

아치형상의 하현재를 갖는 CFT 트러스 거더의 재료 비선형 해석

Nonlinear Analysis of CFT Truss Girder with the Arch-shaped Lower Chord

송나영* · 정철현** · 김영진***

Song, Na-Young · Chung, Chul-Hun · Kim, Young-Jin

Abstract

Experimental and analytical studies are performed on the mechanical behavior of concrete-filled tubular(CFT) truss girders for different f/L ratios. Bending tests are conducted on two CFT truss girder specimens to determine fundamental structural characteristics such as the strength and deformation properties. Nonlinear material models for CFT members subjected to an axial compressive force are compared in this paper by using the nonlinear finite element program, ABAQUS. Previous researchers have proposed several nonlinear stress-strain models of confined concrete. In this study, the nonlinear analyses are performed applying several stress-strain models for confined concrete proposed by Mander, Sakino, Han, Susantha and Ellobody, and the results are compared with the experimental results in terms of load-deflection and load-strain relationships. Based on the comparisons of the load-deflection relationships, the models proposed by Mander and Susantha provide a maximum load about 12.0~13.8% higher and that by Sakino gives a maximum load about 7.6% higher than the experimental results. The models proposed by Han and Ellobody give a maximum load only about 0.2~1.2% higher than the test results, showing the best agreement among the proposed stress-strain models. However, the load-strain relations predicted by the existing models generally provide conservative results exhibiting larger strains than the experimental data.

Keywords : CFT(concrete-filled tubular), CFT truss girder, f/L ratio, nonlinear material model, confined concrete

요 지

본 연구에서는 f/L 비가 다른 CFT 트러스 거더의 구조거동에 관한 실험 및 해석적 연구를 수행하기 위해서 2개의 실험체를 제작하였고, CFT 트러스 거더의 구조특성을 평가하기 위하여 휨실험을 수행하였다. ABAQUS에 의한 비선형 유한요소 해석을 통해서 축력과 모멘트를 받는 CFT 부재의 비선형 재료모델을 비교분석하였다. CFT 부재의 구속 콘크리트 및 강재의 응력-변형률 모델은 많은 연구자들에 의해서 제시되어 왔다. 본 연구에서는 Mander, Sakino, Han, Susantha 및 Ellobody 등이 제안한 구속 콘크리트의 응력-변형률 모델을 적용하여 비선형해석을 수행하였고, 해석결과를 통해서 CFT 트러스 거더의 하중-처짐 관계, 하중-변형률 관계 등을 비교하였다. 하중-처짐 관계에서 Mander와 Susantha의 모델을 적용한 해석결과는 실험결과보다 약 12.0~13.8% 높은 하중을 예측하며, Sakino의 모델은 실험결과보다 약 7.6% 높은 하중을 예측하였다. Han과 Ellobody의 모델은 실험결과보다 약 0.2~1.2% 높은 하중을 예측하여 실험치와 가장 잘 맞는 결과를 보였다. 그러나 각 연구자의 응력-변형률 모델을 적용한 비선형 해석을 통해 산정된 하중-변형률 관계는 하중-처짐 관계와는 반대로 안전측의 결과를 보여 전반적으로 실험치보다 큰 수준의 변형률을 보였다.

핵심용어 : 콘크리트 충전강관, CFT 트러스 거더, f/L 비, 비선형 재료모델, 구속 콘크리트

1. 서 론

콘크리트 충전강관(CFT, Concrete Filled steel Tube)을 이용한 합성단면은 콘크리트와 강재 두 가지 재료의 장점을 효과적으로 이용하는 것이 가능하여 최근 들어 건설 분야에서 많은 관심을 받고 있다. 합성구조체인 콘크리트 충전강관은 일반적인 강재 단면이나 철근콘크리트 단면에 비해서 높은 강도와 큰 강성을 가지며, 합성효과에 의해 역학적으로

우수한 성능을 발휘함이 여러 연구에서 입증된 바 있다(Lu, 1994, Wheeler, 2000, Elchalakani, 2001, Gho, 2004, 정철현 외, 2007). 또한, 정철현 등(2008)은 상현재와 하현재에 콘크리트 충전 원형강관을 적용한 CFT 트러스 거더의 휨강성 및 f/L 비에 따른 진동특성을 평가하였다.

CFT 원형단면은 구속효과로 인하여 콘크리트와 강재의 내력을 단순 중첩하는 것 이상의 내력을 발생시키는데, CFT 단면(단주)에서의 구속효과는 다음 2가지 원인에 의해서 받

*정회원 · 교신저자 · 단국대학교 토목환경공학과 석사과정 (E-mail : allforny@dankook.ac.kr)

**정회원 · 단국대학교 토목환경공학과 교수 (E-mail : chchung5@dankook.ac.kr)

***정회원 · (주)대우건설 기술연구원 토목연구팀 전문위원 (E-mail : kimyj@dwconst.co.kr)

생한다. 첫 번째는 축방향 압축력으로 인한 콘크리트의 체적 팽창을 원형강관이 구속하면서 발생하는 구속효과이다. 이때 콘크리트는 3축 압축응력상태가 되고 강관은 압축(축방향)과 인장(원주방향)을 받는 2축 응력상태가 된다. 두 번째는 축방향 인장력에 의해 항복이후 소성영역에서의 포아송비 증가로 반경이 작아지려고 하는 강관을 충전 콘크리트가 구속함으로써 발생하는 구속효과이다. 이때 콘크리트는 2축 압축 응력상태가 되고 강관은 인장(축방향)과 인장(원주방향)을 받는 2축 응력상태가 된다. 이와 같이 CFT 부재는 콘크리트와 강재가 다축응력상태에 있기 때문에 구조해석시 각 재료의 응력-변형을 곡선에서 이를 합리적으로 고려하여야 한다. 선행 연구자들에 의해 제안된 구속 콘크리트와 강재 각각의 재료에 대한 응력-변형을 관계는 다음과 같다.

구속 콘크리트에 대해 제안된 모델에서, Sen(1969)은 일정 축력 하에 휨을 받는 CFT 부재에 대한 해석적 연구를 통해서 원형강관 단면의 응력-변형을 관계를 제시하였다. Chen(1973)은 다양한 구속조건을 고려한 충전 콘크리트의 응력-변형을 곡선을 가정하여 동일 단면에 대한 해석을 수행하였다. Mander(1988)는 CFT 원형단면에서 구속효과로 인한 콘크리트의 강도증가와 연성의 향상을 반영한 응력-변형을 곡선을 제안하였다. Tomii(1991)는 변형률 0.002까지의 경화구간은 Hognestad(1951)가 제안한 포물선 함수로, 압축 강도에 도달한 이후 변형률 0.005까지는 소성거동을 보이는 응력-변형을 곡선을 제시하였는데, 변형률 0.005 이후부터는 구형강관의 B/비 차이를 반영하였다. Sakino(1994)는 강관의 단면형상에 따른 응력-변형을 모델을 제시하였고, Jerome(1996)은 구형 CFT 부재의 응력-변형을 곡선을 다양한 콘크리트 강도와 D/비에 따라 제안하였다. ANUHT (Association of New Urban Housing Technology, 1997)는 0.2%의 변형률까지는 포물선으로 가정하고, 그 이후의 응력은 일정한 수준으로 가정한 구속 콘크리트의 응력-변형을 곡선을 제시하였다. 大田(1998)은 CFT 교각의 지진시 수평내력 성능을 평가하기 위해 변형률 0.011까지 파괴가 발생하지 않는 것으로 가정하여 구속 콘크리트의 응력-변형을 곡선을 제시하였다. Schneider(1998)는 구간별로 선형인 구속 콘크리트의 응력-변형을 곡선을 제시하였고, Shams(1999)는 축하중을 받는 CFT 기둥에서 구속압을 반영한 모델을 제시하였다. O'Shea(2000)는 기존에 제안된 구속 콘크리트에 대한 재료모델을 조정하여 콘크리트 강도에 따른 재료모델을 제안하였다. Han(2000, 2001)은 원형 및 구형 CFT 부재의 구속 콘크리트 응력-변형을 곡선을 제안하였다. Susantha(2001)는 최대 응력점까지는 비선형 증가구간, 최대 점 이후는 선형 감소구간, 극한변형을 이후는 일정한 수준의 잔류강도를 보이는 구간으로 구분되는 구속 콘크리트의 응력-변형을 곡선을 제시하였다. Shanmugam(2002)은 연화구간을 갖는 Hognestad(1951)의 모델을 콘크리트 충전 구형 박스의 응력-변형을 모델에 적용하였다. Kawano(2003)는 CFT 트러스의 내진성능 평가를 위한 해석에 구속 콘크리트 재료 모델을 적용하였는데, 곡선의 상승부는 Popovics(1973)의 모델로 구성되고, 최대 응력점 이후는 일정한 수준을 갖는다. Nakamura(2004)는 초경량 모르타르 충전한 강관의 휨거동 평가를 위하여 구속 콘크리트 재료모델을 제시하였는데, 초

경량 모르타르 콘크리트의 공칭강도 f_c 는 $\epsilon_c=0.002$ 까지는 포물선으로 하고, 이후는 일정한 값으로 가정하며, 극한변형률은 0.0035로 하였다. Ellobody(2005)는 구속 콘크리트의 응력-변형을 곡선을 세 구간으로 분류하였는데, 첫 번째 구간은 비례한계응력($0.5f_{cc}$)까지 선형탄성 구간으로, 두 번째 구간은 비례한계응력($0.5f_{cc}$)에서 구속 콘크리트 압축강도(f_{cc})까지의 비선형 구간으로, 세 번째 구간은 f_{cc} 로부터 변형률 $11\epsilon_{cc}$ 에 대응하는 응력까지의 선형 감소구간이다. Hu(2005)는 축방향 압축력과 휨모멘트를 조합으로 받는 CFT 기둥의 비선형 해석을 위하여 구속 콘크리트의 응력-변형을 곡선을 제시하였다. Liu(2006)는 부재의 높이와 폭의 비를 고려할 수 있는 구속 콘크리트의 응력-변형을 곡선을 제시하였다. 임석빈 등(2006)은 실험적 연구를 통해서 원형 및 구형 강관 단면으로 구속된 콘크리트의 응력-변형을 곡선을 제시하였는데, 곡선의 상승부는 Popovics(1973) 모델을 적용하고, 경화구간은 실험결과와 회귀분석을 이용하였다. 한택희 등(2007)은 Mander(1988)의 일축 압축 콘크리트 모델을 수정하여 내부 구속 중공 철근콘크리트 부재를 해석하기 위한 모델을 제시하였다. Xiong(2007)은 충전 콘크리트가 경화되기 이전에 강관이 받게 되는 초기응력이 부재의 거동에 미치는 영향을 평가하기 위한 콘크리트의 응력-변형을 곡선을 제시하였다. Nakamura(2008)는 CFT 단면내 콘크리트의 응력-변형을 관계를 Japanese code(2006)에 규정된 모델을 수정하여 제시하였다.

구속 강관에 대해 제안된 모델에서, 石出一郎(1996)은 D/t 비에 따른 원형 충전강관에 대한 모멘트-곡률 실험 및 해석 결과를 토대로 충전강관의 응력-변형을 곡선을 제시하였다. ANUHT(Association of New Urban Housing Technology, 1997)는 강관의 인장 항복강도와 압축 항복강도에 충전 콘크리트가 미치는 구속효과의 영향을 고려하여 응력-변형을 곡선을 결정하였다. Abdel-Rahman(1997)은 채널형상의 단면을 갖는 강재의 인장시험(coupon test)을 통해서 강관의 코너부와 이에 인접한 평면부에서 항복강도가 상당히 증가함을 확인하였고, 이를 반영하여 코너부와 평면부에 대해서 응력-변형을 곡선을 제시하였다. 大田(1998)은 변형경화현상을 고려한 충전강관의 응력-변형을 곡선을 제시하였다. Shams(1999)는 축하중을 받는 CFT 기둥의 비선형 해석을 위해 경화를 고려한 탄소성 모델을 적용하였다. Uy(2000)는 연강인 구형 강관의 응력-변형을 곡선을 선형탄성구간, 완전소성구간, 직선 증가하는 변형경화구간 등으로 가정하였다. Zheng(2000)은 구속 강관의 응력-변형을 곡선을 선형탄성구간, 완전소성구간, 곡선형의 변형경화구간 등으로 제시하였으며, 이 모델은 Ge와 Susantha(2003)의 정적해석 모델로 사용되었다. Patsch(2002)는 3개의 강재 시편에 대한 인장시험 결과로부터 bilinear와 trilinear 탄소성 거동을 보이는 재료모델을 제시하였다. Elremaily(2002)는 von Mises 항복기준을 이용하여 강관의 항복면을 정의하고 이에 대한 응력-변형을 모델을 제시하였다. Kawano(2003)는 CFT 트러스의 내진성능 평가를 위한 강재의 재료모델을 제시하였고, Ge와 Susantha(2003)는 콘크리트 충전 강박스 기둥의 내진성능을 평가하기 위한 모델을 제시하였다. Fujimoto(2004)는 원형 충전강관의 2축 응력상태를 고려하여 원형 및 구형 단면의 응력-변형을

곡선을 제시하였다. Nakamura(2004)는 다축선형(multilinear)의 구속 강관 재료모델을 제시하였다. Sakino(2004)는 축방향 압축력을 받는 CFT 단주의 거동을 분석하기 위하여 원형 및 구형 단면 강재에 대한 응력-변형률 관계를 각각 제시하였다. 원형강관은 완전 탄소성으로 제시하였으며, 압축축 최대응력은 $0.89f_{sy}$ 이다. 구형강관의 응력-변형률 관계는 폭-두께의 비에 따라 3가지 모델을 제시하였다. Hu(2005)는 축방향 압축력과 휨모멘트를 조합으로 받는 CFT 기둥의 비선형 해석을 위하여 von Mises 항복기준에 의한 완전 탄소성 모델을 제시하였다. Lu(2007)는 강재의 소성변형을 묘사하기 위하여 von Mises 항복기준과 Prandtl-Reuss flow 법칙을 이용하여 강재의 응력-변형률 곡선을 제시하였다. Xiong(2007)은 bilinear 형태를 갖는 구속 강관의 응력-변형률 곡선을 제시하였고, Nakamura(2008)는 Japanese code (2006)를 근거로 인장영역을 세분화한 CFT 원형강관의 응력-변형률을 제시하였다.

이상에서 소개된 CFT 단면의 응력-변형률 관계는 구속 콘크리트와 강재 각각에 있어서 차이를 보인다. 즉, 구속 콘크리트 모델에서는 구속효과에 의한 충전 콘크리트의 최대강도, 곡선의 경화부 및 연화부, 최대강도에서의 변형률, 극한 변형률 등에 차이가 있으며, 강재 모델에서는 압축 및 인장에서의 항복강도, 항복변형률, 항복 이후의 거동 및 극한 변형률 등에 차이가 있다.

본 연구에서는 2개의 CFT 트러스 거더 실험체를 제작하여 정적실험 및 비선형 해석을 수행하여 CFT 트러스 거더의 구조거동을 평가하고, 구속 콘크리트와 강재에 대해서 제시된 기존 연구자들의 응력-변형률 곡선에 따른 해석결과와 실험결과와의 비교를 통해서 CFT 트러스 거더의 비선형 해석에 보다 적합한 구속 콘크리트와 강관의 응력-변형률 곡선을 분석하였다. 실험 및 해석이 수행된 CFT 트러스 거더는 상현재, 하현재, 수직재, 사재로 구성되는데, 상현재와 하현재는 콘크리트 충전강관이고, 수직재와 사재는 중공강관이다. CFT 단면에서는 콘크리트가 강관에 의해 구속되어 강도와 연성이 크게 향상되는데 본 연구에서 정적실험이 수행된 CFT 트러스 거더의 비선형 해석시 보다 정확한 해석결과를 얻기 위해서는 콘크리트 재료모델에서 이와 같은 구속효과가 고려되어야 한다. 본 연구에서는 기존 연구자의 제안식 중에서 형태가 수치적으로 명확하고, 각 연구자가 제시한 실험 및 해석결과가 비교적 잘 일치하는 경향을 보이는 5개의 구속 콘크리트에 대한 제안식과 4개의 구속 강재에 대한 제안식을 적용하여 CFT 트러스 거더의 비선형 해석을 수행하였다.

2. CFT 단면의 응력-변형률 특성

2.1 콘크리트

Mander(1988)는 구속효과로 인한 콘크리트의 강도증가와 연성의 향상을 반영한 응력-변형률 곡선을 제안하였다. CFT 부재는 콘크리트와 강재가 다축응력상태에 있기 때문에 구조해석시 각 재료의 응력-변형률 곡선에서 이를 합리적으로 고려하여야 한다. 이 모델에서 구속 콘크리트의 압축강도는 식 (1)과 같다.

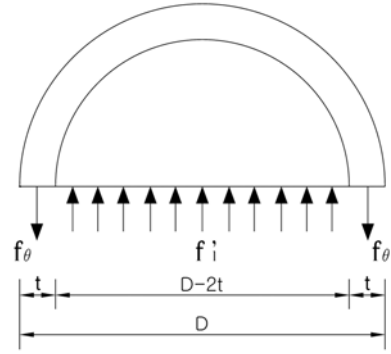


그림 1. 구속응력에 대한 자유물체도

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_i}{f'_{co}} - 2\frac{f'_i}{f'_{co}}} \right) \quad (1)$$

f'_{cc} : 구속 콘크리트의 압축강도(MPa)

f'_{co} : 콘크리트 일축 압축강도(MPa)

f'_i : 콘크리트의 구속응력(MPa)

구속응력(f'_i)은 강관의 원환응력(f_θ)에 대한 함수로서, 그림 1과 같은 자유물체도에 작용하는 하중의 평형으로부터 식 (2)와 같이 결정된다.

$$f'_i = \frac{2f_\theta t}{D-2t} \quad (2)$$

D : 강관의 직경

t : 강관의 두께

f_θ : 강관의 원환응력으로서, 실험결과로부터 모델에 맞게 결정($\approx 0.19f_y$)

구속 콘크리트의 최대 압축강도에서의 변형률은 식 (3)과 같고, 구속 콘크리트에 대한 응력-변형률 관계는 식 (4) 및 그림 2에 나타내었다.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (3)$$

$$f'_c = \frac{f'_{cc} \chi \gamma}{\gamma - 1 + \chi'} \quad (4)$$

$$\chi' = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (5)$$

$$\gamma = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (6)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (7)$$

ε_{co} : 콘크리트의 일축 압축강도(f'_{co})에서의 변형률(≈ 0.002)

f'_c, ε_c : 구속 콘크리트의 압축응력과 이에 대응하는 변형률

ε_{cc} : 구속 콘크리트의 압축강도(f'_{cc})에서의 변형률

E_c : 콘크리트의 탄젠트 탄성계수($=5000\sqrt{f'_{co}}$ MPa)

Sakino(1994)는 강관에 의해 구속되는 콘크리트의 응력-변형률 모델을 식 (8) 및 그림 3과 같이 제안하였으며, 식을 구성하는 변수들에 대한 설명은 표 1에 나타내었다.

$$Y = \frac{VX + (W-1)X^2}{1 + (V-2)X + WX^2} \quad (8)$$

Han(2000)은 원형단면 CFT 부재의 구속 콘크리트 응력-

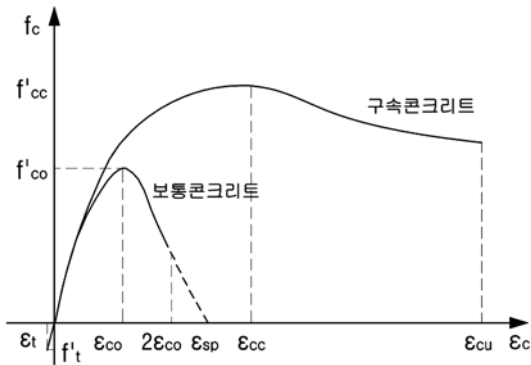


그림 2. 구속 콘크리트의 응력-변형률 곡선(Mander, 1988)

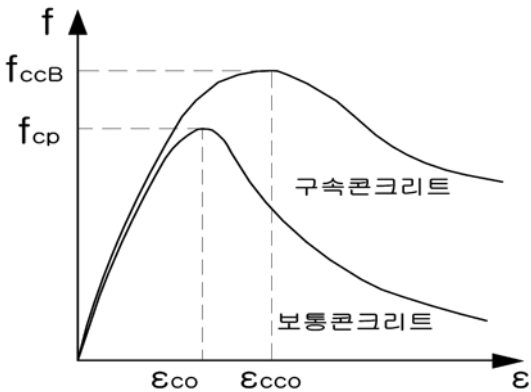


그림 3. 구속 콘크리트의 응력-변형률 곡선(Sakino, 1994)

표 1. 식 (8)을 구성하는 변수들에 대한 설명

CFT 원형단면	변수 설명
$X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc0}}$	$W = 1.5 - 17.1 \times 10^{-3} f_{cp} + 2.39 \sqrt{f_{re}}$
$Y = \frac{f_c}{f_{ccB}}$	$E_c = (6.90 + 3.32 \sqrt{f_{cp}}) \times 10^3$ $\epsilon_{c0} = 0.94 (f_{cp})^{1/4} \times 10^{-3}$
$V = \frac{E_c \epsilon_{cc0}}{f_{ccB}}$	$K = 1.0 + k \frac{f_r}{f_{cp}}$
$f_{re} = \frac{k}{k_e} f_r$	$\frac{\epsilon_{cc0}}{\epsilon_{c0}} = \begin{cases} 1 + 4.7(K-1) & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K-1.5) & K > 1.5 \end{cases}$ $f_{ccB} = f_{cp} + k f_r$ $f_{cp} = f_{cB} \times \gamma_U, \quad \gamma_U = 1.67 D^{-0.112}$ $k = 4.1, k_e = 23, f_r = \frac{2t \cdot 0.19 \cdot f_{sy}}{D - 2t}$

- f_c, ϵ_c : 콘크리트의 축응력(MPa)과 이에 대응하는 변형률
- f_{ccB} : 구속 콘크리트의 압축강도(MPa)
- ϵ_{cc0} : 구속 콘크리트의 최대강도에서의 축변형률
- f_{cp} : 구속되지 않은 콘크리트의 압축강도(MPa)
- f_{cB} : 콘크리트 실린더 압축강도(MPa)
- ϵ_{c0} : 구속되지 않은 콘크리트의 최대강도에서의 축변형률
- E_c : 탄성계수(MPa)
- k : 구속계수
- f_{sy} : 강재의 항복강도(MPa)
- γ_U : 크기효과를 고려한 계수
- D : 강관의 직경(mm)
- t : 강관의 두께(mm)
- f_r : 구속응력(MPa)

변형률 곡선을 식 (9)~(12)와 같이 압축축과 인장축에 대하여 각각 제안하였다(단위 : 응력은 MPa, 변형률은 $\mu\epsilon$).

- 압축축 모델

$$y = Ax - Bx^2 (x \leq 1) \quad (9,a)$$

$$y = \begin{cases} 1 + q(x^{0.1\xi} - 1) & (\xi \geq 1.12) \\ \frac{x}{\beta(x-1)^2 + x} & (\xi < 1.12) \end{cases} (x \geq 1) \quad (9,b)$$

$$y = f/f_o \quad (10)$$

$$x = \epsilon/\epsilon_o \quad (11)$$

$$f_o = f_{ck} \left[1.194 + \left(\frac{13}{f_{ck}} \right)^{0.45} (-0.07845 \xi^2 + 0.5789 \xi) \right]$$

$$\epsilon_o = \epsilon_{cc} + \left[1400 + 800 \left(\frac{f_{ck} - 20}{20} \right) \right] \xi^{0.2}$$

$$\epsilon_{cc} = 1300 + 14.93 f_{ck}$$

$$A = 2.0 - k$$

$$B = 1.0 - k$$

$$k = 0.1 \xi^{0.745}$$

$$q = \frac{k}{0.2 + 0.1 \xi}$$

$$\beta = (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)^7]} f_{ck}^2 (5 \times 10^{-4})$$

$$\xi = \frac{A_s f_{sy}}{A_c f_{ck}} = \alpha \frac{f_{sy}}{f_{ck}}$$

f_{sy} : 강재의 항복강도

f_{ck} : 콘크리트의 특성압축강도(입방체 28일 압축강도의 67%: $0.67 f_{cu}$)

- 인장축 모델

$$f = \begin{cases} f_p \left[1.2 \frac{\epsilon}{\epsilon_p} - 0.2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_p} \right)^6 \right] & (\epsilon \leq \epsilon_p) \\ f_p \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_p} \right) \frac{1}{0.51 f_p^2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_p} - 1 \right) + \frac{\epsilon}{\epsilon_p}} & (\epsilon > \epsilon_p) \end{cases} \quad (12)$$

$$f_p = 0.26 (1.5 f_{ck})^{2/3} \text{ (최대 인장응력)}$$

$$\epsilon_p = 43.1 f_p \text{ (최대 인장응력에서의 변형률)}$$

Susantha(2001)에 의해 제안된 구속 콘크리트의 응력-변형률 곡선은 그림 4와 같이 최대 응력점까지의 비선형 증가구간(OA 구간), 최대점 이후의 선형 감소구간(AB 구간), ϵ_{cu} 이후 일정한 수준의 잔류강도를 보이는 구간(BC 구간)으로 구분된다. ϵ_{cu} 의 상한값 제한조건은 식 (13)과 같으며, 실험 결과로부터 $\epsilon_{cu} = 0.025$ 를 제안하였다.

$$\epsilon_{cu} \leq \epsilon_{cc} + \frac{f'_{cc}}{Z} \quad (13)$$

응력-변형률 곡선의 상승부인 OA 구간은 식 (14)에 의해서 결정되고, 구속 콘크리트의 압축강도 f'_{cc} 은 식 (15)와 식 (16)에 의해서 결정된다. 설계시에는 구속되지 않은 콘크리트의 압축강도 f'_c 에 감소계수 0.85를 식(15)에 적용한다. 최대 응력점 이후의 구간 AB는 응력수준이 $\alpha f'_{cc}$ 인 지점까지 식 (17)에 의해서 선형적으로 감소한다.

$$f_c = \frac{f'_{cc} \chi \gamma}{\gamma - 1 + \chi^\gamma} \quad (14)$$

$$\chi = \frac{\epsilon}{\epsilon_{cc}}, \quad \gamma = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}, \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

$$f'_{cc} = f'_c + m f_{rp} \quad (15)$$

$$f_{rp} = \beta \frac{2t}{D - 2t} f_y \quad (16)$$

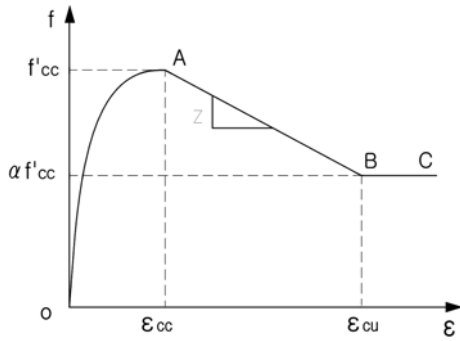


그림 4. 구속 콘크리트의 응력-변형률 곡선(Susantha, 2001)

$$\beta = \nu_e - \nu_s$$

$$\nu_e = 0.2312 + 0.3582 \nu_e' - 0.1524 \left[\frac{f_c'}{f_y'} \right] + 4.843 \nu_e' \left[\frac{f_c'}{f_y'} \right] - 9.169 \left[\frac{f_c'}{f_y'} \right]^2$$

$$\nu_e' = 0.881 \times 10^{-6} (D/t)^3 - 2.58 \times 10^{-4} (D/t)^2 + 1.953 \times 10^{-2} (D/t) + 0.4011$$

m : 실험상수 ($m=4\sim 6$, 이 연구에서는 4.0 적용)

f_{rp} : 콘크리트의 구속응력

ν_e : 콘크리트가 충전된 강재의 포아송비

ν_s : 콘크리트가 충전되지 않은 강재의 최대강도점에서의 포아송비 (≈ 0.50)

$$f_c = f_{cc}' - Z(\varepsilon - \varepsilon_{cc}) \quad (17)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}'}{f_c'} - 1 \right) \right] \quad (18)$$

f_{cc}' : 구속 콘크리트의 압축강도

ε_{cc} : f_{cc}' 에서의 변형률

f_c' : 구속되지 않은 콘크리트의 일축 압축강도

ε_c : f_c' 에서의 변형률 (≈ 0.002)

ε : 콘크리트의 압축 변형률

f_c : ε 에서의 콘크리트 응력

E_c : 콘크리트의 탄젠트 탄성계수 ($= 5000 \sqrt{f_c'} \text{MPa}$)

D : 강관의 직경

t : 강관의 두께

이 모델에서 경사는 서로 다른 수준의 잔류강도 $\alpha f_{cc}'$ 에 대해서 일정한 변형률 ε_i 일 때 각각의 α 를 가정함으로써 변화시켰다. 각 경우의 경사 Z 는 식 (19)에 의해서 결정된다.

$$Z = \frac{(1-\alpha)f_{cc}'}{(\varepsilon_i - \varepsilon_{cc})} \quad (19)$$

$$\alpha = (1 - Z(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cc})) / f_{cc}' \quad (20)$$

실험결과를 토대로 제시된 Z 의 수학적 표현은 식 (21)과 같다.

$$Z = \begin{cases} 0 & : R_t(f_c'/f_y) \leq 0.006 \\ 1.0 \times 10^5 R_t \frac{f_c'}{f_y} & : R_t(f_c'/f_y) \geq 0.006 \text{ and } f_y \leq 283 \text{MPa} \\ 1.0 \times 10^6 R_t \frac{f_c'}{f_y} & : R_t(f_c'/f_y) \geq 0.006 \text{ and } f_y \geq 336 \text{MPa} \\ \left(\frac{f_y}{283} \right)^{13.4} \left[1.0 \times 10^5 R_t \frac{f_c'}{f_y} \right] & : R_t(f_c'/f_y) \geq 0.006 \text{ and } 283 \leq f_y \leq 336 \text{MPa} \end{cases} \quad (21)$$

$$R_t = \sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{f_y D}{E_s 2t}$$

(R_t : 강관의 반지름과 두께의 비에 관련된 변수)

$$\nu = 0.30$$

Ellobody(2005)는 구속 콘크리트에 대한 재료모델을 다음과 같이 제안하였다. 그림 5에 구속되지 않은 콘크리트와 구속된 콘크리트에 대한 응력-변형률 곡선을 나타내었다. 그림 5에서 f_c 는 구속되지 않은 콘크리트 실린더 압축강도로 $0.8f_{cu}/f_{cu}$: 구속되지 않은 콘크리트 입방체 압축강도)와 같으며, f_c 에 대응하는 변형률 ε_c 는 0.003이다. 구속 콘크리트의 압축강도와 변형률은 식 (22)~(23)에 의해 결정된다.

$$f_{cc} = f_c + k_1 f_l \quad (22)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f_c} \right) \quad (23)$$

위의 식에서 f_l 은 원형강관으로 인한 횡구속압으로 D/t 비와 강관의 항복응력(f_y)에 의존하며, Hu(2003)가 제안한 실험식에 의하여 산정될 수 있다. k_1 과 k_2 는 각각 4.1과 20.5를 적용한다(Richart, 1928). 그림 5에서 보여지는 것처럼 구속 콘크리트의 응력-변형률 곡선은 세 구간으로 분류된다. 첫 번째 구간은 비례한계응력 $0.5f_{cc}$ (Hu, 2003)까지 선형탄성으로 가정되는 구간으로, 구속 콘크리트의 초기 탄성계수(E_{cc})는 식 (24)에 의해 산정된다(ACI, 1999).

$$E_{cc} = 4700 \sqrt{f_{cc}} \text{ (MPa)} \quad (24)$$

두 번째 구간은 비례한계응력($0.5f_{cc}$)에서 구속 콘크리트 압축강도(f_{cc})까지의 비선형 구간으로 Saenz(1964)에 의해 제안된 식(25)가 적용된다.

$$f = \frac{E_{cc} \varepsilon}{1 + (R + R_E - 2) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right) - (2R - 1) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 + R \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right)^3} \quad (25)$$

$$R = \frac{R_E (R_\sigma - 1)}{(R_E - 1)^2} - \frac{1}{R_E}$$

$$R_E = \frac{E_{cc} \varepsilon_{cc}}{f_{cc}}$$

$$R_\sigma = 4, R_E = 4 \text{ (Hu와 Schnobrich, 1989)}$$

세 번째 구간은 f_{cc} 로부터 변형률 $11\varepsilon_{cc}$ 에 대응하는 응력 $rk_3 f_{cc}$ 까지의 선형 감소구간이다. 여기서, D/t 비와 강관의 항복응력(f_y)에 의존하는 감소계수 k_3 는 Hu(2003)에 의해 제안된 실험식으로부터 계산될 수 있으며, 콘크리트 강도를 고려한 감소계수 r 은 입방체 강도(f_{cu})가 30 MPa인 경우에는

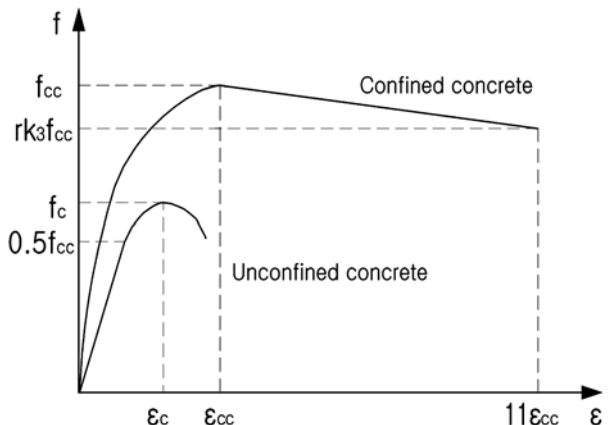


그림 5. 구속 콘크리트의 응력-변형률 곡선(Ellobody, 2005)

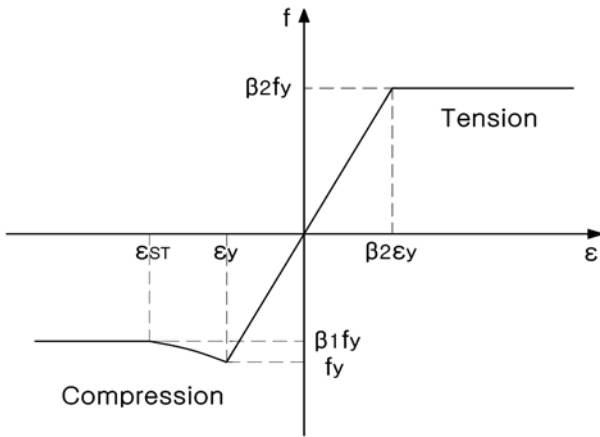


그림 6. 강재의 응력-변형률 곡선(石出一郎, 1996)

1.0을, 100 MPa 이상의 f_{cu} 에 대해서는 0.5를 적용하였다 (Tomii, 1991, Mursi와 Uy, 2003). 30 MPa과 100 MPa 사이의 강도에 대해서는 선형보간하여 r 을 결정할 수 있다.

2.2 강재

일본건축학회(石出一郎, 1996)에서는 비교적 작은 D/비를 갖는 원형단면 콘크리트 충전강관에 대한 모멘트-곡률 실험 및 해석을 수행하였다. 해석시 반영된 CFT 원형강관 강재의 응력-변형률 곡선은 그림 6에 제시되어 있으며, ϵ_{ST} 는 원환 응력이 f_d (그림 1 참조)일 때의 압축축 축방향 변형률이다.

Elremaily(2002)는 von Mises 항복기준을 이용하여 강관의 항복면을 그림 7과 같이 정의하고 이에 대한 응력-변형률 모델을 그림 8과 같이 나타내었다. 원형단면에서 충전 콘크리트와 강관의 상호작용으로 인해 강관에 원환응력이 발생한다. 즉 강관은 2축 응력상태가 된다. 강재의 응력-변형률 관계는 인장과 압축에서 서로 다른 항복응력을 갖는 완전 탄소성 관계로 정의하였다. 압축 항복응력 f_{yc} 는 일축 항복응력 f_y 보다 작고, 인장 항복응력 f_{yt} 는 f_y 보다 크다. f_{yc} 와 f_{yt} 는 식 (26)에 의해서 결정된다.

$$f_v^2 - f_\theta f_v + f_\theta^2 = f_y^2 \quad (26)$$

$$f_\theta = 0.10f_y$$

f_v : 강관의 축방향 응력

f_θ : 강관의 원환응력

Fujimoto(2004)는 강관의 원환응력을 $0.19f_{sy}$ 로 하고 이를 von Mises 항복기준에 적용함으로써 원형강관의 2축 응력상태를 고려하였다. 압축 항복응력은 $0.91f_{sy}$ 로 감소시키고 인장 항복응력은 $1.08f_{sy}$ 로 증가시켰으며, 이후에는 강재의 인

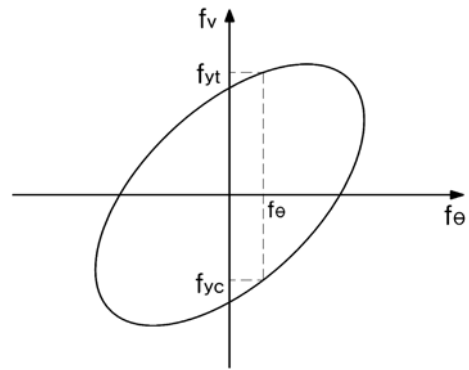


그림 7. von Mises 항복기준

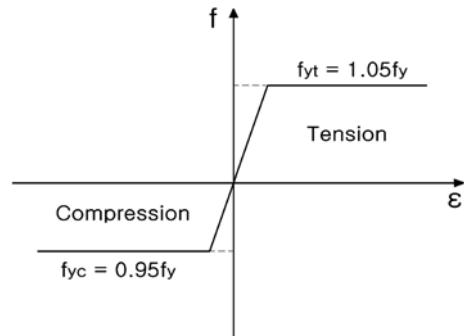


그림 8. 강재의 응력-변형률 곡선(Elremaily, 2002)

장강도까지 경화하는 곡선을 제시하였다. 그림 9와 표 2에 응력-변형률 관계 및 변수들에 대한 설명을 제시하였다.

Nakamura(2008)는 원형강관의 응력-변형률 관계를 Japanese code(2006)에 규정된 모델을 수정함으로써 식 (27) 및 그림 10과 같이 나타내었다(압축은 (+), 인장은 (-)).

$$f_s = \begin{cases} f_Y & : f_Y/E < \epsilon \\ E\epsilon & : -f_Y/E \leq \epsilon \leq f_Y/E \\ -f_Y & : -\epsilon_{YE} \leq \epsilon \leq -f_Y/E \\ -f_Y - \frac{f_U - f_Y}{\epsilon_U - \epsilon_{YE}}(-\epsilon - \epsilon_{YE}) & : -\epsilon_U < \epsilon < \epsilon_{YE} \\ -f_U & : \epsilon \leq -\epsilon_U \end{cases} \quad (27)$$

f_s : 강재의 응력

f_Y : 강재의 항복응력

f_U : 강재의 극한응력

E : 강재의 탄성계수

ϵ : 강재의 변형률

ϵ_{YE} : 강재의 항복변형률

ϵ_U : 강재의 극한변형률

표 2. 원형강관의 응력-변형률 관계

구간	응력-변형률 관계	비고
$1.08\epsilon_{sy} < \epsilon_s$	$f_s = \frac{f_{st} - f_{sy}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sy}} \cdot (\epsilon_s - 1.08\epsilon_{sy}) + 1.08E_s \cdot \epsilon_s$	ϵ_{sy} : 강재의 항복변형률 ($=f_{sy}/E_s$) ϵ_s : 강재의 변형률
$-0.91\epsilon_{sy} < \epsilon_s < 1.08\epsilon_{sy}$	$f_s = E_s \cdot \epsilon_s$	f_{sy} : 강재의 항복응력(MPa) f_s : 강재의 응력(MPa)
$\epsilon_s < 0.91\epsilon_{sy}$	$f_s = \frac{f_{st} - f_{sy}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sy}} \cdot (\epsilon_s + 0.91\epsilon_{sy}) - 0.91E_s \cdot \epsilon_s$	E_s : 탄성계수(MPa) f_{st}, ϵ_{su} : 강재의 인장강도(MPa)와 대응되는 변형률

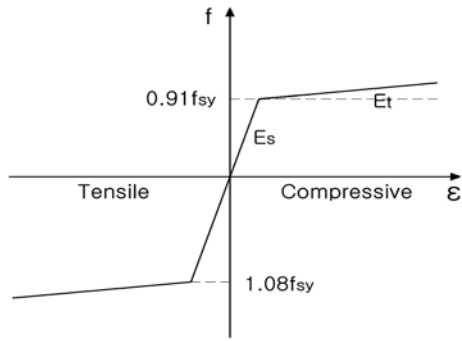


그림 9. 강재의 응력-변형률 곡선(Fujimoto, 2004)

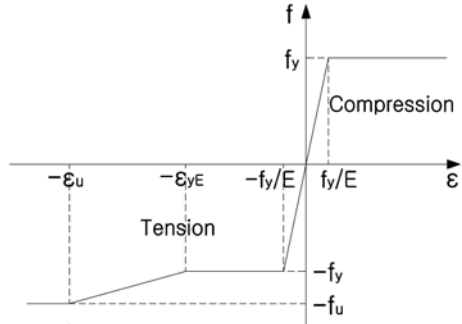


그림 10. 강재의 응력-변형률 곡선(Nakamura, 2008)

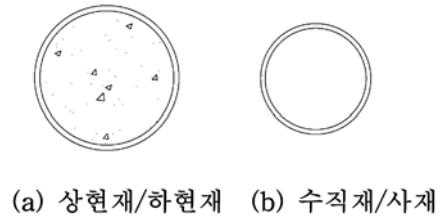


그림 12. 충전 및 중공강관의 단면형상

표 3. CFT 트러스 거더 실험체의 주요 단면 치수

		1번 실험체	2번 실험체
f/L 비		0.025	0.05
상현재 및 하현재	강관 외경(mm)	216.3	
	강관 내경(mm)	200.3	
	강관 두께(mm)	8.0	
수직재 및 사재	강관 외경(mm)	165.2	
	강관 내경(mm)	151.2	
	강관 두께(mm)	7.0	
H1(mm)		1000	1500
H2(mm)		680	820
H3(mm)		500	500

3. CFT 트러스 거더의 정적실험

CFT 트러스 거더는 크게 상현재, 하현재, 수직재, 사재 그리고 이음부(세그먼트 접합부)로 구분된다. 상현재와 하현재는 콘크리트 충전강관이고, 수직재와 사재는 중공강관이며, CFT 트러스 거더가 조립식으로 제작되기 때문에 상현재와 하현재에 이음부가 존재한다. CFT 트러스 거더 실험체의 경간은 20 m, 양단 하단의 지지조건은 고정단으로 실험체의 형상은 그림 11과 같다. 각 구조부재의 단면형상은 그림 12에 나타내었고, f/L비를 변수로 한 2개의 실험체에 대한 주

요 단면 치수는 표 3에 수록하였다. 강관에 사용된 강재는 SM400이고 충전 콘크리트의 설계강도는 35 MPa(실린더 측정 강도 37 MPa)이다.

정적실험에서는 상현재, 하현재, 수직재 및 사재의 주요 위치에서 하중증가에 따른 강재의 변형률 변화를 측정하였다. 또한, 지점부 고정단 블록에 접합되는 하현재 단면에서의 변형률과 지점부 콘크리트 블록 상단면에서의 콘크리트 변형률을 측정하였다. CFT 트러스 거더는 조립식 블록으로 제작된 후, 볼트 접합에 의해서 세그먼트가 결합되는데 본 실험체에서도 2개소의 접합부가 존재하므로 이 접합부에서의 균

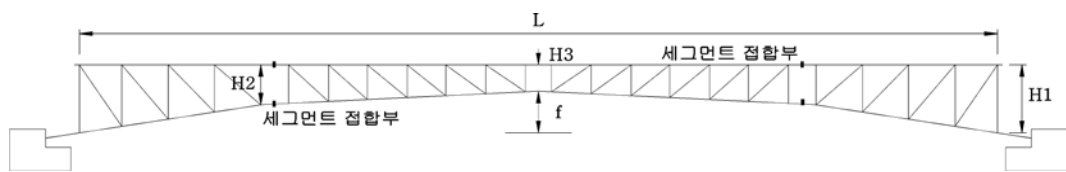
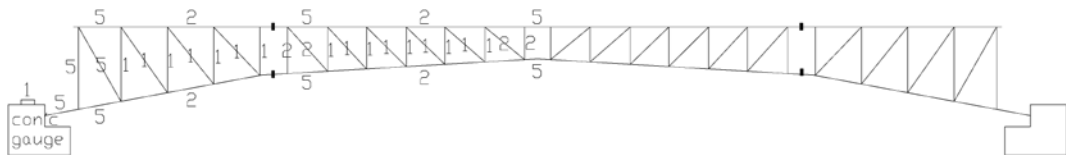


그림 11. CFT 트러스 거더 실험체의 형상



상현재/하현재

* CFT 거더 그림에서 숫자(5,2,1)는 각각 5개 부착, 2개 부착, 1개 부착을 의미함.

* Steel strain gauge : 총 77 개소
Con'c strain gauge : 총 1 개소



그림 13. 변형률 게이지 측정위치 및 측정개수

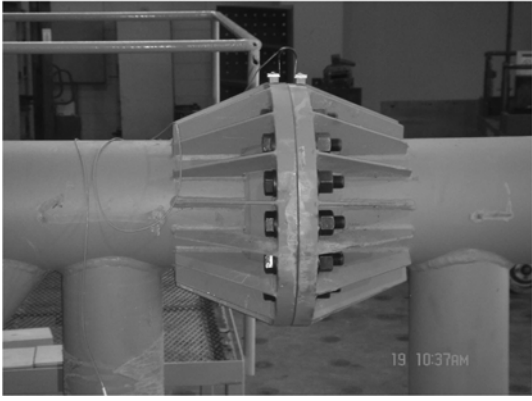


그림 14. 접합부의 형상

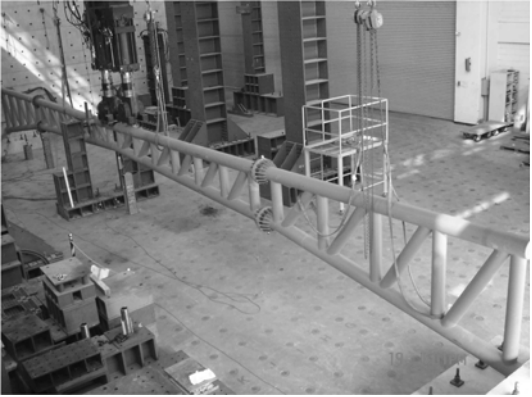
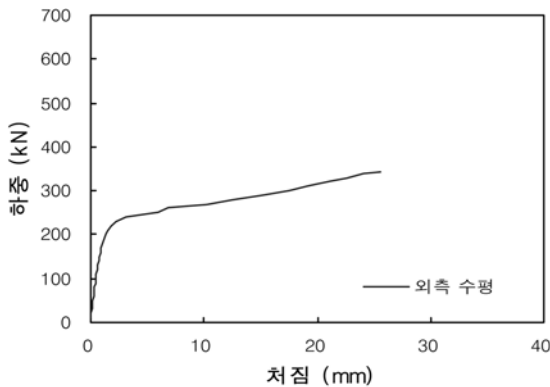


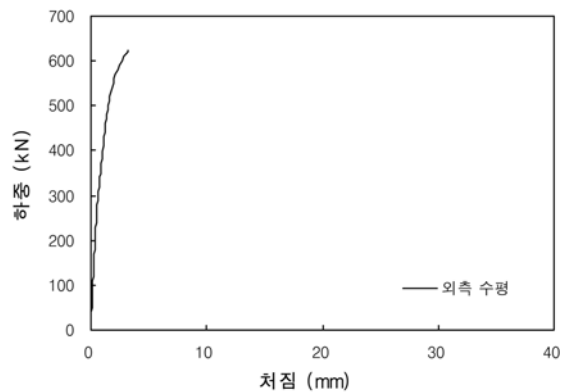
그림 15. 정적실험 전경

열폭을 측정하였다. 1번과 2번 실험체에서의 측정위치 및 내용이 동일하기 때문에 측정위치 및 내용은 대표적으로 그림 13에 나타내었다. 세그먼트 접합부의 형상은 그림 14와 같고, 실험전경은 그림 15와 같다. 경간의 1/2 지점에 하중재하시재하판은 DB-24 윤하중 지지면적을 갖도록 고려하였다.

정적실험을 통해서 측정된 CFT 트러스 거더의 하중-처짐 곡선은 그림 16으로서 1번 실험체의 최대하중은 약 342 kN, 2번 실험체의 최대하중은 약 623 kN으로 측정되었다. CFT 트러스 거더는 충전 콘크리트가 강재의 국부좌굴을 억제하기 때문에 상당한 수준의 연성거동을 보일 것으로 판단되지만, 본 실험에서는 중앙부 경간에서 측정 용량을 초과하는 큰 처짐이 발생하여 파괴시까지 실험을 수행하지 못하고 중단하였다. 1번 실험체는 실험 도중 지점부 고정단 콘크리



(a) 1번 실험체



(b) 2번 실험체

그림 17. 각 실험체 고정단 지점 블록의 수평처짐

트 블록이 수평으로 밀리는 변위가 발생하여(그림 17 참조) 최대내력이 감소하는 결과를 초래하였다. 이 수평변위를 감안하면 CFT 트러스 거더 하현재의 f/L 비가 0.025에서 0.05로 증가하면서 최대내력이 약 1.8배 정도 증가하는 결과를 보여 f/L 비가 구조내력에 큰 영향을 미치는 것으로 나타났다. 정적실험에 관한 자세한 내용은 참고문헌(정철현 등, 2009)에 수록되어 있다. 실험장치의 여건상 도중에 실험이 중단되었지만 2번 실험체의 최대내력 및 연성은 더욱 증가할 것으로 예상되며 이는 비선형해석을 통해서 평가하였다.

4. CFT 트러스 거더의 비선형 유한요소해석

4.1 비선형 유한요소모델

CFT 트러스 거더의 비선형 유한요소모델은 대칭성을 고려하여 그림 18과 같이 교축방향과 교축직각방향으로 대칭이 되도록 부재의 1/4만 모델링하였다. 충전단면인 상현재와 하현재, 중공단면인 수직재와 사재는 변형을 및 응력거동을 평가하기 위해서 SOLID 요소로 모델링하였으며, 해석은 범용 비선형 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS(2008)에 의해서 수행하였다. 해석결과와 실험결과를 보다 정확하게 비교할 수 있도록 실험시 각 측정점을 모두 고려하여 유한요소모델을 구성하였다. 비선형 해석시 선행 연구자들이 원형 CFT 합성단면에 대해서 제시한 구속 콘크리트와 구속 강관의 응력-변형을 곡선을 적용하였으며, 처짐, 변형을 및 응력 등의 실험 및 해석결과를 통해서 각각의 제안식을 비교분석하였다.

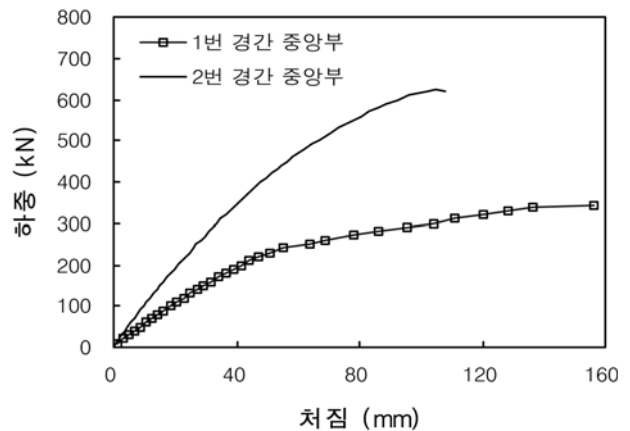


그림 16. 경간 중앙부의 하중-처짐 곡선

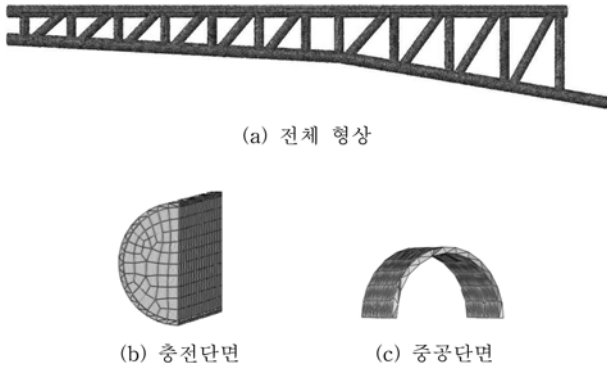
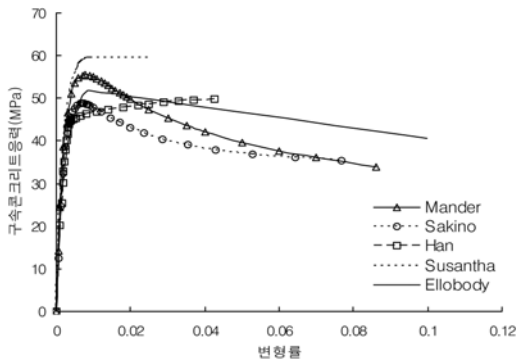


그림 18. CFT 트러스 거더의 유한요소모델 형상

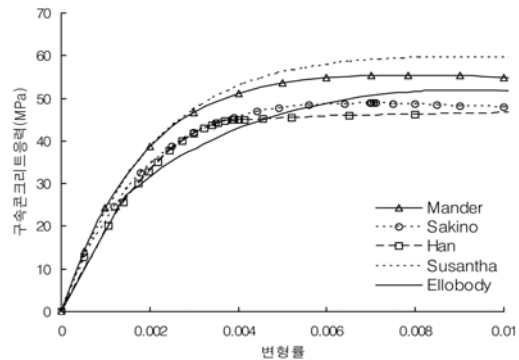
4.2 CFT 단면의 응력-변형률 곡선

CFT 트러스 거더의 비선형 유한요소해석에 적용된 구속 콘크리트 압축부의 응력-변형률 곡선은 그림 19로서 앞에서 기술한 제안식 중에서 형태가 수치적으로 명확하고, 각 연구자가 제시한 실험 및 해석결과가 비교적 잘 일치하는 경향을 보이는 5개의 제안식을 본 해석에 적용하였다. CFT 단면에서는 콘크리트가 강관에 의해 구속되어 강도와 연성이 크게 향상되는데, 본 연구에서 정적실험이 수행된 CFT 트러스 거더의 비선형 해석시 보다 정확한 해석결과를 얻기 위해서는 콘크리트 재료모델에서 이와 같은 구속효과가 고려되어야 한다. 그림 19에 나타난 원형 CFT 단면에 대한 각 연구자의 구속 콘크리트 응력-변형률 곡선에서 최대강도 및 변형률, 극한변형률 등을 표 4와 같고, 이를 그림 20에 비교하였다. 각 제안식에서 구속 콘크리트의 최대강도, 최대강도시 변형률 및 극한변형률이 차이를 보이는데 이는 각 제안식의 탄성계수와 연성능력이 다른 것이 주된 이유이다.

콘크리트 인장모델은 해석결과에는 별다른 영향을 미치지 않지만, 수렴성 문제가 해결되는 Xiong(2007)이 제안한 완전 탄소성 곡선을 공통적으로 적용하였다. 모델에서 인장강



(a) 전체 형상



(b) 최대 응력부 확대 형상

그림 19. 비선형 해석에 적용된 구속 콘크리트의 응력-변형률 곡선

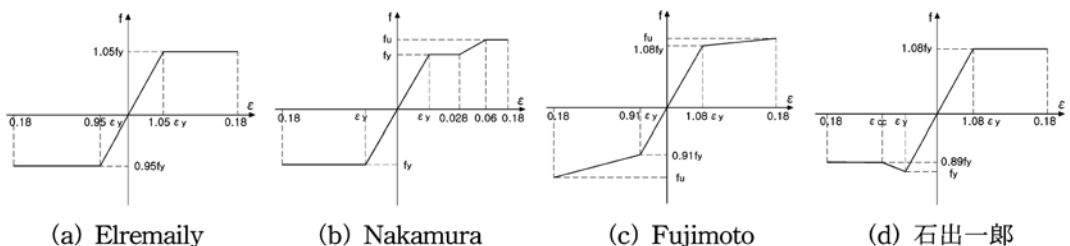


그림 21. 비선형 해석에 적용된 강재의 응력-변형률 곡선

표 4. 구속 콘크리트의 응력-변형률 특성

	구속콘크리트 응력-변형률 곡선		
	구속최대강도 (MPa)	최대강도시 변형률 (ϵ_{cc})	극한변형률 (ϵ_{cu})
Mander	55.44	0.00784	0.08624 ($11\epsilon_{cc}$)
Sakino	48.79	0.00698	0.07678 ($11\epsilon_{cc}$)
Han	44.92	0.00388	0.04263 ($11\epsilon_{cc}$)
Susantha	59.60	0.00900	0.0250 (상수값)
Ellobody	51.94	0.00906	0.09966 ($11\epsilon_{cc}$)

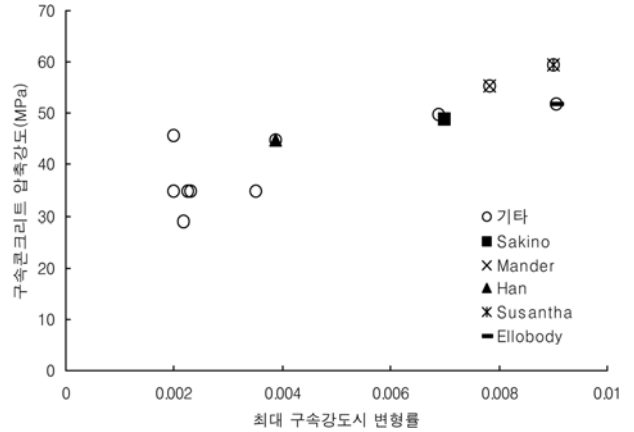


그림 20. 구속 콘크리트의 최대강도 및 변형률

도는 $0.09f_{ck}$, 이때의 인장변형률은 $\epsilon_{cr}=f/E_c$ 로 하였다. 또한 극한변형률은 $\epsilon_{cu}=25\epsilon_{cr}$ (Inoue, 1985)을 적용하였다.

CFT 단면에서 구속 강관의 응력-변형률 곡선은 각 연구자의 제안식 중 2축 응력하에서 강관의 압축 및 인장부의 항복응력상태를 보다 정확하게 모사하는 것으로 판단되는 그림 21과 같은 4가지 제안식을 본 해석에 적용하였다.

5. 실험 및 해석결과의 비교분석

5.1 하중-처짐 관계

구속 강관의 응력-변형률 곡선은 그림 21(a)에 나타난 Elremaily의 제안식을 적용하고, 구속 콘크리트는 그림 19에 나타난 각 연구자의 응력-변형률 곡선을 적용하여 CFT 트러스 거더에 대한 비선형해석을 수행하였다. 각 연구자들이 제안한 CFT 단면 구속 콘크리트의 응력-변형률 곡선에 따른 CFT 트러스 거더의 구조해석결과와 본 연구에서 수행된 실험결과를 비교분석하였다. 이를 통해서 CFT 트러스 거더 비선형 해석에 적합한 CFT 단면의 재료모델을 평가하였다.

구속 콘크리트(그림 19 참조)와 강재(그림 21 참조)의 응력-변형률 곡선을 적용하여 실험이 잘 수행된 2번 실험체에 대한 비선형 해석에서 산정된 하중-처짐 곡선을 실험결과와 그림 22에 비교하였고, 실험에서 측정된 최대내력과 비선형 해석에 적용된 각 응력-변형률 곡선에 따른 거더 중앙시간에서의 해석결과를 표 5에 정리하였다. 그림 22(a)는 구속 콘크리트의 재료모델에 따른 영향을 판단하기 위하여 Elremaily의 강재 모델을 동일하게 적용한 결과로서, Susantha와 Mander의 제안식에서 가장 큰 내력이 산정되었고, Han의 제안식이 실험결과에 가장 근접하는 결과를 보였다. Han과 Ellobody가 제안한 모델이 실험결과와 잘 맞으며, 나머지 모델들은 CFT 트러스 거더의 내력을 약간 높게 평가하는 결과를 보였다. 이들 차이는 구속 콘크리트의 최대강도와 이때의 변형률 차이가 주요 원인인 것으로 판단된다. 표 5에서 보면, 2번 CFT 트러스 거더의 정적실험은 중앙경간부의 변위가 104.56 mm 발생시까지 수행되었는데, 이를 기준으로 실험 및 해석결과에서의 내력을 비교하면 Han의 모델은 약 0.2%, Ellobody의 모델은 약 1.2% 정도의 차이로 실험결과와 유사한 수준이다. 나머지 모델은 실험결과보다 약 7.6%~13.8% 정도 큰 수준을 보였으며, 각 모델에서 제시하는 극한변형률은 상대적으로 최대내력에 미치는 영향은 작은 것으로 판단된다.

또한, 그림 22(b)는 구속 콘크리트에 Han의 모델을 적용하고, 그림 21에 나타난 강재 모델을 변수로 해석한 결과로서, 石出一郎이 제시한 모델이 실험결과에 가장 근접하고, 전반적으로 해석 및 실험결과가 잘 일치하는 결과를 보였다. 따라서 강재 모델은 상대적으로 구속 콘크리트 모델에 비해서 CFT 트러스 거더의 하중-처짐 거동에 미치는 영향이 작

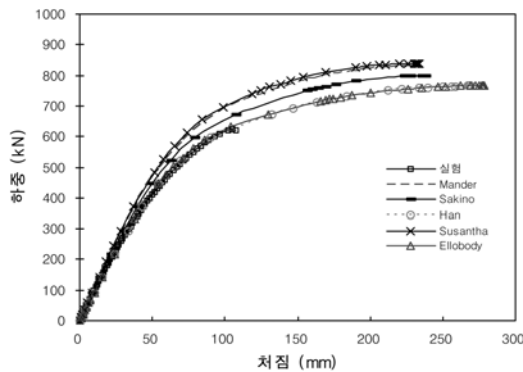
표 5. 실험시 최대하중(622.74 kN)에서의 해석결과(2번 실험체)

응력-변형률 곡선		실험시 최대변위 (104.56 mm) 발생시 하중(kN) (해석/실험)	해석시 최대내력 (kN)
강재	구속콘크리트		
Elremaily	Mander	697.30 (1.120)	829
	Sakino	670.00 (1.076)	800
	Han	624.00 (1.002)	765
	Susantha	708.64 (1.138)	838
	Ellobody	630.00 (1.012)	768
Fujimoto	Han	614.00 (0.986)	771
Nakamura		645.00 (1.036)	782
石出一郎		625.00 (1.004)	746
실험결과		622.74	

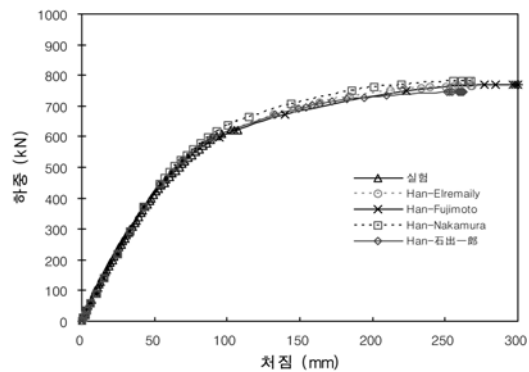
은 것으로 판단된다.

실험에서 얻어진 하중-처짐 곡선에 비해서 큰 내력을 보이는 Mander의 제안식과 실험결과에 가장 근접한 결과를 보이는 Han의 제안식을 적용하여 산정한 1번 및 2번 실험체에 대한 하중-처짐 곡선을 그림 23에 비교하였다. 1번 실험체의 경우 실험 및 해석결과가 전반적으로 잘 맞는 경향을 보이다가 약 230 kN 하중 이후부터 차이를 보이는데 그 이유는 1번 실험체 실험시 고정단 지점 블록이 수평으로 이동하였기 때문이다. 그림 17은 CFT 트러스 거더 실험시 실험체 고정단 블록의 수평이동을 측정된 결과로서 1번 실험체의 경우 약 230 kN 하중 이후부터 지점부 고정단 블록의 수평이동이 발생하였고, 이로 인해 수직 처짐이 증가하였다. 비선형 해석에서는 이 수평처짐의 영향을 고려하지 않았다. 따라서 CFT 트러스 거더의 해석결과에서 보면 fL 비가 0.025(1번 실험체)에서 0.05(2번 실험체)로 2배 증가하면서 Mander와 Han의 모델 적용시 모두 최대내력은 약 1.6배로 증가하는 결과를 보였다.

표 6은 각 실험체에서 응력이 크게 발생하는 중앙시간부의 상현재 상단과 하현재 하단에 대한 실험 및 해석결과에서 결정된 항복하중이다. 항복하중은 변형률이 0.002가 되는 수준에서 결정하였으며, 설계하중은 각 실험체에서 DB-24 하중에 의해서 발생하는 최대모멘트와 동일한 모멘트를 발생시키는 집중하중의 수준이다. 표 6에서 괄호안의 수치는 실험결과/해석결과의 비이며, 1번 실험체의 실험결과는 그림



(a) 구속 콘크리트 모델에 따른 영향



(b) 강재 모델에 따른 영향

그림 22. 응력-변형률 곡선에 따른 하중-처짐 곡선(2번 실험체)

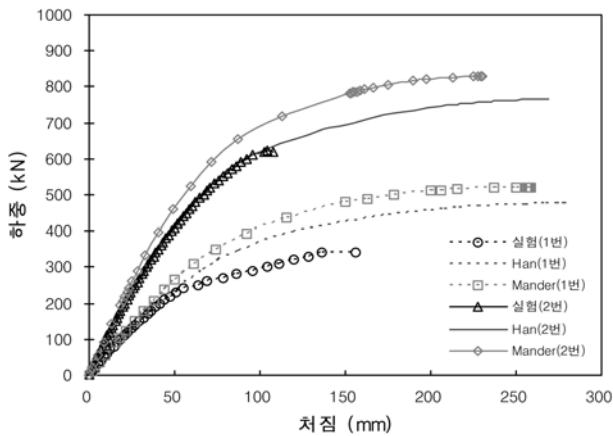


그림 23. 1번과 2번 실험체의 하중-처짐 곡선

17에서와 같이 실험 도중 지점부 고정단 콘크리트 블록이 수평으로 밀리는 변위가 발생하여 항복하중이 감소하였는데 특히 하현재에서 더 큰 영향을 받은 것으로 판단된다.

5.2 하중-변형을 관계

이상에서 기술한 하중-처짐 곡선에서는 실험결과와 비교했을 때 Han의 구속 콘크리트 제안식이 실험치와 가장 잘 맞는 결과를 보였고 Susantha의 제안식이 가장 큰 차이를 보였다. 그러나 하중-변형을 관계에 대한 실험 및 해석결과의 비교에서는 하중-처짐 곡선과는 반대의 양상을 보였다. 즉, 변형을 비교시 실험치와 가장 잘 맞는 구속 콘크리트 모델은 상대적으로 초기강성이 큰 Susantha와 Mander의 제안식이었고, 가장 큰 차이를 보이는 모델은 초기강성을 작게 평가하는 Han과 Ellobody의 제안식이다.

그림 24는 2번 실험체 중앙 지간에 위치한 상현재 및 하현재에서의 강재 변형률에 대한 실험 및 해석결과이다. 비선형 해석시 강재의 응력-변형률 곡선은 Elremaily가 제안한

모델을 공통적으로 적용하였다. 상대적으로 변형률 수준이 낮은 상현재 하단과 하현재 상단에서의 실험 및 해석결과는 전체적으로 잘 맞는 경향을 보였다. 또한, 인장이 지배적인 하현재 하단에서도 전반적으로 실험 및 해석결과가 잘 일치하고, 응력-변형을 곡선에 따른 차이도 크지 않은 것으로 나타났다. 그러나 중앙부 하중재하로 압축응력이 크게 발생하는 상현재 상단에서의 압축 변형률은 항복 이전 구간에서는 전반적으로 잘 맞는 결과를 보이지만, 항복 이후의 구간에서는 실험 및 해석결과가 차이를 보이며, 구속 콘크리트의 압축 응력-변형을 곡선 제안식별로도 차이를 보이고 있다. Susantha와 Mander가 제안한 구속 콘크리트에 대한 응력-변형을 곡선이 실험결과에 가장 근접한 결과를 보여주었다.

그림 25는 각 연구자들의 구속 콘크리트에 대한 응력-변형을 곡선 제안식을 적용한 비선형 유한요소해석을 통해서 얻어진 CFT 트러스 거더 중앙 지간의 상현재 상단과 하현재 하단에서의 응력(교축방향)-변형을 관계이다. 비선형 해석시 강재의 응력-변형을 곡선은 Elremaily가 제안한 모델을 공통적으로 적용하였다. 해석결과에서 보면 인장응력이 발생하는 하현재 하단에서는 모든 제안식이 잘 일치하는 결과를 보였지만, 큰 압축응력이 발생하는 상현재 상단부에서는 항복 이후에 제안식별로 차이를 보였다. 압축응력부에서 Mander와 Susantha의 제안식이 가장 낮은 수준의 응력을 보였고, Ellobody와 Han의 제안식에서 가장 큰 수준의 응력이 산정되었다.

그림 26~그림 27은 구속 콘크리트의 응력-변형을 곡선에 공통적으로 Han의 모델을 적용하고, 강재는 그림 21에 나타난 4가지 응력-변형을 곡선을 적용하여 산정한 해석결과이다. 그림 26은 중앙경간 상현재 상단과 하단에서의 하중-변형을 관계로서 전반적으로 강관의 응력-변형을 곡선에 따른 차이는 그림 24(a)와 비교해 볼 때 구속 콘크리트의 응력-변형을 곡선의 차이에 비해서 작은 수준이다. 그림 27은 중앙

표 6. 중앙지간부에서의 항복하중 (강재모델 : Elremaily)

실험체	설계하중 (kN)	항복하중(kN, $\epsilon_y=0.002$)					
		실험결과		해석결과(Mander)		해석결과 (Han)	
		상현재 상단	하현재 하단	상현재 상단	하현재 하단	상현재 상단	하현재 하단
1번	214	300.0	300.0	300.0 (1.00)	378.0 (0.79)	263.0 (1.14)	354.5 (0.85)
2번	202	450.0	550.0	380.0 (1.18)	533.0 (1.03)	345.0 (1.30)	491.0 (1.12)

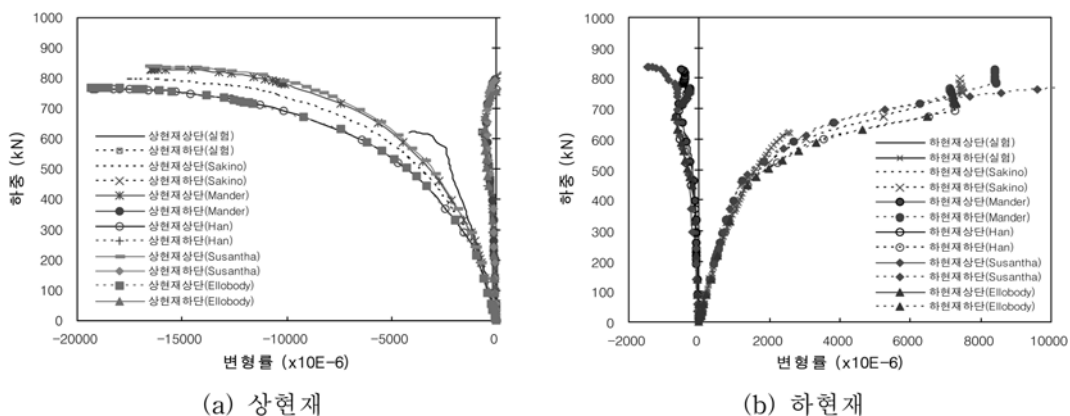


그림 24. 2번 실험체 중앙 지간에서의 강재 변형률

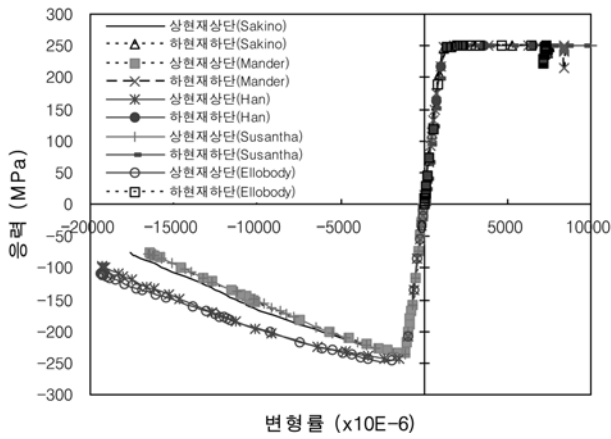


그림 25. 교축방향 응력-변형률 관계(2번 실험체)

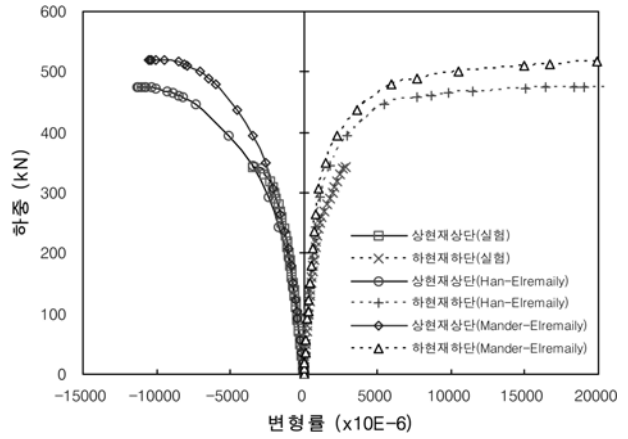


그림 28. 1번 실험체 중앙 시간에서의 강재 변형률

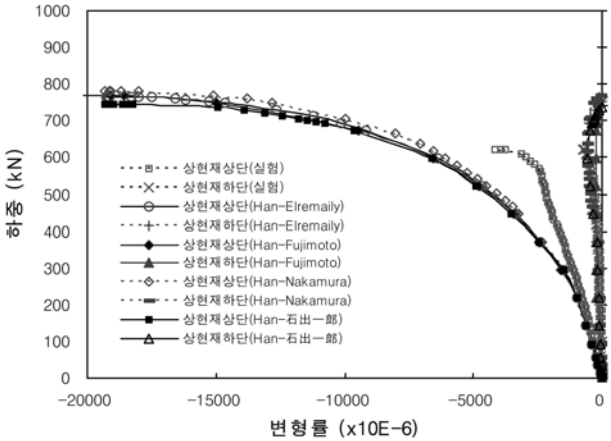


그림 26. 하중-변형률 관계(2번 실험체)

시간 상현재 상단과 하현재 하단에서의 교축방향 및 미세스 응력-변형률 관계로서, 인장응력을 받는 하현재 하단에서의 제안식별 차이는 상현재 상단에 비해서 낮은 수준이었다. 압축응력이 발생하는 상현재 상단에서는 石出一郎이 제시한 강제 모델이 가장 낮은 수준의 응력을 보이며, Nakamura가 제시한 강제 모델이 가장 큰 응력수준을 보이는데 이들의 차이는 약 12% 수준이다.

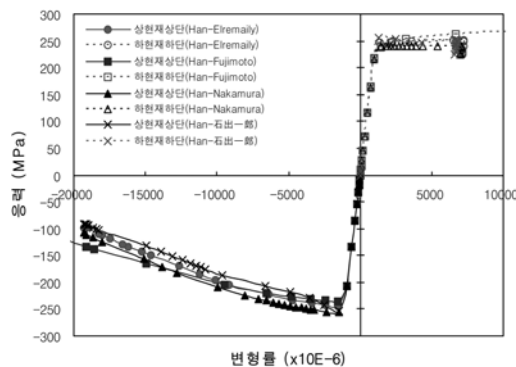
그림 28은 1번 실험체 중앙 시간부의 상현재 상단과 하현재 하단에서의 하중-변형률 관계를 비교한 그림이다. 해석시 구속 콘크리트는 Han과 Mander의 모델을, 강재는 Elremaily의 모델을 적용하였다. 실험이 수행된 전반부는 구속 콘크리트의 모델에 관계없이 실험 및 해석결과가 대체적으로 잘 일

치하며, 해석만이 수행된 후반부에서는 구속 콘크리트의 모델에 따라 차이를 보였다.

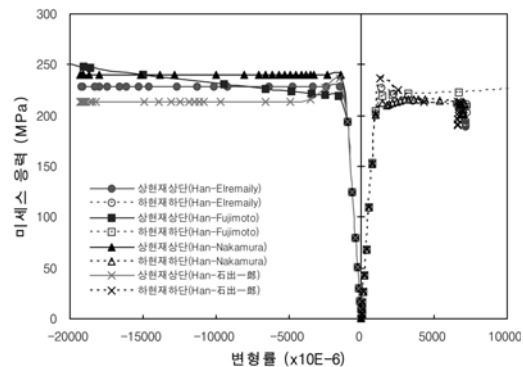
그림 29는 1번과 2번 실험체 중앙 시간에서 상현재 상단과 하현재 하단에서의 실험결과(그림 29(a))와 해석결과(그림 29(b))를 비교한 그림이다. 이치형상을 갖는 하현재의 f/L 비가 낮은 1번 CFT 트러스 거더가 압축 및 인장영역의 낮은 하중수준에서 먼저 항복이 발생하였는데, 실험 및 해석결과의 차이가 유사한 수준을 보였다.

그림 30은 2번 실험체 세그먼트 접합부인 상현재와 하현재 상단과 하단에서의 하중-변형률 관계이다. 전반적으로 응력수준이 낮은 세그먼트 접합부 부근에서는 실험 및 해석결과가 잘 일치하며, 해석에 적용된 모델은 Mander(구속 콘크리트)와 Elremaily(강재)의 제안식이다. 세그먼트 접합부 부근 상현재는 모두 압축상태로 최대내력에 도달시까지 낮은 응력수준을 보이나, 하현재에서는 최대내력 부근에서 항복상태에 도달하는 것으로 나타났다.

그림 31은 실험시 세그먼트 접합부에 설치된 균열폭 게이지에서 측정된 하중-균열폭 곡선으로서 CR1의 위치는 상현재 상단, CR2의 위치는 하현재 하단이다. 그림에서 보면, 상하현재 접합부는 압축응력의 영향으로 간격이 더욱 좁혀지는 경향을 보이며, 그림 31(a)에서 CR2는 하중재하후 변화가 없다가 약 260 kN 하중에서 간격이 좁혀지는 경향을 보였다. 이상 세그먼트 접합부에서 발생하는 균열폭이 매우 낮은 수준이고, 해석결과(그림 30)에서 보면 접합부 부근 상현재 및 하현재에서의 항복하중은 중앙시간부에서의 항복하



(a) 교축방향 응력-변형률 관계



(b) 미세스 응력-변형률 관계

그림 27. 2번 실험체의 응력-변형률 관계

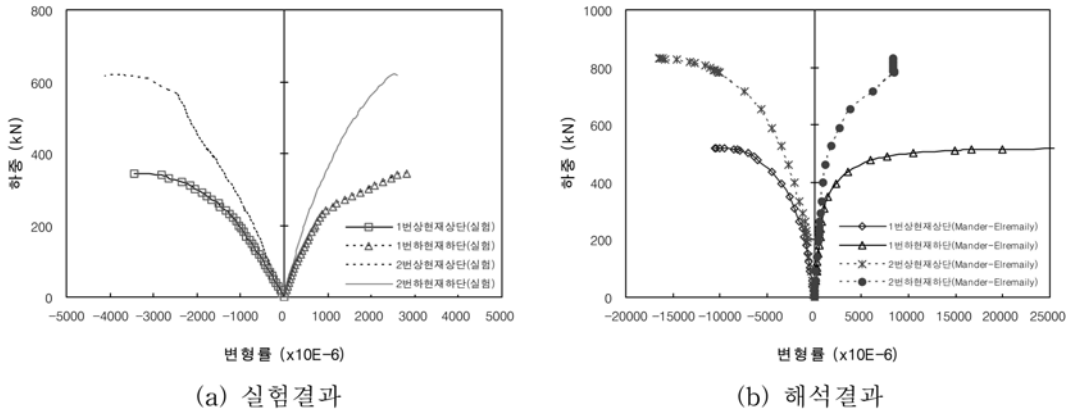


그림 29. 1번과 2번 실험체 중앙 구간에서의 강재 변형률 비교

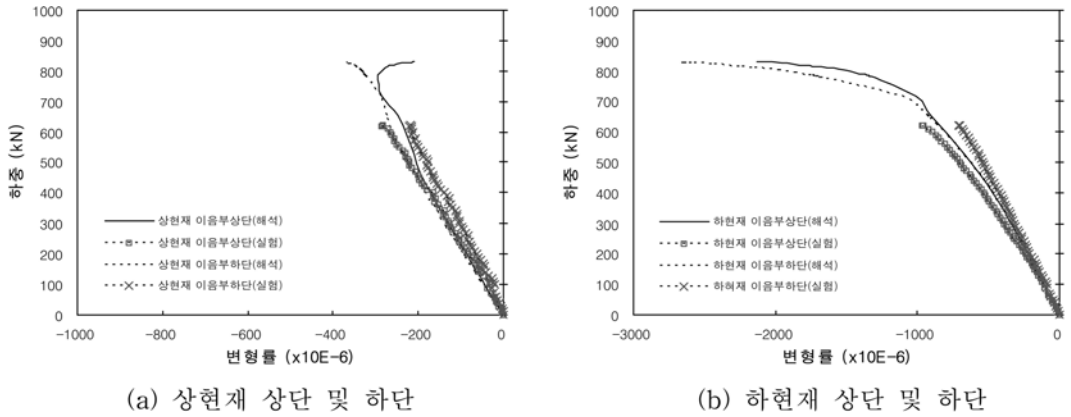


그림 30. 세그먼트 접합부 부근 상현재 및 하현재의 하중-변형률 곡선

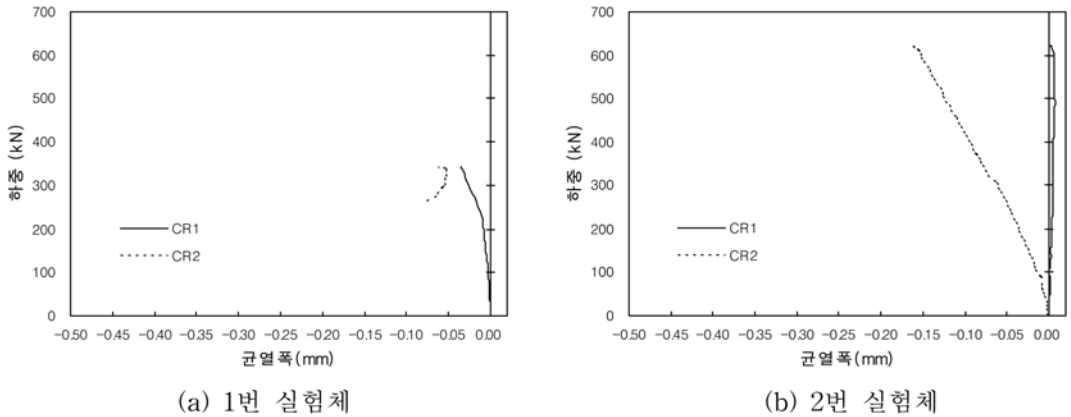


그림 31. 세그먼트 접합부에서의 하중-균열폭

중(그림 24 참조)에 비해서 매우 높은 수준이다. 따라서 본 실험체에 적용된 접합방법인 볼트 체결에 대한 명확한 기준을 제시하면 적용 가능할 것으로 판단된다.

6. 결 론

본 연구의 대상 구조체인 CFT 트러스 거더는 콘크리트 충전강관인 상현재와 하현재에서의 구속효과로 인하여 각 재료가 다축응력상태에 있게 된다. 따라서 부재의 보다 정확한 구조거동 평가를 위한 비선형 유한요소 해석시 각 재료의 응력-변형률 곡선이 합리적으로 고려되어야 한다. 기존에 제시된 많은 구속 콘크리트 및 강재의 응력-변형률 곡선 중 본 연구에서는 5가지의 구속 콘크리트 제안식(Mander, Han, Sakino, Susantha, Ellobody)과 4가지의 구속 강재 제안식

(Elremaily, Nakamura, Fujimoto, 石出一郎)을 선별하여 f/L 비를 변수로 한 2개의 CFT 트러스 거더 실험체에 대한 비선형 유한요소 해석을 수행한 후, 이를 실험결과와 비교분석하였다. 주요 결론은 다음과 같다.

1. 하중-처짐 관계를 비교분석한 결과, Han과 Ellobody가 제안한 구속 콘크리트의 재료모델이 실험결과에 가장 근접한 결과를 보였으며, Susantha와 Mander의 제안식은 CFT 트러스 거더의 내력을 비교적 높게 평가하는 것으로 나타났다. 이것은 구속 콘크리트의 최대강도와 이때의 변형률 차이가 주요원인인 것으로 판단된다.
2. CFT 트러스 거더의 인장영역에서의 하중-변형률 관계는 실험결과와 구속 콘크리트의 모델에 따른 해석결과가 대체적으로 큰 차이를 보이지 않았다. 그러나 하중-압축변형률 관계에 대한 비교분석에서는 하중-처짐 관계와는 반대

의 양상을 보였다. 즉, 실험치와 가장 잘 맞는 변형을 및 응력을 제공하는 구속 콘크리트 모델은 Susantha와 Mander의 제안식이었으며, Han과 Ellobody의 제안식은 상대적으로 실험결과와 큰 차이를 보였다. 이는 구속 콘크리트의 각 응력-변형을 곡선에서 전반부 강성이 주요원인인 것으로 판단된다.

3. 구속 강재의 재료모델에 따른 차이는 상대적으로 구속 콘크리트 모델에 의한 차이에 비해서 하중-처짐 관계 및 하중-변형을 관계에 미치는 영향이 작은 것으로 나타났다.
4. CFT 트러스 거더의 fL 비가 0.025에서 0.05로 2배 증가하면서 최대내력이 약 1.6배 증가하여 아치형상을 갖는 하현재의 fL 비와 구속효과가 구조내력에 큰 영향을 미침을 확인하였고, 이 효과는 다축응력상태를 고려한 CFT 단면의 구속 콘크리트와 강재의 응력-변형을 곡선을 이용한 비선형 해석을 통해서 합리적인 평가가 가능하다.

참고문헌

- 임석빈, 한택희, 한상윤, 강영중(2006) 구속 조건에 따른 콘크리트 응력 변형을 관계, **대한토목학회논문집**, 대한토목학회, 제26권 제4A호, pp. 743-752.
- 정철현, 김종석(2007) 콘크리트 충전 원형 강관의 휨 거동, **대한토목학회논문집**, 대한토목학회, 제27권 제4A호, pp. 553-559.
- 정철현, 송나영, 김인규, 진병무(2009) CFT 트러스 거더의 휨강성 및 진동특성, **대한토목학회논문집**, 대한토목학회, 제29권 제1A호, pp. 19-30.
- 정철현, 송나영, 마항욱, 오현철(2009) 아치형상의 하현재를 갖는 CFT 트러스 거더의 구조성능 평가, **대한토목학회논문집**, 대한토목학회, 제29권 제4A호, pp. 315-327.
- 한택희, 한상윤, 강영중(2007) 내부 구속 중공 철근 콘크리트 부재의 비선형 재료 모델 개발, **대한토목학회논문집**, 대한토목학회, 제27권 제1A호, pp. 11-26.
- 大田孝二, 野中哲池(1998) 鋼製ラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の解析法に關する檢討, 橋梁と基礎, 98-4, pp. 24-32.
- 石出一郎, 川利彦, 崎野健治, 川口(1996) 콘리트 충전 形鋼管柱의 彈塑性性狀에 關する 研究(その3) 純曲げ實驗結果および解析, 日本建築學會大會學術講演概要集, pp. 1011-1012.
- ABAQUS User's Manual* (2008) version 6.8, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc.
- Abdel-Rahman, N. and Sivakumaran, K.S. (1997) Material properties models for analysis of cold-formed steel members, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 123, No. 9, pp. 1135-1143.
- ACI (1999) Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI 318-99, Detroit (USA) : American Concrete Institute.
- Association of New Urban Housing Technology (1997) Technical Guide to Concrete-filled steel tube structures, pp. 38-41.
- Chen, W.F. and Chen, C.H. (1973) Analysis of concrete-filled steel tubular beam-columns, *Publications IABSE*, 33-II, pp. 37.
- Collins, M.P., Mitchell, D., and MacGregor, J.G. (1993) Structural design considerations for high-strength concrete, *Concrete Int.*, May, pp. 27-34.
- Elchalakani, M., Zhao, X.L., and Grzebieta, R.H. (2001) Concrete-filled circular steel tubes subjected to pure bending, *Journal of Constructional Steel Research*, 57, pp. 1141-1168.
- Ellobody, E., Young, B., and Lam, D. (2005) Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns, *Journal of Constructional Steel Research*, 62, pp. 706-715.
- Elremaily, A. and Azizinamini, A. (2002) Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns, *Journal of Steel Constructional Steel Research*, 58, pp. 1567-1591.
- Fujimoto, T., Mukai, A., Nishiyama, I., and Sakino, K. (2004) Behavior of eccentrically loaded concrete-filled steel tubular columns, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 130, No. 2, pp. 203-212.
- Ge, H.B., Susantha, K.A.S., Satake, Y., and Usami T. (2003) Seismic demand predictions of concrete-filled steel box columns, *Engineering Structures*, 25, pp. 337-345.
- Gho, W.M. and Liu, D. (2004) Flexural behaviour of high-strength rectangular concrete filled steel hollow sections, *Journal of Constructional Steel Research* 60, pp. 1681-1696.
- Han, L.H. (2000) Concrete filled steel tubular structures, Science Press Peking, China (in Chinese).
- Han, L.H., Zhao, X.L., and Tao, Z. (2001) Tests and mechanics model of concrete-filled SHS stub columns, columns and beam-columns, *Steel Composite Structures-An International Journal*, Vol. 1, No. 1, pp. 51-74.
- Hognestad, E. (1951) A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members, *Bull.*, 399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, Ill.
- Hu, H.T. and Schnobrich, W.C. (1989) Constitutive modeling of concrete by using nonassociated plasticity, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 1, No. 4, pp. 199-216.
- Hu, H.T., Huang, C.S., Wu, M.H., and Wu, Y.M. (2003) Nonlinear analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 129, No. 10, pp. 1322-1329.
- Hu, H.T., Huang, C.S., and Chen, Z.L. (2005) Finite element analysis of CFT columns subjected to an axial compressive force and bending moment in combination, *Journal of Constructional Steel Research*, 61, pp. 1692-1712.
- Inoue, N., Koshika, N., and Suzuki, N. (1985) Analysis of shear wall based on collins panel test, proceedings of the seminar sponsored by japan society for the promotion of science and the U.S. National Science Foundation, Tokyo, Japan, pp. 288-299.
- Japan Society of Civil Engineers (2006) Manual of performance based design for hybrid structures.
- Jerome, F.H. and Brett, C.G. (1996) Representation of concrete-filled steel tube cross-section strength, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 122, No. 11, pp. 1327-1336.
- Kawano, A. and Sakino, K. (2003) Seismic resistance of CFT truss, *Engineering Structures*, 25, pp. 607-619.
- Liu, D. (2006) Behaviour of eccentrically loaded high-strength rectangular concrete-filled steel tubular columns, *Journal of Constructional Steel Research*, 62, pp. 839-846.
- Lu, F.W., Li, S.P., Li, D.W., and Sun, G. (2007) Flexural behavior of concrete filled non-uni-thickness walled rectangular, *Journal of Constructional Steel Research*, 63, pp. 1051-1057.
- Lu, Y.Q. and Kennedy, D.J.L. (1994) The flexural behaviour of concrete filled hollow structural sections. *Can. J. Civil Eng.* pp. 111-130.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R. (1988) Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1823.
- Mursi, M. and Uy, B. (2003) Strength of concrete filled steel box columns incorporating interaction buckling, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 129, No. 5, pp. 626-639.
- Nakamura, S., Hosaka, T., and Nishiumi, K. (2004) Bending behavior of steel pipe girders filled with ultralight mortar, *Journal of Bridge Engineering, ASCE*, Vol. 9, No. 3, pp. 297-303.
- Nakamura, S. and Morishita, H. (2008) Bending strength of concrete-filled narrow-width steel box girder, *Journal of Constructional Steel Research*, 64, pp. 128-133.

- O'Shea, M. and Bridge, R. (2000) Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 11, pp. 1295-1303.
- Patsch, A., Gerbaudo, C.F., and Prato, C.A. (2002) Analysis and testing of Piles for Ship Impact Defenses, *Journal of Bridge Engineering*, July/August, pp. 236-244.
- Popvics, S. (1973) A numerical approach to the complete stress-strain curves for concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 3, No. 5, pp. 583-599.
- Richart, F.E., Brandtzaeg, A., and Brown, R.L. (1928) A study the failure of concrete under combined compressive stresses., *Bulletin 185*, Champaign(IL), University of Illinois Engineering Experimental Station.
- Saenz, L.P. (1964) Equations for the stress-strain curve of concrete, *ACI J. Proc.*, Vol. 61, No. 22, pp. 1229-1235.
- Sakino, K. and Sun, Y. (1994) Stress-strain curve of concrete confined by rectilinear hoop, *J. Struct. Construct. Eng.*, 461, pp. 95-104.
- Sakino, K., Nakahara, H., Morino, S., and Nishiyama, I. (2004) Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 2, pp. 180-188.
- Schneider, S.P. (1998) Axially loaded concrete-filled steel tube, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 10, pp. 1125-1138.
- Sen, H.K. (1969) Triaxial effects in concrete-filled tubular steel columns, Ph.D. Thesis, London University.
- Shams, M. and Saadeghvazin, M.A. (1999) Nonlinear response of concrete-filled steel tubular columns under axial loading, *ACI Structural Journal*, 96-S112, November- December, pp. 1009-1017.
- Susantha, K.A.S., Ge, H., and Usami, T. (2001) Uniaxial stress-strain relationship of concrete confined by various shaped steel tubes, *Engineering Structures*, 23, pp. 1331-1347.
- Tomii's, M. (1991) Ductile and strong columns composed of steel tube, infilled concrete and longitudinal bars, *Proc. 3rd Int. Conf. on Steel-Concrete Composite Struct.*, Fukuokda, Japan, pp. 39-66.
- Uy, B. (2000) Strength of concrete filled steel box columns in incorporating local buckling, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 3, pp. 341-352.
- Vecchio, F.J. and Collins, M.P. (1986) The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, *ACI Struc. J.*, Vol. 83, No. 2, pp. 219-231.
- Wheeler, A.T. (2000) Thin-walled steel tube filled with high strength concrete in bending, *Engineering Foundation Conferences, Composite Construction IV*, Vol. 2, Banff, Alberta, Canada.
- Xiong, D.X. and Zha, X.X. (2007) A numerical investigation on the behaviour of concrete-filled steel tubular columns under initial stresses, *Journal of Constructional Steel Research*, 63, pp. 599-611.
- Zheng, Y., Usami, T., and Ge, H.B. (2000) Ductility of thin-walled steel box stub-columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 11, pp. 1303-1311.

(접수일: 2009.6.25/심사일: 2009.8.10/심사완료일: 2009.9.2)