

고강도 철근콘크리트 교각의 내진 거동

황선경^{1)*}·이진옥²⁾·류효진²⁾·윤현도³⁾·임병훈¹⁾

¹⁾ 우송대학교 건축학부 ²⁾ 충남대학교 토목공학과 ³⁾ 충남대학교 건축공학과

(2004년 10월 20일 원고접수, 2005년 5월 9일 심사완료)

Seismic Behavior of High-Strength Reinforced Concrete Bridge Columns

Sun-Kyoung Hwang^{1)*}, Chin-Ok Lee²⁾, Hyo-Jin Ryu²⁾, Hyun-Do Yun³⁾, and Byung-Hoon Lim¹⁾

¹⁾ Dept. of Architecture, Woosong University, Daejeon, 300-718, Korea

²⁾ Dept. of Civil Engineering, Chungnam National University, Daejeon, 305-764, Korea

³⁾ Dept. of Architectural Engineering, Chungnam National University, Daejeon, 305-764, Korea

(Received October 20, 2004, Accepted May 9, 2005)

ABSTRACT

This experimental investigation was conducted to examine the seismic performance of reinforced concrete bridge columns. The columns were subjected to a constant axial load and a cyclic horizontal load-inducing reversed bending moment. The variables studied in this research were the volumetric ratios of transverse reinforcement ($\rho_s = 0.96, 1.44$ percent) and axial load ratios ($P/P_o = 0.05, 0.1, 0.2$) and concrete strengths (35, 60 MPa). Test results showed that bridge columns with 44% higher amounts of transverse reinforcement than that required by seismic provisions of ACI 318-02 showed ductile behavior. For bridge columns with axial load ratio(P/P_o) less than 0.2, the ratio of M_{max} over M_{ACI} , nominal moment capacity predicted by ACI 318-02 provisions, was consistently greater than 1 with approximately a 20% margin of safety.

Keywords : high-strength concrete, reinforced bridge, seismic behavior

1. 서 론

세계 어느 지역에서도 지진의 위험에 방심할 수 없을 정도로 지진은 인간에게 많은 재해를 불러일으킬 수 있는 잠재적인 위협성을 내포하고 있다. 국내의 경우 경주, 여월 지진은 한반도에서의 지진에 대한 인식을 새롭게 하였고 최근 일본 고베 지진, 터키 이즈미 지진과 인도의 지진을 계기로 많은 인명과 재산피해를 초래하면서 사회적인 관심이 고조되고 있다. 지진하중 하에서의 교량 구조물은 다른 구조물에 비해 잉여력이 부족하고 이로 인해 어느 한 부분의 요소가 파괴되면 전체적인 구조물의 붕괴를 초래한다.

한편 교량이 장주화, 대형화되어 가고 있는 추세에 따라 재료의 고강도화가 요구되고 있다. 고강도 콘크리트는 내구성 측면의 장점과 함께 부재의 크기를 감소시킬 수 있는 역학적인 측면의 장점을 가지고 있다. 고강도 콘크리트를 실무적으로 범용성을 확보하려면 구조적 거동에 대

한 다양한 주제의 연구 결과가 축적되어야 한다. 특히, 콘크리트의 압축강도가 커지게 되면 응력-변형도 곡선의 형태와 취성의 증대 등 물리적 재료성질의 차이로 인하여 구조물의 거동과 파괴 형태가 보통 강도 콘크리트를 사용한 경우와 달라질 수 있으므로 실험을 통하여 고강도 콘크리트 구조물의 거동을 파악함이 매우 중요하다.

고강도 콘크리트 기둥은 보통 강도 콘크리트 기둥에 비하여 취성적인 파괴 양상을 보이므로 콘크리트구조설계기준(1999)¹⁾과 도로교설계기준(2000)²⁾은 콘크리트 강도에 비례하여 횡구속 철근량을 설계하도록 하고 있으며, 내진 설계시에도 같은 개념으로 유도된 심부구속 철근량 산정식을 채택하고 있으나, 이 식들은 본래 중심축 하중에 대한 보통 강도 콘크리트 기둥의 실험 결과를 근거로 유도된 식이므로 지진과 같은 반복 횡하중이 작용하는 경우에 이 식의 적용 가능성이 의문시되고 있다. 따라서 지진 하중에 대한 연성거동이 요구되는 철근콘크리트교각에 고강도 콘크리트를 적용하기 위해서는 심부 구속 철근량에 따른 고강도 콘크리트 교각의 내진 거동에 대한 연구가 요구되고 있다. 이에 대한 국내의 실험적 연구로는 정영수 등³⁾, 손혁수 등⁴⁾에 의해 보통강도 콘크리트 기둥 시험체에 대

* Corresponding author

E-mail : skhwang21@naver.com

©2005 by Korea Concrete Institute

한 실험 연구가 수행된바 있으며, 이재훈 등⁵⁾은 콘크리트 압축강도가 60.2MPa 인 기둥 시험체에 대한 반복 하중 실험을 수행하여 도로교설계기준 나선 철근량의 0.98배로 배근된 시험체의 경우 축력비 0.21 이하에서 5.5~8.2의 변위 연성도가 나타났다고 보고하였다. 국외 실험 연구로서 Sheik와 Bayrak 등⁶⁾은 콘크리트 압축강도가 72MPa인 고강도 콘크리트 기둥에 대한 반복 횡하중 실험을 수행하여 충분한 양의 횡보강근으로 보강할 경우 높은 축력하에서도 연성적인 거동을 보이고 있음을 보고한 바 있으나 아직까지 연구 자료가 매우 미미한 상태이다.

본 연구에서는 콘크리트 교각의 내진 성능에 영향을 미치는 중요한 요인으로 보고되고 있는 콘크리트 강도, 횡보강근 체적비, 축력비를 실험 변수로 하여 반복 하중을 받는 고강도 콘크리트 교각의 실험적 연구를 수행한 후 채택된 변수에 따른 교각의 파괴 형태, 휨 거동, 내진 성능을 비교 분석하고 기준식 및 제안식의 적용 가능성을 검토하였다.

2. 실험 계획

2.1 시험체 계획

시험체는 Table 1과 같이 총 6개를 제작하였으며 시험체의 휨거동을 유도하기 위해 전단경간비(h/D)를 4.0으로 고정하였다. 실험 구간인 기둥의 단면은 400mm×400mm, 높이는 1600mm이다. 각 시험체의 하단부는 시험체의 고정과 단부 파괴를 방지하고자 1200mm×700mm×500mm 스티브를, 상부에는 횡방향 하중을 가력하기 위해 700mm×400mm×400mm 스티브를 Fig. 1과 같이 제작하였다. 축방향 철근으로는 HD40 급 이형철근 D16-16본(철근비 2.0%)을 사용하였으며 횡방향 철근으로는 D10을 그림 1과 같이 배근하였다. 축방향 철근에 대한 피복 두께는 15mm 이다. 횡보강근의 후크 구부림 각도는 135°로 하였으며, 후크 길이는 모두 횡보강근 직경의 6배 이상으로 하였다.

실험의 주요 변수는 콘크리트의 강도, 횡보강근 체적비, 축력비로서 Table 1에 나타내었다. 시험체명의 첫 번째 기

호 NC와 HC는 콘크리트의 설계 강도가 각각 35MPa, 60MPa를 의미하며 두 번째 기호 H는 후프(Hoop)형 띠철근을 의미하며 세 번째 기호 S는 식 (1)과 (2)로 계산되는 현행 ACI설계기준⁷⁾의 심부 구속 철근 요구량에 준한 횡보강근량을 의미하여 A는 44%를 증가시킨 횡보강근량을 나타내며 마지막 기호 0.1P의 0.1은 축력비(P/P₀)를 나타낸다.

$$A_{sh} = 0.3sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (1)$$

$$A_{sh} = 0.09sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (2)$$

2.2 재료 실험

2.2.1 콘크리트 강도

시험체 제작에 사용된 콘크리트는 Table 2와 같이 설계 강도 35MPa, 60MPa 2종류의 배합으로 최대 골재 치수는 20mm, 슬럼프는 각각 190mm, 18mm로 나타났다. 콘크리트 압축강도 실험은 KS F 2404 규정에 준하여 실시하였으며 각 재령별 표준공시체에 대한 콘크리트 압축강도와 재령 28일시 탄성계수는 Table 3에 나타내었다.

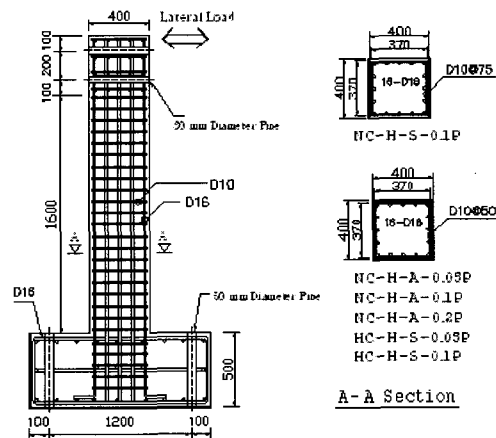


Fig. 1 Details of specimens (Unit : mm)

Table 1 Properties of specimens

Specimen	Transverse reinforcement							Longitudinal bar			f _{ck} (MPa)	P/f _{ck} · A _g	Set.
	Bar	S (mm)	Detail	ρ _s ¹⁾ (%)	ρ _s /ρ _s (ACI)	f _{yh} (MPa)	ρ _s · f _{yh} /f _{ck}	Bar	f _y (MPa)	ρ _f (%)			
NC-H-S-0.1P	D10	75	H	0.96	1.00	422.20	11.82	16-D16	418.40	2.00	34.30	0.1	NC-series
NC-H-A-0.05P	D10	50	H	1.44	1.50	422.20	20.68	16-D16	418.40	2.00	34.30	0.05	
NC-H-A-0.1P	D10	50	H	1.44	1.50	422.20	20.68	16-D16	418.40	2.00	34.30	0.1	
NC-H-A-0.2P	D10	50	H	1.44	1.50	422.20	20.68	16-D16	418.40	2.00	34.30	0.2	
HC-H-S-0.05P	D10	50	H	1.44	0.95	422.20	20.68	16-D16	418.40	2.00	61.20	0.05	HC-series
HC-H-S-0.1P	D10	50	H	1.44	0.95	422.20	20.68	16-D16	418.40	2.00	61.20	0.1	

¹⁾ Ratio of transverse reinforcement over spacing S to core volume of concrete confined by transverse reinforcement (measure out-to-out)

Table 2 Mix proportions for concrete

f_{ck} (MPa)	W/C (%)	Slump (cm)	S/A (%)	Water constant (kg/m ³)	Unit weight (kg/m ³)					
					C	S	G	S.P	Slag	Silica
35	33.1	18	45	180	479	629	963	4.35	65	-
60	20.0	18	45	120	597	664	818	12	113	40

Table 3 Concrete compressive strengths

f_{ck} (MPa)	Average strengths (MPa)				E_c (MPa)
	7 days	14 days	21 days	28 days	
35	23.62	29.45	32.93	34.3	26,166
60	40.62	49.50	55.63	61.20	31,520

Table 4 Properties of reinforcement

	E_s (MPa)	f_y (MPa)	ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	f_u (MPa)	Elongation (%)
HD10	175,126	413.56	2,600	611.62	16.99
HD16	186,102	410.52	2,200	612.89	14.20

2.2.2 철근의 인장강도

본 연구에서는 D10, D16의 이형철근을 사용하였으며, 사용된 철근의 재료 특성을 파악하기 위하여 KS D 0801 (금속재료 인장시험편 규정)에 따라 시험편을 제작하였으며, KS D 0802의 금속재료 인장시험 방법에 따라 인장시험을 실시하였다. 철근의 인장 실험 결과는 Table 4에 나타내었다.

2.3 실험 방법

본 연구에서는 지진 하중을 받는 구조물의 연성을 파악하기 위해 가장 보편적으로 상용되고 있는 유사정적실험을 수행하였다. 시험체는 Fig. 2와 같이 반력바닥판에 수직으로 설치하고 상부 스테에 부착된 500 kN 용량의 가력기(actuator)를 사용하여 기둥하단에서 1,800 mm인 위치에 횡하중을 가력하였다. 축력은 기둥 상부 스테드의 재하판과 바닥판 하부의 유압잭(2개)을 연결시키는 $\phi 38$ mm 강봉 2개를 사용하여 하중을 가력하였으며, 1,000 kN 용량의 하중계(load cell) 2개를 설치하여 축력 변화를 측정하면서 일정한 축력이 가해지도록 조절하였다. 횡방향 하중은 항복변위를 구할 때까지는 항중제어 방식을 사용하고, 항복변위 이후에는 변위제어 방식을 사용하였다.

항복변위를 결정하기 위해 시험체의 단면 해석을 통해 구한 공칭모멘트(M_n)에 해당하는 횡력(V_{if})을 Fig. 3과 같이 결정한 후, $0.75V_{if}$ 의 수평하중을 push 방향과 pull 방향 변위를 각각 구한 뒤 그 변위를 0.75로 나눈 각 방향의 항복변위를 평균하여 최종항복변위(Δ_y)를 결정하였다. 항복변위부터는 Fig. 4와 같이 $1\Delta_y, 1.5\Delta_y, 2\Delta_y, 3\Delta_y, \dots$ 의 변위제어방식으로 각 변위마다 3사이클씩 반복하여 하중을 가력하였다. 극한변위의 결정은 횡방향 하중이 최대강

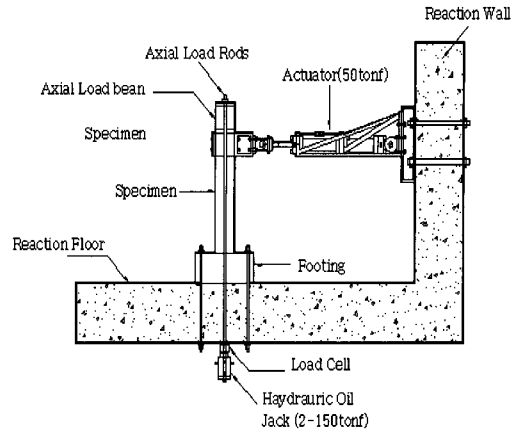


Fig. 2 Test setup and loading conditions

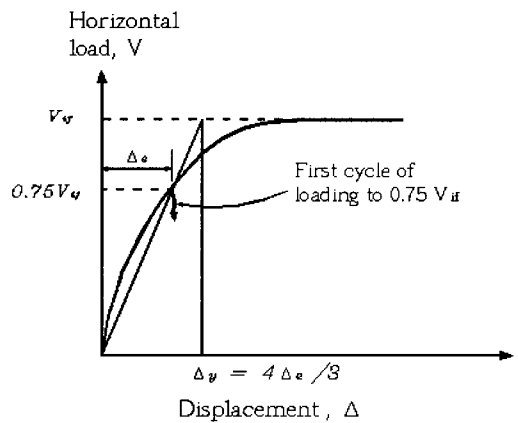


Fig. 3 Definition of yield displacement

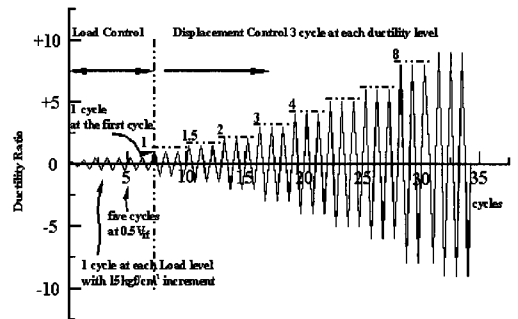


Fig. 4 Lateral displacement sequence

도 도달 후 20%의 강도 저하가 발생할 때의 변위로 정의하였다(Park, 1991 ; Priestley 등, 1996).

측정 장치로는 재하 단계별 기둥의 휨 곡률을 측정하기 위하여 Fig. 5와 같이 기둥 시험체 약 측면에 각각 4개의 전기선변위계(LVDT)를, 축변위 및 횡변위 측정에 의하여 각각 1개, 2개의 변위계를 설치하였다. 또한, 재하단계별 주근 및 횡보강근의 변형상태를 파악하기 위하여 지정된 부위에 철근 변형률 측정 게이지(WSG)를 부착하였다.

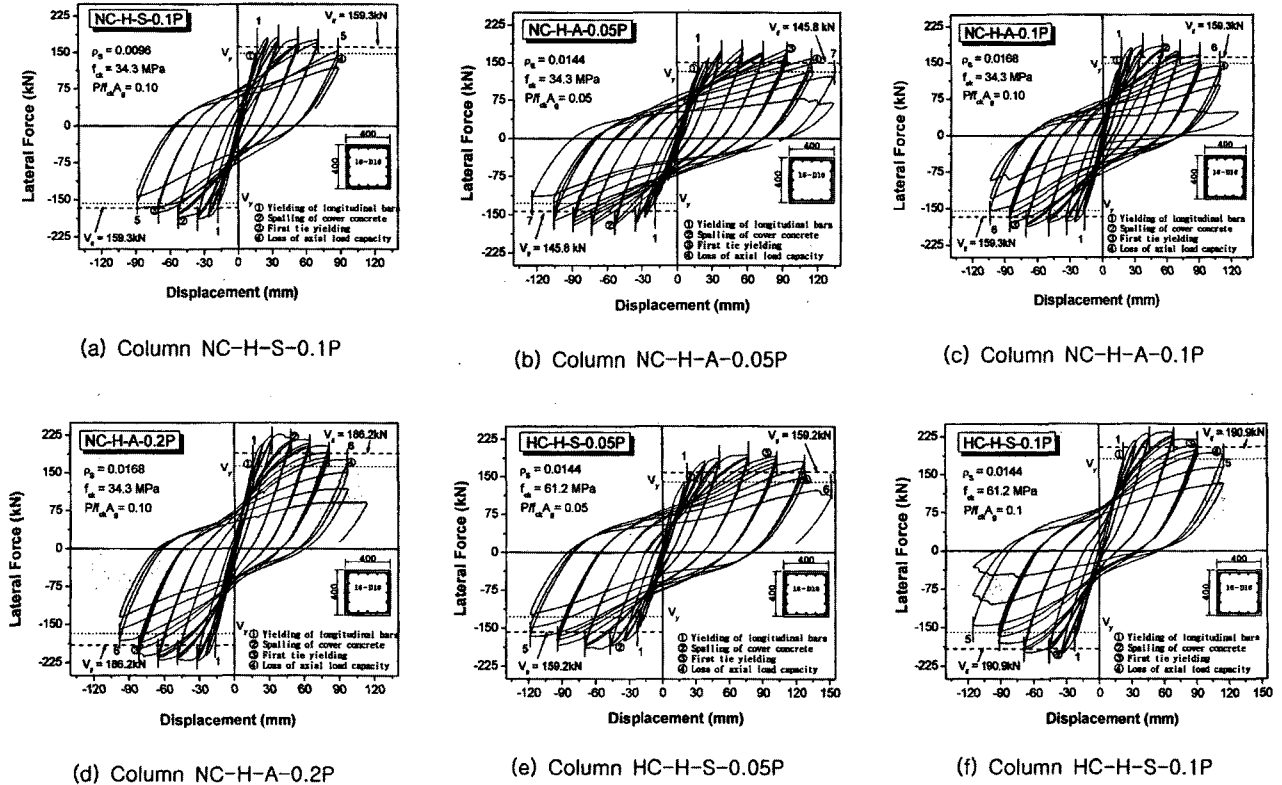


Fig. 7 Lateral force-displacement hysteresis

강도 이후의 거동은 축력비에 따라 차이를 보이고 있다. 즉, 축력비가 0.05에서 0.1, 0.2로 증가함에 따라 최대내력은 증가하나 최대내력 이후 보다 큰 하중 저하를 보였다.

3.3 철근 변형률

Fig. 8은 NC-H-S-0.1P 시험체의 길이방향 철근의 변형도를 나타낸 것으로 연성비(ductility ratio) 1에서 주근이 항복변형률에 도달한 후 연성비가 증가할수록 주근의 변형도가 증가하는 경향을 보이고 있다. 특히, 하부 스텐브(Stub)로부터 1.0D 구간(400mm)에서 큰 변형도를 보이고 있다. 또한 횡보강근의 변형도는 Fig. 9에서 보는 바와 같이 연성비 4~5에 이르러 항복변형률에 도달한 후 연성비가 증가함에 따라 하부 스텐브에서부터 0~400mm 구간의 횡보강근의 변형도가 급격히 증가하고 있음을 보여주고 있다. 이는 횡변위가 증가하면서 압축을 받는 부분의 콘크리트가 외부로 횡방향 응력을 유발시켜 횡보강근의 변형도가 증가하는 것으로 판단되며 이로 인해 주근의 좌굴이 더욱 급진전되어 횡하중의 급격한 저하를 유발시킨다.

3.4 휨강도

Table 5는 시험체별 휨강도로서 현행 ACI 규준식에 의한 이론값과 실험값을 비교한 것이다. Table 5에 나타난

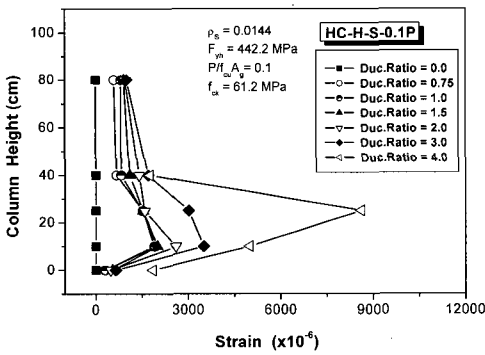


Fig. 8 Strain profiles in longitudinal bar

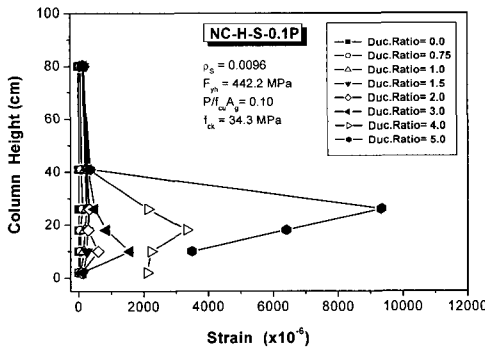


Fig. 9 Strain profiles in transverse reinforcement

Table 5 Flexural strength and displacement ductility

Specimen	Transverse reinforcement			f_{ck} (MPa)	P/ ($f_{ck} \cdot A_g$)	Flexural strength			Displacement (mm)			Displacement ductility $\mu\Delta$	
	S (mm)	ρ_s (%)	ρ_s/ρ_s (ACI)			M_{exp} (kN.m)	M_{ACI} (kN.m)	$\frac{M_{exp}}{M_{ACI}}$	Δy	$\Delta 80\%$			
										(+)	(-)	Ave.	$\Delta 80\% / \Delta y$
NC-H-S-0.1P	75	0.96	1.00	35	0.1	327.0	227.1	1.44	18.3	87.1	87.3	87.2	4.77
NC-H-A-0.05P	50	1.44	1.50	35	0.05	324.6	261.8	1.24	18.5	123.5	113.2	118.3	6.39
NC-H-A-0.1P	50	1.44	1.50	35	0.1	333.9	287.8	1.16	17.7	90.1	103.5	96.8	5.46
NC-H-A-0.2P	50	1.44	1.50	35	0.2	408.5	334.8	1.22	17.5	94.0	97.7	95.8	5.47
HC-H-S-0.05P	50	1.44	0.95	60	0.05	343.8	284.1	1.21	25.0	138.2	125.8	132.0	5.31
HC-H-S-0.1P	50	1.44	0.95	60	0.1	395.1	346.6	1.14	23.0	109.6	96.5	103.1	4.48

바와 같이 시험체의 휨강도는 324.6kN ~ 408.5kN 범위로 나타났으며 이 실험값은 ACI 규준식에 의한 계산값 M_{ACI} 을 약 20% 이상 초과하고 있어 규준식이 휨강도를 안전적으로 평가하고 있음을 알 수 있다. 변수에 따른 휨강도 분석 결과, 횡보강근 체적비의 증가할수록, 축력비가 증가할수록 휨강도는 증가하는 경향을 보이고 있다. 또한, 동일한 축력과 횡보강근비로 보강된 시험체의 경우 콘크리트강도의 증가는 기둥의 휨강도를 증가시키고 있음을 보여주고 있다.

3.5 변위 연성

철근콘크리트 교각에서 콘크리트 강도, 횡보강근 체적비, 축력비가 교각의 연성 증진에 끼치는 영향을 평가하기 위하여 각 변수에 따른 시험체별 변위 연성을 산정하여 Table 5에 나타내었다. 본 논문에서 적용한 변위 연성은 이상화된 횡하중-변위 곡선으로부터 최대하중 이후 내력이 20% 저하된 시점에서의 변위 $\Delta_{80\%}$ 를 극한변위로 정의하였으며 이 극한변위를 항복변위 Δ_y 로 나누어 산정하였다. Fig. 10에 나타난 바와 같이 횡보강근비를 규준보다 44% 증가시 NC-A-1P 시험체가 규준에 하여 배근한 NC-S-1P 시험체보다 15% 증가된 변위연성을 보이고 있다. 이는 횡보강근이 심부 콘크리트를 보다 효과적으로 구속하고 주근의 좌굴을 억제시켜 최대하중 이후 보다 안정적인 내력 저하를 보이기 때문인 것으로 사료된다. 한편, 동일한 축력과 횡보강근비로 보강된 시험체의 경우 Fig. 11에 나타낸 바와 같이 콘크리트 강도의 증가는 변위연성을 감소시키고 있음을 보여주고 있다. 또한, 동일한 조건 하에서 시험체에 작용하는 축력비의 증가는 Fig. 12과 같이 변위연성의 감소를 초래하는 경향을 확인 할 수 있었다.

4. 결 론

반복 하중을 받는 고강도 콘크리트 교각의 실험적 연구를 수행한 후 콘크리트 강도, 횡보강근 체적비, 축력비에 따른 교각의 파괴 형태, 휨 거동, 내진 성능을 비교·분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

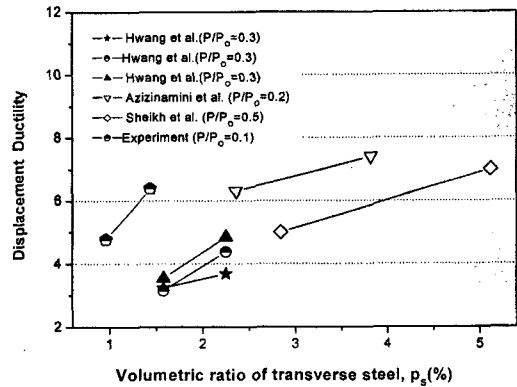


Fig. 10 Displacement ductility and volumetric ratio of transverse steel

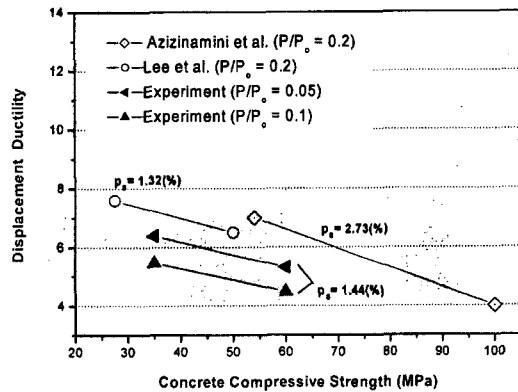


Fig. 11 Displacement ductility and concrete compressive strength

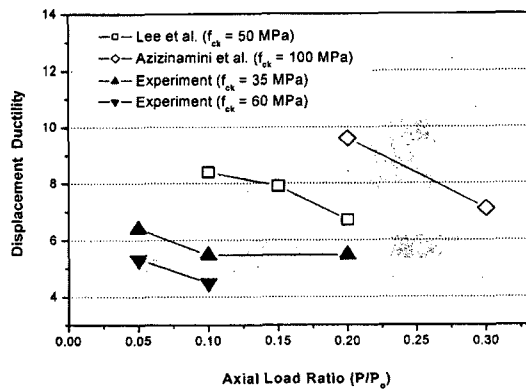


Fig. 12 Displacement ductility and axial load ratio

- 1) 보통강도 콘크리트 시험체와 고강도 콘크리트 시험체 모두 기동 하부에서 1.0D 떨어진 구간에서 소성현상이 형성되었으며 이 구간에서 주근 및 횡보강근의 변형률이 크게 증가하는 경향을 보이고 있었다. 특히, 고강도 콘크리트 기동에서는 균열의 형태는 수평균열과 더불어 수직균열이 다소 많이 발생하였으며 이후 콘크리트의 피복박리가 빠른 속도로 진행되어 연성비 5에서 최종 파괴되었다.
- 2) 반복하중을 받는 교각의 휨강도는 ACI 기준식에 의한 이론값보다 약 20% 증가된 값을 보이고 있어 ACI 기준식은 휨강도를 안전적으로 평가하는 것으로 나타났다.
- 3) 동일한 콘크리트 압축강도와 축력비가 작용하는 경우, 횡보강근 체적비가 증가할수록 변위 연성이 증가하는 경향을 나타내고 있다. 이는 횡보강근비의 증가로 횡보강근이 주근의 좌굴을 억제하고, 주근과 콘크리트 사이의 일체성을 향상시켜 효과적으로 심부콘크리트 구속시키기 때문인 것으로 판단된다.
- 4) 시험체에 작용하는 축력비와 횡보강근의 체적비가 동일할 경우, 콘크리트 압축강도가 증가할수록 변위 연성이 감소하였다.
- 5) 콘크리트 압축강도와 횡보강근의 체적비가 동일할 경우, 시험체에 작용하는 축력비가 증가할수록 변위 연성이 감소하는 경향을 보이고 있었다.

감사의 글

본 논문은 2004년도 충남대학교 자체연구비의 지원에 의하여 연구되었음.

참고문헌

1. 건설교통부, 콘크리트구조설계기준, 건설교통부, 1999.
2. 건설교통부, 도로교설계기준, 건설교통부, 2000.
3. 박종협, 조창백, 박희상, 정영수, “약진지역의 원형 내진 RC교각의 내진성능 평가”, 한국콘크리트학회 봄 학술발표회논문집, Vol.12, No.1, 2000, pp.452~457.
4. 손혁수, 배성용, 박찬민, 이재훈, “서해대교 PSM교 교각의 내진성능 평가에 관한 실험적 연구”, 한국지진공학회 춘계 학술발표회논문집, Vol.4, No.1, 2000, pp. 319~326.
5. 이재훈, 김광수, 배성용, “지진하중에 대한 고강도콘크리트 나선철근교각의 한정연성거동”, 대한토목학회 논문집, Vol.23, No.3A, 2003, pp.385~395.
6. Bayrak, O. and Sheikh, S.A., “High-Strength Concrete Columns under Simulated Earthquake Loading”, *ACI Structural Journal*, Vo.94, No.6, 1997, pp.708~722.
7. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, American Concrete Institute, 1999.
8. Azizinamini, A., Kuska, S., Brungardt, P., and Hatfeild, E., “Seismic Behavior of Square High-Strength Concrete Columns”, *ACI Journal*, Vol.91, No.3, 1994, pp.336~345.
9. 황선경 외 4인, “횡보강근에 따른 반복하중을 받는 고강도 콘크리트 기둥의 거동”, 대한건축학회 논문집, 18 권 4호, 2002, pp.11~18.

요 약

본 연구에서는 콘크리트 교각의 내진성능에 영향을 미치는 중요한 요인으로 보고되고 있는 콘크리트 강도, 횡보강근 체적비, 축력비를 실험변수로 하여 반복하중을 받는 고강도콘크리트 교각의 실험적 연구를 수행한 후 채택된 변수에 따른 교각의 파괴 형태, 휨거동, 내진성능을 비교분석하고 기준식 및 제안식의 적용가능성을 검토하였다. 실험결과 철근콘크리트 교각의 하중-변위 관계에서 ACI 기준에 의한 횡보강근 체적비보다 44% 증가시킨 경우 최대내력 이후 보다 안정된 이력거동 양상을 나타내었다. 기동 하부에서 1.0D 떨어진 구간에서 주근 및 횡보강근이 큰 변형도를 보이고 있어 철근콘크리트 교각의 연성을 향상시키기 위해서는 주근의 좌굴을 방지하기 위한 횡보강근의 세심한 고려가 요구된다. 반복하중을 받는 교각의 휨강도는 ACI 기준식에 의한 이론값보다 약 20% 증가된 값을 보이고 있어 ACI 기준식은 휨강도를 안전적으로 평가하는 것으로 나타났다. 시험체별 변위연성을 비교한 결과 횡보강근 체적비가 증가할수록 그리고 작용 축력비 및 콘크리트 압축강도가 감소할수록 변위 연성이 증가하는 경향을 나타내고 있어 철근콘크리트 교각의 연성에 횡보강근 체적비와 축력비 및 콘크리트의 압축강도가 중요한 요인으로 작용할 것으로 예상된다.

핵심용어 : 고강도 콘크리트, 철근콘크리트 교각, 내진 거동