

변환각 트러스 모델에 의한 철근콘크리트 기둥의 전단거동 예측

김상우¹⁾ · 채희대¹⁾ · 이정윤^{1)*} · 이범식²⁾

¹⁾ 성균관대학교 건축공학과 ²⁾ 대한주택공사

(2004년 12월 15일 원고접수, 2005년 5월 30일 심사완료)

Shear Behavior Prediction of Reinforced Concrete Columns Using Transformation Angle Truss Model

Sang-Woo Kim¹⁾, Hye-e Dae Chai¹⁾, Jung-Yoon Lee^{1)*}, and Bum-Sik Lee²⁾

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

²⁾ Korea National Housing Corp., Seongnam-si, 463-704, Korea

(Received December 15, 2004, Accepted May 30, 2005)

ABSTRACT

This paper predicted the shear behavior of reinforced concrete columns using Transformation Angle Truss Model (TATM) considered the effects of bending moment and axial force. Nine columns with various shear span-to-depth ratios and axial force ratios were tested to verify the theoretical results obtained from TATM. Five linear displacement transducers (LVDT) were attached to a side of the column near the shear critical region to measure the curvature, the longitudinal and transverse axial deformations, and the shear deformation of the column. The test was terminated when the value of the applied load dropped to about 85% of the maximum-recorded load in the post-peak descending branch. All the columns were failed in shear before yielding of the flexural steel. The shear strength and the stiffness of the columns increased, as the axial force increased and the shear span-to-depth ratio decreased. Shear stress-shear strain and shear stress-strain of shear reinforcement curves obtained from TATM were agreed well with the test results in comparison to other truss models (MCFT, RA-STM, and FA-STM).

Keywords : truss model, shear behavior, reinforced concrete columns, axial force, bending moment

1. 서 론

ACI 전단 설계법에 사용되는 45도 트러스 모델과 같이 힘의 평형조건만을 이용하여 전단해석을 하는 경우에는 비교적 쉽게 부재의 전단강도를 구할 수 있다는 장점이 있지만 변형은 예측할 수 없다는 단점이 있다. 철근콘크리트 부재의 전단강도 뿐만 아니라 부재와 이를 구성하는 철근 및 콘크리트의 변형을 예측함으로써 얻을 수 있는 이점은 다음과 같다.

- 1) 부재의 전단 파괴모드를 예측할 수 있으므로 부재 설계시 안전한 파괴모드로 유도할 수 있다.
- 2) 부재의 처짐이나 균열폭 등을 예측할 수 있으므로 부재설계나 안전진단시 사용성 판단에 이용할 수 있다.
- 3) 각 재료의 응력과 변형 상태를 예측할 수 있으므로 경제적인 설계가 가능하다.

따라서 경제적이면서도 안전한 전단설계를 위하여 부재가 전단파괴에 도달하기까지의 변형 및 재료 상태의 변화를 이론적으로 정확히 평가할 수 있는 해석법이 필요하다.

철근콘크리트 부재의 전단변형은 변형을 적합조건을 고려한 트러스 모델을 사용하여 예측할 수 있다. 변형을 적합조건을 고려한 트러스 모델에는 토론토 대학의 Collins와 Vecchio가 제안한 수정 압축장 이론¹⁾(이하 MCFT)과 휴스턴 대학의 Hsu 등이 제안한 회전각 연화 트러스 모델^{2,3)}(이하 RA-STM) 및 고정각 연화 트러스 모델^{4,5)}(이하 FA-STM)이 있다.

철근콘크리트 패널 실험에 의하여 유도된 MCFT는 Vecchio와 Collins가 1982년⁶⁾과 1988년⁷⁾에 힘과 전단을 받는 철근콘크리트 보에 적용한 이후, 프리스트레스트 콘크리트 보, 철근콘크리트 기둥 및 벽체, 셸 구조물 등에 광범위하게 적용되었다. 이 이론을 바탕으로 Collins 등이 개발한 전단설계법은 캐나다 기준⁸⁾과 AASHTO 기준⁹⁾에 적용되었으며, 최근에는 Collins와 Bentz^{10,11)}가 MCFT를 부재설계에 쉽게 적용할 수 있는 Response-2000과 같은 프로그램을 개발하여 배포하고 있다.

* Corresponding author

E-mail : jylee@skku.ac.kr

©2005 by Korea Concrete Institute

휨 모멘트 영향을 고려해야 하는 철근콘크리트 보와 기둥에 MCFT를 적용하기 위하여 개발된 방법으로는 유한요소해석법과 단면해석법이 있다. 여기서 Response-2000 프로그램에서도 사용되는 단면해석법은 부재의 단면을 유한층으로 나눈 뒤 외력에 대한 각 층의 응답으로부터 부재의 전단거동을 평가하는 방법으로 유한요소해석법 보다는 간편하지만 그 정확도에 비하여 비교적 복잡하다.

Hsu 등이 개발한 RA-STM은 회전각 이론에 바탕을 둔 것으로 이론 전개 과정이 간단명료하며 알고리즘이 단순하다는 장점이 있다. 그러나 균열면에서의 콘크리트 기여를 직접적으로 평가할 수 없다는 단점 때문에 고정각 이론에 바탕을 둔 FA-STM의 개발 이후 추가적인 개발은 없으며, FA-STM 또한 아직 모델 개발 단계에 있어 부재에 적용된 예가 거의 없다.

MCFT와 RA-STM 및 FA-STM은 철근콘크리트 보와 기둥과 같이 x 와 y 방향 철근능력비 $\eta (= (\rho_y f_{yy} - \sigma_y) / (\rho_x f_{xy} - \sigma_x))$ 가 작은 경우 적용의 한계¹²⁾를 가지므로, 선행 연구¹³⁾에서는 기둥에 적용할 수 있는 축력의 영향을 고려한 변환각 트러스 모델(Transformation Angle Truss Model, 이하 TATM)을 개발하였다.

본 연구에서는 TATM의 기둥에 대한 전단거동 예측결과를 검증하기 위하여 전단경간비와 축력비를 변수로 한 총 9개의 철근콘크리트 기둥을 전단실험 하였으며, 실험결과를 바탕으로 TATM과 기존 해석모델의 전단응력에 대한 전단변형률과 전단철근변형률 관계를 평가하였다.

2. 변환각 트러스 모델

2.1 축력을 고려한 휨모멘트 효과의 고려

휨모멘트의 영향은 부재의 인장철근비(ρ_{sx})에서 휨모멘트 저항부담분(ρ_{sxM})을 제외한 나머지가 전단에 저항한다고 가정함으로써 고려될 수 있으며, 전단위험요소에서의 x 방향 철근비 ρ_{sxV} 는 다음과 같다.

$$\rho_{sxV} = \rho_{sx} - \rho_{sxM} \quad (1)$$

전단위험단면에서 휨모멘트에 저항하는 ρ_{sxM} 은 단면에 작용하는 휨모멘트(M_s)를 응력중심간거리 jd 와 항복응력 f_{yx} 로 나누어 다음과 같이 평가할 수 있다.

$$\rho_{sxM} = \frac{M_s}{jd \cdot f_{yx} \cdot b d} \quad (2)$$

축력이 작용할 때, 단면에 작용하는 휨모멘트 M_s 는 축력 N (압축일 때 (-))을 편심하중으로 나타낸 뒤 압축응력의 합력 C 에 대하여 모멘트를 취하여 구할 수 있으며,

식의 간략화를 위하여 jd 를 전단유효깊이 $d_v (= 0.9d)$ 로 가정하여 정리하면 다음과 같다.

$$\rho_x = \rho_{sx} - \frac{V \cdot (a - d_v) + N \left(d - d_v - \frac{h}{2} \right)}{d_v \cdot f_{yx} \cdot b d} \quad (3)$$

2.2 축력을 고려한 균열각의 산정

축 압축력을 받는 경우, 전단위험요소에서 외력에 의하여 발생하는 균열각 α 는 축응력 σ_x 와 균열발생시 전단응력 τ_{cr} 과의 관계로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\alpha = 0.5 \tan^{-1} \left(\frac{2\tau_{cr}}{\sigma_x} \right) \quad (4)$$

전단위험요소에 균열이 발생할 때의 전단응력 τ_{cr} 은 압축응력 σ_x 가 증가할수록 증가하며, 본 연구에서는 다음 식¹⁴⁾을 사용하였다.

$$\frac{\tau_{cr}}{f_{ck}} = 0.1 \left[0.62 + 10.1 \left(\frac{\sigma_x}{f_{ck}} \right) + 5.8 \left(\frac{\sigma_x}{f_{ck}} \right)^2 - 18.6 \left(\frac{\sigma_x}{f_{ck}} \right)^3 + 2.09 \left(\frac{\sigma_x}{f_{ck}} \right)^4 \text{RIGHT} \right]^{1/2} \quad (5)$$

축 인장력을 받는 경우, Park 등¹⁵⁾과 Haddadin 등¹⁶⁾의 연구에 바탕을 두어 α 를 45도로 가정하였다.

2.3 응력과 변형률의 산정

철근콘크리트 기둥으로부터 분리된 전단위험요소의 평형 및 적합방정식에 사용되는 균열면(m) 방향과 이에 직각(n)인 방향의 콘크리트 응력과 변형률은 콘크리트 주응력 방향의 응력과 변형률을 β 만큼 회전한 다음 값으로 하였다.

$$\sigma_m^c = \sigma_2^c \cos^2 \beta + \sigma_1^c \sin^2 \beta \quad (6)$$

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

$$\epsilon_m = \epsilon_2 \cos^2 \beta + \epsilon_1 \sin^2 \beta \quad (8)$$

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

여기서, σ_m^c, σ_n^c 는 각각 m, n 방향의 콘크리트 주압축, 주인장 응력, σ_2^c, σ_1^c 는 각각 2와 1방향의 콘크리트 주압축, 주인장 응력, ϵ_m, ϵ_n 은 각각 m, n 방향의 주압축, 주인장 변형률, ϵ_2, ϵ_1 은 각각 2와 1방향의 주압축, 주인장 변형률이다. β 값은 모어의 원으로부터 다음과 같다.

$$\tan 2\beta = \frac{\gamma_{mn}}{\epsilon_n - \epsilon_m} \quad (10)$$

축력이 작용하는 경우, 균열면 방향의 전단응력-전단변형을 관계는 Li¹⁷⁾와 Yoshikawa 등¹⁸⁾의 논문에 바탕을 둔 다음 식을 사용하였다.

$$\tau_{mn}^c = 3.83(f_{ck})^{\frac{1}{3}} \frac{\delta^2}{(w^2 + \delta^2)} + (0.254\sigma_{nc}^2 + 3.43\sigma_{nc} + 1.33) \sqrt{\delta} \quad (11)$$

여기서, $(0.254\sigma_{nc}^2 + 3.43\sigma_{nc} + 1.33) \leq 0$, σ_{nc} 는 $\sigma_x \sin \alpha$ 이다. 식(11)은 σ_{nc} 가 0에서 -6MPa 범위에서만 적용할 수 있다. 지금까지 변환각 트리스 모델에서 축력의 효과를 고려한 방법에 대하여 소개하였으며, 평형 및 적합방정식과 재료의 구성방정식에 대한 상세한 소개와 해를 구하는 계산방법은 선행연구^{12,13)}에서 상세히 기술하였다.

3. 철근콘크리트 기둥의 전단실험

3.1 재료

본 연구에 사용된 콘크리트의 역학적 특성을 알기 위하여 $\phi 100 \times 200$ mm의 실린더형 공시체 24개를 제작하여 기둥과 동일한 조건에서 양생하였다. 콘크리트 압축강도시험은 재령 28일 이후 기둥 전단실험과 함께 KS F 2405에 따라 수행하였으며, C2시리즈는 평균 37.5MPa, C3와 C4시리즈는 평균 35MPa이었다. 콘크리트 배합표는 Table 1에 기술하였다.

철근콘크리트 기둥에 사용된 주철근은 SD500 강도의 D25 이형철근(I사)이며, 전단철근은 $\phi 5.6$ mm 직경의 원형철근이다. 철근인장시험은 KS B 0802 방법과 동일하게 수행하였으며 D25와 $\phi 5.6$ mm 철근의 항복강도는 각각 524.5MPa와 215.7MPa이었다.

3.2 실험계획

TATM의 해석결과가 철근콘크리트 기둥의 전단거동을 타당하게 예측하는지 평가하기 위하여 총 9개의 철근콘크리트 기둥을 제작하였으며, 실험변수는 실험체 제원을 나타낸 Table 2와 같이 전단경간비와 축력비로 하였다.

Table 2 Specimen properties

Specimen	a (mm)	a/d	f_{ck} (MPa)	N (kN)	$\frac{N}{bh}$ (MPa)	Reinforcement	
						Tension	shear
C2-0	510	2	37.5	0.0	0.0	5-D25	$\phi 5.6$ @80mm
C2-1			37.5	225.9	2.51		
C2-2			37.5	549.0	6.18		
C3-0	765	3	35.0	0.0	0.0	$\rho_x = 3.31$ %	$\rho_y = 0.205$ %
C3-1			35.0	206.1	2.45		
C3-2			35.0	448.2	4.98		
C4-0	1020	4	35.0	0.0	0.0	$f_{yx} = 524.5$ (MPa)	$f_{yy} = 215.7$ (MPa)
C4-1			35.0	213.3	2.43		
C4-2			35.0	450.9	4.90		

b = 300 mm, d = 255 mm, h = 300 mm, N = axial load

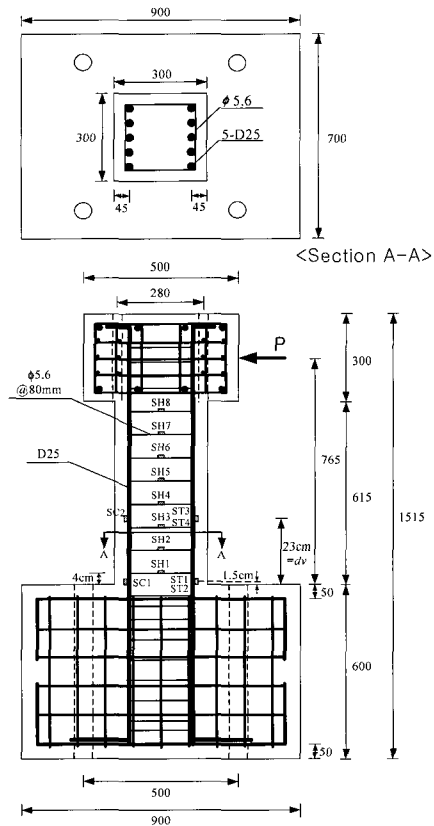


Fig. 1 Details of specimen (C3 Series)

축력과 휨모멘트에 대한 주철근의 영향을 평가하기 위하여 Fig. 1과 같이 인장과 압축축에만 배근하였으며, 휨 파괴 이전에 전단파괴를 유도하기 위하여 SD500 강도의 D25 이형철근을 주철근으로 사용하고 $\phi 5.6$ mm 원형철근을 전단철근으로 사용하였다.

Table 1 Concrete mixture proportion

Mix strength (MPa)	Gmax (mm)	Slump (cm)	W/C (%)	S/A (%)	Unit volume weight (N/m ³)				
					W	C	S	G	AE
35	25	14.5	58.9	52.3	1755	2980	9200	8390	15

기둥 실험체가 휨파괴 이전에 전단파괴 되었는지 확인하기 위하여, Fig. 1과 같이 인장철근의 최대 휨모멘트 위치에서 15mm 떨어진 곳에 철근 스트레인 게이지를 부착하였다. 전단위험단면에서의 변형을 알기 위하여 최대휨모멘트 위치에서 $d_v (=0.9d)$ 만큼 떨어진 위치에 철근과 콘크리트 스트레인 게이지를 부착하였으며, 전단철근의 변형을 측정하기 위하여 모든 전단철근에 철근 스트레인 게이지를 부착하였다. 본 연구에서 사용된 철근과 콘크리트 스트레인 게이지의 계측범위는 각각 5%와 2%이다.

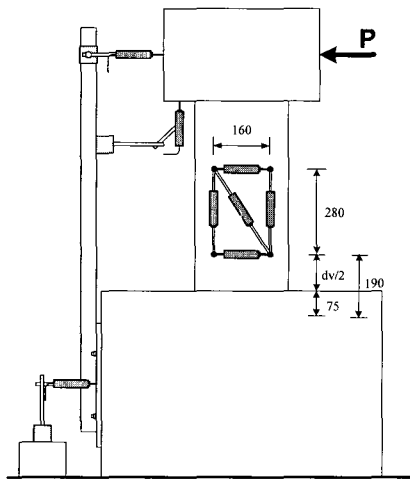


Fig. 2 LVDT set-up for column (C3 Series)

기둥의 전단변형률에 대한 TATM의 해석결과를 검토하기 위하여, Fig. 2와 같이 기둥 옆면에 5개의 전단변형 측정용 변위변환기(이하 LVDT)를 설치하였다. 기둥의 변위와 회전량을 측정하기 위하여 LVDT 한 개씩을 Fig. 2와 같이 기둥의 기초부와 연결하여 주두부에 설치하였으며, 실험체의 미끄러움을 검토하기 위하여 기초부에 LVDT 한 개를 실험실 바닥판과 고정시켜 설치하였다. 본 연구에서 사용된 LVDT의 용량은 모두 50mm이다.

실험체 세팅은 Fig. 3과 같이 최대 300 kN까지 축력을 가력할 수 있는 가력기 2대를 실험체 바닥에 고정하고 기둥 상부와 연결된 프레임과 연결한 후 횡하중용 1000 kN 용량의 가력기를 실험체와 연결하였다. 하중재하는 축력을 Table 2에 나타난 소요 하중만큼 가력한 다음 횡력을 분당 0.1~0.2 mm의 속도로 가력하였으며, 축력은 하중법으로 실험이 종료될 때까지 일정하게 유지되었다. 전단변형 측정용 LVDT는 축력이 가력된 이후에 조립하였다.

3.3 실험결과

모든 실험체는 휨 철근 항복 이전에 전단철근이 항복한 후 파괴되었다. 기둥의 하중-변위 곡선을 나타낸 Fig. 4로부터, 전단강도일때의 하중과 강성은 축하중이 증가할수록 증가하는 반면, 전단경간비가 증가할수록 감소함을 알 수 있다. 축하중이 증가할수록 전단강도가 증가하는 비율은 축력이 증가할수록 증가하였다.

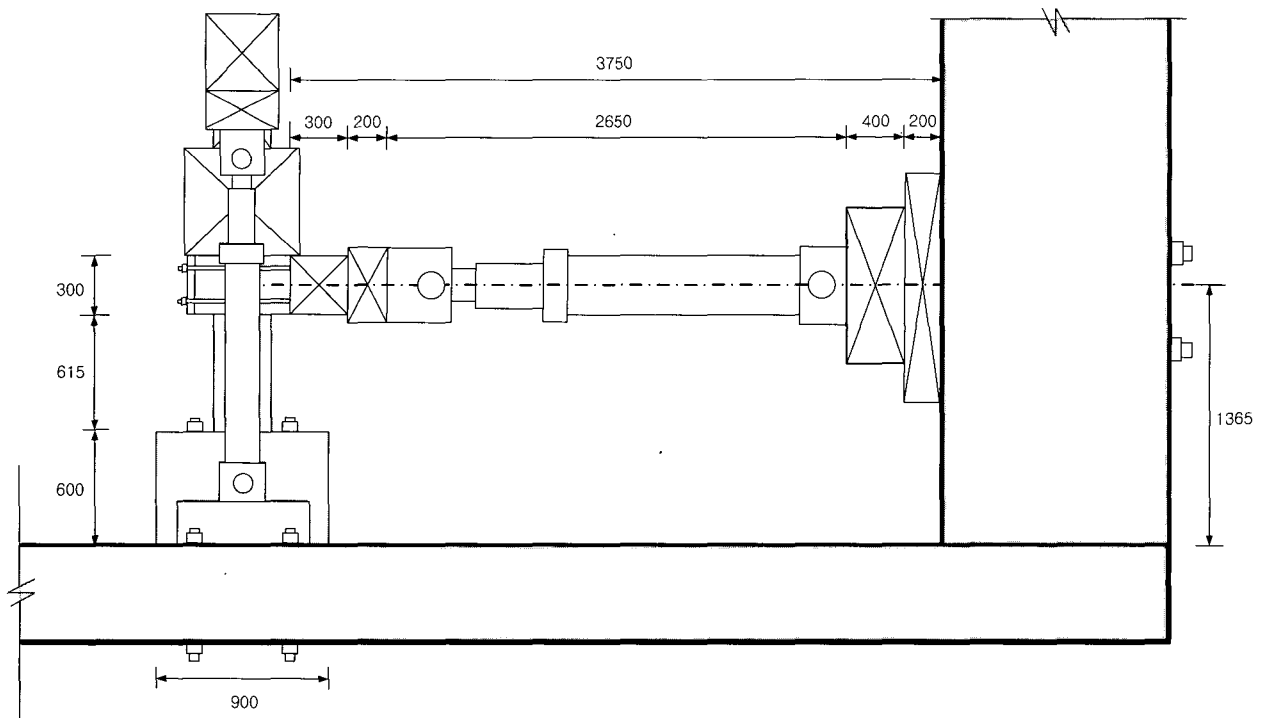
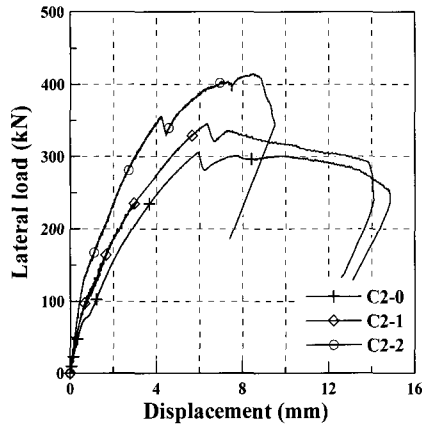
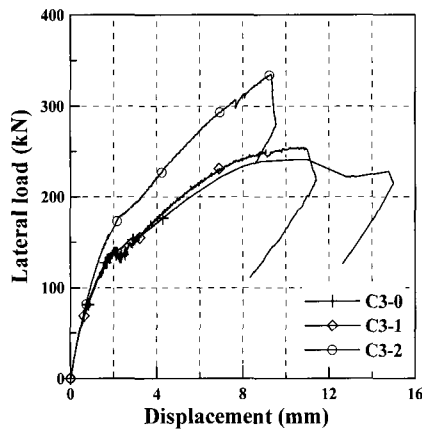


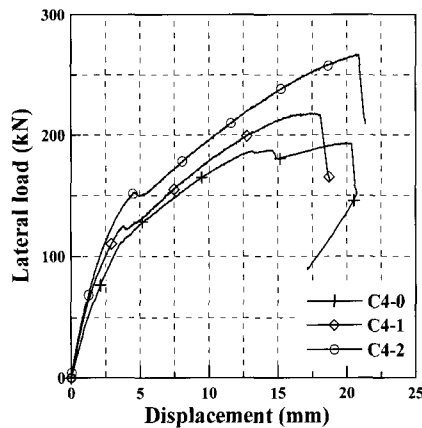
Fig. 3 Test set-up for column (C3 Series)



(a) C2 Series



(b) C3 Series



(c) C4 Series

Fig. 4 Lateral load versus displacement curves of tested columns

초기 강성과 사인장 균열 발생 이후 강성의 차는 전단경간비가 증가할수록 증가하였으며, 최종 파괴될 때 최대 변위는 C4-2 실험체를 제외하고는 각 시리즈별로 모두 축하중이 증가할수록 감소하였다. 최대하중 이후 거동은 축하중이 증가할수록 취성적이었으며, 기둥의 사인장 균열

의 경사각은 축력이 없는 경우 45도에서 축력이 증가할수록 약 30도 정도까지 감소하였다. 실험체의 파괴거동 및 균열양상은 [참고문헌19]에 상세히 기술되었다.

4. 철근콘크리트 기둥의 전단거동 평가

4.1 전단응력-전단변형률 관계

본 연구에서 수행한 총 9개 기둥의 실험결과에 대하여 TATM과 함께 기존 트러스 모델인 MCFT, RA-STM, FA-STM이 예측한 전단응력-전단변형률 관계는 Fig. 5에 나타내었으며, 전단강도와 이때의 전단변형률(이하 최대전단변형률)에 대한 각 트러스 모델의 예측결과는 Table 3에 기술하였다. 여기서 MCFT의 해석결과는 Bentz와 Collins가 만든 Response-2000 프로그램으로부터 구하였으며, C3-2 실험체의 전단응력-전단변형률 관계에 대한 실험결과는 LVDT 붕의 마찰로 인하여 취득하지 못하였다.

Response-2000은 기둥의 전단강도와 최대전단변형률을 Table 3과 같이 각각 평균 1.8과 11.4로 과소평가하였으며, Fig. 5에서 보듯이 모든 실험체에 대하여 초기 전단응력-전단변형률 관계는 비교적 타당하게 예측하지만 전단강도와 최대전단변형률은 과소평가함을 알 수 있다. 이것은 η 가 0.02~0.65의 범위에 있는 67개 기둥의 전단강도 실험결과에 대한 해석모델의 예측결과¹³⁾를 η 에 대하여 나타낸 Fig. 6(a)에서 그 이유를 알 수 있다. 즉, Response-2000의 해석결과는 η 가 0.1이하인 경우 η 가 낮아질수록 실험결과를 최대 2.3배까지 과소평가하였는데, 본 연구에서 실험한 기둥의 η 가 0.02와 0.03으로 0.1이하이기 때문이다.

RA-STM은 Table 3에서와 같이 전단강도와 최대전단변형률을 평균 1.14와 1.03으로 비교적 타당하게 예측한 반면, Fig. 5에서 전단경간비가 2인 C2시리즈의 경우 전단강도에 도달할 때까지 전단응력을 최대 약 35% 과소평가하고, 전단경간비가 3인 C3시리즈의 경우 최대 약 40%까지 과소평가하는 거동을 보였다. 이것은 기둥의 전단경간비가 작고 전단철근비가 낮을수록 콘크리트 기여에 의한 거동이 뚜렷해지는 반면 RA-STM은 콘크리트 기여를 직접적으로 고려하지 못하기 때문이다. 이러한 현상은 η 가 0.1 이하로 낮아질수록 최대 1.7배까지 실험결과를 과소평가하는 Fig. 6(b)에서도 확인할 수 있다. 그러나 콘크리트 기여가 상대적으로 적게 나타나는 전단경간비가 4인 C4시리즈의 경우 전단응력-전단변형률 관계를 비교적 타당하게 예측하였다. FA-STM은 기둥의 전단강도와 최대전단변형률에 대한 실험결과를 각각 평균 1.35와 12.7로 예측하여 Response-2000과 같이 실험결과를 과소평가하였다. 이것은 Fig. 5에서와 같이 FA-STM이 축력이 없는

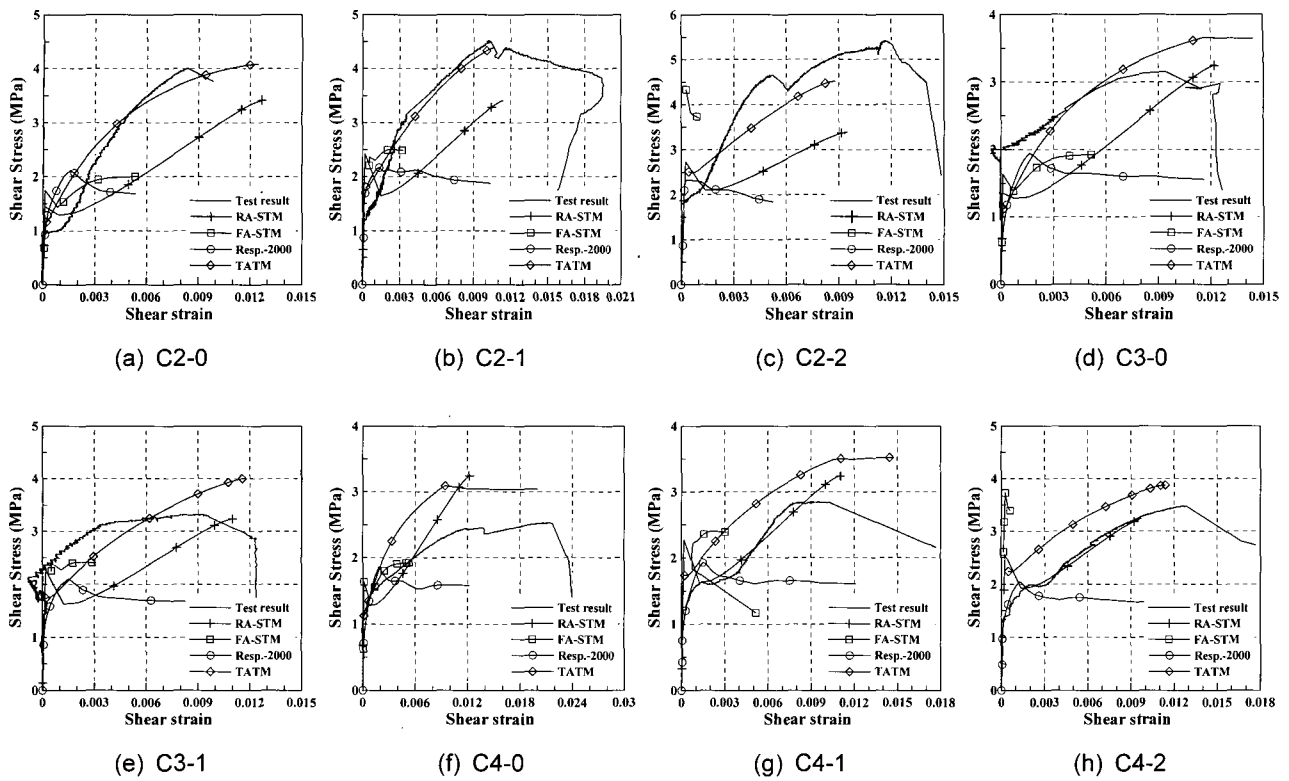


Fig. 5 Shear stress-shear strain relations of experimental and theoretical results

Table 3 Comparison of experimental and theoretical results for the shear strength and maximum shear strain of reinforced concrete columns

Specimens		C2-0	C2-1	C2-2	C3-0	C3-1	C3-2	C4-0	C4-1	C4-2	Mean	
Test results	τ_{xy} (MPa)	4.00	4.52	5.43	3.15	3.33	4.65	2.52	2.86	3.49		
	$\gamma_{xy} (\times 10^{-2})$	0.83	1.02	1.17	0.94	0.91	-	2.10	0.95	1.28		
Theoretical results	Resp.-2000	τ_{xy} (MPa)	2.11	2.17	2.33	1.95	2.10	2.20	1.86	1.92	2.05	-
		$\gamma_{xy} (\times 10^{-2})$	0.16	0.13	0.03	0.16	0.15	0.11	0.18	0.16	0.13	-
		$\tau_{test}/\tau_{ana.}$	1.89	2.09	2.33	1.62	1.59	2.11	1.36	1.49	1.70	1.80
		$\gamma_{test}/\gamma_{ana.}$	5.19	7.85	39.0	5.88	6.07	-	11.8	5.94	9.85	11.4
	RA-STM	τ_{xy} (MPa)	3.41	3.41	3.39	3.25	3.24	3.23	3.25	3.24	3.23	-
		$\gamma_{xy} (\times 10^{-2})$	1.27	1.14	0.95	1.23	1.10	0.97	1.23	1.10	0.97	-
		$\tau_{test}/\tau_{ana.}$	1.17	1.33	1.60	0.97	1.03	1.44	0.78	0.88	1.08	1.14
		$\gamma_{test}/\gamma_{ana.}$	0.65	0.89	1.23	0.76	0.83	-	1.71	0.86	1.32	1.03
	FA-STM	τ_{xy} (MPa)	2.00	3.49	4.34	1.93	2.48	3.77	1.93	2.50	3.73	-
		$\gamma_{xy} (\times 10^{-2})$	0.55	0.23	0.03	0.52	0.23	0.03	0.52	0.21	0.03	-
		$\tau_{test}/\tau_{ana.}$	2.00	1.30	1.25	1.63	1.34	1.23	1.31	1.14	0.94	1.35
		$\gamma_{test}/\gamma_{ana.}$	1.51	4.43	39.0	1.81	3.96	-	4.04	4.52	42.67	12.7
	TATM	τ_{xy} (MPa)	4.09	4.39	4.52	3.66	4.00	4.13	3.09	3.53	3.87	-
		$\gamma_{xy} (\times 10^{-2})$	1.24	1.06	0.88	1.16	1.17	0.99	0.94	1.55	1.14	-
		$\tau_{test}/\tau_{ana.}$	0.98	1.03	1.20	0.86	0.83	1.13	0.82	0.81	0.90	0.95
		$\gamma_{test}/\gamma_{ana.}$	0.67	0.96	1.34	0.81	0.78	-	2.23	0.61	1.12	1.07

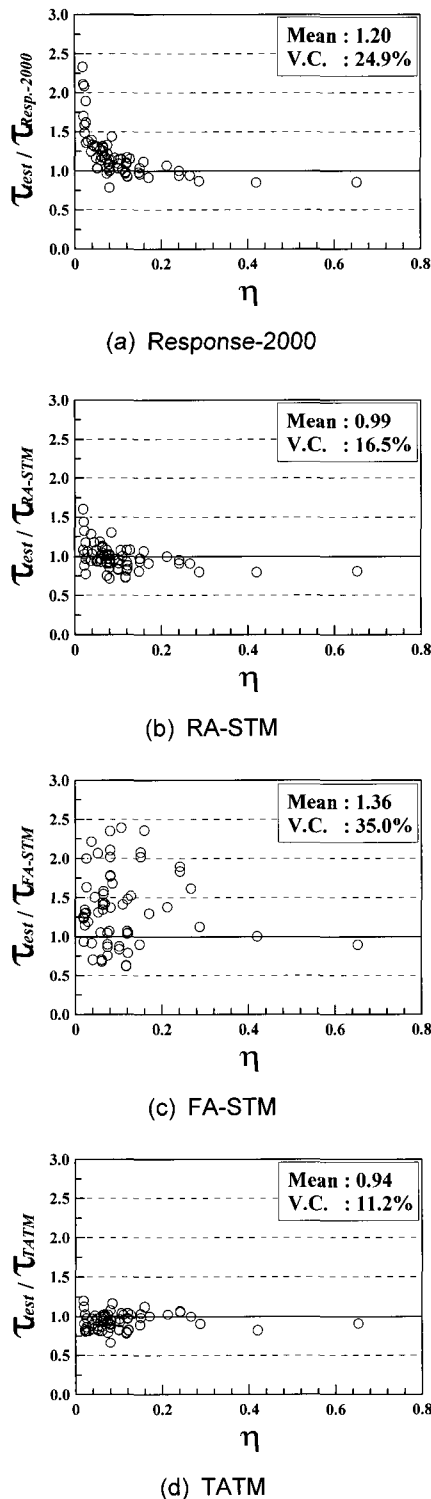


Fig. 6 Comparisons of observed and predicted results for η

C2-0, C3-0, C4-0 실험체에 대해서는 초기 전단응력-전단변형률 관계를 비교적 타당하게 예측하지만 축력이 있는 실험체에 대해서는 전단응력-전단변형률 관계를 전혀 예측하지 못하기 때문이며, Fig. 6(c)에서 η 가 0.3 이하인

경우 실험결과를 과소평가하고 분산도 크음을 알 수 있다. 이것은 균열면의 구성법칙을 주응력 방향의 구성법칙과 동일하다고 가정하여 η 가 낮은 경우 두 구성법칙 사이의 차이가 커짐을 무시하였기 때문이다.¹³⁾

TATM의 전단강도와 전단변형률에 대한 해석결과는 Table 3에서와 같이 각각 평균 0.95와 1.07로 4가지 트러스 모델 중에서 가장 정확하였으며, 전단강도까지의 전단응력-전단변형률 관계 또한 Fig. 5에서와 같이 대부분의 경우 기존 해석모델 보다 실험결과를 더 정확히 예측하였다. 이것은 TATM이 주응력 방향의 구성법칙을 β 만큼 회전하여 균열면의 구성법칙으로 사용함으로써 Fig. 6(d)와 같이 η 의 영향을 받지 않았기 때문으로 판단된다.

4.2 전단응력-전단철근변형률 관계

철근콘크리트 기둥의 안전한 전단설계를 위하여 전단철근의 응력과 변형률에 대한 정확한 예측이 필요하다. 본 절에서는 TATM의 전단응력과 전단철근변형률에 대한 해석결과를 기존 트러스 모델 및 본 실험결과와 비교하여 그 타당성을 검증하였다.

본 연구에서 전단철근변형률에 대한 실험결과는 전단위험 단면을 중심으로 부재축에 직각으로 부착한 LVDT의 평균변형률로부터 구하였다. 전단철근변형률이 항복 변형률인 0.00108에 도달하였을 때의 전단응력(이하 항복전단응력)과 전단변형률(이하 항복전단변형률)에 대한 각 트러스 모델의 해석결과와 본 연구에서 수행한 실험결과를 Table 4에 비교하였다. 기둥이 전단강도에 도달할 때까지의 전단응력과 전단철근변형률에 대한 해석결과와 실험결과는 Fig. 7에 나타내었으며, Response-2000의 해석결과는 프로그램에서 주어지지 않으므로 비교에서 제외하였다.

Response-2000의 항복전단응력에 대한 해석결과는 Table 4에서와 같이 평균 1.07로 비교적 정확한 반면, 항복전단변형률에 대한 해석결과는 평균 2.67로 실험결과를 2.5배 이상 과소평가하였다. RA-STM은 항복전단응력과 항복전단변형률에 대한 실험결과를 각각 평균 1.26과 2.08로 과소평가할 뿐만 아니라, Fig. 7과 같이 모든 실험결과에서 전단강도에 도달할 때까지 전단응력을 최대 2.3배까지 과소평가하는 거동을 보였다. 이것은 4.1절에서 지적된 바와 같이 균열면에서의 콘크리트 전단전달을 고려하지 못하기 때문으로 판단된다.

균열면에서의 콘크리트 전단전달을 직접적으로 고려하는 FA-STM과 TATM은 Table 4와 같이 항복 전단응력을 각각 0.93과 0.95로 비교적 정확히 예측하였으며, 비록 항복 전단변형률에 대하여 실험결과를 평균 1.48로 과소평가하였지만 다른 해석모델에 비하여 우수하였다.

FA-STM은 항복전단응력과 항복전단변형률을 비교적

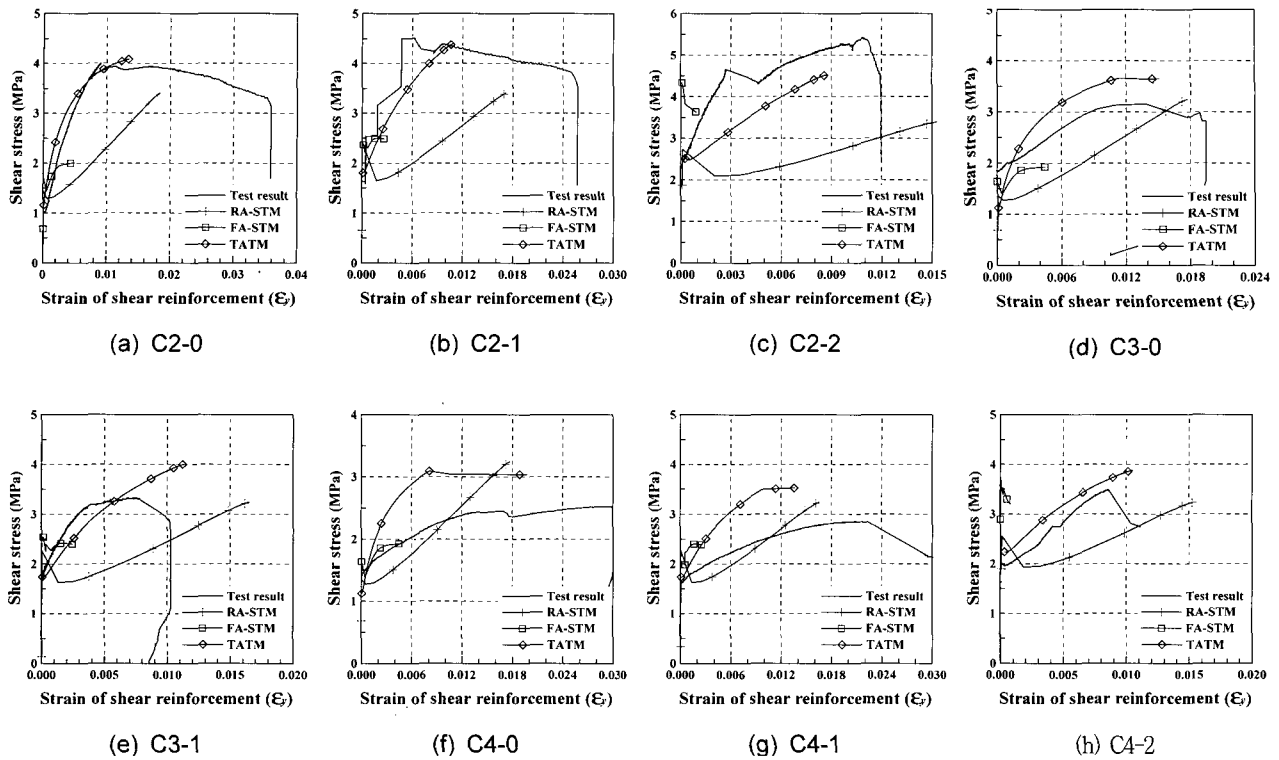


Fig. 7 Shear stress-strain of shear reinforcement relations of experimental and theoretical results

Table 4 Comparison of experimental and theoretical results for the shear strength and shear strain of reinforced concrete columns at first yield of the shear reinforcement

Specimens		C2-0	C2-1	C2-2	C3-0	C3-1	C3-2	C4-0	C4-1	C4-2	Mean	
Test results	τ_{xy} (MPa)	1.35	2.54	3.36	1.91	2.04	-	1.52	1.70	1.97		
	γ_{xy} ($\times 10^{-2}$)	0.18	0.26	0.27	-	-	-	0.13	0.32	0.17		
Theoretical results	Resp. -2000	τ_{xy} (MPa)	1.94	2.06	2.32	1.93	1.93	2.11	1.46	1.60	1.86	-
		γ_{xy} ($\times 10^{-2}$)	0.11	0.09	0.08	0.09	0.09	0.08	0.09	0.70	0.08	-
		$\tau_{test}/\tau_{ana.}$	0.70	1.23	1.45	0.99	1.06	-	1.04	1.06	1.06	1.07
		$\eta_{test}/\gamma_{ana.}$	1.64	2.89	3.38	-	-	-	1.44	4.57	2.13	2.67
	RA-STM	τ_{xy} (MPa)	1.29	1.67	2.14	1.27	1.64	2.01	1.27	1.64	2.00	-
		γ_{xy} ($\times 10^{-2}$)	0.13	0.10	0.10	0.13	0.11	0.09	0.13	0.11	0.09	-
		$\tau_{test}/\tau_{ana.}$	1.05	1.52	1.57	1.50	1.24	-	1.20	1.04	0.99	1.26
	FA-STM	τ_{xy} (MPa)	1.38	2.60	2.70	-	-	-	1.00	2.91	1.89	2.08
		τ_{xy} (MPa)	1.64	2.42	-	1.61	2.37	3.20	1.61	2.34	-	-
		γ_{xy} ($\times 10^{-2}$)	0.15	0.15	-	0.15	0.15	0.17	0.15	0.15	-	-
	TATM	$\tau_{test}/\tau_{ana.}$	0.82	1.05	-	1.19	0.86	-	0.94	0.73	-	0.93
		$\eta_{test}/\gamma_{ana.}$	1.20	1.73	-	-	-	-	0.87	2.13	-	1.48
τ_{xy} (MPa)		2.04	2.21	2.62	1.92	2.08	2.44	1.78	2.07	2.36	-	
γ_{xy} ($\times 10^{-2}$)		0.18	0.15	0.12	0.18	0.15	0.15	0.18	0.17	0.13	-	
	$\tau_{test}/\tau_{ana.}$	0.66	1.15	1.28	0.99	0.98	-	0.85	0.82	0.83	0.95	
	$\eta_{test}/\gamma_{ana.}$	1.00	1.73	2.25	-	-	-	0.72	1.88	1.31	1.48	

타당하게 예측하였다 할지라도 Fig. 7과 같이 η 가 0.02와 0.03인 본 실험결과를 사인장 균열 이후 전단강도에 도달할 때까지 전단응력-전단철근변형률 관계를 비합리적으로 평가하였다. 반면에 η 에 관계없이 전단응력-전단변형률 관계를 타당하게 예측한 TATM의 해석결과는 Fig. 7에서 보듯이 η 가 낮은 본 실험체의 전단응력-전단철근변형률 관계를 C4-0과 C4-1 실험체를 제외한 대부분의 실험결과와 유사한 거동을 보였다.

5. 결 론

본 연구에서는 철근콘크리트 기둥의 전단거동에 대한 TATM의 타당성을 검증하기 위하여 총 9개의 철근콘크리트 기둥을 전단실험하였으며, 실험결과를 TATM과 기존 해석모델의 해석결과와 비교·분석한 결과는 다음과 같다.

- 1) 본 실험결과, 축력과 휨모멘트의 효과가 고려된 TATM은 기둥의 전단응력에 대한 전단변형률과 전단철근변형률 관계를 기존 트러스 모델보다 더 타당하게 예측하였다. 그러므로 TATM은 기둥의 전단거동 예측에 적용할 수 있는 모델이라 판단된다.
- 2) Response-2000은 본 실험결과의 초기 전단응력에 대한 전단변형률과 전단철근변형률을 비교적 타당하게 예측하였지만 전단강도와 최대전단변형률은 과소평가하였다. 이것은 η 가 0.1이하인 경우 실험결과를 과소평가하기 때문으로 판단된다.
- 3) RA-STM은 균열면에서의 응력전달을 고려하지 못하므로 응력-전단변형률 관계에서 전단응력을 최대 40% 과소평가하는 직선적인 거동을 보였다. 따라서, 기둥의 전단변형을 정확히 예측하기 위해서는 균열면의 응력전달을 고려할 수 있는 모델을 사용하여야 할 것으로 판단된다.
- 4) FA-STM은 본 실험의 전단응력에 대한 전단변형률과 전단철근변형률 관계를 거의 예측하지 못하였다. 이것은 FA-STM의 해석결과가 η 의 영향뿐만이 아니라 축력의 영향도 크게 받기 때문으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행한 2003년도 건설핵심기술연구개발사업(03산학연 C04-01) 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, Mar.-Apr. 1986, pp.219~231.

2. Hsu, T. T. C., "Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion," *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.6, Nov.-Dec. 1988, pp.624~635.
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. Pang, X. B. and Hsu, T. T. C., "Fixed Angle Softened Truss Model for Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol.93, No.2, Mar.-Apr. 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, Sep.-Oct. 1997, pp.483~492.
6. Vecchio, F. J. and Collins, M. P., *The Response of Reinforced Concrete to in-plane Shear and Normal Stresses*, Publication 82-03, Dept. of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada, 1982.
7. Vecchio, F. J. and Collins, M. P., "Predicting the Response of Reinforced Concrete Beam Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory," *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.3, May-Jun. 1988, pp.258~268.
8. CSA Committe A23.3, *Design of Concrete Structures : Structures(Design)-A National Standard of Canada*, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Dec. 1994., 199pp.
9. AASHTO Subcommittee on Bridges and Structures, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications-U.S. Units; 2002 Interim Revisions*, Second Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., May 2002.
10. Bentz, E. C., *Sectional Analysis of Reinforced Concrete Members*, Ph.D dissertation, University of Toronto, 2000.
11. Bentz, E. C. and Collins, M. P., "http://www.civ.utoronto.ca/sect/streng/index3.html," Web Address of Response, 2000.
12. 김상우, 이정윤, "휨모멘트 효과가 고려된 변환각 트러스 모델에 의한 철근콘크리트 보의 전단능력예측," 콘크리트학회논문집, 14권 6호, 2002. 12, pp.910~921.
13. 김상우, 이정윤, "변환각 트러스 모델에 의한 축력을 받는 철근콘크리트 부재의 전단강도 예측," 콘크리트학회논문집, 16권 6호, 2004. 12, pp.813~822.
14. Bresler, B. and Pister, K. S., "Strength of Concrete Under Combined Stresses," *ACI Journal, Proceedings* Vol.55, No.3, Sep. 1958, pp.321~345.
15. Park, R. and Pauley, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons Inc., New York, 1975, 769pp.
16. 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.
17. Li, B., *Shear Transfer Behavior of Cracked Concrete Under Cyclic Loading*, Ph.D dissertation, University of Tokyo, 1988, 121pp.
18. Yoshikawa, H., Wu, Z., and Tanabe, T., “Analytical Model for Shear Slip of Cracked Concrete,” *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.115, No.4, April 1989, pp.771~788.
19. 김상우, 적합조건을 고려한 트러스 모델에 의한 철근 콘크리트 부재의 전단거동 예측, 박사학위논문, 성균관대학교, 2003, 244pp.

요 약

본 연구에서는 휨모멘트와 축력의 효과가 고려된 변환각 트러스 모델(TATM)을 이용하여 철근콘크리트 기둥의 전단거동을 예측하였다. TATM의 해석결과를 검증하기 위하여 다양한 전단경간비와 축력비를 가지는 총 9개의 철근콘크리트 기둥을 전단 실험하였다. 철근콘크리트 기둥의 곡률, 축변형 및 전단변형을 측정하기 위하여 기둥 옆면 전단위험단면을 중심으로 5개의 변위변환기(LVDT)를 설치하였다. 하중은 최대하중의 85% 이하로 떨어질 때까지 가력하였으며, 모든 실험체는 휨 철근의 항복 이전에 전단파괴 되었다. 기둥의 전단강도와 강성은 축 하중이 증가할수록 증가하는 반면 전단경간비가 증가할수록 감소하였다. TATM으로부터 얻은 전단응력-전단변형률 관계와 전단응력-전단철근변형률 관계는 본 연구에서 수행된 실험결과와 잘 일치하였으며, 기존의 트러스 모델(MCFT, RA-STM, FA-STM)보다 더 우수하였다.

핵심용어 : 트러스 모델, 전단거동, 철근콘크리트 기둥, 축력, 휨모멘트