콘크리트 충전 각형강관 기둥의 폭두께비 제한에 관한 연구

Limitations on the Width-to-Thickness Ratio of Rectangular Concrete-Filled Tubular (CFT) Columns

최 영 환¹⁾

Choi, Young Hwan

요약 : 구조적 우수성이 입증된 콘크리트 충전 강관 (CFT) 시스템은 폭두께비가 큰 강관을 사용할 때 더욱 경제적인 설계가 될 수 있다. 하지만, 현재 국내외의 기준에서는 CFT에 사용할 수 있는 강관의 폭두께비를 제한하고 있어 건설 재료를 보다 더 효율적으로 활용할 수 있는 가능성을 미리 차단하고 있다. 본 연구에서는 폭두께비 60, 70, 80, 90, 100를 갖는 각형 단주 CFT에 대해 압축실험을 실시하여 CFT에서의 좌굴 후 내력을 확인하였고 기존의 기준에서 제시한 폭두께비 제한치를 완화한 식을 제시하였다.

ABSTRACT : The concrete-filled steel tube (CFT) that has an excellent performance can be more economically used when the steel tube has a large width-to-thickness ratio. However, the international provisions such as American Institute of Steel Construction (AISC) limit the use of a slender plate in CFT members, resulting in a less optimal use of CFT. This study verifies the post buckling strength of CFT columns through the experimental program for Hollow Steel Sections (HSS) and CFTs with a with-to-thickness ratio ranged 60 to 100. The study also proposes a relaxed limitations of with-to-thickness ratio compared to the one specified in the current standards.

핵심용어 : 콘크리트 충전 강관, 전체좌굴, 국부좌굴, 폭두께비, 좌굴후강도

KEYWORDS : concrete filled tube, CFT, global buckling, local buckling, width-to-thickness ratio, post buckling strength

1. 서론

콘크리트 충전 강관 (Concrete-Filled Tube: CFT) 구조는 강관 (steel tube) 내부에 콘크리트를 충전하여 두 개의 건설재료가 하나의 구조체로서 작용되도록 한 합성 구조 시스템이다. CFT는 구조, 설계, 시공적인 측면에서 다른 구조 시스템에 비해 많은 장점을 가지고 있어 최근 전 세계적으로 가장 많은 각광을 받는 시스템중의 하나이다. 구조적인 측면에서 CFT의 가장 큰 장점은 콘크리트의 횡변위가 강관에 의해 억제되어 콘크리트가 3축 응력상태에 있게 되어 구속효과로 인해 강도와 연성이 크게 증가되는 것과 강관 내부에 콘크리트가 존재하기 때문에 강관의 국부좌굴이 콘크리트로 인해 지연되는 것이다. 그림 1에 보이듯이 순수 강관은 서로 인접한 면에서 한 쪽은 안쪽방향으로 다른 쪽은 바깥 방향으로 좌굴이 나타나는 반면 CFT는 안쪽 방향의 좌굴이 콘크리트로 인해 방지되어 바깥방향으로 좌굴이 일어나며 이렇게 좌굴모드가 변화되는 동안 강도와 연성이 증가하게 된다.

(a) 순수 강관 (b) CFT
그림 1. 순수 강관과 CFT의 국부좌굴 모드

한편, 최근에는 건설 재료의 효율성을 극대화할 수 있는 방안에 대한 관심이 커지고 있다. 일반적으로 압축력에 대해서는 콘크리트가 지지하고 휨에 대해서는 강재가 지지하는 것이 건설 재료를 효율적으로 사용하는 것으로 알려져 있으며 이를 최적으로 구현할 수 있는 것이 CFT 구조이다. 이와 관련하여 CFT의 연구자들은 최근 강재와 콘크리트의 최적의 조합비에 관심을 가지고 있으며 Bride and O'Shea(1998)는 재료의 고강도화에 따라 얇은 판재를 사용하는 것이 효과적인 결론을 내릴 수 있는 것으로 언급하였다.

1) 교신저자. 서울시립대학교 건축공학과 연구교수, 공학박사
(Tel: 02-2210-5374, E-mail: choi4u@gmail.com)

본 논문에 대한 토의를 2013년 2월 28일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

얇은 강판을 이용한 CFT 기둥은 구속효과와 좌굴지연이라는 구조적 장점을 포함하여 폭두께비가 큰 플레이트에서 나타날 수 있는 좌굴 후 강도(post buckling strength)도 기대할 수 있기 때문에 강관과 콘크리트의 장점이 효율적으로 결합된 시스템이라고 할 수 있다. 그러나 국내기준의 모태가 되는 미국의 AISC(2005)나 국내 기준인 KBC2009에서는 CFT에 대해 적용할 수 있는 한계폭두께비를 선연적으로 규정하고 그 조건을 만족하는 경우에만 규준식을 적용할 수 있도록 하고 있어 건설 재료를 보다 효율적으로 사용할 수 있는 가능성이 배제되어 있는 실정이다. 더욱이, 현재 규준에서 규정하고 있는 CFT의 한계폭두께비가 정해진 과정을 살펴보면, 순수강관에서의 양단단순지지조건과 양단 고정조건의 좌굴계수(k)의 비율을 CFT에 단순 적용하여 산정한 것으로 즉, 서로 거동이 다른 시스템(순수강관과 합성강관)을 비슷하게 유추하여 산정한 것으로 현행 규준의 한계폭두께비가 CFT에 적당하다고 보기에는 다소 어려움이 있다.

이에 본 연구에서는 KBC2009와 AISC2005에서 CFT에 대해 규정하고 있는 한계폭두께비 제한치를 실험적으로 검증하여 이의 타당성을 검증하고, 가능하다면 건설재료를 보다 더 효율적으로 사용하기 위해 한계폭두께비를 더 완화하고자 한다.

2. 이론적 고찰

2.1 국부좌굴과 전체좌굴의 개념적 이해

얇은 판의 강재를 사용할 때는 국부좌굴을 고려하여야 한다. 압축력을 받는 강재의 안정성은 크게 전체좌굴(global buckling)과 국부좌굴(local buckling)로 나눌 수 있다. 재료가 고강도화 됨에 따라 동일한 하중을 지지하기 위해 자연스럽게 얇은 판의 강재를 사용할 수 있으므로 이는 전체좌굴 보다는 국부좌굴에 의한 영향이 더 커질 수 있다는 것을 의미한다. 전체좌굴과 국부좌굴과의 관계는 그림 2에 보인 세 장비에 따른 부재(curve a - column)와 플레이트(curve b와 c)의 압축력에 대한 거동의 차이로부터 이해할 수 있다. 우선 플레이트의 좌굴응력은 식 (1)에 의해서 결정할 수 있다. 여기서, k 는 좌굴계수와 불리며 응력의 종류, 단부조건, 형상비(a/b)에 의해서 결정되며, E 는 탄성계수, ν 는 프아송비, b 는 플레이트의 폭, t 는 플레이트의 두께이다. 단면을 이루는 플레이트의 세장비가 너무 크게 되면 부재가 좌굴되기 이전에 플레이트에서 좌굴(국부좌굴)이 발생하게 되므로 이의 상관관계를 고려하여야 하는 것이다.

그림 2. 전체좌굴과 국부좌굴과의 관계

$$F_{cr, \text{플레이트}} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} \quad (1)$$

전체좌굴이 발생하기 이전에 국부좌굴이 발생하면 그에 따라 부재의 강도가 그만큼 감소하게 되므로 강구조에서는 일반적으로 이를 방지하지 위해 부재에서의 전체좌굴이 발생할 때까지 국부좌굴이 발생하지 않도록 판의 폭두께비를 확보한다. 이는 판의 좌굴응력이 부재의 좌굴응력보다 크도록 한 것으로 식 (2)와 같이 표현할 수 있다.

$$F_{cr, \text{플레이트}} \geq F_{cr, \text{기둥}} \quad (2)$$

그러나 순수 압축을 받는 기둥의 경우, 식 (2)에서 기둥의 좌굴응력($F_{cr, \text{기둥}}$)은 여러 요인들 (탄성계수 E , 항복강도 F_y , 세장비 λ , 좌굴길이 KL)에 의해 다양하게 변화되므로 이를 일반적으로 표현하기에는 어려움이 있다. 따라서, 설계기준에서는 기둥의 실제 좌굴응력($F_{cr, \text{기둥}}$) 대신 항복강도(F_y)를 사용하여 부재의 응력이 항복강도에 도달할 때까지 플레이트가 좌굴응력에 도달하지 않도록 단순화하는 방법을 사용한다. 즉, 식 (3)과 같은 형태가 되도록 한다.

$$F_{cr, \text{플레이트}} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} \geq F_y \quad (3)$$

식 (3)에 강재의 성질 즉, $E = 205\text{GPa}$, $\nu = 0.3$ 을 대입하면 전체좌굴(global buckling)이 발생할 때까지 국부좌굴(local buckling)이 발생하지 않도록 하는 한계폭두께비가 식 (4)와 같이 유도된다.

$$b/t \leq 0.951 \sqrt{\frac{kE}{F_y}} \quad (4)$$

식 (4)는 부재의 잔류응력과 초기결함을 고려하지 않은 것으로 이를 약 70% 정도 감소시킨 값을 강재의 탄성한계폭두께비 (λ_r)라고 칭하며 이를 사용하여 강재 단면을 세장판 단면과 비컴팩트 단면으로 구분한다.

2.2 CFT의 한계폭두께비

국내기준과 미국기준에서는 버전이 바뀔에 따라 CFT에 대하여 네 가지(A_s/A_g , f_{ck} , F_y , B/t)의 제한사항을 두고 있으며 이를 만족할 때에만 규준에 있는 설계식을 사용할 수 있도록 하고 있다. 이 제한사항들은 폭두께비(B/t)를 제외하고 각형 CFT와 원형 CFT에 동일한 값을 적용하고 있으며, 각형 CFT에 대한 것만을 발췌하여 표 1에 정리하여 나타내었으며 폭두께비 제한치는 본 논문에서 인용의 편의상 식 (4)로 다시 표현하였다.

$$b/t \leq 2.26 \sqrt{E/F_y} \quad (4)$$

본 연구에서는 상기 네 개의 제한값 중에서 폭두께비에 관한 것으로, 표 1에서 볼 수 있듯이 버전이 바뀔에 따라 제한 폭두께비가 완화된 것을 알 수 있다. 구버전인 KBC2005와 AISC1999에 비해 KBC2009와 AISC2005에서는 보다 완화된 기준이 제시되어 있으며 이는 CFT에서는 국부좌굴이 지연된다는 점을 반영한 결과이다. 그러나 그 과정을 자세히 보면 다소 의문이 드는 점이 있다.

AISC2005와 KBC2009에서 각형 CFT에 적용되는 한계 폭두께비는 식 (4)를 사용한다. 식 (4)가 제시된 배경은 Leon (2007) 등의 논문에서 설명되어 있으며 다음과 같다. Uy and Bradford(1996)는 CFT의 경우 식 (1)에서의 k 가 약 10.67 정도가 된다고 하였다. 이는 양단 단순지지조건인 k 값인 4.0의 약 2.67배로 이에 따라 이론적으로는 순수강관의 탄성한계폭두께비(λ_r)인 $1.4 \sqrt{E/F_y}$ 에 2.67배를 한 결과인 $3.74 \sqrt{E/F_y}$ 를 CFT의 한계폭두께비로 적용할 수

있으나 잔류응력과 초기결함 등을 고려하여 이를 조정하여 식 (4)로 제시하였다고 설명되어 있다. 이는 비록 CFT에서의 좌굴지연능력을 반영한 것이긴 하지만 기본적으로 거동이 다른 순수강관과 CFT를 서로 비슷하게 유추하여 산정한 것으로 CFT에 적당한 값인지는 다소 의문이 남아 있다.

또 다른 문제점은 CFT에 적용된 폭두께비 제한치가 기존 순수 강구조에서 국부좌굴과 관련하여 단면을 구분하는 한계 판폭두께비(λ_p 나 λ_r)와는 개념이 상이하다는 것이다. 본 저자는 AISC2005에 따라 CFT의 휨강도를 산정할 때의 국부좌굴 가능성과 관련하여 AISC Solution Center에 문의를 하였다(그림 3 참고) 흥미로운 의문점을 발견할 수 있었다. 문의 내용은 CFT에 대해 규정되어 있는 폭두께비 제한치가 순수강구조에서 의미하는 탄성한계폭두께비(λ_r)와 비슷한 것이라면 CFT의 휨강도 산정 시 국부좌굴을 고려해야 타당하지 않느냐라는 것이었다. 이와 관련하여 AISC 규준의 합성 구조편을 작성한 Hajjar 교수에게 다음의 답변을 들 수 있었다. AISC2005에서 규정하고 있는 CFT의 폭두께비 제한 값은 λ_p 와 λ_r 의 중간에 있는 값이지만 λ_p 에 가까운 값으로 예외적인 경우를 제외하고 국부좌굴로 인한 강도의 감소는 없다는 것이었다. 애초의 질문에는 답변이 되었으나, 한계폭두께비가 일반적으로 부재의 전체좌굴보다 국부좌굴이 선행되는 것을 방지하기 위해 제시된다는 점을 고려하면, CFT에서의 폭두께비 제한치 또한 답변의 내용과 달리 λ_p 보다는 λ_r 에 가까운 값이 되어야 한다. 하지만, AISC2005는 그렇지 않다는 것이며, 이는 현재 규준이 다소 완화된 수 있는 여지를 가지고 있는 것이라고 판단하였다.

I think the limitation of width-to-thickness ratio for CFTs ($2.26 (E/F_y)^{0.5}$) is inserted to prevent elastic local buckling of steel section, which is corresponding to λ_{r} , the boundary of slender and noncompact section, not λ_{p} . Then, I think that the flexural strength of CFTs (even the ones satisfying the above limitation) should be determined based on the possibility of local buckling, because λ_{r} does not necessarily mean plastic capacity.

I disagree. The limit you quote there was established by Roberto Leon in conjunction with Task Committee 5 of the AISC Committee on Specifications. The SSRG Guide 5th Edition has a summary of some of the thoughts on that, as does a paper Roberto and I published in the AISC Engineering Journal, Fourth Quarter, 2007 (attached). Roberto and I (I have copied him on this note as he aided in this response) would say that the limit is somewhere between the onset of inelastic local buckling and the onset of elastic local buckling, and it is closer to inelastic than elastic. So there might be some influence of local buckling on the moment strength, but we deem that it is not sufficient that a strength reduction is required. The worst case would probably be if your tube was right at the limit and you had high strength concrete and low strength steel.

그림 3. AISC와의 E-mail 서신 - 폭두께비 제한

표 1. 시험체의 종류 및 제한

제한사항	KBC		AISC	
	2005	2009	1999	2005
최소 A_s	$0.03A_g$	$0.01A_g$	$0.04A_g$	$0.01A_g$
최대 f'_c	- ¹⁾	70 MPa	55 MPa	70 MPa
최대 F_y	415 MPa	440 MPa	415 MPa	525 MPa
최대 B/t	$\sqrt{3E/F_y}$	$2.26 \sqrt{E/F_y}$	$\sqrt{3E/F_y}$	$2.26 \sqrt{E/F_y}$

1): 최소 강도 규정만 있고 최대강도 규정은 누락되었음.

3. 단주 압축 실험

3.1 실험 개요

본 연구에서는 기존 규준에서 규정하고 있는 CFT에서의 폭두께비 제한치를 검증하기 위하여 강재의 폭두께비(B/t)를 변수로 실험을 계획하였다. 건설 현장에서 기둥 부재로 가장 많이 사용되는 SM490의 공칭 항복강도(F_y)인 325MPa를 현행기준(KBC2009)에 적용하면 폭두께비 제한치가 57로 계산되어진다. 그러나 일반적으로 SS400 강재의 실측 항복강도가 SM490 강재의 공칭항복강도와 거의 비슷한 수준인 300MPa 정도의 항복강도를 나타내기 때문에 이를 반영하여 본 연구에서는 SS400 강종으로 시험체를 계획하였다. 현재 제한하고 있는 폭두께비가 SM490 강재의 경우 57이기 때문에 이보다 다소 큰 60부터 10씩 증가시켜 100까지, 총 다섯 가지의 폭두께비를 실험 변수로 선정하였다. 또한, 순수강관과 CFT의 거동의 차이를 비교하기 위하여 순수강관도 시험체에 포함하였다. 폭두께비가 100이나 되므로 가력 장치의 용량을 고려하여 다소 얇은 두께 3.2mm의 강재를 사용하였다.

3.2 재료시험

강관은 모두 동일한 강도를 갖도록 하나의 코일에서 가공된 강관을 이용하여 시험체를 제작하였다. 시험체 제작에 사용된 강재의 기계적 성질을 파악하기 위하여 KS B 0801의 금속 재료 인장시험편 규정에 따라 5호 강재시험편 5개를 제작하여 포항산업과학연구원(RIST) 실험동에서 쿠펜 테스트 전용 만능 시험기(UTM)로 실험을 실시하였다. 각 시험편 양면에 변형률 게이지를 부착하여 이들의 평균값을 사용하였다. 각 시험편에 대해 측정된 값들을 표 3에 나타내었다. 모든 시험이 매우 균일한 강도를 보였으나 시험결과에 의한 항복강도가 평균 360MPa로 SS400 강재의 공칭항복강도인 235MPa보다 상당히 높게 나타났다.

표 2. 강재 (SS400) 재료시험 결과

번호	두께 (mm)	F_y (MPa)	F_u (MPa)	F_y/F_u	연신율 (%)	탄성계수 (GPa)
1	3.06	357	428	0.83	35	190
2	3.02	361	433	0.83	35	192
3	3.03	356	430	0.83	33	191
4	3.03	361	433	0.83	35	192
5	3.02	363	434	0.84	34	193
평균	3.03	360	432	0.83	34	192

콘크리트의 압축강도를 측정하기 위하여 본 연구에서는 총 10개의 공시체를 제작하였다. KSF 2404에 따라 직경이 100mm인 원주형 공시체를 제작하였으며, 표 3에 배합비에 관련된 세부 내역을 나타내었다. 압축강도 실험은 서울시립대학교에서 실시하였으며 단주 압축 실험이 실시되기 직전인 타설 후 60일이 지난 시점에서 진행되었다. 실험결과 공시체 10개의 평균 압축강도는 42.1MPa로 측정되었으며 이를 표준형 공시체의 강도로 환산한 41MPa를 콘크리트의 압축강도로 산정하였다.

표 3. 콘크리트 배합비

W/C (%)	S/A (%)	단위 용적 질량 (kg/m^3)			
		물	시멘트	잔골재	굵은골재
43.1	46.9	147	392	863	936

3.3 시험체 상세 및 형상

시험체는 다섯 가지의 폭두께비($B/t = 60, 70, 80, 90, 100$)를 변수로 충전과 비충전 시험체 각 두 개씩 총 10개를 제작하였다. 시험체 제작에 사용된 강재의 두께는 모두 3.2mm(공칭)로 일정하며 계획한 폭두께비에 따라서 시험체 폭을 변화시켰다. 시험체 길이는 전체 좌굴의 영향을 최소화하기 위하여 시험체 폭의 3.5배로 하였다. 모든 시험체에 대해 정확한 치수를 실측하였으며 이를 표 4에 나타내었다. 시험체 이름에서 영문 이니셜 S로 시작하는 시험체는 Steel을 나타내는 것으로 비충전 시험체를 나타내며 이니셜 C로 시작하는 시험체는 Composite로 CFT 시험체를 나타낸다. 영문 다음의 숫자는 본 연구의 주요 변수인 폭두께비를 나타낸다.

시험체는 강관을 C형태로 절곡한 후 서로 맞대어 맞댐용접하였으며(2-seam), 이 때 60°의 개선을 가공한 후 알곤 용접을 사용하여 용접하였다. 본 시험체는 비교적 얇은 두께인

표 4. 시험체 일람

이름	B (mm)	t (mm)	L (mm)	B/t	F_y (MPa)	f_{ck} (MPa)
S60	191.8	3.17	672	61	360	0
S70	223.8	3.09	784	72	360	0
S80	255.5	3.11	896	82	360	0
S90	287.5	3.06	1008	94	360	0
S100	319.5	3.13	1120	102	360	0
C60	192.0	3.13	672	61	360	41
C70	224.5	3.10	784	72	360	41
C80	255.0	3.16	896	81	360	41
C90	287.3	3.15	1008	91	360	41
C100	319.3	3.07	1120	104	360	41

(3.2mm) 강판으로 제작되어지기 때문에 여러 용접 방법 중 모재의 변형을 최소로 유발하는 알곤 용접을 사용하였다. 또한 추가의 프레임 제작하여 강관 내부에 이 프레임을 삽입한 상태로 용접을 하여 용접에 의한 부재의 변형을 최소화하였다. 제작 프레임은 용접이 완료된 후 시간이 흘러 변형이 완료되었다고 판단될 때 제거하였다. 또한, 용접 부위의 확실성을 확인하기 위하여 자분 탐상 검사(MT)를 실시하였으며 모두 합격 판정을 받은 후에 콘크리트를 타설하였다.

시험체 형상은 그림 4에 나타내었다. 시험체의 양 단부에는 단부에서의 하중의 불균형과 이로 인한 단부에서의 국부좌굴을 방지하기 위해 그림 4에 나타낸 바와 같이 두께 20 mm의 엔드플레이트와 두께 9mm의 리브플레이트를 부착하였다. B/t 가 60, 70, 80인 시험체는 각 면에 한 개의 리브플레이트를 부착하였으며 B/t 가 90, 100 시험체는 각 면에 두 개의 리브플레이트를 부착하였다. 상부의 엔드플레이트에는 콘크리트 타설을 위한 충전구멍($\phi 150$)과 콘크리트 양생 중 수증기가 빠져 나갈 수 있도록 네 모서리에 $\phi 20$ 의 공기구멍 또한 가공하였다.

그림 4. 시험체 형상 ($B/t = 100$)

3.4 가력 및 측정방법

본 실험은 포항산업과학연구원(RIST)의 구조 실험동에서 수행하였으며 10,000kN 용량의 UTM을 사용하였다. 가력속도는 0.05mm/s로 압축 단조가력 하였으며 시험체가 최대하중에 도달한 이후 최대내력의 80~60%로 떨어질 때까지 재하한 후 재하에 따른 시험체의 변형 속도와 상태에 따라 실험을 종료하였다.

시험체의 변형은 변형률 게이지와 변위계(LVDT)를 사용하여 측정하였다. 변형률 게이지는 그림 5에 나타낸 바와 같이 각 시험체에 대해 총 11개를 부착하였으며 정확한 설치 위치는 표 5에 나타내었다. 압축력을 받는 부재에서 국부좌굴이 발생하는 위치를 정확히 예측하는 것은 현실적으로 불가능하나 본 연구에서는 기존의 여러 실험으로부터 중앙부 또는 중앙부에서 0.75B 떨어진 위치에서 발생할 것으로 예측하여 그림과 같이 변형률 게이지를 설치하였다. 한편, 변위를 측정하기 위해 그림 5에 나타낸바와 같이 총 3개의 LVDT를 설치하여 시험체에 편심이 작용하는지 여부를 판단하고 시험체의 변위를 측정하였으며, 세 개의 평균값을 사용하여 변위를 산정하였다.

(a) 변형률 게이지 (WSG) 부착 위치

(b) 변위계(LVDT) 부착 위치

그림 5. 측정 위치 (변형률 게이지, 변위계)

표 5. 변형률 게이지 설치 위치

시험체	B (mm)	L (mm)	h (mm)	s_1 (mm)	s_2 (mm)
60 시리즈	192	672	144	64	16
70 시리즈	224	784	168	75	17
80 시리즈	256	896	192	85	18
90 시리즈	288	1008	216	96	19
100 시리즈	320	1120	240	107	20

3.5 실험결과

실험에서 측정된 하중-변위 관계를 비충전과 충전 시리즈로 구분하여 그림 6에 나타내었다. 모든 시험체에서 최대내력은 국부좌굴에 의해서 결정되었다. 각 시리즈별로 거의 유사한 거동을 보이고 있으며 폭두께비가 작을수록 최대 내력 이후 하중이 보다 완만하게 감소하고 있음을 알 수 있다.

(a) S 시리즈 시험체

(b) C 시리즈 시험체

그림 6. 하중-변위 관계

실험에서 측정된 각 시험체별 최대내력(P_{test})을 표 6에 나타내었다. 표에는 실제 측정된 치수로부터 계산된 강재와 콘크리트의 단면적(A_s 와 A_c)을 포함하고 있으며 국부좌굴이 발생하지 않는다고 가정하여 산정한 단면강도 P_0 를 포함하고 있다. 단면강도 P_0 는 식 (5)에 의해 산정하였다. 또한, 실험 시 측정된 최대내력(P_{test})을 식 (5)에 의해 산정한 단면강도 P_0 로 무차원화한 값도 같이 나타내었다.

표 6. 실험 결과

시험체	B/t	A_s (mm ²)	A_c (mm ²)	P_{test} (kN)	P_0 (kN)	$\frac{P_{test}}{P_0}$
S60	61	2363	0	528	851	0.62
S70	72	2700	0	485	972	0.50
S80	82	3112	0	537	1120	0.48
S90	94	3461	0	567	1246	0.46
S100	102	3932	0	584	1415	0.41
C60	61	2342	34488	2146	2045	1.05
C70	72	2721	47646	2650	2640	1.00
C80	81	3161	61829	3137	3293	0.95
C90	91	3558	78921	3669	4031	0.91
C100	104	3854	98034	4257	4804	0.89

$$P_0 = A_s F_y + 0.85 f_{ck} A_c \quad (5)$$

가력 종료 후 시험체의 상태를 그림 7에 나타내었다. 그림에서 볼 수 있듯이, CFT의 특징 중의 하나인 그림 1의 좌굴 모드 즉, 네 변이 모두 튀어나오는 형태의 국부좌굴이 발생한 것을 알 수 있다.

그림 7. 실험 종료 상황 (C90)

4. 분석 및 고찰

4.1 국부좌굴의 발생과 최대내력

그림 8은 C90 시험체의 하중-변위 관계와 하중-변형률 관계를 하나의 그래프에 중첩하여 나타낸 것이다. 그림에서 상단에 있는 x축은 변형률을 의미하며 하단에 있는 x축은 변위를 나타내고 있다. 그림에서 볼 수 있듯이, C90 시험체는 변형률이 약 1500μ 에 도달할 즈음 (삼각형으로 표현된 곳) 게이지 11번에서 변화가 감지되고 이후 게이지 6번과 11번에서 큰 변형률 변화를 보이고 있다. 이는 3000kN 정도의 하중에서 국부좌굴이 시작되었다는 것을 의미한다. 그러나 하중-변위 관계에서 볼 수 있듯이 11번 게이지에서 처음 변화가 감지될 때 시험체의 하중-변위 관계는 강성이 변화되긴 하였지만 (타원으로 표현된 곳) 이후 꾸준히 하중이 증가하고 있으며 6번 변형률 게이지에서 두 번째로 큰 변화(별표로 표현된 곳)를 보이는 하중에 도달한 이후에 비로소 하중이 감소하기 시작하였다 (이 때 다른 부위에서 다른 국부좌굴이 발생하였을 것으로 추론할 수 있다). 이는 좌굴 후 강도를 나타내는 것으로, CFT에서 첫 국부좌굴이 발생한 이후에 곧바로 내력이 감소되는 것이 아니라 이후에도 지속적으로 하중이 증가하고, 이후 국부좌굴이 발생한 후에 내력이 감소된다는 것을 나타내고 있다. 이와 비슷한 거동이 거의 모든 C 시리즈에서 관찰되었다. 그림 6의 하중-변위 관계 그래프를 보다 자세히 관찰하면, 거의 모든 C 시리즈는 S 시리즈와 달리 강성이 변하는 점이 존재하며, 이 때 대부분 첫 국부좌굴이 발생한 것으로 관찰되었다. 그러나 이후에도 지속적으로 하중이 증가하고 있는 것을 알 수 있다.

그림 8. 시험체의 하중-변위-변형률 관계

4.2 폭두께비 증가에 따른 무차원 내력의 감소율

본 시험체에서 국부좌굴로 인한 내력의 감소율을 평가하기 위하여, 실험에 의한 최대하중(P_{test})을 국부좌굴이 발생하지 않는다는 가정 하에 산정한 식 (5)의 단면강도로 무차원화한 결과를 그림 9에 나타내었다. 그림에서 HSS는 순수강관을 의미한다. 그림에서 볼 수 있듯이, 순수강관이나 CFT 모두 폭두께비가 증가함에 따라 무차원값이 감소하고 있어 폭두께비가 커짐에 따라 국부좌굴로 인해 내력감소가 발생하고 있음을 알 수 있다. 순수강관은 폭두께비 60에서 무차원 내력비가 0.62이고 폭두께비 100에서는 0.41에 불과한 내력을 보이고 있다. 순수 강관의 경우, 폭두께비 60 이전에 이미 국부좌굴이 발생한다는 것을 의미한다.

CFT 시험체는 폭두께비가 증가함에 따라 순수강관과는 달리 내력의 감소율이 상대적으로 아주 작은 것을 알 수 있다. 폭두께비가 80에서 100으로 변함에 따라 순수강관은 내력감소율이 48%에서 41%인 반면, CFT는 95%에서 89%의 값을 보이고 있다. 즉, CFT에서 국부좌굴로 인한 내력의 감소율은 순수 강관에 비해 상당히 작다는 것을 알 수 있다. 이러한 원인은 강재와 콘크리트의 기여도에 따른 것으로 판단할 수 있다. 식 (5)에서 보듯이 단면의 강도는 강관과 콘크리트의 합으로 산정되는데, 폭두께비가 증가함에 따라 콘크리트에 대한 강재의 상대 단면적(A_s/A_c)이 줄어들어 강재의 기여도가 감소된다. 반면, 폭두께비가 80에서 100으로 증가할 때, 콘크리트의 기여도($0.85f_{ck}A_c/P_{test}$)는 69%에서 80%로 증가되었다. 즉, 폭두께비가 증가할수록 단면강도에는 콘크리트가 훨씬 더 큰 영향을 미치게 된다. 더욱이, 콘크리트는 폭두께비와 관계없이 일정한 강도인 $0.85f_{ck}$ 를 발휘하기 때문에 폭두께비가 증가할수록 국부좌굴에 의한 내력감소가 순수 강관에 비해 CFT에서 상대적으로 작게 나타난 것이다.

그림 9. 무차원화한 내력 감소율

CFT 시험체의 경우 폭두께비 70까지는 1.0을 상회하는 내력비를 보이고 있어 적어도 폭두께비 70까지는 국부좌굴로 인한 내력의 감소는 없는 것으로 판단할 수 있다. 현재 KBC2009에서 제시하고 있는 한계값인 식 (4)를 사용하여 본 시험체의 제작에 사용된 강재의 항복강도인 360 MPa를 적용하면 한계폭두께비는 약 54가 된다. 그러나 실제로는 이 보다 훨씬 더 큰 폭두께비 70까지도 내력의 감소가 발생하지 않아 현 규준을 완화할 수 있다는 결론을 도출할 수 있다. 본 연구에서는, CFT의 경우 폭두께비 70까지는 국부좌굴로 인한 내력 감소가 발생하지 않는다고 산정하여 기존의 $2.26\sqrt{E/F_y}$ 대신 식 (6)의 값으로 완화된 폭두께비 제한값을 제시하고자 한다.

$$B/t \leq 2.95\sqrt{E/F_y} \quad (6)$$

폭두께비가 60과 70인 시험체에 대해 내력비가 1보다 더 크게 나오는 것은 CFT가 갖는 장점중의 하나인 구속효과로 인한 강도의 증가로 판단할 수도 있지만, 식 (5)에서 콘크리트의 기여도를 $0.85f_{ck}$ 로 산정한 것에서도 그 원인을 찾을 수 있다. 연구자에 따라 각형 CFT에서 콘크리트의 강도를 $0.85f_{ck}$ 가 아닌 Eurocode 4에서 제시하고 있는 $1.0f_{ck}$ 로 산정하기도 하므로 이를 따르면 다른 결과가 나올 수 있다. 그러나, 현재까지는 폭두께비에 따라 콘크리트의 강도를 어떻게 평가할 것인지에 대해 산술적으로 적용할 수 있는 방법이 없고 더욱이 구속효과가 콘크리트의 횡변형을 구속하는 강관의 역할에서 발생한다는 점을 고려하면, 본 실험에서와 같이 폭두께비가 매우 큰 경우에는 구속효과를 기대하기 어렵기 때문에 $0.85f_{ck}$ 로 산정하는 것이 타당하다고 판단한다.

5. 결 론

콘크리트 충전강관 (CFT) 기둥은 많은 장점을 가지고 있음에도 불구하고 KBC2009나 AISC2005에서 규정하고 있는 폭두께비 제한치로 인해 그 활용도가 상대적으로 미비하다. 본 연구에서는 규준에서 제시하고 있는 폭두께비 제한치에 대해 이론적인 고찰을 통해 문제점을 파악하였으며 실험을 통해 제한치를 완화할 수 있는 가능성을 검증하였다. 이론과 실험을 통해 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 본 연구에서 대상으로 한 얇은 판으로 구성된 각형 CFT 단주는 최초 국부좌굴이 발생하더라도 바로 내력저하가 발생하지 않고 최대내력값의 약 20% 정도의 좌굴후 강도(Post buckling strength)를 발휘하였다.

- (2) 규준에서 제시하고 있는 폭두께비 제한치는 상당히 보수적으로 평가되고 있으며 이를 완화하여 다음과 같이 폭두께비 제한치를 제시한다.

$$B/t \leq 2.95\sqrt{E/F_y}$$

- (3) 폭두께비가 증가함에 따라 강관보다는 콘크리트가 더 많은 압축내력에 기여하고 있어 폭두께비가 크게 증가하여도 순수강관과는 달리 CFT는 국부좌굴로 인한 내력의 감소율이 상대적으로 작게 나타났다.

감사의 글

이 논문은 2010년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 기초연구사업 지원을 받아 수행된 것임(2010-0009896).

참 고 문 헌

- 대한건축학회(2005) 건축구조기준 및 해설, 기문당.
 대한건축학회(2009) 건축구조기준 및 해설, 기문당.
 AISC (1999) Manual of Steel Construction, 3rd Edition, American Institute of Steel Construction, USA.
 AISC (2005) Steel Construction Manual, 13th Edition, American Institute of Steel Construction, USA.
 Bridge, R.Q. and O'Shea, M.D. (1998) Behaviour of thin-walled steel box sections with or without internal restraint, *Journal of Constructional Steel Research*, 47(1-2), pp.73-91.
 Eurocode 4 (2004) Design of composite steel and concrete structures, part 1-1. EN 1994-1-1, Brussels, Belgium.
 Leon, R.T., Kim, D.K., and Hajjar, J.F. (2007) Limit state response of composite columns and beam-columns- Part 1: Formulation of design provisions for the 2005 AISC Specification, *AISC Engineering Journal*, 44(4), pp.341-358.
 Salmon, C.G., Johnson, J.E., and Malhas, F.A. (2009) Steel structures, 5th Edition, Prentice Hall.
 Uy, B. and Bradford, M.A. (1996) Elastic local buckling of steel plates in composite steel-concrete members, *Engineering Structures*, 18(3), pp.193-200.

(접수일자 : 2012. 1. 18 / 심사일 2012. 2. 20 /
 심사완료일 2012. 8. 3)