



반복횡하중을 받는 철근콘크리트 원형 교각의 축방향철근 연결상세에 따른 강도저감 및 파괴거동

이재훈^{1)*} · 정철호²⁾ · 고성현¹⁾ · 손혁수¹⁾

¹⁾ 영남대학교 토목공학과 ²⁾ DM엔지니어링

(2003년 11월 12일 원고접수, 2004년 1월 30일 심사완료)

Strength Degradation and Failure of Circular RC Bridge Columns with Longitudinal Steel Connection under Cyclic Lateral Load

Jae-Hoon Lee^{1)*}, Chul-Ho Jung²⁾, Seong-Hyun Ko¹⁾, and Hyeok-Soo Son¹⁾

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

²⁾ DM Engineering Co., Ltd., Seoul, 138-050, Korea

(Received November 12, 2003, Accepted January 30)

ABSTRACT

This research is a part of a research program to verify the seismic performance of circular reinforced concrete bridge columns with respect to longitudinal steel connection details under cyclic lateral load. A total of 21 column specimens were constructed and tested. Main variables in this test program were longitudinal steel connection details(continuous, lap-spliced, and mechanically connected), confinement steel ratio, and axial force ratio, etc. The test results of the columns with different longitudinal steel connection details showed different failure mode, strength degradation, and seismic performance. From the quasi-static test, it was found that the columns with all longitudinal reinforcement lap-spliced showed significantly reduced ductility. However, seismic performance of the columns with half of longitudinal reinforcement lap-spliced showed limited ductility but much more ductile behaviour than the columns with all longitudinal reinforcement lap-spliced. It was also found that the seismic performance, failure mode and strength degradation of columns with mechanical connected longitudinal reinforcement were similar to those of columns with continuous longitudinal reinforcement.

Keywords : circular bridge columns, longitudinal steel connection, seismic performance, strength degradation, failure

1. 서 론

1992년에 교량에 관한 내진설계 규정이 도입되기 이전까지 국내에서는 통상적으로 교각의 소성힌지 구간에서 축방향철근을 겹침이음하여 시공하였다. 내진설계가 실시된 이후에는 이러한 연결을 배제하고 있으나, 높은 교각의 경우 교각 단면 크기 및 기초부 높이의 증가로 인해 소성힌지 구간에서 축방향철근의 이음을 피하기가 현실적으로 어려운 경우가 많다. 이에 대하여 도로교설계기준¹⁾의 내진설계기준(6장)에는 소성힌지 구간에서의 축방향철근 연결에 대한 규정이 없으며, 콘크리트구조설계기준²⁾의 4.3.18.3(1) 해설에 철근의 겹침이음은 이음위치가 엇갈리도록 하여야 한다고만 언급되어 있다.

따라서 소성힌지 구간의 축방향철근 연결에 대한 구체적인 설계기준이 미비한 실정이다.

지진하중과 같은 반복하중을 받는 교각에서 소성힌지 구간 내의 축방향철근은 반복 휨작용에 저항하는 중요한 요소이며 축방향철근의 연결상세는 교각의 휨거동에 직접적인 영향을 준다. 따라서 소성힌지 구간 내의 축방향철근이 겹침이음 되어있으면 겹침이음된 축방향철근의 미끄러짐에 따른 부차파괴로 인해 교각의 내진성능을 저하시키는 원인이 되다. 이러한 이유로 강진 지역을 중심으로 한 대부분의 외국 내진설계 규정에서는 소성힌지 구간에서 축방향철근의 겹침이음을 엄격히 규제하고 있다.

CALTRANS⁴⁾는 소성힌지 구간에서 축방향철근의 겹침이음을 엄격히 규제하고 있고, 필요하면 기계적 연결장치의 사용을 추천한다. 뉴질랜드 설계기준⁵⁽⁶⁾에서는 축방향철근의 연결에 완벽한 강도를 유지하는 조건으로 용접이

* Corresponding author

Tel : 053-810-2419 Fax : 053-814-2410

E-mail : jholee@yu.ac.kr

음을 추천하고 있다. 외국의 연구결과⁷⁻⁹⁾에서 축방향철근이 모두 겹침이음되면 겹침이음 부분에서 발생한 미끄러짐현상으로 인한 급격한 강도저하의 발생으로 시험체가 파괴되며, 축방향철근의 겹침이음 길이가 충분하더라도 강도저하의 시기를 늦출 수는 있으나 부착파괴를 방지하지는 못한다고 보고되었다. 국내의 연구¹⁰⁻¹³⁾에서도 축방향철근 겹침이음에 대한 교각 내진성능평가를 위한 실험 및 해석이 수행되었으며, 연구결과 축방향철근의 겹침이음은 부재의 연성능력을 저하시키며, 특히 모든 축방향철근이 겹침이음 되어있는 경우 연성능력이 현저히 저하되는 것으로 보고되었다. 한편 지진하중의 규모 및 특성에 대한 관점에서 볼 때 우리나라와 같은 중·약진 지진지역의 경우 강진지역의 내진설계 규정을 무조건적으로 도입하기에는 다소 무리가 있으며 국내 실정에 적합한 내진설계 규정의 정립이 필요하다. 즉, 국내와 같은 중·약진 지진지역에서는 연성요구량에 따른 경제적인 내진설계 및 축방향철근 연결상세 등의 시공성을 개선하여 효과적으로 내진성능을 확보할 수 있는 한정연성설계법(limited ductility design)에 대한 연구¹⁴⁾의 필요성이 대두되고 있으며, 실제로 지진공학연구센터(KEERC)를 중심으로 많은 연구자들이 소성힌지 구간에서 축방향철근의 겹침이음을 엄격히 규제할 필요가 있는지에 대한 논의가 이루어지고 있다.

이 연구에서는 축방향철근의 연결상세에 따른 철근콘크리트 원형나선철근 교각의 내진성능을 평가하기 위해 총 21개의 축소모형 시험체에 대한 준정적실험이 수행되었다. 실험결과와 비교 및 분석을 통하여 축방향철근 연결상세에 따른 교각의 파괴거동, 내진성능 및 강도저감거동 등을 비교·분석하여 한정연성설계에서 허용할 수 있는 축방향철근 연결상세를 도출하였다. 이로부터 국내 실정에 맞는 내진설계방법 개발을 위한 기초자료를 제공하고자 한다.

2. 실험개요

2.1 시험체 제작 및 실험변수

단면지름 400 mm, 총 높이 2,100 mm, 기둥길이 1,600 mm의 형상비(aspect ratio)가 3.5인 시험체 21개를 제작하였다. 재하실험 시점의 재령에서 콘크리트 압축강도(f_{cu})는 29.5 MPa (301 kgf/cm²)이었다. 철근의 인장실험결과에 의한 항복강도는 D16 축방향철근의 경우 338 MPa (3,450 kgf/cm²), D10 나선철근의 경우 367 MPa (3,740 kgf/cm²)로 측정되었다.

Fig. 1은 시험체의 단면 및 철근상세를 나타낸 것으로서, 축방향철근으로는 D16의 이형철근을 사용하였으며, 횡방향철근은 D10의 이형철근을 나선철근으로 제작하여 사용하였다. 횡방향철근 외측표면에서 콘크리트 표면까지의 피복두께는 20 mm이며 축방향철근 중심에서 콘크리트 표

면까지의 거리는 37.48mm로서 축방향철근 지름의 약 2.4 배에 해당한다. 모든 시험체의 축방향철근비는 1.26%이며, 축방향철근 연결상세에 따른 내진성능을 평가하기 위해 축방향철근의 이음이 없는 Fig. 1(a)의 단일주철근의 표준시험체 CN-SP-NC 계열을 제작하였다. 소성힌지 구간의 축방향철근 연결상세를 변수로 원형단면에 배근된 8개의 축방향철근 중 1/2을 겹침이음한 Fig. 1(b)의 CN-SP(H)-HL 계열, 모든 축방향철근을 겹침이음한 Fig. 1(c)의 CN-SP(H)-AL 계열을 제작하였다. 또한 축방향철근의 기계적 연결상세에 따른 내진성능을 비교하기 위해 축방향철근 50%의 겹침이음과, 나머지 축방향철근은 기계적 연결장치를 사용한 Fig. 1(d)의 CN-SP-HML 계열과 모든 축방향철근을 기계적 연결장치를 사용한 Fig. 1(e)의 CN-SP-AML 계열을 제작하였다.

CN-SPH 계열을 제외한 모든 시험체는 D10의 나선철근을 200 mm 간격으로 배근하여, 재료의 설계강도 ($f_{ck} = 24$ MPa, $f_y = 300$ MPa)를 기준으로 도로교설계기준 심부구속철근 요구량의 0.4배에 해당하도록 하였다. 심부구속철근량에 따른 내진성능을 평가하기 위하여 도로교설계기준 심부구속철근 요구량과 같도록 D10의 나선철근을 80 mm 간격으로 배근한 CN-SPH 계열을 제작하였다.

콘크리트강도와 단면적의 비율로 정의되는 축력비는 0.1, 0.2, 0.3의 세가지를 실험변수로 채택하였다. 시험체의 단면상세, 철근상세 및 주요 실험변수는 Fig. 1과 Table 1과 같으며 시험체명의 의미는 Table 2와 같다.

2.2 축방향철근 연결상세

축방향철근의 겹침이음 상세를 가지는 CN-SP(H)-HL과 CN-SP(H)-AL 계열의 축방향철근 겹침이음길이는 콘크리트구조설계기준 압축강도($f_{ck} = 24$ MPa) 및 D16 이형철근의 설계기준 항복강도($f_y = 300$ MPa)에 의하여 식 (1)~(3)으로 계산된 정착길이(l_d)를 고려하여 겹침이음길이를 280 mm로 산정하였다. 여기서 식 (1)은 MKS 단위의 도로교설계기준¹⁾과 콘크리트구조설계기준(1999)²⁾, 식 (2)는 SI 단위의 ACI 318¹⁵⁾, 식 (3)은 SI 단위의 콘크리트구조설계기준(2003)²⁾에 규정된 인장철근의 정착길이 계산식이다. Table 3은 재하실험시 재령에서의 콘크리트 압축강도($f_{cu} = 29.5$ MPa)와 철근의 항복강도($f_y = 338$ MPa)를 기준으로 계산한 겹침이음길이를 비교하여 나타낸 것이다. 시험체의 축방향철근 겹침이음길이 280 mm는 축방향철근 지름(d_b)의 17.6배, 단면지름(D)의 0.7배에 해당하는 값을 나타낸다. 철근 커플러를 사용하는 기계적 이음의 경우 연결할 철근의 양단을 가공하여 커플러로 연결하는 방식을 채택하여 축방향철근을 제작하였으며, 시험체 제작시 커플러의 위치는 겹침이음길이의 중앙지점인 기둥 하단부에서 140 mm 위치에서 축방향철근을 연결하였다.

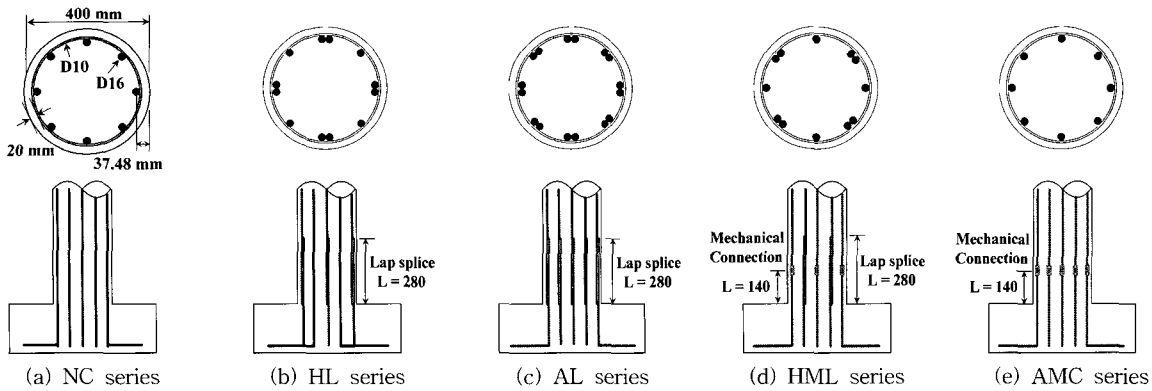


Fig. 1 Configurations and details of longitudinal steel connection (unit: mm)

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

Class	Specimens	Longitudinal steel connection details	Confinement steel		Compressive strength of concrete, MPa (kgf/cm ²)	Yield strength of steel, MPa (kgf/cm ²)
			Volumetric ratio, %	Spacing, mm		
GROUP I (SP-NC)	CN-SP-NC-10	0 % lap-splice	0.40	200	29.5 (301)	Confinement steel D10 367 (3,740)
	CN-SP-NC-20					
	CN-SP-NC-30					
GROUP II (SP-HL)	CN-SP-HL-10	50 % lap-splice	0.99	80	25.5 (260)	Longitudinal steel D16 338 (3,450)
	CN-SP-HL-20					
	CN-SP-HL-30					
GROUP III (SPH-HL)	CN-SPH-HL-10	100 % lap-splice	0.40	200	29.5 (301)	Longitudinal steel D16 338 (3,450)
	CN-SPH-HL-20					
	CN-SPH-HL-30					
GROUP IV (SP-AL)	CN-SP-AL-10	50 % lap-splice + 50 % mechanical connection	0.40	200	29.5 (301)	Longitudinal steel D16 338 (3,450)
	CN-SP-AL-20					
	CN-SP-AL-30					
GROUP V (SPH-AL)	CN-SPH-AL-10	100 % mechanical connection	0.99	80	25.5 (260)	Longitudinal steel D16 338 (3,450)
	CN-SPH-AL-20					
	CN-SPH-AL-30					
GROUP VI (SP-HML)	CN-SP-HML-10	50 % lap-splice + 50 % mechanical connection	0.40	200	29.5 (301)	Longitudinal steel D16 338 (3,450)
	CN-SP-HML-20					
	CN-SP-HML-30					
GROUP VII (SP-AMC)	CN-SP-AMC-10	100 % mechanical connection	0.99	80	25.5 (260)	Longitudinal steel D16 338 (3,450)
	CN-SP-AMC-20					
	CN-SP-AMC-30					

Table 2 Description of test columns

Strength of concrete	Volumetric ratio and spacing of confining steel (%)		Longitudinal steel connection details		Axial load ratio
	SP :	200mm spacing,	NC :	Continuous re-bars	
CN : normal strength concrete		$\rho_s = 0.40$	HL :	Half of re-bars laped, lap-splice length 280 mm	10 : $\left(\frac{P}{f_{cu} A_g}\right) = 0.1$ 20 : $\left(\frac{P}{f_{cu} A_g}\right) = 0.2$ 30 : $\left(\frac{P}{f_{cu} A_g}\right) = 0.3$
			AL :	All re-bars laped, lap-splice length 280 mm	
			HM :	Half of re-bars lapped and the other re-bars connected by coupler Coupler location : 140 mm from bottom of column	
	SPH :	80mm spacing,			
		$\rho_s = 0.99$	AMC :	All re-bars connected by coupler Coupler location : 140 mm from bottom of column	

$$l_d = 0.285 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{c + K_{tr}} \quad (\text{unit : MKS}) \quad (1)$$

$$l_d = \frac{15}{16} \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{c + K_{tr}} \quad (\text{unit : SI}) \quad (2)$$

$$l_d = 0.9 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{c + K_{tr}} \quad (\text{unit : SI}) \quad (3)$$

2.3 재하실험

축력을 가한 상태에서 횡방향하중을 반복 가력하는 준정적(quasi-static) 실험을 수행하였다. 50 tonf 용량의 가력기(actuator)를 사용하여 기둥 하단에서 1,400 mm인 위치에 횡방향하중을 작용시켰다. 축력은 기둥 상단부의 재하판 사이에 설치한 2개의 유압잭과 지름 38mm의 강봉 2개를 사용하여 재하하였으며, 강봉의 강성에 따른 영향이 최소화되도록 강봉의 하단부 정착장치에 힌지가 설치되었다. 100 tonf 용량의 하중계 2개를 설치하여 축력 변화 여부를 측정하면서 일정한 축력이 가해지도록 자동유압장치를 사용하였다. Fig. 2는 실험모습을 나타낸 것이다.

횡방향하중의 재하는 항복변위를 구할 때까지는 하중제어방식을 사용하고, 항복변위 이후에는 변위제어방식을 사용하였다. 항복변위를 결정하기 위하여 시험체의 단면해석을 통해 구한 공칭휨강도 M_n 에 해당하는 횡력 V_i 를 결정한 후, Fig. 3과 같이 $0.5 V_i$ 와 $0.75 V_i$ 의 수평하중을 2회씩 반복 재하하여 $0.75 V_i$ 일 때의 미는(push) 방향과 당기는(pull) 방향 변위를 각각 구한 후 0.75로 나누어 각 방향의 항복변위를 평균하여 최종 항복변위 Δ_i 를 결정하였다¹⁶⁾. 항복변위부터는 Fig. 4와 같이 $1 \Delta_i \cdot 2 \Delta_i \cdot 3 \Delta_i \dots$ 의 변위제어방식으로 각 변위마다 2회씩 반복하여 횡방향 하중을 가력하였다.

3. 하중-변위 이력곡선

Figs. 5~11은 각 시험체의 재하실험에서 측정된 하중-변위 이력곡선으로 모든 시험체의 최대 횡하중은 공칭휨휨력강도를 초과하였으며, 축력비가 증가할수록 최대 횡력강도는 증가하며 연성능력은 감소하는 경향을 나타내었다. 여기서 공칭휨휨력강도란 축력이 작용하는 기둥에 대하여 설계기준의 정의에 따른 공칭휨강도를 계산한 후 이에 해당하는 횡력으로 표현한 횡력강도를 의미한다.

단일 축방향철근으로 구성된 Fig. 5의 CN-SP-NC 계열과 축방향철근의 50%가 겹침이음된 Fig. 6의 CN-SP-HL 계열의 경우 동일한 축력비에서 최대 횡력강도는 유사하지

Table 3 Material strength and development length

Classification	Material strength, MPa		Development length l_d , mm		
	concrete (f_{cu})	steel (f_y)	Eq. (1)	Eq. (2)	Eq. (3)
Design strength	24	300	281	292	280
Actual strength	29.5	338	288	296	285

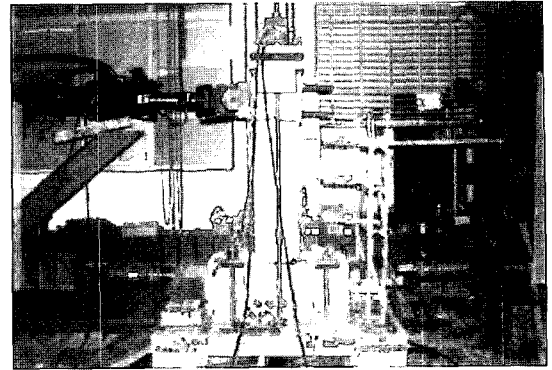


Fig. 2 Photograph of test setup

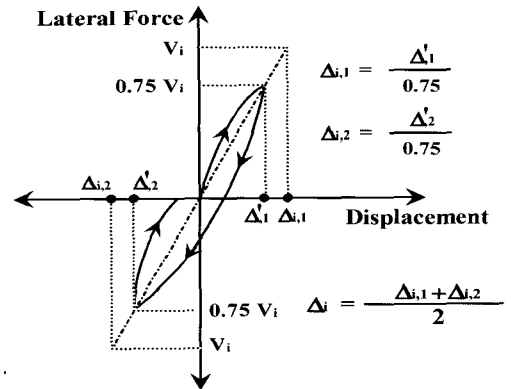


Fig. 3 Experimental definition of yield displacement (Δ_i)

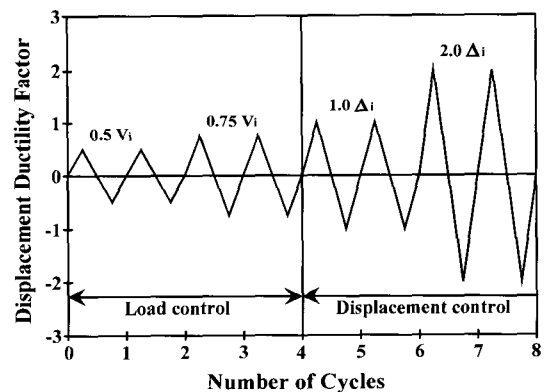


Fig. 4 Standard loading history for all test columns

만, 최대 횡력강도 이후에서는 CN-SP-HL 계열의 연성능력이 낮게 나타났다. 그러나 CN-SP-HL 계열의 경우 최대하중 이후 강도나 강성의 급격한 저하현상은 발생하지 않았으며, 제한적이지만 안정적인 연성거동을 나타내었다.

모든 축방향철근이 겹침이음된 Fig. 8의 CN-SP-AL 계열은 표준시험체인 Fig. 5의 CN-SP-NC 계열과 비교하였을 때, 동일한 축력비에서 최대 횡력강도는 유사한 경향을 나타내었으나 최대 횡력강도 이후 축방향철근의 겹침이음부에서 축방향철근의 미끄러짐 현상이 발생하여 피복콘크리트가 탈락되고 이로 인해 강도 및 강성이 급격히 저하되어 상대적으로 불안정한 하중-변위 이력특성을 나타내었다.

Figs. 6, 7은 축방향철근의 50%가 겹침이음된 CN-SP(H)-HL 계열의 심부구속철근량에 따른 하중-변위 이

력거동을 나타낸 것으로서 심부구속철근량이 상대적으로 많은 Fig. 7의 CN-SPH-HL 계열이 Fig. 6의 CN-SP-HL 계열보다 연성능력이 증가되며, 축력이 증가할수록 심부구속철근량의 영향이 큰 것으로 나타났다. 그러나 축방향철근이 모두 겹침이음된 CN-SP(H)-AL 계열의 경우에는 심부구속철근량의 증가에 따른 연성능력의 증가는 미비한 것으로 나타났다. 즉, 축방향철근이 모두 겹침이음 되어있는 경우에는 심부구속철근량이 연성능력에 미치는 영향보다는 축방향철근의 겹침이음 비율에 의해 기둥의 내진능력이 좌우되는 것으로 나타났다.

Figs. 10, 11은 커플러를 사용하여 축방향철근을 연결한 시험체의 하중-변위 이력거동으로, Fig. 10의 CN-SP-HML 계열의 경우 Fig. 6의 CN-SP-HL 계열의 이력특성과 유사한 경향을 나타내었다.

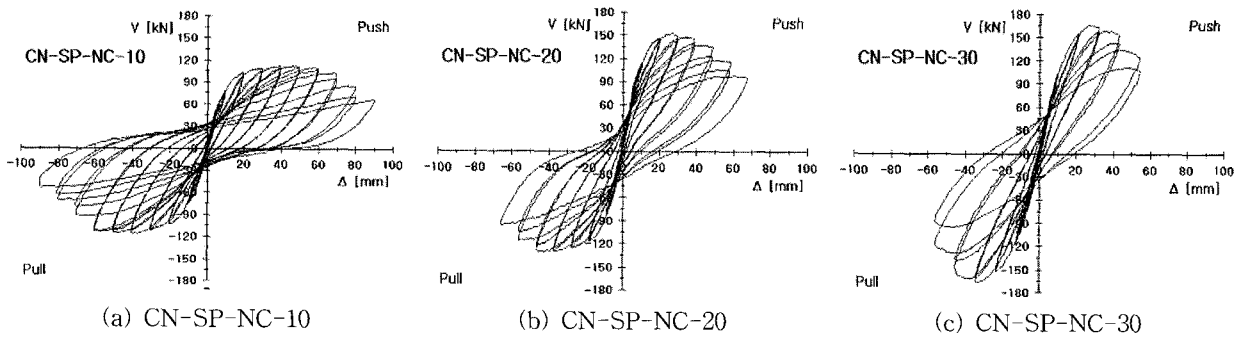


Fig. 5 Hysteresis loops for CN-SP-NC series columns

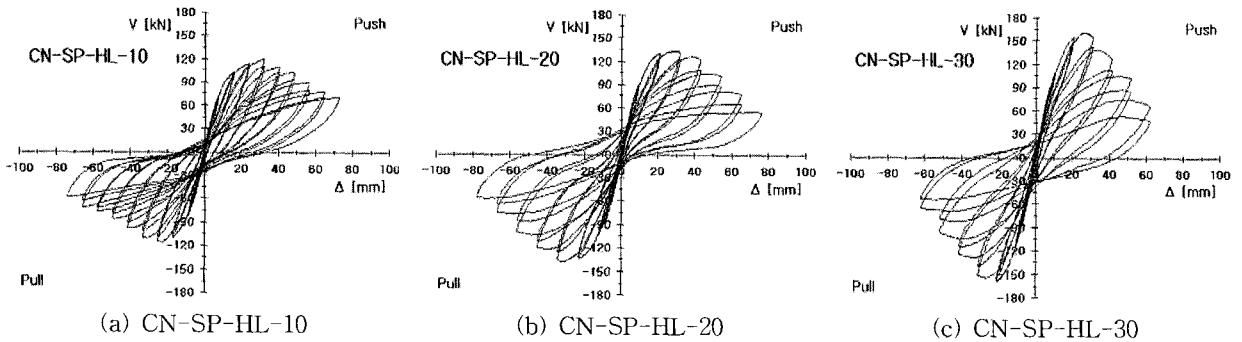


Fig. 6 Hysteresis loops for CN-SP-HL series columns

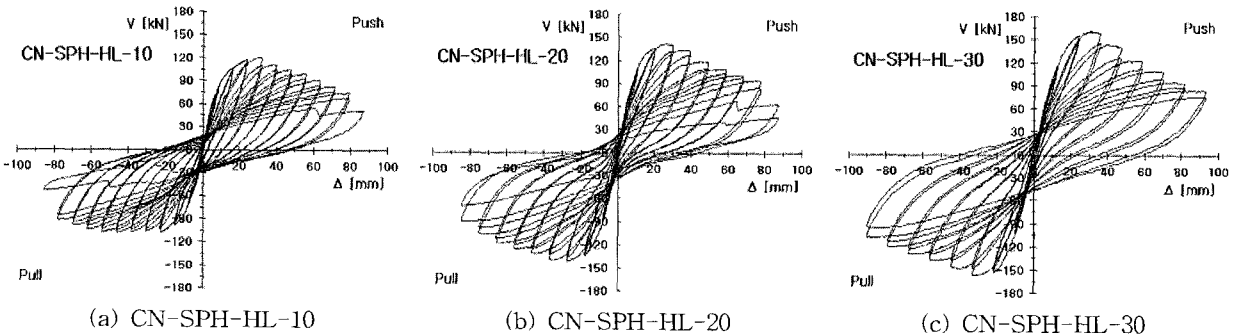


Fig. 7 Hysteresis loops for CN-SPH-HL series columns

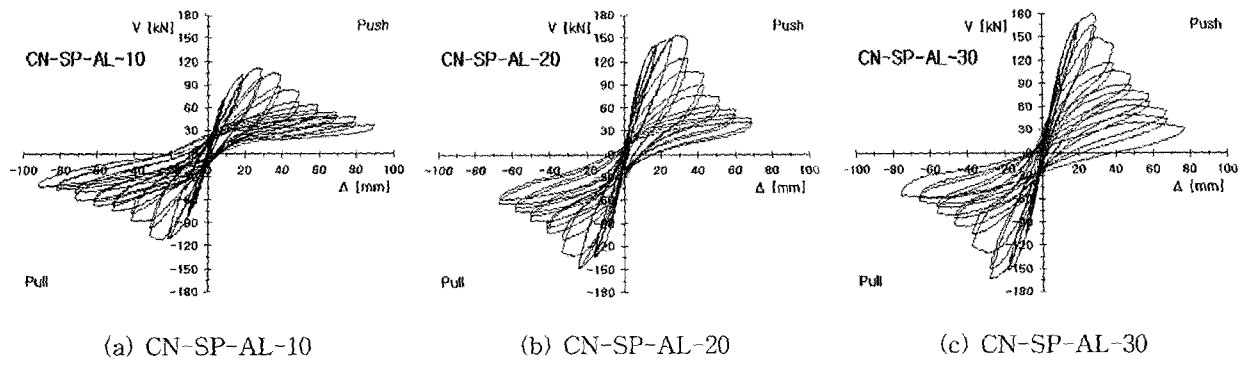


Fig. 8 Hysteresis loops for CN-SP-AL series columns

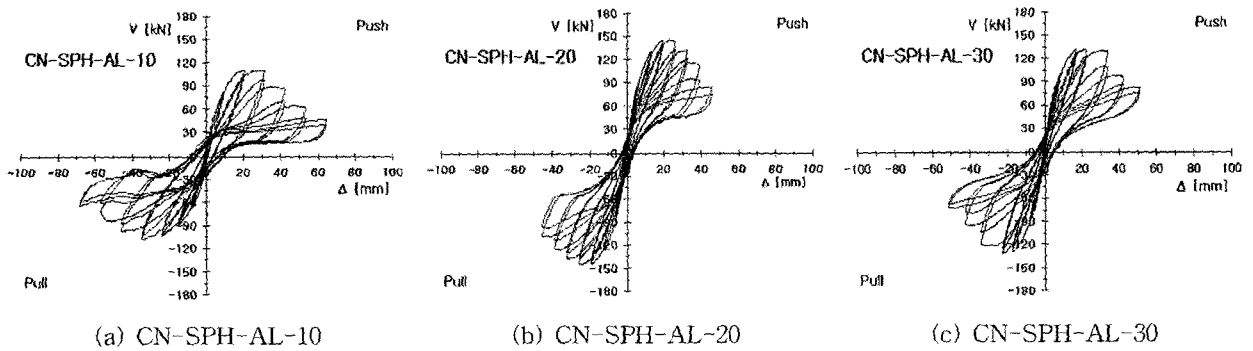


Fig. 9 Hysteresis loops for CN-SPH-AL series columns

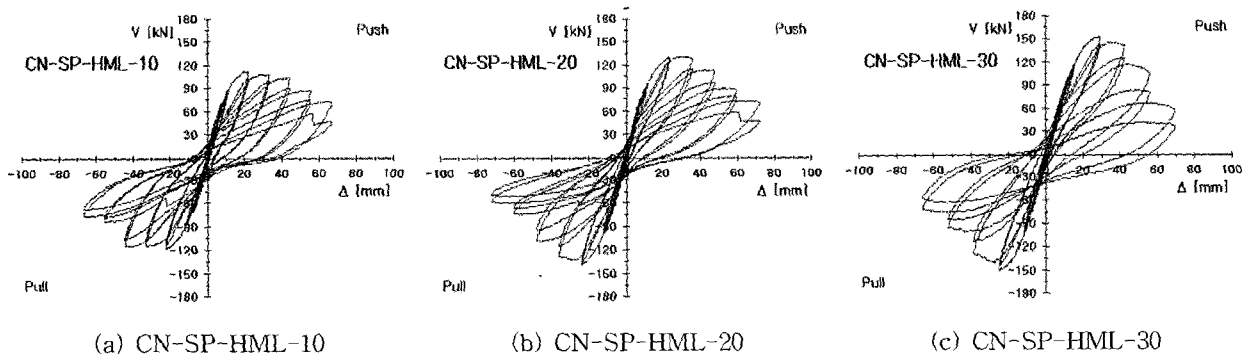


Fig. 10 Hysteresis loops for CN-SP-HML series columns

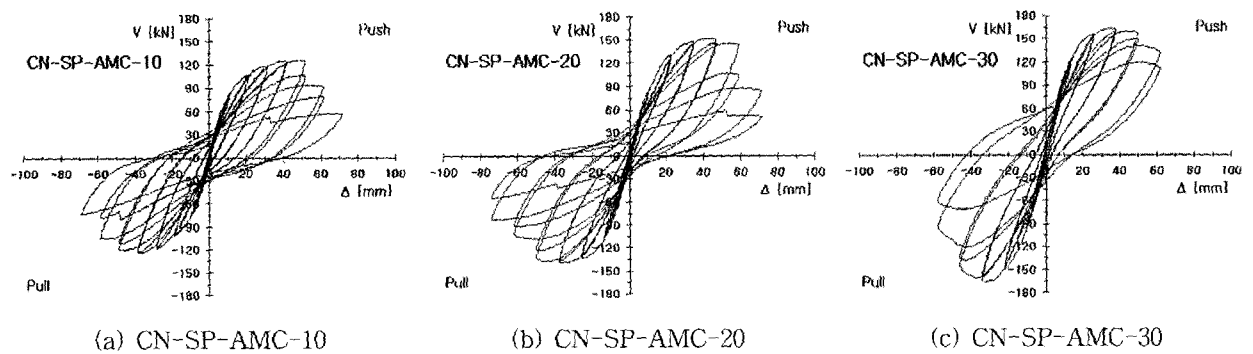


Fig. 11 Hysteresis loops for CN-SP-AMC series columns

또한, Fig. 11의 CN-SP-AMC 계열의 경우 Fig. 5의 CN-SP-NC 계열의 이력특성과 유사한 경향을 나타내었다. 즉 축방향철근을 커플러를 사용하여 연결한 경우 단일 축방향철근으로 사용한 경우와 유사하거나 동등한 연성능력 및 내진성능을 발휘하는 것으로 나타났다.

4. 시험체의 거동 및 파괴양상

Table 4는 실험에서 관찰된 시험체의 균열 및 파괴 진행과정을 변위비(drift ratio)로 나타낸 것으로, 모든 시험체에서 초기휨균열 및 균열진전의 초기거동은 축방향철근 연결상세나 심부구속철근비와는 관계없이 유사한 경향을 보였으며, 실험종료까지 심부구속철근의 파단은 발생하지 않았다. 피복박리는 축력비가 클수록 상대적으로 작은 변위에서 시작되었으며, 균열진전의 진행속도도 빠른 것으로 관찰되었다. 또한 도로교설계기준 심부구속철근량의 40%를 배근한 CN-SP 계열은 설계기준의 심부구속철근량이 배근된 CN-SPH 계열보다 심부콘크리트의 파괴정도가 심한 것으로 관찰되었다. Table 4에 나타낸 박리안정화(spalling stabilization)는 피복콘크리트가 박리되는 구역이 더 이상 확대되지 않는 단계로 정의하였다.

Table 4 Failure behavior of test columns

Specimens	Drift ratio, %					
	Initial crack	Crack propagation	Initial spalling	Spalling stabilization	Longitudinal steel buckling	Longitudinal steel fracture
CN-SP-NC-10	0.32	0.55	2.86	4.30	5.09	6.41
CN-SP-NC-20	0.28	0.47	2.72	4.08	4.18	-
CN-SP-NC-30	0.36	0.60	2.36	3.15	3.71	-
CN-SP-HL-10	0.24	0.42	2.33	3.50	3.68	-
CN-SP-HL-20	0.34	0.57	2.36	3.15	3.59	-
CN-SP-HL-30	0.34	0.52	1.47	2.20	2.88	-
CN-SPH-HL-10	0.40	0.56	2.24	4.48	4.85	6.16
CN-SPH-HL-20	0.29	0.48	2.05	4.09	4.52	6.13
CN-SPH-HL-30	0.36	0.59	1.64	4.08	4.45	-
CN-SP-AL-10	0.31	0.52	2.16	2.88	3.24	-
CN-SP-AL-20	0.43	0.61	1.82	2.42	2.70	-
CN-SP-AL-30	0.31	0.49	1.37	2.05	2.61	-
CN-SPH-AL-10	0.33	0.64	2.37	3.15	-	-
CN-SPH-AL-20	0.36	0.47	1.86	2.33	-	-
CN-SPH-AL-30	0.23	0.45	1.61	2.43	-	-
CN-SP-HML-10	0.30	0.57	1.59	3.18	3.58	3.97
CN-SP-HML-20	0.36	0.62	2.57	3.42	3.50	4.28
CN-SP-HML-30	0.43	0.71	1.94	2.91	3.33	-
CN-SP-AMC-10	0.28	0.51	2.87	3.59	4.22	4.30
CN-SP-AMC-20	0.38	0.64	2.59	3.45	4.19	4.32
CN-SP-AMC-30	0.38	0.61	1.71	3.42	4.03	-

박리안정화는 시험체의 변수영향에 따른 특별한 경향이 나타나지 않았으나, CN-SPH-HL 계열을 제외한 모든 시험체에서 박리시작(initial spalling) 변위비의 약 1.3~1.5 배에 해당하는 변위비에서 나타났다. CN-SPH-HL 계열의 경우 박리안정화는 박리시작 변위비의 약 2.0~2.5배에 해당하는 변위비에서 나타났는데, 이는 심부구속철근량의 증가로 인해 콘크리트의 박리안정화가 지연되었음을 의미한다. 그러나 축방향철근이 모두 겹침이음 되어있는 CN-SPH-AL 계열의 경우는 심부구속철근량의 증가에 따른 박리안정화의 지연현상은 발생되지 않았다.

축방향철근의 좌굴은 CN-SPH-AL-20 및 CN-SPH-AL-30 시험체를 제외한 모든 시험체에서 발생하였고 CN-SPH-AL-20 및 CN-SPH-AL-30 시험체는 축방향철근의 좌굴 및 파단보다는 심부콘크리트의 파괴로 시험체가 극한상태에 도달하여 파괴되었다. Table 5는 축방향 철근상세에 따른 7개 시험체 계열의 피복박리, 축방향철근 좌굴 및 파괴형태 등의 파괴거동을 정리한 것이며 시험체 계열별 파괴양상은 다음과 같다.

4.1 CN-SP-NC 계열

Fig. 12(a)는 CN-SP-NC 계열의 대표적인 파괴양상을 나타낸 것으로서, 축방향철근의 좌굴 및 파단에 의해 시험체가 파괴되었다. CN-SP-NC 계열은 모든 축방향철근의 좌굴이 관찰되었으며, CN-SP-NC-10 시험체는 축방향철근의 파단에 의해 시험체가 파괴되었으나, CN-SP-NC-20 과 CN-SP-NC-30 시험체는 축방향철근의 좌굴 이후 심부콘크리트의 파괴로 인해 최종 파괴되었다.

4.2 CN-SP(H)-HL 계열

Fig. 12(b)는 CN-SP-HL 계열의 대표적인 파괴양상을 나타낸 것이다. 축방향철근의 좌굴은 모든 시험체에서 관찰되었으며, 축방향철근 중 단일철근과 겹침이음 철근의 좌굴은 발생하였으나, 다우얼(dowel)철근의 좌굴은 발생하지 않았다. 실험종료까지 단일철근 및 겹침이음철근의 파단은 발생하지 않았으며, 축방향철근의 좌굴 이후 겹침이음 철근의 슬립에 의한 심부콘크리트의 파괴로 인해 시험체가 최종 파괴되었다. CN-SP-NC 계열과 최종 파괴양상은 유사하나 축방향철근의 좌굴 및 심부콘크리트의 파괴가 CN-SP-NC 계열보다 작은 변위비에서 발생하였다.

CN-SPH-HL 계열은 CN-SP-HL 계열과 축방향철근상세는 동일하나, 심부구속철근량이 상대적으로 많은 시험체이다. 축방향철근의 좌굴은 모든 축력등급에서 관찰되었으며, CN-SP-HL 계열과 동일하게 단일철근과 겹침이음 철근은 좌굴되었으나, 다우얼철근은 좌굴되지 않았고 실험

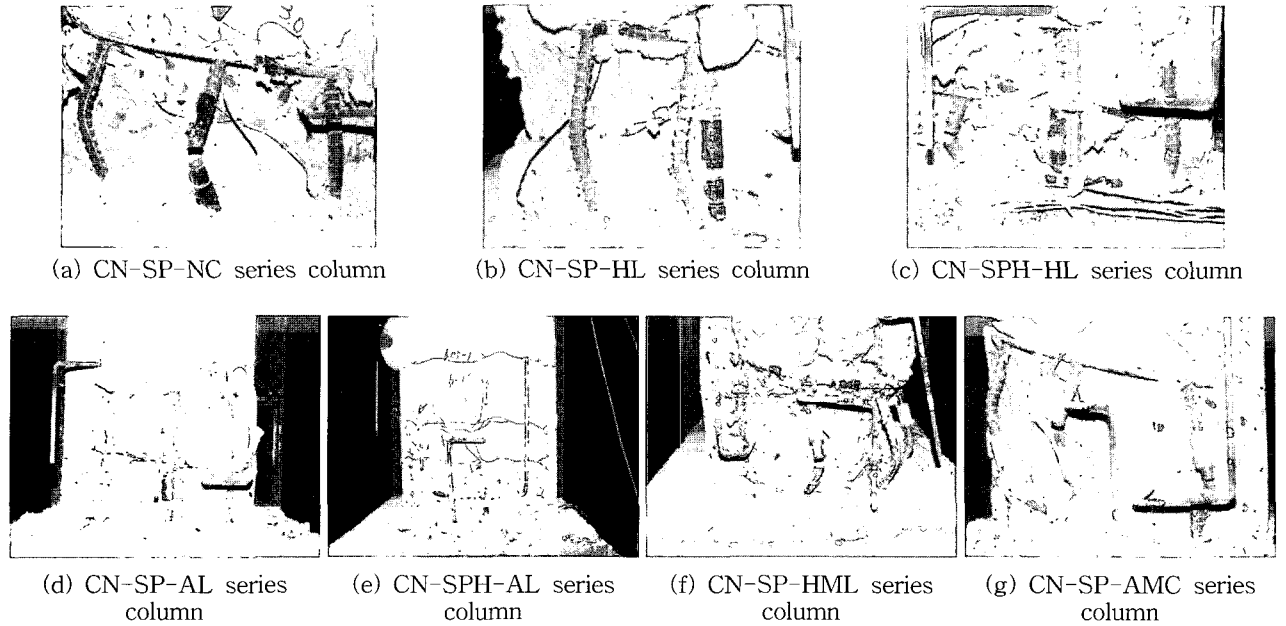


Fig. 12 Failure of test columns

Table 5 Comparison of failure mode

Class	Reinforcement details		Failure mode							
	Longitudinal steel connection details	Volumetric ratio of confining steel, ρ_s	Spalling*	Longitudinal steel buckle*			Failure mode**			
				Continuous bar	Dowel bar	Lap-splice bar	Continuous bar	Lap-splice bar	Mechanically connected bar	Core concrete damage
GROUP I (SP-NC)	Continuous	0.41	◎	◎	-	-	◆	-	-	-
GROUP II (SP-HL)	50% lap-splice		◎	◎	×	◎	◆	♣	-	♠
GROUP III (SPH-HL)		1.03	◎	◎	×	◎	◆	♣	-	♠
GROUP IV (SP-AL)	100% lap-splice	0.41	◎	-	×	◎	-	♣	-	♠
GROUP V (SPH-AL)		1.19	△	-	×	◎	-	♣	-	-
GROUP VI (SP-HML)	50% lap-splice + 50% mechanical connection	0.41	◎	-	×	◎	-	♣	◆	♠
GROUP VII (SP-AMC)	100% mechanical connection		◎	-	-	-	-	-	◆	-

* Spalling and longitudinal steel buckling : ◎ (occur), △ (partially occur), × (not occur)

** Failure mode : ◆ (longitudinal steel fracture), ♣ (longitudinal steel slip), ♠ (core concrete damage)

종료까지 축방향철근은 파단되지 않았다. CN-SPH-HL 계열은 심부구속철근량의 증가에 따른 구속효과의 증대로, CN-SP-HL 계열보다 큰 변위비에서 축방향철근의 파단 및 파괴가 발생하였다. 축력비가 0.1 및 0.2인 CN-SPH-HL-10 및 CN-SPH-HL-20 시험체는 축방향철근의 파단으로 최종 파괴되었으며, 축력비가 0.3인 CN-SPH-HL-30 시험체는 축방향철근의 좌굴발생 이후 심부콘크리트의 파괴로 인해 최종 파괴되었다. 동일한 축력비를 갖는 CN-SPH-HL-30 시험체와 CN-SP-HL-30 시험체는 모두

심부콘크리트의 파괴로 시험체가 최종 파괴되었으나, 심부콘크리트의 파괴정도는 CN-SPH-HL-30 시험체가 CN-SP-HL-30 시험체보다 경미하게 발생하였다. Fig. 12(c)는 CN-SPH-HL 계열의 대표적인 파괴양상을 나타낸다.

4.3 CN-SP(H)-AL 계열

CN-SP-AL 계열은 모든 시험체에서 축방향철근의 좌굴이 관찰되었다. 단 축방향철근 중 단일철근과 겹침이음

철근의 좌굴은 발생하였으나, 다우얼철근의 좌굴은 발생하지 않았다. 축방향철근의 파단은 발생하지 않았으며, 시험체의 최종파괴는 축방향철근의 좌굴 이후 겹침이음 철근의 슬립에 의한 심부콘크리트의 파괴로 인하여 최종 파괴되었다.

CN-SP-HL 계열과 유사한 파괴양상을 나타내었으나, 축방향철근의 좌굴 및 심부콘크리트의 파괴가 CN-SP-HL 계열보다 작은 변위비에서 발생하여 모든 축방향철근을 겹침이음하는 경우 연성능력이 저하되는 것으로 나타났다. Fig. 12(d)는 CN-SP-AL 계열의 대표적인 파괴양상을 나타낸 것이다.

Fig. 12(e)는 CN-SPH-AL 계열의 파괴양상을 대표적으로 나타낸 것으로서 다른 시험체들과는 달리 피복콘크리트만 일부 파손된 파괴양상을 보였다. 따라서 축방향철근의 좌굴 및 슬립발생 여부를 확인할 수 없었으나, 측정된 하중-변위 이력곡선(Fig. 9)에서 최대 횡하중강도 도달 이후 급격히 하중이 감소하는 것으로 미루어 볼 때, 모든 축방향철근의 겹침이음부에서 철근의 슬립이 발생함으로써 횡하중 저항능력이 급격히 감소되어 파괴에 도달한 것으로 판단된다.

4.4 CN-SP-HML 계열

CN-SP-HML 계열은 CN-SP-HL 계열과 유사한 하중-변위 이력특성 및 파괴양상을 나타내었다. 축력비가 0.1 및 0.2인 CN-SP-HML-10 및 CN-SP-HML-20 시험체는 축방향철근의 파단으로 최종 파괴되었으며, 축력비가 0.3인 CN-SP-HML-30 시험체는 축방향철근의 좌굴발생 이후 심부콘크리트의 파괴로 인해 최종 파괴되었다. 축방향철근의 좌굴은 모든 시험체에서 발생하였으며, 커플러로 연결된 철근과 겹침이음 철근 모두에서 발생하였으나 다우얼철근은 좌굴이 발생하지 않았다. Fig. 12(f)는 CN-SP-HML 계열의 대표적인 파괴양상을 나타낸다.

4.5 CN-SP-AMC 계열

CN-SP-AMC 계열은 CN-SP-NC 계열과 유사한 하중-변위 이력특성 및 파괴양상을 나타내었다. 축력비가 0.1 및 0.2인 CN-SP-AMC-10 및 CN-SP-AMC-20 시험체는 축방향철근의 파단으로 시험체가 파괴되었으며, 축력비가 0.3인 CN-SP-AMC-30 시험체는 축방향철근의 좌굴발생 이후 심부콘크리트의 파괴로 인해 최종 파괴되었다. 축방향철근의 좌굴은 모든 시험체에서 발생하였으며, 커플러로 연결된 철근과 겹침이음 철근 모두에서 발생하였으나, 겹침이음된 다우얼철근은 좌굴되지 않았다. Fig. 12(g)는 CN-SP-AMC 계열의 대표적인 파괴양상을 나타낸다.

5. 강도저감거동

총 7개 계열의 시험체 중 CN-SPH-AL 계열을 제외한 6개 계열의 하중-변위 이력곡선을 토대로 축방향철근 연결상세에 따른 강도저감(strength degradation)거동을 분석하였다. CN-SPH-AL 계열은 시험체의 제작 및 양생환경의 차이로 인해 콘크리트 강도 및 재하축력이 달라 강도저감의 정량적인 비교에 어려움이 있어 분석대상에서 제외되었다. 실험에서 측정된 각 시험체의 항복변위(Δ_i)는 시험체별로 서로 다르다. 따라서 측정된 각 시험체 항복변위(Δ_i)의 기준으로는 일관성 있는 분석결과를 얻기 어렵다. 이에 따라 이 연구에서는 단일 축방향철근을 사용한 표준시험체(CN-SP-NC 계열)의 항복변위($\Delta_{y,NC}$)를 기준으로 채택하였다. Table 6은 표준시험체의 항복변위를 기준으로 한 하중단계별 변위를 변위비로 나타낸 것이다.

Table 7은 하중단계별 횡력강도 실험값 V_{exp} 와 겹침이음 철근의 영향이 무시된 단일 축방향철근 상세의 단면을 기준으로 등가직사각형 응력분력을 이용하여 계산된 공칭 횡력강도 $V_{n,code}$ 의 비율이며, 비율이 1.0 이상인 경우를 음영으로 표시하였다. Table 8의 2~8열은 표준시험체의 횡력강도 실험값 $V_{exp,NC}$ 에 대한 각 시험체의 하중단계별 횡력강도 실험값 V_{exp} 의 비율이며, 비율이 0.9 이상인 경우를 음영으로 표시하였다. 이 실험에서는 동일한 변위 또는 드리프트에 대해 각각 2회씩 횡하중이 재하되었고, 철근상세에 따라 두 번째 가력의(second cycle loading) 횡력강도가 첫 번째 가력의(first cycle loading) 횡력강도보다 작은 강도저감거동을 보인다. 이러한 거동을 Table 8의 9~15열에 정량적으로 나타내었으며 이 값들은 첫 번째 가력의 횡력강도에 대한 두 번째 가력의 횡력강도의 비율을 나타낸다.

Figs. 13~15는 하중-변위 이력곡선의 포락곡선(envelop curves)을 축력비와 심부구속철근비 및 축방향철근 연결

Table 6 Drift ratio to $\Delta_{y,NC}$

Displacement level	Drift ratio, %		
	$P/f_{cu}A_g=0.1$ ($\Delta_{y,NC}=9.3$ mm)	$P/f_{cu}A_g=0.2$ ($\Delta_{y,NC}=9.6$ mm)	$P/f_{cu}A_g=0.3$ ($\Delta_{y,NC}=10.2$ mm)
1 $\Delta_{y,NC}$	0.66	0.69	0.73
2 $\Delta_{y,NC}$	1.33	1.37	1.46
3 $\Delta_{y,NC}$	1.99	2.06	2.19
4 $\Delta_{y,NC}$	2.66	2.74	2.94
5 $\Delta_{y,NC}$	3.32	3.43	3.64
6 $\Delta_{y,NC}$	3.99	4.11	4.37
7 $\Delta_{y,NC}$	4.65	4.80	5.10
8 $\Delta_{y,NC}$	5.31	5.49	5.83
9 $\Delta_{y,NC}$	5.98	6.17	6.62
10 $\Delta_{y,NC}$	6.64	6.86	7.29

연결상세를 주요변수로 나타낸 것이며, 이 연구에서 수행한 강도저감거동에 대한 주요변수별 분석내용은 다음과 같다.

5.1 변위 단계별 횡력강도 및 최대 횡력강도

Table 7 및 Figs. 13~15와 같이 축방향철근 연결상세, 심부구속철근량, 축력비 등에 따라 변위증가에 따른 횡력강도의 변화에 차이를 보인다. 변위 $1\Delta_{y,NC}$ 에서는 공칭횡력강도 $V_{n,code}$ 보다 작은 횡력을 보이지만 $2\Delta_{y,NC}$ 이상의 변위에서 횡력강도는 공칭횡력강도 $V_{n,code}$ 보다 크다. 횡

력강도 실험값 V_{exp} 의 최대값은 시험체의 상세 및 축력비에 따라 다소 차이는 있지만 대략 $3\Delta_{y,NC}$ 내외의 변위 범위에서 발생하였으며, 공칭횡력강도 $V_{n,code}$ 의 1.189~1.385배로 대부분의 시험체가 공칭횡력강도의 1.2배 이상의 횡력강도를 보였다. 최대 횡력강도 이후에는 변위증가에 따라 횡력강도가 서서히 감소하는데, Table 7에서 강도비율이 1.0 이상인 경우의 공칭횡력강도 $V_{n,code}$ 를 유지하는 변위는 축방향철근 연결상세, 심부구속철근량, 축력비 등에 따라 다르다. 전반적으로 축력비가 클수록 그리고 축방향철근의 겹침이음비율이 높을수록 공칭횡력강도 $V_{n,code}$ 를 유

Table 7 The ratio of lateral force to nominal strength

Axial load ratio	Specimens	$V_{exp} / V_{n,code} (= M_{exp} / M_n)$								
		at $\Delta_{y,NC}$	at $2\Delta_{y,NC}$	at $3\Delta_{y,NC}$	at $4\Delta_{y,NC}$	at $5\Delta_{y,NC}$	at $6\Delta_{y,NC}$	at $7\Delta_{y,NC}$	at $8\Delta_{y,NC}$	at $9\Delta_{y,NC}$
0.1	CN-SP-NC-10	0.842	1.134	1.221	1.265	1.258	1.253	1.172	0.989	0.788
	CN-SP-HL-10	0.944	1.229	1.296	1.225	1.082	0.945	0.827	-	-
	CN-SPH-HL-10	0.939	1.199	1.274	1.253	1.206	1.150	1.060	0.969	0.340
	CN-SP-AL-10	0.843	1.177	1.237	1.125	0.934	0.774	0.670	0.588	0.489
	CN-SP-HML-10	0.886	1.229	1.277	1.237	1.180	0.938	0.840	-	-
0.2	CN-SP-AMC-10	0.836	1.149	1.299	1.378	1.385	1.258	0.928	-	-
	CN-SP-NC-20	0.909	1.194	1.262	1.256	1.192	1.038	0.851	-	-
	CN-SP-HL-20	0.829	1.164	1.234	1.172	1.035	0.859	0.670	0.493	-
	CN-SPH-HL-20	0.928	1.232	1.285	1.231	1.134	1.059	0.978	0.895	-
	CN-SP-AL-20	0.993	1.297	1.336	1.084	0.788	0.619	0.503	-	-
0.3	CN-SP-HML-20	0.770	1.139	1.215	1.134	1.000	0.778	0.626	-	-
	CN-SP-AMC-20	0.769	1.125	1.261	1.313	1.305	1.172	0.913	-	-
	CN-SP-NC-30	0.838	1.211	1.328	1.276	1.093	0.739	-	-	-
	CN-SP-HL-30	0.891	1.257	1.231	1.008	0.800	0.543	-	-	-
	CN-SPH-HL-30	0.831	1.204	1.282	1.205	1.106	1.014	0.930	0.853	0.738
0.3	CN-SP-AL-30	0.945	1.314	1.335	0.955	0.722	0.552	0.405	-	-
	CN-SP-HML-30	0.743	1.129	1.189	1.073	0.882	0.676	-	-	-
	CN-SP-AMC-30	0.801	1.188	1.316	1.292	1.158	0.537	-	-	-

Table 8 The ratio of lateral force about CN-SP-NC series column and the ratio of the first cycle lateral force to the second cycle lateral force

Specimens	$V_{exp} / V_{exp,NC} (= M_{exp} / M_{exp,NC})$							$V_{2nd} / V_{1st} (= M_{2nd} / M_{1st})$						
	at $\Delta_{y,NC}$	at $2\Delta_{y,NC}$	at $3\Delta_{y,NC}$	at $4\Delta_{y,NC}$	at $5\Delta_{y,NC}$	at $6\Delta_{y,NC}$	at $7\Delta_{y,NC}$	at $\Delta_{y,NC}$	at $2\Delta_{y,NC}$	at $3\Delta_{y,NC}$	at $4\Delta_{y,NC}$	at $5\Delta_{y,NC}$	at $6\Delta_{y,NC}$	at $7\Delta_{y,NC}$
CN-SP-NC-10	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.980	0.976	0.987	0.971	0.981	0.989	0.943
CN-SP-HL-10	1.122	1.084	1.061	0.968	0.860	0.755	0.706	0.953	0.982	0.945	0.919	0.918	0.902	0.853
CN-SPH-HL-10	1.116	1.057	1.044	0.991	0.959	0.918	0.905	0.965	0.975	0.948	0.933	0.940	0.947	0.940
CN-SP-AL-10	1.002	1.038	1.013	0.889	0.742	0.618	0.572	0.959	0.965	0.926	0.873	0.866	0.893	0.903
CN-SP-HML-10	1.052	1.083	1.046	0.978	0.938	0.749	0.717	0.993	0.936	0.942	0.925	0.901	0.895	0.900
CN-SP-AMC-10	0.993	1.014	1.064	1.089	1.101	1.004	0.792	0.980	0.989	0.987	0.992	0.933	0.822	-
CN-SP-NC-20	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.983	0.985	0.970	0.969	0.928	0.924	-
CN-SP-HL-20	0.913	0.975	0.978	0.933	0.868	0.828	0.787	0.985	0.960	0.945	0.912	0.890	0.858	-
CN-SPH-HL-20	1.021	1.031	1.018	0.980	0.951	1.021	1.150	0.984	0.976	0.958	0.954	0.933	0.949	0.956
CN-SP-AL-20	1.093	1.086	1.059	0.863	0.660	0.596	0.591	0.965	0.997	0.932	0.865	0.886	0.888	0.882
CN-SP-HML-20	0.848	0.953	0.963	0.903	0.839	0.750	0.736	0.988	0.963	0.955	0.885	0.865	0.885	0.774
CN-SP-AMC-20	0.847	0.942	0.999	1.045	1.094	1.130	1.073	0.983	0.957	0.986	0.975	0.935	0.816	0.690
CN-SP-NC-30	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-	0.984	0.970	0.969	0.929	0.854	-	-
CN-SP-HL-30	1.063	1.037	0.927	0.790	0.731	0.735	-	0.989	0.973	0.919	0.901	0.841	0.759	-
CN-SPH-HL-30	0.991	0.994	0.965	0.944	1.011	1.374	-	0.996	0.957	0.942	0.922	0.923	0.931	0.930
CN-SP-AL-30	1.127	1.085	1.005	0.748	0.661	0.748	-	0.975	0.977	0.887	0.846	0.883	0.884	-
CN-SP-HML-30	0.886	0.932	0.895	0.841	0.807	0.916	-	0.990	0.940	0.944	0.873	0.839	0.766	-
CN-SP-AMC-30	0.956	0.981	0.991	1.012	1.059	0.728	-	0.999	0.962	0.973	0.956	0.881	0.854	-

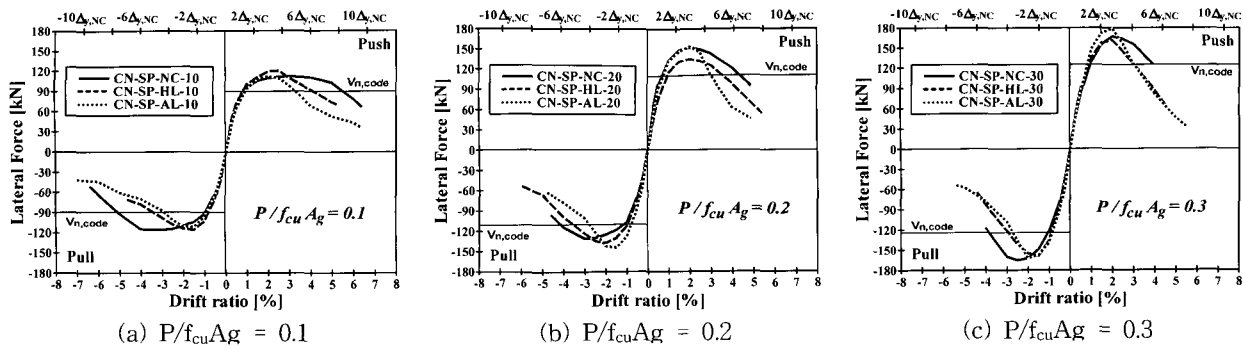


Fig. 13 Comparison of envelope curves (effect on longitudinal steel lap-splice)

지하는 변위가 작았다. 표준시험체(CN-SP-NC계열)의 측정 횡력강도 $V_{exp,NC}$ 에 대한 각 시험체의 하중단계별 측정 횡력강도 V_{exp} 의 비율을 나타낸 Table 8의 2~8열은 초기하중단계와 최대하중단계인 $1\Delta_{y,NC} \sim 3\Delta_{y,NC}$ 의 범위에서 대부분의 시험체가 표준시험체와 유사한 횡력강도를 보여준다. 심부구속철근량이 동일한 경우에는 $3\Delta_{y,NC}$ 를 초과하는 변위에서 축방향철근의 겹침이음 비율이 클수록 표준시험체의 횡력강도보다 작게 되는 변위가 작아지지만, 축방향철근을 모두 기계적으로 연결한 경우(CN-SP-AMC 계열)와 축방향철근의 반을 겹침이음하고 심부구속철근량이 2.5배인 경우(CN-SPH-HL 계열)는 단일축방향철근 상세를 갖는 표준시험체의 횡력강도의 90% 이상을 파괴 변위까지 유지하였다.

5.2 축방향철근 겹침이음의 영향

Table 7 및 Fig. 13과 같이 단일 축방향철근을 사용한 표준시험체는 축력비 0.1, 0.2, 0.3에 대하여 각각 $7\Delta_{y,NC}$, $4\Delta_{y,NC}$, $5\Delta_{y,NC}$ 까지 공칭횡력강도를 유지하지만, 축방향철근의 50%가 겹침이음(CN-SP-HL 계열)되면 각각 $5\Delta_{y,NC}$, $5\Delta_{y,NC}$, $4\Delta_{y,NC}$ 까지만 공칭횡력강도를 유지한다. 모든 축방향철근이 겹침이음된 경우(CN-SP-AL 계열)는 축력비 0.1, 0.2, 0.3에 대하여 각각 $4\Delta_{y,NC}$, $4\Delta_{y,NC}$, $3\Delta_{y,NC}$ 까지만 공칭횡력강도를 유지하였다. Table 8의 2~8열은 표준시험체를 기준으로 강도저감을 평가한 것으로서 축방향철근의 겹침이음 비율과 축력비에 따라 다소 차이를 보인다. 축방향철근의 50%가 겹침이음된 경우(CN-SP-HL 계열)는 모든 축력비에서 표준시험체의 횡력강도의 90%를 유지하였다. 그러나 모든 축방향철근이 겹침이음된 경우(CN-SP-AL 계열)에는, 축력비가 0.1인 경우 $3\Delta_{y,NC}$ 에서 1.013의 강도비율을 보이지만 $4\Delta_{y,NC}$ 에서 표준시험체의 횡력강도의 90%를 유지하지 못하며, 축력비가 0.3일 때에는 $4\Delta_{y,NC}$ 에서 0.748의 비율로서 급격히 횡력강도를 상실한다. 따라서 축방향철근의 겹침이음비율이 크고 높은 축력을 받는 경우에는 작은 변위 단계에서 횡력강도가 저하되며, 급격히 횡력강도가 저하됨을 보인다.

다. 축방향철근이 모두 겹침이음된 경우(CN-SP-AL 계열)의 축방향철근비는 겹침이음된 철근의 단면적을 모두 고려할 경우 표준시험체의 축방향철근비의 2배이므로 횡력강도가 단일 축방향철근 시험체의 공칭횡력강도의 약 2배로 계산된다. 그러나 Fig. 13과 같이, 축방향철근비의 증가에 따른 횡력 강도(휨 내력)의 증가는 나타나지 않는다. 즉, 소성힌지 구간에서 축방향철근이 겹침이음된 경우 설계기준에 따른 인장정착길이에 해당하는 길이로 겹침이음 하더라도 반복하중 작용시 겹침이음 부분에서 슬립이 발생되어 부재의 강도저하를 유발하는 것으로 판단된다. 따라서 축방향철근이 겹침이음된 기둥의 단면강도 해석에 축방향철근비의 적용에 대한 논란이 있을 수 있으나, 겹침이음 철근의 영향은 고려하지 않는 것이 안전측이며 합리적인 해석결과를 제공할 수 있다.

5.3 심부구속철근량의 영향

Fig. 14는 표준시험체와 축방향철근의 50%가 겹침이음된 CN-SP-HL 및 CN-SPH-HL 계열의 축력비별 하중-변위 포락곡선을 보여준다. 여기서 CN-SP-NC와 CN-SP-HL 계열은 도로교설계기준의 최소요구량의 0.4배인 심부구속철근비를 가지며, CN-SPH-HL 계열은 설계기준의 최소요구량과 동일한 심부구속철근비를 가지고 있다.

CN-SPH-HL 계열은 축력비가 0.1인 Fig. 14(a)의 경우 미는(push) 방향의 하중-변위 포락곡선이 CN-SP-HL 계열의 하중-변위 포락곡선과 유사하지만, 당기는(pull) 방향의 하중-변위 포락곡선은 표준시험체와 유사하다. 축력비가 0.2와 0.3에 대한 Fig. 14(b)와 (c)의 경우 CN-SPH-HL 계열의 하중-변위 포락곡선이 CN-SP-NC 계열과 유사하거나 더 바람직한 강도저감거동을 보인다. 이러한 거동은 미는(push) 방향과 당기는(pull) 방향의 평균값을 나타내는 Tables 7과 8에 정리되어 있다. CN-SPH-HL 계열은 축력비가 0.1과 0.2인 경우에 표준계열과 동일한 변위인 $7\Delta_{y,NC}$ 와 $6\Delta_{y,NC}$ 까지 공칭횡력강도를 유지하며, 축력비가 0.3인 경우에는 표준계열보다도 더 큰 변위인 $6\Delta_{y,NC}$ 까지 공칭횡력강도를 유지하였다.

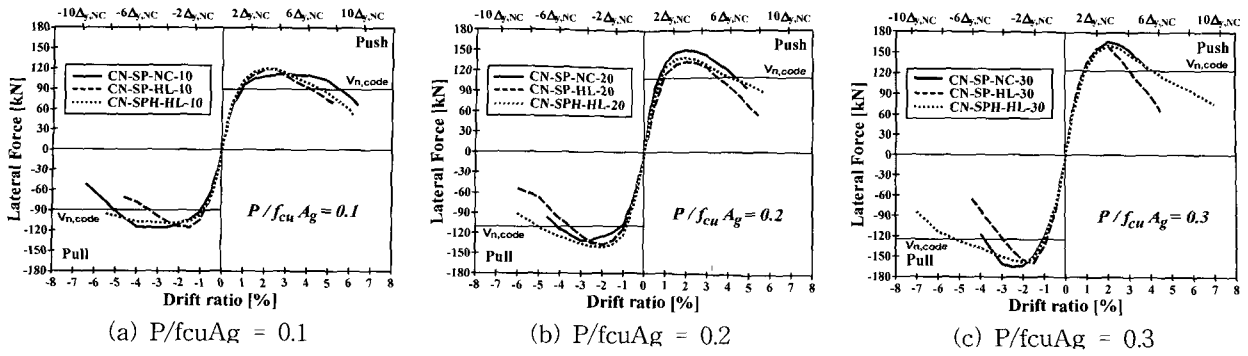


Fig. 14 Comparison of envelope curves (effect on confinement steel amount)

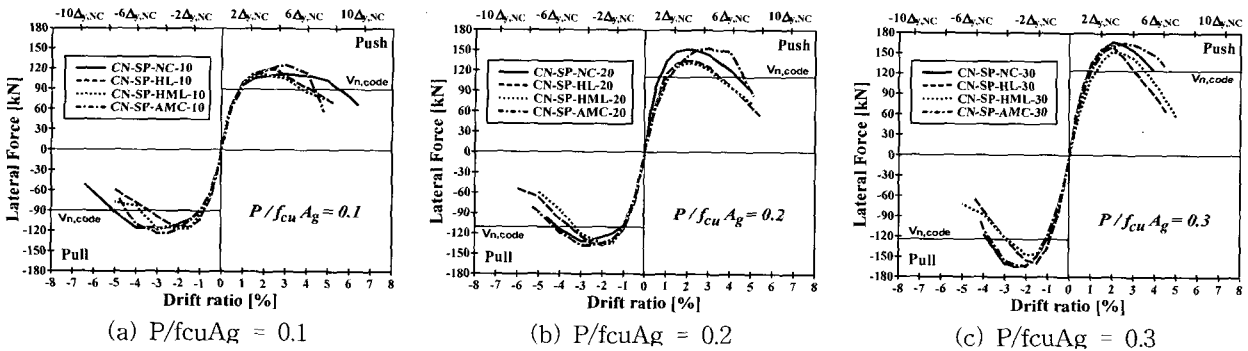


Fig. 15 Comparison of envelope curves (effect on longitudinal steel mechanical connection)

5.4 축방향철근에 대한 기계적 연결장치의 영향

Fig. 15는 CN-SP-AMC와 CN-SP-HML 계열의 축력비별 하중-변위 포락곡선을 표준계열과 축방향철근의 50%가 겹침이음된 CN-SP-HL 계열과 비교한 것이다. 여기서 CN-SP-AMC 계열은 모든 축방향철근을 커플러로 연결한 시험체이며, CN-SP-HML 계열은 축방향철근의 50%가 겹침이음 되어있고 나머지 축방향철근이 기계적 연결장치로 연결된 시험체이다.

이들 계열은 모두 도로교설계기준 최소요구량의 0.4배인 심부구속철근비를 가진다.

Fig. 15와 같이 모든 축방향철근이 커플러로 연결된 CN-SP-AMC 계열은 축력비가 0.1인 Fig. 15(a)의 미는(push) 방향을 제외하고 모두에서 표준계열과 유사하거나 더 바람직한 강도저감거동을 보였다. 축방향철근의 50%가 겹침이음 되어있고 나머지 축방향철근이 커플러로 연결된 CN-SP-HML 계열은 축방향철근의 50%가 겹침이음 되어있고 나머지 축방향철근이 단일철근인 CN-SP-HL 계열과 유사한 하중-변위 포락곡선을 보인다. 이러한 거동은 Tables 7과 8의 횡력강도와 연성능력에서도 같은 경향을 보였다. 따라서 불가피하게 축방향철근을 연결해야 하는 경우에는 겹침이음을 이용한 연결보다는 기계적 연결방법을 적용하는 것이 바람직하다.

5.5 두 번째 가력에 의한 강도저감

Table 8의 9~15열은 동일한 변위레벨에서의 첫 번째 재하된 횡력에 대한 두 번째 재하되는 횡력의 비율로 하중 반복에 따른 횡력의 강도저감을 정량적으로 보여준다.

Table 8의 9~15열에서 음영으로 표시한 부분은 단일 축방향철근 상세의 단면을 기준으로 등가직사각형 응력벽력이 적용된 공칭횡력강도 $V_{n,code}$ 를 유지하는 변위이다.

표준계열은 0.3의 축력비 이외에는 매우 안정적인 이력거동을 보였다. 축방향철근의 50%가 겹침이음된 경우(CN-SP-HL 계열)는 표준계열보다는 다소 낮은 값이지만 비교적 안정적인 이력거동을 보이는 반면, 모든 축방향철근이 겹침이음된 경우(CN-SP-AL 계열)는 0.9 미만의 비교적 불안정한 이력거동을 보였다.

축방향철근의 50%가 겹침이음 되었으나 설계기준의 최소요구량과 동일한 0.99%의 심부구속철근비(타 시험체의 2.5배)를 가진 경우(CN-SPH-HL 계열)는 표준계열과 유사한 비율의 안정적인 이력거동을 보인다. 축방향철근의 50%가 겹침이음 되고 나머지 축방향철근이 기계적 연결장치로 연결된 경우(CN-SP-HML 계열)는 축방향철근의 50%가 겹침이음 되고 나머지 축방향철근은 단일철근인 경우(CN-SP-HL 계열)와 유사하지만 다소 낮은 비율을 보였다. 모든 축방향철근이 커플러로 연결된 경우(CN-SP-AMC 계열)는 표준계열보다는 낮은 값을 보였다.

6. 결 론

- 1) 모든 시험체에서 초기거동(초기휨균열 및 균열진전)은 축방향철근 연결상세, 심부구속철근비와 관계없이 유사한 경향을 나타내었다. 피복박리의 경우 축력비가 클수록 상대적으로 작은 변위에서 시작되었으며, 균열진전의 진행속도도 빠른 것으로 관찰되었다. 축방향철근의 파단은 겹침이음이 없는 단일철근으로 구성된 시험체 및 기계적이음의 철근상세를 가지는 시험체에 한하여 발생하였다. 겹침이음 상세를 가진 시험체는 겹침이음 부분의 기둥부 연결철근에서 좌굴 및 슬립 현상으로 인한 강도(강성)의 저하로 파괴가 진행되었다.
- 2) 축방향철근의 50%가 겹침이음된 시험체는 단일 축방향철근이 사용된 시험체에 비하여 최대 하중 이후 강도나 강성의 급격한 저하현상은 발생하지 않았으며 제한적이지만 안정적인 연성거동을 나타내었다. 그러나 모든 축방향철근이 겹침이음된 시험체는 최대 횡력강도 이후 축방향철근의 겹침이음부에서 축방향철근의 슬립이 발생하여, 단일 축방향철근이 사용된 시험체에 비하여 강도 및 강성이 급격히 저하되는 불안정한 하중-변위 이력특성을 나타내었으며, 심부구속철근량의 증가에 따른 연성능력의 증가는 크지 않았다.
- 3) 축방향철근의 연결상세와 무관하게 모든 시험체에서 최대횡력강도는 항복변위의 3배 내외의 변위에서 발생하며, 설계기준에 따라 계산된 공칭횡력강도의 1.2배 이상의 값을 보였다. 또한 하중 반복횟수에 따른 횡력강도의 강도저감비율을 분석한 결과, 전반적으로 시험체의 파괴가 발생하기 이전단계까지의 두 번째 가력에서 횡력강도는 첫 번째 가력에서 횡력강도의 80% 이상의 값을 보였다.
- 4) 커플러를 사용하여 축방향철근을 연결한 시험체의 하중-변위 이력거동 및 파괴양상은 단일철근을 사용한 시험체와 유사한 이력거동 특성을 나타내었으며, 반복하중작용에 따른 파괴시의 강도저감성능은 다소 부족하지만 연성능력은 유사한 것으로 나타났다.

감사의 글

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

참고문헌

1. 한국도로교통협회, "도로교설계기준", 한국도로교통협회, 2000, 474pp.
2. 한국콘크리트학회, "콘크리트구조설계기준", 한국콘크리트학회, 1999, 319pp., 2003, 295pp.

3. AASHTO, "Standard Specifications for Highway Bridges," American Association of State Highway and Transportation Officials, 16-th edition, Washington, D.C., USA., 1995, p.C-8.
4. CALTRANS, "Bridge Design Specifications," California Department of Transportation, Sacramento, USA, July, 2000, p.D-1.
5. New Zealand Standard, "Concrete Structures Standard-Part 1 : Design of Concrete Structures," NZS 3101, 1995, 256pp.
6. New Zealand Standard, "Concrete Structures Standard-Part 2 : Commentary on the Design of Concrete Structures," NZS 3101, Standards Council, New Zealand, 1995, 264pp.
7. Omar A. Jaradat, David I. McLean, and M. Lee 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.
8. 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.297~306.
9. 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.
10. 이재훈, 배성용, 이형준, "나선철근교각의 내진성능실험", 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제21권 1-A호, 2001, pp.109~121.
11. 정영수, 박창규, 이은희, "지진을 경험한 형상비 2.5 RC 교각의 내진 변위 연성도 평가", 한국지진공학회 논문집, 한국지진공학회, Vol.7, No.3, 2003, pp.79~88.
12. 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, pp.513, Full Paper in CD-ROM Paper No. 871.*
13. 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.
14. 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.
15. ACI Committee 318-99, "Building Code Require-

ments for Reinforced Concrete and Commentary,"
ACI 318-99, ACI 318R-99, American Concrete
Institute, Detroit, 1999, 391pp.

16. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M.,
"Seismic Design and Retrofit of Bridges," John
Wiley & Sons, Inc., New York, 1996, 686pp.

요 약

축방향철근의 연결상세에 따라 7개 그룹 총 21개의 원형나선철근 기둥 시험체를 제작하여 준정적 실험을 수행하였다. 축방향철근 연결상세(단일철근, 겹침이음 및 기계적연결), 심부구속철근비, 축력비 등을 주요 실험변수로 채택하였으며 실험결과 축방향철근 연결상세에 따라 다른 파괴거동을 나타내었고, 내진성능에서도 차이를 나타내었다. 축방향철근이 겹침이음된 시험체의 실험결과, 모든 축방향철근이 겹침이음된 시험체는 내진성능이 상당히 저하되는 것으로 나타났으나, 축방향철근의 50 %가 겹침이음된 시험체의 경우 제한적이지만 한정적인 연성능력을 나타내었다. 또한, 축방향철근을 커플러를 사용하여 기계적으로 연결한 시험체는 축방향철근이 단일철근으로 구성된 시험체와 유사한 파괴거동 및 강도저감거동을 나타내었다.

핵심용어 : 원형교각, 축방향철근 연결, 내진성능, 강도저감, 파괴거동, 한정연성
