

고강도 철근콘크리트 교각의 내진거동특성

Characteristic Behavior of High-Strength Reinforced Concrete Bridge Column under Simulated Seismic Loading

나홍성* 이경준* 류효진* 황선경** 이진옥***
Ra, Hong-Seong Lee, Kyoung-Joon Ryu, Hyo-Jin Hwang, Sun-Kyoung Lee, Chin-Ok

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 are the volumetric ratio of transverse reinforcement ($\rho_s = 0.96, 1.44$ per cent) and axial load ratio (0.05, 0.1, 0.2 P/Po) and strength ($350\text{kgf/cm}^2, 600\text{kgf/cm}^2$). Test results show that bridge columns with 50 per cent higher amounts of transverse reinforcement than that required by seismic provisions of ACI 318-02 showed ductile behaviour. For bridge columns with axial load ratio(P/Po) less than 0.2, the ratio of Mmax over Maci, nominal moment capacity predicted by ACI 318-02 provisions, is consistently greater than 1 with approximately a 20 percent margin of safety.

1. 서론

세계 어느 지역에서도 지진의 위협에 방심할 수 없을 정도로 지진은 인간에게 많은 재해를 불러 일으킬 수 있는 잠재적인 위험성을 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. 지진하중하에서의 교량 고조물은 다른 구조물에 비해 잉여력이 부족하고 이로 인해 어느 한 부분의 요소가 파괴되면 전체적인 구조물의 붕괴를 초래한다. 또한 교량이 장주화, 대형화되어 가고 있는 추세에 따라 요구되는 재료의 고강도화가 요구되고 있지만 재료의 취성적인 특성으로 인해 지진시 유발되는 복잡한 하중상태하에서 고강도 콘크리트 교각의 내진성능이 의문시 되고 있다. 따라서 철근콘크리트 구조물의 내진성능 평가 및 재료의 취성적인 특성을 보완하기 위해서는 고강도 철근콘크리트 교각에 관한 정확한 연성예측이 매우 중요하다. 본 연구에서는 교각의 실험적 연구를 통해 고강도 콘크리트 사용시 교각의 휨거동 및 내진성능을 규명하기 위하여 각국의 내진 기준식과 내진상세에 관하여 검토하고 이를 토대로 고강도 철근콘크리트 교각의 휨거동 및 내진성능을 평가하기 위하여 총 7개의 시험체를 제작하였다. 콘크리트 교각의 내진성능에 영향을 미치는 중요한 요인으로 보고되고 있는 콘크리트 강도, 횡보강근 체적비, 축력비, 전단경간비(H/D)를 실험변수로 채택하여 변수에 따른 교각의 파괴형태, 휨거동, 내진성능을 비교분석하고 기준식 및 제안식의 적용가능성을 검토하였다.

2. 실험체 설계 및 제작

2.1 시험체 계획

시험체는 표 2.1과 같이 총 7개를 제작하였으며 6개의 시험체는 전단경간비(h/D)를 4.0으로 고정하고 1개의 시험체는 전단경간비를 2.0으로 하였다. 각 시험체의 하부에는 고정단 효과를 위해 $1200\text{mm} \times 700\text{mm} \times 500\text{mm}$ 스테르브를, 상부에는 횡방향 하중을 가력하기 위해 $700\text{mm} \times 400\text{mm} \times 400\text{mm}$ 스테르브

* 충남대학교 대학원
*** 정회원, 충남대학교 부교수

** 우송대학교 강의전담교수

를 두어 그림 2.1과 같이 제작하였다. 기둥 단면은 400mm × 400mm × 1600mm, 시험체의 보강용 철근으로 사용되는 주근은 SD40의 이형철근 D16-16본(주근비 2.0%)을 사용하였다. 띠철근은 SD40의 이형철근 D10을 그림 2.1과 같이 배근하였다. 시험체의 상하단 스티브는 기둥부재보다 충분한 강도와 연성을 갖도록 철근으로 충분히 보강하였다.

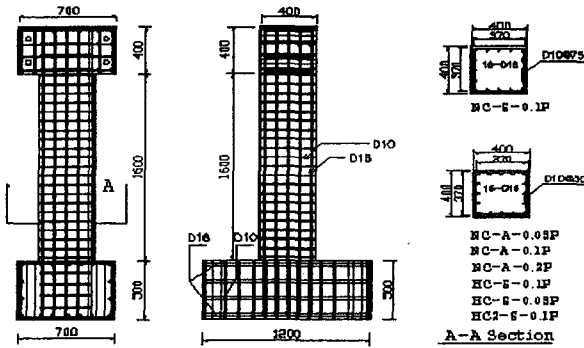


그림 2.1 시험체 단면상세 (단위: mm)

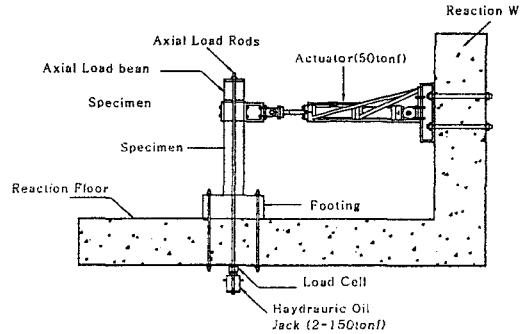


그림 2.2 시험체 설치상황

표 2.1 시험체 일람

Specimen	Transverse reinforcement					Longitudinal Bar			f_{ck} (kgf/cm ²)	$\frac{P}{f_{ck} \cdot A_g}$	Cover (mm)
	Bar	S (mm)	Type	ρ_s (%)	f_{yh} (kgf/cm ²)	Bar	f_{yh} (kgf/cm ²)	ρ_s (%)			
NC-S-0.1P	HD10	78	hoop	0.96	4,220	16-HD16	4,184	2.0	346	0.1	15
NC-A-0.05P	HD10	45	hoop	1.44	4,220	16-HD16	4,184	2.0	360	0.05	15
NC-A-0.1P	HD10	45	hoop	1.44	4,220	16-HD16	4,184	2.0	343	0.1	15
NC-A-0.2P	HD10	45	hoop	1.44	4,220	16-HD16	4,184	2.0	355	0.2	15
HC-S-0.1P	HD10	45	hoop	1.44	4,220	16-HD16	4,184	2.0	603	0.1	15
HC-S-0.05P	HD10	45	hoop	1.44	4,220	16-HD16	4,184	2.0	597	0.05	15
HC2-S-0.1P	HD10	45	hoop	1.44	4,220	16-HD16	4,184	2.0	610	0.1	15

2.2 재료 실험 및 시험과정

시험체 제작에 사용된 콘크리트는 설계강도 350kgf/cm²인 경우, 최대골재치수 19mm, 슬럼프 18cm 그리고 설계강도 600kgf/cm²인 경우에는 최대 골재치수 20mm, 슬럼프 18cm의 콘크리트를 사용하였다. 각 시험체의 실험시 측정된 콘크리트 압축강도는 표 2.1에 나타내었고 시험체 제작에 사용된 HD16, HD10 철근의 인장시험결과는 표 2.2과 같다.

표 2.2 철근의 역학적 성질

Type	E_s ($\times 10^6$ kgf/cm ²)	f_y (kgf/cm ²)	ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	f_u (kgf/cm ²)	ϵ_u ($\times 10^{-6}$)
HD16	1.899	4184	0.0022	6254	0.14204
HD10	1.787	4220	0.0026	6241	0.16990

본 연구에서는 지진하중을 받는 구조물의 연성을 파악하기 위해 가장 보편적으로 상용되고 있는 유사정적실험을 행하였으며 계단형 하중 패턴을 사용하였다. 변위이력은 그림 2.3과 같이 주근의 항복 전까지는 하중제어를 하며 항복 후에는 항복변위의 배수로 변위제어를 하였다.

3. 시험결과 및 분석

3.1 균열 및 파괴상황

NC-S-0.1P~NC-A-0.2P 시험체에서 초기 휨균열은 횡하중 4~5tonf 발생하였으며, 그 후 횡하중이

증가함에 따라 휨균열은 인접한 단면으로 더욱 진전되었고 연성비 1에서 전단균열로 발전되었다. 그 후 연성비 3에 이르러 전단균열의 깊이가 증가되면서 기둥 좌·우측 하부 모서리부분에 수직균열 및 압괴로 인한 피복박리가 시작되었다. 연성비 4에서는 기둥의 모든면에서 피복박리가 급격히 진전되어 주근 및 횡보강근이 노출되었고 연성비 5에서 완전히 피복이 박리되어 횡보강근이 외부로 부풀어 오르면서 주근의 좌굴이 시작되었다. 이때 횡하중이 급격히 저하되었으며 연성비 6~7에서 최종 파괴되었다. HC-S-0.1P~HC2-S-0.1P 시험체에서 초기 휨균열은 각각 횡하중 13.4tonf, 7.5tonf, 16.38 tonf 에서 발생하였으며, NC계열과 비슷한 양상을 보이다가 연성비 4~5에서 최종 파괴되었다.

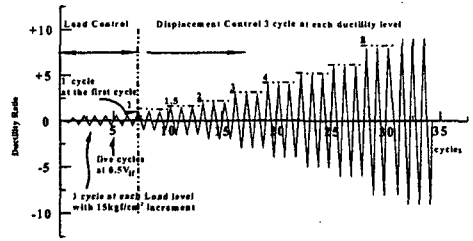
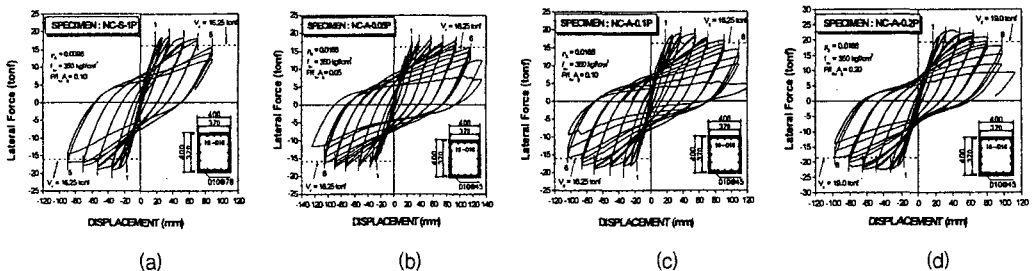


그림 2.3 변위이력

3.2 하중-변위 관계 및 철근의 변형도

그림 3.1(a~f)은 일정축력 하에서 횡하중을 점증 반복가력하여 얻은 하중-변위 곡선으로 그림에서 점선으로 표현된 V_{if} 는 ACI 규준에 준하여 산정된 휨강도를 기둥의 높이(기둥 하단부에서 횡하중 가력점까지의 거리)로 나눈 계산값이다. 아래 그림에 나타난 바와 같이 규준에 의한 계산값 V_{if} 에 대한 각 시험체의 최대내력의 비율은 보통강도(350kgf/cm^2) 시험체의 경우, 1.14~1.24 범위로 실험값이 평균 19% 크게 나타났고 고강도(600kgf/cm^2) 시험체의 경우, 1.14~1.21 범위로 실험값이 평균 17.5% 크게 나타났다. 횡보강근 체적비에 따른 이력거동을 살펴보면, 체적비가 증가할수록 안정된 내력감소를 보이고 있으며 이는 횡보강근비의 증가로 횡보강근이 주근의 조기좌굴을 억제하고, 주근과 콘크리트 사이의 일체성을 향상시켜 효과적으로 심부콘크리트 구속시키기 때문인 것으로 판단된다. 한편, 축력비에 따른 비교에서는 작용 축력비가 작은 시험체가 다른 시험체에 비해 안정된 이력거동을 보이고 있다. 그리고 강도에 따른 시험체의 거동을 살펴보면 거의 비슷한 양상을 보이지만 전단경간비가 작은 HC2-S-0.1P의 시험체가 약간의 취성적인 거동을 보였다.

주근의 변형도는 연성비 1에서 항복하고 있으며 연성비가 증가할수록 변형도가 증가하고 특히, 하부 스테르브로부터 1.0D(40cm) 구간에서 큰 변형도를 보이고 있다. 또한 횡보강근의 변형도는 연성비 4~5에 이르러 항복에 도달하며 그 후 연성비가 증가하면서 비례하여 증가하고 있다. 이는 변위가 증가하면서 압축을 받는 부분의 콘크리트가 외부로 부풀어 오르면서 횡보강근의 변형도가 증가하는 것으로 판단되며 이로 인해 주근의 좌굴이 더욱 급진전되어 횡하중의 급격한 저하를 유발시킨다. 따라서, 철근콘크리트 교각의 연성을 향상시키기 위해서는 주근의 좌굴을 방지하기 위한 횡보강근의 세심한 고려가 요구된다.



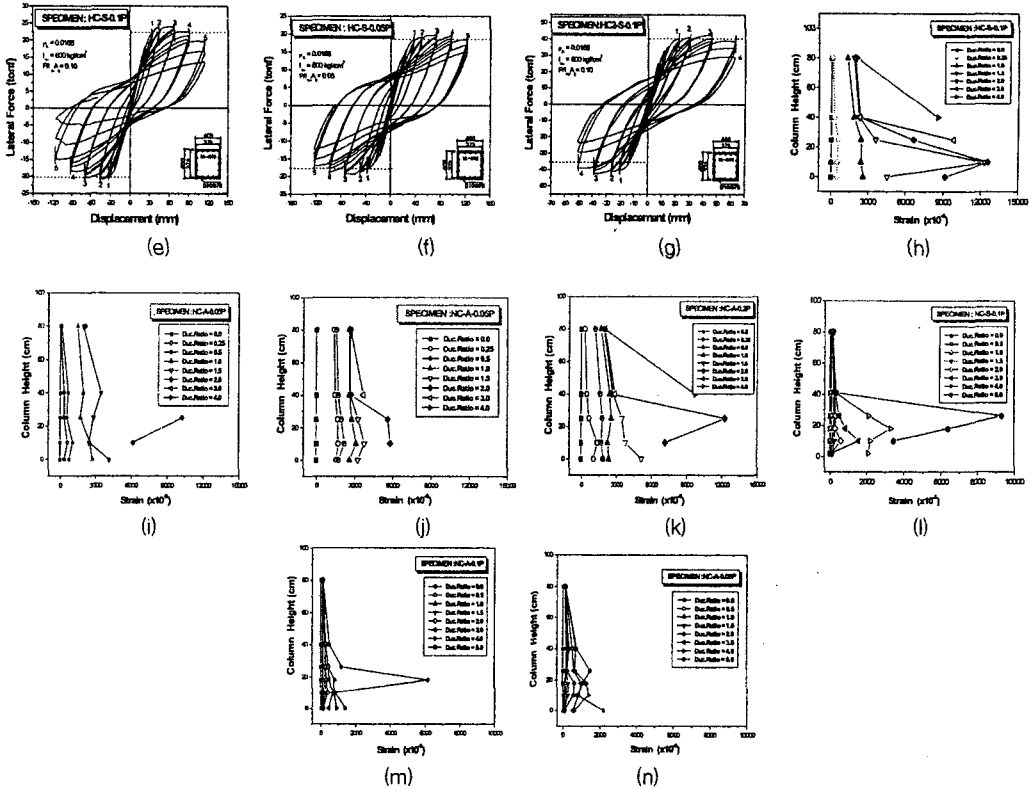


그림 3.1 하중-변위 곡선(a-f) 및 철근의 변형도(g~q)

3.3 휨강도 및 변위연성

표 3.1은 시험체별 휨강도로서 현행 ACI 규준식에 의한 이론값과 실험값을 비교한 것이다. 표에 나타난 바와 같이 실험값 M_{exp} 은 휨보강근비를 규준보다 50% 증가시킨 NC-A-0.1P 시험체가 규준에 준하여 배근한 NC-S-0.1P 시험체보다 0.7tonf 증가된 휨강도를 보이며 ACI 규준식에 의한 계산값은 실험값보다 약 12.5% 감소된 값을 보여 휨강도를 안전적으로 평가하고 있음을 알 수 있다.

표 3.1 휨내력 및 변위연성 비교

Specimen	Transverse reinforcement		Longitudinal Bar			f_{ck} (kgf/cm ²)	Flexural strength			Displacement (mm)			displacement ductility μ_{Δ} $\delta_{80\%}/\delta_y$	
	S(mm)	ρ_s (%)	f_{yh} (kgf/cm ²)	f_y (kgf/cm ²)	ρ_l (%)		M_{exp} (tonf.m)	M_{aci} (tonf.m)	$\frac{M_{exp}}{M_{aci}}$	δ_y	$\delta_{80\%}$			
											(+)	(-)		Ave.
NC-S-0.1P	78	0.96	4,220	4,184	2.0	350	33.37	29.25	1.44	18.3	87.1	87.3	87.2	4.77
NC-A-0.05P	45	1.44	4,220	4,184	2.0	350	33.12	26.80	1.24	18.5	123.5	113.2	118.3	6.39
NC-S-0.1P	45	1.44	4,220	4,184	2.0	350	34.07	29.25	1.16	17.7	90.1	103.5	96.8	5.46
NC-S-0.2P	45	1.44	4,220	4,184	2.0	350	41.68	34.20	1.22	17.5	94.0	97.7	95.8	5.47
HC-S-0.1P	45	1.44	4,220	4,184	2.0	600	40.10	35.06	1.14	23.0	109.6	96.5	103.1	4.48
HC-S-0.05P	45	1.44	4,220	4,184	2.0	600	35.32	29.23	1.21	25.0	138.2	125.8	132.0	5.31
HC2-S-0.1P	45	1.44	4,220	4,184	2.0	600	37.23	-	-	14.3	59.1	49.0	54.1	3.78

철근콘크리트 교각에서 콘크리트 강도, 횡보강근 체적비, 축력비가 교각의 연성증진에 끼치는 영향을 평가하기 위하여 각 변수에 따른 시험체별 변위연성을 비교하여 표 3.1에 나타내었다. 표에 나타난 바와 같이 횡보강근비를 규준보다 50% 증가시 NC-A-1P 시험체가 규준에 하여 배근한 NC-S-1P 시험체보다 15% 증가된 변위연성을 보이고 있다. 이는 횡보강근이 심부콘크리트를 보다 효과적으로 구속하고 주근의 좌굴을 억제시켜 최대하중이후 보다 안정적인 내력저하를 보이기 때문인 것으로 사료된다. 단, 여기서 적용된 변위연성은 최대하중이후 내력이 20% 저하된 시점에서의 변위를 항복변위로 나눔값으로 정의하였다.

3.4 에너지 소산

철근콘크리트 부재의 에너지 소산특성은 부재가 경험하는 변위이력에 좌우된다. 따라서 본 연구에서는 점중가력되는 실험체의 하중-변위 곡선을 가지고 에너지 소산특성을 평가하였다. 그림 3.2과 같이 전 시험체의 에너지 소산능력은 각 시험체 실험결과 값에 의한 하중-변위 곡선의 각 사이클당 곡선의 내부면적으로 계산 한 각 시험체의 에너지 소산능력을 비교하여 그림 3.3에 나타내었다.

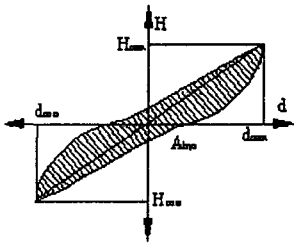


그림 3.2 에너지 소산의 정의

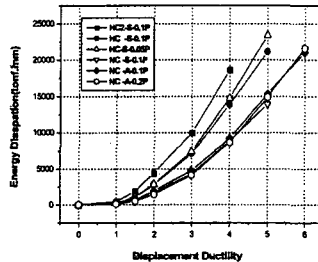


그림 3.3 에너지 소산의 비교

4. 결론

- (1) 철근콘크리트 교각의 하중-변위 관계에서 최대내력은 규준에 의한 계산값 V_{if} 보다 평균 17.5~19% 크게 나타났으며 ACI 규준에 의한 횡보강근 체적비보다 50% 증가시킨 경우 최대내력 이후 보다 안정된 이력거동 양상을 나타내었다.
- (2) 기둥 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.
- (3) 반복하중을 받는 교각의 휨강도는 ACI 규준식에 의한 이론값보다 13% 증가된 값을 보이고 있어 ACI 규준식은 휨강도를 안전적으로 평가하는 것으로 나타났다.
- (4) 시험체별 변위연성을 비교한 결과 횡보강근 체적비가 증가할수록 그리고 작용 축력비 및 강도가 감소할수록 변위 연성이 증가하는 경향을 나타내고 있어 철근콘크리트 교각의 연성에 횡보강근 체적비와 축력비 및 강도가 중요한 요인으로 작용할 것으로 예상된다.
- (5) 에너지 소산능력을 같은 연성값에서 비교해보면 강도가 클수록, 축력비가 작을수록, 횡보강근 체적비가 클수록, 전단경간비가 작을수록 에너지 소산능력은 크게 나타났다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단의 목적기초연구(과제번호:R05-200-000-00804-0) 지원으로 수행되었으며 이 지원에 감사드립니다.

참고문헌

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete," American Concrete Institute, 1999.
2. Applied Technology Council, "Evaluating the Seismic Resistance of existing Building," ATC, 1987.
3. Uzumeri, S.M., Basset,R., "Behavior of High-Strength Concrete Column Confined by Rectangular Ties," ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No.3 March, 1994, pp.783~805.