

# 유사동적 실험에 의한 철근콘크리트 교각의 주철근 접이음에 따른 한정연성능력

## Limited Ductile Capacity of Reinforced Concrete Bridge Pier with Longitudinal Steel Lap-splicing by Pseudo Dynamic Test

박 창 규\*    박 진 영\*\*    조 대 연\*\*\*    이 대 형\*\*\*\*    정 영 수\*\*\*\*\*  
Park, Chang Kyu    Park, Jin Young    Cho, Dae Yeon    Lee, Dae Hyoung    Chung, Young Soo

### ABSTRACT

Pseudo dynamic test is an on-line computer control method to achieve the realism of shaking table test with the economy and versatility of the conventional quasi-static approach. Pseudo dynamic tests of four full-size RC bridge piers have been carried out to investigate their seismic performance. For the purpose of precise evaluation, the experimental investigation was conducted to study the seismic performance of the real size specimen, which is constructed for highway bridge piers in Korean peninsula. Since it is believed that Korea belongs to the moderate seismicity region, three test specimens were designed in accordance with limited ductility design concept. Another one test specimen was nonseismically designed according to a conventional code. Important test parameters were transverse reinforcement and lap splicing. Lap splicing was frequently used in the plastic hinge region of many bridge columns. Furthermore, the seismic design code is not present about lap splice in Korean Roadway Bridge Design Code.

The results show that specimens designed according to the limited ductility design concept exhibit higher seismic resistance. Specimens with longitudinal steel lap splice in the plastic hinge region appeared to significantly fail at low ductility level.

### 1. 서 론

최근의 연이은 국외의 지진으로 인하여 지진에 대한 국민적 관심이 크게 고조되고 있으며, 이에 국내에서도 내진에 대한 연구가 그 어느 때 보다 활발히 진행되고 있다. 한반도는 역사적 기록과 최근의 기록을 살펴볼 때 지진에 대하여 결코 안전지대가 아님을 알 수 있으며, 자원연구소의 지진 관측망에 따르면 2000년에만 무려 29여 회의 지진이 발생하였다고 보고되어 있다. 우리나라의 내진설계사는 1992년부터 도로교 표준시방서에 내진설계편을 신설하여 1996년 1차 개정, 2000년 2차 개정을 하여

\* 정회원, 중앙대학교 토목공학과, 박사과정

\*\* 정회원, 중앙대학교 토목환경공학과, 석사과정

\*\*\* 정회원, 한국도로공사 도로연구소, 수석연구원

\*\*\*\* 정회원, 경도대학 토목환경공학과, 교수

\*\*\*\*\* 정회원, 중앙대학교 토목공학과, 교수

오늘에 이르고 있다. 그러나 우리나라는 많은 역사지진기록이나 최근의 한반도 지진활동으로부터 중·약진 지역으로 분류되고 있음에도 불구하고 주로 강진지역의 규정을 도입하여 적용하고 있는 실정이다. 그리고 현 도로교설계기준의 내진설계편에서는 소성힌지 구간에 주철근의 겹침이음을 엄격히 금지하고 있으나, 1992년 내진설계편 도입 이전에 설계/시공된 수많은 교량의 교각에서는 상당부분 주철근에 겹침이음을 하여 시공하였을 것으로 생각이 되며, 이는 1989년 로마 플리에이터 지진에서 보듯이 주철근의 겹침이음에 의한 대형 피해로 이어질 수 있기 때문에 이에 대한 평가가 시급히 이루어져야 할 것으로 생각된다. 이에 본 실험에서는 소성힌지 구간에서 겹침이음한 실험체를 제작하여 유사동적 실험을 통해 그 성능을 평가해 보고자 하였다.

## 2. 실험계획 및 방법

### 2.1 실험계획

본 실험에서는 교각의 휨파괴를 유도하기 위해 단면형상비(Asspect ratio)가 4.0인 직경 1.2m, 높이 4.8m의 실험 크기에 가까운 교각을 제작하였다. 우선 1992년 내진설계규정 도입 이전에 주철근이 겹침이음 되어 시공된 교각의 내진성능 평가를 위해 표 1과 같이 주철근비 1.01%, 횡방향 철근비 0.13%로 비내진 설계된 교각의 주철근을 소성힌지 구간에서 모두 겹침이음하여 실험체 1기를 제작하였다. 또한, 이와 비교를 위해 중약진 지역에 속하는 국내 실정을 감안하여 한정연성설계인 Eurocode 8에 따라 식 (1)과 같은 횡방향철근량규정식에 의해 실험체 3기를 제작하였다.

$$\omega_{wd,c} = 1.4 \omega_{wd,r} \quad \omega_{wd,r} = 1.74 \frac{A_c}{A_{cc}} (0.009 \mu_c + 0.17) \eta_k - 0.07 \geq \omega_{w,min} \quad (1)$$

여기서  $\omega_{wd,c}$ 는 횡방향철근체적비(원형단면),  $\omega_{wd,r}$ 는 횡방향철근체적비(사각형단면),  $\omega_{w,min}$ 는 최소 횡방향철근체적비,  $A_c$ 는 전체단면적,  $A_{cc}$ 는 코아콘크리트 단면적,  $\mu_c$ 는 요구연성도,  $\eta_k$ 는 축방향력비를 나타낸다. 이 연구에서는 한정연성거동의 경우로  $\mu_c=7$ ,  $\omega_{w,min}=0.08$ 로 하였다. 또한, 이 실험체의 주철근비는 비내진 실험체와 동일하게 하였으며, 횡방향 철근비는 0.22%로 하였다. 그림 1은 실험체의 설계도이다.

표 1. 실험체 개요

구분	실험체명	콘크리트 압축강도 $kgf/cm^2$	단면 형상비	주철근			횡방향 철근			축하중 $tonf$	입력 지진
				항복강도 $kgf/cm^2$	철근비 %	겹침이음	항복강도 $kgf/cm^2$	철근비 %	배근간격 $cm$		
비내진	NS-HT1-A	253	4.0	3,500	1.01	100%	3,800	0.13	20	190	T2
한정 연성	MF-HT4-H					50%					
	MF-HT4-N					0%		0.22	11.5		
	MP-HT4-N					0%					
											Kaihokus

註) T2 : 한국도로공사 작성 인공지진, Kaihokus : 일본 건설성 토목연구소 작성 인공지진  
실험체의 고유진동수 : 약 3.9Hz

### 2.2 사용재료

콘크리트는 목표 압축강도  $240kgf/cm^2$ 로 최대골재치수 25mm의 레미콘을 사용하였으며, 재령 28일의 압축강도시험결과  $253kgf/cm^2$ 의 강도를 얻었다. 철근은 KS D 3504에 의한 SD30인 D19의 상용 철근을 주철근으로, D10을 띠철근으로 사용하였으며, KS B 0820에 따라 각각 3개의 시편에 대한 인장 시험을 실시하여 평균 항복강도  $3,500kgf/cm^2$ 와  $3,800kgf/cm^2$ 를 얻었다.

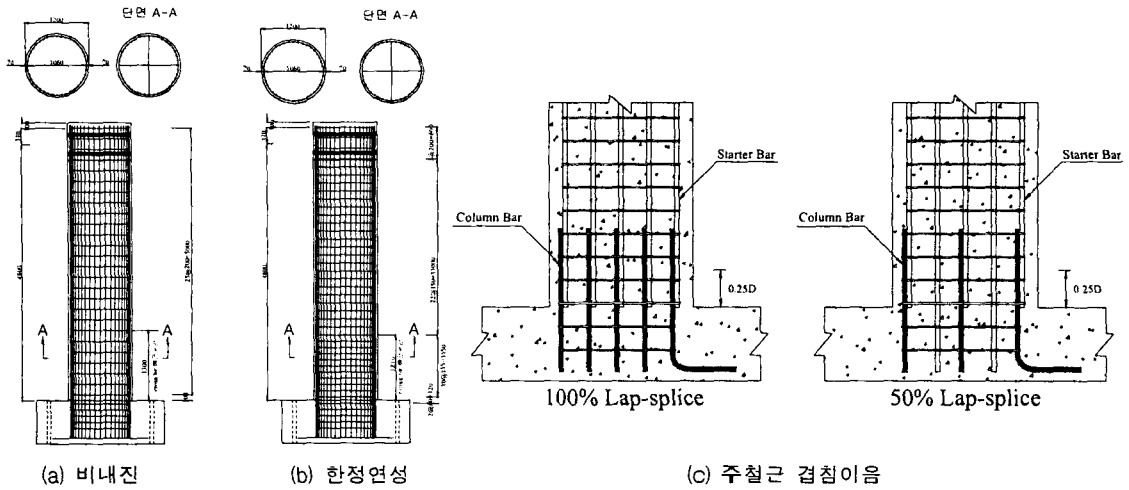


그림 1. 실험체 설계도

### 2.3 실험방법

일반적으로 유사동적실험 알고리즘에 적용되는 구조물에 대한 운동방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M \ddot{x}_{i+1} + C \dot{x}_{i+1} + K x_{i+1} = F_{i+1} \quad (2)$$

여기서,  $\ddot{x}_{i+1}$ ,  $\dot{x}_{i+1}$  및  $F_{i+1}$ 은 각각 시간단계  $(i+1)\Delta t$ 에서의 가속도, 속도 및 외력에 관한 벡터이며  $Kx_{i+1}$ 은 복원력 벡터로서  $R_{i+1}$ 로 나타낼 수 있는데 실험체로부터 직접 값을 얻는다. 일반적인 수치적분에서 변위벡터  $x_{i+1}$ 의 계산은 실험체의 강성매트릭스  $K$ 에 관한 값을 가지고 있어야 한다. 그러나 실제 비탄성 거동을 나타내는 실험체의 강성매트릭스  $K$ 를 매 시간단계마다 정확히 계속하기에는 어려움이 많기 때문에 외연적 적분법에 의해서 변위벡터  $x_{i+1}$ 을 결정할 경우 유사동적실험 알고리즘에서는  $Kx_{i+1}$ 형태인 복원력벡터  $R_{i+1}$ 을 계속한다. 따라서 복원력  $R_{i+1}$ 은 계산된 변위벡터  $x_{i+1}$ 을 유압식가력기에 의해 실험체에 직접 제어한 후 실제로 계속된 값이다. 본 연구에서 사용된 수치적분방법은 동적 구조물의 가장 일반적인 적분기법인 Explicit Newmark  $\beta$  방법으로써 중앙차분법보다 반올림오차(round-off error)의 정도가 양호하며  $(i+1)\Delta t$ 에서의 변위, 속도 및 가속도 벡터는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$x_{i+1} = x_i + \Delta t \dot{x}_i + \Delta t^2 \left[ \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{x}_i + \beta \ddot{x}_{i+1} \right] \quad (3)$$

$$\dot{x}_{i+1} = \dot{x}_i + \Delta t \left[ (1 - \gamma) \ddot{x}_i + \gamma \ddot{x}_{i+1} \right] \quad (4)$$

$$\ddot{x}_{i+1} = \left( M + \frac{\Delta t}{2} C \right)^{-1} \left( F_{i+1} - R_{i+1} - C \dot{x}_i - \frac{\Delta t}{2} C \ddot{x}_i \right) \quad (5)$$

축방향력은  $\frac{P}{f_{ck}A_g} = 0.07$ 인 190tonf를 재하 하였으며, 축방향력의 변화를 방지하기 위하여 특수 제작된 300tonf 용량의 Hydraulic actuator를 사용하였다. 한편, 횡방향 하중은 250tonf 용량의 Hydraulic actuator를 사용하였으며, 입력 지진하중은 중앙진과 강진에서의 거동특성 비교를 위해 그림 3과 같이 한국도로공사에서 작성한 PGA 0.2g의 인공지진과 T2와 일본 건설성 토목연구소에서 작성한 PGA

0.36g의 Kaihokus 인공지진파를 사용하였다. 각각의 지진파에 대해 FFT(Fast Fourier Transform)을 취하여 본 결과 국내 인공지진파인 T2는 Dominant frequency가 1.7Hz, 일본 인공지진파인 Kaihokus는 0.52Hz를 나타내었다. 첫 번째 입력 지진하중은 국내 도로교 설계기준에서 제시하고 있는 지진구역 I (구역계수 0.11), 재현주기 1,000년(위험도계수 1.4)의 가속도 계수인 0.154g에서 시작하여 0.2g, 0.3g, 0.4g... 순으로 파괴에 도달할 때까지 점진적으로 증가시키면서 실험을 수행하였다.

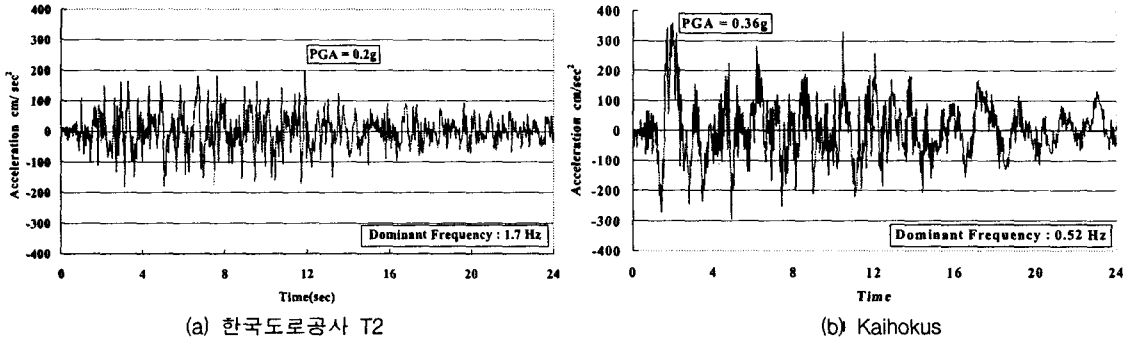


그림 2. 인공지진파

### 3. 실험 결과 및 분석

그림 3은 실험체의 하중-변위 곡선을 나타내고 있다. 국내 인공지진을 사용한 비내진 실험체 (NP-HT1-A)는 0.154g에서 기둥하단에서 53cm지점에 최초 균열이 발생되고, 0.3g에서 수직균열이 발생하였으나 강도감소 현상만 발생되고 피복은 탈락하지 않았다. 한정연성 설계 실험체중 주철근을 겹침이음하지 않고 한국도로공사 인공지진파를 사용한 MF-HT4-N과 50% 겹침이음을 한 MF-HT4-H는 모두 0.154g에서 최초 균열이 발생되며 0.2g~0.3g까지 균열이 계속 진전되다가 0.5g에서 최초의 수직균열이 발생되고 0.6g에서 피복이 탈락하는 양상을 보였다. 한편, 일본 인공지진파인 Kaihokus 지진파를 사용한 MP 실험체는 0.154g에서 최초균열 발생후 0.2g~0.3g까지 균열이 진전되다가 0.4g에서 피복이 탈락되며 파괴되는 양상을 보였다. Kaihokus 인공지진파는 초기 2초 부근의 일방향편측의 최대가속도 지점에서 심각한 손상을 보여 주었다. 또한 주철근 겹침이음을 하지 않은 두 실험체의 경우 Actuator 최대 변위까지 가력을 하였으나 모두 뚜렷한 강도감소가 보이지 않아, 이 후에는 Quasi-static으로 Actuator 최대 변위를 반복하여 파괴시까지 실험을 하였다.

구조물의 에너지 흡수 혹은 소산 능력은 내진 성능을 평가하는 데 중요한 요소중의 하나이므로 에너지 소산 능력의 척도로서 축적입력 에너지(cumulative input energy) 및 축적소산 에너지(cumulative dissipation energy)를 분석하였다. 축적입력에너지는 MF 실험체의 경우 겹침이음이 없는 실험체가 50% 겹침이음 한 것 보다 1.5배의 이상의 향상 능력을 보여주며, 축적소산 에너지는 3.2배 이상의 증진을 보였다.

또한, 각 실험체의 동일한 변수를 갖는 실험체를 Quasi-static으로 실험한 결과와 비교하였을 때, 그 결과가 매우 유사함을 알 수 있었다. 그리고 표 4에서 보여주는 것처럼 한정연성설계법으로 설계한 주철근 겹침이음이 없는 실험체의 경우 한국도로공사의 T2 와 Kaihokus 인공지진파 모두 도로교 설계기준의 단주교각에 대한 응답수정계수 3을 만족하는 것을 볼 수 있었으며, 50% 주철근 겹침이음 실험체의 경우는 만족하지 않음을 알 수 있다.

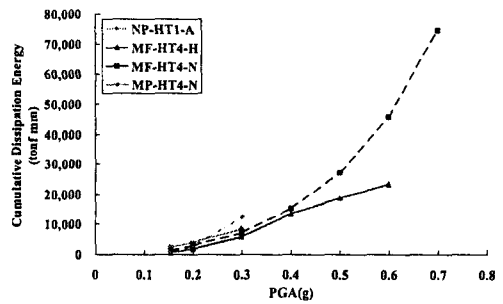
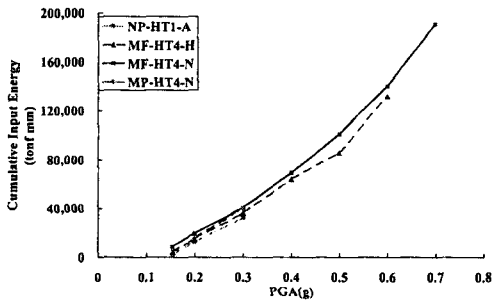
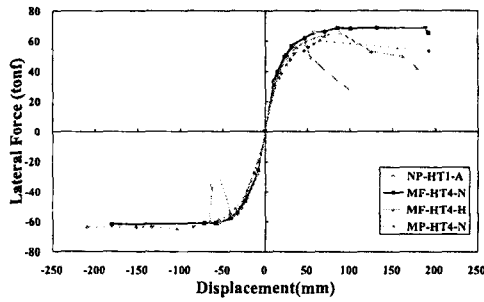
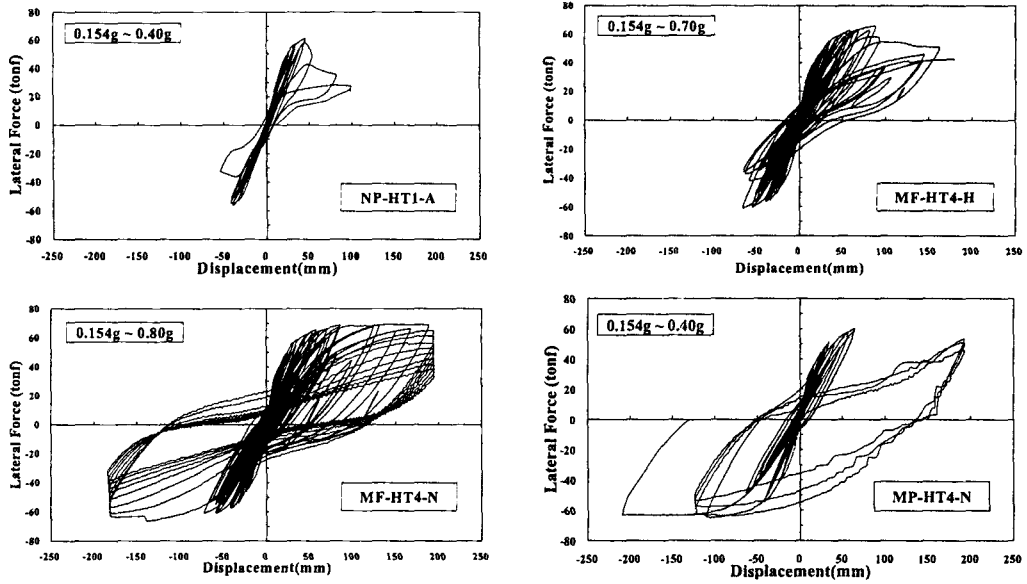


그림 3 실험 결과 그래프

표 4. 연성도 및 에너지분석

실험체명	축적입력 에너지 (tonf·mm)	축적소산 에너지 (tonf·mm)	변위 연성도 ( $\mu_d$ )	응답수정계수 (R)	준정적 실험체와 비교	
					변위 연성도	응답수정계수
NS-HT1-A	32,174	8,455	1.85	1.64	1.87	1.66
MF-HT4-H	131,757	23,371	3.19	2.32	3.67	2.52
MF-HT4-N	190,524	74,507	> 5.41	> 3.13	5.51	3.17
MP-HT4-N	40,127	12,363	> 4.85	> 2.95		

註)  $R = \sqrt{(2\mu_d - 1)}$  (실험체의 고유 주기 : 약 0.37sec)

#### 4. 결 론

1. 비내진 100% 겹침이음을 한 실험체는 주철근의 좌굴로 인한 피복의 박리와 주철근의 파단 현상이 발생하지 않고, 철근 이음부의 미끄러짐으로 인한 급격한 강도감소 현상을 보였다. 한정연성설계 실험체 중 주철근 겹침이음이 없는 실험체와 50% 겹침이음한 실험체는 0.154g에서는 유사한 응답을 보이다 50% 겹침이음한 실험체가 0.5g 이후 급격한 강도 저하를 보였다.
2. 한정연성설계 실험체 중 겹침이음이 없는 실험체가 50% 겹침이음을 한 실험체 보다 에너지 흡수 능력에서는 1.5배 이상의 증진을 보였고, 에너지 소산 능력에서도 3.2배의 이상의 향상을 보였다.
3. 동일한 철근 상세를 갖는 실험체라 하더라도 입력지진파가 다른 경우 파괴시 PGA 값은 다르게 나타났다. 이는 한국도로공사 T2 인공지진파를 받는 실험체는 피로현상과 같이 점진적인 이력 에너지의 증가현상을 보인 반면에 Kaihokus 인공지진파를 받는 경우의 실험체는 초기 지진동부근(약 2초)에서 일방향의 급격한 이력에너지 증가 현상으로 인한 심각한 손상을 실험체가 받았기 때문이라 판단된다. 따라서 입력지진파의 특성에 따라 교각의 내진거동 특성이 다르게 조사되었으므로, 국내 시방서 규정에 입력지진파에 대한 상세 규정이 도입되어야 할 것으로 사료된다.
4. 1,2의 결과는 기존에 실시한 준정적 실험결과와 유사한 것으로서 교각의 내진 성능에 주철근의 겹침이음이 큰 영향을 미치는 것으로 평가되므로 내진설계규정이 도입되기 이전에 설계/시공된 교량 교각에 대하여 좀 더 면밀한 검토를 통하여 보강기법의 개발이 시급할 것으로 판단된다.
5. 한정연성설계법으로 설계한 주철근 겹침이음이 없는 실험체의 경우 각각의 인공지진파 모두 도로교 설계기준의 단주교각에 대한 응답수정계수 3을 만족하는 것을 볼 수 있었다.

#### 감사의 글

본 연구는 한국도로공사 “고속도로 기존 교량의 내진성능 평가를 위한 실험적 연구”의 일환으로 수행되었으며, 지원에 감사드립니다.

#### 참 고 문 헌

1. 한국도로교통협회, “도로교설계기준,” 2000.
2. 박종협, “유사동적실험에 의한 원형 철근콘크리트교각의 내진성능평가,” 중앙대학교, 박사학위논문, 2001.
3. 정영수 외 3인, “실물 철근콘크리트 교각의 유사동적 실험에 의한 내진성능 평가,” 한국지진공학회, 제6권, 1호, 2002, pp250-257.
4. 정영수 외 3인, “Pseudo-Dynamic 실험에 의한 원형충진 RC교각의 내진거동,” 한국콘크리트학회, 제12권, 1호, 2000, pp464-469.
5. 이재훈 외 3인, “횡방향철근상세에 따른 원형기둥의 내진성능,” 한국지진공학회, 제4권, 1호, 2000, pp259-266.
6. Takanash, K., et al., “Inelastic response of H-shaped columns to two dimensional earthquake motions,” Bull. Of Earthquake Resistant Structure Research Center, Institute Industrial Science, University of Tokyo, No. 13, 1980.
7. Okada, T., et al., “A Simulation of earthquake response of reinforced concrete building frames to bi-directional ground motion by IIS computer-actuator on-line system,” Proceedings, 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, 1980.