

# 트러스 모델을 이용한 고강도 철근이 사용된 철근콘크리트 보의 전단강도 예측

## Prediction of Shear Strength of Reinforced Concrete Beams with High-Strength Steel Bars using Truss Models

김 상 우\*                      황 현 복\*\*                      이 정 윤\*\*  
Kim, Sang-Woo              Hwang, Hyun-Bok              Lee, Jung-Yoon

### 요 약

건축 구조물이 초고층화, 대형화, 특수화 되어감에 따라 고강도 재료의 사용이 증대되고 있으며, 고강도 재료가 사용된 철근콘크리트 보의 전단강도를 타당하게 예측할 수 있는 해석모델이 반드시 필요하다. 본 연구에서는 고강도 철근이 사용된 철근콘크리트 보의 전단강도를 타당하게 예측할 수 있는 트러스 모델을 제안한다.

고강도 철근이 사용된 철근콘크리트 보의 전단강도에 대한 제안된 모델인 TATM의 타당성을 검토하기 위하여 총 107개 보의 실험결과를 수집하였으며, TATM 및 기존 트러스 모델의 전단강도 해석결과를 이들 실험결과와 비교하였다. 비교 결과, TATM은 다른 트러스 모델보다 실험결과를 더 잘 예측하였으며, TATM의 해석결과에 대한 실험결과와의 비는 인장철근과 전단철근의 항복강도에 거의 관계없이 일정하였다.

### Abstract

As building structures are becoming high-rise, large-scale, and specialized, the use of high-strength materials increase. Therefore, an analytical model is necessary to appropriately predict the shear strength of reinforced concrete (RC) beams with high-strength materials. This study presents a truss model which is able to reasonably predict the shear strength of the RC beams having high-strength steel bars.

Test results of 107 RC beams reported in the technical literatures were collected to check the validity of proposed model, TATM, for the shear strength of the RC beams with high-strength reinforcing bars. They were compared to theoretical results obtained from proposed model, TATM, and existing truss models. The experimental results were better predicted by TATM rather than other truss models, and the ratios of experimental results to theoretical results obtained from TATM were almost constant regardless of the yield strengths of tension and shear reinforcements.

**키워드 :** 전단강도, 철근콘크리트 보, 고강도 철근, 트러스 모델

**Keywords :** shear strength, reinforced concrete beams, high-strength steel bars, truss model

## 1. 서 론

현대문명의 발전과 함께 인구의 과밀화, 시설물의 집중현상 및 사용자의 고급화 경향이 높아짐에 따라 건축구조물의 초고층화, 대형화, 특수화 경향이

활발히 이루어지고 있다.

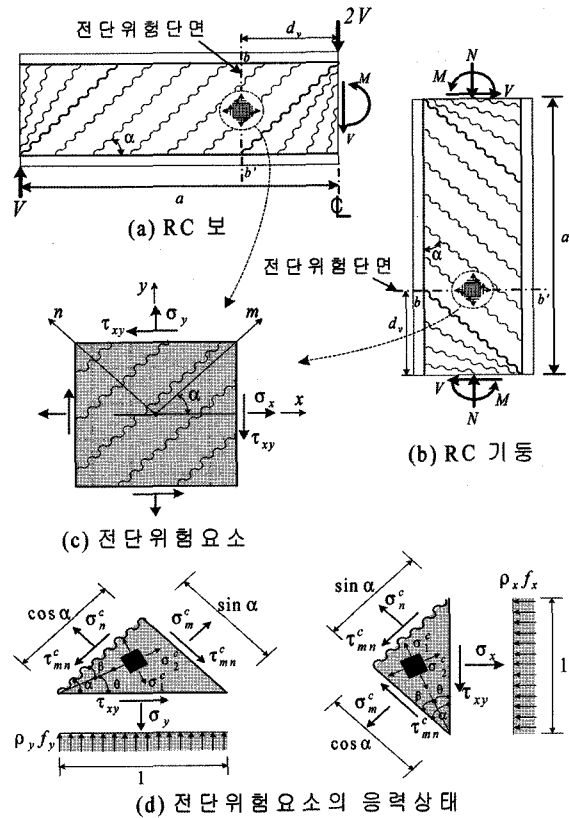
건축구조물의 이러한 경향은 고강도 재료의 사용을 증대시키고 있으며, 특히, 수평하중과 연직하중을 크게 받는 초고층 철근콘크리트 건물의 저층부 구조물은 이러한 큰 하중에 효과적으로 저항할 수 있는 강도가 높은 콘크리트와 철근의 사용이 필연적이다.

고강도 재료에 대한 필요성에도 불구하고 ACI 기준을 비롯한 대부분의 현행 전단설계 기준은 보통강도 재료가 사용된 실험결과에만 근거하고 있어 고강도 재료와 같이 적용범위를 넘어서는 경우에는

\* 정회원, 성균관대학교 건축공학과, 박사후 연구원  
Tel : 031-290-7571              Fax : 031-290-7570  
E-mail : swkim91@skku.edu  
\*\* 성균관대학교 건축공학과, 박사과정  
\*\*\* 정회원, 성균관대학교 건축공학과, 조교수  
E-mail : jylee@skku.ac.kr

부재의 전단강도 예측에 적용할 수 없다. 그 예로, ACI 318-02 규준에서는 전단설계식의 적용을 콘크리트 압축강도가  $700 \text{ kgf/cm}^2$  이하이고 전단철근의 항복강도가  $4,200 \text{ kgf/cm}^2$  이하인 부재로 제한하고 있다. 따라서 고강도 재료가 사용된 철근콘크리트 부재의 안전하면서도 경제적인 전단설계를 위해서는 부재의 전단강도와 전단변형을 타당하게 예측할 수 있는 해석모델의 개발이 반드시 필요하다.

본 연구자는 선행연구<sup>1)</sup>에서 철근콘크리트 보의 전단강도와 전단변형 모두를 예측할 수 있는 변환각 트러스 모델(이하 TATM)을 개발하였다. 본 연구에서는 고강도 철근이 사용된 철근콘크리트 부재의 전단강도에 대한 TATM의 적용성을 검증하기 위하여 총 107개의 기존 실험결과를 수집하고 기존 해석모델과 비교하였다. 본 연구에서 사용된 기존 해석모델에는 ACI 318-02 규준과 변형을 적합조건을 고려한 트러스 모델인 수정 압축장 이론<sup>2)</sup>(이하 MCFT), 회전각 연화 트러스 모델<sup>3)</sup>(이하 RA-STM) 및 고정각 연화 트러스 모델<sup>4)</sup>(이하 FA-STM)이 있다.



〈그림 1〉 전단위험요소와 요소의 응력상태

## 2. 변환각 트러스 모델

TATM은 균열면에서의 골재맞물림 작용에 의한 응력전달을 직접 고려하기 위하여 초기 사인장 균열각  $\alpha$ 를 외부하중의 주압축 응력 방향으로 고정된 고정각 이론에 바탕을 두었다.

### 2.1 평형 및 적합방정식

철근콘크리트 보의 주철근 방향을 x방향, 스테럽 방향을 y방향으로 정의할 때, 철근콘크리트 보에서 분리된 <그림 1(c)>와 같은 전단위험요소를 구할 수 있다.

철근이 축하중만을 전달한다고 가정하였을 때 <그림 1(d)>와 같이 콘크리트와 철근 응력의 중첩으로부터 다음과 같은 응력의 평형방정식을 유도할 수 있다.

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

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

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

여기서  $\sigma_x$ 와  $\sigma_y$ 는 각각 x와 y방향의 직응력,  $\tau_{xy}$ 는 x-y 좌표에서의 전단응력,  $\sigma_x^c$ 와  $\sigma_y^c$ 는 각각 x와 y방향의 콘크리트 저항 응력,  $\tau_{xy}^c$ 는 x-y 좌표에서의 콘크리트 전단응력,  $\sigma_m^c$ 와  $\sigma_n^c$ 는 각각 m과 n방향의 콘크리트 주압축 및 주인장 응력,  $\tau_{mn}^c$ 는 m-n 좌표에서의 콘크리트 전단응력,  $\rho_x$ 와  $\rho_y$ 는 각각 x와 y방향의 철근비,  $f_{sx}$ 와  $f_{sy}$ 는 각각 x와 y방향의 철근응력이다.

변형률의 적합방정식은 모어의 변형률 원으로부터 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  $\epsilon_x, \epsilon_y$ 는 각각  $x$ 와  $y$ 방향의 평균 변형률,  $\gamma_{xy}$ 는  $x$ - $y$  좌표에서의 평균 전단변형률,  $\epsilon_m, \epsilon_n$ 은 각각  $m, n$ 방향의 콘크리트 주압축, 주인장 변형률,  $\gamma_{mn}$ 은  $m$ - $n$  좌표에서의 전단변형률이다.

### 2.3 구성방정식

$x$ 방향 철근에 대한  $y$ 방향 철근의 능력비  $\eta$  ( $= (\rho_y f_{yy} - \sigma_y) / (\rho_x f_{xy} - \sigma_x)$ )가 대부분 작은 철근 콘크리트 보의 경우, 외부하중에 의한 초기 균열방향과 콘크리트 주압축 응력 방향의 차인  $\beta$ 가 그림 2에서와 같이 크므로  $\sigma_m^c, \sigma_n^c, \epsilon_m, \epsilon_n$ 은 실제  $\sigma_2^c, \sigma_1^c, \epsilon_2, \epsilon_1$ 과 큰 차이를 보인다. TATM에서는 콘크리트 균열면의 응력과 변형률 관계를 콘크리트 직응력을  $\beta$ 만큼 회전한 다음 식으로부터 구하였다.

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

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

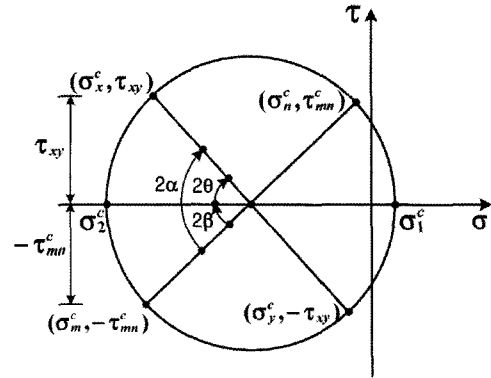
$$\epsilon_m = \epsilon_2 \cos^2 \beta + \epsilon_1 \sin^2 \beta \quad (9)$$

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

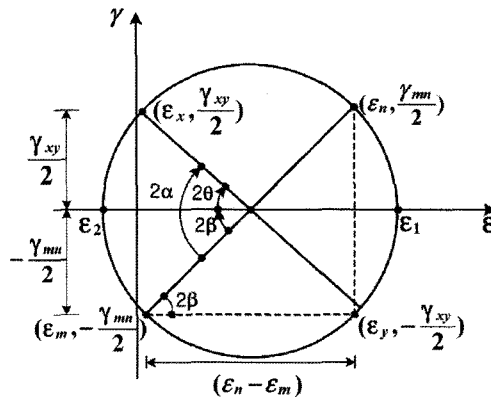
여기서  $\sigma_2^c$ 와  $\sigma_1^c$ 는 각각 2와 1방향의 콘크리트 주압축, 주인장 응력,  $\epsilon_2$ 와  $\epsilon_1$ 은 각각 2와 1방향의 주압축, 주인장 변형률이다.

$\beta$ 값은 <그림 2(b)>로부터 아래 식과 같이 정의할 수 있다.

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



(a) 모어의 응력 원

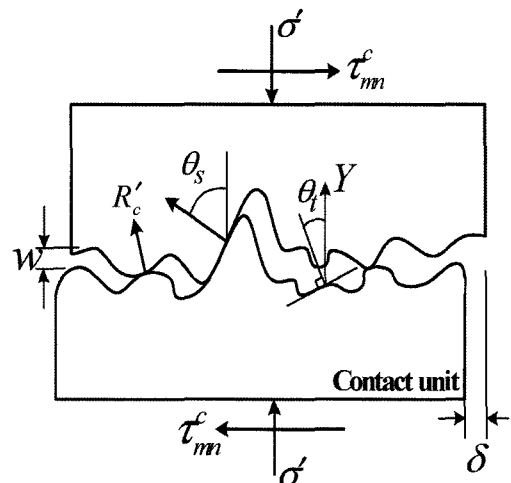


(b) 모어의 변형률 원

<그림 2> 콘크리트에 대한 모어의 원

#### 2.3.1 균열면 방향의 콘크리트 전단응력-전단변형률 관계

Li 등<sup>5)</sup>은 균열면의 미시구조에 바탕을 둔 골재맞물림 작용에 의한 응력전달 모델을 <그림 3>과 같이 제안하였다.



<그림 3> 균열면에서의 응력과 변형 모델

TATM에서는 계산과정을 간단히 하고 해석결과에 대한 신뢰성을 높이기 위하여 Li 등이 단조하중일 때 제안한 다음 식을 균열면 방향의 콘크리트 전단응력-전단변형을 관계로 사용하였다.

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

여기서,  $f_{ck}$ 는 콘크리트 압축강도(MPa)이며,  $w$ 는 전단균열폭,  $v$ 는 전단변위로서 각각  $w = s_c \cdot \epsilon_n$ 과  $v = s_c \cdot \gamma_{mn}$ 으로 구할 수 있으며,  $s_c$ 는 전단균열 간격이다.

### 2.3.2 철근의 평균 인장응력-변형을 관계

철근콘크리트 요소에 인장력이 작용할 때, 균열에서는 철근만이 인장응력을 전달하지만 균열과 균열 사이에서는 철근과 콘크리트가 함께 인장응력을 전달한다.

Collins와 Vecchio는 다음 식과 같은 매립되지 않은 철근의 인장응력-변형을 관계를 MCFT에 사용하였다.

$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y \quad (13)$$

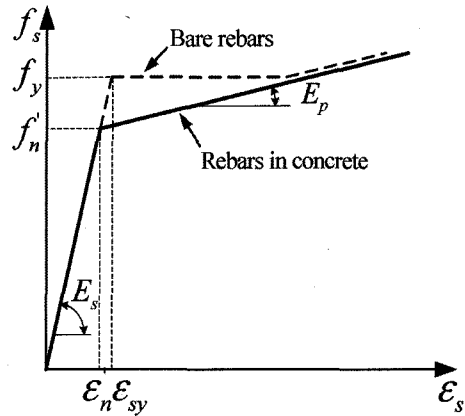
여기서  $f_s$ 는 철근의 응력,  $E_s$ 는 철근의 탄성계수,  $\epsilon_s$ 는 철근의 변형률,  $f_y$ 는 철근의 항복응력이다.

Belarbi와 Hsu<sup>6)</sup>는 1축 인장을 받는 철근콘크리트 패널실험을 수행하여 <그림 4>와 같은 콘크리트에 매립된 철근의 평균 인장응력-변형을 관계식을 다음과 같이 유도하였으며, 이를 RA-STM과 FA-STM에 적용하였다.

$$\epsilon_s \leq \epsilon_n' \text{ 일 때, } f_s = E_s \epsilon_s \quad (14a)$$

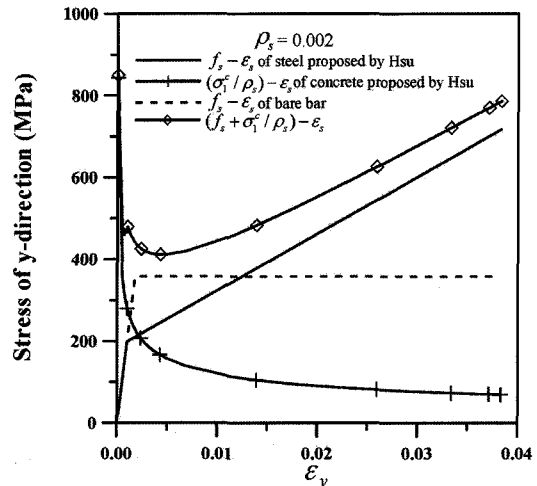
$$\epsilon_s > \epsilon_n' \text{ 일 때, } f_s = f_y [ (0.91 - 2B) + (0.02 + 0.25B) \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{sy}} ] \quad (14b)$$

여기서  $\epsilon_{sy}$ 는 철근이 항복할 때의 변형률이고,  $\epsilon_n' = \epsilon_{sy} (0.93 - 2B)$ ,  $B = (1/\rho_s)(f_{cr}/f_y)^{1.5}$ 이다.



<그림 4> RA-STM과 FA-STM의 철근 평균 응력-변형을 관계

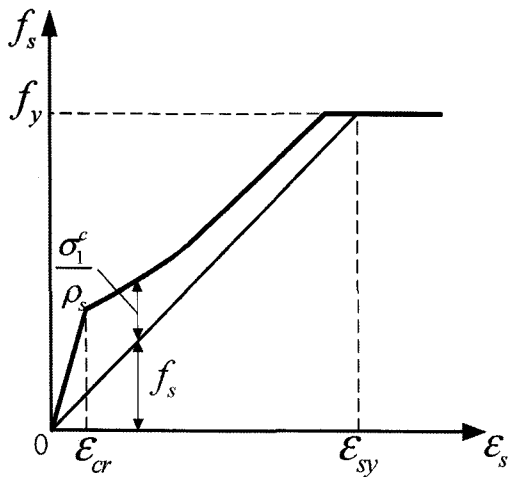
Belarbi와 Hsu가 제안한 철근의 응력-변형을 관계는 철근비가 0.5% 이상인 경우에만 적용이 가능한 것으로, y방향 철근비가 대부분 0.5% 이하인 보와 기둥에는 적용할 수 없다.<sup>7)</sup> 그 예로, 철근비가 0.2%인 보에 대한 해석결과를 나타낸 <그림 5>를 보면 콘크리트와 철근의 인장응력 합이 항복강도를 크게 넘어서게 되어 실험결과를 과대평가할 수 있음을 알 수 있다.



<그림 5> 철근과 콘크리트 인장응력의 합

이러한 과대평가를 막기 위하여 TATM에서는 <그림 6>과 같이 콘크리트와 철근의 인장응력 합이 항복강도를 넘지 않도록 제한한 다음 식을 사용하였다.

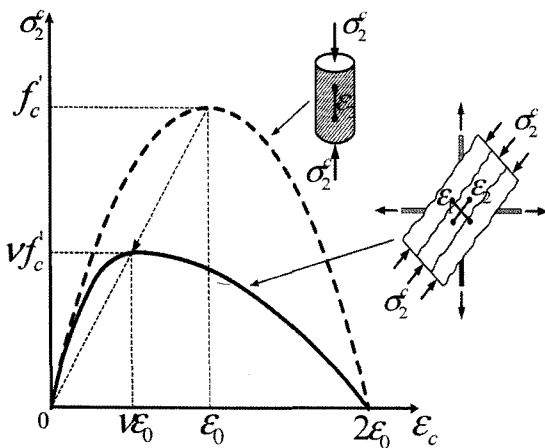
$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y - \frac{\sigma'_c}{\rho_s} \quad (15)$$



〈그림 6〉 TATM의 철근 평균 응력-변형률 관계

### 2.3.3 콘크리트의 평균 압축응력-변형률 관계

철근콘크리트 보의 전단위험요소에서 콘크리트는 압축응력과 인장응력을 동시에 받는다. Belarbi와 Hsu<sup>8)</sup>는 철근콘크리트 패널실험을 수행하여 가력방식이 콘크리트 압축응력-변형률 관계에 미치는 영향을 증명하였으며, 압축응력과 인장응력을 동시에 받는 보의 경우 <그림 7>과 같이 압축응력의 변화뿐만 아니라 변형률의 변화도 함께 고려하여야 한다.



〈그림 7〉 연화된 콘크리트의 평균 압축응력-변형률 관계

철근콘크리트 요소는 콘크리트 주압축 응력  $\sigma_2^c$ 가 연화된 콘크리트 강도  $\nu f_{ck}$ 에 도달하였을 때 최대전단응력에 도달한다. 본 연구에서는 철근콘크리트 요소의 전단강도까지의 전단거동을 연구범위로

하고 있다. 따라서 본 연구에서는 콘크리트의 압축응력-변형률 관계를 상승곡선식인 식(16)을 사용하였으며, 콘크리트 연화계수  $\nu$ 는 Collins 등이 제안한 식(17)을 사용하였다.

$$\sigma_2^c = \nu f_{ck} \left[ 2 \left( \frac{\epsilon_2}{\nu \epsilon_0} \right) - \left( \frac{\epsilon_2}{\nu \epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (16)$$

$$\nu = \frac{1}{0.8 + 170 \epsilon_1} \leq 1.0 \quad (17)$$

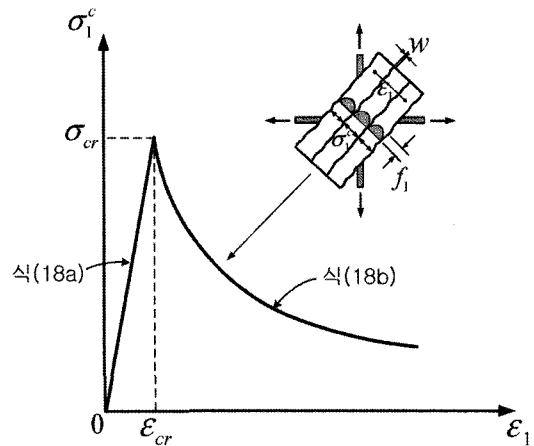
### 2.3.4 콘크리트의 평균 인장응력-변형률 관계

콘크리트 인장응력-변형률 관계는 <그림 8>과 같이 균열 이전에는 선형으로 상승하고 균열 이후에는 비선형으로 하강하는 Collins 등<sup>2)</sup>이 제안한 식으로 계산하였다.

$$\epsilon_1 \leq \epsilon_{cr} \text{ 일 때, } \sigma_1^c = E_c \epsilon_1 \quad (18a)$$

$$\epsilon_1 > \epsilon_{cr} \text{ 일 때, } \sigma_1^c = \frac{\sigma_{cr}}{1 + \sqrt{500 \epsilon_1}} \quad (18b)$$

여기서  $E_c$ 는 탄성계수로서  $-2 f_{ck} / \epsilon_0$ 이며,  $\sigma_{cr}$ 은 콘크리트 인장강도로  $0.33 \sqrt{f_{ck} (MPa)}$ 이다.



〈그림 8〉 콘크리트의 평균 인장응력-변형률 관계

## 3. 힘모멘트 효과의 고려

본 연구에서는 철근콘크리트 보의 전단위험단면을 최대전단력이 발생하는 위치에서  $d_v (= 0.9d)$ 만큼 떨어진 곳으로 하되, <그림 1(a)>와 같이 전단력

이 일정한 경우 최대 휨모멘트 발생 위치에서  $d_v$ 만큼 떨어진 곳으로 하였다.

본 연구에서는 Taub와 Neville<sup>9)</sup>, Wilby<sup>10)</sup>와 Al-Alusi<sup>11)</sup> 및 Bernander<sup>12)</sup>가 수행한 연구를 바탕으로 압축철근이 전단강도에 미치는 영향을 무시하였으며, 철근콘크리트 보의 전단거동을 대표하는 전단위험요소의 x방향 철근비를 압축철근을 무시한 인장철근만으로 산정하였다.

TATM은 휨모멘트의 영향을 고려하기 위하여 보의 인장철근비( $\rho_{sx}$ )에서 휨모멘트 저항부담분( $\rho_{sxM}$ )을 제외한 나머지( $\rho_{sxV}$ )가 전단에 저항한다고 가정하였다. 따라서 전단위험요소의 x방향 철근비  $\rho_x (= \rho_{sxV})$ 는 다음과 같다.

$$\rho_{sx} = \rho_{sxM} + \rho_{sxV} \quad (19)$$

인장철근비를 휨과 전단에 대하여 분리한 것은 트러스 모델의 관점에서 볼 때, 철근콘크리트 보의 인장철근이 휨에 의한 인장응력과 전단에 의한 인장응력을 모두 전달해야 하기 때문이다. 이 방법은 휨모멘트 효과를 간단하게 식으로 나타낼 수 있는 장점이 있다.

휨에 의하여 유발되는 인장력은 휨모멘트  $M_s$ 를 응력중심간 거리  $jd$ 로 나눈으로써 구할 수 있으므로, 식(19)의 휨모멘트에 대한 저항부담분  $\rho_{sxM}$ 은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\rho_{sxM} = \frac{M_s}{jd \cdot f_{yx} \cdot b d} \quad (20)$$

최대 휨모멘트 지점에서 전단유효깊이인  $d_v$ 만큼 떨어진 전단위험단면에서의 휨모멘트  $M_s$ 는 전단력과 지점에서 떨어진 거리를 곱하여 구할 수 있으므로 식(20)은 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$\rho_{sxM} = \frac{V \cdot (a - d_v)}{jd \cdot f_{yx} \cdot b d} \quad (21)$$

식(21)에서 외력에 따라 변화하는  $jd$ 의 정확한 값은 단면해석을 통하여 구할 수 있지만, TATM에

서는 식의 간략화를 위하여  $jd$ 를  $d_v$ 로 가정하였다. 따라서 매 하중 단계에서 전단에 저항하는 x방향 철근비  $\rho_x (= \rho_{sxV})$ 는 식(21)을 식(19)에 대입하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\rho_x = \rho_{sxV} = \rho_{sx} - \frac{V \cdot (a - d_v)}{d_v \cdot f_{yx} \cdot b d} \quad (22)$$

전단스팬  $a$ 가 증가할수록 식(22)의 두 번째 항이 증가하므로 x방향의 철근비  $\rho_x$ 가 감소하게 된다.

$\rho_x$ 가 감소하면 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 가 증가하여 콘크리트 유효압축강도  $\nu f_{ck}$ 가 감소하므로, 휨모멘트의 영향이 크게 작용하는 전단스팬비가 큰 부재의 전단내력은 감소하게 된다.

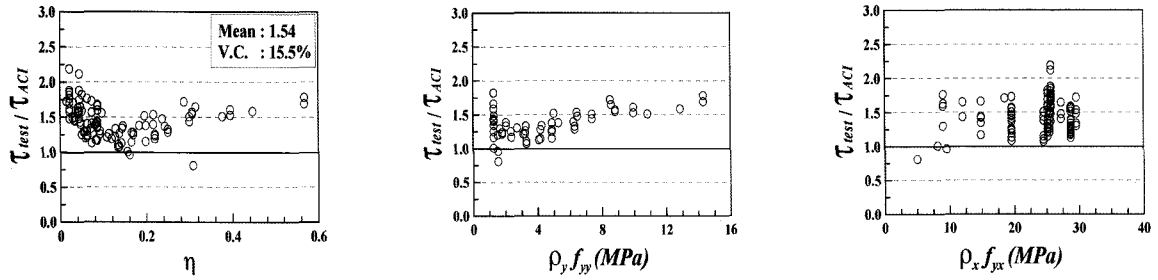
휨모멘트 효과가 고려된 TATM을 이용하여 철근콘크리트 보의 전단응력과 전단변형률을 구하는 계산 과정은 참고문헌 1)에 상세히 기술되었다.

#### 4. TATM의 고강도 철근을 사용한 철근콘크리트 보에 대한 검증

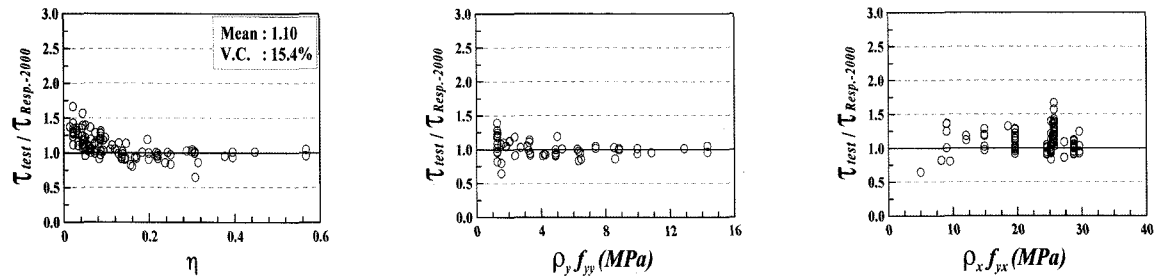
본 연구에서는 TATM이 고강도 철근을 사용한 철근콘크리트 보의 전단강도를 타당하게 예측하는지 검토하기 위하여 인장철근이나 전단철근이 500 MPa 이상인 고강도 철근이 사용된 107개의 철근콘크리트 보(13-20)를 수집하였다.

수집된 보의 콘크리트 압축강도는 38MPa 이하이며, 인장철근의 항복강도는 514.7~1028.4MPa이다. 전단철근의 항복강도는 257.8~1431.4MPa이며, 이 중에서 500MPa 이상인 보는 총 58개이다. x와 y-방향 철근능력비  $\eta$ 는 0.015-0.57이며, 보의 전단경간비는 1.8~7.2이다. 본 연구에서는 추력의 효과를 고려하여야 하는 지점형태를 가진 경우에는 전단경간비가 2.5이상인 보만 선택하였다.

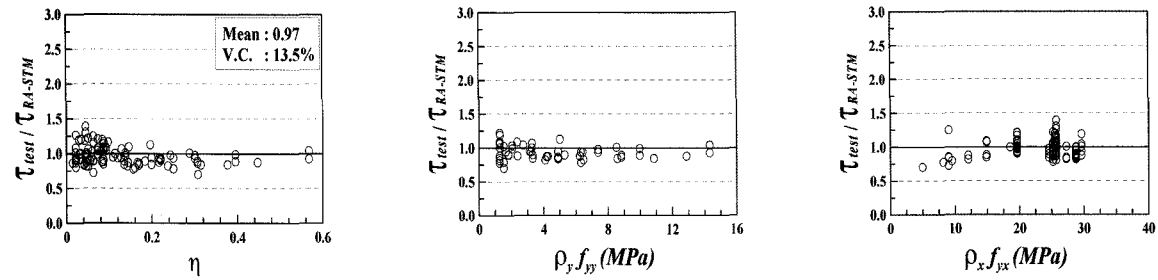
실험결과와의 비교를 위하여 TATM과 함께 사용된 해석모델에는 ACI 318-02 기준, MCFT, RA-STM 및 FA-STM이 있다. 여기서 MCFT는 Bentz와 Collins<sup>21)</sup>가 MCFT에 바탕을 두어 개발한 Response-20000 프로그램으로 수행하였다.



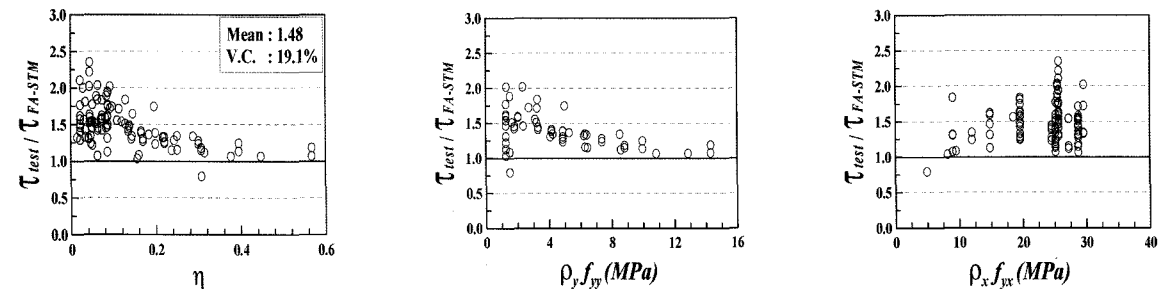
(a) ACI 318-02 기준



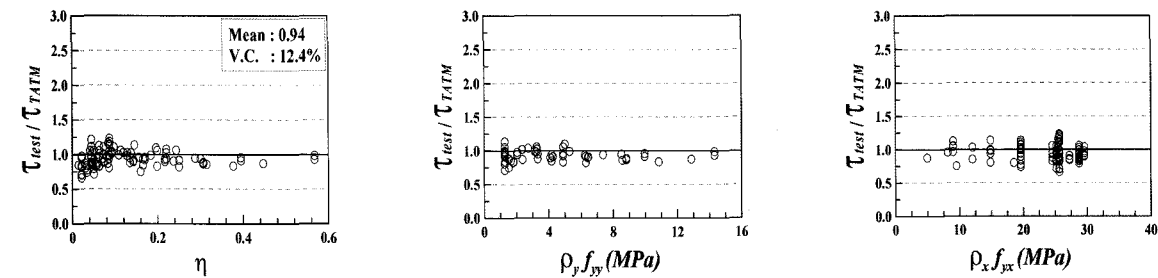
(b) MCFT (Response-2000)



(c) RA-STM



(d) FA-STM



(e) TATM

<그림 9> 철근콘크리트 보의 전단강도에 대한 실험결과와 해석결과의 비교

ACI 318-02 규준은 <그림 9(a)>에서와 같이 실험 결과를 평균 1.54, 변동계수 15.5%로 과대평가하고 있다. 이것은 전단철근의 항복강도가 ACI 전단설계식을 적용할 수 있는 범위를 넘어서기 때문으로, 고강도 철근이 사용된 철근콘크리트 보의 전단강도 해석에 ACI 318-02 규준을 적용하기에는 어려울 것으로 판단된다.

MCFT와 RA-STM은 <그림 9(b)와 (c)>로부터 실험결과를 각각 평균 1.10과 0.97, 변동계수 15.4%와 13.5%로 비교적 잘 예측하고 있음을 알 수 있다. 특히, RA-STM은 전단철근의 철근비와 항복강도에 큰 영향을 받지 않았는데, 이것은 고강도 철근을 사용한 보가 최대강도에 도달할 때 철근의 변형률이 낮아 실험결과를 과대평가하지 않았기 때문으로 판단된다. MCFT의 경우에는  $\eta$ 가 0.1 이하인 경우 실험결과를 최대 1.7배까지 과소평가하므로 이에 대한 주의가 필요하다.

FA-STM은 <그림 9(d)>와 같이 실험결과를 평균 1.48, 변동계수 19.1%로 과대평가하였다. 이것은 FA-STM이 균열면 방향의 콘크리트 구성방정식을 주 응력 방향과 동일하다고 가정하였기 때문으로 판단된다. 따라서 FA-STM은 고강도 철근이 사용된 철근콘크리트 보의 전단강도 해석에 사용하기에는 어려울 것으로 판단된다.

본 연구에서 제안된 TATM은 <그림 9(e)>에서와 같이 평균 0.94와 변동계수 12.4%로 실험결과를 가장 잘 예측하였으며, 철근의 항복강도와 철근비에 거의 영향을 받지 않았다. 따라서 TATM은 고강도 철근이 사용된 철근콘크리트 보의 전단강도 예측에 적용 가능한 해석모델이라 판단된다.

## 5. 결론

본 논문에서는 트러스 모델을 이용하여 고강도 철근이 사용된 철근콘크리트 보의 전단강도를 예측하였으며, 그 결과는 다음과 같다.

- 1) 고강도 철근이 사용된 107개 철근콘크리트 보의 전단강도 실험결과와 해석결과를 비교한 결과, 본 연구에서 제안된 TATM은 기존 해석모델보다 철근강도와 철근비에 거의 영향을 받

지 않고 실험결과를 잘 예측하였다. 그러므로 TATM은 고강도 철근을 사용한 철근 콘크리트 보의 전단강도 예측에 적용 가능한 해석모델이라 판단된다.

- 2) MCFT와 RA-STM은 고강도 철근을 사용한 철근콘크리트 보의 전단강도를 비교적 잘 예측한 반면, ACI 318-02 규준과 FA-STM은 실험결과를 과대평가하였다. 그러므로 고강도 철근이 사용된 철근콘크리트 보의 전단강도 해석에 ACI 318-02 규준과 FA-STM을 적용하기에는 어려울 것으로 판단된다.

## 감사의 글

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

## 참고문헌

1. 김상우, 이정윤, "휨모멘트 효과가 고려된 변환각 트러스 모델에 의한 철근콘크리트 보의 전단능력 예측," *한국콘크리트학회 논문집*, 제14권 6호, 2002. 12, pp.910~921.
2. Collins, M. P. and Mitchell, D., *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1991, 766pp.
3. Hsu, T. T. C., "Nonlinear Analysis of Concrete Membrane Elements," *ACI Structural Journal*, Vol.88, No.5, Sep.-Oct. 1991, pp.552~561.
4. 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, Sep.-Oct. 1997, pp.483~492.
5. 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, University of Tokyo, 1989, pp.9~52.



6. Belarbi, A. and Hsu, T. T. C., "Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.4, July-Aug. 1994, pp.465 ~474.
7. Zhu, R. R. H., Hsu, T. T. C., and Lee, J.-Y., "Rational Shear Modulus for Smearred Crack Analysis of Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol.98, No.4, July-Aug. 2001, pp.443 ~450.
8. Belarbi, A. and Hsu, T. T. C., "Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension-Compression," *ACI Structural Journal*, Vol.92, No.5, Sep.-Oct. 1995, pp.562~573.
9. Taub, J. and Neville, A. M., "Resistance to Shear of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal*, Proceedings Vol.57, Aug. 1960, pp.193 ~220.
10. Wilby, C. B., "The Strength of Reinforced Concrete Beams in Shear," *Magazine of Concrete Research* (London), No.7, Aug. 1951, pp.23~30.
11. 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.
12. 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.
13. Haddadin, M. J., Hong, S.-T., and Mattock, A. H., "Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams with Axial Force," *ASCE, Proceedings* Vol.97, No.ST9, Sep. 1971, pp.2277 ~ 2297.
14. Placas, A. and Regan, P. E., "Shear Failure of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal, Proceedings* Vol.68, No.10, Oct. 1971, pp.763~773.
15. Guralnick, S. A., "High-Strength Deformed Steel Bars for Concrete Reinforcement," *ACI Journal, Proceedings* Vol.57, No.3, Sep. 1960, pp.241 ~ 282.
16. Kokusho, S., Kobayashi, K., Mitsugi, S., and Kumagai, H., "Ultimate Shear Strength of RC Beams with High Tension Shear Reinforcement and High Strength Concrete," *Journal of the Structural Construction Engineering, AIJ*, No.373, Mar. 1987, pp.83-91. (in Japanese)
17. Takagi, H., Okude, H., and Nitta, T., "Shear Strength of Beam Depending the Strength of Web Reinforcements," *JCI, Proceedings* Vol.11, No.2, 1989, pp.75 ~ 80. (in Japanese)
18. Nishiura, N., Makitani, E., and Shindou, K., "Shear Resistance of Concrete Beams with High Strength Web Reinforcements," *JCI, Proceedings* Vol.15, No.2, 1993, pp.461~466. (in Japanese)
19. Matsuzaki, Y., Nakano, K., Iso, M., and Watanabe, H., "Experimental Study on the Shear Characteristic of RC Beams with High Tension Shear Reinforcement," *JCI, Proceedings*, Vol.12, No.2, 1990, pp.325~328. (in Japanese)
20. Fukuhara, M. and Kokusho, S., "Effectiveness of High Tension Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Members," *Journal of the Structural Construction Engineering, AIJ*, No.320, Oct. 1982, pp.12~20. (in Japanese)
21. Bentz, E. C., "Sectional Analysis of Reinforced Concrete Members," Ph.D dissertation, University of Toronto, 2000.