

주철근 겹침이음된 실물교각의 횡구속 정도에 따른 내진성능 평가

박창규¹⁾ · 정영수^{1)*} · 고성현²⁾ · 이재훈²⁾

¹⁾ 중앙대학교 토목공학과 ²⁾ 영남대학교 토목공학과

(2004년 5월 15일 원고접수, 2004년 6월 20일 심사완료)

Seismic Performance Evaluation of Full-Sized RC Bridge Piers with Lap-Spliced Longitudinal Steels according to Lateral Confinement

Chang-Kyu Park¹⁾, Young-Soo Chung^{1)*}, Seong-Hyun Ko²⁾, and Jae-Hoon Lee²⁾

¹⁾ Dept. of Civil Engineering, Chung-Ang University, Ansong, 456-756, Korea

²⁾ Dept. of Civil Engineering, Yeungnam University, Gyeongsan, 712-749, Korea

(Received May 15, 2004, Accepted June 20, 2004)

ABSTRACT

It has been known that practically unavoidable lap splices of longitudinal reinforcement in the plastic hinge region have a bad effect on the seismic performance of reinforced concrete bridge columns. Lap splices were usually located in the plastic hinge region of most bridge columns designed before the implementation of the new seismic design provisions of 1992 Korea Bridge Design specification. The objective of this research is to evaluate the seismic performance of full-sized reinforced concrete bridge piers with lap splice of longitudinal reinforcement in the plastic hinge region, and to develop an appropriate lateral confinement concept of RC bridge columns with lap-spliced longitudinal steels in low or moderate seismicity region. Eight test specimens in the aspect ratio of 4.0 were made with three types of lap splicing, two levels of confinement steel ratios and two types of tie configurations. It was confirmed from the Quasi-Static test that displacement ductility ratios were significantly reduced for nonseismic test columns with lap spliced longitudinal steels but were satisfied the seismic requirement for limited ductile design specimens. As a conclusion, pertinent lateral confinement content was proposed for the seismic performance of RC bridge piers with 50% lap-spliced longitudinal reinforcing steels in low or moderate seismicity region.

Keywords : RC bridge columns, seismic performance, lap-splice, confining steel, tie configuration

1. 서 론

철근콘크리트 교각의 연성은 소성힌지 구간에서의 횡구속 철근에 의한 심부 콘크리트의 구속력, 축방향력, 주철근비 등에 의해 좌우되며, 기둥에 작용하는 횡구속력은 교각의 연성에 큰 영향을 미치는 것으로 알려져 있다. 지진 거동 시 심부콘크리트의 균열발생으로 소성힌지구간의 횡구속철근은 인장력이 횡구속철근의 원주방향을 따라 발생하며, 후프띠철근으로 구속되는 주철근도 심부콘크리트의 구속에 기여하게 된다. 철근콘크리트 교각의 주철근은 상부구조물에 의한 하중에 의하여 축방향 압축력을 받지만, 지진하중 하에서는 교각의 휨 거동으로 인하여 인장 및 압축력이 발생한다.

소성힌지영역내에 주철근의 겹침이음이 있으면 정착길이를 확보하더라도 지진하중과 같은 반복하중 하에서 횡구속 정도에 따라 겹침이음부의 조기부착파괴가 발생할 수 있다. 따라서 교각의 연성도 확보를 위한 강진지역 세계 각국의 내진설계규정은 교각의 소성힌지구간에서 주철근 겹침이음을 엄격히 금지하고 있으나, 중·저진 지역에서는 축방향력의 영향, 횡구속철근의 수직간격 등에 관한 규정과 함께 주철근의 겹침이음을 부분적으로 허용하고 있다.

최근 국내외에서 교각의 내진성능에 영향을 미치는 철근상세 및 축방향력에 대한 연구결과가 보고 되고 있으며, 이 대형 등은¹⁾ 축하중비 및 겹침이음량을 변수로 형상비 (aspect ratio) 4.0인 직경 600mm 높이 2,400mm의 5기의 철근콘크리트 교각의 50%, 100% 주철근 겹침이음에 따른 내진성능평가를 위한 준정적 실험을 수행하였다. 결과에 따르면 주철근을 겹침이음함에 따라 연성능력감소, 소

* Corresponding author
Tel : 031-670-3339 Fax : 031-675-9563
E-mail : chung47@cau.ac.kr

산에너지감소 및 조기 강성저하를 초래하는 것으로 보고하고 있으나, 50%의 주철근이 겹침이음된 경우에는 적절한 철근상세에 의한 횡구속력으로 내진성능을 확보할 수 있는 가능성을 제시하였다. 김익현 등은²⁾ 소성힌지영역에서 50%의 주철근 겹침이음이 성능기초내진설계를 위한 내진상세 대안으로서의 가능성 검토를 위하여 사각단면(중실 및 중공)을 대상으로 축소모형실험과 해석을 수행하였다. 연구결과에 따르면 50%의 주철근 겹침이음을 갖는 교각은 연성적인 파괴를 나타냄으로써 소요연성도를 확보하는데 필요한 횡철근의 양을 감소시킬 수 있어 현행 내진상세의 대안으로써 고려할 가치가 있다고 보고하고 있다. 이재훈 등은³⁾ 우리나라와 같은 중·약진지역에서 적합한 한정연성설계에서 허용할 수 있는 종방향철근 연결상세와 이에 따른 내진거동에 관하여 원형단면을 대상으로 연구를 하였다. 실험결과에 따르면 종방향철근을 겹침이음한 경우에도 어느 정도의 내진성능을 가지고 있는 것으로 보고하고 있다.

Y. H. Chai 등은⁴⁾ 주철근의 겹침이음이 내진성능에 미치는 영향을 평가하기 위하여 주철근비 2.53%, 구속철근비 0.174%를 갖는 지름 600 mm(24 in), 높이 3650 mm(144 in), $20d_b$ 의 주철근 겹침이음 길이를 갖는 철근콘크리트 교각 6기에 대하여 준정적실험을 실시하였다. 이들에 따르면 동일한 축방향력 하에서 주철근의 겹침이음이 없는 시험체는 변위연성도 5.0정도의 성능을 발휘하였으나 소성힌지구간에서 모든 주철근을 겹침이음 할 경우 변위연성도가 1.5정도로 저하됨을 보고하였다. O. A. Jaradat 등은⁵⁾ 주철근의 겹침이음길이 ($20d_b$, $35d_b$)를 실험변수로 하여 준정적 실험을 실시하였다. 이들 시험체는 궁극적으로 소성힌지구간에서의 휨내력의 부족과 주철근 겹침이음부위에서의 슬립(Slip)에 의해 파괴되고 $20d_b$, $35d_b$ 의 주철근의 겹침이음길이를 갖는 경우, 겹침이음길이는 강도저하의 시점을 늦출 수는 있으나 부차파괴는 방지할 수 없음을 확인하였다.

한편, 국내의 1992년 이전에 비내진 설계된 교각은 주로 0.1~0.16%의 체적비를 갖는 횡구속 띠철근이 배근되어 있는 것으로 조사되었다⁶⁾. 그러나 현행 내진규정⁷⁾에 따라 설계기준강도($f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=300\text{MPa}$)로 설계된 대구경 교각에서의 심부구속 철근비는 0.96%로 매우 크기 때문에 시공현장에서 철근 배근 및 콘크리트 타설에 많은 어려움을 유발하고 있다. 이는 지진활동이 빈번하고 지진의 규모 및 피해가 큰 강진지역과는 달리 우리나라는 역사 지진 기록이나 최근의 지진활동으로부터 중·약진지역으로 분류되고 있음에도 불구하고 짧은 내진 연구 연혁 그리고 지진에 대한 피해사례의 부족으로 개정된 도로교 설계기준의 내진설계 적용기준은 주로 강진지역의 규정을 검증없이 도입하여 적용하고 있기 때문이다. 따라서, 본

연구에서는 중저진 지역에 속하는 우리나라의 특성을 고려하여 완전연성을 보장하기 위한 현행 설계기준의 심부구속철근비(횡철근상세)보다는 적은 양으로 설계된 한정연성 교각시험체의 내진성능을 실험적으로 파악하고, 또한 주철근 겹침이음을 두어 시공된 현재 공용중인 실제의 교각에서 주철근 겹침이음이 내진성능에 미치는 영향을 파악하고자 하였다. 이에 주철근 겹침이음을 갖는 실물 크기의 직경 1.2m, 높이 4.8m 원형 교각을 제작하여 준정적실험(Quasi-static test)으로 내진성능을 평가하였다.

2. 연구내용

2.1 실험개요

본 실험에 사용된 철근콘크리트 교각 실험체들은 교각 높이 4.8m, 지름 1.2m의 단면으로 비내진설계 혹은 한정연성설계되었다. 시험체는 형상비(Asspect ratio) 4.0의 휨 파괴거동이 예측되는 총 8본으로서 구속철근비 및 겹침이음량을 변수로 하여 Table 1에 나타난 바와 같다. Fig. 1(a)에 보인 바와 같이 1992년 도로교설계기준에 내진규정이 도입되기 이전의 기준에 따라서 설계된 비내진시험체와 중·저진 지역에 적합한 횡구속력으로 가정하여 설계한 한정연성시험체를 제작하였다. 시험체는 실제 교량의 축력을 조사하여 축하중비(Axial force ratio) $P/f_{ck}A_g$ 를 0.07로 선택하였으며⁶⁾, 비내진시험체는 겹침이음 주철근량을 각각 50%, 100%로 하고 한정연성시험체는 겹침이음 주철근량을 각각 0%, 50%로 제작하였다.

Table 1에 보인 바와 같이 소성힌지구간의 후프띠철근의 간격은 비내진시험체의 경우 D10철근을 200mm로 배근하여 횡구속철근비는 0.127%이며, 한정연성시험체는 소성힌지구간에서는 115mm로 횡구속철근비는 0.22%이었으나, 소성힌지 이외의 구간에서는 150mm로 배근하였다. 한정연성시험체의 횡구속비는 비내진 시험체의 2.3배이며 현행 도로교설계기준⁷⁾의 심부구속철근비의 0.32배에 해당한다. 각 시험체의 후프띠철근의 유형은 후프띠철근의 겹침이음에 의한 영향을 평가하기 위해 다음 Fig. 1(c)와 같이 1개소에 겹침이음이 있는 HT3형과 2개소에 겹침이음이 있는 HT4형을 사용하였으며, 보강띠철근은 양단 모두 90° 갈고리를 사용하였다.

띠철근의 겹침이음길이는 인장철근의 겹침이음길이 규정에 의해 250mm를 적용하였다⁷⁾. 주철근은 D19철근을 사용하였으며 주철근비는 1.01%이다. 주철근 겹침이음은 Fig. 1(b)에 보이는 바와 같이 기존의 연구결과에 따라서 주철근의 좌굴 위치인 기초상부에서 0.25D(D:시험체의 직경) 높이를 겹침이음 중심으로 하여 길이 470mm를 겹침이음 하였다.

Table 1 Properties of test specimens

Specimen	Cylinder concrete strength (MPa)	Longitudinal steel (D19)			Transverse steel (D10)			Axial load	
		f_y (MPa)	ρ_l (%)	Detail	f_y (MPa)	ρ_s (%)	Space (mm)	P (kN)	Ratio
Nonseismic design	25.3	350	1.01	Starter bars 100%	380	0.127	200	1,900	$\frac{P}{f_{ck}A_g} = 0.07$
				Starter bars 50%					
				Starter bars 100%					
				Starter bars 50%					
Limited ductile design	25.3	350	1.01	Starter bars 50%	380	0.22	115	1,900	$\frac{P}{f_{ck}A_g} = 0.07$
				Continuous					
				Starter bars 50%					
				Continuous					

NS : nonseismic design, MS : limited ductile design, HT : detail of transverse steel (Fig. 1(c))
 A · H · N : lap splice ratio(A : 100%, H : 50%, N : 0%)

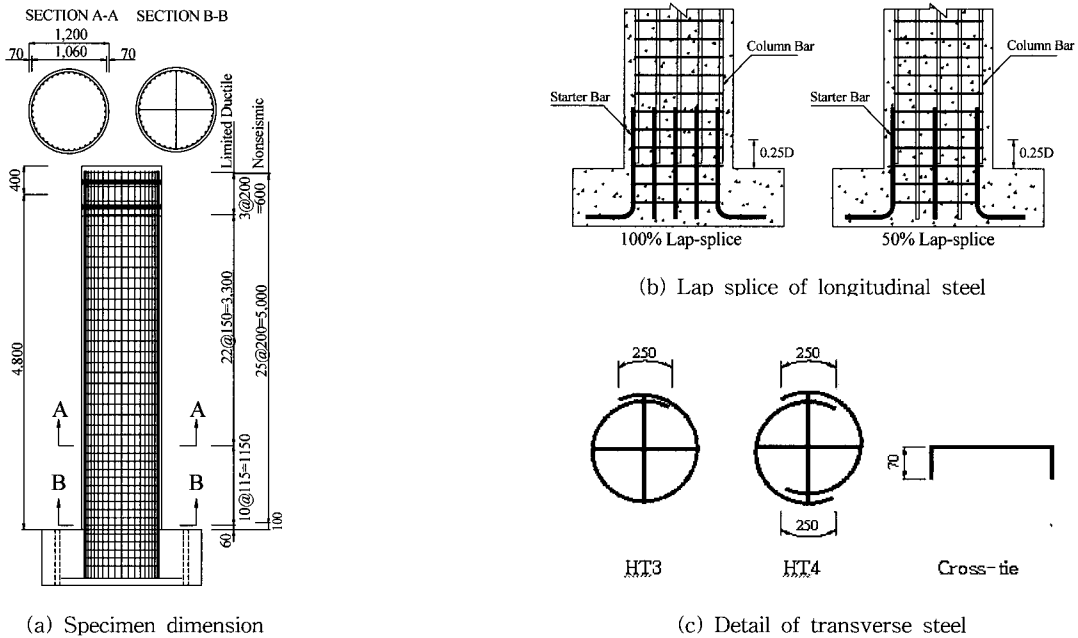


Fig. 1 Details of test specimens (unit : mm)

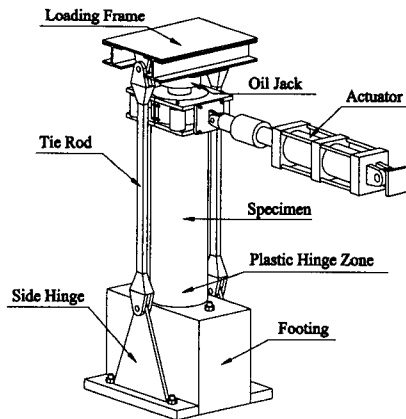


Fig. 2 Test setup

2.2 실험내용

본 실험에서는 일정한 축방향력(axial force)의 재하를 위하여 시험체가 횡방향 변위하중을 받는 동안 일정한 하중을 유지할 수 있도록 3,000 kN 유압실린더를 이용하여 재하하였으며, 횡방향의 수평하중은 stroke ±500 mm인 3,500 kN actuator를 가력벽에 부착하여 실험을 실시하였다. Fig. 2는 준정적실험의 개념도이다.

실험수행 중 시험체의 거동을 분석하기 위한 계측장비로 하중값은 actuator에 내장되어 있는 load cell과 변위계(DT, Displacement Transducer)를 이용하였다. 그리고 소성힌지구간에서의 철근의 변형률을 파악하기 위하여

3. 실험결과

하중-변위 이력곡선과 포락곡선을 분석하여 변위연성도를 조사하였다. 또한, Drift level에 따른 강성저하를 분석하여 지진시 교각의 강성저하, 소산에너지 및 철근의 변형률을 조사하였으며 주요 실험결과는 다음과 같다.

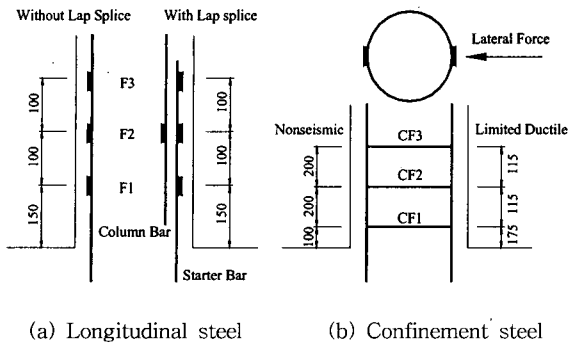


Fig. 3 Strain gage plan

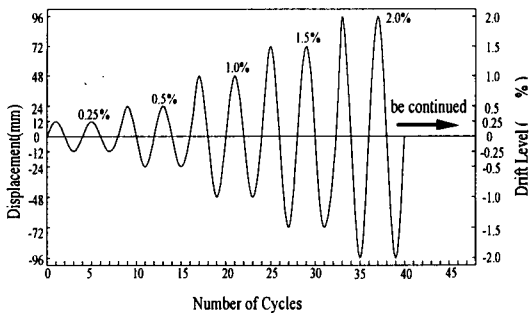


Fig. 4 Loading pattern

Fig. 3과 같이 횡방향변위하중 가력방향의 주요 접침이음 된 주철근에 그리고 소성힌지부의 후프띠철근에 변형률 gage를 부착하였다. 한편 소성힌지부에 경사계를 부착하여 횡방향변위하중의 크기에 따른 교각 소성힌지부의 곡률을 측정하였다.

2.3 재하하중

준정적 실험은 고정하중을 고려한 축방향력을 재하한 상태에서 Fig. 4와 같이 지진하중을 변위제어 방식으로 재하한다. 변위제어 하중을 위한 drift level은 Fig. 4와 같이 $\pm 0.25\%$, $\pm 0.5\%$, $\pm 1.0\%$, $\pm 1.5\%$, $\pm 2.0\%$, $\pm 2.5\%$, $\pm 3.0\%$, $\pm 4.0\%$, ...로 초기 탄성구간에서는 0.25%, 0.5%, 1.0%로 교각의 거동을 상세히 계측하였고, 1.0%~3.0% 구간에서는 주철근 접침이음 교각의 연성도를 감안하여 0.5%씩 증가시켰다. 또한, 3.0%이후는 1.0%씩 증가시키는 방법으로 재하하였으며, 각각의 drift level 마다 동일 변위 하중을 2회 반복 재하하여 교각의 거동특성의 차이를 비교 분석하였다. 동일 변위 하중의 재하횟수는 교각의 내진거동시 즉 최대 내하력 이후의 강도 저하에 큰 영향을 미치게 되므로, 본 연구에서는 이전 연구결과⁶⁸⁾등을 고려하여 2회의 동일한 진폭의 변위제어하중에 대한 교각의 거동특성의 차이를 조사하였다.

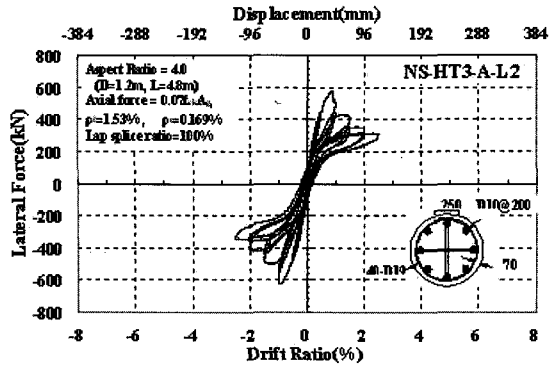
3.1 하중-변위 이력곡선

Fig. 5에 나타낸 이력곡선은 Actuator의 Load cell 및 변위계에 의해 측정된 횡방향 하중 및 변위를 이용하였다. 철근콘크리트 교각의 하중-변위이력곡선에서 피복콘크리트의 균열발생에 의해 강성이 변화하기 시작하며 최외곽 인장철근의 항복에 의해 2차로 강성변화가 발생했다. 구속이 불충분한 철근콘크리트 단면 및 큰 축압축력을 받는 단면에서 피복콘크리트의 박리가 중요한 변수로 작용하며 피복콘크리트의 파괴는 철근콘크리트 교각의 급격한 내력 감소를 야기시켰다. 소성힌지구간에서의 횡구속 철근의 항복 및 파단으로 인하여 구속력이 감소하고 이로 인하여 심부콘크리트의 파괴 및 주철근의 파단으로 이어졌다. 이러한 횡구속력의 감소는 시험체의 급격한 저항력 감소를 가져오고 내진성능의 저하가 발생했다. 이 때를 극한한계상태라고 정의한다. 그러나, 이러한 극한한계상태에서도 어느 정도의 잔류 내력이 남아 있으므로 다시 변위가 증가해도 붕괴는 일어나지 않는다.

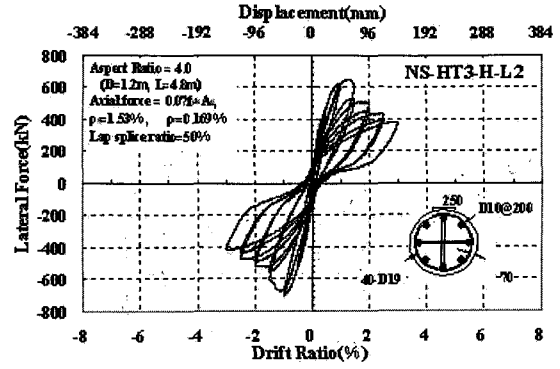
3.2 파괴양상

모든 시험체의 초기 휨균열은 drift level 0.25%에서 발생되었다. 특히, 초기 휨균열은 후프띠철근의 배근으로 인하여 피복콘크리트의 두께가 감소된 후프띠철근 배근위치에서 발생되었다. 다음은 각 시험체의 파괴형상을 기술하였으며 Table 2 및 Photo 1에 정리하였다.

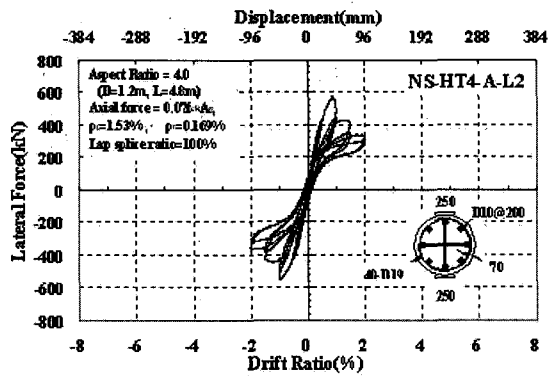
NS-HT3-A-L2 : 비내진 100% 주철근이 접침이음, 1개소 접침이음 후프띠철근 시험체로서 drift level 1.0%에서 수직균열이 발생되고 최대 횡하중을 보였다. 이후 drift level 2.0%에서 소성힌지구간의 피복콘크리트가 박리되고 drift level 2.5%에서 피복콘크리트가 탈락되었으나 주철근 접침이음부의 부착파괴로 인하여 주철근 파단전에 시험체가 파괴되었다. NS-HT3-H-L2 : 비내진 50% 주철근이 접침이음, 1개소 접침이음 후프띠철근 시험체로서 drift level 1.5%에서 최대 횡하중에 도달하고 피복콘크리트가 박리되는 현상이 조사되었다. 이후 drift level 2.0%에서 피복콘크리트가 탈락되었으나 NS-HT3-A-L2 시험체와 같이 주철근 접침이음부의 부착파괴로 인하여 주철근 파단전에 시험체가 파괴되었다.



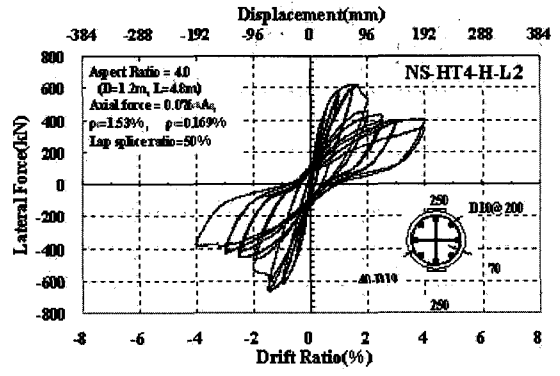
(a) NS-HT3-A-L2



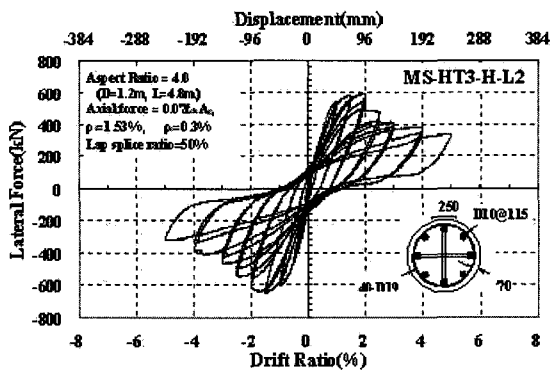
(b) NS-HT3-H-L2



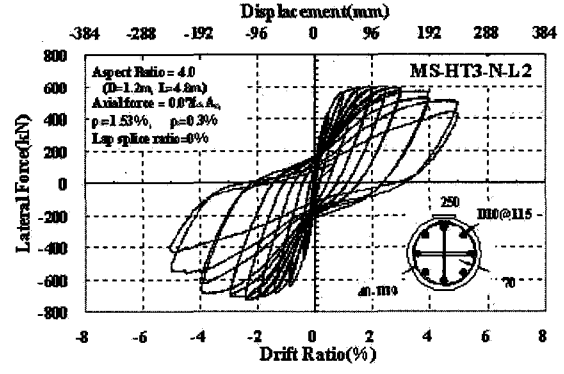
(c) NS-HT4-A-L2



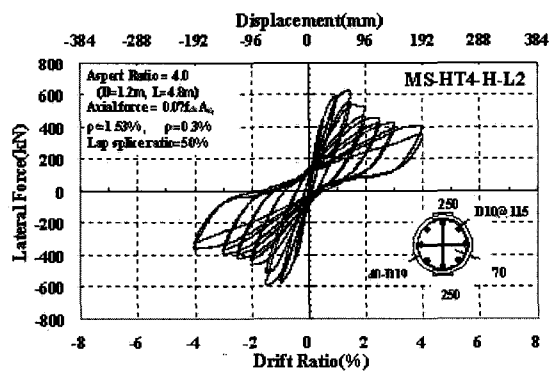
(d) NS-HT4-H-L2



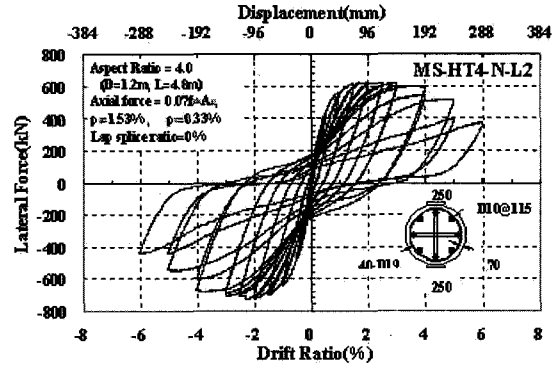
(e) MS-HT3-H-L2



(f) MS-HT3-N-L2

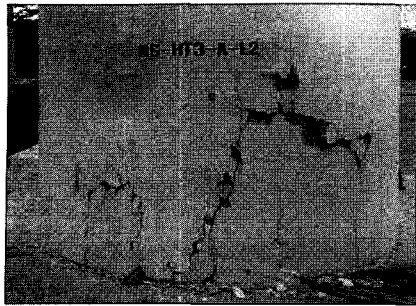


(g) MS-HT4-H-L2

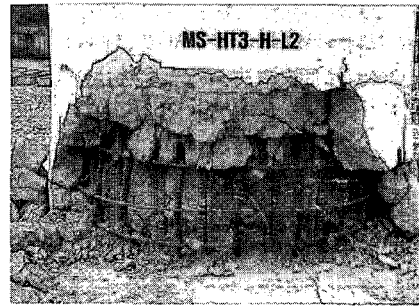


(h) MS-HT4-N-L2

Fig. 5 Lateral force-displacement hysteresis curves



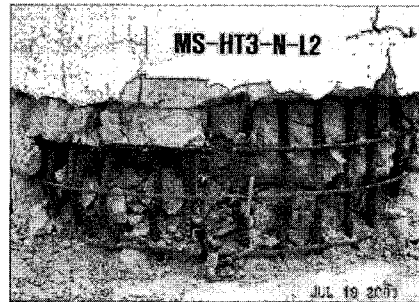
(a) NS-HT3-A-L2



(b) MS-HT3-H-L2



(c) NS-HT3-H-L2



(d) MS-HT3-N-L2

Photo 1 Failure pattern

NS-HT4-A-L2 : 비내진 100% 주철근이 겹침이음, 2개소 겹침이음 후프띠철근 시험체로서 drift level 0.5%에서 최초 휨균열이 발생되고 drift level 1.0%에서 수직균열의 발생 및 횡하중 최대를 보였다. 이후 drift level 2.0%에서 소성힌지구간의 피복콘크리트가 박리되고 급격한 횡하중의 감소로 실험을 종료하였다.

NS-HT4-H-L2 : 비내진 50% 주철근이 겹침이음, 2개소 겹침이음 후프띠철근 시험체로서 drift level 1.5%에서 최대 횡하중에 도달하고 수직균열이 관측되었다. drift level 2.0%에서 수직균열이 급진전되고 피복콘크리트가 박리되는 현상이 조사되었다. 이후 drift level 2.5%에서 피복콘크리트가 탈락되고 횡하중의 급격한 감소로 실험을

종료하였다. MS-HT3-H-L2 : 한정연성 50% 주철근이 겹침이음, 1개소 겹침이음 후프띠철근 시험체로서 drift level 1.5%에서 소성힌지구간에 수직균열이 관측되었다. drift level 2.0%에서 최대 횡하중에 도달되었으며 이후 drift level 2.5%에서 횡하중이 약 80%로 감소하였다. 또한 drift level 3.0%에서 완전한 피복탈락현상이 관측되고 이후, 주철근이 완전 노출되었다. drift level 4%의 2번째 cycle에서 주철근이 처음으로 파단되고 drift level 5%에서 추가로 2개의 주철근이 파단되었다.

MS-HT3-N-L2 : 주철근이 겹침이음이 없는 한정연성, 1개소 겹침이음 후프띠철근 시험체로서 drift level 1.5%에서 소성힌지구간에 수직균열이 관측되었다. drift level

Table 2 Behavior of specimen at each loading sequence

Drift level / Specimen	0.25%	0.5%	1.0%	1.5%	2.0%	2.5%	3.0%	4.0%	5.0%
NS-HT3-A-L2	◆	★		●☆					
NS-HT3-H-L2	◆	★		●	▲☆				
NS-HT4-A-L2	◆	★		●☆					
NS-HT4-H-L2	◆	★		●	▲☆				
MS-HT3-H-L2	◆	★			●	☆	▲	■	
MS-HT3-N-L2	◆	★				●	▲		☆■
MS-HT4-H-L2	◆	★			●☆	▲	■		
MS-HT4-N-L2	◆	★			●		▲		☆■

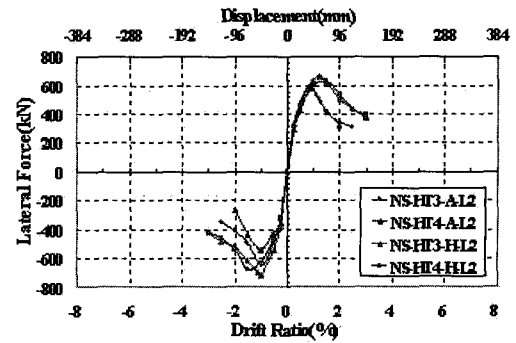
◆ : Initial crack, ★ : Yield displacement, ● : Maximum lateral force, ▲ : Spalling, ☆ : Ultimate displacement, ■ : Longitudinal steel fracture

2.5%에서 최대 횡하중에 도달되었다. drift level 3.0%에서 완전한 피복탈락현상이 관측되고 drift level 5%에서 4개의 주철근이 파단되었다. MS-HT4-H-L2 : 한정연성 50% 주철근이 겹침이음, 2개소 겹침이음 후프띠철근 시험체로서 drift level 0.5%에서 소성힌지구간에 수직균열이 관측되었다. drift level 1.5%에서 최대 횡하중에 도달되었으며 이후 drift level 2.5%에서 피복이 탈락되고 drift level 3.0%에서 주철근이 1개 파단되었다.

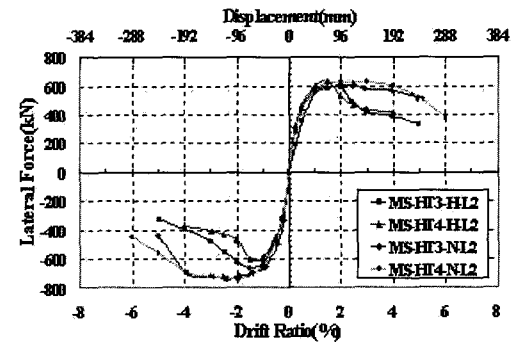
MS-HT4-N-L2 : 주철근이 겹침이음이 없는 한정연성, 2개소 겹침이음 후프띠철근 시험체로서 drift level 1.0%에서 소성힌지구간에 수직균열이 관측되었다. drift level 2.0%의 2번째 cycle에서부터 피복이 탈락되기 시작하였으며 drift level 2.5%에서 최대 횡하중에 도달되었다. drift level 3.0%에서 완전한 피복탈락현상이 관측되고 drift level 5%에서 1개, drift level 6%에서 추가로 2개의 주철근이 파단되었다. 구속철근비가 0.127%인 비내진 시험체는 겹침이음부의 부착파괴로 인하여 주철근 파단 전에 시험체의 파괴가 발생하였으며, 구속철근비가 0.22%인 한정연성 시험체는 띠철근 형상 및 겹침이음에 따라 1~4개의 주철근이 파단되었다. 겹침이음이 없는 시험체에서 파단된 주철근 수가 많았으며 1개소에 겹침이음된 횡구속철근(HT3)이 2개소에 겹침이음된 횡구속철근(HT4)에 비해 많은 수의 주철근이 파단되었다. 이는 후프띠철근의 겹침이음이 횡구속 효과에 영향을 미치는 것으로 사료된다. 한편, 한정연성시험체의 경우 후프띠철근에 갈고리의 필요성이 절실하고 50%의 주철근이 겹침이음된 경우라도 갈고리를 적용한 원형 띠철근을 사용하면 내진성능을 확보할 수 있으리라 사료되었다.

3.3 포락곡선

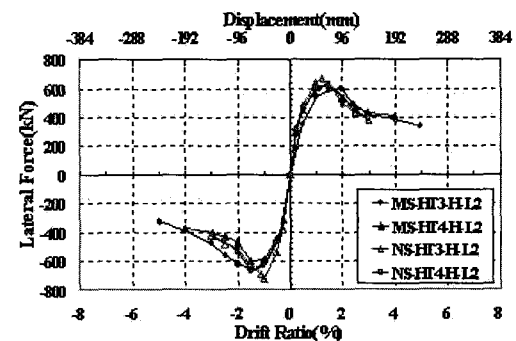
Fig. 6은 하중-변위 포락곡선을 나타내었으며 Fig. 6(a)는 비내진 시험체의 포락곡선이고 Fig. 6(b)는 한정연성 시험체의 포락곡선이다. drift level 1%이내의 초기거동 및 횡하중의 크기는 비교적 유사한 것으로 판단된다. 그러나, Fig. 6(a)에서 알 수 있듯이 drift level 1.0%이후 주철근이 100% 겹침이음된 시험체(NS-HT3,4-A-L2)의 최대하중은 주철근이 50% 겹침이음된 시험체(NS-HT3,4-H-L2)의 최대하중에 미치지 못하고 횡하중 감소가 발생하였다. 이는 소성힌지구간에서 주철근이 항복이전에 겹침이음부의 슬립에 의한 파괴가 발생됨을 의미한다. 또한, Fig. 6(b)에서 drift level 2.0% 이전에는 주철근의 겹침이음과 무관하게 동일한 거동을 나타내나 drift level 2.0% 이후 50%의 주철근이 겹침이음된 시험체(MS-HT3,4-H-L2)의 횡하중이 급격히 감소되었다. 한편, 50%의 주철근이 겹침이음된 비내진 시험체(NS-HT3,4-H-L2)는 drift



(a) Nonseismic specimens



(b) Limited ductile specimens



(c) 50% lap-spliced specimens

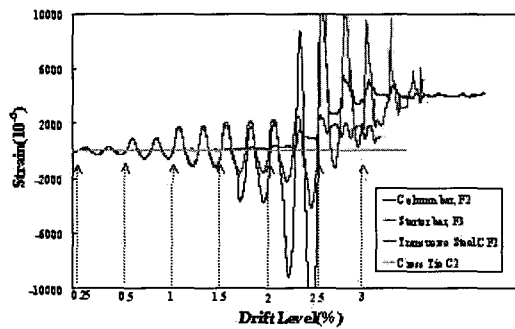
Fig. 6 Lateral force-displacement envelope curve

level 1.0%이후 횡하중이 급격히 감소하나 한정연성시험체는 후프띠철근의 횡구속 효과로 인하여 drift level 1.0~2.0%에서 횡하중이 유지되는 연성거동을 보인다. 그러나, 주철근이 50% 겹침이음된 시험체는 겹침이음이 없는 시험체에 비해 연성능력이 현저히 저하되는 것으로 조사되었다. 즉, 주철근이 겹침이음 된 경우 연성능력의 증가를 위해서는 추가의 횡구속철근을 고려해야 할 것으로 판단된다. 그리고, HT4의 후프띠철근을 사용한 시험체의 경우 50%의 주철근을 겹침이음한 한정연성시험체가 50%의 주철근을 겹침이음한 비내진시험체 경우보다 오히려 작은 극한 변위를 보이고 있어 변위연성도도 작게 조사되었다. 이는 후프띠철근의 겹침이음부에서 슬립(slip)이 발생하여 효과적인 구속력을 발휘하지 못한 것으로 판단된다.

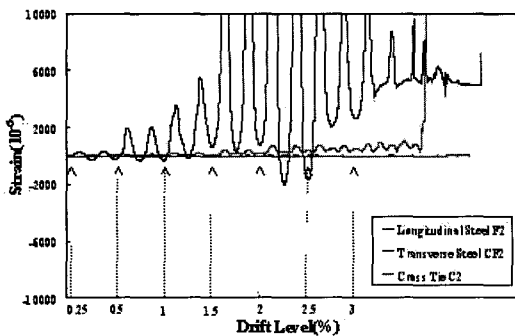
3.4 철근의 변형률 분석

반복하중이 재하될 경우 소성힌지구간에 부착한 주철근의 변형률을 조사하였다. 다음 Fig. 7에서는 drift level에 따른 주철근, 후프띠철근 및 보강띠철근의 변형률을 나타내었다. Fig. 7(a)는 50% 주철근이 겹침이음된 한정연성 시험체(MS-HT3-H-L2)로서 Drift level 1.5% 이내에서는 주철근의 겹침이음부에서 하중전달이 원활하게 이루어지고 있으나 Drift level 1.5%의 2번째 cycle에서 겹침이음부의 slip이 발생하는 것으로 조사되었다. Drift level 1.5%의 2번째 cycle에서는 소성힌지구간에 수직균열이 발생되었으며 이러한 겹침이음부의 slip은 피복콘크리트에서 수직균열을 야기시키는 것으로 판단된다. 또한, drift level 2.0%에서부터 후프띠철근의 변형률이 증가하였다. 실험 종료시까지 보강띠철근(cross tie)의 변형률은 상대적으로 극히 낮은 것으로 조사되었다. 피복콘크리트가 완전히 파괴된 이후(Drift level 3.0%)에는 column bar(겹침이음된 교각부 주철근)의 이력저동은 완전히 상실되었다.

Fig. 7(b)는 겹침이음이 없는 한정연성시험체(MS-HT3-N-L2)를 나타내었다. 주철근의 겹침이음이 없는 경우 후프띠철근의 변형률이 상대적으로 작게 조사되었다. 마찬가지로 보강띠철근(cross tie)의 변형률은 주철근 및 후프띠철근에 비해 극히 작은 것으로 조사되었으며 Drift level 1.5%에서부터 후프띠철근의 변형률이 증가되었다. 특히,



(a) MS-HT3-H-L2



(b) MS-HT3-N-L2

Fig. 7 Strain of reinforcing steels

Drift level 0.5% 이후에는 주철근의 압축이 현저히 줄어들어 이후에는 주철근이 압축되지 않았다. 이는 50%의 주철근이 겹침이음된 시험체(MS-HT3-H-L2)가 drift level 2.5%까지 인장-압축의 이력을 보이는 것과는 대조적으로 주철근의 인장 변형률이 상당히 크게 조사되어 완전한 철근의 항복이 이루어진 것으로 판단된다. 그리고 보강띠철근의 변형률이 모두 작게 나온 이유는 변형률 gage가 단면중심부 위치의 보강띠철근에 부착되었기 때문일 수도 있으나 보강띠철근의 각고리가 90°이어서 후프띠철근을 충분히 구속하지 못하고 Photo 1 (d)에 보이는 바와 같이 각고리가 퍼지기 때문이라 판단된다. 따라서 보강띠철근의 영향에 대한 상세 연구가 필요하리라 판단된다.

4. 결과분석

4.1 변위 연성도

지진에 의한 과도한 변형에 저항하여 철근콘크리트 교각의 붕괴를 방지하려면 충분한 연성능력이 필요하다. 이러한 연성능력은 철근콘크리트 교각의 현저한 내력이나 강성저하 없이 소성적으로 변형할 수 있는 능력이다. 일반적으로 이러한 연성능력은 항복변위에 대한 극한변위의 비로 정의되는 변위연성도($\mu_d = \Delta_u / \Delta_y$)로 나타낸다. 본 연구에서는 변위연성도를 이용하여 내진성능을 평가하였다. 항복변위는 다음 Fig. 8과 같이 하중-변위곡선상에서 공칭휨강도(M_n)에 해당하는 횡력(V_i)를 지나는 수평선과 원점에서 공칭휨 강도(M_n)의 75%에 해당하는 횡력($0.75 V_i$)을 지나는 직선과의 교점을 연결한 직선과의 교점을 항복변위(Δ_y)로 정의하고 최대횡력에 비해 15% 횡력감소가 발생하였을 때의 변위를 극한변위(Δ_u)로 정의하여 변위 연성도를 구하였다⁹⁾.

Table 3은 항복변위, 극한변위 및 변위연성도를 나타내었다. 모든 시험체의 항복변위는 유사하게 조사되었으나 주철근 겹침이음에 따라 극한변위는 차이를 보이고 있다. 비내진 시험체의 경우 50%의 주철근이 겹침이음된 시험체는 연성도 3.51 및 3.72를 나타내었다. 한편, 100% 주철근이 겹침이음된 시험체는 2.16 및 2.02의 낮은 연성도를

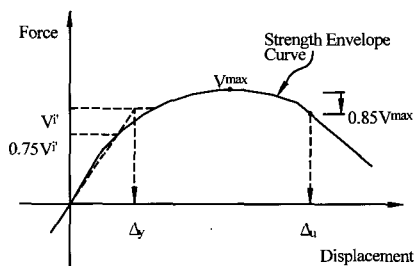


Fig. 8 Yield and ultimate definition

Table 3 Displacement ductility

Specimen	Yield (mm)	Ultimate (mm)	Displacement ductility ratio
NS-HT3-A-L2	24.44	57.60	2.36
NS-HT3-H-L2	22.64	83.32	3.68
NS-HT4-A-L2	27.38	58.49	2.14
NS-HT4-H-L2	24.92	96.03	3.85
MS-HT3-H-L2	26.06	115.87	4.45
MS-HT3-N-L2	26.32	237.60	9.03
MS-HT4-H-L2	26.95	94.81	3.52
MS-HT4-N-L2	25.11	227.82	9.07

나타내며 50% 주철근이 겹침이음된 시험체 연성도의 각각 62%, 54%에 해당된다. 한정연성 시험체의 변위연성도는 주철근 겹침이음이 없는 경우 9.03과 9.07의 높은 연성도를 나타내었다. 이에 비해 50% 주철근이 겹침이음된 시험체의 경우는 각각 49%, 39%에 해당되는 4.45와 3.52에 지나지 않았다. 따라서, 주철근의 겹침이음은 동일한 횡구속력을 갖더라도 변위연성도의 현저한 저하를 가져오는 것으로 조사되었다.

특히, 비내진 시험체와 한정연성 시험체에서 50% 주철근이 겹침이음된 시험체의 변위연성도는 비내진 시험체가 3.51과 3.72, 한정연성 시험체가 4.45, 3.52로, 횡구속근의 형태가 HT3인 경우 약간의 연성도 증가를 보였으며 HT4의 경우는 거의 유사한 결과를 가져왔다. 이는 본 연구에서 주철근의 겹침이음은 횡방향 철근의 효과적인 구속효과가 발휘되는 drift level 2.0% (Fig. 7(a) 참조) 이전 Drift level 1.0~2.0% (Fig. 6(c) 참조)에서 교각의 내력저하를 초래하기 때문이라 판단된다.

4.2 주철근 겹침이음과 연성도의 관계

본 연구에서는 주철근의 겹침이음이 교각의 연성도에 미치는 영향을 본 연구의 실험체 이외에도 이재훈 등³⁾과 정영수 등¹⁾의 유사연구 결과를 추가하여 Fig. 9~10에 함께 분석하였다. 이 교각들의 형상비는 각각 3.5, 4.0의 휨 거동을 하는 교각들로 본 연구의 실험체와 유사하며, 특히 정영수 등¹⁾의 실험에서 직경 600mm 실험체의 후프띠철근은 본 연구의 HT3와 같은 형태이다. 그리고 이재훈 등³⁾의 실험에서 직경 400mm 실험체에 나선철근을 사용하였다. 또한 축하중비는 모두 $0.1f_{ck}A_g$ 이다. 분석결과 Fig. 9에 보이는 바와 같이 모두 주철근 겹침이음이 많을수록 연성도는 떨어지는 것으로 동일하게 나타났으나, 주철근 겹침이음이 있어도 횡구속철근비가 높아지면 연성도도 높아지는 것으로 나타났다. 한 단면에서 철근이음을 피하는 것을 감안하여 주철근 겹침이음 50% 경우의 연성

도를 고려하면, 주철근 겹침이음이 없는 경우에 비해서 연성도가 평균 약 42% 저하되었다. 그리고 Fig. 10에서는 주철근겹침이음 정도(0%, 50%, 100%)에 따른 횡구속철근비와 변위연성도의 상관관계를 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 축하중비가 $0.1f_{ck}A_g$ 이고 주철근 겹침이음이 50% 있는 경우에는 횡구속 철근비가 0.36%면 단일기둥에서의 요구연성도 5를 만족할 수 있는 것으로 나타났다. 그러나 이 또한 주철근 겹침이음이 없는 경우에 비하면 연성도가 많이 떨어진다. 따라서 주철근 겹침이음이 50%인 경우의 변위연성도를 회귀분석하여 구속철근비의 함수로 나타내면 다음 식 (1)과 같이 된다.

$$\mu_d = 3.82\rho_s + 3.64 \tag{1}$$

식(1)을 적용하여 주철근 겹침이음이 50%인 경우에 주철근 겹침이음이 없는 경우 만큼의 연성도를 확보하기 위한 횡구속철근비를 계산하면 주철근 겹침이음이 없는 경우에 비하여 평균 5.4배 정도의 횡구속철근비가 소요되는 것으로 나타났다. 또한 축하중비가 높아질 경우 변위연성도가 낮아지므로³⁾ 요구연성도를 만족하기 위해서는 Fig. 10에서 나타난 결과보다 더 많은 횡구속력이 필요하리라 판단된다.

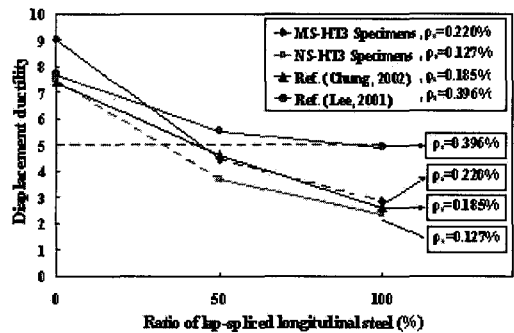


Fig. 9 Relationship between lap-splicing of longitudinal steels and displacement ductility.

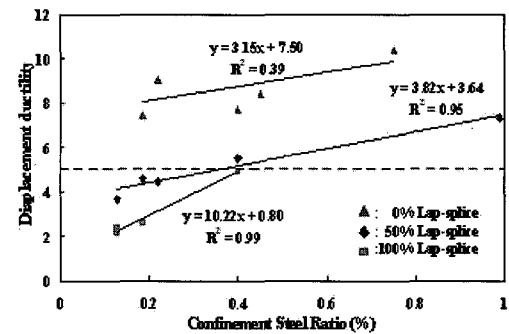


Fig. 10 Relationship between confinement steel ratio and displacement ductility.

본 연구는 주철근의 겹침이음과 후프띠철근량에 따른 내진성능을 평가하기 위하여 수행되었으며 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 시험체의 항복점은 모든 시험체에서 유사하게 평가되고 극한변위는 겹침이음량에 따라 감소하는 것으로 조사되었다. 겹침이음이 100%인 시험체는 주철근의 부착과괴(slip failure)에 의해 주철근 파단 및 피복콘크리트의 탈락이 발생되지 않고 겹침이음 50% 및 겹침이음이 없는 시험체의 최대 횡하중에 도달하기 이전에 교각의 내력이 저하되었다. 또한, 겹침이음 50%인 시험체의 경우 Fig.1 및 Table 1에 보인 후프띠철근의 형태 및 량에 관계없이 거의 유사한 파괴거동을 보이고 있다.
- 2) 주철근의 겹침이음이 없는 철근콘크리트 교각은 한정연성 조건(현행 도로교설계기준의 심부구속철근비의 0.32배)으로도 변위연성도가 약 $\mu_d = 9$ 정도 이므로 축하중비 $0.1 f_{ck} A_g$ 하에서 내진요구조건을 만족하는 것으로 조사되었으며 주철근이 겹침이음된 비내진시험체는 약 2~3의 변위연성도를 보인다. 주철근 겹침이음이 불가피할 경우 중저진지역에서는 50%의 주철근 겹침이음에 횡구속력을 증가시키면 요구내진성능을 만족하리라 판단된다.
- 3) HT3 및 HT4 후프띠철근에 따른 연성능력의 차이는 크지 않았으나 HT3 후프띠철근을 사용한 시험체가 상대적으로 극한변위에서 보다 나은 결과를 보이고 있다. 따라서, 후프띠철근 및 보강띠철근의 상세에 대하여 시공성을 고려한 연구와 명확한 규정이 명시되어야 할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 한국도로공사의 “고속도로 기존 교량의 유형별 내진 성능 평가를 위한 실험적 연구” 지원에 의해 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

요 약

철근콘크리트 교각의 시공시 소성힌지구간에서 주철근 겹침이음은 내진성능면에서 바람직하지 않으나 불가피하게 시공되는 경우가 있었다. 특히, 1992년 도로교표준시방서의 내진설계 기준이 마련되기 이전에 설계 시공된 대부분의 철근콘크리트 교각은 소성힌지구간에 주철근을 겹침이음 하였으며, 이들은 휨에 대한 소성영역에서의 거동에 직접적인 영향을 미친다. 본 연구에서는 직경 1.2m, 형상비 4.0의 휨과괴가 예상되는 비내진 및 한정연성시험체를 8기 제작하여 준정적(Quasi-Static) 실험을 통한 철근콘크리트(RC) 교각의 소성힌지구간내의 주철근 겹침이음과 횡방향구속력이 내진성능에 미치는 영향을 평가하였다. 실험체의 변수로서는 0%, 50%, 100%의 주철근 겹침이음, 2종류의 횡구속철근비 및 띠철근 형상을 선택하였다. 연구결과 주철근 겹침이음 정도에 따라 철근콘크리트 교각의 내진성능은 급격히 저하되었으며, 겹침이음이 없는 한정연성설계된 시험체의 경우 높은 내진성능을 발휘하였다. 연구결과에 따라 중저진지역에서 겹침이음된 주철근 교각의 내진성능을 위한 적절한 횡방향철근량을 제안하였다.

핵심용어 : 철근콘크리트 교각, 내진성능, 겹침이음, 횡구속철근, 띠철근형상

1. 이대형, 정영수, 이재형, 송호진, “주철근 겹침이음된 형상비 4.0의 원형 철근콘크리트 교각의 내진성능평가”, 대한토목학회논문집, 22권, 5-A호, 2002, pp.1193~1202.
2. 김익현, 이종석, 김원섭, 선창호, “한정연성도 설계를 위한 소주 겹침이음을 갖는 주철근 상세에 관한 연구”, 한국지진공학회 추계학술발표회 논문집, Vol.7, No.2, 2003, pp.255~262.
3. 이재훈, 손혁수, 고성현, “축방향철근 연결상세에 따른 철근콘크리트 원형교각의 내진성능”, 콘크리트학회논문집, 16권, 2호, 2004, pp.249~260.
4. Chai, Yuk H., Priestley, M.J.N., and Seible, Frieder, “Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance,” *ACI Structural Journal*, Vol.88, No.5, 1991, pp.572~584.
5. Jaradat, O. A., McLean, D. I., and Marsh, M.L., “Performance of existing bridge columns under cyclic loading-Part 1:experimental results and observed behavior,” *ACI Structural Journal*, Vol.95, No.6, 1998, pp.685~704.
6. 정영수, 이재훈, 김재관 등, “고속도로 기존 교량의 유형별 내진 성능 평가를 위한 실험적 연구”, 한국도로공사, 2001.
7. 건설교통부, “도로교설계기준”, 건설교통부, 2000.
8. 이대형, “원형 콘크리트 교각의 내진성능 평가에 관한 이론 및 실험적 연구”, 중앙대학교 박사학위 논문, 1999.
9. E.F Gad, A.M. Chandler, C.F. Duffield, and G.L. Hutchinson, “Earthquake ductility and overstrength in residential structures,” *Structural Engineering and Mechanics*, Vol.8, No.4, 1999, pp.361~382.