

지진하중을 받는 주철근 겹침이음된 철근콘크리트 교각의 곡률분석

Experimental Curvature Analysis of Reinforced Concrete Piers with Lap-Spliced Longitudinal Steels subjected to Seismic Loading

박 창 규* 송 희 원** 정 영 수***
Park, Chang-Kyu Song, Hee-Won Chung, Young-Soo

국문요약

지난 1982년 우라카와 근해지진 및 1995년 효고현 남부 지진 등에 의하여 주철근이 겹침이음된 많은 교각들이 주철근 겹침이음부의 활동에 의한 휨-전단파괴를 발생하였음을 경험하였다. 철근콘크리트 교각의 내진성능은 소성힌지구간의 변형능력에 좌우되고 있으며, 이는 곡률연성도로서 평가된다. 우리나라에서는 1992년 내진 설계가 도입된 이후 철근콘크리트 교각의 주철근겹침이음에 대한 규정이 없었으나, 2005년 도로교 설계기준에서 주철근겹침이음을 50% 이내에서 허용하고 있다. 본 연구는 단면 직경이 600 mm이고 형상비가 2.5 및 3.5인 주철근 겹침이음이 있는 철근콘크리트 교각에 대하여 지진시 소성힌지부의 곡률분포 및 곡률연성도에 대하여 조사하였다. 실험은 일정한 축력 $P=0.1f_{ck}A_g$ 가 재하된 상태에서 변위제어 방식으로 준정적실험을 실시하였다. 실험결과 반복하중에 의한 주철근 겹침이음부에 활동이 발생하면, 주철근 겹침이음 구간 내의 곡률이 주철근 겹침이음이 없는 경우와 다르게 나타났다. 다시 말하면 주철근 겹침이음 실험체의 겹침이음 구간 중의 하부 곡률은 주철근 겹침이음이 없는 실험체의 경우보다 큰 값을 보이고 있으며, 상부는 작은 값을 보였다. 이로 인하여 교각실험체의 손상은 겹침이음 구간의 하부에 집중되어 휨파괴되는 모습으로 보이는 양상을 보였다.

주요어 : 준정적실험, 주철근 겹침이음, 곡률분포, 곡률연성도

ABSTRACT

Through the 1982 Urahawa-ohi and the 1995 Kobe earthquakes, a number of bridge columns were observed to develop a flexural-shear failure due to the bond slip as a consequence of premature termination of the column longitudinal reinforcement. Because the seismic behavior of RC bridge piers is largely dependent on the performance of the plastic hinge region of RC bridge piers, it is desirable that the seismic capacity of RC bridge pier is to evaluate as a curvature ductility. The provision for the lap splice of longitudinal steel was not specified in KHBDS(Korea Highway Bridge Design Specification) before the implementation of 1992 seismic design code, but the lap splice of not more than 50% longitudinal reinforcement was newly allowed in the 2005 version of the KHBDS. The objective of this research is to investigate the distribution and ductility of the curvature of RC bridge column with the lap splice of longitudinal reinforcement in the plastic hinge region. Six (6) specimens were made in 600 mm diameter with an aspect ratio of 2.5 or 3.5. These piers were cyclically subjected to the quasi-static loads with the uniform axial load of $P=0.1f_{ck}A_g$. According to the slip failure of longitudinal steels of the lap spliced specimen by cyclic loads, the curvatures of the lower and upper parts of the lap spliced region were bigger and smaller than the corresponding parts of the specimen without a lap splice, respectively. Therefore, the damage of the lap spliced test column was concentrated almost on the lower part of the lap spliced region, that appeared to be failed in flexure.

Key words : quasi-static test, lap-splice, curvature distribution, curvature ductility

1. 서 론

수마트라지진(2005) 및 파키스탄지진(2005) 등 최근 세계도처에서 발생하였던 지진은 수많은 사상자를 발생시켰음은 물론 재산피해도 막심한 것을 알 수 있었다. 따라서 지진 발생시 인명과 재산 피해를 최소화하기 위해서는 각종 사회기반시설 구조물들이 요구내진성능을 확보하고 있어야 함은 당연하다. 특히, 많은 구조물 중에서 교량의 경우 지진시 파괴가 발생하면 복구기간이 많이 소요되고 이로 인한 교통혼잡도 발생되어 사회 전체가 혼란에 휩싸이게 된다. 일본의 경우 1982년 우라카와 근해지진부터 1995년 효고현 남부 지진에 걸쳐 일어난 지진피해를 보면 대다수의 교량이 교각의 주철근 겹침이음부에서 파괴가 발생한 것으로 조사되었다.

우리나라는 1992년 내진규정이 도입된 이후 철근콘크리트 교각의 내진성능에 대한 많은 연구가 진행되고 있다. 정영수등⁽¹⁾은 지진하중에 손상을 입은 형상비 2.5의 철근콘크리트 교각의 소성힌지구간 내의 곡률변화를 준정적실험으로 평가하였다. 실험결과 주철근 겹침이음이 있는 교각의 경우 주철근 겹침이음이 없는 경우에 비하여 곡률연성도가 작게 나왔으며, 주철근 겹침이음이 없는 경우에 횡구속철근비에 따른 소성힌지구간내에서의 곡률변화를 고려한 등가소성힌지길이 산정식을 제안하였다. 또한 정영수등⁽²⁾은 내진설계가 도입되기 이전에 설계 시공되어 현재 공용중인 교각의 내진성능을 조사하기 위하여 형상비 4.0의 주철근 겹침이음이 있는 실험체 교각에 대하여 내진성능을 평가하였다. 실험결과 주철근 겹침이음된 비내진 철근 콘크리트 교각은 띠철근 형태와 상관없이 현행 도로교 설계기준의 내진성능을 만족하지 못하는 것으로 나타나, 소요연성도에 따른 내진성능평가에 따라 내진보강을 시급히 하여야 한다고 보고하였다. 이재훈등⁽³⁾은 반복하중

* 중앙대학교 토목공학과 공학박사

** 중앙대학교 대학원 토목공학과 석사과정

*** 정회원·중앙대학교 토목공학과 교수 (대표저자 : chung47@cau.ac.kr)

본 논문에 대한 토의물 2006년 4월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다. (논문접수일 : 2005. 11. 25 / 심사종료일 : 2005. 12. 30)

을 받는 철근콘크리트 원형교각의 축방향 철근상세에 따른 내진성능을 평가하기 위해 21개의 원형나선철근 기둥에 대하여 준정적실험을 하였다. 실험결과 축방향철근이 겹침이음된 실험체의 경우 겹침이음 비율 및 축력비가 증가할수록 내진성능은 저하되며, 불가피하게 축방향 철근을 연결해야 할 경우 겹침이음 보다는 기계적 연결을 하는 것이 타당하다고 보고하였다. 김익현등⁽⁴⁾은 소성힌지영역에 50%의 주철근 겹침이음을 갖는 교각의 거동특성을 파악하기 위하여 횡철근에 의한 구속효과와 축력에 의한 영향을 배제하고 준정적 실험을 수행하였다. 실험체는 사각중공 및 증실단면으로 각각 1기씩 제작하였다. 주철근은 연속철근과 주철근지름의 39배의 겹침이음을 갖는 철근을 교대로 배치하였다. 100%의 주철근 겹침이음을 갖는 실험체는 취성적인 파괴를 보인 반면에, 50%의 주철근 겹침이음을 갖는 두 시험체 모두 전형적인 휨파괴 형태를 보였으며 비교적 연성적인 거동을 나타내었다. 이로부터 50%의 주철근 겹침이음이 성능기초 내진설계를 위한 주철근상세의 하나의 대안으로서 유효성이 있음을 확인하였다. 박창규등⁽⁵⁾은 직경 1.2 m, 형상비 4.0의 주철근 겹침이음이 있는 철근콘크리트 교각의 심부구속철근비에 따른 내진성능을 평가하였다. 실험결과 주철근 겹침이음은 철근콘크리트 교각의 내진성능에 큰 영향을 주는 것으로 나타났으나 횡구속력을 증가시키면 요구내진성능을 만족한다고 하였다. 또한, 소성힌지 구간내에 50% 주철근 겹침이음이 있는 경우의 심부구속철근비와 변위연성도 관계를 제안하였다.

Y. H. Chai등⁽⁶⁾은 주철근의 겹침이음이 내진성능에 미치는 영향을 평가하기 위하여 $20d_b$ 의 주철근겹침이음 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. Jaradat등⁽⁷⁾은 주철근의 겹침이음길이를 실험변수로 하여 준정적 실험을 실시하였다. 이들 실험체는 궁극적으로 소성힌지구간에서의 휨내력의 부족과 주철근 겹침이음부위에서의 활동(Slip)에 의해 파괴되며, $20d_b$, $35d_b$ 의 주철근의 겹침이음길이를 갖는 경우라도 겹침이음 길이는 강도저하의 시점을 늦출 수는 있으나 부차파괴는 방지할 수 없음을 확인하였다.

이상의 연구결과에서 나타난 바와 같이 철근콘크리트

교각의 소성힌지 구간 내에 주철근 겹침이음이 있는 경우 내진성능이 매우 떨어지는 것을 알 수 있었다. 그러므로, 주철근 겹침이음이 있는 교각의 경우 소성힌지부의 곡률에 대한 분포와 변화등이 자세히 연구되어야 하나, 최근까지도 실험시 소성힌지부 곡률측정의 어려움으로 이에 대한 연구가 미흡한 실정이다. 따라서 본 연구에서는 주철근 겹침이음이 있는 교각에 대하여 반복하중 작용시 소성힌지부의 곡률 변화를 조사하였으며, 이들 교각의 거동이 주철근 겹침이음이 없는 경우와의 차이점을 분석하였다. 또한 철근 콘크리트 교각은 형상비에 따라 그 거동이 다르므로 휨-전단 파괴가 예측되는 형상비 2.5인 경우와 휨파괴가 예측되는 형상비 3.5인 경우의 차이점도 분석하였다.

2. 실험계획

2.1 재료의 특성

교각 실험체 제작에 사용한 콘크리트는 굵은 골재 최대 치수 25 mm 골재의 레디믹스트 콘크리트를 사용하고 철근은 SD30인 D16의 상용철근을 주철근으로, 띠철근은 SD30 D10을 사용하였다. 철근의 인장강도는 그림 1과 같이 각각 3개의 시편에 대한 인장시험을 실시하여, D16은 330 MPa와 D10은 350 MPa의 평균항복강도를 얻었다. 그리고 콘크리트의 압축강도는 27 MPa를 얻었다.

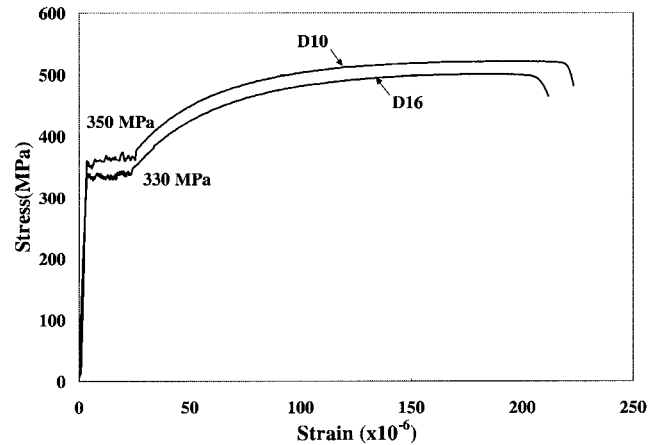


그림 1 철근의 인장강도

2.2 실험체 제작

본 연구를 위하여 실험체는 단면지름 600 mm, 높이 1,500 mm인 형상비가 2.5 휨-전단 파괴모드로 2기, 높이

표 1 콘크리트 배합표

굵은 골재 최대 치수 (mm)	물-시멘트비 (%)	공기량 (%)	슬럼프 (m)	단위질량 (kg/m ³)					28일 압축강도 (MPa)
				물	시멘트	잔골재	굵은골재	AE 혼화제	
25	52.3	4.5	120	178	340	785	966	1.7	27

표 2 주요 실험 변수

실험체명*	직경 및 높이** (형상비=H/D)	f_{ck} (MPa)	주철근			횡구속 철근			축하중 (kN)	
			철근비 (%)	겹침이음	f_{yt} (MPa)	철근비 (%)	간격 (mm)	f_{yh} (MPa)		
2.5N-SP00	D=600 mm H=1,500 mm (2.5)	27	22D16 1.55%	0%	357	0.24	230	367	0.1 $f_{ck}A_g$ = 678	
2.5N-SP05				50%						
3.5N-SP00	D=600 mm H=2,100 mm (3.5)			0%	330		220			350
3.5N-SP05				50%						
3.5N-SP10				100%						
3.5L-SP00				0%						

* N : nonseismic design, L : limited ductile design, SP : lap-splice
 ** D : Diameter, H : Height

2,100 mm인 형상비 3.5 휨 파괴모드로 4기를 제작하였다. 실험체는 1992년 내진설계기준 이전의 설계/시공 상태를 고려하여 비내진설계법으로 제작된 실험체 5기, 현행내진 규정의 50% 심부구속철근비를 갖도록 설계된 한정연성실험체 1기로 구분하였고, 비내진실험체 3기에 50, 100% 주철근 겹침이음을 변수로 두었다. 실험체 상세와 주철근 겹침이음 상세를 그림 2와 3에 나타내었고, 표 2는 실험변수를 보여주고 있다.

3. 실험개요

3.1 실험방법

준정적 실험은 $0.1A_g f_{ck}$ 에 해당하는 678 kN의 일정한 축하중이 기둥상부에 작용하도록 유압기를 사용하여 재하 하였으며, 횡방향 하중은 1,000 kN용량의 유압식 가력기를 이용하여 변위제어 방식으로 재하 하였다. 변위 제어 하중을 위한 가력변위크기(Drift ratio)는 그림 4와

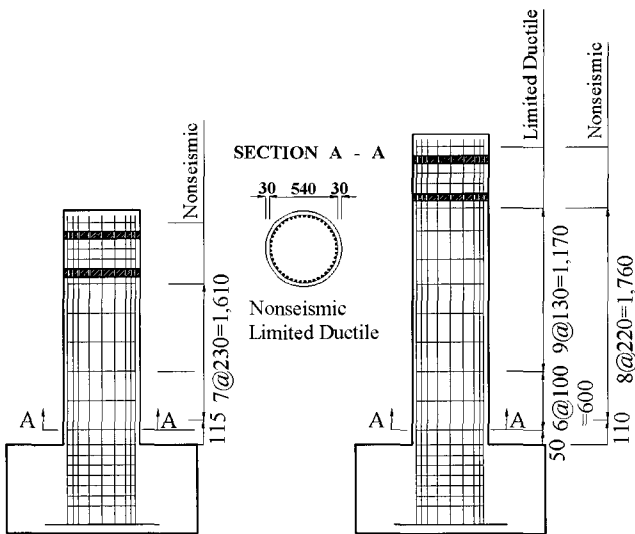


그림 2 실험체의 제원(단위: mm)

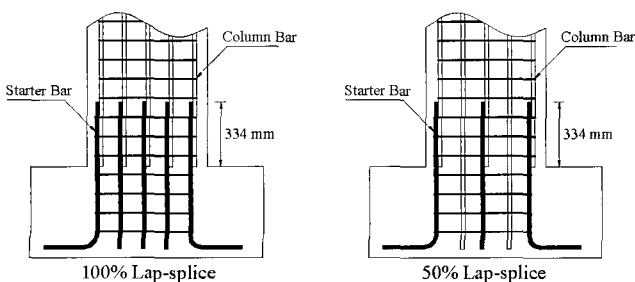


그림 3 주철근 겹침이음 상세(단위: mm)

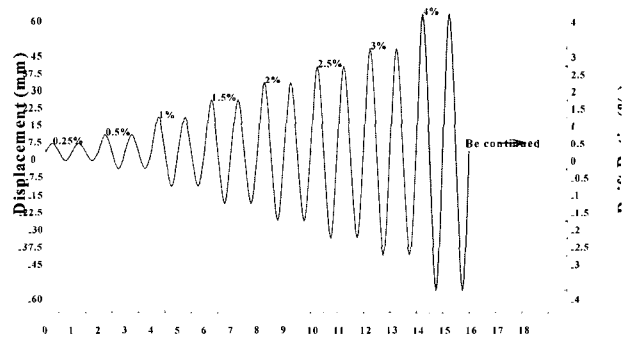


그림 4 하중 재하 방법

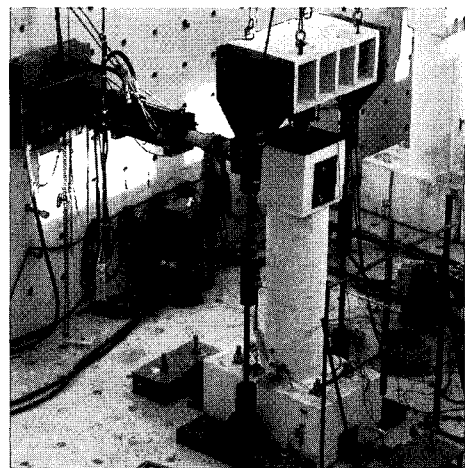


그림 5 실험체 거치도

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 겹침이음 교각의 연성도를 감안하여 0.5%씩 증가시켰다. 또한, 3.0%이후는 1.0%씩 증가시키는 방법으로 재하하였으며, 각각의 가력변위 크기 마다 동일 변위 하중을 2회 반복 재하하여 교각의 거동특성의 차이를 비교 분석하였다. 그림 5에 실험 수행을 위한 실험체의 거치도를 나타내었다.

3.2 계측장비

소성힌지구간 내의 주철근 겹침이음으로 인한 주철근 활동현상에 따른 단면 높이별 곡률값의 변화를 알아보고자, 그림 6 및 그림 7과 같이 기초상단으로부터 구간 I ($H=0\sim 150\text{ mm}$), 구간 II ($H=150\sim 350\text{ mm}$), 구간 III ($H=350\sim 550\text{ mm}$) 높이의 측면에 경사계를 설치하여 측정된 회전각으로부터 곡률을 측정하였다. 또한 실험중의 하중과 변위는 유압식 가력기에 내장되어 있는 하중계와 변위계를 이용하였다.

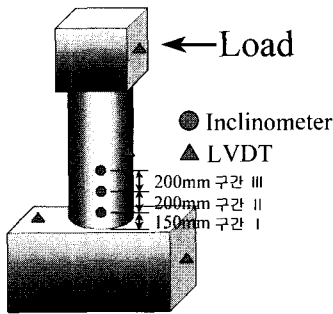


그림 6 계측도



그림 7 경사계 설치도

4. 실험결과

4.1 하중-변위 이력 곡선

그림 8에 각 실험체의 하중-변위 이력 곡선을 나타내었다. 그림 8 (a)는 주철근 겹침이음이 없는 형상비 2.5 비내진 설계된 교각(2.5N-SP00)의 이력곡선으로서, 가력변위 위크기 3.0%까지는 휨거동을 보이다가 가력변위위크기 4.0%에서 전단파괴가 발생하였다. 그리고 그림 8 (b), (d), (e)는 주철근 겹침이음이 있는 비내진실험체(2.5N-SP05, 3.5N-SP05, 3.5N-SP10)로서 세 실험체 모두 가력변위위크기 1% 이후 주철근 슬립에 의하여 하중이 급격히 저하되었다. 그림 8 (c), (f)는 주철근 겹침이음이 없는 형상비 3.5 실험체(3.5N-SP00, 3.5L-SP00)로서 모두 연성능력이 있는 것으로 나타났다. 그림 8 (c) 비내진 설계된 3.5N-SP00 실험체는 주철근 파단 없이 가력변위위크기 4.0%에서 주철근 좌굴에 의한 하중감소가 발생하였다. 심부구속철근비가 현행 내진규정의 50% 만큼 배근된 그림 8 (f) 3.5L-SP00 실험체는 3.5N-SP00 보다 연성능력이 좋은 것으로 나타났으며, 가력변위위크기 5.0% 이후에 주철근 파단에 의한 하중감소가 발생하였다.

4.2 모멘트-곡률 이력 곡선

그림 9에 준정적실험의 각 단면별 모멘트-곡률 이력곡선을 나타내었다. 실험결과 모든 실험체가 기둥하단 구간 I에서 가장 큰 곡률을 나타내었다. 그림 9(a)의 겹침이음이 없는 비내진 실험체(2.5N-SP00)와 그림 9(b)의 50% 겹침이음이 있는 실험체(2.5N-SP05)를 비교하여 보면 주철근 50% 겹침이음된 실험체 보다 주철근 겹침이음이 없

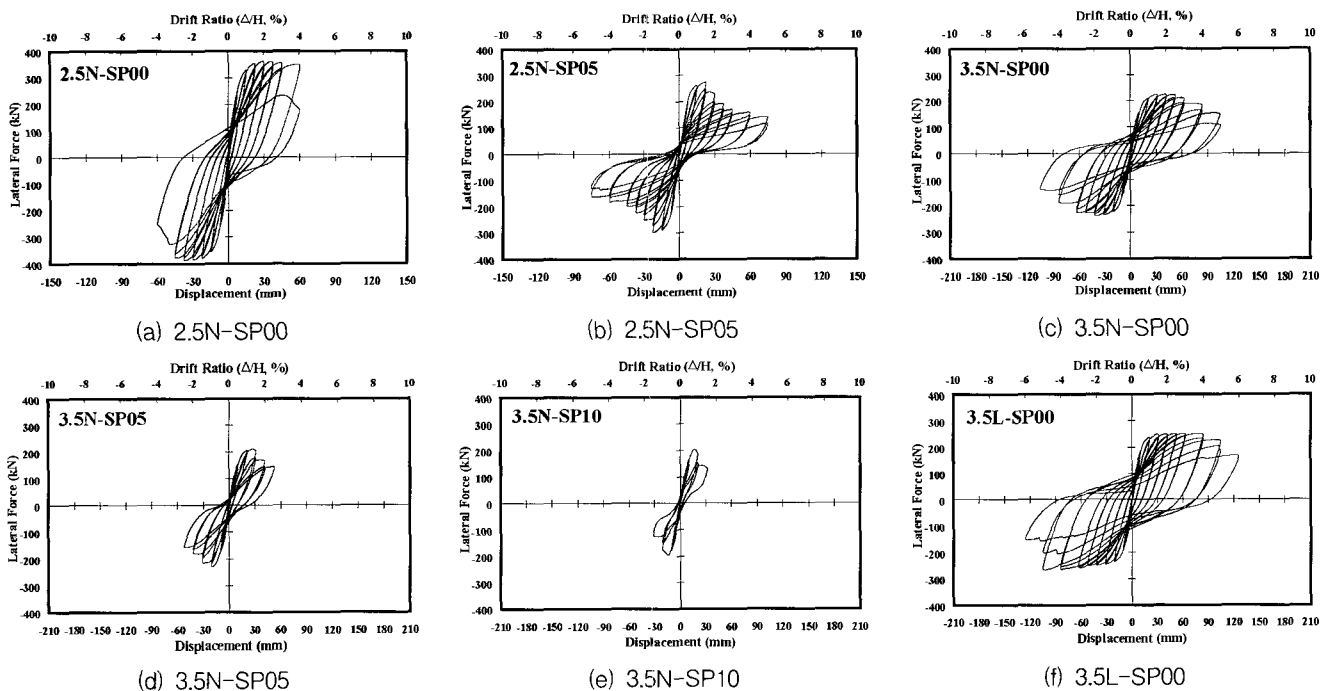


그림 8 하중-변위 이력곡선

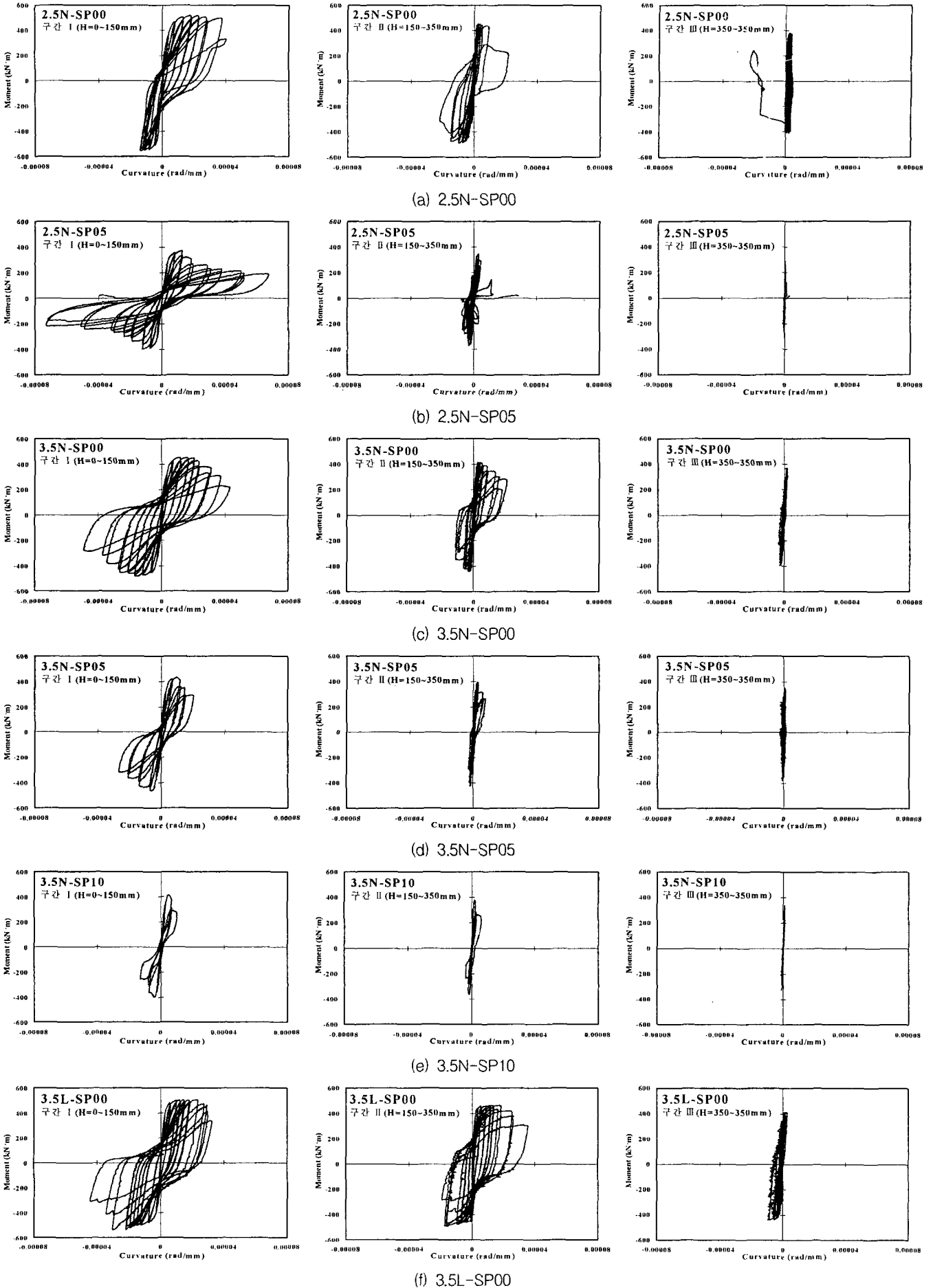


그림 9 모멘트-곡률 이력곡선

는 실험체가 구간 II, 구간 III의 곡률이 크게 나타남을 알 수 있다. 또한, 그림 9(c),(d),(e)의 휨파괴모드 실험체의 곡률도 같은 양상을 나타내는 것을 알 수 있다. 이는 주철근 겹침이음이 없는 실험체의 경우 횡방향 하중이 커짐에 따라 증가되는 곡률을 기둥 전체가 공유하여 흡수시키는 반면 주철근 겹침이음이 있는 실험체의 경우 주철근 슬립으로 인하여 실험체의 곡률이 겹침이음구간의 아래부분에서 집중적으로 나타나기 때문이며, 겹침이음구간 윗부분은 곡률이 나타나지 않는 것으로 판단된다. 따라서 주철근 겹침이음 구간이 전체 구조물의 가장 취약한 부분이 될 수 있음을 확인하였다. 특히, 그림 8은 횡방향 가력기의 변위에 대한 이력곡선이고 그림 9은 소성힌지부의 곡률에 대한 이력곡선결과 들이다. 따라서, 그림 8(a)에 비하여 그림 9(a)의 곡률이력곡선이 현저하게 비대칭으로 나타난 이유는, 비내진 실험체의 경우 소성힌지부의 띠철근량의 부족에 따른 휨-전단파괴가 유발되어 소성힌지부의 pull/push 방향의 곡률이 급격히 변화된 것으로 사료된다.

그림 9(f)의 한정연성 실험체의 위치별 곡률은 그림 9(c)의 비내진 실험체보다 크게 나타남을 알 수 있다. 이는 비내진 실험체보다 횡구속력이 향상되어 구간 II의 단면도 횡하중에 대하여 일체로 저항하는 것으로 판단된다. 즉 횡구속력의 증가에 따라 소성힌지구간이 상대적으로 확대되어 연성도가 향상되는 효과가 있는 것으로 사료된다.

그림 9(b) 2.5N-SP05와 마찬가지로 그림 9 (d), (e)의 50%, 100% 주철근 겹침이음된 비내진 시험체(3.5N-

SP05, 3.5N-SP10)의 횡하중은 가력변위크기 1% 이후 급격히 감소하는 것으로 나타났다. 한정연성 실험체 (3.5L-SP00)는 횡구속 띠철근의 횡구속 효과로 인하여 가력변위크기 1.0~4.0%에서 횡하중이 유지되는 연성거동을 보인다. 따라서 주철근이 50%, 100% 겹침이음된 실험체는 겹침이음이 없는 실험체에 비해 연성능력이 현저히 저하되는 것으로 조사되었다. 그러므로 비내진 설계된 교각중 주철근이 겹침이음 된 경우 연성능력 확보를 위해서는 소성힌지 구간을 보강하여 소요연성을 확보하여야 할 것으로 판단된다.

4.3 기둥 높이에 따른 곡률 변화량

그림 10과 11은 각 실험체의 기둥높이 구간 I과 구간 II, 구간 III에 나타난 가력변위별 최대 곡률값을 분석하였으며, 구간별 발생곡률 크기에 따라 Y-축의 범위를 달리 표현하였다. 그림 10과 11에 나타난 바와 같이 주철근 겹침이음이 없는 실험체의 곡률은 단면 위치에 상관없이 모두 변위하중이 증가함에 따라 증가하는 것으로 나타났다. 다만 휨파괴를 보인 3.5N-SP00 실험체는 가력변위크기 4.0% 이후에는 기둥하부의 소성힌지 형성으로 인하여 곡률이 구간 I~II에 집중되고, 구간 III 위치에서는 곡률이 급격히 감소되는, 즉 변형이 거의 발생하지 않는 것으로 나타났다.

그림 10은 형상비 2.5 실험체의 곡률 값으로서, 그림

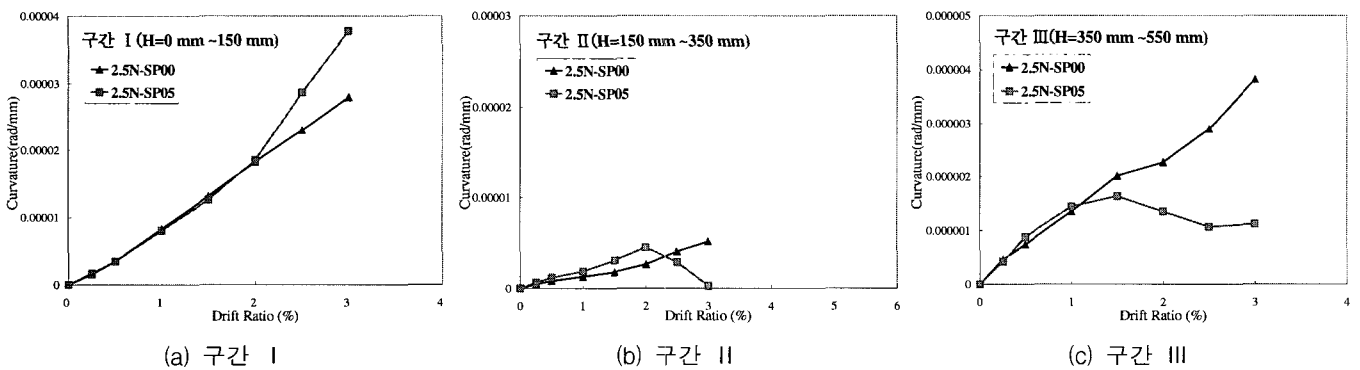


그림 10 휨전단파괴모드 실험체의 Drift ratio별 곡률 변화량

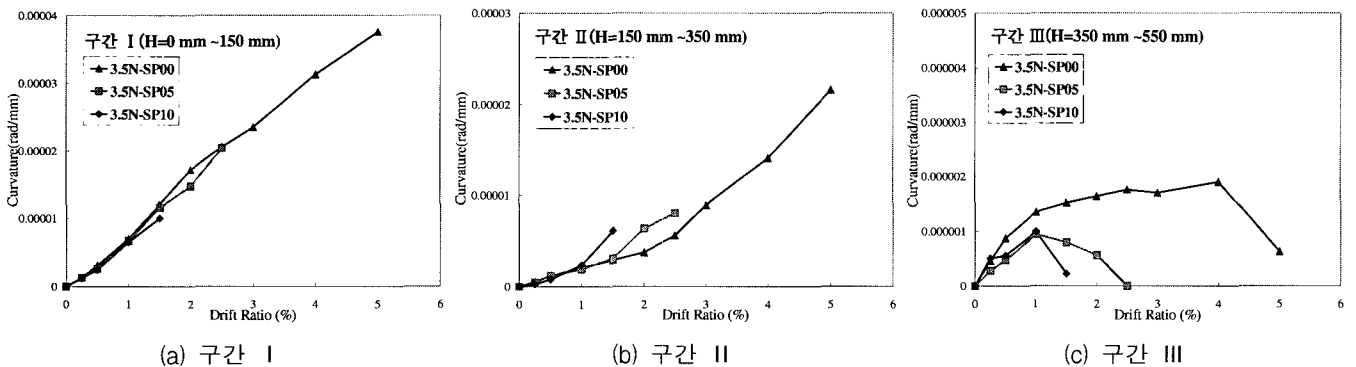


그림 11 휨파괴모드 실험체의 Drift ratio별 곡률 변화량

10(a)에서 보이는 바와 같이 기둥 높이 구간 I인 겹침이음 철근이 모두 배근된 구간에서는 주철근 겹침이음이 없는 2.5N-SP00 실험체의 곡률과 주철근 겹침이음이 있는 2.5N-SP05 실험체 곡률 모두 가력변위크기 2.0% 까지는 동일한 값을 보이며 증가하다가 가력변위크기 2.0% 이후에는 2.5N-SP05 실험체의 곡률이 크게 나타났다. 또한 그림 10(c) 2.5N-SP05 실험체의 연결철근만 배근된 구간 III에서는 가력변위크기 1.0% 부터 곡률의 증가가 둔화된 뒤 가력변위크기 1.5% 부터 감소하는 것으로 나타났다. 이상의 현상은 주철근 겹침이음으로 인하여 가력변위크기 1.0%부터 활동현상이 발생하기 시작하고 가력변위크기 1.5% 이후에는 반복하중으로 인한 주철근의 부착력 상실로 활동파괴가 발생한 것을 알 수 있었다.

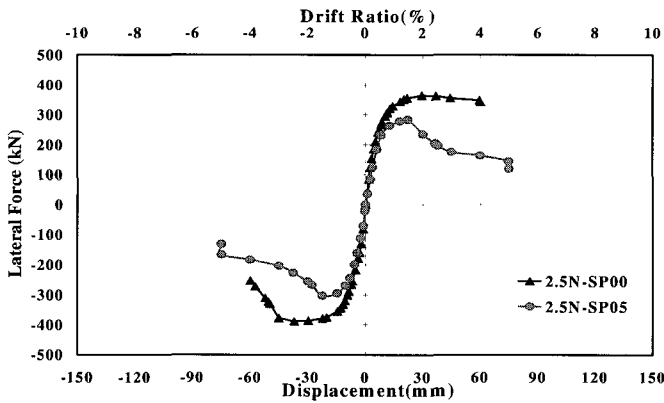
이상의 현상은 휨파괴가 일어난 그림 9의 형상비 3.5 실험체에서도 동일하게 나타났다. 다만 형상비 3.5 실험체의 경우 최대 횡하중이 70% 정도에서 실험을 종료하였기 때문에 최대 횡하중의 50%에서 종료한 2.5N-SP05 실험체처럼 기둥높이 구간 II의 곡률감소는 측정하지 못하였다. 그러나 그림 11(c) 기둥높이 구간 III의 곡률변화를 보면 가력변위크기 1.0%이후에 곡률이 감소하는 것을 확인할 수 있다.

이상의 결과로 볼 때 주철근 겹침이음으로 인한 활동

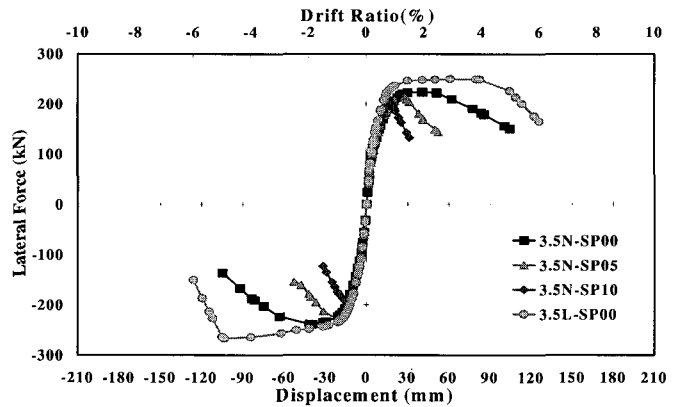
파괴는 휨거동일 경우에는 가력변위크기 1.0%, 휨-전단 거동일 경우에는 1.5%로 유사한 변위비에서 발생하며, 이 변위비들은 모두 항복변위 이후에 발생하는 것으로 나타났다. 따라서 비내진 설계된 즉 횡구속력이 부족한 주철근 겹침이음이 있는 교각들은 주철근 활동이 발생하기 이전까지는 겹침이음이 없는 교각의 거동과 매우 유사하다고 할 수 있으나, 주철근 활동이 발생하면 곧바로 연성능력이 떨어져 소성거동에서 차이가 큰 것을 알 수 있었다. 또한 주철근 겹침이음이 있는 교각 실험체의 반복하중에 의한 손상은 주철근 겹침이음부의 주철근 활동으로 인한 단면 저항력 손실로 겹침이음 구간 중 특히 하부에 집중되었으며, 이로 인하여 휨파괴 모습을 보이는 것으로 나타났다.

4.4 하중-변위 / 모멘트-곡률 포락곡선

그림 12는 하중-변위 포락곡선을 나타내었으며 그림 12(a)는 휨-전단 파괴모드(형상비 2.5) 실험체의 포락곡선이고, 그림 12(b)는 휨 파괴모드(형상비 3.5) 실험체의 포락곡선이다. 가력변위크기 1%이내의 초기거동 및 횡하중의 크기는 주철근 겹침이음에 상관없이 비교적 유사한 것으로 판단된다. 그러나 그림 12(a)에서 알 수 있듯이 가력변위크기 1.5%이후 주철근이 50% 겹침이음된 실험체(2.5N-SP05)의 최대하중은 주철근이 겹침이음되지 않은

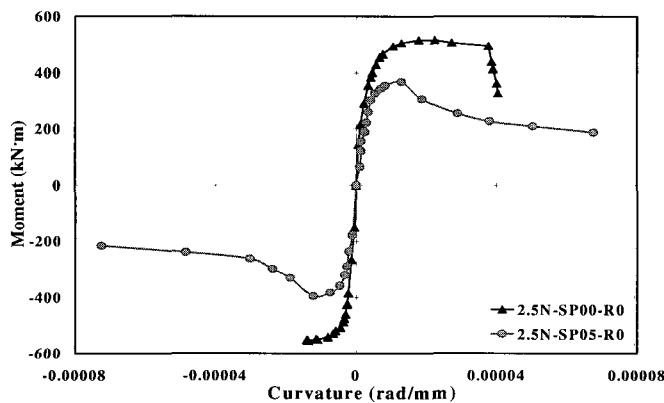


(a) 휨-전단파괴모드 실험체

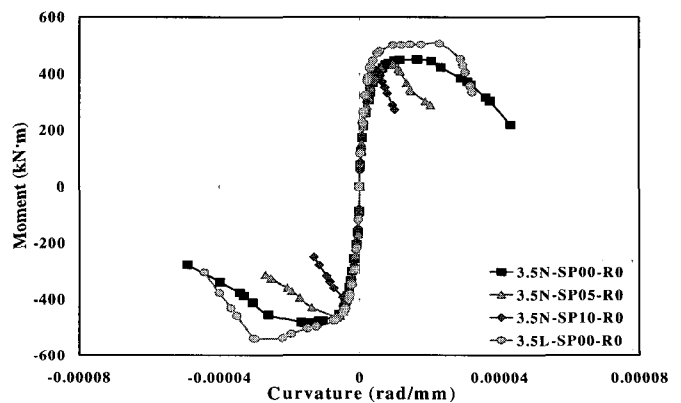


(b) 휨 파괴모드 실험체

그림 12 하중-변위 포락곡선



(a) 휨-전단파괴모드 실험체



(b) 휨 파괴모드 실험체

그림 13 모멘트-곡률 포락곡선

표 3 곡률 및 변위연성도

실험체명	항복				극한				곡률/변위 연성도
	곡률 (rad/mm)	모멘트 (kN·m)	변위 (mm)	하중 (kN)	곡률 (rad/mm)	모멘트 (kN·m)	변위 (mm)	하중 (kN)	
2.5N-SP00	5.58E-6	428.11	11.60	307.09	3.85E-5	439.08	60.04	342.1	6.90 / 5.18
2.5N-SP05	4.24E-6	306.40	9.82	241.8	1.78E-5	316.70	24.08	300.0	4.22 / 2.45
3.5N-SP00	4.34E-6	387.78	15.86	194.59	2.91E-5	384.27	77.63	190.19	6.71 / 4.90
3.5N-SP05	3.81E-6	374.91	14.53	186.36	1.35E-5	367.06	38.24	181.08	3.54 / 2.63
3.5N-SP10	3.04E-6	360.50	11.92	176.30	7.27E-6	351.57	23.45	173.44	2.39 / 1.97
3.5L-SP00	3.08E-6	425.10	14.18	216.68	2.96E-5	430.74	109.11	212.81	9.58 / 7.70

실험체(2.5N-SP00)의 최대하중에 미치지 못하고 황하중 감소가 발생하였다. 또한, 그림 12(b)에서도 50% 주철근 겹침이음에 있는 실험체(3.5N-SP05)는 가력변위크기 1.5% 이후 하중이 급격히 저하되었고, 100% 주철근 겹침이음에 있는 실험체(3.5N-SP10)는 가력변위크기 1.0% 이후 하중이 급격히 저하되는 것을 알 수 있다.

그림 13은 모멘트-곡률 포락곡선을 나타내었다. 하중-변위 포락곡선과 마찬가지로 주철근 겹침이음에 있는 실험체는 가력변위크기 1% 또는 1.5%에서 모멘트가 급격히 저하되는 것을 볼 수 있으며, 심부구속철근비가 증가할수록 연성능력이 증가하는 것으로 나타났다.

4.5 연성도 분석

변위연성도($\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$) 및 곡률연성도($\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$) 계산을 위한 항복점 및 극한점의 정의를 그림 14에 나타내었다. 항복점은 하중-변위 및 모멘트-곡률 포락곡선 상에서 V_{max} (M_{max})를 지나는 수평선과 원점에서 $0.75 V_{max}$ ($0.75 M_{max}$)점을 통과하는 직선과의 교점에 해당하는 변위(곡률)를 항복점으로 정의하였다. 또한 최대하중 이후 $0.85 V_{max}$ ($0.85 M_{max}$)되는 변위(곡률)를 극한점으로 정의하였다.

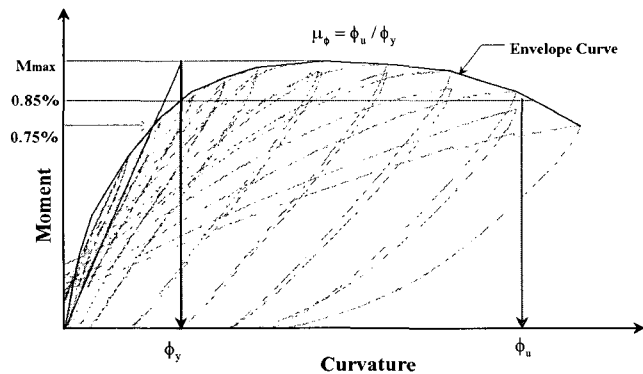


그림 14 항복 및 극한 정의

표 3의 연성도 분석 결과 주철근 겹침이음에 있는 실험

체는 겹침이음이 없는 실험체에 비하여 약 2배의 연성도 감소를 보였다. 대표적인 한정연성개념 설계규정인 Eurocode 8과 비교하여 볼 때 한정연성실험체(3.5L-SP00)의 곡률연성도가 9.58로서 Eurocode의 한정연성 요구곡률연성도 “7”을 상회하는 값을 나타냈다. 또한 비내진 설계된 휨-전단파괴모드 실험체(2.5N-SP00)와 휨파괴모드 실험체(3.5N-SP00)는 6.90과 6.71로 요구곡률연성도에 근접은 하였으나 만족하지는 못하였고, 겹침이음 실험체의 경우는 Eurocode의 요구곡률연성도에 크게 미치지 못한 것으로 나타났다.

표 3의 변위연성도 역시 휨전단파괴모드와 휨파괴모드의 주철근 겹침이음이 없는 비내진실험체의 경우 도로교 설계기준에서 규정하고 있는 단주교각의 요구연성도 5에 근접한 결과를 나타내었으며, 비내진 50% 주철근 겹침이음에 있는 휨-전단파괴모드 실험체(2.5N-SP05)와 50%, 100% 주철근 겹침이음에 있는 휨파괴모드 실험체(3.5N-SP05, 3.5N-SP10)의 경우 각각 2.45와 2.63, 1.97로 요구연성도를 만족하지 못하였다.

이에 주철근 겹침이음이 없는 경우 기존 비내진 구조물도 어느 정도는 내진 성능을 보유하고 있는 것을 의미하며, 주철근 겹침이음되고 횡구속력도 부족한 기존 구조물에 대해서는 적절한 보강법을 적용하여 내진 성능을 확보해야 한다고 판단된다.

5. 결 론

본 연구에서는 각각 형상비에 따라 주철근이 50% 및 100% 겹침이음되어 있는 비내진 설계된 철근콘크리트 교각의 내진성능 평가와 주철근 겹침이음에 따른 소성힌지부의 곡률변화를 조사하기 위하여 수행되었으며 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 모든 실험체는 기둥높이 구간 I에서 가장 큰 곡률을 나타내었고, 주철근 겹침이음에 없는 실험체가 기둥높이 구간 II, III에서도 주철근 겹침이음에 있는 실험체 보다 곡률이 크게 나타남을 알 수 있다. 또한 주철근 겹침이음에 있는 경우 기둥높이 구간 II,

III에서 가력변위크기 1.0~1.5% 이후에 곡률이 급격히 감소하는 것으로 나타났다.

- 2) 주철근 겹침이음이 없는 실험체의 경우 횡방향 하중이 커짐에 따라 증가되는 곡률을 구조물 전체가 나누어 흡수시키는 반면 주철근 50%, 100% 겹침이음이 있는 실험체의 경우 겹침이음된 주철근의 활동현상으로 인해 곡률이 겹침이음구간 아래서 집중적으로 나타나기 때문에 휨과괴거동을 보이고 있는 것으로 나타났다. 따라서 주철근 겹침이음 구간이 전체 구조물의 가장 취약한 부분이 될 수 있음을 확인하였다.
- 3) 심부구속철근이 현행 내진규정의 50% 배근된 한정연성실험체의 곡률연성도가 Eurocode 8의 한정연성 요구곡률연성도를 상회하였고 도로교 설계기준에서 요구하는 변위연성도도 만족하는 결과를 나타내었다.
- 4) 주철근 겹침이음이 없는 비내진 실험체의 경우에도 Eurocode 8의 한정연성 요구곡률연성도 및 도로교 설계기준에서 요구하는 변위연성도와 유사한 결과를 나타내었다.
- 5) 그러나, 지진의 이방향성 및 불확실성 등을 감안하면 주철근 겹침이음이 없는 기존 비내진 교각 및 50% 주철근 겹침이음 시공된 기존 교각 모두 소성힌지구간에 적절한 횡구속력을 제공해야만 내진안전성을 확보할 수 있으리라 사료되며 이들에 대한 심도 깊은 연구가 필요하리라 판단된다.

감사의 글

본 논문은 2004년도 중앙대학교 학술연구비(일반연구비)지원으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. 정영수, 박창규, 이은희, "형상비 2.5 RC 교각의 내진 곡률연성도", 한국지진공학회 논문집, 제8권, 3호, 2004, pp.1-11.
2. 정영수, 이대형, 고성현, 이재훈, "주철근 겹침이음된 실물 비내진 원형 교각의 내진성능 평가", 한국콘크리트학회 논문집, Vol. 16, No. 5, 2004, pp.698-707.
3. 이재훈, 손혁수, 고성현, "축방향철근 연결상세에 따른 철근콘크리트 원형교각의 내진성능", 한국콘크리트학회 논문집, Vol. 16, No. 2, 2004, pp.249-260.
4. 김익현, 이종석, 이윤복, 김원섭, 선창호, "50% 주철근 겹침이음을 갖는 중실 및 중공 사각단면 교각의 거동 특성", 한국지진공학회 논문집, 제7권, 5호, 2003, pp.25-35.
5. 박창규, 정영수, 고성현, 이재훈, "주철근 겹침이음된 실물교각의 횡구속 정도에 따른 내진성능 평가", 한국콘크리트학회 논문집, Vol. 16, No. 5, 2004, pp.687-696.
6. 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.
7. 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.
8. 한국도로교통협회, "도로교설계기준", 건설교통부, 2005.