

편심압축이 작용하는 HCFT기둥에 대한 내력특성과 모멘트-곡률의 관계

이승조^{1)*} · 박정민¹⁾ · 김화중²⁾

¹⁾경북전문대학 건축과 ²⁾경북대학교 건축공학과
(2002년 2월 28일 접수, 2002년 9월 18일 심사완료)

Strength and Moment-Curvature Relationship of HCFT Columns under Eccentric Load

Seung-Jo Lee^{1)*}, Jung-Min Park¹⁾, and Wha-Jung Kim²⁾

¹⁾ Dept. of Architecture Engineering, Kyungpook College, Yeongju, 750-712, Korea
²⁾ Dept. of Architecture Engineering, Kyungpook National University, Daegu, 702-701, Korea

(Received February 28, 2002, Accepted September 18, 2002)

ABSTRACT

Recently, CFT Column has reported a lot of study result, because a CFT column has certain superior structural properties as well as good productivity, execution efficiency, and improved rigidity over existing column. However, CFT column still has problems clearing the capacity evaluation between its steel tube member and high-strength concrete materials. Also, high-strength concrete filled steel square tube column(HCFT) examined numerical value explanatorily about transformation performance($M-\theta$) of when short-column receives equal flexure-moment from axial stress on research for concrete. And, with basis assumption, executed development of analysis program of moment-curvature relation for analytic analysis of transformation performance of HCFT section that get by an experiment. This study investigated to properties of structural(capacity, curvature), through a series of experiments for HCFT with key parameters, such as strength of concrete(600 kgf/cm^2), D/t ratio, slenderness ratio(λ) and concrete kinds under eccentric load. And, I executed comparative analysis with AISC-LRFD, AIJ and Takanori Sato etc. and experiment result that is capacity design formula.

Keywords : high-strength concrete filled steel square tube column, d/t ratio, slenderness ratio, eccentric ratio, existence axial force ratio, curvature

1. 서 론

고층건물내에서의 CFT(concrete filled steel tube column)의 사용은 최근에 많은 인기를 얻게 되었으며, 그것은 RC나 철골기둥보다도 구조성능(내력, 변형능력), 시공성 및 내화성능이 우수한 장점을 제공하고 있기 때문이다. 이전의 연구는 일반 콘크리트를 충전한 CFT의 거동과 CFT의 해석과 설계에 대한 복합성의 다양한 측면에서 해석적인 방법으로 조사하는 것에 초점을 맞추어 이해하려고 한 것이 대부분이었다. 현재까지도 대부분의 설계식은 일반콘크리트의 강도 기준에 맞춘 것으로 충전콘크리트의 성질이나 고강도콘크리트에 대한 설계식은 아직 연구단계에 있어 미흡한 실정이다. 더욱이 미래에는 고층, 초고층화 건물의 요구로 인하여 CFT의 주요 구성원인 강재와 콘크리트의 고강도화 및 구조적인 안정성이 더욱 요

구되고 있어 고강도 콘크리트 및 충전용 콘크리트 성질의 구조적인 특성 및 설계식의 정당성을 파악하는 것은 HCFT기둥에 대한 설계식의 확립에도 필수적이다. 따라서 본 연구에서는 6가지의 복수변수를 기준으로 HCFT기둥의 내력 및 좌굴강도에 미치는 영향을 실험을 통해 살펴보고, 축력 아래에서의 양측 재단에 동일한 휨-모멘트를 받은 단주의 변형성상에 대한 $M-\theta$ 관계를 수치해석을 실시하여 검토하고자 하였다. 또한 이에 대한 검증을 위하여 본 연구로부터의 실험결과, AISC-LRFD의 설계식¹⁾, AIJ의 CFT지침식⁹⁾과 SRC규준식¹⁰⁾ 및 Takanori Sato의 모델식¹¹⁾을 상호 비교·분석하였다.

2. 실험개요 및 계획

2.1 시험체 계획

본 연구에서 계획한 시험체는 강종 SS400의 □-75×75×3.2, □-100×100×3.2, □-100×100×2.3 (mm)의 각

* Corresponding author

Tel : 054-481-3948 Fax : 054-632-0754
E-mail : lsj3@kebi.com

형강관으로서 폭-두께비(D/t)는 각각 23.4, 33.3, 43.5이며, 충전 콘크리트는 압축강도 $f_{cu}=600 \text{ kgf/cm}^2$ 의 고강도 콘크리트를 사용하였다. 또한, 단면 폭·길이비($L_k/D=4, 8, 12$) 3종류, 편심비($e/k=0.0, 0.1, 0.2, 0.3$), 세장비($\lambda=10, 20, 30$) 3종류, 그리고 충전콘크리트의 형태 A(제올라이트), B(플라이애쉬), C(실리카 흙)를 실험 변수로 선정하여 총 108 개의 시험체를 제작하였다.

2.2 가력방법

편심압축 기둥 실험은 유압식 만능시험기(U.T.M)를 사용하였으며, 가력 및 측정상황을 Fig. 1에 제시하였다.

2.3 소재의 재료적 성질에 관한 실험

2.3.1 소재인장시험

KS B 0801 금속재료 인장 시험편 규정(7호시험편)에 따라 강재 인장 시험편(SS400)을 제작하였다. 시험은 KS B 0802의 금속재료 인장 시험편 시험방법에 의하여 실시하며, 각 시험편 양면에 W.S.G를 부착하여 이들의 평균값으로 파악한 결과를 Table 1에 나타내었다.

2.3.2 콘크리트 압축강도 시험

강도 시험용 공시체는 KS F 2404의 규정에 따라 콘크리트 강도별로 $10 \phi \times 20 \text{ cm}$ 의 공시체 9개씩을 제작하여 압축강도 실험을 행하였다. 콘크리트의 배합비와 실험결과를 Table 2에 나타내었다.

3. 설계조항과 해석방법

강구조물의 구조설계법에 있어서 우리나라의 경우는 허용응력 설계법에서 보다 이상적이고 확률을 바탕으로 한 한계상태설계법(AISC의 하중저항설계법)으로 전환되어 가고 있다. 그러나, 1998년 대한건축학회에서 “강구조 한계상태 설계기준 및 해설”을 발간하였으나, 설계식의 형태나

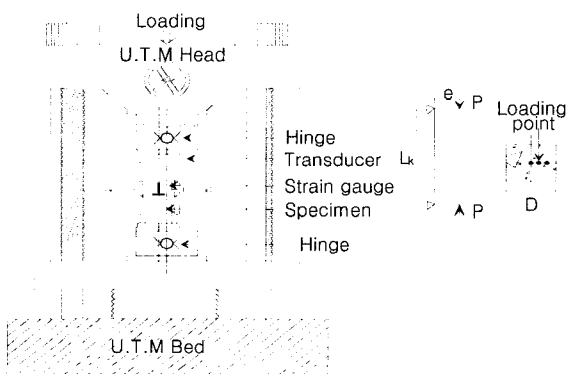


Fig. 1 Test by eccentric axial loading using U.T.M

Table 1 Test results of tension

Specimen	σ_y	σ_{max}	σ_{max}/σ_y	E (tf/cm^2)	Elo (%)
□ - 75×75×3.2	3.547	4.414	0.799	2373	23.7
□-100×100×3.2	3.715	4.439	0.836	2203	21.4
□-100×100×2.3	3.743	4.743	0.796	2064	22.1

σ_y : Yield strength σ_{max} : Tension strength
E : Modulus of elasticity Elo : Elongation

Table 2 Test results of compressive strength

Strength of mixed design (kgf/cm^2)	MG (mm)	SP (cm)	Unit weight(kgf/m^3)						ST	MS (%)
			C	Ag	S	G	W	A		
600	13	13	480	53	744	931	160	8	554	0.31

MG : Size of gravel SP : Slump C : Cement W : Water
Ag : Agent S : Sand G : Gravel A : Admixture
ST : Stuenngth MS : Stuin of compressive strength

적용하는 수치 등이 AISC-LRFD 설계식과 큰 차이점을 발견하기 어렵고, 특히 합성기둥의 경우 한국강구조학회 설계식과 마찬가지로 아직 적절한 설계식이 마련되어 있지 않기 때문에 보다 적절한 설계식이 필요하다 하겠다. 이웃한 일본의 경우는 CFT 기둥에 있어서 누가강도식에 기초한 허용응력도 설계법과 2차설계(내진설계)의 병용을 이용하고 있으며, HCFT기둥에 대한 실험 및 실제 구조물의 적용을 실시하였다.

그러므로, 기둥부재로서 CFT구조를 사용하기 위해서는 국내 규준의 제정이 따라야 할 것이며, 이 구조에 대한 선진 각국의 설계식에 대한 파악이 중요하다 하겠다.

3.1 AISC-LRFD (NL)

일반적으로 미국 설계자들은 CFT구조에 대한 검토를 위하여 ACI Code (ACI 318-99)와 AISC-LRFD설계서(1999)의 조항을 선택하여 반영하고 있다. 그러나, 여기에서는 AISC-LRFD에 대한 조항만을 선정하여 살펴보고자 한다. 이 규준에서 우리나라의 합성기둥의 설계는 H형강 등 형강을 RC 단면으로 감싸는 형태와 각형이나 원형강 단면내에 콘크리트를 채우는 형태가 있으나 우리기준은 전자에 대해서만 다루고 있다. 합성기둥의 축하중에 대한 공칭강도는 다음과 같다.

$$\phi_c P_n = \phi_c A_s F_{cr}; F_{my} = F_y + 0.85 f_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \quad (1)$$

$$E_m = E_s + 0.4 E_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right); M_n = M_p = Z F_y \quad (2)$$

여기서, $\phi_c=0.85$ 이며,

A_s : 강재의 단면적 M_p : 소성휨모멘트

E_m : 수정탄성계수 P_n : 공칭압축응력

F_{cr} : 임계좌굴응력 Z : 강재의 소성단면계수
 F_{my} : 수정항복응력 f_c : 콘크리트 압축강도

$$\frac{c\sigma_{cr}}{c\sigma_B} = \frac{2}{1 + \sqrt{\lambda_1^4 + 1}}$$

$\lambda_1 \geq 1.0$ 일때

$$\frac{c\sigma_{cr}}{c\sigma_B} = 2(\sqrt{2} - 1) \exp[a_c(1 - \lambda_1)]$$

3.2 AIJ-CFT설계 · 시공지침 (NAIJ)

본 설계식은 일본건축학회(AIJ)의 최근 20년간의 CFT 구조에 관한 연구성과를 반영한 『콘크리트충전강관구조 설계시공지침』(1997년, 이하 CFT지침) 것이다. 단면폭 · 길이비에 따른 기둥재의 압축내력은 (3)~(5)식에 따라 일반적으로 산정한다.

$$(L_k/D \leq 4) : \{N_{AIJ} = sA \cdot F + cA \cdot c\sigma_u \cdot F_c\} \quad (3)$$

$$(4 < L_k/D \leq 12) : \{N_{AIJ} = N_{ul} - 0.125(N_{ul} - N_{u2}) \cdot (L_k/D - 4)\} \quad (4)$$

$$(12 < L_k/D) : \{N_{AIJ} = sN_{cu} + cN_{cu}\} \quad (5)$$

CFT지침의 장주의 종국내력은 강관장주와 콘크리트 장주의 내력을 2차 힘의 영향을 고려해서 누가한 누가강도 방식의 설계식이며, 다음식에 따라 산정한다.

$$\textcircled{1} N_{AIJ} \leq cN_{cu} \text{ 또는 } M \geq sM_{uo}(1 - cN_{cu}/N_k)$$

$$N_{AIJ} = cN_u \quad (6)$$

$$M = cM_u + sM_{uo}(1 - cN_u/N_k) \quad (7)$$

$$\textcircled{2} N_{AIJ} > cN_{cu} \text{ 또는 } M < sM_{uo}(1 - cN_{cu}/N_k)$$

$$N_{AIJ} = cN_{cu} + sN_u \quad (8)$$

$$M = sM_u(1 - cN_{cu}/N_k) \quad (9)$$

$$N_k = \pi^2(cE_c I/5 + sE_s I)/L_k^2 \quad (10)$$

3.3 AIJ-SRC규준 (N_m)

본 규준은 CFT구조 부분에 대한 제안식으로 기존의 식에서 수정 개정된 내용이다. 그러나, CFT구조지침과 비교하여 볼 때 기본적인 개정은 없었으나 콘크리트 기둥의 장주에 대한 종국압축내력 (조건식: $cN_{cu} \Rightarrow N_m \leq 0.9 \Rightarrow cN_{cu}, N_m > 0.9cN_{cu}$)에 대하여 실시하였으며, 또한, 기타 사항은 다음 식과 같다.

$$cN_{cu} = c\sigma_{cr} A$$

$$\lambda_1 \leq 1.0 \text{ 일때 } \lambda_1(\text{기준화세장비}) = \frac{\lambda\sqrt{\epsilon_u}}{\pi}$$

여기서, $c\sigma_B$ 는 콘크리트의 압축강도이며, 콘크리트의 압축강도에 의존하는 계수 a_c 는 $0.70(f_{cu}=240 \text{ kgf/cm}^2)$, $0.80(f_{cu}=360 \text{ kgf/cm}^2)$, $0.86(f_{cu}=480 \text{ kgf/cm}^2)$, $0.92(f_{cu}=600 \text{ kgf/cm}^2)$, $1.02(f_{cu}=960 \text{ kgf/cm}^2)$ 이다. 그리고, $c\sigma_{cr}$ 는 좌굴 응력도, λ 는 콘크리트기둥의 세장비, ϵ_u 는 압축강도시의 변형도로 다음식에 따른다. $\epsilon_u = 0.93(c\sigma_B)^{1/4} \cdot 10^{-3}$ 이다.

3.4 Takanori sato의 제안식 (N_T)

본 제안식은 Shimizu건설 기술연구소의 Takanori SATO (1999년 12월)가 제안한 설계식으로서 실용면에 주안점을 두고 단주에서 장주까지 연속한 개념에서 산정한 간단명료한 설계식을 도입하여 고찰한 것이다. 기본적으로는 단주의 단면내력, 구체적으로 일반화누가강도의 개념으로 완성한 것이다. 일반적으로 부재의 종국상태는 그 역할, 기능에 따라 규정하고 있다. 기둥재 제1의 기능은 연직력을 지지하는 것이다. Fig. 2에서 편심압축실험에 의한 재(材)의 중앙의 소성힌지 단면의 전형적 N-M관계를 나타낸 것이다.

3.4.1 기둥곡선

양단편지지된 기둥의 중심압축강도 즉, 좌굴강도는 좌굴길이/단면폭비(L_k/D)에 따라 저하한다. 기둥곡선은 좌굴강도($c\sigma_B, s\sigma_y$)에 저감율(cR_{cr}, sR_{cr})과 좌굴길이 · 단면폭비의 관계라고 할 수 있다. CFT기둥의 기둥곡선은 강관(강구조소성설계지침인용)과 콘크리트(CFT지침의 Parabola 모델) 기둥의 좌굴강도 곡선을 단순 누가한 것으로 식

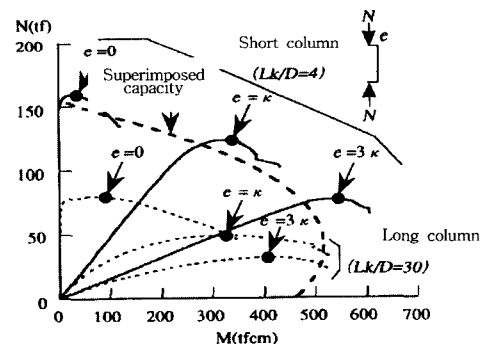


Fig. 2 N-M Relationship at column mid-height by eccentric load

(11)로 나타냈다.

$$N_{cr} = cA \cdot c\sigma_B \cdot cR_{cr} + sA \cdot s\sigma_y \cdot sR_{cr} \quad (11)$$

여기서, N_{cr} 는 CFT기둥의 좌굴강도 이며, 콘크리트의 단면적(cA)과 강관의 단면적(sA)을 의미하며, $c\sigma_B$, $s\sigma_y$ 는 각각 콘크리트의 압축강도와 강관의 항복강도, cR_{cr} , sR_{cr} 는 콘크리트의 저감율과 강관의 저감율을 각각 나타낸다. 그리고, 콘크리트 기둥의 $L_k/D \leq 10$ 에서는 $R_{cr} = \omega$ 을 적용시키며, 강관 기둥의 $L_k/D \leq 9$ 의 범위에서는 $R_{cr} = 1$ 이며, 그 이상의 L_k/D 에서는 식 (12)~식 (13)에서처럼 저감시켜 bi-linear형의 간편한 식을 제안하였다.

$$\bullet \text{ 각형콘크리트: } cR_{cr} = \frac{c\sigma_{cr}}{c\sigma_B} = \frac{50 - \frac{L_k}{cD}}{40} \quad (12)$$

$$(10 < \frac{L_k}{cD} < 30)$$

$$\bullet \text{ 각형강관: } sR_{cr} = \frac{s\sigma_{cr}}{s\sigma_y} = \frac{90 - \frac{s\sigma_y}{150} - \frac{L_k}{sD}}{81 - \frac{s\sigma_y}{150}} \quad (13)$$

$$(9 < \frac{L_k}{sD} < 30)$$

여기서, cD, sD : 콘크리트의 경(폭)과 강관의 경(폭)
 $c\sigma_{cr}, s\sigma_{cr}$: 콘크리트와 강관의 좌굴강도(kgf/cm²)

3.4.2 단면내력

Fig. 3을 기본조건으로 한 단면내력은 소성힌지 단면에 대한 것으로 재단구속의 영향을 받지 않은 것이다. 단주에서 장주까지 연속적으로 다루기 때문에 그 단면내력은 좌굴길이·단면폭비의 함수라고 할 수 있다. 그러므로, CFT기둥의 단면내력은 좌굴길이·단면폭비에 따라 최외연(最外緣)항복내력과 전소성(전소성)내력의 사이라고 할 수 있다. Fig. 4에서 알 수 있듯이 최외연항복내력시의 항복응력은 강관에 대해서는 항복강도($s\sigma_y$), 콘크리트에 대해서는 임계강도에 상당하는 압축강도의 85% ($0.85c\sigma_B$)이다.

따라서, Taknaori sato는 종래의 설계식과 동일한 축내력의 항에서 기둥 곡선에 의한 저감율을 누승한 제안단면내력식을 제안하였다.

$$M_{ucr} = R_{cr}^3 \cdot M_u + (1 - R_{cr}^3) \cdot M_{AS} \quad (14)$$

$$N_{ucr} = \{R_{cr}^3 \cdot N_u + (1 - R_{cr}^3) \cdot N_{AS}\} \cdot R_{cr} \quad (15)$$

M_{ucr}, N_{ucr} : 좌굴길이·단면폭비에 따른 단면내력
 M_u, N_u : 구속효과를 고려한 전소성내력(CFT지침)
 M_{AS}, N_{AS} : 최외연항복내력(SRC규준)

3.5 해석방법

M- θ 관계에 대한 해석에 있어서는 재료의 구성축에 관한 가정 이외에 다음의 기본가정을 가진다.

i) 단면형 유지, ii) 평면유지, iii) 충전콘크리트의 인장응력은 무시, iv) 충전콘크리트의 응력-변형관계는 단면 위치에 의하여 동일한 것으로 응력-변형관계를 가정, v) 강관의 압축에 대한 응력-변형관계는 완전 탄·소성형으로 인장에 대한 응력-변형 관계는 변형경화도 고려하여 tri-linear형으로 한다. Fig. 5에서 변형경화개시점 $k (= \epsilon_{ST}/\epsilon_y, \epsilon_{ST}$: 변형경화 개시 변형)이며, 변형경화 곡선의 구면 $a (= E_{ST}/E, E_{ST}$: 변형경화 곡선의 접선계수)로서 압축축과 인장축의 $\sigma/\sigma_y - \epsilon/\epsilon_y$ 곡선이 대칭적인 조건으로 가정한다.

따라서, 본 논문에서는 축력과 무차원 폭-두께비를 주요변수로 다루었으며, 이러한 M- θ 관계에 대한 분석은 팔조 중의 기둥 변형성상에 대한 기초적인 정보를 제공할 수 있다.

3.5.1 강재의 응력도-변형도 관계의 모델화

압축축(e_c)과 인장축(e_T) 각형단면에 대하여 탄성계수

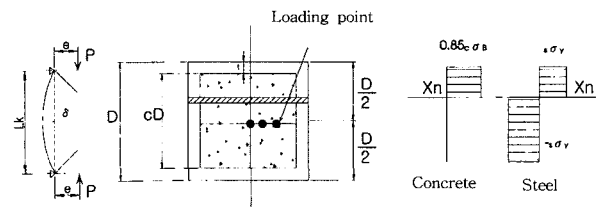


Fig. 3 Load condition and stress distribution of cross section

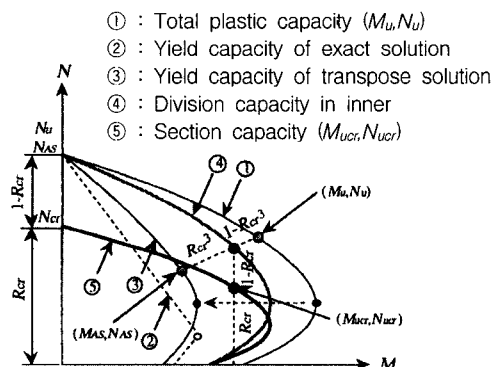


Fig. 4 Section capacity by length-width ratio

$E=1.0$ 으로 설정한다. 강재의 응력-변형도곡선($s-e$)은 Fig. 5에 나타난 것처럼, 항복점이 명확한 2개의 직선과 소성 유동영역의 길이 $k(= \epsilon_{st}/\epsilon_y, \epsilon_{st}$: 변형경화 개시점의 변형도), 변형경화곡선의 접선계수 $\alpha(= E_{st}/E, E_{st}$: 변형 경화점에서의 제2탄성계수)의 구배를 갖는 직선에 의해 구성되는 것으로 하면, $s-e$ 곡선은 대칭단면을 대상으로 하고 있으므로, 각 구간에 대해서, 다음 식으로 나타낼 수 있다.

$$k \leq e : \alpha = E_{ST}/E = E_{ST} = \frac{S-1}{e-k}$$

$$S = \alpha(e-k) + 1$$

$$-k < e < 1 : \alpha = E_{ST} = \frac{S-(-1)}{e-(-k)} = \frac{S+1}{e+k}$$

$$S = \alpha(e+k) - 1$$

3.5.2 콘크리트의 응력도-변형도 관계의 모델화

일반적으로 탄성범위에서의 재료의 응력도-변형도 관계는 $f = E \cdot \epsilon$ 라는 후의 법칙으로 설명이 가능하다. 그러나, 소성역을 고려한 콘크리트의 응력도-변형도 관계는 최대 압축응력도의 대략 1/3인 탄성역을 지나 소성역에 접어들면서 최대강도에 이를 때까지 접선구배가 감소하므로 $f = A(\epsilon) \cdot E \cdot \epsilon$ 의 관계로 볼 수 있다. 따라서, 본 논문에서는 콘크리트의 응력도-변형도 관계에 대한 비교적 정확한 해석 모델인 Popovics⁵⁾의 제안식을 사용하였으며, 해석에 사용된 재료 모델을 Fig. 6에 나타내었다.

$$\sigma = E \cdot \epsilon \frac{n-1}{n-1 + (\epsilon/\epsilon_0)^n} \quad (16)$$

윗 식에서 $(n-1) / \{n-1 + (\epsilon/\epsilon_0)^n\}$ 항은 $A(\epsilon)$ 에 해당하는 것으로서 접선의 기울기와의 관계를 나타내고 있으며, 이 구배는 보통콘크리트와 고강도콘크리트에 대해 각각

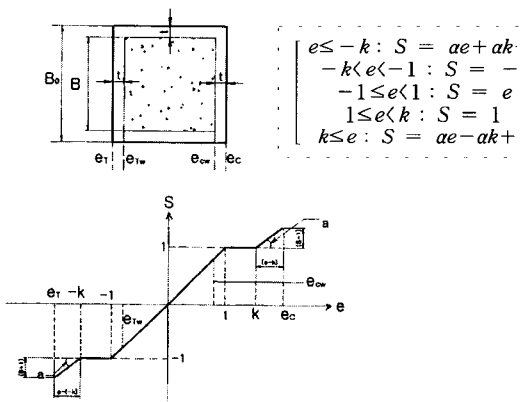


Fig. 5 Stress-strain relation including strain hardening of steel

다르게 나타난다.

재령 28일의 배합강도 600 kgf/cm^2 의 콘크리트에 대한 이력 거동 실험을 행하여 얻은 최적 실험 상수 n 과 f_0 와의 관계 및 ϵ_0 와 f_0 의 관계를 아래 식에서 구할 수 있다.

$$\epsilon_0 = A \cdot f_0 + B \quad (17)$$

$$n = C \cdot f_0 + D$$

여기서, f_0 : 최대 압축 응력도 (kgf/cm^2), n : 실험 상수
 ϵ_0 : 최대 압축 응력도에서의 변형도 (%)
 이때, 상수 A, B, C, D 는 Table 3과 같다.

3.5.3 M- θ 관계에 대한 수치해석법

실험결과¹²⁾를 바탕으로 탄·소성휨모멘트-곡률의 기초식을 유도하기 위하여 Fig. 7에서 가정한 단면응력 분포를 바탕으로 대칭단면에 있어서 단면의 곡률 θ 는 $e_c > 0, e_t < 0$ 라 하면 다음과 같은 형태로 표현할 수 있다.

$$\theta = \frac{\epsilon_c + \epsilon_{cw} - \epsilon_T - \epsilon_{Tw}}{H_0}$$

$$= \frac{e_c + e_{cw} - e_T - e_{Tw}}{2} \left(\frac{\epsilon_x}{H_0/2} \right)$$

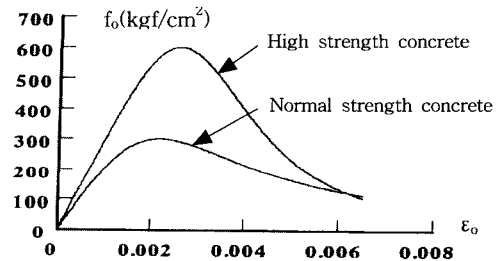


Fig. 6 Concrete stress-strain model under cyclic load : Popovics

Table 3 Constants A,B,C,D of popovics

f_{cu} (kgf/cm^2)	A	B	C	D
600	-10.2×10^{-4}	2.36×10^{-1}	-5.112×10^{-4}	1.892

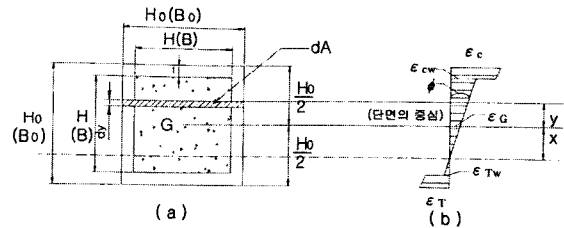


Fig. 7 Square steel tube and assumption of stress distribution

여기서, $e_c = \epsilon_c / \epsilon_x$, (압축축의 변형도비)
 $e_T = \epsilon_T / \epsilon_x$, (인장축의 변형도비)
 ϵ_x : 항복변형도, ϵ_c, ϵ_T : 압축축, 인장축의 변형도
 B, H : 단면의 폭, 높이

또한, 항복곡률 θ_x 는 $\theta_x = \frac{\epsilon_x}{H_0/2}$ 이므로,

$$\phi(\text{곡률비}) = \theta/\theta_x = \frac{[\epsilon_c + \epsilon_{cw} - \epsilon_T - \epsilon_{Tw}/H_0]}{\epsilon_x / (H_0/2)} \quad (18)$$

$$= \frac{e_c + e_{cw} - e_T - e_{Tw}}{2}$$

여기서, $\{e_c = \epsilon_c / \epsilon_x, e_{cw} = \epsilon_{cw} / \epsilon_x\} > 0$
 $\{e_T = \epsilon_T / \epsilon_x, e_{Tw} = \epsilon_{Tw} / \epsilon_x\} < 0$

또한, 단면의 중심에 대한 축방향력(축력)의 평형으로부터, 축력 N 은 식(19)와 같이 나타낼 수 있으며, 단면의 휨 모멘트는 평형조건식으로부터 식(20)과 같이 표현할 수 있다.

$$N = \sigma_0 \times A = \int_{-\frac{H_0}{2}}^{\frac{H_0}{2}} \sigma_0(B_0) dy - \int_{-\frac{H_0}{2}}^{\frac{H_0}{2}} \sigma_0 B dy \quad (19)$$

$$M = \frac{\sigma_x Z B_0 H_0^2}{4Z(e_c - e_C)^2} \int_{e_r}^{e_c} S b(e d_e - e_C \cdot d_e) \quad (20)$$

4. 실험결과와 수치해석에 대한 고찰

4.1 단면폭·길이비 영향

CFT 부재가 중심 압축력 만을 받은 경우의 중국내력은 세장비가 큰 부재에서는 보통 휨 좌굴에 의해서 결정된다. 세장비가 작은 부재의 내력은 강관의 국부좌굴, 콘크리트의 압괴, 압괴한 콘크리트의 체적팽창을 강관이 구속한 것에 의해서 일어나는 구속효과 등이 관계된다. 또한, 기둥의 압축실험에 있어서의 거동에 미치는 중요한 요인으로서 단면폭과 좌굴길이비(L_k/D)의 영향을 들 수 있다.

단면폭과 길이비($L_k/D=4 \Rightarrow 8 \Rightarrow 12$)의 증가에 따라 내력이 저하하였으며, 이러한 경향은 기존 연구자들[MA. Saadeghvaziri⁶⁾, Tomii. M⁷⁾]의 결과에서도 검증된 것이라 할 수 있다. 그러나, Saadeghvaziri의 논문에 의하면 각형 강관 단주의 범위를 폭-두께비($D/t = 20$)에서 $L_k/D < 7$ 과 같다고 제시하였으며, 이것은 본 논문에서 사용한 AIJ-CFT지침에서의 범위와 약간의 차이를 보이고 있다.

Fig. 8에서도 알 수 있듯이 전반적으로 N_T 의 A,B,C-Ty

pe의 시험체의 L_k/D 에 따른 결과가 다른 기준보다도 다소 낮은 값의 경향을 보였으나, N_L 의 A,B,C-Type은 반대적인 경향을 보였다. 또한, B-Type의 경우는 Fig. 8의 (a)에서 0.86~1.283, (b)에서 0.808~1.363, (c)에서 0.71~1.60의 값으로서, 무차원 폭-두께비의 증가와 함께 L_k/D 의 증대는 내력평가에 있어서 1보다 작은 값으로서 과소평가되는 경향을 보임을 알 수 있으며, 무차원 폭-두께비 $a=1.842$ 에서 A,B,C-Type 시험체에 대하여 더욱 현저하게 나타났다. 이러한 단면폭과 좌굴길이비의 관계를 바탕으로 각 시

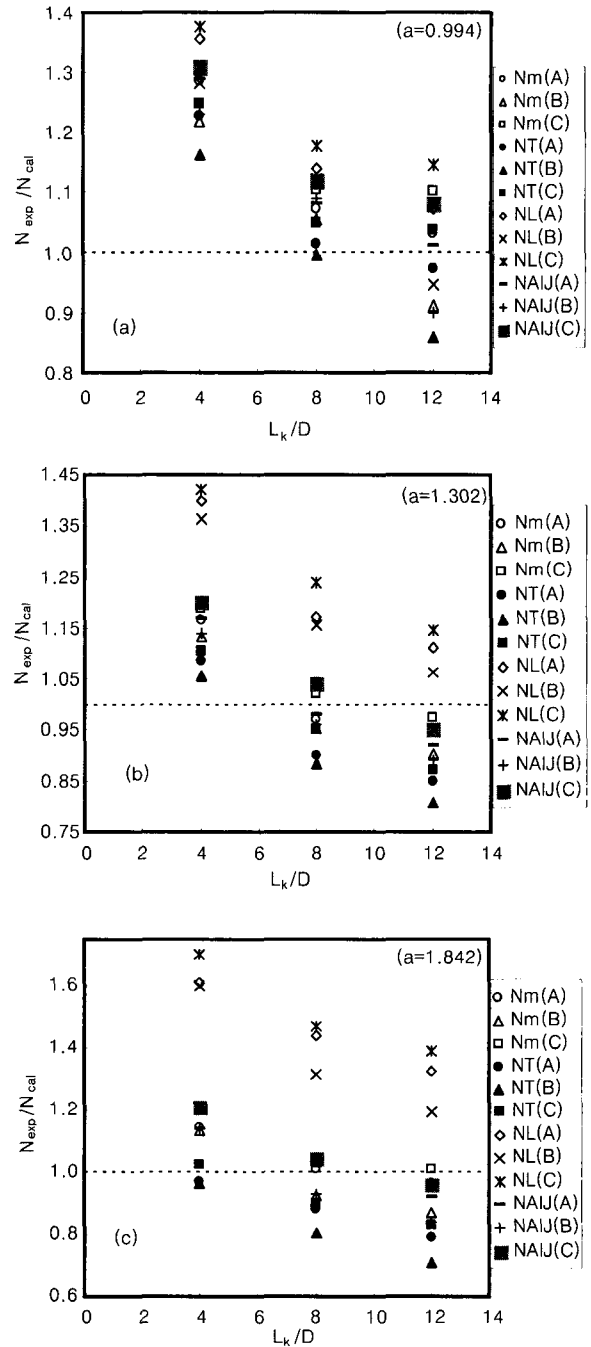


Fig. 8 Non-dimensionalized L_k/D vs N_{exp}/N_{cal}

험체에 대한 내력(M-N)의 관계 결과를 Table 4에 나타낸다.

4.2 고강도 충전콘크리트의 영향

본 기준들은 축하중과 모멘트 사이의 강도상호작용의 계산에 대하여 AISC-LRFD (1999) 조항은 bilinear적인 상호작용식에 근거를 두고 있는데(방정식 H1-1A 와 B) 이것은 철골기둥에 대한 것과 동일한 형태를 가진 것이지만, 3.2~3.4절의 일본의 경우는 단주에서 장주까지 연속적인 개념의 일환으로 단주의 단면내력, 구체적으로 일반화

누가강도의 개념으로 완성한 것이다. 일반적으로 AISC-LRFD 설계는 i) 구조적인 강재 단면적의 증가, ii) 콘크리트의 강도 감소, iii) 휨거동의 지배가 있을 때 콘크리트 기여도가 감소함에 따라 더욱 정확한 특징이 있지만, 고강도콘크리트와 고축력하중 아래에서의 부재는 AISC-LRFD설계법을 적용하기가 곤란한 특징이 있다.

예를들면, Fig. 9에서도 알 수 있듯이 N_T 의 B-Type ($L_k/D=12$) 모델은 HCFT의 다른 시험체에 비해서 29% 정도 더 작아지는 경향을 보였다. 그러므로, AISC-LRFD 모델내에서의 복합기둥의 유효성과 설계방정식의 정당성이 훼손되지 않는 범위내에서 bilinear형태는 유지되면서 내력을 산정하는 데 있어서 최대압축강도(P_n)와 균형점에서의 강도와 $f'_c=560 \text{ kgf/cm}^2$ 이상의 영향을 포함하여 정하는데 더욱 좋은 수정압축강도식으로 개선되어야 할 것으로 생각된다.

$L_k/D=4$ 의 시험체에 대하여 폭-두께비 $D/t=23.4$ 의 N_{AIJ} 는 단면내력(M_{ucr}, N_{ucr})에 근접하는 경향을 보였으나, 폭-두께비가 증가함에 따라 N_{AIJ} 가 N_T 의 부재내력(M_i, N_{ucr})으로 하한(下限)하는 경향을 나타냈다. 대체적으로 $D/t=33.3$ 의 시험체가 중국 휨내력이 가장 높은 수치를 나타냈으며, 그 경향은 $D/t=23.4$ 에 대해서는 1.78~1.81정도이며, $D/t=43.5$ 에 대해서는 1.35~1.4정도의 차이를 보였다. 그리고, 전반적으로 $N_L < N_{AIJ}, N_m < N_T$ 의 내력을 나타내고 있는데 특히, N_{AIJ}, N_m 의 경우 초기 휨내력은 N_{AIJ} 가 다소 큰 내력값을 보였으나, 중국 휨내력에서는 N_m 이 부재내력으로 근접하는 경향을 알 수 있었다. 이것은 N_m 에서 충전된 콘크리트 압축강도에 대한 계수가 $f_{cr}=600 \text{ kgf/cm}^2$ 에서 0.92와 콘크리트에 대한 압축강도시의 변형도의 값을 기존의 0.52에서 0.93로 전환하여 계산하였기 때문이며, 그리고, N_{AIJ} 에서는 장주에 대한 중국압축내력(αN_{cu})에 대하여 0.9배한 내력값을 적용하였기 때문이다.

4.3 기존기준식의 한계

강관 충전용 콘크리트 압축강도에 있어서는 사용범위에 제한을 두고 있으며, 그 범위는 AISC-LRFD의 경우 $210 \text{ kgf/cm}^2 \leq f_{cu} \leq 560 \text{ kgf/cm}^2$ 이하로 제한하고 있다. 또한, KSSC에서는 콘크리트 압축강도의 상한치를 500 kgf/cm^2 로 정하고 있다. 이것은 고강도콘크리트 600 kgf/cm^2 이상에 대한 실험적인 근거(일본의 경우도 600 kgf/cm^2 이상의 장주영역)에 의한 확신이 없기 때문이다.

또한, AISC-LRFD의 경우 변형도 0.0018에서의 콘크리트의 파괴(crushing)를 고려하여 강재의 공칭항복강도를 약 3.8 tf/cm^2 로 제한하고 있다. 즉, 순수압축의 경우 콘크리트의 파괴 이전에 강재의 항복을 발생시켜 콘크리트의 취성파괴를 방지하기 위함이다. 그러나, 일본에서 수행한

Table 4 Test results of columns(M-N)

D/t	e (cm)	L_k/D	L_k	N_{AIJ}	N_m	N_T	N_L	$N_{exp}(tf)$		
								A	B	C
23.4	0.00	4	29.1	56.2	56.2	58.8	53.3	75.12	70.61	76.23
	0.69							72.87	68.61	73.99
	1.37							70.97	67.54	72.67
	2.06							69.92	66.88	70.99
	0.00	8	58.2	54.9	55.5	58.7	52.2	62.50	62.48	65.14
	0.69							60.62	60.49	62.31
	1.37							58.23	56.97	60.39
	2.06							56.50	54.46	57.86
	0.00	12	87.3	53.7	52.6	55.7	50.5	59.14	50.58	61.46
	0.69							56.58	48.63	59.25
	1.37							51.56	47.12	57.01
	2.06							49.81	45.56	53.69
33.3	0.00	4	39.3	86.8	86.8	93.2	72.3	104.4	102.03	106.35
	0.94							102.0	99.22	103.86
	1.87							99.78	97.01	101.70
	2.81							98.25	95.58	100.25
	0.00	8	78.6	85.1	85.8	92.4	70.9	88.35	87.81	91.82
	0.94							84.45	83.90	88.93
	1.87							81.38	80.29	86.20
	2.81							78.71	75.42	84.22
	0.00	12	117.9	83.5	80.7	90.1	68.5	84.23	79.83	86.88
	0.94							78.00	73.78	80.00
	1.87							73.73	70.02	75.67
	2.81							69.03	67.33	71.92
43.5	0.00	4	39.7	73.9	73.9	87.2	52.4	87.18	87.38	93.80
	0.95							85.21	84.89	90.38
	1.91							83.16	82.23	87.38
	2.86							81.97	80.91	84.84
	0.00	8	79.4	72.8	73.0	83.8	51.3	78.26	71.75	80.46
	0.95							75.42	68.88	76.16
	1.91							71.86	65.89	73.69
	2.86							69.78	62.75	71.46
	0.00	12	119.1	71.7	67.9	82.9	49.4	70.67	67.45	74.46
	0.95							67.44	60.09	70.56
	1.91							63.98	56.18	66.33
	2.86							60.03	52.48	62.89

E : Eccentric length L_k/D : Length-width ratio
 N_{AIJ} : AIJ-CFT N_{exp} : Experimented buckling capacity
M : Bending moment N_m : MATSUI Chiaki (Revised formula)
 N_T : Takanori sato N_L : AISC-LRFD

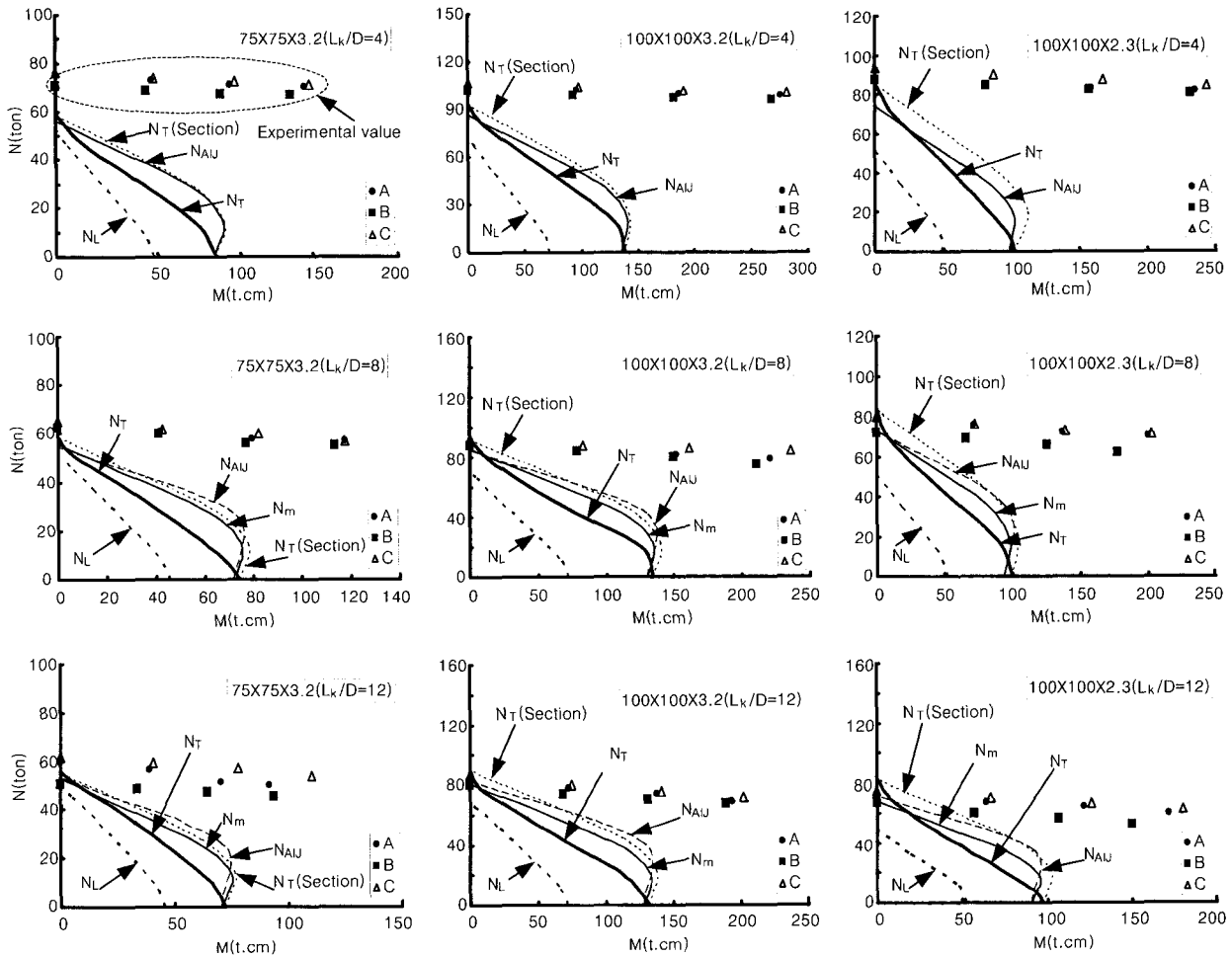


Fig. 9 Comparison of capacity(M-N)

많은 실험에 의하면 고강도강재의 효율성이 입증되었다. 이는 강재의 구속효과가 콘크리트의 취성파괴를 지연시키기 때문이다. 이러한 상황에서 KSSC에서는 현재 높은 강도의 철근과 강재 중에서 4 tf/cm^2 의 공칭항복응력도를 상한치로 책정하고 있다.

AISC-LRFD에서 강재단면적은 충전강관 단면적의 4% 이상($A_s/A_g \geq 0.04$)의 제한 조건을 두고 설계하는 것으로 규정하고 있으나, KSSC는 합성기둥내에서의 철골단면적을 전단면적의 3%이상의 값으로 규정하고 있다. 그러나, 일본규준의 경우는 강재와 철근비의 합계가 0.8%로서 가장 적게 요구하고 있으며, 가장 많이 요구하고 있는 미국의 AISC-LRFD규준에서 강재단면이 충전강관 전체 단면적의 4% 미만일 경우 ACI규준으로 설계해야 한다.

유럽규준인 Eurocode 4의 경우는 강재의 압축내력이 전체단면 압축내력의 20% 이상을 요구하고 있으며, 실용적인 재료의 강도와 기둥 단면에 적용시 이 값은 대략 2%의 강재비와 일치한다.

따라서, 충전콘크리트의 선택은 종국상태 도달 때에 콘크리트의 압괴가 선행하지 않도록 고강도 강관을 사용하

는 경우에는 저장도 콘크리트의 사용을 자제해야 하며, 이 점은 이승조¹²⁾의 논문에서도 확인할 수 있는데 콘크리트의 강도 210 kgf/cm^2 , 400 kgf/cm^2 까지는 시험체가 콘크리트의 수축에 의하여 콘크리트가 강관 내벽으로부터 완전 박리되어 균열을 보이는 파괴양상 이었으나, 고강도콘크리트 600 kgf/cm^2 를 사용한 경우 내부 구속콘크리트의 파괴 이전에 강관의 부품 현상이 선행되어 콘크리트의 팽창 및 파괴를 지연시키는 결과를 보였다고 나타내고 있다. 그러므로, HCFT인 600 kgf/cm^2 이상과 고강도 강재를 사용할 경우의 CFT에 대한 적절한 설계법이 제시되어야 할 것이다.

4.4 곡률(M- θ)

Fig. 10에서 무차원 폭-두께비(\bar{a})가 증가할수록 모멘트의 값은 다소 증가하는 값의 경향을 나타내었다. 이러한 경향은 강관에 있어서 모서리부에 곡률을 지닌 각형강관의 경우 판의 폭을 외경치수로 정의하는 것과 단면적이 감소하는 것에 의한 것보다 곡률을 지닌 모서리부의 휨(bending) 구속효과에 의한 것으로 사료된다.

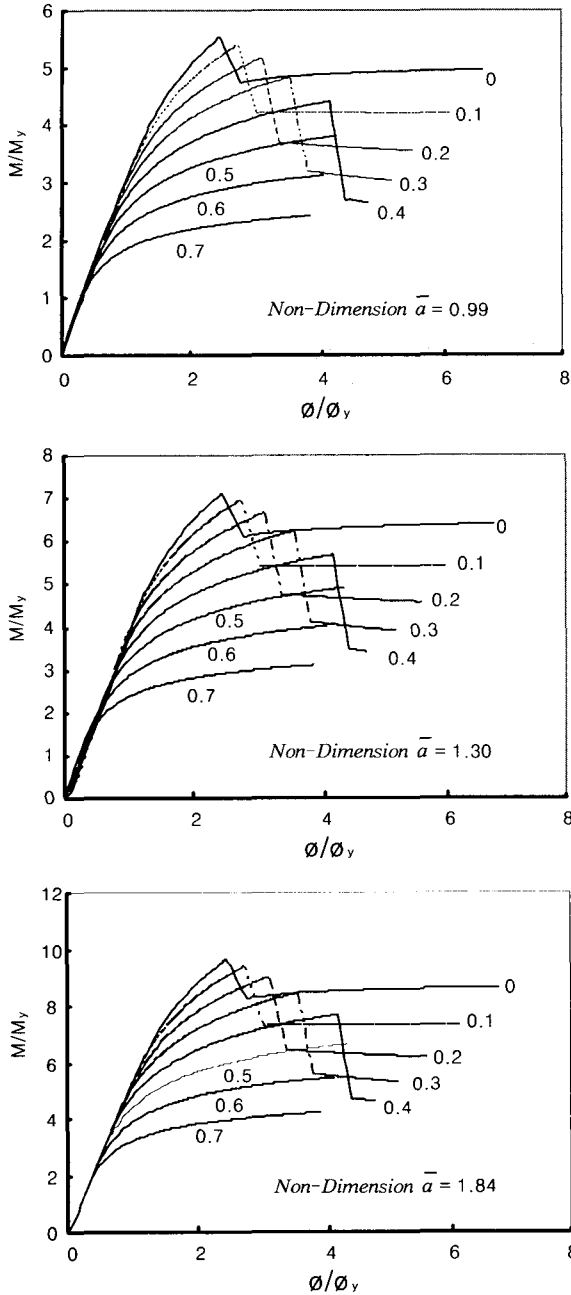


Fig. 10 M/M_y vs θ/θ_y

해석결과에서 Fig. 10은 탄·소성영역을 경유하여 변형 경화영역에 들어가면, 곡률의 증대와 더불어 휨 모멘트는 감소하며, 축력의 증대와 더불어 내력이 저하하게 된다. 또한, Fig. 11은 폭-두께비의 변화에 따른 존재축력비 $S_0(= \sigma/\sigma_y) = 0.0$ 의 실험결과와 해석결과를 비교하여 나타낸 것이다.

폭-두께비의 변화에 관계없이 초기강성은 차이가 없지만, 실험결과가 해석결과에 비하여 약간씩 하회하고 있으며, 모멘트와 곡률의 최대치 이후 해석결과가 실험결과에 의한 경로를 추적하는데 다소의 어려움이 있는 것으로 나타났다.

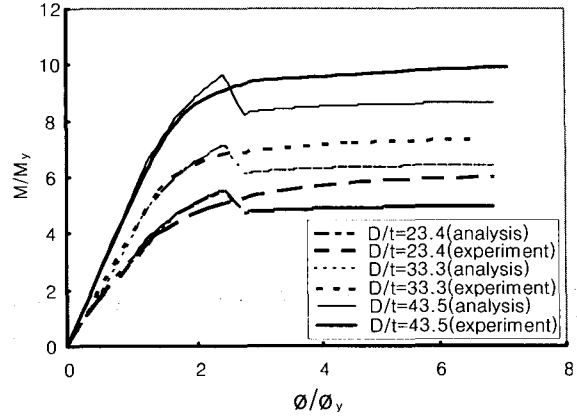


Fig. 11 Comparison of experimental and analysis results by change in D/t ratios

5. 결 론

본 논문에서는 HCFT기둥에서 실험값이 기존 규준식에 대한 내력특성과 모멘트-곡률 관계에 미치는 영향에 대한 연구를 수행하였으며, 여기서 도출된 결과는 다음과 같다.

1) 편심비가 증가할수록 좌굴내력이 일정하게 감소하는 경향을 알 수 있으며, 전반적으로 단면폭과 길이비($L_k/D = 4 \Rightarrow 8 \Rightarrow 12$)의 증가에 따라 내력이 저하하였다. 또한, N_T 의 A,B,C-Type의 시험체의 L_k/D 에 따른 결과가 다른 규준보다도 다소 낮은 값의 경향을 보였으나, N_L 의 A,B,C-Type은 반대적인 경향을 보였다. 또한, B-Type의 경우에서 무차원 폭-두께비의 증가와 함께 L_k/D 의 증대는 내력 평가에 있어서 1보다 작은 값으로서 과소평가되는 경향을 보임을 알 수 있으며, 무차원 폭-두께비 $\bar{a}=1.842$ 에서 A,B,C-Type 시험체에 대하여 더욱 현저하게 나타났다.

2) 동일한 단면을 지닌 HCFT기둥 압축재에 대해 AISC 규준이 최대내력을 과소평가하고 있는 것으로 나타났다. $D/t=43.5$ 와 $L_k/D=4$ 의 경우 일본의 N_{AJ} , N_m 에 비해 70.9%, N_T 에 비해 60% 정도의 내력을 평가하고 있어 단면의 낭비가 다소 심한 것으로 판단된다. 이것은 동일한 하중 조건에서 AISC규준에 의한 설계는 29.1%~40%정도 단면을 크게 산정해야만 한다. 또한, $D/t=43.5$ 의 $L_k/D=12$ 의 경우는 N_{AJ} 에 비해 68.8%, N_m 에 비해 72.75%, N_T 에 비해 59.5% 정도의 내력을 평가하고 있어 단면의 낭비가 심한 것으로 판단되며, 이것은 27.25%~40.5%정도 단면을 크게 산정해야 한다. 그러므로, HCFT(600 kgf/cm^2 이상)에 대하여 수정압축강도식으로 개선되어야 할 것으로 사료된다.

3) 충전콘크리트의 선택에 있어서는 종국상태 도달 때에 콘크리트의 압괴가 선행하지 않도록 고강도강관을 사용하는 경우에는 저강도 콘크리트의 사용을 자제해야 하며, HCFT인 600 kgf/cm^2 이상과 고강도 강재를 사용할 경

우의 CFT에 대한 적절한 설계법이 제시되어야 할 것이다

4) 탄·소성영역, 변형경화영역을 고려한 각형강관 단면 부재에 대한 탄·소성 휨모멘트-곡률관계식의 엄밀해의 유도과 함께 결과치를 그림으로 제시하였다. 해석결과와 실험결과에서 탄·소성 영역을 경유하여 변형경화영역에 들어가면, 곡률과 축력비의 증대는 휨모멘트와 내력을 감소하는 경향을 보였다. 그러므로, 고강도충전콘크리트와 고축력비, P-δ효과, 압축플랜지의 좌굴은 물론 웨브의 좌굴이 발생하였을 때 기둥의 내력 및 변형성능이 저하하게 되므로 D/t 제한치의 적절한 선택은 기둥의 내력 및 강성, 변형성능의 향상을 유도할 수 있을 것으로 판단된다.

본 연구의 결과는 편심압축을 받는 HCFT기둥에 대하여 6가지의 복수변수를 기준으로 내력특성 및 모멘트-곡률관계를 비교·분석하여 얻은 결과이므로, 향후, $L_e/D > 12$ 와 D/t가 큰 강관, 고강도강재 등을 이용한 HCFT기둥 등 이와 같은 변수조건에 합당한 다양한 요인에 대해서 추가적인 연구가 진행되어야 할 것으로 판단된다.

참고문헌

1. AISC, "Load and Resistance Design Specification for Structural Steel Buildings," Chicago, IL, 1999.
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirement for Reinforcement Concrete and Commentary," American Concrete Institute, 1999.
3. Fukumoto, "Structural Stability Design (Steel and Composite Structures)," Pergamon, 1997.
4. Knowles, R. B. and Park, R., "Strength of Concrete Filled Steel Tubular Column," ASCE, Vol. 95, 1969, pp. 2565~2587.
5. Popovics, s., "A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curves for Concrete," Cement and Concrete Research, Vol.3 No.5, 1973.
6. Shams, M., and Saadeghvaziri, M. A., "Nonlinear Response of Concrete-Filled Steel Tubular Columns under Axial Loading," ACI Structural Journal, Vol. 96, No.5, 1999, pp. 1009~1017.
7. Tomii, M. and Yoshimaro K., "Experimental Studies on Concrete Filled Steel Tubular Columns under Concentric Loading," International Colloquium on Stability of Structures Under Static and Dynamic Loads, Washington, D. C., May 17~19, 1977, pp. 718~741.
8. Richard, R. M., "Versatile Elastic-Plastic Stress Strain Formula," ASCE, Vol 101, EM4, 1975.
9. 日本建築學會, 콘크리트 충전鋼管構造設計施工指針, 1997.
10. 日本建築學會, 鐵骨鐵筋콘크리트構造計算規準·同解説, 1981.
11. 佐藤孝典, "充填鋼管콘크리트構造의短柱から長柱まで連續した設計式の提案." 日本建築學會, No.526, 1999.
12. 이승조, "고성능콘크리트를 충전한 강관 기둥의 내력 특성에 관한 연구-콘크리트 강도별 거동 특성." pp. 11~18, 대한건축학회논문집, 제14권 8호, 1998.8.

요 약

현재의 CFT기둥 구조에 대한 연구는 대부분 강재측 측면에서 접근한 연구와 강관 내부에 충전되는 콘크리트의 충전성 등과 같은 시공적 측면에 대한 연구성과가 주류로 되고 있으며, 콘크리트 측면에서의 연구는 미흡한 실정이다. 이것에 대한 연구를 중심으로 HCFT 기둥이 축력아래에서 단주가 동일한 휨-모멘트를 받을 때의 변형성능(M-θ)에 대하여 해석적으로 수치적인 값을 검토하였다. 그리고, 기본적인 가정을 바탕으로 실험에서 얻은 CFT 단면의 변형성능의 해석에 대하여 모멘트-축력-곡률관계의 해석 프로그램의 개발(C-Language)을 실시하였다. 따라서, 본 연구에서는 폭-두께비(D/t), 세장비(λ), 콘크리트의 종류를 주요변수로 하여 편심하중 아래에서의 강도 600 kgf/cm²를 충전한 HCFT 기둥에 대한 내력 및 곡률과 같은 구조적 특성을 고찰하였으며, AISC-LRFD, AIJ, Takanori Sato의 식을 이용한 내력설계식의 비교분석을 실시하였다. 본 연구에서 검토한 내력 및 곡률은 향후 HCFT 기둥에 대한 내력설계식의 제안 및 해석에 유용하게 적용될 수 있을 것으로 사료된다.

핵심용어 : 고강도콘크리트 충전각형 강관기둥, 폭-두께비, 세장비, 편심비, 존재축력비, 곡률