

반복하중을 받는 콘크리트충전 강관기둥-H형강보 골조의 강도에 관한 실험적 연구

- 접합부 보강형식과 콘크리트충전에 따른 효과 -

An Experimental Study on the Strength of the Frame consisting of Concrete Filled Steel Tubular Column-H Beam under Alternately Repeated Horizontal Loading

이 성 도¹⁾ · 김 필 중²⁾
Lee, Seong do Kim, Pil Jung

요 약 : 본 논문에서의 연구대상은 콘크리트충전 각형강관을 이용한 기둥-보 골조의 접합부이다. 실험변수는 각형강관기둥의 충전콘크리트 유·무와 접합부 형식이며, 접합부 형식은 콘크리트충전을 고려하여 개구부를 갖는 관통형과 외측형으로 분류한다. 연구방법은 각각의 파라미터에 대하여 1차적으로 접합부 형식에 따른 보의 인장 플랜지와 각형강관 기둥 접합부와의 인장거동을 실험적으로 관찰한 후, 2차적으로 내진설계 개념을 적용하여 수평하중을 반복적으로 가할 경우의 접합부 형식에 따른 문형골조실험을 실시하였다. 연구 목적은 실험결과로부터 국내외의 기준을 비교평가하여, 향후 국내의 콘크리트충전 강관구조 기준 제정에 필요한 기초 자료를 제시하는데 있다.

ABSTRACT : It researched several jointing-methods of frame consisting of a concrete-filled steel tubular column and H-shaped beam. These beam-to-column connections is parameters to following: columns of square shape pipe infilled with or without concrete, joints assembled two types of diaphragm, outside-type and through-type. And it is testing that cyclically lateral loadings used hydraulic ram. In testing, we'll be on purposed to estimate the hysteretic behavior, strength and stiffness, energy absorption capacity, deformation capacity and failure configuration of each specimen. It is concluded that the frame specimens with outside-type are more stable and exhibit more energy absorption capacity compared with the through-type, in column of filled with concrete.

핵심용어 : 콘크리트충전 강관기둥, 다이아프램, 초기강성, 에너지 흡수능력

KEYWORDS : Concrete-Filled Steel Tubular(CFST) column, Diaphragm, Initial stiffness, Energy absorption capacity

1) 정회원, 동국대학교 건축공학과 석사과정
2) 정회원, 인천전문대학 건축과 교수, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 1999년 6월 30일까지 학회로 보내
주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

건축물이 초고층화, 대형화되면서 구조체는 자중에 의한 수직하중과 지진 및 풍하중 등의 수평하중에 더욱 많은 영향을 받게 된다. 이러한 구조체는 구조부재가 충분한 소성변형능력 및 내력을 유지하여야 하고, 항복이후 최대 내력에 이르기까지 국부좌굴에 의한 내력의 저하없이 충분한 변형능력을 갖추어야 한다. 이와 같은 목적에서 RC조, S조, SRC조에 이어 제4의 구조형식으로 불리우는 콘크리트충전 강관구조(Concrete-Filled Steel Tubular, CFST)는 이종소재인 강관과 콘크리트가 가지는 각각의 특성을 충분히 발휘하는 구조시스템으로, 장래의 대규모 건축물 구조체로서 주목되고 있다.

그러나 본 연구에서는, CFST구조에서 가장 문제가 되는 것이 폐단면인 강관기둥과 보와의 접합방법이므로 이러한 점을 감안하여, 1차적으로 접합부의 인장플랜지와 각형강관기둥 접합부와의 인장거동을 실험적으로 관찰한후, 2차적으로 내진설계 개념을 적용하여 수평하중을 반복적으로 가할 경우의 접합부 형식에 따른 문형 골조실험으로 문형 골조의 내력 및 변형특성을 파악하여, 향후 국내의 콘크리트충전 강관구조 규준제정에 필요한 기초자료를 제시하는데 그 목적이 있다.

2. 재료시험

2.1 강재

본 시험에 사용된 강재의 기계적 성질을 파악하기 위하여 KS B 0801 규정에 따라 각형강관과 강판에서 부위별로 각각 3개씩 인장 시험편을 절취하여 강재의 인장강도 시험을 실시 하였다. 강재의 재질은 각형강관 SPSR400이고, 강판은 SS400이며, 변형도는 각 시험편에 2개의 스트레인 게이지(W.S.G.)를 부착하여 측정한다. 시험 결과는 표 1에 나타내었다.

표 1. 강재 시험편의 기계적 성질

시험편	σ_y (tf/cm ²)	σ_u (tf/cm ²)	σ_y/σ_u (%)	E ($\times 10^6$) (tf/cm ²)	Elo (%)	
각형강관 □-150 $\times 150 \times 4.5$	플랜지	3.27	4.08	80.1	2179	34.04
	웹	3.32	4.13	80.4	2210	32.26
H형강 H-148 $\times 100 \times 6 \times 9$	플랜지	2.79	4.05	68.9	2175	29.64
	웹	2.86	4.11	69.6	2025	24.00
H ₇ 6(mm)	2.66	4.56	58.0	2195	23.18	
H ₇ 9(mm)	3.23	4.44	72.7	2008	27.80	

주) σ_y : 항복강도 σ_u : 인장강도 σ_y/σ_u : 항복비
 E : 탄성계수 Elo : 신장률

2.2 콘크리트

콘크리트는 설계강도는 300kg/cm²이 되도록 배합설계하였으며, 강도시험용 공시체는 KS F2404에 따라 9개를 제작하여, 28일 압축강도 시험을 실시 하였다. 그 배합비 및 평균 압축강도는 표 2, 표 3과 같다.

표 2. 콘크리트 배합비

골재 최대 치수 (mm)	슬럼프 범위 (cm)	공기량 (%)	W/C (%)	잔골 재율 (%)	단위재료량 (kg/m ³)		
					시멘 트	잔골 재	굵은 골재
15	5	2.5	35	46	482	806	910

표 3. 콘크리트 압축강도

설계강도	평균압축강도	E_c	슬럼프
(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(cm)
300	307	1.5×10^5	5

3. 실험계획

3.1 단순인장형 접합부 모델 실험체 계획

보에 생기는 모멘트는 주로 보플랜지의 축력으로 기둥 또는 반대편 보플랜지에 전달되며, 접합부가 연직하중을 받을 때, 상부플랜지는 인장력을 대칭으로 받게 된다. 이러한 경우, 각형강관기둥

-H형강보 접합부 주위의 역학적 거동은 접합부 보강방법, 각형강관기둥의 콘크리트충전 유·무에 따라 다르게 된다.

본 연구에서는 접합부주위의 응력상태를 명확히 규명하기 위하여 표 4와 같이 관통형과 외측형으로 분류하여 단순인장형 접합부 모델 실험체를 제작하였다. 단순인장형 접합부 모델 실험체의 형상 및 치수는 그림 1에 나타내었다.

표 4. 단순인장형 접합부 모델

실험체	기둥단면 (mm)	보플랜지 두께 (mm)	외다이아 프램두께 (mm)	수량
P H시리즈	□-150x150x4.5	9	-	3
		9	-	3
O H시리즈	□-150x150x4.5	-	9	3
		-	9	3

주) □ - □

- └ H : 비충전기둥, F : 충전기둥
- └ P : 관통형(through-type diaphragm)
- └ O : 외측형(outside-type)

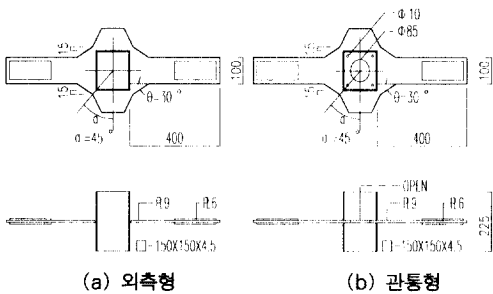


그림 1. 단순인장형 접합부 모델실험체의 형상 및 치수

3.2 문형 골조 모델실험체 계획

문형 골조 모델실험체는 접합부 형식에 따른 문형 골조의 강성, 변형능력, 항복내력, 최대내력, 파괴성상 및 에너지흡수능력을 알아보기 위하여 계획하였으며, 보플랜지 접합부 인장실험을 기초로 하여 반복가력 실험체를 제작한다.

모델화한 문형 골조실험체의 구성부재로 기둥은 □-150×150×4.5단면의 냉간성형각형강관

(SPSR 400), 보는 H-150×100×6×9단면의 압연 H-형강(SS400), 다이아프램은 SS400급 강판을 각각 사용하여 그림 3과 같이 전기 아크용접하여 표 5와 같이 총 4개의 실험체를 제작한다.

접합방식에 따른 접합부보강 상세와 모델화한

표 5. 실험계획

실험체명	접합 형식	부재단면	콘크리트충전	
			유·무	수량
P-HP	관통형 (H:9)	기둥부재 □-150×150×4.5	비충전	1
			충전	1
O-HP	외측형 (H:9)	보부재 (압연 H형강) H-148×100×6×9	비충전	1
O-FP			충전	1

주) □ - □

- └ HP : 비충전 기둥, FP : 충전기둥
- └ O : 외측형, P : 관통형

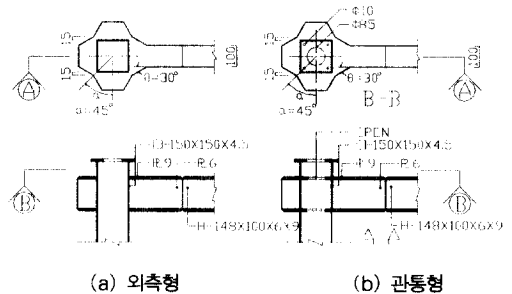


그림 2. 문형 골조 모델실험체의 접합부보강 상세

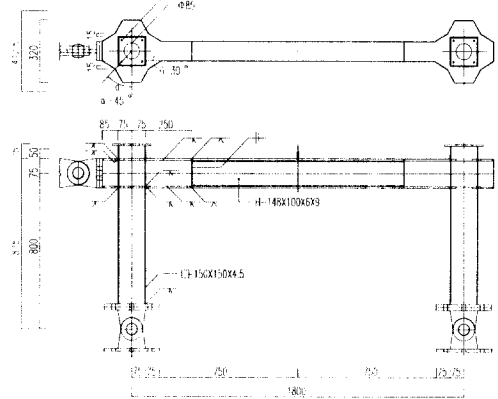
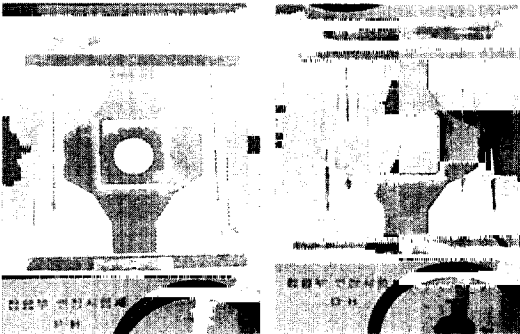


그림 3. 문형 골조 모델실험체의 형상 및 치수

문형 골조 모델실험체의 형상 및 치수는 각각 그림 2, 그림 3과 같다.

3.2 단순 인장형 접합부 모델실험 가력 및 측정방법

가력 및 측정방법은 그림 4과 같이 U.T.M에 단순인장가력하였으며, 측정은 그림 4에서와 같은 철물을 이용하여 변위계를 설치하여 축방향변위를 측정하였다. 또한 접합부 부근의 변형도 분포를 알아보기 위하여 그림 5에서와 같은 위치에 W.S.G.를 부착하여 인장시 각 접합부 부위의 변형도를 측정하였다.



(a) 관통형 (b) 외측형
그림 4. 단순인장형 접합부 모델실험 전경

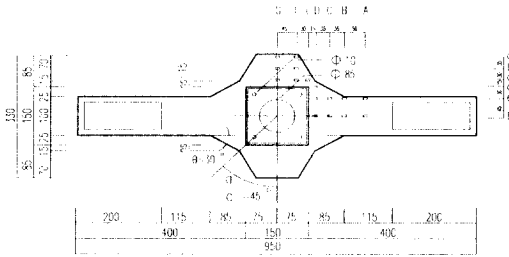


그림 5. W.S.G 부착도

3.3 문형 골조 모델실험가력 및 측정방법

실험체는 그림 6에서와 같이 구조틀(Structural Reaction Frame)에 양 지점은 힌지 구좌를 설치하여 핀지점으로 하였다. 가력부분에는 50tf

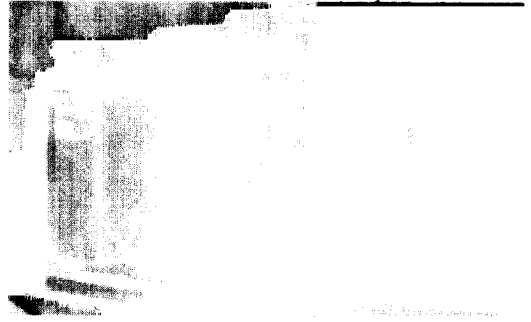


그림 6. 문형 골조 모델실험 전경

용량의 압축과 인장이 가능한 복동식 오일잭(Oil Jack)을 설치하여, 실험체와는 로드셀과 힌지구좌를 통하여 볼트접합되었고, 그림 7에서와 같은 변위제어를 통하여 반복 수평가력하였다. 그림 7과 그림 8은 수평력제어계획과 실험체의 가력상황을 표시하였다.

수평력 측정은 오일잭과 실험체와의 연결힌지 사이에 로드셀을 설치하여 측정하였으며, 변위와 변형도를 측정하기 위하여 그림 8, 그림 9와 같은 위치에 변위계(LVDT)와 와이어스트레인지지(W.S.G.)를 부착하였다.

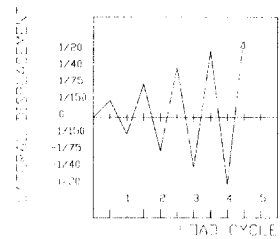


그림 7. 실험체의 하중제어계획

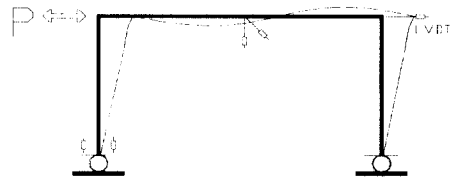


그림 8. 실험체의 가력상황과 LVDT부착위치

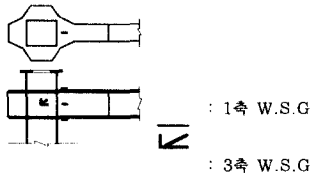


그림 9. W.S.G 부착위치

4. 실험결과 및 분석

본 연구에서의 단순인장형 접합부 모델과 문형 골조 모델에서의 실험결과를 이용하여 초기강성, 항복내력, 최대내력, 파괴성상, 변형능력 및 에너지 흡수능력 등을 비교분석하였다.

4.1 단순인장형모델실험

그림 10은 단순인장형모델 실험결과로부터 얻은 P- δ 곡선으로 종축은 인장하중, 횡축은 축방향변위를 나타낸 것이며, 표 6은 P- δ 곡선으로부터 얻은 실험결과이다.

(1) 초기강성 및 항복내력

P시리즈의 경우, 초기강성은 P-F시리즈가 P-H시리즈 보다 평균 약 14% 강하게 나타났으며, 항복내력은 모두 비슷하게 나타났다.

O시리즈의 경우, 초기강성은 O-F시리즈가 O-H시리즈 보다 평균 약 23% 강하게 나타났으며, 항복내력은 비슷하게 나타났다.

H시리즈의 경우, 초기강성은 P-H시리즈가 O-H시리즈 보다 평균 약 89% 강하게 나타났으며, 항복내력은 모두 비슷한 값을 나타내었다.

F시리즈의 경우, 초기강성은 P-F시리즈가 O-F시리즈 보다 평균 약 75% 강하게 나타났으나, 항복내력은 비슷한 값을 나타내었다.

이상으로부터, 단순인장형모델의 초기강성 및 항복내력은 관통형이 우수하였다. 그러나 관통형의 경우, 콘크리트충전 유·무가 초기강성 및 항복내력의 접합부거동에는 영향을 주지 않는 것으로 나타났다. 콘크리트충전으로 인한 항복내력의 상승률은 외측형이 우수하였다.

(2) 최대내력 및 파괴성상

관통형의 경우, 파괴성상은 소재인장시험편결과와 유사하며, 실험체의 보플랜지부에서 네킹현상이 일어나면서 최대내력이 결정되었다.

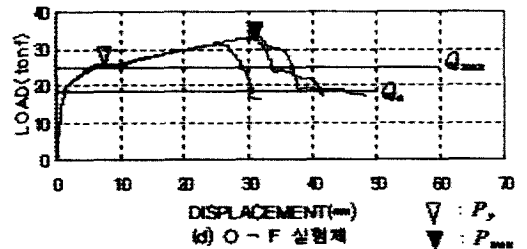
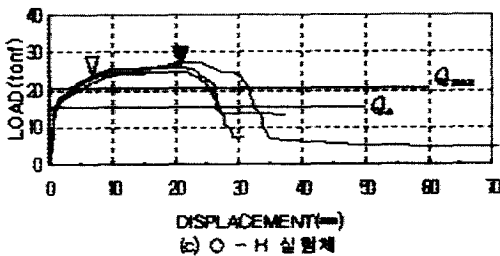
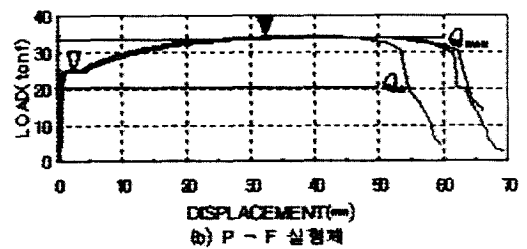
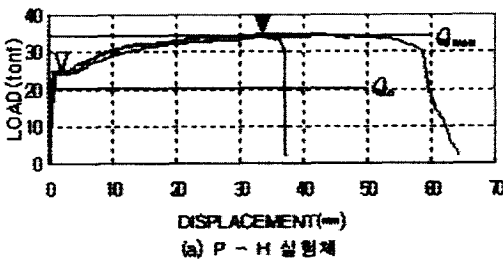


그림 10. 하중-변형관계 곡선

표 6. 단순인장형 접합부 모델 실험결과

실험체	실험값				기준값 ¹⁾ Q_o (tf)	평가값 ²⁾ Q_{max} (tf)	실험값/기준값		실험값/평가값		초기강성 (K_i)
	P_y (tf)		P_{max} (tf)				$\frac{P_y}{Q_o}$	$\frac{P_{max}}{Q_o}$	$\frac{P_y}{Q_{max}}$	$\frac{P_{max}}{Q_{max}}$	
P-H	24.2	24.43	34.36	34.59	20.52	33.93	1.19	1.69	0.72	1.02	10.47
	23.9		34.4								
	25.2		35.0								
P-F	24.6	24.73	34.5	34.36							
	25.1		34.3								
	24.5		34.3								
O-H	23.0	24.27	24.9	26.18	15.49	20.73	1.57	1.69	1.17	1.26	5.54
	24.8		26.1								
	25.0		27.55								
O-F	25.48	25.33	32.5	32.3	18.29	24.48	1.38	1.77	1.03	1.32	6.84
	25.3		33.0								
	24.9		31.4								

주) 1) 참고문헌 6의 p142.

2) 참고문헌 6의 p137~138.

(그림 11. (a), (b) 참조). 이것은 강관내에 콘크리트의 충전을 목적으로 둔 개구부중심과 다이아프램우각부를 이은 45° 전단면에 작용한 전단 응력이 보플랜지의 내력을 초과하였거나 보플랜지 단면에 비해 접합부의 관통된 다이아프램 전단면이 무한대에 가까워 좌우의 보플랜지와 응력전달이 원활히 되었기 때문인 것으로 판단된다. 콘크리트의 충전유·무가 최대내력, 파괴성상의 접합

부거동에는 영향을 주지 않는 것으로 나타났다.

외측형의 경우, 비충전형인 O-H실험체는 내력이 비례한도인 가력하중 약 3tf 이후에도 선형에 가깝게 안정적으로 상승하였으며, 가력하중 15tf 정도부터 우각부 다이아프램과 강관벽의 휨에 의한 국부변형이 현저히 발생하여 뚜렷한 비선형 거동을 보였으나, 뚜렷한 항복을 보이지 않고 내력이 증대되어 최대내력에 도달하였다. 파괴성상은

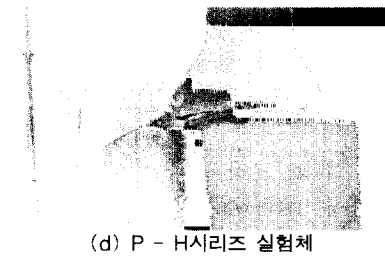
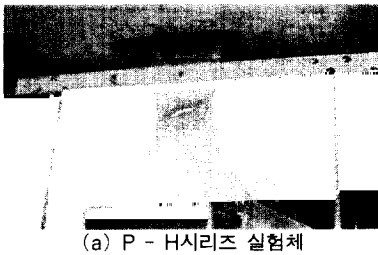


그림 11. 단순인장형 접합부 모델실험체 파괴성상

최대내력인 가력하중 26.12tf에서 강관벽과 보플랜지 용접부의 파단이 시작되어 멤브레인효과로 보이는 거동을 나타내었으나 종국에는 강관벽의 찢겨짐과 함께 내력이 감소하는 거동을 보였다(그림 11 (c) 참조).

충전형인 O-F실험체는, 내력이 가력하중 약 5 tf 정도의 비례한도 이후에도 선형에 가깝게 안정적으로 상승하였으며, 가력하중 18tf정도부터 우각부 다이아프램의 변형이 현저히 증가하여 비선형 거동을 보였고, 가력하중 약 25tf정도에서는 소성변형이 증가하여 3mm정도 변위만 증가하다가 다시 선형적으로 내력이 증가하여 최대내력에 도달하였다. 그러나, 강관벽의 변형은 최대하중부근에서 발견되었다. 파괴성상은 우각부 다이아프램에서 약 45° 균열파단후 보플랜지와 접한 강관벽의 용접부에서 파단이 시작하여 종국에는 강관벽의 찢겨짐과 함께 내력이 감소하는 거동을 보였다(그림 11. (d) 참조).

강관기둥의 콘크리트충전으로 인한 항복내력의 상승은 평균 약 4%로 미소하였으나 최대내력은 평균 약 23%정도 상승하였다.

이상으로부터, 단순인장형 접합부 모델의 최대내력은 관통형이 우수함을 알 수 있었다. 파괴성상은 관통형의 경우, 소재인장시험편결과와 유사한 보플랜지의 네킹현상으로 나타났으며, 외측형의 경우, 비충전형은 초기 강관벽과 보플랜지의 초기 용접부 파단 이후, 강관벽의 멤브레인효과로 보여지는 거동을 보였다.

충전형은 콘크리트 구속효과에 의한 영향으로 보플랜지와 접한 강관벽의 변형이 구속되어져 최대내력에 이르기 까지 강관벽의 변형은 미소하였고, 종국에는 충전형과 비충전형 모두 강관벽이 찢어지는 거동을 하였다. 관통형의 경우, 콘크리트의 충전 유·무가 최대내력, 파괴성상의 접합부 거동에는 영향을 주지 않는 것으로 나타났다. 콘크리트충전으로 인한 최대내력의 상승률은 외측형이 우수하였다.

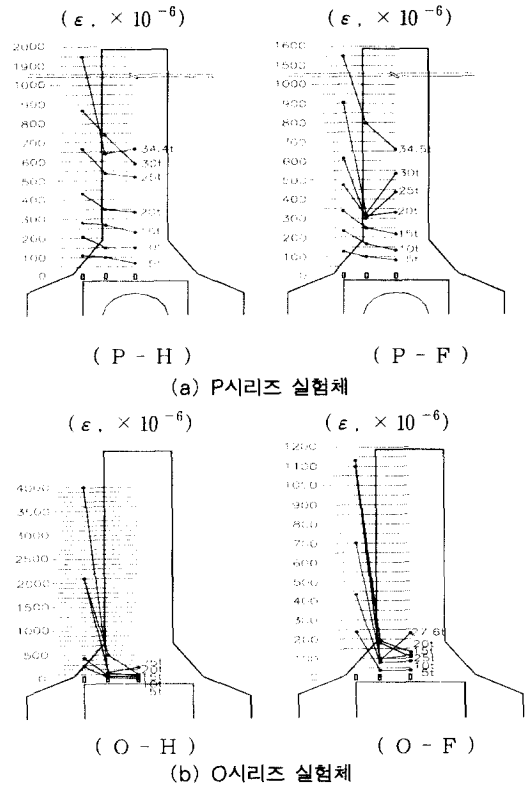


그림 12. 각 실험체의 변형도분포($\epsilon, \times 10^{-6}$)

(3) 보플랜지의 변형도분포

그림 12는 그림 5에서 나타낸 변형도 측정위치 중 C라인의 변형도를 표현한 것이다. 관통형의 경우, 두 실험체 모두 변형도는 가력초기부터 항복내력에 이르기까지 각각의 하중에서 비슷한 변형도 분포를 보였으며, 또한 항복내력 이후에는 우각부에서 급격한 변형도 상승을 보였다. 콘크리트 충전의 유·무가 변형도에는 영향을 주지 않는 것으로 나타났다(그림 12. (a) 참조).

외측형의 경우, 두 실험체 모두 변형도는 가력 초기부터 항복내력에 이르기까지 우각부에서만 상승하였다. 탄소성영역에서 변형도는 충전형인 O-F 실험체가 비충전형인 O-H실험체보다 콘크리트충전의 영향으로 C라인의 전단면에서 고르게분포를 보인 것으로 판단된다(그림 12. (b) 참조).

4.2 문형 골조 모델 실험결과

표 7 및 그림 13은 실험체의 하중-변위(Side Sway)관계에 대한 실험결과를 나타낸 것이고, 그림 14는 각 실험체의 이력곡선으로부터 단조화시킨 하중-변위관계를 나타낸 것이다.

(1) 초기강성 및 항복내력

실험결과, 모든 실험체는 그림 13에서와 같이 제 1사이클 동안에는 탄성적인 거동을 보였으나, 그 이후의 사이클에서는 완전 탄소성 거동을 하였다.

P 시리즈의 경우, 초기강성과 항복내력은 콘크리트를 충전한 P-FP실험체가 P-HP실험체보다 각각 약 22.64%와 약 29.60% 더 강하거나 높게 나타났다.

O 시리즈의 경우, 초기강성과 항복응력은 콘크리트를 충전한 O-FP실험체가 O-HP실험체보다 각각 약 26.92%와 56.55% 더 강하거나 높게 나타났다.

HP 시리즈의 경우, 초기강성은 외측형보강 실험체인 P-HP가 0.53, 관통형보강 실험체인 O-HP가 0.52로 비슷한 값을 나타냈다. 항복응력은 P-HP실험체가 O-HP실험체보다 20.16% 더 높게 나타났다.

FP 시리즈의 경우, 초기강성은 P-FP실험체가 0.65, O-FP실험체가 0.66으로 비슷한 값을 나타냈다. 항복응력은 P-FP실험체가 13.44tf, O-FP 실험체가 13.51tf으로 비슷한 값을 나타냈다.

이상으로부터, 문형 골조 모델의 초기강성은 접합부형식에 따라 비슷한 크기를 보였으며, 콘크리트충전으로 인한 상승률도 비슷하였다. 항복내력은 비충전의 경우, 관통형이 우수하였으며, 충전의 경우, 외측형이 우수하였다. 콘크리트충전으로 인한 항복내력의 상승률은 외측형이 우수하였다.

(2) 최대내력 및 파괴성상

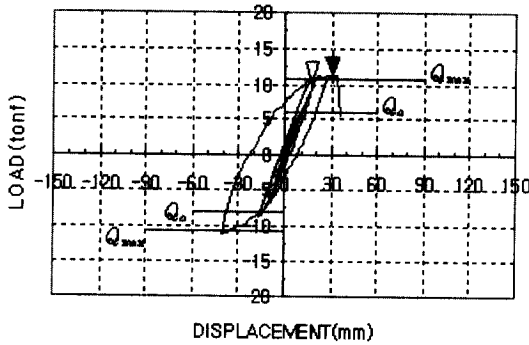
그림 14는 그림 13의 반복실험에 의한 하중변위 곡선을 단조화한 그래프이다.

관통형의 경우, 비충전은 항복내력인 약 10tf 이후 그림 13의 (a)에서와 같이 방추형의 안정된 이력곡선을 보이며 내력이 상승하여 제 3사이클에서 최대내력에 도달하였으며 제 4사이클에서는 약 12tf이후 소성변형만 증가하다가 파단하였다. 충전인 경우, 약 13tf이후 그림 13의 (b)에서와 같이 방추형의 안정된 이력곡선을 보이며, 내력이 상승하였으나 실험계획서 목표했던 제 4사이클을 마치지 못하고 제 4사이클 가력도중 최대내력에 달하였다. 파괴성상은 그림 15의 (a)와 (b)에서와 같이P-HP, P-FP 모두 양쪽 접합부 하단 다이나프램과 강관의 용접부에서 파단이 발생하여 불안정한 거동보이며 11.17tf과 17.55tf에서 파단되었다. 외측형의 경우, 비충전의 최대내력은 항복내력인 약 8tf이후 그림 13의 (c)에서와 같이 방추형의 안정된 이력곡선을 보이며 내력이 상승하여 제 4사이클에서 최대내력에 도달한 이후 급격히 내력이 저하 하였다.

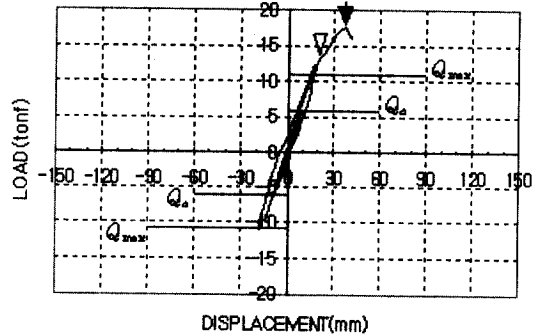
표 7. 문형 골조 모델실험체의 실험결과

실험체	실험값						기준값	평가값	실험값/기준값		실험값/평가값		초기강성 (K _i)
	P _y (tf)	δ _y (mm)	P _{max} (tf)	δ _{max} (mm)	N _{F_c} (tf)	N _{F_{max}} (tf)			$\frac{N_{F_c}}{Q_a}$	$\frac{N_{F_{max}}}{Q_a}$	$\frac{N_{F_c}}{Q_{max}}$	$\frac{N_{F_{max}}}{Q_{max}}$	
P-HP	10.37	18.82	10.37	34.2	29.84	32.14	20.52	33.93	1.45	1.57	0.879	0.95	0.53
P-FP	13.44	23.80	15.80	44.2	38.68	50.50			1.88	2.46	1.14	1.49	0.65
O-HP	8.63	20.13	9.71	94.65	24.83	33.58	15.49	20.73	1.60	2.17	1.20	1.62	0.52
O-FP	13.51	25.06	16.33	153.1	38.88	49.12	18.29	24.48	2.12	2.69	1.56	1.97	0.66

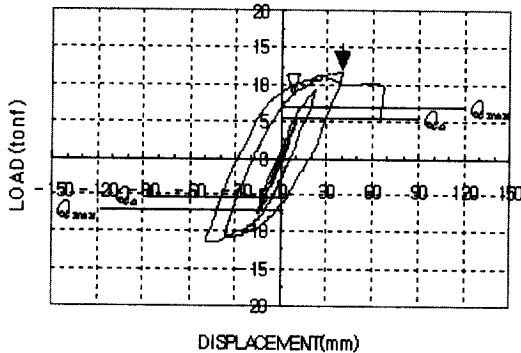
주) P_y : 항복시의 수평력 N_{F_c} : 플랜지에 작용한 항복내력 δ_y : 단조화시의 항복변위량
 P_{max} : 최대수평력 N_{F_{max}} : 플랜지에 작용한 최대내력 δ_{max} : 단조화시의 최대변위량



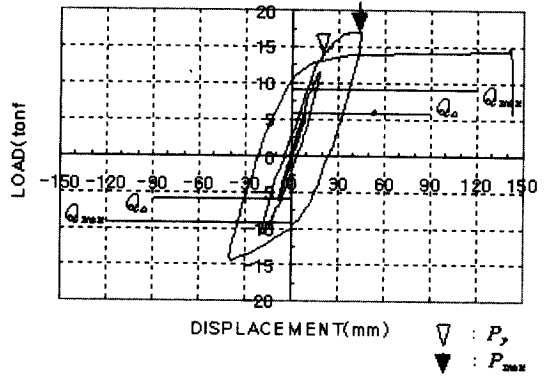
(a) P-HP 실험체



(b) P-FP 실험체



(c) O-FP 실험체



(d) O-FP 실험체

그림 13. 문형 골조 모델실험체의 하중-변위관계 곡선

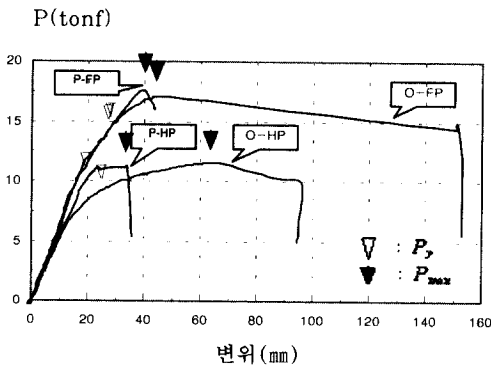


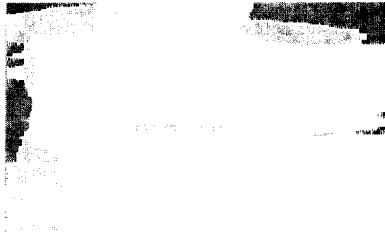
그림 14. 단조화한 하중-변위관계 곡선

충전인 경우, 약 13tf 이후에도 그림 13의 (d)에서와 같이 방추형의 안정된 이력곡선을 보이며 내력이 상승하여 제 4사이클에서 최대내력에 달

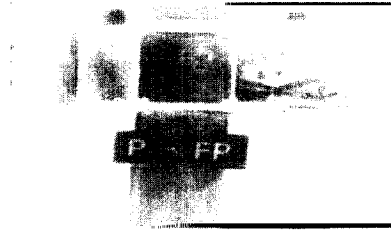
하였으며, 종국에는 약 13tf 정도부터 급격히 소성변형이 증가하여 약 125mm 변위증가와 함께 실험이 종료되었다.

파괴성상은 그림 15의 (a)와 (b)에서와 같이 O-HP, O-FP 두 실험체 모두 제 3사이클시 인장측 외부다이아프램에서 균열이 발생하였고, 최대내력에 도달시 다이아프램과 용접되어진 보플랜지와 접한 강관벽이 찢겨져나가는 현상을 보였으나 안정된 거동을 보이며 11.67tf과 17.07tf에서 파단되었다.

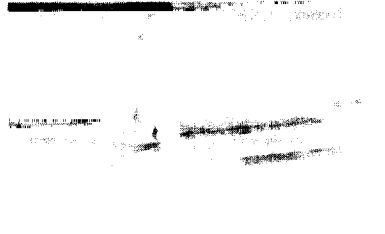
이상으로부터 문형 골조 모델의 최대내력은 접합부의 형식에 따라 비슷한 성능을 보였으며, 콘크리트충전으로 인한 최대내력의 상승률도 비슷하였다.



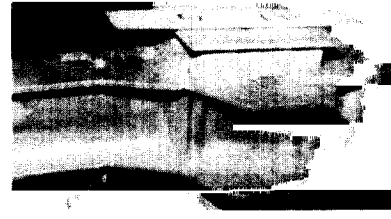
(a) P-HP 실험체



(b) P-FP 실험체



(c) O-HP 실험체



(d) P-HP 실험체

그림 15. 문형 골조 모델실험체의 접합부 파괴성상

파괴성상은 관통형의 경우 중국에서 다이아프램과 강관기둥의 용접부에서 파단하는 불안정한 거동을 하였으며, 외측형의 경우 중국에서 보플랜지와 접한 강관벽이 찢어지는 현상을 보이면서 파괴되었다. 또한 외측형의 경우 강관기둥의 콘크리트충전으로 파괴성상 및 변형능력이 많이 개선되었음을 알 수 있었다.

(3) 보-기둥 접합부 부근의 변형도 분포

그림 9에서 보여진 접합부 주위의 상하플랜지 위치에서 측정된 변형도 분포는 그림 16과 같다.

인장시험편에서 얻어진 항복시의 변형율을 근거로하여 문형 골조 모델실험체 접합부 상하 보플랜지 위치에서 측정된 변형도결과를 분석해 보면, 관통형의 경우는 제 2사이클 또는 제 3사이클의 하단 플랜지에서 항복역에 도달하였으며, 외측형의 경우는 마지막 사이클의 최대하중근처에서 접합부의 상단 플랜지부분에 높은 변형도를 보이며 항복역에 도달하였다.

(4) 에너지 흡수능력

합성강관 기둥-보 접합부의 에너지흡수능력의 특성은 부재가 경험하는 변위 이력에 의하여 좌우된다.

가해진 하중이 모두 변형에너지로 작용한다고 가정하여 전 실험체의 에너지 흡수능력을 단조화한 하중-변위관계 곡선에서 각 사이클마다 하중의 최대점과 이때의 변위를 측정하여 이 하중-변위관계 곡선에 둘러 쌓인 면적(W)으로 전체 전체 에너지 흡수능력을 평가하였다.

표 8의 H는 단조화한 하중-변위 관계 곡선에서 각 실험체의 최대내력시의 에너지흡수능력(W)을 탄성부분의 에너지 흡수능력(W_e)으로 나누어 무차원화한 값이다.

표 8. 에너지흡수능력비

실험체명	W_e (tf·mm)	W (tf·mm)	H	H'
P-HP	81.25	252.26	2.105	1.620
P-FP	104.63	408.76	2.906	
O-HP	39.37	1002.31	24.451	2.197
O-FP	72.50	2203.75	29.397	

주) W_e : 탄성영역의 에너지 흡수량

W : Cycle별 최대내력시의 에너지 흡수량

H : $(W-W_e)/W_e$

H' : 비충진형 실험체에 대한 충전형 실험체에 에너지 흡수능력비

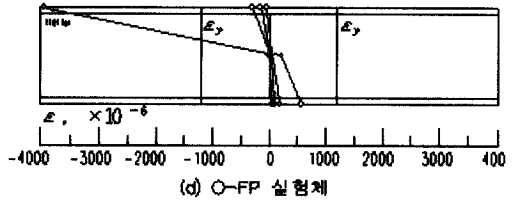
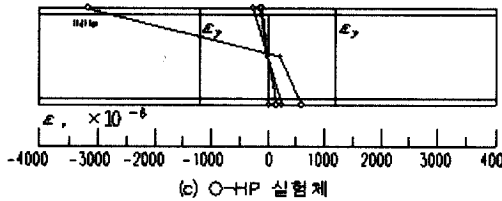
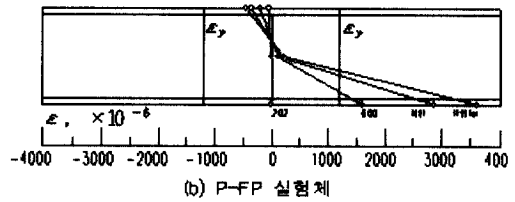
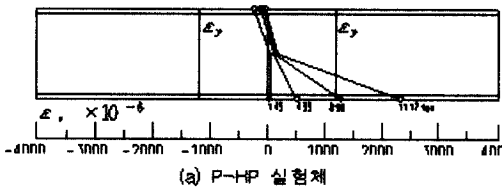


그림 16. 접합부 H형강보 상·하단 플랜지에서의 변형도분포 ($\epsilon, \times 10^6$)

표 8과 그림 17에 충전 유·무와 접합부보강방법에 대하여 에너지 흡수능력 비와 누적에너지 흡수량을 비교 정리하였다. 충전유·무에 따른 실험체를 비교하였을 때, 에너지 흡수능력의 비는 관통형이 약 1.6배, 외측형이 약 2.2배, 접합부형식에 따른 비교에서는 외측형이 관통형에 비해 약 3.97배, 2.2배로 나타나 에너지흡수능력의 비교에서는 외측형이 우수한 능력을 보임을 알 수 있었다.

5. 기준식 및 내력평가 고찰

라멘구조의 기둥-보 접합부는 지진 또는 폭풍시에 기둥부재 및 보부재의 최대응력이 발생되는

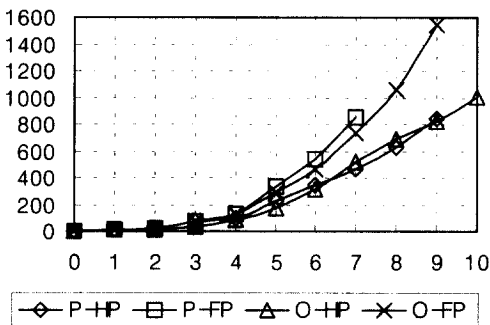


그림 17. Cycle별 누적에너지 흡수량

곳을 집중하는 부위로서, 설계 내력상 가장 중요한 구조부이다. 하지만, 콘크리트충전 강관(CFS T)구조에서의 응력전달기구는 아직 충분히 해석되어 있지 않은 형편이다.

우리나라의 강관구조 설계기준 및 해설(1998)⁽³⁾ 및 일본의 철골 철근 콘크리트 계산기준·동해설(1987)⁽⁵⁾ 등에 의하면 각형강관을 이용한 접합부의 형식을 형태에 따라 3가지로 선정하여 내력식을 규정하고 있다. 단순인장형 모델의 실험결과는 표 6, 7와 같으며, 단순인장형 접합부 모델 및 문형 골조 모델실험에 대한 기준식과 내력평가결과의 비교값을 나타내었다(그림 18, 그림 19 참조).

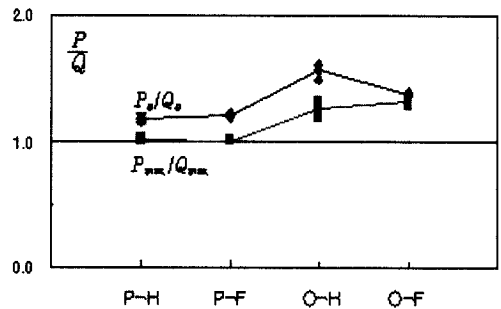


그림 18. 단순인장형 모델실험값에 대한 기준식 및 평가값 비교

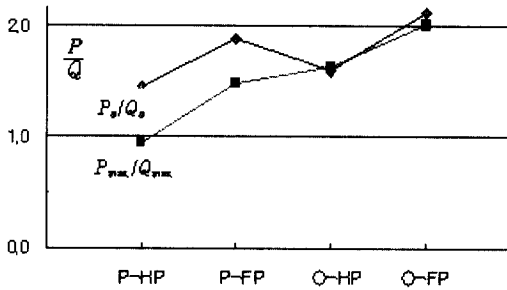


그림 19. 문형 골조 모델실험값에 대한 표준식 및 평가값 비교

(1) 단순인장형모델

단순인장형모델의 평가값은 관통형의 경우, 파괴성상에 근거하여 플랜지의 강도($Q_{max} = A_f \cdot \sigma_{wf}$)로 계산되어진 값이며, 외측형의 경우, 일본의 철골 철근 콘크리트 계산규준·동해설(1987)⁽⁵⁾에 소개되고 있는 식 (1)과 같은 최대 내력 예측식을 적용하였다.

$$Q_{max} = 3.85 \left(\frac{t}{sD} \frac{t_s}{t+h_s} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t+h_s}{sD} \right) sD^2 \cdot \sigma_{wf} \quad (1)$$

관통형의 경우, 규준⁽⁴⁾⁽⁵⁾⁽⁶⁾에서는 콘크리트충전의 유·무에 관계없이 허용내력식을 정하고 있으며, 본 연구에서의 실험결과, 콘크리트의 충전 유·무가 내력에 영향을 주지 않은 것으로 나타났다. 표준식에서 정하는 허용내력은 실험값을 다소 과대평가하고 있는 것으로 판단되며, 보플랜지의 파단에 의한 최대내력인 평가값은 실험값과 잘 일치하였다.

외측형의 경우, 일본의 철골 철근 콘크리트 계산규준·동해설(1987)⁽⁵⁾에 따르면 규준에서 정하고 있는 허용내력은 문형 골조를 대상으로 한 오랜 실험에서 얻어진 실험값들을 근거로 통계처리된 값들을 이용하여 예측된 값들이며, 비충전형의 경우, 장기하중에 대한 계수 1.5와 항복비(0.58)를 적용하여 최대내력 예측식에 2.6의 안전율을 갖는 값으로 정하고 있으며, 충전형의 경우는 2.2의 안전율을 갖는 값으로 정하고 있다.

비충전형의 경우, 본 실험값은 표준식에서 정하는 허용내력과 비교 할 때 적절히 평가하고 있는 것으로 판단되나, 충전형의 경우, 다소 과대평가하고 있는 것으로 나타났다. 일본의 철골 철근 콘크리트 계산규준·동해설(1987)⁽⁵⁾에서 정하는 예측식을 사용한 평가값은 실험결과와 잘 일치하였다.

(2) 문형 골조 모델

문형 골조 모델의 평가값은 단순인장형모델의 경우와 같은 값을 사용하였으며, N_{F_1} , $N_{F_{max}}$ 는 강관기둥-H형강보 접합부에 작용한 모멘트를 강관벽과 보플랜지의 이음부에 생기는 직응력으로 산정한 항복값(N_{F_1})과 내력 최대값($N_{F_{max}}$)이다.

$$N_{F_1} = \frac{M_y}{h} \quad N_{F_{max}} = \frac{M_{max}}{h}$$

M_y : 항복내력시 접합부에 작용한 모멘트

M_{max} : 최대내력시 접합부에 작용한 모멘트

h : 보플랜지의 응력중심 거리

관통형의 경우, 규준⁽⁴⁾⁽⁵⁾⁽⁶⁾에서는 콘크리트충전의 유·무에 관계없이 허용내력식을 정하고 있으나, 본 연구에서의 실험결과는 콘크리트의 충전으로 항복내력 및 최대내력이 다소 상승한 것으로 나타났다. 표준식에서 정하는 허용내력은 비충전 실험체의 경우, 실험값을 다소 과대평가하고 있는 것으로 판단된다. 보플랜지의 파단에 의한 최대내력인 평가값은 비충전형의 경우, 실험값을 다소 과대평가하고 있는 것으로 나타났으며, 외측형의 경우, 실험값을 다소 과소평가한 것으로 나타났다.

외측형의 경우, 비충전형은 표준식⁽³⁾⁽⁴⁾에서 정하는 허용내력이 실험값을 적절히 평가하고 있는 것으로 판단되며, 충전형은 다소 과대평가하고 있는 것으로 나타났다.

일본의 철골 철근 콘크리트 계산규준·동해설(1987)⁽⁵⁾에서 정하는 예측식인 식 (1)을 사용한 평가값은 실험결과를 모두 과소평가한 것으로 나타났다.

6. 결 론

이상과 같은 단순인장형 모델실험과 문형 골조 모델실험으로부터 다음과 같은 결론을 얻었다.

6.1 단순인장형 모델실험의 경우

(1) 초기강성은 콘크리트충전 유·무에 관계없이 관통형이 우수하였으나, 콘크리트충전으로 인한 강성의 상승률은 외측형이 우수하였다.

(2) 항복내력은 비충전형의 경우, 접합부형식과 관계없이 비슷하였으나, 충전형의 경우, 외측형이 우수 하였다. 콘크리트충전으로 인한 항복내력의 상승률은 외측형이 우수하였다. 최대내력은 콘크리트충전 유·무와 관계없이 관통형이 우수하였으나 콘크리트충전으로 인한 최대내력의 상승률은 외측형이 우수하였다.

(3) 변형능력은 콘크리트충전 유·무와 관계없이 관통형이 우수하며, 파괴성상은 관통형의 경우, 보플랜지부 네킹형상으로, 외다이아프램의 경우, 중국시 강관벽이 찢어지는 현상으로 파괴되었다.

(4) 변형도는 외측형의 경우만 콘크리트충전의 영향으로 비충전에 비해 고르게 분포를 보였다.

(5) 관통형의 실험값은 내력평가 결과에 대해 적절히 평가되었고, 외측형의 실험값은 내력평가결과에 대해 다소 과대하게 평가되었다. 관통형과 외측형 모두 실험값은 기준값에 대해 안전측으로 평가되었다.

6.2 문형 골조 모델실험의 경우

(1) 초기강성은 콘크리트충전 유·무와 관계없이 관통형이 우수하였으나 콘크리트충전으로 인한 강성의 상승률은 외측형이 더 크게 나타났다.

(2) 항복내력은 비충전의 경우, 관통형이 우수하였으나 충전의 경우, 비슷한 능력을 보였다. 콘크리트 충전으로 인한 항복내력의 상승률은 외측형이 우수하였다. 최대내력은 콘크리트충전 유·무와 관계

없이 비슷한 능력을 보였으며 최대내력의 상승률도 비슷하였다.

(3) 파괴성상은 관통형의 경우, 단순인장형 접합부모델실험에서와는 다른 형상으로 충전·비충전 모두 접합부의 하단다이아프램과 강관기둥의 용접부분에서 응력집중으로 취성적으로 파괴되었다. 외측형의 경우, 단순인장형 접합부모델실험에서와 비슷한 형상으로 중국시 강관벽이 찢어지는 형상으로 파괴되었다.

(4) 변형능력은 단순인장형 접합부모델 실험체와는 달리 외측형이 우수하였다.

(5) 탄성영역에서의 에너지 흡수능력은 콘크리트 충전 유·무와 관계없이 관통형이 우수하였으나 누적에너지 흡수능력은 외측형이 우수하였다.

(6) 관통형의 실험값은 내력평가 결과에 대해 다소 과소 평가되었으며, 충전형의 경우는 적절히 평가되었다. 외측형의 실험값은 내력평가 결과에 대해 상당히 과소 평가되었으며, 관통형과 외측형 모두 실험값은 기준값에 대해 안전측으로 평가되었다.

감사의 말

본 연구의 실험을 위해 협조해주신 동국대학교 김규석 교수님, 대학원생들에게 감사드립니다.

참 고 문 헌

- (1) 김규석 외 2명 : 1998.4.25. 단순인장형 콘크리트충전 각형강관 기둥-보 접합부의 내력에 관한 실험적 연구. 대한건축학회학술발표논문집. 제18권 제1호 pp.805-810.
- (2) 김규석 외 2명 : 1998.6.13. 반복수평력을 받는 충전각형강관기둥-H형강보의 내력에 관한 실험적 연구. 한국강구조학회학술발표논문집. pp.130-138.
- (3) 대한건축학회 : 1998. 강관구조 설계기준 및 해설. pp.104-111. 기문답.
- (4) 日本建築學會 : 1990. 鋼管構造設計施工指針・同解説. pp.112-124.
- (5) 日本建築學會 : 1987.6. 鐵骨鐵筋コンクリート

構造 計算規準・同解説. pp.175.

- (6) 日本建築學會 : 1980.2. 鋼管コンクリート構造 計算規準・同解説. pp.136-143.
- (7) 金谷 弘 : 昭和 60年 3月. 角形鋼管柱-H形はり 接合部の局部破壊. 日本建築學會論文集.
- (8) 森田耕次 : 昭和 63年 6月. 箱形断面柱-H形断面 はり接合部のグイアフ ラム補強に関する 研究. 日本建築學會論文集.
- (9) Matsui.C. : 1986.8. Strength and Deformation Capacity of Frames Composed of Wide Flange Beams and Concrete Filled Square Steel Tubular Columns. Proceeding of Plastic Structural Steel Conference. Vol. 2 pp.169-181. Auckland, New Zealand.
- (10) Ricles, J.M., Vermaas, G.W., and Lu, L.W. : 1996. Seismic Performance of Full-Scale Concrete Filled Steel Tube-to-Wide Flange Beam Welded Moment Connections. ATLSS Report, Lehigh Univrsity, Bethlehem, PA. (in press).

(접수일자 : 1998년 11월 3일)

부 록

각국의 기준식 및 제안된 식들을 정리하면 다음과 같다.

1. 비충전·외측형 접합부

- ① 대한건축학회, 강관구조 설계기준 및 해설 (1997)⁽³⁾

$$\theta \leq 30^\circ,$$

$$P_a = 1.48 \left(\frac{t}{sD} \frac{t_s}{t+h_s} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t+h_s}{sD} \right) s D^2 \frac{F_1}{Y} \quad (a)$$

$$\theta < 30^\circ \leq 45,$$

$$P_a = ((L+1.17R+0.41\theta)t_s + A) \frac{F_2}{1.5} \quad (b)$$

$$\text{적용범위 } \frac{h_s}{D} \leq 0.4, \quad 0.75 \leq \frac{t_s}{t} \leq 2.0$$

$$(a) \quad 17 \leq \frac{D}{t} \leq 67, \quad \frac{D/2+h_s}{t_s} \leq \frac{24}{F_2}$$

$$(b) \quad 20 \leq \frac{D}{t} \leq 50, \quad 0.5 \leq \frac{B_f}{D} \leq 1.0, \quad L = 2h_s$$

- ② 일본건축학회, 강관구조설계시공지침·동해설(1990)⁽⁴⁾

$$\theta \leq 30^\circ,$$

$$P_a = 1.48 \left(\frac{t}{sD} \frac{t_s}{t+h_s} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t+h_s}{sD} \right) s D^2 \frac{F_1}{Y} \quad (a)$$

$$\text{적용범위 } \frac{h_s}{D} \leq 0.4, \quad 0.75 \leq \frac{t_s}{t} \leq 2.0$$

$$(a) \quad 17 \leq \frac{D}{t} \leq 67, \quad \frac{D/2+h_s}{t_s} \leq \frac{24}{F_2}$$

2. 충전·외측형 접합부

- ① 일본건축학회, 강관구조설계시공지침·동해설(1990)⁽⁴⁾

$$\theta \leq 30^\circ,$$

$$P_a = 1.75 \left(\frac{t}{sD} \frac{t_s}{t+h_s} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t+h_s}{sD} \right) s D^2 \frac{F_1}{Y} \quad (a)$$

$$\theta \leq 30^\circ \leq 45,$$

$$P_a = \frac{4}{\sqrt{3}} h_s \cdot t_s \cdot \frac{F_1}{1.5} + 2(4t+t_s)t \cdot \frac{F_2}{1.5} \quad (b)$$

(a), (b)식 중 큰 값으로 한다.

최대강도는 $2.14 P_a$

$$\text{적용범위 } 20 \leq \frac{D}{t} \leq 50, \quad 0.75 \leq \frac{t_s}{t} \leq 2.0, \quad t_s \geq t_f$$

$$(a) \quad \frac{h_s}{D} \leq 0.1 t_f/t_s$$

$$(b) \quad \frac{h_s}{D} \leq 0.15 t_f/t_s, \quad F_2 \text{가 } F_1 \text{보다 클 경우, } F_2 \text{를 } F_1 \text{으로 한다.}$$

- ② 일본건축학회, 강관콘크리트구조 계산기준·동해설(1980)(6)

$$\theta \leq 30^\circ,$$

$$P_a = 2.62 \left(\frac{t}{sD} \frac{t_s}{t+h_s} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t+h_s}{sD} \right) s D^2 \cdot \frac{sf_t}{Y} \quad (a)$$

$$\theta \leq 45^\circ,$$

$$P_a = \frac{4}{\sqrt{3}} h_s \cdot t_s \cdot sf_t + 2(4t+t_s)t \cdot sf_t \quad (b)$$

(a), (b)식 중 큰 값으로 한다.

$$\text{적용범위 } 20 \leq \frac{D}{t} \leq 50, \quad 0.75 \leq \frac{t_s}{t} \leq 2.0$$

- ③ 일본건축학회, 철골철근콘크리트구조 계산 기준·동해설(1987)⁽⁵⁾

$$\theta \leq 30^\circ ,$$

$$P_a = 2.62 \left(\frac{t}{sD} \frac{t_s}{t+h_s} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t+h_s}{sD} \right) sD^2 \cdot \frac{sf_t}{Y} \quad (a)$$

$$30 \leq \theta \leq 45^\circ ,$$

$$P_a = \frac{4}{\sqrt{3}} h_s \cdot t_s \cdot sf_t + 2 (4t + t_s) t \cdot sf_t \quad (b)$$

(a), (b)식 중 큰 값으로 한다.

$$\text{적용범위 } 20 \leq \frac{D}{t} \leq 50, 0.75 \leq \frac{t_s}{t} \leq 2.0, t_s > t_f$$

$$(a) \frac{h_s}{D} \leq 0.1 t_f/t_s$$

$$(b) \frac{h_s}{D} \leq 0.15 t_f/t_s$$

3. 관통형 집합부

① 일본건축학회, 강관구조설계시공지침·동해설(1990)⁽⁴⁾

$$P_a = (sD + 2h_s - d_f)^2 \frac{B_f \cdot t_s}{d_f^2} \cdot \frac{F_1}{1.5} \quad (a)$$

최대강도는 $2.14 P_a$

$$\text{적용범위 } 20 \leq \frac{D}{t} \leq 50, 0.75 \leq \frac{t_s}{t} \leq 2.0, t_s \geq t_f$$

$$(a) \frac{h_s}{D} \leq 0.1 t_f/t_s$$

$$(b) \frac{h_s}{D} \leq 0.15 t_f/t_s$$

② 일본건축학회, 강관콘크리트 계산규준·동해설(1980)⁽⁶⁾

$$P_a = (sD + 2h_s - d)^2 \frac{b_f \cdot t_s}{d^2} sf_t \quad (a)$$

$$P_a = (sD + 2h_s - d) t_s \cdot sf_t \quad (b)$$

(a), (b)식 중 작은 값으로 한다.

$$\text{적용범위 } t_s \geq t_f$$

③ 일본건축학회, 철골철근콘크리트 계산규준·동해설(1987)⁽⁵⁾

$$P_a = (sD + 2h_s - d)^2 \frac{b_f \cdot t_s}{d^2} sf_t$$

$$\text{적용범위 } t_s > t_f$$

Y는 다이아프램강관의 항복비로, SS 400, SWS 400 일 때 0.58, SWS 490 일 때 0.64로 한다.