

## 이축반복하중을 받는 2주형 철근콘크리트 교각의 내진성능과 보강

### Seismic Performance and Retrofit of Reinforced Concrete Two-Column Piers Subjected to Bi-directional Cyclic Loadings

정영수<sup>1)</sup> · 박창규<sup>2)</sup> · 이호율<sup>3)</sup>

Chung, Young-Soo · Park, Chang-Kyu · Lee, Ho-Yul

**국문 요약 >>** 본 연구는 도로교의 교각으로 널리 사용되고 있는 2주형 철근 콘크리트 교각의 내진성능과 보강방안을 실험적으로 수행하였다. 실험체는 지름 400mm, 높이 2,000mm인 2주형 원형교각 10기를 제작하였으며, 하중은  $0.1f_{ck}A_g$  크기의 축방향하중하에서 교축방향과 교축직각방향의 이축 횡방향하중을 교번 반복재하하였다. 실험변수는 심부구속철근비, 주하중방향, 주철근 겹침이음 그리고 보강방안을 선택하였다. 주철근 겹침이음이 있는 교각에 대한 보강방안으로 steel band, steel jacket, 그리고 prestress 강선을 이용하였다. 실험 결과 주하중방향이 교축직각인 실험체가 소성힌지구간이 교각의 상·하부 양측에 발생하면서 주하중 방향이 교축방향인 실험체보다 연성능력이 우수한 것으로 나타났다. 프리스트레스 강선으로 보강한 실험체는 과보강으로 인한 소성힌지구간의 이동으로 연성도 저하가 나타났으나, steel jacket 및 steel band로 보강한 실험체는 모두 요구연성도를 만족하는 것으로 나타났다. 특히, steel band에 의한 보강방안은 시공성 등을 감안하여 바람직한 철근 콘크리트 교각의 내진 보강방안으로 고려될 수 있다.

**주요어** RC 이주형교각, 이축지진하중, 주철근 겹침이음, 횡구속비, 지진응답, 보강방안

**ABSTRACT >>** Seismic performance and retrofit of reinforced concrete (RC) two-column piers widely used at roadway bridges in Korea was experimentally evaluated. Ten two-column piers that were 400 mm in diameter and 2,000 mm in height were constructed. These piers were subjected to bi-directional cyclic loadings under a constant axial load of  $0.1f_{ck}A_g$ . Test parameters were the confinement steel ratio, loading pattern, lap splice of longitudinal reinforcing bars, and retrofitting method. Specimens with lap-spliced longitudinal bars were retrofitted with steel jacket, pre-stressing steel wire, and steel band. Test result showed that while the specimens subjected to bi-directional lateral cyclic loadings which consisted of two main amplitudes in the transverse axis and two sub amplitudes in longitudinal axis, referred to as a T-series cyclic loadings, exhibited plastic hinges both at the top and bottom parts of the column, the specimens subjected to bi-directional lateral cyclic loadings in an opposite way, referred to as a L-series cyclic loadings, exhibited a plastic hinge only at the bottom of the column. The displacement ductility of the specimen under the T-series loadings was bigger than that of the specimen under the L-series loadings. Specimen retrofitted with pre-stressing steel wires exhibited poor ductility due to the upward shift of the plastic hinge region because of over-reinforcement, but specimens retrofitted with steel jacket and steel band showed the required displacement ductility. Steel band can be an effective retrofitting scheme to improve the seismic performance of RC bridge piers, considering its practical construction.

**Key words** RC two-column pier, bi-directional cyclic loadings, lap-spliced longitudinal reinforcing bars, lateral confinement ratio, hysteretic response, retrofit

## 1. 서론

최근 세계 곳곳에서 지진으로 인한 인명손실 및 사회기반

시설에 막대한 피해가 속출하고 있다. 우리나라는 최근까지도 지진에 대하여 안전지대라 여기어 내진설계에 소홀히 하였으나 최근에는 지진피해 경감을 위한 많은 관심이 고조되고 있다. 특히, 2004년 10월 23일 일본 니가타현에 진도 6.8의 강진, 2004년 12월 26일 인도네시아 슈마트라에서 진도 9.0의 강진에 의해 발생한 수많은 인명과 재산피해는 우리의 사회 기반시설의 내진안전성에 관한 관심을 한층 더 고조시키고 있다. 우리나라도 경북 울진 해역(2004.5.29, 진도 5.0), 경

<sup>1)</sup> 중앙대학교 건설대학 토목공학과, 교수 (대표저자: chung47@cau.ac.kr)

<sup>2)</sup> 중앙대학교 토목공학과, 공학박사

<sup>3)</sup> 중앙대학교 토목환경공학과, 석사과정

본 논문에 대한 토의를 2006년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2006. 5. 2 / 심사종료일 : 2006. 5. 10)

남지방(2005.3.20, 진도 4.0)의 예에서 보듯이 더 이상 지진에 대해서 안전시대가 아니다. 우리나라에서는 1992년 도로교 표준시방서에 내진설계편이 제정되었으며, 우리의 실정에 맞게 개정하기 위한 꾸준한 노력을 기울이고 있다.

지진하중과 같은 반복하중 하에서 횡구속 정도에 따라 주철근 겹침이음부의 조기부착파괴가 발생할 수 있다. 따라서 교각의 연성도 확보를 위한 세계각국의 강진지역 내진설계규정은 교각의 소성힌지구간에서 주철근 겹침이음을 엄격히 금지하고 있으나, 우리나라와 같은 중저진 지역에서는 축방향력의 영향, 횡구속철근의 수직간격 등에 관한 규정과 함께 주철근의 겹침이음을 부분적으로 허용하고 있다. 그러나, 내진설계가 도입된 1992년 이전에 설계 시공된 철근 콘크리트 교각들은 소성힌지 구간에 충분한 횡구속이 되지 않은 상태에서 주철근 겹침이음을 가지고 있는 것이 대부분이다. 정영수 등<sup>(1)</sup>과 이대형 등<sup>(2)</sup>이 철근 콘크리트 교각의 내진성능 연구결과에 의하면 주철근 겹침이음이 있는 경우 지진시 주철근의 부착파괴에 의하여 내진성능이 크게 저하되는 것으로 보고되고 있다. 외국의 연구결과<sup>(3,4)</sup>에서도 축방향철근이 모두 겹침이음 부분에서 부착파괴가 발생하여 급격한 강도저하의 발생으로 실험체가 파괴되며, 축방향철근의 겹침이음 길이가 충분하더라도 강도저하의 시기를 늦출 수는 있으나 부착파괴를 방지하지는 못한다고 보고되고 있다. 이에 많은 연구자들이 최근 몇 년 동안 다양한 보강방법을 통하여 내진성능 향상에 관한 많은 연구를 수행하여 좋은 성과를 올리고 있다.

국내에서는 정영수 등<sup>(5)</sup>은 형상비 4.0, 직경이 600mm인 겹침이음을 가진 실험체를 유리섬유로 보강하여 실험을 수행하였으며, 그 결과 한정연성실험체와 비슷한 연성도를 나타내는 것으로 나타났다. 김재관 등<sup>(6)</sup>은 직경 1,000mm, 높이 5,000mm인 실험체를 제작하여 손상을 준 후 4.5mm 강판 덧씌우기 공법을 수행하여 연성도가  $\mu = 1.5$  에서  $\mu = 6.0$  으로 현저히 증가하는 것으로 나타났다. 국외의 경우 M.J.N. Priestley et al.<sup>(7)</sup>는 높이 4,000 mm의 원형 RC교각의 주철근 겹침이음부에 대한 내진 보강방법에 대한 연구를 수행하여 Steel Jacket과 Composite Materials Jacket 보강에 의하여 향상된 내진 성능을 얻었다. Hamid Saadatmanesh et al.<sup>(8)</sup>는 직경 305mm, 높이 1,892mm인 실험체 5기를 주철근 겹침이음과 섬유보강을 변수로 하여 실험을 수행하였다. 실험결과

과 겹침이음된 실험체의 교각하부를 Prefabricated fiber reinforced plastic(FRP)로 보강한 실험체가 보강 후 내진성능이 현격히 향상되었다고 보고하였다. NCEER 보고서에서 J. B. Mander et al.<sup>(9)</sup> 등은 주철근 겹침이음이 있는 3주형 교각을 단면중설 보강하여 내진성능을 실험하였으며, 또한 시공된지 32년된 2주형 교각의 안전성 평가를 하였다.

국내외에서 RC교각의 내진성능에 대한 많은 연구를 수행하여 좋은 성과를 올리고 있으나 실험여건상 일방향 반복하중을 받는 단주에 한정되어 연구가 진행되고 있다. 그러나 도로교 상의 교각은 대부분이 다주교각의 연속경간으로 이루어져 있으며, 또한 지진발생시 지진하중은 매우 불규칙한 하중으로서 어느 한 방향으로만 작용하지 않는다.

본 연구의 목적은 주하중방향과 심부구속철근비에 대한 2주형교각의 내진성능 파악과 비내진 설계된 주철근 겹침이음을 갖는 철근콘크리트 2주형 교각의 내진성능을 확보하기 위하여 소성힌지구간에 스틸 밴드(steel band), 프리스트레스강선, 스틸 자켓(steel jacket)을 사용하여 보강된 교각의 내진거동을 파악하여 효과적인 보강방안을 얻고자 하였다.

## 2. 실험계획 및 방법

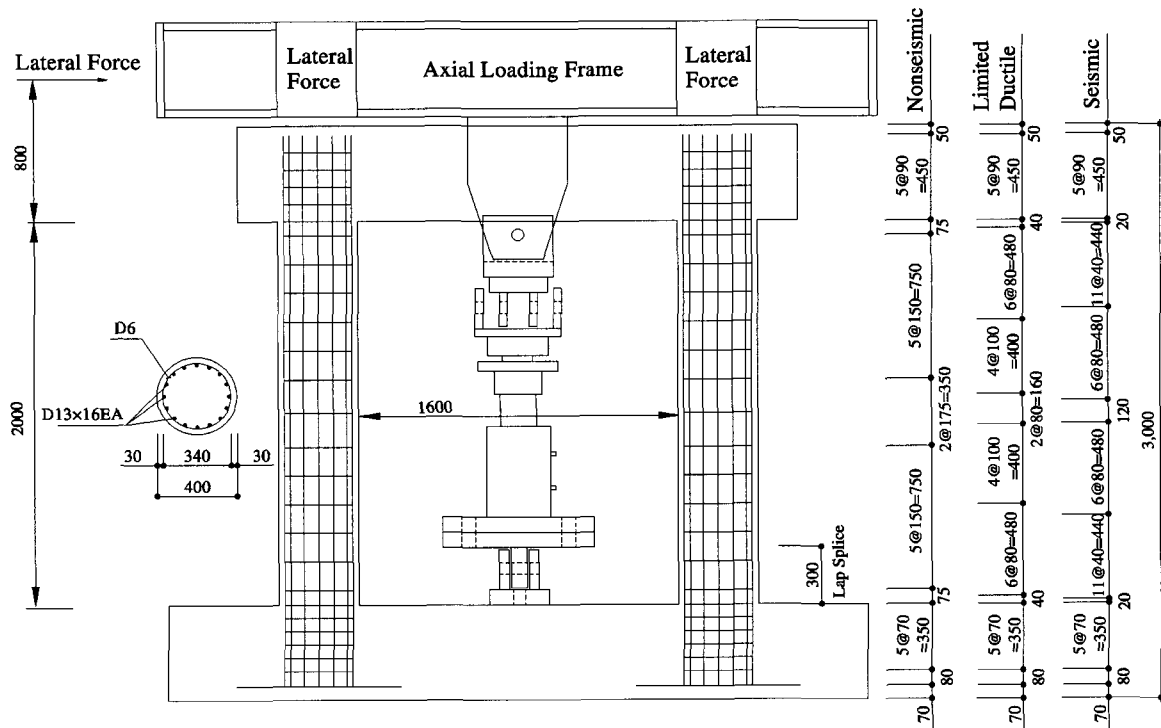
### 2.1 실험체

표 1은 콘크리트 배합표로서, 교각실험체 제작에 사용한 콘크리트는 굵은 골재 최대치수 25mm이며, W/C 49.7%인 레디믹스트 콘크리트를 사용하였으며 기둥 본체에 타설된 콘크리트의 28일 평균압축강도는 28MPa이었다. 그리고 주철근과 띠철근은 각각 SD30인 D13과 D6을 사용하였으며, 인장실험결과 각각의 항복강도는 330MPa(D13), 390MPa(D6) 이 나왔다.

실험체 기둥은 그림 1과 같이 단면지름이 0.4m, 높이 2.0m로 횡방향하중 가력높이는 코핑부 및 받침부 높이까지 고려한 2.8m인 이주형 휨실험체를 설계하였다. 주철근비는 정영수 등의 연구결과<sup>(10)</sup>, 대다수의 기존교량의 주철근비가 1~2%로 조사되었으며, 본 연구에서는 주철근비를 1.61%로 선정하였다. 실험체는 표 2에서 보는 바와 같이 겹침이음이 없는 비내진실험체 2기, 겹침이음이 있는 실험체 4기와 한정연성 실험체, 내진실험체 각 2기, 총 10개의 실험체를 제작하여

〈표 1〉 실험체 콘크리트의 배합표

굵은골재 최대치수 (mm)	W/C (%)	공기량 (%)	슬럼프 (mm)	단위질량(kg/m <sup>3</sup> )					압축강도 (MPa)
				물	시멘트	굵은골재	잔골재	AE 감수제	
25	49.7	3.9	130	171	344	975	852	1.73	28



〈그림 1〉 실험체 상세

〈표 2〉 실험체의 특성

실험체명*	주철근(16D13)		횡방향철근(D6)		주하중방향	축력(kN)	보강방안
	철근비(%)	겹침이음(%)	철근비(%)	간격(mm) PHR / NPHR**			
비내진	N2C-SP50-L	1.61%	0.231	150 / 150	교축	$\frac{P}{f_{ck}A_g} = 0.1$ 600	스틸 자켓 프리스트레스 강선 스틸 밴드
	N2C-SP00-L						
	N2C-SP00-T						
한정연성	L2C-SP00-L	0	0.433	80 / 100	교축		
	L2C-SP00-T						
내진	S2C-SP00-L	0	0.867	40 / 80	교축		
	S2C-SP00-T						
내진보강	N2C-SP50-JR-L	50	0.231	150 / 150	교축		
	N2C-SP50-PR-L						
	N2C-SP50-BR-L						

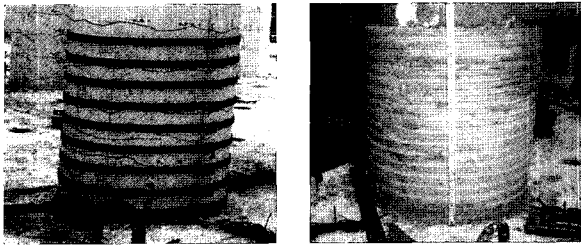
\* L : 주하중방향의 교축방향인 실험체 (L-series), T : 주하중방향이 교축직각방향인 실험체 (T-series),  
 BR : 스틸 밴드 보강, PR : 프리스트레스강선 보강, JR : 스틸 자켓 보강  
 \*\* PHR : 소성힌지구간, NPHR : 비소성힌지구간

횡구속력 및 횡구속철근비에 따른 실험체의 거동을 규명하였다. 그리고 주철근 겹침이음이 있는 경우 겹침이음 길이는 과거 교각의 주철근을 압축철근으로 고려하였으므로 압축철근의 이음식을 적용하였으며 그 길이는 300mm이다.

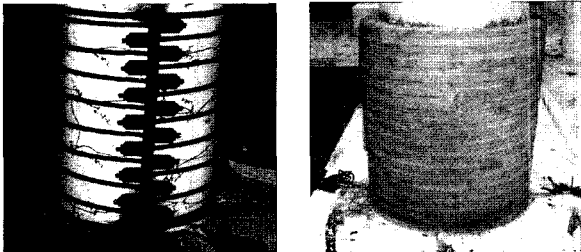
## 2.2 보강 방법

보강방법은 그림 2와 같이 초기균열이 발생하는 가력변위크기 0.25%까지 실험을 수행하여 실험체에 손상을 준 후 보강을 실시하였다. N2C-SP50-BR-L 실험체는 스틸 밴드를

사용하여 보강하였다. 스틸 밴드는 SS400강재로 두께 3.0mm 폭 2.5mm인 band를 75mm 간격으로 기둥하부에서 600mm 높이까지 배근하였다. N2C-SP50-PR-L 실험체는 PS강선에 프리스트레스를 주어 보강하는 방법을 사용하였다. PS강선은 7연선을 사용하여 20kN의 프리스트레스를 가하였고 보강 높이는 첫 번째 실험체와 동일하게 배근하였다. 스틸 밴드와 PS강선으로 보강한 실험체는 보강구간을 높이 700mm 두께 60mm 두께의 팽창모르타르로 덧씌웠다. N2C-SP50-JR-L 실험체는 스틸 자켓으로 보강을 실시하였다. 교각과 강판의



(a) N2C-SP50-BR-L



(b) N2C-SP50-PR-L



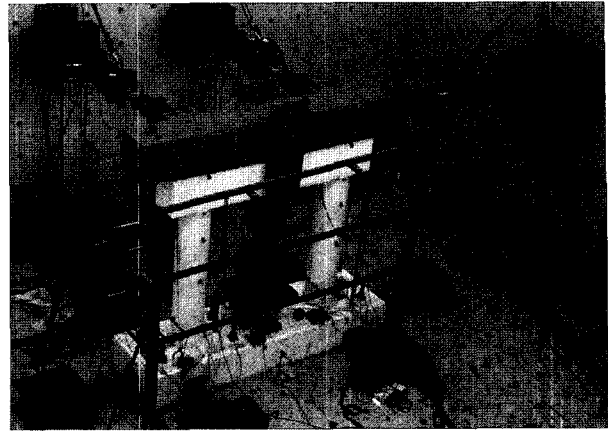
(c) N2C-SP50-JR-L

〈그림 2〉 보강방법

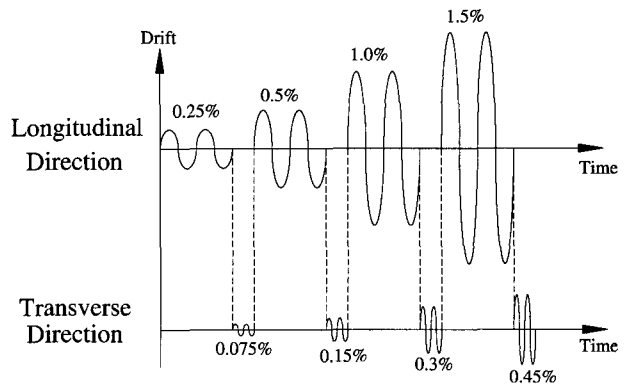
연속성을 유지하기 위해 50mm의 간격을 두고 무수축 모르타르를 채웠다. 또한 수평하중의 증가에 의한 교각의 큰 회전변형으로 강판이 기초면에서 접촉되어 지압되는 것을 피하기 위해 기초부터 약 25mm의 간격을 두었다.

### 2.3 재하 방법

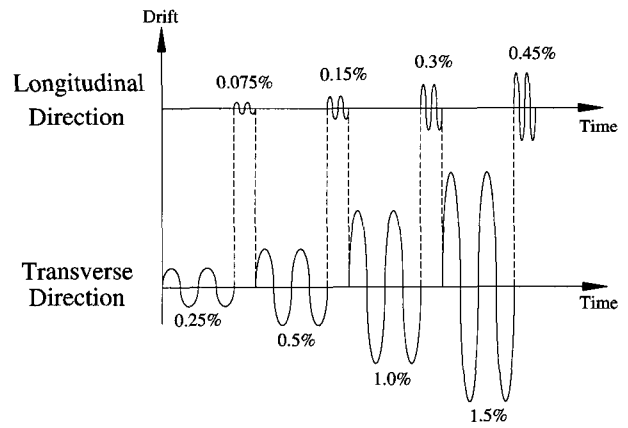
본 실험에서는 그림 3과 같이 축방향력 작용하에 교축 및 교축직각방향의 이축방향으로 횡하중을 재하하도록 계획되었다.<sup>(11,12)</sup> 실험체의 상부에는 가력프레임을 설치하여 축방향력과 2방향의 횡하중을 재하할 수 있도록 설계되었으며 코핑부와 완전일체가 되어 거동할 수 있도록 하였다. 축방향력은  $0.1f_{ck}A_g$ 에 해당하는 600kN을 가력하여 각 기둥에 300kN이 재하되도록 하였다. 그리고 횡방향 하중은 교축방향의 경우 1,000kN(stroke  $\pm 250$ mm)용량의 유압가력기(Actuator)를 교축직각방향은 500kN(stroke  $\pm 125$ mm)용량의 유압가력기를 가력벽에 부착하여 재하하였다. 실험수행 후 실험체의 거동을 분석하기 위한 측정장비로 하중과 변위값은 Actuator에 내장되어 있는 Load Cell을 이용하였으며, 횡방향변위를 측정하기 위하여 변위계를 설치하였다. 또한 주철근, 띠철근



〈그림 3〉 실험전경



(a) 교축방향



(b) 교축직각방향

〈그림 4〉 하중 재하 형태

에 변형률 게이지를 부착하여 철근의 변형률을 측정하였다.

반복하중 재하 방법은 그림 4와 같이 진행되었다. 그림 4(a)는 주하중방향이 교축방향인 L-series 실험체의 하중재하방법이며, 그림 4(b)는 주하중방향이 교축직각방향인 T-series 실험체의 하중재하방법이다. Drift로 표현된 변위 제어량은 기둥의 유효길이에 대한 가력된 변위의 퍼센트(%)로, 주방향 하중이 교축방향인 실험체는 기초상단에서 가력부까지 높이 2.8m, 주방향이 교축직각 방향인 실험체는 기둥의 유효

효율이 1m의  $\pm 0.25\%$ ,  $\pm 0.5\%$ ,  $\pm 1.0\%$ ,  $\pm 1.5\%$ ,  $\pm 2.0\%$ ,  $\pm 3.0\%$ ,  $\pm 4.0\%$ ... 단계로 점점 증가되는 변위이력을 파괴시까지 도입하였으며, 각각의 가력변위크기 마다 동일 변위를 2회 반복재하 하여 교각의 거동특성을 비교 분석하였다. 또한 각각 실험체의 부방향 하중의 크기는 주방향의 30%에 해당하는 값으로 주방향과 동일하게 2회 반복 재하 하였다.

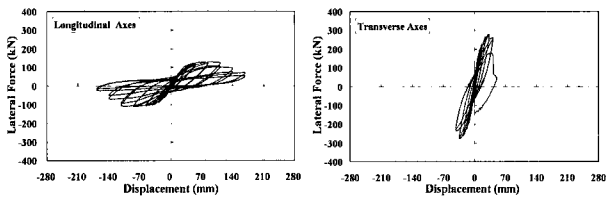
### 3. 실험결과

#### 3.1 하중 - 변위 이력곡선

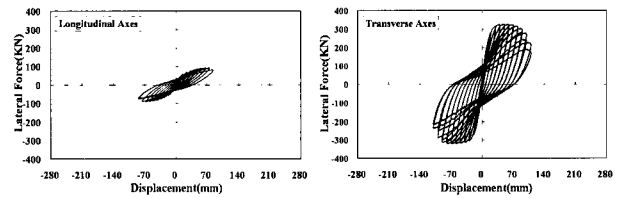
그림 5는 하중변위 이력곡선을 보여주고 있으며, 아래의

각 실험체의 거동을 표 3에 정리하였다.

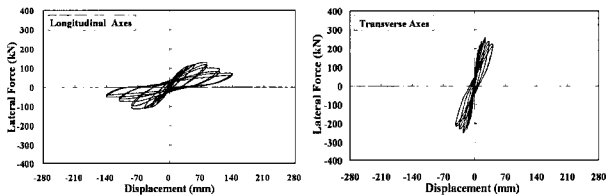
**N2C-SP00-L** : 그림 5(a)는 주철근 겹침이음이 없는 비내진 이주형 실험체로서 수직균열은 겹침이음이 있는 비내진 실험체와 같이 가력변위크기 3.0%에서 발생하였다. 그러나, 최대 횡하중과 피복탈락이 가력변위크기 4.0%에서 진행되고 가력변위크기 5.0%에서 극한변위에 도달하였다. 이 실험체는 가력변위크기 4.0% 최대 횡하중 이후 횡구속력 부족으로 인하여 연성이 저하되었으며, 극한점 이후 최종 파괴시 가력변위크기 6.0%에서는 피복콘크리트가 완전히 탈락되고 횡구속철근 즉 전단철근의 부족으로인하여 교축직각방향 재하시에 전단으로 파괴되었다.



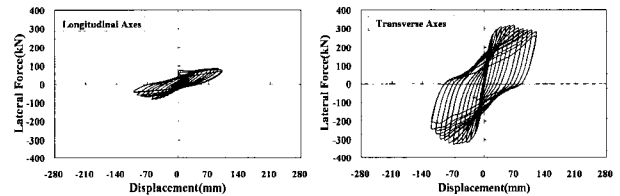
(a) N2C-SP00-L



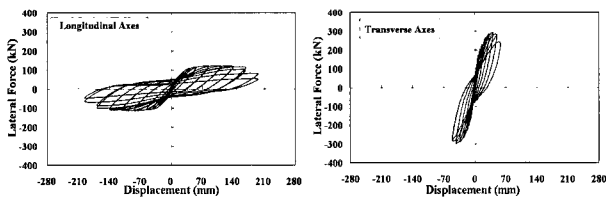
(f) L2C-SP00-T



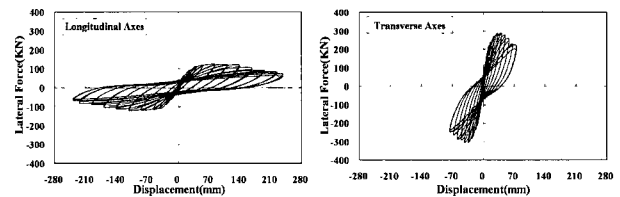
(b) N2C-SP50-L



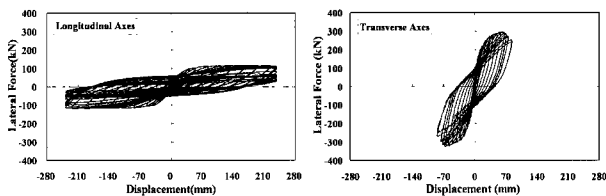
(g) S2C-SP00-T



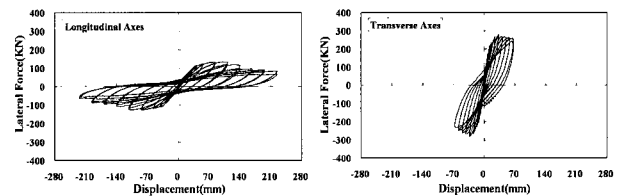
(c) L2C-SP00-L



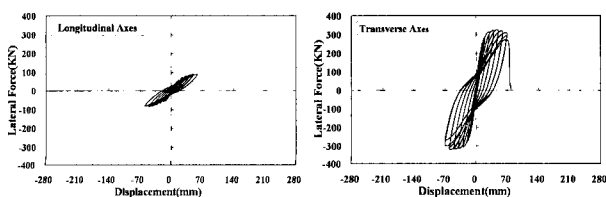
(h) N2C-SP50-BR-L



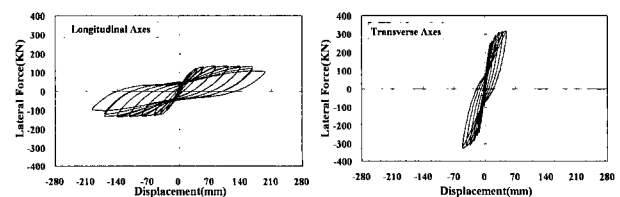
(d) S2C-SP00-L



(i) N2C-SP50-JR-L



(e) N2C-SP00-T



(j) N2C-SP50-PR-L

〈그림 5〉 하중-변위 이력곡선

〈표 3〉 하중단계별 교축방향 파괴거동

Drift (%)	0.25	0.5	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	8.50	9.00	10.00	11.00
N2C-SP00-L	★			●		♥	◆	◎	△						
N2C-SP50-L	★			●		♥◆	◎								
L2C-SP00-L	★			●		♥	◆			▲◎					
S2C-SP00-L	★			●		♥			◆			▲			
N2C-SP00-T		★			●	♥		◆			◎△				
L2C-SP00-T		★			●		♥		◆					◎▲	
S2C-SP00-T		★			●					♥◆					▲
N2C-SP50-BR-L	★			●		◆				◎	▲				
N2C-SP50-PR-L	★			●			◆	◎		▲					
N2C-SP50-JR-L	★			●			◆			◎▲					

★: 초기균열 ♥: 수직균열 ●: 항복횡하중 ◆: 최대횡하중 ◎: 극한횡하중 ▲: 주철근 파괴 △: 전단파괴

**N2C-SP50-L** : 50%의 주철근이 겹침이음된 비내진 이주형 실험체로서 그림 5(b)에 보이는 바와 같이 가력변위크기 3.0%에서 최대횡하중에 도달하고 압축부의 피복콘크리트가 탈락하는 현상이 발생하였다. 주철근 겹침이음과 횡구속철근의 부족으로 주철근의 파단없이 가력변위크기 4.0%에서 극한변위에 도달하여 주철근 겹침이음이 없는 실험체(N2C-SP00-L)보다 내진성능이 부족한 것으로 나타났다.

**L2C-SP00-L** : 현행 내진 규정의 50%, 혹은 비내진 교각의 1.87배 횡구속철근비를 갖는 실험체로서 그림 5(c)에 보이는 바와 같이 최대횡하중과 피복탈락은 가력변위크기 4.0%에서 발생하였지만 극한점과 주철근의 파단시점은 가력변위크기 7.0%에서 발생하였다.

**S2C-SP00-L** : 현행 도로교 설계기준의 내진규정에 따라 설계된 내진 실험체로서 그림 5(d)에 보이는 바와 같이 연성능력이 매우 뛰어난 것을 알 수 있다. 이 내진 실험체의 경우 유압가력기의 가력변위의 한계인 250mm로 인하여 가력변위크기 8.5%(238mm)를 반복재하하였으며 반복재하시에 교각하부의 주철근이 파단되었다.

**N2C-SP00-T** : 비내진 설계된 교각으로서 초기에는 휨파괴의 양상으로 진행되다 급작하게 전단파괴가 발생하였다. 그림 5(d)에 보이는 바와 같이 주하중 방향 가력변위크기 8.0%에서 교축직각방향 하중재하시 전단파괴가 발생하였다. 이는 피복콘크리트 탈락에 따른 콘크리트의 전단내하력 부족과 횡구속철근비의 부족으로 판단된다.

**L2C-SP00-T** : 상부 콘크리트 균열은 4.0%에서 발생하였고 상부피복의 탈락은 가력변위크기 6.0%에서 발생하였으며, 콘크리트 피복의 탈락은 하부의 외측에서 발생한 후 상단의 내측에서 발생하였다.

**S2C-SP00-T** : 상부균열은 4.0%에서 발생하였으며 상부피복의 탈락은 가력변위크기 7.0%에서 발생하였다. 또한 피

복탈락진행은 L2C-SP00-T와 동일하게 나타났다.

**N2C-SP50-BR-L** : 그림 5(h)는 스틸 밴드로 보강한 실험체로서 가력변위크기 1.0%에서 보강접합부 상하부에 수직균열이 발생했으며, 8.0%에서 주철근의 파단으로 교축직각방향의 하중도 급격히 감소하였다. 보강에 의하여 휨거동을 보였으며, 주철근의 파단으로 파괴가 진행되는 가장 합리적인 휨연성 파괴의 모습을 보여주고 있다.

**N2C-SP50-JR-L** : 그림 5(i)는 강판으로 보강한 실험체결과로서 가력변위크기 5.0%에서 주하중방향에 대하여 강판이 원뿔모양으로 부풀어 오른 모습을 관찰할 수 있었다. 이는 기둥의 하부에 더 큰 휨모멘트가 작용하고 소성힌지구간의 주철근의 좌굴과 파단으로 인하여 콘크리트의 팽창으로 인한 것으로 판단된다.

**N2C-SP50-PR-L** : 그림 5(j)는 PS강선에 프리스트레스를 가하여 횡구속력을 증가시킨 실험체의 결과로서 팽창모르타르로 구속한 부위는 균열은 발생 하였으나 파괴는 되지 않았다. 이 실험체는 소성힌지구간이 교각하부의 보강된 부분에서 발생하지 않고, 보강부분 바로 윗 단면인 보강되지 않은 단면에서 소성힌지가 발생하는 위험단면의 변화를 가져옴으로써 적합한 보강방법이라 판단되지 않는다.

### 3.2 변위 연성도

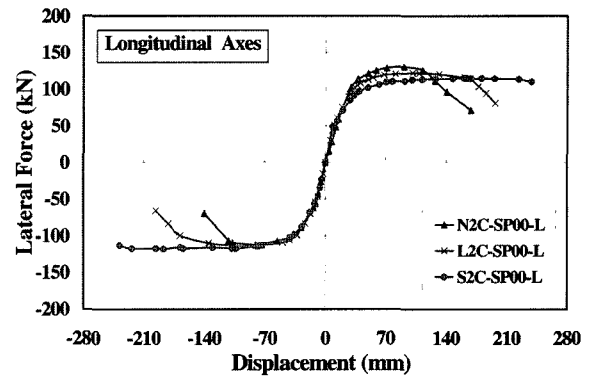
하중-변위 포락곡선상에서 최대 횡력  $V_{max}$  를 지나는 수평선과 원점에서  $V_{max}$  의 75%에 해당하는 횡력을 지나는 직선의 연장선과의 교점을 항복변위로 정의하였으며, 극한점은 최대하중에서 15% 감소된  $0.85V_{max}$ 가 되는 점으로 결정하였다. 항복변위에 대한 극한변위의 값으로 연성도를 정의하였으며 변위연성도를 표 4에 비교정리하였다. 분석결과 주철근 겹침이음이 없이 비내진설계된 경우 이전 연구에서는 일축반복하중을 받을시 요구연성도에 근접한 내진성능

〈표 4〉 변위 연성도

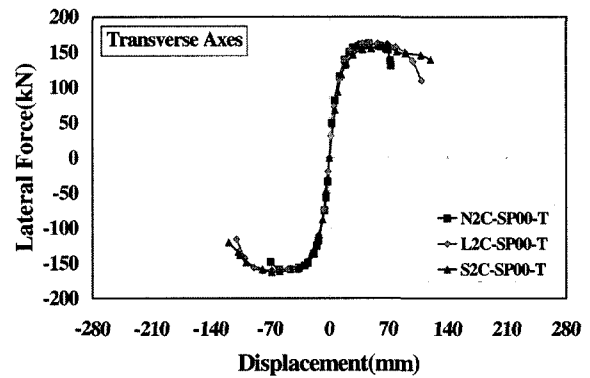
실험체명	항복 변위(mm)	극한변위(mm)	변위 연성도
N2C-SP00-L	37.0	126.4	3.5
N2C-SP50-L	39.7	99.7	2.5
L2C-SP00-L	36.8	176.9	4.8
S2C-SP00-L	38.7	> 238.0	> 6.2
N2C-SP00-T	18.3	72.0	4.0
L2C-SP00-T	19.2	98.4	5.1
S2C-SP00-T	20.3	> 120.0	> 5.9
N2C-SP50-BR-L	36.3	191.0	5.3
N2C-SP50-JR-L	36.3	186.2	5.1
N2C-SP50-PR-L	43.8	141.2	3.23

을 보유하고 있는 것으로 보고되고 있으나, 본 연구에서 이축 반복하중을 받는 비내진 실험체(N2C-SP00-L, N2C-SP00-T)는 요구연성도에 상당히 미치지 못하는 것으로 나타났다. 이는 일축이 아닌 이축반복하중을 받음으로서 손상도가 증가하여 연성이 저하되는 것으로 생각된다. 그러나 횡구속철근비가 증가할수록 연성도가 증가하는 것으로 이전의 일축반복하중을 받는 단주형 교각의 연구결과와 유사하게 나타났다. 한정연성 실험체(L2C-SP00-L, L2C-SP00-T)의 경우 현행규정의 50%에 해당하는 횡구속철근비로도 변위연성도 5에 근접하는 것으로 나타났다. 주철근 겹침이음이 있는 실험체(N2C-SP50-L)의 경우는 변위연성도가 요구연성도 5에 크게 못 미치는 것으로 나타났다. 따라서 기존에 건설된 교각들 중 많은 부분을 차지하고 있는 겹침이음된 교각에 대하여 교량등급 및 중요도에 따라 소요연성도가 다를 수는 있지만 현행 도로교 설계기준의 요구연성도를 만족하기 위해서는 내진보강의 필요성을 확인하였다. 프리스트레스 강선으로 보강된 실험체(N2C-SP50-PR-L)의 경우 연성도 3.23을 나타내어 요구연성도 5를 상당히 못 미치는 것으로 나타났다. 하지만 스틸 밴드로 보강한 실험체(N2C-SP50-BR-L)와 스틸 자켓으로 보강한 실험체(N2C-SP50-JR-L)는 각각 5.3, 5.1의 연성도를 나타내어 한정연성 실험체보다 더 좋은 연성도를 나타내었으며 요구연성도 5를 만족하는 것으로 나타났다. 내진 실험체(S2C-SP00-L)의 경우 그 연성도가 매우 뛰어나 요구연성도를 충분히 만족하지만 유압가력기의 용량한계에 정확한 변위연성도를 구하지는 못하였다. 즉, 이 결과를 통하여 중저진지역에 속하는 우리나라에 적합하도록, 현행 내진규정을 보다 완화시킨 횡구속철근비를 갖도록 개정할 필요가 있다고 판단된다.

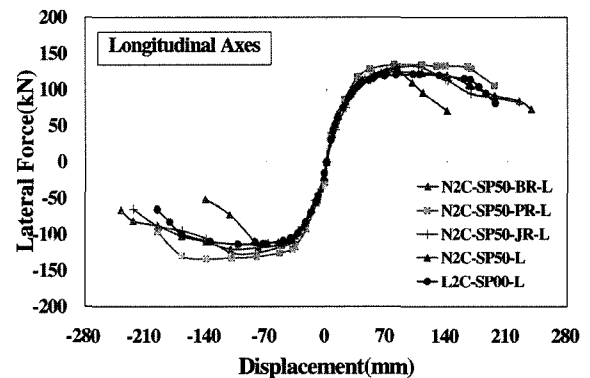
주하중 방향이 교축직각방향인 실험체가 교축방향을 주하중방향으로 하는 실험체보다 더 좋은 연성도를 나타내었다. 이는 교축직각방향 재하시에는 기둥의 유효길이가 짧아지므로 내하력이 크고, 소성힌지구간이 기둥의 상·하단에서 모두



(a) 교축방향



(b) 교축직각방향



(c) 보강

〈그림 6〉 변위-하중 포락곡선

생기면서 하중부담을 기둥의 상·하단에 분배하여 저항하기 때문에 연성도가 증가하는 것으로 판단된다.

### 3.3 소산에너지

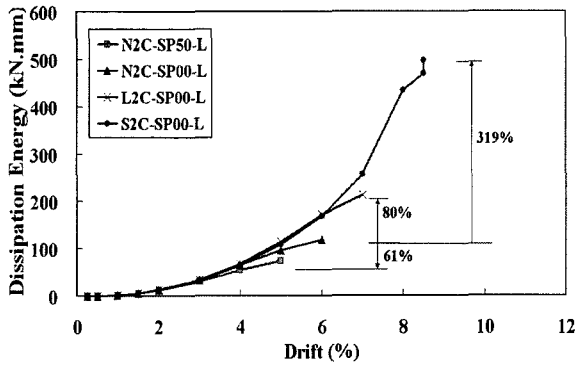
교각의 내진성능을 평가하는 방법중의 하나가 에너지 평가로서, 구조물 또는 어떤 부재의 총 에너지량에 있어서 지진응답해석에 의한 변위 이력으로부터 실제로 흡수 및 소산되는 에너지를 계산하고 총에너지량과 비교하여 구조물의 안전성 여부를 에너지 흡수능력으로 분석한다. 에너지 소산능력을 분석하기 위하여 그림 5의 하중-변위이력곡선의 내 부면적으로 정의하였으며 그림 7에 나타난 소산에너지는 교축

및 교축직각 양방향의 하중재하에 따른 모든 소산된 에너지를 합한 그림으로서 그림 7(a) 및 (b)에서 나타나 듯 심부구속철근비가 클수록 에너지소산능력은 크게 나타났다. 또한 그림 7(c)에 나타난 바와 같이 겹침이음을 가진 비내진 설계된 실험체(N2C-SP50-L)보다 보강을 한 실험체(N2C-SP50-BR-L, N2C-SP50-JR-L, N2C-SP50-PR-L)는 각각 263%, 263%, 237%가 증가한 것으로 나타났다. 특히 기존 보강방안인 스틸자켓을 사용한 실험체(N2C-SP50-JR-L)와 새로운 보강방안인 스틸 밴드를 사용한 실험체(N2C-SP50-BR-L)의 에너지 소산능력은 거의 동일한 것으로 나타났다. 또한 PS 강선으로 보강한 실험체(N2C-SP50-PR-L)는 과보강으로 횡

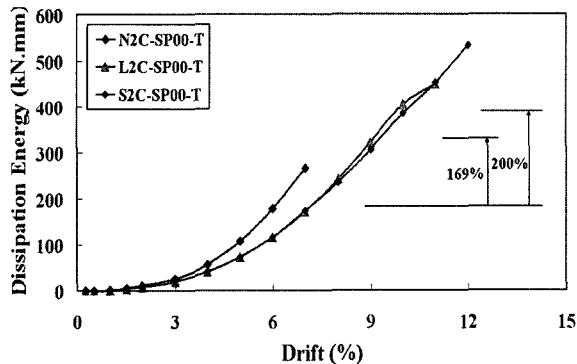
하중의 크기가 증가하여 가력변위크기 6%까지는 가장 큰 에너지 소산능력을 보였으나 위험단면의 변화와 함께 연성능력의 저하로 더 이상 에너지 소산능력을 발휘하지 못하였다.

### 3.4 변형률

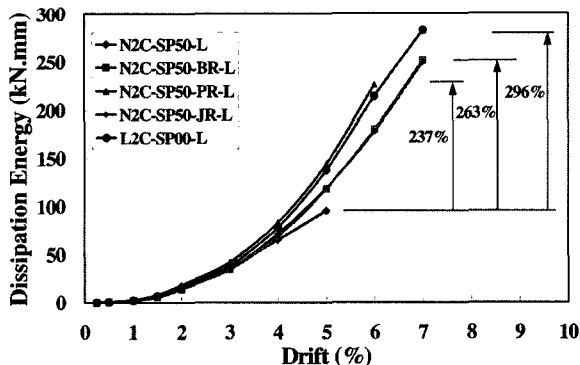
실험체의 상·하단부에 대한 주철근의 변형률을 그림 8에서



(a) 교축방향

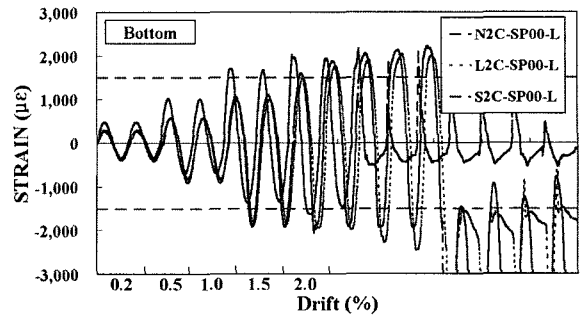


(b) 교축직각방향

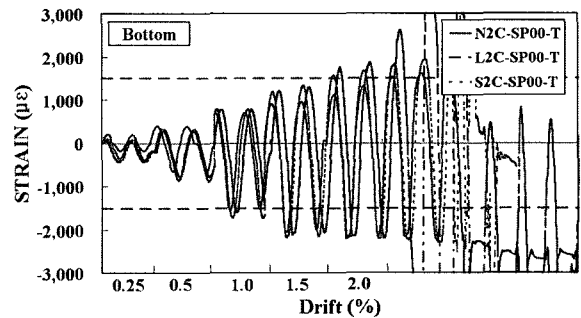


(c) 보강

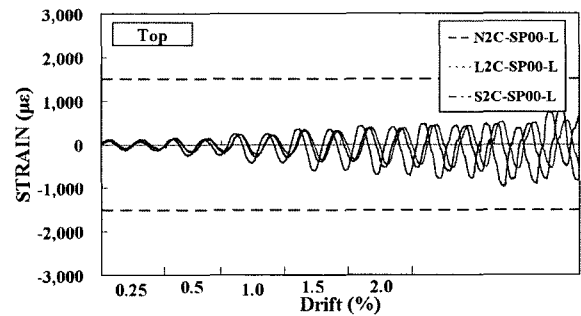
<그림 7> 소산에너지



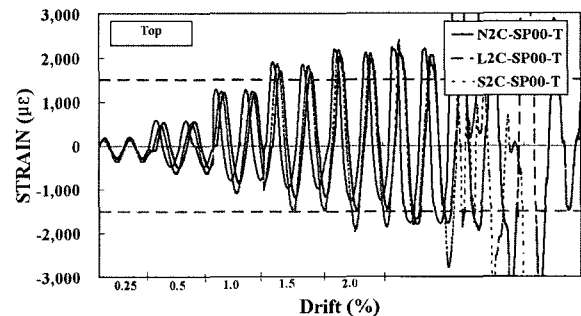
(a) L-series 하중을 받는 기둥 실험체 하단부



(b) T-series 하중을 받는 기둥 실험체 하단부



(c) L-series 하중을 받는 기둥 실험체 상단부



(d) T-series 하중을 받는 기둥 실험체 상단부

<그림 8> 변형률 분석



보여주고 있다. Hook's law에 따른 항복강도( $SD_{30}=300$  MPa)와 탄성계수(20 GPa)를 근거로 항복변형은  $1,500\mu\epsilon$ 으로 정의하였다. 변형률은 소성힌지부분에서 주철근에 부착된 몇몇 strain gage 중에서 최대값을 선택했다. 그림 8(a), (b)에서 보는 바와 같이, L-series 하중을 받는 실험체는 가력변위크기 1.5%에서 항복을 하였고, T-series 하중을 받는 실험체는 가력변위크기 2.0%에서 항복하였다. 항복변형의 가력변위크기는 항복변위의 가력변위크기와 비슷하게 나타났다. 그리고 그림 8(c), (d)에서 보는 바와 같이 L-series와 T-series 하중을 받는 실험체들의 변형양상은 다르게 나타났다. 실험체의 상단부 변형량은 L-series 하중을 받는 실험체가 T-series 하중을 받는 실험체보다 작게 나왔다. 그리고 L-series 하중을 받는 실험체가 기둥 하단부에서만 소성힌지상태가 되었지만, T-series 하중을 받는 실험체는 기둥의 상·하단부 모두에서 소성힌지상태가 발생됨을 그림 8의 변형률에서도 확인할 수 있었다.

#### 4. 결론

- (1) 횡구속 철근비를 증가시킴에 따라서 교각의 연성도가 증가하였으며, 주하중방향이 교축직각인 실험체의 경우 교축인 실험체보다 더 좋은 연성도를 나타냈다. 즉, 교축직각방향으로는 내하력이 커서 설계지진이 작용하여도 탄성역역을 벗어나지 않을 수 있기 때문에 응답수정계수에 대한 검증이 필요한 것으로 판단된다.
- (2) 한정연성 교각의 경우 비내진 교각보다 연성도가 41% 크게 나타났다. 그러나 일축 반복 하중을 받는 경우 횡구속 철근비가 현행 내진규정의 30%만으로도 요구 변위연성도 5를 만족하였다. 그러나, 이축 반복하중을 받는 경우에는 횡구속 철근비가 현행 내진규정의 50%이며, 일축 반복하중 경우보다 1.67배 증가시킴에도 요구 변위연성도 5에 겨우 근접하였다. 내진실험체의 경우는 요구연성도를 충분히 만족하는 것으로 나타났다. 따라서 중진지역에 적합한 내진 횡구속 철근비 규정은 이축반복하중에 의한 연구결과를 고려해야 할 것으로 판단된다.
- (3) 겹침이음된 교각을 보강한 경우 모든 방법에서 연성도의 증가를 가져왔다. 스틸 밴드와 스틸 자켓으로 보강한 경우 휨거동 후 주철근 파단으로 진행되는 휨거동을 나타내며 요구연성도를 만족하였으나, PS강선으로 보강한 경우 위험단면(소성힌지구간)의 변화를 유발시키며 요구연성도를 만족하지 못하였다. 스틸 밴드로 보강된 실험체가 스틸 자켓으로 보강한 실험체보다 변위연성도는 다소 크게 나타났고 에너지 소산능력은 매우 유사함을 볼 때, 시공성을 고려하면 스틸 밴드 보강이 내진보강에 효과적임을 확인할 수 있었다.

#### 감사의 글

본 연구는 지진공학연구센터(과제번호: R11-1997-045-12005-0)의 지원 및 현대건설기술연구소 구조실험동 관계자의 협조로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

#### 참고 문헌

1. 정영수, 박창규, 이은희, “지진을 경험한 형상비 2.5 RC 교각의 내진 변위연성도 평가”, 한국지진공학회 논문집, 제7권, 제3호, 2003, pp. 79-88.
2. 이대형, 정영수, 이재형, 송호진, “주철근 겹침이음된 형상비 4.0의 원형 철근콘크리트 교각의 내진성능평가”, 대한토목학회 논문집, 제22권, 제5-A호, 2002, pp. 1193-1202.
3. Omar A. Jaradat, David I. McLean, and M. Lee Marsh, “Performance of Existing Bridge Columns under Cyclic Loading-Part 1 : Experimenta Results and Observed Behavior,” *ACI structural Journal*, Vol. 95, No. 6, 1998, pp. 695-704.
4. Riyad S. Aboutaha, Michael D. Engelhardt, James O. Jirsa, and Michael E. Kreger, “Experimental Investigation of Seismic Repair of Lap Splice Failures in Damaged Concrete Columns,” *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 2, 1999, pp. 279-306.
5. Young S. Chung, Chang K. Park, and Eun H. Lee, “Seismic Performance and damage assessment of reinforced concrete bridge piers with lap-spliced longitudinal steels,” *Techno-Press*, Vol. 17, No. 1, 2004, pp. 99-112.
6. 김재관, 김익현, 임현우, 이지훈, “판보강에 의한 원형 RC교각의 내진성능 향상”, 한국지진공학회춘계학술대회 논문집, 23권 5A, 2000, pp. 911-920.
7. Prestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John & Sone, Inc.
8. H. Saadatmanesh, M. R. Ehsani, and Limin Jin, “Seismic Strengthening of Circular Bridge Pier Model with Fiber Composites,” *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 6, 1996, pp. 639-647.
9. Mander J.B., Kim J.H., and Ligozio C.A., “Seismic Performance of a Model Reinforced Concrete Bridge Pier Before and After Retrofit,” *Technical Report NCEER-96-0009*, 1996.
10. 정영수, 이재훈, 김재관 등, “고속도로 기존 교량의 유형별 내지 성능평가를 위한 실험적 연구”, 한국도로공사, 2001.
11. Wong Y.L., Paulay T., and Priestley M.J.N., “Response of Circular Reinforced Concrete Columns to Multi-Direction Seismic Attack,” *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 2, 1993, pp. 180-191.
12. Zahn F. A., Park R., and Priestley M.J.N., “Strength and Ductility of Square Reinforced Concrete Column Sections Subjected to Biaxial Bending,” *ACI Structural Journal*, Vol. 56, No. 2, 1989, pp. 123-130.