

원-전단 복합 거동 원형 RC교각의 내진성능 평가

Seismic Performance Evaluation of Circular RC Bridge Piers with Shear-Flexure Behavior

김 병 석*, 곽 임 중**, 조 창 백***, 조 정 래***
Kim, Byeong-Seok · Kwahk, Imjong · Cho, Chang Beck · Cho, Jeong Rae

Abstract

Some as-built drawings in national roadway bridges in Korea were examined. There are many bridge piers, whose aspect ratios are in the vicinity of 2.5. These columns are expected to do shear-flexure behaviour and have large scale effect between full and reduced scale model. In the study, full and 1/2 scale model tests on the shear-flexure behaviour columns were carried out. The seismic performance of existing bridge piers without seismic details were examined by Quasi Static Test

Keywords : Quasi static test, shear-flexure behaviour column, full scale test, scale effect, seismic performance

1. 서 론

90년대에 들어 세계적으로 수많은 강진이 발생하여 심각한 인적, 물적 피해가 발생하였다. 그동안 판구조론에 따라 한반도는 지진에 대해 대체로 안전하다고 알려졌으나 1976년 60만명의 인명피해를 입은 중국 당산지진의 경우에 기존의 판구조론에 위배되는 강진이라는 사실과, 국내 역사지진을 살펴 보더라도 이제 한반도가 지진에 대하여 안전지대가 아니라는 사실을 인식할 필요가 있다. 우리나라에서는 1992년 도로교 표준시방서에 내진설계편이 제정된 이후 설계기준에 따라 신설 구조물에 대한 내진설계를 수행하고 있다. 그러나 내진설계기준 제정 이전의 비내진 교량에 대한 내진성능 연구는 현재 활발히 진행되고 있으나 아직 미흡한 실정이다.

교량의 내진성능에 큰 영향을 미치는 교각의 경우 설계기준에서 큰 지진시 비선형 거동을 허용하고 있으며, 내진상세가 있는 교각은 응답수정계수로 비선형 효과를 고려하도록 하고 있다. 하지만 내진상세가 없는 기존 비내진 교각 역시 어느 정도의 내진성능을 가지고 있다고 할 수 있다. 따라서 적절한 수준의 내진보강을 위해서는 기존 비내진 교각에 대한 내진성능 평가가 필수적이다.

* 정회원, 한국건설기술연구원 수석연구원

** 한국건설기술연구원 선임연구원

*** 정회원, 한국건설기술연구원 연구원

본 연구에서는 국내의 일반 국도상 교량을 분석한 결과 교각의 형상비가 비교적 작아 휨-전단 복합 거동이 예측되는 교각이 상당수 존재함을 파악하였다. 따라서 본 연구에서는 국내에서 진행된 휨 파괴 교각에 대한 축소모형 실험과 달리 휨-전단 복합 거동이 예측되는 비내진 상세 교각에 대해 준정적 실험(Quasi-static Test)을 실험을 실시하여 휨-전단 복합거동 교각의 내진특성을 파악하고, 실물과 축소 모형에 대한 실험을 병행하여 상사효과에 대해서도 분석하고자 하였다.

2. 국내 일반국도 교량 특성 분석

일반 국도상에 존재하는 비내진 교량의 내진특성을 분석하기 위해 건설부에서 일반국도와 지방도를 대상으로 시행한 도로개량 및 포장설계 사업(Road Improvement Project, 1975년 ADB, 1981년 IBRD)을 분석하였다. 이때 작성된 도면중에서 원형단면 교각 또는 유사 원형단면 교각이 포함된 교량을 선별하여 검토, 분석한 결과 설계 도면에 포함된 전체 교량 중 검토 대상 단면 교각이 포함된 교량은 32개이고 교각은 총 156개이다. 분석에 의하면 T형 원형단면과 II형 원형단면 교각이 대부분을 차지하는 것으로 파악되었다. 교각의 높이가 높은 경우에는 소성힌지 영역에서 겹이음을 한 경우가 많았고, 낮은 경우에는 거의 대부분 기초에서 교각 상단부까지 하나의 주철근으로 설계되었다. 하지만 실제로 도면과 같이 시공되었는지는 시공당시 여건에 따라 다를 것이므로 현재로서는 파악할 방법이 없다. 그림 1은 교각의 형상비를 분석한 것으로 형상비가 낮은 교각이 다수 존재함을 알 수 있다. 특히 T형 교각에서는 그 특징이 두드러진다. 따라서 본 연구에서는 휨-전단 복합모드가 작용하여 파괴에 이를 가능성이 많은 형상비 2.5 내외인 기존 교각에 대해 실험을 수행하고 내진성능을 평가하고자 하였다.

표 1 교각 소성힌지 영역의 주철근 겹이음 현황

소성힌지 영역에서의 겹이음 상태	해당 교량수
겹이음 모두 피함	18
주철근 모두 겹이음	11
기 타*	3
계	32

* 동일 교량내에 겹이음이 있는 교각, 없는 교각, 주철근 겹이음 위치를 엇갈리게 설치한 교각 등이 섞여있는 경우

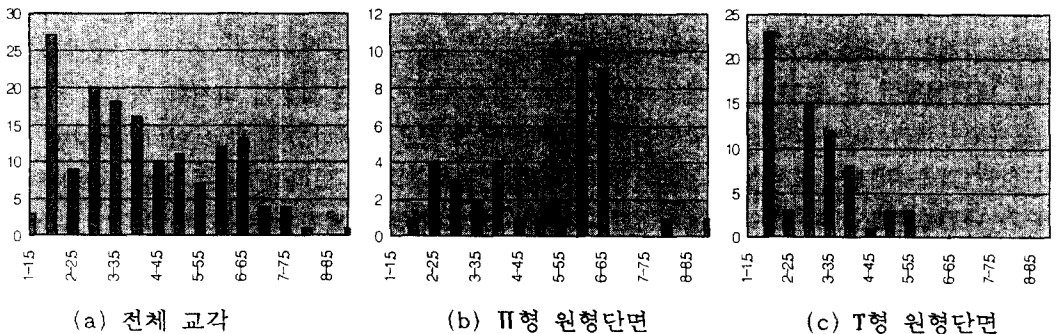


그림 1 교각의 빈도-형상비 분포

3. 실험개요

일반 국도상 교량의 내진특성 분석결과를 토대로 휨-전단 복합거동이 예상되는 형상비 2.5 내외의 교각을 실험 대상으로 선정하였다. 실험 대상교량은 비내진 상세로 설계 및 시공된 8경간 연속교인 창촌교(인천-간성간 국도)로서 각 교각들은 II형 원형 교각이다. 고정단인 P4의 좌측 기둥(형상비 2.6)을 실험대상으로 정하여 휨-전단 복합파괴 거동에 대해 조사하였다. 그리고 휨-전단 교각과 전단 지배 교각의 거동을 비교분석하기 위해 실험대상 교각과 단면은 동일하나 높이가 다소 낮은 교각(형상비 2.13)에 대해서도 실험을 실시하였다. 또한 휨-전단 거동 및 전단지배 거동 두 가지의 경우 모두 시험체를 실물크기모형과 축소모형으로 각각 제작하여 준정적 실험을 실시하였다. 이렇게 하여 교각의 축소모형 실험에서 발생하는 상사효과에 대해서도 고찰하였다.

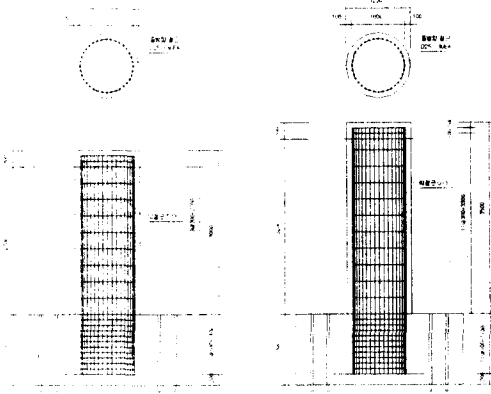


그림 2 실물시험체(CS-P1, CS-P2) 설계상세

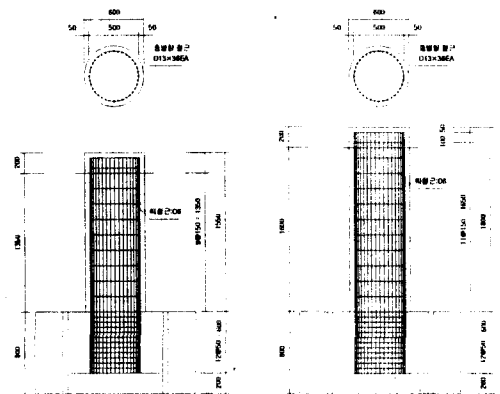


그림 3 축소시험체(CS-M1, CS-M2) 설계상세

3.1 시험체 제작

시험체의 단면은 그림 2, 그림 3과 같이 모두 원형 중실단면(Circular Solid Type)이며 기초부분과 본체부분으로 나누어 제작되었다. 표 3과 같이 실물시험체의 경우 단면직경은 120cm, 교각 본체의 높이는 320cm이며, 축소시험체의 단면직경은 60cm, 본체의 높이는 160cm이다. 주철근 및 띠철근의 배근은 실제 교각과 같으며 특히, 설계도면에 따라 주철근의 겹침은 사용되지 않았으며 띠철근도 갈고리가 없는 비내진 상세이다. 띠철근은 전 교각에 걸쳐 실물시험체의 경우 30cm, 축소시험체는 15cm 간격으로 배근하였다. 실물크기의 교각 시험체의 철근은 SD30의 D25의 상용철근을 주철근으로, 띠철근은 D13을 사용하였다. 비내진 상세임을 고려하여 축소 시험체의 경우 심부구속압을 무시한 상태에서 기하학적 상사비($S=2$)를 적용하였고, 이 상사비를 만족시키기 위해 주철근의 경우 D25는 D13으로, 띠철근의 D13은 D6을 사용하여 철근비, 개수, 배근 간격에서 완전한 상사가 되도록 하였다. 콘크리트의 설계기준강도는 240kgf/cm^2 로 KS F 2405에 따른 $\phi 10\text{cm} \times 20\text{cm}$ 공시체의 28일 평균압축강도는 약 268kgf/cm^2 로서 설계기준강도에 유사한 값을 얻었다. 그리고 실제 지진발생시 취약한 기초부로부터 인하여 손상이 발생할 가능성이 있으나 본 실험연구에서는 기초부가 충분한 강도를 발휘하도록 제작하여

기초부에 대한 파괴는 주요 파라미터에서 제외하고 교각 본체의 파괴만을 고려하였다.

표 2 Scale Factors Used in Quasi Static Test Procedure

Quality	Dimension	Scale Factor
Length	L	S
Mass	M	S ³
Force	MLT ⁻²	S ²
Stress	ML ⁻¹ T ⁻²	1

표 3 Detail of Specimens

Designation		Prototype Column		Model Column (S=2) [*]	
		CS-P1 ^{**}	CS-P2	CS-M1	CS-M2
Column	Diameter	D=120cm	D=120cm	D=60cm	D=60cm
	Height	H=255cm	H=312cm	H=128cm	H=156cm
Longitudinal Steel Bar ¹⁾	Diameter	D25 (25.4mm)	D25 (25.4mm)	D13 (12.7mm)	D13 (12.7mm)
	Volume	36 EA	36 EA	36 EA	36 EA
Hoop Steel Bar ²⁾	Diameter	D13 (12.7mm)	D13 (12.7mm)	D6 (6.35mm)	D6 (6.35mm)
	Space	30cm	30cm	15cm	15cm
Aspect Ratio		2.13	2.6	2.13	2.6

1) Without Lap Joint 2) Without Hook *S=2 : D25(25.4mm) = 2×D13(12.7mm) = 2×2×D6(6.35mm)

** CS : Circular Solid P1, P2 : Prototype M1, M2 : Model

3.2 하중제어

지진하중에 대한 교각의 연성도 평가를 용이하게 하기 위하여 항복변위만큼 하중을 재하한 이후 변위제어로 하중을 재하하는 것이 일반적이다. 이를 위해서는 항복변위의 결정이 필요하다. 본 연구에서는 구조해석에 의해 콘크리트 압축연단의 극한 변형률이 0.003인 상태에서의 이론적 수평내하력 P_i (Ideal Lateral Load Capacity)를 구하였다. 그리고 그 값의 75%인 $0.75 P_i$ 를 Actuator의 하중제어 방식에 따라 재하하여 Actuator의 Push(+)방향과 Pull(-)방향으로의 변위 $\Delta_{0.75}^+$, $\Delta_{0.75}^-$ 를 각각 구한 후 식(1)에 의해 항복변위 Δ_y 를 구하였다.

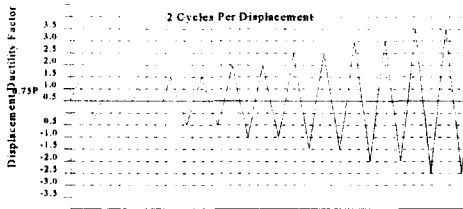


그림 4 Cyclic Loading Pattern

$$\Delta_y = \frac{\Delta_{0.75}^+ + \Delta_{0.75}^-}{2 \times 0.75} \quad (1)$$

본 실험에서는 실물시험체에 대해서는 스트로크(Stroke)가 ±500mm인 3500kN의 Hydraulic Actuator를 이용하여 재하하였으며, 축소시험체의 경우 시험체의 내하력과 크기를 고려하여 스트로크가 ±

250mm인 1,000kN Actuator를 사용하였다. 하중 재하방식은 항복변위 Δ_y 를 결정하기 위하여 0.75 P_y 까지는 Actuator를 하중 제어방식으로, 그 후는 변위 제어방식으로 변경하여 반복하중(Cyclic Load)을 재하하였으며 각 시험체에 대하여 그림 4와 같이 변위연성도 증가치를 0.5 Δ_y 씩 증가하여 동일한 변위에 대해 2cycle씩 반복하여 재하하였다.



그림 5 시험체 설치 및 준정적 실험 전경(실물크기, 축소모형)

4. 실험결과

본 실험에서 변위연성도(μ)의 평가에 있어서 파괴변위(Δ_f)의 정의는 최대포락 극한하중에 대하여 80%의 하중감소가 발생하는 시점을 파괴로 가정하여 이때의 변위를 파괴변위로 가정하였으며 항복변위(Δ_y)와의 관계식, $\mu = \Delta_f/\Delta_y$ 를 통하여 변위연성도를 평가하였다.

4.1 실물모형(CS-P1) - 전단거동

수치해석 프로그램으로 해석한 결과 항복하중 P_y 는 123.4tonf으로 계산되어 Actuator를 Pull방향과 Push방향으로 하중제어로 재하한 결과 식(1)에 의해 항복변위 d_y 는 10.61mm으로 나타났다.

CS-P1의 파괴양상은 휨에 의한 수평균열이 하단부에서 중앙부까지 거의 고른 간격으로 균열이 발생하여 1.0 d_y 에서 사인장균열이 진전되고 수직균열도 발생하였다. 2.0 d_y 에서는 사인장 균열이 더욱 진전되고 균열폭도 커져 4~5mm 정도가 되었다. 또한 기초-본체 접합부에서 압축에 의한 피복콘크리트가 박리되기 시작하였다. 3.0 d_y 에서는 사인장 균열폭이 1cm 이상으로 커지고 수평내하력이 45%가량 저하되어 전단에 의한 교각파괴가 상당히 진전되었으며 3.5 d_y 에서 수평내하력이 55% 가까이 저하되어 최종적으로 전단파괴에 도달하였다. 변위연성도는 2.87로 평가되었다.

4.2 실물모형(CS-P2) - 휨·전단 복합거동

해석결과 항복하중 P_y 는 100.86tonf, 이에 항복변위 d_y 는 21.25mm으로 나타났다. 처음 본체 하단부에 휨에 의한 횡균열이 수평으로 발생하였고 2.5 d_y 까지는 휨균열 폭이 3~4mm로 계속 진전되어 휨에 의한 거동이 지배적인 것으로 관측되었다. 3.0 d_y 에서 기존의 사인장균열이 교각측면에 대각선 형태

로 크게 관통하면서 전단파괴가 급격히 진전되어 힘-전단 복합거동에서 전단지배 거동으로 전환되었음을 알 수 있었다. 2.0 d_y 부터 전단거동이 지배적이었던 CS-P1에 비해 전단파괴모드로의 진행속도가 상대적으로 느렸고 뚜렷한 힘-전단 복합거동이 관측되었다. 3.5 d_y 에서 내하력이 98.2ton에서 67ton으로 급격히 감소하여 실험을 종료하였다. 변위연성도는 3.05로 평가되었다.

4.3 축소모형(CS-M1) - 전단거동

CS-M1의 파괴양상은 CS-P1과 같이 힘에 의한 수평균열이 하단부에서 중앙부까지 거의 고른 간격으로 균열이 발생하여 1.0 d_y 에서 사인장균열이 진전되고 수직균열도 발생하였다. 2.0 d_y 에서는 사인장균열이 대폭 진전되고 균열폭도 크게 증가하였다. 2.5 d_y 에서 사인장 균열폭의 증가는 물론 기초-본체 접합부에서 압축에 의한 피복콘크리트가 박리되기 시작하였다. 3.0 d_y 에서 사인장 균열폭이 8mm까지 벌어지며 교각측면의 전면에 걸쳐 전단에 의한 X자 모양 사인장 전단균열을 형성하였다. 4.0 d_y 에서 피복콘크리트가 탈락되면서 내하력이 최고값에 비해 50%로 떨어져 실험을 종료하였다. 변위연성도는 2.85로 평가되었다.

4.4 축소모형(CS-M2) - 힘·전단 복합거동

CS-M2의 파괴양상은 처음에는 CS-M2와 같이 본체 하단부에 힘에 의한 횡균열이 수평으로 발생하여 1.0 d_y 에서 중앙부에 힘균열이 추가로 발생하고 경사균열이 진전되기 시작하였다. 1.5 d_y 에서는 수직균열의 발생과 사인장균열이 약간 진전되었으나 전반적으로 힘균열 상태를 유지하였다. 그러나 2.0 d_y 부터 CS-P2에 비하여 전단파괴 모드는 잘 나타나지 않고 힘거동이 지배적인 파괴상태가 계속 진행되었다. 2.5 d_y ~4.5 d_y 에서 힘균열과 사인장균열이 진전되면서 수직균열과 수평균열이 교차하여 전체적으로 본체 하단부에 피복콘크리트가 박리되기 시작하였다. 8.0 d_y 에서 교각 하단부가 힘파괴로 수평내하력이 최고값의 35%로 감소되어 실험을 종료하였다. 최종 파괴 양상은 실물에서의 힘-전단복합 거동과 달리 힘파괴 양상이 나타남을 알 수 있었다. 변위연성도는 6.71로 평가되었다.

4.5 결과 분석

그림 6은 각 교각시험체의 하중-변위 포락선을 나타낸 것이고, 그림 7은 비교분석을 위해 상사율을 적용하여 축소시험체의 하중-변위값을 prototype으로 환산하고 이를 실물시험체 결과와 비교하여 나타낸 것이다. 실물시험체들은 파괴 진행 과정에서 전단에 의한 취성거동을 나타낸 반면 축소시험체들은 보다 더 연성을 발휘하는 것으로 나타났다. 특히 힘-전단 교각시험체의 경우 그림 8, 그림 9에서 보는 바와 같이 실물모형은 힘-전단 파괴, 축소모형은 힘파괴를 보였다. 이는 힘-전단 교각의 거동을 축소모형 실험으로 평가하는 경우 상사효과에 의해 최종 파괴모드가 실제와 다르게 나타날 수도 있음을 시사한다. 시험체 개수가 제한되어 있어 이러한 현상을 일반적 현상으로 규정하기에는 아직 이르지만 주목할만한 결과라고 판단된다.

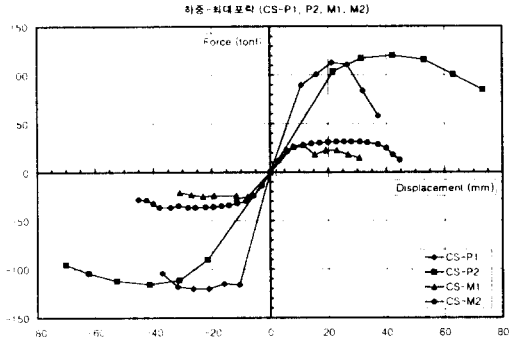


그림 6 하중-포락 곡선

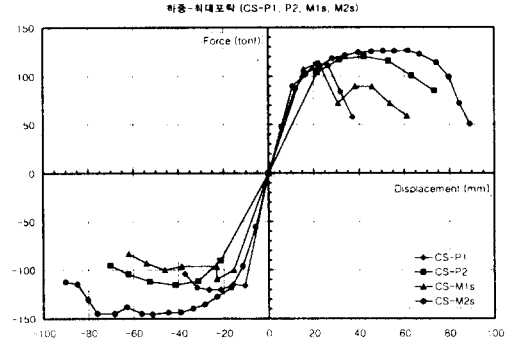
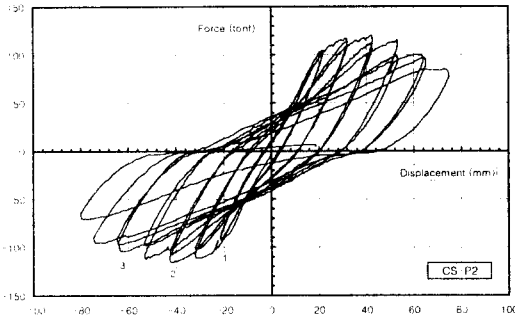
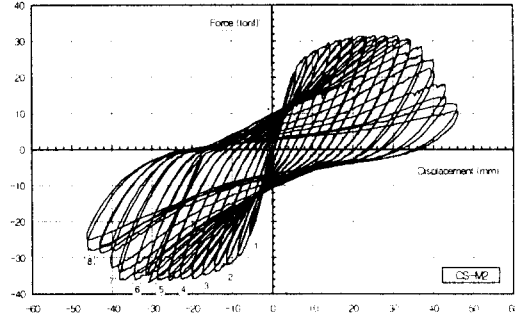


그림 7 환산된 하중-포락 곡선

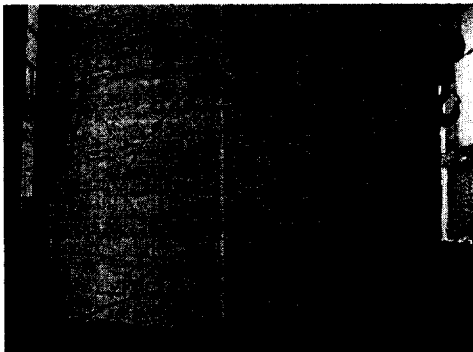


(a) 실물시험체 (CS-P2)

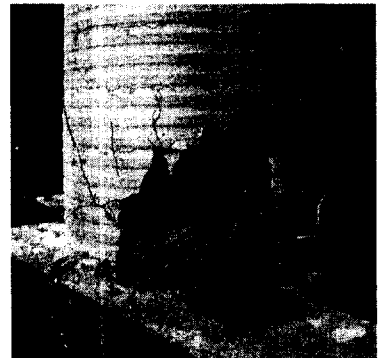


(b) 축소시험체 (CS-M2)

그림 8 휨-전단 거동 교각의 하중-변위 이력곡선



(a) 실물시험체 (CS-P2)



(b) 축소시험체 (CS-M2)

그림 9 휨-전단 거동 교각의 최종 파괴형태

그림 10에 나타난 휨-전단거동 교각의 에너지 흡수량 비교에서도 파괴가 진행될수록 축소모형이 실물모형보다 에너지 흡수능력이 다소 높게 나타나는 것으로 관측되었다. 그리고 실물모형은 파괴에 이르러 더 이상 에너지를 흡수할 수 없지만 축소모형실험에서는 마치 에너지를 더 흡수할 수 있는 것처럼 평가되는 사실도 알 수 있다.

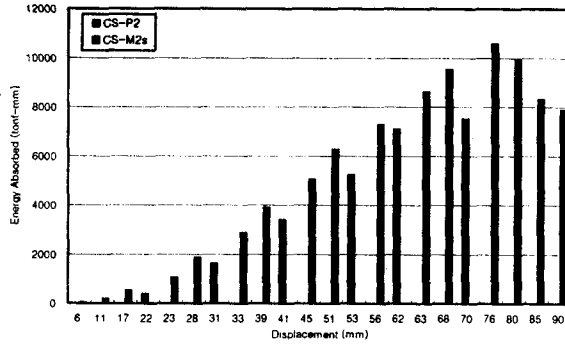


그림 10 휨-전단 거동 교각의 에너지 흡수능력 비교

6. 결론 및 추후 연구방향

일반국도상의 교량현황 조사결과 휨-전단 복합거동이 예측되는 형상비의 교각이 다수 존재함을 확인하여 이러한 형상비 부근의 교각에 대하여 실물과 축소모형에 대한 준정적 실험을 수행하였다. 관측된 결과들로부터 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- 1) 휨-전단 파괴 기동(형상비 2.6)의 경우 하중이 증가할수록 휨 파괴 진행에 따른 전단 내하력의 저하에 의해 결국 전단파괴로 귀착된다는 것을 실험을 통해 확인할 수 있었다. 전단 파괴 기동(형상비 2.13)의 경우에는 초기부터 전단파괴가 진행됨을 확인하였다. 즉, 형상비 2.5 내외의 교각에서는 약간의 형상비 변화에도 교각의 거동 특성이 민감하게 변화하는 것으로 판단된다.
- 2) 축소시험체가 실물보다 전반적으로 연성이 증가하는 경향을 나타내었고, 특히 휨-전단 복합 거동 기동(형상비 2.6)은 상사효과에 의해 파괴시의 거동특성이 실물과 축소 모형에 대해 각각 전단 파괴 및 휨 파괴로 다르게 나타났다. 이러한 현상이 발생한 원인은 현재로서는 시험체의 크기효과 때문인 것으로 추정되지만 시험시 교각의 축력변화나 기타 실험오차에 기인한 결과일 가능성도 완전히 배제할 수 없으므로, 향후에는 시험시 축력변화가 배제된 상태에서 좀더 많은 교각시험체에 대해 실험을 실시하고 비교검증이 뒤따라야 할 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. 시설안전기술공단(1999). "기존교량의 내진보강 방안 연구", 한국지진공학회, .
2. 한국도로공사(1999). "고강도 콘크리트를 이용한 철근콘크리트 기둥과 합성기둥의 거동 및 해석", 한국도로공사 도로연구소 연구보고서
3. 정영수의 3인(1999). "단일주 원형 철근콘크리트 교각의 내진거동에 관한 준정적 실험", 한국지진공학회 논문집, 제3권 제2호, pp. 55~65
4. Mander, J. B., Waheed, S. M., Chaudhary, M. T.A., Chen, S.S.(1993). "Seismic Performance of Shear-critical Reinforced Concrete Bridge Piers", Technical Report NCEER-93-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo.
5. Ang Beng Ghee, M. J. N. Priestley, and T. Paulay(1989). "Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns", ACI Structural Journal, pp.45~59.