

고강도콘크리트충전 각형강관장주의 내력에 관한 실험적 연구

An Experimental Study on Strength of Slender Square Tube Columns Filled with High Strength Concrete

서 성 연¹⁾ · 정 진 안²⁾
Seo, Seong Yeon Chung, Jin An

요 약 : 본 논문에서는 고강도콘크리트충전 각형강관장주에 대한 실험결과와 탄소성해석결과를 비교분석했다. 실험체는 모두 고강도콘크리트 충전 각형강관장주 18개를 제작하였으며, 편심비에 따라 중심 및 편심가력하였다. 본 연구의 주요 파라메타는 단면폭에 대한 유효좌굴 길이의 비(L_k/D)=4, 8, 12, 18, 24, 30와 가력편심비(e)=0, k , $3k$ 이다. 본 논문에서 고강도콘크리트 충전 각형강관장주의 내력에 관한 해석 및 실험을 통하여 다음과 같은 결과를 얻었다. $L_k/D=12$ 이하의 고강도콘크리트충전 각형강관단주는 콘크리트 감소계수 $c\gamma_u=0.85$ 를 고려한 전소성내력에 도달했으나, $L_k/D=18$ 이상의 장주실험체는 콘크리트 감소계수를 고려한 전소성내력에 도달하지 않았다. 실험에 의한 고강도콘크리트충전 각형강관장주의 탄소성거동은 제안된 해석치의 중국내력 $N_{ASSUMED}$ 과 비교적 양호한 접근을 보여 주었다. 콘크리트 압축강도의 감소계수 $c\gamma_u=0.85$ 를 고려하지 않은 CFT설계기준과 고강도 콘크리트를 충전한 각형강관기둥의 실험결과치는 비교적 잘 일치함을 알 수 있다.

ABSTRACT : In this paper, 18 square CFT columns filled with high-strength concrete were tested under concentric or eccentric axial loading. Two parameters of the experimental program included the buckling length-section depth ratio (L_k/D) and the eccentricity of the applied compressive load (e). In addition, mechanical properties such as the compressive concrete strength and compressive and tensile steel strength were measured and incorporated into the material models for the stress-strain relationships of concrete and steel. This model was used in an elasto-plastic analysis in order to predict the behavior of the slender CFT columns. Observations of the failure mode during the tests under axial loading were also presented. The strengths obtained from the analysis, Recommendations for Design, and Constructions of CFT structures were presented, as verified by the experimental results.

핵심용어 : 고강도콘크리트, 각형강관, CFT장주, CFT설계기준

KEYWORDS : High Strength Concrete, Square Tube, CFT Slender Column, CFT Design Recommendations

1. 서론

콘크리트충전 강관구조시스템에 관한 연구가 일본에서 40여년 전부터 진행되어 왔으며, 콘크리트충전 각형강관장주에 관한 연구 또한 폭넓게 수행되고 있다. 특히 가토와 카나타니(1966), 퍼롱(1968), 노웰과 파크(1970), 첸과 렌처(1973), 사사키(1984), 마스오(1988), 팡과 나카무라(1994), 그리고 슈다와 마츠이(1997)등에 의해 콘크리트충전 각형강관 장주에 관한 이론과 실험적 연구가 행해졌다. 1987년 일본의

AIJ-SRC 규준에 콘크리트충전 각형강관기둥(이하 CFT라 함)에 대한 설계식이 제안됐으며, AIJ-SRC 규준에서는 강관의 내력과 콘크리트의 내력을 각각 단순누가 함으로서 콘크리트 충전 합성강관기둥의 내력이 산정됐다. 최근 10년동안 일본에서 CFT구조를 도입한 구조시스템 및 시공이 증가하고 있으며 400동 이상의 CFT건물이 시공되어 지고 있다. 1997년에 CFT구조의 설계 및 시공에 관한 CFT설계지침서가 발간됐으며, CFT설계지침에서는 콘크리트의 한계압축내력은 600kgf/cm^2 으로 하고 있다. 그 이유는 고강도콘크리트 충전

1) 정회원, 한라대학교 건축토목공학부 부교수, 공학박사
2) 정회원, 일본 후쿠오카대학 건축학과 강사, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 2003년 2월 28일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

합성강관기둥에 관한 이론과 실험이 아직 미진하기 때문에 사료된다. 본 논문에서는 세장비, 즉 단면폭대 유효좌굴길이의 비(L_k/D)를 변수로 약 $900\text{kg}/\text{cm}^2$ 급 고강도콘크리트를 충전한 18개의 각형강관 장주시험체를 제작하여 중심 및 편심압축실험을 행하며, 실험결과를 CFT장주의 탄소성해석에 의한 중극내력 및 CFT설계치침으로부터 얻어진 중극내력과 비교했다.

2. 실험계획 및 결과

2.1 CFT기둥 실험계획

표 1은 실험계획으로 시험체는 모두 18개이며 파라메타는 세장비 즉, 유효좌굴길이(L_k)대 단면폭길이(D)의 비와 가력 편심비이다. 실험변수는 다음과 같다.

- 1) 편심비(e) : 0, κ , 3κ (κ =단면의 핵경),
 - 2) 세장비(L_k/D) : 4, 8, 12, 18, 24, 30
- 여기서, L_k =유효좌굴길이, D =단면폭길이(20.5mm), e =가력 편심비

실험체는 모두 기성제품의 강관에 고강도콘크리트를 타설하여 제작했으며, 강관은 전기저항용접에 의한 냉간성형 제품으로서, 재질은 STKR 490이며 단면사이즈는 $125 \times 125 \times 3.2(\text{mm})$ 이다. 강관의 판폭두께비는 $D/t=33, 39$ 이며, 실

표 1. CFT기둥 실험계획

시험체	$L_k(\text{mm})$	L_k/D	$e(\text{mm})$
C4-0	500	4	0
C4-1			20.5
C4-3			61.5
C8-0	1000	8	0
C8-1			20.5
C8-3			61.5
C12-0	1500	12	0
C12-1			20.5
C12-3			61.5
C18-0	2250	18	0
C18-1			20.5
C18-3			61.5
C24-0	300	24	0
C24-1			20.5
C24-3			61.5
C30-0	3750	30	0
C30-1			20.5
C30-3			61.5

험체 및 시편은 모두 원길이 7m의 기성제품으로부터 절취하여 제작했다. 실험체 가력시 기둥의 경계조건은 그림 1과 같이 양단힌지 상태이며, 편심비에 따라 그림 1과 같이 가력했다. 모든 실험체는 규슈대학 실험실의 만능시험기 500ton에 설치하여 재하하였으며, 축력은 일정한 비율로 정재하하고, 가력은 최대내력이후 대변형시까지 하였다.

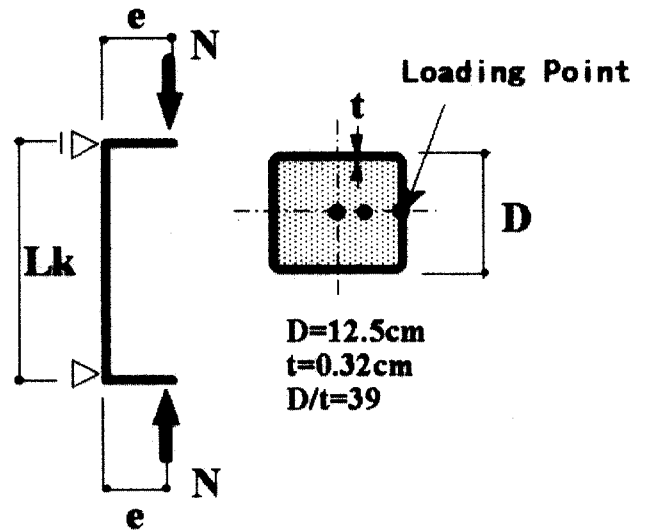


그림 1. 가력조건

2.2 소재시험결과

인장시험편은 JISZ2201에 준하여 제작했으며, 표 2는 강재의 기계적성질이다.

표 3은 중공형 stub-column의 실험결과치로서 제작과정 중에 발생하는 강관내의 평균잔류응력의 영향을 조사하기 위함이며, 표 4는 합성기둥의 단면내력을 얻기 위한 충전형 stub-column실험 결과치이다.

표 2. 강재의 기계적 성질

시험편	항복응력 $\sigma_y(\text{tf}/\text{cm}^2)$	최대응력 $\sigma_u(\text{tf}/\text{cm}^2)$	항복비 $\sigma_y/\sigma_u(\%)$	연신율 $\epsilon(\%)$
No1	4.57	5.42	84.3	17.5
No2	4.50	5.27	85.3	20.8
No3	4.49	5.20	86.3	19.6
평균	4.52	5.30	85.3	19.3

표 3. 중공형 stub column 실험결과

시험체	최대하중 $N_u(\text{ton})$	최대하중시 변형률($\%$)	N_u/N_o
No1	182.4	0.29	0.98
No2	187.2	0.27	1.01
No3	192.3	0.28	1.04
평균	187.3	0.28	1.01

표 4. 충전형 stub-column 실험결과

시험체	최대하중 N_u (ton)	최대하중시 변형률(%)	N_u/N_0
No1	182.4	0.29	0.98
No2	187.2	0.27	1.01
No3	192.3	0.28	1.04
평균	187.3	0.28	1.01

여기서, $N_0 = \sigma_{cr} \cdot A_s + \sigma_B \cdot A_c$

표 5는 콘크리트의 배합비이며, 표 6은 콘크리트의 강도로써, 콘크리트 강도 900kg/cm^2 를 만들기 위해 레미콘 공장에서 타설하여 운반했으며, 콘크리트 제작시 분리현상을 방지하고 고유동, 고강도콘크리트를 얻기위해 실리카흄과 같은 혼화제를 사용했다.

표 5. 콘크리트의 배합비

물시멘트비 (%)	모래비율 (%)	각 재료의 단위중량(kg/m^3)					감소계 (%)
		물	시멘트	실리카흄	잔골재	굵은골재	
26	46.3	170	520	33	714	869	1.05

표 6. 콘크리트강도

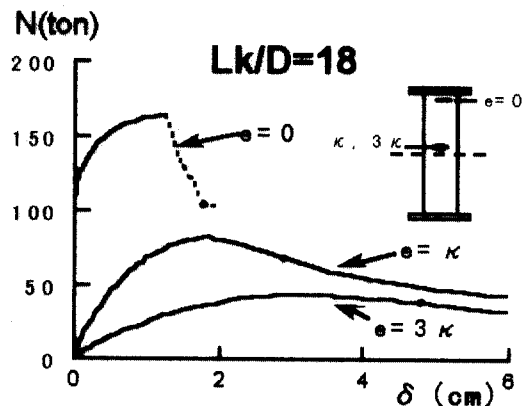
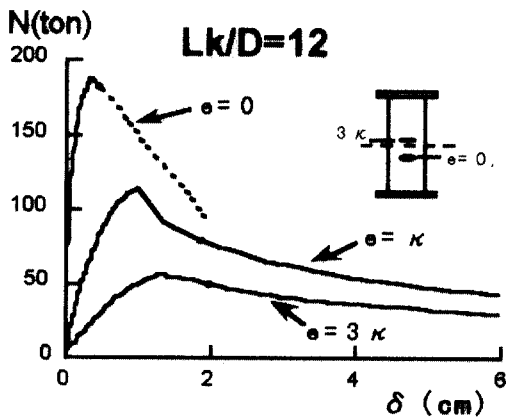
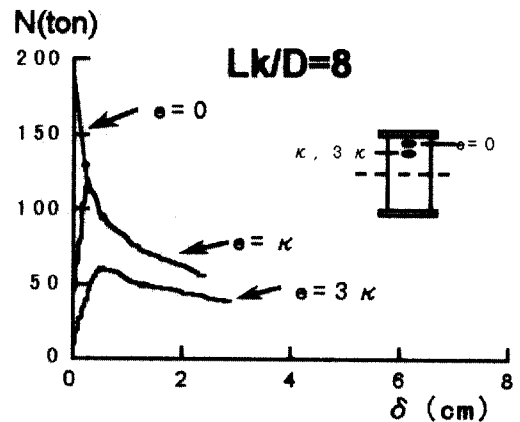
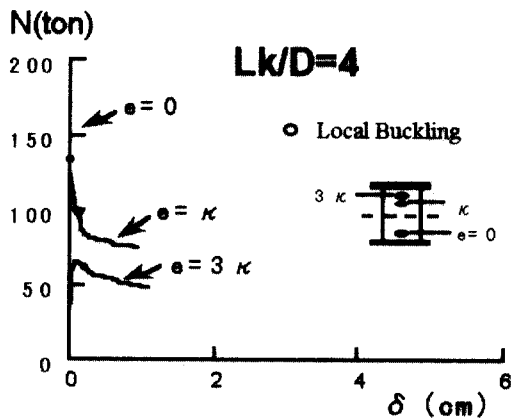
슬럼프 (cm)	슬럼프 플로우	공기량 (%)	강도(kgf/m^2)					
			28일 기준강도		28일 현장강도			
24.5	57.5	1.5	시험체1	1089	1	943	1	973
			시험체2	1052	2	867	2	943
			시험체3	1031	3	884	3	963
			평균	1057	평균	898	평균	960

2.3 CFT기둥 실험결과

2.3.1 하중-횡변위 관계

그림 2는 각 시험체의 CFT기둥내력과 기둥 중앙부에서의 횡변위에 관한 관계곡선이다.

그림 2의 CFT기둥의 하중-횡변위 관계곡선에서 ○은 국부좌굴의 발생점으로 국부좌굴은 최대내력 이후 L_k/D 가 작을수록 빨리 발생했다. 그림 2에서 비교적 단주인 $L_k/D=4, 8, 12$ 실험체는 국부좌굴 파괴모드 양상을 보였으며, 최대내력 이후 국부좌굴 발생과 함께 급격한 내력저하 현상을 보였다. 장주인 $L_k/D=24, 30$ 실험체는 중심 및 편심하중에 관계없이 최대내력 이후 큰 변형능력을 보이다가 재하종료직전에 국부좌굴이 발생했으며, 일반적으로 L_k/D 가 클수록 최대내력 이후 더 많은 변형능력을 보였다.



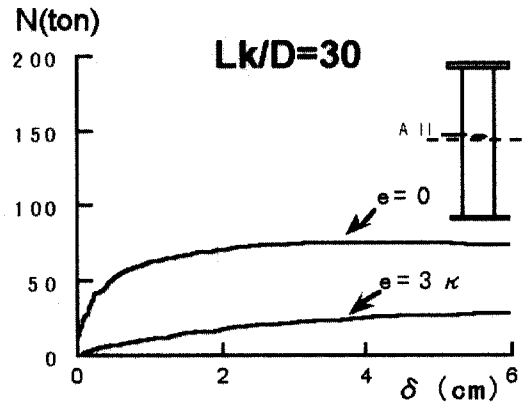
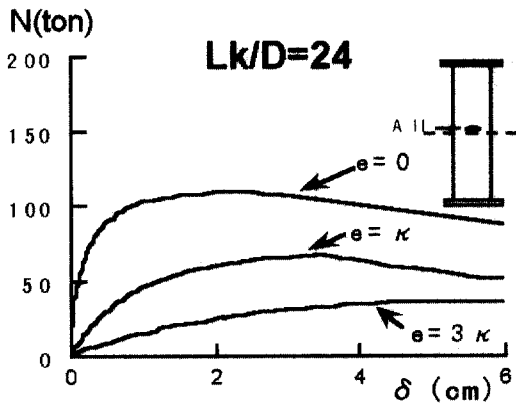


그림 2. CFT기둥의 하중-형변위 관계곡선

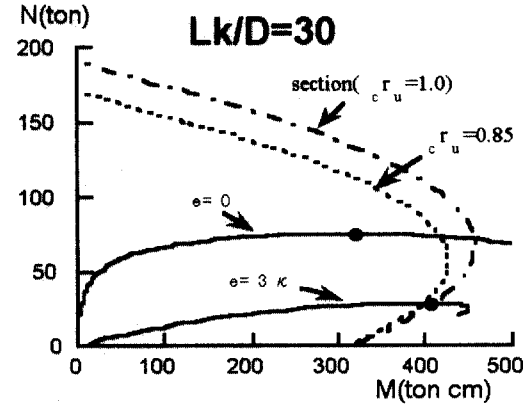
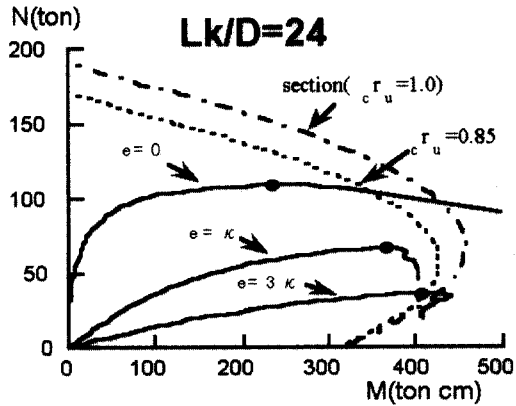
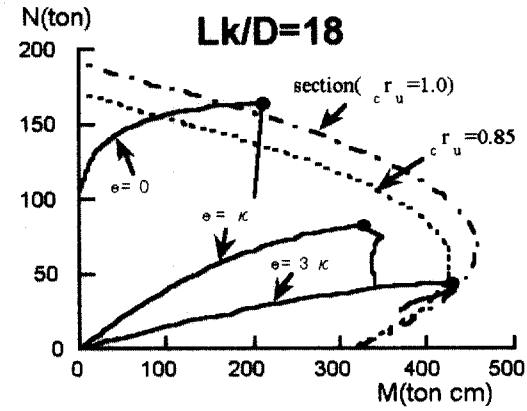
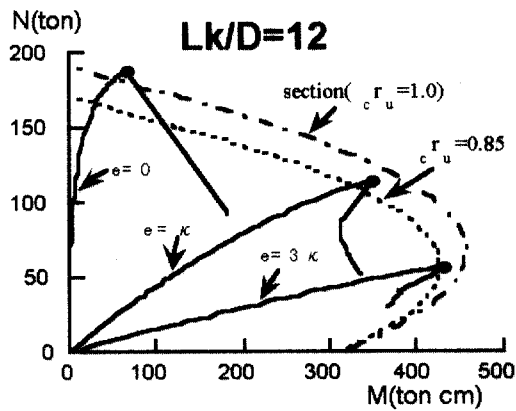
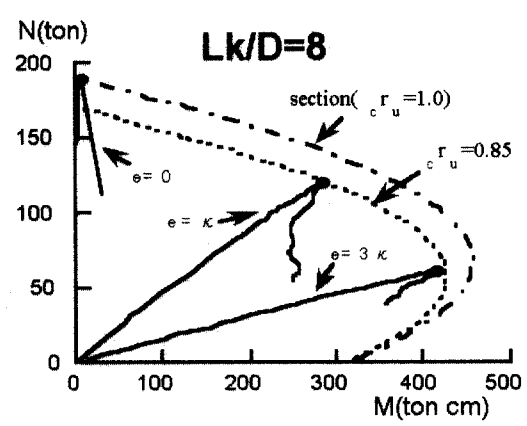
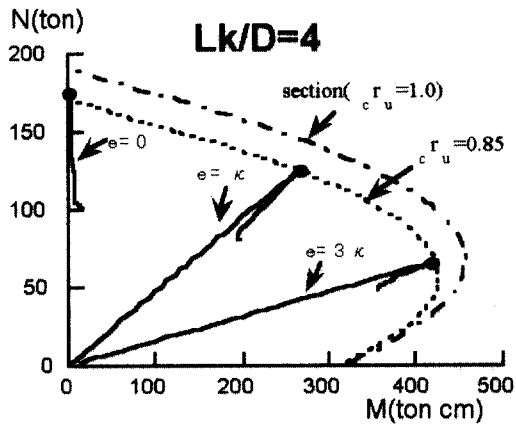


그림 3. CFT기둥의 모멘트-축하중 관계곡선

2.3.2 모멘트-축하중 관계

그림 3은 CFT기둥 중앙점에서의 최대모멘트($M=N(e+r)$)와 축하중(N)과의 관계곡선이다. 그림 3에서 점선은 $c\gamma u=1.0$ 을 고려한 단면의 전소성내력이며, 파선은 $c\gamma u=0.85$ 을 고려한 단면내력곡선이다. 본 논문에서는 고강도콘크리트를 충전한 CFT기둥의 전소성단면내력을 평가하기 위해 콘크리트 압축강도에 대한 감소계수 $c\gamma u=0.85$ 를 적용한다. 일반적으로 단면의 전소성내력은 콘크리트의 응력분포를 장방형 응력분포로 가정하고 강재의 항복응력을 고려해서 구한다. 그렇지만 폭두께비가 비교적 큰 본 실험의 경우, 인장시험편으로부터 측정된 항복응력(4.52tonf/cm^2)과 강관내의 잔류응력의 존재로 stub-column 항복응력(3.67tonf/cm^2)과는 상당한 차이가 있다. 따라서 본 논문에서는 stub-column의 항복응력을 적용하여 단면의 전소성내력을 계산했다. 그림에서 $L_K/D=18, 24, 30$ 실험체는 장주의 영역으로 불안정 현상에 의해 단면의 전소성내력이 이르지 못했다. 단주 실험체인 $L_K/D=4, 8, 12$ 실험체는 콘크리트 감소계수 $c\gamma u=0.85$ 를 고려한 단면의 전소성내력에 근접했으나, 콘크리트 감소계수를 고려하지 않은 내력에는 미치지 못했다.

3. 이론해석

3.1 콘크리트의 재료특성

기둥단면에 대한 모멘트-곡률관계를 일반화하기 위하여 sakino-sun⁽⁵⁾에 의하여 제안된 강관에 의하여 구축된 콘크리트에 대한 응력-변형관계를 고려했다. 각형강관을 이용한 실험으로부터 개발된 이 제안식은 콘크리트의 최대강도 이후의 구축효과가 뚜렷한 응력-변형 관계를 보여주는 것이다. 그림 4는 구축된 콘크리트의 응력-변형관계곡선으로, 식 (1)과

같은 지배방정식으로 표현된다. 그림 4에서 콘크리트 응력-변형관계곡선의 최대응력 이후의 곡선거동은 강관의 폭두께비의 함수로 표현되며, 식 (1)에서의 최대응력 σ_p 는 순수 실린더 콘크리트 응력이다.

$$Y = \frac{AX + (S-1)X^2}{1 + (A-2)X + SX^2} \tag{1}$$

$$X = \epsilon_c / \epsilon_o$$

$$Y = \sigma_c / \sigma_p$$

$$A = E_c \cdot \epsilon_o / \sigma_p$$

$$S = \alpha + \beta \cdot \sigma_p + \gamma(\sigma_{re})^{(1/2)}$$

$$E_c = (6.90 + 3.32\sqrt{\sigma_p}) \times 10^3$$

$$\epsilon_o = 0.94(\sigma_p)^{(1/4)} \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 1.50, \beta = -17.1 \times 10^{-3}, \gamma = 2.39$$

$$\sigma_{re} = \frac{1}{2} \rho_h \cdot \sigma_y \left(\frac{t}{D-2t} \right)$$

$$\rho_h = \frac{4t(D-t)}{(D-2t)^2}$$

$$\sigma_p = \sigma_B \times \varphi = \sigma_B \times 1.0$$

3.2 강관의 재료특성

그림 5에서 점선은 강재의 응력-변형곡선, 일점쇄선은 stub-column의 응력-변형곡선이며 실선은 가정한 모델곡선이다. 고강도 콘크리트를 충전한 stub-column의 응력-변형곡선은 문헌(6)에서와 같이 sakino-nakahara에 의해 제안되었으며, 이 제안식은 고강도콘크리트를 충전한 각형강관을 이용한 실험으로부터 결정됐다. 본 논문에서는 최대응력에 도달하기 전까지는 중공형 stub-column의 실험결과를 이용하고, 최대내력 이후는 sakino-nakahara가 제안한 식을 이용한다.

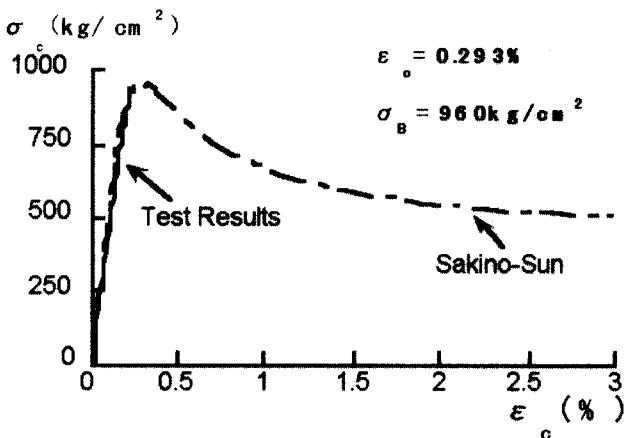


그림 4. 가정한 콘크리트의 응력-변형 관계

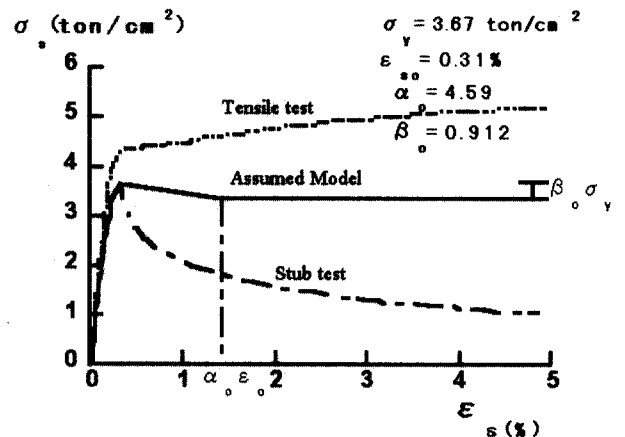


그림 5. 가정한 강관의 응력-변형 관계

표 7. 이론해석시 응력-변형 조건

종국내력	응력-변형관계	
	강관	콘크리트
Ntensile	인장시험결과	Sakino-Sun 모델
Nassumed	가정한 모델	
Nstub	stub-column 시험결과	

표 8. 실험값과 이론값의 비교

시험체	N _{TEST}	N _{TENSILE}	N _{ASSUMED}	N _{STUB}	N _{TEST} / N _{TENSILE}	N _{TEST} / N _{ASSUMED}	N _{TEST} / N _{STUB}
C4-0	177.11	204.2	188.3	183.5	0.87	0.94	0.97
C4-1	125.72	136.4	126.2	122.1	0.92	1.00	1.02
C4-3	65.80	75.5	67.2	64.1	0.87	0.98	1.03
C8-0	190.15	195.7	181.4	177.9	0.97	1.05	1.07
C8-1	118.68	128.8	119.3	116.0	0.92	0.99	1.02
C8-3	61.41	70.0	62.2	60.2	0.88	0.99	1.02
C12-0	187.74	185.1	170.5	169.4	1.01	1.10	1.11
C12-1	112.97	117.1	108.8	106.9	0.96	1.04	1.06
C12-3	57.05	62.7	54.7	54.5	0.91	1.04	1.05
C18-0	165.09	155.1	144.3	144.1	1.06	1.14	1.15
C18-1	82.75	95.1	88.3	87.3	0.87	0.94	0.95
C18-3	44.64	51.1	45.1	44.9	0.87	0.99	0.99
C24-0	109.18	118.1	112.4	112.4	0.92	0.97	0.97
C24-1	66.67	72.2	67.5	67.5	0.92	0.99	0.99
C24-3	36.14	40.1	35.6	35.4	0.90	1.02	1.02
C30-0	75.42	84.2	82.1	82.1	0.90	0.92	0.92
C30-1	-	52.7	49.7	49.7	-	-	-
C30-3	28.73	31.2	28.1	28.1	0.92	1.01	1.02
평균					0.92	1.01	1.02

3.3 최대하중

그림 6은 편심비에 따른 실험결과와 해석결과와의 비교이다. 그림 6에서 각각의 내력곡선은 그림 4의 sakino-sun이 제안한 콘크리트의 응력-변형관계와 그림 5의 강재의 응력-변형관계를 각각 고려해서 구한 탄소성해석에 의한 최대내력곡선이다. 그림 6에서 실선은 가정모델에 의한 종국내력곡선으로, 편심비 $e=0$ 인 중심축하중을 받는 단주를 제외하고는 가정한 종국내력곡선Nassumed과 실험에 의한 최대내력이 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 그림 6에서 실험값과 종국내력곡선Nassumed과의 평균표준편차는 3.5%이며, 최대편차는 각각 +14%와 -8%이다.

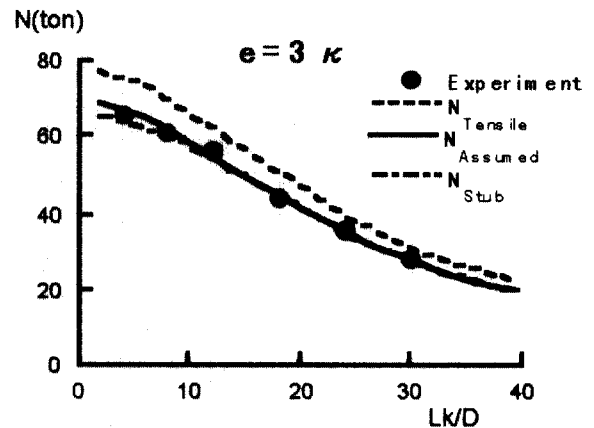
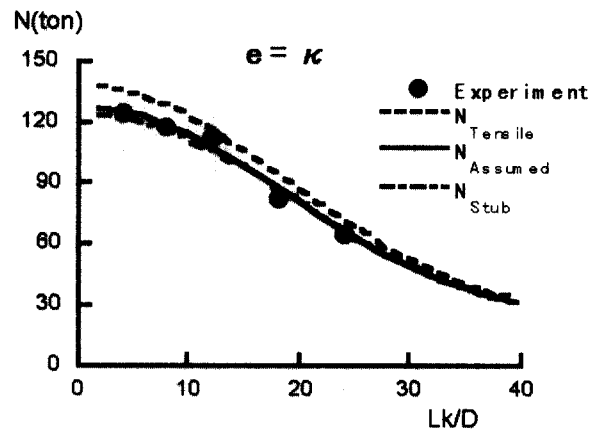
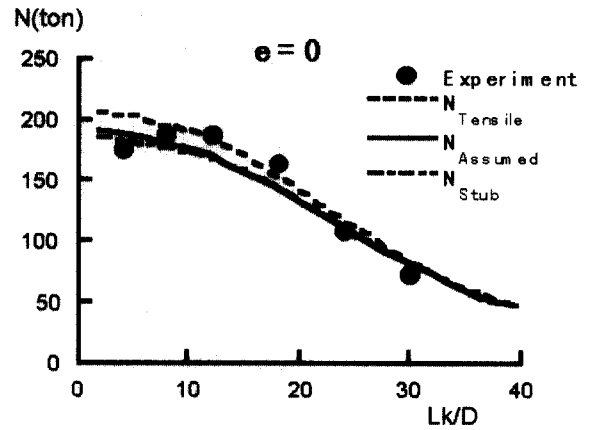


그림 6. 이론해석에 의한 종국내력곡선과 실험결과와의 비교

4. 고찰

4.1 무차원 최대내력의 비교

그림 7은 세장비 변화에 따른 무차원 최대내력의 비교로서, 횡축은 축력 N 를 단순누가에 의한 CFT기둥의 단면내력 $N_0=(A_s \cdot \sigma_y + A_c \cdot \sigma_B)$ 으로 무차원화한 것이고, 종축은 단면에 대한 세장비(L_k/D)와 일반적인 무차원화한 기둥의 세장비 $\lambda = \sqrt{(N_0/N_e)}$ 이다. 기둥의 세장비 λ 산정시에 강재의

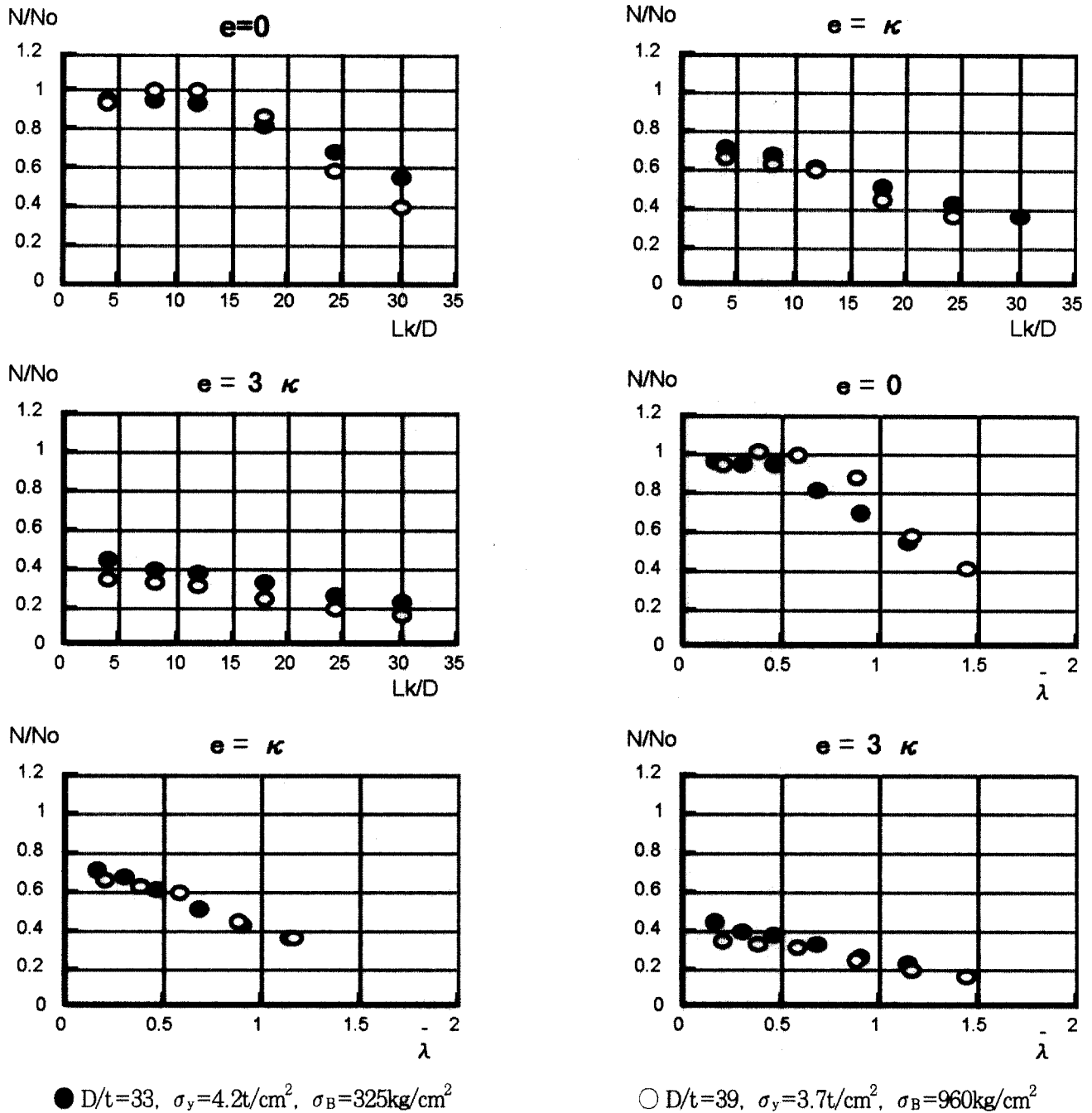


그림 7. 세장비변화에 따른 무차원 최대내력의 비교

탄성계수는 $2100t/cm^2$ 을 이용하고, 콘크리트의 탄성계수는 실험결과를 적용했다. 그림 7의 세장비 변화에 따른 무차원 최대내력의 비교에서 콘크리트충전 CFT기둥의 경우 일반적으로 세장비 증가에 따라 실험체의 무차원 최대내력은 다소 낮게 나타났다.

4.2 실험결과와 CFT설계기준과의 비교

그림 8은 실험결과와 CFT설계기준과의 비교이다. 그림에서 ●은 실험에 의한 최대내력이며, 실선은 콘크리트강도의 감소계수의 영향을 고려하지 않은 CFT설계기준곡선, 그리고 일점쇄선은 콘크리트충전 각형강관기둥의 축력-모멘트 단면내력곡선이다. 그림 8에서 CFT설계기준에 의한 내력곡선과 실험에 의한 최대내력은 비교적 잘 일치하고 있음을 알 수 있으며, 실험치와 CFT설계기준치의 평균표준편차는 1.98%, 최대편차는 각각 +14.2%와 -7.8%로 나타났다.

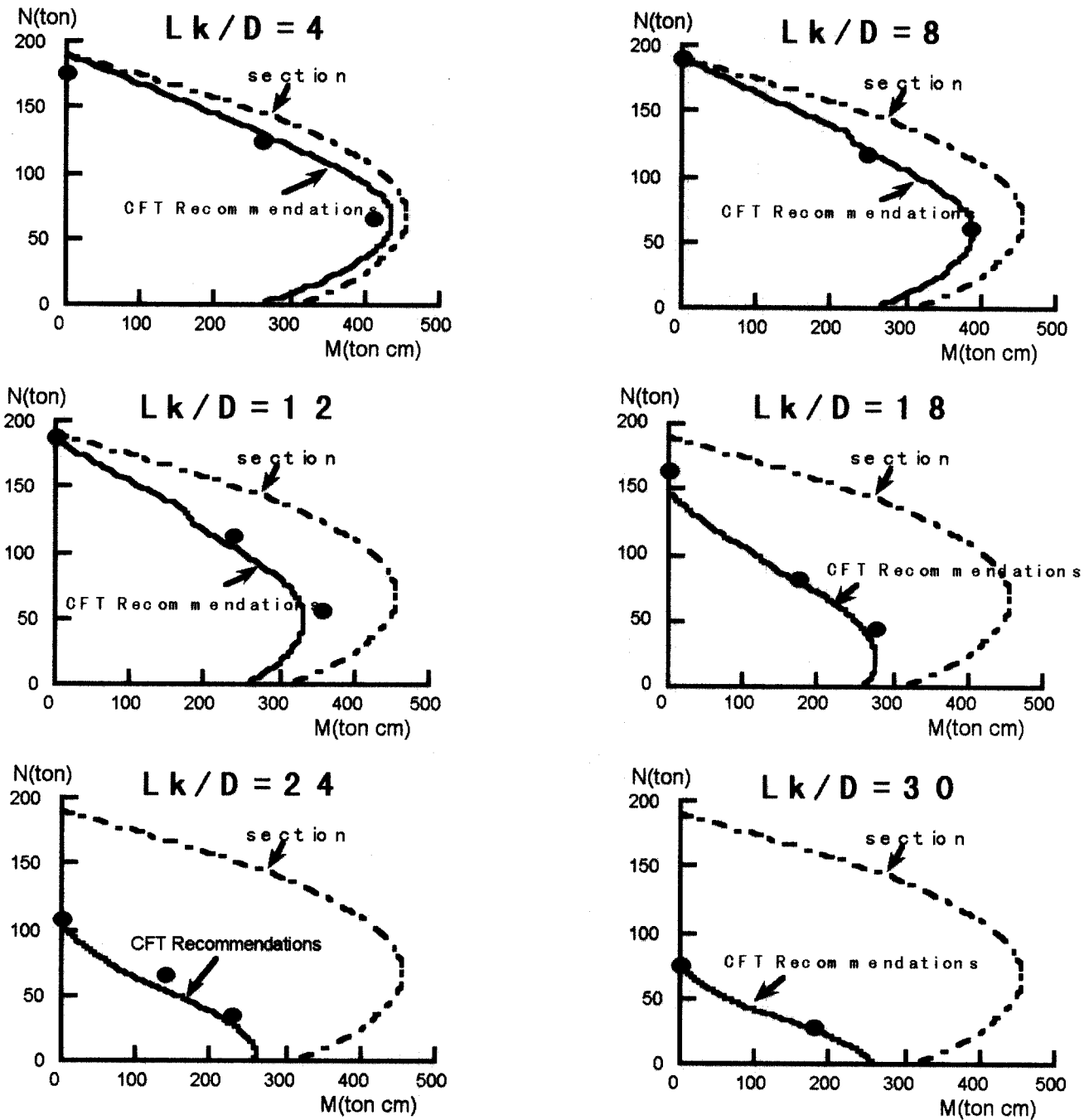


그림 8. 실험결과치와 CFT설계기준곡선과의 비교

5. 결론

고강도콘크리트 충전 각형강관장주의 내력에 관한 해석 및 실험을 통하여 다음과 같은 결과를 얻었다.

(1) $L_k/D=12$ 이하의 고강도콘크리트충전 각형강관단주는 콘크리트 감소계수 $c\gamma_u=0.85$ 를 고려한 전소성내력에 도달했으나, $L_k/D=18$ 이상의 장주시험체는 콘크리

트 감소계수를 고려한 전소성내력에 도달하지 않았다.

(2) 실험에 의한 고강도콘크리트충전 각형강관장주의 탄소성거동은 제안된 해석치의 중국내력과 비교적 양호한 접근을 보여 주었다.

(3) 콘크리트 압축강도의 감소계수 $c\gamma_u=0.85$ 를 고려하지 않은 CFT설계기준과 고강도 콘크리트를 충전한 각형강관기둥의 실험결과치는 비교적 잘 일치함을 알 수 있다.

참고 문헌

1. Recommendations for Design and Construction of Concrete Filled Steel Tubular Structures, Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1997
2. Tomi, M., and Sakino, K., A state of art report on concentric filled steel tube structures, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol. 13, pp. 26-40, 1974.
3. Standards for Structural Calculation of Steel Reinforcement Concrete structures, Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1987
4. Chung, J., Tsuda, K., and Matsui, C., Simplified buckling strength formula of axially-loaded concrete filled steel tubular columns, Journal of steel construction engineering, Japanese Society of Steel Construction. Vol. 5, No. 18, 61-69, June, 1998.

5. Sakino, K., and Sun, Y., Stress-strain curve of concrete confined by rectangular hoop, Journal of structural and construction engineering, Architectural Institute of Japan, No. 461, 95-104, Jul., 1994.
6. Sakino, K., Inai, E., and Nakahara, H., Analytical model for axial compressive.

기호 정의

본 논문에 인용한 기호정의는 다음과 같다.

A_c =콘크리트의 단면적, A_s =CFT기둥 강관의 단면적, δ =CFT기둥의 횡변위, D =CFT기둥의 단면의 폭, E_c =콘크리트의 단면계수, E_s =강재의 단면계수, $\epsilon_c = \sigma_c$ 에 상응한 콘크리트의 변형율, $\epsilon_s = \sigma_s$ 에 상응한 강관의 변형율, ϵ_0 =최대내력시 콘크리트의 변형율, ϵ_{s0} =최대내력시 강재의 변형율, I_c =콘크리트의 단면2차모멘트,

(접수일자 : 2002년 3월 21일)