

고강도와 보통강도 콘크리트를 사용한 보-기둥 接合部의 靱靱性比에 따른 履歷舉動

The Effect of the Flexural Strength Ratio on Beam-Column Joint
with High and Low Strength Concrete

○ 신 성우* 안 종문** 문 정일** 김 대근**
Shin S.W. An J.M. Moon J.I. Kim D. K
이 광수*** 박 희민* 이 승훈** 오 정근**
Lee K.S. Park H.M. Lee S.H. Oh J.G.

ABSTRACT

ACI 318-89 Recommended that when the specified compressive strength of concrete in a column is greater than 1.4 times that specified for a floor system, top surface of the column concrete shall extend 2ft(600mm) into the slab from the face of column to avoid unexpected brittle failure. The major variables are extension distance, flexural strength ratio(M_r), and shear reinforcement ratio(V_s).

Test results are as follows ; (1) The failure modes of specimens under cyclic loading were concentrated at critical region from beam-column joint face. (2) Ductility index(μ_f) were increased with increasing of shear confinement ratio and flexural strength ratio. (3) The specimens with 2ft extension distance showed more ductility than the specimens with 1ft extension distance.

1. 서론

보-기둥 접합부 설계는 강한 기둥-약한 보(Strong Column-Weak Beam)의 설계개념으로 현재 ACI-ASCE 352) 위원회에서는 보강성에 대한 기둥의 강성을 1.4 배이상으로 설계하도록 되어 있으며 고강도 콘크리트를 사용한 보-기둥 접합부 실험결과(2)에서도 1.4배이상으로 해야함이 안전하다고 하고 있다. 이러한 설계개념에 맞추어 고강도 콘크리트를 구조물에 적용할 경우 압축부재(주로 수직부재)에는 고강도 콘크리트를 사용하고, 휨부재(주로 수평부재)에는 수직부재보다 낮은 강도의 콘크리트를 사용하는 것이 구조적, 경제적으로 유리할 것이다. 그러나 수직부재(벽, 기둥 등)와 수평부재(보, 슬래브 등)에 각각 다른 강도의 콘크리트를 분리타설할 경우 수직부재에 타설한 콘크리트가 수평부재까지 흘러 들어가는 거리 및 시공성 확보를 위한 적절한 기준치가 필요하게 된다. 이러한 점을 고려하여 ACI 318-89) R10.13과 건설부 USD 규준(4)에서는 수직부재와 수평부재에 사용되는 콘크리트의 강도가 1.4배 이상 차이날 경우 수직부재면으로부터 수평부재쪽으로 2ft(60cm)이상의 내민길이를 확보하도록 규정하고 있지만 아직 이에 대한 검증이나 시공에는 없는 실정이다. 따라서 실제 건물에 고강도 콘크리트와 보통강도 콘크리트를 분리타설할 경우에 대비하여 실험부재를 제작하고, 구조실험을 수행하여 이에 대한 적절한 기준치를 제공하고 구조적 안전성을 확보하는데 본 연구의 목적을 두고자 한다.

2. 시험체 계획

2.1 시험체의 일반적 사항

본 연구를 위하여 R/C라멘 골조의 내부 보-기둥 접합부로서 총 12개의 시험체를 제작하였으며 대상 시험체는 ACI 318-89 내진규정을 따라 계획하였다. 계획된 시험체의 크기는 기둥단면이 240×240mm, 길이

표 1 각 시험체별 특성

시험체	f'c(kg/cm ²)		a/d	휨강비(Mr)	내민길이(ft)(cm)	전단보강비(Vs=%)	하중재하방법
	기둥	보					
MHJ3-A0C	530	270	3.5	1.4	0(0)	50	C*
MHJ5-A0C	530	270	3.5	1.4	0(0)	100	C
MHJ3-A1C	530	270	3.5	1.4	1(30)	50	C
MHJ5-A1C	530	270	3.5	1.4	1(30)	100	C
MHJ3-A2C	530	270	3.5	1.4	2(60)	50	C
MHJ5-A2C	530	270	3.5	1.4	2(60)	100	C
MHJ3-B0C	530	270	3.5	1.8	0(0)	50	C
MHJ5-B0C	530	270	3.5	1.8	0(0)	100	C
MHJ3-B1C	530	270	3.5	1.8	1(30)	50	C
MHJ5-B1C	530	270	3.5	1.8	1(30)	100	C
MHJ3-B2C	530	270	3.5	1.8	2(60)	50	C
MHJ5-B2C	530	270	3.5	1.8	2(60)	100	C

** C ; One - Way Cyclic Loading

시험체 MHJ5-A1C는 다음을 의미한다.

MH ; Middle High Strength Concrete

J ; Beam - Column Joint

5 ; 전단보강비(V_s) (3 = 50%, 5 = 100%)

A ; 휨강성비($M_r = \sum M_c / \sum M_b$, A = 1.4, B = 1.8)

1 ; 내민길이 (0 = 0, 1 = 1, 2 = 2ft)

C ; 하중재하방법

(C = One-Way Cyclic Loadings)

* 정회원 한양대 건축과 부교수, 공박
** 한양대 대학원 건축공학과 석사과정
*** 한양대 대학원 건축공학과 박사과정
+ (주)삼성종합건설 시험실, 과장
++ (주)삼성종합건설 기술연구소, 연구원

600mm이며, 보 단면은 140×280mm, 길이 2120mm로서 전시험체가 동일한 크기를 가지며, 시험체 상세 및 Strain Gauge 부착위치가 그림 1에 그리고 각 시험체별 특성이 표 1에 나타나 있다.

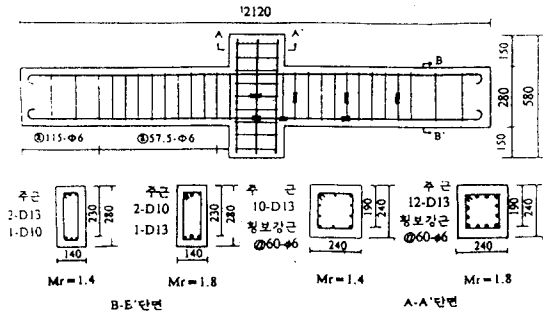


그림 1 시험체 상세 및 Strain Gauge 부착위치도

이상과 같은 시험체 선정 및 시험체명에 따른 주요 변수를 내린길이(ft), 휨강성비($Mr = \sum Mc / \sum Mb$), 전단 보강비($Vs = Pv / Pv(ACI)$), $Pv =$ 전단보강량, $Pv(ACI) = ACI$ 소요전단보강량)로하여 각 변수에 따른 시험체의 거동을 관찰하였다.

2.2 사용재료 및 배합

본 연구에 사용된 시멘트는 D사 1종 포틀랜드 시멘트이며 세골재는 강모래를, 조골재는 최대크기 25mm의 채석을 사용하였고 혼화제는 나프탈렌계의 Super-20을 사용하였다. 사용된 철근은 기둥주근으로 D13을, 보주근으로 D10과 D13(SD 40)을, 그리고 보의 전단보강근과, 기둥의 횡보강근은 $\Phi 6$ (SD 40)의 원형철근을 사용하였다. 시험체 제작시 콘크리트 분리 타설면에서 콘크리트의 흐름을 방지하기 위하여 50×400×3mm의 합판을 배근된 철근사이에 끼워넣어 기둥에 고강도 콘크리트를 먼저 타설한 후 보통강도 콘크리트를 타설하였다.

2.3 콘크리트 압축강도 시험

KS F 2404에 따라 $\Phi 10 \times 20$ cm의 콘크리트 압축강도 측정용 공시체를 제작하여 1일간 대기 양생을 한 후 탈형하여 20~25°C 정도의 온도에서 수중양생을 하였고, KS F 2405에 의해 재령에 따른 압축강도 시험을 실시 하였다. 사용기기는 200ton용량의 U.T.M이며, 측정된 압축강도는 재령 28일에서 고강도 콘크리트가 546kgf/cm², 보통강도 콘크리트가 278kgf/cm²의 값을 나타내었으며 이를 KS F 2405에 따라 표준 공시체($\Phi 15 \times 30$ cm)에 대한 보정계수 0.97을 곱하였을 때 각각 530kgf/cm², 270kgf/cm²의 강도를 나타내었다.

3. 시험체 설치 및 실험진행

3.1 시험체 설치

시험체의 설치상황은 그림 2에 나타나 있으며 하중 재하에 따른 보단부 지지점의 회전을 측정하기 위하여 지지점 상부에 50mm의 Dial Gauge를 설치하였고, 기둥의 처짐을 측정하기 위하여 기둥상부 전면에 100mm Dial Gauge를 설치하였다. 철근의 변형도를

측정하기 위하여 그림 1과 같이 접합부내의 횡보강근과 보주근, 그리고 전단보강근에 총 7개의 Wire Strain Gauge를 부착하였다. 가력기기는 최대용량 100ton의 U.T.M.이며, 시험체를 U.T.M. Bed위에 양 지지점을 맞추어 설치한 후 기둥상부 전체면에 고르게 가력하였다. Dial Gauge 및 Strain Gauge는 Data Logger에 연결하여 이상유무를 확인한 후 영점조정을 하였다.

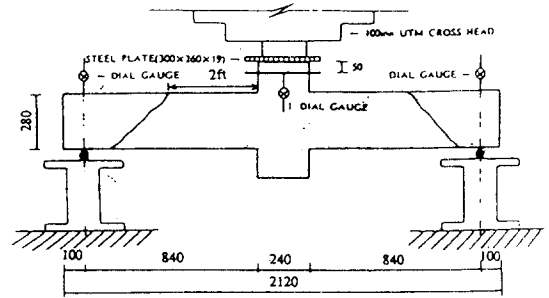


그림 2 시험체 설치상황

3.2 실험진행

시험체를 설치한 후 일방향 단조하중을 받는 시험체는 보-기둥 접합면 예상최대하중의 1/3까지는 하중 조절에 의해 실험하였고, 이후부터 실험종료까지는 Logger에 의한 변위조절로 진행하였다. 이외에 반복하중을 받는 모든 시험체에 대해서는 Data Logger에 의해 측정되는 변위연성중분비(δ / δ_y)에 따라 실험하였고, 같은 변위에서의 반복하중재하는 매단계(Cycle Group)에 각각 3회씩 가력하였으며 이에 따르는 하중 이력(Loading History)은 그림 3에 나타나 있다.

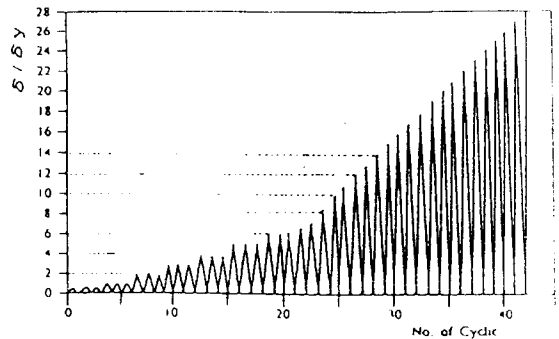


그림 3 Loading History

4. 실험결과 및 분석

4.1 일반적 파괴양상

실험이 종료된 각 시험체들의 최종파괴상황이 그림 4(a)~(l)에 나타나 있고, 각 시험체별 실험결과가 표 2에 나타나 있다. 변위연성비가 0.5인 1단계(1~3cycle)에서 모든 시험체들은 보-기둥 접합면과 보인장부에 초기 휨균열이 발생하였고, 하중증가에 따라 발생한 균열이 상부로 진전되며 균열폭이 벌어지기 시작하였다.

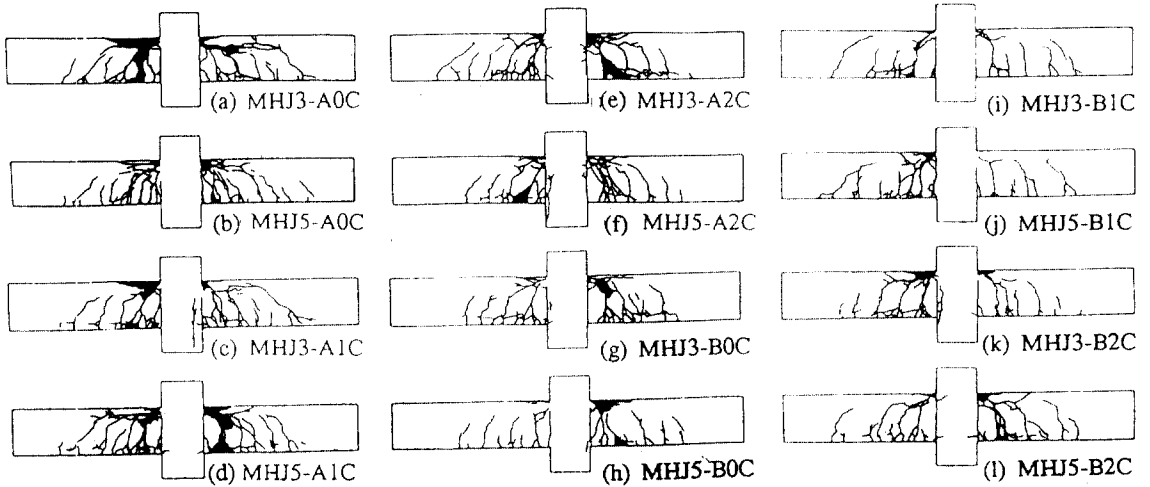


그림 4(a)~(l) 각 시험체별 파괴형상

표 2 각 시험체별 실험결과

시험체	등가 f'_c (kg/cm ²)		초기균열(ion)		최대하중 (ton)	최대내력 (kg/cm ²)	최파괴양상
	기동보	기동면	접합면 (변위)	보 (변위)			
					변위 (mm)		
MHJ3-A0C	530	270	2.64	3.63	8.16	12.67	휨
			1.03	1.67	25.11		
MHJ5-A0C	530	270	4.00	3.40	8.94	13.88	휨
			2.13	1.66	22.12		
MHJ3-A1C	530	270	2.00	2.80	9.52	14.78	휨
			0.96	1.39	24.26		
MHJ5-A1C	530	270	3.82	3.98	10.47	16.27	휨
			1.27	1.74	28.06		
MHJ3-A2C	530	270	3.68	4.19	9.02	14.01	휨
			2.38	2.81	37.85		
MHJ5-A2C	530	270	2.68	3.00	9.24	14.35	휨
			1.46	1.70	42.26		
MHJ3-B0C	530	270	2.10	2.92	7.41	11.04	휨
			1.66	2.25	53.35		
MHJ5-B0C	530	270	3.03	3.08	8.09	12.05	휨
			1.84	2.61	47.78		
MHJ3-B1C	530	270	2.00	3.28	7.98	11.88	휨
			1.36	3.13	34.39		
MHJ5-B1C	530	270	2.38	3.12	8.96	13.30	휨
			1.62	2.43	28.96		
MHJ3-B2C	530	270	1.92	3.18	8.93	13.33	휨
			1.51	2.65	33.83		
MHJ5-B2C	530	270	2.00	2.76	8.92	13.27	휨
			0.95	1.32	39.07		

4.1.1 내민길이의 영향

내민길이를 2ft를 확보한 시험체들은 변위연성비에 따른 반복하중을 가하였을 때 균열이나 파괴양상이 2ft의 고강도 콘크리트 내민길이이면을 따라서는 거의 발생하지 않았고 접합면으로부터 5~20cm의 부분에서 균열이 집중되었다. 그러나 내민길이가 1ft인 시험체들은 1ft(30cm)의 내민길이면에서 휨 및 사인장균열이 발생하여 부재의 최종파괴로 이어졌으며, 내민길이가 0ft인 시험체는 접합면으로부터 5cm부분에서 휨균열이 발생하여 접합면이 크게 벌어지며 최종파괴로 이어졌다. 따라서 고강도와 보통강도 콘크리트를 분리타설할 경우 고강도 콘크리트의 내민길이는 최소한 2ft(60cm)정도를 확보해야 할 것으로 사료된다.

4.1.2 휨강성비의 영향

휨강성비(M_r)가 1.8인 시험체의 초기균열은 휨강성비가 1.4인 시험체보다 낮은 하중에서 빠르게 발생하였고, 변위연성비의 증가에 따라 균열폭도 더 넓게 벌어지는 것을 알 수 있었으나, 균열발생부위는 감소하였다. 또한 부재의 최종파괴 직전 휨강성비가 1.8인 시험체의 인장철근이 접합면으로부터 5~15cm부분에서 파단되었다. 이것은 기동의 강성이 보에 비해 상대적으로 크기 때문에 보에서의 응력부담이 크게 증가하여 최대하중 이전에 발생한 균열외에는 더이상 균열이 확산되지 않고 발생한 균열만으로 응력이 집중되었기 때문으로 사료된다.

4.1.3 전단보강비의 영향

전단보강비에 관계없이 모든 시험체는 변위연성비가 0.5인 1단계(1~3cycle)에서 접합면 하부에 휨균열이 발생하여 변위연성비가 증가함에 따라 균열이 진전되었고, 변위연성비가 5인 6단계(16~18cycle)에서 휨균열이 사인장 균열로 이어진 후 압축균열선과 만나면서 최종적으로 전단보강비가 50%인 시험체는 휨-전단파괴양상을, 전단보강비가 100%인 시험체는 압괴를 수반하는 휨파괴양상을 나타내었다.

4.2 하중-처짐곡선

재하된 하중과 시험체의 중앙부(기동)에서 측정한 처짐에 관한 하중-처짐곡선이 그림 5(a)~(b)에 나타나 있다. 일반적으로 변위연성비가 0.5인 1단계부터 접합면 주근의 항복이전까지는 거의 비슷한 하중수행능력을 나타내면서 변위연성비가 5와 6인 6~7단계까지는 하중수행능력이 증가하는 추세를 보이고 있으나 휨강성비가 1.8인 경우에는 최대하중이후 하중수행능력이 급속도로 감소하였다. 또한 휨강성비가 1.4인 시험체가 1.8인 시험체보다 약 15%정도 최대내력이 증가하면서, 최종변위로 약 70%정도 증가하였다. 또한 전단보강비가 100%인 경우는 전단보강근의 응력부담으로 내민길이에 따른 최대변위에서의 차이는 별로 없었으나 전단보강비가 50%인 경우는 내민길이가 증가함에 따라 최대변위도 증가하였다.

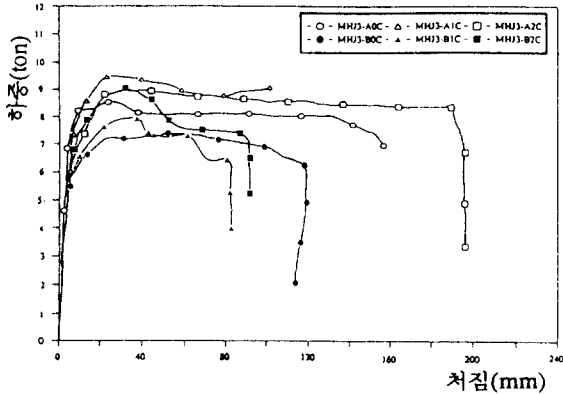


그림 5(a) 하중-처짐곡선(전단보강비 50%인 시험체)

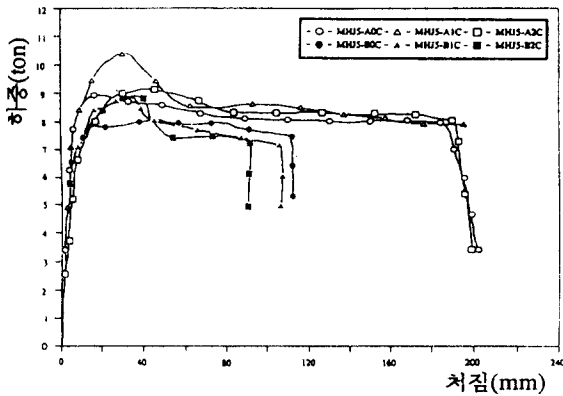


그림 5(b) 하중-처짐곡선(전단보강비 100%인 시험체)

4.3 철근의 변형율

4.3.1 접합면 주근의 변형율

그림 6(a), (b)에서처럼 접합면에서의 주근은 반복 하중의 재하가 계속되면서 인장철근의 항복을 유도한 4Cycle에서 모두 항복하여 일정한 변형율을 보이다가 7Cycle에서 변형율이 크게 증가하여 이후 소성변형상태로 실험종료시까지 이어지며 최종적으로 파단 혹은 회복불능상태로 이어졌다. 또한 전단보강비가 증가할수록 최대하중 이후에도 안정적인 변형율을 나타내고 있으며, 내민길이가 증가함에 따라 변형율은 감소하고 있어 내민길이가 증가할수록 부재는 안정적임을 알 수 있다. 또한 휨강성비가 1.8인 시험체가 1.4인 시험체보다 높은 변형율을 나타내면서 실험종료직전 거의 모든 시험체에서 주근이 파단되어 보와 기둥의 강성차이가 80%정도일 경우는 구조적 안전에 대한 충분한 고려가 있어야 할 것으로 사료된다.

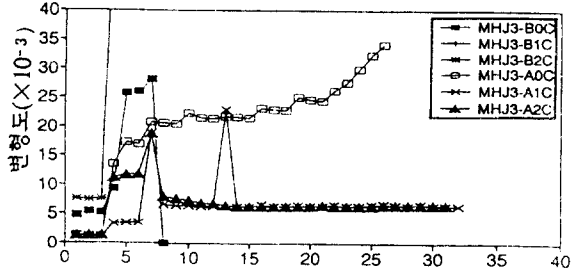


그림 6(a) 접합면 주근의 Cycle별 최대변형도

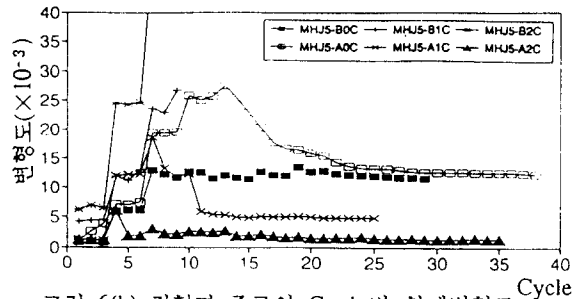


그림 6(b) 접합면 주근의 Cycle별 최대변형도

4.3.2 전단보강근의 변형율

그림 1과같이 배근된 전단보강근의 변형율은 전단보강근이 접합면으로부터 내민길이 1(30cm), 2ft(60cm)의 거리에 위치하였을때 그림 7(a), (b)에서처럼 내민길이가 0, 2ft인 시험체는 거의 비슷한 값을 나타내지만 내민길이가 1ft인 시험체에서는 약간 증가하고 있어 1ft의 내민길이를 가질 경우는 구조적 안전성에 불리함을 알 수 있으며 전단보강비가 증가할수록 변형율은 감소하였다. 또한 전단보강비가 50%이며 내민길이가 1, 2ft인 시험체의 경우 접합면에서 5cm거

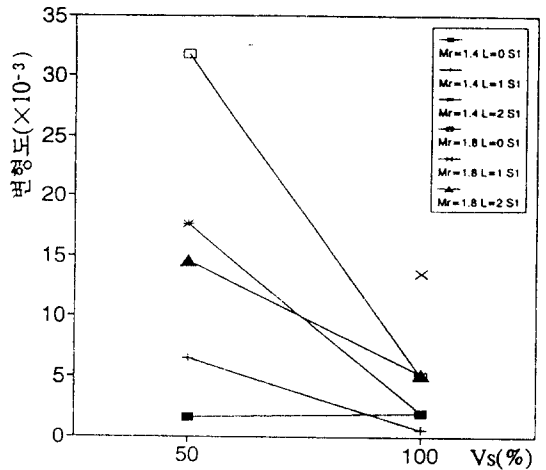


그림 7(a) 전단보강근의 최대변형도

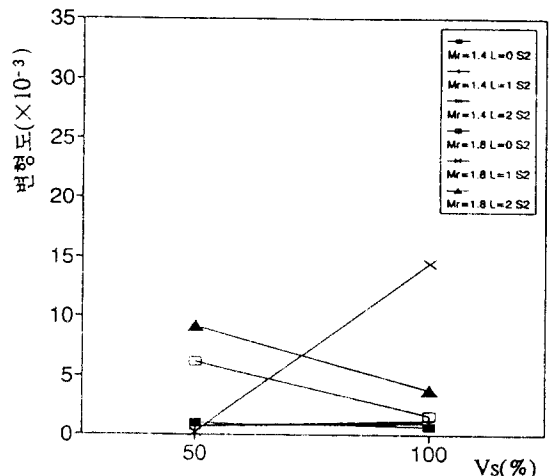


그림 7(b) 전단보강근의 최대변형도

리에 위치한 전단보강근의 변형율이 큰 값을 보이고 있는데, 이것은 하중이 증가하면서 접합면에서 발생한 균열이 기둥내부로 이동하며 접합면쪽으로 응력이 집중되어 전단보강근의 변형율이 증가한 것으로 사료된다.

4.4 연성능력

부재의 연성은 '처짐'으로 보통 표현되어지며, 연성을 평가하는데 있어서는 인장철근 항복시의 처짐을 기준으로 하여 부재 최대하중시의 처짐과 부재의 최종처짐, 그리고 하중-처짐곡선에서 최대하중 이후 하향곡선을 따라 최대하중의 80%에 대응하는 부재의 처짐을 고려하여 부재의 연성을 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다⁵⁾⁶⁾. 본 연구에서는 식 2를 적용하였으며 이에 대한 결과가 표 3과 그림 8(a)~(c)에 나타나 있다.

$$\mu_0 = \Delta_0 / \Delta_y \quad \text{----- (식 1)}$$

$$\mu_f = \Delta_f / \Delta_y \quad \text{----- (식 2)}$$

, 여기서 Δ_y = 인장철근 항복시의 처짐

Δ_0 = 최대하중시의 처짐

Δ_f = 최대하중의 80%에서의 처짐

표 3 각 시험체별 연성지표(μ_f)

시험체	Δ_y (mm)	Δ_0 (mm)	Δ_f (mm)	$\mu_0 = \Delta_0 / \Delta_y$	$\mu_f = \Delta_f / \Delta_y$
MHJ3-A0C	4.80	24.11	224.76	5.02	46.83
MHJ5-A0C	3.87	13.01	188.63	3.36	48.74
MHJ3-A1C	4.80	24.26	100.91	5.05	21.02
MHJ5-A1C	4.34	28.06	128.80	6.47	29.68
MHJ3-A2C	5.54	41.08	195.02	7.42	35.20
MHJ5-A2C	5.15	42.26	191.99	8.21	37.28
MHJ3-B0C	2.21	53.35	116.85	24.14	52.87
MHJ5-B0C	6.71	47.78	110.58	7.12	16.48
MHJ3-B1C	3.32	34.39	82.06	10.36	24.72
MHJ5-B1C	2.39	33.83	107.23	14.15	44.87
MHJ3-B2C	1.91	28.96	89.37	15.16	46.79
MHJ5-B2C	2.69	39.07	92.50	14.53	34.39

4.4.1 내민길이의 영향

그림 8(a)에서처럼 1ft의 내민길이를 가지는 시험체의 연성능력이 0, 2ft의 내민길이를 가지는 시험체들의 연성능력보다 낮게 나타남을 알 수 있다. 이것은 대부분의 시험체가 1ft의 내민길이면에서 발생한 균열이 계속 확산되면서 시험체의 최종파괴까지 이어졌고 이로 인해 접합면으로부터 10~30cm 부분에 응력이 집중되어 부재의 연성능력을 감소시키는 것으로 사료된다.

4.4.2 휨강성비의 영향

휨강성비에 따른 연성지표가 그림 8(b)에 나타나 있다. 전단보강비가 동일할 경우 휨강성비가 1.8인 시험체의 연성능력이 휨강성비가 1.4인 시험체의 연

성능력보다 약 5~6정도 높게 나타남을 알 수 있었다. 이것은 휨강성비 1.4인 경우보다 1.8인 경우가 보에서의 응력부담이 크게 증가하여 인장철근의 항복이 빨리 일어났고, 이로 인해 Δ_y 값이 작아졌기 때문에 거의 비슷한 최종처짐에 대해서는 휨강성비가 1.8일 때의 연성능력이 높아지는 것으로 사료된다.

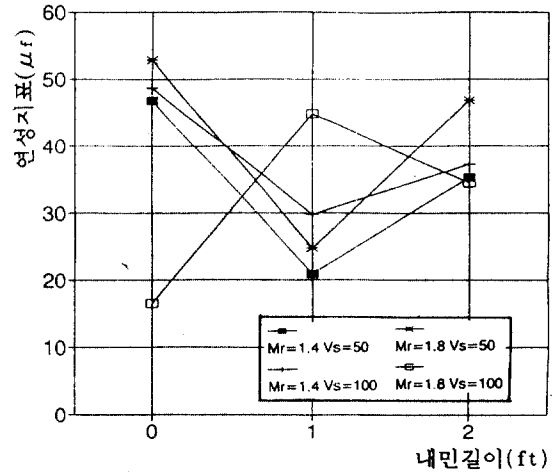


그림 8(a) 내민길이에 의한 연성지표

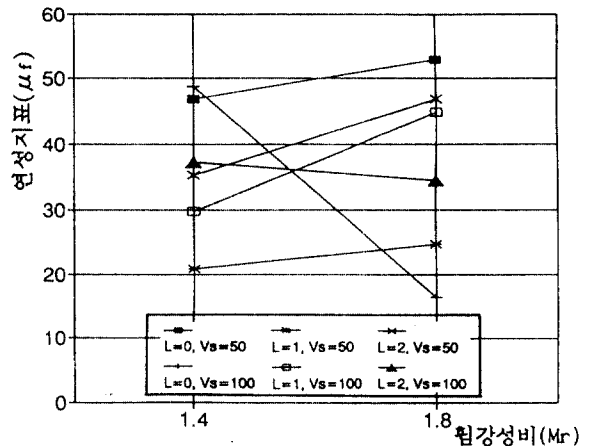


그림 8(b) 휨강성비에 의한 연성지표

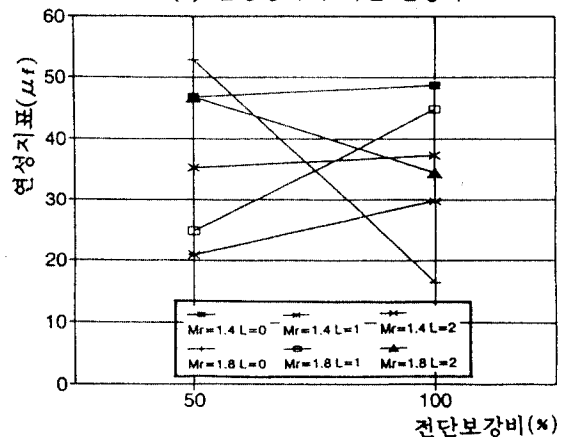


그림 8(c) 전단보강비에 따른 연성지표

4.4.3 전단보강비에 의한 영향

그림 8(c)에서처럼 내민길이에 관계없이 전단보강비가 100%인 시험체의 연성능력이 50%인 시험체보다 약간 증가하였다. 휨강성비 1.8이고 전단보강비가 50%이며 내민길이가 0ft인 시험체(MHJ3-B0C)의 연성능력이 52.87로 가장 높게 나타났는데 이는 시험체 제작시 기둥에 타설한 고강도 콘크리트가 보쪽으로 흘러내려 내민길이가 0ft의 완전분리타설이 되지 않아 보의 강성이 증가되었기 때문으로 사료된다. 또한 전단보강근의 유무는 최대하중과는 크게 관련이 없으나 연성능력에는 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다.

5. 결론

고강도 콘크리트(530kgf/cm²)와 보통강도 콘크리트(270kgf/cm²)를 분리 타설한 시험체의 구조실험을 수행한 본 연구의 결론은 다음과 같다.

- 1) 모든 시험체에서 접합면으로부터 5~20 cm에 집중적인 균열이 발생하였으며, 전단보강비가 50%인 시험체는 휨-전단파괴를, 100%인 시험체는 휨파괴 양상을 나타내었다.
- 2) 접합면으로부터 내민길이가 1ft(30cm)인 시험체는 대부분의 균열이 내민길이면에서 발생하여 내민길이를 1ft로 하였을 경우는 부재의 안전성에 상당히 불리한 영향을 미칠 것으로 사료된다.
- 3) 접합면으로부터 내민길이가 2ft(60cm)인 면에서는 균열이 거의 발생하지 않아 ACI 및 건설부에서 제한한 내민길이 2ft의 규준은 안전한 것으로 사료된다.
- 4) 철근의 변형율은 전단보강비, 내민길이가 증가함에 따라 감소하나, 휨강성비가 증가함에 따라 변형율이 크게 증가하여 보와 기둥의 강성차이가 80%이상일 경우는 구조적 안전성에 대한 충분한 고려가 있어야 할 것으로 사료된다.
- 5) 전단보강비와 내민길이가 증가함에 따라 부재의 연성능력도 증가하는 것으로 나타났다.

감사의 글

본 연구를 위한 시험체 제작시 현장 B/P를 사용하여 도록 도움을 주신 (주)삼성종합건설 기술연구소 소장님이 하 임직원 여러분께 감사드립니다.

6. 참고문헌

- 1) "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structure", ACI-ASCE Committee 352, 1985
- 2) 신성우 외 3인, "반복하중을 받는 고강도 철근 콘크리트 보-기둥 접합부의 휨강성비에 관한 연구" 한국 콘크리트학회 학술발표 논문집, 제 2 권 제 2 호 1990. 11, pp. 63~67
- 3) ACI 318-89, "Building Code Requirement for Reinforced Concrete and Commentary - ACI 318-89", ACI, detroit, MI.
- 4) 건설부, "극한강도설계법에 의한 철근콘크리트 구조계산규준 및 해설", 대한건축학회, 1988
- 5) Shin. S. W., Ghosh. S. K., Karama M., "Flexural Ductility Strength Prediction and Hysteretic Behavior of Ultra-High Strength Concrete Members", SP 121, ACI, detroit, MI., 1990, pp. 239~264
- 6) 신 성우, "초고강도 콘크리트의 부재연성에 관한 연구", 대한건축학회 논문집, 제 4권 5호, 1988. 10 pp. 295~299