

사각단면 철근콘크리트 교각의 심부구속철근비 제안

박창규^{1)*} · 정영수¹⁾ · 윤상철¹⁾

¹⁾중앙대학교 토목공학과

Suggestion for Confinement Steel Ratio of Rectangular RC Bridge Piers

Chang-Kyu Park^{1)*}, Young-Soo Chung¹⁾, and Sang-Chul Yun¹⁾

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

ABSTRACT Many losses of life and extensive damage of social infrastructures have occurred due to moderate and strong earthquakes all over the world. In this research, various design parameters have been evaluated to develop a rational seismic design code of rectangular reinforced concrete(RC) bridge piers. It was confirmed from this study that the axial force ratio and longitudinal steel ratio were most influencing design parameters on the seismic displacement ductility from experimental results of 54 rectangular RC bridge piers, which were tested at domestic and foreign countries. However, these important parameters are not considered in the confinement steel ratio of Korea Highway Bridge Design Specification(KHBDS). The objective of this study is to propose a rational design provision for the transverse reinforcement of rectangular RC bridge piers. New confinement steel ratio is proposed by reflecting the effect of the axial force and longitudinal steel into the current code of KHBDS. Furthermore, minimum transverse confinement steel ratio is also proposed to avoid a probable buckling of longitudinal reinforcing steels of RC bridge piers with a relatively low axial force. New practical code can alleviate the rebar congestion in the plastic hinge region of RC bridge pier, which contributes to construct RC bridge piers in a simple and economic way.

Keywords rectangular RC bridge pier, confinement steel ratio, axial force ratio, longitudinal steel ratio

1. 서 론

최근 세계 도처에서 발생한 지진은 수많은 사상자를 발생시키었음은 물론 사회기간시설물에도 많은 피해를 준 바 있다. 특히 교량의 경우에는 지진시 교각의 붕괴는 교량 시스템의 붕괴에 직접적으로 영향을 주게 된다. 국내 도로상의 교량 교각의 형태는 매우 다양하나 대다수가 원형과 사각형 철근콘크리트 단면으로 구성되어 있다. 이러한 교각들은 지진시 최소 수준의 기능을 유지할 수 있도록 교량의 전부 또는 일부가 붕괴되지 않고 제한된 피해만을 허용하고 있다. 허용된 피해는 기둥에 소성힌지 형성을 유도하는 것으로서 이를 위하여 소성힌지구간에 심부구속철근을 배근하여 연성거동을 유도하고 있다. 현 도로교설계기준¹⁾의 철근콘크리트 교각 심부구속철근비 산정식은 원형과 사각형 단면 모두 AASHTO²⁾ 기준을 그대로 사용하고 있으며, 두 단면에 대한 심부구속철근비 산정식들은 재료강도비와 심부 콘크리트 단면비로만 구성되어 있는 것이 공통적이고 차이점은 심부구속철근비를 원형단면의 경우에는 체적비로 사각형 단면에서는 면적비로 나타내어진다.

이대형 등³⁾은 원형 철근콘크리트 교각에 대한 국내 및 국외의 실험 연구 결과를 바탕으로 내진성능에 미치는 인자의 영향을 정량적으로 평가하였다. 분석 결과는 현행 도로교설계기준 심부구속철근비 산정식의 변수인 재료강도비 및 심부단면적 비율뿐만 아니라 축하중비 및 주철근비도 내진성능에 미치는 영향인자임을 보고하였다. 박창규 등⁴⁾은 주철근 겹침이음이 없는 원형 철근콘크리트 교각에 대하여 82개의 국내 및 국외 실험 연구 결과를 바탕으로 심부구속철근비 산정식을 제안하였다. 제안된 식은 기존 도로교설계기준 식에 축하중비와 주철근비를 추가하였으며, 주철근 좌굴방지를 위한 최소 규정도 도입하였다. 오병환 등⁵⁾은 고강도 콘크리트와 고강도 철근을 사용한 사각단면 중실교각의 내진성능을 평가하기 위하여 5개의 실험체를 대상으로 일정한 축하중 하에서의 준정적 실험을 수행하였다. 실험 결과 고강도 콘크리트와 고강도 철근을 사용하고 도로교설계기준¹⁾의 내진규정을 따라 심부구속철근을 배근한 철근콘크리트 교각도 충분한 연성적인 거동과 내진성능을 발휘한다고 보고하였다. 황선경 등⁶⁾은 고강도 콘크리트 기둥의 횡보강근의 형태, 체적비, 항복강도에 따른 내진거동을 구명하기 위하여 일정한 축력 하에서 준정적 실험을 수행하였다. 실험 결과 고강도 횡보강근을 사용한 경우의 연성이 저강도급 횡보강근을 사용한 경우보다 다소 큰 경향을 보인다고 보고하였다.

*Corresponding author E-mail : pcg2213@hdec.co.kr

Received April 5, 2006, Accepted July 25, 2006

©2006 by Korea Concrete Institute

Wehbe 등⁷⁾은 중저진지역에서의 철근콘크리트 기둥과 벽체의 철근상세 개발을 위한 한정연성 횡구속근을 갖는 직사각형 철근콘크리트 기둥의 거동 및 연성도를 평가하였다. 4개의 1/2 축소 교량 교각의 횡방향 철근비는 AASHTO에서 요구된 최소 횡방향 철근량의 46~60% 정도로 설계되었다. 실험은 10%~25% 범위의 일정한 축하중 하에서 준정적실험을 수행하였으며, 실험체의 변위연성도는 5.0~7.0의 범위로 조사되었다. 한편, 해석 및 실험 결과에 기초하여 목표 변위연성도를 위한 횡구속 철근설계 방안을 제시하였다. Bousias 등⁸⁾은 오랜 기간 사용중인 교각의 내진성능을 파악하기 위하여 직사각형 단면을 가진 교각에 대하여 준정적 실험을 하였다. 총 20개의 실험체로 철근의 부식에 미치는 영향에 대하여 강축과 약축 두방향으로 실험을 하였다. 실험 결과 주철근 부식으로 인한 철근의 단면손실이 발생하였으며 이에 횡저항력이 기준 실험체에 비하여 감소하였으나, 연성능력은 증가하였다. Saatcioglu 등⁹⁾은 정사각형 철근콘크리트 교각의 내진성능을 파악하기 위하여 준정적 실험을 수행하였다. 실험 변수는 변위하중 형태, 축하중비, 심부구속철근비이다. 실험 결과 다양한 심부구속철근비에서 축하중비가 내진성능에 큰 영향을 주는 변수이며, 또한 이축하중도 강도와 강성감소를 일으킨다고 보고하였다.

한편, 사각단면의 주철근 좌굴방지를 위한 최소철근비 규정 검토를 위하여 Bousias 등⁸⁾은 축하중비가 38%이고 횡구속철근비가 0.26%인 사각단면 교각의 내진성능은 주철근 좌굴에 의해 지배되었고 변위연성도는 로 보고하였다. Wehbe 등⁷⁾은 축하중비가 10%인 경우에 주철근 좌굴로 인하여 횡구속철근에 부착파괴가 발생하여 내진성능이 급격히 감소되었다고 보고하였다. 오병환 등⁵⁾은 축하중비가 10%이고 횡구속철근비가 1.1%와 1.83%인 실험 결과에서는 피복 콘크리트의 탈락은 심부구속철근비와는 무관하게 동일한 가력변위크기(drift level)에서 발생한 것으로 보고하였다.

본 연구는 국내·외 학술지 등에서 주철근 겹침이음이 없는 54개의 사각형 철근콘크리트 교각에 대한 실험 결과를 수집 분석하여 내진성능에 미치는 변수별 영향 분석을 하였으며, 이를 반영한 현행 도로교설계기준의 요구연성도에 따른 심부구속철근비 산정식을 제안하였다.

2. 변수별 영향도 분석

본 연구에 사용된 사각단면 실험체들 상세는 Table 1에 나타난 바와 같이 형상비는 2.6~7.8, 주철근비는 0.81%~3.27%, 축하중비는 9%~40%이다. 사용된 주철근과 심부구속철근의 항복강도는 각각 300~565 MPa, 286~795 MPa이며 콘크리트 압축강도는 17.9~71.7 MPa로서 다양한 재료강도를 가지고 있다. 항복변위는 하중-변위 곡선상에서 설계 공칭강도(M_n)에 해당하는 횡력(V)을 지나는 수평선과 원점에서 공칭휨강도의 75%에 해당하는 횡력($0.75 V$)을 지나는 직선과의 교점을 연결한 직선과의 교점을 항복변위

로 정의하고 하중-변위 포락곡선에서 최대횡력에 비해 20% 횡력감소가 발생하였을 때($0.8 V_{max}$)의 변위를 극한 변위로 정의하여 변위연성도를 구하였다. 다만 실험 data를 직접 구할 수 없는 결과는 참고문헌의 연성도를 인용하여 분석하였다. 본 연구에서는 박창규 등^{3,4)}의 원형단면 교각의 연구 결과를 참고하여 축하중비와 주철근비 변수에 대한 영향도를 조사하였다.

2.1 축하중비

Fig. 1(a)의 주철근비가 1.5%이고 축하중비가 10%인 경우가 주철근비가 1.5%이고 축하중비가 20%인 Fig. 1(c)보다 변위연성도가 다소 큰 것으로 나타났으나 그 차이는 크지 않았다. 그리고 Fig. 1의 (b), (d), (f), (h)는 주철근비가 2.0%일 경우의 축하중비의 영향으로서 축하중비가 10%에서 40%로 증가할수록 변위연성도가 작았다. 또한 주철근비가 2.5%인 Fig. 1의 (e)와 (g)에서는 축하중비 증가에 따른 변위연성도 감소가 뚜렷이 나타났다. 이상의 결과에서 주철근비가 작을 경우에는 축하중비의 증가에 따른 변위연성도 감소는 크지 않으나 주철근비가 증가할수록 변위연성도의 감소는 크게 나타나는 것으로 나타나 축하중비의 증가는 변위연성도의 저하를 유발시키는 것으로 판단된다.

2.2 주철근비

Fig. 1 (a)와 (b)에 보이는 바와 같이 축하중비 10%일 경우에 주철근비의 증가에 따른 변위연성도의 차이는 크지 않은 것으로 보인다. 그러나 Fig. 1 (c)~(e)에 나타난 바와 같이 축하중비가 20%일 경우에는 주철근비 증가에 따른 변위연성도 감소를 확인할 수 있다. 축하중비가 30%인 경우에는 Fig. 1(f)~(g)에 나타난 바와 같이 주철근비 증가에 따른 변위연성도 감소가 더욱 뚜렷하게 나타났다. Fig. 1(h)는 축하중비가 40%이고 주철근비가 2.0%인 경우로서 실험체 수가 적기는 하지만 Fig. 1의 모든 그래프 중에서 Fig. 1(g)와 더불어 변위연성도의 경향이 가장 낮게 형성되는 것으로 나타났다.

이상의 결과를 분석하여 볼 때 원형단면에서의 결과^{3,4)}와 마찬가지로 주철근비의 영향은 축하중비의 영향과 복합적인 관계가 있는 것으로 판단된다.

3. 심부구속철근비 기준 평가

3.1 축하중비 영향도 평가

원형단면에서는 각국 기준의 심부구속철근비 산정식을 실험 결과로 타당성을 평가한 결과 세계 여러 기준 중에서 우리나라 도로교설계기준에서 채택하고 있는 AASHTO 기준에 축하중비를 추가하는 것이 가장 적합한 것으로 나타났다^{3,4)}. 따라서 사각단면의 심부구속철근비 산정식을

Table 1 Details of test specimens

Specimens	Section (mm)	Height (mm)	Aspect ratio (H/W)	Concrete strength (MPa)	Longitudinal steel				Confinement steel			Axial force ratio (%)	Displ. ductility	Ref.			
					Size	#	Ratio (%)	Strength (MPa)	Ratio (%)	Size	Space (mm)				Strength (MPa)		
1	-	-	-	46.5	-	-	1.51	446	0.41	-	-	364		8.00	7)		
S24-300	450×450	3,500	7.8	24.0	D13	24	1.50	300	1.10	D10	50	300	0.10	6.94	5)		
S40-300				40.0					1.83					7.63			
A1	380×610	2,335	3.8	27.2	D19	18	2.20	448	0.37	D6	110	455		5.60	7)		
B1				28.1					0.48		83	455	0.09	7.40			
A4	635×635	3,188	5.0	38.3		32	2.25	485	0.70		38	522	0.10	8.14	10)		
U2	350×350	900	2.6	30.2	D25	6	3.27	453	0.31	D10	150	470	16	3.64	9)		
U4				32.0					0.94		50			6.80			
U5				49.3					0.31		150			3.51			
U6				37.3					0.72		65			425		13	5.66
U7				39.0													
C1	150×300	1,000	3.3	20.3	T12	6	1.50	534	0.52	Φ8	150	286	25	5.56	11)		
C1E									1.05		75			8.89			
1	-	-	-	23.1	-	-	1.79	375	0.73	-	-	297	26	6.00	7)		
2	-	-	-	41.4	-	-			1.13	-	-	-	316	21	6.00		
A2	380×610	2,335	3.8	27.2	D19	18	2.20	448	0.37	D6	110	455	24	5.40	7)		
B2				28.1					0.48		83		33	6.50			
BG3	350×350	1,645	4.7	34.0	20M	8	1.96	440	0.96	D12	76	570		8.75	12)		
NC-2	440×440	1,520	3.5	41.4	D25	8	1.95	414	1.30	D13	98	414	20	8.00	13)		
S1	350×350	1,800	5.1	20.0	20M	8	2.05	325	0.13	D 6	265	350		4.00	15)		
C1-3	400×400	1,400	3.8	26.1	D19	12	2.14	497	0.70	D 6	50	460	22	5.26	16)		
C2-3				26.8					0.68		52		21	5.35			
FHC1-0.2	510×510	1,778	3.5	64.1	D29	4+4	2.60	473	1.29	D16	100	445	20	5.45	17)		
FHC3-0.22				62.1					1.04		125	524	22	4.30			
FHC5-0.2				64.1	0.86				150		445	20	4.42				
FHC6-0.2					0.86						524		4.62				
D60-7-4-2 5/8-0.2P	305×305	990	3.3	54.0	D19	8	2.44	414	1.42	D13	66	414	7.00	14)			
D60-7-3C-1 5/8-0.2P				51.0					2.01	D10	41		8.00				
BG8	350×350	1,645	4.7	34.0	20M	12	2.94	440	0.61	D6.6	76	580	23	8.75	12)		
US-0	250×500	1,600	3.2	18.3	D18	4	0.81	560	0.26	Φ8	200	286	38	3.94	8)		
UW-0	500×250		6.4	17.9					0.11					3.02			
7	-	-	-	32.1	-	-	1.25	511	1.10	-	-	325		8.00	7)		
NC-1	440×440	1,520	3.5	41.4	D25	8	1.95	414	1.30	D13	100	414	30	6.00	13)		
NC-4														5.00			
NC-5														8.00			
NC-8									50	6.00							
NC-9									100	5.00							
NC-10									57	5.00							
NC-12									89	5.00							
C2	150×300	1,000	3.3	20.3	T14	8	2.70	565	0.52	Φ8	150	286		5.96	11)		
C2E									1.03		75		7.45				
FHC2-0.34	510×510	1,778	3.5	62.1	D29	4	2.60	473	1.29	D16	100	445	34	4.00	17)		
FHC4-0.33					D36	4			1.04		125	525	33	3.81			
AS-2HT	305×305	1,473	4.8	71.7	20M	8	2.58	454	1.66	10M	90	542	36	6.20	18)		
C-S	200×200	800	4.0	70.0	D13	8	2.54	448	0.09	D6	57	795	30	3.25	6)		
D-S									0.11		65			3.16			
H-S									0.09		38			3.55			
C-A									0.13		40			3.69			
D-A									0.15		46			4.38			
H-A									0.13		27			4.85			
L-C-S									0.13		40			3.64			
L-D-S									0.15		46			3.70			
NC-3									440×440		1,520			3.5		41.4	D25
D60-4-3C-2 5/8-0.4P	305×305	990	3.2	27	D19	8	2.44	414	1.25	D10	66		40	4.00	14)		

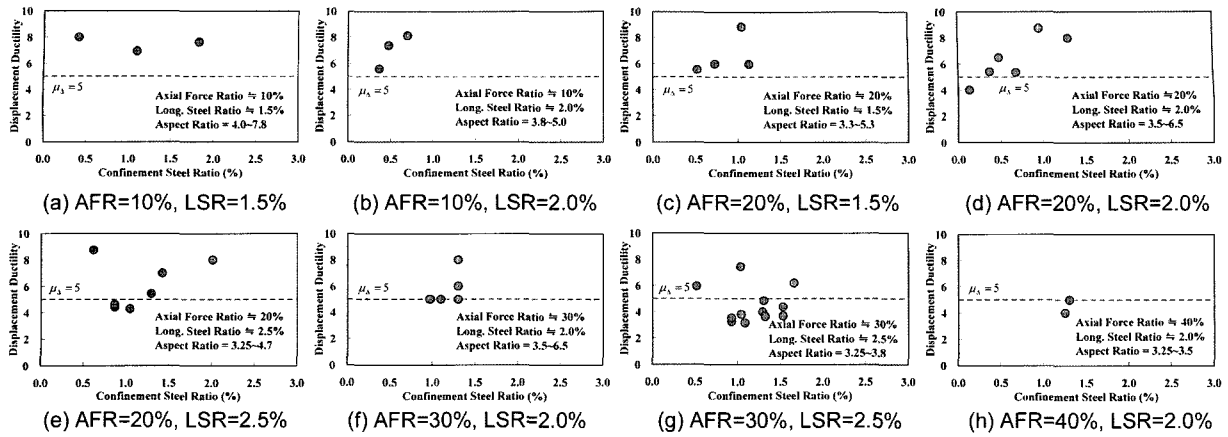


Fig. 1 Experimental displacement ductility in terms of axial force ratios (AFR) and longitudinal steel ratios (LSR)

평가하는데 있어 원형단면의 심부구속철근비 산정식과 동일한 형태의 심부구속철근비 산정식을 도출하기 위하여 AASHTO 기준을 정량적으로 평가한 후 적합한 사각단면의 심부구속철근비 산정식을 제시하고자 한다.

Fig. 2는 AASHTO 규정에서 요구하는 심부구속철근비인(ρ_{rqd}) 식 (1)에 대한 본 연구에 사용된 실험체들의 심부구속철근비(ρ_{exp})의 비와 AASHTO 규정에서 요구하는 단주의 응답수정계수 3에 따른 변위연성도(μ_{rqd}) 5에 대한 실험 결과 변위연성도(μ_{exp})의 관계를 보여주고 있다.

Fig. 2(a)~(d)에 보이는 바와 같이 축하중비 20%에 주철근비 2.0% 이하에서는 모두 현행 AASHTO 기준의 요구연성도를 만족하는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 낮은 축하중비에서는 현재의 심부구속철근비를 완화시킬 수 있다는 것으로 원형단면과 유사한 결과이다. 그리고 축하중비가 20%이고 주철근비가 2.5%인 Fig. 2(e)의 결과를 보면 현행 기준의 심부구속철근비에 적합한 조건인 것으로 나타났다. 그러나 축하중비가 30%에 주철근비 2.5%와 축하중비 40%에 주철근비 2.0%인 Fig. 2(g)~(h)의 결과를 보면 현행 기준의 철근비보다 많은 양으로도 요구연성도를 만족하지 못하는 것으로 나타났다.

수집된 실험 결과를 토대로 하여 요구연성도 5에 적합한 합리적인 심부구속철근비 산정식을 도출하고자 하였다. 이에 다양한 축하중비와 주철근비에 따라 요구연성도

를 만족시키기 위하여 현행 심부구속철근비를 보정하기 위한 보정계수 γ 를 조사하였다. 이때 사용한 함수는 식 (2)~(4)와 같다.

$$\rho_{AASHTO} = \frac{A_{sh}}{ah_c} = 0.3 \frac{f_{ck}}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (1)$$

여기서, A_{sh} : 고려하는 방향의 횡방향 철근의 총단면적(mm^2)

a : 띠철근의 수직간격(mm)

h_c : 고려하는 방향의 심부단면 치수(mm)

f_{ck} : 콘크리트설계기준 강도(MPa)

f_u : 심부구속철근의 항복강도(MPa)

A_g : 기둥의 전단면적(mm^2)

A_c : 기둥심부의 면적(mm^2)

$$(\mu_{exp}/\mu_{rqd})_i = a_i \times (\rho_{exp}/\rho_{rqd})_i + 1/\mu_{rqd} \quad (2)$$

$$(\rho_{exp}/\rho_{rqd})_{i,rqd} = [(\mu_{exp}/\mu_{rqd})_i - 1/\mu_{rqd}]/a_i \quad (3)$$

$$\gamma = \frac{\sum (\rho/\rho_{rqd})_{i,rqd}}{n} \quad (4)$$

여기서, 식 (2)는 i 번째 실험체의 실험 결과와 y 축의 절편 $1/\mu_{rqd}$ 를 지나는 직선방정식이며, a_i 는 이 직선방정식의 기울기이다. 특히 y 축 절편 “ $1/\mu_{rqd}$ ”의 “1”은 실험체의 이론적인 최소 연성도를 “1” 가정한 것이다.

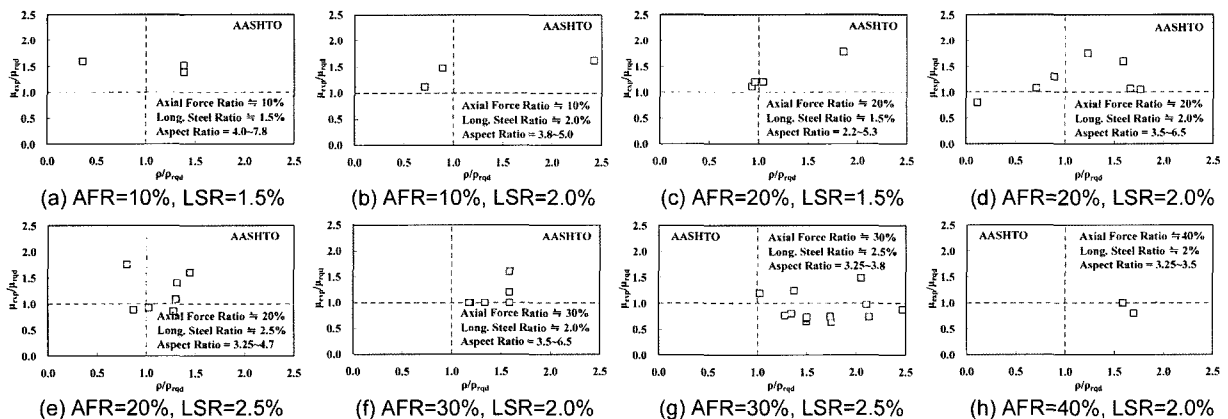


Fig. 2 Normalized displacement ductility in terms of normalized confinement steel ratio in AASHTO

식 (3)은 i 번째 실험체의 변위연성도가 요구연성도가 되기 위한 소요 심부구속철근비를 산출하는 것이다. 즉, 요구연성도에 대한 실험연성도의 비인 $(\mu_{exp}/\mu_{req})_i = 1$ 이 되는 $(\rho/\rho_{req})_{i,req}$ 를 산출하였다.

식 (4)의 보정계수 γ 는 각 실험체 $(\rho/\rho_{req})_{i,req}$ 의 합을 실험체수(n)으로 나눈 값이다. 즉 평균값이 요구연성도를 만족하기 위한 각 기준의 요구 심부구속철근비에 대한 소요 심부구속철근비이므로 이를 보정계수 γ 로 결정하였다.

이상의 실험 결과를 토대로 하여 Fig. 2의 각 조건별로 요구연성도를 만족하기 위한 소요심부구속철근비를 현행 AASHTO 기준에 대한 비로 나타내었으며 그 결과를 Table 2와 Fig. 3에 나타내었다. 이 결과는 합리적인 심부구속철근비 산정식 도출을 위한 보정계수 (γ_1)이 된다.

축하중비의 영향 분석시 주철근비의 영향을 배제하기

Table 2 γ_1 of Eq. (4) in terms of axial force ratios and longitudinal steel ratios

γ_1 of Eq. (4)	Longitudinal steel ratio				
	1.0%	1.5%	2.0%	2.5%	3.0%
Axial force ratio	10%		0.656	0.843	
	15%				0.745
	20%	(0.747)*	0.839	0.880	0.998
	30%	0.533		1.248	2.164
	40%			1.926	

*() is the calculated value by the regression analysis
The blank is no experimental data

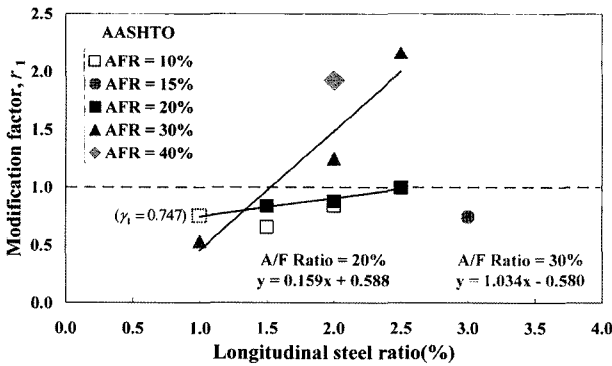


Fig. 3 Modification factor in terms of axial force ratios and longitudinal steel ratios of AASHTO

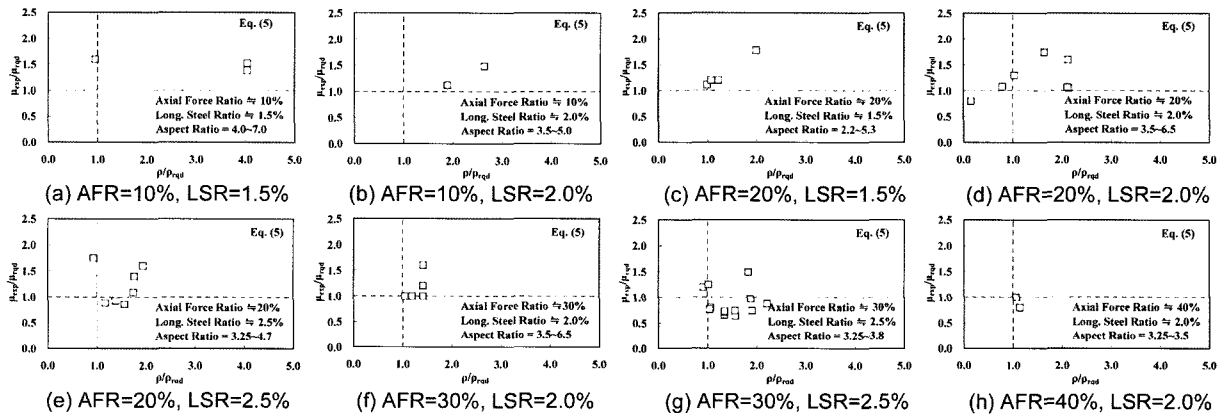


Fig. 4 Normalized displacement ductility in terms of normalized confinement steel ratio according to Eq. (5)

위하여 1차적으로 주철근비가 1%일 경우의 축하중비 영향을 고려한 후에 2차적으로 주철근비의 영향을 분석하여야 한다. 그러나 분석된 실험체들의 경우에 주철근비가 1%인 경우는 축하중비가 30%인 경우만 존재하기 때문에 AASHTO 심부구속철근비 산정식을 보정하기 위한 기준 축하중비를 20%로 결정하였다. 그 이유는 축하중비 20%와 30%의 회귀분석 추세선을 주철근비 1%까지 연장하여 보면 AASHTO의 기본 심부구속철근비 산정식의 보정계수가 축하중비 20%는 0.747로 축하중비 30%는 0.454가 산출된다. 여기서 축하중비 30%의 보정계수를 기준을 적용할 경우 낮은 축하중비에서 심부구속철근비가 매우 적게 산출되는 위험성을 내포하기 때문에 축하중비 20%를 기준으로 하였다. 따라서 축하중비 20%의 추세선에 따른 주철근비 1%일 경우의 보정계수 0.747을 적용하였다. 그리고 Table 2의 빈칸은 해당 실험 결과가 없는 경우이다. 이상의 결과를 이용하여 기존 사각단면의 AASHTO 심부구속철근비 식 (1)에 축하중비를 변수로 추가하고 계수를 $0.3/0.2 \times 0.747 = 1.12$ 로 수정하면 주철근비 1%인 경우의 사각단면의 심부구속철근비식은 다음 식 (5)와 같이 된다.

$$\rho_{s1} = \frac{A_{sh}}{ah_c} = 1.12 \frac{f_{ck} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) P}{f_{ck} A_g} \quad (5)$$

여기서, P : 축하방향 하중(N)

3.2 주철근비

주철근비가 1% 이상인 경우에 Table 2 및 Fig. 3에 보이는 바와 같이 주철근비가 증가함에 따라 축하중비의 영향과 복합적 작용으로 인하여 보정계수가 증가하는 것을 알 수 있다. 따라서 기존 AASHTO 식에 축하중비의 영향을 고려한 식 (5)에 대한 축하중비와 주철근비의 변화에 따른 변위연성도의 영향을 분석하여 주철근비의 영향도 고려한 심부구속철근비 산정식을 유도하고자 한다.

Fig. 4는 식 (5)에 대한 심부구속철근비의 비와 요구연성도 5에 대한 실험변위연성도의 결과를 보여주고 있다. Fig. 4(a)와 (b)는 축하중비 10%일 경우의 주철근비의 영

향이다. 주철근비가 2.0%인 Fig. 4(b)의 소요심부구속철근비가 주철근비 1.5%인 Fig. 4(a)보다 많은 것을 알 수 있으나 그 차이는 크지 않으며 두 경우 모두 소요철근비가 식 (5)보다 많은 것을 알 수 있다. 그리고 식 (5)는 Fig. 4(c)에 보이는 바와 같이 축하중비가 20%이고 주철근비가 15%인 경우 보정계수는 0.93으로 매우 적합한 것으로 나타났다. 그러나 Fig. 4(c)를 제외한 나머지 실험 결과 분석에서는 모두 식 (5)보다 많은 심부구속철근량을 요구하게 된다. 따라서 추가로 필요한 심부구속철근비를 박창규 등^{3,4)}의 논문에서 제시한 원형단면의 심부구속철근비 산정식과 동일하게 주철근비와 축하중비를 변수로 하여 식 (6)과 같이 사각단면의 심부구속철근비를 유도하고자 하였다. Fig. 4의 실험 결과를 식 (2)~(4)를 이용하여 정량적으로 분석한 각각의 2차 보정계수 γ_2 를 Table 3 및 Fig. 5에 나타내었다.

Table 3의 $\Delta\rho_s$ 는 주철근비 증가에 따라 식 (5)에 추가적으로 요구되는 심부구속철근비로서 Table 3의 γ_2 에서 식 (5)의 ρ_{s1} 을 뺀 값이다. 이를 수식으로 표현하면 식 (6)과

Table 3 γ_2 , $\Delta\rho_s$, and α in terms of axial force ratios and longitudinal steel ratios

Axial force ratio		Longitudinal steel ratio					Remarks
		1.0%	1.5%	2.0%	2.5%	3.0%	
γ_2	15%	-	-	-	-	1.366	-
	20%	-	0.929	1.099	1.299	-	
	30%	-	0.420	1.114	1.893	-	
	40%	-	-	1.289	-	-	
$\Delta\rho_s$	15%	-	-	-	-	0.0016	-
	20%	-	-	0.0005	0.0023	-	
	30%	-	-	0.0011	0.0076	-	
	40%	-	-	0.0034	-	-	
$\beta = 0.0$	15%	-	-	-	-	0.079	$\bar{\alpha} = 0.21$ $\sigma_a = 0.18$ $V_a = 87.8$ %
	20%	-	-	0.051	0.150	-	
	30%	-	-	0.105	0.509	-	
	40%	-	-	0.336	-	-	
$\beta = 1.0$	15%	-	-	-	-	0.529	$\bar{\alpha} = 0.74$ $\sigma_a = 0.52$ $V_a = 70.7$ %
	20%	-	-	0.256	0.752	-	
	30%	-	-	0.349	1.697	-	
	40%	-	-	0.840	-	-	
α $\beta = 1.5$	15%	-	-	-	-	1.366	$\bar{\alpha} = 1.45$ $\sigma_a = 0.92$ $V_a = 63.5$ %
	20%	-	-	0.573	1.682	-	
	30%	-	-	0.637	3.097	-	
	40%	-	-	1.328	-	-	
$\beta = 2.0$	15%	-	-	-	-	3.528	$\bar{\alpha} = 2.91$ $\sigma_a = 1.73$ $V_a = 59.4$ %
	20%	-	-	1.282	3.760	-	
	30%	-	-	1.163	5.655	-	
	40%	-	-	2.100	-	-	
$\beta = 2.5$	15%	-	-	-	-	9.108	$\bar{\alpha} = 6.03$ $\sigma_a = 3.64$ $V_a = 60.4$ %
	20%	-	-	2.866	8.408	-	
	30%	-	-	2.123	10.325	-	
	40%	-	-	3.320	-	-	

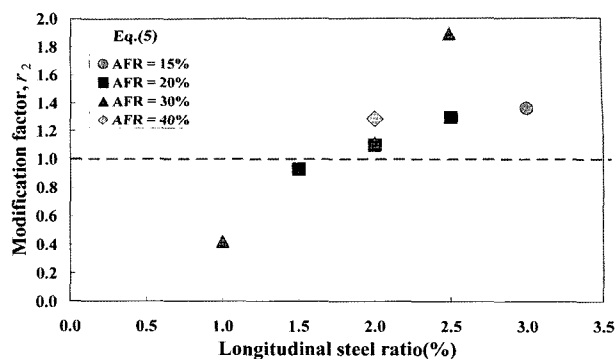


Fig. 5 Modification factor g_2 in terms of axial force ratios and longitudinal steel ratios according to Eq. (5)

같고, 여기서 $\Delta\rho_s$ 를 식 (7)과 같이 가정하여 계산하였다. 그리고 가정된 식 (7)의 계수 α 와 β 는 β 를 특정값으로 가정한 후 반복법(trial-error method)을 이용하여 α 를 구하였으며 이들 결과를 Table 3에 나타내었다. Table 3의 α 와 β 값을 보면 β 가 2.0일 때 α 의 변동계수는 59.4%로서 가장 적게 나왔으며 이때의 평균값은 2.91이다. 따라서 이상의 결과를 이용하여 식 (6)을 식 (8)과 같이 나타내었고, 실험체에서 사용된 철근비를 식(8)에서 요구되는 심부구속철근비로 나누어 다른 실험체와 비교가 가능하도록 일산화(normalized)하였다. 실험연성도를 요구연성도로 나누어 일반화한 결과를 Fig. 6에 나타내었다. Fig. 6을 보면 실험 결과가 1사분면과 3사분면에 분포되어 식 (8)은 요구연성도를 만족하기 위한 합리적인 심부구속철근비 식임을 알 수 있다.

$$\rho_{s2} = \frac{A_{sh}}{ah_c} = 1.12 \frac{f_{ck}}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{P}{f_{ck} A_g} + \Delta\rho_s \quad (6)$$

$$\Delta\rho_s = (\gamma_2 - 1) \times \rho_{s1} = \alpha (\rho_s - 0.01) \left(\frac{P}{f_{ck} A_g} \right)^\beta \quad (7)$$

$$\rho_{s2} = \frac{A_{sh}}{ah_c} = 1.12 \frac{f_{ck}}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{P}{f_{ck} A_g} + 2.91 (\rho_1 - 0.01) \left(\frac{P}{f_{ck} A_g} \right)^2 \quad (8)$$

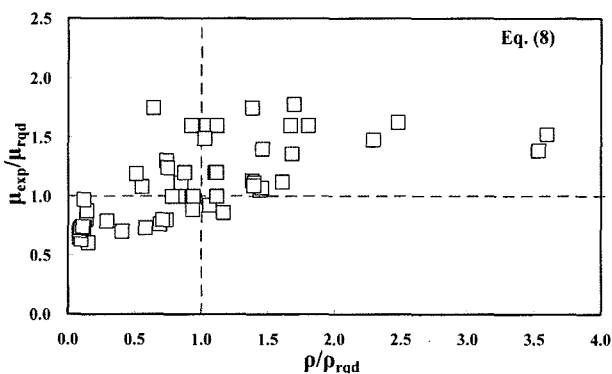


Fig. 6 Normalized displacement ductility in terms of normalized confinement steel ratio according to proposed formula (Eq. (8))

4. 주철근 좌굴 방지를 위한 심부구속철근비

제시한 심부구속철근비 식 (8)은 낮은 축하중비에서는 요구철근비가 적게 산출되게 되어 주철근의 좌굴로 인한 변위연성능력의 감소를 유발할 수 있다. 따라서 주철근 좌굴방지를 위한 최소한의 구속철근이 요구된다. 사각단면의 주철근 좌굴방지를 위한 규정은 NZS3101¹⁹⁾에서는 지진에 의한 영향이 없는 구간에 적용하는 식 (9)와 지진에 의한 영향이 있는 구간에서의 식 (10)이 존재하며, 또한 Eurocode 8²⁰⁾에서도 식 (11)과 같이 규정되어 있다. 그러나 이러한 주철근 좌굴방지를 위한 규정들은 원형단면의 경우와 다른 점이 있는데, 원형단면에서는 심부구속철근의 최소 체적비이고 사각단면에서는 심부구속철근 1개의 단면적을 구하게 된다. 그러나 A_{te} (혹은 A_t) 계산시 중요한 점은 $\sum A_b$ (혹은 $\sum A_s$)의 정의로서 심부구속철근 1개가 구속해야할 주철근의 면적이다. 또한 주철근의 배근이 2열 배근 이상시에 주철근의 중심간 간격이 75 mm를 넘어서면 해당 주철근의 면적은 고려하지 않으며, 심부구속철근의 주철근 방향인 수직간격 s 는 식 (10)과 (11)에서는 최대 $6d_b$ 로 식 (9)에서는 $10d_b$ 로 제한하고 있다. 따라서 아래 식 (9)~(11)에서 $\sum A_b$ 계산시 좌굴을 고려하는 면의 주철근을 모두 고려한다면 이때의 A_{te} 는 소요심부구속철근의 전면적이 된다. 이를 수직 간격 $a(=s)$ 와 교각단면의 유효폭 h 로 나누면 주철근 좌굴방지를 위한 최소심부구속철근의 면적비로서 식 (9)~(11)을 면적비로 표현하면 식 (12)~(14)와 같다.

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y}{13.5 f_{yt}} \frac{s}{10 d_b} = \frac{\sum A_b f_y}{135 f_{yt}} \frac{s}{d_b} \quad (9)$$

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y}{16 f_{yt}} \frac{s}{6 d_b} = \frac{\sum A_b f_y}{96 f_{yt}} \frac{s}{d_b} \quad (10)$$

$$A_t = \frac{\sum A_b f_y s}{1.6 f_{yt}} \quad (11)$$

$$\rho_{\min} = \frac{A_{te}}{ah_c} = \frac{\sum A_b f_y}{135 f_{yt}} \frac{s}{d_b ah_c} \quad (12)$$

$$\rho_{\min} = \frac{A_{te}}{ah_c} = \frac{\sum A_b f_y}{96 f_{yt}} \frac{s}{d_b ah_c} \quad (13)$$

$$\rho_{\min} = \frac{A_t}{ah_c} = \frac{\sum A_s f_y}{1.6 f_{yt}} \frac{s}{ah_c} \quad (14)$$

사각단면의 주철근 좌굴방지를 위한 최소철근비 규정 검토에서는 실험 결과를 바탕으로 심부구속철근비에 따른 주철근 좌굴발생 시점과 실험변위연성도의 결과를 가지고 요구변위연성도 5에 적합한 최소 규정을 검토하였다.

Bousias 등⁸⁾의 실험 결과에 따르면 축하중비가 38%이고 횡구속철근비가 0.26%인 사각단면 교각의 내진성능은 주철근 좌굴에 의해 지배되었으며 변위연성도는 $\mu_\Delta = 3.9$ 로 보고하고 있다. Wehbe 등⁷⁾은 축하중비가 10%인 경우에 주철근 좌굴로 인하여 횡구속철근에 부작용이 발생하여 내진성능이 급격히 감소되었다고 보고하고 있다. 이 실험체들에 배근된 심부구속철근비는 0.37%와 0.48%로 변위연성도는 각각 5.6과 7.4로 나타났다. 오병환 등⁵⁾은 축하중비가 10%이고 횡구속철근비가 1.1%와 1.83%인 실험 결과에서는 피복 콘크리트의 탈락은 두 경우 모두 가력변위크기(drift level) 3.0%에서 발생하여 심부구속철근비와는 무관하게 동일한 하중에서 발생한 것으로 보고하고 있다. 또한 주철근 좌굴 시점은 모두 가력변위크기 6.0% ($\mu_\Delta = 6.5 \sim 7.0$) 부근에서 발생하였으며 이들 실험체의 변위연성도는 각각 6.94와 7.63으로 나타났다.

이상의 결과는 주철근 좌굴은 내진성능저하의 주된 요인임을 보여준다. 심부구속철근이 1.0% 이상으로 충분히 배근된 경우에는 주철근 좌굴시점이 요구연성도를 충분히 넘어서는 것으로 나타났으며, 심부구속철근비가 0.37%일 때 변위연성도가 5.6인 결과를 고려하면 요구연성도 5를 만족하기 위한 최소한의 심부구속철근비는 약 0.35% 정도로 판단된다.

NZS3101와 Eurocode 8에서 규정하고 있는 사각단면의 주철근 좌굴방지를 위한 횡구속철근비 산정식인 식 (12)~(14)와 본 논문에서 제시하는 심부구속철근비의 양을 비교하여 주철근 좌굴방지를 위한 심부구속철근비 산정식의 최소규정을 제시하고자 한다. 여기서 가정한 조건은 축하중비가 15% 이하이고 주철근은 1열 배근된 실험체들의 경우로 하였다. Fig. 7에 보이는 바와 같이 본 논문에서 제시한 심부구속철근비 산정식 식 (8)에 의해 산출된 심부구속철근비는 $\rho_{s3} = 0.2 \sim 0.5\%$ 의 값을 보인다. 따라서 전술한 바와 같이 심부구속철근비가 0.3% 이하의 값을 보이는 경우에는 주철근 좌굴에 의한 내진성능 저

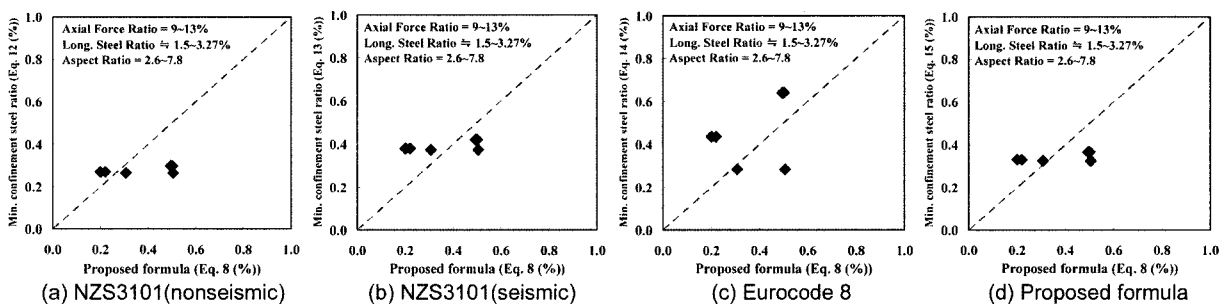


Fig. 7 Comparison of minimum confinement steel ratio with proposed formula(Eq. (8))

하가 우려된다. 따라서 주철근 좌굴방지를 위한 최소규정을 도입할 필요가 있다. Fig. 7(c) Eurocode 8의 규정과 Fig. 7(a)와 (b) NZS3101의 규정에 따른 결과는 다른 양상을 보인다. 이는 NZS3101에서는 식 (9)와 (10)에 나타난 바와 같이 심부구속철근들의 최대허용수직간격에 대한 배근된 수직간격의 비가 계산식에 포함되어 있는 반면에 Eurocode 8에서는 식 (11)에서와 같이 배근된 수직간격만 식에 포함되어 있다. 따라서 Fig. 7(c)에 보이는 바와 같이 최소철근비가 상당히 분산되어 나타났다. Fig. 7(a) NZS3101의 지진에 의한 영향이 없는 구간에서 적용되는 식 (12)에 의한 최소철근비는 약 $\rho_s = 0.28\%$ 이어서 주철근 좌굴에 의한 내진성능 저하가 우려된다. 그리고 Fig. 7(b) NZS3101의 지진에 의한 영향이 있는 구간에서 적용되는 식 (13)에 의한 최소철근비는 약 $\rho_s = 0.39\%$ 으로 나타나 요구연성도를 충분히 만족시킬 수 있을 것으로 판단된다. 따라서 최소 심부구속철근비가 약 0.35% 정도의 값이 되도록 식 (13)의 계수를 조정하여 식 (15)와 같이 제안하는 바이며 식 (15)에 의해 산출된 심부구속철근비는 약 0.34%의 값을 나타내었다. 또한 식 (15)에 의해 산출된 최소심부구속철근비는 AASHTO의 횡방향철근비식인 식 (1)의 25%~63%(평균 42%)에 해당하는 철근비를 나타낸다.

$$\rho_{\min} = \frac{A_{re}}{ah_c} = \frac{\sum A_b f_y}{110 f_{yt}} \frac{a}{d_b} \frac{1}{ah_c} \quad (15)$$

5. 심부구속철근비 제안

주철근 겹침이음이 없는 사각단면 철근콘크리트 교각에 대한 내진성능 평가 실험 결과로부터, 단주의 응답수정계수 3에 따른 요구변위연성도 5를 만족하기 위한 심부구속철근비 식을 식 (16)과 같이 제안하였다. 본 식은 우리나라의 설계기준에 규정되어 있는 기존 AASHTO 기준에 주철근비와 축하중비에 따른 내진성능 영향을 고려하여 추가하였으며, 낮은 축하중비에서의 주철근 좌굴방지를 위한 최소규정을 도입하였다. 그리고 사각형단면에서 식 (16)은 교각의 단면이 커질 경우에는 A_g/A_c 가 1에 근접한 값을 나타내게 되어 심부구속철근비 값이 적게 산출되므로 A_g/A_c 의 최소값을 1.2로 설정하였다. 또한 식 (16)은 실험 결과 평균값으로부터 유도되었으므로 설계시 안전을 고려하기 위하여 할증계수 ϕ 를 도입하였다. 다만 이 값은 차후 더 많은 실험 결과와 우리나라와 같은 중저진 지역의 지진강도들을 함께 고려하여 산출되어야 할 것이다.

$$\rho_s / \phi =$$

$$\text{Max} \left[\begin{array}{l} 1.12 \frac{f_{ck} (A_g/A_c - 1)}{f_y} \frac{P}{f_{ck} A_g} + 2.91 (\rho_l - 0.01) \left(\frac{P}{f_{ck} A_g} \right)^2, \\ \frac{A_s f_y}{110 f_{yh}} \frac{a}{d_b} \frac{1}{ah} \end{array} \right] \quad (16)$$

- 여기서, ρ_s : 심부구속철근 면적비
- ϕ : 할증계수
- f_{yh} : 심부구속철근의 항복강도 (MPa)
- f_y : 주철근의 항복강도 (MPa)
- $A_g/A_c \geq 1.2$,
- $A_s (= \sum A_b)$: 심부구속철근에 의해 구속되는 주철근의 총단면적 (mm^2)
- d_b : 주철근의 직경 (mm)
- h : 심부콘크리트 폭 (mm)
- a : 심부구속철근의 수직간격 (mm)

Fig. 8은 제안된 식 (16)을 기존의 다른 설계식들과 비교한 것으로서 콘크리트 압축강도 $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, 주철근 및 심부구속철근의 항복강도 $f_y = f_{yh} = 300 \text{ MPa}$, 주철근비 $\rho_l = 1.0\%$ (52D19), $\phi = 1.0$ 인 사각단면의 교각($B = H = 1.2 \text{ m}$, $B' = H' = 1.06 \text{ m}$)인 경우이다. 제안한 식 (16)은 축하중비 약 14%까지는 주철근 좌굴 방지를 위한 최소철근비에 의해 심부구속철근비가 산출되어 다른 설계기준들 중에서 가장 낮은 심부구속철근비를 갖게 되며 그 이후의 축하중비에는 점점 증가하게 된다. 또한 축하중비 38%까지는 현행 AASHTO 기준보다 적은 양을 산출하게 된다. 또한 주철근 좌굴방지를 위해 제한된 최소 심부구속철근비는 약 0.36%로서 현행 규정의 약 37.5%에 해당하는 매우 완화된 철근비를 갖게 된다.

6. 결 론

본 연구 결과로부터 도출된 결론은 다음과 같다.

- 1) 현행 도로교설계기준의 심부구속철근비 산정식은 재료강도비 및 심부단면적 비율 외에 다른 변수는 전혀 고려하고 있지 않다. 그러나 국내외 실험 결과에 따르면 축하중비와 주철근비는 철근콘크리트 교각의 내진성능에 영향을 주는 중요한 변수임을 알 수 있다.
- 2) 기존 도로교설계기준의 심부구속철근비 산정식에 실험 결과를 반영하여 축하중비와 주철근비 변수를 추가한 주철근 겹침이음이 없는 경우의 심부구속 철근비 산정식을 제안하였다.

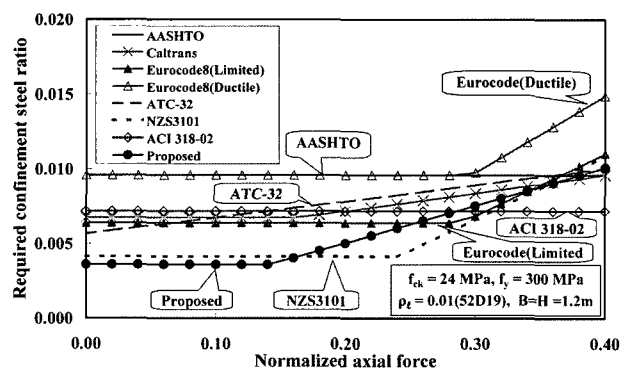


Fig. 8 Comparison of confinement steel ratio for each codes

3) 제안된 식은 낮은 축하중비에서는 요구철근비가 매우 적으므로 지진발생시 주철근 좌굴의 위험이 있어 주철근 좌굴 방지를 위한 최소규정도 제안하였다.

감사의 글

이 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행 한 2004년도 건설핵심기술연구개발사업(과제번호 : 04핵심기술C02-02)의 연구비 지원에 의하여 수행되었으며, 이에 감사드립니다

참고문헌

1. 한국도로교통협회, 도로교설계기준, 건설교통부, 2000, pp.451~474.
2. AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Ed.*, American Association of State Highway and Transportation Officials, USA, 2000, pp.389~424.
3. 이대형, 박창규, 김현준, 정영수, “원형 철근콘크리트 교각의 내진성능(I)심부구속철근비 영향변수 평가”, 콘크리트학회 논문집, 제17권 4호, 2005, pp.603~611.
4. 박창규, 이대형, 이범기, 정영수, “원형 철근콘크리트 교각의 내진성능(II)심부구속철근비 제안”, 콘크리트학회 논문집, 제17권 5호, 2005, pp.775~784.
5. 오병환, 조근호, 박대균, “횡보강근에 따른 고강도 콘크리트 및 고강도 철근을 사용한 중식교각의 내진거동에 관한 실험적 연구”, 콘크리트학회 논문집, 제17권 1호, 2005, pp.27~34.
6. 황선경, 윤현도, 정수영, “횡보강근에 따른 고강도 콘크리트 기둥의 휨강도와 연성”, 콘크리트학회 논문집, 제14권 3호, 2002, pp.365~372.
7. Wehbe, N. I., Saiidi, M. S., and Sanders, D. H., “Seismic Performance of Rectangular Bridge Columns with Moderate Confinement,” *ACI Structural Journal*, Vol.96, No.2, Mar.-Apr. 1999, pp.248~259.
8. Bousias, S. N., Triantafyllou, T. C., Fadis, M. N., Spathis, L., and O'Regan, B. A., “Fiber Reinforced Polymer Retrofitting of Rectangular Reinforced Concrete Columns with or without Corrosion”, *ACI Structural Journal*, Vol.101, No.4, July-Aug. 2004, pp.512~520.
9. Saatcioglu, M. and Ozcebe, G., “Response of Reinforced

- Concrete Column to Simulated Seismic Loading”, *ACI Structural Journal*, Vol.86, No.1, Jan.-Feb. 1989, pp.3~12.
10. Naito, C. J., Moehle, J. P., and Mosalam, K. M., “Evaluation of Bridge Beam-Column Joints under Simulated Seismic Loading”, *ACI Structural Journal*, Vol.99, No.1, Jan.-Feb. 2002, pp.62~71.
11. Harajli, M. H. and Rteil, A. A., “Effect of Confinement Using Fiber-Reinforced Polymer or Fiber-Reinforced Concrete on Seismic Performance of Gravity Load-Designed Columns”, *ACI Structural Journal*, Vol.101, No.1, Jan.-Feb. 2004, pp.47~56.
12. Saatcioglu, M. and Grira, M., “Confinement of Reinforced Concrete Columns with Welded Reinforcement Grids”, *ACI Structural Journal*, Vol.96, No.1, January-February 1999, pp.29~39.
13. Aziznamini, A., Corley, W. G., and Johal, L. S. P., “Effects of Transverse Reinforcement on Seismic Performance of Columns”, *ACI Structural Journal*, Vol.89, No.4, July-Aug. 1992, pp.442~450.
14. Aziznamini, A., Kuska, S. S. B., Brungardt, P., and Hatfield, E., “Seismic Behavior of Square High-Strength Concrete Columns”, *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.3, May-June 1994, pp.336~345.
15. Rodriguez, M. and Park, R., “Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns Strengthened by Jacketing”, *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.2, Mar.-April 1994, pp.150~159.
16. Mo, Y. L. and Wang, S. J., “Seismic Behavior of RC Columns with Various Tie Configurations”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol.126, No.10, 2000, pp.1122~1130.
17. Xiao, Y. and Yun, H. W., “Experimental Studies on Full-Scale High-Strength Concrete Columns”, *ACI Structural Journal*, Vol.99, No.2, Mar.-Apr. 2002, pp.199~207.
18. Bayrak, O. and Sheikh, S. A., “High-Strength Concrete Columns under Simulated Earthquake Loading”, *ACI Structural Journal*, Vol.94, No.6, November-December 1997, pp.708~722.
19. New Zealand Standard, *Concrete Structures Standard: Part 1-The Design of Concrete Structures*, NZS 3101, Standard New Zealand, 1995, pp.91~106.
20. Eurocode 8, *Design Provision for Earthquake Resistance of Structures, Part 2. Bridges*, European Committee for Standardization, CEN, 1996, pp.1~98.

요약 최근 세계 도처에서 발생한 지진은 수많은 사상자를 발생시켰음은 물론 사회간시설물에도 많은 피해를 주고 있다. 본 연구에서는 사각형 철근콘크리트 교각의 합리적인 심부구속철근비 산정식을 도출하기 위하여 내진성능에 영향을 미치는 주요 인자에 대하여 분석하였다. 본 연구에서 국내외 54개의 실험 결과를 분석한 결과 축하중비와 주철근비가 변위연성도에 큰 영향을 주는 주요 변수임을 확인하였으나, 이 변수들은 현 도로교설계기준의 심부구속철근비 산정식에는 고려가 되어있지 않고 있다. 따라서 이 실험 결과들을 이용하여 사각형 철근콘크리트 교각의 합리적인 심부구속철근비 산정식을 제안하였다. 본 연구에서 제안된 심부구속철근비 산정식은 기존 규정에 축하중비와 주철근비를 고려하였으며, 또한 낮은 축하중비에서 주철근 좌굴 방지를 위한 최소 규정을 도입하였다. 제안된 식은 일반적인 도로교상의 축하중비를 고려하면 기존 규정에 비해 매우 완화된 심부구속철근비를 갖게 된다. 따라서 문제로 나타나고 있는 시공성과 경제성이 상당히 향상될 수 있으리라 판단된다.

핵심어 : 사각형 철근콘크리트 교각, 심부구속철근비, 축하중비, 주철근비