Journal of Korean Society of Steel Construction
Vol.27, No.6, pp.525-536, December, 2015

ISSN(print) 1226-363X ISSN(online) 2287-4054
DOI http://dx.doi.org/10.7781/kjoss.2015.27.6.525

콘크리트피복 원형충전강관 기둥의 압축성능

이호준[1] · 박홍근[2] · 최인락[3]*

[1]박사과정, 서울대학교, 건축학과, [2]교수, 서울대학교, 건축학과, [3]책임연구원, 포스코, 철강솔루션마케팅실 PAC

Axial Load Performance of Circular CFT Columns with Concrete Encasement

Lee, Ho Jun[1], Park, Hong Gun[2], Choi, In Rak[3]*

[1]Doctoral Student, Dept. of Architecture & Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul, 151-744, Korea
[2]Professor, Dept. of Architecture & Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul, 151-744, Korea
[3]Senior Researcher, Building Structure Research Group, POSCO Steel Solution Center, Incheon, 406-840, Korea

Abstract - An experimental study was performed to investigate the axial-flexural load-carrying capacity of concrete-encased and-filled steel tube (CEFT) columns. To restrain local buckling of longitudinal bars and to prevent premature failure of the thin concrete encasement, the use of U-cross ties was proposed. Five eccentrically loaded columns were tested by monotonic compression. The test parameters were axial-load eccentricity, spacing of ties, and the use of concrete encasement. Although early cracking occurred in the thin concrete encasement, the maximum axial loads of the CEFT specimens generally agreed with the strengths predicted considering the full contribution of the concrete encasement. Further, due to the effect of the circular steel tube, the CEFT columns exhibited significant ductility. The applicability of current design codes to the CEFT columns was evaluated in terms of axial-flexural strength and flexural stiffness.

Keywords - Concrete-encased and-filled tube, Circular CFT, Eccentric axial loading, Axial-flexural strength, Flexural stiffness

1. 서 론

대형기둥에 프리캐스트 콘크리트(PC) 공법 적용 시 양중부하를 줄이기 위한 방안으로 기둥 내부에 중공부가 있는 PC 공법이 고안되었으며, 내부 중공부는 현장에서 후 타설하는 방안이 적용되고 있다[1]. 최근에는 각형강관에 얇은 피복 PC를 적용한 콘크리트피복 충전강관기둥[Concrete-encased and -filled steel tube (CEFT) column]이 중공 PC 공법을 위하여 개발되었다[2],[3]. 일반적으로 콘크리트충전강관(CFT) 구조는 콘크리트와 강관의 상호 구속효과로 인해 철근콘크리트 구조보다 우수한 구조성능을 발휘하는 것으로 알려져 있으며, 이러한 CFT 구조에 철근콘크리트(RC) 피복을 적용하면 강관 외부에서 추가적인 구속효과로 기둥의 강성 및 강도를 증대시킬 수 있다. 또한, 부가적으로 강관의 내화성능 확보에도 효과적이다[4].

선행연구[2],[3]에서는 PC기둥의 중공률을 증가시키기 위해 각형강관에 피복 PC를 적용한 CEFT 기둥을 적용하였다. 그러나 구조적인 측면에서는 원형강관이 각형강관에 비해 효과적이기 때문에 원형강관의 사용을 고려해볼 수 있다(Fig. 1). 또한, 실험결과 CEFT 기둥에 얇은 피복PC를 적용할 경우 PC부의 조기탈락이 발생할 우려가 존재한다[3]. 원형강관을 사용한다면 피복PC의 면적이 상대적으로 철근이 많이 배근되는 단면의 모서리에 집중되기 때문에 이 부분을 횡철근으로 효과적으로 구속한다면 구조적으로 안정된 거동을 보일 것으로 예상된다. 부재 제작 측면에서도 원형강관을 사용할 경우 부재를 눕혀서 타설하는 경우에도 각형강관에 비해 PC부의 콘크리트 충전이 용이할 것으로 판단된다. 원

Note.-Discussion open until June 30, 2016. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on August 14, 2015; revised November 19, 2015; approved on December 2, 2015.
Copyright ⓒ 2015 by Korean Society of Steel Construction
*Corresponding author.
Tel. +82-32-200-2533 Fax. +82-32-200-2710
E-mail. inrak@hotmail.com

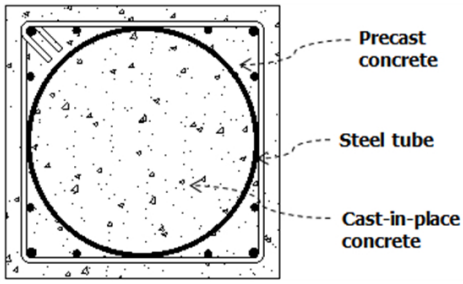


Fig. 1. Cross section of circular CEFT column

형강관은 현재 국내 탑다운 공사에서 지하 CFT기둥으로 주로 사용되고 있으며 구조성능과 내화성능을 증진시키기 위하여 강관 외부에 피복RC가 타설되기도 한다.

원형강관을 적용한 CEFT기둥에 대한 실험연구는 주로 일본과 중국에서 수행되어 왔다[5],[6],[7],[8]. 그러나 기존의 연구는 모두 중공PC공법을 위한 연구가 아니었기 때문에 중공률이 13%～34%로 높지 않고, 상대적으로 작은 기둥단면(정사각형 단면, 폭 = 150～270mm)이 사용되었다(Table 1). Ueura *et al.* (1999)[7]은 CEFT 기둥의 구조성능 향상을 위하여 고강도 강관(항복강도 f_y = 560MPa, 인장강도 f_u = 634MPa)을 사용하여 실험을 수행하였다.

본 연구에서는 PC 기둥의 양중부하 저감을 위하여 중공 PC공법에 사용할 수 있는 원형강관을 적용한 CFFT 기둥의 구조성능을 평가하였다. 현행 설계기준에는 피복콘크리트의 조기탈락에 의한 구조성능 저하를 방지하기 위한 최소 피복두께나 철근배근 상세와 같은 명확한 규정을 제시하고 있지 않다[9]. 따라서 얇은 피복콘크리트를 갖는 CEFT 기둥의 피복콘크리트 조기 탈락으로 인한 구조성능 저하를 방지하기 위하여 기둥 모서리에 주철근을 배근하고 이를 횡구속하기 위한 U형 띠철근 상세를 사용한 원형강관 CEFT 기둥을 제안하였고, 편심압축 실험을 통하여 구조성능을 검증하였다.

2. 실험계획

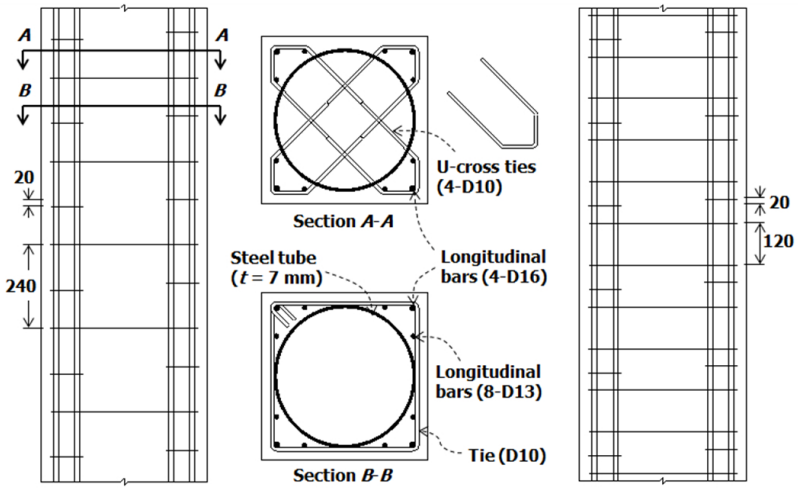
2.1 실험 변수

Fig. 2와 Table 2는 실험체의 주요 상세 및 변수를 나타낸다. 주요 실험변수는 기둥의 편심율, 횡철근 간격 및 피복PC 유무이다. 실험체 CEFT1과 CEFT2는 제안된 CEFT 기둥의 대표 단면 상세로서 실험체의 편심거리는 각각 60mm(CEFT1, 편심율 = 0.125)와 180mm(CEFT2, 편심율 = 0.375)로 차이가 있다. 두 실험체 모두 횡철근의 수직간격은 240mm로

Table 1. Test parameters of previous studies

Test program	Matsui *et al.* (1998)[5] (Japan)	Nakamura *et al.* (1999)[6] (Japan)	Ueura *et al.* (1999)[7] (Japan)	Han *et al.* (2009)[8] (China)
Circular CEFTs	1EA	12EA	2EA	3EA
Loading	Axial	Axial (0,0.3)+lateral cyclic	Axial (0.3)+lateral cyclic	Axial (0,0.3,0.6)+lateral cyclic
Gross section (mm)	250×250	270×270	270×270	150×150
Tube section (thickness, area ratio)	ϕ165.2mm (2.3mm, 1.9%)	ϕ165.2mm (7.1mm, 4.8%) / ϕ114.3mm (6.0mm, 3.3%)	ϕ165.2mm (4.5mm, 3.1%)	ϕ60mm (2mm, 1.6%)
Thickness of concrete encasement	42.4	52.4 / 77.9	52.4	45
Hollowness ratio (%)	34	29 / 14	29	13
Longitudinal bars (area ratio)	4-D6 (0.2%)	4-D16 (1.1%)	4-D19 (1.6%)	4-D10 (1.3%)
Transverse ties (area ratio[a], s/B)	D6 at 75mm (1.0%, 1/3.3)	2-U6.4 at 30mm (2.0%, 1/9) / (1.4%, 1/9)	2-U6.4 at 30mm (2.0%, 1/9)	ϕ6 at 100mm (0.6%, 1/1.5)

[a] $\rho_h = A_h/(ds)$



(a) CEFT1, CEFT2 (b) CEFT3

Fig. 2. Reinforcing details of CEFT columns

Table 2. Properties of test specimens

Test parameters	CEFT1	CEFT2	CEFT3	CFT1	CFT2
Type	CEFT	CEFT	CEFT	CFT	CFT
Dimensions of cross section $B\times B$ or ϕD (mm)	480×480	480×480	480×480	ϕ406.4	ϕ406.4
Thickness of concrete encasement (mm) (hollowness ratio)	36.8 (56%)	36.8 (56%)	36.8 (56%)	-	-
Eccentricity e (mm) (eccentricity ratio e/B)	60 (0.125)	180 (0.375)	60 (0.125)	60 (0.148)	180 (0.443)
Effective length L_e (mm)	2,880	2,880	2,880	2,880	2,880
Concrete encasement					
Concrete strength $f_{ck,e}$ (MPa)	26.6	26.6	26.6	-	-
Longitudinal bars	4-D16 8-D13	4-D16 8-D13	4-D16 8-D13	-	-
Bar yield strength f_{yr} (MPa)	496 473	496 473	496 473	-	-
Bar area ratio (%)	0.78	0.78	0.78	-	-
Axial load contribution δ_e[a] (%)	29	29	29	-	-
Filled concrete strength $f_{ck,f}$ (MPa)	26.6	26.6	26.6	31.7	31.7
Steel tube (mm)	ϕ406.4 (7T)	ϕ406.4 (7T)	ϕ406.4 (7T)	ϕ406.4 (7T)	ϕ406.4 (7T)
Yield strength f_y (MPa)	565	565	565	565	565
Diameter-to-thickness ratio d/t	58.1	58.1	58.1	58.1	58.1
Area ratio (%)	3.8	3.8	3.8	6.8	6.8
Ties	D10@240	D10@240	D10@120	-	-
Yield strength (MPa)	496	496	496	-	-
Area ratio[b] (%)	0.8	0.8	1.6	-	-
U-cross ties	D10@240	D10@240	D10@240	-	-

[a]Axial load contribution of concrete encasement $\delta_e=(0.85f_{ck,e}A_{c,e}+F_{yr}A_r)/(0.85f_{ck,e}A_{c,e}+F_{yr}A_r+F_yA_s+0.85f_{ck,f}A_{c,f})$

[b]Calculated as (D10 diameter 71.3mm2)/(encasement thickness 36.8mm)/(tie spacing 240 or 120mm)[9]

동일하다. CEFT3는 횡철근의 수직간격을 120mm로 감소시켜 내부 콘크리트 구속을 위한 철근량을 2배로 증가하였다. 실험체의 편심율은 CEFT1과 동일하다. CFT1과 CFT2는 외부 콘크리트 피복이 없는 CFT 기둥으로 편심거리는 각각 60mm(CFT1, 편심율 = 0.148)와 180mm(CFT2, 편심율 = 0.443)로 CEFT1, CEFT2와 동일하다.

2.2 실험체 상세

강관은 모든 실험체에서 STKT590(f_y = 565MPa, f_u= 681MPa, 연신율 = 36%)을 사용하였다. 강관의 외경은 406.4mm이었으며, 강관의 두께는 7mm로 강관의 직경대 두께비(D/t)는 58.1이다. ANSI/AISC 360-10[10]에 따르면 원형충전형 강관의 조밀한계는 $\lambda_p = 0.15E_s/f_y$ = 54.4, 비조밀한계는 $\lambda_r = 0.19E_s/f_y$ = 68.9로서, 실험에 사용된 강관은 비조밀단면에 해당된다.

CEFT 실험체는 480mm × 480mm 단면으로 현장에 적용되는 프로토타입 기둥의 1/2 스케일에 해당된다. 피복PC에는 주철근으로 4-D16(SD400)과 8-D13(SD400)을 단면의 네 모서리에 배근하였다(주철근비 0.78%). 횡철근으은 D10(SD400) 철근을 사용하였으며 CEFT1, CEFT2에서는 수직 간격 240mm(=B/2)로, CEFT3에서는 수직 간격 120mm (=B/4)로 배근하였다.

강관에 대한 피복두께는 가장 얇은 중앙부에서 36.8mm이며, 중공률을 극대화 시키기 위하여 강관과 횡철근이 맞닿도록 설계되었다. 일반적으로 SRC 기둥에서는 피복콘크리트가 압괴된 이후에도 강재(H형강의 플랜지)의 국부좌굴에 대한 구속효과를 발휘하기 위하여 강재와 횡철근 간의 간격을 어느 정도 유지하도록 설계기준에 명시되어 있다. 그러나 내부 원형강관과 충전콘크리트의 경우 그 자체로도 구속효과가 뛰어나고 원형강관은 좌굴에 대한 저항이 크기 때문에 제안된 CEFT 기둥에서는 피복PC의 구속효과를 고려하지 않았다. CEFT 실험체의 중공률은 56%이지만, 프로토타입 기둥(960mm × 960mm)에서 PC부를 동일한 개념으로 설계할 경우 중공률은 60%를 초과할 것으로 예상된다.

CEFT 기둥의 횡철근 상세로는 후프철근과 함께 단면의 네 모서리를 국부적으로 보강하는 U형 띠철근 상세를 적용하였다. 강관 내의 충전콘크리트에 매입되어 정착되는 U형 띠철근은 PC부 주철근의 국부좌굴을 구속하면서 PC부의 조기탈락을 방지하는 것이 목적이다. D10(SD400) 철근을 강관에 관통하기 위하여 직경 16mm의 구멍을 강관에 천공하였으며, 철근을 강관 내부로 180mm 매립시켰다. U형 철근이 강관 내부에서 서로 간섭되지 않기 위하여 좌우 U형 철근의 위치에 20mm 단차를 주었다(Fig. 2). U형 띠철근의 수직 간격은 240mm로 모든 CEFT 실험체에서 동일하다. CEFT1, CEFT2의 경우 후프 간격이 240mm이지만 U형 띠철근이 그 사이에 배치되기 때문에 실질적으로 주철근을 구속하는 횡철근 간 최대간격은 120mm이다. 일반 후프 간격을 120mm로 설계한 CEFT3의 경우에도 U형 띠철근이 동일하게 120mm 간격으로 배치하였기 때문에 주철근을 구속하는 횡철근의 최대간격은 120mm로 동일하다.

CEFT 실험체에 사용한 콘크리트 압축강도는 26.6MPa로서 충전부와 피복PC부 모두 동일하다. CEFT 실험체와 유사한 강도를 발현하기 위하여, CFT 실험체의 충전 콘크리트 강도는 31.7MPa로 증가되었다.

Fig. 3은 편심압축실험의 셋팅을 나타낸다. 가력에는 10,000kN 용량의 UTM을 사용하였다. 가력부와 지지부 힌지 간의 거리는 2,880mm이며, 양단의 지그 및 보강부 760mm를 제외한 기둥의 순 길이는 1,360mm이다.

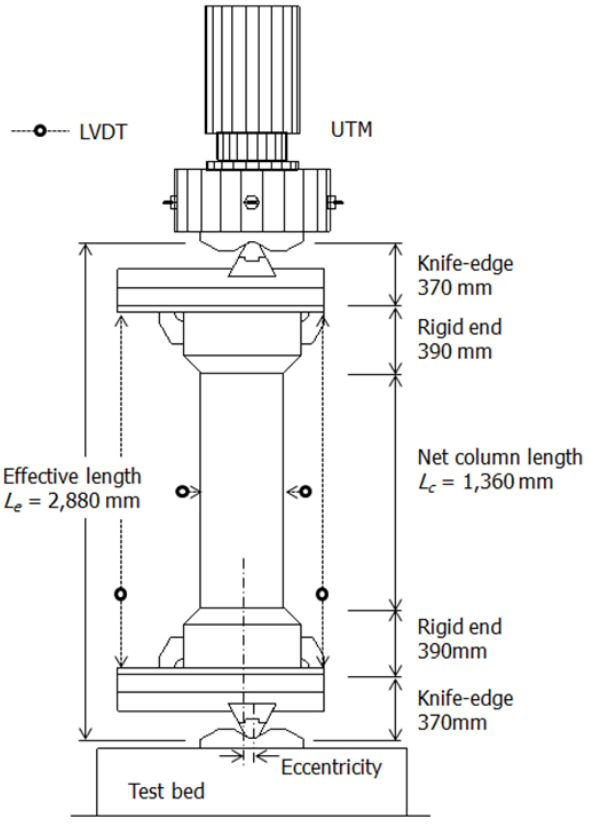


Fig. 3. Test setup for eccentrically loaded specimens

3. 실험 결과

3.1 파괴모드

Fig. 4는 실험 종료 후의 편심압축실험체의 파괴양상을 나타낸다. CEFT1과 CEFT2는 최종적으로 기둥 중앙부에서 각각 하부와 상부로 약간 치우쳐 파괴가 발생하였으며, CEFT3는 기둥 중앙부에서 파괴가 발생했다. CFT1와 CFT2는 모두 기둥 중앙부에서 최종적으로 파괴가 발생했다. 파괴위치는 피복PC의 손상 및 해체과정에서 강관과 주철근의 국부좌굴 발생 위치를 통해 확인하였다. 실험 중에 피복PC를 얇은 랩으로 감쌌기 때문에 Fig. 4에서는 피복PC의 탈락이 명확히 나타나지 않았다. Fig. 5의 하중-변위 곡선 상에 주요 파괴모드(A-G)를 발생 순서대로 나타냈다.

편심거리 60mm인 CEFT1과 CEFT3는 B (compressive cracking) – C (compressive yielding of tube) – F (delamination of PC cover) – A (tensile cracking) – E (yielding of hoop) – D (tensile yielding of tube)의 순서로 파괴가 진행되었다. 피복PC의 콘크리트 두께가 얇은 단면의 중앙부에서 압축으로 인한 수직균열이 조기에 발생하였지만(Point B), 강관의 압축연단이 강재의 항복변형률 0.0028에 도달하기(Point C)까지 피복PC가 탈락하지는 않았다(Point F). 실험 종료 후 해체과정에서 강관과 주철근의 국부좌굴이 확인되었다.

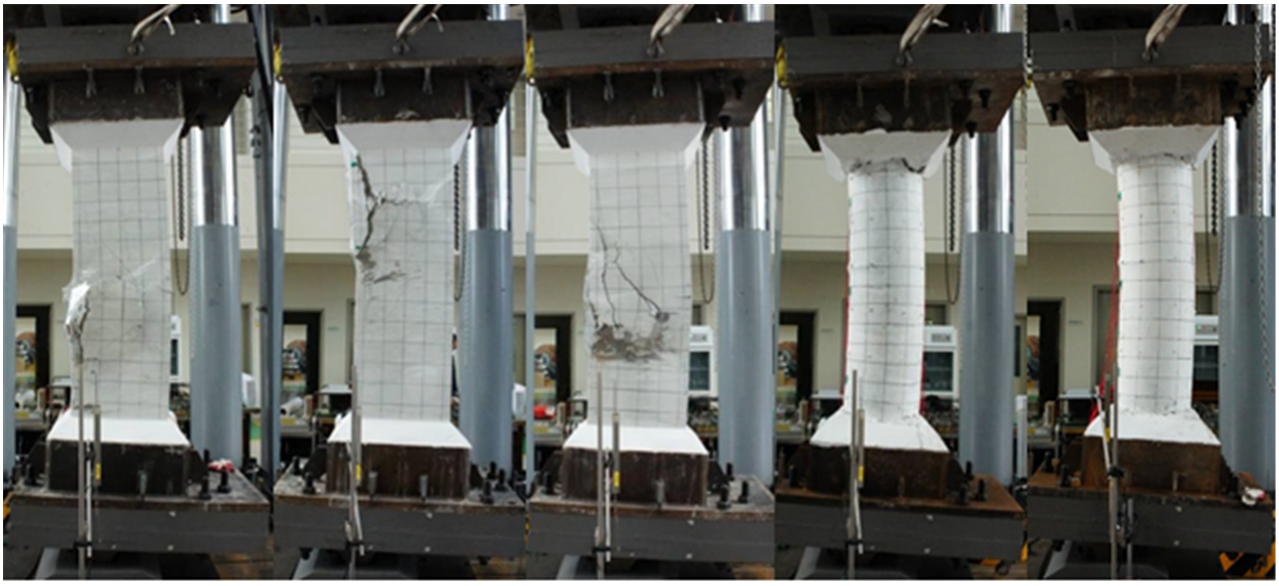
편심거리 180mm인 CEFT2는 A (tensile cracking) – B (compressive cracking) – C (compressive yielding of tube) – F (delamination of PC cover) – E (yielding of hoop) – D (tensile yielding of tube)의 순서로 파괴가 진행되었다. 편심거리가 2배로 증가하였지만 피복PC가 조기탈락하지 않고 CEFT1과 유사한 파괴모드를 나타냈다.

실험결과 국부좌굴에 대한 저항이 우수한 원형 단면을 사용했기 때문에 강관의 국부좌굴은 크게 발생하지 않았으며, 오히려 주철근의 국부좌굴이 현저하게 나타났다. 강관의 국부좌굴은 U형 띠철근이 삽입된 위치(후프철근으로 구속되지 않은 위치)에서 주로 발생하는 경향을 보였다. CEFT 실험체는 하중의 급격한 저하 없이 우수한 변형능력을 보였지만, 피복PC의 파괴가 심해지는 시점에서 실험을 종료하였다.

CFT 실험체인 CFT1(편심거리 60mm)과 CFT2(편심거리 180mm)에서는 모두 C (compressive yielding of tube) – D (tensile yielding of tube) – G (tube local buckling)의 순서로 파괴가 진행되었다. 두 실험체의 편심율은 서로 다르지만, 대체로 강관의 국부좌굴이 발생하면서 실험체의 하중이 감소하는 경향을 나타냈다.

3.2 하중-변위 관계

Fig. 5은 편심압축실험체의 축하중-횡변위 관계를 나타낸 것이다. 횡변위는 기둥 중앙부 높이 단면의 인장 측에서



(a) CEFT1 (b) CEFT2 (c) CEFT3 (d) CFT1 (e) CFT2

Fig. 4. Failure modes at the end of the test

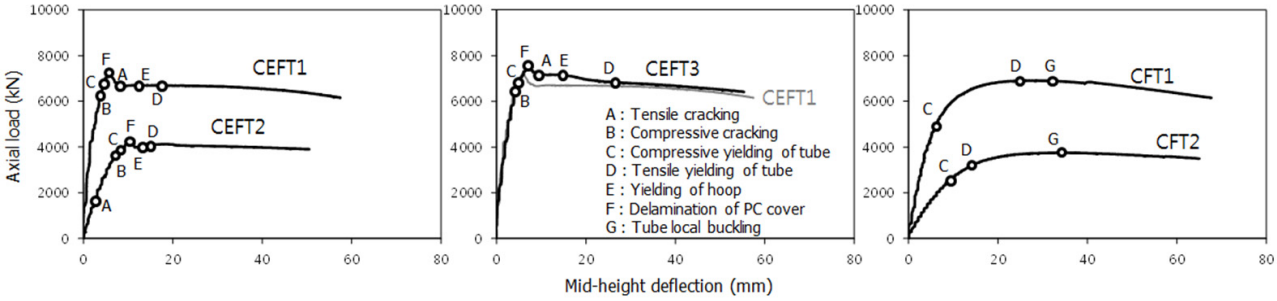


Fig. 5. Axial load-lateral deflection relationships of eccentrically loaded specimens

측정한 횡방향으로의 처짐이다. CEFT 실험체의 경우 최대강도 도달 이후 PC부의 탈락으로 하중이 다소 감소하였으나 이후에는 급격한 하중저하 없이 잔존강도를 유지함을 알 수 있다. 이는 피복PC의 탈락이 표면부에만 국한되었으며, 비탄성변형이 증가하면서 내부 원형 CFT기둥의 강도 기여도가 추가적으로 상승했기 때문으로 판단된다. 각형강관을 적용한 CEFT 기둥(Park et al. 2015, 중공률 50%, 피복PC 축력기여도 38%)의 경우 피복PC의 압괴 이후 PC부의 광범위한 탈락과 강관의 국부좌굴이 동시에 발생하여 하중이 급격히 저하된 결과와는 대조적이었다. CFT 실험체는 원형강관의 충전 콘크리트 구속효과로 인해 우수한 강도와 변형능력을 나타냈다.

Table 3은 실험체 별로 최대하중과 그에 대한 횡변위를 나타낸다. 강성은 원점과 최대강도의 75% 지점을 잇는 기울기로 정의하였다[11]. 횡철근 간격을 120mm로 좁게 배근한 CEFT3는 240mm 간격으로 배근한 CEFT1에 비해 최대하중이 약 3% 증가하였으며, 최대강도 발현 시점도 횡변위 7.1mm로서 CEFT1의 6.1mm보다 증가함을 알 수 있다. 즉, 횡철근 간격이 강도 증진에는 큰 영향을 미치지는 못하지만 피복PC의 압괴 발생 시점은 지연시키는 것을 나타낸다. 최대강도 도달 직후에도 CEFT3의 경우 CEFT1에 비해 강도저하는 제한적이었지만, 횡변위가 증가하여 압축부의 피복PC가 완전히 탈락된 이후에는 CEFT1과 유사한 하중재하능력을 보였다.

피복PC가 없는 CFT1과 CFT2는 동일한 편심율을 갖는 CEFT 실험체들과 비교하여 강도 측면에서 큰 차이가 없었다(각각 CEFT1, CEFT2의 96%, 89% 수준). 이는 CEFT에 사용된 콘크리트보다 CFT에 사용된 콘크리트의 압축강도가 높았던 것도(26.6MPa v.s. 31.7MPa) 한 원인이다. 하지만 CFT 실험체의 강성은 CEFT 실험체의 강성에 비해 50% 이하로 현저히 감소하였다(Table 3). 또한, CFT1과 CFT2는 횡구속이 잘된 콘크리트와 항복 직후 변형률경화를 겪는 고강도 강재에 의하여 CEFT 실험체에 비해 상당히 큰 변형(각각 28.7mm와 34.9mm)에서 최대강도를 발현하였다. CFT 실험체는 최종적으로 강관의 국부좌굴이 발생하면서 하중이 점차 감소하였다.

3.3 변형률 계측결과

Fig. 6은 CEFT 실험체의 압축대 콘크리트 표면에 부착한 변형률 게이지의 계측값을 나타낸다. 콘크리트 피복이 얇은

Table 3. Summary of test results

Specimens	Strength		Stiffness (kN/mm)
	Peak load (kN)	Mid-height deflection (mm)	
CEFT1	7,237	6.1	1,841
CEFT2	4,223	10.7	541
CEFT3	7,487	7.1	1,797
CFT1	6,913	28.7	787
CFT2	3,752	34.9	255

[a]Test was terminated due to the limited capacity of UTM
[b]Measured average axial strain at the peak load (mm/mm)

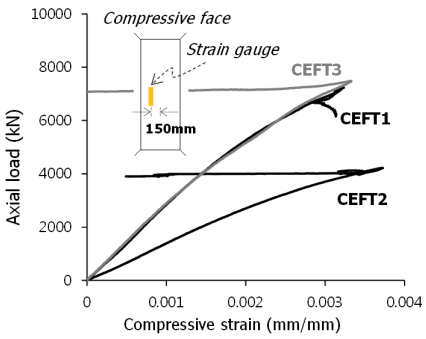


Fig. 6. Strain distribution

단면의 중앙부에서는 조기 균열이 발생할 수 있기 때문에 단면 중앙에서 150mm 떨어진 위치에서 변형률을 계측하였다. 계측결과 CEFT 실험체는 모두 최대강도에서 콘크리트 압축변형률이 0.003을 초과함을 알 수 있다. 이는 PC부가 조기탈락 없이 내력을 발휘하였음을 시사한다. 특히 편심거리가 큰 CEFT2의 경우 압괴시 변형률이 0.0035를 초과하였으며 가장 큰 값을 나타냈다.

4. 단면해석

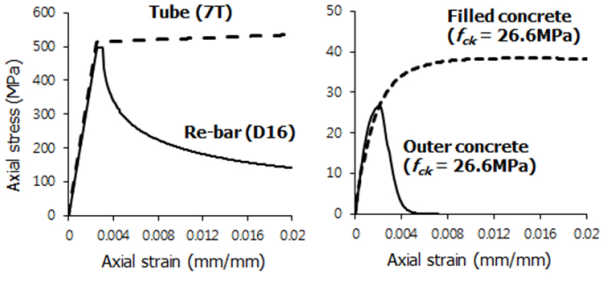
실험결과 CEFT 실험체는 피복PC의 압괴로 최대하중에 도달하고 하중이 일시적으로 감소하였으나, 이후에는 큰 내력저하 없이 연성적인 거동을 보였다. 본 연구에서는 단면 수치해석을 통해, CEFT 기둥의 이러한 거동특성을 분석하였으며, CFT 실험체의 결과와 비교하여 피복PC의 강도 기여도를 평가하였다.

원형강관과 충전콘크리트의 단면해석에 있어서 CFT 실험체와 CEFT 실험체 모두 Fujimoto *et al.* (2004)[12]의 재료모델을 사용하였다. 원형 CFT에서는 각형 CFT와는 달리 강관에 의한 구속효과로 인하여 콘크리트의 유효압축강도가 증가한다. Fig. 7(b)에 나타낸 것과 같이 압축강도 26.6MPa의 콘크리트는 원형강관의 구속효과를 반영하여 최대압축강도가 38.4MPa로 증가하였으며 변형능력도 매우 우수함을 알 수 있다. 충전콘크리트의 경우 기존 연구[12]에 따라 크기효과로 인한 강도 감소를 반영하였다. 강관에 대해서는 변형률경화를 고려한 2선형 모델을 사용하였으며, 국부좌굴로 인한 응력저하는 고려하지 않았다[12].

CEFT 기둥의 단면해석을 위해 피복PC와 주철근의 응력-변형률 관계를 추가적으로 정의하였다. 피복PC는 Cusson and Paultre (1995)[13]와 Legeron and Paultre (2003)[14]에 의한 제안모델을 사용하였다. 피복PC의 경우 후프 철근 및 U형 띠철근을 배치하여 콘크리트를 구속하고 있지만 피복PC는 여전히 조기탈락에 취약하다고 판단하여 비횡구속 콘크리트로 간주하였다(즉, 유효측압은 고려하지 않음).

콘크리트의 구성방정식을 구성하는 가장 중요한 변수는 콘크리트가 최대압축강도를 발휘하는 변형률인 ϵ_{co}와 하락곡선이 최대압축강도의 50%에 도달하는 변형률인 ϵ_{cu}이다. 본 연구에서는 공시체의 압축강도 시험 결과를 통해서 얻은 ϵ_{co}=0.0022를 사용하였다. CEFT 기둥의 최대강도 및 최대강도 이후의 거동은 하락곡선의 형상에 매우 민감한데, ϵ_{cu}은 하락곡선을 결정하는 인자 중 하나이다. Cusson and Paultre (1995)[13]에서는 일반적으로 ϵ_{cu}= 0.004를 권장하지만, Sheikh *et al.* (1994)[15]은 콘크리트가 고강도화 될수록 이보다 작은 값을 사용하도록 제안하고 있다. Kim et al. (2012)[16]은 압축강도 100MPa 급 콘크리트에 대하여 ϵ_{cu}= 0.003를 사용하였다. 본 연구에서는 얇은 피복PC를 사용하였으며, 피복PC가 강관으로 인하여 충전콘크리트와 완전히 분리되어 있기 때문에 변형능력이 감소할 것으로 판단하여 ϵ_{cu}= 0.003을 가정하였다. 또한 콘크리트 하락곡선의 기울기를 결정하는 다른 변수인 k_2는 Cusson and Paultre (1995)[13]가 제시한 것과 같이 1.5를 사용하였다. Fig. 7(b)는 단면해석에 사용된 압축강도 26.6MPa의 비횡구속 콘크리트의 응력-변형율 관계를 나타낸다.

주철근의 경우 인장력에서 대해서는 탄성-완전소성 거동을 가정하였으며, 압축력에 대해서는 국부좌굴로 인한 내력저하를 고려하였다. Fig. 7(a)에 나타낸 것과 같이, 주철근은 피복PC가 탈락하였을 때, 즉 변형률이 콘크리트의 압괴



(a) Tube and re-bar (b) Concrete

Fig. 7. Uniaxial compressive stress-strain relationships for fiber analysis

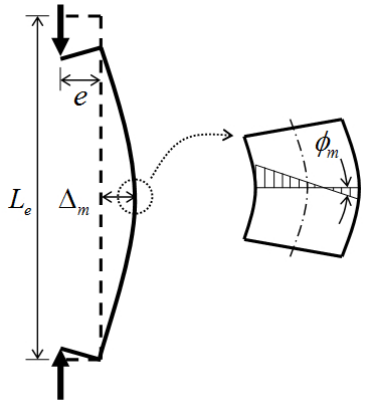


Fig. 8. Deformed shape for sectional analysis

변형률 ϵ_{cu}= 0.003에 도달하였을 때, 국부좌굴이 발생하는 것으로 가정하였다[17]. 국부좌굴이 발생한 이후의 하락곡선은 Morino *et al.* (1986)[18]의 모델을 사용하였다.

위에 언급한 재료모델을 사용하여 기둥 중앙부 단면에 대한 선형 변형률분포를 가정한 수치해석을 수행하였다. 기둥의 세장효과를 반영하기 위하여 기둥의 변형 형상이 sine 곡선을 따른다는 가정 하에, $\phi_m = \Delta_m(\pi/L_e)^2$ 의 곡률-횡변위 관계식을 사용하였다(Fig. 8). 편심압축력을 받는 기둥의 2차효과를 고려하여 기둥 중앙부 단면에서 힘의 평형조건이 성립하도록 반복계산을 수행하였다.

Fig. 9는 단면 수치해석의 결과와 실험결과를 축력-횡변위 관계로 비교한 것이다. 합성단면의 내력과 함께 각 구성재료(강관, 충전콘크리트, 외부콘크리트, 주철근)의 기여도도 함께 나타냈다. Fig. 9에 나타낸 것과 같이 수치해석 결과 최대강도 도달시까지는 최외부에 위치한 피복PC 의 강도 기여도가 매우 큼을 알 수 있다. 즉, 피복PC의 강도가 최대점에 도달 이후 합성단면이 최대강도에 도달하였다. 최대강도 이후에는 피복PC의 압괴로 강도 기여도가 급격히 저하하였으며, 횡변위가 증가하면서 강관과 내부 충전콘크리트의 강도 기여도가 증가하였다. 따라서, 피복PC의 강도가 저하되었어도 강관과 횡구속된 충전 콘크리트의 강도가 추가적으로 상승하였기 때문에 결과적으로 CEFT 기둥의 강도가 급격히 저하되지 않고 우수한 연성능력을 발휘하였다. 또한, 본 연구에서는 비교적 고강도의 강관(f_y = 565MPa)을 사용하였기 때문에 내부 CFT의 강도 기여도가 높게 나타났다.

CFT 기둥의 경우 실험결과와 해석결과를 비교하면 편심이 큰 CFT2에 대해서는 전반적으로 실험결과와 해석결과가 잘 일치하는 반면, 편심이 작은 CFT1에 대해서는 해석결과가 실험결과를 상당히 과소평가하였다. 이는 서로 다른 편심하중을 받는 CFT 기둥에 대하여 동일한 재료모델을 사용하였지만 편심이 작은 실험체에서 보다 더 큰 콘크리트 횡구속효과가 발휘되었기 때문으로 판단된다. 이 같은 경향은 CEFT 기둥에 대해서도 유사하게 나타났다. 편심이 큰 CEFT2의 경우 해석결과가 실험결과를 비교적 정확히 예측하였으나, 편심이 작은 CEFT1과 CEFT3에 대해서는 해석결과가 실험결과를 과소평가 하였으며 실험결과와 해석결과의 강도차는 CFT1 실험체에서의 강도차와 유사하였다. 따라서, 해석결과 CEFT 기둥의 강도를 저평가하는 원인은 편심율에 따라 충전콘크리트의 횡구속효과에 따른 강도차에 의한 것으로 판단될 수 있으며, 향후 이에 대한 재료모델 개선이 필요하다.

CEFT 기둥의 거동특성을 반영하는데 있어서 본 연구에서 제안한 PC부의 재료모델은 전반적으로 적절한 것으로 판단된다. 특히, 해석결과 CEFT 기둥의 최대강도의 도달 시점이 실험결과보다 빠르고 압축연단의 변형률도 해석결과 CEFT1과 CEFT3에서 0.0028, CEFT2에서 0.0031로 나타나 Fig. 6의 실험결과보다 작은 값을 보였다. 이는 외부콘크리트의 변형능력이 해석에서 보수적으로 가정한 것보다 실제로는 더 우수했음을 가리키며, 제안된 방법으로 안전측의 예측이 가능함을 알 수 있다.

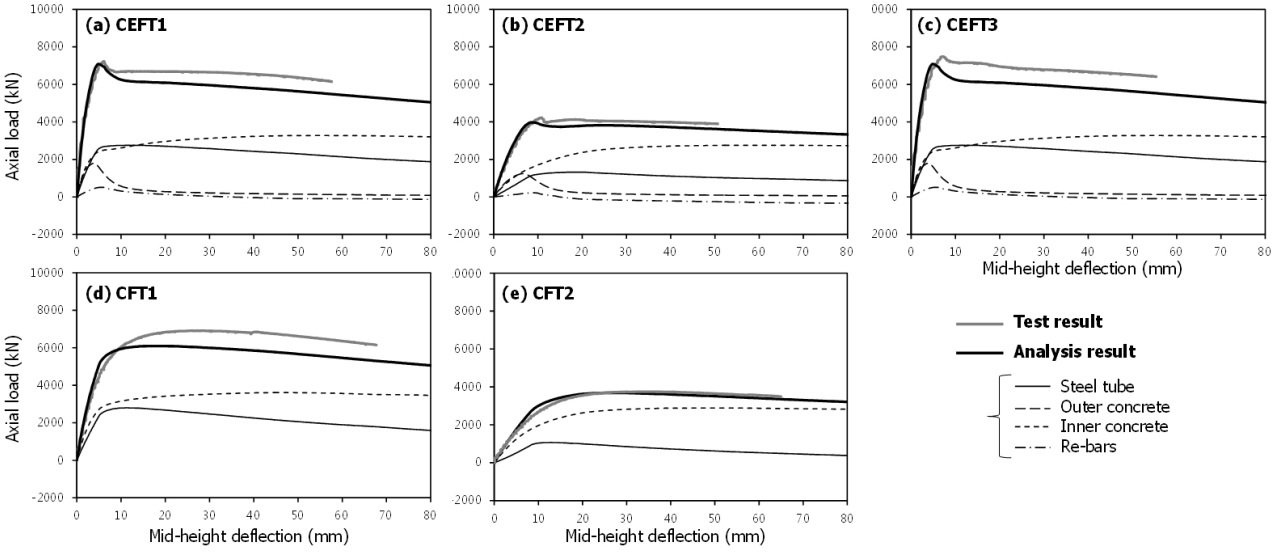


Fig. 9. Comparisons of fiber analysis results with the test results

5. 현행 설계기준의 적용성

5.1 휨-압축 강도

CEFT 기둥의 현행 설계기준 적용성을 평가하기 위하여 ANSI/AISC 360-10[10], Eurocode 4[19], AIJ (2014)[9]의 설계강도와 비교하였다. 강도평가에는 Table 2의 재료시험 강도를 사용하였다. 변형률적합법(ANSI/AISC 360-10)[10], 소성응력분포법(ANSI/AISC 360-10, Eurocode 4)[10],[19], Method 1(ANSI/AISC 360-10)[10], AIJ 방법을 적용하였다. 비록 원형CFT를 사용하였지만, 최대강도는 피복PC의 압괴로 결정되기 때문에 매입형 기둥으로 간주하여 콘크리트의 구속효과는 고려하지 않았다.

변형률적합법에서는 단면의 선형 변형률분포와 압축연단 콘크리트의 압축변형률 0.003을 가정하여 휨-압축 강도를 산정한다. 콘크리트에는 직사각형 응력블록(ACI 318-14)[20]을 사용하였으며, 강관과 주철근은 탄성-완전소성 거동을 가정하였다.

소성응력분포법에서는 중립축을 기준으로 압축부의 콘크리트 응력을 $0.85f_{ck}$로 가정하고 인장부의 콘크리트 응력은 무시한다. 강관과 주철근은 압축과 인장에서 모두 항복강도의 발현을 가정하였다. ANSI/AISC 360-10의 Method 1은 등가 강재기둥으로 치환하여 상관곡선을 2선형으로 단순화한 모델이다.

AIJ (2014)[9]에서는 CEFT 기둥을 위한 설계법으로 피복PC와, 강재, 충전콘크리트의 기여도를 단순 누가하는 방식으로 제시하고 있다(Fig. 10). 다만, 충전콘크리트에 대해서는 휨에 대한 기여도가 작다고 간주하여 축력에만 누가 시키는 방법을 사용하고 있다. 이 때, 충전콘크리트의 강도감소계수로 0.85를 사용하였다.

Fig. 11는 현행설계기준에 의한 예측강도와 CEFT 기둥의 실험결과를 비교한 것이다. Fig. 11에 나타낸 것과 같이 소성응력법을 사용한 경우 CEFT 기둥의 강도를 과대평가하였으며, 이선형 직선을 사용한 ANSI/AISC 360-10의 Method 1이 가장 보수적으로 강도를 예측했다. 전반적으로 변형률적합법을 사용한 경우 실험체의 최대강도를 비교적 정확히 예측하였다. 편심거리가 60mm이고 횡철근 간격을 240mm로 설계한 CEFT1의 경우 최대축력에 도달한 시점에서 변형률적합법에 의한 예측강도에 다소 못 미쳤으나, 편심거리가 180mm인 CEFT2와 횡철근 간격을 120mm로 설계한 CEFT3는 예상강도를 상회하는 결과를 나타냈으며 최대축력을 발휘한 이후에도 연성적으로 거동을 하면서 상관곡선을 크게 초과하였다. 따라서 피복PC를 얇게 적용한 경우에도 적절한 보강상세를 사용한다면 구조재로서 충분히 활용 가능함을 나타낸다.

AIJ 방법은 편심이 큰 구간에서 휨-압축 강도를 과대평가하는 경향을 보였다. 이는 충전콘크리트의 전단면에 대하여 축력효과를 반영하였기 때문이다. 편심이 큰 구간에 대해서는 충전콘크리트가 휨에 다소 기여하지만, 축력에 기여하는 단면은 일부에 불과하다. 본 연구에서는 기존 CEFT 상세 보다 상당히 큰 강관단면을 사용하여 충전콘크리트의 단면적이 상대적으로 크기 때문에 휨에 대한 기여도를 무시더라도 충전콘크리트의 단면 전체를 축력에 기여하도록 평가하는 것은 비안전측일 수 있다.

5.2 유효휨강성

현행 설계기준에서는, 압축부재의 좌굴강도 및 하중작용

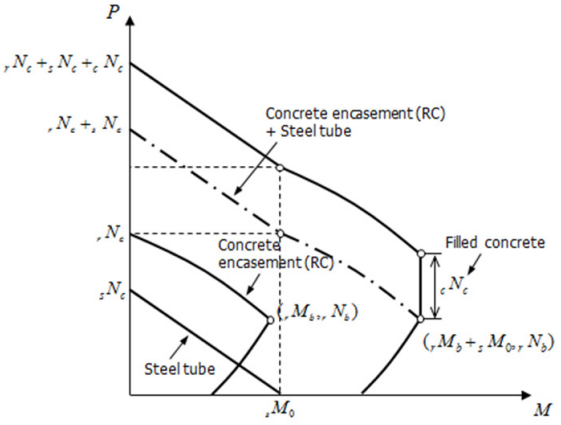


Fig. 10. Axial load-moment relationship of AIJ SRC provision[9]

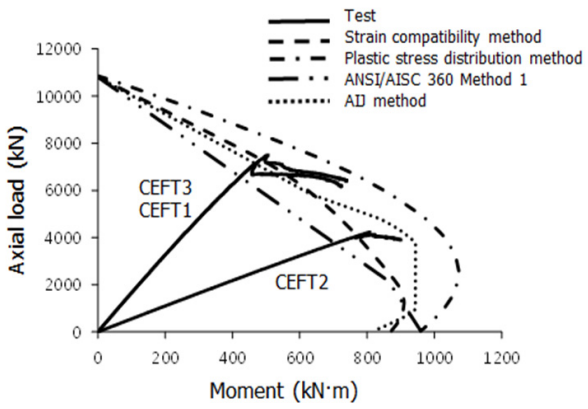


Fig. 11. Axial load-moment relationships of CEFT columns

의 2차효과 평가 시 유효휨강성 EI_{eff}를 사용하고 있다. 본 연구에서는 실험체가 최대강도에 도달한 시점에서의 휨강성을 구하고[21], 현행 설계기준의 예측값과 비교하였다.

기둥부 양단의 보강부와 지그의 강성(rigid ends)을 고려하여 기둥 중앙부에서의 횡변위 Δ는 다음과 같이 계산할 수 있다[3].

$$\Delta = y_0 + y_{\max} \tag{1a}$$

$$y_0 = \frac{(1-\cos kL)kL_0 e}{\sin kL + (\cos kL - 1)kL_0} \tag{1b}$$

$$y_{\max} = \left(\sec\frac{kL}{2} - 1\right)(e + y_0) \tag{1c}$$

여기서, y_0는 기둥부 단부에서의 횡변위, $y_{\max}$는 기둥부 단부를 기준으로 한 기둥 중앙부에서의 횡변위, $k = \sqrt{P_u/EI_{eff}}$, L은 기둥부 길이로서 1,360 mm, L_0는 보강부와 지그 길이를 더한 760 mm이다. 기둥부에서만 휨 변형이 발생하며 보강부 및 나이프엣지는 무한 휨강성을 가정하였다. 기둥부의 휨강성은 $EI = EI_{eff}$로 균일하다고 가정하였다. 유효휨강성의 EI_{eff}의 실험값은 실험체의 최대강도 P_u 및 이때 계측한 중앙부에서의 횡변위 Δ를 이용하여 구할 수 있다.

현행 설계기준에 따른 유효휨강성의 평가식은 다음과 같으며 식 (2a)는 ANSI/AISC 360-10[10], 식 (2b)는 Eurocode 4[19]에 의한 평가식을 나타낸다.

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5E_r I_r + c_1 E_c I_c \tag{2a}$$

$$EI_{eff} = 0.9(E_s I_s + E_r I_r + 0.5E_c I_c) \tag{2b}$$

여기서, E_c, E_s, E_r은 각각 콘크리트, 강재, 철근의 탄성계수이며 I_c, I_s, I_r은 각각 콘크리트, 강재, 철근의 단면2차모멘트이다. 한편 CEFT 기둥은 매입형 합성기둥이므로 $c_1 = 0.1 + 2A_s/(A_c + A_s) \le 0.3$로 정의된다.

Table 4는 실험으로부터 얻은 유효휨강성과 설계기준의 예측값을 보여준다. 괄호 안은 예측값/실험값의 비율을 나타낸다. CEFT3의 경우 횡철근 간격을 좁게 배치함으로써 피복PC의 탈락이 지연되어 큰 변형에서 최대강도를 발휘하였기 때문에 유효휨강성 실험값이 가장 작게 나타났다. 예측

Table 4. Effective flexural stiffness of specimens

Design codes	CEFT1	CEFT2	CEFT3
Test result	5.82	5.59	5.26
ANSI/AISC 360[10]	5.96 (102%)	5.96 (107%)	5.96 (113%)
Eurocode 4[19]	8.83 (152%)	8.83 (158%)	8.83 (168%)

Unit: 10^4kN·m^2

결과 ANSI/AISC 360-10 은 실험값과 비교하여 102~113%로 다소 과대평가하였으며, Eurocode 4은 152~168%로 실험값을 더 크게 과대평가 하였다. 이는 Eucocode 4가 콘크리트의 기여도를 AISC 설계기준보다 크게 반영하기 때문이다.

6. 결 론

본 연구에서는 얇은 피복콘크리트를 적용한 콘크리트충전 원형강관에 대한 압축성능을 평가하였다. 기둥 모서리부에 주철근의 국부좌굴을 구속하고 피복콘크리트의 조기탈락을 방지하기 위하여 U형 띠철근 상세를 제안하였다. 실험변수는 편심율, 횡철근 간격, 피복콘크리트 유무이며 주요 연구결과는 다음과 같다.

(1) 강관에 대한 콘크리트피복이 얇은 단면 중앙부에서 조기에 수직균열이 발생하였지만, 피복PC의 조기탈락 없이 CEFT 기둥은 우수한 강성과 강도를 발현하였다. 특히 CFT 기둥에 비하여 높은 초기강성을 나타냈다. 또한 편심율에 상관없이 일관된 거동 특성을 보였다.

(2) 횡철근 간격을 D/2에서 D/4로 줄일 경우 피복PC의 취성적인 파괴를 지연할 수 있었으며 강도 상승에도 효과적이었다. 그러나 큰 비탄성변형에서는 피복PC의 기여도가 거의 상실되므로 횡철근의 간격은 큰 영향이 없었다.

(3) 피복콘크리트의 탈락 이후에도 전반적으로 우수한 연성도를 보였으며, 이는 원형강관의 횡구속효과와 함께 내부 CFT의 기여도가 상승했기 때문이다.

(4) CEFT 기둥의 전반적인 거동특성 분석하기 위하여 기존 재료모델들을 기반으로 단면 수치해석을 수행하였다. 해석결과는 실험체의 거동을 잘 예측하였으며, 얇은 피복PC의 거동을 적절하게 반영하였다.

(5) 제안된 CEFT 기둥의 강도와 강성에 대한 현행설계기준

의 적용성을 평가하였다. 변형률적합법을 통해서 실험강도를 합리적으로 예측할 수 있었다. 실험체가 최대강도를 발현한 시점에서의 유효휨강성은 AISC 설계기준이 실험결과를 다소 과대평가 하였다.

(6) 양중무게 절감이 요구되는 중공PC공법으로서, 내화피복과 높은 초기강성을 고려한 CEFT 기둥이 적용 가능하며, 특히 큰 연성도가 요구되는 경우에는 원형강관을 사용한 CEFT 기둥이 효과적이다.

감사의 글

본 연구는 POSCO의 연구비지원으로 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

참고문헌(References)

[1] 임우영, 박홍근, 오정근, 김창수(2014) 현장타설 콘크리트 채움 중공 PC기둥의 내진성능, 한국콘크리트학회논문집, 한국콘크리트학회, 제26권, 제4호, pp.35-46.
Im, W.Y., Park, H.G., Oh, J.K., and Kim, C.S. (2014) Seismic Resistance of Cast-In-Place Concrete-Filled Hollow PC Columns, *Journal of the Korea Concrete Institute*, KCI, Vol.26, No.4, pp.35-46 (in Korean).

[2] 박홍근, 이호준, 박성순, 김성배(2014) 콘크리트피복충전 각형강관 기둥-보 접합부의 주기하중 실험, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제26권, 제1호, pp.55-68.
Park, H.G., Lee, H.J., Park, S.S., and Kim, S.B. (2014) Cyclic Loading Test for Beam-to-Column Connections of Concrete Encased CFT Column, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.26, No.1, pp.55-68 (in Korean).

[3] Park, H.G., Lee, H.J.. Choi, I.R., Kim, S.B., and Park, S.S. (2015) Concrete-Filled Steel Tube Columns Encased with Thin Precast Concrete, *J. Struct. Eng*., ASCE (on-line published).

[4] Xu, L. and Liu, Y.B. (2013) Concrete Filled Steel Tube Reinforced Concrete (CFSTRC) Columns Subjected to ISO-834 Standard Fire: Experiment, *Advances in Structural Engineering*, Vol.16, No.7, pp.1263-1282.

[5] Matsui, C., Tsuda, K., and Mori, T. (1998) Limiting Width (Diameter)-Thickness Ratio of Tubes of Composite Steel Tube and Concrete Columns with Encased Type Section, *J. Struct. Constr. Eng*., AIJ, Vol.503, pp.157-163 (in Japanese).

[6] Nakamura, Y., Matsuo, A., and Kamiura, K. (1999) Ultimate Strength and Plastic Deformation Capacity of CFT Columns with Covering RC Considering Material Combination, *AIJ J. Technol. Des*., AIJ, No.7, pp.39-44 (in Japanese).

[7] Ueura, K., Nakamura, Y., and Matsuo, A. (1999) Ultimate Strength and Plastic Deformation Capacity of CFT Columns with Covering RC Using High-Strength Materials, *Res. Rep. Chuugoku Branch*, AIJ, Vol.22, pp.189-192 (in Japanese).

[8] Han L.H., Liao, F.Y., Tao, Z., and Hong, Z. (2009) Performance of Concrete Filled Steel Tube Reinforced Concrete Columns Subjected to Cyclic Bending, *J. Constr. Steel Res*., ELSEVIER, Vol.65, No.8, pp.1607-1616.

[9] AIJ(Architectural Institute of Japan) (2014) Standard for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures, Tokyo (in Japanese).

[10] AISC(2010) Specification for Structural Steel Building, *ANSI/AISC 360-10*, Chicago.

[11] Park, R. (1988) Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing, *Proc., 9th World Conf. on Earthquake Engineering*, Vol.8, IAEE, Tokyo, pp.605-616.

[12] Fujimoto, T., Mukai, A., Nishiyama, I., and Sakino, K. (2004) Behavior of Eccentrically Loaded Concrete-Filled Steel Tubular Columns, *J. Struct. Eng*., ASCE, Vol.130, No.2, pp.203-212.

[13] Cusson, D. and Paultre, P. (1995) Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete, *J. Struct. Eng*., ASCE, Vol.121, No.3, pp.468-477.

[14] Legeron, F. and Paultre, P. (2003) Uniaxial Confinement Model for Normal-and High-Strength Concrete Columns, *J. Struct. Eng*., ASCE, Vol.129, No.2, pp.241-252.

[15] Sheikh, S.A., Shah, D.V., and Khoury, S.S. (1994) Confinement of High-Strength Concrete Columns, *ACI Struct. J*., Vol.91, No.1, pp.100-111.

[16] Kim, C.S., Park, H.G., Chung, K.S., and Choi, I.R. (2014) Eccentric Axial Load Testing for Concrete-Encased Steel Columns Using 800 MPa Steel and 100 MPa Concrete, *J. Struct. Eng*., ASCE, Vol.138, No.8, pp.1019-1031.

[17] Chen, C.C. and Lin, N.J. (2006) Analytical Model for Predicting Axial Capacity and Behavior of Concrete Encased Steel Composite Stub Columns, *J. Constr. Steel Res*., ELSEVIER, Vol.62, No.5, pp.424-433.

[18] Morino, S., Matsui, C., and Yoshikai, S. (1986) Local

Buckling of Steel Elements in Concrete Encased Columns, *Proc., Pacific Struct. Steel Conf*., PSSC, Auckland, New Zealand, Vol.2, pp.319-335.

[19] CEN(European Committee for Standardization) (2004) Design of Composite Steel and Concrete Structures, *Eurocode 4*, Brussels.

[20] ACI(American Concrete Institute) (2014) Building Code Requirements for Structural Concrete, *ACI 318-14*, Farmington Hills, MI.

[21] Mirza, S.A. and Tikka, T.K. (1999) Flexural Stiffness of Composite Columns Subjected to Major Axis Bending, *ACI Struct. J*., Vol.96, No.1, pp.19-28.

요 약 : 콘크리트피복 충전강관의 휨-압축 성능을 평가하기 위한 편심압축실험을 수행하였다. 기둥 주철근의 국부좌굴을 구속하고 콘크리트피복의 조기파괴를 방지하기 위하여 U형 띠철근 상세를 제안하였다. 주요 실험변수는 축하중 편심거리, 띠철근 간격, 그리고 콘크리트피복 여부이다. 실험결과 얇은 콘크리트피복에 수직균열이 조기에 발생하였지만 실험체의 최대강도는 콘크리트 피복의 기여도를 고려한 예측강도를 만족하였다. 또한, 내부 원형강관으로 인하여 제안된 콘크리트피복 충전강관은 우수한 변형능력을 나타냈다. 실험체의 휨-압축 강도 및 휨강성을 현행 설계기준과 비교하여 분석하였다.

핵심용어 : 콘크리트피복 충전강관, 원형CFT, 편심압축, 휨-압축 강도, 휨강성