

변환각 트러스 모델에 의한 축력을 받는 철근콘크리트 부재의 전단강도 예측

김상우¹⁾ · 이정윤^{1)*}

¹⁾ 성균관대학교 건축공학과

(2004년 5월 20일 원고접수, 2004년 11월 19일 심사완료)

Shear Strength Prediction of Reinforced Concrete Members Subjected to Axial Force using Transformation Angle Truss Model

Sang-Woo Kim¹⁾ and Jung-Yoon Lee^{1)*}

¹⁾ Dept. of Architectural Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon, 440-746, Korea

(Received May 20, 2004, Accepted November 19, 2004)

ABSTRACT

For the prediction of the shear strength of reinforced concrete members subjected to axial force, this paper presents a truss model, Transformation Angle Truss Model (TATM), that can predict the shear behavior of reinforced concrete members subjected to combined actions of shear, axial force, and bending moment. In TATM, as axial compressive stress increases, crack angle decreases and concrete contribution due to the shear resistance of concrete along the crack direction increases in order to consider the effect of the axial force.

To verify if the prediction results of TATM have an accuracy and reliability for the shear strength of reinforced concrete members subjected to axial forces, the shear test results of a total of 67 RC members subjected to axial force reported in the technical literatures were collected and compared with TATM and existing analytical models(MCFT, RA-STM, and FA-STM). As a result of comparing with experimental and theoretical results, the test results was better predicted by TATM with 0.94 in average value of $\tau_{test}/\tau_{ana.}$ and 11.2% in coefficient of variation than other truss models. And theoretical results obtained from TATM were not effect by steel capacity ratio, axial force, shear span-to-depth ratio, and compressive steel ratio.

Keywords : truss model, shear strength, axial force, reinforced concrete members

1. 서 론

철근콘크리트 부재의 전단거동은 콘크리트 압축강도, 인장철근비, 전단철근비와 같은 부재의 전단내력 성분과 휨 모멘트와 축력과 같은 외력의 상태에 영향을 받는다. 휨 모멘트와 축인장력은 부재의 축방향 변형률을 증가시켜 부재의 전단강도를 감소시키며, 축압축력은 이와는 반대로 부재가 더 큰 전단력에 저항할 수 있도록 한다.

전단에 대하여 철근콘크리트 부재의 콘크리트와 인장철근 및 전단철근은 트러스 형태로 저항한다고 가정할 수 있으며, 이러한 가정으로부터 부재의 전단강도와 전단변형을 예측할 수 있다. 부재의 전단변형을 예측하기 위해서는 변형률 적합조건을 고려한 트러스 모델을 사용하여야 하

며, 대부분의 나라에서 채택하고 있는 ACI 규준과 같이 힘의 평형조건만을 이용하는 경우에는 부재의 변형은 예측하지 못하기 때문에 비경제적인 설계를 초래 할 수 있다.

변형률 적합조건을 고려한 트러스 모델에는 Collins 등이 제안한 수정 압축장 이론¹⁾(이하 MCFT)과 Hsu 등이 제안한 회전각 연화 트러스 모델^{2,3)}(이하 RA-STM) 및 고정각 연화 트러스 모델^{4,5)}(이하 FA-STM)이 있다. 그러나, 철근콘크리트 보와 같이 x 와 y 방향 철근의 능력비 η ($= (\rho_y f_{yy} - \sigma_y) / (\rho_x f_{xy} - \sigma_x)$)가 작은 경우 기존에 개발된 변형률 적합조건을 고려한 트러스 모델에는 몇 가지 약점이 존재한다. 즉, 회전각 이론에 바탕을 둔 경우 균열면 방향의 응력전달을 직접 고려하지 못하기 때문에 실험결과를 과소평가할 수 있으며, FA-STM과 같이 고정각 이론에 바탕을 두어 이를 고려하였다 할지라도 균열면 방향의 구성법칙과 주응력 방향의 구성법칙을 동일하다고 가정함으로써 실험결과를 비합리적으로 평가할 수 있다.

* Corresponding author

Tel : 031-290-7564 Fax : 031-290-7570

E-mail : jylee@skku.ac.kr

본 연구자는 선행 연구⁶⁾에서 철근콘크리트 보의 전단거동을 평가하기 위하여 기존 트러스 모델이 가지는 약점을 해결한 변환각 트러스 모델(Transformation Angle Truss Model, 이하 TATM)을 개발하였다.

철근콘크리트 기둥과 같은 경우에도 x 와 y 방향 철근비의 차이가 크므로 적용시 보에서와 같은 약점이 기존 트러스 모델에 존재한다. 본 연구에서는 축력이 작용하는 철근콘크리트 부재의 전단거동을 타당하게 예측하기 위하여 축력의 효과가 고려된 TATM을 제안하였으며, 그 타당성을 검증하기 위한 첫 번째 단계로 전단강도에 대한 67개 실험결과를 수집하여 기존 트러스 모델과 비교하였다.

2. 변환각 트러스 모델

힘과 전단을 받는 철근콘크리트 보와 기둥은 면내응력을 받는 2차원 구조물로 가정할 수 있으며 철근콘크리트 부재의 전단거동 예측은 전단위험단면에 위치하는 면내응력을 받는 전단위험요소를 Fig. 1(c)와 같이 분리하여 전단해석 함으로써 가능하다. 철근콘크리트 부재에서 분리된 Fig. 1(c)의 전단위험요소는 철근배근 방향을 각각 x 와 y 방향으로 정의할 때 $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ 가 작용한다. 외력의 주압축 및 주인장 응력은 각각 m 과 n 축으로 형성되며, 콘크리트의 주압축 및 주인장 응력 방향은 각각 2축과 1축이다. 철근콘크리트 요소에 발생하는 초기 균열은 m 축을 따라 형성되며 x 축과 m 축 사이의 각도는 α 이다. x 축과 콘크리트의 주압축 응력 방향(2축) 사이의 각도는 θ 이며, 외력에 의한 주압축 응력 방향인 m 축과 콘크리트의 주압축 응력 방향(2축) 사이의 각도는 β 이다.

2.1 평형방정식

응력의 평형방정식은 철근이 축하중만 전달한다고 가정하였을 때 Fig. 1(d)와 같이 콘크리트와 철근 응력의 중첩으로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\sigma_x = \sigma_m^c \cos^2 \alpha + \sigma_n^c \sin^2 \alpha + 2\tau_{mn}^c \sin \alpha \cos \alpha + \rho_x f_{sx} \quad (1)$$

$$\sigma_y = \sigma_m^c \sin^2 \alpha + \sigma_n^c \cos^2 \alpha - 2\tau_{mn}^c \sin \alpha \cos \alpha + \rho_y f_{sy} \quad (2)$$

$$\tau_{xy} = (-\sigma_m^c + \sigma_n^c) \sin \alpha \cos \alpha + \tau_{mn}^c (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha) \quad (3)$$

여기서, σ_x, σ_y 는 각각 x 와 y 방향의 수직응력, τ_{xy} 는 x - y 좌표에서의 전단응력, σ_m^c, σ_n^c 는 각각 m, n 방향의 콘크리트 주압축 및 주인장 응력, τ_{mn}^c 는 m - n 좌표에서의 콘크리트 전단응력, ρ_x, ρ_y 는 각각 x 와 y 방향의 철근비, f_{sx}, f_{sy} 는 각각 x 와 y 방향의 철근응력이다.

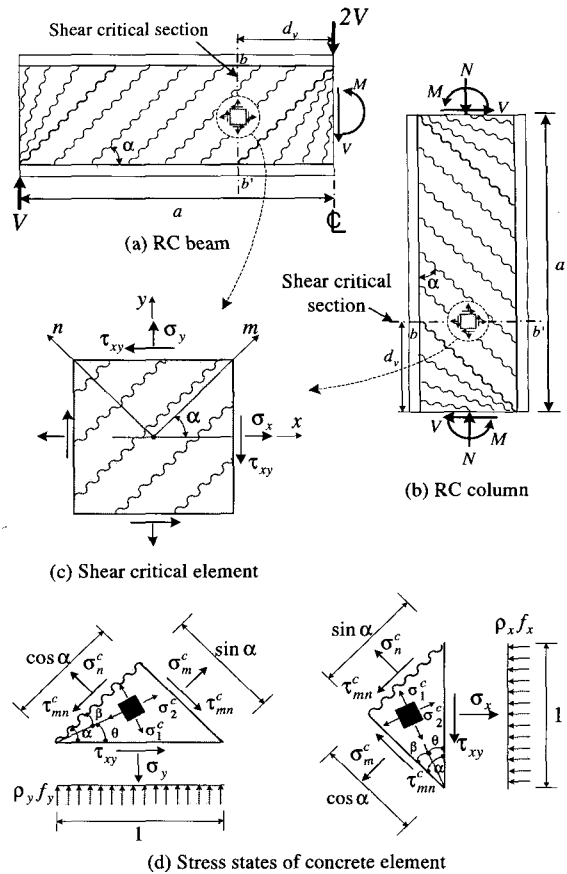


Fig. 1 Shear critical element and stress states of concrete element

2.2 적합방정식

변형률의 적합방정식은 좌표변환에 의하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\epsilon_x = \epsilon_m \cos^2 \alpha + \epsilon_n \sin^2 \alpha + \gamma_{mn} \sin \alpha \cos \alpha \quad (4)$$

$$\epsilon_y = \epsilon_m \sin^2 \alpha + \epsilon_n \cos^2 \alpha - \gamma_{mn} \sin \alpha \cos \alpha \quad (5)$$

$$\frac{\gamma_{xy}}{2} = (-\epsilon_m + \epsilon_n) \sin \alpha \cos \alpha + \frac{\gamma_{mn}}{2} (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha) \quad (6)$$

여기서, ϵ_x, ϵ_y 는 각각 x 와 y 방향의 평균 변형률, γ_{xy} 는 x - y 좌표에서의 평균 전단변형률, ϵ_m, ϵ_n 은 각각 m, n 방향의 콘크리트 주압축, 주인장 변형률, γ_{mn} 은 m - n 좌표에서의 전단변형률이다.

2.3 구성방정식

철근능력비 η 가 대부분 작은 철근콘크리트 보와 기둥의 경우, 외부하중에 의한 초기 균열방향과 콘크리트

주압축 응력 방향의 차인 β 가 Fig. 2에서와 같이 크므로 $\sigma_m^c, \sigma_n^c, \epsilon_m, \epsilon_n$ 이 실제 $\sigma_2^c, \sigma_1^c, \epsilon_2, \epsilon_1$ 과 큰 차이를 보인다. TATM에서는 주응력 방향의 구성법칙을 β 만큼 회전한 다음 식을 콘크리트 균열면의 구성법칙으로 사용하였다.

$$\sigma_m^c = \sigma_2^c \cos^2 \beta + \sigma_1^c \sin^2 \beta \quad (7)$$

$$\sigma_n^c = \sigma_2^c \sin^2 \beta + \sigma_1^c \cos^2 \beta \quad (8)$$

$$\epsilon_m = \epsilon_2 \cos^2 \beta + \epsilon_1 \sin^2 \beta \quad (9)$$

$$\epsilon_n = \epsilon_2 \sin^2 \beta + \epsilon_1 \cos^2 \beta \quad (10)$$

여기서, σ_1^c, σ_2^c 는 각각 1과 2방향의 콘크리트 주인장, 주압축 응력, ϵ_1, ϵ_2 은 각각 1과 2방향의 주인장, 주압축 변형률이다. β 값은 Fig. 2로부터 다음과 같다.

$$\tan 2\beta = \frac{\gamma_{mn}}{\epsilon_n - \epsilon_m} \quad (11)$$

2.3.1 m - n 좌표에서의 콘크리트 전단응력-변형률 관계
균열면에서의 콘크리트 전단전달을 직접적으로 고려하기 위하여 TATM은 축력이 작용하지 않는 경우, Li 등⁷⁾이 제안한 다음 식을 사용하였다.

$$\tau_{mn}^c = 3.83 (f_{ck})^{\frac{1}{3}} \frac{\delta^2}{(w^2 + \delta^2)} \quad (12)$$

여기서, w 는 전단균열폭이고 δ 는 전단변위로서 $s_c \epsilon_n$ 와 $s_c \gamma_{mn}$ 로 구할 수 있다. s_c 는 전단균열 간격으로 Kupfer 등⁸⁾이 제안한 다음 식을 사용하였다.

$$\frac{1}{s_c} = 5 \frac{\rho_y}{d_{sv}} + \frac{2}{d_v} \quad (13)$$

여기서, d_{sv} 는 전단철근의 직경이며 d_v 는 전단유효깊이로 $0.9d$ 이다.

축력이 작용하는 경우, 철근콘크리트 부재의 사인장 균열폭과 전단변위는 축력이 작용하지 않는 경우보다 작아지므로 골재 맞물림 작용에 의한 응력전달은 증가한다. Li⁹⁾는 철근콘크리트 보와 기둥에 축력이 증가하는 경우 균열이 발생하지 않은 콘크리트 압축연단에서의 전단전달에 대한 기여량은 증가하지만 콘크리트 압축강도에는 거의 영향을 받지 않음을 실험적으로 증명하였다.

본 연구에서는 축력이 작용하는 경우 균열이 발생하지 않은 콘크리트의 전단능력 증가분을 균열면에서의 전단응력 전달식 식(12)와 중첩하였다. Li⁹⁾와 Yoshikawa 등¹⁰⁾의 연구에 바탕을 두어 TATM에서 사용한 m - n 방향의 전단응력 전달식은 다음과 같다.

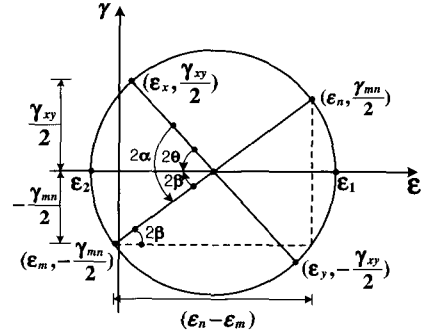


Fig. 2 Mohr strain circle for concrete

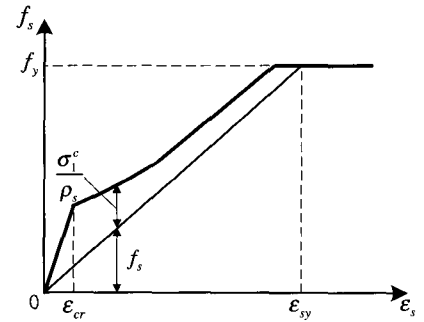


Fig. 3 Average stress-strain relationship of steel

$$\tau_{mn}^c = 3.83 (f_{ck})^{\frac{1}{3}} \frac{\delta^2}{(w^2 + \delta^2)} + (0.254\sigma_{nc}^2 + 3.43\sigma_{nc} + 1.33)\sqrt{\delta} \quad (14)$$

여기서, $(0.254\sigma_{nc}^2 + 3.43\sigma_{nc} + 1.33) \leq 0$, σ_{nc} 는 $\sigma_x \sin \alpha$ 이다. 식(14)는 σ_{nc} 가 0에서 -6 MPa 범위에서만 적용할 수 있다.

2.3.2 철근의 평균 인장응력-변형률 관계

콘크리트 인장강성 효과를 고려하기 위하여 본 연구에서는 Fig. 3과 같이 콘크리트와 철근의 인장응력 합이 항복강도를 넘지 않는 평균 개념의 식을 사용하였다.

$$f_{sx} = E_s \epsilon_x \leq f_{yx} - \frac{\sigma_1^c}{\rho_x} \quad (15)$$

$$f_{sy} = E_s \epsilon_y \leq f_{yy} - \frac{\sigma_1^c}{\rho_y} \quad (16)$$

2.3.3 콘크리트의 압축 및 인장응력-변형률 관계
콘크리트 압축 및 인장응력-변형률 관계는 Collins 등¹¹⁾이 제안한 식을 사용하였다.

$$\sigma_2^c = \nu f_{ck} \left[2 \left(\frac{\epsilon_2}{\nu \epsilon_o} \right) - \left(\frac{\epsilon_2}{\nu \epsilon_o} \right)^2 \right] \quad (17)$$

$$\nu = \frac{1}{0.8 + 170 \epsilon_1} \leq 1.0 \quad (18)$$

$$\epsilon_1 \leq \epsilon_{cr} \text{ 일 때, } \sigma_1^c = E_c \epsilon_1 \quad (19a)$$

$$\epsilon_1 > \epsilon_{cr} \text{ 일 때, } \sigma_1^c = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \epsilon_1}} \quad (19b)$$

여기서, E_c 는 탄성계수로서 $2f_{ck}/\epsilon_o$ 이며, f_{cr} 은 콘크리트 인장강도로 $0.33\sqrt{f_{ck}}$ 이다.

3. 휨모멘트와 축력의 효과 고려

3.1 전단위험단면 및 압축철근의 효과

TATM에서는 철근콘크리트 부재의 전단거동을 예측하기 위하여 부재의 전단거동을 대표하는 전단위험요소가 위치하는 전단위험단면을 먼저 결정하여야 한다. 본 연구에서는 철근콘크리트 보의 전단위험단면을 최대전단력이 발생하는 위치에서 d_v 만큼 떨어진 곳으로 하되, Fig. 1(a)에서와 같이 전단력이 일정한 경우 최대 휨모멘트 발생 위치에서 d_v 만큼 떨어진 곳으로 하였다.⁶⁾

압축철근이 전단강도에 미치는 영향은 연구자에 따라 조금씩 의견이 다르지만 대부분의 연구자는 그 영향을 무시하고 있다. 본 연구에서는 Taub와 Neville¹²⁾, Wilby¹³⁾와 Al-Alusi¹⁴⁾ 및 Bernander 등¹⁵⁾이 수행한 연구에 바탕을 두어 철근콘크리트 부재의 전단거동을 대표하는 전단위험요소의 x 방향 철근비를 압축철근이 무시된 인장철근만으로 산정하였다. 5.3절에서 축력을 받는 67개 부재에 대하여 압축철근의 영향을 분석한 결과 이에 대한 영향이 없는 것으로 나타났다.

3.2 휨모멘트와 축력의 효과가 고려된 해석방법

TATM은 휨모멘트의 영향을 고려하기 위하여, 부재의 인장철근비(ρ_{sx})에서 휨모멘트 저항부담분(ρ_{sxM})을 제외한 나머지 철근비(ρ_{sxV})가 전단에 저항한다고 가정하였다. 그러므로 전단위험요소에서의 x 방향 철근비 ρ_x 는 다음과 같다.

$$\rho_x = \rho_{sxV} = \rho_{sx} - \rho_{sxM} \quad (20)$$

전단위험단면의 인장철근에 작용하는 인장력은 단면에 작용하는 모멘트(M_s)를 응력중심간 거리 jd 로 나누어 구할 수 있으므로, 전단위험단면에서 휨모멘트 저항에 사용된 철근비 ρ_{sxM} 은 다음과 같이 유도할 수 있다.

$$\rho_{sxM} = \frac{M_s}{jd \cdot f_{yx} \cdot b d} \quad (21)$$

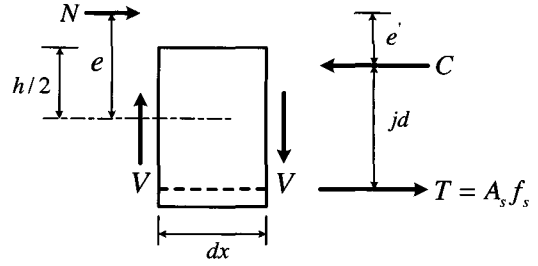


Fig. 4 Section subjected to bending moment and axial force

단면에 작용하는 휨모멘트 M_s 는 축압축력에 의하여 감소하고 축인장에 의하여 증가하게 된다. 따라서 M_s 는 Fig. 4와 같이 축력 N 을 편심하중으로 나타낸 뒤, 압축응력의 합력 C 에 대하여 모멘트를 취하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$M_s = V \cdot (a - d_v) - N \left(d - d_v - \frac{h}{2} \right) \quad (22)$$

여기서, N 은 축력으로 압축일 때 (-)이며, 본 연구에서 식(21)의 jd 는 식의 간략화를 위하여 $d_v (=0.9d)$ 로 가정하였다. 따라서 매 하중 단계에서의 전단저항에 사용되는 x 방향 철근비 ρ_x 는 식(22)를 식(21)에 대입함으로써 다음 식과 같이 구할 수 있다.

$$\rho_x = \rho_{sxV} = \rho_{sx} - \frac{V \cdot (a - d_v) - N \left(d - d_v - \frac{h}{2} \right)}{d_v \cdot f_{yx} \cdot b d} \quad (23)$$

4. 균열각의 산정

본 연구에서는 TATM을 철근콘크리트 부재에 적용하기 위하여, 휨은 인장철근과 콘크리트 압축영역에서 부담하고 전단력은 웨브에서 부담하되, 웨브의 x 방향 철근비는 인장철근 중에서 휨모멘트 저항에 사용되지 않은 철근 A_{sxV} 가 전단위험단면에 균등하게 배근되어 전단력에 저항한다고 가정하였다.

축력이 없는 경우, 위의 가정으로부터 전단위험요소의 $\sigma_x = \sigma_y = 0$ 이며 x 축과 균열방향인 m 축 사이의 각 α 는 45도이다. 축인장력을 받는 경우, Park 등¹⁶⁾과 Haddadin 등¹⁷⁾은 축인장을 받는 철근콘크리트 부재의 균열각이 축력이 없는 경우와 유사하다고 보고하였으며, 본 연구에서도 균열각 α 를 45도로 가정하였다. 축압축력을 받는 경우, 전단위험요소는 축응력 $\sigma_x (=N/bh)$ 를 받는다. 전단위험요소에서 외력에 의하여 발생하는 균열각 α 는 x 방향의 수직응력 σ_x 와 요소에 작용하는 균열발생시 전단응력 τ_{cr} 과의 관계로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\alpha = 0.5 \tan^{-1} \left(\frac{2\tau_{cr}}{\sigma_x} \right) \quad (24)$$

전단위험요소에 균열이 발생할 때의 전단응력 τ_{cr} 은 축응력 σ_x 가 증가할수록 증가하며, Bresler와 Pister¹⁸⁾가 제안한 다음 식으로 구하였다.

$$\frac{\tau_{cr}}{f_{ck}} = 0.1 \left[0.62 + 10.1 \left(\frac{\sigma_x}{f_{ck}} \right) + 5.8 \left(\frac{\sigma_x}{f_{ck}} \right)^2 - 18.6 \left(\frac{\sigma_x}{f_{ck}} \right)^3 + 2.09 \left(\frac{\sigma_x}{f_{ck}} \right)^4 \right]^{1/2} \quad (25)$$

지금까지 유도된 식과 미지수에 대한 해는 비교적 간단한 계산 알고리즘⁶⁾을 이용하여 구할 수 있다.

5. TATM의 전단강도 평가에 대한 검증

TATM이 축력을 받는 철근콘크리트 부재의 전단강도를 타당하게 평가하는지 검토하기 위하여, 본 절에서는 전단강도에 대한 67개 실험결과^{17,19-23)}를 MCFT, RA-STM, FA-STM 및 제안된 TATM의 해석결과와 비교·분석하였다. 여기서 MCFT는 Collins와 Bentz^{24,25)}가 MCFT에 바탕을 두어 개발한 Response-2000으로 수행하였다.

실험결과는 모두 휨과외 이전에 전단파괴되었으며, 콘크리트 압축강도가 14.7~40.4 MPa, 전단경간비가 1.9~4.3, 철근능력비 η 가 0.02~0.65이며, 단면형태는 직사각형과 T형이 있다. 축하중은 콘크리트 압축강도에 대하여 기동 단면이 받는 축응력의 비(= N/bhf_{ck})로 나타내었을 때 -37.5%(축압축)에서 11.7%(축인장)까지 다양하다. 모든 실험체는 단조하중을 받았으며, 배근형태는 압축과 인장축의 2면에 배근된 것으로 제한하였다.

축력을 받는 철근콘크리트 부재의 전단강도에 대한 실험결과와 해석결과와의 비교는 Table 1에 나타내었다. 여기서 하중형태와 전단경간비에 대한 예측결과는 철근능력비 η 이외의 변수에 대한 영향을 분석하기 위하여 η 가 0.02와 0.03으로 낮은 실험체¹⁹⁾ 9개를 포함한 경우와 포함하지 않은 경우로 각각 나누어 분석하였다.

총 67개의 실험결과에 대하여 본 연구에서 제안된 TATM의 해석결과는 Table 1에서와 같이 평균 0.94, 변동계수 11.2%로 가장 정확하였다. 기존 트러스 모델에서는 RA-STM이 TATM 다음으로 정확한 평균 0.99, 변동계수 16.5%로 실험결과를 예측하였다.

Response-2000의 해석결과는 평균 1.20, 변동계수 24.9%로 분산의 정도가 컸다. 이것은 5.1절에서 자세히 논의될 철근능력비 η 의 영향 때문으로, η 가 상대적으로 낮은 실험체의 실험결과를 제외하면 Table 1에서와 같이 평균 1.10, 변동계수 13.7%로 전단강도에 대한 기존 실험결과를 RA-STM과 함께 비교적 타당하게 평가하고 있음을 알 수 있다. 그러나 FA-STM은 철근능력비가 상대적으로 낮은 실험체의 실험결과와 무관하게 평균 1.36으로 실험결과를 과소평가할 뿐만 아니라 변동계수가 35%이상으로 기동 해석에 적용하기에는 부적절함을 알 수 있다.

5.1 철근능력비 η 의 영향

철근능력비 η 가 0.02~0.65의 범위에 있는 실험체의 전단강도에 대하여, Response-2000과 RA-STM의 해석결과는 Fig. 5(a)와 (b)에서와 같이 η 가 0.1이하로 낮아질수록 실험결과를 각각 최대 2.3배와 1.7배 과소평가하였다. 여기에서 RA-STM이 Response-2000에서보다 η 의 영향을 작게 받는 것으로 나타나는 것은 RA-STM에서 사용된

Table 1 Comparison of experimental and theoretical results for the shear strength of reinforced concrete members subjected to axial force

	Reference	Num. of specimens	$\tau_{test} / \tau_{ana.}$									
				67 specimens				58 specimens				
				Resp.-2000	RA-STM	FA-STM	TATM	Resp.-2000	RA-STM	FA-STM	TATM	
Axial stress	-37.5~0 (%)	17, 19-23	52	Mean	1.24	1.00	1.16	0.93	1.13	0.97	1.12	0.93
				V.C.(%)	25.7	17.8	27.2	10.7	13.9	14.4	27.3	9.7
	0~11.7 (%)	17	15	Mean	1.03	0.94	2.04	0.96	1.03	0.94	2.04	0.96
				V.C.(%)	10.6	9.2	11.7	12.8	10.6	9.2	11.7	12.8
a/d	$a/d \leq 2.5$	43	Mean	1.15	1.00	1.39	0.95	1.08	0.97	1.37	0.94	
			V.C.(%)	26.8	17.3	35.6	11.7	14.5	14.1	36.5	11.3	
	$a/d > 2.5$	24	Mean	1.28	0.97	1.31	0.92	1.16	0.95	1.33	0.93	
			V.C.(%)	20.7	15.0	34.1	10.2	10.4	11.2	39.0	9.1	
Total	67	Mean	1.20	0.99	1.36	0.94	1.10	0.97	1.36	0.93		
		V.C.(%)	24.9	16.5	35.0	11.2	13.7	13.3	36.8	10.6		

V.C. : variation coefficient

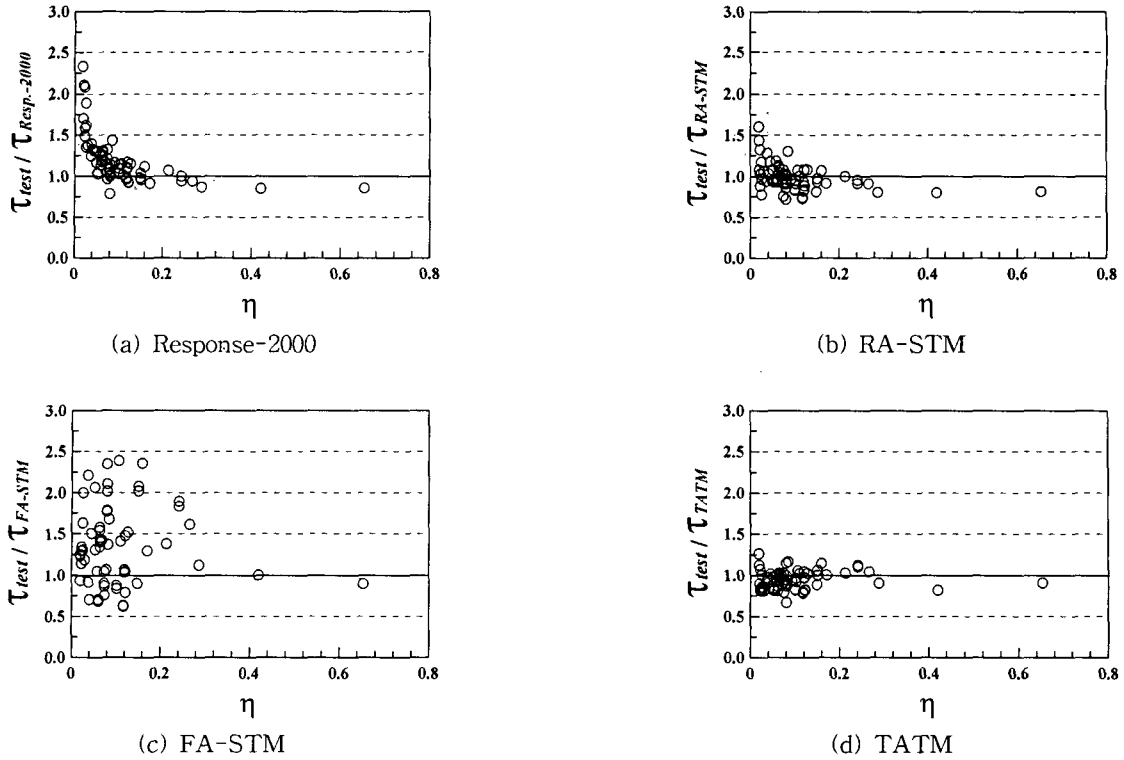


Fig. 5 Ratio of experimental to theoretical results for η

철근구성법칙이 η 가 낮은 경우 실제 강도를 과대평가하기 때문에 판단된다. 즉, RA-STM에 TATM에서 사용한 철근구성법칙을 적용하였을 때, Fig. 6과 같이 η 가 낮아질수록 실험결과를 최대 2.4배까지 과소평가하는 거동을 보였으며, 이는 Response-2000과 유사한 결과이다.

이처럼 Response-2000과 RA-STM이 η 의 영향을 크게 받는 이유는 η 가 낮아질수록 균열면에서의 전단전달이 부재의 전단저항에서 차지하는 비중이 커지는 반면, 이들 트러스 모델은 회전각에 바탕을 두어 이를 직접 고려하지 못하기 때문에 판단된다. 특히 MCFT에 바탕을 둔 Response-2000은 전단철근이 없는 경우의 해석결과에 대하여 이미 검증을 받은 모델임을 감안할 때, 철근능력비 η 가 0.1이하인 구간에 Response-2000을 적용할 때에는 이에 대한 고려가 있어야 할 것으로 판단된다.

FA-STM은 Fig. 5(c)와 같이 철근능력비 η 가 0.3이하인 경우 실험결과를 최대 약 2.4배 과소평가하였으며 분산도 4가지 해석모델 중 가장 컸다. 이것은 FA-STM에서 사용한 콘크리트 연화계수가 철근능력비가 낮은 경우에 대하여 실험적인 검증이 부족하였기 때문에 판단되며, Fig. 7에서와 같이 RA-STM의 연화계수를 사용하였을 때 철근능력비 η 가 낮아질수록 실험결과를 과대평가하게 된다. 여기서 Fig. 7의 과대평가는 FA-STM의 구성법칙에

서 m, n 방향의 응력-변형률 관계를 주응력 방향의 응력-변형률 관계와 같다고 가정하였기 때문에 판단된다. 즉, 모어의 원인 Fig. 8의 점선과 같이 FA-STM은 균열면의 응력(σ_m^c, σ_n^c)과 변형률(ϵ_m, ϵ_n)을 주응력면의 응력(σ_2^c, σ_1^c) 및 변형률(ϵ_2, ϵ_1)과 동일하다고 가정함으로써 철근능력비가 낮은 경우 전단응력 τ_{xy} 와 전단변형률 γ_{xy} 를 실제 값보다 과대평가하게 되는 것이다.

반면에 TATM의 해석결과는 콘크리트 균열면의 응력과 변형률 관계를 주응력면의 응력과 변형률을 회전시켜 구하기 때문에 Fig. 5(d)에서와 같이 η 의 영향을 거의 받지 않고 실험결과를 타당하게 예측하였다.

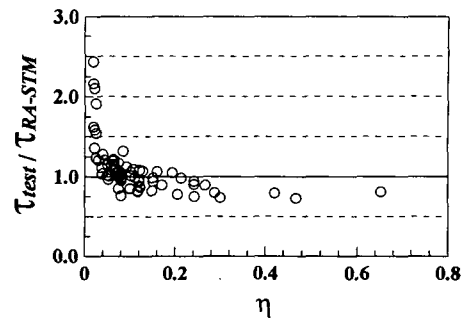


Fig. 6 Prediction result of RA-STM using stress-strain relationship of steel used in TATM

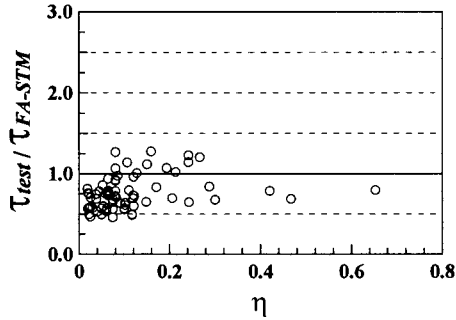
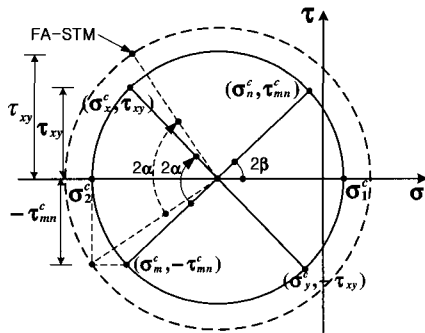
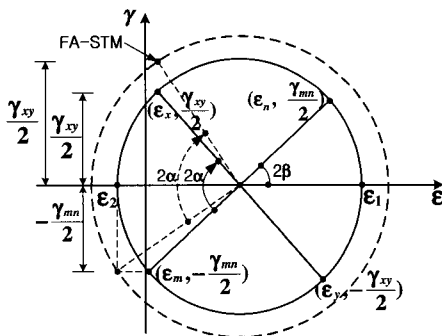


Fig. 7 Prediction result of FA-STM using softening coefficient of concrete used in RA-STM



(a) Mohr stress circle



(b) Mohr strain circle

Fig. 8 Variation of Mohr's circles in FA-STM

5.2 축력비와 하중형태의 영향

콘크리트 압축강도에 대한 축응력의 비가 -37.5%(축압축)에서 11.7%(축인장)까지 다양한 58개 기존 실험결과에 대한 각 트러스 모델의 해석결과는 Table 1에 비교하였다. TATM의 해석결과는 Fig. 9(d)에서와 같이 기둥의 축력비와 하중형태에 관계없이 실험결과를 정확히 예측하였다.

Response-2000과 RA-STM의 해석결과 또한 Fig. 9(a)와 (b)에서와 같이 기둥의 축력비와 하중형태에 거의 영향을 받지 않았다. 그러나, FA-STM은 축인장일 때 실험

결과를 약 2배정도 과소평가하고 축압축으로 갈수록 과대평가하였다. 이것은 균열각 α 와 균열면에서의 응력전달이 축력의 영향을 고려하지 못하기 때문이다. 또한 FA-STM은 본 연구에서 수집한 실험체 중에서 30%이상의 축압축을 받는 실험체에 대하여 전단강도 해석이 수행되지 않았다.

5.3 전단경간비와 압축철근비의 영향

수집된 기둥의 전단경간비는 1.9~4.3의 범위에 있다. TATM의 해석결과는 Fig. 10과 Table 1에서와 같이 평균과 변동계수가 $a/d \leq 2.5$ 의 범위에서 각각 0.95와 11.7%이고 $a/d > 2.5$ 의 범위에서 각각 0.92와 10.2%로 전단경간비에 거의 관계없이 실험결과를 정확히 예측하였다.

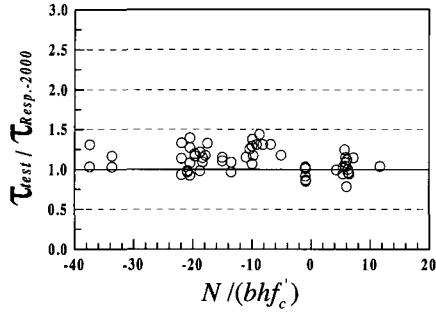
Response-2000과 RA-STM 또한 Table 1에서와 같이 철근능력비가 상대적으로 낮은 실험체를 포함하지 않은 경우 $a/d \leq 2.5$ 에 대하여 각각 평균 1.08과 0.97, 변동계수 14.5%와 14.1%이고, $a/d > 2.5$ 에 대하여 각각 평균 1.16과 0.95, 변동계수 10.4%와 11.2%로 전단경간비에 거의 영향을 받지 않고 전단강도를 예측하였다. 그러나 FA-STM은 Table 1에서와 같이 전단경간비에 관계없이 변동계수가 35% 이상으로 분산이 컸다. 이것은 이전에 논의한 철근능력비 η 와 축력비의 영향을 크게 받기 때문으로 판단된다.

3.1절에서 축력을 받는 철근콘크리트 부재의 전단거동에 대한 압축철근의 효과를 무시한 TATM의 가정을 검증하기 위하여 압축철근비의 변화에 따른 TATM의 전단강도 예측결과를 Fig. 11에 나타내었다. Fig. 11에서와 같이 TATM의 전단강도 예측결과는 압축철근의 영향을 거의 받지 않았으며, 따라서 3.1절에서 압축철근비의 영향을 무시한 가정은 타당하다고 판단된다.

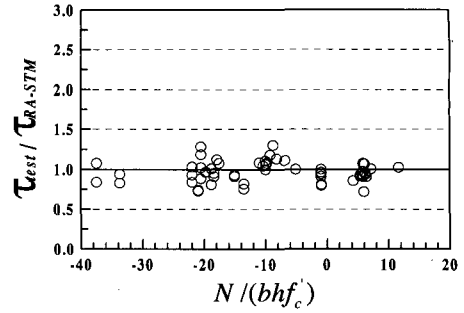
6. 결 론

본 연구에서는 제안된 트러스 모델인 TATM과 기존의 트러스 모델을 이용하여 축력을 받는 철근콘크리트 부재의 전단강도를 예측하였으며, 이를 바탕으로 각 트러스 모델의 적용성을 평가한 결과는 다음과 같다.

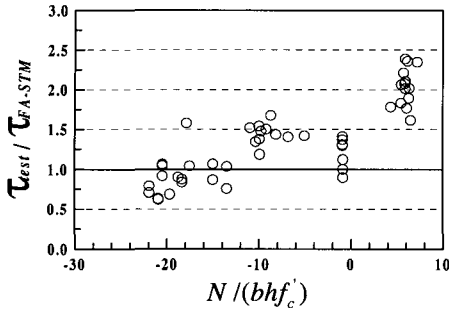
- 1) TATM은 콘크리트 압축강도에 대한 축응력의 비가 -37.5%~11.7%인 67개 전단강도 실험결과에 대하여 평균 0.94, 변동계수 11.2%로 철근능력비 η 와 전단경간비 및 축력비에 영향을 받지 않고 기존 트러스 모델보다 정확히 예측하였다. 따라서 TATM은 축력을 받는 철근콘크리트 부재의 전단강도 예측에 적용 가능한 모델이라 판단된다.



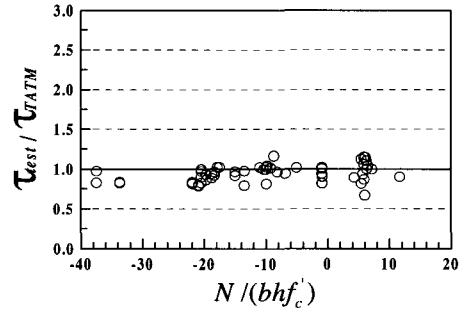
(a) Response-2000



(b) RA-STM



(c) FA-STM



(d) TATM

Fig. 9 Ratio of experimental to theoretical results for axial force ratio

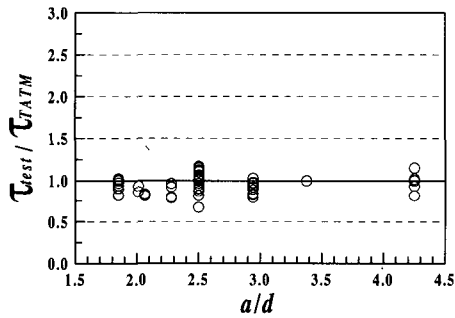


Fig. 10 Prediction result of TATM for a/d

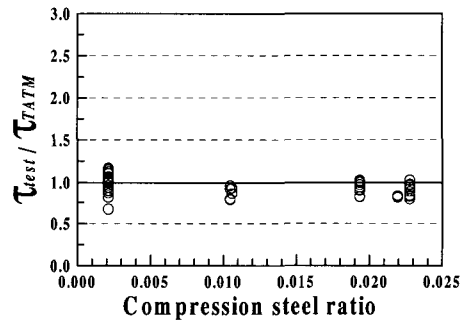


Fig. 11 Prediction result of TATM for compression steel ratio

- 2) Response-2000과 RA-STM은 58개 실험결과에 대하여 각각 평균 1.10과 0.97, 변동계수 13.7%와 13.3%로 비교적 타당하게 예측하였으므로 축력을 받는 부재의 전단강도 예측에 사용 가능한 모델이라 판단된다.
- 3) Response-2000과 RA-STM은 67개 실험결과에 대하여 철근능력비 η 가 0.1이하인 경우 η 가 낮아질수록 실험결과를 각각 최대 2.4배와 1.7배 과소평가하였다. 따라서, 철근능력비 η 가 0.1이하인 축력을 받는 부재에 적용할 때에는 이에 대한 주의가 필요하리라 판단된다.

- 4) FA-STM은 η 의 영향뿐만 아니라 축력의 영향을 크게 받아 67개 전단강도 실험결과를 평균 1.36, 변동계수 35%이상으로 과소평가하였다. 그러므로, 기동 해석에 FA-STM을 적용하기에는 부적합하다고 판단된다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 2003년도 건설핵심기술연구개발사업(03산학연C04-01) 지원으로 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

1. Vecchio, F. J. and Collins, M. P., "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI Structural Journal*, Vol.83, No.2, 1986, pp.219~231.
2. Hsu, T. T. C., "Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion," *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.6, 1988, pp.624~635.
3. Hsu, T. T. C., "Nonlinear Analysis of Concrete Membrane Elements," *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No.5, 1991, pp.552~561.
4. Pang, X. B. and Hsu, T. T. C., "Fixed Angle Softened Truss Model for Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol.93, No.2, 1996, pp.197~207.
5. Hsu, T. T. C. and Zhang, L. X., "Nonlinear Analysis of Membrane Elements by Fixed-Angle Softened-Truss Model," *ACI Structural Journal*, Vol.97, No.5, 1997, pp.483~492.
6. 김상우, 이정윤, "휨모멘트 효과가 고려된 변환각 트러스 모델에 의한 철근콘크리트 보의 전단능력예측," 한국콘크리트학회 논문집, 14권 6호, 2002, pp.910~921.
7. Li, B., Maekawa, K., and Okamura, H., "Contact Density Model for Stress Transfer Across Cracks in Concrete," *Journal of the Faculty of Engineering*, Vol.40, No.1, 1989, pp.9~52.
8. Watanabe, F. and Lee, J.-Y., "Theoretical Prediction of Shear Strength and Ductility of Reinforced Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, Vol.95, No. 6, 1998, pp.749~757.
9. Li, B., "Shear Transfer Behavior of Cracked Concrete Under Cyclic Loading," Ph.D Dissertation, University of Tokyo, 1988, 121pp.
10. Yoshikawa, H., Wu, Z., and Tanabe, T., "Analytical Model for Shear Slip of Cracked Concrete," *Journal of Structural Engineering*, Vol.115, No.4, April 1989, pp.771~788.
11. Collins, M. P. and Mitchell, D., "Prestressed Concrete Structures," Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1991, 766 pp.
12. Taub, J. and Neville, A. M., "Resistance to Shear of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal, Proceedings* Vol.57, Aug. 1960, pp.193~220.
13. Wilby, C. B., "The Strength of Reinforced Concrete Beams in Shear," *Magazine of Concrete Research* (London), No.7, Aug. 1951, pp.23~30.
14. Al-Alusi, A. F., "Diagonal Tension Strength of Reinforced Concrete T-Beams with Varying Shear Span," *ACI Journal, Proceedings* Vol.53, No.11, May 1957, pp.1067~1077.
15. Bernander, K. G., "An Investigation of the Shear Strength of Concrete Beams Without Stirrups or Diagonal Bars, Reinforced with High Tensile Steel with Various Rib Patterns," *RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete*, Stockholm, 1957, pp.211~214.
16. Park, R. and Pauley, T., "Reinforced Concrete Structures," John Wiley & Sons Inc., New York, 1975, 769pp.
17. Haddadin, M. J., Hong, S.-T., and Mattock, A. H., "Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams with Axial Force," *Proceedings, ASCE*, Vol.97, No. ST9, Sep., 1971, pp.2277~2297.
18. Bresler, B. and Pister, K. S., "Strength of Concrete Under Combined Stresses," *ACI Journal, Proceedings* Vol.55, No.3, Sep., 1958, pp.321~345.
19. 김상우, "적합조건을 고려한 트러스 모델에 의한 철근 콘크리트 부재의 전단거동 예측," 성균관대학교, 박사 학위논문, 2003.
20. 六車熙, 富永恵, 渡辺史夫, "輕量RC柱のせん断破壊實驗と2,3の考察," ヤメント技術年報 25卷, 1971, pp.357~362.
21. 池田昭男, 廣澤雅也, 山田國正, "輕量骨材を用いた鐵筋コンクリート柱のせん断破壊實驗報告, その1: 強度について," 日本建築學會大會學術講演梗概集, 構造系, 1967. 10, 325pp.
22. 六車熙, 渡辺史夫, 村上誠, 西村章, "鐵筋コンクリート柱のせん断力傳達に關する實驗的研究," ヤメント技術年報 32卷, 1978, pp.440~443.
23. 黒正清治, 松崎育弘, 林靜雄, 小林克巳, 偉川哲光, 能谷仁志, 武居泰, 夫拓量, "高強度せん断補強筋を用いたRC柱に關する實驗研究," 日本建築學會大會學術講演梗概集, 1987. 10, pp.483~486.
24. Bentz, E. C., "Sectional Analysis of Reinforced Concrete Members," Ph.D dissertation, Univ. of Toronto, Canada, 2000.
25. Bentz, E. C. and Collins, M. P., "http://www.civ.utoronto.ca/sect/streng/index3.html," Web Address of Response-2000.

요 약

축하중을 받는 철근콘크리트 부재의 전단강도를 예측하기 위하여, 본 연구에서는 전단력과 축하중 및 휨모멘트를 받는 철근 콘크리트 부재의 전단거동을 예측할 수 있는 변환각 트러스 모델(TATM)을 제안하였다. TATM에서, 축력의 영향을 고려하기 위하여 축압축력이 증가할수록 고정각은 감소하며 균열 방향의 콘크리트 전단저항은 증가한다.

TATM의 예측결과가 축력을 받는 철근콘크리트 부재에 대하여 정확성과 신뢰성을 가지는지 검증하기 위하여, 축력을 받는 총 67개의 전단실험 결과를 수집하였으며, TATM 및 기존의 트러스 모델(MCFT, RA-STM, FA-STM)과 비교하였다. 수집한 실험결과와 해석결과를 비교한 결과, TATM에 의한 해석결과는 실험결과를 평균 0.95, 변동계수 12.0%로 기존의 트러스 모델 보다 더 정확히 예측하였으며, 철근능력비, 축력, 전단경간비 및 압축철근비의 영향을 받지 않았다.

핵심용어 : 트러스 모델, 전단강도, 축력, 철근콘크리트 부재
