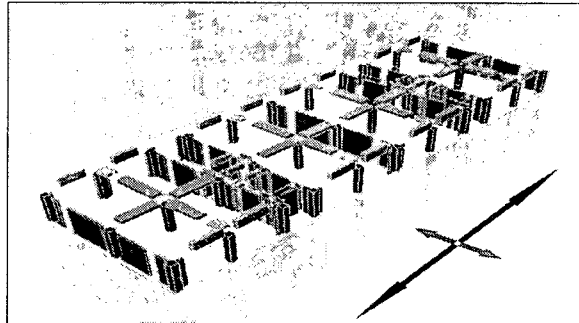
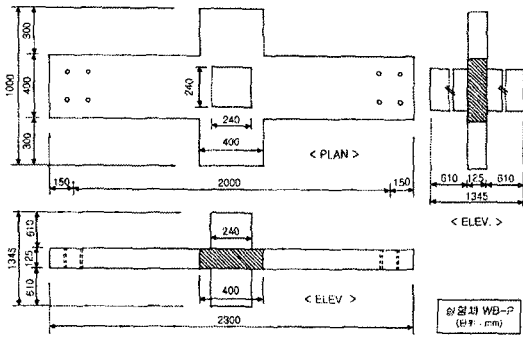


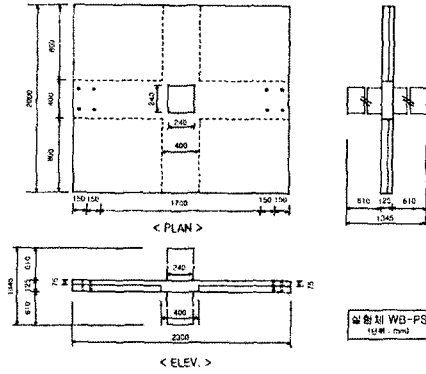
그림 2 부분골조형 벽식아파트 구조의 개념도

표 1 각 실험체별 특성

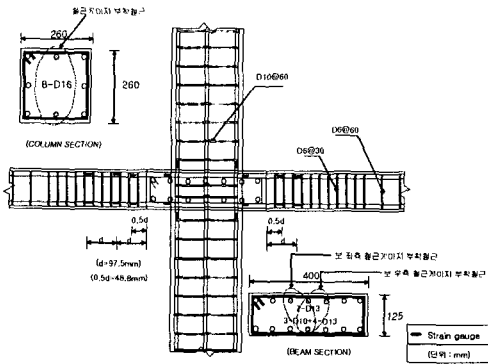
실험체명	보			기둥		슬래브		휨강성비 (M_c/M_b)	보폭/기둥폭비 (b/H)	
	$b \times D \times L$ (mm)	f_{ck} (kgf/cm ²)		$b \times H \times h$ (mm)	f_{ck} (kgf/cm ²)	두께/폭 (mm)	f_{ck} (kgf/cm ²)			
		내민길이 (30cm)내	내민길이 외				내민길이 (30cm)내			내민길이 외
WB-P	400×125×880	285	240	240×240×610	285	-	285	240	1.39	1.67
WB-1		460		"	460	-	460		1.86	1.67
WB-2		460		260×260×610	460	-	460		2.26	1.54
WB-PS		285		240×240×610	285	75/2000	285		0.77	1.67
WB-1S		460		"	460	75/2000	460		0.98	1.67
WB-2S		460		260×260×610	460	75/2000	460		1.20	1.54



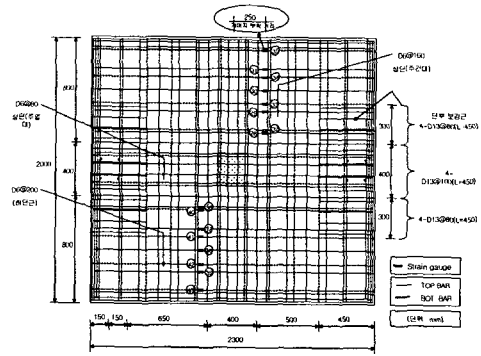
(a) 실험체 형상 및 크기



(a) 실험체 형상 및 크기



(b) 철근배근상세 및 게이지 부착위치
그림 3 슬래브가 없는 실험체 상세



(b) 철근배근상세 및 게이지 부착위치
그림 4 슬래브가 있는 실험체 상세

2.2 실험체 설치

횡력을 받는 팔조의 거동을 구현하기 위하여 실험체는 그림 5에 나타난 것처럼 상·하부 기둥과 좌·우측 넓은 보의 양단부를 변곡점으로 간주하고 힌지를 구현하여 실험체를 설치하였다. 실험체는 상부기둥을 통하여 일정축력을 가력하며 동시에 좌·우측 넓은 보 양단부에서 25tf 용량의 액추에이터를 이용하여 정(+), 부(-)의 하중을 계획된 변위중분비에 따라 반복 가력하였다. 그림 6에는 재하단계에 따른 실험체의 변형을 측정하기 위한 LVDT의 설치 위치를 나타낸다.

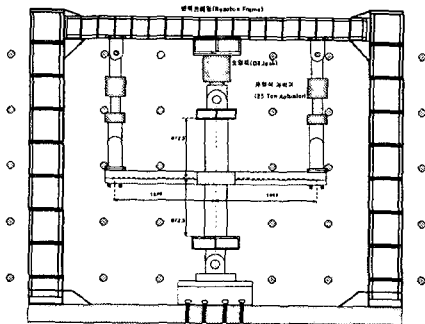


그림 6 실험체 설치상황

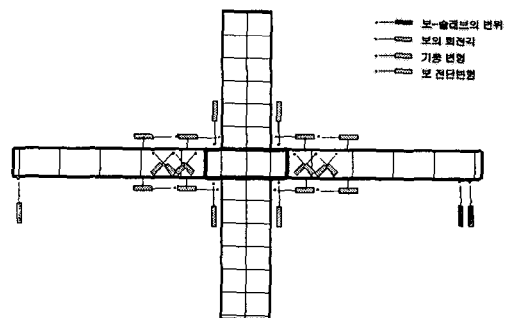


그림 7 LVDT 위치도

3. 실험결과

3.1 균열발생 및 파괴양상

모든 실험체가 $0.5\Delta_y$ 에서 접합면으로부터 $d \sim 2d$ 정도 떨어진 구간에서 보와 슬래브에 초기 휨균열이 발생한 후 진전하였다. WB Series 실험체들은 초기에 발생했던 휨균열들이 계속 진전하거나 새롭게 발생하면서 최종 휨파괴에 도달하였으며, WB-S Series 실험체들은 슬래브가 없는 WB Series 실험체들과 비슷한 양상으로 휨균열이 진전하였으나, $3\Delta_y$ 이후 직각방향에 있는 보-슬래브를 향하는 비틀림균열도 발생하였다. 전체적인 파괴상황은 WB Series는 넓은 보 단부에서 파괴가 일어났으며, WB-S Series는 넓은 보-기둥 접합부에서 파괴가 일어났다. 각 실험체의 최종파괴양상 및 실험결과는 다음 그림 7과 표 3에 나타나 있다.

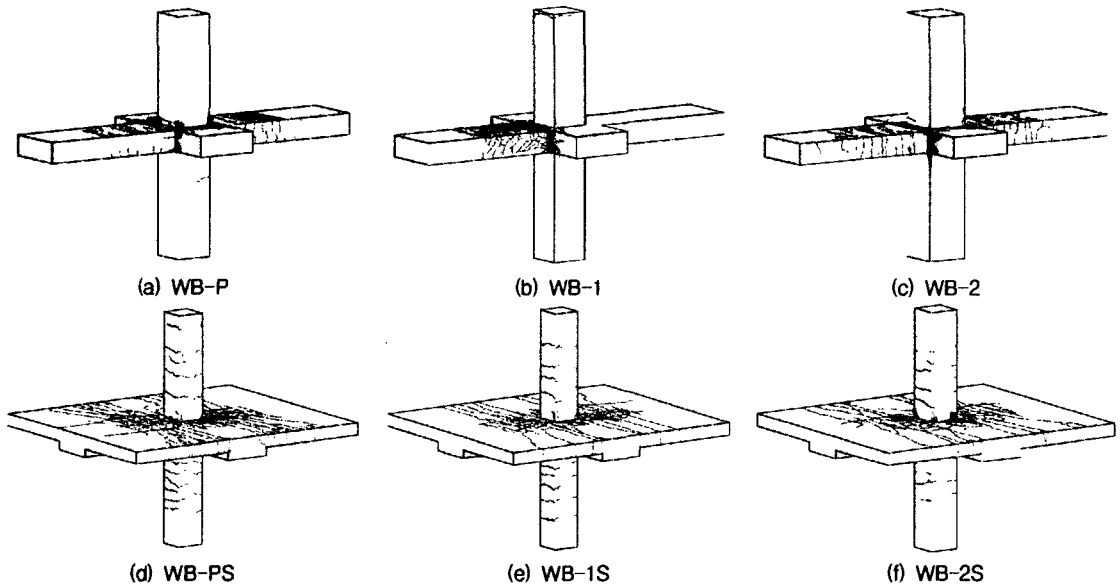


그림 7 각 실험체별 균열발생 및 최종 파괴현황

표 3 각 실험체별 실험결과

실험체명	WB-P	WB-PS	WB-1	WB-1S	WB-2	WB-2S	
$P_y(tf)^{1)}$	3.03	4.30	4.13	4.51	3.81	4.64	
$\Delta_y(mm)^{2)}$	15.42	18.68	21.22	25.36	20.50	23.94	
$P_u(tf)^{3)}$	4.19	5.16	4.55	5.17	4.28	5.42	
$\Delta_u(mm)^{4)}$	31.90	35.12	37.56	47.60	41.04	36.38	
$P_f(tf)^{5)}$	3.94	2.49	3.88	3.86	1.31	1.58	
$\Delta_f(mm)^{6)}$	67.24	89.12	95.36	72.32	97.22	85.98	
변위연성비(μ)	$\mu_u^{7)}$	2.1	1.9	1.8	1.9	2.0	1.5
	$\mu_{u,0.75}^{8)}$	4.4	3.8	4.5	2.9	3.8	3.1
누적에너지 소산량(tf-mm) ⁹⁾	417.98	595.58	1577.55	581.73	710.68	873.25	
최종파괴양상	보 단부파괴	접합부파괴	보 단부파괴	접합부파괴	보 단부파괴	접합부파괴	

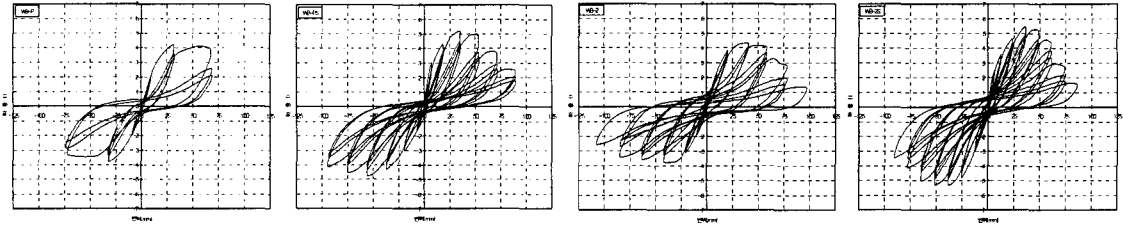
¹⁾ P_y : 항복시 하중, ²⁾ Δ_y : 항복시 변위, ³⁾ P_u : 최대하중, ⁴⁾ Δ_u : 최대하중시 변위, ⁵⁾ P_f : 최종파괴시 하중,

⁶⁾ Δ_f : 최종파괴시 변위, ⁷⁾ $\mu_u = \Delta_u / \Delta_y$, ⁸⁾ $\mu_{u,0.75} = \Delta_{u,0.75} / \Delta_y$ (최대내력의 약 75%까지의 변위연성비)

⁹⁾ 누적에너지 소산량(tf-mm): 최대내력의 약 75%까지의 에너지 소산량

3.2 하중-변위 곡선

다음 그림 8(a)~(f)에서 알 수 있는 것처럼 콘크리트 강도가 증가할수록 실험체의 초기강성 및 하중 부담능력이 다소 증가하는 것을 알 수 있었다. 동일한 변위연성비 증분단계에서 시작 Cycle의 최대하중과 마지막 Cycle의 최대하중과의 차이가 고강도인 경우가 보통강도인 경우보다 감소함을 알 수 있다. 슬래브가 있는 경우는 그렇지 않은 경우보다 약 10~30%정도 항복하중, 최대하중, 항복변위 등이 증가하는 것으로 나타났다. 그러나 슬래브가 있는 경우는 없는 경우에 비하여 최대하중 이후 하중부담능력이 급격히 저하되는 것으로 나타났다.



(a) WB-P

(b) WB-PS

(c) WB-2

(d) WB-2S

그림 8 각 실험체별 하중-변위 곡선

4. 접합부 전단성능평가

4.1 일반사항

고강도 콘크리트 기둥과 넓은 보로 구성되는 Type 2의 내부 접합부에 대하여 실험을 통한 전단응력계수를 평가하고 이의 적용성을 검토하였다. 접합부의 공칭전단강도는 다음 식 (1)을 이용하여 산정할 수 있으며, 전단응력계수 γ 는 다음 표 4에서처럼 접합부의 형태와 종류에 따라 그 값이 달라지며, 이는 설계강도 420kgf/cm²까지 유효하다.

$$V_{jn} = \gamma \sqrt{f_{ck} b_i h_{col}} \text{ (psi)} \dots\dots\dots \text{식 (1)}$$

여기서, γ 는 접합부 전단응력계수, b_j 는 $(b_b + b_c)/2$, b_b 는 보의 폭, b_c 는 기둥의 폭, h_{col} 는 기둥의 춤, f_{ck} 는 콘크리트의 압축강도이며 유효면적 $A_j = b_j \cdot h_{col}$ 이다.

표 4 전단 응력 계수 γ 의 값

접합부 형태	접합부의 종류		
	내부(Interior)	외부(Exterior)	모서리(Corner)
Type 1	24	20	15
Type 2	20	15	12

4.2 평가결과

다음 표 5는 실험결과 산정된 접합부 실험체의 공칭강도와 전단응력계수를 표 4의 전단응력계수 값과 비교한 것이다. 실험체 WB-P와 WB-PS, 실험체 WB-1과 WB-1S의 전단응력계수는 19.08~18.94로서 ACI-ASCE 352의 제안값 20의 95%정도로 매우 잘 일치하는 것으로 나타났으나, 휨강성비가 1.4보다 약 60% 높은 실험체 WB-2와 WB-2S에서는 각각 약 70, 60%로 일치하지 않는 것으로 나타났다.

표 5 넓은 보-기둥 접합부의 전단강도 및 전단응력 계수

		WB-P	WB-PS	WB-1	WB-1S	WB-2	WB-2S
$P_y(tf)^{*)1)}$		3.03	4.30	4.13	4.51	3.81	4.64
$P_{max}(tf)^{*2)}$		4.19	5.16	4.55	5.17	4.28	5.42
$L_b(m)^{*3)}$		0.88	0.88	0.88	0.88	0.87	0.87
$M_{max}(tf\cdot m)^{*4)}$		3.69	4.54	4.00	4.55	3.72	4.72
$M_{cr}(tf\cdot m)^{*5)}$		0.36	0.36	0.40	0.40	0.40	0.40
$V_{col}(tf)^{*6)}$		2.24	2.76	2.43	2.77	2.26	2.87
$T_1(tf)^{*7)}$		73.58	73.58	73.58	73.58	54.54	54.54
$V_{max.exp}(tf)^{*8)}$		71.34	70.82	71.15	70.81	52.28	51.67
$A_j(cm^2)^{*9)}$		768.00	768.00	768.00	768.00	858.00	858.00
$v_{max.exp}(kg/cm^2)^{*10)}$		92.89	92.21	92.64	92.20	60.93	60.22
ACI352(Type2)	$V_{jn}(tf)$	69.32	69.32	78.60	78.60	87.81	87.81
전단응력계수 (γ)	실험값(γ_{exp}) ^{*11)} (A)	19.08	18.94	19.03	18.94	14.15	12.37
	ACI352 ^{*12)} (B)	20	20	20	20	20	20
	A/B	0.95	0.95	0.95	0.95	0.71	0.62

*1) P_y : 항복시 하중, *2) P_{max} : 최대하중, *3) L_b : 보단부 길이, *4) $M_{max} = P_{max} \cdot L_b$, *5) M_{cr} : 균열모멘트, *6) $V_{col} = M_{max}/H$ ($H=1.645m$), *7) $T_1 = \alpha A_s f_y$ ($\alpha=1.25$), *8) $V_{max.exp}$: 최대 전단강도($V_n(exp) = T_1 - V_{col}$), *9) A_j : 접합부 유효면적($A_j = b_j \cdot h_{col}$, b_j 와 h_{col} 은 접합부의 폭과 두께), *10) $v_{max.exp}$: 최대 전단응력, *11) γ_{exp} : 실험값에 의해 산정된 전단응력계수, *12) γ_{ACI352} : ACI352 기준에서의 Type2 접합부 전단응력계수

5. 결 론

- 1) 넓은 보의 전단스팬비(a/d)는 880/90=9.8로 전단과피보다는 휨과피를 유발하므로 넓은 보 단부의 추가적인 전단보강은 필요없는 것으로 판단된다.
- 2) 넓은 보는 유효 깊이가 매우 작으므로 콘크리트에 균열이 발생함과 동시에 중립축이 상승하여 콘크리트의 압축저항능력을 최대한 발휘할 수 없어 장방형보에 비해 강성이 저하되는 것으로 나타났다.
- 3) 기둥에 고강도 콘크리트의 사용은 뛰어난 경제성 뿐만 아니라 내부 접합부의 전단내력을 증진시켜 접합부의 안정성을 향상시키는데 기여하는 것으로 판단된다.
- 4) 내부 접합부의 전단성능 평가를 위한 전단응력계수는 기준값과 실험값이 잘 일치하는 것으로 나타났다.
- 5) 접합부 실험체에서 슬래브가 횡변형 저항능력에 상당히 기여하므로 구조계획 및 구조설계시 슬래브의 횡변형 저항능력을 평가하여 반영하여야 할 것으로 판단된다.

참고문헌

1. ACI Committee 318, "Building Code and Commentary(318R-99)", ACI, 1999.
2. 건설교통부, "콘크리트 구조설계기준", 한국콘크리트학회, 1999.
3. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures(ACI 352R-851)", ACI, 1985.
4. James M. Lafave and James K.Wight, "Reinforced Concrete Exterior Wide Beam-Column-Slab Connections Subjected to Lateral Earthquake Loading", ACI Structural Journal, July-August 1999, pp.577~585.
5. 신성우, 안종문 외, "고강도와 보통강도 콘크리트를 사용한 보-기둥 접합부의 구조적 거동", 한국콘크리트학회 논문집, 제 4권 1호, 1992. 3, pp.119~126.
6. 신성우, 안종문 외, "슬래브가 있는 고강도 철근 콘크리트 넓은 보-기둥 접합부의 거동", 한국콘크리트학회 봄학술발표회 논문집, 제 14권 1호, 2002. 5. 11, pp.493~498.