

# 각형강관 기둥-보 핀접합부의 내력식 제안

## Suggestion on Strength Formula of Square Hollow Section Tubular Column-to-Beam Pinned Connections

최 성 모<sup>1)</sup> · 이 성 희<sup>2)</sup> · 이 광 호<sup>3)</sup>  
*Choi, Sung Mo · Lee, Seong Hui · Lee, Kwang Ho*

**요 약 :** 기둥과 보를 핀접합부로 연결하는 경우 볼트열과 기둥플랜지면 사이의 편심거리에 의해 강관면에 국부적인 모멘트가 유발되어 기둥의 내력을 저하시킬 수 있다. 본 논문에서는 각형강관 기둥-보 핀접합부를 대상으로 유한요소해석 프로그램을 이용하여 기둥의 폭과 두께 변화, 내부보강 유무, 축력의 유무에 의한 변수로 모멘트에 의한 각형강관 기둥의 내력저하를 규명하기위해 해석을 수행하였다. 유한요소해석결과에 대한 신뢰성을 확보하기 위해 일부 실험체를 제작하여 실험을 수행하였다. 각형강관 기둥-보 핀접합부의 내력식을 제안하기 위해 항복선 이론을 적용하였다. 그 결과 각형강관 기둥-보 핀접합부의 모멘트에 의한 기둥의 내력은 기둥의 폭과 두께의 증가에 따라 향상되었으며 기둥의 폭 두께비가 동일하여도 기둥의 크기 증가로 내력이 향상되었다. 각형강관 기둥의 무보강형태에 대한 내력의 한계치를 제시하였으며 한계치를 만족하지 못하는 경우 기둥 내부의 보강이 필수적이다. 따라서 각형강관 기둥의 내력 향상과 제작성을 고려하여 수평보강재의 형태를 제안하였다. 최종적으로 모멘트에 의한 내력저하를 고려한 각형강관 기둥-보 핀접합부의 내력식을 무보강형태와 수평보강형태로 각각 제안하였다.

**ABSTRACT :** Column-to-beam pinned connections can cause local moment to the web of a steel tube due to the distance of eccentricity between the row of bolts and the column flange, which possibly deteriorates the load capacity of columns. In this study, a square hollow section tubular used finite element analysis of a square hollow section tubular column was carried out, and the column width and thickness, existence and non-existence of internal reinforcement, and existence and non-existence of compressive force were taken as variables to examine the load capacity deterioration of a square column caused by moment. To guarantee the reliability of the finite element results, some specimens were fabricated and tested. The yield line method was applied to suggest the strength formulas of the square tubular column to the beam pinned connections. Based on the study results, the column strength the moment of the square hollow section tubular column to the beam pinned connections improved with the increase in the width and thickness of what? and in the column's size. Due to strength limitations, a no-reinforcement type of square hollow section tubular column was proposed, and if the limitation values were not satisfied, the reinforcement of the internal column was made mandatory. Therefore, the horizontal-reinforcement type considered the strength increase, and the fabrication of the square hollow section tubular column was suggested. Finally, formulas were proposed for the square tubular column that considered its load capacity with the moment for the no-reinforcement and the horizontal-reinforcement types.

**핵심용어 :** 핀접합부, 각형강관, 편외변형, 폭두께비

**KEYWORDS :** Pinned Connections, Hollow Section Square Tubular, Out-of-Plan Deformation, Width-Thickness Ratio

### 1. 서론

각형강관 기둥과 보를 강접합부로 구성할 경우에는 보에 발생하는 응력을 지지·전달하도록 기둥 내부에 다이아프램을 설

치하고 있으며, 이는 강관 제작에 따른 번잡함으로 경제성 저하의 원인이 되고 있다. 따라서 시공의 편의성과 경제성을 확보하기 위하여 내부의 코어가 횡력을 지지하게 하고 코어를 둘러싼 기둥과 보를 각형강관 기둥-보 핀 접합부로 구성하는 방

1) 교신저자, 정회원, 서울시립대학교 건축학부 부교수, 공학박사  
(Tel. 02-880-8735, Fax. 02-871-5518, E-mail: smc@uos.ac.kr)

2) 학생회원, 서울시립대학교 건축학부 박사수료(1sh@uos.ac.kr)

3) 서울시립대학교 건축학부 석사과정

본 논문에 대한 토의를 2007년 4월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

법이 도입되고 있다. 이러한 구조시스템을 적용할 경우, 이론적으로는 기둥과 보단부에 모멘트가 생기지 않으나 기둥의 플랜지 면과 볼트연결부와의 편심거리에 의해 플랜지 면에 모멘트가 발생하게 된다. 기둥의 폭두께비가 큰 각형강관 기둥의 핀접합부는 그림 1과 같이 모멘트에 의해 기둥면의 면외변형 발생과 기둥의 내력이 저하될 수 있다.

기존의 연구로 Donald R. Sherman(2002)은 각형강관 기둥-보 핀접합부에 전단력이 가해졌을 경우 기둥의 플랜지 면과 볼트연결부와의 편심거리에 의해 플랜지 면에 모멘트가 발생하여 기둥면의 면외변형에 따른 내력 저하를 고려해야 한다고 언급하고 있으며 항복선 이론을 제시하였다. Komatsu Hiroshi(2003)는 각형강관 기둥-보 핀접합부를 대상으로 기둥의 두께 변화와 전단탭의 길이 변화에 따른 변수로 기둥면의 내력에 관한 연구를 진행한 바 있다.

미국 AISI의 "Hollow Structural Section Connections Manual, 1997"에서는 각형강관 기둥의 핀접합부 설계시 볼트, 접합재료, 용접부, 기둥의 강관면의 편칭전단에 대하여 다루고 있지만 모멘트에 의한 기둥의 내력저하에 대해서는 고려하고 있지 않다. 하중 증가에 의해 보단부가 회전하면 하부 보 플랜지가 기둥면에 접촉되므로 기둥면은 항복까지 도달하지 않는다고 기술하고 있다. 강관면과 보플랜지 사이의 클리어런스는 용접두께에 따라 가변적이거나 일반적으로 최소 0.5in 이상으로 나타나고 있다. 국제용접협회(IIW, 1986)에서 제시하고 있는 각형강관의 항복상태를 기둥폭의 1% 변위가 생길 때라는 사실을 참고하면 각형강관 기둥의 폭 32in(800mm) 이하에 적용하는 경우 보 하부플랜지가 접촉되기 전에 기둥면이 항복할 수 있다.

본 논문에서는 각형강관 기둥-보 핀접합부에 대하여 유한요소해석 프로그램을 이용하여 기둥의 폭과 두께 변화, 내부보강 유무, 축력의 유무에 의한 변수로 해석을 수행하여 모멘트 발생에 따른 각형강관기둥의 구조특성을 규명하고, 실험을 통해 유한요소해석결과에 대한 신뢰성을 확보하였다. 최종적으로 항복선 이론을 적용하여 각형강관 기둥-보 핀접합부의 내력식을 추정하고 유한요소해석 결과와 비교 분석하였다.

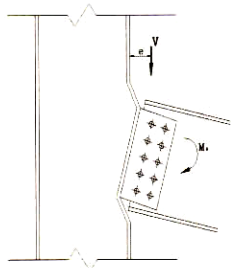


그림 1. 기둥-보 핀접합에서 기둥면의 변형

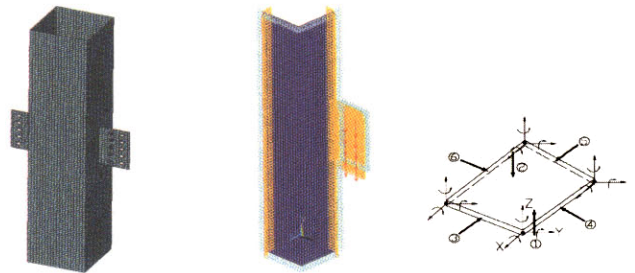
$$T = \frac{V \times e}{jd}$$

## 2. 유한요소해석

각형강관 기둥-보 핀접합부의 모멘트 발생에 따른 내력 저하를 규명하기 위해 유한요소해석을 수행하였다.

### 2.1 해석 개요

유한 요소 해석 프로그램은 ANSYS 8.0 Version을 사용하여 비선형 해석을 수행하였다. 접합부의 형상과 작용하는 하중의 대칭성을 고려하여 그림 2(a)의 모델을 그림 2(b)와 같이 1/4 모델링하였고, 그에 따른 대칭경계 조건을 주었다. 그림 1과 같이 모멘트 발생에 따른 기둥의 내력저하를 규명하는 것이 목적이므로 그림 2와 같이 전단탭의 볼트 홀에 하중을 가력하여 기둥면에 모멘트가 발생하도록 하였다. 각형강관기둥, 내부수평보강, 전단탭은 Shell43 요소(강재에 대하여 그림 2(c)와 같이 4개의 절점을 가진 절점당 6개의 자유도를 갖는 요소)를 사용하여 모델링하였다. 강재의 응력-변형 특성은 Bi-linear Kinematic 변형경화모델을 사용하였으며, 항복 후 변형도 경화계수는 탄성계수의 1/100로 가정하였다.



(a) 전체모델 (b) 1/4 모델 (c) shell43 요소

그림 2. 해석 모델

### 2.2 해석 변수

해석변수는 표1과 같다. 기둥의 폭-두께 변화는 대한건축학회(1998), "강관구조 설계기준 및 해설"에서의 각형강관 기둥의 한계폭두께비( $74/\sqrt{F_y}$ )로 일정하게 기둥의 폭과 두께를 증가시켜 그에 따른 내력증가의 특성을 규명하기 위한 것이며, 내부보강 유무는 내부에 보강에 따른 내력향상을 목적으로 한 변수이며 축력비 변화는 각형강관 기둥에 축력이 도입되었을 때 모멘트가 작용하는 기둥면에 추가적인 효과 및 영향이 있는지 알아보기 위한 변수이다. 해석모델의 치수는 표 2와 같으며 각형강관 기둥의 두께는 각형강관 기둥의 폭에 따른 한계폭두께비 일때의 두께로 하였다. 해석에 사용한 재료의 물성치는 표 3과 같이 공칭항복강도가  $F_y = 323 MPa$ 인 SM490을 사용하였다.

표 1. 해석 변수

해석변수	내용
기둥의 폭-두께 변화	300×7.38
	400×9.83
	500×12.29
	600×14.75
	700×17.2
	800×19.66
내부 보강 유무	수평형 보강
축력비(P/Py)	0.2
	0.3
	0.4

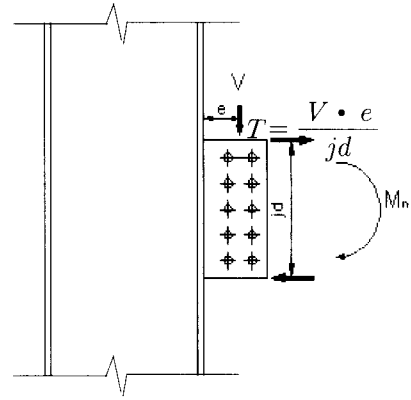


그림 3. 각형강관 기둥면의 모멘트

표 2. 모델치수

구분	치수(mm)
각형 강관 기둥	폭두께비 40.7
	□-300×300×7.38
	□-400×400×9.83
	□-500×500×12.29
	□-600×600×14.75
	□-700×700×17.2
	□-800×800×19.66
전단탭	320×160×20
내부앵커 수평플레이트	(Wc-4Tc)×(Wc-4Tc)/4×Tc (45° 경사)

Wc : 기둥폭, Tc : 기둥 두께

표 3. 해석 모델 요소의 재료적 성질

구분	강종	$F_y$ (MPa)	탄성계수 (MPa)	2차 탄성계수 (MPa)	프라이송비
강관	SM490	323.4	205800	2050	0.3
전단탭					
수평 플레이트					

### 2.3 해석 결과

그림 3과 같이 전단력에 의한 모멘트를 인장력으로 치환하여 인장축 수평변위로 하중-변위 그래프를 비교·분석하였다.

#### 2.3.1 기둥의 폭-두께 변화

기둥의 폭두께비를 변화시켜 유한요소해석을 수행한 결과 그림 4, 5와 같이 기둥의 두께에 대한 영향이 폭에 대한 영향보다 더 크게 나타났다. 또한 그림 6과 같이 기둥재의 한계폭두께비 제한값인 40.7로 폭두께비를 일정하게 하고 각각 기둥의 폭을 변화시켜 해석을 수행한 결과 폭두께비가 같을때 기둥의 폭이 증가함에 따라 내력도 상승하는 것으로 나타났다.

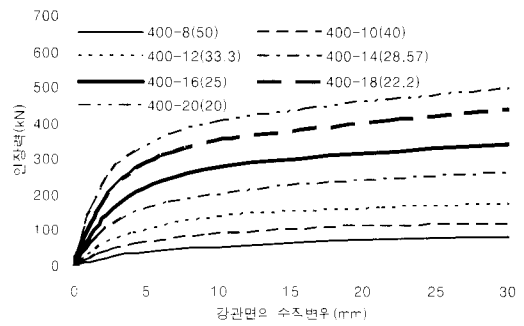


그림 4. 기둥 두께 변화에 따른 하중-변위 관계

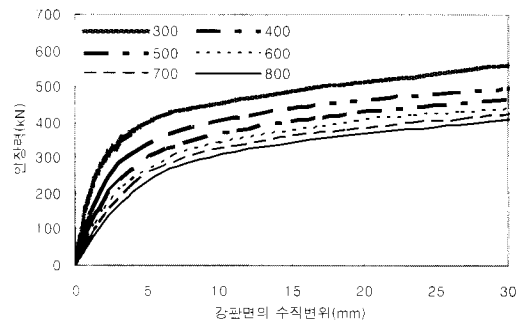


그림 5. 기둥 폭 변화에 따른 하중-변위 관계

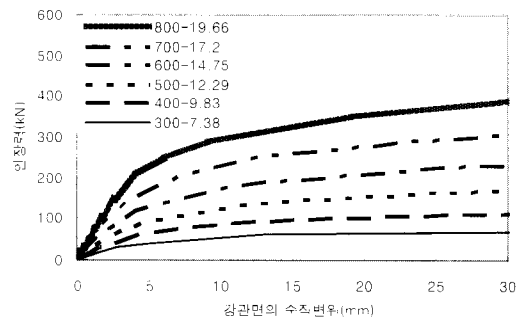


그림 6. 폭두께비 40.7의 기둥크기 변화에 따른 하중-변위 관계

2.3.2 축력비 변화

각형강관 기둥에 축력이 도입되었을 때 편심모멘트가 작용하는 각형강관 기둥면에 어떤 영향을 주는지 알아보기 위해 기둥의 높이는 4m로 모델링하고 항복비를 0.2~0.4까지 변화시켜 각각 1,000kN, 1,500kN, 2,000kN을 기둥 상부면에 가력한 후 전단탭에 전단력을 가력하여 유한요소해석을 수행하였다. 그 결과 그림 7과 같이 축력비 변화에 따른 인장력-수평변위 곡선의 변화가 거의 없다.

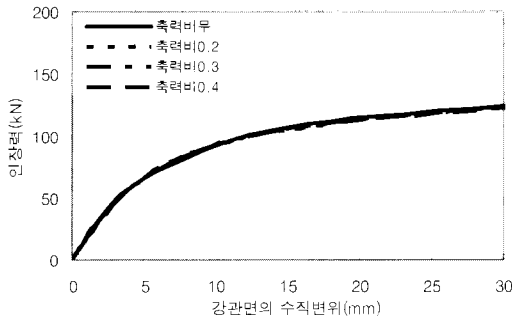
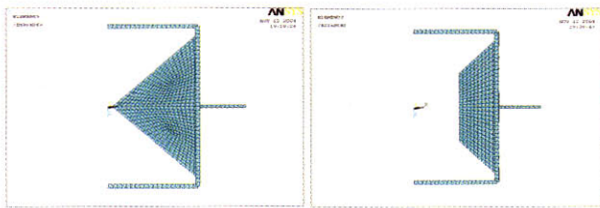


그림 7. 축력비 변화에 따른 인장력-수평변위 관계

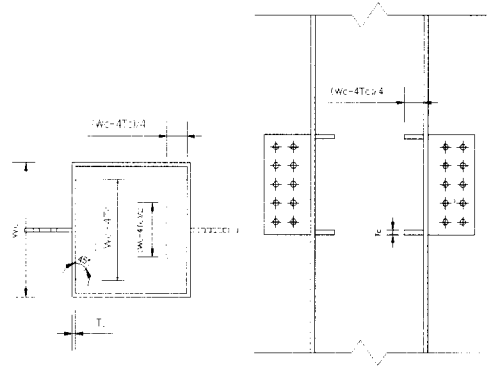
2.3.3 수평보강재의 유무

각형강관 기둥 내부의 보강에 따른 내력의 증가를 목적으로 제작성과 경제성을 고려하여 그림 8과 같은 수평보강재를 제안하고 유한요소 해석을 수행하였다.

제안한 수평보강재의 수평폭( $w_c - 4t_c$ )은 용접을 고려하여 기둥폭( $w_c$ )에서 기둥두께( $t_c$ )의 4배를 뺀 치수로 설정하여 최대 수평폭으로 제안하였다. 그 두께는 기둥의 두께와 동일하게 하였고 각형강관 기둥 4면의 접합을 고려하여 45도 경사로 이등변 삼각형의 형태를 구성하여 모멘트에 의해 최대 변위가 발생하는 전단탭 끝단에 배치하였다. 또한 효과적인 수평보강재의 내부 깊이를 위해 깊이를 그림 8(a)의 최대 수평보강깊이  $\{(w_c - 4t_c)/2\}$ 에서 그림 8(b)과 같이 그 깊이를 변화시켜가며 해석을 수행하였다. 그림 9는 제안한 수평보강타입의 세부 치수 이다.



(a) 최대 수평보강 깊이 (b) 수평보강 깊이 변화  
그림 8. 수평보강재 깊이 변화에 따른 해석모델링



(a) 횡단면도 (b) 종단면도  
그림 9. 각형강관 기둥의 수평보강 상세

해석결과 수평보강재의 깊이는 그림 10과 같이 각형강관 기둥의 크기의 변화에 따라 최대 수평보강깊이의 절반에 수렴하여 더 이상 내력 상승이 없었다. 따라서 최적 수평보강깊이를  $\{(w_c - 4t_c)/4\}$ 로 설정하였다. 그림 11은 기둥체의 한계폭두께비 제한값인 40.7로 폭두께비를 일정하게 하고 각각 기둥의 크기를 변화시켜 해석을 수행한 결과로 무보강형태와 마찬가지로 폭두께비가 같다고 하여도 기둥의 크기가 증가함에 따라 내력도 상승하였다.

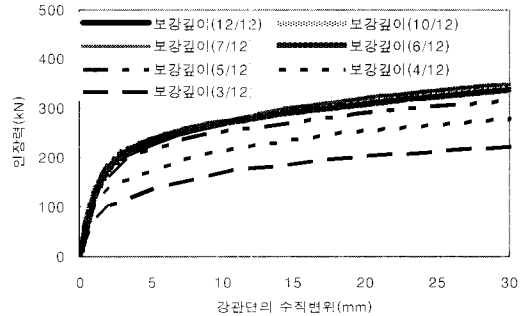


그림 10. 수평보강깊이 변화에 따른 하중-변위 관계

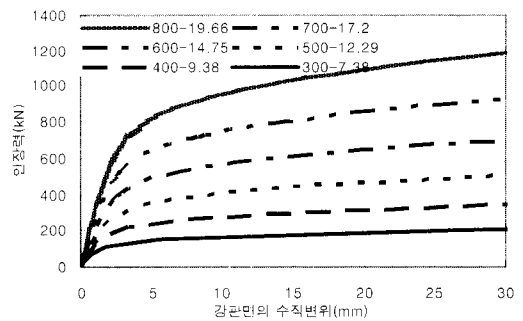


그림 11. 폭두께비 40.7의 기둥크기 변화에 따른 하중-변위 관계

## 2.4 분석 및 고찰

### 2.4.1 폭-두께비 변화

국제용접협회(IIW, 1989)에서는 각형강관의 폭의 1% 변위가 생길 때를 항복하중으로 정의하며 3% 변위가 생길 때는 극한하중으로 정의하고 있으며 일반적으로 많은 연구에서 채택되어 사용되고 있다. 그림 5의 결과를 국제용접협회(IIW, 1989)에서 제시하는 항복하중의 정의로 그림 12와 같이 기둥 폭에 따른 항복하중으로 나타내었으며 그 결과 일정한 비율로 기둥폭이 증가함에 따라 내력이 상승하는 것을 알 수 있었다.

그림 12는 한계폭두께비를 사용하는 각형강관 기둥의 무보강형태의 함수식으로 기둥폭의 변화에 따라 기둥면의 인장내력을 얻은 후 그림 3의 식에 대입하여 설계시 적용할 수 있다고 판단된다.

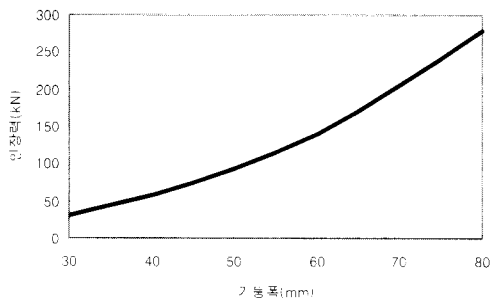


그림 12. 폭두께비 40.7에 대한 인장내력

### 2.4.2 축력비 변화

축력도입 후 응력분포에는 축력의 증가에 따른 전단탭 끝부분의 응력의 증가가 나타났으나 전단력이 가해진 후 각형강관 기둥면은 그림 13과 같이 오히려 축력이 도입되지 않은 모델보다 응력이 감소하였다. 이는 축력에 의해 모멘트를 받는 인장측이 압축력을 미리 받게 되어 이후의 전단력에 의한 모멘트의 영향을 감소시키는 것으로 사료된다. 그러나 응력 분포에서도 나타나듯이 이 차이가 아주 미소하고 그림 7의 결과에서도 거의 차이가 없이 나타나 각형강관 기둥에 축력이 작용할 때 모멘트에 의한 각형강관 기둥면은 추가적인 효과 및 영향이 없다고 판단된다.



(a) 축력비 0.0 (b) 축력비 0.4(축력도입 205kN)

그림 13. 축력비 변화에 따른 응력분포(전단력 가력후)

### 2.4.3 내부앵커의 유무

그림 11의 결과를 무보강형태와 같은 방법으로 국제용접협회(IIW, 1989)에서 제시하는 항복하중의 정의로 그림 14와 같이 기둥 폭에 따른 항복하중으로 나타내었으며 그 결과 무보강형태에 비해 제안한 수평보강형태가 3배 이상의 내력 향상효과가 나타났다. 따라서 무보강형태의 한계치를 만족하지 못하는 경우 수평보강형태를 적용하여 사용할 수 있다 판단된다.

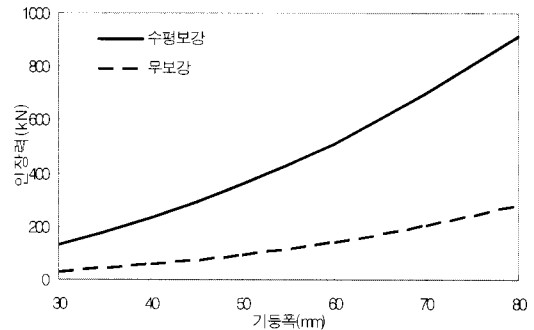


그림 14. 폭두께비 40.7에 대한 각형강관 기둥의 수평보강 효과

## 3. 실험

유한요소해석의 신뢰성을 검증하기 위해 각형강관 기둥-보 핀접합부의 실험을 수행하였다.

### 3.1 실험계획

표 4와 같이 각형강관 기둥의 모멘트에 의한 내력저하를 규명하기 위한 기본실험체 P1과 축력비 변화에 따른 추가적인 효과 및 영향을 규명하기 위한 실험체 P2로 제작하였다. 실험체 제작에 사용된 강관 기둥은 폭두께비가 25인 400×400×16mm의 용접조립각형강관으로 SM490 강재를 사용하였다. 세부치수는 표 5에 나타냈으며 그림 15는 제작된 실험체 도면이다.

표 4. 실험체 일람표

실험체명	변수 축력비		기둥 폭두께비 (Wc/Tc)
	0.15	0.0	
P1	✓		25
P2		✓	

표 5. 실험체 치수

구분	치수(mm)
강관 기둥	□400×400×16
전단탭(싱글 플레이트)	320×160×20

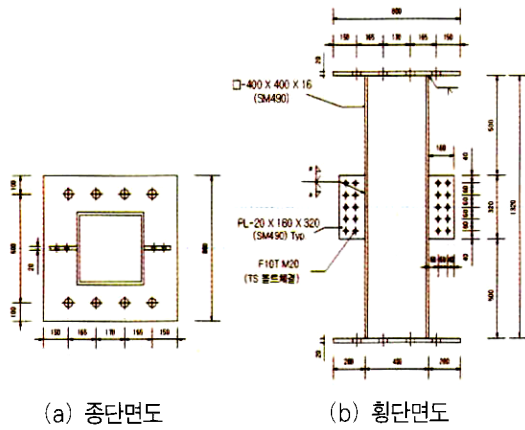


그림 15. 실험체

### 3.2 가력방법

실험체 가력은 그림 16과 같이 9800kN UTM에서 변위제어에 의해 파단이 일어날 때 까지 가력을 하였다. 수직하중에 의해 양쪽 전단탭은 전단력을 받고 기둥면에서 전단탭의 볼트 중앙까지의 편심거리 90mm에 의해 모멘트가 유발되어 기둥 하부 전단탭 끝단에 인장력이 걸리도록 하였다. 기둥의 축력도입은 8개의 강봉을 이용하여 유압으로 균등히 볼트를 조여 축력비 0.15인 1470kN을 도입하였다. 실험체의 변위 측정은 전단탭의 인장측으로부터 60mm 떨어진 곳에 LVDT를 부착하여 수평변위를 측정하였다.

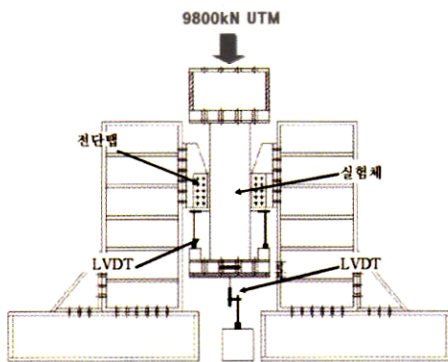


그림 16. 실험세팅

### 3.3 실험결과 및 분석

전단력에 의한 모멘트를 인장력으로 치환하여 그때의 기둥면

의 수평변위로 하중-변위 그래프를 비교·분석하였다. 실험체는 그림 17과 같이 모두 전단력에 의한 모멘트의 영향으로 인장, 압축측에서 면외변형이 일어났으며 결국 전단탭의 전단 파괴 후 실험이 종료되었다.

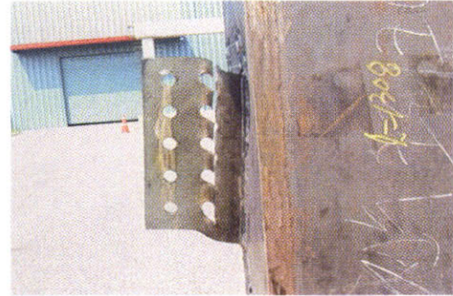


그림 17. 실험체 파괴형상

그림 18은 P1과 P2의 하중-변위곡선을 비교한 그래프로 축력이 1470kN이 도입된 실험체 P1과 축력이 도입되지 않은 실험체 P2와 거의 유사한 분포를 형성하고 있어 축력비 0.15의 변화는 모멘트에 의한 기둥면의 추가적인 효과 및 영향이 거의 없음을 알 수 있다.

그림 19는 P1 실험체와 동일한 유한요소모델의 해석결과와의 비교이다. 국제용접협회(IIW,1989)에서 제시하는 항복하중의 정의를 적용할 경우 P1 실험체(392kN)가 유한요소해석(196kN)보다 2배 정도 내력이 크게 나왔다. 이는 유한요소해석은 기둥의 공칭항복강도를 사용하였고 또한 수평변위 측정시 전단탭 끝부분의 최대수평변위를 측정했기 때문이다. 또한 유한요소해석은 전단탭 끝단 강관면의 수직변위에 대한 하중변위관계를 나타낸 것이며 실험결과는 전단탭 끝단이 아닌 60mm 아래의 측정값을 사용하였다. 따라서 이에 대한 내력의 차이라고 사료된다.

실험을 통해 유한요소해석에 의한 결과값이 안전측임이 검증되었다. 또한 각형강관 기둥-보 핀접합부가 모멘트에 의해 기둥면의 변형으로 내력이 저하됨을 확인하였다.

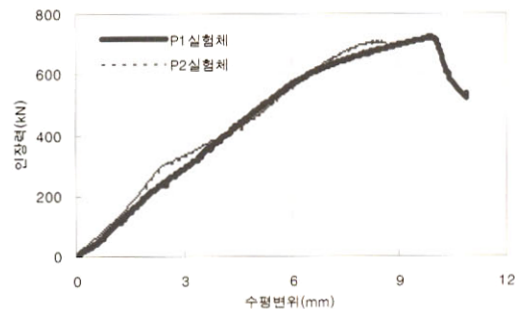


그림 18. P1과 P2 실험체의 하중-변위 그래프

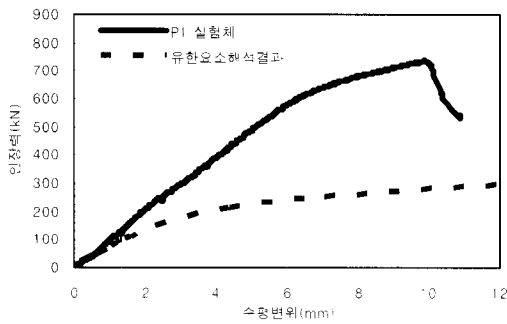


그림 19. 유한요소해석과의 비교

#### 4. 내력식 제안 및 검증

강구조 접합부의 내력에 대한 해석적 고찰은 일반적인 플레이트의 소성해석으로 출발한 항복선 이론(yield line theory)을 적용시킬 수 있다. 따라서 항복선 이론을 적용하여 각형강관 기둥-보 핀접합부의 내력식을 제안하고 제안한 내력식을 유한요소해석 결과와 비교·분석하였다.

##### 4.1 무보강타입의 내력식

###### 4.1.1 내력식의 제안

편심모멘트에 의한 강관의 하중-변위 관계를 내력식으로 판단하기 위해, Donald R. Sherman(2002)의 항복선과 T.R Higgins의 이론을 접목시켜 각형강관 기둥-보 핀접합부의 무보강형태에 대한 항복선 이론을 그림 20과 같이 제시하였다. 항복선 1, 2는  $M_o = 0$ 이고 그 외의 항복선은  $M_o = M_p = f_{yc} \cdot t_c / 4$  이라 가정하였다. 막작용 및 변형경화 영향은 무시하였다.

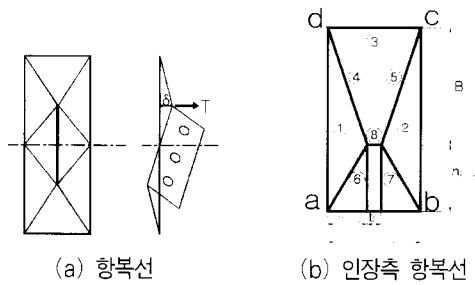
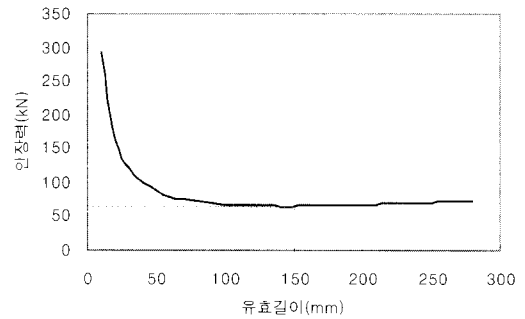


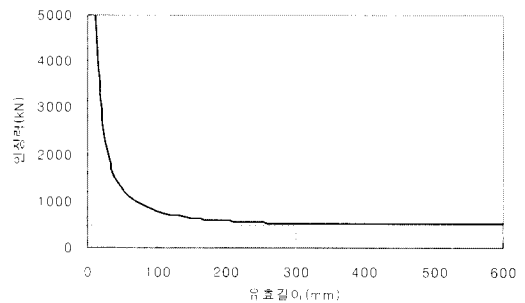
그림 20. 무보강 타입의 항복선 이론

계산된 항복선 이론식은 식 1과 같으며 그림 20(b)에서 B의 길이가 미지수이다. 식 1의 미지수 B의 값을 오름차순으로 대입한 결과 그림 21과 같이 기둥폭의 0.5배에 수렴하는 것을 알 수 있었다. 기둥의 두께( $t_c$ )와 전단탭 길이( $h_p$ )의 변화에도 미지수 B는 기둥폭의 0.5배에 수렴하였다.

$$T = \frac{f_{yc} \cdot t_c^2}{4} \left[ \frac{4(2B + h_p)}{W_c - t_p} + \frac{2W_c}{B} + \frac{2W_c}{h_p} \right] \quad \text{식 (1)}$$



(a) 기둥폭 300mm



(b) 기둥폭 600mm

그림 21. 내력식의 미지수 산출

계산된 미지수  $B = 0.5 W_c$ 를 식 1에 대입하여 정리하면 아래와 같은 모멘트 발생에 따른 기둥의 인장내력식을 얻을 수 있다.

$$T = \frac{f_{yc} \cdot t_c^2}{4} \left[ \frac{4(W_c + h_p)}{W_c - t_p} + \frac{2W_c}{B} + \frac{2W_c}{h_p} \right] \quad \text{식 (2)}$$

###### 4.1.2 제안한 내력식의 검증

제안한 무보강타입의 내력식을 검증하기 위해 위에서 수행한 유한요소해석결과와 비교하였다.

해석모델과 동일한 변수로 제안한 내력식에 한계폭두께비를 사용하는 각형강관 기둥의 폭과 두께를 크기 증가에 따라 대입하여 기둥 크기에 따른 인장내력을 그림 22에 나타내었다. 그림에서는 안전율 적용전 내력식이며 유한요소해석에 의한 함수식과 그 분포는 유사하나 다소 높게 평가되는 것을 알 수 있다. 내력식에 안전율 0.65을 적용할 경우 유한요소해석에 의한 함수식보다 안전측으로 평가되며 설계시 사용 가능한 내력식이라 판단된다.

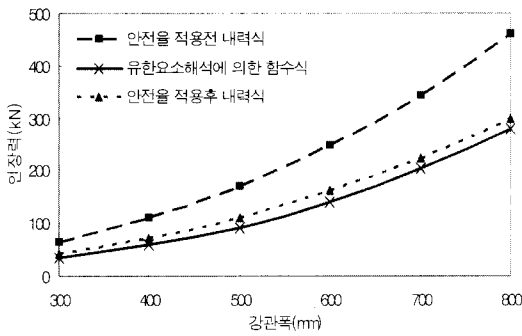


그림 22. 내력식과 유한요소해석과의 비교(무보강)

그림 3의 인장력과 전단력의 관계를 적용하면 제안한 내력식(식 2)은 아래와 같이 나타낼 수 있다.

▶ 각형강관 기둥 무보강 타입의 내력식

$$V_u \leq 0.65 \frac{f_{yc} t_c^2 h_p}{4e} \left( 4 + \frac{4(W_c + h_p)}{W_c - t_p} + \frac{W_c}{h_p} \right) \quad \text{식 (3)}$$

4.2 수평보강형태의 내력식

4.2.1 내력식의 제안

T.R Higgins의 항복선과 Donald R. Sherman(2002)의 이론을 접목시켜 각형강관 기둥-보 핀접합부의 수평보강타입에 대한 항복선 이론을 그림 23과 같이 제시하였고 항복선은  $M_b = M_p = f_{yc} t_c / 4$  이라 가정하였다. 막작용 및 변형경화 영향은 무시하였다.

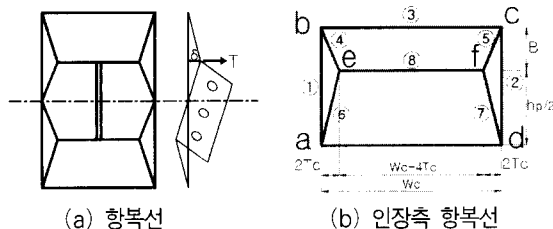


그림 23. 수평보강타입의 항복선 이론

계산된 항복선 이론식은 식 4와 같으며 그림 23(b)에서 B의 길이가 미지수이다. 식 4의 미지수 B의 값을 오름차순으로 대입한 결과  $B = 0.22 W_c$ 에 수렴하는 것을 알 수 있었다.

$$T = \frac{f_{yc} \cdot t_c^2}{4} \left[ \frac{2W_c}{B} + \frac{2B + h_p}{t_c} + \frac{2W_c}{h_p} \right] \quad \text{식 (4)}$$

계산된 미지수  $B = 0.22 W_c$ 를 식 4에 대입하여 정리하면 아래와 같은 모멘트 발생에 따른 기둥의 인장내력식을 얻을 수

있다.

$$T = \frac{f_{yc} \cdot t_c^2}{4} \left[ 9.1 + \frac{0.22 W_c + h_p}{t_c} + \frac{2 W_c}{h_p} \right] \quad \text{식 (5)}$$

4.2.2 제안한 내력식의 검증

제안한 수평보강형태의 내력식을 검증하기 위해 위에서 수행한 유한요소해석결과와 비교하였다.

해석모델과 동일한 변수로 제안한 내력식에 한계폭두께비를 사용하는 각형강관 기둥의 폭과 두께를 크기 증가에 따라 대입하여 기둥 크기에 따른 인장내력을 그림 24에 나타내었다. 그림에서는 안전율 적용전 내력식이며 유한요소해석에 의한 함수식과 그 분포는 거의 유사하나 다소 높게 평가되는 것을 알 수 있다. 내력식에 안전율 1.1-0.0006 $W_c$ 를 적용할 경우 유한요소해석에 의한 함수식보다 안전측으로 평가되며 설계시 사용 가능한 내력식이라 판단된다.

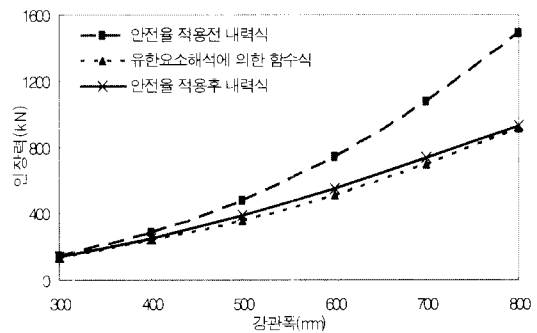


그림 24. 폭두께비 40.7의 내력식과 유한요소해석 비교(수평보강)

그림 3의 인장력과 전단력의 관계를 적용하면 제안한 내력식(식 5)은 아래와 같이 나타낼 수 있다.

▶ 각형강관 기둥 수평보강 형태의 내력식

$$V_u \leq (1.1 - 0.0006 W_c) \frac{f_{yc} \cdot h_p \cdot t_c^2}{4e} \left[ 9.1 + \frac{0.22 W_c + h_p}{t_c} + \frac{2 W_c}{h_p} \right] \quad \text{식 (6)}$$

- $V_u$  : 계수하중에 의한 전단력
- $T$  : 기둥강관면에 작용하는 인장력
- $f_{yc}$  : 기둥항복응력
- $t_c$  : 기둥두께
- $h_p$  : 전단턱 길이
- $e$  : 편심거리
- $w_c$  : 기둥폭
- $t_p$  : 플레이트 두께



### 5. 결론

본 연구에서는 각형강관 기둥-보 핀접합부를 대상으로 편심모멘트에 의한 기둥의 구조적 특성의 규명을 위해 유한요소해석, 실험, 항복선 이론의 적용을 통해 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 각형강관 기둥의 축력은 강관면의 전단력과 편심에 의한 수평내력에 거의 영향이 없다고 판단된다.
- (2) 무보강형태는  $B=0.5 W_c$ 를 식 (1)에 대입하여 식 (2)와 같이 모멘트 발생에 따른 기둥의 인장내력식을 유도하였으며, 안전율 0.65를 적용하여 식 (3)의 내력식을 유도하였다.

$$T = \frac{f_{yc} \cdot t_c^2}{4} \left[ \frac{4(2B + h_p)}{W_c - t_p} + \frac{2W_c}{B} + \frac{2W_c}{h_p} \right] \quad \text{식 (1)}$$

$$T = \frac{f_{yc} \cdot t_c^2}{4} \left[ \frac{4(W_c + h_p)}{W_c - t_p} + \frac{2W_c}{B} + \frac{2W_c}{h_p} \right] \quad \text{식 (2)}$$

$$V_u \leq 0.65 \frac{f_{yc} t_c^2 h_p}{4e} \left( 4 + \frac{4(W_c + h_p)}{W_c - t_p} + \frac{W_c}{h_p} \right) \quad \text{식 (3)}$$

- (3) 수평보강형태는  $B=0.22 W_c$ 를 식 (4)에 대입하여 식 (5)와 같이 모멘트 발생에 따른 기둥의 인장내력식을 유도하였으며 안전율 1.1-0.0006 $W_c$ 를 적용하여 식 (6)의 내력식을 유도하였다.

$$T = \frac{f_{yc} \cdot t_c^2}{4} \left[ \frac{2W_c}{B} + \frac{2B + h_p}{t_c} + \frac{2W_c}{h_p} \right] \quad \text{식 (4)}$$

$$T = \frac{f_{yc} \cdot t_c^2}{4} \left[ 9.1 + \frac{0.22 W_c + h_p}{t_c} + \frac{2W_c}{h_p} \right] \quad \text{식 (5)}$$

$$V_u \leq (1.1 - 0.0006 W_c) \frac{f_{yc} \cdot h_p \cdot t_c^2}{4e} \left[ 9.1 + \frac{0.22 W_c + h_p}{t_c} + \frac{2W_c}{h_p} \right] \quad \text{식 (6)}$$

### 감사의 글

이 논문은 2005년도 서울시립대학교 학술연구조성비에 의하여 연구되었음.

### 참고 문헌

(사)대한건축학회(1998), "강관구조 설계기준 및 해설"  
 (사)대한건축학회(2002)의 "한계상태설계기준에 의한 강구조 설계 예제집"  
 조수정, 박수희, 이성희, 강석빈, 최성모, 2005, 각형강관과 각형CFT기둥-보 핀접합부의 내력, 한국강구조학회 학술발표대회 논문집  
 Donald R. Sherman & Al Ghorbanpoor(2002), Design of Extended Shear Tabs, American Institute of Steel Construction, Final Report, pp10~11.  
 Komatsu Hiroshi et al(2003), Shear Strength of Beam-to-RHS Cloumn Pin Connection, 日本建築學會 大會學術講演梗集  
 American Institute of Steel Construction, Inc. (AISC) (1997), Hollow Srtructural Sections Connections Manual, Chapter 4.  
 Design recommendations for hollow section joints-predominantly statically loaded.(1989). IIW Doc. Sv-701-89, 2nd Ed. IIW Subcommission XV-E, Institute of Welding, Helsinki, Finland.

(접수일자 : 2005. 3. 24 / 심사일 2005. 4. 26 /  
 심사완료일 2006. 9. 7)