

축방향철근 연결상세에 따른 철근콘크리트 원형교각의 내진성능

이재훈^{1)*} · 손혁수¹⁾ · 고성현¹⁾

¹⁾ 영남대학교 토목공학과

(2003년 11월 12일 원고접수, 2004년 2월 28일 심사완료)

Seismic Performance of Circular RC Bridge Columns with Longitudinal Steel Connection Details

Jae-Hoon Lee^{1)*}, Hyeok-Soo Son¹⁾, and Seong-Hyun Ko¹⁾

¹⁾ Dept. of Civil Engineering, Yeungnam University, Gyeongsan, 712-749, Korea

(Received November 12, 2003, Accepted February 28, 2004)

ABSTRACT

The longitudinal steel connection of reinforced concrete bridge column is sometimes practically unavoidable, however the current Korean bridge design specifications have no special provisions about lap-splices of longitudinal steel. This paper reports experimental results of a research program investigating the seismic performance of circular RC bridge columns with respect to longitudinal steel connection detailing. Twenty-one circular column specimens were tested under quasi-static test. The columns with the entire longitudinal steel lap-spliced within plastic hinge region show relatively sudden strength degradation and low ductility than the columns with continuous longitudinal steel and the columns with half of longitudinal steel lap-spliced. However, the seismic performance of the column with mechanically connected longitudinal steel is similar to that of the column with continuous longitudinal steel. The final objectives of this study are to suggest appropriate longitudinal reinforcement connection details for the limited ductility design concept and to provide quantitative reference data and tendency for performance or damage assessment based on the performance levels such as cracking, yielding, collapse, etc. Ultimate displacement/drift ratio, displacement ductility, response modification factor, equivalent viscous damping ratio, residual deformation index, and effective stiffness are investigated and discussed in this paper.

Keywords : circular bridge columns, longitudinal steel connection details, seismic performance, ductility, equivalent viscous damping ratio

1. 서 론

강진지진지역 교량 내진설계의 기본 개념은 지진에 저항하기 위한 일정수준의 강도를 갖는 교각이 붕괴되지 않고 지진력에 저항할 수 있는 연성능력을 가지도록 하여 교각의 비선형거동을 통한 에너지소산효과를 이용하는 것이다. 따라서, 설계지진력 작용시 구조 부재의 부분적인 손상은 허용하되 전체 교량의 붕괴를 방지하여 인명 및 경제적 피해를 최소화하는 것이라고 할 수 있다. 그러나 지난 십여 년간 전세계에서 발생한 지진에 대하여 이러한 내진설계개념에 따라 건설된 교량의 붕괴는 발생하지 않았다 하더라도 피해복구에 오랜 시간과 경제적인 비용이 소요되었다. 이에 따라 우리나라를 포함한 세계 각국에서

는 설계지진력 작용시 전체 교량의 붕괴를 방지하고 피해 복구 비용이 용이한 부재에 파괴를 유발함으로써 신속한 피해 복구 및 교통 소통의 확보를 목적으로 하는 동시에, 지진 수준에 따라 목표성능을 만족하도록 설계하는 성능기초내진설계(performance based seismic design)법으로 설계개념이 변화하고 있는 추세이며, 이를 위한 연구개발이 진행되고 있다. 특히, 국내에서는 우리나라와 같은 중진지진지역에 합리적일 것으로 생각되는 연성도기반 내진설계법 또는 한정연성 내진설계법의 개발 및 이에 해당하는 철근상세의 개발을 위한 노력이 지진공학연구센터를 중심으로 이루어지고 있다.

한편, 국내의 경우 교량의 내진설계기준이 적용되기 이전에는 대부분의 철근콘크리트 교각에 매우 적은 양의 띠철근이 사용되었으며 철근상세에 대한 특별한 고려사항도 없었으므로 대부분의 교각의 소성힌지 구간에 축방향철근이 결핍이 되어 시공되어 왔다. 지진하중과 같은 반복

* Corresponding author
Tel : 053-810-2419 Fax : 053-814-2410
E-mail : jholee@yu.ac.kr

하중을 받는 철근콘크리트 교각의 경우 소성힌지 구간내의 축방향철근은 지진과 같은 반복하중의 작용시 휨거동에 저항하는 중요한 요소이며 축방향철근의 연결상세는 교각의 휨거동에 직접적인 영향을 준다. 소성힌지 구간에 축방향철근이 겹침이음 되어있는 경우 적절한 정착길이를 확보하더라도 겹침이음부에서의 축방향철근 슬립에 의한 부착파괴로 인해 교각의 내진성능을 저하시키는 원인이 되는 것으로 알려져 있으며 Y. H. Chai 등¹⁾, O. A. Jaradat 등²⁾, R. S. Aboutaha 등³⁾, 이재훈 등⁴⁻⁶⁾, 정영수 등^{7,8)}의 논문은 실험을 통해 이를 입증한 대표적인 예라고 할 수 있다. 이러한 이유로 강진지역을 중심으로 한 대부분의 외국 내진설계규정에서는 소성힌지 구간에서 축방향철근의 겹침이음을 엄격히 규제하고 있는 실정이다.

그러나, 국내현실을 감안하면 교각의 높이 증가로 인한 교각 단면 및 기초부 높이의 증가로 인해 소성힌지 구간에서의 축방향철근 겹침이음이 내진성능면에서 바람직하지 않으나, 축방향철근의 겹침이음을 피하는 철근상세가 현실적으로 어려운 경우가 많다. 또한, 내진설계가 되지 않았거나 축방향철근의 겹침이음 등 내진거동에 불리한 철근상세를 가지는 기존 교각의 내진보강의 필요성 판정을 위해서는 기존 교각의 축방향철근 연결상세에 따른 내

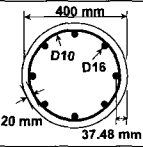
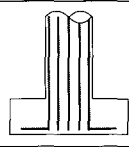
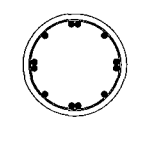
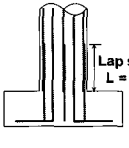
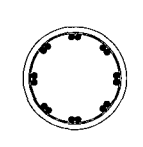
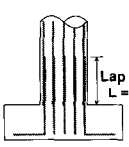
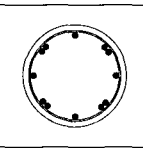
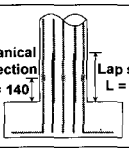
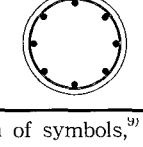
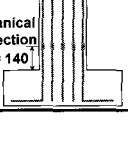
진성능을 평가하는 것이 우선 과제라고 할 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 축방향철근의 연결상세에 따른 철근콘크리트 원형나선철근 교각의 내진성능평가를 위해 총 21개의 축소모형 시험체에 대한 준정적실험을 수행하였으며, 실험결과와 비교 및 분석을 통하여 한정연성설계에서 허용할 수 있는 축방향철근 연결상세를 도출하고 나아가서는 국내 실정에 적합한 내진설계방법을 위한 기초자료를 제공하고자 한다.

본 논문에서는 축방향철근의 연결상세에 따른 극한변위, 변위연성도, 응답수정계수, 등가점성감쇠비, 잔류변형, 유효강성 등의 내진성능 분석결과를 중점적으로 기술하였다.

2. 시험체 및 재하실험

단면지름 400 mm, 총 높이 2,100 mm, 기둥길이 1,600 mm의 형상비(aspect ratio)가 3.5인 시험체 21개에 대하여 준정적실험을 수행하였다. 모든 시험체의 축방향철근비는 1.26%로서, Table 1에 시험체의 단면상세, 철근상세 및 주요변수를 정리하였고, 실험수행 방법, 하중-변위 이력거동, 파괴거동 및 강도저감거동은 참고문헌 9에 자세히 언급되어 있다.

Table 1 Test column details and material properties(aspect ratio : 3.5)

Specimens	Longitudinal steel connection details			Confinement steel vol. ratio (spacing)	Concrete compressive strength	Yield strength of steel
CN-SP-NC-10			0 % lap-splice	0.40 % (200 mm)	29.5 MPa (301 kgf/cm ²)	Confinement steel, D10 367 MPa (3,740 kgf/cm ²)
CN-SP-NC-20						
CN-SP-NC-30						
CN-SP-HL-10			50 % lap-splice	0.99 % (80 mm)		
CN-SP-HL-20						
CN-SP-HL-30						
CN-SPH-HL-10			100 % lap-splice	0.40 % (200 mm)	25.5 MPa (260 kgf/cm ²)	Longitudinal steel, D16 338 MPa (3,450 kgf/cm ²)
CN-SPH-HL-20						
CN-SPH-HL-30						
CN-SP-AL-10			50 % lap-splice + 50 % mechanical connection	0.40 % (200 mm)		
CN-SP-AL-20						
CN-SP-AL-30						
CN-SPH-AL-10			100 % mechanical connection	0.40 % (200 mm)		
CN-SPH-AL-20						
CN-SPH-AL-30						

Note) description of symbols,⁹⁾

3. 실험결과

각 시험체의 실험결과에 의한 하중-변위 이력거동을 분석한 결과, 시험체의 단면상세가 동일한 경우 축력비가 증가할수록 최대회력강도는 증가하며 연성능력은 감소하는 경향을 나타내었으며, 축방향철근의 연결상세에 따라 다소 다른 하중-변위 이력거동과 파괴양상을 나타내었다.

Fig. 1은 축력비가 0.3인 경우에 대해 축방향철근 겹침이음 유·무 및 겹침이음양에 따른 시험체의 하중-변위 이력거동과 심부구속철근량에 따른 시험체의 하중-변위 이력거동을 대표적으로 나타낸 것으로서 축방향철근의

50%가 겹침이음된 Fig. 1(b)의 CN-SP-HL-30 시험체의 경우 단일 축방향철근으로 구성된 Fig. 1(a)의 CN-SP-NC-30 시험체보다 다소 낮은 연성능력을 나타내었으나, 최대하중 도달이후 급격한 강도의 저하는 발생하지 않았으며 제한적이지만 안정적인 연성거동을 나타내었다. 그러나, 모든 축방향철근이 겹침이음된 Fig. 1(c)의 CN-SP-AL-30 시험체의 경우 최대하중이후 급격한 강도 및 강성의 저하로 불안정한 하중-변위 이력특성을 나타내었으며 결국 연성능력이 현저히 저하되는 현상을 나타내었다. 또한, 축방향철근의 50%가 겹침이음 되어있는 Fig. 1(b)와 (d)의 CN-SP(H)-HL-30 시험체의 경우 심부구속철근량이 증가할수록 연성능력은 향상되는 것으로 나타났다. Fig. 1의 하중-변위 이력곡선을 포함한 보다 자세한 내용은 참고문헌 9에 자세히 언급되어 있다.

4. 내진성능평가

미국 PEER(Pacific Earthquake Engineering Research Center)에서 발간된 Hose 등의 연구보고서¹⁰⁾는 정성적 및 정량적인 교량성능평가(bridge performance assessment)를 위하여 Table 2와 같이 5단계의 성능등급(performance level)을 제시하였다. 즉, I등급은 미세균열(hairline cracks)의 발생, II등급은 이론적인 축방향철근의 항복단계로서 균열폭 1mm 미만, III등급은 비선형변형의 시작단계로서 피복콘크리트 박리가 시작되고, 사인장균열(diagonal cracks)이 발생하기 시작하며 정량적으로는 1~2mm의 균열폭과 단면 높이의 1/10 이상의 박리영역이 발생하는 단계를 나타낸다. IV등급의 경우 균열폭 및 피복콘크리트의 박리영역이 증가하는 단계로서 균열폭 2mm 이상, 단면 높이의 2/3 이상에 걸친 사인장균열의 진전 및 단면 높이의 1/2 이상의 영역에 걸쳐 피복콘크리트의 박리가 발생하는 단계를 나타낸다. 마지막 성능등급인 V등급은 축방향철근의 좌굴, 심부구속철근 또는 보강띠철근의 파단 및 심부콘크리트 파괴가 발생하는 단계로서 심부콘크리트에서 2mm 이상의 균열폭이 발생하며 부재 원래치수의 5% 이상 팽창이 발생하는 단계(실험을 수행하는 경우 횡하중이 최대횡하중의 85% 이하로 저하되는 단계)로 정의하였다. 또한, PEER에서 제시한 5단계의 성능등급은 교량의 손상정도와 관련하여 성능등급(performance level) I등급의 경우 손상이 발생하지 않은 단계(NO damage level), II등급의 경우 소규모의 손상이 발생한 단계(MINOR damage level), III등급의 경우 중규모의 손상이 발생한 단계(MODERATE damage level), IV등급의 경우 대규모의 손상이 발생한 단계(MAJOR damage level), 그리고 V등급의 경우 국부적 파괴 및 구조물의 붕괴가 발생한 단계(LOCAL FAILURE/COLLAPSE damage level)로 구분하여 교량의 성능등급과 손상정도의 상관관계를

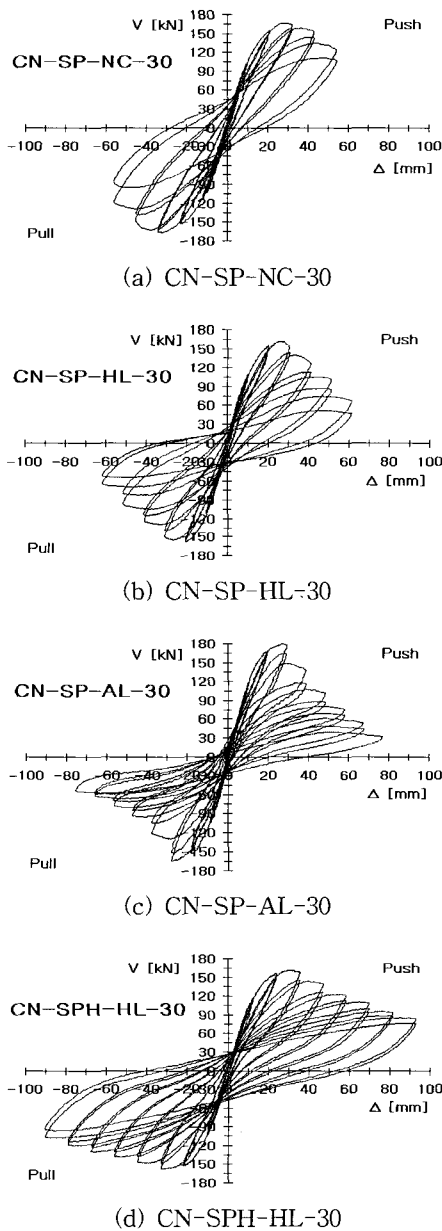


Fig. 1 Comparison of hysteresis loops⁹⁾
(effect on lap-splice of longitudinal steel and confinement steel amount, axial force ratio is 0.3)

제시하였다. Table 2는 교량의 전반적인 내진성능 평가 기준을 성능등급 및 손상정도를 기준으로 구분하여 나타낸 것으로서, 이러한 평가기준을 적용하기 위해서는 수치적 정의(numerical determination) 또는 실험/해석(test/analysis)결과를 이용한 보다 실질적이며 구체적인 분석이 필요하게 된다. 즉, 하중-변위 이력관계, 모멘트-곡률 관계, 철근 및 콘크리트의 변형률 분포 및 변화, 드리프트비율, 곡률연성도, 변위연성도, 응답수정계수, 잔류변형지수, 등가점성감쇠비 및 유효강성 등에 대한 비교 분석을 통해 내진성능 평가를 위한 기본자료로 활용할 수 있으며, 본 연구에서는 다음과 같은 변수들에 대한 분석을 통하여 CN-SPH-AL 시험체를 제외한 18개 기둥의 축방향철근 연결상세에 따른 철근콘크리트 교각의 내진성능을 평가하였다.

4.1 극한변위 및 극한드리프트비율

반복하중을 받는 철근콘크리트 기둥의 경우 단면 및 부재를 구성하고 있는 다양한 변수들의 영향으로 인해 극한상태(파괴모드)가 달라지며 현재까지 하나의 통일된 기준이 정립되지 못한 현실이며, 일반적으로 축방향철근의 파단 및 심부콘크리트의 파괴를 기준으로 극한상태를 정의하는 것이 합리적이다. 따라서, 본 연구에서는 각 시험체의 실험결과에 의한 극한변위(ultimate displacement) 및 극한드리프트비율(ultimate drift ratio)을¹⁾, 축방향철근 파단시의 횡방향변위²⁾, 설계기준에 따라 계산된 공칭횡력강도를 유지하는 횡방향변위³⁾, 동일한 변위레벨에 대한 첫 번째 가력시(1st cycle)의 횡하중강도와 두 번째 가력시(2nd cycle)의 횡하중강도 비율이 80% 이하로 감소되는 하중단계에서의 횡방향변위 중 가장 작은 값을 극한변위 Δ_u 로 정의하였으며, 극한드리프트비율은 극한변위에 대한 시험체의 유효높이(기초상부에서 하중재하점까지의 길이)의 비율로 정의하였다. Table 3 및 Fig. 2~4는 실험시 측정된 각 시험체의 극한변위 및 극한드리프트비율을 나타낸 것으로서 CN-SPH-HL-10과 CN-SP-AML-10 시험

체의 경우 축방향철근 파단시의 변위가 지배적이었으며 이들을 제외한 나머지 시험체들의 경우에는 횡하중강도 비율의 저하에 의해 극한변위가 결정되었다. 이러한 경향은 대부분의 시험체의 심부구속철근 수직간격이 200mm로서 도로교설계기준 심부구속철근 요구량의 0.4배에 해당되는 값으로 상대적으로 낮은 심부구속철근량과 축방향철근의 겹침이음 등의 영향으로 인해 축방향철근의 파단보다는 심부콘크리트의 파괴로 인한 횡력강도의 저하가 먼저 발생한 것으로 판단된다.

Fig. 2는 축방향철근의 겹침이음에 따른 시험체의 극한 드리프트비율을 축력비를 변수로 나타낸 것으로서, 축력비가 0.1인 경우 단일 축방향철근 상세를 가지는 CN-SP-NC-10 시험체의 극한드리프트비율은 5.09%를 나타내었으나 축방향철근이 50% 겹침이음 되어있는 CN-SP-HL-10 시험체는 3.68%의 극한드리프트비율을 나타내어 단일 축방향철근 상세를 갖는 CN-SP-NC-10 시험체의 극한드리프트비율의 약 72%를 나타내었다. 모든 축방향철

Table 3 Ultimate displacement and ultimate drift ratio

Axial load ratio	Specimen	Ultimate displacement Δ_u (mm)			Ultimate drift ratio (%)
		Push	Pull	Average	
0.1	CN-SP-NC-10	73.9	69.5	71.3	5.09
	CN-SP-HL-10	56.2	46.8	51.5	3.68
	CN-SPH-HL-10	58.0	77.8	67.9	4.85
	CN-SP-AL-10	45.7	45.0	45.4	3.24
	CN-SP-HML-10	55.5	44.7	50.1	3.58
	CN-SP-AMC-10	59.4	58.9	59.1	4.22
0.2	CN-SP-NC-20	55.5	61.5	58.5	4.18
	CN-SP-HL-20	51.0	49.5	50.3	3.59
	CN-SPH-HL-20	57.0	69.5	63.3	4.52
	CN-SP-AL-20	39.5	36.0	37.8	2.70
	CN-SP-HML-20	51.4	46.7	49.1	3.50
	CN-SP-AMC-20	59.0	58.3	58.7	4.19
0.3	CN-SP-NC-30	51.8	52.3	52.0	3.71
	CN-SP-HL-30	40.7	40.0	40.4	2.88
	CN-SPH-HL-30	53.5	71.0	62.3	4.45
	CN-SP-AL-30	37.5	35.6	36.6	2.61
	CN-SP-HML-30	50.7	42.4	46.6	3.33
	CN-SP-AMC-30	61.7	51.1	56.4	4.03

Table 2 Bridge performance and damage assessment according to PEER REPORT 1999¹⁰⁾

Level	Performance level	Damage level/classification	Qualitative performance description	Quantitative performance description
I	Cracking	No	Onset of hairline cracks.	Cracks barely visible.
II	Yielding	Minor	Theoretical first yield of longitudinal reinforcement.	Crack widths < 1mm.
III	Initiation of local mechanism	Moderate	Initiation of inelastic deformation. Onset of concrete spalling. Development of diagonal cracks.	Crack widths 1-2 mm. Length of spalled region > 1/10 cross-section depth.
IV	Full development of local mechanism	Major	Wide crack widths/spalling over full local mechanism region.	Crack widths > 2mm. Diagonal cracks extend over 2/3 cross-section depth. Length of spalled region > 1/2 cross-section depth.
V	Strength degradation	Local failure/collapse	Buckling of main reinforcement. Rupture of transverse RC. Crushing of core concrete.	Crack widths > 2mm in concrete core. Measurable dilation > 5% of original member dimension.

근이 겹침이음된 CN-SP-AL-10 시험체의 극한드리프트 비율은 단일 축방향철근의 CN-SP-NC-10 시험체의 극한드리프트비율의 약 64%를 나타내어 축방향철근 겹침이음 비율이 클수록 극한드리프트비율이 감소하는 경향을 나타내었다. 또한, 동일한 축방향철근 상세를 갖는 경우 축력비가 각각 0.2와 0.3인 CN-SP-NC-20 및 CN-SP-NC-30 시험체의 극한드리프트비율은 축력비가 0.1인 CN-SP-NC-10 시험체 극한드리프트비율의 약 82%와 73%를 나타내어 축력비가 증가할수록 극한드리프트가 감소하는 경향을 나타내었다.

Fig. 3은 심부구속철근량에 따른 극한드리프트비율을 비교한 것으로, 축방향철근의 50%가 겹침이음 되어있고 심부구속철근비가 0.0099인 CN-SPH-HL 계열은 심부구속철근비가 0.004인 CN-SP-HL 계열에 비해 축력비가 0.1인 경우 1.32배, 0.2인 경우 1.23배, 0.3인 경우 1.55배인 극한드리프트비율을 나타낸다. 즉, 심부구속철근량이 증가할수록 극한드리프트는 증가하여, 축력비에 따라 다르기는 하지만 단일 축방향철근의 CN-SP-NC-10 계열보다 더 크게 극한드리프트가 증가함을 보여준다.

Fig. 4는 모든 축방향철근을 커플러로 연결한 CN-SP-AMC 계열과 겹침이음과 커플러로 축방향철근을 연결한 CN-SP-HML 계열의 극한드리프트비율을 나타낸 것이다. CN-SP-AMC 계열의 경우 축력비의 증가에 따른 극한드리프트비율의 감소는 크지 않아서 축력비에 따라 커플러를 사용하지 않은 CN-SP-NC 계열보다 크거나 작지만, 4% 이상의 안정적인 값을 보인다. CN-SP-HML 계열도 축력비 0.1과 0.2에서 커플러를 사용하지 않은 CN-SP-HL 계열과 유사한 극한드리프트를 나타내었다.

4.2 변위연성도

교각의 연성능력은 극한변위에 대한 항복변위의 비율로 정의되는 변위연성도(displacement ductility factor)로 평가할 수 있으나, 항복변위의 정의에 따라 변위연성도의 정량적인 값이 크게 달라진다. 즉, 항복변위에 대한 정의 역시 단면 및 부재를 구성하고 있는 다양한 변수들에 의해 영향을 받으며, 몇 가지의 방법이 제안되어 있으나 현재까지 통일된 기준이 정립되지 않은 실정이다. Table 4에 나타낸 항복변위 $\Delta_{y, test}$ 는 각 시험체의 실험시 결정된 항복변위⁹⁾로서 실험시 동일한 기준으로 항복변위를 결정하였으나, 소성힌지 구간의 축방향철근 연결상세 차이로 인한 축방향철근비의 차이, 축방향철근 슬립발생의 영향, 기계적 연결장치인 커플러를 사용한 시험체의 경우 커플러 연결위치에서의 국부적인 강성차이에 따른 영향, 심부구속철근량의 차이에 따른 영향 및 축력비 차이 등의 복합적인 요인으로 인해 시험체별로 다른 값을 나타내었다. 따

라서, 본 연구에서는 일관성 있는 변위연성도 분석을 위해 단일 축방향철근 상세를 갖는 CN-SP-NC 시험체의 항복변위 $\Delta_{y, NC}$ 를 기준으로 식(1)과 같이 변위연성도를 정의하여 분석하였으며, 그 결과를 Table 4 및 Fig. 5~7에 나타내었다.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_{y, NC}} \quad (1)$$

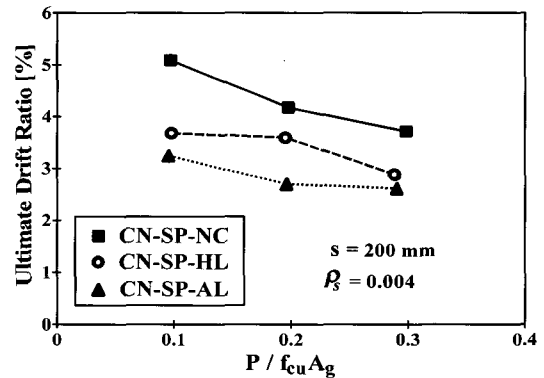


Fig. 2 Comparison of ultimate drift ratio (effect on longitudinal steel lap-splice)

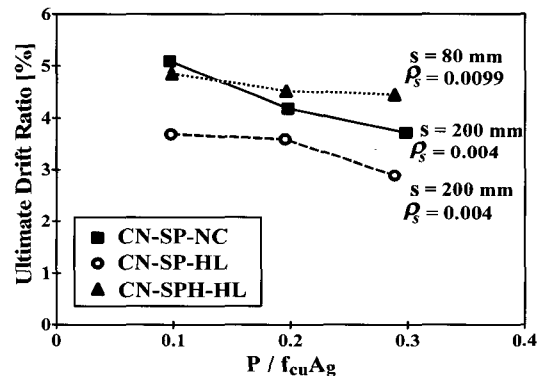


Fig. 3 Comparison of ultimate drift ratio (effect on confinement steel amount)

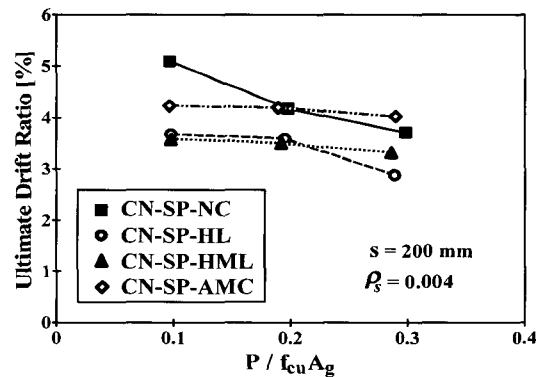


Fig. 4 Comparison of ultimate drift ratio (effect on longitudinal steel mechanical connection)

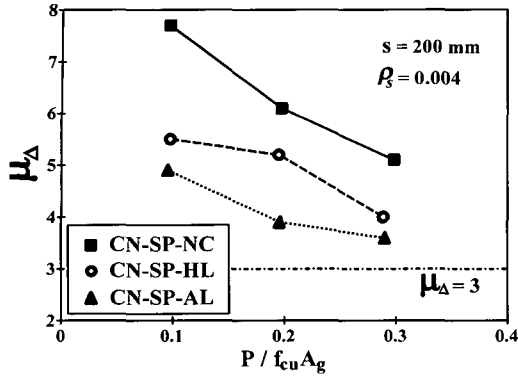


Fig. 5 Comparison of displacement ductility (effect on longitudinal steel lap-splice)

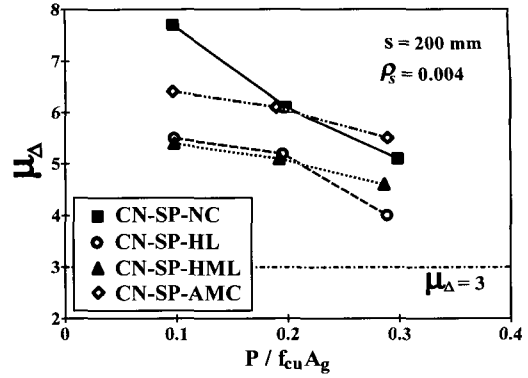


Fig. 7 Comparison of displacement ductility (effect on longitudinal steel mechanical connection)

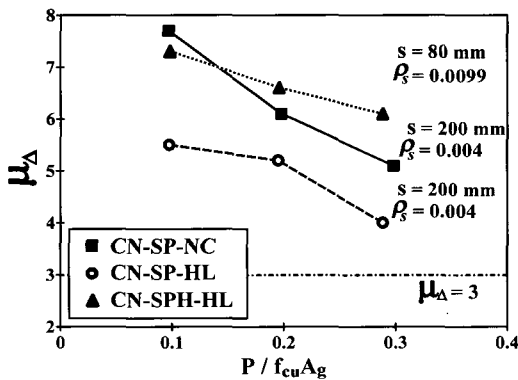


Fig. 6 Comparison of displacement ductility (effect on confinement steel amount)

모든 시험체에서 3.0을 크게 상회하는 변위연성도를 나타내었으며, 전반적으로는 4.1에 나타낸 극한드리프트비율과 유사한 경향을 나타내었다. 즉, 축력비가 증가할수록 변위연성도는 감소하며, Fig. 5와 같이 축방향철근의 겹침이음 비율이 클수록, Fig. 6과 같이 심부구속철근량이 작을수록 동일 축력비 하에서 변위연성도는 감소하는 경향을 나타내었다. 특히, 모든 축방향철근이 겹침이음된 CN-SP-AL 계열의 변위연성도는 단일 축방향철근으로 구성된 CN-SP-NC 계열의 64%(축력비 0.1 및 0.2인 경우) 및 71%(축력비 0.3인 경우)에 해당하는 낮은 변위연성도를 나타내었다. 축방향철근이 커플러로 연결된 시험체의 경우에는 축력비에 따라 변위연성도의 정량적인 크기는

Table 4 Summary of ultimate drift ratio, displacement ductility and response modification factor

Axial load ratio	Specimen	$\Delta_{y, test}$ (mm)	$\Delta_{y, NC}$ (mm)	Δ_u (mm)	Ultimate drift ratio, (%)	μ_{Δ}^*	Response modification factor, R	
							$\sqrt{2\mu_{\Delta}-1}$	μ_{Δ}
0.1	CN-SP-NC-10	9.3	9.3	71.3	5.09	7.7	3.8	7.7
	CN-SP-HL-10	8.7		51.5	3.68	5.5	3.2	5.5
	CN-SPH-HL-10	8.7		67.9	4.85	7.3	3.7	7.3
	CN-SP-AL-10	10.1		45.4	3.24	4.9	3.0	4.9
	CN-SP-HML-10	11.1		50.1	3.58	5.4	3.1	5.4
	CN-SP-AMC-10	11.0		59.1	4.22	6.4	3.4	6.4
0.2	CN-SP-NC-20	9.6	9.6	58.5	4.18	6.1	3.3	6.1
	CN-SP-HL-20	10.8		50.3	3.59	5.2	3.1	5.2
	CN-SPH-HL-20	9.5		63.3	4.52	6.6	3.5	6.6
	CN-SP-AL-20	8.5		37.8	2.70	3.9	2.6	3.9
	CN-SP-HML-20	12.0		49.1	3.50	5.1	3.0	5.1
	CN-SP-AMC-20	6.5		58.7	4.19	6.1	3.3	6.1
0.3	CN-SP-NC-30	10.2	10.2	52.0	3.71	5.1	3.0	5.1
	CN-SP-HL-30	10.3		40.4	2.88	4.0	2.6	4.0
	CN-SPH-HL-30	11.5		62.3	4.45	6.1	3.3	6.1
	CN-SP-AL-30	9.5		36.6	2.61	3.6	2.5	3.6
	CN-SP-HML-30	13.6		46.6	3.33	4.6	2.9	4.6
	CN-SP-AMC-30	8.5		56.4	4.03	5.5	3.2	5.5

* μ_{Δ} : Displacement ductility factor based on the yielding displacement of CN-SP-NC series specimen

다소 차이를 나타내었으나, 전반적인 경향은 Fig. 7에 나타낸 것과 같이 단일 축방향철근 상세를 가지는 시험체의 경우와 유사한 경향을 나타내었다.

4.3 응답수정계수

도로교설계기준은 내진설계기준에 규정된 심부구속철근이 배근된 단주(single column)에 대하여 3.0의 응답수정계수, R 를 일괄적으로 적용하고 있으나, 엄밀히 말하면 응답수정계수는 변위연성도와 주기에 따라 다르다. 즉, 응답수정계수와 변위연성도의 관계는 구조물의 주기에 따라 동일변위개념(equal displacement principle)의 식 (2) 또는 동일에너지개념(equal energy principle)의 식 (3)을 적용할 수 있다. Newmark 등¹¹⁾은 주기가 1초 이상인 경우에 식 (2)를, 주기가 0.5초 이하인 경우에 식 (3)을 사용할 것을 제안하였으며, Paulay 등¹²⁾은 주기가 0.7초 이상인 경우에 식 (2)를 사용할 것을 제안하였다.

$$R = \mu_{\Delta} \quad (2), \quad R = \sqrt{2\mu_{\Delta} - 1} \quad (3)$$

따라서, 축방향철근 연결상세에 따른 응답수정계수의 평가를 위해 본 연구에서 수행한 실험을 통해 도출된 변위연성도를 기준으로 장주기(long period) 구조물과 단주기(short period) 구조물의 응답수정계수를 식 (2)와 식 (3)을 사용하여 계산하였으며, Fig. 8~10에 식 (3)을 사용한 단주기 구조물에 대한 결과를 나타내었다. 계산된 각 시험체의 응답수정계수는 근본적으로 Fig. 5~7에 나타낸 변위연성도의 결과와 유사한 경향을 나타낸다.

Fig. 8은 단주기인 경우의 응답수정계수를 축력비를 변수로 나타낸 것으로서, 축방향철근 겹침이음의 영향을 나타내는데 축력비가 증가할수록 응답수정계수는 감소하는 경향을 보인다. 단일 축방향철근으로 구성된 CN-SP-NC 계열은 도로교설계기준의 요구량의 0.4배에 해당되는 심부구속철근이 배근되었음에도 불구하고 3.0 이상의 응답수정계수를 보인다. 축방향철근이 겹침이음된 시험체들은 CN-SP-NC 시험체보다 작은 응답수정계수를 보이며, 축방향철근의 겹침이음 비율이 클수록 작은 값을 나타낸다. 특히, 모든 축방향철근이 겹침이음된 CN-SP-AL 계열은 축력비 0.1 이외에는 3.0 미만의 값을 나타내며, 축방향철근의 50%가 겹침이음된 CN-SP-HL 계열은 축력비 0.2까지 3.0 이상의 응답수정계수를 나타낸다.

Fig. 9는 심부구속철근량의 영향에 따른 응답수정계수의 변화를 나타낸 것으로서, 동일한 단면상세(축방향철근의 50% 겹침이음)에서 심부구속철근비가 0.0099인 CN-SPH-HL 계열은 심부구속철근비가 0.004인 CN-SP-HL 계열에 비해 축력비가 0.1인 경우 1.16배, 0.2인 경우 1.13배, 0.3인 경우 1.27배인 응답수정계수를 보인다.

Fig. 10은 축방향철근을 커플러(coupler)로 연결한 시험체의 단주기 응답수정계수를 축력비별로 비교하여 나타낸 것으로서 축력비가 0.3인 경우 모든 축방향철근이 커플러로 연결된 CN-SP-AMC-30 시험체는 3.2의 응답수정계수를, 단일 축방향철근으로 구성된 CN-SP-NC-30 시험체의 응답수정계수는 3.0의 값을 나타내어, 커플러로 연결한 경우가 다소 높은 값을 보인다.

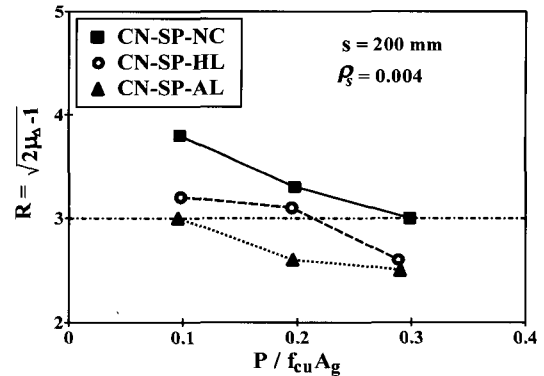


Fig. 8 Comparison of response modification factor (effect on longitudinal steel lap-splice)

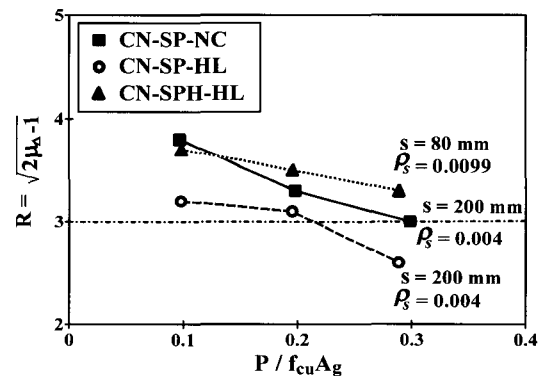


Fig. 9 Comparison of response modification factor (effect on confinement steel amount)

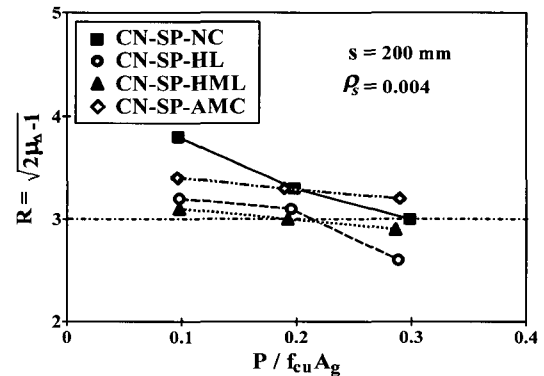


Fig. 10 Comparison of response modification factor (effect on longitudinal steel mechanical connection)

이와 같이, 축력비에 따라서 다소의 차이는 있으나 CN-SP-AMC 계열과 CN-SP-NC 계열은 0.3의 축력비에 대해서도 3.0 이상의 응답수정계수 성능을 나타내었으며, 전반적으로 단일 축방향철근 상세를 가지는 시험체와 유사한 경향을 나타내었다. 또한, 축방향철근의 50%가 겹침이음 되어있고 나머지 50%의 축방향철근이 커플러로 연결된 CN-SP-HML 계열의 경우, 모든 축력비에서 3.2 이상의 응답수정계수를 나타내었으며 축방향철근의 50%가 겹침이음 되어있는 CN-SP-HL 계열과 유사한 응답수정계수 성능을 나타내었다.

4.4 등가점성감쇠비

철근콘크리트 교각의 내진성능 평가시 부재의 하중-변위 이력곡선에 의한 에너지소산(흡수) 능력은 중요한 요소 중의 하나이며, 가장 일반적인 형태의 감쇠와 에너지소산은 하중-변위 이력곡선의 이력감쇠(hysteresis damping)에 해당하는 등가점성감쇠비(equivalent viscous damping ratio, ξ_{eq})로 나타낼 수 있다. 등가점성감쇠비, ξ_{eq} 는 동일면적법에 근거하여 다음의 식 (4)를 이용하여 계산할 수 있으며 식 (4)의 E_d 는 Fig. 11에 나타낸 것과 같이 이력곡선의 면적으로서 사이클당 에너지소산량, E_s 는 재하시에 부재에 축적된 탄성변형에너지를 나타낸다.

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_d}{E_s} \quad (4)$$

Table 5와 Fig. 12는 식 (4)에 의해 계산된 각 시험체의 등가점성감쇠비를 나타낸 것으로서, Table 5는 Table 2에 나타낸 5단계의 성능등급에 대해 실험결과로부터 도출된 각 시험체별 내진성능평가 변수들의 정량적인 수치를 나타낸 것이다. 축력비 및 단면상세와 무관하게 부재의 항복시(Table 2와 5의 level II)까지는 약 3~4%의 등가점성감쇠비를 나타내었으나, 항복이후의 등가점성감쇠비의 경향은 축력비와 단면상세에 따라 시험체별로 다른 양상을 나타낸다.

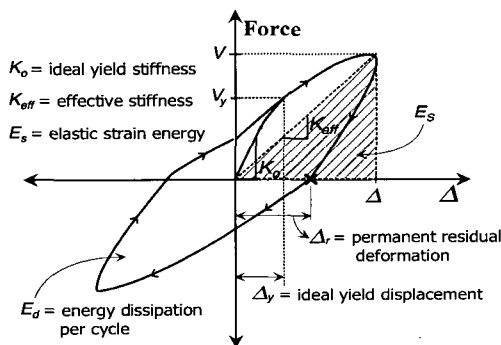
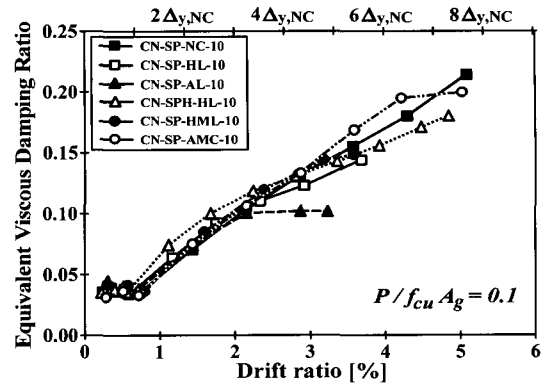
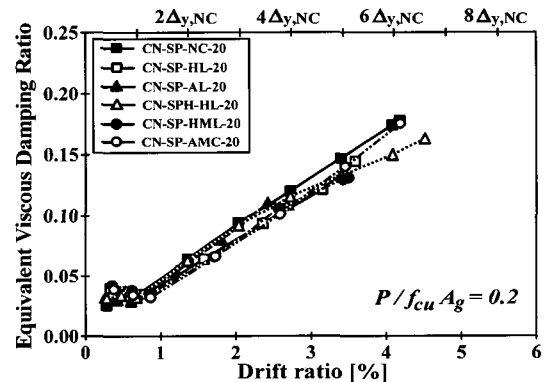


Fig. 11 Definition of ξ_{eq} , RDI, K_{eff} for hysteresis loops

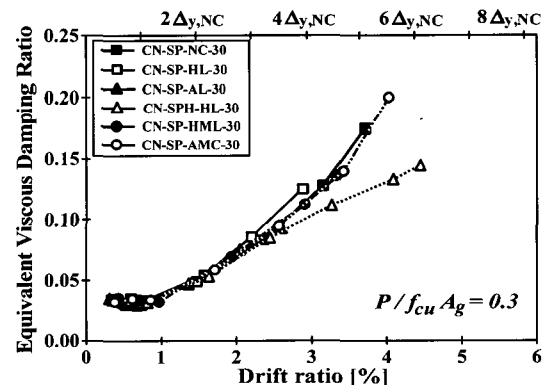
동일한 단면상세를 가지는 경우 축력비가 증가함에 따라 등가점성감쇠비는 감소하는 경향을 나타내며, V단계(극한상태)에서의 등가점성감쇠비는 Table 5 및 Fig. 12에 나타난 바와 같이 단일 축방향철근의 CN-SP-NC 계열의 경우 0.17~0.21, 축방향철근의 50%가 겹침이음된 CN-SP-HL 계열은 0.13~0.15, 모든 축방향철근이 겹침이음된 CN-SP-AL 계열은 0.09~0.11의 값을 나타내었다. 즉, 축방향철근의 겹침이음 비율이 클수록 등가점성감쇠비는 감소하는 경향을 보인다.



(a) $P/f_{cu}A_g = 0.1$



(b) $P/f_{cu}A_g = 0.2$



(c) $P/f_{cu}A_g = 0.3$

Fig. 12 Comparison of equivalent damping ratio

Fig. 12(c)의 CN-SPH-HL-30 시험체(축방향철근의 50% 겹침이음, $\rho_s = 0.99\%$)의 경우, CN-SP-HL-30 시험체(축방향철근의 50% 겹침이음, $\rho_s = 0.4\%$)보다 심부구속철근량이 많은 시험체로서 연성능력 및 강도저감거동 등의 전반적인 거동은 우수한 것으로 나타났으나, 동일한 드리프트비율에 대한 등가점성감쇠비의 경우 심부구속철근량이 많음에도 불구하고 CN-SP-HL-30 시험체보다 작은 값을 나타내었다. 이는 Fig. 1(d)의 하중-변위 이력곡선에 보이는 바와 같이 CN-SPH-HL-30 시험체의 경우 전반적으로 Fig. 1(b)의 CN-SP-HL-30 시험체보다 우수한 연성거동을 나타내지만, 최대하중 도달이후 발생한 핀칭효과(pinching effect)로 인해 사이클당 에너지소산량을 나타내는 이력곡선의 면적(E_d)이 감소하였기 때문이며 결국 CN-SP-HL-30 시험체보다 작은 감쇠비를 나타내었다. 즉, 등가점성감쇠비의 정량적인 값의 변화는 하중-변위 이력곡선의 특성(형상)에 영향을 받으며 부재의 전반적인 연성능력과 반드시 일치하는 경향을 나타내지는 않는 것으로 판단된다.

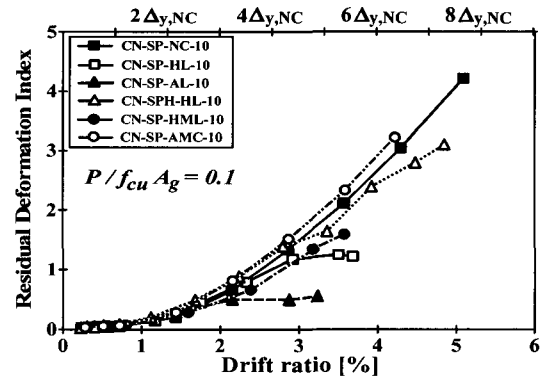
4.5 잔류변형지수

잔류변형지수(residual deformation index, RDI)는 지진하중 작용시 비선형거동을 나타내는 부재의 손상평가 및 보수가능성(reparability)을 예측하는데 유용하게 사용할 수 있는 내진성능평가 변수 중의 하나이다. 즉, 지진하중과 같은 반복하중이 작용하는 경우 Fig. 11과 같은 비선형 이력거동을 보이게 되며 이러한 과정에서 영구적인 잔류변형(residual deformation)이 발생하게 된다. 잔류변형의 정도는 식 (5)와 같은 잔류변형지수(RDI)¹⁰를 이용하여 평가할 수 있으며 잔류변형지수 RDI는 항복변위 Δ_y 와 각 하중단계에서의 잔류변위 Δ_r 의 비율로 나타낼 수 있다. 본 연구에서는 단일 축방향철근 상세를 가지는 CN-SP-NC 계열의 항복변위 $\Delta_{y,NC}$ 를 기준으로 잔류변형지수를 산정하였으며 그 결과를 Table 5 및 Fig. 13에 나타내었다.

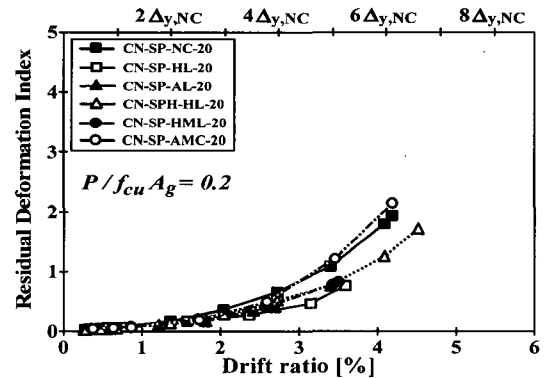
$$RDI = \frac{\Delta_r}{\Delta_y} = \frac{\Delta_r}{\Delta_{y,NC}} \quad (5)$$

모든 시험체에서 부재의 항복시(Table 2, 5의 level II) 잔류변형지수는 0.04~0.07의 범위를 나타내었으며 극한상태까지 2차 포물선의 형상으로 증가하는 경향을 나타내었다. 항복이후의 잔류변형지수의 경향은 축력비와 단면상세에 따라 다른 양상을 나타내었으며, V단계(극한상태)에서의 잔류변형지수는 축력비가 0.1인 경우 단일 축방향철근 상세를 가지는 CN-SP-NC-10 시험체가 4.21의 값을 나타

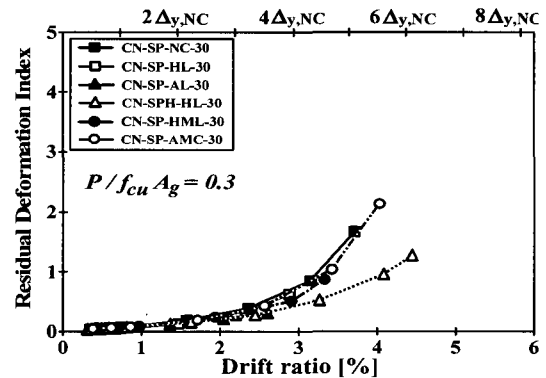
내는 반면, 축방향철근의 50%가 겹침이음된 CN-SP-HL-10 시험체는 1.22, 모든 축방향철근이 겹침이음된 CN-SP-AL-10 시험체는 0.55의 값을 나타내어 축방향철근의 겹침이음 비율이 클수록 잔류변형지수는 감소하는 경향을 나타내었다. 축력비가 0.2 이상인 경우에도 Table 5 및 Fig. 13에 나타낸 것과 같이 축방향철근의 겹침이음 비율이 클수록 잔류변형지수는 감소하는 경향을 나타내었으며, 동일한 축방향철근 상세를 가지는 경우 축력비가 증가할수록 잔류변형지수는 감소하는 경향을 나타내었다.



(a) $P/f_{cu} A_g = 0.1$



(b) $P/f_{cu} A_g = 0.2$



(c) $P/f_{cu} A_g = 0.3$

Fig. 13 Comparison of residual deformation index

즉, 축력비 및 축방향철근의 겹침이음 비율이 증가할수록 잔류변형지수는 감소하는 경향을 나타내며 이러한 경향은 하중-변위 이력거동에서 나타나는 핀칭효과가 축력비 및 축방향철근의 겹침이음 비율이 클수록 더욱 심하게 발생하여 잔류변형이 감소하기 때문이다. 다만, 일반적으로는 잔류변형지수가 작은 경우가 보수가능성이 크다고 할 수 있으나, 겹침이음의 영향으로 부착슬립에 의하여 파괴됨으로서 잔류변형지수가 작은 경우에는 보수가능성과 직접적으로 관련되지는 않을 것으로 생각된다.

4.6 유효강성

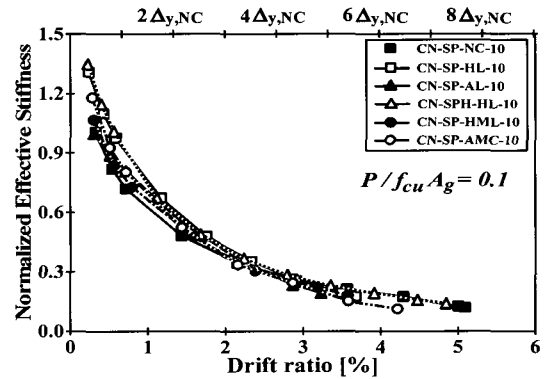
철근콘크리트 기둥은 균열의 발생과 축방향철근 항복 등의 영향으로 비선형거동을 나타내며 이로 인해 하중단계별로 강성은 변화한다. 유효강성 K_{eff} 는 Fig. 11에 나타난 것과 같이 탄성변형에너지(E_s)로 나타낼 수 있는 등가선형탄성시스템(equivalent linear elastic system)의 기울기로 정의되며, 식 (6)과 같이 각 하중단계별 횡력(V)과 변위(Δ)의 비율로 나타낼 수 있다. 식 (8)의 유효강성비(n_k)는 식 (6)으로 계산되는 각 하중단계별 유효강성(K_{eff})과 식 (7)로 계산되는 이상적인 항복강성(ideal yield stiffness, K_o)과의 비율을 나타내는 것으로서, 본 연구에서는 유효강성비(n_k)를 이용하여 유효강성의 변화를 비교하였다. 식 (7)에 나타난 이상적인 항복강성 K_o 는 실험시 결정된 항복변위(Δ_i)와 공칭횡력강도(V_i)를 기준으로 산정할 수 있으나, 항복변위(Δ_i)의 경우 시험체별로 항복변위의 일관성이 결여되어 단일 축방향철근 상세를 가지는 표준시험체인 CN-SP-NC 계열의 항복변위($\Delta_{y,NC}$)를 기준으로 산정하였다. 즉, K_o 는 축력비가 0.1인 경우 9.6 kN/mm, 축력비가 0.2인 경우 11.5 kN/mm, 축력비가 0.3인 경우 12.2 kN/mm의 값을 나타낸다.

$$K_{eff} = \frac{V}{\Delta} \quad (6), \quad K_o = \frac{V_i}{\Delta_{y,NC}} \quad (7)$$

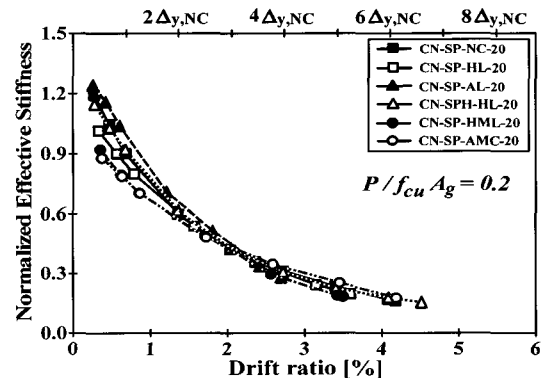
$$n_k = \frac{K_{eff}}{K_o} \quad (8)$$

Table 5와 Fig. 14는 축방향철근 연결상세에 따른 유효강성비(n_k)의 변화를 축력비별로 비교하여 나타낸 것으로서 부재의 항복시까지(Table 2와 5의 level II)의 초기 하중 단계에서의 유효강성비 변화는 시험체별로 다른 양상을 나타내지만, 축력비가 0.2 이상이고 축방향철근이 커플러로 연결된 CN-SP-HML 계열과 CN-SP-AMC 계열은 제외한 대부분의 시험체에서 1.0에 근접한 결과를 나타낸다. 축력비가 0.2 이상인 CN-SP-HML 계열과 CN-

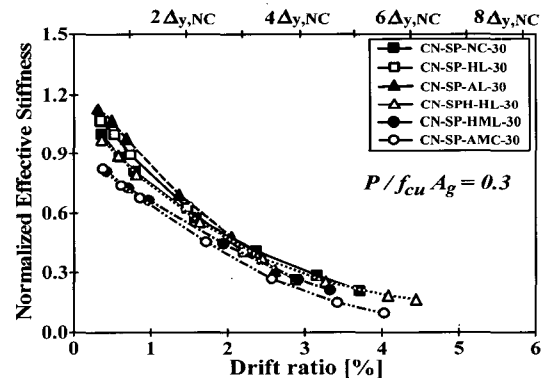
SP-AMC 계열의 경우 II단계에서의 유효강성비가 다른 시험체보다 작은 0.76~0.86의 값을 나타내었는데, 이는 휨균열의 생성 및 진전이 다른 시험체보다 늦게(큰 변위에서) 진행되어 II단계에 해당하는 드리프트비율이 0.61~0.71 범위의 큰 값을 갖게 됨으로써 유효강성비는 상대적으로 작은 값을 나타낸다. 그러나, 최대하중 도달 이후 파괴시까지 유효강성의 변화는 대부분의 시험체에서 유사한 경향을 나타내어, 최대하중시(III단계)의 평균 유효강성비는 축력비가 0.2 이하인 경우 약 0.37, 축력비가 0.3인 경



(a) $P/f_{cu}A_g = 0.1$



(b) $P/f_{cu}A_g = 0.2$



(c) $P/f_{cu}A_g = 0.3$

Fig. 14 Comparison of normalized effective stiffness

Table 5 Summary and comparison of parameters considering performance level

Specimen	Seismic performance level																			
	I				II				III				IV				V			
	Drift	ξ_{eq}	RDI	n_k	Drift	ξ_{eq}	RDI	n_k	Drift	ξ_{eq}	RDI	n_k	Drift	ξ_{eq}	RDI	n_k	Drift	ξ_{eq}	RDI	n_k
CN-SP-NC-10	0.32	0.04	0.04	1.10	0.55	0.04	0.05	0.90	2.86	0.13	1.33	0.29	3.57	0.16	2.11	0.23	5.09	0.21	4.21	0.14
CN-SP-HL-10	0.24	0.04	0.03	1.31	0.42	0.04	0.04	1.10	2.33	0.11	0.79	0.35	2.92	0.12	1.17	0.26	3.68	0.14	1.22	0.18
CN-SPH-HL-10	0.40	0.04	0.04	1.14	0.56	0.04	0.05	1.01	2.24	0.12	0.88	0.37	2.80	0.13	1.38	0.28	4.85	0.18	3.10	0.14
CN-SP-AL-10	0.31	0.04	0.05	1.00	0.52	0.04	0.07	0.89	2.16	0.10	0.50	0.36	2.88	0.10	0.50	0.23	3.24	0.10	0.55	0.19
CN-SP-HML-10	0.30	0.04	0.04	1.18	0.57	0.04	0.06	0.93	1.59	0.08	0.28	0.52	2.39	0.12	0.66	0.34	3.58	0.15	1.59	0.18
CN-SP-AMC-10	0.28	0.03	0.04	1.09	0.51	0.04	0.05	0.91	2.87	0.13	1.51	0.32	3.59	0.17	2.33	0.24	4.22	0.20	3.22	0.11
CN-SP-NC-20	0.28	0.03	0.03	1.21	0.47	0.03	0.05	1.05	2.72	0.12	0.66	0.31	3.40	0.15	1.09	0.24	4.18	0.18	1.94	0.16
CN-SP-HL-20	0.34	0.04	0.04	0.97	0.57	0.04	0.06	0.86	2.36	0.09	0.28	0.34	3.15	0.12	0.47	0.23	3.59	0.15	0.76	0.20
CN-SPH-HL-20	0.29	0.32	0.03	1.14	0.48	0.03	0.05	1.02	2.05	0.09	0.29	0.42	2.73	0.12	0.52	0.30	4.52	0.16	1.72	0.15
CN-SP-AL-20	0.43	0.03	0.04	1.15	0.61	0.03	0.05	1.03	1.82	0.08	0.18	0.51	2.42	0.11	0.36	0.33	2.70	0.11	0.42	0.28
CN-SP-HML-20	0.36	0.04	0.05	0.91	0.62	0.04	0.07	0.79	2.57	0.11	0.41	0.30	3.42	0.13	0.78	0.19	3.50	0.13	0.83	0.18
CN-SP-AMC-20	0.38	0.04	0.05	0.86	0.64	0.03	0.06	0.77	2.59	0.10	0.50	0.34	3.45	0.14	1.22	0.25	4.19	0.18	2.15	0.17
CN-SP-NC-30	0.36	0.03	0.04	0.98	0.60	0.03	0.06	0.87	2.36	0.08	0.39	0.41	3.15	0.13	0.85	0.27	3.71	0.17	1.67	0.21
CN-SP-HL-30	0.34	0.03	0.03	1.05	0.52	0.03	0.04	0.98	1.47	0.05	0.13	0.63	2.20	0.09	0.27	0.40	2.88	0.13	0.62	0.26
CN-SPH-HL-30	0.36	0.03	0.04	0.96	0.59	0.03	0.06	0.88	1.64	0.05	0.15	0.55	2.45	0.09	0.28	0.37	4.45	0.14	1.27	0.16
CN-SP-AL-30	0.31	0.03	0.04	1.13	0.49	0.03	0.05	1.07	1.37	0.05	0.13	0.69	2.05	0.08	0.21	0.48	2.61	0.09	0.31	0.31
CN-SP-HML-30	0.43	0.04	0.06	0.81	0.71	0.03	0.07	0.73	1.94	0.07	0.24	0.45	2.90	0.11	0.51	0.26	3.33	0.14	0.87	0.21
CN-SP-AMC-30	0.38	0.03	0.04	0.95	0.61	0.03	0.06	0.84	1.71	0.06	0.19	0.53	3.42	0.11	0.52	0.25	4.03	0.20	2.14	0.17

우 약 0.54의 값을 나타내며, 파괴시(V단계)의 평균 유효 강성비는 축력비가 0.1인 경우 약 0.15, 축력비가 0.2인 경우 약 0.19, 축력비가 0.3인 경우 약 0.22의 값을 나타낸다.

4.7 파괴강도

Fig. 15는 설계기준에 따른 공칭모멘트강도 M_n 에 대한 최대모멘트강도(파괴강도) 실험값 M_{max} 의 강도비율을 나타낸 것으로서, 공칭모멘트강도 M_n 는 단일 축방향철근 상세의 단면(겹침이음 철근의 영향 무시)을 기준으로 설계기준에 따라 계산하였다. 모든 시험체에서 최대모멘트강도 M_{max} 는 공칭모멘트강도 M_n 이상의 값을 나타내었으며, 강도비율은 1.2~1.4의 범위를 나타내었다.

CN-SP-NC 계열, CN-SP-AL 계열 및 CN-SPH-HL 계열은 축력비가 증가할수록 강도비율이 증가하는 경향을 나타내었으나, CN-SP-HML 계열은 축력비가 증가할수록

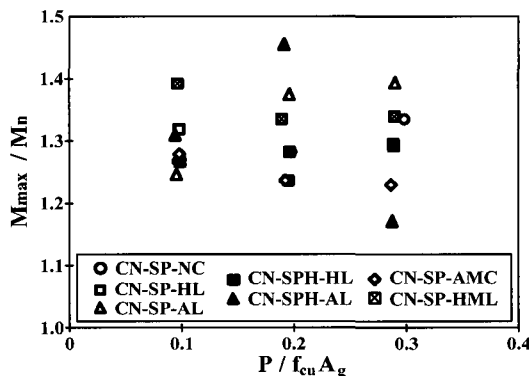


Fig. 15 Comparison of flexural strength ratio

강도비율이 감소하는 경향을 나타내었다. CN-SP-HL 계열, CN-SPH-AL 계열 및 CN-SP-AMC 계열은 축력비가 증가함에 따라 강도비율이 증가 또는 감소하는 경향을 나타내었다. 즉, 축방향철근의 연결상세 및 축력비에 따라 강도비율의 일정한 경향은 나타나지 않았다고 할 수 있다.

5. 결 론

철근콘크리트 원형나선철근 교각의 축방향철근 연결상세에 따른 내진성능 및 철근콘크리트 교각의 한정연성 내진설계법을 개발하기 위한 실험적 기초자료를 제공하기 위하여 수행된 연구, 실험결과와의 비교 및 분석을 통해 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 축방향철근이 겹침이음된 시험체의 경우 축방향철근의 겹침이음 비율 및 축력비가 증가할수록 극한변위, 극한 드리프트비율, 변위연성도 및 응답수정계수는 감소하여 내진성능이 저하되며, 특히 모든 축방향철근이 겹침이음된 시험체는 가장 낮은 내진성능을 나타내었다.
- 2) 동일한 단면상세를 갖는 경우에는 축력비가 증가할수록, 동일한 축력비에 대해서는 축방향철근의 겹침이음 비율이 클수록 등가점성감쇠비 및 잔류변형지수가 감소하는 경향을 나타내었다. 특히, 등가점성감쇠비 및 잔류변형지수의 정량적인 값의 변화는 하중-변위 이력곡선의 특성(형상)에 영향을 받으며 부재의 전반적인 연성능력과 반드시 일치하는 경향을 나타내지는 않았다. 즉, 등가점성감쇠비 또는 잔류변형지수의 정량적인 값은 변위기반 설계(displacement-based design)에 따른 부재의 전반적인 내진성능평가를 위한 참고자료로서 하중단계 또는 성능등급(performance level)에 따른 개략적인 값의 범위를 파악하기 위한 자료로 사용될 수 있을 것이다.

- 3) 커플러를 사용하여 축방향철근을 연결한 시험체는 단일 축방향철근 상세를 갖는 시험체와 유사한 내진성능을 나타내었다.
- 4) 이 연구에서 수행한 실험결과(파괴거동) 및 분석결과(강도저감거동, 내진성능)를 토대로 할 경우, 시공성 등의 문제로 인해 불가피하게 축방향철근을 연결해야 하는 경우에는 겹침이음을 이용한 연결보다 커플러를 사용한 기계적 연결방법을 적용하는 것이 타당할 것으로 판단되며, 한정연성거동에 근거한 설계 및 시공시에는 축방향철근의 50%를 겹침이음한 연결상세의 경우에도 적용이 가능할 것으로 판단된다.
- 5) 축방향철근 연결상세에 따른 교량의 성능등급별 주요 내진성능평가 변수들의 정량적 수치 및 경향을 제시하였으며 향후 교각 내진설계 및 내진보강에 관한 참고 자료로 활용할 수 있을 것으로 기대된다.

감사의 글

본 연구는 지진공학연구센터(KEERC)의 연구비 지원으로 수행되었으며 이에 깊은 감사의 뜻을 전합니다.

참고문헌

1. Yuk Hon Chai, M. J. Nigel Priestley, and Frieder Seible, "Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for enhanced Flexural Performance," *ACI Structural Journal*, Vol.88, No.5, 1991, pp.572~584.
2. O. A. Jaradat, D. I. McLean, and M. L. Marsh, "Performance of Existing Bridge Columns under Cyclic Loading-Part 1: Experimental Results and Observed Behavior," *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No.6, 1998, pp.695~704.
3. R. S. Aboutaha, M. D. Engelhardt, J. O. Jirsa, and M. E. Kreger, "Experimental Investigation of Seismic Repair of Lap Splice Failures in Damaged Concrete Columns," *ACI Structural Journal*, Vol.96, No.2, 1999, pp.297~306.
4. 이재훈, 배성용, 이형준, "나선철근교각의 내진성능실험", 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제21권 1-A호, 2001, pp.109~121.
5. Jae-Hoon Lee, Sang-Geun Seok, and Hyeok-Soo Son, "Seismic Performance and Reinforcement Details of Circular Bridge Columns," *7th NCEE Conference, Earthquake Engineering Research Institute, Boston, USA, 21-25 July, Summary, 2002, Paper 513pp.(Full Paper in CD-ROM Paper No.871.)*
6. Jae-Hoon Lee, Hyeok-Soo Son, and Sang-Yeup Han, "Reinforcement Details and Design Strength of Bridge Columns in Moderate Seismicity Region," *KEERC Annual Report, 2002, pp.122~134.*
7. 정영수, 박창규, 이은희, "지진을 경험한 형상비 2.5 RC 교각의 내진 변위 연성도 평가", 한국지진공학회논문집, 한국지진공학회, Vol.7 No.3, 2003, pp.79~88.
8. Young-Soo Chung and Jae-Hyung Lee, "Seismic Performance and Retrofit of Circular Bridge Piers with Spliced Longitudinal Steel," *KCI Concrete Journal*, Vol.14, No.3, 2002, pp.130~137.
9. 이재훈, 정철호, 고성현, 손혁수, "반복하중을 받는 철근콘크리트 원형 교각의 축방향철근 연결상세에 따른 강도저감 및 파괴거동", 콘크리트학회논문집, 한국콘크리트학회, 16권, 1호, 2004, pp.111~124.
10. Y. D. Hose and F. Seible, "Performance Evaluation Database for Concrete Bridge Components and Systems under Simulated Seismic Loads," *PEER Report 1999/11, Pacific Earthquake Engineering Research Center, November, 1999, 111pp.*
11. Newmark, N. M. and Hall, W. J., "Earthquake Spectra and Design," *Engineering Monograph, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1982, 103pp.*
12. Paulay, T. and Priestley, M.J.N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," *John Wiley & Sons, New York, USA, 1992, 744pp.*
13. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., "Seismic Design and Retrofit of Bridges," *John Wiley & Sons, New York, USA, 1996, 686pp.*

요 약

철근콘크리트 교각의 소성힌지 구간에서의 축방향철근의 겹침이음은 내진성능면에서 바람직하지 않으나, 축방향철근의 겹침이음을 피하는 철근상세가 현실적으로 어려운 실정이며 현행 도로교설계기준에는 축방향철근 겹침이음 금지에 관한 특별한 설계기준이 없는 상태이다. 본 연구는 반복하중을 받는 철근콘크리트 원형교각의 축방향철근 연결상세에 따른 내진성능을 평가하기 위해 축방향철근 연결상세에 따른 7개 그룹 총 21개의 원형나선철근 기둥 시험체에 대한 준정적실험을 수행하였다. 실험결과 축방향철근이 겹침이음 되어있는 시험체의 경우, 단일 축방향철근으로 구성된 시험체보다 낮은 내진성능을 나타내었으며 특히, 모든 축방향철근이 겹침이음 되어있는 경우 내진성능이 상당히 저하되었다. 그러나, 축방향철근을 기계적 연결장치로 연결한 시험체의 경우 단일 축방향철근 상세를 가지는 시험체와 유사한 내진성능을 나타내었다. 본 연구의 최종목적은 철근콘크리트 교각의 시공성 향상을 위한 축방향철근 연결상세의 제시 및 한정연성 내진설계를 위한 실험적 기초자료의 제공과 함께 성능단계별 축방향철근 연결상세에 따른 성능 및 손상평가를 위한 정량적 수치와 경향을 제공하기 위한 것이며, 극한변위, 극한드리프트비율, 변위연성도, 응답수정계수, 등가점성감쇠비, 잔류변형지수, 유효강성 등의 주요 내진성능평가 변수들에 대한 분석결과를 나타내었다.

핵심용어 : 원형교각, 축방향철근 연결상세, 내진성능, 변위연성도, 등가점성감쇠비