

## 휨모멘트 효과가 고려된 변환각 트러스 모델에 의한 철근콘크리트 보의 전단거동 예측

김상우<sup>1)</sup> · 이정윤<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>성균관대학교 건축공학과

(2002년 4월 10일 원고접수, 2002년 11월 14일 심사완료)

## Shear Behavior Prediction of Reinforced Concrete Beams by Transformation Angle Truss Model Considered Bending Moment Effect

Sang-Woo Kim<sup>1)</sup> and Jung-Yoon Lee<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup> Dept. of Architectural Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon, 440-746, Korea

(Received April 10, 2002, Accepted November 14, 2002)

### ABSTRACT

For the prediction of shear behavior of reinforced concrete beams, this paper proposed Transformation Angle Truss Model (TATM) considered bending moment effect. Shear stress-strain relationship obtained from the TATM was agreed well with test results conducted by this study. Further, shear strength obtained from the TATM was compared to the experimentally observed results of 170 reinforced concrete beams which had various shear span ratios, shapes of support, and shapes of cross section. The shear strength of reinforced concrete beams obtained from test was better predicted by the TATM with 0.96 in average and 11.9% in coefficient of variation than by other truss models. And the ratio of experimental results to theoretical results obtained from the TATM was almost constant regardless of the  $\eta$  and  $a/d$ .

**Keywords :** transformation angle truss model (TATM), shear strength, shear strain, reinforced concrete beams, bending moment effect

### 1. 서 론

1900년 초 45도 트러스 모델이 Ritter와 Morsch에 의해 제안된 이후, 철근콘크리트 부재의 전단거동을 보다 정확하게 예측하기 위한 노력은 100년이 지난 현재까지도 지속되고 있다. 이러한 노력의 결과 중 가장 널리 사용되는 ACI 전단강도 설계법은 실험에 의해 유도된 콘크리트 기여항과 45도 트러스 모델에 의한 전단철근 기여항을 합한 경험적인 방법이다. 비록 45도 트러스 모델이 힘의 평형조건만을 이용하여 비교적 쉽게 전단강도를 구할 수 있다는 장점을 가지고는 있으나, 부재의 전체 전단거동을 예측하지 못하여 부재의 변형 및 전단강도에 도달하기까지의 재료 상태의 변화를 예측할 수 없어 구조물의 비경제적인 설계를 초래할 수 있다. 또한 ACI 전단강도 설계법은 콘크리트 기여를 실험에 바탕을 두어 구함으로써 실험범위에서 벗어나는 경우 적용에 제약이 따른다.

철근콘크리트 부재의 전단강도시각까지의 전체 변형과

재료상태를 예측하기 위하여 1970년대 이후 변형을 적합조건을 고려한 트러스 모델이 개발되었다. 이러한 트러스 모델에는 캐나다 토론토 대학의 Collins등이 제안한 수정 압축장 이론<sup>1)</sup>(이하 MCFT)과 미국 휴스턴 대학의 Hsu등이 제안한 회전각 연화 트러스 모델<sup>2,3)</sup>(이하 RA-STM)과 고정각 연화 트러스 모델<sup>4,5)</sup>(이하 FA-STM)이 있다. 하지만, 이들 트러스 모델은  $x$ -와  $y$ -방향 철근의 능력비  $\eta$  ( $= (\rho_y f_{yy} - \sigma_y) / (\rho_x f_{xy} - \sigma_x)$ )가 대부분 작은 철근콘크리트 보에 적용하기에는 몇 가지 문제가 있다. 첫째, 이들 트러스 모델은 휨모멘트 효과가 고려되지 않은 패널실험에 의해 유도된 이론이므로 보에 적용하기 위하여 휨모멘트 효과를 고려한 해석방법이 필요하다. 둘째, 철근콘크리트 보의 전단거동을 타당하게 예측하기 위해서는 골재 맞물림 작용에 의한 응력전달을 직접적으로 반영할 수 있어야 한다. 하지만, Collins등이 제안한 MCFT와 Hsu등이 제안한 RA-STM은 균열각이 콘크리트 주압축 응력 방향과 일치한다고 가정하여 균열 각도가 철근량과 작용하중에 따라 변화하는 회전각 이론에 바탕을 두고 있어 균열면에서의 골재 맞물림 작용으로 인한 응력 전달을 직접적으로 반영할 수 없다<sup>4,5)</sup>. 셋째, Hsu등이 제안한 FA-STM

\* Corresponding author

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

E-mail : jylee@yurim.skku.ac.kr

은 골재 맞물림 작용에 의한 응력 전달을 평가하기 위하여 균열각을 초기 균열각으로 고정시켜 부재의 전단응력-변형을 관계를 구하고 있지만, 균열면의 응력과 변형률이 주응력면의 응력과 변형률과 같다고 가정함으로써  $\eta$ 가 작은 철근콘크리트 보에는 적용할 수 없는 한계를 가진다<sup>5)</sup>.

철근콘크리트 보의 전단강도시까지의 전체 변형 및 재료상태를 예측하기 위하여 본 연구자는 콘크리트 균열면의 응력과 변형률 관계를 주응력면의 응력과 변형률을 회전시켜 구하는 변환각 트러스 모델(transformation angle truss model, 이하 TATM)을 개발하였다<sup>6,7)</sup>. 하지만, 참고 문헌 6)은 TATM을 철근콘크리트 보의 전단거동 예측에 적용함에 있어서 휨모멘트 효과를 고려하지 않은 것으로, 본 연구에서는 휨모멘트 효과를 고려한 해석방법을 이용하여 TATM을 철근콘크리트 보에 적용하고자 한다. 휨모멘트 효과가 고려된 TATM에 의한 해석결과가 전단스팬비에 따른 전단응력-전단변형률 관계를 타당하게 평가하는지 검토하기 위하여, 서로 다른 전단스팬비를 가지는 4개의 단순보가 실험되었다. 또한, 제안된 해석방법에 의한 해석결과는 다양한 지점형태와 단면형태 및 전단스팬비에 대한 적용성을 검증하기 위하여 총 170개 실험결과와 비교되었으며, 기존의 트러스 모델에 의한 해석결과도 함께 비교되었다.

본 연구의 목적은 철근콘크리트 보의 전단강도시까지의 전체 변형 및 재료상태를 예측하기 위하여 휨모멘트를 고려한 해석방법을 이용하여 TATM을 철근콘크리트 보에 적용하고, 이를 실험결과와 비교함으로써 제안한 모델의 보에 대한 적용성을 검증하고자 함이다.

## 2. 변환각 트러스 모델

Fig. 1은  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$ 를 받는 균열이 발생한 철근콘크리트 요소의 응력상태와 좌표축을 나타내고 있다.

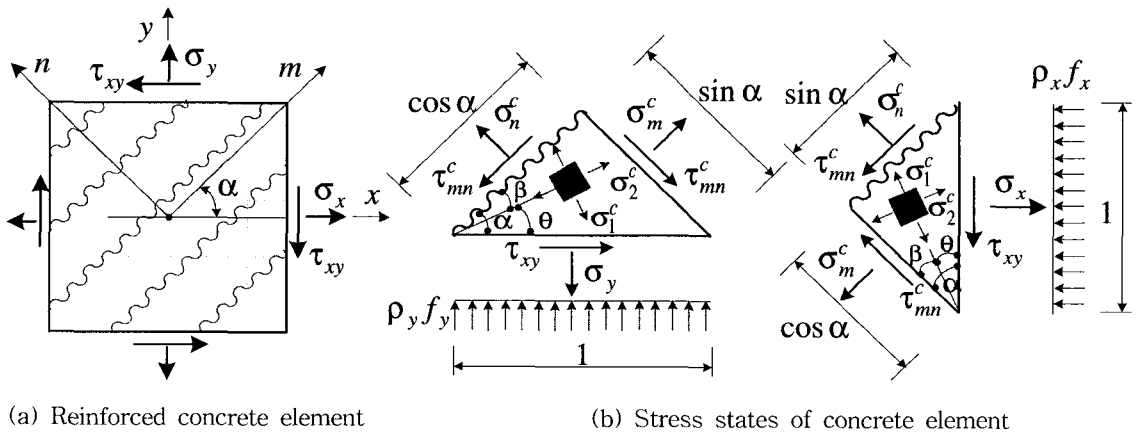


Fig. 1 Stress conditions and coordinates in reinforced concrete element

## 2.1 평형 및 적합 방정식

응력의 평형 방정식과 변형률의 적합방정식은 Fig. 1과 2로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

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

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

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

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

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

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

여기서,  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ 는 각각  $x$ 와  $y$ 방향의 직응력,  $\tau_{xy}$ 는  $x$ - $y$  좌표에서의 전단응력,  $\sigma_m^c$ ,  $\sigma_n^c$ 는 각각  $m$ ,  $n$ 방향의 콘크리트 직응력,  $\tau_{mn}^c$ 는  $m$ - $n$  좌표에서의 콘크리트 전단응력,  $\rho_x$ ,  $\rho_y$ 는 각각  $x$ 와  $y$ 방향의 철근비,  $f_x$ ,  $f_y$ 는 각각  $x$ 와  $y$ 방향의 철근응력,  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_y$ 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 평균 변형률,  $\gamma_{mn}$ 은  $m$ - $n$  좌표에서의 전단변형률이다.

## 2.2 구성 법칙

$\eta$ 가 대부분 작은 철근콘크리트 보의 경우, Fig. 2에서 보는 바와 같이  $\beta$ 가 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. 따라서, TATM에서는 콘크리트 균열면의 응력과 변형을 콘크리트 직 응력을  $\beta$ 만큼 회전한 다음 식으로부터 구하였다<sup>6,7)</sup>.

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

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

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

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

여기서,  $\sigma_2^c, \sigma_1^c$ 는 각각 2와 1방향의 콘크리트 주압축, 주인장 응력,  $\epsilon_2, \epsilon_1$ 은 각각 2와 1방향의 주압축, 주인장 변형률이다. 그리고,  $\beta$ 값은 Fig. 2(b)로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

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

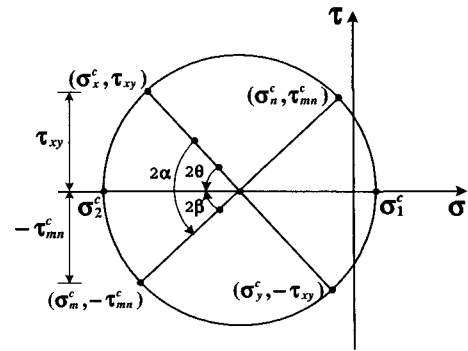
2.2.1 m-n 좌표에서의 콘크리트 진단응력-변형률 관계  
본 연구에서는 계산 알고리즘을 간단히 하고 결과에 대한 신뢰성을 높이기 위하여 균열면의 복잡한 응력전달을 접촉밀도함수를 이용하여 나타낸 Li와 Maekawa가 제안한 식을 사용하였다<sup>8,9)</sup>.

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

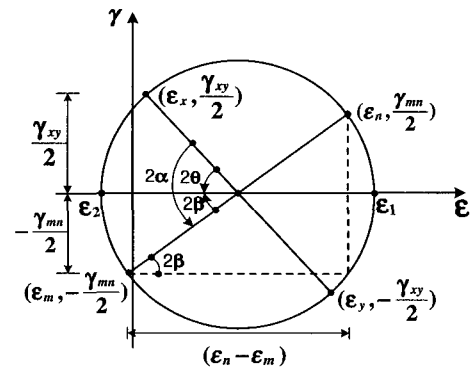
여기서,  $f_{ck}$ 는 콘크리트 압축강도(MPa)이며,  $w$ 는 균열폭,  $v$ 는 진단변위로서  $w = s_c \cdot \epsilon_n$ 과  $v = s_c \cdot \gamma_{mn}$ 으로 구할 수 있으며,  $s_c$ 는 진단균열 간격이다.

### 2.2.2 철근의 $f_s - \epsilon_s$ 관계

Hsu등이 제안한 철근의 응력-변형률 관계는 철근비가 0.5% 이상인 경우에만 적용이 가능하므로<sup>10)</sup>, y-방향 철근비가 대부분 0.5이하인 보에는 적용할 수 없다. 그 예로, Fig. 3에서 보는 바와 같이, 본 연구에서 실험한  $\rho_y$ 가 0.215% 인 S3.0 실험체에 대하여 해석을 수행하였을 때 콘크리트 인장응력과 철근의 인장응력 합은 항복강도를



(a) Mohr stress circle



(b) Mohr strain circle

Fig. 2 Mohr circles for concrete

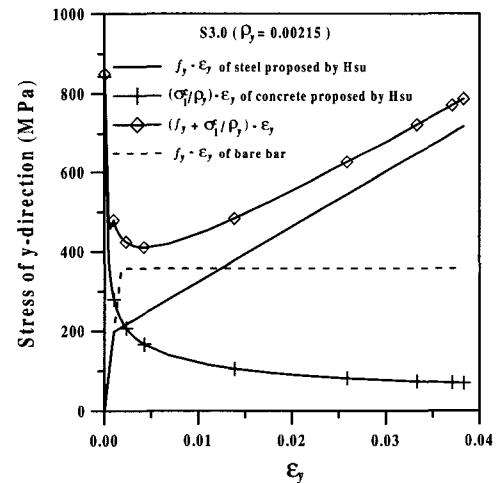


Fig. 3 Tensile stress-strain relationships of y-direction

크게 넘어서게 된다. 따라서, 본 연구에서는 콘크리트 인장응력과 철근의 인장응력 합이 항복강도를 넘지 않게 하였다.

$$f_x = E_s \epsilon_x \leq f_{xy}, \quad f_x + \frac{\sigma_1^c}{\rho_x} \leq f_{xy} \quad (13)$$

$$f_y = E_s \epsilon_y \leq f_{yy}, \quad f_y + \frac{\sigma_1^c}{\rho_y} \leq f_{yy} \quad (14)$$

### 2.2.3 콘크리트의 $\sigma_2^c - \epsilon_2$ 관계와 $\sigma_1^c - \epsilon_1$ 관계

본 논문에서 사용한 콘크리트의 압축응력-변형률 관계와 인장응력-변형률 관계는 Collins등이 제안한 식을 사용하였다<sup>11)</sup>.

$$\sigma_2^c = \nu f_{ck} \left[ 2 \left( \frac{\epsilon_2}{\nu \epsilon_o} \right) - \left( \frac{\epsilon_2}{\nu \epsilon_o} \right)^2 \right] \quad (15)$$

$$\nu = \frac{1}{0.8 + 170 \epsilon_1} \leq 1.0 \quad (16)$$

$$\epsilon_1 \leq \epsilon_{cr} \text{ 일 때, } \sigma_1^c = E_c \epsilon_1 \quad (17a)$$

$$\epsilon_1 > \epsilon_{cr} \text{ 일 때, } \sigma_1^c = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \epsilon_1}} \quad (17b)$$

여기서,  $\nu$ 는 연화계수,  $E_c$ 는 탄성계수로서  $-2f_{ck}/\epsilon_o$ ,  $f_{cr}$ 은 콘크리트 인장강도로서  $0.33\sqrt{f_{ck}(MPa)}$ 이다.

## 3. 휨모멘트 효과의 고려 및 계산방법

### 3.1 철근콘크리트 보의 전단위험단면

본 연구에서는 철근콘크리트 보의 전단위험단면을 최대 전단력이 발생하는 위치에서  $d_v$ 만큼 떨어진 곳으로 하되, Fig. 4(a)에서 보는 바와 같이 전단력이 일정한 경우 최대 휨모멘트 발생 위치에서  $d_v$ 만큼 떨어진 곳으로 하였다. Fig. 4(a)의 1, 2, 3, 4구역은 콘크리트 압축대의 각도  $\alpha$ 가 일정하지만, 직선 1-2 또는 3-4에서 가력점으로 가까워질수록  $\alpha$ 가 증가하는 부채꼴 형태의 응력장을 형성한다. 전단위험요소소의 힘의 평형조건에 의하여 콘크리트 압축대에서 저항하는 압축응력  $\sigma_2^c$ 는 각도  $\alpha$ 가 증가할수록 감소한다. 또한, 직선 3-4에서 가력점에 가까워질수록 콘크리트는 쐐기 효과에 의하여 2축 압축력을 받게 되어 전단 저항 내력이 커지게 된다. 따라서, 본 논문에서는 Fig. 4(a)에 보여지는 것과 같이 압축대의 각도가 일정한 1, 2, 3, 4 구역에서 최대 휨모멘트가 작용하는 단면 b-b'를 전단위험단면으로 가정하였다.

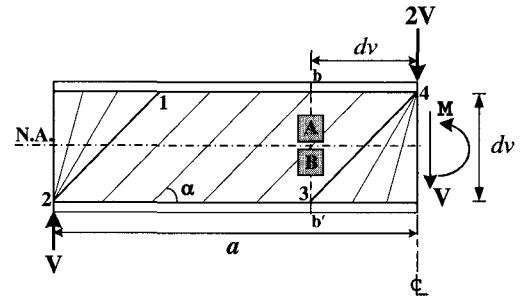
### 3.2 휨모멘트 효과가 고려된 해석방법

콘크리트의 인장강도는 압축강도에 비하여 현저하게 작기 때문에, 휨과 전단을 받는 철근콘크리트 직사각형 보에서는 단면의 인장연단에서 부채축과 거의 수직하게 휨균열이 발생한 후, 이 균열은 전단력이 증대함에 따라 대략 45도 각도로 단면 중립축으로 진전하게 된다. 이와 같은 휨-전단균열은 Navy가 지적한 바와 같이 중립축을 경계로 하여 콘크리트의 응력상태가 축압축과 축인장을 받는

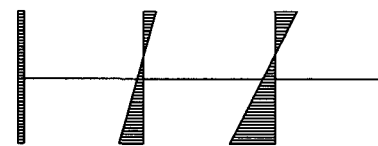
부분으로 구분되어 축압축을 받는 중립축 상부에서 멈추게 된다<sup>12)</sup>. Fig. 4(a)에서 철근콘크리트 보의 중립축을 경계로 하여 상부(요소 A)에는 축압축 및 전단응력을, 하부(요소 B)에서는 축인장과 전단응력을 받고 있다. 일반적으로 철근콘크리트 보의 전단파괴는 축인장과 전단응력을 받는 중립축 하부에서 발생한다. 따라서, 휨모멘트의 영향이 고려되지 않은 순수전단만을 받는 요소에 대하여 식(1)의  $\sigma_x = 0$  이지만, 휨모멘트의 영향이 고려된 Fig. 4(a)의 중립축 하부 단면에 대해서는 Fig. 4(c)와 같이 식(1)의  $\sigma_x = \sigma_t$ 가 된다.  $\sigma_t$ 는 매 하중 단계마다 변하는 철근콘크리트 보의 인장영역을 단면해석을 통하여 구할 수 있지만, 본 논문에서는 휨모멘트 효과의 간략화를 위하여 전단위험요소소가 저항할 수 있는 전단저항 능력을 감소시키는 방법을 택하였다. 즉, 철근콘크리트 보의 부채축방향( $x$ -방향)의 인장철근비  $\rho_{sx}$ 를 식(18)과 같이 휨모멘트에 대한 저항부담분  $\rho_{sxM}$ 과 전단에 대한 저항부담분  $\rho_{sxV}$ 로 구분하여 적용하였다.<sup>13)</sup>

$$\rho_{sx} = \rho_{sxM} + \rho_{sxV} \quad (18)$$

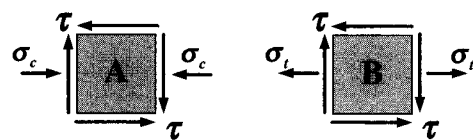
인장철근비를 휨과 전단에 대하여 분리한 것은 트러스 모델의 관점에서 볼 때, 철근콘크리트 보의 인장철근이



(a) Location of shear critical section



(b) Axial strain distributions



(c) Stress state in elements A and B

Fig. 4 Location, axial strain, and stress state of shear critical section for RC beams

휨에 의한 인장응력과 전단에 의한 인장응력 모두를 전달해야 하기 때문이다. 그리고, 이 방법은 앞서 설명한 전단위험요소에 외력  $\sigma_f$ 를 작용시켜 요소의 전단내력을 감소시키는 방법과 유사한 개념이지만 휨모멘트 효과를 간단하게 식으로 나타낼 수 있는 장점이 있다.

휨에 의해 유발되는 인장력은 모멘트  $M_s$ 를 응력중심간 거리  $jd$ 로 나눈으로써 구할 수 있으므로, 식(18)의 휨모멘트에 대한 저항부담분  $\rho_{sxM}$ 을 이용하여 정리하면 다음과 같다.

$$\rho_{sxM} = \frac{M_s}{jd \cdot f_{xy} \cdot b d} \quad (19)$$

최대 모멘트 지점에서  $d_v$ 만큼 떨어진 전단위험단면에서의 모멘트  $M_s$ 는 전단력과 지점에서 떨어진 거리를 곱함으로써 구할 수 있으므로 식(19)는 다음 식과 같이 된다.

$$\rho_{sxM} = \frac{V \cdot (a - d_v)}{jd \cdot f_{xy} \cdot b d} \quad (20)$$

식(20)에서  $jd$ 는 외력  $V$ 에 따라서 변화하므로  $jd$ 의 정확한 값은 단면해석을 통하여 구할 수 있지만, 이 논문에서는 식의 간략화를 위하여 응력중심간 거리  $jd$ 를  $d_v (= 0.9d)$ 로 가정하였다. 따라서, 매 하중 단계에서의 전단저항 철근비는 식(20)을 식(18)에 대입하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\rho_x = \rho_{sxV} = \rho_{sx} - \frac{V \cdot (a - d_v)}{d_v \cdot f_{xy} \cdot b d} \quad (21)$$

전단스팬비  $a$ 가 큰 부재의 경우 식(21)의 두 번째 항이 증가하므로  $x$ 방향의 철근비  $\rho_x$ 가 감소하게 된다.  $\rho_x$ 가 감소하면 축방향 변형률  $\epsilon_x$ 가 증가하여 콘크리트 유효압축강도  $vf_{ck}$ 가 감소하므로, 휨모멘트의 영향이 크게 작용하는 전단스팬비가 큰 부재의 전단내력은 감소하게 된다.

### 3.3 계산방법

TATM을 철근콘크리트 보에 적용하기 위하여, 본 논문은 전단위험요소가 순수 전단 응력을 받으며,  $A_{sv}$ 가 위험단면에 균등하게 배근되었다고 가정하였다. 이러한 가정으로부터  $\sigma_x = \sigma_y = 0$ 이며,  $x$ 축과 초기 균열 사이의 각  $\alpha$ 는  $45^\circ$ 이다. 휨모멘트가 고려된 TATM의 철근콘크리트 보의 전단응력과 전단변형률을 구하기 위한 계산 알고리즘은 Fig. 5와 같으며, Table 1에 본 연구에서 수행한 S3.0 실험체에 대한 계산과정을 나타내었다.

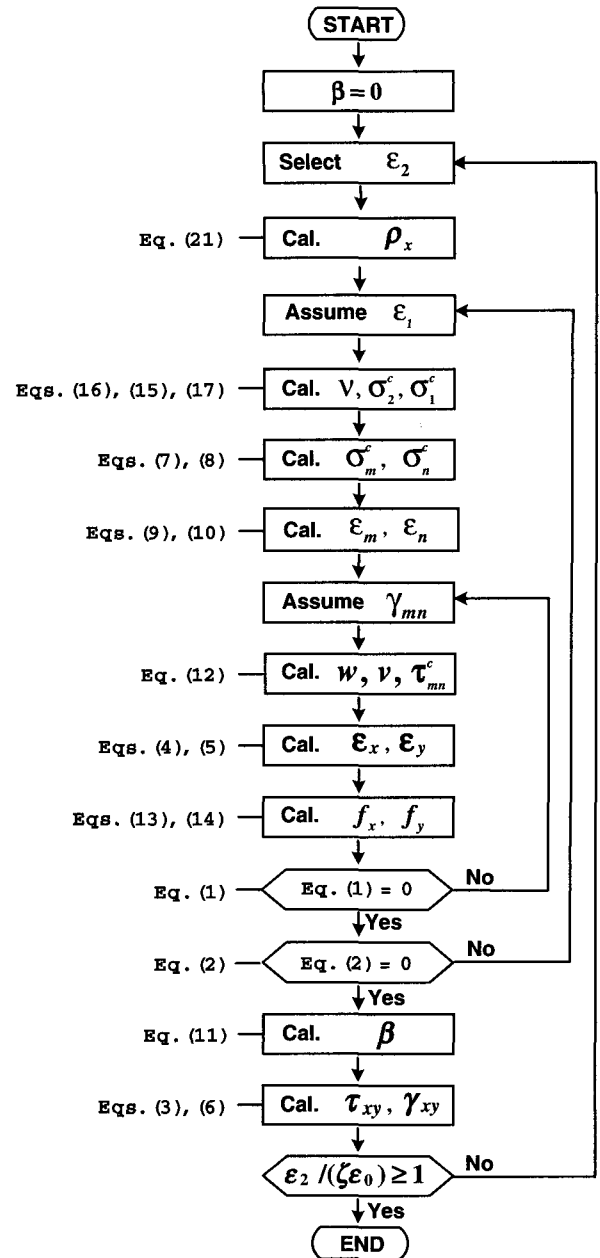


Fig. 5 Flow chart

## 4. 실험

TATM에 의한 해석결과가 철근콘크리트 보의 전단강도시까지의 전단거동을 타당하게 평가하는지 검증하고 보의 전단거동에 대한 휨모멘트 영향을 알아보기 위하여 전단스팬비를 변수로 한 총 4개의 철근콘크리트 단순보를 제작하여 전단실험하였다.

### 4.1 재료

콘크리트는 레미콘으로 제작되었으며 제조에 사용된 시멘트는 1종 보통 포틀랜드 시멘트이다. 물시멘트비는 40

%이고, 굵은 골재는 최대치수가 25 mm인 화강암 쇄석이 사용되었다. 콘크리트 배합표는 Table 2에 나타내었다. 콘크리트 특성을 알아보기 위하여  $\phi 10 \times 20$  cm의 실린더형 공시체를 제작하여 철근콘크리트 보와 동일한 조건에서 양생시켰다. 압축강도시험은 KS F 2405와 동일한 방법으로 실시되었으며, 콘크리트 평균 압축강도는 42.2 MPa였다. 철근콘크리트 보 제작에 사용된 철근은 모두 이형철근이며 인장철근과 스티럽은 각각 D22와 D10을 사용하였다. 철근인장시험은 KS B 0802 방법으로 수행되었으며, 그 결과는 Table 3에 나타내었다.

Table 1 Solution procedures for beam S3.0

Variables	Calculated values			
$\epsilon_2 (10^{-3})$	-0.08	-0.11	-0.15	-0.18
$\rho_x (\%)$	2.39	2.21	1.90	1.71
$\epsilon_1 (10^{-3})$	1.73	2.97	5.33	7.58
$\nu$	0.91	0.77	0.59	0.48
$\sigma_2^c$	-3.30	-4.47	-5.92	-6.88
$\sigma_1^c$	1.11	0.97	0.81	0.73
$\beta$ (previous)	0.15	0.18	0.22	0.25
$\sigma_m^c$	-3.21	-4.29	-5.59	-6.42
$\sigma_n^c$	1.02	0.79	0.49	0.27
$\epsilon_m (10^{-3})$	-0.04	-0.01	0.12	0.29
$\epsilon_n (10^{-3})$	1.69	2.87	5.07	7.11
$\gamma_{mn} (10^{-3})$	-0.58	-1.17	-2.46	-3.82
$\tau_{mn}^c$	-1.39	-1.90	-2.55	-2.98
$\epsilon_x (10^{-3})$	0.54	0.85	1.36	1.79
$\epsilon_y (10^{-3})$	1.11	2.02	3.82	5.61
$f_x$	107.6	170.0	273.3	359.6
$f_y$	223.2	357.8	357.8	357.8
$\tau_{xy}$	2.11	2.54	3.04	3.35
$\gamma_{xy} (10^{-3})$	1.73	2.88	4.95	6.83

Table 2 Concrete mixture proportion

Mix strength (MPa)	$G_{max}$ (mm)	Slump (cm)	W/C (%)	S/A (%)	Unit volume weight ( $kg/m^3$ )				
					W	C	S	G	AE
40	25	18	38.7	45	205	530	684	852	0.795

Table 3 Specimen properties and test results

Unit : MPa, mm

Beams	$d$	$a/d$	Tension reinforcement			Shear reinforcement			$P_u$ (kN)	$\tau_{u, exp.}$
			Bar No.	Steel ratio	$f_{xy}$	Bar No.	Steel ratio	$f_{yy}$		
S2.0	264	2.0	4 - D22	0.0267	402.0	D10 @200	0.00323	357.8	435.3	3.75
S3.0	244	3.0	5 - D22	0.0360	402.0	D10 @300	0.00215	357.8	372.5	3.47
S3.5	244	3.5	5 - D22	0.0360	402.0	D10 @300	0.00215	357.8	327.5	3.05
S4.0	244	4.0	5 - D22	0.0360	436.3	D10 @300	0.00215	357.8	284.3	2.65

$b=220$  mm,  $f_{ck}=42.2$  MPa, Compression reinforcement : 2-D10

## 4.2 실험계획

TATM에 의한 전단응력-전단변형을 관계를 검증하고 철근콘크리트 보의 전단거동에 대한 휨모멘트 효과를 알아보기 위하여 콘크리트 압축강도가 42.2 MPa,  $a/d$ 가 2.0, 3.0, 3.5, 4.0이고 단면이  $220 \times 300$  mm인 철근콘크리트 단순보를 제작하였다. 가력방법은 중앙부 집중 하중으로 하였다. Fig. 6에서 보는 바와 같이 보의 전단파괴 여부를 알아보기 위하여 인장철근의 중앙부에 게이지를 부착하였으며, 전단위험단면 및 스티럽의 변형을 알아보기 위하여 중앙부에서  $d_v$ 만큼 떨어진 위치와 스티럽에 게이지를 부착하였다. 보의 전단변형률을 측정하기 위하여 Fig. 7과 같이 보 옆면에 LVDT를 설치하여 전단위험단면 근처에서 발생하는 전단변형률을 측정하였다. 또한 보 중앙부의 처짐을 LVDT로 측정하였다. 실험체 상세는 Table 3에 나타내었으며, 실험체 배근상세와 LVDT 현황은 각각 Fig. 6과 7에 나타내었다.

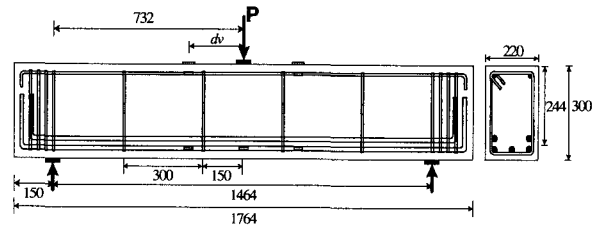


Fig. 6 Details of specimen (S3.0)

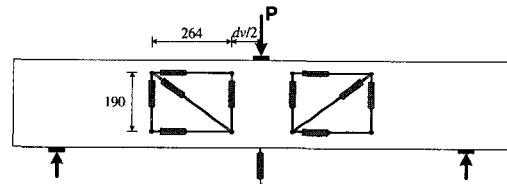


Fig. 7 Test setup for beams (S3.0)

### 4.3 실험결과

모든 실험체는 사인장 균열 발생 이후 휨과괴 이전에 전단철근이 항복한 후 전단과괴 되었다. Table 3과 Fig. 8에서 보는 바와 같이  $a/d$ 가 2에서 4로 증가함에 따라 전단강도는 약 30% 감소하였다. 이것은 전단스팬비가 증가할수록 보의 전단위험단면에 작용하는 휨모멘트가 증가하여 보의 전단저항 능력을 감소시키기 때문이다. 보의 전단응력-전단변형률 곡선은 Fig. 9에 나타내었으며, S2.0의 데이터는 취득하지 못하였다.

## 5. TATM의 철근콘크리트 보에 대한 적용성 검토

### 5.1 전단응력-전단변형률 관계

제안된 해석법의 타당성을 검토하기 위한 첫 번째 단계로서, 철근콘크리트 보의 전단응력-전단변형률 관계를 타당하게 평가하는지를 알아보려고 한다. 평가를 위하여 사용된 실험결과는 본 연구에서 수행된 S3.0, S3.5 및 S4.0 실험체이다. 제안된 해석법에 의한 해석결과는 RA-STM, FA-STM과 함께 Fig. 9에서 실험결과와 비교되었다. 그림을 보아 알 수 있듯이, 제안된 해석법과 FA-STM은 실험결과와 유사한 거동을 보이는 반면, RA-STM은 실험결과에 대하여 전단강도까지 최대 약 30% 정도까지 과소 평가하는 거동을 보였다. 이것은 FA-STM과 제안된 해석법인 TATM은 고정각에 바탕을 두어 콘크리트 기여항으로 균열면에서의 골재 맞물림 작용을 직접적으로 고려할 수 있지만, RA-STM은 회전각에 바탕을 두어 이를 직접적으로 고려하지 못하기 때문이다. 따라서, 철근콘크리트 보의 전단강도 도달시까지의 전단응력-전단변형률을 타당하게 평가하기 위해서는 콘크리트 기여를 직접적으로 고

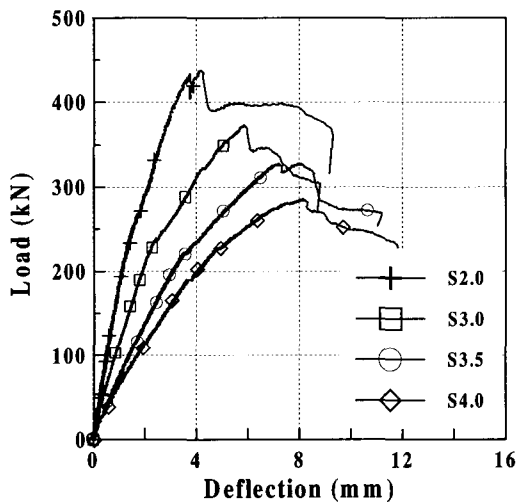
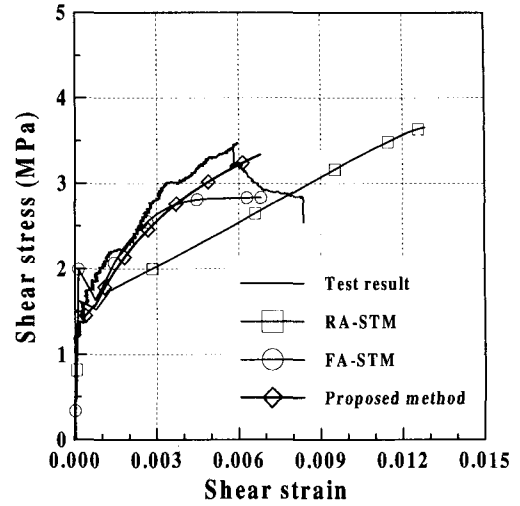
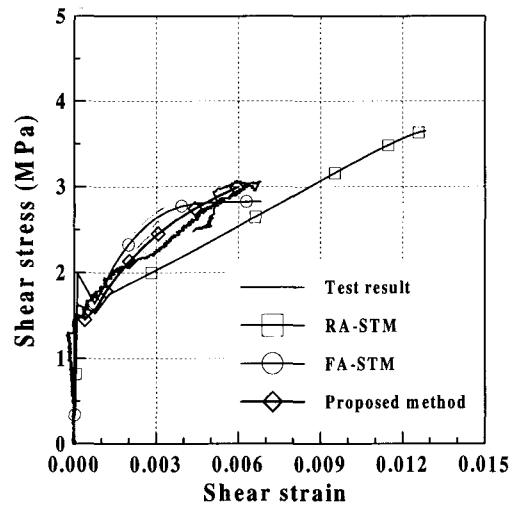


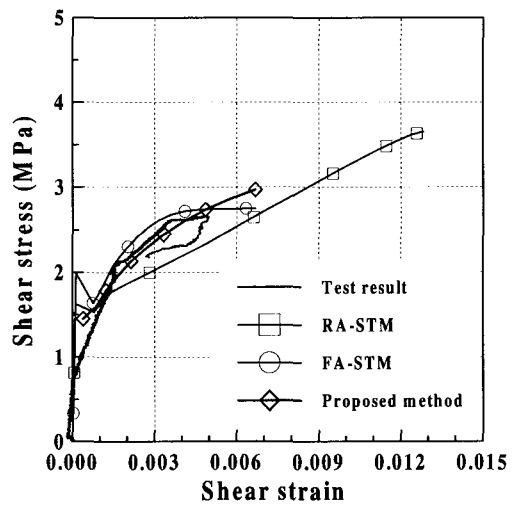
Fig. 8 Load-deflection curves of tested beams



(a) S3.0



(b) S3.5



(c) S4.0

Fig. 9 Shear stress-strain relations of experimental and theoretical results

려할 수 있는 트러스 모델을 사용하여야 함을 알 수 있다.

## 5.2 전단강도

제안된 해석법의 타당성 검토를 위한 두 번째 단계로서, 해석결과는 170개 철근콘크리트 보의 전단실험결과와 비교되었다. 비교를 위해 수집된 보의 콘크리트 압축강도는 42.2 MPa이하, 전단스팬비는 1.5~7.2,  $\eta$ 는 0.015~0.568이며 가력형태는 모두 집중하중이다. 또한, Table 4에서 보는 바와 같이 수집된 보의 지점형태는 단순지지, 구속지지, 연속지지이며, 단면형태는 직사각형과 T형으로서 다양하다. 수집된 실험결과의 신뢰성을 위하여 휨파괴의 90% 이전에 전단파괴된 것만을 채택하였으며, 수집된 보의 스티럽은 모두 수직 전단철근을 가진다. 수집된 실험결과와 비교된 해석결과는 ACI 318-99 기준, MCFT, RA-STM, FA-STM 및 TATM을 이용한 제안된 해석법에 의한 것이다. 검증에 사용된 170개 실험결과와 해석결과의 비교는 Table 4와 Fig. 10에 나타내었다.

제안된 해석법에 의한 해석결과는 전체 170개 실험결과를 평균 0.96, 변동계수 11.9%로 매우 정확히 예측하였다.

그러나, FA-STM에 의한 해석결과는 전체 실험결과에 대하여 평균과 변동계수가 각각 1.36, 22.4%로서 실험결과를 크게 과소평가할 뿐만 아니라 변동계수도 5가지 해석방법 중 가장 컸다. 한편, ACI 기준과 MCFT 및 RA-STM에 의한 해석결과는 전체 실험결과에 대하여 평균과 변동계수가 각각 1.40과 18.1%, 0.96과 18.0%, 0.95과 15.4%로서 3가지 해석방법의 분산의 정도는 크지 않았다. 본 연구에서는 5.1절에서 언급된 바와 같이, 철근콘크리트 보의 골재 맞물림 작용에 의한 응력 전달을 콘크리트 기여항으로 직접 고려하여 파괴시까지의 전단응력-전단변형률 관계를 타당하게 예측할 수 있는 FA-STM과 TATM의 해석결과를 중심으로 실험결과와 비교하고자 한다.

### 5.2.1 지점형태 및 단면형태에 따른 전단강도 예측

Table 4에서 보는 바와 같이, 제안된 해석법은 단순보에 대하여 평균 0.99, 변동계수 12.5%이고 구속보에 대하여 평균 0.93, 변동계수 10.5%로서 실험결과를 매우 정확히 예측하였다. 그러나, FA-STM은 단순보에 대하여 평균 1.40, 변동계수 23%이고 구속보에 대하여 평균 1.38, 변동계수 19.4%로서 실험결과를 잘 예측하지 못함을 알 수

Table 4 Physical properties and comparison of experimental and theoretical results for the shear strength of reinforced concrete beams

	Section	Ref.	Num. of beams	$\tau_{exp.} / \tau_{ana.}$						
					ACI	MCFT	RA-STM	FA-STM	Proposed method	
Support	Simple beam	□	14-17, this study	49	Mean	1.42	1.00	0.95	1.24	0.99
					V.C.(%)	16.7	15.9	17.7	20.8	11.7
		T	17-19	35	Mean	1.60	1.08	1.05	1.62	0.99
					V.C.(%)	15.6	12.4	12.7	16.5	13.7
	Sub-total		84	Mean	1.50	1.03	0.99	1.40	0.99	
	V.C.(%)	17.1		14.8	16.3	23.0	12.5			
	Restrained beam	□	15, 20-25	66	Mean	1.35	0.91	0.94	1.38	0.93
					V.C.(%)	13.4	17.4	11.4	19.7	10.3
		T	18, 19	8	Mean	1.34	0.94	0.94	1.35	0.93
					V.C.(%)	17.9	16.4	15.7	18.2	13.2
		Sub-total		74	Mean	1.35	0.91	0.94	1.38	0.93
		V.C.(%)	13.8		17.2	11.8	19.4	10.5		
Continuous beam	□	26	12	Mean	1.02	0.74	0.77	1.00	0.91	
				V.C.(%)	11.9	9.9	9.2	10.0	8.1	
Total			170	Mean	1.40	0.96	0.95	1.36	0.96	
		V.C.(%)		18.1	18.0	15.4	22.4	11.9		
Section	□		127	Mean	1.35	0.93	0.93	1.29	0.95	
				V.C.(%)	16.9	18.3	15.1	21.6	11.1	
	T		43	Mean	1.55	1.05	1.03	1.57	0.98	
				V.C.(%)	17.1	13.9	13.7	17.9	13.7	
a/d	a/d < 2.5		114	Mean	1.33	0.92	0.94	1.29	0.96	
				V.C.(%)	17.3	19.0	15.2	22.0	10.4	
	a/d ≥ 2.5		56	Mean	1.53	1.03	0.99	1.51	0.96	
				V.C.(%)	16.2	13.6	15.3	19.8	14.7	

□ : Rectangular shape, T : T shape, Ref. : Reference, V.C. : Variation coefficient



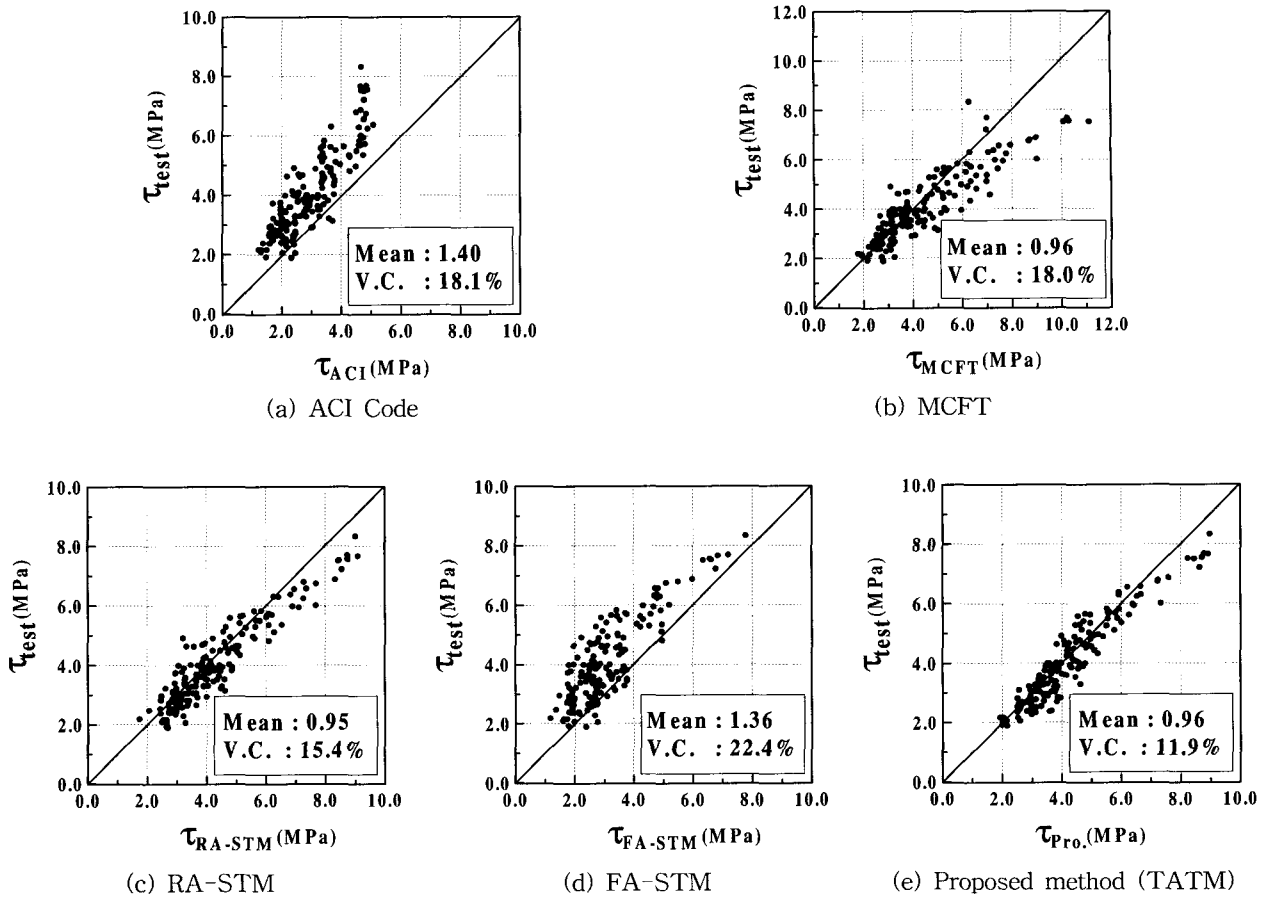


Fig. 10 Comparison of experimental and theoretical results for the shear strength

있다. 연속보인 경우, 제안한 해석법과 FA-STM에 의한 해석결과는 실험결과를 각각 변동계수 8.1%와 10%로 잘 예측하였다. 또한, 제안된 해석법은 전체 직사각형 보와 T형 보에 대하여 평균과 변동계수가 각각 0.95와 11.1%, 0.98와 13.7%로 실험결과를 잘 예측함으로써 FA-STM보다 더 좋은 결과를 보였다. 따라서, 제안된 해석법과 함께 TATM은 다양한 지점형태와 단면형태에 대하여 집중하중을 받는 철근콘크리트 보의 전단강도 예측에 적용 가능하다.

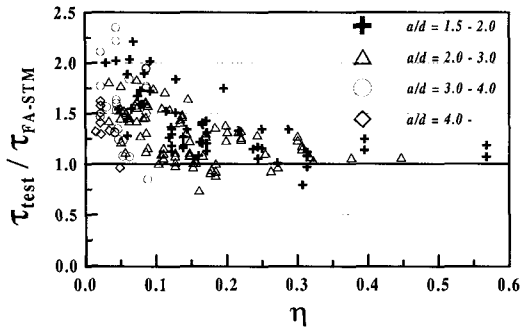
### 5.2.2 $\eta$ 에 따른 전단강도 예측

Fig. 11(a)에서 보는 바와 같이, FA-STM은  $\eta$ 가 약 0.2 이하인 경우,  $\eta$ 가 감소할수록 실험결과를 크게 과소평가하고 있다. 이것은 2.2절에서 설명한 바와 같이, FA-STM에서 균열면 방향의 응력과 변형을 관계로 주응력면의 응력과 변형을 관계와 같다고 가정하였기 때문이다. 즉,  $\eta$ 가 0.2이하인 철근콘크리트 보의 경우, Fig. 2에서 보는 바와 같이 실제 균열면 방향의 응력 및 변형률과 주응력면의 응력 및 변형률과의 차이가 커지는데, 이것을 FA-STM에서는 고려해주지 못하기 때문이다. 반면에,

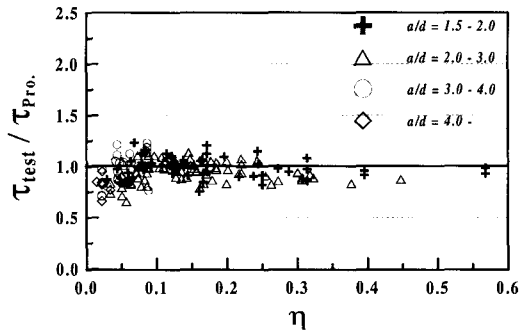
콘크리트 균열면의 응력과 변형을 관계로 주응력면의 응력과 변형을 회전시켜 구하는 TATM은 Fig. 11(b)에서 보는 바와 같이,  $\eta$ 에 대한 영향을 거의 받지 않고 실험결과를 타당하게 예측하였다.

### 5.2.3 전단스팬비에 따른 전단강도 예측

제안한 해석법에 의한 해석결과는 보의 전단스팬비 2.5 이하에서 평균 0.96, 변동계수 10.4%이고 2.5이상에서 평균 0.96, 변동계수 14.7%였으며, Fig. 12(b)에서 보듯이 전단스팬비에 거의 관계없이 실험결과를 잘 예측하고 있다. 하지만, FA-STM은 보의 전단스팬비 2.5이하에서 평균 1.29와 변동계수 22%, 2.5이상에서 1.51와 변동계수 19.8%로 실험결과를 크게 과소평가하고 있으며, 분산의 정도도 매우 컸다. Fig. 12(a)에서, FA-STM이 휨모멘트 효과가 고려되지 않았음에도 불구하고 전단스팬비가 증가할수록 감소되는 양상을 보이지 않는 것은 전단실험시 전단스팬비가 큰 보의  $\eta$ 를 전단파괴로 유도하기 위하여 대부분 낮게 하기 때문이다. 즉, Fig. 11(a)에서 보아 알 수 있듯이  $a/d$ 가 3이상인 보의 대부분이  $\eta \leq 0.1$ 에 속하며, FA-STM이  $\eta$ 가 0.2이하인 보에 대하여 크게 과소평가

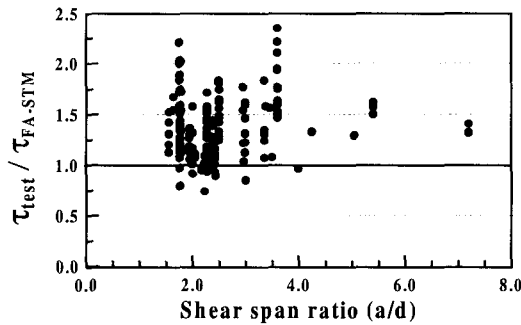


(a) FA-STM

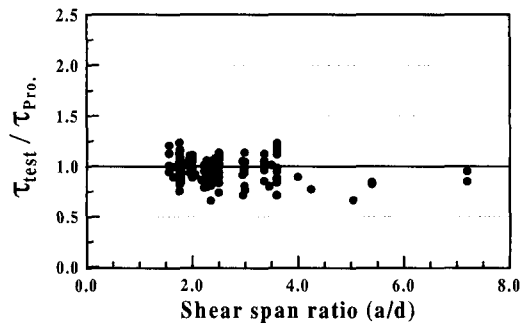


(b) Proposed method (TATM)

Fig. 11 Effect of  $\eta$  on the shear strength predictios



(a) FA-STM



(b) Proposed method (TATM)

Fig. 12 Effect of  $a/d$  on the shear strength predictios

하기 때문에 전단스팬비에 대한 전단강도 감소효과가 보이지 않는 것이다.

이상의 결과로부터 본 연구에서 제안한 해석법에 의한 TATM의 해석결과가 FA-STM에 의한 해석결과보다 철근콘크리트 보의 전단강도를 더 타당하게 예측하고 있음을 알 수 있다.

## 6. 결 론

1) 고정각 이론에 바탕을 둔 TATM과 FA-STM은 콘크리트 기여향으로 균열면에서의 골재 맞물림 작용을 직접 고려함으로써 파괴시까지 실험결과와 유사한 거동을 보이는 반면, 이를 직접적으로 고려하지 못하는 회전각 이론에 바탕을 둔 RA-STM은 실험결과에 대하여 최대강도 시까지 최대 약 30%까지 과소평가하는 거동을 보였다.

2) 다양한 전단스팬비와 지점조건 및 단면형태를 가지는 집중하중을 받는 철근콘크리트 보에 대하여 본 연구에서 제안한 해석법에 의한 해석결과는 170개 실험결과에 대하여 평균 0.96, 변동계수 11.9%로 잘 예측하였다.

3) FA-STM은  $x$ -방향 철근능력에 대한  $y$ -방향 철근능력의 비,  $\eta$ 가 약 0.2 이하인 경우  $\eta$ 가 감소할수록 실험결과를 크게 과소평가한 반면, 콘크리트 균열면의 응력과 변형률 관계를 주응력면의 응력과 변형률을 회전시켜 구하는 TATM은  $\eta$ 에 거의 관계없이 실험결과를 타당하게 예측하였다.

## 감사의 글

본 연구는 한국과학재단 목적기초연구(R05-2002-000-00120-0)지원으로 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

## 참고문헌

1. F. J. Vecchio and M. P. Collins, "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI Structural Journal*, Vol. 83, No. 2, Mar.-Apr. 1986, pp.219~231.
2. T. T. C. Hsu, "Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion," *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 6, Nov.-Dec. 1988, pp.624~635.
3. T. T. C. Hsu, "Nonlinear Analysis of Concrete Membrane Elements," *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 5, Sep.-Oct. 1991, pp.552~561.

4. X. B. Pang and T. T. C. Hsu, "Fixed Angle Softened Truss Model for Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 2, Mar.-Apr. 1996, pp.197~207.
5. T. T. C. Hsu and L. X. Zhang, "Nonlinear Analysis of Membrane Elements by Fixed-Angle Softened- Truss Model," *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 5, Sep.-Oct. 1997, pp.483~492.
6. 김상우, 이정윤, "변환각 트러스 모델에 의한 철근콘크리트 보의 전단거동 예측에 관한 연구," 한국콘크리트학회논문집, 제13권 2호, 2001. 4, pp.130~138.
7. 이정윤, "고정각 연화 트러스 모델의 적용 한계에 대한 연구," 한국콘크리트학회논문집, 제12권 5호, 2000. 10, pp.81~92.
8. F. Watanabe and J.-Y. Lee, "Theoretical Prediction of Shear Strength and Ductility of Reinforced Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 6, Nov.-Dec. 1998, pp.749~757.
9. B. Li, K. Maekawa, and H. Okamura, "Contact Density Model for Stress Transfer Across Cracks in Concrete," *Journal of the Faculty of Engineering*, Vol. 40, No. 1, 1989, pp.9~52.
10. R. R. H. Zhu, T. T. C. Hsu, and J.-Y. Lee, "Rational Shear Modulus for Smeared Crack Analysis of Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 4, July-Aug. 2001, pp.443~450.
11. M. P. Collins and D. Mitchell, "*Prestressed Concrete Structures*," Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1991, 766 pp.
12. E. G. Nawy, "*Prestressed Concrete :A Fundamental Approach*," 2nd ed., Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 1996, 789 pp.
13. P. Y. L. Kong and B. V. Rangan, "Shear Strength of High-Performance Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 6, Nov.-Dec. 1998, pp.677~688.
14. A. P. Clark, "Diagonal Tension in Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 48, No. 2, Oct. 1951, pp.145~156.
15. A. H. Mattock and Z. Wang, "Shear Strength of Reinforced Concrete Members Subject to High Axial Compressive Stress," *ACI Structural Journal*, Vol. 81, No. 3, May-June 1984, pp.287~298.
16. O. Moretto, "An Investigation of the Strength of Welded Stirrups in Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 42, No. 2, Nov. 1945, pp. 141~162.
17. A. Placas and P. E. Regan, "Shear Failure of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 68, No. 10, Oct. 1971, pp.763~773.
18. S. A. Guralnick, "High-Strength Deformed Steel Bars for Concrete Reinforcement," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 57, No. 3, Sep. 1960, pp.241~282.
19. M. J. Haddadin, S.-T. Hong, and A. H. Mattock, "Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams with Axial Force," *Proceedings, ASCE*, Vol. 97, No. ST9, Sep. 1971, pp.2277~2297.
20. R. C. Elstner, K. G. Moody, I. M. Viest, and E. Hognestad, "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. Part3 - Tests of Restrained Beams with Web Reinforcement," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 51, No. 6, Feb. 1955, pp.525~539.
21. S. Kokusho, K. Kobayashi, S. Mitsugi, and H. Kumagai, "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.
22. H. Takagi, H. Okude, and T. Nitta, "Shear Strength of Beam Depending the Strength of Web Reinforcements," *Proceedings, JCI*, Vol. 11, No. 2, 1989, pp.75~80.
23. N. Nishiura, E. Makitani, and K. Shindou, "Shear Resistance of Concrete Beams with High Strength Web Reinforcements," *Proceedings, JCI*, Vol. 15, No. 2, 1993, pp.461~466.
24. Y. Matsuzaki, K. Nakano, M. Iso, and H. Watanabe, "Experimental Study on the Shear Characteristic of RC Beams with High Tension Shear Reinforcement," *Proceedings, JCI*, Vol. 12, No. 2, 1990, pp.325~328.
25. M. Fukuhara and S. Kokusho, "Effectiveness of High Tension Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Members," *Journal of the Structural Construction Engineering, AIJ*, No. 320, Oct. 1982, pp.12~20.
26. J. J. Rodriguez, A. C. Bianchini, I. M. Viest, and C. E. Kesler, "Shear Strength of Two-Span Continuous Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 55, No. 10, Apr. 1959, pp.1089~1130.

---

## 요 약

철근콘크리트 보의 전단거동을 예측하기 위하여 휨모멘트가 고려된 변환각 트러스 모델(TATM)을 제안하였다. 제안된 TATM으로 구한 전단응력-전단변형률 관계는 본 연구에서 수행된 실험결과와 잘 일치하였다. 또한, TATM으로 구한 전단강도는 다양한 전단스팬비와 지점형태 및 단면형태를 가지는 총 170개 실험결과와 비교되었다. TATM에 의한 해석결과는 평균 0.96, 변동계수 11.9 %로서 기존의 트러스 모델에 의한 해석결과보다 실험결과를 더 잘 예측하였으며, 해석결과에 대한 실험결과와의 비는  $a/d$ 와  $\eta$ 에 관계없이 거의 일정하였다.

**핵심용어** : 변환각 트러스 모델, 전단강도, 전단변형률, 철근콘크리트 보, 휨모멘트 효과

---