

콘크리트충전 각형강관단주의 P-M 조합강도 예측을 위한 콘크리트 구성방정식

이철호^{1*} · 강기용² · 김성용³

¹교수, 서울대학교, 건축학과, ²사원, C·S구조엔지니어링, ³박사과정, 서울대학교, 건축학과

Constitutive Relation of Concrete to Predict P-M Interaction Strength of Rectangular CFT Short Columns

Lee, Cheol Ho^{1*}, Kang, Ki Yong², Kim, Sung Yong³

¹Professor, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul, 151-744, Korea

²Engineer, Department of design #2, C·S Structure Engineering Inc, Gyeonggi-do, 462-807 Korea

³Graduate student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul, 151-744, Korea

Abstract - The plastic stress distribution method and the strain compatibility method are the two representative methods to calculate the P-M interaction strength of RCFT (rectangular concrete filled tube) columns. The plastic stress distribution method is approximate while the stress compatibility method should approach the exact solution if accurate constitutive relations of the materials involved are used. Recent study by the authors pointed out that, because of lack of accurate constitutive model for the concrete confined by the rectangular steel tube, no strain compatibility method according to the current structural provisions provides a satisfactory prediction of the P-M interaction strength of RCFT columns under various material combinations. An empirical constitutive model which can capture the stress-strain characteristics of the confined concrete of RCFT columns is proposed based on analyzing extensive existing test database. The key idea was to define the concrete crushing strain as a function of steel-to-concrete strength ratio and width-to-thickness ratio of steel tube. It was shown that the proposed model leads to more accurate and more consistent prediction of the P-M interaction strength of RCFT columns under general design conditions.

Keywords - CFT short column, P-M interaction, Constitutive relation, Strain compatibility method

1. 서론

변형률적합법(strain compatibility method, SCM)은 부재단면에 걸쳐 변형률이 선형적으로 분포하는 것으로 가정하여(곧 베르누이-오일러의 가정을 전제로) 단면에 분포되는 각 재료별 응력을 구한 후 단면의 강도를 산정하는 단면

해석법(section analysis)의 하나이다. 이에 따르면 베르누이-오일러 가정을 통한 적합조건과 단면의 내력 산정 과정에서 적용되는 평형조건과 더불어 적절한 응력-변형률관계(구성방정식)가 주어지면 구조역학의 정해에 요구되는 3대 조건을 모두 만족시키기 때문에 정해에 가까운 결과가 얻어져야 한다. 그러나 ACI^[1], AISI^[2], EC4^[3], AIK^[4] 등 각 기준을 살펴보면 콘크리트충전 각형강관기둥(rectangular concrete filled tube column, 이하 RCFT column)의 변형률적합법 적용을 위한 조항이 미흡하거나 불비하다. 이에 따라 상기 기준에서 권장하는 변형률적합법에 따라 산정된 P-M(축력-모멘트) 조합강도의 경우 실험결과와 상당한 오차를 보이는 경우가 종종 발생한다. 필자는 그 이유로서 RCFT 기둥의 콘크리트 구성방정식, 즉 구속효과를 반영한 콘크리트의 압

Note.-Discussion open until August 31, 2015. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on October 21, 2013; revised August 8, 2014; approved on October 14, 2014.

Copyright © 2015 by Korean Society of Steel Construction

*Corresponding author.

Tel. +82-2-880-9061 Fax. +82-2-878-9061

E-mail. ceholee@snu.ac.kr

괴변형률 및 응력-변형률 관계를 기준에서 적절히 제시하지 못한 때문임을 지적한 바 있다(Lee *et al.*^[5]). 본 연구에서는 기준에 수행된 방대한 실험결과를 분석하여 RCFT기둥의 P-M 조합강도 예측에 활용될 수 있는 충전콘크리트의 구성방정식을 제시하고 그 타당성을 입증하였다.

2. 각 기준의 P-M 조합강도 산정법 고찰

이미 잘 알려진 바와 같이 P-M 조합강도를 산정하는 대표적 방법으로 변형률적합법과 소성응력분포법(plastic stress distribution method, PSDM)의 두 가지 방법이 있다. Table 1은 대표적 기준의 P-M 조합강도 산정법을 정리한 것이다. 각 기준에서는 일반적으로 재료강도와 판폭두께비(B/t)에 대해 제한을 두고 있다. AISC와 EC4는 실험거부 축을 이유로 콘크리트와 강재의 강도상한을 각각 60, 70MPa 그리고 460, 525MPa로 제한을 두고 있다. 반면 ACI기준은 재료강도에 대한 제한이 전혀 없는데 이는 이 기준이 최근의 연구성과를 반영하지 않은 다소 낮은 기준임을 시사한다. 참고로 국내 현행 KBC기준은 AISC기준을 토대로 하고 있는 바 이하에서는 별도 언급을 생략하기로 한다.

강관의 판폭두께비(B/t)에 대해서 ACI는 $1.73 \sqrt{E_s/F_y}$ 이하로 제한을 두고 있으며 EC4에서도 ACI와 비슷하게 $1.76 \sqrt{E_s/F_y}$ 이하로 제한하고 있다. AISC는 최근 실험성과를 반영하여 컴팩트/비컴팩트/세장단면 등으로 세분화하고 그 경계 판폭두께비를 각각 $2.26 \sqrt{E_s/F_y}$, $3.0 \sqrt{E_s/F_y}$,

$5.0 \sqrt{E_s/F_y}$ 이하로 제시하고 있어 가장 발전된 형태의 포뮷을 보여주고 있다(Table 2 참조). AISC기준에 비해 ACI와 EC4는 컴팩트 단면만 허용하는 등 너무 제한적이기 때문에 강관의 경제적 설계 및 활용에 바람직하지 않은 측면이 있다.

(i) **소성응력분포법(PSDM)**: 강재가 인장 또는 압축으로 항복응력에 도달할 때 콘크리트 역시 소성응력분포를 보이는 것으로 가정한 후 단면에 평형조건식만을 적용하여 공칭강도를 계산한다. 따라서 각 재료의 소성강도만 필요할 뿐 전체 응력-변형률 관계가 규정될 필요가 없다. RCFT 기둥에 소성응력분포법을 적용할 경우 AISC는 콘크리트의 소성강도로써 $0.85f_{ck}$ 를 사용하지만, EC4에서는 각형강관이 제공하는 횡구속에 의해 콘크리트의 최대강도가 유지되는 것을 어느 정도 인정하여 소성강도로써 $1.0f_{ck}$ 의 사용을 허용한다.

Table 1. Methods for P-M strength calculation

ACI	AISC	EC4
	AISC P-M curve	PSDM (simplified method)
SCM	PSDM	SCM (general method)
	SCM	

Table 2. Limiting width-thickness ratios for rectangular CFT columns

ACI	$B/t \leq \sqrt{3E_s/F_y} = 1.73 \sqrt{E_s/F_y}$		
AISC	λ_p	λ_r	Max
	$2.26 \sqrt{E_s/F_y}$	$3.0 \sqrt{E_s/F_y}$	$5.0 \sqrt{E_s/F_y}$
EC4	$B/t \leq 52 \sqrt{235/F_y} = 1.76 \sqrt{E_s/F_y}$		

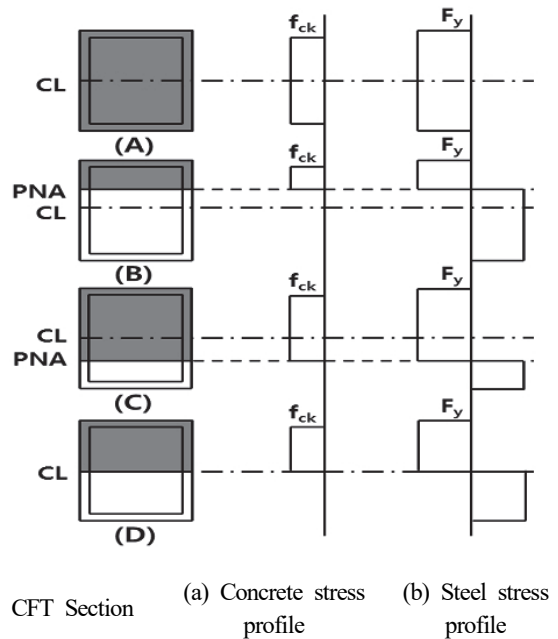
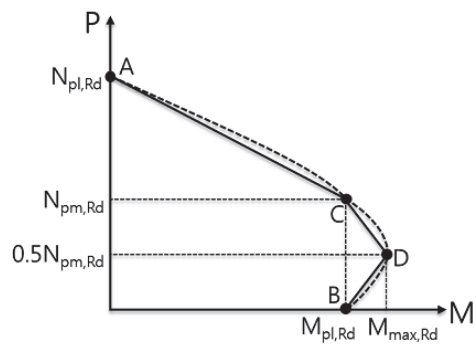


Fig. 1. P-M curve and linear approximation in EC4

한편 EC4 및 AISC에서는 소성응력분포법을 적용해서 얻어지는 연속된 P-M 곡선 대신 주요 몇 개점을 기준으로 일련의 직선으로 근사하는 방법을 인정하고 있다. 가령 Fig. 1 및 2에서 보듯이, EC4의 경우 중심축강도, 순수휨강도, 최대휨강도 점을 기준으로 3직선으로 근사한 곡선을 사용할 수 있으며, 유사하게 AISC의 Method2와 Method3는 각각 2개, 4개의 직선으로 근사하는 것을 허용하고 있다(Fig. 2 참조). 당연히 사용되는 직선 수가 적을수록 P-M 곡선의 내측으로 조합강도가 제한되므로 더 보수적인 근사가 된다.

다만, AISC Method2와 Method3의 경우 실험근거 부족으로 인해 컴팩트단면에 대해서만 적용가능하다고 명시되어 있으며, 비컴팩트와 세장단면의 경우 가장 보수적인 P-M 조합강도를 제공하는 AISC Method1만을 사용할 수 있다. 이하에서는 AISC의 Method1에 대하여 상술한다.

(ii) AISC P-M curve(AISC Method 1): AISC의 경우 합성기둥에 대해 아래 식 (1)의 P-M 상관식(AISC Method 1)도 적용할 수 있는 것으로 인정하고 있으며(Fig. 2 참조), 특히 2010 AISC에 따르면 컴팩트 단면이 아닌 경우 AISC Method 1에 의해 P-M 조합강도를 평가할 것을 요구하고 있다. 이 P-M 조합강도식은 H형강이 강축휨과 축력을 받는 경우를 바탕으로 한 것으로서 합성단면인 RCFT에 대해서는 일반적으로 상당히 보수적인 예측값을 제공하는 것으로 알려져 있다^[6].

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{P_n} \geq 0.2: & \frac{P_u}{P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{M_n} \leq 1.0 \\ \frac{P_u}{P_n} < 0.2: & \frac{1}{2} \frac{P_u}{P_n} + \frac{M_u}{M_n} \leq 1.0 \end{aligned} \quad (1)$$

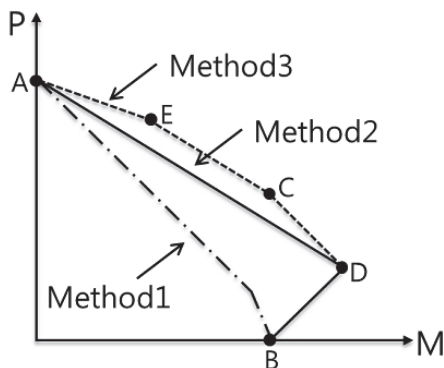


Fig. 2. Methods allowed to calculate P-M strength in AISC

(iii) 변형률적합법(SCM): 단면에 걸쳐 변형률이 선형적으로 분포하는 것으로 가정하여 변형률에 대응되는 각 재료(콘크리트와 강재)의 응력을 구한 후 단면의 강도를 산정하는 방식이다. 가령, 아래 Fig. 3은 압축측 콘크리트가 압괴강도에 도달했을 때 인장측 강재는 항복하였으나 압축측 강재는 아직 항복하지 않은 상태의 변형도 및 응력도 프로필을 보여주고 있다. 이 같은 응력상태는 고강도강재가 사용된 경우 발생할 수 있으며 소성응력분포법을 적용하면 실제 조합강도를 과대평가하는 오류를 범할 수 있다.

한 가지 중요한 사실은 콘크리트의 압괴변형률 ϵ_{cc} 를 기준으로 단면의 변형률 프로필의 구배가 결정되고 이 구배에 따라 토대로 대응 응력이 산정되므로, 압괴변형률을 얼마로 취하는가에 따라 단면의 P-M 조합강도가 결정적 영향을 받는다는 점이다. 콘크리트의 압괴변형률 ϵ_{cc} 가 크면 클수록 단면에서의 변형률 구배가 급하게 되므로 힘의 재분배가 촉진되어 P-M 조합강도가 증가하게 된다.

한편, RCFT 기둥 P-M 조합강도 산정을 위해 요구되는 강관내부 콘크리트 모델의 경우 일관된 모델을 제시하지 않거나(ACI, AISC), 실험 결과와 부합되는 외부강관의 횡구속 효과를 사전에 결정짓기 어려운 형태로 제시되어 있기 때문에(EC4) 변형률적합법을 적용하기 쉽지 않다. ACI와 AISC는 특정한 응력-변형률 관계식을 제시하지 않은 채 실험에 부합하는 적정의 식을 사용토록 하되 콘크리트의 압괴변형률을 0.003으로 제한하는 등, 강관의 구속으로 인한 강관내부 콘크리트의 압괴강도 및 압괴변형률 증진 등 이른바 횡구속 효과를 따로 고려하지 않는다.

EC4의 경우 콘크리트 구조 설계지침인 Eurocode2(EC2)^[6]의 콘크리트 응력-변형률 관계식을 따르도록 하고 있다. EC2(6에서는 실험에 부합하는 적정의 식을 사용할 수 있다는 전제 하에 콘크리트의 강도로부터 산정되는 압괴변형률을 가지는 콘크리트 응력-변형률 관계식을 구비하였으며,

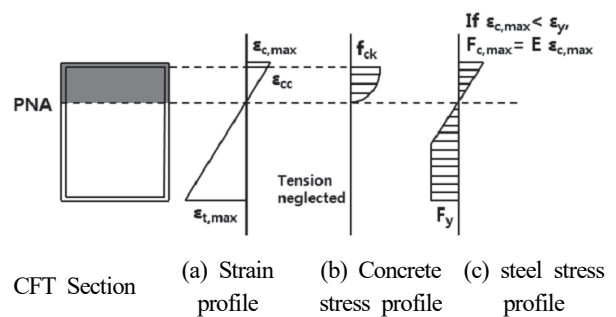


Fig. 3. Basic concept of strain compatibility method

이 때 압괴변형률은 $0.0035(f_{ck} \leq 50\text{MPa})$ 로부터 콘크리트의 압괴강도 f_{ck} 가 증가할수록 작은 압괴변형률을 가진다. 또한 횡구속으로 인해 콘크리트의 강도가 압괴변형률에 이르기까지 최대강도로 유지되는 이른바 강도유지를 인정한다. 한편 외부강관으로 인한 구속효과를 반영하고자 할 경우, 내부 충전 콘크리트에 가해지는 횡구속 압력치를 바탕으로 콘크리트의 압괴강도 및 압괴변형률을 증진시켜 산정하도록 하였다.

하지만, 각형단면의 경우 구속효과에 의한 강도의 증가가 그다지 크지 않다는 기존의 여러 연구결과(Furlong^[8], Gourley *et al.*^[9], Schneider^[10])와 더불어, 각형강관의 횡구속으로 인한 횡구속 압력치를 명시하지 않기 때문에, 상기 콘크리트의 응력-변형률 관계식을 적용하기 어려운 실정이다.

이상의 논의에서 보듯이 ACI, AISC, EC4 등의 현행 기준은 RCFT의 변형률적합법 적용을 위한 기본토대, 즉 각형강관의 구속효과를 반영한 내부충전 콘크리트의 구성방정식을 제공치 못하고 있음을 알 수 있다. 이하에서는 기존 실험 데이터베이스를 분석한 후 RCFT의 P-M 조합강도 평가에 범용적으로 활용가능한 충전콘크리트의 구성방정식을 제시하고 그 타당성을 입증하고자 한다.

3. 기존 실험연구의 분석

앞서 지적했듯이, 현행 기준은 변형률적합법 적용을 위한 기본토대를 제공치 못하는 한계가 있다. 본 장에서는 기존의 연구(Liu^[11], Liu *et al.*^[12], Liu and Gho^[13], Varma *et al.*^[14])에 보고된 실험 데이터베이스를 분석하여 각형강관이 제공하는 구속효과를 평가 하였다. 이 분석에 사용된 실험 데이터베이스는 아래와 같이 100MPa급 고강도콘크리트 및 834MPa급 고강도강재를 까지 넓은 범위를 포괄하고 있다:

- 기둥단면폭(B): 120~305mm
- 기둥길이(L): 360~1520mm
- 판폭두께비(B/t): 17.24~52.59
- 콘크리트 강도(f_{ck}): 55~110MPa
- 강재의 항복강도(F_y): 269~660MPa
- 상대강도비(F_y/f_{ck}): 2.45~9

3.1 단주 압축강도 및 조합응력 상태에서의 휨강도 분석

3.1.1 단주 압축강도

Table 3은 ACI, AISC, EC4에서 규정하는 콘크리트충전 각형강관 단주 공칭강도 산정식을 정리한 것으로 아래에서 실험강도를 정규화하여 분석하는데 사용되었다. 이미 언급한 바와 같이 AISC는 강관의 판폭두께비(B/t)를 세분화해서 강관이 컴팩트단면이 아니면 저감된 공칭강도를 산정한다 (Fig. 4 참조).

RCFT기둥의 단주압축강도에 대한 Liu^[11], Liu *et al.*^[12]과 Liu and Gho^[13]의 실험치를 ACI, AISC, EC4 각 공칭강도 산정식으로 정규화한 후 이들을 비교하여 Fig. 5에 도시하였다. Fig. 5의 데이터 범위는 다음과 같으며 AISC의 단면구분에 따르면 전 실험체는 컴팩트 단면에 속한다: $B/t=17.24 \sim 34.48$, $L/B=3$, $F_y=300\sim 495\text{MPa}$, $f_{ck}=55\sim 106\text{MPa}$, $F_y/f_{ck}=2.8\sim 9.0$.

각 연구에서 지적한 바와 같이 ACI 및 AISC와 EC4는 전반적으로 보수적인 예측치를 제공한다. ACI와 AISC의 경우

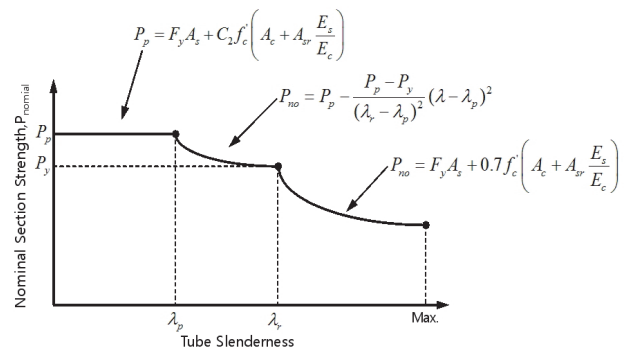


Fig. 4. Nominal axial strength vs. plate slenderness (AISC)

Table 3. Summary of nominal axial strength formula

	$P_{nominal}$		Note
ACI	$P_{nominal} = P_{n,max} = (0.85) P_0$ $P_0 = 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + F_y A_{st}$		(0.85) for min. eccentricity
AISC-LRFD	Compact sections	$P_{nominal} = P_p$ $C_2 = 0.85(\text{rectangular})$	$P_p = F_y A_s + C_2 f_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c})$
	Noncompact sections	$P_{nominal} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2$	$P_y = F_y A_s + 0.7 f_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c})$
	Slender sections	$P_{nominal} = F_{cr} A_s + 0.7 f_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c})$	$F_{cr} = \frac{9E_s}{(B/t)^2}$
EC4	$P_{nominal} = N_{pl,Rd} = f_{ck} A_c + f_{ys} A_s + f_{ya} A_a$		Increased concrete strength used

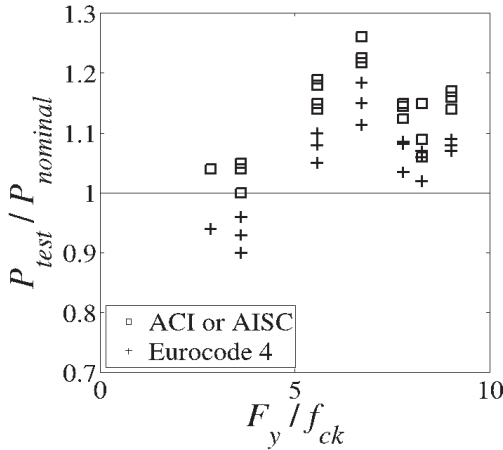


Fig. 5. Comparison of experimental to nominal axial strength

코드의 예측값 대비 실험치 값이 평균 1.1361로 13% 이상의 지나치게 보수적인 예측치를 제공하는 반면, EC4는 상기 지표 평균 1.0546으로 5% 내외의 합리적인 예측치를 제공함을 확인하였다. 다만 EC4의 경우 일반 강재($F_y=300\text{MPa}$)에 고강도 콘크리트($f_{ck}=83\sim 106\text{MPa}$)를 사용한 일부 실험체에 대해서는 비보수적인 예측치를 보이는 것으로 나타났다 (Fig. 5 참조).

이러한 경향은 RCFT기둥의 콘크리트 강도로서 ACI와 AISC는 각형강관의 구속효과가 전혀 반영되지 않은 채, 콘크리트가 압괴변형률에 다다를 경우 강도가 저하되는 비구속 콘크리트에 상응하는 $0.85f_{ck}$ 를 사용하는 반면에 EC4의 경우에는 각형강관의 구속효과로 인해 콘크리트가 압괴변형률에 다다르더라도 최대강도를 유지하는 형태의 횡구속효과를 인정하여 $1.0f_{ck}$ 를 사용하는 것에 기인한다. 이와 더불어 EC4의 경우 일반 강재와 고강도 콘크리트를 사용한 RCFT 단주에 대해 지나치게 큰 압축강도를 제공하는데, 이는 콘크리트 강도 대비 강재 강도의 값이 작을수록 더 낮은 구속효과가 발현됨을 시사한다.

3.1.2 조합응력 상태에서의 휨강도

Varma *et al.*^[14]은 최근 고강도 콘크리트에 일반 및 고강도 강재를 사용한 P-M 조합강도 평가실험을 수행하고 각 기준의 조합강도 산정식과 비교하여 그 정확도를 보고한 바가 있다. AISC-PSDM을 작성함에 있어 컴팩트단면에 대해서는 Method2를, 비컴팩트단면에 대해서는 Method1을 사용하였으며, ACI-SCM와 AISC-SCM의 경우 가장 널리 쓰이는 콘크리트 모델인 Hognestad^[15] 모델에서 압괴변형률을 0.003

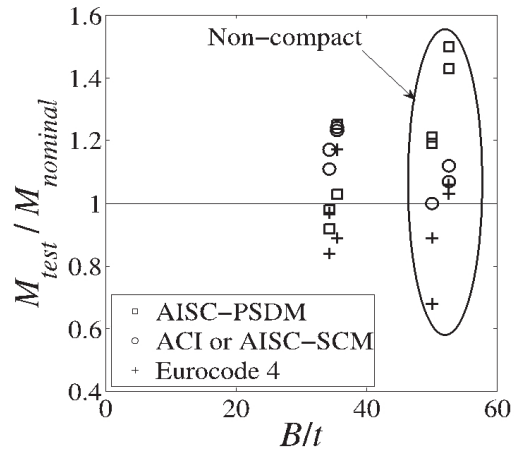


Fig. 6. Comparison of experimental to nominal flexural strength by Varma *et al.*^[14]

으로 제한하여 사용하였다. 이들이 수행한 실험조건은 다음과 같다: $B/t=35.47\sim 52.59$, $L/B=5$, $F_y=269\sim 660\text{MPa}$, $f_{ck}=110\text{MPa}$, $F_y/f_{ck}=2.45\sim 6.0$.

Fig. 6은 Varma 등이 수행한 조합응력 상태에서의 휨강도 실험치를 각 기준에서 제시한 공칭강도 산정치로 정규화한 것을 도식화한 것이다. 높은 판폭두께비($B/t=48$)를 가지는 일부 단면에 대해 EC4가 지나치게 비보수적인 예측치를 제공하는 반면에, AISC P-M 곡선의 경우 지나치게 보수적인 값을 나타내는 것을 확인하였다. 이는 단주압축강도와 마찬가지로, 콘크리트충전 각형강관기둥의 콘크리트 강도에 대하여 AISC는 $0.85f_{ck}$ 를 사용하여 각형강관의 횡구속효과를 반영하지 않는데 반해, EC4에서는 $1.0f_{ck}$ 를 택하여 횡구속효과로 인해 콘크리트의 강도가 최대강도에 다다른 것을 인정하기 때문인 것으로 설명할 수 있다.

Fujimoto *et al.*^[16]은 일반 및 고강도 콘크리트에 일반 및 고강도 강재를 사용한 P-M 조합강도 평가실험을 수행하고 각 기준의 조합강도 산정식과 비교하여 그 정확도를 보고한 바가 있다. 위와 마찬가지로 AISC-PSDM을 작성함에 있어 컴팩트단면에 대해서는 Method2를, 비컴팩트단면에 대해서는 Method1을 사용하였으며, ACI-SCM와 AISC-SCM의 경우 가장 널리 쓰이는 콘크리트 모델인 Hognestad 모델에서 기준에서 제시한대로 압괴변형률을 0.003으로 제한하여 사용하였다. 이들이 수행한 실험조건은 다음과 같다: $B/t=18.70\sim 73.74$, $F_y=262\sim 834\text{MPa}$, $f_{ck}=25.4\sim 77\text{MPa}$, $F_y/f_{ck}=2.45\sim 32.83$.

Fig. 7은 Fujimoto 등이 수행한 조합응력 상태에서의 휨

강도 실험치를 각 기준에서 제시한 공칭강도 산정치로 정규화한 것 중 일부를 도식화한 것이다. Fig. 7의 (a)와 (b)는 각각 고강도 콘크리트에 일반 강재와 고강도 강재를 조합한 경우의 여러 조합강도 산정치들을 비교한 것으로, 상대적으로 높은 상대강도비(F_y/f_{ck})를 가지는 일반 콘크리트-고강도 강재 조합의 경우(Fig. 7(a)) 압괴변형률 0.003의 콘크리트 모델을 변형률적합법에 적용한 경우 뿐만 아니라 EC4와 AISC의 소성응력분포법 등 모든 예측이 지나치게 보수적인 산정치들을 보임을 확인할 수 있다. 반면에 상기 예에 비해 상대적으로 낮은 상대강도비를 가지는 고강도 콘크리트-고강도 강재 조합의 경우(Fig. 7(b)), 압괴변형률이 제한되지 않은 상황을 전제하는 EC4가 비보수적인 예측치를 제공하는 반면, AISC 소성응력분포법과 압괴변형률 0.003의 콘크리트 모델을 적용한 변형률적합법의 경우 다소 보수적인 예측치를 제공함을 확인할 수 있다. 두 경우의 비교를 통해 상대강도비가 증가할수록 변형률적합법을 통한 조합강도 예측치가 매우 보수적임을 확인할 수 있는데, 이는 상대강도비가 증가할수록 압괴변형률이 증가하기 때문에 합성단면의 힘의 재분배가 더욱 촉진되기 때문으로 해석할 수 있다.

3.2 콘크리트충전 각형강관기둥 구속효과에 대한 고찰

이상 콘크리트충전 각형강관기둥의 압축강도 및 조합응력 상태에서의 휨강도 분석결과에서 보듯이, 각형강관에 의한 횡구속 효과를 인정하여 $1.0f_{ck}$ 를 사용하는 EC4의 방법은 높은 판폭두께비를 가지는 경우 등에 대해 비안전적인 결과를 준다. 이는 각형강관에 의한 횡구속효과가 발현되더라도, 유의미한 콘크리트의 강도증진을 가져오지 않음을 시사한다. 원형강관 단면의 경우에는 구속효과에 의해 콘크리트의 강도가 상당량 증가될 수 있지만 각형단면의 경우 구속효과에 의한 강도의 증가가 그다지 크지 않다는 기존의 여러 연구결과와 합치한다(Furlong^[8], Gourley *et al.*^[9], Schneider^[10]). 가령, Furlong^[8]은 원형단면의 경우 횡방향 변형이 횡구속응력에 의해 적절히 구속되는 반면, 사각형 단면의 평판부는 작은 힘에도 쉽게 변형 되어 구속이 효과적이지 않은 것으로 설명하였다. Gourley *et al.*^[9]은 사각형 단면의 모서리 부분에서만 부분적으로 구속이 일어나지만, 그 영향은 무시할 수 있다고 하였다.

위에서 언급된 것같이 현 기준들에서는 적절한 RCFT 기둥의 구성방정식을 제공치 않고 있다. 이에 본 연구에서는 변형률적합법 적용을 위한 선행 연구의 콘크리트 응력-변형

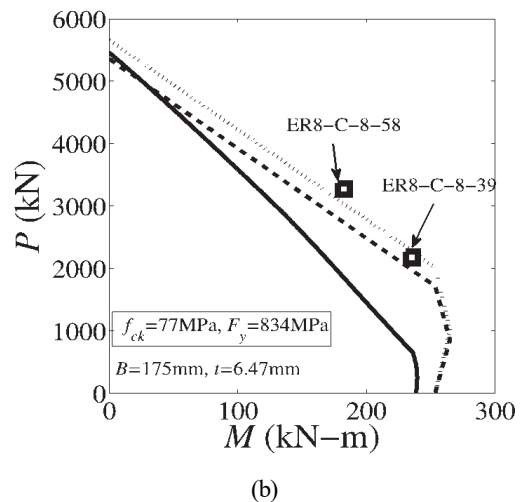
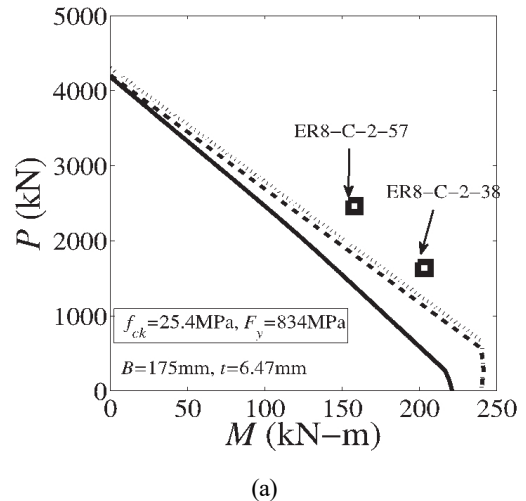
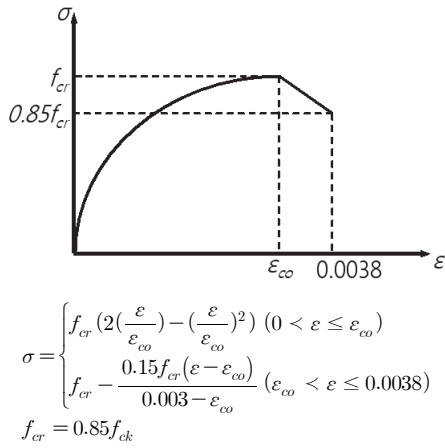


Fig. 7. Comparison of P-M interaction curves with experimental results conducted by Fujimoto *et al.*^[16]

률 관계식들을 분석해 보았다.

3.2.1 Hognestad 모델

Fig. 8은 가장 많이 알려진 Hognestad^[15]이 제안을 한 압축상태에서의 콘크리트 응력-변형률 모델이다. 비구속상태의 콘크리트가 순수 중심축 압축력을 받았을 때 변형률 ϵ_{co} 까지는 이차함수형태로 압축력이 증가를 한다. 변형률 ϵ_{co} 이상부터는 일차함수형태로 압괴변형률 0.0038까지 15%의 응력이 감소하는 방정식이다. 하지만 앞서 분석한 바에 따르면 본 모델은 비구속상태의 콘크리트로서 콘크리트의 응력이 최대강도에 도달한 이후로 감소하는 형태이므로, 콘크리트충전 각형강관에 적용하기에는 무리가 있다.

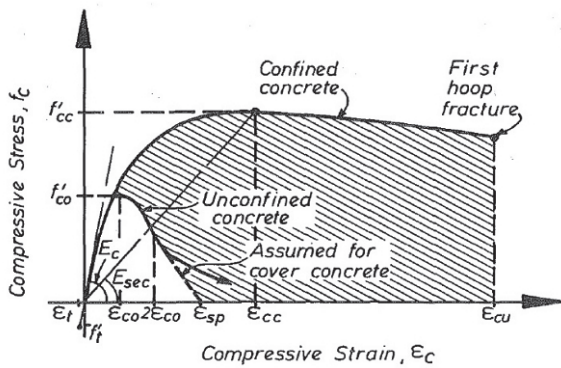


단, $\epsilon_{co} = 0.0003867 \sqrt{f_{ck}}$

Fig. 8. Typical stress-strain model for unconfined concrete by Hognestad

3.2.2 Mander 모델

Mander *et al.*^[17]이 제안한 횡철근에 의해 구속된 콘크리트의 구성방정식을 Fig. 9에 정리하였다. 구속된 콘크리트는 구속효과에 의해 강도가 증진되면 변형률도 증가를 하는



$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$$

단, $f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right)$

$$f_c = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

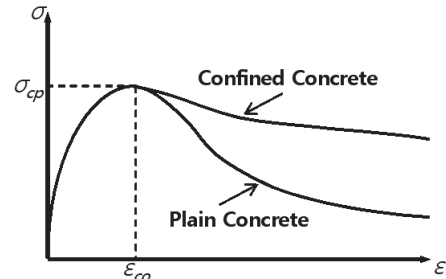
$$E_{sec} = \frac{f'_{co}}{\epsilon_{co}}$$

Fig. 9. Theoretical Stress-Strain Model of confined concrete proposed by Mander *et al.*^[17]

모델이다. 횡구속 철근은 수직하중은 지지하지 않고 100%가 횡구속재 역할만 한다. 하지만 본 모델에서 강도 증진의 근거로써 제기한 횡구속 철근이 수직하중은 지지하지 않은 채 100% 횡구속재 역할을 하는데 반면에, 강관은 횡구속 기능 이전에 수직하중을 지지해야 하므로 구속효과가 더 떨어질 것으로 예측된다. 또한 앞서 분석한 바와 같이 각형강관의 경우 원형강관에 비해 구속효과가 미미하여 콘크리트의 유의미한 강도증진은 없기 때문에, 이를 콘크리트충전 각형강관에 활용하기에는 적절치 않은 것으로 판단하였다.

3.2.3 Sakino 모델

Sakino and Sun^[18]이 제안한 콘크리트충전 각형강관의 응력-변형률 관계식을 Fig. 10에 정리하였다. Sakino에 따르면, 순수 중심축 압축력을 받는 구속상태의 콘크리트는 변형률 ϵ_{co} 까지 이차함수형태로 최대응력에 도달하며 커지다가 최대응력에 도달한 후에는 강도가 감소하면서 변형률은 증가하는 형태가 된다. 여기서, 구속된 콘크리트의 강도는 비구속된 콘크리트보다 강도저감이 적다. 하지만 본 모델의



$$Y = \frac{VX + (W-1)X^2}{1 + (V-2)X + WX^2}$$

$$X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}}$$

$$Y = \frac{\sigma_c}{\sigma_{cp}}$$

$$V = E_c \cdot \epsilon_{co} / \sigma_{cp}$$

$$\sigma_{re} = \frac{1}{2} \rho_h \cdot \sigma_{sy} \left(\frac{t}{b} \right)$$

$$W = 1.5 - 17.1 \sigma_{cp} \times 10^{-3} + 2.39 \sqrt{\sigma_{re}}$$

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

$$\epsilon_{co} = 0.94 (\sigma_{cp})^{1/4} \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{cp} = \sigma_{cB} \times \gamma_U$$

$$\gamma_U = 1.67 D^{-0.112}$$

$$D = \frac{2B}{\sqrt{\pi}}$$

Fig. 10. Theoretical Stress-Strain Model of confined concrete proposed by Sakino and Sun^[18]

경우 강관의 구속으로 인해 콘크리트 강도가 비구속 콘크리트에 비해 다소 증진되는 모델로, 압괴변형률을 직접적으로 명시하지 않고 있다. 이에 따라 최대강도 발현 이후 저감되는 강도를 다소 증진시키는 본 모델을 통해 변형률적합법을 적용하는 과정에서 기존 AISC 및 ACI의 압괴변형률 제한값인 0.003을 따를 경우, P-M조합강도는 미미하게 상향되는 등 선행연구분석에서 지적한 보수적 평가를 반복하게 되는 한계를 지닌다.

3.2.4 Tomii와 Sakino 모델

Fig. 11은 Tomii and Sakino^[19]의 모델을 정리해놓은 것이다. 각형강관에 의한 콘크리트가 구속효과로 인해 강도증진은 없이 압괴변형률이 0.005까지 증가하며 이후에는 판폭두께비(B/t)에 따라 감소하는 형태의 응력-변형률 관계를 제시하였다. 그러나 이 모형은 일반강재(194~340MPa)와 일반콘크리트(18.62~38.22MPa)를 사용한 각형강관 합성기둥 실험을 통해 도출된 것으로서, 현재 요구되는 고강도강/고강도콘크리트를 포함한 다양한 재료의 조합까지를 고려한 것이 아니다. 또한 압괴변형률에 미치는 다양한 변수의 영향을 반영하지 않고 단일값 0.005로 고착시킨 한계를 지니고 있다.

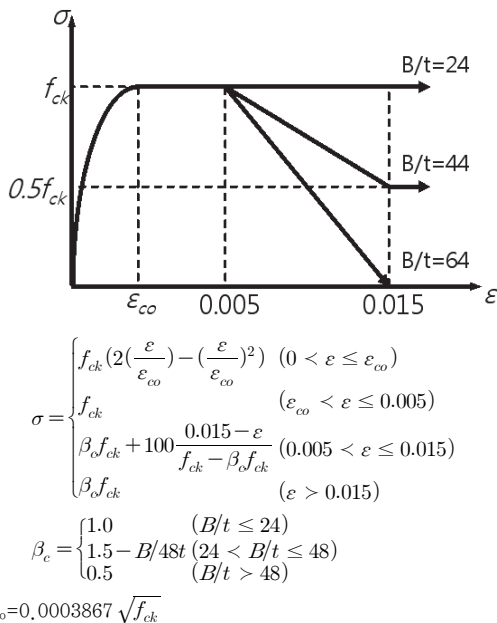


Fig. 11. Theoretical Stress-Strain Model of confined concrete proposed by Tomii and Sakino^[19]

4. 각형강관 충전콘크리트의 구성방정식 제안

본 연구에서 추구하는 모형은 실무적용을 위한 우회적이고 현상학적 모형이다. 즉 상대강도비(F_y/f_{ck})와 판폭두께비(B/t)의 P-M조합강도에 대한 영향을 압괴변형률의 크기에 반영하여 단면내의 힘의 재분배 정도를 조절함으로써 실험결과와 합치하는 결과를 얻어내는 모형이다. 상대강도비와 판폭두께비가 압괴변형률에 미치는 요인을 아래와 같이 추정할 수 있다.

콘크리트의 경우 고강도화할수록 푸와송비가 작아짐은 잘 알려져 있다. 푸와송비가 작아질수록 압축응력에 대한 횡방향 변형이 작아져서 강관의 횡구속효과는 상대적으로 줄어든다. 또한 강재가 고강도화 할수록 항복점(yield plateau)이 없어지는 대신 항복후 즉시 변형경화하는 거동을 보인다. 이 두 가지 효과가 합쳐져서 상대강도비(F_y/f_{ck})가 증가할수록(즉, 콘크리트강도는 감소하고 강재강도는 증가하는 재료 조합이 될수록) 겉보기 P-M조합강도는 커지는 실험결과가 얻어진 것으로 추정된다.

Fig. 12는 본 연구에서 상정한 각형강관 내부 콘크리트 모형의 개념도를 나타낸 것으로, 아래 식 (2)의 함수형태를 상정하여 연구를 수행하였다. 우선 Furlong^[8], Liu^[11], Liu et al.^[12], Liu and Gho^[13], Varma et al.^[14], Fujimoto et al.^[16], Uy^[20], Seo and Chung^[21], Seo et al.^[22], Kim et al.^[23]의 실험결과를 대상으로 압괴변형률을 변화시켜 가면서 변형률적합법을 적용하여 실험의 조합강도와 합치하는 압괴변형률의 크기를 시행착오적으로 산정하였다.

$$\sigma = \begin{cases} f_{ck} \left(2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{co}} \right)^2 \right) & (0 \leq \epsilon \leq \epsilon_{co}) \\ f_{ck} & (\epsilon_{co} \leq \epsilon \leq \epsilon_{cc}) \end{cases} \quad (2)$$

단, $\epsilon_{co} = 0.93(f_{ck})^{1/4} \times 10^{-3}$

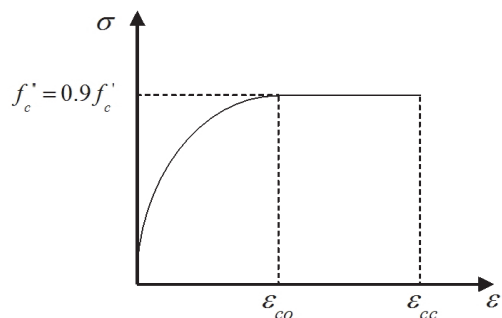


Fig. 12. Proposed stress-strain model

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{cc}(B/t, F_y/f_{ck}) \quad (3)$$

여기서, 본 식의 적용범위는 참고한 실험조건의 범위로 다음과 같으며, 콤팩트 및 비콤팩트단면을 포괄하고 있다: $B/t=18.83\sim73.74$, $F_y=262\sim913$ MPa, $f_{ck}=21\sim113$ MPa, $F_y/f_{ck}=2.45\sim32.83$.

4.1 압괴변형률과 상대강도비(F_y/f_{ck}), 판폭두께비(B/t) 사이의 상관성 분석

압괴변형률과 상대강도비의 상관성:

Fig. 13은 분석결과를 바탕으로 압괴변형률과 상대강도비(F_y/f_{ck})의 상관성을 정리한 그림이다. 상관분석 결과 상관계수 $\rho=0.7433$ 으로 뚜렷한 양적 선형관계를 보이며 p-value $p=7.68\times 10^{-5}$ 로 높은 신뢰도를 가진다. 본 상관분석은 상대강도비(F_y/f_{ck})가 커질수록 압괴변형률을 증가시킬 수 있음을 시사한다.

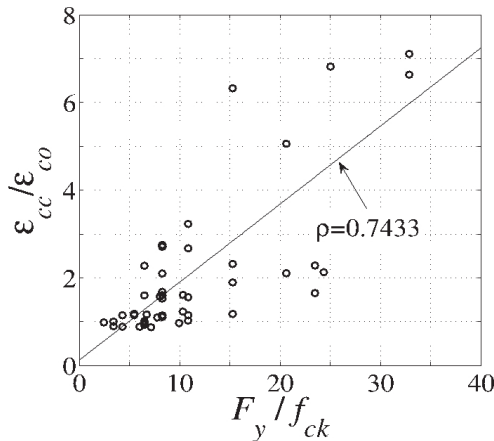


Fig. 13. Correlation between concrete crushing strain and relative strength ratio

압괴변형률과 판폭두께비의 상관성:

다음의 Fig. 14는 분석결과를 바탕으로 압괴변형률과 판폭두께비(B/t)의 상관성을 정리한 것이다. 상관분석 결과 상관계수 $\rho=-0.5159$ 으로 뚜렷한 음적 선형관계를 보이며 p-value $p=1.67\times 10^{-10}$ 로 높은 신뢰도를 가진다. 본 상관분석을 결과는 판폭두께비(B/t)가 작아질수록 압괴변형률이 커짐을 시사한다.

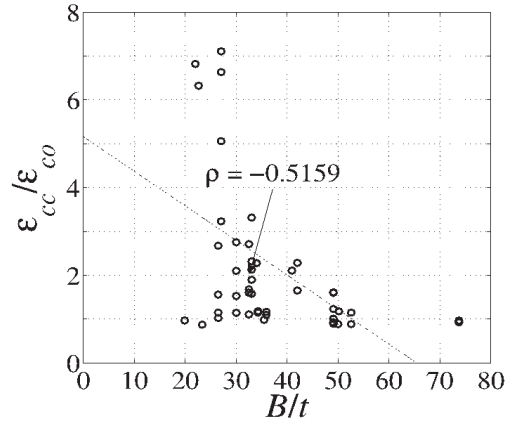


Fig. 14. Correlation between concrete crushing strain and width-thickness ratio

4.2 압괴변형률 예측식 및 응력-변형률 관계식 제안

4.1절에서 분석하였듯이 압괴변형률은 상대강도비(F_y/f_{ck})에 대해서 양적 선형관계를 보이며 판폭두께비(B/t)에 대하여 음적 선형관계를 보인다. 이를 반영하는 압괴변형률 예측식으로서 여러 가지 함수형태가 가능하지만 재료강도비와 판폭두께비(B/t)의 물리적 차원이 유지되도록 식 (3)과 같이 간단한 함수형태를 토대로 회귀분석을 수행하여 아래 식 (4)와 같이 변형도적합법 적용을 위한 압괴변형률(또는 한계변형률)제안하였다.

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left\{ 1 + 4.066 \times \left(\frac{F_y/f_{ck}}{B/t} \right) \right\} \quad (4)$$

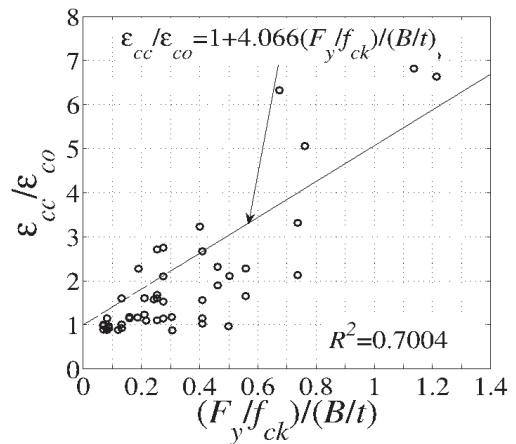


Fig. 15. Relationships of $(\epsilon_{cc}/\epsilon_{co})$ and $\{(F_y/f_{ck})/(B/t)\}$

5. 제안식을 이용한 P-M곡선 비교

본 장에서는 본 연구에서 제시한 응력-변형률 관계를 적용한 변형률적합법과 현행 기준에서 제안하는 압괴변형률 0.003 기반의 변형률적합법을 다양한 조건의 실험결과와 비교하여 그 타당성을 확인하고자 하였다. 비교를 위한 기존의 콘크리트 모델로써 일반적으로 가장 널리 쓰이는 Hognestad의 모델을 사용하였으며, 이 때 압괴변형률은 AISC와 ACI의 제한치인 0.003을 적용하였다.

Fig. 16은 여러 연구의 실험치를 상기 두 모델을 적용하여 변형률적합법을 통해 산정된 조합응력 상태의 휨강도로 정규화한 후 이를 비교한 것으로, Fig. 16(a)와 (b)는 각각 판폭두께비와 상대강도비에 따른 휨강도의 비를 도시한 것이

다. 이에 따르면 압괴변형률 0.003 제한의 Hognestad 모델을 통한 변형률적합법이 대체적으로 보수적인 휨강도 예측치를 제공하며(평균 1.12, 표준편차 0.15) 특히 낮은 판폭두께비와 높은 상대강도비의 실험치에 대해 지나치게 보수적인 예측치를 제공하는 반면에, 본 연구에서 제안하는 강관구속 콘크리트 모델의 경우에는 보다 실험치와 부합되는 예측치를 제공함을 확인할 수 있다(평균 1.00, 표준편차 0.07). 이는 즉 일반콘크리트 및 일반강재, 고강도콘크리트 및 일반강재, 일반콘크리트 및 고강도강재, 고강도 콘크리트 및 고강도 강재의 조합에 이르기까지 매우 일반적인 조건에 대해 본 연구의 제안에 따른 예측치가 가장 일관성있고 정확하게 실험결과를 예측하고 있음을 확인할 수 있다.

6. 요약 및 결론

본 연구에서는 기존에 수행된 실험결과를 분석하여 콘크리트충전 각형 강관기둥의 P-M 조합강도 예측을 위한 변형률적합법에 활용될 수 있는 충전콘크리트의 구성방정식을 제시하고 그 타당성을 입증하고자 하였다. 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 기존 실험 데이터베이스를 바탕으로 콘크리트충전 각형 강관기둥 내 콘크리트의 압괴변형률과 판폭두께비(B/t)와는 음적 선형 관계를 가지며, 재료간 상대강도비(F_y/f_{ck})와는 양적 선형관계를 가짐을 확인하였다. 이를 바탕으로 변형률적합법 적용을 위한 압괴변형률(한계변형률)을 상대강도비(F_y/f_{ck})와 판폭두께비(B/t)의 함수형태로 제안하였다. 이를 토대로 콘크리트충전 각형강관기둥의 P-M 조합강도 평가에 범용적으로 적용가능한 충전콘크리트의 구성방정식을 제시하였다. 본 연구에서 제시한 모형은 실무적용을 위한 현상학적이고 경험적인 모형으로, 현 기준에서 제시하고 있는 압괴변형률 0.003의 일괄적 제한의 한계를 지적하였으며, 상대강도비와 판폭두께비의 P-M조합강도에 대한 영향을 압괴변형률의 크기에 반영하여 단면내의 힘의 재분배 정도를 조절함으로써 실험결과와 합치하는 결과를 얻어내는 모형을 제시하였다.
- (2) 일반콘크리트 및 일반강재, 고강도콘크리트 및 일반강재, 일반콘크리트 및 고강도강재, 고강도 콘크리트 및

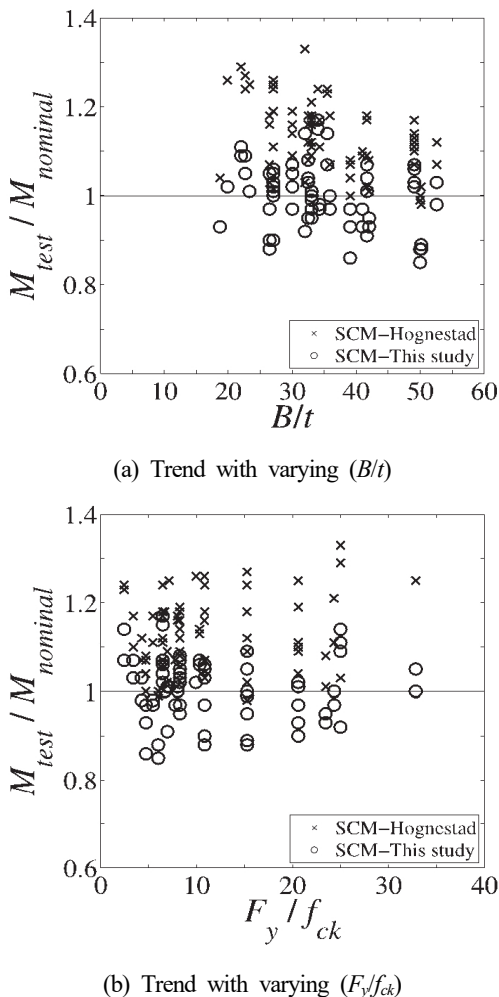


Fig. 16. Comparison between proposed stress-strain model and Hognestad model with concrete crushing strain $\epsilon_{cc}=0.003$

고강도 강재의 조합에 이르기까지 매우 일반적인 조건에 대해 본 연구의 방법에 따른 예측치가 가장 일관성있고 정확하게 실험결과를 예측할 수 있음을 입증하였다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 R&D정책인프라사업(11기술표준화 09-01)에 의한 성능기반 강-콘크리트 합성구조 설계기준개발과 2013 포스코대학원생 논문지원 연구비 지원에 의해 수행되었습니다.

참고문헌(References)

- [1] American Concrete Institute (2007) *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*, USA.
- [2] American Institute of Steel Construction (2010) *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10)*, USA.
- [3] European Committee for Standardization (2005) *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures (EN 1994)* Belgium.
- [4] 대한건축학회(2009) 건축구조기준 (KBC 2009) 및 해설, 기문당.
Architectural Institute of Korea (2009) *Korea Building Code (KBC 2009) and Commentary*, Kimoondang, Korea (in Korean).
- [5] 이철호, 강기용, 김성용, 구철희(2013) 각형 콘크리트충전 강관기둥 부재의 구조설계기준 비교연구, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제25권, 제4호, pp.389-398.
Lee, C.H., Kang, K.Y., Kim, S.Y., and Koo, C.H. (2013) Review of Structural Design Provisions of Rectangular Concrete Filled Tubular Columns, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.25, No.4, pp.389-398 (in Korean).
- [6] European Committee for Standardization (2004) *Eurocode 2: Design of Concrete Structures (EN 1992)* Belgium.
- [7] 최영환, 배규웅(2005) 미국 강구조학회의 설계법에 기반한 콘크리트 충전강관 보-기둥의 새로운 내력평가 방법, 대한건축학회논문집 - 구조계, 대한건축학회, 제21권, 제11호, pp.69-76.
- [8] Choi, Y.-H., and Bae, K.-W. (2005) New Method to Estimate the Strength of Concrete Filled Tube Beam-Columns Based on AISC/LRFD, *Journal of the Architectural Institute of Korea - Structure & Construction*, Vol.21, No.11, pp.69-76 (in Korean).
- [9] Furlong, R.W. (1967) Strength of Steel-Encased Concrete Beam Columns, *Journal of the Structural Division*, American Society of Civil Engineers, Vol.93, No.5, pp.113-124.
- [10] Gourley, B.C., Tort, C., Hajjar, J.F., and Schiller, P.H. (2001) A Synopsis of Studies of the Monotonic and Cyclic Behavior of Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns, *Structural Engineering Report No. ST-01-4*, University of Minnesota, USA.
- [11] Schneider, S.P. (1998) Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes, *Journal of the Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.124, No.10, pp.1125-1138.
- [12] Liu, D. (2004) Behaviour of High Strength Rectangular Concrete-Filled Steel Hollow Section Columns Under Eccentric Loading, *Thin-Walled Structures*, Elsevier, Vol.42, No.12, pp.1631-1644.
- [13] Liu, D., Gho, W.-M., and Yuan, J. (2003) Ultimate Capacity of High-Strength Rectangular Concrete-Filled Steel Hollow Section Stub Columns, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol.59, No.12, pp.1499-1515.
- [14] Liu, D., and Gho, W.-M. (2005) Axial Load Behaviour of High-Strength Rectangular Concrete-Filled Steel Tubular Stub Columns, *Thin-Walled Structures*, Elsevier, Vol.43, No.8, pp.1131-1142.
- [15] Varma, A.H., Ricles, J.M., Sause, R., and Lu, L.-W. (2002) Experimental Behavior of High Strength Square Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.128, No.3, pp.309-318.
- [16] Hognestad, E. (1951) *A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members*, University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin Series No. 399, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA.
- [17] Fujimoto, T., Mukai, A., Nishiyama, I., and Sakino, K. (2004) Behavior of Eccentrically Loaded Concrete-Filled Steel Tubular Columns, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.130, No.2, pp.203-212.
- [18] Mander, J.B., Priestley, M., and Park, R. (1988) Theoretical Stress-Strain Model for Concrete, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers,

- Vol.114, No.8, pp.1804-1826.
- [18] 崎野健治, 孫玉平(1994) 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 日本建築学会, 第59巻, 第469号, pp.95-104.
Sakino, K., and Sun, Y. (1994) Stress-Strain Curve of Concrete Confined by Rectilinear Hoop, *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, AIJ, Vol.59, No.461, pp.95-104 (in Japanese).
- [19] Tomii, M., and Sakino, K. (1979) Elasto-Plastic Behavior of Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns, *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, AIJ, Vol.280, pp.111-122.
- [20] Uy, B. (2001) Strength of Short Concrete Filled High Strength Steel Box Columns, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol.57, No.2, pp.113-134.
- [21] 서성연, 정진안(2002) 고강도콘크리트충전 각형강관장주의 내력에 관한 실험적 연구, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제14권, 제4호, pp.471-479.
- Seo, S.Y., and Chung, J.A. (2002) An Experimental Study on Strength of Slender Square Tube Columns Filled with High Strength Concrete, *Journal of Korean Society of Steel Structures*, KSSC, Vol.14, No.4, pp.471-479 (in Korean).
- [22] 서성연, 津田惠吾, 中村敦史(2002) 2축휨을 받는 고강도콘크리트충전 각형강관기둥의 내력에 관한 연구, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제14권, 제5호, pp.567-576.
Seo, S.Y., Tsuda, K., and Nakamura, A. (2002) A Study on Strength of Steel Square Tubular Columns Filled with High Strength Concrete Under Biaxial Eccentric Load, *Journal of Korean Society of Steel Structures*, KSSC, Vol. 14, No.5, pp.567-576 (in Korean).
- [23] Kim, C., Park, H., Chung, K., and Choi, I. (2014) Eccentric Axial Load Capacity of High-Strength Steel-Concrete Composite Columns of Various Sectional Shapes, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.140, No.4, 04013091.

요 약 : 소성응력분포법과 변형률적합법은 콘크리트충전 각형강관(RCFT, rectangular concrete filled tube) 기둥의 P-M조합강도 산정을 위한 대표적인 두 방법으로, 일반적으로 소성응력분포법은 근사적인 강도치를 제공하는 반면 변형률적합법은 단면에 사용되는 각 물성치의 구성방정식이 정확하다는 전제 하에서 정해에 가까운 해를 제공한다. 최근 변형률적합법에 따른 RCFT기둥의 P-M조합강도 산정에 관한 필자의 연구에 따르면, 현재 연구된 외부 강관으로 구축된 콘크리트 구성방정식이 부정확하기 때문에, 변형률적합법을 통해 산정된 다양한 물성치를 가지는 콘크리트와 강재의 조합으로 이루어진 단면의 P-M조합 강도가 부정확하게 산정되는 것으로 나타났다. 이에 따라 본 연구에서는 기존에 수행된 실험결과를 분석하여 콘크리트충전 각형 강관기둥의 P-M 조합강도 예측을 위한 변형률적합법에 활용될 수 있는 충전콘크리트의 구성방정식을 제시하고 그 타당성을 입증하였다. 본 연구에서 추구하는 모형은 실무적용을 위한 우회적이고 현상학적 모형으로, 외부 강재와 내부 콘크리트 간 상대강도비와 강재의 판폭두께비의 P-M조합강도에 대한 영향을 압괴변형률의 크기에 반영하여 단면내의 힘의 재분배 정도를 조절함으로써 실험결과와 합치하는 결과를 얻어내는 모형이다. 이를 위해 현 기준에서 제시하고 있는 압괴변형률 0.003의 일괄적 제한의 한계를 지적하였으며, 상대강도비와 판폭두께비의 P-M조합강도에 대한 영향을 압괴변형률의 크기에 반영하여 단면내의 힘의 재분배 정도를 조절함으로써 실험결과와 합치하는 결과를 얻어내는 모형을 제시하였다.

핵심용어 : 콘크리트충전 각형강관, RCFT 단주, P-M 조합강도, 구성방정식, 변형률적합법
