

저축력과 반복수평력을 받는 콘크리트충전 강관기둥의 이력특성

Hysteresis Performance of CFT Columns subjected to Low Axial Force and Cyclic Lateral Loads

최 성 모¹⁾ · 강 석 빈²⁾ · 김 대 중³⁾
Choi, Sung Mo · Kang, Suk Bin · Kim, Dae Joong

요 약 : 콘크리트충전 강관구조는 합성효과에 의해 강관과 콘크리트의 단점을 상호보완하여 역학적으로 우수한 성능을 발휘할 수 있다. 그래서, 최근에는 고층건물에 구조시스템의 대안으로서 주목을 받고 있다. 본 연구의 목적은 일정축력과 반복 수평력을 받는 콘크리트충전 강관기둥의 내력 및 변형성능을 평가하는 것이다. 이 실험의 변수로는 강관의 폭두께비, 축력비 및 강관의 형상으로 정하여 총 18개의 실험체를 제작하여 실험하였다. 실험결과로부터 실험체의 최대내력 및 변형성능에 대해 검토하였다.

ABSTRACT : The Concrete Filled Steel Tube (CFT) Column has excellent structural capacities that are in accordance with the interaction effect between the steel tube and concrete. CFT structure has been focussed on a structural system for high-rise buildings. The purpose of this study is to evaluate the strength and deformation capacities of CFT columns that are subject to constant axial and cyclic lateral load. The test parameters are diameters to the thickness ratio of the steel tube, axial load ratios, and the shapes of the tube. Total eighteen specimens were fabricated to clarify the energy absorption capacity of the CFT columns. Experimental results were summarized for their ultimate strengths and deformation capacities.

핵심용어 : 콘크리트충전 강관기둥, 변형능력, 직경두께비, 축력비

KEYWORDS : CFT Column, Deformation Capacity, Diameter to Thickness Ratio, Axial Load Ratio

1. 서 론

1.1 연구의 목적

콘크리트충전 강관(Concrete Filled Steel Tube, CFT) 기둥의 수평변형능력은 중공(中空)강관에 비해서 상대적으로 우수하다.(최성모, 1993) 그 이유로는 주로 콘크리트의 좌굴 억제 효과에 의해서 휨압축을 받는 강관의 국부좌굴발생이 지연되는 것과 국부좌굴 발생후에도 콘크리트가 국부변형의 성장을 억제하기 때문에 강관의 좌굴후에도 내력열화가 완화된다. 그래서, 강관에 좌굴이 발생해도 축력이 콘크리트로 전달

되어 기둥부재로서의 성능을 유지하는 것이다.

변형능력을 지배하는 요인은 중공강관의 경우와 마찬가지로 강관단면형상, 강관의 폭두께비(직경두께비), 기둥세장비, 축력비의 네가지 요인으로서 콘크리트강도의 영향에 대해서는 일본 및 미국에서 여러 연구(松井, 1996; 松井, 1991; R.W, 1968; You, 1991)가 진행되었으나 지금까지 명확히 결론을 내리기 어려운 실정이다.

이에 대한 부분을 명확히 하기 위하여 국내에서도 충전 원형강관(최성모, 1999)과 각형강관(최성모, 2000)의 변형성능에 대한 기초적인 연구가 진행되어 일정한 성과를 얻은 바 있다. 본 연구에서는 저축력 상태에서 폭두께비 변화에 따른

1) 정희원, 서울시립대학교 건축공학과 교수
(Tel. 02-2210-2396, Fax. 02-2248-0382, E-mail: smc@uos.ac.kr)
2) 정희원, 석산구조기술사사무소, 소장(seoksan@hananet.net)
3) 정희원, 삼성물산 건설부문, 부장(daejoong@samsung.co.kr)

본 논문에 대한 토의를 2003년 10월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

원형 및 각형강관 단면형상에 변형성능의 직접적인 비교를 위하여 동일조건으로 실험체를 제작하여 실험을 수행하였다.

본 연구에서의 목적은 콘크리트충전 강관기둥의 휨내력과 변형성능을 규명하고자, 일정축력하에서 반복 수평력을 받는 경우의 중앙부 라멘에서 기둥을 모델화하여, 기둥의 최대내력 및 변형성능에 관한 축력의 영향을 규명하고, 적절한 한계부재각을 제안하고자 한다.

1.2 연구의 범위 및 방법

고층 구조물중 라멘구조의 중앙부 기둥은 일정축력과 반복 휨전단을 받게 되며, 축력이 설계의 지배적인 변수가 된다. 따라서 본 연구에서는 일정 저축력하에서 반복휨전단을 받을 경우의 최대내력 및 변형성능에 관한 축력의 영향을 규명하고, 적절한 한계부재각을 제시하고자, 실험 1/3크기의 단주를 모델화하여, 편지주 형식의 실험을 수행하였다.

본 콘크리트충전 원형강관 기둥과 각형강관 기둥에 관한 연구의 주요변수는 다음과 같다.

- ① 강관의 단면형상 : 원형, 각형강관
- ② 강관의 직경두께비 및 폭두께비 : $D/t = 44, 31, 21$
 $B/t = 39, 28, 21$
- ③ 기둥에 작용하는 축력비 (N/N_0) : 0.2, 0.3, 0.4
 N_0 : 기둥의 항복 축하중

강관의 치수는 국내에서 제작되고 있는 각 강관의 직경에 따른 직경두께비(D/t) 및 폭두께비(B/t)중 가장 많이 제작되고 있는 것으로 하며, 기둥에 작용하는 축력비는 극한강도 설계시 최대축력비 이내로 저축력비를 사용한다.

이들 변수에 따른 시험체 총18개를 제작하여 콘크리트충전 원형강관기둥과 각형강관기둥에 관한 연구를 수행하였다.

2. 실험

2.1 실험계획

일정축력(N)과 수평력(Q)에 의한 반복 휨전단을 받는 콘크리트충전강관 기둥의 구조성능을 조사하기 위하여, 상기의 하중조건을 대표하는 라멘구조의 중앙부 기둥재를 역대칭 모멘트와 절점의 이동을 고려한 그림 1에서와 같이 모델화 한다. 부재길이는 $L_k/D=10$ (L_k 는 유효좌굴길이)을 기준으로 실험 1/3 크기로 실험체를 제작하여 일단고정, 타단자유의 편지주 방식의 휨전단 실험을 계획하였다. 하중의 재하는 반복가력 실험을 행하여 합성기둥으로서의 구조적 특성을 파악하였다.

변수에 따른 실험체 총 18개를 제작하여 충전콘크리트의 강관구속효과, 내력, 변형성능에 대한 연구를 수행하였다.

하중조건은 그림 2와 같으며, 수평력(Q)의 재하는 일정축력을 가한 후, 부재각(R)을 이용하여 점진적으로 증폭하여 반복가력하였다. 하중재하 프로그램은 그림 3과 같이 기둥의 부재각 $R(=\delta/L)$ 을 0.25%씩 증가시키고, 각 변위 진폭에서 정 부 교변의 반복 수평력을 재하하였다. 재하조건은 각 실험체에서 설정한 축력비에 대응하는 변형성능을 명확히 규명하기 위하여 각 변위진폭에서 4번의 반복재하를 하였다.

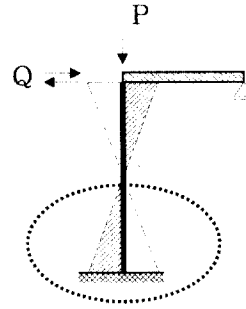


그림 1. 축력(P)과 반복수평력(Q)를 받는 골조의 하중상태

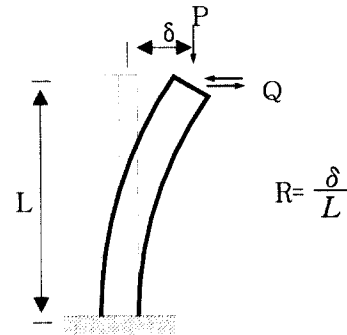


그림 2. 하중조건과 가력모델

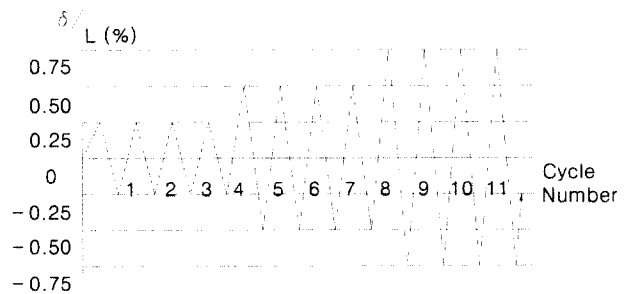
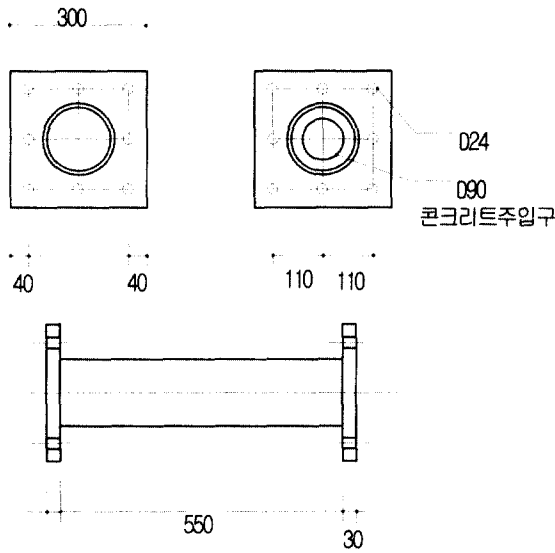


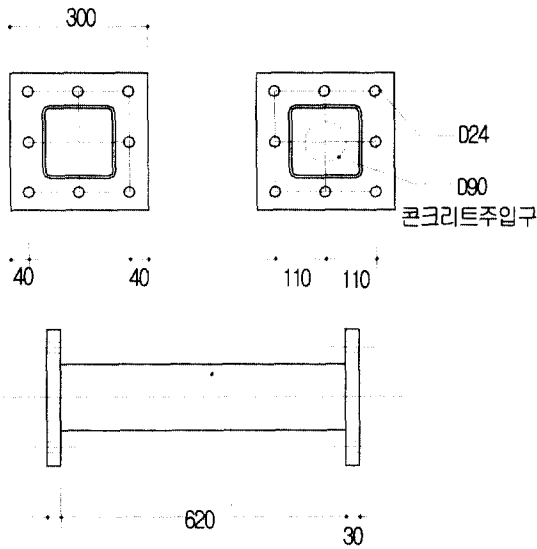
그림 3. 하중재하 프로그램

본 실험에서 실험체 형상 및 치수는 그림 4와 같고, 실험체 일람은 표 1에서 정리하였다. 실험체 양끝단은 30mm 엔드플레이트로 양면 모살용접을 하였다. 콘크리트의 충전은 그림 4에서와 같이 콘크리트 주입구를 이용하였으며, 강관과 충전콘크리트가 동일단면이 되도록 캐핑을 시행하였다.

실험체의 형상 및 일람은 각각 그림 4와 표 1과 같다.



(a) 원형강관



(b) 각형강관

그림 4. 실험체 형상

표 1. 실험체 일람표

시험체명	D(mm)	t(mm)	N/N _o	D/t	F _c (kgf/cm ²)
CF3C2	139.8	3.2	0.2	44	360
CF3C3			0.3		
CF3C4			0.4		
CF4C2		4.5	0.2	31	
CF4C3			0.3		
CF4C4			0.4		
CF6C2		6.6	0.2	21	
CF6C3			0.3		
CF6C4			0.4		

RF3C2	125	3.2	0.2	39	360
RF3C3			0.3		
RF3C4			0.4		
RF4C2		4.5	0.2	28	
RF4C3			0.3		
RF4C4			0.4		
RF6C2		6.0	0.2	21	
RF6C3			0.3		
RF6C4			0.4		

* CF3C2

- C - 강관의 형태 (R:각형강관, C:원형강관)
- F - 콘크리트 충전
- 3 - 폭두께비(직경두께비)
- C - 가력방법 (C:반복가력)
- 2 - 축력비 (2:0.2, 3:0.3, 4:0.4)

본 연구의 실험체 제작에 사용된 강재의 기계적 성질을 파악하기 위하여 KS B 0801의 금속재료 인장 시험편 규정에 따라 강재의 인장 시험편을 제작하여, KS B 0802의 금속재료 인장시험편 시험방법에 따라 인장강도를 측정하였으며 시험결과는 표 2에 나타내었다.

콘크리트의 제작은 보통 포틀랜드 시멘트(제1종)와 잔골재, 최대 직경 20mm인 굵은골재 및 고성능 A.E 감수제를 사용하여 제작하였으며, 콘크리트 배합표 및 압축강도는 표 3과 표 4에 정리하였다. 콘크리트의 혼합은 굵은골재, 잔골재, 시멘트의 순서로 투입하여 건비빔한 후 물과 감수제를 넣어 실험실용 강재 팬 믹서로 혼합하였다. 공시체는 콘크리트 타설과 동시에 원통형 실린더(ø100×200mm)몰드를 사용하여 KS F 2405에 따라 제작한 후 수중양생을 실시하였다.

표 2. 강재의 인장강도 실험결과

강관두께(mm)	σ_y (t/cm ²)	σ_u (t/cm ²)	σ_y/σ_u (%)	Elo(%)	
각형	3.2	3.10	3.51	88	30
	4.5	3.06	3.92	78	31
	6.0	3.31	4.02	82	28
원형	3.2	3.65	4.52	81	29
	4.5	3.34	3.73	89	31
	6.6	3.01	3.59	83	36

표 3. 콘크리트의 배합표

설계압축강도 (kg/cm ²)	w/c (%)	단위 재료량(kg/m ³)				슬럼프 (cm)
		시멘트	물	모래	골재	
360	45	444	200	749	861	18

표 4. 콘크리트 강도

(단위 : kgf/cm²)

설계압축강도	시험체(28일 강도)					평균
	1	2	3	4	5	
360	380	361	368	389	375	375

2.2 실험방법

2.2.1 실험체의 설치 및 가력방법

본 실험은 서울시립대학교 건축공학과 구조실험동에서 실시되었으며, 실험체 설치 및 가력상황은 그림 7과 같이 실험체 및 가력도구를 각각 스트롱 프레임(Strong Frame)에 설치하고 200ton급 유압잭(Oil Jack)으로 소정의 일정축력(N)을 재하한 후, 50ton급 액츄에이터로 수평력(Q)을 반복가력하였다.

변위의 측정위치 및 변위계 설치위치는 그림 5와 같다. 기둥의 수평변위(δ)는 변위계③을 이용하여 측정하였고, 액츄에이터의 변위계를 이용하여 부재각을 제어하였다. 우측 힌지에 설치한 ①변위계는 힌지의 이동량, 실험체에 설치한 변위계②는 실험체의 축압축량을 측정하였다.

변형게이지(Strain Gauge)의 부착위치는 그림 6과 같이 강관의 상하부 연단변형도 및 반복가력에 의한 기둥의 누적소성변형량을 측정하기 위하여 6개를 부착하였다. 변형게이지의 부착위치는 강관의 직경을 기준으로 예상 국부좌굴위치인 D/2, D에 설치하여 강관의 변형도를 관찰하였으며, 수평력에 의해 단부에 소성힌지가 형성되는 과정을 관찰하였다.

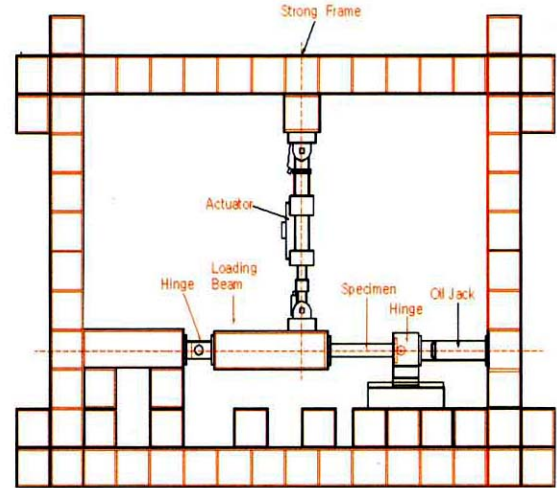


그림 7. 가력상황 및 실험체 설치상황

2.2.2 실험체의 하중-변형관계 측정방법

아래의 그림 8과 같이 실험체는 횡하중(Q_p)에 의해 δ의 변위가 발생하게 되며, 축력(N_p)에 의해 주각부에 부가 모멘트가 발생하게 된다. 이러한 상황을 고려하기 위해 그림 8과 같이 실험체 변형후의 기하학적인 형상을 고려하여, 아래의 식과 같이 실제 실험체의 작용하는 축력(N)과 전단력(Q), 주각부의 모멘트(M)를 산정하였다.

$$N = N_p \cdot \cos \beta + \frac{L_b}{L_{ab} - \nu} \cdot Q_p \cdot \sin \beta$$

$$Q = \frac{L_b}{L_{ab} - \nu} \cdot Q_p \cdot \cos \beta - N_p \cdot \sin \beta$$

$$\beta = \tan^{-1} \frac{\delta}{L_c}$$

$$M = Q \cdot (L_{ab} - L_c - \nu) + N \cdot \delta$$

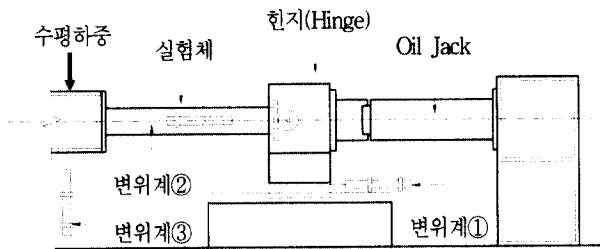


그림 5. 변위계(LVDT) 부착위치

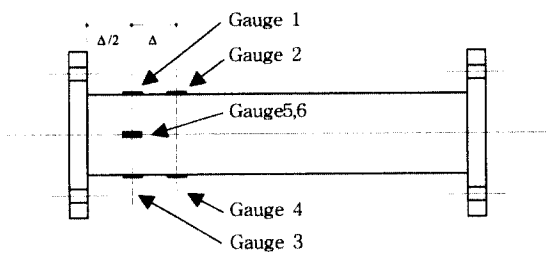


그림 6. 변형게이지(Strain gauge) 부착위치

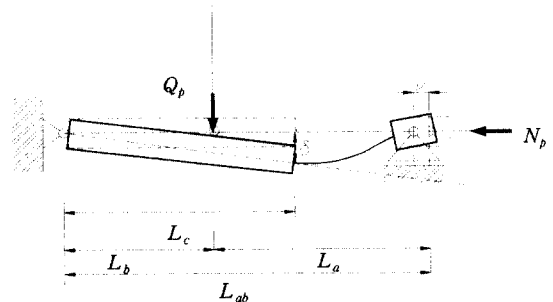


그림 8. 하중가력과 변형상황

3. 실험결과 및 고찰

3.1 하중-변형관계

본 실험에서 실험체의 일반적인 파괴양상은 최대내력 부근에서 주각부 엔드플레이트로부터 5~8cm 떨어진 지점(D/2)에 국부좌굴이 발생하면서 하중가력 사이클이 증가함에 따라 좌굴영역이 상하부연단에서 측면으로 확대된 후 내력저하를 보였다.

그림 9, 그림 10은 하중·변형관계 측정방법에 나타난 방법을 통하여 실험결과를 각각 전단력(Q)-부재각(R)관계, 모멘트(M)-부재각(R) 관계를 나타내었다.

실험진행중 충전각형강관실험체(RF4C4)의 경우 좌측힌지(Hinge)의 열처리부족으로 인하여 실험체가 측면으로 좌굴되면서 항복하였으며, 마찰부분의 충격으로 인해 변위 사이클이 증가함에 따라 하중이 갑작스럽게 감소하였다.

실험결과 원형충전강관의 이력곡선이 각형충전강관에 비해 최대내력이후에 완만한 감소를 나타내었으며, 각형충전강관의 경우 축력비에 따른 이력곡선의 형태가 원형강관에 비해 최대내력후 내력감소 정도가 크게 나타났다.

또한, 최대내력 이전까지 정부교번에 의한 내력저하는 거의 없었으나, 최대내력이후에는 내력이 감소하는 경향을 나타내었다.

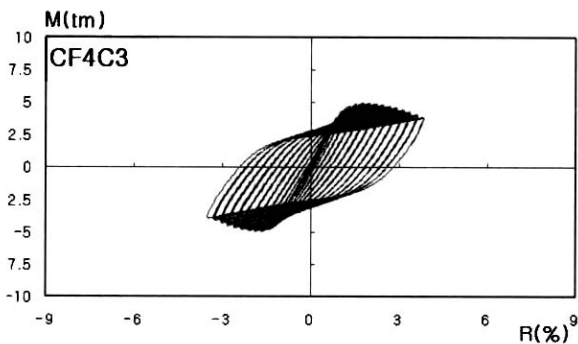


그림 9. 모멘트-부재각 관계

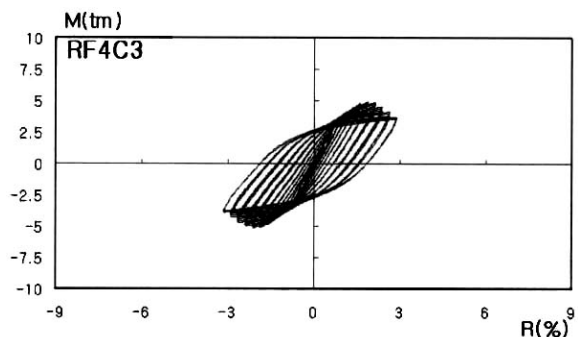


그림 10. 모멘트-부재각 관계

3.2 휨내력 평가

본 연구에서는 콘크리트충전 원형강관 및 각형강관 기둥의 휨내력을 평가하기 위하여 강관의 항복응력도와 콘크리트의 강도를 단순누가하여 산출한 전소성모멘트가 휨내력과 실험에 의한 휨내력을 비교하여 표 5와 표 6에 각각 정리하였다.

3.2.1 원형충전강관의 휨내력

원형충전강관의 전소성 모멘트는 그림 11의 응력분포를 가정하여 아래의 식으로 구하였다.

$$N_u = N_{cu} + N_{su}$$

$$M_u = M_{cu} + M_{su}$$

충전콘크리트의 휨내력

$$N_{cu} = r_1^2 (\theta - \sin \theta \cos \theta) \cdot f_{ck} \cdot \gamma_{cu}$$

$$M_{cu} = \frac{2}{3} r_1^3 \sin^3 \theta \cdot f_{ck}$$

원형강관의 휨내력

$$N_{su} = 2r_2 t \cdot F_y$$

$$M_{su} = 2r_2^2 t \cdot \sin \theta \cdot F_y$$

$$r_1 = -\frac{cD}{2}, \quad r_2 = \frac{D-t}{2}$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{r_1 - x_n}{r_1} \right)$$

f_{ck} : 콘크리트압축강도

F_y : 강관의 항복강도

γ_{cu} : 0.85

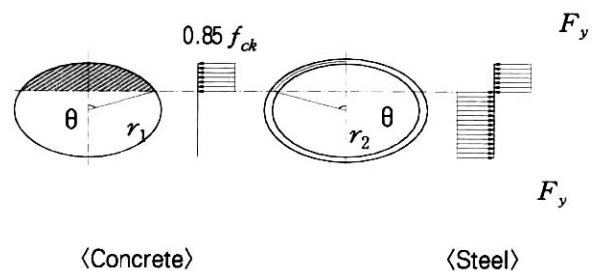


그림 11. 원형강관과 충전콘크리트의 응력분포

원형충전강관 실험결과를 윗식을 이용하여 구한 단면의 휨내력과 비교한 결과를 표 5에 나타내었으며, 전체적으로 1.36~1.67배 정도 실험결과가 높게 나타났다.

실험결과 휨내력을 전소성모멘트(M_{pc})로 무차원화한 결과 축력비가 0.2인 경우에는 36~40%, 0.3인 경우에는 48%~53%, 0.4인 경우에는 53%~67%로 실험값이 높게 나타나, 축력비가 클수록 합성효과가 큰 것으로 나타났다.

직경두께비에 대한 합성효과는 직경두께비가 클수록 커지는 경향을 보였으나, 그 차이는 미소하게 나타났다.

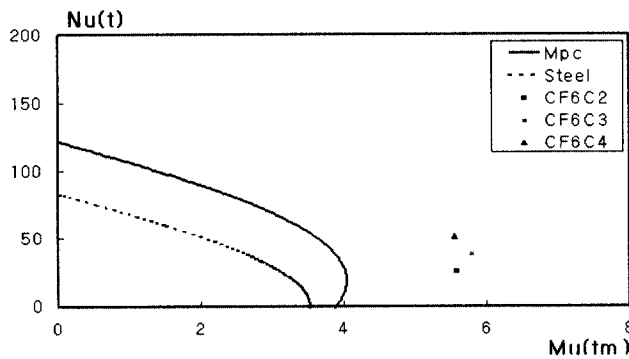
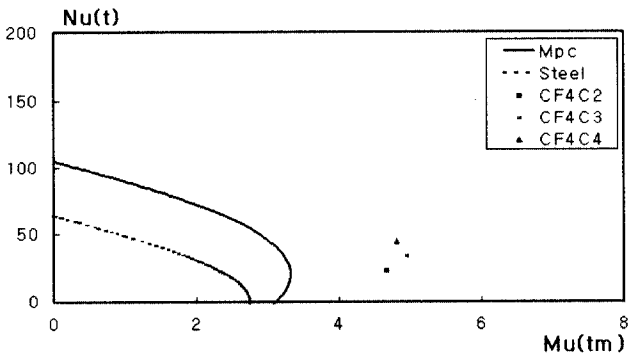
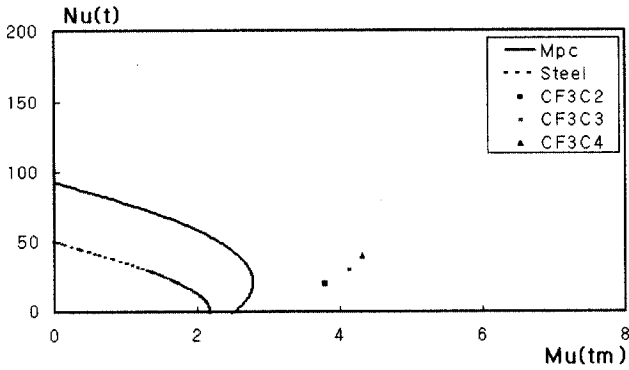


그림 12. M-N 상관곡선

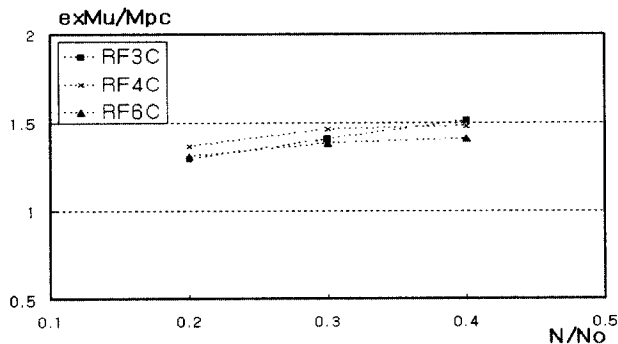


그림 13. 무차원화 내력-축력비 관계

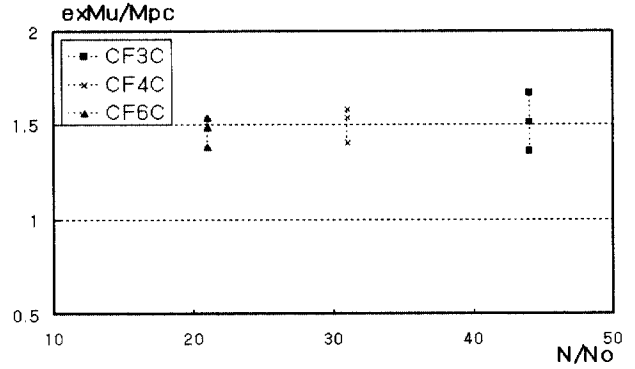


그림 14. 무차원화 내력-직경두께비 관계

표 5. 원형충전강관 실험결과에 대한 휨내력 평가

실험체명	M_{exu}	M_{pc}	M_{exu}/M_{pc}
CF3C2	3.79	2.78	1.36
CF3C3	4.13	2.73	1.51
CF3C4	4.31	2.58	1.67
CF4C2	4.67	3.32	1.41
CF4C3	4.95	3.22	1.54
CF4C4	4.81	3.04	1.58
CF6C2	5.58	4.03	1.38
CF6C3	5.79	3.89	1.49
CF6C4	5.55	3.61	1.54

* M_{exu} = 실험에 의한 최대 휨내력 ($t \cdot m$)

M_{pc} = 전소성 휨모멘트 ($t \cdot m$)

3.2.2 각형충전강관의 휨내력

각형충전강관의 전소성 모멘트는 그림 15의 응력분포를 가정하여 아래의 식으로 구하였다.

$$N_u = N_{cu} + N_{su}$$

$$M_u = M_{cu} + M_{su}$$

충전콘크리트의 휨내력

$$N_{cu} = D_c \cdot x_n \cdot \gamma_{cu} \cdot f_{ck}$$

$$M_{cu} = \frac{1}{2} (D_c - x_n) D_c \cdot x_n \cdot \gamma_{cu} \cdot f_{ck}$$

원형강관의 휨내력

$$N_{su} = 2t(2x_n - D_c)F_y$$

$$M_{su} = Dt(D - t)F_y + 2t(x_n - D_c)x_n \cdot F_y$$

f_{ck} : 콘크리트압축강도

F_y : 강관의 항복강도

$\gamma_{cu} : 0.85$

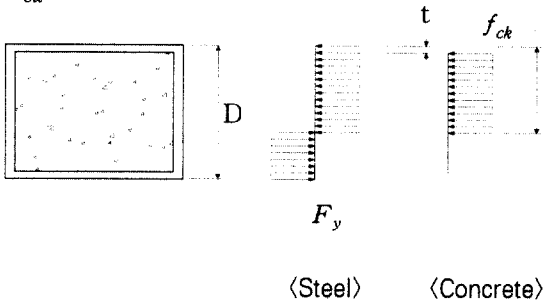


그림 15. 각형강관과 충전콘크리트의 응력가점

실험결과 휨내력을 전소성모멘트 (M_{pc})로 무차원화한 결과 축력비가 0.2인 경우에는 17~37%, 0.3인 경우에는 16%~27%, 0.4인 경우는 13%~30%로 실험값이 높게 나타났으며, 축력비에 대한 합성효과의 차이는 크게 나타나지 않았다. 마찬가지로 폭두께비에 대한 합성효과도 그 차이가 미소하게 나타났다.

원형충전강관에 비해 각형충전강관의 실험값을 전소성 모멘트로 무차원화한 결과가 약 20%정도 크게 나타나, 전체적으로 원형충전강관의 합성효과가 우수한 것으로 나타났다.

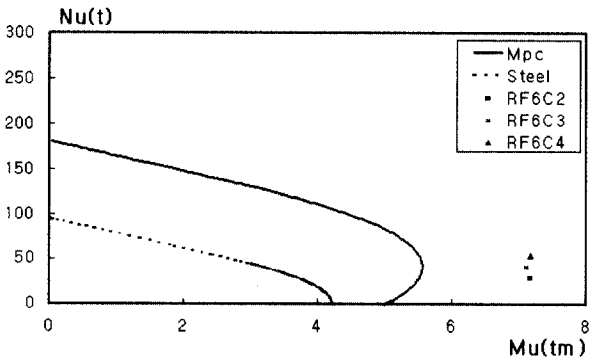
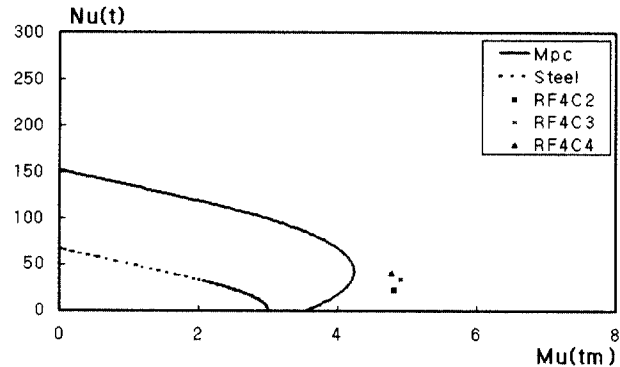
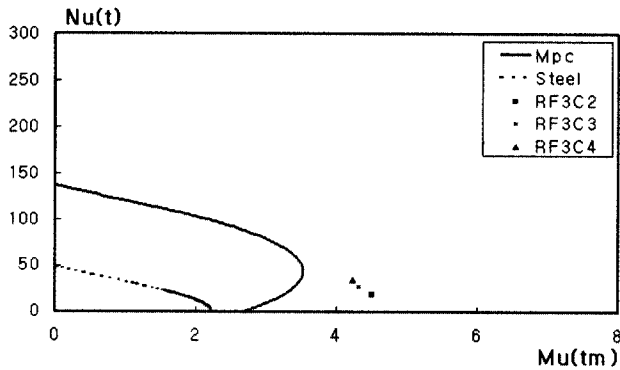


그림 16. M-N 상관곡선

각형충전강관 실험결과를 윗식을 이용하여 구한단면의 휨내력과 비교한 결과를 표 6에 나타내었으며, 전체적으로 1.13~1.38배 정도 실험결과가 높게 나타났다.

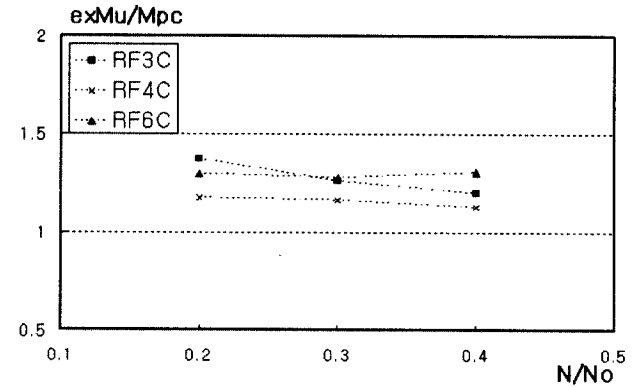


그림 17. 무차원화 내력-축력비 관계

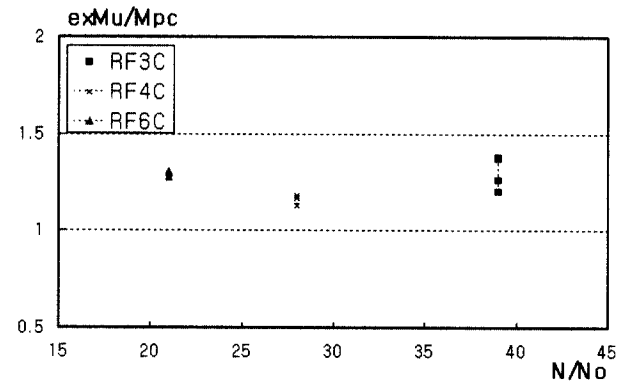


그림 18. 무차원화 내력-폭두께비 관계

표 6. 각형충전강관 실험결과에 대한 휨내력 평가

실험체명	M_{exu}	M_{pc}	M_{exu} / M_{pc}
RF3C2	4.51	3.28	1.38
RF3C3	4.32	3.42	1.26
RF3C4	4.23	3.52	1.20
RF4C2	4.82	4.09	1.18
RF4C3	4.91	4.21	1.17
RF4C4	4.78	4.23	1.13
RF6C2	7.17	5.52	1.30
RF6C3	7.11	5.56	1.28
RF6C4	7.17	5.49	1.31

* M_{exu} = 실험에 의한 최대 휨내력 ($t \cdot m$)

M_{pc} = 전소성 휨모멘트 ($t \cdot m$)

3.3 변형성능

3.3.1 실험결과의 단조화

본 실험과 같이 반복하중을 받는 부재의 하중-변형곡선은 아래의 그림 19와 같이 단조화하여 상호비교하는 것은 일반적으로 사용되어지고 있는 방법의 하나이다. 따라서, 아래와 같이 모멘트(M)-부재각(R) 관계의 곡선에서 최대내력점을 이어 실험결과를 단조화하는 것을 바탕으로 특성 내력점평가 및 변형성능 평가방법으로 사용되어질 수 있다.

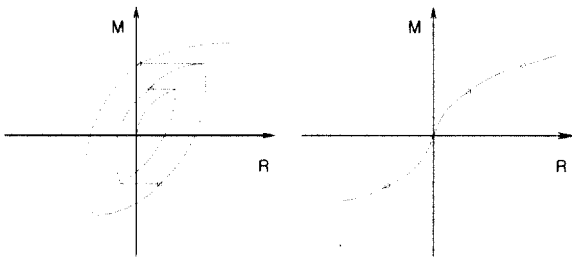


그림 19. 단조화 개념도

모멘트(M)-부재각(R) 관계곡선을 단조화하여 사용하는 것은 전단력(Q)-부재각(R) 관계곡선보다 주각부의 P6 효과를 고려할 수 있어 보편적으로 많이 사용된다. 이렇게 단조화된 포락선은 반복하중에 의해 사이클이 진행됨에 따른 최대내력의 변화를 평가할 수 있으며, 항복모멘트(M_y), 종국모멘트(M_u), 항복부재각(R_y), 한계부재각(R_u)를 평가할 수 있다.

항복모멘트 및 항복부재각의 평가방법은 철골부재에서 널리 사용되어지고 있는 방법으로 초기점과 최대내력점을 이은 직선기울기의 1/3이 되는 직선을 긋고, 이 직선을 내력축 방향으로 평행이동하여 포락선과 일치하게 한다. 이 때 초기의 직선과 만나는 점을 각각 항복모멘트와 항복부재각으로 평가하게 된다. 자세한 내용은 아래의 그림 20에 나타나 있다.

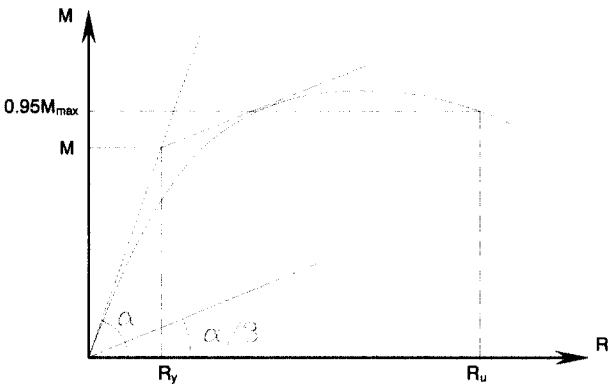


그림 20. 항복점, 항복부재각 및 한계부재각 정의

실험에 의해 얻은 모멘트(M)-부재각(R) 관계곡선에서 정부측의 곡선부분을 그림 19과 같이 단조화한 후, 이 단조화 곡선 상에서 정측의 내력이 최대내력의 95%로 저하한 경우의 부재각을 한계부재각으로 정의(그림 20)하여, 각 실험체의 변형성능을 평가하였다.

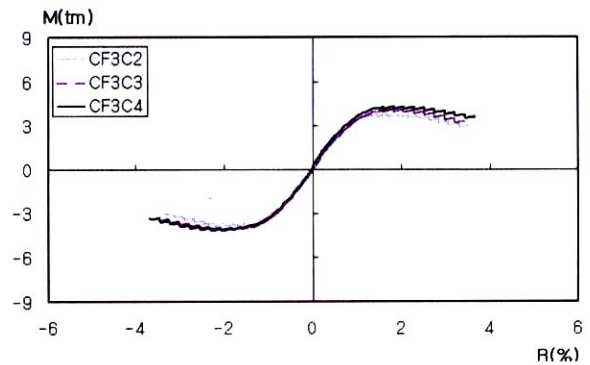
실험결과를 단조화한 곡선은 아래의 그림 21에서 그림 25과 같이 각각 실험변수에 따라 비교하였다.

원형충전강관 실험체의 경우 같은 직경-두께비(D/t)의 경우 축력비에 따른 이력곡선은 축력비가 커질수록 초기강성과 최대내력이 크게 나타났으나, 현저한 차이를 나타내지는 않았다. 직경-두께비에 따른 이력곡선의 비교에서는 직경-두께비가 작은 실험체일수록 최대내력이 크게 나타났다.

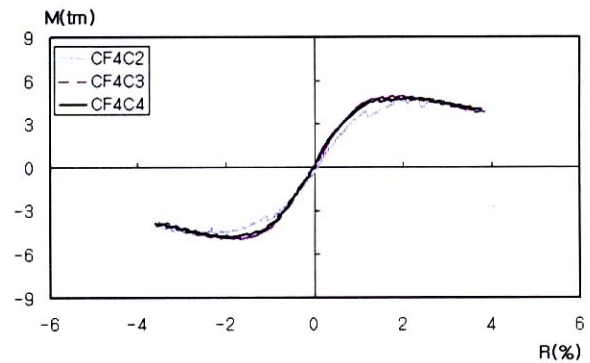
각형충전강관 실험체의 경우 축력비와 폭-두께비에 따른 이력곡선의 특성에 대해서는 원형충전강관과 유사한 경향을 나타내었으나, 축력비가 증가함에 따라 항복후 내력이 감소하는 정도가 증가하는 것으로 나타났다.

따라서 충전강관의 경우 저축력하에서는 축력비에 비해 직경-두께비의 영향이 상대적으로 크게 나타나는 것으로 판단되며, 강관형태에 따라 저축력하에서는 원형강관보다 각형강관의 경우에서 항복후 내력저하가 축력비의 영향을 많이 받는 것으로 나타났다.

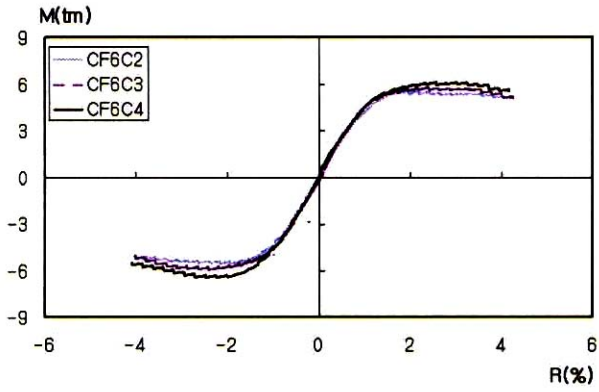
3.3.2 원형충전강관의 단조화



(a) D/t = 44

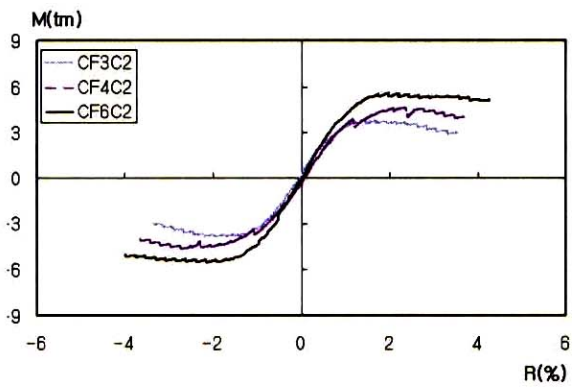


(b) D/t = 31

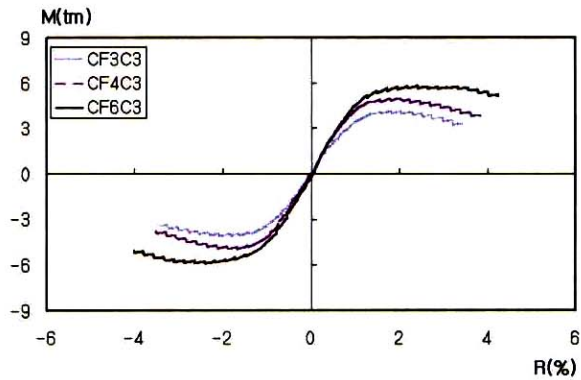


(c) $D/t = 21$

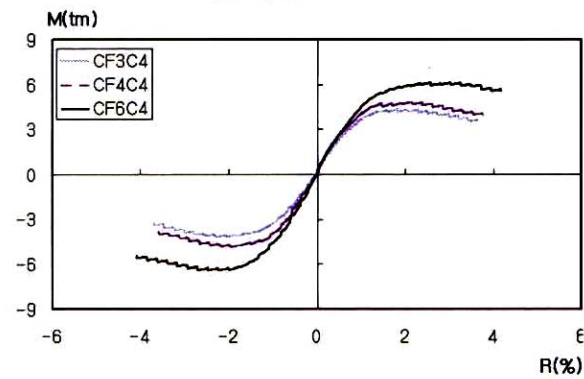
그림 21. 직경-두께비에 따른 단조화곡선의 비교



(a) $N/N_o = 0.2$



(b) $N/N_o = 0.3$



(c) $N/N_o = 0.4$

그림 22. 축력비에 따른 단조화곡선의 비교

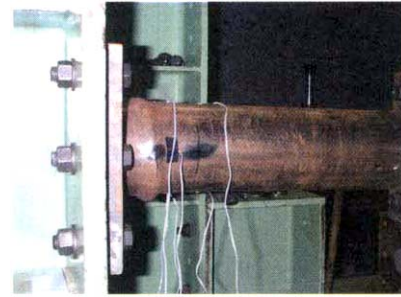
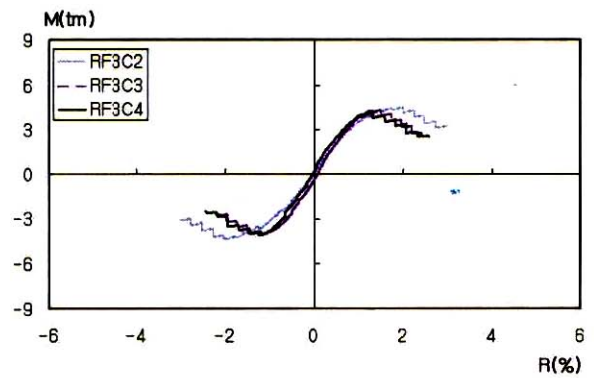
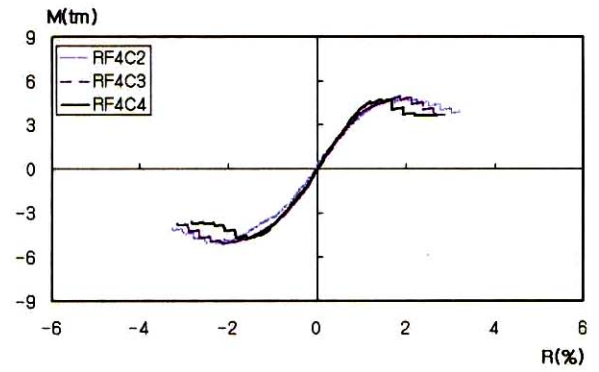


그림 23. 원형강관 파괴형상

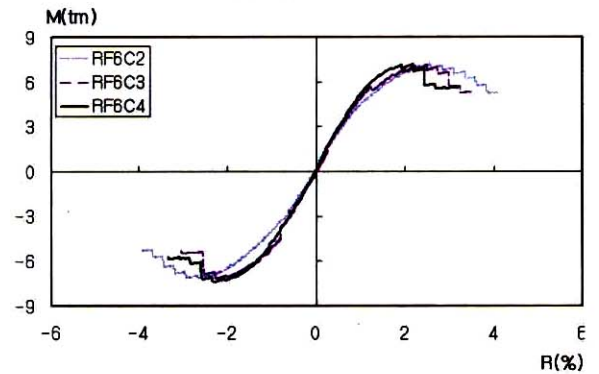
3.3.3 각형충전강관의 단조화



(a) $D/t = 38$

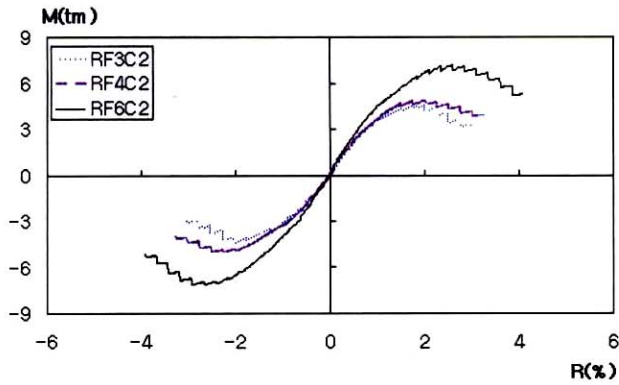


(b) $D/t = 28$

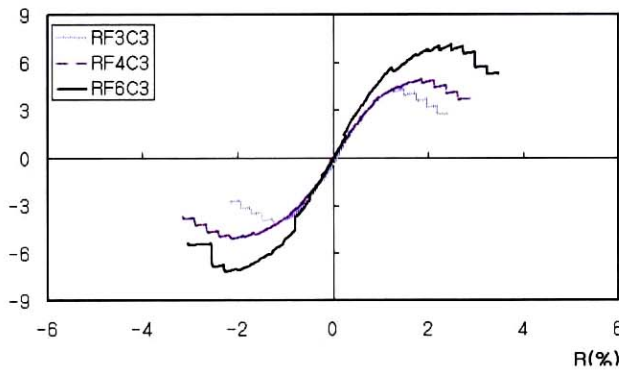


(c) $D/t = 21$

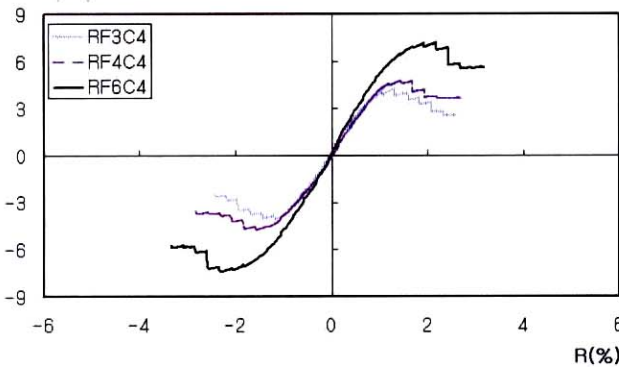
그림 24. 직경-두께비에 따른 단조화곡선 비교



(a) N/No = 0.2



(b) N/No = 0.3



(c) N/No = 0.4

그림 25. 축력비에 따른 단조화곡선의 비교

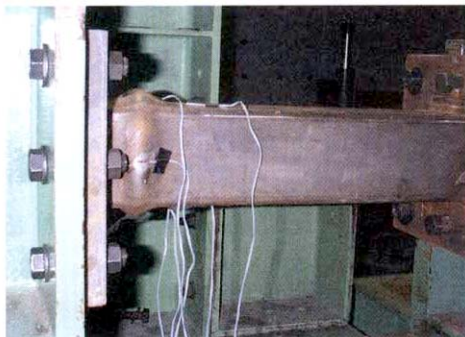


그림 26. 각형강관 파괴형상

3.3.4 한계부재각 및 소성변형능력 평가

건축구조물을 구성하는 구조부재로서의 적합성은 부재의 항복이후의 소성변형능력으로 평가할 수 있으며, 소성변형능력은 에너지의 개념이 도입된 연성률(μ)로서 평가할 수 있다. 또한, 연직하중과 수평하중을 동시에 받는 본 실험의 경우에는 수평력(Q)과 부재각(R)의 관계곡선보다는 P δ 의 효과가 포함된 모멘트-부재각 관계곡선에서 변형성능을 평가하는 것이 합리적이라고 판단된다. 따라서, 여기에서는 연성률로 사용되는 μ 에서 탄성변형분을 제한 다음 식으로 정의한다. 이것은 누적소성변형률로 인용되며, 변형성능의 중요한 평가지표로 사용된다.

$$\bar{\mu} = \mu - 1 = \frac{R_u}{R_y} - 1 = \frac{R_u - R_y}{R_y}$$

표 7. 원형충전강관의 한계부재각 및 누적소성 변형률

실험체명	R_y	R_u	R_{max}	$\bar{\mu}$
CF3C2	0.63	2.47	1.50	2.93
CF3C3	0.80	2.58	1.84	2.24
CF3C4	0.83	2.75	1.83	2.32
CF4C2	0.85	3.01	2.37	2.54
CF4C3	0.72	2.70	2.01	2.76
CF4C4	0.66	2.85	1.93	3.32
CF6C2	0.85	4.04	2.21	3.76
CF6C3	0.76	3.79	2.41	4.01
CF6C4	0.85	3.88	2.55	3.57

표 8. 각형충전강관의 한계부재각 및 누적소성 변형률

실험체명	R_y	R_u	R_{max}	$\bar{\mu}$
RF3C2	0.83	2.21	1.99	1.67
RF3C3	0.92	1.97	1.64	1.14
RF3C4	0.69	1.64	1.32	1.37
RF4C2	0.99	2.74	2.01	1.31
RF4C3	1.03	2.36	1.87	1.31
RF4C4	0.92	1.80	1.44	0.98
RF6C2	1.16	3.28	2.59	1.86
RF6C3	1.06	3.04	2.49	1.81
RF6C4	0.96	2.48	2.18	1.49

R_y : 항복부재각

R_u : 한계부재각

R_{max} : 최대하중시의 부재각

$\bar{\mu}$: 누적소성변형률

실험체의 한계부재각(R_u)은 원형충전강관의 경우 직경-두께비가 감소할수록 크게 나타났으며, 각형충전강관의 경우에는 축력비가 작을수록, 직경-두께비가 작을수록 크게 나타났다.

원형충전강관실험체의 경우 누적소성변형률이 2.24~4.01, 각형충전강관 실험체의 경우 1.14~1.86로 나타나 원형충전강관 실험체의 소성변형능력이 우수한 것으로 나타났다.

감사의 글

본 논문은 2001년도 서울시립대학교 학술연구조성비에 의하여 연구되었음.

4. 결 론

콘크리트충전 강관기둥의 이력거동에 대한 실험을 통해 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 원형충전강관 기둥의 휨내력은 단면의 전소성모멘트에 비해 1.4~1.7배, 각형충전강관 기둥의 경우에는 1.1~1.4배 정도 크게 나타났다. 원형충전강관 기둥의 휨내력이 각형충전강관 기둥에 비해 전체적으로 약 20%정도 크게 나타나, 원형강관단면의 합성효과가 우수한 것으로 나타났다.
- (2) 충전강관의 경우 정축력하에서는 축력비에 비해 직경-두께비 및 폭두께비의 영향이 상대적으로 크게 나타나는 것으로 판단되며, 각형강관보다 원형강관의 경우에서 최대내력이후 내력저하가 축력비의 영향을 많이 받는 것으로 나타났다.
- (3) 원형충전강관실험체의 경우 누적소성변형률이 2.2~4.0, 각형충전실험체의 경우 1.1~1.9로 나타나 원형충전강관실험체의 소성변형능력이 우수한 것으로 나타났다.
- (4) 정축력하에서의 콘크리트충전 강관기둥의 변형거동에 대해서는 단면의 형상과 직경-두께비의 영향이 큰 것으로 나타났으며, 축력비의 영향은 다소 미소하게 나타났다.

참 고 문 헌

최성모, 김동규 외(1993.9), "콘크리트충전 강관기둥의 역학적 성상에 관한 연구", 대한건축학회 논문집.

최성모외 2인(1999.11), "일정축력과 반복 수평력을 받는 콘크리트충전 원형강관기둥의 변형능력평가", 대한건축학회 논문집.

최성모외 2인(2000.4), "일정축력과 반복수평력을 받는 콘크리트충전 각형강관 기둥의 변형성능 평가", 한국강구조학회 논문집.

松井千秋(1998.2), "コンクリート充填角形鋼管柱の構造性能と軸力制限値", 日本建築學會構造系論文集.

江冠華, 松井千秋(1991.9), "SRC柱材の安定限界軸力に関する實驗的研究", 日本建築學會學術講演梗概集, pp.1703~1704

R.W.Furlong(1968), "Design of Steel Encased Concrete Beam-Column", ASCE, Vol 94

You-guang Pan & Shan-tong Zhong(1991), "Discussion on the Definition of Strength Concrete Filled Steel Tubes", ASCCS

(접수일자 : 2003. 1. 8 / 심사일 2003. 1. 18 / 심사완료일 2003. 3. 27)