

전단이 지배하는 RC 부재의 새로운 트러스 모델링 기법 연구 (후편) - 검증을 중심으로 -

김 우^{1)*} · 정제평¹⁾ · 김행준²⁾

¹⁾ 전남대학교 토목공학과 ²⁾ 목포과학대학 토목과

(2004년 4월 30일 원고접수, 2004년 11월 30일 심사완료)

A New Refined Truss Modeling for Shear-Critical RC Members (Part II) - Its Verification -

Woo Kim^{1)*}, Jae-Pyong Jeong¹⁾, and Haeng-Joon Kim²⁾

¹⁾ Dept. of Civil Engineering, Chonnam National University, Gwangju, 500-757, Korea

²⁾ Dept. of Civil Engineering, Mokpo Science College, Mokpo, 530-730, Korea

(Received April 30, 2004, Accepted November 30, 2004)

ABSTRACT

This paper as Part II of the present study deals with the verification of the new truss model that has been conceptually derived and formulated in Part I. Since the model includes the arch coefficient- α , the characteristics of this coefficient are examined, and it appears that the coefficient- α is a function of a/d , ρ and ρ_v . After transforming the model into a sectional approach, the formula for predicting the stirrup stress, the longitudinal steel force, and ultimate shear strength are derived. Then, the equations are applied to the test specimens available in literatures, and the predicted values are shown to be in excellent agreement with the experimental results.

Keywords : arch action, beam action, reinforced concrete, shear strength, truss action

1. 서 론

전편의 논문에서 휨과 전단이 작용하고 있는 철근콘크리트 부재의 내력계(internal force flow)를 표현하기 위한 새로운 트러스모델의 개념을 유도하고 기하적 형상을 정식화하였다. 이 모델은 전단력은 모멘트의 변화율이라는 관계식 $V=dM/dx=zdT/dx+Tdz/dx$ 의 역학적 현상을 수치적으로 복제한 것으로서, 부재의 전단저항 메커니즘을 보작용과 아치작용이라는 두 구성 성분의 합으로 표현한 것이다. 전단변형에 의해 단면의 휨응력 분포가 변하여 결국 내부 모멘트 팔길이가 변화하는 현상을 주요 변수로 포함한 것이었다.

즉, 부재의 전단경간에서 내부모멘트팔길이가 z 의 변화를 고려함으로써, dz/dx 가 0이 아닌 값을 갖게 되어 아치작용에 의한 전단저항 메커니즘을 표현 할 수 있게 된다는 점에 착안 한 것이다.

이러한 현상의 수치적 복제를 위해, 두 작용의 구성비인 아치계수- α 와 아치형상합수라는 새로운 개념을 도입하였으며, 계수- α 의 값은 두 작용의 상호 변형적합조건에 의해 결정하였다. 이 때 복부의 변형과 힘의 상태를 파악하기 위해 수정압축장이론을 적용하였으며, 타이의 변형은 CEB/FIP MC-90의 해당 규준을 이용하였다. 이러한 과정에 의해 최종적으로 계수- α 의 값이 산출되는데, 이 값을 이용하면, 부재의 내력계를 표현할 수 있는 새로운 트러스의 기하적 형상을 결정할 수 있었다.

본 연구의 후편에 해당하는 이 논문에서는 새로운 트러스모델의 단면 해석법과 극한강도를 산정하는 방법을 다룬 후, 이에 대한 적용성을 검증하는 부분이다. 첫 부분에서는 처음으로 소개한 아치계수- α 의 특성에 대해 고찰한 후, 이를 이용한 단면의 해석법과 강도 산정에 대해 다룬다. 후반부에서는 기존의 논문에 발표된 실험 결과를 이용하여 새로운 모델의 적용성과 그 정확성에 대한 검증 내용을 다룬다.

* Corresponding author

E-mail : wkim@chonnam.ac.kr

©2005 by Korea Concrete Institute

2. 아치계수- α 값의 특성

2.1 하중계수- α 관계

1960년대 Stuttgart 대학에서 수행한 많은 보의 전단 실험 결과 중에서 스테럽의 효율을 조사하기 위해 수행한 부재 실험 결과¹⁾를 이용하여 새 트러스모델을 검증하여 보였다. Table 1에 이 실험 부재의 제원을 정리한 것과 같이, 4개 보의 전단경간-깊이 비 a/d 가 3.5로 동일할 뿐만 아니라 철근량을 포함한 모든 제원이 같고, 다만 복부 폭 b_w 만 다르다. 따라서 각 보의 주철근비 ρ 와 스테럽비 ρ_v 가 다르다. 이 4개 보를 대상으로 전편의 논문에서 기술한 방법에 의해 각 보의 전단경간 중앙 단면에서 아치계수- α 와 작용 하중과의 관계를 계산하여 Fig. 1에 나타냈다. 이결과를 살펴보면 아래와 같은 중요한 사실들을 관찰할 수 있다.

2.1.1 안정화 단계의 존재

Fig. 1에 나타난 각 보의 α 값의 이력을 살펴보면, 작용 하중 증가에 따라 α 값이 증가하는데, 어떤 하중 단계에서부터 그 값이 거의 일정해지는 안정화 단계(stabilized stage)가 형성된다는 것을 관찰할 수 있다. 이 사실은 보의 복부 균열의 발생 정도에 따라 아치작용이 점차 발전된다는 의미이며, 안정화 단계가 존재한다는 것은 새롭게 안정된 저항 내력계가 존재한다는 중요한 의미가 된다. 이러한 관점에서 철근콘크리트 부재는 하중 단계에 따라 초기 하중 단계의 비균열단계(uncracked stage)와, 휨균열과 복부균열이 점차 발생하여 안정화단계까지 도달하는 전이 단계(transient stage), 그리고 안정화단계라는 3단계의 내력계로 구분할 수 있을 것이다. 특히, 마지막 안정화 단계는 지금까지 많은 관련 학자들과 설계자들의 주요 관심 대상으로, 이 내력 상태를 표현하기 위한 많은 기법과 이론이 제안되었으며, 본 연구도 이에 해당한다.

Fig. 1에 보인 4개 보의 α 이력을 살펴보면, 스테럽비가 상대적으로 큰 보인 3보에서는 명료한 안정화 구간이 존재한다. 반면, 스테럽비가 가장 작은 보인 ET1 경우에는 안정화 구간이 명확하게 구별되지 않는 특성을 관찰할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 각 보의 안정화단계 또는 최종의 α 값을 α_u 로 정의하여 부재의 극한상태 거동을 예측하는 고유값으로 사용하였다.

2.1.2 계수- α_u 값

Table 1에 정리한 각 보의 전단경간 중앙 단면에서 산정한 α_u 값을 살펴보면, 복부폭을 제외한 모든 제원(철근량 포함)이 동일함에도 불구하고 각 보의 α_u 값은 큰 차이가 있다는 것을 알 수 있다. 직사각형 단면인 ET1의 값은 0.36인데 반해, 복부폭이 가장 작은 ET4는 0.46이었

다. 이것은 전편의 논문 2절에서 설명한 바와 같이, 복부폭이 적을수록 복부 전단강성이 취약해지므로 상대적 타이드-아치 강성이 증대하기 때문에 α 값이 증가 한다는 정성적 추론과 동일한 경향으로 나타나고 있다는 것을 알 수 있다.

2.2 아치계수- α_u 의 변화

앞 절에서 기술한 아치계수- α_u 값의 변화를 체계적으로 조사하기 위해 Kim²⁾등이 수행한 실험 보와 Kani³⁾가 수행한 실험 보에 대해 각 보의 α_u 값을 산정하여 보았다. Tables 2, 3에 정리한 것과 같이, Kim²⁾등의 실험 보의 일정 복부철근비를 갖는 상태에서 전단경간-깊이 비 ($a/d=2, 2.5, 3, 4$),와 주철근 비 ($\rho=1.08\%, 1.94\%$)를 주요 변수로 하고 있으며, Kani의 실험 보의 복부철근이 없는 상태에서 a/d 와 ρ 를 변수로 하고 있다. 이 들 보에 대해 각각 계산한 α_u 값을 Tables 2 와 3에 정리하였으며, 그 일부를 a/d 의 함수로 Fig. 2에 나타냈다. 이 결과를 살펴보면, a/d 가 α_u 값에 가장 크게 영향을 줄 것이라는 일반적 인식과 일치하고 있다는 것을 알 수 있다.

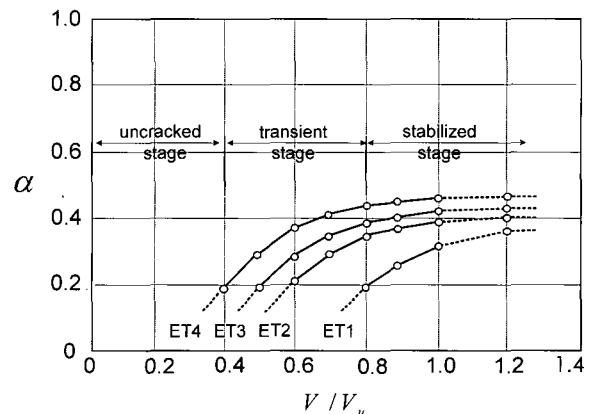


Fig.1 Variation of α with applied load

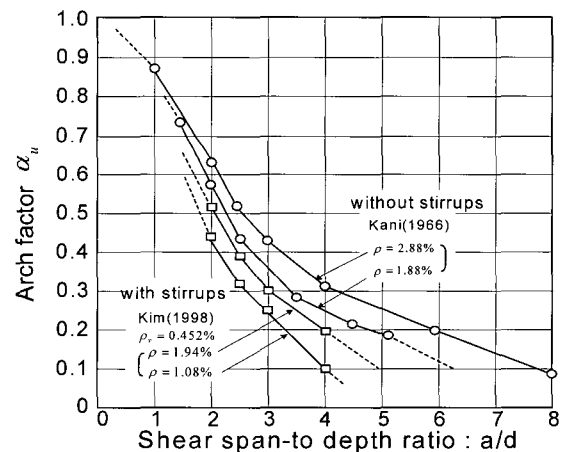


Fig. 2 Variation of α_u

예를 들면, $a/d=2$ 인 2P2W의 값이 0.5에 가까운데 반해, $a/d=4$ 인 4P2W는 0.19로 그 변화가 크다. 즉, 보의 경간이 짧아지면 α_u 값은 1.0에 접근하고, 경간이 길어지면 0에 접근하고 있다. 이에 비해, 주철근 비와 스테럽 비의 영향은 상대적으로 적으며, 주철근 비가 클수록 α_u 값이 증가한다는 것을 관찰할 수 있다. 또한, 스테럽 비가 증가하면 α_u 값이 작아진다는 것도 알 수 있다. 이러한 현상은 전편의 논문 2절에서 기술한 타이의 복부의 상대 강성 크기 관점에서 살펴본 결과와 동일한 경향으로 나타나고 있다는 것을 다시 확인 할 수 있다.

α_u 값이 전체 극한전단강도 중에서 아치작용이 담당하는 전단강도의 비라는 관점에서 보의 전단 저항 구성비를 Fig. 3과 같이 표현할 수 있다. 이 그림을 살펴보면, a/d 가 작은 보일수록 아치작용이 주요 전단 저항 메커니즘인 반면에 긴 보에서는 주로 보작용에 의해 저항한다는 것을 알 수 있다. 또한, 그 구성비 α 는 세 변수 a/d , ρ 및 ρ_v 의 조합에 따라 복합적으로 변화하며, 그 크기는 $a/d=2\sim 2.5$ 에서 약 0.5가 되는 큰 값으로 나타나고 있다.

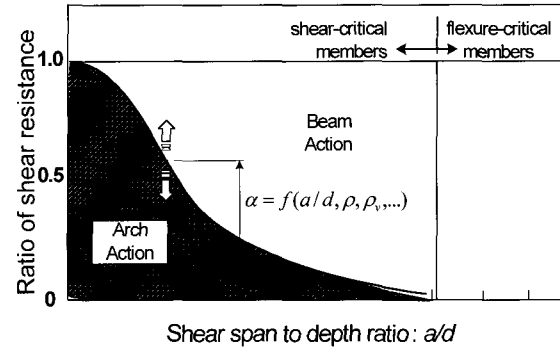


Fig. 3 Distribution of shear resistances in shear-critical beams

Fig. 3에서 특기할 것은, 휨과 전단이 작용하는 부재에서 대략 $a/d=6\sim 8$ 을 기준으로 휨과 전단이 부재의 파괴를 지배한다고 알려졌는데³⁾, 이를 근거로 전단이 지배하는 부재의 전단 거동을 다룰 때 아치작용은 매우 큰 부분을 차지하고 있으며, 그 구성비를 파악하는 것은 무엇보다도 중요하다고 할 수 있을 것이다.

Table 1 Comparisons with the test results performed by Leonhardt (1965)

	Specimen					
		ET1	ET2	ET3	ET4	
Beam properties	f_{ck} (MPa)	27.93	27.93	27.93	27.93	
	b_w (cm)	30	15	10	5	
	d (cm)	30	30	30	30	
	a (cm)	105	105	105	105	
	a/d	3.5	3.5	3.5	3.5	
	ρ (%)	1.40	2.80	4.20	8.40	
	ρ_v (%)	0.17	0.34	0.51	1.03	
	f_y (MPa)	460	460	460	460	
	f_{ty} (MPa)	314	314	314	314	
	$V_{n,f}$ (kN)	140.9	140.9	140.9	140.9	
Measured value	V_u (kN)	142.2	116.7	98.1	88.3	
	f_v at V_u (MPa)	161.7	314	314	314	
Predicted value	α_u	0.360	0.395	0.415	0.462	
	$\theta_u(x = a/2)$ (degree)	44.6	45.4	43.6	41.4	
	$z_x(x = a/2)$ (cm)	21.04	20.46	20.18	19.63	
	f_v at V_u (MPa)	150.3	315.7	294.2	284.4	
	V_c (kN)	$V_a = \alpha_u V_u$	51.2	46.6	42.8	41.2
		V_{ci} by Eq(3)	74.5	37.3	24.8	12.4
	V_s (kN)	16.5	32.6	34.2	35.9	
	$V_u = V_a + V_{ci} + V_s$ (kN)	142.2	116.5	101.8	89.5	
	$V_{u,Predicted} / V_{u,Measured}$	1.00	0.99	1.04	1.01	
	Failure mode	Flexure	Stirrups yielding			

Table 2 Comparisons with the test results performed by Kim, Kim and White²⁾

Beam properties					Measured value	Predicted value							$V_{u, Predicted} / V_{u, Measured}$	Failure mode
Specimen	a/d	a (cm)	ρ (%)	ρ_v (%)		V_u (kN)	α_u	θ_u ($x = a/2$) (degree)	V_c		V_s (kN)	$V_u = V_c + V_s$ (kN)		
					$V_a = \alpha_u V_u$ (kN)				V_{ci} by Eqs(3) (kN)					
2P1W	2	50	1.08	0.452	61.3	0.44	47.2	30.5	17.3	21.4	69.2	61.3	0.98	Flexure
2P2W			1.94		80.6	0.51	45.0	41.0	17.3	22.1	80.4	79.6	0.99	Flexure
2.5P1W	2.5	62.5	1.08		48.1	0.34	49.0	20.0	17.3	21.6	58.9	48.1	1.00	Flexure
2.5P2W			1.94		63.2	0.39	47.0	25.4	17.3	22.3	65.0	63.7	1.01	Flexure
3P1W	3	75	1.08		38.3	0.25	51.6	12.8	17.3	20.9	51.0	40.1	1.05	Flexure
3P2W			1.94		55.2	0.30	49.3	16.8	17.3	21.9	56.0	53.0	0.96	Flexure
4P1W	4	100	1.08		30.9	0.10	51.6	4.5	17.3	23.2	45.0	30.1	0.97	Flexure
4P2W			1.94		40.5	0.19	49.3	9.6	17.3	23.6	50.5	39.8	0.98	Flexure

* $b_w = 10.0$ cm, $d = 25.0$ cm, $f_{ck} = 20$ MPa, $f_y = 539$ MPa ($\rho = 1.08\%$), $f_y = 443$ MPa ($\rho = 1.94\%$), $f_{vy} = 308$ MPa ($\rho_v = 0.452\%$)

Table 3 Comparisons with the test results performed by Kani³⁾

Beam properties				Measured value	Predicted value					$V_{u, Predicted} / V_{u, Measured}$	Failure mode	
Specimen	a/d	ρ (%)	f_{ck} (MPa)		V_u (kN)	α_u	V_u					$V_{n,f}$ (kN)
				$V_a = \alpha_u V_u$ (kN)			V_{ci} by Eqs(3) (kN)	$V_a + V_{ci}$ (kN)				
249	1.0	0.5	28.0	83.3	0.61	54.6	34.9	89.5	85.2	1.02	Flexure	
250	1.5		28.0	54.7	0.39	22.1	34.6	56.7	56.8	1.04	Shear	
251	2.0		26.2	41.7	0.15	5.9	33.7	39.6	42.5	0.95	shear	
179	2.6		32.4	33.4	0.00	0.0	33.3	33.3	33.0	0.99	Flexure	
246	3.5		27.6	25.1	0.00	0.0	24.8	24.8	24.3	0.97	Flexure	
109	1.5		25.0	71.5	0.59	46.5	32.3	78.8	87.5	1.09	Shear	
102	2.0	0.8	25.3	48.4	0.35	17.4	32.3	49.7	65.7	1.03	Shear	
105	2.5		26.2	41.5	0.21	8.8	33.2	42.0	52.7	1.01	Shear	
116	3.0		26.4	39.3	0.17	6.8	33.2	40.0	43.9	1.02	Shear	
104	4.0		25.3	33.2	0.12	4.4	32.3	36.7	32.8	0.99	Flexure	
107	5.1		26.6	25.2	0.00	0.0	32.9	32.9	25.9	1.03	Flexure	
184	1.5		1.88	35.1	162.0	0.75	114.9	38.3	153.2	193.3	0.94	Shear
26	2.0	27.1		78.1	0.57	44.9	33.9	78.8	138.2	1.01	Shear	
27	2.5	29.8		51.2	0.43	26.7	35.4	62.1	112.7	1.17	Shear	
35	3.5	26.1		44.3	0.28	12.8	32.8	45.6	78.3	1.03	Shear	
29	4.5	24.6		43.0	0.22	9.1	32.1	41.2	60.1	0.96	Shear	
182	5.1	34.0		47.8	0.19	8.7	37.3	46.0	56.6	0.96	Shear	
88	1.0	2.80	31.5	223.7	0.85	201.7	35.6	237.3	387.0	1.06	Shear	
94	2.0		25.3	109.9	0.69	71.3	32.8	104.1	179.7	0.94	Shear	
95	2.5		25.3	72.5	0.52	35.0	33	68.0	143.8	0.93	Shear	
97	3.0		27.3	62.7	0.43	26.0	34.4	60.4	123.2	0.96	Shear	
84	4.0		27.5	55.8	0.31	15.4	33.9	49.3	92.7	0.87	Shear	
81	5.9		27.5	51.0	0.20	8.6	34.3	42.9	62.8	0.81	Shear	
92	7.0		27.5	45.6	0.14	5.5	33.6	39.1	52.9	0.83	Shear	
82	8.0		27.5	39.7	0.09	3.4	34	37.4	46.3	0.94	Shear	
Mean										0.988		
S.D											0.076	
C.O.V											0.077	

* $b_w = 15.2$ cm, $d = 27.2$ cm, $f_y = 440$ MPa

3. 단면 해석

3.1 구성 성분

전편의 논문에서 기술한 새로운 트러스모델의 기하적 형태를 결정하는 모든 과정에서 평균 응력과 평균 변형율을 적용하였다. 그런데 콘크리트 균열 위치에서의 발생하는 응력의 크기는 평균값과 크게 다르다. 콘크리트에 균열이 발생하면 균열 위치에서 인장응력은 소멸되는데 반해, 철근의 응력은 증가한다.⁴⁾ 부재의 전단강도는 이 균열면에서 전달되는 힘에 주로 지배되는 현상이기 때문에, 전단강도를 산정하기 위해서는 균열 위치에서 힘의 상태를 파악해야 한다. Fig. 4는 균열이 발생한 부재의 경사 균열을 가로 지르는 단면에 작용하는 전단력을 나타낸 것인데, 한 단면의 전체 전단력은 세 기본 저항 성분의 합으로 표현할 수 있다는 것을 알 수 있다.

$$V = V_a + V_{ci} + V_s \quad (1)$$

이 기본 성분을 일반적 분해 성분⁵⁶⁾과 비교 한다면, 아치전단력 $V_a (= \alpha V)$ 는 비균열 단면의 전단 저항력에 해당하며, V_s 는 스티럽과 콘크리트 경사압축대가 함께 트러스를 형성하여 저항하는 전단력으로써 스티럽이 기여하는 전단강도 V_s 에 해당한다는 것을 알 수 있다. 또한, 균열면에서는 골재 맞물림작용에 의해 저항하는 전단력 V_{ci} 가 작용하고 있다. 만약 주철근의 다월작용에 의한 전단저항력을 V_a 에 포함했다면, 통상적으로 일컬어지는 콘크리트 기여 전단력 V_c 는 아치저항력 V_a 와 골재 마찰 저항력 V_{ci} 의 합에 해당한다는 것을 알 수 있다.

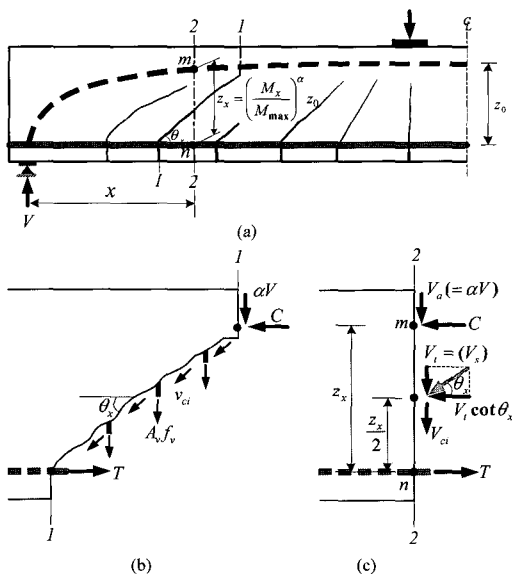


Fig. 4 Shear resistance components at a diagonal crack in a RC Beam

3.2 골재 맞물림 전단력 V_{ci}

콘크리트 균열면에서 전달되는 힘의 평가는 간단하지 않으며, 지금까지 몇 가지의 모델이 제안되어 있다.⁷⁾ 이 중에서 본 연구에 적용 가능한 모델로서는 Walraven⁸⁾의 전단마찰 실험자료를 바탕으로 단순화한 Bhide and Collins⁷⁾의 균열 마찰력 모델이 있다. 이 모델은 균열면에서 마찰응력 v_a 를 균열폭 w (mm)와 최대골재 크기 d_a (mm)의 함수로 나타낸 것이다. 이 마찰응력에 균열면을 곱하고 그 수직 성분력을 계산하면 다음과 같은 골재 맞물림 전단력 V_{ci} 가 산출된다.

$$V_{ci} = v_{ci} b_w z = \frac{0.18 \sqrt{f_{ck}} b_w z}{0.3 + 24 w / (d_a + 16)} \quad (2)$$

여기서, f_{ck} 는 콘크리트 압축강도(MPa)이고, 균열폭 w 는 복부의 평균 인장주변형률 ϵ_1 과 경사균열 간격의 곱으로써 산정할 수 있는데, 균열 간격은 CEB/FIP MC-90의 공식을 적용할 수 있다. 이에 대한 상세한 것은 참고문헌 4를 참조하면 된다. 따라서 식 (2)는 작용하중 단계마다 변하는 V_{ci} 의 산정뿐만 아니라 전단강도에 대한 크기효과(size effect)를 반영할 수 있는 장점이 있다. 그런데 실제 콘크리트 보에서는 다월작용 또는 골조작용(frame action)¹¹⁾에 의해 저항하는 성분이 존재한다. 이러한 저항성분을 V_a 에 추가한다면, 실제 V_{ci} 는 골재 맞물림 작용만에 의한 값과 다를 수 있으며, 이러한 효과들을 모두 반영한다면 그 과정이 매우 복잡하게 될 것이다. 따라서 간단하면서 기존 실험 결과 및 설계기준의 접근 방법과 일관성을 확보하기 위한 실제적 대안이 필요하게 된다.

식 (1)의 관점에서, V_a 는 복부철근이 배치되지 않아서 트러스작용이 없으며($V_s = 0$) 동시에 아치작용이 없는($V_a = 0$) 보의 기본 전단강도에 해당한다는 것을 알 수 있다. 이러한 논리적 관점에서, 복부 철근이 없고 동시에 아치작용이 발생하지 않는 긴 보를 실험하여 얻은 전단강도를 V_a 라고 간주할 수 있다. 따라서 수많은 실험결과를 토대로 작성된 미국 ACI 설계기준¹⁰⁾에서 사용하고 있는 아래의 최소 전단력 값을 V_a 로 간주하는 것이 합리적인 대안 중의 하나일 것이다.

$$V_{ci} = 0.16 \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (3)$$

이처럼, 골재 맞물림에 의한 전단저항력을 평가할 수 있는 두 방법이 있다. 식 (2)의 방법은 하중이력에 따른 각 단계마다 전단저항력을 평가할 수 있는 장점과 복잡성이라는 단점이 있는데 반해, 식 (3)은 계산은 간단하지만 극한하중 단계에서만 적용이 가능하다는 한계성이 있다고 하겠다.

3.3 스테럽 응력 f_v

주어진 보의 α 와 θ_x 가 주어지고 V_{ci} 를 알면, 수직 스테럽의 응력을 간단하게 계산할 수 있다. 스테럽이 콘크리트 경사압축대와 트러스를 형성하여 저항하는 전단력 $V_t (=V_s)$ 는 식 (1)에 의해 $(1-\alpha)V - V_{ci}$ 가 되며, 이 힘은 Fig. 4(b)에 나타난 것과 같이 $A_v f_v(z/s)\cot\theta$ 와 평형을 이뤄야 한다. 이 조건으로부터 스테럽 응력 f_v 는 다음처럼 표현된다.

$$f_v = \frac{1}{\rho_v b_w z_x} [(1-\alpha)V - V_{ci}] \tan \theta_x \quad (4)$$

3.4 철근력 T

Fig. 4(c)에 보인 것과 같이, 트러스작용은 복부에 축력 $V_t \cot\theta$ 를 유발 시킨다. 그런데 이 힘은 단면의 모멘트 평형조건에 의해 주철근의 인장력을 변화시키게 된다. 즉, 균열 단면의 주철근 인장력은 다음과 같다.

$$T_x = \frac{M_x}{z_x} + 0.5[(1-\alpha)V_x - V_{ci}] \cot \theta_x \quad (5)$$

여기서 특기할 것은 위 식에서 $\alpha=0$, $V_{ci}=0$ 와 $\theta_x=45^\circ$ 인 경우가 고전트러스모델⁷⁾의 철근력 산정식에 해당한다는 것을 알 수 있다. 이 고전모델과 비교한다면, 본 모델은 α , θ 와 V_{ci} 의 세 변수가 추가된 역학적 모델이라는 것을 알 수 있다.

4. 극한전단강도 V_u

이 연구에서 제안하고 있는 새로운 트러스모델의 가능한 파괴 형태는 크게 복부파괴와 타이드-아치파괴로 분리해야 할 것이다. 전자는 다시 스테럽의 항복과 콘크리트 스테럽의 압축 파괴, 후자는 아치의 압축 파괴와 타이의 인장 항복으로 세분화 할 수 있다. 이 때 타이와 아치의 파괴는 휨파괴로 분류해야 하며, 받침점과 하중점의 국부 파괴 형태는 본 연구의 범위에서 제외한다면, 결국 복부 콘크리트 스테럽 압축파괴와 스테럽 항복의 두 종류 파괴 형태가 가능할 것이다. 먼저, 스테럽 항복에 의한 극한전단강도 $V_{u,v}$ 는 식 (4)의 f_v 가 f_{vy} 에 도달할 때의 전단력 V 에 해당할 것이다.

$$V_{u,v} = \frac{1}{1-\alpha_u} \left(V_{ci} + A_v f_{vy} \frac{z_x}{s} \cot \theta_x \right) \leq V_{u,f} \quad (6)$$

여기서, $V_{u,f}$ 는 휨파괴가 발생할 때의 전단력을 의미한다. 이 식에서 필요한 V_{ci} 값으로는 식(2) 또는 (3) 중의 하나를 선택하여 적용할 수 있다. 만약 위 식에 식 (3), $\alpha_u=0$ 및 $\theta=45^\circ$ 를 대입하면, 식 (6)은 현행 ACI-318 설계기준¹⁰⁾과 동일하게 된다는 것을 알 수 있다.

앞 절에서 기술한 것과 같이, 복부철근이 배치되지 않는 보에서는 트러스작용이 발생하지 않고, 골재 맞물림 작용과 아치 작용에 의해서만 전단에 저항 할 것이다. 따라서 이 때의 극한전단강도 $V_{u,c}$ 는 식(6)에서 트러스 작용 성분력 V_t (괄호 속의 두번째 항인 V_s 에 해당)를 제외한 나머지로 아래와 형태가 되는데, 이 때 극한 상태의 V_{ci} 값으로는 복잡한 식 (2)보다는 간편한 식 (3)이 실제적으로 더 편리할 것이다.

$$V_{u,c} = \frac{V_{ci}}{1-\alpha_u} = \frac{1}{1-\alpha_u} (0.16\sqrt{f_{ck}} b_w d) \leq V_{u,f} \quad (7)$$

다음으로, 복부 콘크리트 스테럽의 압축 파괴에 의한 극한전단강도는 본 연구에서 채택하고 있는 논리와 가정에 의해 결정하기가 어렵다. 왜냐하면, 전편 논문 2.2절에서 설명한 바와 같이, 아치작용과 관련된 단면 응력은 부등분포 형태이며, 이 응력이 보작용에 의한 전단응력과 복부 상부에서 중첩되기 때문에 그 크기를 명시적으로 산정하기 어렵다.

따라서 이 부등분포 전단응력의 분포형태에 대한 어떤 합리적 가정 또는 소성이론의 적용이 필요하게 된다. 이에 대한 내용은 추후 연구에서 계속해서 다룰 과제이며, 본 연구에서는 ACI-318이나 AASHTO LRFD 설계기준¹¹⁾처럼, 복부 콘크리트 파괴 전단강도에 대한 특정한 공식을 설정하지 않는 대신에 복부 콘크리트의 파괴를 방지하기 위한 한계 최대 전단력을 설정하는 것이 더 합리적일 것이다. 여기서는 AASHTO LRFD 설계기준의 한계값을 적용하는 것이 적절할 것이라고 판단하였다.

$$V_u \leq 0.25 f_{ck} b_w d \quad (8)$$

5. 검 증

전단력은 모멘트의 변화율이라는 사실로부터 유도한 식이 갖는 역학적 현상을 복제한 새로운 트러스모델은 계수- α 와 힘의 평형조건만으로 모두 해석할 수 있게 되었다. 이제 이 모델을 실제 철근콘크리트 부재에 적용하였을 때 그 거동을 얼마나 정확하게 예측할 수 있는가를 조사하고 검증해야 할 필요가 있다. 따라서 앞 2절에서 인용하고 Tables 1, 2와 3에 정리한 기존 실험 결과와 비교하여 보았다.

5.1 Stuttgart 실험 자료

5.1.1 경사각 θ 의 변화

앞에서 기술한 Leonhardt¹⁾의 실험 보의 α_u 를 전편 논문 식 (23)에 대입하여 전단경간에서의 경사각 θ 를 계산하여 보았다. 전편 식 (23)은 전단경간 위치마다 θ 가 다르게 산출된다. 이들의 경향을 검증하기 위해 ET1과 ET3에서 관찰된 균열도에 일정 간격으로 계산한 경사각을 겹쳐서 Fig. 5에 보였다.

이 결과를 살펴보면, 실제 균열각의 크기와 경간에 따른 변화 경향을 상당히 근사하게 예측하고 있다. 특히, 각 보의 경간 중앙 단면에서 계산한 경사각은, Table 1에 정리된 것과 같이, 45도(ET1)에서 41도(ET4)까지 변화하는 것으로 예측되었다. 이 값은 실제 실험에서 관찰한 Fig. 5의 균열각과 대체적으로 일치하고 있다고 평가할 수 있다.

5.1.2 스테럽 응력 f_v 변화

Fig. 6은 식 (4)에 의해 산정한 작용하중-스테럽응력 관계를 점선으로, 실험의 측정값은 실선으로 나타낸 것이다. 이 때 제안모델에 의한 계산방법은 두가지를 사용하였다. 첫 번째 방법은 각 보의 고정단 α_u 와 식(3)에 의한 V_{ci} 값으로 평가하였고, 두 번째 방법은 Fig. 1의 각 하중단계별 α 값과 식 (2)를 사용하여 비교하였다. 이 결과를 살펴보면, 복부 콘크리트 폭을 제외한 모든 제원이 동일한데도 불구하고 스테럽 응력의 크기가 현저히 다르게 나타나고 있다는 것을 알 수 있을 뿐만 아니라, 새로운 모델은 복부철근의 응력을 상당히 정확하게 예측하고 있다는 것을 알 수 있다. 특히, 고정단 α_u 와 식(3)에 의한 V_{ci} 값으로도 안정화에 도달하는 하중단계에서는 각 하중단계별 α 값에 의한 예측과 큰 차이가 없음을 알 수 있다.

5.1.3 전단강도 V_u 의 변화

식 (6)으로 계산한 각 보의 전단강도를 Fig. 7에 실제 측정값과 비교하였다. 이 결과를 살펴 보면, 한 보(ET1)는 휨파괴를 한 것이고, 나머지 세 보는 스테럽 항복에 의해 파괴하였다는 것을 알 수 있으며, 제한된 실험 결과 만에 의한 검증이지만, 식 (6)에 의해 예측한 전단강도가 실제 강도와 매우 근사하게 일치하고 있다.

Fig. 7에서 특별히 흥미로운 것은 Fig. 4(c)에 나타낸 각 보의 전단 저항 성분력들의 구성비이다. 복부 콘크리트 저항 성분력 V_{ci} 은 복부 단면적에 비례하여 결정되는 값으로 그 단면적의 크기에 따라 변화하고, 아치작용 저항 성분력 V_a 는 최종 극한 전단력에 α_u 값을 곱한 값에 따라 변화한다. 그 나머진 V_s 는 스테럽과 경사 압축대가 트러스를 형성하여 저항하는 성분으로 소위 복부철근 기여 전단강도 V_s 에 해당하며, 반면에 콘크리트 기여 전단강도 V_c

는 V_a 와 V_{ci} 의 합에 해당한다고 하였다. 이러한 관점에서 살펴보면, V_c 는 복부 콘크리트 단면적에 비례하지 않고, 특히, 복부폭이 작을수록 콘크리트 기여 단위 강도가 크게 나타나고 있다는 것을 알 수 있다. 이러한 현상은 상호변형적합조건에 의해 결정되는 아치계수- α_u 의 크기가 변화한 것에 기인한 것이다.

즉, 복부폭이 작으면 전단 강성이 그만큼 감소함에 따라 타이드-아치의 상대적 강성 증가로 α 값이 증가되어서, 결국 $V_a(=\alpha_u V)$ 가 증가되기 때문이다.

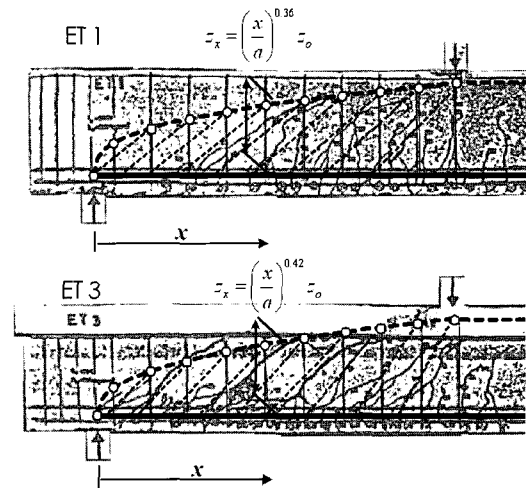


Fig. 5 Comparison of inclined shear crack angle

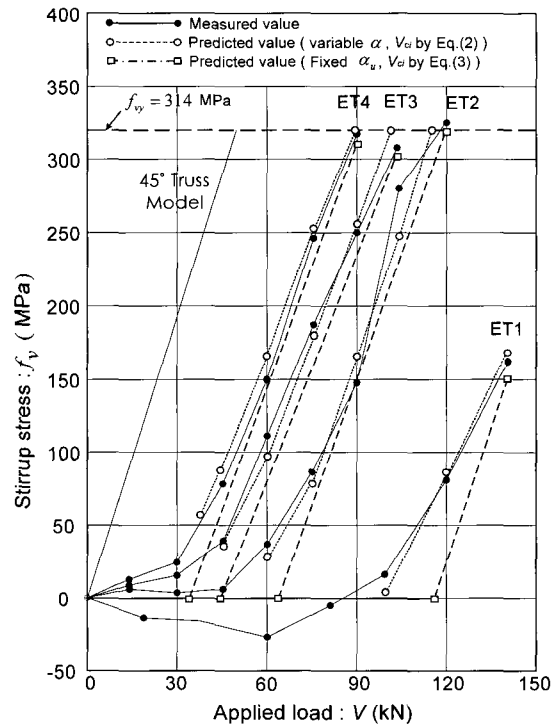


Fig. 6 Comparison of the predicted stirrups stresses with the measured values

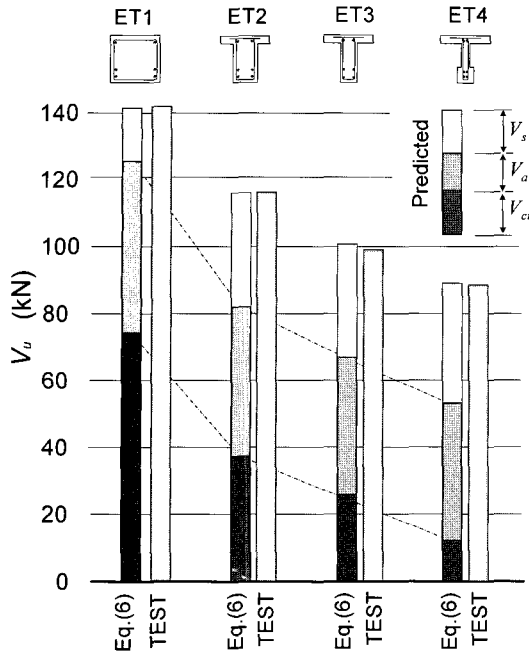


Fig. 7 Comparison of ultimate shear strength of beams with web reinforcement

Table 1에 정리한 바와 같이, 복부폭이 가장 큰 ET1의 α_u 값이 0.36인데 반해, 가장 얇은 ET4의 경우 0.46로 증가한 것이다. 이 아치전단력 V_a 는 Leonhardt¹⁾가 그의 논문에서 언급한 경사상현재가 분담하는 전단력인데, 그 크기가 전체 작용 전단력의 30에서 40퍼센트에 해당한다고 한 사실과 상당히 부합한다고 하겠다.

5.2 Kani의 실험 자료

앞에서 다룬 Stuttgart 실험 자료는 스티럽이 배치된 보였다. 따라서 복부철근이 없는 보에 대해서도 새로운 모델의 성능을 검증해야 할 필요성이 있다. 이 검증에 가장 적합한 실험 자료로써는 1960년대 Kani³⁾가 수행한 자료일 것이다. 그는 주철근 비와 전단경간 비가 각기 다른 보를 실험하였는데, Table 3에 이들 보의 제원과 실험 결과를 정리하였다. 또한, 이 보들을 대상으로 각 보의 α_u 를 계산하여 그 결과를 Table 3에 실었다.

각 보의 α_u 값을 식 (7)에 적용하여 해당 보의 전단강도를 산정하였으며, 그 결과를 Table 3에 정리하고, 동시에 Fig. 8에 실험값과 비교하였다. 이 결과를 살펴보면, 새로운 트러스모델에 의한 강도 평가는 간단하면서도 상당히 우수하다고 할 수 있을 것이다. 특히, 복부철근이 배치되지 않는 부재의 전단강도 산정식 (7)은 상수 V_a 와 계수 α 만의 함수로 표현한 공식인데도 불구하고 그 정확성이 탁월하다는 것을 알 수 있다.

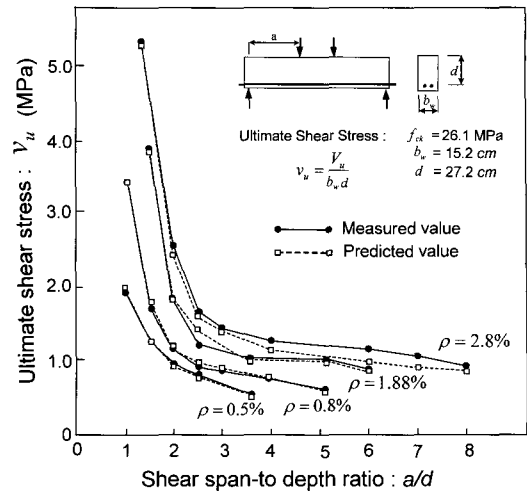


Fig. 8 Comparison of ultimate shear strength of beams without web reinforcement

Fig. 2에 나타난 복부철근이 없는 보의 α_u 의 변화를 살펴보면, a/d 가 2.5인 보의 α_u 값이 대략 0.5라는 것을 파악할 수 있다. 이것은 보의 파괴 형태를 분류하는 중요한 기준이 되는 값이라고 할 수 있다. 왜냐하면, α_u 는 부재 내부에 발생된 타이드-아치가 저항하는 전단력 분담비라는 의미에서 이 값이 0.5보다 크다는 것은 작용 전단력의 절반 이상이 아치작용에 의해 저항하고 그 나머지를 복부가 분담하고 있기 때문에, 비록 복부가 어떤 형태로 그 한계강도에 도달한 후에도 추가 전단력에 저항할 수 있다는 의미가 된다. 반면에 α_u 값이 0.5보다 작다면, 복부가 작용전단력의 절반 이상을 지지하고 있기 때문에 복부의 한계강도에 도달하면 바로 전체 보의 파괴가 발생된다. 전자의 파괴 형태를 소위 전단-압축파괴(shear-compression failure)라고 하며, 복부 한계강도와 파괴강도의 차이가 잉여강도(reserve strength)가 된다. 반면에 후자의 경우를 사인장파괴(diagonal-tension failure)라고 부른다.⁵⁾ 이러한 결과로부터, 새로운 트러스모델은 복부철근이 배치되지 않는 보와 배치된 보에 똑같이 적용 가능한 일관된 논리를 확보한 모델이라고 할 수 있다. 기존의 트러스모델은 복부철근이 없는 보에 적용하는 데는 큰 한계성을 갖고 있기 때문에, 이를 보완하려는 의도로 수정트러스모델, 콘크리트타이 개념 또는 균열마찰 모델들이 제안되었다는 것을 상기할 필요가 있겠다.⁷⁾

5.3 Kim, Kim and White의 실험 자료

철근콘크리트 부재의 거동 중에서 전단에 크게 영향을 받는 중요한 사항 중의 하나가 전단경간 내의 주철근 인장력 T 이다.

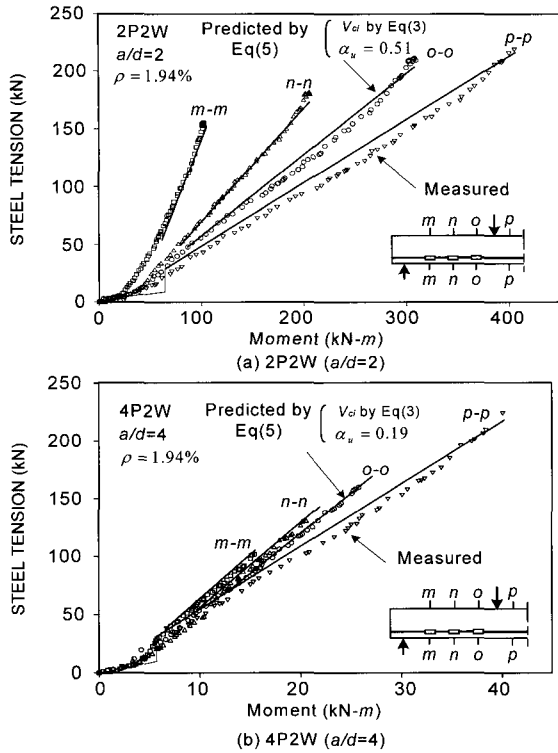


Fig. 9 Comparison of longitudinal steel tensions

따라서 전단이 지배하는 부재의 주철근 인장력의 변화를 기준으로 새로운 모델의 성능을 검증하는 것도 중요한 사항중의 하나일 것이다. 앞 3.4절에서 언급한 바와 같이, 새로운 모델에서 주철근 인장력 T 는 식 (5)로 나타나는데 α , θ 와 V_d 의 크기에 따라 다르게 산출된다.

여기서는 Table 2에 정리한 Kim²⁾등 실험 보 중에서 2개 보 (2P2W, 4P2W)의 주철근 인장력 이력 자료를 이용하여 새로운 모델을 검증하고, 다른 모델과 비교하여 보았다. Fig. 9는 하중이력을 모멘트로 표현하여 세 단면에서 측정된 주인장철근의 이력상태를 α_u 값과 식(5)을 사용하여 비교한 것이다. 이 결과에 의하면, 각 보의 비균열 단면 이후 안정화가 이루어지는 전 하중 단계에서 세 단면 측정값을 정확히 예측할 수 있었다. 그리고 Kim²⁾등이 실험한 각 보의 안정화 하중 단계에서 전단경간 세 단면에서 측정된 주인장 철근력의 변화를 Fig. 10에 비교하였다. 이 결과에 의하면, 각 보의 전단경간 세 단면에서 거의 동일한 정확도를 갖는다는 것을 알 수 있다.

6. 결 론

본 연구는 휨과 전단이 작용하고 있는 철근콘크리트 부재의 내력계(internal force flow)를 표현하기 위해, 전단력과 모멘트의 관계식 $V=dM/dx=zdT/dx+Tdz/dx$ 의 역학적 현상을 수치적으로 복제한 새로운 트러스모델을 개발 한

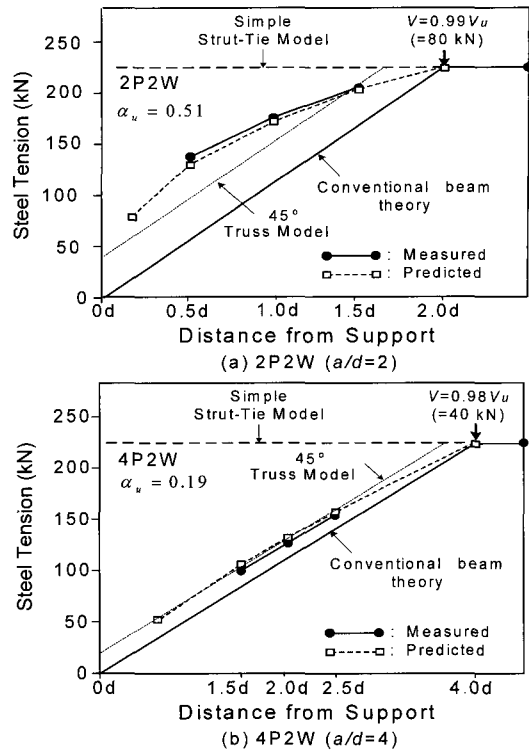


Fig. 10 Comparison of distribution of steel tension over the span

것이다. 이 모델은 부재의 전단저항 메커니즘을 아치작용과 보작용이라는 두 기본 구성 성분의 합으로 표현한 것이다. 이 두 성분의 구성비인 아치계수- α 와, 이로 인해 발생하는 모멘트 팔길이의 변화를 단순화한 아치형상함수라는 새로운 개념을 처음으로 도입하였다. 계수- α 의 값은 두 작용의 상호 변형적합 조건에 의해 결정할 수 있으며, 이 때 복부의 변형과 힘의 상태는 수정압축장이론을 적용하여 파악하였고, 타이의 변형은 CEB/FIP MC-90의 해당 규준을 이용하였다.

이러한 과정에 의해 산정된 계수- α 의 값을 이용하면, 부재의 내력 흐름을 표현할 수 있는 트러스의 기하적 형상을 간단하게 결정할 수 있을 뿐만 아니라, 평형조건만을 이용해 부재를 간단하게 해석할 수 있게 된다는 것을 알았다. 이러한 과정에서 다음과 같은 중요한 사실들을 파악할 수 있었다.

- 1) 아치계수- α 는 부재의 전단 거동을 표현하는데 가장 중요한 기능을 하는 인자로 나타났다. 이 계수의 값은 전단경간-깊이의 비, 주철근 비와 스테럽 비의 함수이며, 전단경간이 짧아지면 1.0에 길어지면 0에 접근하고, 주철근 비가 커지면 증가하고, 스테럽 비가 커지면 감소하는 특성을 갖고 있다.
- 2) 아치계수- α 의 값을 변화시키면, 새로운 모델은 여러 종류의 현행 설계기준의 전단 관련 공식을 모두 표현할

- 수 있을 뿐만 아니라, 복부 보강철근이 없는 부재에도 동시에 적용할 수 있는 일원적 논리를 확보하고 있다.
- 3) 기존 문헌에서 주어진 실험 결과(Leonhardt, 1965; Kani,1966; Kim and etc, 1998)를 이용하여 새 모델의 적용성을 검증해 본 결과, 그 정확성이 매우 양호한 것으로 나타났다.
 - 4) 따라서 이 새로운 트러스 모델을 복합 하중 조합, 즉, 축력, 전단, 휨과 비틀림의 조합 작용을 받는 부재에 동일한 논리를 바탕으로 확장이 가능하며, 그 결과는 기존 모델들 보다 더 일관성과 정확성을 확보 할 수 있을 것으로 예측된다.

결론적으로, 본 연구에서 제안한 새로운 트러스모델을 현행 설계기준에서 채택하고 있는 트러스모델과 비교 해 보면, 해석 결과의 정확성을 크게 향상시킨 반면에 계수- α 를 계산하는 번거로움이 추가되는 단점이 있다. 그러나 평형조건과 적합조건이 모두 필요한 복합 트러스모델들과 비교한다면, 새 모델은 체계적인 변형적합조건식에 의해 산출되는 계수- α 를 이용하여 평형조건식만으로 간편하게 정확한 해석 결과를 얻을 수 있는 모델이라고 할 수 있을 것이다.

감사의 글

본 연구는 한국과학기술연구원(과제번호 R01-2002-000-00592-0) 지원으로 수행된 결과의 일부이며, 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. Leonhardt, F., "Reducing the shear reinforcement in reinforced concrete beams and slabs," *Magazine of Concrete Research*, Vol.17, No.53, 1965, pp.187~198.
2. Kim, D.-J., Kim, W., and White, R. N., "Prediction of Reinforcement Tension Produced by Arch Action in RC Beams," *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol.124, No.6, 1998, pp.611~622.
3. Kani, G. N. J., "Basic Facts Concerning Shear Failure," *ACI Journal*, Vol.63, No.3, 1966, pp.675~692.
4. Collins, M. P. and Mitchell, D., "*Prestressed Concrete Structures*," Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J., 1991.
5. ASCE-ACI Committee 326, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members," *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol.99, No.6, 1973, pp.1091~1187.
6. Taylor, H. P. J., "*The fundamental behavior of reinforced concrete beams in bending and shear*," ACI SP-42, Detroit, M. I., 1974, pp.43~77.
7. ASCE-ACI Committee 445, "Recent approaches to shear design of structural concrete," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.124, No.5, 1998, pp.1375~1417.
8. Walraven, J., Frenay, J., and Pruijssers, A., "Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members," *PCI Journal*, Vol.32, No.1, 1987, pp.66~84.
9. Bhide, S. B. and Collins, M. P., "Influence of axial tension on the shear capacity of reinforced concrete members," *ACI Structural Journal*, Vol.86, No.5, 1989, pp. 551~564.
10. ACI Committee 318, "*Building Code Requirement for Reinforced Concrete and Commentary*," ACI, Detroit, MI, 1995.
11. AASHTO LRFD, "*Bridge Design Specification and Commentary*," First Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C, 1994, 1091pp.

요 약

이 논문은 본 연구의 후반부로, 전편의 논문에서 개념적으로 유도하고 정식화한 새로운 트러스모델의 적용성 검증을 다룬 것이다. 이 모델에는 처음으로 소개되는 아치계수- α 가 포함되어 있기 때문에 이 계수의 특성에 대해 고찰하였다. 계수- α 의 값은 a/d , ρ 와 ρ_v 에 따라 변하며, 주철근비가 커질수록 그리고 스텝 비가 작아질수록 그 값은 증가하는 특성을 갖고 있다. 이렇게 정식화된 트러스모델을 단면법으로 변환하여 주철근과 복부철근의 응력 및 전단강도를 산정하는 식을 유도하였으며, 이 식을 기존 문헌에 발표된 실험자료에 적용하여 그 정확성을 검증하여 본 결과, 예측값은 실험값과 매우 근사하게 일치하는 것으로 나타났다.

핵심용어 : 아치작용, 보작용, 철근콘크리트, 전단강도, 트러스작용