

이종강종을 사용한 고강도 CFT 합성부재의 구조성능

최 인 립^{1)*} · 정 경 수¹⁾ · 김 진 호²⁾ · 홍 건 호³⁾

¹⁾ 책임연구원, 포항산업과학연구원, 강구조연구소 ²⁾ 본부장, 포항산업과학연구원, 강구조연구소 ³⁾ 교수, 호서대학교, 건축공학과

Structural Performance of High-Strength Concrete-Filled Steel Tube Steel Columns using Different Strength Steels

Choi, In Rak^{1)*} Chung, Kyung Soo¹⁾ Kim, Jin Ho²⁾ Hong, Geon Ho³⁾

¹⁾ Senior Researcher, Steel Structure Research Div., Research Institute of Industrial Science & Technology, Incheon, 406-840, Korea

²⁾ Principal Researcher, Steel Structure Research Div., Research Institute of Industrial Science & Technology, Incheon, 406-840, Korea

³⁾ Professor, Dept. of Architectural Engineering, Hoseo University, Chungnam, 336-795, Korea

ABSTRACT : Structural tests were performed to investigate the structural performance of concrete-filled steel tube column using different strength steels in their flange and web with high-strength steel HSA800 and mild steel SM490, respectively. The test parameters included the strength of column flange and infill concrete, and effect of concrete infill. Connection between different grade steels were welded using the electrode appropriate for mild steel and verified its performance. To evaluate the behavior of test specimens, eccentric loading tests were performed and the results were compared with the prediction by current design codes. Axial load and moment carrying capacity of test specimens increased with the yield strength of compression flange and weld fracture occurred after the specimen shows full strength. The prediction result for axial load-bending moment relationship and effective flexural stiffness gave good agreement with the test result.

KEYWORDS : concrete filled, composite column, high-strength steel, eccentric loading, ultimate strength

1. 서 론

최근 건축물의 초고층화 · 대형화 추세에 따라 주요 기둥 부재와 대각 가새부재 그리고 부가적인 횡력저항 시스템인 아웃리거와 벨트트러스 부재에 과도한 응력발생 및 변위제어의 목적으로 대형 단면이 사용되고 있다. 이러한 대형 부재의 단면적을 줄이고 사용면적을 확보하기 위하여 고강도 강재와 고강도 콘크리트의 사용하는 방안과 이 두 재료의 합성작용을 통해 재료의 성능을 극대화 할 수 있는 방안으로 합성구

조의 적용이 증가하고 있다. 이러한 고강도 재료를 적용한 합성구조로 철골철근콘크리트(SRC: Steel and Reinforced Concrete) 기둥과 콘크리트충전강관 기둥(CFT: Concrete-Filled Steel Tube Column)이 주로 사용되고 있다. 이중 콘크리트 충전강관(CFT) 구조는 외부 강관에 의한 구속효과로 콘크리트의 극한압축변형률을 증가시키고, 충전 콘크리트로 인해 강관의 좌굴강도가 증가하기 때문에 600MPa 이상의 고강도 강재를 사용하는 경우에도 강재의 강도를 충분히 활용 가능하여 우수한 구조성능을 나타낼 수 있다^[1].

고강도 재료를 사용한 CFT 구조에 대한 실험 및 해석적 연구는 여러 연구자들에 의해 꾸준히 수행되어 왔다. Uy (2001)^[2]는 항복강도 $f_y = 784\text{MPa}$ (인장강도 $f_u = 817\text{MPa}$)인 5mm 두께의 고강도 강재와 압축강도 30MPa의 일반강도 콘크리트를 적용한 CFT 기둥에 대하여 실험 및 해석적 연구를 수행하였으며, Mursi and Uy(2004)^[3]는 항복강

Note.-Discussion open until June 30, 2013. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on August 13, 2012; revised November 11, 2012; approved on December 7, 2012. © KSSC 2012

* Corresponding author

Tel. +82-32-200-2533; Fax. +82-32-200-2449
E-mail: irchoi@rist.re.kr

도 $f_y = 761\text{MPa}$ (인장강도 $f_u = 813\text{MPa}$)인 5mm 두께의 고강도 강재와 압축강도 20MPa의 일반강도 콘크리트를 적용한 CFT 기둥에 대한 실험 및 해석적 연구를 진행하였다. Varma 등(2002; 2004)^{[4],[5]}은 항복강도 $f_y = 600, 660\text{MPa}$ (인장강도 $f_u = 674, 737\text{MPa}$)인 9mm와 6mm 두께의 고강도 강재와 압축강도 110MPa의 고강도 콘크리트를 적용한 CFT 기둥의 단조하중과 반복하중 실험을 수행하였다. Fujimoto 등(2004)^[6]은 항복강도 $f_y = 834\text{MPa}$ (인장강도 $f_u = 879\text{MPa}$)인 6.5mm 두께의 고강도 강재와 압축강도 20~80MPa의 콘크리트를 적용한 원형 및 각형 CFT 기둥에 대한 실험을 수행하였고, Inai 등(2004)^[7]는 항복강도 $f_y = 771\sim 825\text{MPa}$ (인장강도 $f_u = 788\sim 865\text{MPa}$)인 5~9mm 두께의 고강도 강재와 압축강도 40~90MPa의 콘크리트를 적용한 원형 및 각형 CFT 기둥에 대한 반복하중 실험 및 해석연구를 진행하였다. 국내에서는 RIST에서 20mm 두께의 건축용 800MPa급 강재에 대한 초기 시제품($f_y = 901\text{MPa}$, 인장강도 $f_u = 965\text{MPa}$)과 압축강도 80~120MPa의 고강도 콘크리트를 적용한 CFT 부재에 대하여 실험 및 해석적 연구를 진행하였다^{[8],[9]}.

현재까지 수행된 고강도 CFT 구조에 대한 연구는 대부분 강관의 폭-두께비(b/t)에 따른 기둥부재의 구조성능을 검증하기 위하여 9mm 이하의 얇은 강관을 사용한 정사각형 단면에 대한 실험이 주로 수행되었다. 그러나 언급한 바와 같이 CFT 구조는 초고층 건물에서 기둥부재 뿐만 아니라 메가 대각부재나 아웃리거, 벨트트러스 부재와 같이 큰 강도와 강성이 요구되는 부재에도 사용되고 있으며, 이러한 부재에서는 접합부 상세와 단면 효율을 위하여 플랜지와 웨브에 서로 다른 두께를 갖는 직사각형 형태의 단면이 일반적으로 사용되고 있다^[10]. 따라서 서로 다른 두께를 갖는 직사각형 단면을 사용한 CFT 구조에 대한 실험적 검증이 필요하다. 또한 고강도 강재를 사용하여 부재를 제작할 경우에는 용접재료 또한 고강도화 되어야 하므로 부재 제작비용이 일반강도의 강재를 이용할 때보다 증가하게 된다. 따라서 이러한 직사각형 단면의 경우 얇은 두께를 사용하는 단면방향에 일반강도 강재를 사용하여 구조성능의 큰 저감 없이 경제성을 확보할 수 있다.

본 연구에서는 인장강도 800MPa급 고강도강재와 490MPa급 일반강재를 사용한 직사각형 형태의 CFT 구조의 거동특성을 파악하기 위하여 실험연구를 실시하였다. 이종강재의 용접접합부 성능을 검증하기 위하여 용접부 성능평가를 수행하였으며, 합성부재의 구조 성능을 평가하기 위한 편심압축 실험을 수행하였다. 또한, 현행 설계기준에 대한 적용여부를 검토하기 위하여 실험결과와 비교하였다.

2. 용접부 성능 검증

2.1 시험편 계획

800MPa급 고강도 강재인 HSA800^[11](KS D 5994 (2011))과 일반강도 강재인 SM490을 사용한 용접부 성능을 검증하기 위하여 AWS D1.1M(2010)^[12]에 따라 25mm 두께의 HSA800 판재와 SM490 판재를 맞댐용접(Groove welding)하여 시험편을 제작하였고 인장시험, 굽힘시험, 충격시험을 수행하였다.

용접부는 강구조공사 표준시방서(2012)^[13]에 제시된 바와 같이 낮은 강도의 강재인 SM490에 적합한 용접재료(K-71T, AWS E71T-1)를 사용하였다. Table 1의 화학성분 조성표에서 HSA800의 탄소당량(C_{eq})은 0.53% 이므로 용접시 예열조건을 고려해야 하지만 용접균열감수성(P_{cm})은 0.21% 이기 때문에 예열 없이 용접이 가능하다. 하지만 HSA800의 KS규격 상 용접균열감수성(P_{cm})은 0.3 이하로 규정하고 있기 때문에 일반적인 용접조건을 고려하여 최소 예열온도인 100℃로 HSA800과 SM490 모두 예열한 후 용접하였다. 시험의 기본 용접조건은 Table 2와 같다.

Table 1. Chemical Composition of HSA800 (Unit: %)

	C	Si	Mn	P	S	C_{eq}	P_{cm}
KS D 5994	≤0.20	≤0.55	≤3.00	≤0.015	≤0.006	≤0.60	≤0.30
Mill Sheet	0.048	0.16	2.44	0.008	0.001	0.53	0.21

Table 2. Welding Conditions

Gas	Current (A)	Voltage (V)	Speed (mm/min)	Heat input (J/mm)	Interpass temp. (°C)	Preheat (°C)
CO2 100%	300 ~ 330	31~32	280~320	2000	≤150	100

2.2 모재 및 용착금속 인장시험

모재 및 용착금속의 강도를 평가하기 위하여 인장시험을 수행하였다. 모재 인장시험편은 KS B 0802 「금속재료 인장시험 방법」^[14]에 따라 환봉형태의 4호 시험편으로 제작하였으며, 용착금속 인장시험편은 AWS D1.1M에 따라 직경 12.5mm, 표점거리 62.5mm의 환봉형태로 제작하였다.(Fig.1 참조) 모재와 용착금속 인장시험 결과는 Table 3에 나타내었다. 용착금속인장시험결과는 AWS A5.29M (2010)^[15]에서 정의하는 E71T-1 용접재료 성능규격을 만족하였으며, 모재인 SM490 강재보다 높은 값을 나타냈다.



(a) Before test (b) After test

Fig. 1 Weld Metal Tensile Test Specimen

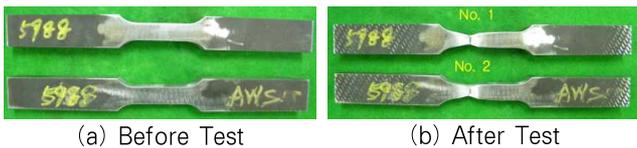
Table 3. Base and Weld Metal Tensile Test Results

Classification	Base metal		Weld metal	
	HSA800	SM490	K71T	Spec. ¹⁾
Yield stress(MPa)	700	318	459	≥ 400
Tensile stress(MPa)	849	532	553	490 ~ 620
Elongation(%)	22	35	27	≥ 20

¹⁾ E71T-1(AWS A5.29M)

2.3 용접부 인장시험

용접방향의 직각방향으로 2개의 축소단면 인장시험편을 제작하였다. 인장시험편은 AWS D1.1M에 따라 두께 25mm, 폭 20mm, 표점거리 100mm로 제작하여 인장시험을 수행하였다. 용접부 인장시험 결과 항복강도가 낮은 SM490 모재 부분에서 파단이 일어났으며 연성파괴 유형을 보였다. 용접부 인장시험 결과는 Table 4와 같다.



(a) Before Test (b) After Test

Fig. 2 Welded Plate Tensile Test

Table 4. Welded Plate Tensile Test Results

Specimens	Tensile stress (MPa)	Failure type and location
1	559	Ductile / Base metal(SM490)
2	560	Ductile / Base metal(SM490)

2.4 용접부 굽힘시험

용접부 굽힘성능을 평가하기 위하여 AWS D1.1M에 따라 용접방향의 직각방향으로 폭 10mm, 길이 150mm의 축소단면 시험편 4개를 제작했다. 굽힘 유형은 Transverse Side Bend Test로 두께방향으로 180도 굽힘 시험을 수행하였다. Fig. 3에 나타난 것과 같이 굽힘 시험 결과 용접부의 파괴는 일어나지 않았으며 굽힘 후에도 용접부가 건전하게 유지되었다.

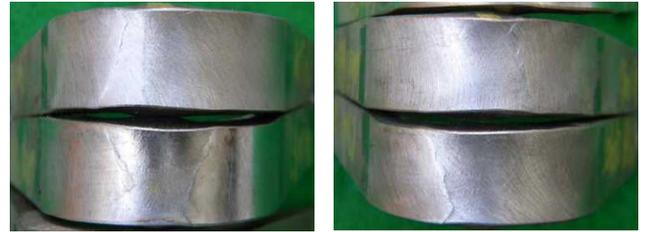


Fig. 3 Side Bend Test Results

2.5 용접부 충격시험

용접부의 충격인성을 평가하기 위하여 샤르피 충격시험을 수행하였다. 충격시험편은 파괴가 예상되는 용접재료와 SM 90 강재가 접합되는 용접열영향부에서 시험편을 채취하여 총 9개의 시험편을 제작하였다. 시험편에서 노치의 위치는 AWS D1.1M에 따라 용접부, Fusion line+1mm, Fusion line+5mm에 위치하도록 제작했다. Table 5는 영하 5°C에서 샤르피 충격시험을 수행 한 결과를 나타낸다. 시험결과 용접부에서 가장 낮은 값을 나타냈으며, 모든 부위에서 47J-5°C 이상의 충격값을 나타냈다.

Table 5. Charpy-V Notch Test Results (J@-5°C)

Weld metal	Fusion line+1mm	Fusion line+5mm
64	569	200
47	259	184
47	238	188

3. CFT 편심압축 실험

3.1 실험 계획

실험체는 Fig. 4와 같이 높이(H) × 폭(B) × 웨브두께(t_w) × 플랜지두께(t_f) = 200×380×8×25 mm의 직사각형 단면으로 구성하였다. 모든 실험체에 대하여 웨브는 8mm 두께의 SM490 강재를 사용하였다. 플랜지에는 강도 변화에 따른 부재의 거동특성과 파괴 메커니즘을 분석하기 위하여 25mm 두께를 갖는 HSA800 강재(RHE specimens)와 SM490 강재(RNE specimen)를 사용하였다. 또한, 강관 내부의 콘크리트 충전 효과에 따른 합성구조의 거동특성을 파악하기 위하여 콘크리트를 충전하지 않은 RHE-0를 비교 실험체로 구성하였다.

실험체의 단면구성 및 주요 변수는 Table 6에 나타냈다. 실험체의 순 길이 $L = 900\text{mm}$ 이며, 기둥 총 단면적(A_g)에

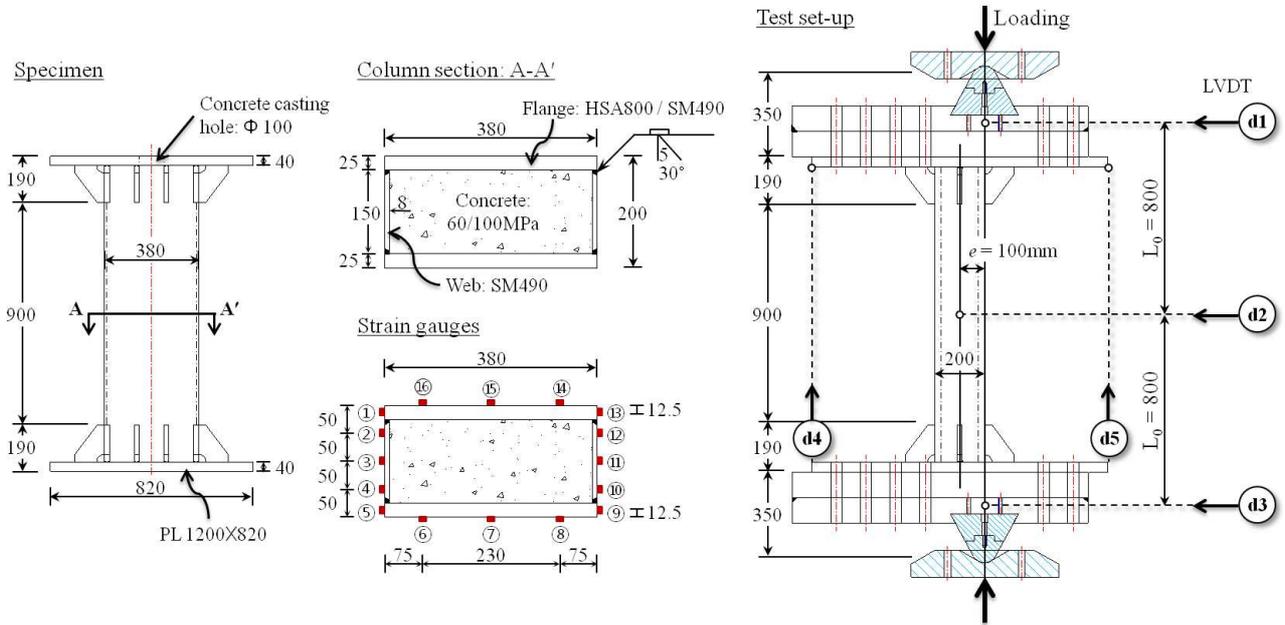


Fig. 4 Test Specimen and Test Setup (Unit: mm)

대한 강재비(A_s/A_g)는 28%이다. 단면의 예상 최대축강도(P_0)에 대한 강재 기여도(P_s/P_0)는 0.71~0.83로 일반적인 CFT 기둥(0.4~0.6)에 비해 높은 편이다.

3.2 재료 강도 및 실험체 제작

실험체의 각형강관은 Fig. 4에 나타낸 것과 같이 4면을 용접하여 제작하였다. 용접봉은 2절의 용접부 성능검증에 사용한 K71T를 사용하였다. 용접부에서의 파괴를 방지하기 위하여 30° 개선용접을 하였다.

소재 인장시험편은 KS B 0802에 따라 SM490 8mm, 25mm 강재는 1A호 시험편으로 제작하였고, HSA800 25mm 강재는 봉 모양의 4호 시험편으로 제작하였다. 강재 종류별 3개의 시험편에 대해 인장시험을 수행하였다. 25mm로 동일한 두께의 HSA800 강재와 SM490 강재의 응력-변형률

관계를 Fig. 5에 나타내었다. HSA800 강재는 전형적인 고강도 강재의 응력-변형률 관계를 보였으며, SM490 강재와 달리 항복점이 뚜렷하게 나타나지 않아 0.2% 영구변형률법 (Offset method)을 통해 항복점을 계산하였다. 측정된 강재의 항복강도 f_y , 최대인장강도 f_u , 탄성계수 E_s , 항복비 (f_y/f_u)를 정리하여 Table 7에 정리하였다. HSA800 강재의 경우 KS D 5994에서 정의한 항복강도(650~770 MPa), 인장강도(800~950MPa), 연신율(16% 이상) 및 항복비(0.85 이하) 규정을 만족하는 것으로 나타났다.

강관에 충전된 콘크리트는 목표압축강도 60MPa와 100MPa의 고강도콘크리트를 사용하였다. 사용된 고강도콘크리트의 배합과 물성은 Table 8에 나타냈다. 공시체는 $\phi 100 \times 200$ mm 크기로 제작하였으며, 실험체와 동일한 양생조건을 유지하기 위하여 공시체 몰드를 탈형하지 않고 비닐 캡을 씌워 28일간 양생하였다.

Table 6. Properties of Test Specimens

Specimens	Section ¹⁾	$L^2)$ (mm)	$F_{yf}^3)$ (MPa)	$F_{yw}^3)$ (MPa)	$f_{ck}^3)$ (MPa)	Steel ratio (A_s/A_g)	$P_0^4)$ (kN)	Load ratio (P_s/P_0)	Eccentricity (e/H)	Remarks
RHE-100	□-200×380 ×8×25	900 (1280)	650	325	100	0.28	17771	0.74	0.5	Concrete filled steel tube
RHE-60			650	325	60	0.28	15915	0.83	0.5	
RNE-60			315	325	60	0.28	9550	0.71	0.5	
RHE-0			650	325	-	0.28	13130	1.00	0.5	Steel tube

1) □-Height × width × web thickness × flange thickness

2) Column height(Specimen height)

3) Nominal strength: F_{yf} = Yield stress of column flange, F_{yw} = Yield stress of column web, f_{ck} = Compressive strength of concrete infill

4) $P_0 = P_s + P_c = (A_{sf}F_{yf} + A_{sw}F_{yw}) + (0.85f_{ck}A_c)$, A_{sf} = Area of flange, A_{sw} = Area of web, A_c = Area of concrete infill

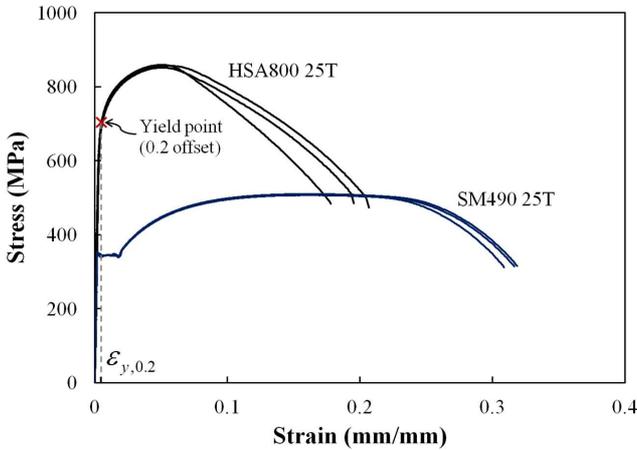


Fig. 5 Stress-Strain Curve for Steel Plates

KS F 2405 「콘크리트의 압축강도시험 방법」^[16]에 따라 28일 재령에서 콘크리트 압축강도 실험을 수행하였다. 사용된 고강도콘크리트는 최대압축강도까지 탄성적으로 강도가 상승하였으며 극한상태에서 취성적으로 파괴되었다. 재료실험을 통해 측정된 최대압축강도 f'_c , 최대강도시 변형률 ϵ_{cu} , 탄성계수 E_c 를 Table 9에 나타내었다. 콘크리트의 탄성계수는 압축응력-변형률 곡선에서 원점과 $0.45f'_c$ 를 잇는 직선의 기울기로 계산하였다.

28일 재령 콘크리트의 최대압축강도 f'_c 는 각각 평균 62MPa와 100MPa로 공칭압축강도인 60MPa, 100MPa에 근접한 결과를 나타냈다. 60MPa 콘크리트를 타설한 실험체는 28일 재령에 실험을 수행하였으며, 100MPa 콘크리트를 타설한 실험체는 43일 재령에서 실험을 수행하였다. 실험 당일의 100MPa 콘크리트의 평균압축강도는 103MPa로 28일

Table 7. Results of Tensile Coupon Test

Specimens		Thick./ Dia. (mm)	$f_y^{1)}$ (MPa)	$f_u^{2)}$ (MPa)	$E_s^{3)}$ (GPa)	Elong. (%)	Y.R. 1)/2)
Grade	No.						
SM490-8T	1	7.9	429	572	205	17	0.75
	2	7.9	424	554	180	21	0.77
	3	7.9	421	556	178	20	0.76
Average		7.9	425	561	188	19	0.76
SM490-25T	1	25.4	355	508	201	31	0.70
	2	25.4	350	507	197	32	0.69
	3	25.3	349	510	199	32	0.68
Average		25.4	351	508	199	31	0.69
HSA800-25T	1	14.1	717	860	212	18	0.83
	2	14.1	708	856	200	21	0.83
	3	14.1	684	851	202	20	0.80
Average		14.1	703	855	205	19	0.82

¹⁾ Yield stress; ²⁾ Tensile stress; ³⁾ Elastic modulus

Table 8. Composition and Properties of Concrete Mixture

Concrete mixture		60MPa	100MPa	
Composition (kg/m ³)	Water(W)	165	158	
	Bin- der (B)	Cement	333	677
		Slag powder	193	181
		Fly ash	59	-
		Silica fume	-	45
	W/B	28.2%	17.5%	
	Sand(S) (Sand-aggregate ratio, S/a)	802 (45.0%)	514 (38.0%)	
	Aggregate(a) (Max. size)	874 (20mm)	847 (20mm)	
	AE water-reducing agent	41 (7.0%)	18 (2.0%)	
	Properties	Slump flow	670mm	710mm
Air content		3.5%	5.0%	

강도와 큰 차이가 없었다. 최대강도시 변형률 ϵ_{cu} 는 60MPa 콘크리트는 평균 0.0024였으며, 100MPa 콘크리트는 평균 0.0032로 증가했다. 측정된 콘크리트 탄성계수 E_c 는 60MPa 콘크리트와 100MPa 콘크리트에서 각각 평균 36GPa과 37GPa로 큰 차이는 없었으며 현행 설계기준에서 제시하고 있는 예측값($E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}}$ (MPa), 여기서 $f_{cu} = 28$ 일 평균압축강도, KBC 2009)과 유사한 결과를 나타냈다.

실험체 상하부에는 콘크리트와 강재의 일체성을 확보하고, 하중 전달면에서의 국부파괴를 방지하기 위하여 강관 양단에 150mm 길이의 스티프너로 보강하였다(Fig. 4). 실험체 양 끝단에는 40mm 두께의 엔드플레이트를 설치하였으며, 콘크리트 충전을 위하여 상부 엔드플레이트에 100mm 직경의 원형 홀을 두었다. 강관과 엔드플레이트는 30° 개선용접을 했다.

Table 9. Compressive Strength for 28-day Concrete Cylinders

Concrete		Compressive strength, f'_c (MPa)	Strain at peak stress, ϵ_{cu} (10 ⁻⁶ mm/mm)	Elastic modulus E_c (GPa)	
Nom. strength	No.			Measured	Calculated ¹⁾
60MPa	1	64	2631	35	34
	2	57	2037	37	33
	3	64	2453	36	34
Average		62	2374	36	34
100MPa ²⁾	1	95	3013	36	39
	2	101	3360	37	40
	3	103	3230	37	40
Average		100	3201	37	39

¹⁾ $E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}}$ (MPa)

²⁾ Compressive strength at 48 days $f'_c = 103$ MPa

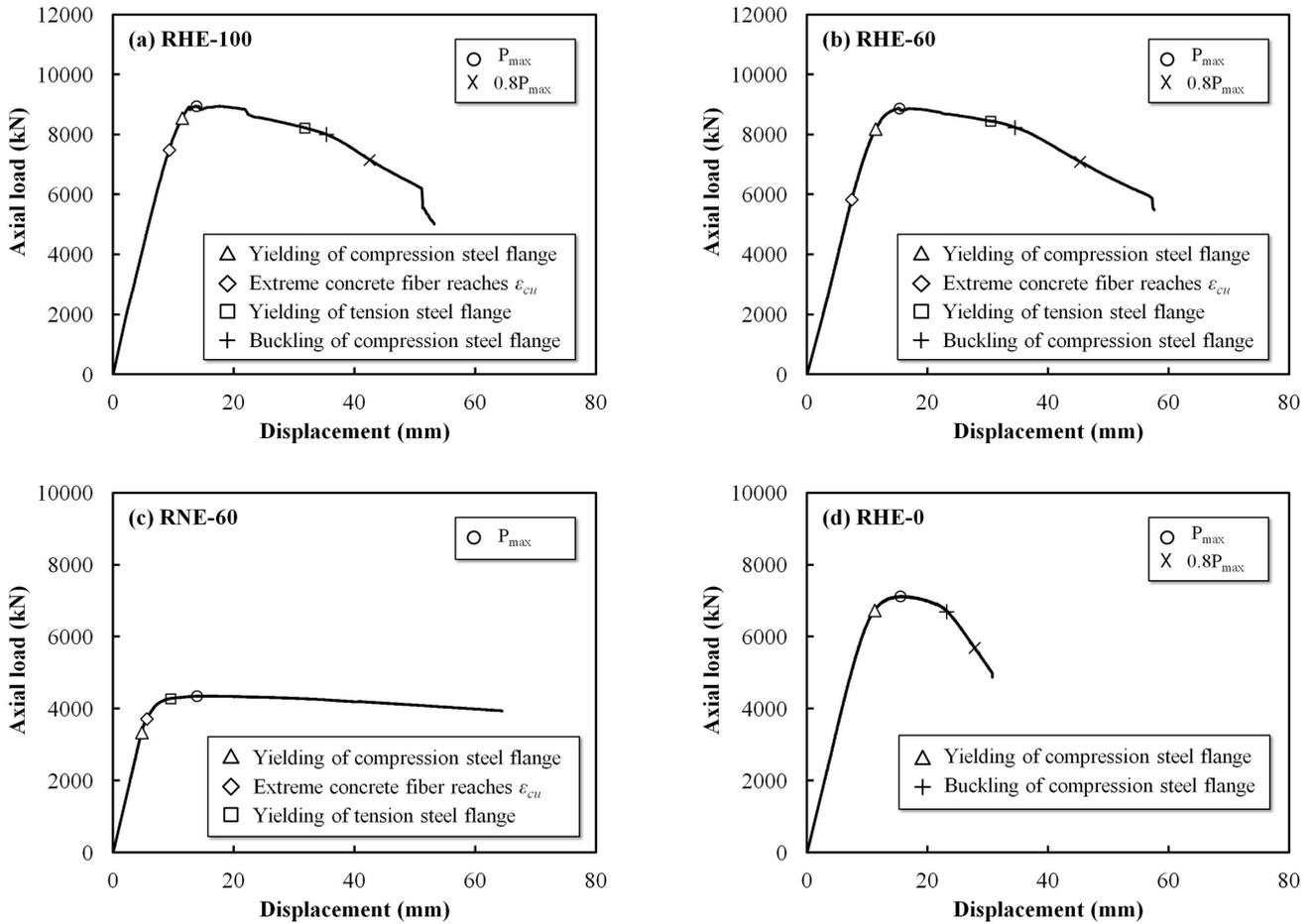


Fig. 6 Axial Load - Displacement Relationship of Specimens

접합판은 양단 힌지조건을 유지하면서 실험체에 축력과 모멘트를 전달하는 나이프엣지(Knife-edge)와 볼트접합으로 연결하였다.

3.3 가력방법 및 실험 셋팅

실험체의 편심거리는 100mm(편심율 $e/H = 0.5$)로 정하였으며, 가력은 변위제어방식으로 진행되었다. 10,000kN 급 UTM을 이용하여 0.6mm/min의 속도로 단조압축가력하였으며, 하중-축변위 관계에서 기둥의 내력이 최대강도의 70%로 떨어질 때 까지 실험을 수행하였다.

실험이 진행되는 동안 실험체의 축변위, 횡변형, 비틀림 등을 측정하기 위하여 접촉식 변위측정 센서인 LVDT 10개를 실험체 주위에 설치하였으며, 파괴가 예상되는 실험체 중앙에서의 변형률을 측정하기 위하여 5mm 일축 스트레인게이지 16개를 각 실험체마다 설치하였다. 실험체에 가해지는 축력은 UTM 내의 로드셀에서 직접 측정하였다. LVDT 및 스트레인게이지의 설치위치는 Fig. 4에 나타내었다.

4. 실험 결과 및 분석

4.1 하중-축변위 관계

각 실험체들의 하중-축변위 관계는 Fig. 6과 같다. 축변위는 가력점에서 실험체의 수직길이의 변화를 나타낸 것이며, 스트레인게이지로부터 측정된 변형률 또는 육안으로 관측된 사향을 기반으로 주요 특이점을 하중-축변위 관계에 함께 나타내었다.

콘크리트를 충전하지 않은 RHE-0(Fig. 6(d))는 (1) 압축플랜지가 항복한 이후 내력 증가가 서서히 둔화되면서, (2) 최대하중(○ 표시)에 도달하였다. 이후 부재의 축변형률이 증가하면서, (3) 압축플랜지가 좌굴하였고 이후 하중이 급격히 저하되었다. 이에 반해 콘크리트를 충전한 실험체는 최외측에 위치한 플랜지의 항복강도와 내부의 콘크리트 극한 변형률(ϵ_{cu})에 따라 RNE-60은 (1) 압축플랜지가 항복한 이후, (2) 최외측 콘크리트가 극한변형률($\epsilon_{cu} = 0.0024$)에 도달하였고, RHE-100과 RHE-60은 (1) 최외측 콘크리트가 극한변형률(RHE-100 : $\epsilon_{cu} = 0.0032$, RHE-60 : $\epsilon_{cu} =$

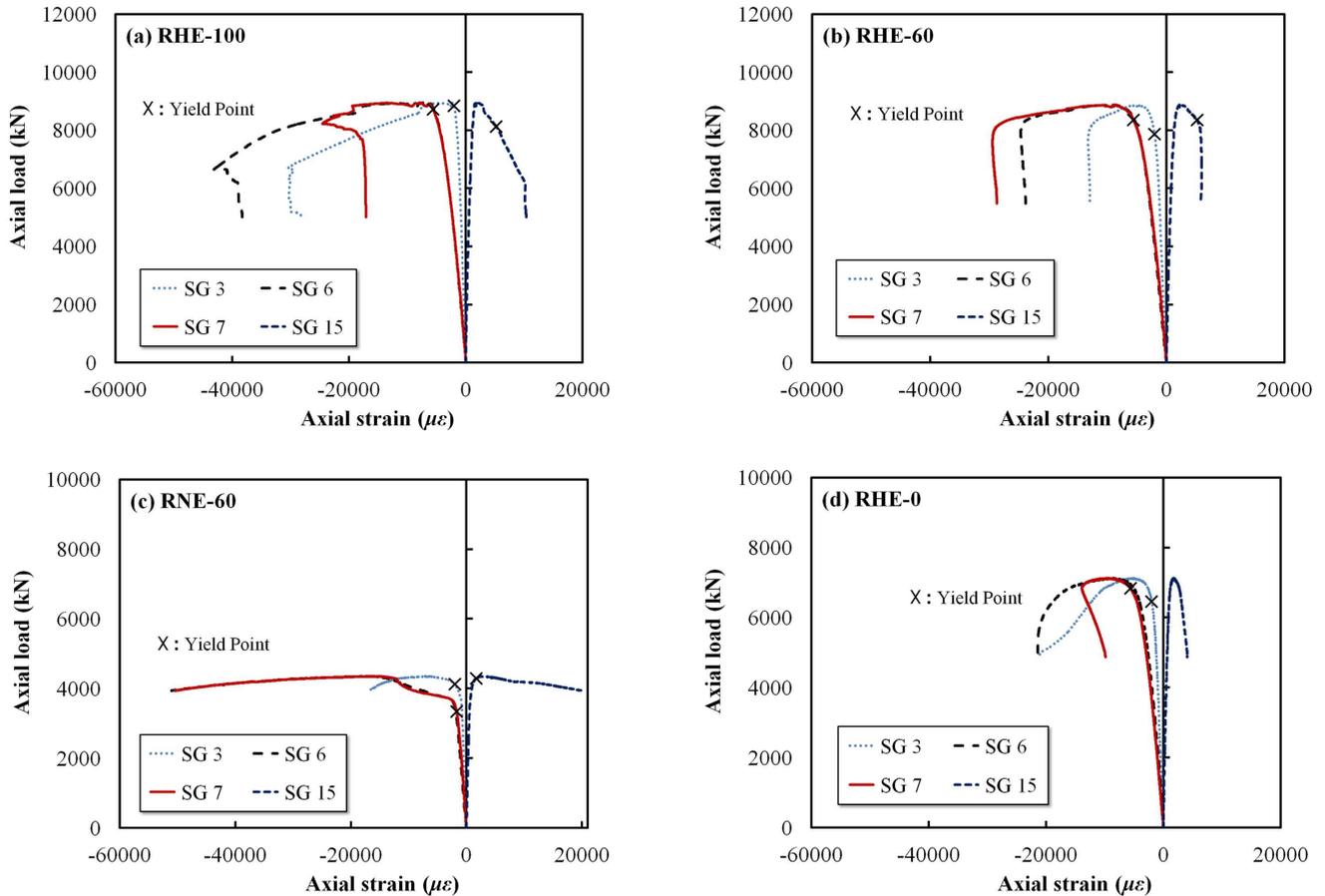


Fig. 7 Axial Load - Strain Relationship of Specimens

0.0024)에 도달한 이후, (2) 압축플랜지가 항복하였다. 이후에는 내력 증가가 서서히 둔화되면서, (3) 최대하중(○ 표시)에 도달하였다. 이후 RHE-0와 달리 축변형률이 증가하면서 (4) 인장플랜지가 항복하였고, (5) 압축플랜지가 좌굴하여 하중이 급격히 저하되었다.

실험결과를 정리하면 Table 10과 같다. 실험체의 항복점은 강재의 압축플랜지가 항복하는 시점으로 정의하였으며 (HSA800-25T: $\epsilon_y = 0.0054$, SM490-25T: $\epsilon_y = 0.0017$), 탄성강성은 원점과 항복점의 3/4 지점을 연결한 직선의 기울

기로 계산하였다. 실험체의 파괴점은 내력이 최대하중의 80% 이하로 저하되는 지점으로 정의하였다. RNE-60은 급격한 하중저감 없이 최대변위까지 내력이 유지되었기 때문에 최대 변위점을 파괴점으로 정의하였다.

실험결과 동일한 단면에 HSA800 강재를 플랜지에 사용한 RHE-60은 SM490 강재를 사용한 RNE-60에 비해 기둥 플랜지의 항복강도가 2배 증가함에 따라 항복하중(P_y) 및 최대하중(P_{max})도 각각 2.5배 및 2.0배 증가하였다. 그러나 Fig. 6에 나타난 것과 같이 플랜지의 항복강도 변화가

Table 10. Test Result of Specimens

Specimens	Yield point ¹⁾			Max. load		Failure ²⁾		Ductility (δ_u/δ_y)
	P_y (kN)	δ_y (mm)	K_e ³⁾ (kN/m)	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	P_u (kN)	δ_u (mm)	
RHE-100	8720	11.9	832	8954	13.8	7158	42.5	3.6
RHE-60	8349	11.9	783	8874	15.3	7097	45.2	3.8
RNE-60	3342	4.7	710	4350	14.1	3941	64.4	13.7
RHE-0	6830	11.6	680	7123	15.4	5695	27.7	2.4

¹⁾ Initiation of yielding at compression flange (HSA800-25T: $\epsilon_y = 0.0054$, SM490-25T: $\epsilon_y = 0.0017$)

²⁾ Failure point = the point correspond to 80% of max. load P_{max} (RNE-60 = Max. displacement point)

³⁾ Elastic stiffness(K_e) = stiffness corresponding to 3/4 of yield point

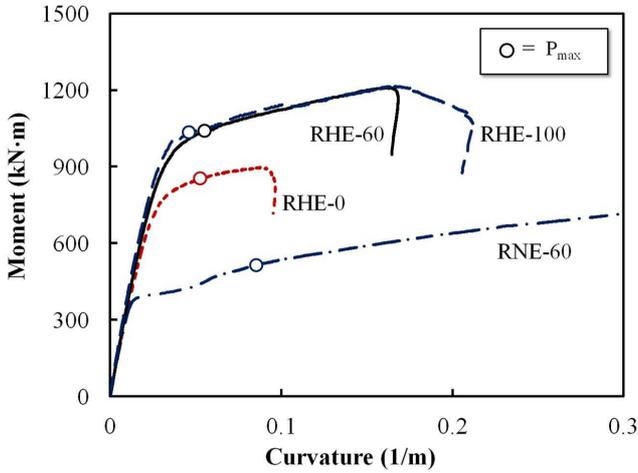


Fig. 8 Moment - Curvature Relationship of Specimens

탄성강성(K_e)에 미치는 영향은 크지 않았다. 또한, 강관 내부의 콘크리트 충전 효과에 의해 RHE-60은 강관 실험체인 RHE-0에 비해 최대하중(P_{max})이 25% 증가하였으며 탄성강성(K_e)은 15% 증가했다. 그러나 예상과 달리 RHE-100은 RHE-60에 비해 최대강도 및 탄성강성의 증가는 크지 않았는데, 이는 콘크리트의 충전성 차이에서 비롯된 것으로 판단된다.

항복변위 δ_y 에 대한 파괴변위 δ_u 의 비인 연성도 $\mu(= \delta_u/\delta_y)$ 는 플랜지에 SM490 강재를 사용한 RNE-60이 13.7로 가장 큰 값을 나타냈으며, RHE-100과 RHE-60은 각각 3.6과 3.8을 나타냈다. 콘크리트를 충전하지 않은 RHE-0는 2.4로 가장 낮은 값을 나타냈다. 즉, 이중강재를 사용한 CFT 합성구조에서 콘크리트 충전에 의해 연성도는 RHE-60 및 RHE-100에서 각각 60%, 49% 증가했다.

4.2 하중-축변형률 관계

실험체의 하중-축변형률 관계는 강재의 항복과 좌굴발생을 확인할 수 있는 중요한 지표이다. 각 실험체의 주요 하중-축변형률 관계는 Fig. 7과 같다. Fig. 4에 나타낸 것과 같이 SG 6와 SG 7은 압축플랜지의 스트레인게이지 값을 나타내며, SG 15는 인장플랜지의 스트레인게이지 값을 나타낸다. SG 3는 웨브에 위치한 스트레인게이지 값을 나타낸다. 모든 실험체에서 압축플랜지와 웨브가 항복한 후 변형률 값이 증가하면서 연성적으로 거동하였다. 이는 강재단면의 폭두께비가 플랜지와 웨브에서 각각 15와 19로 상대적으로 두꺼운 강재를 사용하였기 때문이다.

플랜지에 SM490 강재를 사용한 RNE-60은 HSA800을 사용한 다른 실험체들에 비해 플랜지 항복강도가 낮고 재료의

Table 11. Test Results Evaluated at Mid-height Section

Specimens	Yield Point			Max. load	
	M_y (kN·m)	ϕ_y (1/m)	EI_{exp} (kN·m ²)	P_u (kN)	M_u (kN·m)
RHE-100	980	0.0343	35087	8954	1035
RHE-60	933	0.0347	32799	8874	1040
RNE-60	348	0.0113	33781	4350	516
RHE-0	779	0.0318	31011	7123	855

응력-변형률곡선 상에 항복구간이 존재하기 때문에 압축플랜지가 항복한 이후에 변형률이 급격히 증가하는 모습을 보였으며, 플랜지에 국부좌굴이 발생하지 않았다. 플랜지에 HSA800 강재를 사용한 RHE-60과 RHE-100은 유사한 하중-축변형률 관계를 보였으며, 두 실험체 모두 0.2% 영구 변형률법(Offset method)에 의한 항복변형률(0.005, Fig. 5 참조) 이후에 변형률이 급격히 증가하였다. 최종적으로 축변형률 0.025에서 압축플랜지에 국부좌굴이 발생했다. 콘크리트를 충전하지 않은 RHE-0도 마찬가지로 축변형률 0.005 이후에 변형률이 급격히 증가했으며, 축변형률 0.013에서 압축플랜지에 국부좌굴이 발생했다. 그러나, 다른 실험체들과 달리 인장플랜지가 항복하지는 않았다.

4.3 중앙부에서의 모멘트-곡률 관계

축력과 모멘트를 동시에 받는 실험체의 축강성과 휨강성의 변화를 알아보기 위하여 가장 큰 휨모멘트가 발생하는 부재 중앙부에서의 모멘트-곡률 관계($M_m - \phi_m$)를 Fig. 8에 나타내었다. 기둥 중앙부 양쪽 강재플랜지에 3개씩 설치한 스트레인게이지로부터 측정된 변형률을 이용하여 기둥 중앙부에서의 곡률 ϕ_m 을 계산하였다. 여기서, 단면의 평면유지와 선형의 변형률 분포를 가정하였다. 단면의 휨모멘트는 축력과 편심거리의 곱으로 산정하였으며, 이때 기둥 중앙부 편심거리는 식 (1)과 같이 초기편심거리 e 와 부재 중앙부에서 발생한 횡변형 Δ_m 의 합으로 계산하였다.

$$M_m = P(e + \Delta_m) \tag{1}$$

여기서, Δ_m 은 부재 양단부와 중앙에 설치한 LVDT에서 측정된 값으로부터 부재 중앙에서의 상대적인 횡변형을 계산하였다.

Fig. 8에 나타낸 것과 같이 모멘트-곡률 관계에서 휨모멘트

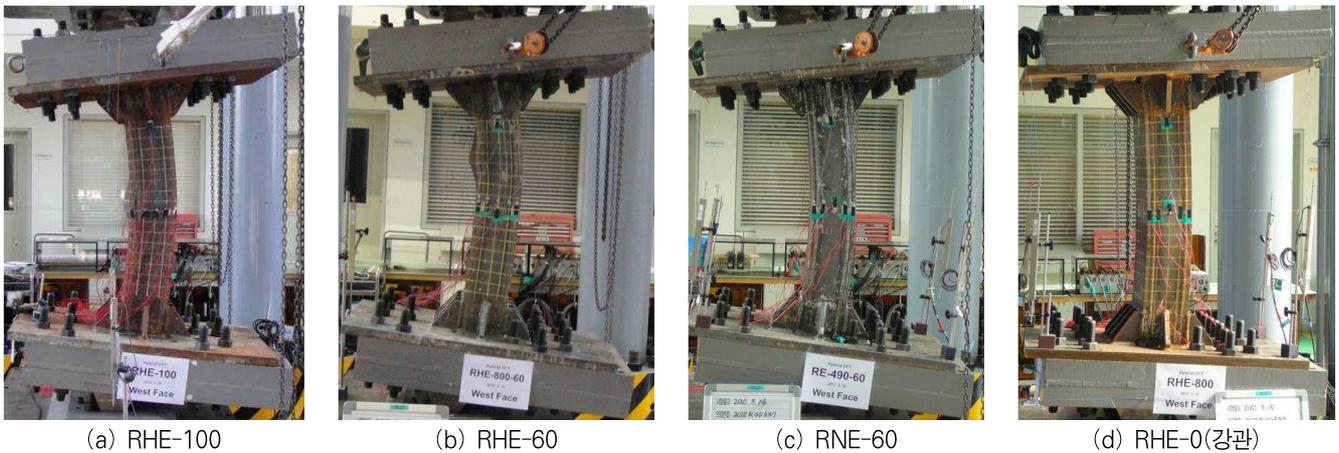


Fig. 9 Deformed Shapes of Specimens at the End of Test

에 대한 저항능력이 최대강도 이후에도 파괴시까지 비교적 크게 상승하였다. 각 실험체 중앙부 단면의 주요성능을 정리하면 Table 11과 같다. 여기서, 단면의 휨강성(EI_{exp})은 원점과 항복점의 3/4 지점을 연결한 직선의 기울기로 산정하였다. 콘크리트를 충전한 CFT 부재의 휨강성은 $32,799 \sim 35,087 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ 의 범위로 강관의 휨강성 $31,011 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ 과 큰 차이가 없었다. 이는 전체 단면에서 강재의 기여도가 크기 때문이다.

4.4 파괴 메커니즘

최대변위에서의 각 실험체의 변형형상은 Fig. 9와 같다. 모든 실험체에서 파괴점(내력이 최대하중의 80% 이하로 저하되는 점)까지 용접부 파괴는 발생하지 않았다.

RHE-100은 재하 후 축하중이 5,000kN을 넘어서면서 콘크리트에서 균열이 발생하는 소리가 들렸다. 축하중 8,002kN에서(축변위=35mm) 압축플랜지 상부에서 좌굴이 발생하였다. 이후 축하중 6,193kN에서(축변위=51mm)에서 압축플랜지 상부 50mm 지점에서 200mm 길이로 용접부 파괴가 발생했다(Fig. 10(a) 참조).

RHE-60도 RHE-100과 유사하게 축하중 8,237kN에서(축변위=34mm) 압축플랜지 200mm 상부에서 좌굴이 발생하였다. 이후 축하중 5,905kN에서(축변위=57mm) 좌굴이 발생한 압축플랜지 용접면이 파괴되어 실험을 종료하였다 [용접부 파단 길이=100mm, Fig. 10(b) 참조].

RNE-60은 강관 좌굴이나 용접부 파단은 발생하지 않았고 최대 축변위 64mm 까지 급격한 하중저감 없이 연성적인 거동을 보였다.

콘크리트를 충전하지 않은 RHE-0는 축하중 6,702kN에서(축변위=23mm) 압축플랜지 150mm 하부에 좌굴이 발생

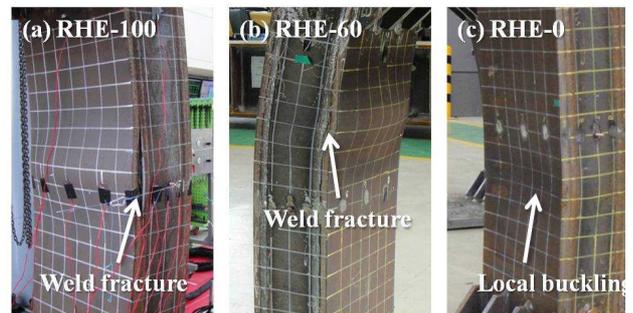


Fig. 10 Failure Modes of Test Specimens

하였다. 이후 하중이 감소하여 실험을 종료하였다.

Fig. 9는 동일한 강관을 사용한 RHE-100, RHE-60, RHE-0의 파괴형상을 나타낸다. 충전한 콘크리트 강도에 상관없이 RHE-100과 RHE-60 모두 유사한 좌굴 형상을 나타냈으며, 파괴점 도달 이후에 용접면 파괴가 발생하였다. RHE-0는 강관 내부로 좌굴이 발생했으며, 용접면 파괴는 발생하지 않았다.

5. 설계기준 적용성 검토

5.1 축력-모멘트 상관곡선

이종강재를 사용한 합성단면의 강도에 대하여 현행 설계기준(KBC(2009)^[17], AISC(2010)^[18], ACI318(2008)^[19], EC4(2004)^[20])의 적용성을 판단하기 위해 실험결과를 설계기준에서 제시하고 있는 축력-모멘트 상관관계상에 나타내었다(Fig. 11). 합성단면의 축력-모멘트 상관관계는 (1) 강재와 콘크리트의 완전소성응력을 기반으로 단면성능을 계산하는 소성응력분포법(Plastic stress distribution method)

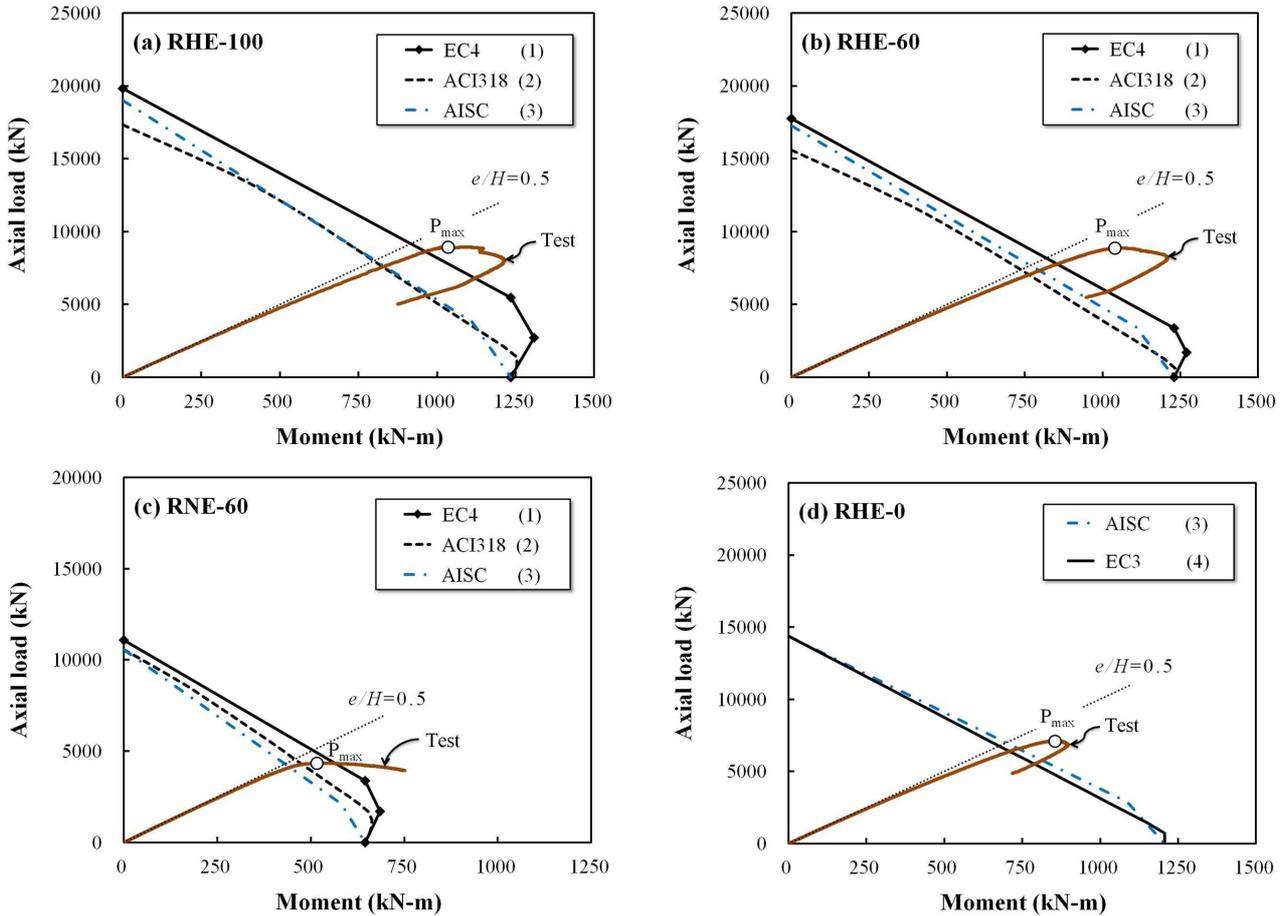


Fig. 11 Axial Load - Bending Moment Interaction Diagrams

과 (2) 단면에 걸쳐 변형률이 선형적으로 분포한다고 가정하여 변형률에 따른 강재와 콘크리트의 응력을 계산하는 변형률적합법(Strain compatibility method), 그리고 (3) 강재단면에서와 같이 단면의 최대축하중과 휨모멘트를 연결하는 2선형의 축력-모멘트 상관식을 이용하는 방법(Interaction equation method)이 사용된다. KBC(2009)의 강구조설계기준과 AISC(2010)에서는 기본적으로 위의 3가지 방법을 모두 사용할 수 있도록 제시하고 있으며, EC4(2004)에서는 소성응력분포법을, ACI318(2008)에서는 콘크리트의 극한압축변형률을 0.003으로 가정하여, 변형률적합법에 근거한 단면성능을 계산하도록 제시하고 있다. 설계기준 간 직접 비교를 위하여 하중계수, 강도저감계수, 재료에 대한 안전계수는 고려하지 않았다. EC4의 경우 축강도 계산시 콘크리트의 강도는 구속효과를 고려하여 $f'_c A_c$ 로 계산했고, ACI318의 경우 등가응력블록의 유효깊이 $a(= \beta_1 c)$ 는 $\beta_1 = 0.65(f_{ck} \geq 55\text{MPa})$ 를 사용하여 계산하였다. 콘크리트를 충전하지 않은 강관의 축력-모멘트 상관관계는 KBC(2009)의 강구조 설계기준과 AISC(2010)에서 제시하고 있는 (3) 이선형의 축력-모멘트 상관관계식과, EC3(2005)^[21]의 (4) 각형단면의 상

관관계식[식 (2)]을 사용하여 비교하였다.

$$M_{Ny, Rd} = M_{pl, y, Rd} \frac{(1 - n)}{(1 - 0.5a_w)} \leq M_{pl, y, Rd} \quad (2)$$

여기서, $M_{Ny, Rd}$ and $M_{pl, y, Rd}$ = 각각 단면의 소요휨강도 및 소성휨강도, $n = N_{Ed}/N_{pl, Rd}$, N_{Ed} and $N_{pl, Rd}$ = 각각 단면의 소요압축강도 및 소성압축강도, $a_w (\leq 0.5)$ = 강재 전단면에 대한 웨브의 단면적 비(A_{sw}/A_s)이다. 실험결과를 측정된 축력 P 와 부재의 횡변형에 의한 2차효과를 고려한 중앙부 휨모멘트 M_m 의 관계를 나타낸 것이며 최대압축강도가 발생하는 지점(P_{max} , ○ 표시)을 Fig. 11에 함께 나타냈다. Table 12는 최대강도시 휨모멘트를 각각의 설계기준들과 비교하고 있다.

비교된 설계기준들 중에서 재료의 소성응력분포를 가정하는 EC4가 다른 기준들에 비해 가장 큰 예측값을 나타냈으며, ACI318과 AISC는 유사한 결과를 나타냈다. 하지만 강관에 HSA800 강재를 사용한 경우 ACI318의 변형률적합방법은 축압축성능을 가장 낮게 예측했는데, 이는 콘크리트의

Table 12. Evaluation of Flexural Moment and Effective Stiffness of Test Specimens

Specimens	Flexural moment at peak load				Effective flexural stiffness (EI_{eff})			
	M_u (kN-m)	$\frac{M_u}{M_{EC4}}$	$\frac{M_u}{M_{ACI}}$	$\frac{M_u}{M_{AISC}}$	EI_{exp} (kN-m ²)	$\frac{EI_{exp}}{EI_{EC4}^{1)}$	$\frac{EI_{exp}}{EI_{ACI}}$	$\frac{EI_{exp}}{EI_{AISC}}$
RHE-100	1035	1.13	1.30	1.18	35087	1.18	1.10	1.01
RHE-60	1040	1.27	1.41	1.31	32799	1.12	1.04	0.96
RNE-60	515	1.02	1.13	1.07	33781	1.15	1.07	0.99
RHE-0	855	-	-	1.30	31011	1.11 ²⁾	1.00 ²⁾	1.00 ²⁾
Average	-	1.14	1.28	1.21	-	1.14	1.05	0.99

¹⁾ $EI_{EC4} = 0.9(E_s I_s + 0.5 E_c I_c)$

²⁾ Effective stiffness of steel section $EI = E_s I_s$ (According to EC4, $EI_{EC4} = 0.9 E_s I_s$)

극한압축변형률을 $\epsilon_{cu} = 0.003$ 으로 가정하고 있어 강재가 탄성 상태에 머무르기 때문이다. 전반적으로 실험체들의 강재 비가 높고 단면에서 강재 기여도가 크기 때문에 AISC의 단순화된 축력-모멘트 상관식을 사용할 경우에도 실험결과를 비교적 정확히 예측할 수 있었다.

실험결과는 HSA800 강재와 SM490강재를 사용한 CFT 합성구조의 경우 현행 설계기준을 사용하여 충분히 보수적으로 설계가 가능함을 보여주었다. 다만, RNE-60의 실험결과와 같이 EC4의 소성응력분포법을 사용할 경우에는 부재의 성능을 과대평가할 수 있어 적용에 유의할 필요가 있다.

5.2 유효휨강성

부재의 좌굴강도 계산 및 골조의 해석을 위해서 합성단면의 유효휨강성(EI_{eff})을 정확하게 평가하는 것이 중요하다. 실험체의 휨강성(EI_{exp})은 4.3절에 나타낸 것과 같이 부재 중앙부의 모멘트-곡률 관계를 이용하여 계산하였으며, 설계기준에서 제시하고 있는 단기하중에 대한 유효휨강성은 다음과 같이 산정하였다.

$$EI_{eff} = E_s I_s + \alpha E_c I_c \quad (3)$$

여기서, E_s and E_c = 각각 강재와 콘크리트의 탄성계수, I_s and I_c = 각각 강재와 콘크리트의 단면 중앙부에서의 단면2차모멘트, α = 콘크리트 단면의 휨강성 저감계수로 KBC(2009)의 콘크리트설계기준과 ACI318(2008)에서는 0.2를 사용하고 있으며, KBC(2009)의 강구조설계기준과 AISC(2010)에서는 식 (4)와 같이 제시하고 있다.

$$\alpha = 0.6 + 2 [A_s / (A_c + A_s)] \leq 0.9 \quad (4)$$

EC4(2004)에서는 부재의 좌굴강도 계산에는 $\alpha = 0.6$ 을

사용하고 있으며, 골조 해석을 위해서는 유효휨강성을 식 (5)와 같이 제시하고 있다.

$$EI_{eff} = 0.9(E_s I_s + 0.5 E_c I_c) \quad (5)$$

Table 12는 실험값과 설계기준에서 제시하고 있는 유효휨강성을 비교하였다. 실험체들은 강재비가 높기 때문의 AISC 설계기준의 휨강성 저감계수(α)는 0.9에 해당되며, EI_{EC4} 는 식 (5)를 사용하여 계산했다. 콘크리트를 충전하지 않은 RHE-0의 휨강성은 강재의 휨강성 $E_s I_s$ 계산값과 일치하는 결과를 나타냈다. 부재의 초기영구변형(Initial imperfection)을 고려하여 강재의 휨강성을 저감시킨 EC4의 경우 가장 낮은 예측값을 나타냈으며, AISC의 경우 휨강성을 가장 고평가했다. 그러나 현행 설계기준은 실험체의 유효휨강성을 비교적 정확하게 예측하고 있다.

6. 결론

플랜지와 웨브에 서로 강도가 다른 이종강재를 사용한 CFT 합성구조의 거동특성을 파악하기 위하여, 건축용 800MPa급 강재 HSA800($F_y = 650 \sim 770$ MPa, $F_u = 800 \sim 950$ MPa)과 SM490($F_y = 325$ MPa, $F_u = 490 \sim 610$ MPa) 강재를 사용하여 실험연구를 수행하였다. 주요변수는 강관의 강도 조합, 충전된 콘크리트의 강도, 콘크리트 충전효과이다. HSA800과 SM490의 용접접합부 성능을 검증하기 위하여 용접부 성능평가를 수행하였으며, 구조부재의 거동특성을 평가하기 위한 편심압축 실험을 수행하였다. 합성단면의 구조성능에 대한 현행 설계기준들의 적용성을 판단하기 위하여 실험결과와 비교하였다. 주요 실험 및 분석결과로 부터 얻은 주요 결론은 다음과 같다.

(1) 인장강도 800MPa급 고강도 강재와 490MPa급 일반

강재를 용접할 경우, 용접봉은 일반강재에 적합한 용접봉을 사용할 수 있으며 용접조건은 고강도 강재의 용접 조건에 맞추어 사용할 수 있다.

- (2) 건축용 800MPa급 고강도 강재 HSA800은 항복강도 $f_y = 703\text{MPa}$, 인장강도 $f_u = 855\text{MPa}$, 항복비 $f_y/f_u = 0.82$ 를 나타냈으며 연신율은 19%를 나타냈다.
- (3) 동일 단면에서 HSA800 강재를 플랜지에 적용한 경우 SM490 강재를 적용한 경우에 비해 강재 항복강도가 2배 증가함에 따라 항복하중(P_y) 및 최대하중(P_{max})도 각각 2.5배 및 2.0배 증가하였다. 그러나 플랜지의 항복강도 변화가 탄성강성(K_e)에 미치는 영향은 크지 않았다.
- (4) 강관 내부에 콘크리트를 충전함에 따라 압축플랜지의 좌굴 발생이 지연되어 압축플랜지가 항복한 이후에 좌굴이 발생하였으며, 콘크리트 충전효과에 의해 최대하중(P_{max})이 25%, 탄성강성(K_e)은 15% 증가했다.
- (5) 이중강재를 사용한 강관(RHE-0)의 경우 최종적으로 용접부 파괴는 발생하지 않았으며, 콘크리트를 충전한 RHE-100과 RHE-60은 파괴점($0.8P_{max}$) 도달 이후에 용접면이 파괴되었다.
- (6) 축력-모멘트 상관곡선에서 이중강재를 사용한 CFT구조의 경우 현행 KBC, EC4, ACI318, AISC 설계기준을 적용하여 충분히 보수적으로 설계할 수 있다. 다만 단면의 완전소성강도를 사용하는 EC4를 준용할 경우 유의할 필요가 있다.
- (7) 강재비가 높은 합성단면의 유효휨강성은 현행 설계기준(KBC, EC4, ACI318, AISC)에 따른 차이는 크지 않았으며, EC4의 경우 가장 안전측으로 예측하는 것으로 나타났다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부가 주관하고 한국건설교통기술평가원이 시행하는 2009년도 첨단도시개발사업(초고층빌딩 시공기술연구단, 09첨단도시A01)에 의해 수행되었으며, 실험에 도움을 준 호서대학교 조민수연구원에게 감사드립니다.

참고문헌(References)

[1] 김창수, 박홍근, 최인락, 정경수, 김진호(2010) 800MPa 강재 및 100MPa 콘크리트를 적용한 매입형 합성기둥의 구조성능, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제22권, 제5호, pp.497-509.

Kim, C.S., Park, H.G., Choi, I.R., Chung, K.S., and Kim, J.H. (2010) Structural performance of concrete-encased steel columns using 800MPa steel and 100MPa concrete, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 22, No. 5, pp.497-509 (in Korean).

[2] Uy, B. (2001) Strength of short concrete filled high strength steel box columns, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, pp.113-134.

[3] Mursi, M. and Uy, B. (2004) Strength of slender concrete filled high strength steel box columns, *Journal of constructional Steel Research*, Vol. 60, No. 12, pp.1825-1848.

[4] Varma, A.H., Ricles, J.M., Sause, R., and Lu, L.W. (2002) Experimental behavior of high strength square concrete-filled steel tube columns, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 3, pp.309-318.

[5] Varma, A.H., Ricles, J.M., Sause, R., and Lu, L.W. (2004) Seismic behavior and design of high-strength square concrete-filled steel tube beam columns, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 2, pp.169-179.

[6] Fujimoto, T., Mukai, A., Nishiyama, I., and Sakino, K. (2004) Behavior of eccentrically loaded concrete-filled steel tubular columns, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 2, pp.203-212.

[7] Inai, E., Mukai, A., Kai, M., Tokinoya, H., Fukumoto, T., and Mori, K. (2004) Behavior of concrete-filled steel tube beam columns, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 2, pp.189-202.

[8] 정경수, 이세정, 김우재, 김진호(2010) 고강도 콘크리트 충전 각형강관 부재의 휨성능에 관한 실험적 연구, 대한건축학회논문집(구조계), 대한건축학회, Vol. 26, No. 8, pp.55-62.

Chung, K.S., Lee, S.J., Kim, W.J., and Kim, J.H. (2010) Experimental study on the structural behavior of high strength concrete-filled square steel tube subjected to flexural loading, *Journal of Architectural Institute of Korea*, AIK, Vol. 26, No. 8, pp.55-62 (in Korean).

[9] Chung, K.S, Kim, J.H., and Yoo, J.H. (2012) Prediction of hysteretic behavior of high-strength square concrete-filled steel tubular columns subjected to eccentric loading, *International Journal of Steel Structures*. Vol. 12, No. 2, pp.243-252.

[10] Lu, X., Zou, Y., Lu, W., and Zhao, B. (2007) Shaking table model test on Shanghai World

- Financial Center Tower, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 36, No. 4, pp.439-457.
- [11] 한국표준협회(2011) 건축구조용 고성능 압연강재, KS D 5994.
Korean Agency for Technology and Standards (2011) High-performance rolled steel for building structures, KS D 5994 (in Korean).
- [12] American Welding Society (AWS) (2010) Structural welding code-Steel, AWS D1.1/D1.1M-2010, Miami.
- [13] 한국강구조학회(2012) 강구조공사 표준시방서, 구미서관.
Korean Society of Steel Construction (KSCE) (2012) *Standard specification for steel construction*, Goomi book (in Korean).
- [14] 한국표준협회(2003) 금속 재료 인장 시험 방법, KS B 0802.
Korean Agency for Technology and Standards (2003) *Method of tensile test for metallic materials*, KS B 0802 (in Korean).
- [15] American Welding Society (AWS) (2010) Specification for low-alloy steel electrodes for flux cored arc welding, AWS A5.29/A5.29M-2010, Miami.
- [16] 한국표준협회 (2010) 콘크리트 압축 강도 시험방법, KS F 2405.
Korean Agency for Technology and Standards (2011) *Standard test method for compressive strength of concrete*, KS F 2405 (in Korean).
- [17] 대한건축학회(2009) 건축구조 설계기준 및 해설(KBC 2009), 기문당.
AIK (2009) Korea building code and commentary - structural, Architectural Institute of Korea (in Korean).
- [18] American Institute of Steel Construction (AISC) (2010) Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-10, Chicago.
- [19] American Concrete Institute (ACI) (2007) Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-08) and Commentary, ACI Committee 318, Farmington Hills, Mich.
- [20] European Committee for Standardization (CEN) (2004) Design of composite steel and concrete structures-part 1-1 : General rules and rules for buildings, BS EN 1994-1-1:2004, CEN, Brussels, Belgium.
- [21] European Committee for Standardization (CEN) (2005) Design of steel structures-part 1-1: General structural rules, BS EN 1993-1-1:2001, CEN, Brussels, Belgium.

요약 : 플랜지와 웨브에 서로 강도가 다른 이종강재를 사용한 CFT 합성구조의 거동특성을 파악하기 위하여, 플랜지는 건축용 800MPa급 강재인 HSA800, 웨브에는 일반강도 강재인 SM490 강재를 사용하여 실험연구를 수행하였다. 주요실험 변수는 강관의 강도 조합, 충전된 콘크리트의 강도, 콘크리트 충전효과이다. 이종강재간의 용접접합부는 낮은강도 강재에 적합한 용접부를 사용하여 접합부 성능을 검증하였다. 실험체의 거동특성을 평가하기 위해 편심압축 실험을 수행하였으며, 현행 설계기준들에 따른 예측결과와 비교하였다. 플랜지에 고강도 강재를 적용함에 따라 단면의 축강도 및 휨모멘트강도가 증가하였으며, 부재 강도를 충분히 발현한 이후 용접부에서 파괴가 일어났다. 실험결과 현행 설계기준을 적용하여 합성단면의 축력-모멘트 상관관계 및 유효휨강성을 안전측으로 예측 가능하였다.

핵심용어 : 콘크리트 충전형, 합성기둥, 고강도 강재, 편심하중, 극한내력