

막요소 해석에 사용된 트러스 모델을 이용한 철근콘크리트 보의 전단거동 예측

Shear Response Prediction of the Reinforced Concrete Beams using Truss Models for Membrane Element Analysis

김 상 우* 이 정 윤**
Kim, Sang-Woo Lee, Jung-Yoon

Abstract

This paper presents a truss model that can predict the shear behavior of reinforced concrete (RC) beams subjected to the combined actions of shear and flexure. Unlike other truss models, the proposed truss model, TATM, takes into account the effect of the flexural moment on the shear strength of RC beams with different shear span-to-depth ratios. To check the successfulness of the proposed model, experimentally obtained shear stress-shear strain curves were compared to the predicted ones using the proposed truss model. Furthermore, the shear strengths of 170 RC test beams with variable shear span-to-depth ratios were compared to the shear strengths as given by the truss model reported in this paper.

keywords : shear strength; shear strain; bending moment; truss model; reinforced concrete beams.

1. 서 론

철근콘크리트 보의 전단파괴는 매우 취성적이기 때문에 안전하고 경제적인 설계를 위하여 전단강도 뿐만 아니라 전단변형까지도 예측할 수 있어야 한다. 일반적으로 전단하중은 휨과 함께 보에 작용하기 때문에 타당한 전단거동 예측을 위하여 전단강도와 전단변형에 대한 휨의 영향은 반드시 고려되어야 한다.

철근콘크리트 보의 전단강도와 전단변형에 대한 예측은 20세기 초 Ritter와 Morsch가 휨의 평형조건만을 이용하여 트러스 모델을 개발한 이래, 수정 압축장 이론(MCFT)¹⁾, 회전각 연화 트러스 모델(RA-STM)²⁾, 고정각 연화 트러스 모델(FA-STM)³⁾과 같은 변형률 적합조건까지 만족하는 트러스 모델이 개발됨으로

써 가능해졌다.

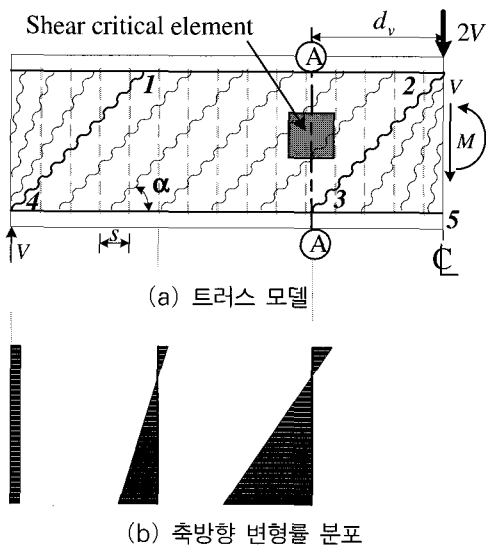
이러한 트러스 모델은 전체 구조물의 거동을 막요소의 거동으로 대표할 수 있는 벽과 셸 형태로 된 철근콘크리트 구조물의 비선형 해석에 많이 이용되고 있다. 철근콘크리트 보 또한 그림 1과 같이 전단 위험단면에서의 면내 철근콘크리트 요소가 보 전체의 전단특성을 대표한다고 가정함으로써 트러스 모델을 이용할 수 있으며, 비교적 간단하게 전단거동을 예측할 수 있다.

그러나, 기존에 개발된 트러스 모델은 정식화 과정에서 순수전단을 받는 철근콘크리트 막요소를 대상으로 하였기 때문에 휨과 전단을 동시에 받는 철근콘크리트 보에 적용하기에는 몇가지 한계가 있으며, 본 연구자는 이러한 한계를 해결한 변형각 트러스 모델(TATM)⁴⁾을 개발하였다.

본 연구에서는 기존에 개발된 트러스 모델과 본 연구자가 제안한 트러스 모델의 철근콘크리트 보에 대한 적용성을 검토하고자 한다.

* 정회원 · 성균관대학교 건축공학과 박사과정

** 정회원 · 성균관대학교 건축공학과 조교수



〈그림 1〉 철근콘크리트 보의 트러스 모델과 축방향 변형률 분포

2. RC 보 해석을 위한 트러스 모델

2.1 변형률 적합조건을 사용한 트러스 모델

Michell과 Collins⁵⁾는 철근콘크리트 요소의 비틀림과 전단거동을 예측하기 위하여 압축장이론(CFT)을 개발하였다. 이 이론은 재료역학의 세 가지 기본 원리(응력의 평형, 변형률 적합조건, 재료의 구성법칙)에 근거하여 사인장 균열발생 이후 전단강도까지의 전단응력과 전단변형률을 예측할 수 있으며, 콘크리트 주압축응력의 기울기가 주압축변형률의 기울기와 같다고 가정하였다.

그러나, CFT에서는 균열이후의 콘크리트 인장응력이 고려되지 않아 균열이 발생한 철근콘크리트 부재의 전단강도를 과소평가하였으며, Vecchio와 Collins 및 Hsu는 콘크리트의 인장강도를 고려하여 CFT를 개선한 MCFT¹⁾ 및 RA-STM²⁾을 제안하였다.

CFT와 MCFT 및 RA-STM은 콘크리트 균열각이 콘크리트 주압축 응력의 기울기 θ 와 같다는 가정에 있어서는 동일하다. 하지만, RA-STM은 정식화 과정이 MCFT보다 더 간단하고 명확하다.

비록 RA-STM이 철근콘크리트 요소의 전단거동을 예측할 수 있는 간단한 모델이긴 하지만, 콘크리트 균열방향이 주압축 응력방향과 동일하다는 회전각 이론에 바탕을 두고 있기 때문에 골재맞물림 작

용에 의한 응력전달을 직접적으로 평가할 수 없다. 골재맞물림 작용에 의한 응력전달을 직접적으로 평가하기 위하여, Hsu등은 콘크리트 균열각을 균열이전의 외부응력에 의해 결정되는 초기 균열각으로 고정시킨 FA-STM을 제안하였다.³⁾ 하지만, FA-STM의 순수전단을 받는 철근콘크리트 요소에 대한 전단거동 예측의 정확성은 두 철근방향의 철근량의 차이가 커질수록 떨어진다.⁴⁾ 이것은 두 방향 철근비의 차이가 증가할수록 균열면 방향과 콘크리트의 주응력 방향의 차이가 커지기 때문으로 이에 대한 자세한 설명은 2.4절에서 논의된다. 따라서, FA-STM은 두 방향 철근비의 차이가 대부분 큰 철근콘크리트 보에 적용하기에는 한계를 가진다.

철근콘크리트 보의 전단강도시까지의 전단거동을 타당하게 예측하기 위하여 본 연구자는 콘크리트 균열면의 응력과 변형률 관계를 주응력면의 응력과 변형률을 회전시켜 구하는 변환각 트러스 모델(TATM)을 제안하였다⁴⁾. 제안한 트러스 모델은 기존의 트러스 모델이 고려하지 않은 전단강도와 전단변형에 대한 힘의 영향을 고려하고 있다.

2.2 전단위험요소

그림 1(a)에 나타난 중앙부 집중하중을 받는 철근콘크리트 보의 콘크리트 스트럿의 기울기 α 에 의존하는 2가지 구역으로 나누어 질 수 있다. 보의 '1-2-3-4' 구역은 경사진 스트럿의 기울기가 α 로 일정한 구역이다. 반면, 가력점과 지점근처는 스트럿의 기울기가 90도에서 α 까지 변화하며, 부채꼴 형태의 응력장을 형성한다.

그림 1(b)는 부재 축방향 변형률의 분포를 나타낸다. 부채꼴 형태의 응력장이 형성되는 구역은 쇠기 효과에 의하여 높은 2축 압축응력을 받게 되어 '1-2-3-4' 구역보다 더 큰 전단내력을 가지게 된다.^{6,7)} 따라서, 본 연구에서 전단위험요소는 그림 1(a)에서 보는 바와 같이, 최대 모멘트 단면에서 보의 유효전단축 d_v 만큼 떨어진 A-A 단면으로 가정하였다. 여기서 유효 전단축 d_v 는 0.9d로 취하며,^{6,7)} d는 보의 유효축이다.

2.3 전단위험요소의 응력 및 변형률 상태에 대한 가정과 정식화

그림 1(a)에 있는 전단위험요소의 응력 상태는 그림 2에 나타내었다. x-와 y-방향은 철근방향을 나타내며, m-과 n-방향은 RC 요소에 작용된 주응력 방향을 나타낸다. 그리고, 1-과 2-방향은 콘크리트의 주응력 방향을 나타낸다. 계산을 위하여 TATM에서는 휨과 전단철근이 각각 x-와 y-방향으로 균등하게 분포하며, 장부작용은 무시된다고 가정하였다. 전단력은 철근콘크리트 보의 유효춤 전체에 균등히 분포한다고 가정하였다.

그림 2로부터, 평형방정식은 다음과 같다.

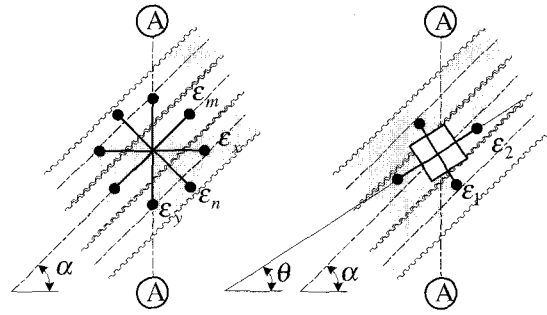
$$\sigma_x = \sigma_m^c \cos^2 \alpha + \sigma_n^c \sin^2 \alpha + 2\tau_{mn}^c \sin \alpha \cos \alpha + \rho_x f_x \quad (1)$$

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

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

여기서, σ_x, σ_y 는 각각 x와 y방향의 직응력, τ_{xy} 는 x-y 좌표에서의 전단응력, σ_m^c, σ_n^c 는 각각 m, n방향의 콘크리트 직응력, τ_{mn}^c 는 m-n 좌표에서의 콘크리트 전단응력, ρ_x, ρ_y 는 각각 x와 y방향의 철근비, f_x, f_y 는 각각 x와 y방향의 철근응력이다.

전단위험단면(단면A-A)에 있는 사인장 균열이 발생한 철근콘크리트 요소의 변형률 상태는 그림 3과



〈그림 3〉 전단위험요소의 변형률 상태

같으며, m-n 좌표계의 변형률을 x-y 좌표계로 변환시켜주는 적합방정식은 다음과 같다.

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

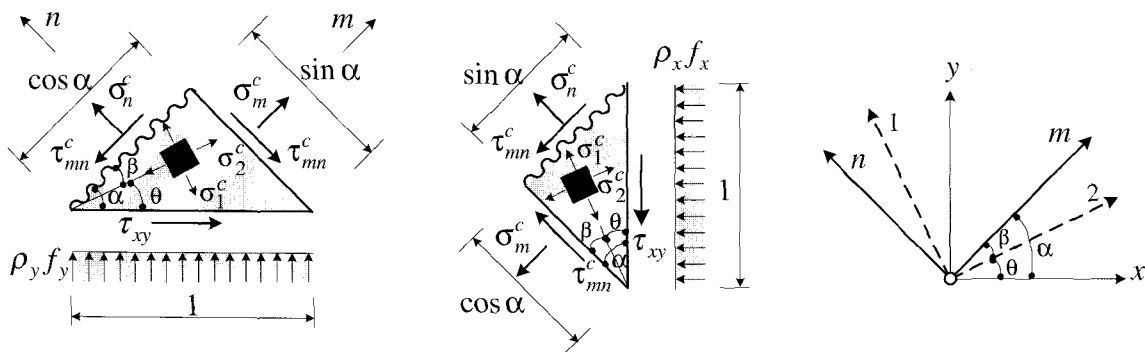
$$\epsilon_y = \epsilon_m \sin^2 \alpha + \epsilon_n \cos^2 \alpha - \gamma_{mn} \sin \alpha \cos \alpha \quad (5)$$

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

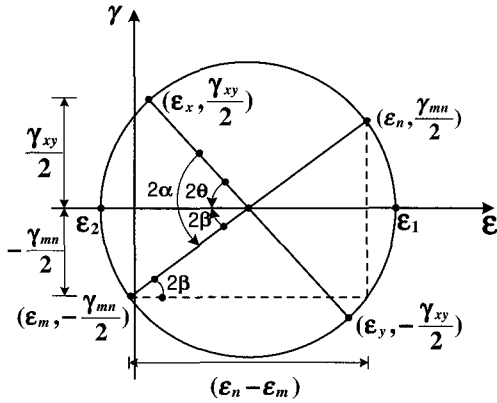
여기서, ϵ_x, ϵ_y 는 각각 x와 y방향의 평균 변형률, γ_{xy} 는 x-y 좌표에서의 평균 전단변형률, ϵ_m, ϵ_n 는 각각 m, n방향의 콘크리트 평균 변형률, γ_{mn} 은 m-n 좌표에서의 전단변형률이다.

2.4 재료의 구성법칙

식(1)~(6)의 해를 구하기 위해서는 압축과 인장을 받는 콘크리트의 구성법칙, 전단을 받는 콘크리



〈그림 2〉 전단위험요소의 응력상태



〈그림 4〉 콘크리트에 대한 모어 씨클

트의 구성법칙, 그리고 인장을 받는 철근의 구성법칙이 필요하다.

Pang과 Hsu에 의해 제안된 FA-SIM은 m-n 좌표계의 $\sigma_m^c - \epsilon_m$ 과 $\sigma_n^c - \epsilon_n$ 관계가 각각 2-1 좌표계의 $\sigma_2^c - \epsilon_2$ 와 $\sigma_1^c - \epsilon_1$ 관계와 같다고 가정하였다.³⁾ 그렇지만, 그림 4에 있는 모어 씨클로부터 알 수 있듯이, 각 β 의 값이 큰 경우 $\sigma_m^c, \sigma_n^c, \epsilon_m, \epsilon_n$ 이 실제 $\sigma_2^c, \sigma_1^c, \epsilon_2, \epsilon_1$ 과 큰 차이를 보인다.

따라서, TATM에서는 콘크리트 균열면의 응력과 변형률 관계를 콘크리트 직응력을 β 만큼 회전한 다음 식으로부터 구하였다.

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

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

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

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

각 β 는 그림 4로부터,

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

주압축 및 주인장 응력을 받는 콘크리트의 구성 관계는 Collins 등이 제안한 식을 사용하였으며, 철근의 응력-변형률 관계는 다음과 같다.⁷⁾

$$f_x = E_s \epsilon_x \leq f_{xy} - \frac{\sigma_1^c}{\rho_x} \quad (12)$$

$$f_y = E_s \epsilon_y \leq f_{yy} - \frac{\sigma_1^c}{\rho_y} \quad (13)$$

여기서, f_{xy} 와 f_{yy} 는 각각 x-방향과 y-방향 철근의 항복응력이고, E_s 는 철근의 탄성계수이다. 균열면에서의 철근의 인장응력을 검토하기 위하여, f_x 와 f_y 는 철근비로 나눈 콘크리트의 인장응력을 뺀 항복응력으로 제한된다.

균열면에서의 콘크리트 전단응력-변형률 관계는 Maekawa등이 제안한 식을 사용하였다.^{8,9)}

$$\tau_{mn}^c = 3.83 (f_{ck})^{\frac{1}{3}} \frac{\gamma_{mn}^2}{(\epsilon_n^2 + \gamma_{mn}^2)} \quad (14)$$

여기서, f_{ck} 는 콘크리트 압축강도(MPa), ϵ_n 은 n-방향의 콘크리트 변형률, γ_{mn} 은 m-n 좌표계의 전단변형률이다.

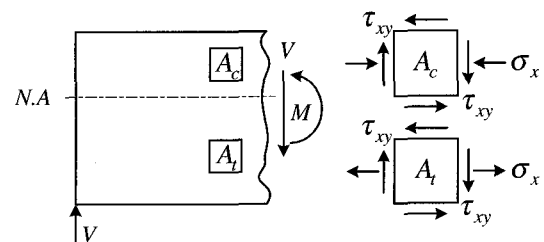
3. 휨모멘트 효과

TATM은 전단위험단면이 그림 1과 같이 최대 모멘트 단면으로부터 d_v 만큼 떨어진 위치에 있다고 가정하며, 전단위험단면에서의 모멘트 M_s 는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$M_s = V(a - d_v) \quad (15)$$

여기서 a 는 전단스팬으로, 작용된 집중하중 중앙에서 지점 중앙까지의 거리이며, d_v 는 보의 유효전단춤이다.

철근콘크리트 보의 전단위험단면은 그림 5에서 보는 바와 같이 보의 중립축 상부 요소 A_c 와 하부 요소 A_t 로 나누어 진다. 작용된 x-방향 응력 σ_x 는



〈그림 5〉 콘크리트 요소의 응력상태

요소 A_c 에 압축으로 작용되는 반면, 요소 A_t 에는 휨모멘트의 존재로 인해 인장으로 작용된다. 휨모멘트가 증가함에 따라 보의 중립축 하부 요소 A_t 에 x-방향 응력 σ_x 는 증가한다.¹⁰⁾

TATM에서는 휨모멘트 효과의 간략화를 위하여 전단위험요소가 저항할 수 있는 전단저항 능력을 감소시키는 방법을 사용하였다. 즉, 전단위험단면에서 철근콘크리트 보의 인장철근비는 휨과 전단 저항에 사용되는 것으로 분리된다. 이것은 트러스 모델의 관점에서 볼 때, 철근콘크리트 보의 인장철근이 휨에 의한 인장응력과 전단에 의한 인장응력 모두를 전달해야 하기 때문이다.

휨 저항에 필요한 x-방향 철근비는 다음과 같이 구할 수 있다.

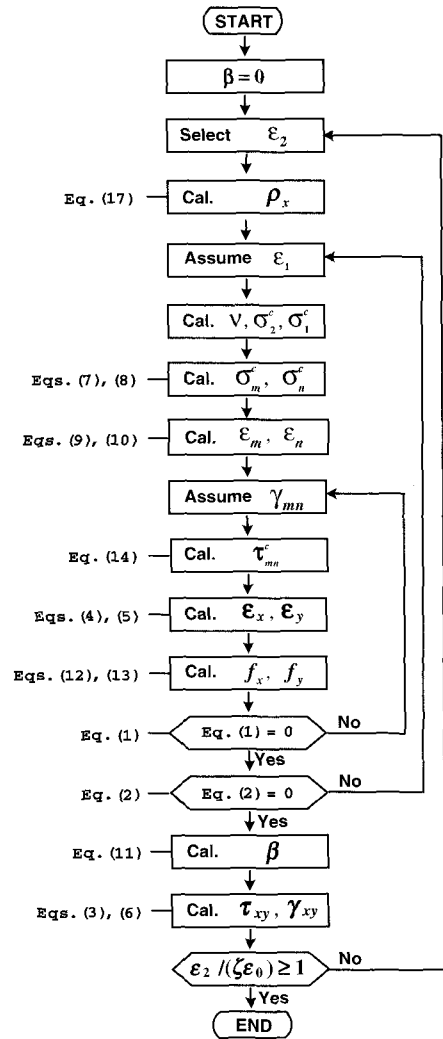
$$\rho_{sxM} = \frac{M_s}{jd \cdot f_{xy} \cdot b d} = \frac{V \cdot (a - d_v)}{jd \cdot f_{xy} \cdot b d} \quad (16)$$

여기서, ρ_{sxM} 은 휨저항에 필요한 x-방향 철근비이고, f_{xy} 는 x-방향 철근의 항복응력, jd 는 응력중심간 거리로 본 논문에서는 유효전단축 $d_v (= 0.9d)$ 로 가정하였다.

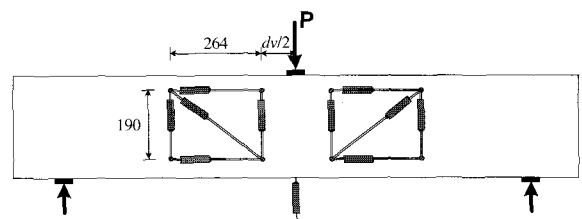
휨저항에 필요한 x-방향 철근비(ρ_{sxM})를 정의하였으므로, 전단저항에 필요한 x-방향 철근비는 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$\rho_x = \rho_{sxV} = \rho_{sx} - \rho_{sxM} = \frac{A_{sx}}{bd} - \frac{V \cdot (a - d_v)}{d_v \cdot f_{xy} \cdot b d} \quad (17)$$

여기서, A_{sx} 는 인장철근의 단면적이다. 식(17)을 식(1)에 대입하면,



〈그림 6〉 계산과정



〈그림 7〉 실험체 세팅 및 LVDT 현황

〈표 1〉 실험체 상세와 실험결과

(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

$$0 = \sigma_m^c \cos^2 \alpha + \sigma_n^c \sin^2 \alpha + 2\tau_{mn}^c \sin \alpha \cos \alpha + f_x \left(\frac{A_{sx}}{bd} - \frac{V \cdot (a - d_v)}{d_v \cdot f_{xy} \cdot bd} \right) \quad (18)$$

a/d 가 증가할수록 휨의 영향이 증가하여 식(17)에 있는 철근비 ρ_{sv} 가 감소한다. 이 감소는 철근콘크리트 보의 x-방향 변형률 ϵ_x 를 증가시켜 유효압축강도 $\nu f_c'$ 을 감소시킨다. 이것은 Collins등^{1,7)}과 Hsu등³⁾에 의해 수행된 실험에서 또한 보고 되었다.

지금까지 유도된 식은 그림 6과 같은 계산 과정을 통하여 철근콘크리트 보의 각 단계별 전단응력-전단 변형률 관계를 구할 수 있다.

4. 제안된 트러스 모델의 검증

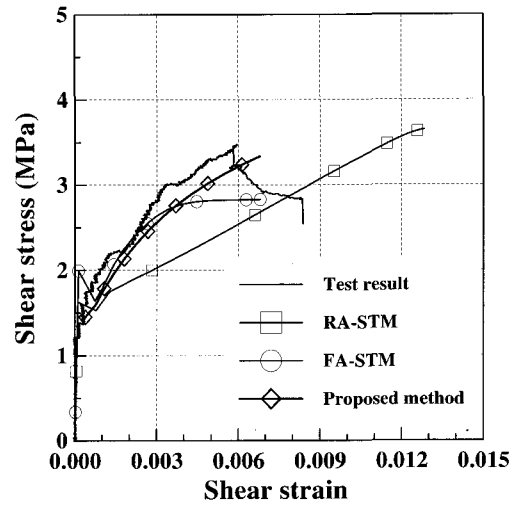
4.1 전단응력-전단변형률 곡선 예측

보의 전단응력-전단변형률 곡선에 대한 트러스 모델의 예측을 검증하기 위하여 본 연구자가 실험한 단순보의 전단실험결과와 해석결과를 비교하였다. 보의 단면상세는 표 1과 같으며, 세팅현황은 그림 7과 같다. 실험에 의한 전단변형률은 보의 각 면 전단 위험구간 근처에 부착된 5개의 LVDT 로부터 얻었다. 실험에 대한 상세는 참고문헌 4에 있으며, S2.0 실험체의 전단변형 data는 취득하지 못하였다.

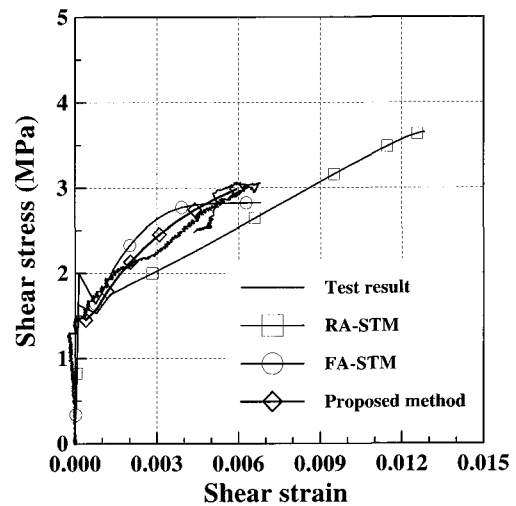
그림 8에서 보는 바와 같이, 실험체의 전단위험단 면에서 관찰된 전단응력-전단변형률 곡선은 RA-STM, FA-STM 및 제안된 모델(TATM)에 의한 해석결과와 비교되었다. RA-STM은 보의 실험에 의한 전단응력-전단변형률 곡선을 과대평가하는 반면, FA-STM이 예측한 곡선은 실험에 의한 곡선과 항복전에는 잘 일치하지만, 그 이후 최대응력을 과소평가한다. 그리고, 제안된 모델에 의한 해석결과는 그림 8에서 보는 바와 같이 전단응력-전단변형률 곡선에 대한 실험결과를 전체 하중이력에 대하여 매우 잘 예측하였다.

4.2 전단강도 예측

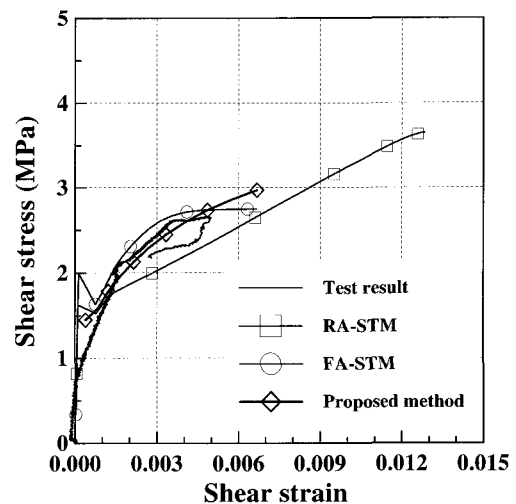
철근콘크리트 보의 전단강도 예측에 관한 트러스 모델의 적용성을 검토하기 위하여, ACI 318-99 규



(a) S3.0



(b) S3.5



(c) S4.0

〈그림 8〉 철근콘크리트 보의 전단응력-전단변형률에 대한 실험 및 해석결과 비교

준, RA-STM, MCFT, FA-STM과 제안한 모델인 TATM의 예측결과는 기술문헌에 보고된 170개 철근콘크리트 보의 실험결과와 비교되었다. 170개 보의 최대 콘크리트 압축강도는 약 42 MPa이며, 전단스팬비는 1.5~7.2이다. 지점조건은 단순보, 구속보, 연속보이며, 단면형태는 직사각형과 T형으로 모두 집중하중을 받았다. 모든 보는 휨 항복 90% 이전에 전단파괴되었으며, 170개 보의 전단강도에 대한 실험과 예측결과의 비교는 표 2에 요약되어 있다.

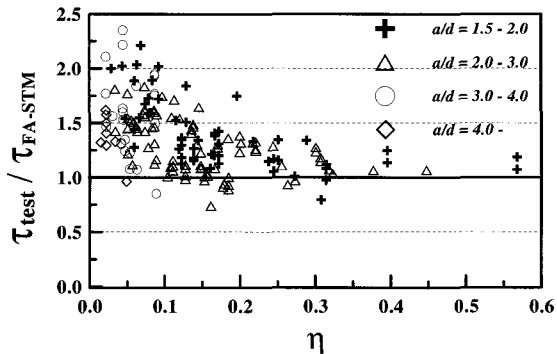
ACI 규준의 해석결과에 대한 170개 RC 보의 극한 전단강도 비($\tau_{test} / \tau_{ana.}$)는 평균과 변동계수가 각각 1.4와 18.1%로 보수적이었다. 반면에, MCFT와

RA-STM은 $\tau_{test} / \tau_{ana.}$ 의 변동계수가 각각 18.0%와 15.4%로 비교적 분산의 정도가 작았으나 TATM(11.9%)보다 컸다. 그리고, FA-STM은 평균 1.36으로 실험결과를 크게 과소평가 하였으며, 이것은 FA-STM에서 Hsu등이 콘크리트 주응력 방향과 m-, n-방향의 콘크리트 구성법칙이 같다고 가정하였기 때문이다. 이 가정은 x-방향과 y-방향 철근량의 차이가 작은 구조물의 경우 타당할 수 있다. 그렇지만, 일반적인 철근콘크리트 보의 경우 이 차이는 크다. 이것은 FA-STM의 전단강도 예측에 관한 η 의 영향을 나타낸 그림 9(a)로부터 알 수 있다. 즉, FA-STM의 해석결과가 η 값이 낮은 철근콘크리트 보의 전단강도를 과소평가하는

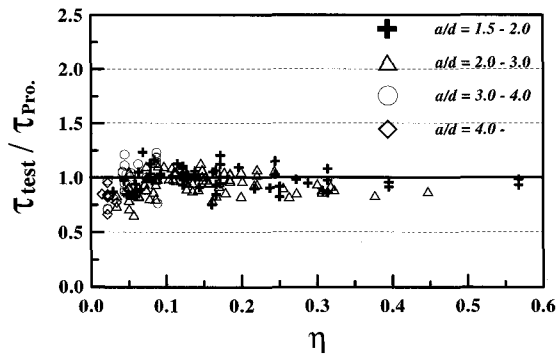
〈표 2〉 철근콘크리트 보의 전단강도에 대한 실험 및 해석결과 비교

		Section	Num. of beams	$\tau_{exp.} / \tau_{ana.}$					
					ACI	MCFT	RA-STM	FA-STM	Proposed method
Support	Simple beam	□	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	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	□	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	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	□	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, V.C. : Variation coefficient



(a) FA-STM



(b) 제안된 트러스 모델 (TATM)

〈그림 9〉 η의 변화에 따른 전단강도 예측

반면 η 값이 증가함에 따라 예측이 좋아진다는 것을 알 수 있다. 반면에, TATM은 η 값에 거의 무관하게 실험결과를 잘 예측하고 있음을 그림 9(b)로부터 알 수 있다.

5. 결 론

- 1) 제안한 트러스 모델인 TATM은 철근콘크리트 보의 전단강도에 관한 휨모멘트 효과를 고려함으로써 실험된 보의 전단응력-전단변형률 관계를 타당하게 예측하였다.
- 2) 제안한 모델 TATM은 FA-STM과 달리, 콘크리트 주응력 방향의 응력과 변형률을 각 β만큼 변환시킴으로써 균열면의 콘크리트 응력과 변형률을 구하였다. 170개 철근콘크리트 보의 전단강도 실험결과와 비교한 결과, TATM의 전단강도 예측은 ACI 318-99 기준, MCFT, RA-SIM, FA-STM의 예측결과보다 실험결과를 더 잘 예측하였다.

3) FA-STM의 170개 철근콘크리트 보에 대한 전단강도 예측에 대한 정확성은 본 연구에서 η ($= \rho_y f_{yy} / (\rho_x f_{xy})$)로 나타낸 x-방향 철근량에 대한 y-방향 철근량에 의존하는 것으로 나타났다. 이 비가 감소할수록 FA-STM의 정확성은 감소하였다. 반면에, 제안한 트러스 모델인 TATM의 강도 예측은 본 논문에서 연구한 모든 η 값에 대하여 실험결과와 좋은 일치를 보였다.

참 고 문 헌

1. Vecchio, F. J. and Collins, M. P., "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI Structural Journal*, V. 83, No. 2, Mar.-Apr. 1986, pp.219-231.
2. Hsu, T. T. C., "Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 6, Nov.-Dec. 1988, pp.624-635.
3. Pang, X. B. and Hsu, T.T. C., "Fixed Angle Softened Truss Model for Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 2, Mar.-Apr. 1996, pp.197-207.
4. 김상우, 이정윤, "휨모멘트 효과가 고려된 변환각 트러스 모델에 의한 철근콘크리트 보의 전단능력 예측," 콘크리트학회 논문집, 제14권 6호, 2002. 12, pp.910-921.
5. Michell, D. and Collins, M. P., "Diagonal Compression Field Theory- A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion," *ACI Structural Journal*, V. 71, No. 4, July-Aug. 1974, pp.396-408.
6. Lee, J.-Y., *Theoretical Prediction of Shear Strength and Ductility of RC Beams*, PhD Dissertation, Kyoto University, Kyoto, Japan, 1998.
7. Collins, M. P. and Mitchell, D., *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1991, 766 pp.
8. Li, B., Maekawa, K., and Okamura, H., "Modeling of Shear Transfer in Concrete Using Contact Density Function," *International Workshop on Concrete*

- Shear in Earthquake*, Houston, USA, 1991, pp. 226-235.
9. Li, B., Maekawa, K., and Okamura, H., "Contact Density Model for Stress Transfer Across Cracks in Concrete," *Journal of the Faculty of Engineering*, V. 40, No. 1, University of Tokyo, 1989, pp.9-52.
10. Nawy, E. G., *Prestressed Concrete, 3rd Edition*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 2000, 938 pp.