



프리캐스트 중공 사각형 철근콘크리트 교각의 내진성능

이재훈¹⁾ · 박동규²⁾ · 최진호¹⁾ · 신성진^{3)*}

¹⁾영남대학교 건설시스템공학과 ²⁾삼성물산(주)건설부문 ³⁾(주)한맥기술 기술연구소

Seismic Performance of Hollow Rectangular Precast Segmental Piers

Jae-Hoon Lee,¹⁾ Dong-Kyu Park,²⁾ Jin-Ho Choi,¹⁾ and Sung-Jin Shin^{3)*}

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

²⁾E&C Group, Samsung C&T Corporation, Seoul 121-250, Korea

³⁾Engineering Development Center, HANMAC Engineering Co., Ltd., Seoul 138-814, Korea

ABSTRACT Precast reinforced concrete bridge columns with hollow rectangular section were tested under cyclic lateral load with constant axial force to investigate its seismic performance. After all the precast column segments were erected, longitudinal reinforcement was inserted in the sheath prefabricated in the segments, which were then mortar grouted. Main variables of the test series were column aspect ratio, longitudinal reinforcement ratio, amount of lateral reinforcement, and location of segment joints. The aspect ratios were 4.5 and 2.5, and the longitudinal steel ratios were 1.15% and 3.07%. The amount of lateral reinforcement were 95%, 55%, 50%, and 27% of the minimum amount for full ductility design requirements in the Korean Bridge Design Code. The locations of segment joints in plastic hinge region were 0.5 and 1.0 times of the section depth from the bottom column end. The test results of cracking and failure mode, axial-flexural strength, lateral load-displacement relationship, and displacement ductility are presented. Then, safety of the ductility demand based seismic design in the Korean Bridge Design Code is discussed. The column specimens showed larger ductility than expected, because buckling of longitudinal reinforcing bar was prevented due to confinement developed not only by transverse steel but also by sheath and infilling mortar.

Keywords : precast pier, hollow rectangular section, seismic performance, safety of ductility based seismic design

1. 서 론

프리캐스트 공법을 이용한 교각의 급속시공으로 해외에서는 Linn Cove Viaduct bridge, Lake Ray Hubbard bridge, Baldorioty de Castro Avenue bridge 등 많은 시공사례¹⁻³⁾가 있다. 근래에 들어 우리나라에서도 교량하부구조의 급속시공연구^{4,5)}가 활발히 진행되어, 2009년 한국콘크리트학회의 프리캐스트교각 소위원회 발표⁶⁾에서 국내에서 개발된 조립식 교각형식이 소개된 바 있다. 그러나 아직까지는 국내의 시공사례⁷⁾가 많지 않은 실정이다. 국내의 시공 실적이 미미한 이유로는 설계기준의 미비와 관련 기술의 전파가 더딘 점 등을 들 수 있겠다. 그러나 근본적인 문제는 경제성인 것으로 판단된다. 많은 연구자들은 육상 조립식 교각의 경우 공기단축으로 인하여 사회간접손실비용을 대폭 절감하므로 총체적으로는 경제성을 확보할 수 있다고 주장한다. 이 주장이 사실이기

하지만, 국내에서 개발된 대부분의 프리캐스트 공법은 세그먼트의 접합을 위하여 긴장력을 도입하고 있으므로 기존 현장타설 철근콘크리트 교각에 비하여 직접비가 증가한다는 것 또한 사실이다. 반면 프리캐스트 철근콘크리트 교각(이하 PRC 교각)은 세그먼트 접합면을 가로지르는 강재에 긴장력이 도입되지 않는 철근콘크리트 구조를 채택함으로써 재료 및 공법상의 직접비를 최소화한 구조형식이다. 이 연구에서는 연구대상으로 채택한 PRC 교각의 내진성능을 관찰하고 분석하기 위하여, 실험 연구를 수행하였다.

한편 2010년에 개정된 도로교설계기준⁸⁾은 중약진 지역에 적합한 연성도 내진설계법을 선택 적용할 수 있도록 허용하였다. 이 연성도 설계법에 대하여 많은 실험 결과로써 안전성이 검토된 바 있지만,^{9,10)} 아직까지 중공사각형 기둥에 대한 안전성 검증 결과는 보고된 바 없다. 따라서 이 연구에서 채택한 PRC 교각의 실험 결과를 대상으로, 중공 사각형 프리캐스트 교각에 대한 연성도 내진설계법의 적용성과 안전성을 검토하고자 한다.

*Corresponding author E-mail : sungjin@hanmaceng.co.kr

Received July 4, 2012, Revised September 6, 2012,

Accepted September 11, 2012

©2012 by Korea Concrete Institute

2. PRC교각의 구조적 특성

이 연구에서 채택한 PRC교각의 시공 순서는 Fig. 1과 같다. 즉, 교각의 각 세그먼트는 공장에서 매치 캐스팅으로 제작되며, 축방향 철근이 나중에 삽입되는 위치에 쉬스(sheath)를 미리 배치한다. 현장에 운반된 각 세그먼트는 접합면에 에폭시를 도포하며 적층한다. 적층이 완료된 부재 상면에서 덕트 내부로 무수축 모르타르를 주입한다. 최종적으로 주철근을 교각 상부로부터 삽입한다.

프리캐스트 교각 중 프리스트레스를 도입하여 세그먼트를 접합하는 방식은 접합면을 관통하는 긴장재를 배치하는 경우가 대부분이다. 이 경우 접합면에서 발생하는 직접 전단에 대한 저항성을 향상시키기 위하여 콘크리트 단면에 전단키를 둘 수도 있으나 단면이 얇은 교각일수록 별도의 강제장치를 필요로 한다.⁵⁾ 그러나 PRC교각의 경우에는 전단에 대하여 주철근이 직접 저항할 수 있으므로 별도의 전단저항 장치를 필요로 하지 않는다. 또한 PRC교각은 세그먼트의 적층이 완료된 후 위에서 축방향 철근을 쉬스 내에 삽입하고 무수축 모르타르로 충전하기 때문에, Fig. 2와 같이 모르타르로 충전된 쉬스가 축방향 철근을 일차로 구속하고, 쉬스를 횡방향 철근이 또 한번 구속하는 형태를 가진다. 이는 현장타설 교각에 비하면 비용증가의 요인이 되지만 여타의 프리캐스트 교각에 비하여 경제적이며, 교번 하중 작용시 압축하중 하에서 주철근 좌굴을 억제하는 효과¹¹⁾를 발휘한다.

3. 실험 계획

3.1 실험체 제원 및 실험 변수

이 연구에서 채택한 형식의 PRC 교각에 대한 실험연

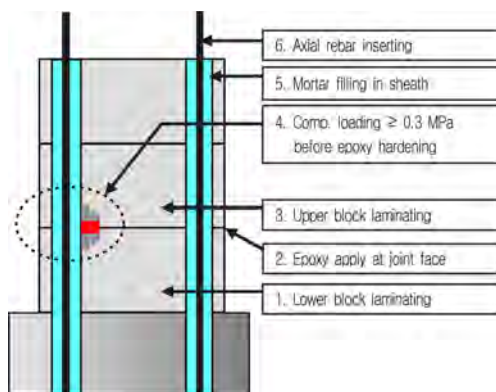


Fig. 1 Proposed PRC system¹¹⁾ & construction procedure

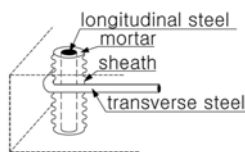


Fig. 2 Confinement of longitudinal steel

구는 형상비, 축방향 철근비, 횡방향 철근량, 세그먼트 접합방법, 세그먼트 접합 위치를 변수로 하여 총 12개의 실험체¹¹⁾로 수행되었으나, 이 논문에서는 세그먼트 접합방법을 변수로 하는 실험체를 제외한 8개의 실험체를 대상으로 한다. 단면은 중공 정사각형으로 외측 치수(h)는 840 mm, 단면두께는 150 mm로 동일하며 중공비(중공치수/외측치수)는 0.64이다. 형상비(aspect ratio, 재하점까지의 높이(L)/단면최대치수(h))는 4.5와 2.5로서, 4.5인 실험체(P3, P4, P9, P10, P11)와 2.5인 실험체(P7, P8, P12)는 지점부에서 하중 작용점까지의 높이가 각각 3.78 m와 2.1 m이다.

Table 1 Experimental variables

Column	Locations of load, first bottom joint within column, and other joints	Transverse steel		Long. steel Bars $A_s (\rho_l)$
		Vertical space ($A_{sh}/A_{sh,FD}$)	Section & steel distribution	
P3		60 mm (0.99)		24-D16 4766 mm ² (0.0115)
P4		120 mm (0.50)		
P7		60 mm (0.99)	2D13+12D10 for each wall	
P8		120 mm (0.50)		
P9		60 mm (0.55)		
P10		120 mm (0.27)		
P11		60 mm (0.99)		
P12		60 mm (0.99)		

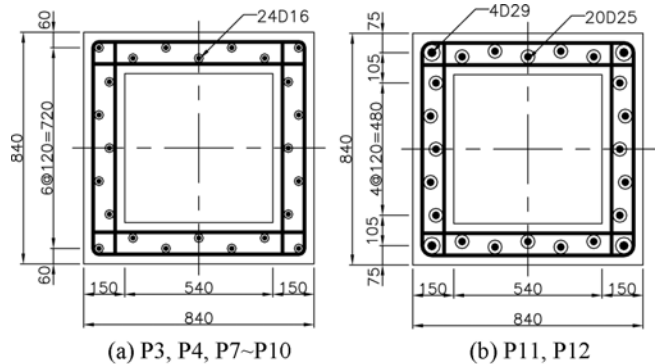


Fig. 3 Cross section of column (cross ties are not shown) (unit: mm)

접합부는 전단기가 없는 평면이며, 기둥 세그먼트 간의 하단 첫 번째 접합부는 P3과 P4 실험체의 경우 h , P7~12 실험체의 경우 $h/2$ 에 위치한다. 이는 휨균열이 접합면에 집중될 수도 있고 세그먼트 간의 상대변위가 발생하는지 관찰하기 위하여, 소성힌지가 발생될 것으로 예상되는 구간 내에 접합면이 있도록 $h/2$ 위치를 택한 것이다.

P3, P4, P7~10 실험체는 24개의 D16을 축방향 철근으로 배치하여 철근비(A_{st}/A_g)가 1.15%이며, P11과 P12 실험체는 모서리에 4개의 D29와 벽체에 20개의 D25 철근을 배치하여 철근비가 3.07%이다. 피복두께는 내외측 모두 30 mm로 제작하였다. 횡방향 철근은 단면 외측으로 단일 후프 띠철근을 “口” 형태로 두르고 벽체 내면에는 4개의 후프 띠철근을 “井” 형태로 배치하였다. 보강띠철근(cross-tie)은 벽체 단면에 등 간격으로 배치하였으며, 90°와 135° 갈고리가 번갈아 배치되도록 하였다.

Table 2는 콘크리트와 모르타르의 강도, 축력, 축력비를 나타내는데, 축력 P 는 재하 축력과 기둥의 자중을 포함하여 기둥 하단에 작용하는 값이고, 축강도 P_o 는 식 (1)에 따라 계산된 값이다. 여기서 축강도와 축력비는 실험체별로 각기 다른 값을 가진다. 이것은 기둥 자중의 차이와 모든 실험체를 동시에 제작할 수 없어서 발생한 콘크리트 압축강도의 차이에 기인한다.

$$P_o = 0.85f_{cu}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (1)$$

3.2 재료 강도

축방향 철근은 D16, D25, D29, 후프 띠철근은 D13,

Table 2 Material strength and axial force ratio

Col.	f_{cu} (MPa) concrete strength	f_{mu} (MPa) mortar strength	f_y (MPa) bar yield strength	P (kN) axial load	P_o (kN) axial strength	P/P_o (%)
P3	58.9	67.5	390	1,650	22,350	7.4
P4	40.1	73.9	390	1,650	15,810	10.4
P7	45.1	59.3	390	1,633	17,550	9.3
P8	45.1	64.9	390	1,633	17,550	9.3
P9	40.1	54.1	390	1,650	15,810	10.4
P10	40.1	54.1	390	1,650	15,810	10.4
P11	49.5	55.9	357	1,650	21,420	7.7
P12	49.5	54.1	357	1,633	21,420	7.6

Table 3 Mechanical properties of reinforcement

Type of reinforcement	Bar size	f_{yk} (MPa)	f_y (MPa)	ϵ_y ($\mu\epsilon$)
Longitudinal steel bar	D16	300	390	1950
	D25	300	357	1785
	D29	300	348	1740
Hoop tie	D13	300	343	1715
Cross-tie	D10	400	417	2085

보강띠철근은 D10을 사용하였다. 철근의 설계기준항복강도(f_{yk}), 실제항복강도(f_y), 실제항복강도와 200 GPa의 탄성계수로 구한 항복변형률(ϵ_y)은 Table 3과 같다.

콘크리트는 설계기준압축강도를 40 MPa로 하였고, 굵은 골재 최대치수를 20 mm로 하였다. 각 기둥 실험체 당 6 개씩의 원주형 공시체($\phi 100 \times 200$)를 제작하였고, 실험체와 같은 장소에서 같은 방법으로 양생하였다. 압축강도시험은 KS F 2405에 따랐다. 무수축 모르타르는 축방향 철근을 쉬스 안에 삽입하기 전 그라우팅 공정을 시행할 때 KS L 5105에 따라 공시체를 제작하였고, 실험체와 같은 장소에 보관하였다. 모르타르의 평균압축강도는 60 MPa로서 콘크리트의 평균 압축강도 46 MPa를 상회하므로, 축강도의 계산과 실험 결과의 분석에는 쉬스 내의 모르타르 강도는 무시하고 전체 단면을 콘크리트로 가정하여 계산하였다.

3.3 횡방향 철근량

완전연성(full ductility) 설계 개념에 따른 사각형기둥의 횡구속 철근량($A_{sh,FD}$)은 식 (2)와 (3) 중 큰 값으로,⁸⁾ 변수 h_c , A_g , A_c 는 Fig. 4와 같이 중공단면의 특성을 고려하여 결정하였다. 즉, 기둥의 총 단면적 A_g 는 압축 영역에 속하는 한쪽 벽체(Fig. 4의 음영 부분)만을 고려하고, 심부 단면적 A_c 는 A_g 의 계산에서 고려한 한쪽 벽체 내부의 심부(그림에서 빗금 친 부분)만을 고려하였다. 이 연구에서 A_g/A_c 는 약 1.8이 되어 식 (2)가 지배적이었다.

$$\frac{A_{sh,FD}}{ah_c} = 0.30 \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (2)$$

$$\frac{A_{sh,FD}}{ah_c} = 0.12 \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \quad (3)$$

여기서,

a : 띠철근의 수직간격

h_c : 띠철근 외측표면을 기준으로 한 심부 치수

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도

f_{yh} : 횡방향 철근의 설계기준 항복강도

A_g : 기둥의 총 단면적

A_c : 기둥 심부의 단면적

실험체는, 횡방향 철근 수직간격(a)이 60 mm인 경우, 수직 간격이 그 2배인 120 mm인 경우, 수직간격을 60 mm로 하고 각 층당 소요량의 50%만 배근한 경우, 수직 간

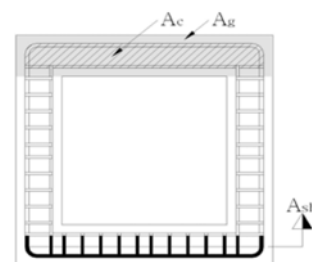


Fig. 4 Definition of variables for hollow section

Table 4 Comparison of the lateral reinforcement ratio

ID	a (min)	$A_{sh,FD}$ (mm ²)	A_{sh} (mm ²)	A_{sh}
				$A_{sh,FD}$
P3, P7, P11, P12	60	1116	1109 (2D13+12D10)	0.99
P4, P8	120	2232	1109 (2D13+12D10)	0.50
P9	60	1116	610 (2D13+5D10)	0.55
P10	120	2232	610 (2D13+5D10)	0.27

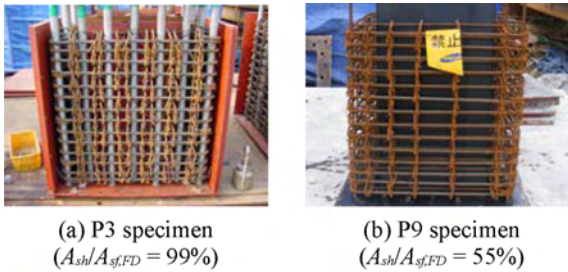


Fig. 5 Lateral reinforcement assemblies



Fig. 6 Test set up

격을 120 mm로 하고 각 층당 소요량의 50%만 배근한 경우의 네 가지로 제작하였다. Table 4는 각 실험체에 배치된 횡방향 철근량을 나타내는데, P4, P8, P9는 거의 비슷한 수준으로 완전연성 설계기준 요구량의 절반 정도에 해당한다. Fig. 5는 P3과 P9의 철근배치 모습을 보인다.

3.4 실험 방법 및 계속

모든 실험체는 축력 1600 kN을 가한 후 횡하중을 반복하는 준정적 실험(quasi-static test)을 수행하였다. 선 재하한 축력은 액추에이터에 내장된 센서로 실험 종료까지 일정한 값을 유지할 수 있게 하였다. 반복 횡하중은 변위능력(stroke)이 ±600 mm이고 하중용량이 3500 kN인 가력기(hydraulic actuator)를 이용하여 변위제어방식으로 각 변위 당 2cycle씩 가하였다. 변위(Δ)는 변위비(drift, Δ/D)를 기준으로 하여, 초기에는 변위비를 0.125%, 0.25%, 0.5%로 증가시키면서 균열의 발생과 진전 형상을 상세하게 관

Table 5 Cracks and failure of column specimens

Col.	Front view	Side view
P3		
P10		
P11		
P12		

측하고, 3% 이후에는 1%씩 증가시켰다. 횡하중 재하속도는 8 min/cycle로 일정하게 하였다.

4. 실험 결과 및 분석

4.1 균열 특성 및 파괴 특성

Table 5는 형상비가 4.5이고 축방향 철근비가 1.15%이며, 횡방향 철근량이 완전연성 요구량의 각각 99%와 27%인 P3 실험체와 P10 실험체, 다른 변수들은 P3 실험체와 동일하지만 축방향 철근비가 3.07%인 P11 실험체, 그리고 다른 변수들은 P11 실험체와 동일하지만 형상비가 2.5인 P12 실험체의 균열과 파괴 모습을 나타낸다.

한편 현장타설 중공사각형 철근콘크리트 기둥의 내진 성능실험은 선창호¹²⁾에 의하여 수행된 바 있는데, 선창호의 현장타설 콘크리트 기둥 실험체 중 이 연구에서 수행된 프리캐스트 기둥 실험체와 유사한 변수를 가진 실험체로서 C-L0T50 실험체와 L0T9S120 실험체가 있다. 이 두 실험체의 제원은 Table 6에 나타나 있다. Fig. 7은 이

Table 6 Variables of specimens tested by Sun¹²⁾

Variables	C-L0T50	L0T9S120
$b_{out}(mm) \times d_{out}(mm)$	600×500	1100×650
$b_{in}(mm) \times d_{in}(mm)$	480×200	800×350
Loading height, $L(mm)$	2000	2600
Aspect ratio, L/d_{out}	4.0	4.0
Void ratio, d_{in}/d_{out}	0.40	0.54
f_{cu} (MPa)	24	24
f_y, f_{yh} (MPa)	300	380
Main reinforcement ratio (%)	1.4	1.3
Axial force ratio (%)	0	10
a (mm)	90	120
$A_{sh}/(ah_c)$	0.0046	0.0052
$A_{sh}/A_{sh,FD}$ (%)	50	50

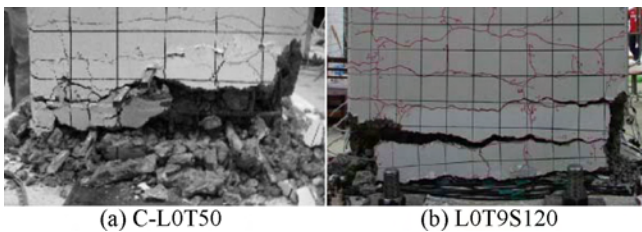


Fig. 7 Failure of cast-in-place columns tested by Sun¹²⁾

두 실험체의 파괴 모습을 나타내는데, 초기에는 휨 균열이 기둥 하단부에 고르게 분포하여 발생하지만 파괴에 근접하면서는 기둥과 기초 접합부에 근접한 200~300 mm 구간에서 균열폭이 가장 크게 발달하고, 피복 탈락, 압축 철근의 좌굴, 인장철근의 파단 순서로 파괴되어, 일반적 중실단면 기둥의 파괴형태와 유사한 것으로 보고하였다.¹²⁾

이 실험에서 수행한 프리캐스트 철근콘크리트 교각의 경우 최초 휨균열은 기초와 첫 번째 세그먼트의 접합면 또는 첫 번째와 두 번째 세그먼트 접합면에서 가장 먼저 발생하였고, 점차 세그먼트 자체에도 새로운 휨 균열이 발생하면서 기둥 하단부에 고른 분포를 보여주어 현장타설 기둥의 경우와 크게 다르지 않았다. 그러나 파괴에 근접할수록 균열이 세그먼트 접합면에 집중되어 모든 실험체에서 기초와 첫 번째 세그먼트의 접합면에 발생한 균열이 최대균열폭을 나타내었다.

형상비가 4.5인 실험체(P3, P4, P9, P10, P11)는 모두 축방향 철근의 항복, 압축부 콘크리트의 피복 박리, 축방향 철근의 파단(파괴음과 함께 급격한 하중의 저하)의 순서로 파괴가 진행되는 휨파괴 형태를 보였다. 형상비가 2.5로서 전단파괴 형태를 기대한 실험체(P7, P8, P12)는 휨 균열이 발생된 후 급격하게 사인장 균열로 발전하였으나 세그먼트 접합면 이외에는 균열폭이 매우 작아서 사인장 균열이 전단파괴로 이어지는 못하였으며, 휨-전단 거동을 보이는 것은 확실해 보였으나 최종파괴 형태가 휨이 지배된 파괴인지 전단이 지배된 파괴인지 구별하기가 어려웠다. 축방향 철근비가 1.15%인 P7 실험체

와 P8 실험체는 사인장 균열이 발생한 상태에서 축방향 철근의 파단으로 최종 파괴되었다. 축방향 철근비가 3.07%인 P12 실험체는 사인장 균열 발생 후 축방향 철근의 파단되지 않은 상태에서 플랜지 콘크리트가 압축 파쇄되었고, 이어서 복부 콘크리트가 압축 파쇄되어 최종 파괴되었다. 여기서 압축 파쇄라 함은 단순히 피복이 박리되는 수준이 아니라 심부 콘크리트가 가루 형태로 분쇄되어 흘러내리는 수준을 말한다. 특히 P12 실험체는 복부 쪽 일부 구간에서 중공 내면이 보일 정도로 콘크리트가 분쇄되어 흘러내렸으며, 다른 실험체에 비하여 상대적으로 취성으로 파괴되었고, Table 5의 사진에 나타난 바와 같이 소성힌지부에서 전단변형이 발생한 것이 관찰되었다.

이 실험에서 수행한 프리캐스트 교각의 파괴에서 축방향 철근의 항복과 콘크리트 덮개의 박리현상은 현장타설 교각과 유사하게 발생하였으나, 축방향 철근의 좌굴이나 횡방향 철근의 파단은 관찰되지 않았다.

사각형 중공단면의 파괴 특징으로는 압축 플랜지 중 복부에 접한 부분의 손상이 크다는 점을 들 수 있다. 이는 전단 지연(shear lag)의 영향이라고 판단되는데, Table 5의 사진과 Fig. 7에 나타난 바와 같이 프리캐스트 중공 사각형 기둥과 현장타설 중공사각형 기둥에 동일하게 나타난 현상이다.

4.2 하중-변위 이력곡선

Fig. 8은 각 실험체의 하중-변위 이력곡선을 나타낸다. 축방향 철근비가 1.15%이며 형상비가 4.5인 P3, P4, P9, P10 실험체는 횡하중 강도가 대략 400 kN 내외로서 극한변위가 대략 170~220 mm인 결과를 보인다. 이들 실험체와 다른 모든 변수는 동일하지만 축방향 철근비가 3.07%인 P11 실험체는 횡하중 강도가 대략 800 kN 내외로서 축방향 철근비가 1.15%인 실험체의 약 2배인 횡하중 강도를 보였으며, 극한변위도 300 mm 이상으로 증가한 결과를 나타낸다.

축방향 철근비가 1.15%이며 형상비가 2.5인 P7과 P8 실험체는 횡하중 강도가 대략 800 kN에 근접하고 극한변위가 대략 90 mm인 결과를 보임으로서, 형상비가 4.5인 실험체에 비하여 횡하중 강도는 증가하지만 극한변위는 감소한 결과를 나타낸다. 형상비가 2.5이며 축방향 철근비가 3.07%인 P12 실험체는 1300 kN을 초과하는 횡하중 강도를 보임으로서 축방향 철근비와 형상비의 영향이 일관성 있게 나타났으며, 극한변위는 대략 170 mm를 초과하는 결과를 보인다.

4.3 철근변형률

Fig. 9는 P10 실험체의 소성힌지구역에서의 축방향 철근 변형률 변화를 나타낸다. 축방향 철근은 1950 $\mu\epsilon$ 인 항복변형률 이전에는 인장과 압축을 반복하면서 전반적으로 변형률이 증가하다가, 갑자기 인장변형률이 10000 $\mu\epsilon$ 으로

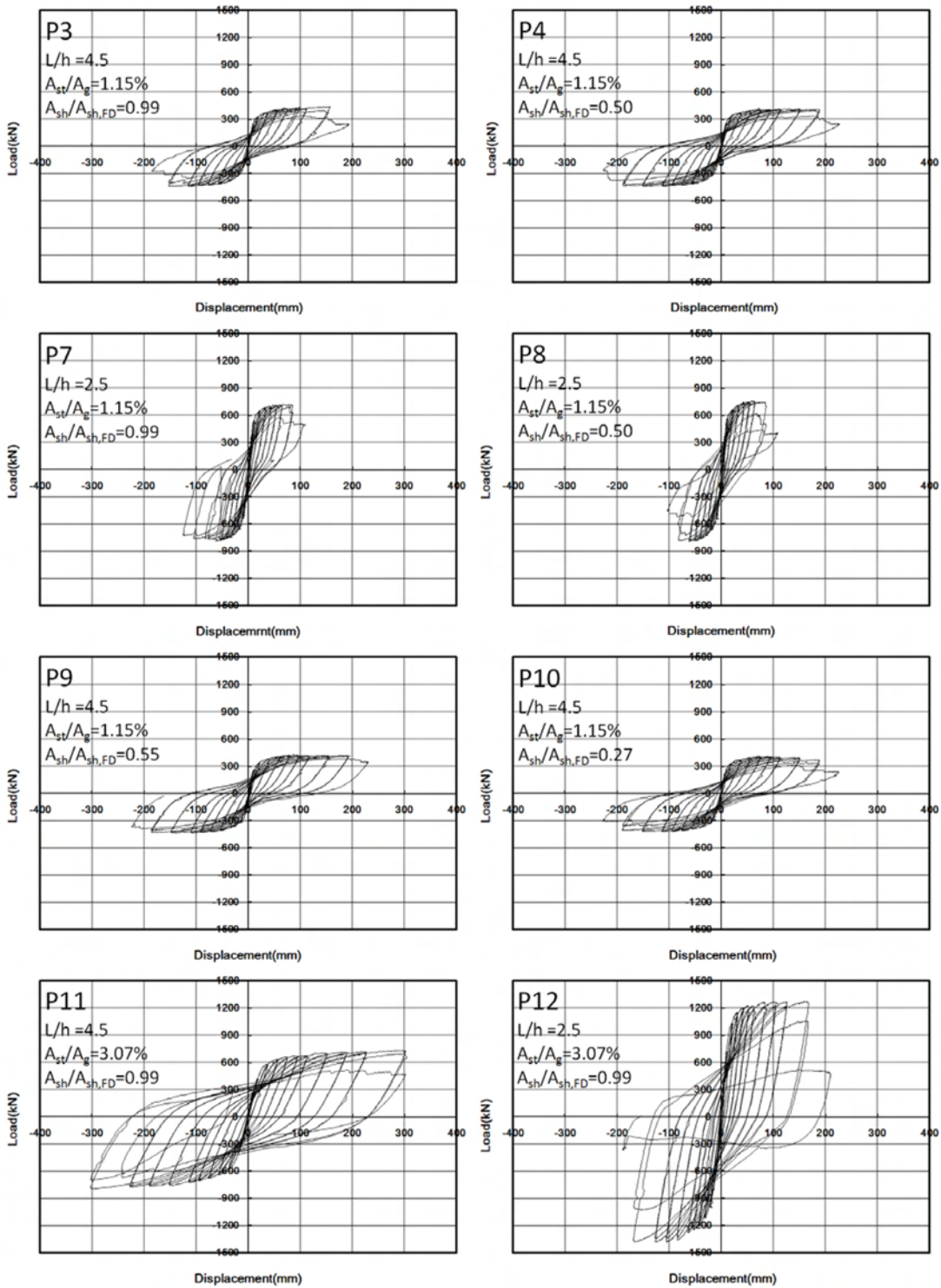


Fig. 8 Cyclic lateral force-displacement relationship of specimens

증가하여 항복하였다는 것을 뚜렷이 나타낸다. 그 후에는 반복하중작용으로 인하여 변형률이 감소하기도 하지만 계속 인장인 상태를 유지하고 있다. 이것은 인장으로 항복하여 변형률이 매우 크게 발생하였기 때문에 반복하중작용으로 축방향 철근이 압축응력을 받아 변형률이 감소하더라도 그 크기가 인장력에 의한 변형률보다 작기 때문인 것으로 판단된다. 축방향 철근이 항복한 이후에는 반복하중작용에 따라 변형률의 급격한 증가와 감소를 반복하다가 10370 $\mu\epsilon$ 까지 측정된 후 측정가능 변형률 범위를 벗어

난 결과를 보였다. 소성힌지구역에서의 축방향 철근이 반복하중작용의 영향을 받아서 Fig. 9와 같이 변형률이 일관성 있게 변화를 보이는 것은 일반적인 철근콘크리트 기둥의 준정적 실험에서는 나타나지 않는 현상이다. 일반적인 철근콘크리트 기둥에서는 변위의 증가에 따라 축방향 철근이 항복하고, 피복 콘크리트가 탈락한 후 축방향 철근이 좌굴을 일으킨 다음, 인장으로 파단되는 과정에서 좌굴현상의 영향으로 철근의 변형률이 뚜렷한 일관성을 보이지 못하는 것이다. 따라서 Fig. 9와 같은 축방향 철근의

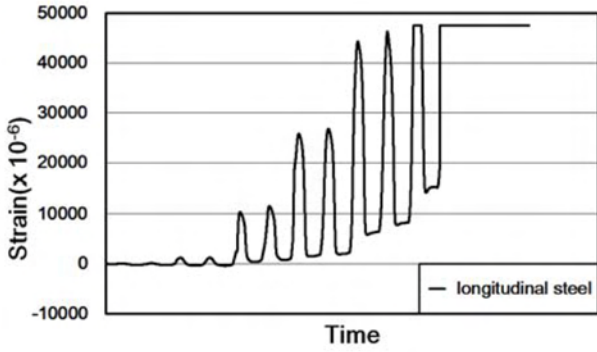


Fig. 9 Measured strain of longitudinal reinforcement

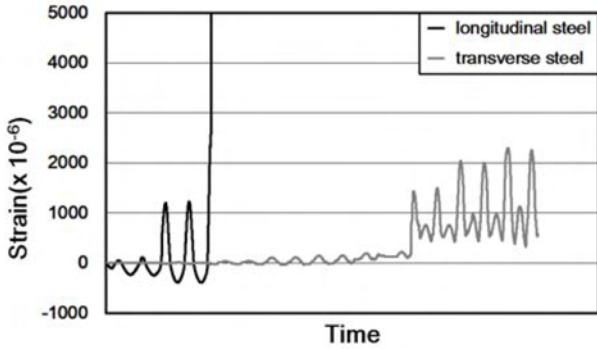


Fig. 10 Measured strain variation of reinforcement

변형을 변화는 쉬스와 모르타르에 의한 구속력으로 축방향 철근의 좌굴이 억제된 결과라고 판단된다.

Fig. 10은 P10 실험체의 소성힌지구역에서의 횡방향 철근 변형을 변화, 축방향 철근이 항복한 시점을 참조하도록 나타낸 것이다. 그림에 나타난 바와 같이, 횡방향 철근은 축방향 철근이 항복한 이후에도 변형을 변화가 미미하다가, 파괴에 임박해서 $1715 \mu\epsilon$ 인 항복변형을 초과하는 결과를 나타냈다. 이러한 철근 변형을 변화의 경향은 다른 실험체도 유사하였다.

4.4 횡방향 철근량에 따른 하중-변위 포락곡선

Fig. 8의 하중-변위 이력곡선 실험 결과 중에서, 축방향 철근비가 1.15%이며 형상비가 동일한 실험체들의 포락곡선을 중첩하여 Fig. 11과 12에 나타냈다. Fig. 11에 나타난 바와 같이, 형상비가 4.5인 P3, P4, P9, P10 실험체는 파괴에 도달할 때까지 포락곡선이 거의 동일한 형상을 나타내며, 완전연성 설계기준 요구량의 0.27~0.99배를 배근하여 횡방향 철근량에 큰 차이가 있음에도 불구하고 극한변위의 크기는 크게 차이를 보이지 않는 결과를 나타낸다.

형상비가 2.5인 P7과 P8 실험체도 횡방향 철근량이 완전연성 설계기준 요구량의 0.5배와 0.99배로 2배의 차이가 있음에도 불구하고, Fig. 12에 나타난 바와 같이 포락선의 형상이 매우 유사하게 나타났다.

일반적으로 횡방향 보강철근은 주철근의 좌굴을 방지하고 내부 콘크리트를 구속하는 효과로 단면 연성을 증

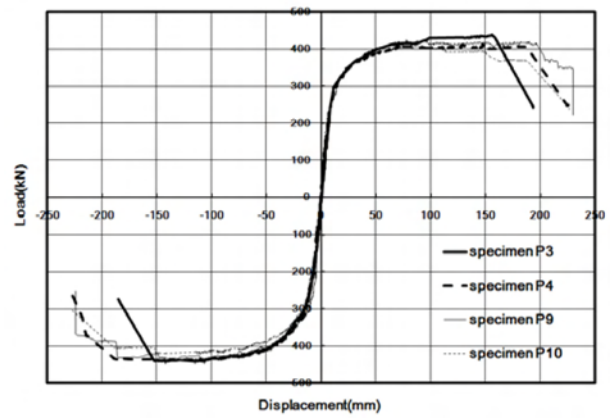


Fig. 11 Envelope curves of flexural test specimens

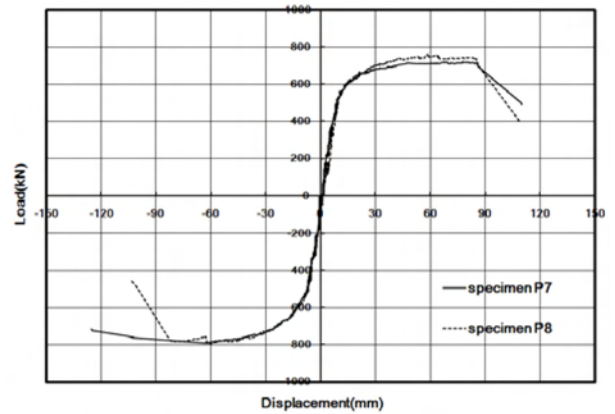


Fig. 12 Envelope curves of flexural-shear specimens

진시키는 것으로 알려져 있다. 그러나 이 연구에서는 기존 횡방향 철근의 역할을 모르타르로 충전된 쉬스가 상당 부분 수행하여 하중-변위 곡선에 미치는 영향이 감소한 것으로 판단되며, 향후 횡방향 보강철근과 모르타르로 충전된 쉬스의 역할의 분담비와 이에 영향을 미치는 변수에 관해서 더욱 세밀한 검토가 이루어져야 할 것으로 판단된다.

4.5 세그먼트 접합 위치에 따른 영향

세그먼트 접합부는 전단기가 없는 평면으로서, P3과 P4 실험체는 기둥 세그먼트 간의 하단 첫 번째 접합부 위치가 단면 크기와 같은 h 의 위치이고, P7~P12 실험체는 단면 크기의 절반인 $h/2$ 의 위치이다. 실험 수행 중 파괴에 도달할 때까지 거동을 관찰한 결과, 접합 위치에 따른 특이한 차이는 발견할 수 없었으며, 하중-변위 이력곡선에서도 이에 따른 차이를 발견할 수 없었다. 이러한 결과는 심각하게 손상되는 구간의 길이가 기둥 하단에서 $h/2$ 인 위치보다 길지 않기 때문인 것으로 판단된다.

4.6 휨강도

Table 7은 실험에서 가해진 각 실험체의 축력 P_{test} , 일

Table 7 Flexural strength

Column	P_{test} (kN)	M_{test} (kN·m)	$M_{n,calc}$ (kN·m)	$\frac{M_{test}}{M_{n,calc}}$
P3	1650	1678	1331	1.26
P4	1650	1667	1288	1.29
P7	1633	1659	1298	1.28
P8	1633	1667	1298	1.28
P9	1650	1652	1288	1.28
P10	1650	1599	1288	1.24
P11	1650	3005	2324	1.29
P12	1633	2906	2319	1.25

정한 값의 축력이 유지된 상태에서의 휨강도 실험값 M_{test} , 해석에 의하여 구한 휨강도 $M_{n,calc}$, 휨강도 해석값에 대한 실험값의 비율을 나타낸다. 휨강도 실험값 M_{test} 는 계측된 최대 횡하중을 재하점까지의 높이로 나눈 값이다. 휨강도 해석값 $M_{n,calc}$ 은 설계기준의 콘크리트 등가직사각형 압축응력 분포를 적용한 단면강도 해석을 수행하여 얻은 P-M 상관도에서 축력 P_{test} 에 해당하는 휨모멘트 강도를 나타낸다.

Table 7에 나타난 바와 같이, 휨강도 해석값에 대한 실험값의 비율은 1.24~1.29의 범위로서, 실제 휨강도는 해석값에 비하여 1/4 정도 크며 실험체 간에도 큰 차이를 나타내지 않는다는 것을 보이고 있다. 이것은 세그먼트 간의 접합면이 존재함에도 불구하고, 단면강도 측면에서도 일체로 타설된 철근콘크리트 기둥과 차이가 없다고 유추할 수 있는 근거를 제공한다.

4.7 극한변위와 변위연성도

실험체의 변위연성도를 평가하기 위한 항복변위와 극한변위의 결정방법으로는 많은 연구자들이 채택하고 있는 Park¹³⁾과 Priestley 등¹⁴⁾이 제안한 방법을 적용하였다. 이 방법에서는 실험 결과로부터 최대 횡하중을 얻고 최대 횡하중의 0.75배에 해당하는 하중과 포락선이 만나는 교점을 찾은 후, 원점과 그 교점을 연결한 연장선에서 최대 횡하중의 수평선과 만나는 교점을 항복 변위로 결정한다. 극한 변위는 횡하중이 최대에 도달한 후 하강하는 횡하중-변위

Table 8 Ultimate displacement and ductility

Col.	ρ_t	L/h	$\frac{A_{sh}}{A_{sh,FD}}$	a (mm)	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	μ_{Atest}
P3	0.0115	4.5	0.99	60	28.5	172	6.0
P4	0.0115	4.5	0.50	120	24.0	211	8.8
P7	0.0115	2.5	0.99	60	16.0	113	7.0
P8	0.0115	2.5	0.50	120	16.0	92	5.8
P9	0.0115	4.5	0.55	60	23.5	227	9.7
P10	0.0115	4.5	0.27	120	23.5	207	8.8
P11	0.0307	4.5	0.99	60	48.0	304	6.3
P12	0.0307	2.5	0.99	60	27.0	177	6.5

포락곡선 상에서 최대 횡하중의 0.85배에 해당하는 변위로 결정한다. 이에 따라 결정된 항복변위 Δ_y , 극한변위 Δ_u , 변위연성도 $\mu_{Atest}(=\Delta_u/\Delta_y)$ 의 값은 Table 8에 나타나 있다.

동일한 축방향 철근비, 형상비, 횡방향 철근의 배치형태를 가지고 있으나 횡방향 철근의 간격이 2배의 차이가 있는 P7과 P8 실험체는 극한변위가 각각 113 mm와 92 mm로서, 횡방향 철근량의 차이에 비하면 크게 차이를 보이지는 않으나, 횡방향 철근 간격이 좁아서 철근량이 2배로 많은 P7 실험체 쪽이 비교적 더 큰 극한변위를 보였다. 횡방향 철근 외의 모든 변수가 서로 같은 P9와 P10 실험체도 P7과 P8 실험체의 극한변위 비교 결과와 동일하게, 극한변위가 크게 차이를 보이지는 않았으나 횡방향 철근량이 2배인 실험체가 비교적 더 큰 극한변위를 보였다.

그러나 형상비 외에는 모든 변수가 P7과 P8 실험체와 동일한 P3과 P4 실험체는 극한변위가 각각 172 mm와 211 mm로 크게 차이를 보이지는 않지만, 횡방향 철근량이 2배인 P3 실험체가 오히려 더 작은 극한변위를 보여주었다. 이러한 결과는 이 연구에서 대상으로 하고 있는 프리캐스트 교각 시스템, 즉 연속된 축방향 철근이 세그먼트들을 관통하고 모르타르로 충전된 쉬스가 축방향 철근을 구속하는 형식의 프리캐스트 교각에서는 결과적으로 축방향철근의 좌굴이 발생하지 않았으며 저주파 피로(low-cycle fatigue)의 영향을 받지 않는 상태에서 파단이 일어나기 때문인 것으로 분석되며 이 때 주철근의 좌굴을 구속하는 효과에 있어 횡방향 철근의 양이 기여하는 바는 일반적인 현장타설 콘크리트 기둥에 비하여 미미했던 것으로 분석된다.

횡방향 철근의 간격이 120 mm로서 동일하지만 횡방향 철근양이 완전연성 설계기준 요구량의 0.50배와 0.27배로 2배에 가까운 차이를 가진 P4와 P10 실험체는 극한변위가 각각 211 mm와 207 mm로, 횡방향 철근의 양과는 무관하게 별 차이를 보이지 않았다. 횡방향 철근의 간격이 각각 120 mm와 60 mm로서 2배의 차이가 나지만 횡방향 철근량이 완전연성 설계기준 요구량의 0.50배와 0.55배로 크게 차이가 나지 않는 P4와 P9 실험체는 극한변위가 각각 211 mm와 227 mm로, 횡방향 철근의 간격과는 무관하게 별 차이를 보이지 않았다. 축방향 철근비가 각각 0.0115와 0.0307로, 그 외에는 모든 변수가 같은 P3과 P11 실험체는 극한변위가 각각 172 mm와 304 mm로 차이가 나지만 항복변위도 각각 28.5 mm와 48.0 mm로 차이가 나서, 변위연성도는 각각 6.0과 6.3으로 큰 차이를 보이지는 않았다.

실험체의 변위연성도는, 형상비가 4.5인 5개 실험체의 경우 6.0~9.7의 범위를 보이며, 형상비가 2.5인 3개 실험체의 경우 5.8~7.0의 범위를 보이므로, 횡방향 철근량이 완전연성 설계기준 요구량의 0.27~0.99배로서 실험체 별로 약 3배의 차이가 있었음에도 변위연성도는 주목할 만큼 큰 차이를 보이지는 않았다.

이러한 결과는 횡방향 철근의 양이 극한변위와 연성능력에 전적인 영향을 주지는 못하였기 때문이라고 판단된다. 앞서 지적한 것과 같이 이 연구에서 검토한 프리캐스트 교각의 경우 기존 횡방향 철근의 역할을 모르타르로

충전된 쉬스가 상당 부분 수행하여 횡방향 철근의 영향이 감소하였기 때문인 것으로 분석된다.

4.8 연성도설계법을 적용한 경우의 안전율

도로교설계기준⁸⁾은 연성도설계법을 규정하는 부록에서, 식 (4)로서 소요 변위연성도를 곡률연성도로 치환하고, 식 (5)~(7)로 계산되는 값을 식 (8)에 대입하여 직사각형 단면에 대한 소요 횡방향 철근량을 결정하도록 하고 있다. 여기서 식 (5)~(7)를 식 (8)에 대입하고 나서 곡률연성도로 식을 정리하면 식 (9)를 얻을 수 있고, 식 (4)를 변위연성도의 항으로 변환한 식 (10)에 식 (9)의 값을 대입하면 주어진 단면의 변위연성도를 수식에 의한 해석적 방법으로 구할 수 있다. 이 식들을 적용하고 각 변수들을 대입하여 각 실험체의 변위연성도를 구하였다.

$$\mu_{\phi} = \frac{\mu_{\Delta} - 0.5 \left\{ 0.7 + 0.75 \left(\frac{h}{L_s} \right) \right\}}{0.13 \left(1.1 + \frac{h}{L_s} \right)} \quad (4)$$

$$\alpha = 3(\mu_{\phi} + 1) \frac{P_u}{f_{ck} A_g} + 0.8\mu_{\phi} - 3.5 \quad (5)$$

$$\beta = \frac{f_y}{350} - 0.12 \quad (6)$$

$$\gamma = 0.1(\rho_t - 0.01) \quad (7)$$

$$A_{sh} = 0.9ah_c \left(0.008\alpha\beta \frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma \right) \quad (8)$$

$$\mu_{\phi} = \frac{3.5 - \frac{3P_u}{f_{ck} A_g} + 125 \left(\frac{A_{sh}}{0.9ah_c} - \gamma \right) \frac{f_{yh}}{f_{ck}} \frac{1}{\beta}}{0.8 + \frac{3P_u}{f_{ck} A_g}} \quad (9)$$

$$\mu_{\Delta} = 0.35 + 0.375 \left(\frac{h}{L_s} \right) + 0.13 \left(1.1 + \frac{h}{L_s} \right) \mu_{\phi} \quad (10)$$

여기서,

- f_{ck} : 콘크리트의 압축강도(MPa), Table 2 참조
- f_{yh} : 횡방향철근의 항복강도(MPa), Table 4 참조
- f_y : 축방향철근의 항복강도(MPa), Table 4 참조
- A_g : 기둥의 총단면적, 414000 mm²로 동일함.
- P_u : 기둥의 계수축력(N), Table 2 참조
- ρ_t : 기둥의 축방향 철근비, Fig. 3 참조
- a : 띠철근의 수직간격(mm), Table 4 참조
- h_c : 띠철근 외측표면을 기준으로 한 심부 치수 780 mm로 동일함.
- A_{sh} : 치수가 h_c 인 단면을 가로지르는 횡방향철근의 총 단면적(mm²), Table 4 참조
- h : 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께 840 mm로 동일함.

Table 9 Displacement ductility by test and equation

column	ρ_t	L/h	$\frac{A_{sh}}{A_{sh,FD}}$	$\mu_{\Delta test}$	$\mu_{\Delta eq}$	$\frac{\mu_{\Delta test}}{\mu_{\Delta eq}}$
P3	0.0115	4.5	0.99	6.0	4.0	1.50
P4	0.0115	4.5	0.50	8.8	2.9	3.03
P7	0.0115	2.5	0.99	7.0	5.2	1.35
P8	0.0115	2.5	0.50	5.8	3.1	1.87
P9	0.0115	4.5	0.55	9.7	2.8	3.46
P10	0.0115	4.5	0.27	8.8	1.9	4.63
P11	0.0307	4.5	0.99	6.3	4.5	1.40
P12	0.0307	2.5	0.99	6.5	5.1	1.27

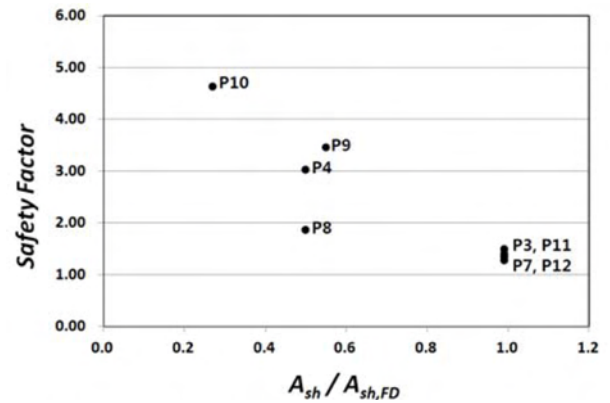


Fig. 13 Safety factor of displacement ductility

L_s : 형상비 기준이 되는 기둥 길이, Table 1 참조

Table 9는 실험에 의한 변위연성도($\mu_{\Delta test}$)와 연성도설계법의 수식을 적용하여 구한 변위연성도($\mu_{\Delta eq}$)와 함께 수식의 안전율을 $\mu_{\Delta test}/\mu_{\Delta eq}$ 의 비율로 나타낸 것이다. 표에 나타난 바와 같이, 모든 실험체의 실험에 의한 변위연성도가 수식에 의한 변위연성도보다 커서, 변위연성도 수식의 안전율이 1.27~4.63의 범위를 나타내며, 이들의 평균값은 2.31이다. 이는 이재훈 등¹⁰⁾이 89개 원형 기둥에 대하여 분석한 결과로 제시한 변위연성도 수식의 안전율 범위 1.03~3.69와 평균값 1.78을 상회하는 값으로서, 이 연구에서 채택한 형식의 PRC 교각에 도로교설계기준의 연성도설계법을 적용하였을 때 충분한 안전율을 보인다는 것을 의미한다.

Fig. 13은 횡방향 철근량과 완전연성 설계기준 요구량의 비율에 따른 변위연성도 수식의 안전율을 나타낸 것으로서, 설계기준 요구량에 근접한 횡철근을 배근한 실험체 균일수록 실제에 근접한 연성도 예측치를 제공하고 있으며, 횡철근량이 적은 실험체 균일수록 실제 연성도보다 보수적인 예측치를 제공하고 있음을 알 수 있다.

5. 결 론

연속된 축방향 철근이 세그먼트들을 관통하고 모르타르로 충전된 쉬스가 축방향 철근을 구속하는 형식을 사용한 프리캐스트 중공사각형 철근콘크리트 교각의 실험

을 수행한 결과는 다음과 같다.

- 1) 축방향 철근의 항복과 콘크리트 덮개의 압축 파쇄로 인한 박리현상은 현장타설 철근콘크리트 교각과 유사하게 발생하였으나, 축방향 철근의 좌굴이나 횡방향 철근의 파단은 관찰되지 않았고 축방향 철근의 파단으로 파괴되었다.
- 2) 축방향 철근의 좌굴이 발생하지 않은 것은 모르타르로 충전된 쉬스가 축방향 철근을 구속하기 때문이며, 이에 따라 축방향 철근이 저주파 피로(low-cycle fatigue)의 영향을 받지 않는 상태에서 파단이 일어나기 때문에 일반적인 철근콘크리트 교각에 비하여 극한변위성능이 증가한 것으로 판단된다.
- 3) 실험체의 변위연성도는 5.8~9.7로, 횡방향 철근량이 완전연성 설계기준 요구량의 0.27~0.99배로서 실험체별로 약 3배의 차이가 있었으나 변위연성도는 주목할 만큼 큰 차이를 보이지는 않았다.
- 4) 현장타설 철근콘크리트 교각을 기준으로 하였을 때, 이 연구에서 채택한 형식의 프리캐스트 교각은 단면강도와 부재 강성에 있어서 동등 이상의 성능을 발휘하였으며, 변위성능에서는 더 우수한 결과를 나타냈다.
- 5) 도로교설계기준의 연성도설계법의 수식을 적용하였을 때 변위연성도 안전율은 1.27~4.63의 범위와 2.31의 평균값으로서 충분한 안전율을 보였다.

감사의 글

이 논문은 영남대학교와 삼성물산(주) 건설부문 토목 ENG팀의 공동 연구로 수행된 “프리캐스트 시스템을 사용한 교각의 급속시공” 연구를 기초로 작성되었으며, 연구를 지원해주신 삼성물산(주)에 감사드립니다.

참고문헌

1. Lee, J. H. and Yang, J. H., “New Trend of Technology for prestressed Concrete Bridge Superstructures,” *Magazine of the Korea Concrete Institute*, Vol. 16, No. 2, 2004, pp. 24-30.
2. P.S. Ltd., Hiyumu of Japan, Ltd., Dopu Construction Industry Ltd., “Experimental Reports for Development length of High Strength and Large Diameter Deformed

- Bar at PCa-PRC Type Structures (PCa.PRC構造に係る高強度・太徑鐵筋の定着實驗報告書),” Technical Institute of PCa Pier, Japan, 2002, pp. 1-34.
3. P.S. Ltd., Hiyumu of Japan, Ltd., Dopu Construction industry Ltd., “Cyclic Loading Test of PCa Pier (PCa 橋脚に係る梁正負交番載荷試驗),” Technical Institute of PCa pier, Japan, 2003, pp. 1-59.
4. Lee, Y. H., Kwon, T. G., Lee, S. H., and Hwang, Y. K., “Experimental Study of Seismic Performance on Precast RC Columns,” *Proceeding, KSCE*, 2007, pp. 3952-3955.
5. Kim, T. H., Kim, Y. J., Kim, S. W., Shin, and H. M., “Performance Assessment of Precast Concrete Segmental Bridge Columns with Shear Resistance Connecting Structure,” *Journal of the KSCE*, Vol. 28, No. 4A, 2008, pp. 591-601.
6. Research Committee of Precast Pier of KCI, “Precast Pier,” *Research Committee Report of Proceeding, KCI*, <http://www.kci.or.kr/>, PDS download No. 14, 2009.
7. Kim, T. H., Park, S. J., Kim, Y. J., Kim, S. W., Yoon, W. S., and Han, S. G., “The First Field Application of Precast Segmental PSC Bridge Columns,” *Magazine of the Korea Concrete Institute*, Vol. 21, No. 5, 2009, pp. 73-79.
8. Korea Road & Transportation Association, *The Specification of Road Bridge*, GunsulBook, 2010. pp. 1-602.
9. Lee, J. H., Hwang, J. K., and Choi, J. H., “Safety of Ductility Demand Based Seismic Design for Circular RC Bridge Columns,” *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 20, No. 2, 2008, pp. 193-202.
10. Lee, J. H. and Son, H. S., “Modified Equation for Ductility Demand Based Confining Reinforcement Amount of RC Bridge Columns,” *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 21, No. 2, 2009, pp. 169-178.
11. Lee, J. H. et al., “Rapid Construction of Piers with Precast System,” Final Report, Civil Department of Yeungnam University, SAMSUNG C&T, 2009, 175 pp.
12. Sun, C. H., “A Study on Seismic Details of Hollow Rectangular Sectional Piers Considering Flexural Ductility and Shear Capacity,” Doctoral Dissertation, University of Ulsan, Korea, 2008, 215 pp.
13. Park, R., *Ductility of Structural Concrete*, IABSE Colloquium, Stuttgart, 1991.
14. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, New York, USA, 1996.

요약 프리캐스트 중공 사각형 철근콘크리트 교각에 대하여 준정적 실험을 수행하여 내진성능을 검증하였다. 기둥 실험체는 프리캐스트 세그먼트를 접합하고 나서, 미리 배치된 쉬스관에 축방향 철근을 연결 없이 연속으로 배치한 후 모르타르로 그라우팅하는 방법으로 제작하였다. 실험의 주요변수는 형상비, 축방향 철근비, 횡방향 철근량, 프리캐스트 세그먼트의 접합위치이다. 기둥 실험체의 형상비는 4.5와 2.5, 축방향 철근비는 1.15%와 3.07%로 각각 두 가지의 값을 가진다. 횡방향 철근량은 도로교설계기준에서 규정하고 있는 완전연성 설계에 요구되는 양의 99%, 55%, 50%, 27%로 배근되었다. 소성현지 구역에서의 프리캐스트 세그먼트 접합위치는 기둥 하단에서 기둥단면 두께의 0.5배와 1.0배인 위치로 하였다. 실험 결과로서 균열 및 파괴모드, 축력-휨 강도, 하중-변위 포락선, 변위연성도를 분석하였으며, 도로교설계기준의 연성도 내진설계법을 적용하였을 때의 안전율을 분석하였다. 기둥 실험체는 축방향 철근이 모르타르와 쉬스관에 의하여 구속되고, 쉬스관이 횡방향 철근으로 구속되는 구조로 인하여 큰 변위까지 축방향 철근의 좌굴이 지연되어 연성도가 크게 나타났다.

핵심용어 : 프리캐스트교각, 중공 사각형 단면, 내진성능, 연성도 내진설계법의 안전성