

기존 기둥 실험결과 비교를 통한 기둥성능 평가

Comparisons of Seismic Behaviors of Columns in Concrete Moment Frames

박 성 일* 한 상 환** 이 리 형***
Park, Sung Il Han, Sang Whan Lee, Li Hyung

ABSTRACT

The objective of this study is to assess seismic damage potential and evaluate structural performance of columns in concrete moment frames. For this purpose the results of 3 former studies are compared. Experimental variables considered in these studies are lap-splice of longitudinal reinforcement, axial load level, longitudinal reinforcement ratio, etc. The columns in 1st story of the building are considered in these studies since the columns in 1st story shall resist largest axial force during an earthquake. Based on test results strength, ductility capacities as well as plastic hinge length are compared and discussed.

1. 서론

일반적으로 중·약진 지역에서는 저층 건물 설계시 중력하중만을 고려한 설계가 수행되어 왔다. 또한, 이러한 건물들이 횡하중에 대한 고려없이 설계되더라도 중·약진에 견딜 수 있는 강도와 연성을 가지는 것으로 알려져 왔다.

그러나, 최근의 지진발생 빈도의 증가와 함께 중·약진 지역에서의 잠재적인 지진피해에 대한 인식은 비내진 상세를 가지는 철근콘크리트 건물의 취약성과 안전성에 대한 내진성능 검증의 필요성을 부각시키고 있다. 철근 콘크리트 구조물에 대한 내진설계에서는 비탄성 변형시 발생하는 에너지의 흡수능력과 소산능력(energy absorption and dissipation)을 구조물이 확보하도록 해야 한다. 또한, 내진 설계에서는 최소한의 설계강도 뿐만 아니라 탄성영역을 넘어 비탄성 변형능력을 보장할 수 있도록 하여야 한다. 따라서, 구조물의 취성파괴(brittle failure)가 발생하지 않도록 하기 위해서는 연성능력을 확보해야하고 이를 위해서는 이에 부합하는 배근상세가 중요하다.

일반적으로 비내진 상세를 가지는 저층의 건물에서는 지진발생시 비탄성 변형이 집중되는 부분은 상대적으로 강성이 작은 기둥에서 발생할 가능성이 높다. 그러므로, 지진발생시 높은 축력이 작용하여 연약층으로 예상되는 1층의

*정회원, 한양대학교 건축공학부 석사과정

**정회원, 한양대학교 건축공학부 조교수

***정회원, 한양대학교 건축공학부 교수

기둥에 대한 내진성능을 평가하는 것은 중요한 문제이다.

이러한 목적으로 한양대학교에서 실행된 실험을 포함하여 유사한 목적으로 실험이 진행되었던 3개의 실험연구를 비교·분석하였다. 이러한 실험들로부터 산출된 결과를 이용하여 비내진 상세를 가지는 철근 콘크리트 기둥에 대한 구조적 성능을 비교 평가하였다.

한양대학교(2000)에서는 미국의 ACI 318(1999) 기준에서 약진지역에 적용하는 보통모멘트골조(OMRCF : Ordinary Moment Resisting Concrete Frame)에 대하여 실험이 진행되었다. OMRCF의 경우 ACI 318 (1999)의 1-18장의 요구사항을 만족하도록 해야한다.

OMRCF의 실험은 기존 연구자들의 연구를 비교·분석한 후 이들 중 OMRCF의 연구목적에 가장 유사한 Mander(1995)와 Moehle(1996)의 실험과 유사하도록 실험을 수행하였다. 이를 통하여 연구결과들의 직접적인 비교가 가능하도록 하고자 하였다. 특히, OMRCF의 전체적인 실험계획은 Mander(1995)의 연구와 가능한 범위에서 유사하도록 하였고, OMRCF의 구조성능평가를 위하여 기둥, 접합부, 구조체의 세 단계에 걸친 실험을 수행하였다. 이를 통하여 실험결과들의 직접적인 비교가 가능하였다. 기존의 많은 실험 결과들이 그 직접비교가 실험방법의 차이로 힘들다는 점을 최소화 하고자 하였다.

각 실험결과들을 통하여 비내진 설계된 철근 콘크리트 기둥의 내력, 연성능력, 소성힌지길이등을 평가한다.

2. 실험 계획

표 1은 각각의 실험에서 기둥실험체의 구획 및 배근, 각 실험체의 변수에 대하여 정리한 것이다. OMRCF와 Mander의 실험에서는 3층 건물에서 1층 기둥을 대상으로 외부와 내부, 상부와 하부로 나누어 실험체 제작을 하였고 내부는 일정축력, 외부는 변동축력을 적용하여 실험을 하였다. OMRCF에서는 2/3 축소모델을, Mander의 실험은 1/3 축소모델 실험체를 사용하였다. OMRCF와 Mander의 실험체는 총 4개로 내·외부 기둥의 상·하부 부분을 모델링하였다.

Moehle의 실험체는 총 8개로 실험체는 철근비, 철근이음의 유무, 축력비, 대각근의 유무에 따른 변수를 두었다. 실험체는 축소모델을 사용하지 않았고 모든 실험체에 축력은 실험 종료까지 일정하게 작용시켰다.

OMRCF와 Mander는 1%의 철근비로 주근을 배근하였다. 반면, Moehle는 2%와 3%의 주철근비를 사용하였다. OMRCF에서는 일정축력으로 가력한 내부기둥은 $0.28 A_g f_c$, 변동축력으로 가력한 외부기둥은 $0.07 \sim 0.20 A_g f_c$ 의 축력을 적용하였다. Mander의 실험에서는 내부기둥은 상부와 하부를 각각 $0.39, 0.30 A_g f_c$ 의 일정축력으로, 외부는 $0.07 \sim 0.17$

표 1 실험체 일람

		기둥위치	실험체명	가력계획	철근이음
OMRCF (Mander*)	내부	하부	OIL (SP1*)	일정축력	○
		상부	OIN (SP2*)		×
	외부	하부	OEL (SP3*)	변동축력	○
		상부	OEN (SP4*)		×

		실험체명	철근이음	축력비	횡보강근
Moehle	후프근	3CLH18	×	저축력 (0.12)	후프근 +대각근
		2CLH18			
		3SLH18	○		
	2SLH18	×	중축력 (0.35)	후프근 +대각근	
	2CMH18				
	3CMH18				
	3CMD12				
3SMD12	○				

$A_g f_c$ 의 변동축력을 적용하였다. Moehle의 실험에서는 8개의 실험체를 두 부분으로 나누어 각각 $0.12 A_g f_c$ 와 $0.35 A_g f_c$ 의 축력비로 가력하였다.

표 2는 각각의 실험에 대한 세부적인 사항들을 축소하기 이전의 원실험체 형상으로 환산하여 나타낸 것이다. 모든 단위는 SI단위를 사용하였다.

표 2 배근상세 및 실험체 특성비교

	횡보강근 배근간격 (cm)	이음부 배근간격 (cm)	철근 이음길이 (cm)	첫 번째 이음거리 (cm)	콘크리트 압축강도 (kgf/ cm ²)	주근 항복강도 (kgf/ cm ²)	횡보강근 항복강도 (kgf/ cm ²)	단면적 (cm ²)	높이 (cm)	주철근비 (%)
OMRCF	30	30	52.5	15	246	4046	3814	33×33	300	1.01
Mander	30	15	46	15	239, 306	4569	3974	31×31	320	1.0
Moehle	46(30.5)	30.5	51(63.5)	10	260~337	3375	4078	46×46	294	2.0, 3.0

3. 실험결과 비교·분석

3.1 최대내력

그림 1,2는 각각의 실험에 대한 공칭강도에 대한 최대강도의 비를 나타낸다. ACI 318(1999) 기준에 따라 각 실험체에 적용된 축력과 재료실험에서 얻어진 결과를 적용하여 평가한 기둥의 축력-모멘트 상관도로 공칭강도를 구하였다. 최대강도는 각각의 실험체로부터 측정된 최대 수평강도를 의미한다.

ACI 318(1999)에서 요구하는 최소 기둥 이음길이를 갖도록 설계된 OMRCF의 경우는 모든 실험체가 공칭 수평강도를 초과하는 최대강도를 발현하는 것으로 나타났다. 축력비가 낮은 OEL, OEN의 부가력시 공칭강도 이후 최대강도 발현비율이 OIL, OIN에 비해 다소 낮은 것으로 나타났다. 또한, Mander의 경우에도 SP3 실험체의 부가력시를 제외하면 모든 실험체가 공칭강도를 초과하였다. 이는 요구 이음길이를 만족하지 못하는 SP3 실험체가 축력이 감소하는 부가력시 철근이음부의 부착응력 상실로 인한 내력저하로 공칭강도를 발현하지 못한 것으로 판단된다.

Moehle의 실험에서는 3CLH18, 3SLH18, 3CMH18 실험체가 공칭강도 이하의 내력수준을 보였다. 모든 실험체가 요구 이음길이를 만족하는 철근 이음길이를 가지므로, 철근이음으로 인한 내력저하는 무시할 수 있을 정도이다. 그러나, 이들 실험체들은 모두 3%의 주철근

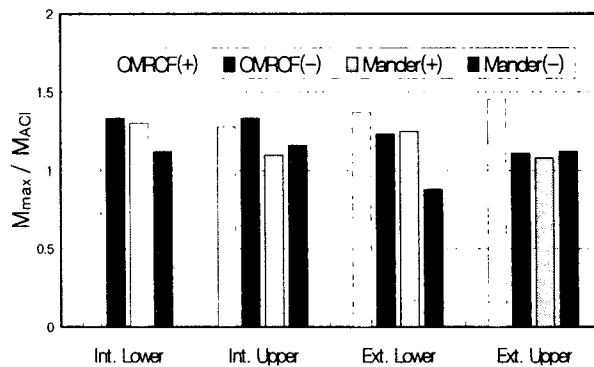


그림 1 최대강도비 (OMRCF, Mander)

비를 가지고 횡보강근의 구속효과가 낮은 경우이다. 과도한 주철근비는 콘크리트 압축블록에서 큰 내부 인장력으로 인하여 단면의 최대곡률을 제한하는 요인이 된다. 따라서 과도한 주철근비로 인하여 공칭강도 발현 이전에 전단에 의하여 파괴가 이루어져 공칭강도에 미치지 못하는 내력을 보여 주었다.

3.2 연성능력

본 논문에서는 최대변위와 변형각은 최대내력의 80%에 해당하는 강도에서 평가하였고, 항복변위와 최대변위의 비를 변위 연성비(displacement ductility ratio)로 정의한다. 이때, OMRCF와 Mander의 실험에서의 항복변위는 저감된 강성을 고려한 방법으로 최대내력의 75%에서 평가된 할선강성(secant stiffness)으로부터 구하였다. 반면, Moehle의 실험에서는 주근의 첫 번째 항복이 발생할 때의 변위를 항복변위로 하였다.

그림 3,4는 ACI 318에서 요구하는 전단강도 모멘트 상관도상의 휨강도를 전단강도에 상응하는 값으로 치환한 값의 비에 따른 연성능력을 평가한 것이다.

그림 3의 OMRCF와 Mander의 실험체의 경우 전단강도비 (V_p/V_{ACI})가 0.5이하의 비를 보임으로 모든 실험체가 휨파괴에 의해 지배됨을 알 수 있다. 내부실험체는 철근이음의 유무에 상관없이 두 실험에서 모두 4.0 이상의 변위-연성비를 나타내고 있다. 그러나, 외부실험체의 경우는 철근이음이 없는 실험체는 내부실험체 이상의 연성능력을 나타내고 있지만, 철근이음이 있는 실험체의 경우는 3.0 정도의 변위-연성비를 나타내고 있다.

그림 4에서 전단강도비 (V_p/V_{ACI})가 1이하인 2CLH18과 2SLH18 기둥실험체는 각각 5.1, 4.7의 상당한 변위-연성능력을 보인다. 반면, 전단력비 (V_p/V_{ACI})가 1이상인 나머지 6개의 실험체들은 모두 1.3~2.3의 변위-연성비를 나타내고 있다. 따라서, 연성능력은 철근이음 유무와 상관없이 기둥파괴 형태와 매우 밀접한 관계가 있음을 알 수 있다.

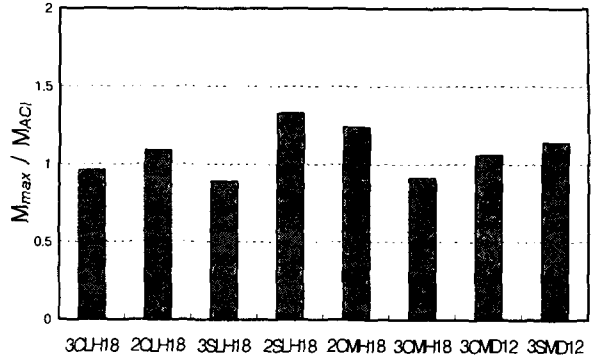


그림 2 최대강도비 (Moehle)

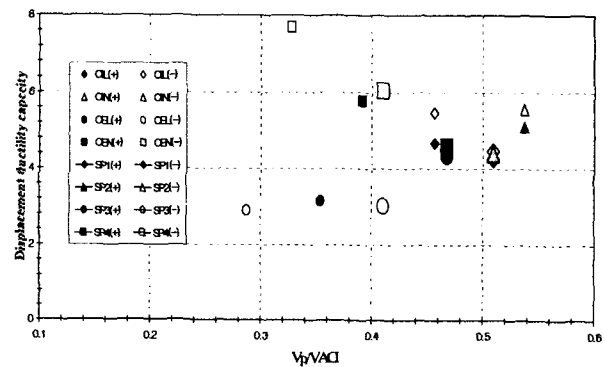


그림 3 전단강도비에 따른 연성능력 (OMRCF, Mander)

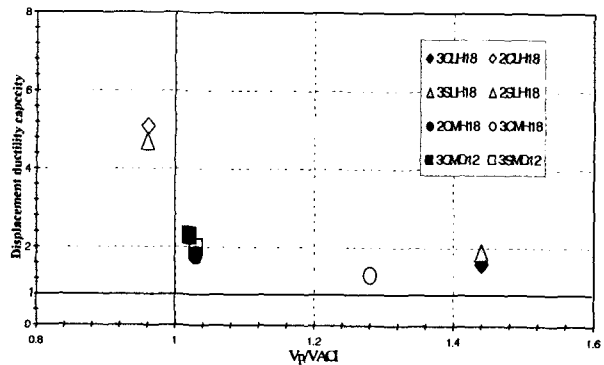


그림 4 전단강도비에 따른 연성능력 (Moehle)

3.3 소성힌지 길이

OMRCF와 Mander의 실험에서는 기둥양면에 설치한 6개의 변위계를 이용하여 구한 하중-곡률 관계로부터 소성힌지를 평가하였다. 평가 방법은 Park (1975)과 Paulay (1992)에 따라 모멘트, 곡률, 처짐 관계를 이용한 등가 소성힌지 길이로 각 단계별 소성힌지를 평가하였다. 이러한 등가 소성힌지 길이는 최대곡률에서의 최대 콘크리트 변형도와 함께 부재의 비탄성 변형을 가능하게 하는 소성 회전각을 평가하는 데 중요한 변수이다. 일반적으로 알려진 바와 같이 소성힌지 길이는 비탄성 이후의 변형각의 크기와는 연관성이 없는 것으로 보이며, 다만 축력비에 비례하여 소성힌지의 길이가 커짐을 알 수 있다. 또한, 철근 이음이 있는 실험체의 소성힌지 길이가 철근이음이 없는 실험체에 비해 다소 크다는 것을 알 수 있다.

모멘트-곡률 곡선으로부터 나타난 결과와 마찬가지로 외부기둥은 소성변형과 대부분의 피해가 기둥하단의 최대모멘트 지역에 집중되어 발생함을 알 수 있고, 반면 내부기둥은 잠재적인 소성힌지 지역에 걸쳐 소성변형과 피해가 분포함을 알 수 있다.

OMRCF와 Mander의 하중-곡률 곡선으로부터 평가된 등가 소성힌지 길이(Lp)는 높은 수준의 축력을 받는 내부기둥은 각각 0.85~1.08h, 0.74~1.25h 범위이며 상대적으로 낮은 축력이 가해지는 외부기둥의 경우 각각 0.47~0.8h, 0.47~0.6h 범위이다 [표 3 참조].

표 3 변형각별 등가소성힌지길이

실험체명		OMRCF				Mander(1995)			
		OIL	OIN	OEL	OEN	SP1	SP2	SP3	SP4
ϕ_y		0.0034	0.006	0.0058	0.0035	0.0010	0.0010	0.0030	0.0020
Du=2%	ϕ_u	0.0089	0.0087	0.0089	0.0075	0.0043	0.0043	0.0081	0.0081
	Lp/h	1.08	0.95	0.8	0.47	1.15	1.02	0.60	0.50
Du=3%	ϕ_u	0.018	0.0177	0.015	0.015	0.0070	0.0081	0.132	0.0138
	Lp/h	0.95	0.85	0.65	0.63	1.09	0.85	0.56	0.48
Du=4%	ϕ_u	0.0267	0.0208	0.0267	0.024	0.0086	0.0127	0.0181	0.0195
	Lp/h	0.97	0.91	0.63	0.51	1.25	0.74	0.55	0.47
Du=5%	ϕ_u	-	-	-	0.03	-	-	-	0.0251
	Lp/h	-	-	-	0.52	-	-	-	0.47

4. 결론

본 연구에서는 OMRCF, Mander, Moehle의 실험결과를 이용하여 비내진 설계된 철근 콘크리트 기둥의 구조적 거동을 비교·평가하였다. 세 연구중 OMRCF와 Mander의 실험에서는 기준에서 요구하는 최소 주철근비(1%)로 배근되었고, Moehle의 실험은 2%, 3%의 주철근비를 사용하였다. 본 연구를 통해 다음과 같은 결과를 얻었다.

1) 기준 식에 의해 설계된 OMRCF의 모든 실험체는 공칭강도를 상회하는 최대강도를 발현하였다. 따라서, OMRCF 기둥의 철근이음길이, 띠철근 간격은 내·외부, 상·하부에 상관없이 강도면에서 만족스러운 것으로 평가되었다. 그러나, Mander의 실험체중 SP3은 공칭강도에 못 미치는 내력을 보였다. 이는 철근이음이 있는 외부기둥에서 내력저하의 주된 요인이 부적당한 철근 이음길이임을 나타낸다.

2) 3%의 주철근으로 배근된 Moehle의 실험체중 횡보강근이 강화된 실험체를 제외한 모든 실험체가 공칭강도 이

하의 최대강도를 나타냈다. 반면, 철근비를 제외하고는 같은 변수를 가지는 2%의 주철근비를 가지는 실험체들은 공칭강도를 상회하는 최대강도를 나타냈다. 따라서, 횡보강이 강화된 경우를 제외하고는 기둥에서 3%이상의 주철근 배근은 비탄성 변형능력을 감소시키는 직접적인 원인을 알 수 있다.

3) OMRCF와 Mander의 실험에서 변위연성비로 평가한 연성능력은 내부실험체는 4.0이상, 외부실험체는 2.9이상으로 나타났다. 두 실험에서 철근이음이 있는 외부실험체가 가장 낮은 값(각각 2.9, 3.0)을 나타내었다. 이는 비탄성 변형시 외부기둥의 경우 철근이음의 영향이 매우 큰 것임을 나타낸 것이라 할 수 있다. 따라서 철근이음이 있는 기둥의 변형능력을 보다 우수하게 하기 위해서는 이음부에서 더 작은 띠철근 간격이 요구되고, 더 긴 철근이음길이가 요구된다.

4) Moehle의 실험으로부터 연성능력은 철근이음 유무와 상관없이 기둥파괴 형태와 매우 밀접한 관계가 있음을 알 수 있다. 전단파괴가 예상되는 기둥($V_p/VACI > 1$)에 비해 휨파괴가 예상되는 기둥($V_p/VACI < 1$)이 2~3배 이상의 연성능력을 나타냈다. 이는 전단파괴로 인한 휨강도 발현이 제한되어 나타나는 결과로 적당한 주철근비 뿐만 축력수준, 횡보강근의 배근으로 바람직하지 않은 기둥파괴 형태의 제어가 요구된다.

5) 소성힌지길이는 축력의 증가와 함께 증가하는 것으로 나타났다. 외부기둥은 소성변형과 대부분의 피해가 기둥 하단의 최대모멘트 지역에 집중되어 발생하였고, 내부기둥은 잠재적인 소성힌지 지역에 걸쳐 소성변형과 피해가 분포함을 알 수 있다. 또한 철근이음이 있는 경우 더 큰 소성힌지길이가 발생한 것으로 나타났다. OMRCF와 Mander의 등가소성힌지길이는 내부기둥의 경우 각각 0.85~1.08h, 0.74~1.25h 범위이며 외부기둥은 각각 0.47~0.8h, 0.47~0.6h 범위이다.

감사의 글

본 연구는 한양대학교 초대형 구조시스템 연구센터의 지원하에 이루어진 것으로 이에 감사를 표한다.

참고 문헌

- 1) American Concrete Institute, Building code requirements for reinforced concrete, ACI 318-99, Detroit, Michigan, 1999
- 2) El-Attar, Adel, White, R. Richard, and Gergely, Peter, "Behavior of Gravity Load Designed Reinforced Concrete Buildings Subjected to Earthquakes", ACI Structural Journal, Vol 94, No 2, Mar-April, 1997, pp. 133-145.
- 3) Priestley, M.J.N. and Park, R., "Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading," ACI Structural Journal, Vol. 84, No. 1, January-February, 1987, pp. 61-76.
- 4) Bracci, J.M., Reinhorn, A.M., and Mander, J.B., "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed only for Gravity Loads in Low Seismicity Zones: Part II - Experimental Performance of Subassemblages", Technical Report NCEER-92-0028, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNNY/Buffalo, 1992.
- 5) Lynn, A., Moehle, J., Mahin, S. A., and Holmes, W. T., "Seismic Evaluation of Existing RC Building Columns," Earthquake Spectra, Vol 12, No. 4, 1996, pp. 715-739.
- 6) Park, R. and Paulay, T, Reinforce Concrete Structures, John Wiley and Sons, 1975.
- 7) Paulay, T and Priestley, M. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley and Sons, 1992.
- 8) 정문열, "보통 모멘트 골조 기둥의 구조성능 평가", 석사학위논문, 한양대학교 대학원, 2000. 6.