



전단경간비가 3 이하인 철근콘크리트 보의 스트럿-타이 모델 및 하중분배율 (II) 타당성 평가

채현수¹⁾ · 윤영목^{2)*}

¹⁾한길아이티 기술부 ²⁾경북대학교 토목공학과

Strut-Tie Models and Load Distribution Ratios for Reinforced Concrete Beams with Shear Span-to-Effective Depth Ratio of Less than 3 (II) Validity Evaluation

Hyun-Soo Chae¹⁾ and Young Mook Yun^{2)*}

¹⁾Ph.D., Technical Support Department, Hangil IT Co. LTD., Seoul 08389, Rep. of Korea

²⁾Ph.D., Professor, Corresponding Author, Dept. of Civil Engineering, Kyungpook National University, Daegu 41566, Rep. of Korea

ABSTRACT In this study, the ultimate strength of 335 simply supported reinforced concrete beams with shear span-to-effective depth ratio of less than 3 was evaluated by the ACI 318-14's strut-tie model approach implemented with the indeterminate strut-tie models and load distribution ratios of the companion paper. The ultimate strength of the beams was also estimated by using the experimental shear strength models, the theoretical shear strength models, and the current strut-tie model design codes. The validity of the proposed strut-tie models and load distribution ratios was examined by comparing the strength analysis results classified according to the prime design variables of the shear span-to-effective depth ratio, flexural reinforcement ratio, and compressive strength of concrete.

Keywords : reinforced concrete, beam, strut-tie model, load distribution ratio

1. 서 론

현행 스트럿-타이 모델 설계기준은 철근콘크리트 보의 설계 시 전단경간비, 콘크리트의 압축강도, 휨철근비 등의 주요설계변수들의 영향을 반영할 수 있는 적절한 방법을 제시하지 못하고 있을 뿐 아니라 전단지간 내의 하중전달 메커니즘이 콘크리트와 전단철근에 의해 이루어진다는 기본적인 개념 또한 충족시키지 못하고 있다. 이러한 현행 스트럿-타이 모델 설계기준의 문제점을 개선하기 위하여 이 논문의 동반논문¹⁾에서는 전단경간비가 3 이하인 철근콘크리트 보의 주요설계변수에 따른 강도 및 거동 특성의 변화를 합리적으로 고려할 수 있는 두 종류의 1차 부정정 스트럿-타이 모델과 각 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율을 제안하였다. 이 논문에서는 ACI 318-99²⁾의 실험에 기초한 전단강도모델, EC 2³⁾의 실험

및 이론에 기초한 전단강도모델, FIB,⁴⁾ AASHTO,⁵⁾ ACI 318-14⁶⁾ 등의 스트럿-타이 모델 설계기준, 그리고 이 연구에서 제안한 두 종류의 1차 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율 등을 이용하여 파괴실험이 수행된 전단경간비가 3 이하인 335개 철근콘크리트 보의 극한강도를 평가하였다. 또한 극한강도 평가결과의 비교분석을 통해 이 연구에서 제안한 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율의 타당성을 평가하였다.

2. 철근콘크리트 보의 극한강도 평가

2.1 보 실험체의 제원

이 연구에서는 파괴실험이 수행된 335개 철근콘크리트 보 실험체⁷⁻¹⁷⁾의 극한강도를 평가하였다. 이들 실험체의 전단경간비, 콘크리트의 압축강도, 그리고 휨철근비 등의 범위는 각각 $0.27 \leq a/d \leq 2.98$, $0.22 \leq \rho/\rho_b \leq 2.30$, 그리고 $13.9 \leq f_{ck} \leq 86.3$ MPa이다. 실험체에 대한 상세정보는 각 참고문헌에 있으며, 간략한 제원은 Table 1과 같다.

*Corresponding author E-mail : ymyun@knu.ac.kr

Received May 25, 2015, Revised March 26, 2016,

Accepted April 18, 2016

©2016 by Korea Concrete Institute

Table 1 Specification of reinforced concrete deep beams tested to failure

Investigators	No. of Specimen	b (mm)	d (mm)	h (mm)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)	a/d	ρ/ρ_b	No. of Specimen ($\rho_{vh} > 0$)	ρ_{vh} (%)
Clark ⁷⁾	62	152-203	314-391	381-457	13.9-47.6	321-400	1.17-2.42	0.31-1.02	-	-
Smith & Vantsiotis ⁸⁾	52	102	305	356	16.1-23.7	431-437	1.00-2.08	0.91-1.23	47	0.22-0.90
Anderson & Ramirez ⁹⁾	16	203-406	345-425	406-508	29.2-42.8	468-544	2.15-2.65	0.82-1.15	-	-
Tan et al. ¹⁰⁾	19	110	463	500	41.1-58.8	504	0.27-2.70	0.37-0.43	-	-
Tan et al. ¹¹⁾	20	110	398-448	500	54.7-74.1	353-538	0.28-2.98	0.69-1.10	-	-
Tan et al. ¹²⁾	19	110	442	500	56.2-86.3	353-499	0.85-1.69	0.54-0.76	12	1.59-3.17
Shin et al. ¹³⁾	30	125	215	250	52.0-73.0	414	1.50-2.50	0.66-0.88	-	-
Oh & Shin ¹⁴⁾	53	120-130	500	560	23.7-73.6	414	0.85-2.00	0.22-0.64	44	0.24-0.94
Yang et al. ¹⁵⁾	17	160	355-935	400-1000	31.4-78.5	400-804	0.53-1.09	0.24-0.89	-	-
Kim & Park ¹⁶⁾	24	150	403	450	28.9-37.7	482	0.76-1.50	0.69-0.83	20	0.42-0.70
Lee et al. ¹⁷⁾	23	250-300	300-369	350-450	25.0-81.4	379-790	2.50-2.76	1.10-2.30	-	-
Total	335	102-406	215-1559	250-1000	13.9-86.3	321-804	0.27-2.98	0.22-2.30	123	0.22-3.17

a, b, d, h: shear span length, width, effective depth, height; f_{ck} : compressive strength of concrete; f_y : yield strength of steel; ρ : flexural reinforcement ratio; ρ_b : balanced flexural reinforcement ratio

2.2 현행 설계기준에 의한 극한강도 평가

ACI 318-99의 실험 전단강도모델 및 EC 2의 실험 및 변각트리스 모델에 의한 전단경간비가 3 이하인 철근콘크리트 보의 극한강도는 콘크리트의 전단저항기능을 포함하는 식 (1) 및 (2)를 이용하여 평가하였다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (1a)$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(0.16 \sqrt{f_{ck}} + 17 \rho \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0.5 \sqrt{f_{ck}} b_w d, \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \leq 2.5 \quad \text{for } a/d \leq 2.0 \quad (1b)$$

$$V_c = \left(0.16 \sqrt{f_{ck}} + 17 \rho \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0.29 \sqrt{f_{ck}} b_w d, \frac{V_u d}{M_u} \leq 1.0 \quad \text{for } a/d > 2.0 \quad (1c)$$

$$V_s = \rho_v \left(\frac{1 + l_n/d}{12} \right) f_{vy} b_w d + \rho_{vh} \left(\frac{11 - l_n/d}{12} \right) f_{vhy} b_w d \quad \text{for } a/d \leq 2.0 \quad (1d)$$

$$V_s = \rho_v f_{vy} b_w d \quad \text{for } a/d > 2.0 \quad (1e)$$

$$V_n = \frac{1}{\beta} A_v f_{yd} \frac{z \cot \theta}{s} \leq \frac{1}{\beta} \nu_1 f_{cd} b_w z \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} \quad \text{for } A_v \neq 0 \quad (2a)$$

$$V_n = \frac{1}{\beta} \frac{0.18}{\gamma_c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} b_w d \geq \frac{1}{\beta} 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_w d \quad \text{for } A_v = 0 \quad (2b)$$

$$\beta = \frac{a}{2d}, 0.25 \leq \beta \leq 1, \nu_1 = 0.60(1 - f_{ck}/250), \cot \theta = \sqrt{\left(\frac{\nu_1 f_{ck}}{\rho_w f_{yd}} - 1 \right)}, 1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \quad (2c)$$

여기서, a , d , b_w , 그리고 f_{ck} 는 각각 전단지간, 유효깊이, 복부두께, 그리고 콘크리트의 압축강도를 나타낸다. $\rho (= A_s/b_w d)$, A_s =휨철근량), $\rho_v (= A_v/b_w s)$, A_v =간격 s 안에 있는 수직전단철근량), 그리고 $\rho_{vh} (= A_{vh}/b_w s_h)$, A_{vh} =간격 s_h 안에 있는 수평전단철근량)는 각각 휨철근비, 수직전단철근비, 그리고 수평전단철근비를 나타낸다. f_{vy} 및 f_{vhy} 는 수직전단철근 및 수평전단철근의 항복강도를 나타낸다. 또한 식 (1)에서 M_u 및 V_u 는 각각 위험단면에서의 휨모멘트 및 전단력을, l_n 은 지점간의 순경간 길이를 나타낸다. 식 (2)에서 k 는 $1 + \sqrt{200/d} (\leq 2.0)$, d 의 단위는 mm)이다. 극한강도 평가 시 강도감소계수 γ_c 는 1을 사용하였으며, 철근 및 콘크리트의 설계강도 f_{yd} 및 f_{cd} 는 각각 철근의 항복강도 f_y 와 콘크리트의 압축강도 f_{ck} 를 사용하였다. 현행 설계기준의 스트럿-타이 모델 방법에 의한 전단경간비가 3 이하인 철근콘크리트 보의 극한강도는 PCA¹⁸⁾ 및 ACI 445¹⁹⁾의 스트럿-타이 모델 설계예제집의 경우처럼 스트럿-타이 모델 구성요소의 강도검토를 통해 평가하였다. 즉 철근콘크리트 보가 일정한 두께를 갖는다면 이 보의 극한강도는 콘크리트 스트럿의 필요단면적 및

최대단면폭, 철근 타이의 필요단면적 및 최대단면적, 그리고 절점영역 경계면에서의 필요단면적 및 최대단면적 등의 크기를 비교하여 평가하였다. ACI 318-14 및 AASHTO의 스트럿-타이 모델 설계기준에 의한 극한강도 평가 시 스트럿과 타이가 이루는 각이 25° 이상 되어야 한다는 규정을 만족하도록 전단경간 대 모멘트 팔길이의 비가 $a/z \leq 2.14$ 인 실험체에서는 아치 메커니즘의 스트럿-타이 모델을, $a/z > 2.14$ 인 실험체에서는 수직 트러스 메커니즘의 스트럿-타이 모델을 이용하였다. FIB의 스트럿-타이 모델 설계기준에 의한 극한강도 평가 시 전단경간대 모멘트 팔길이의 비 a/z 에 따라 동반논문¹⁾ Fig. 1의 세 가지 스트럿-타이 모델을 사용하였으며, $0.5 < a/z < 2.0$ 범위의 아치 메커니즘과 수직 트러스 메커니즘이 조합된 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율은 동반논문¹⁾의 식 (1)을 이용하여 결정하였다.

다음은 ACI 318-14의 스트럿-타이 모델 설계기준에 따른 극한강도 평가과정을 Smith & Vantsiotis⁸⁾에 의해 파괴실험이 수행된 실험체 중 Fig. 1의 기하학적 형상 및 배근상세를 갖는 실험체 4C3-04를 예로 설명하였다. 이 실험체의 전단경간비가 1.50이므로 이 실험체의 극한강도 평가를 위하여 Fig. 2(a)와 같은 아치 메커니즘의 스트

럿-타이 모델을 선정하였다. 실험체 4C3-04의 실험과파 하중 128.5 kN에 대한 스트럿 및 타이의 단면력과 이 실험체의 기하학적 형상, 102 mm의 하중판 및 지지판, 배근상세 등으로부터 결정한 콘크리트 스트럿의 최대단면폭은 Fig. 2(b)와 같다. 여기서, ACI 445¹⁹⁾의 경우와 같이, 철근콘크리트 보의 등가응력블록 깊이 $150.9 \text{ mm} (= A_s f_y / 0.85 f_{ck} b)$ 를 상부 스트럿 S1의 최대단면폭으로 취하였으며, 실험체의 하단에서 휨철근의 중심까지의 거리의 두 배인 102 mm를 하부 타이 T1의 유효폭으로 취하였다. 하중 작용점과 지지점을 직접 잇는 스트럿 S2의 최대단면폭은 스트럿과 만나는 양쪽 두 절점영역 경계면의 폭 중 작은 값인 136.9 mm로 결정하였다. 스트럿의 필요단면적 결정을 위한 스트럿 S1 및 S2의 유효강도를 ACI 318-14 설계기준에 의거하여 $0.85 f_{ck}$ 및 $0.64 f_{ck}$ 으로 결정하였으며, 절점영역 1 및 2의 유효강도를 $0.68 f_{ck}$ 및 $0.85 f_{ck}$ 로 결정하였다. ACI 318-14 설계기준에 의한 실험체 4C3-04의 극한강도는 Table 2 및 Fig. 2(c)에서 볼 수 있듯이 실험과파하중의 57.5%인 73.9 kN에서 스트럿 S2가 파괴되며 절점영역 1이 73.9 kN의 88.9%인 65.7 kN에서 파괴되는 것으로 나타나 실험과파하중의 51.1% ($= 0.575 \times 0.889$)로 결정되었다. 이와 같은 방법으로 나머지 보의

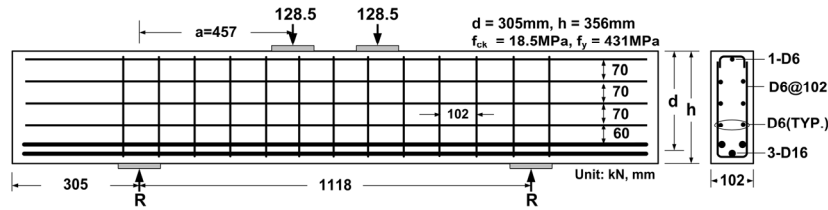


Fig. 1 Geometrical shape and reinforcement details of beam 4C3-04 (from Smith & Vantsiotis⁸⁾)

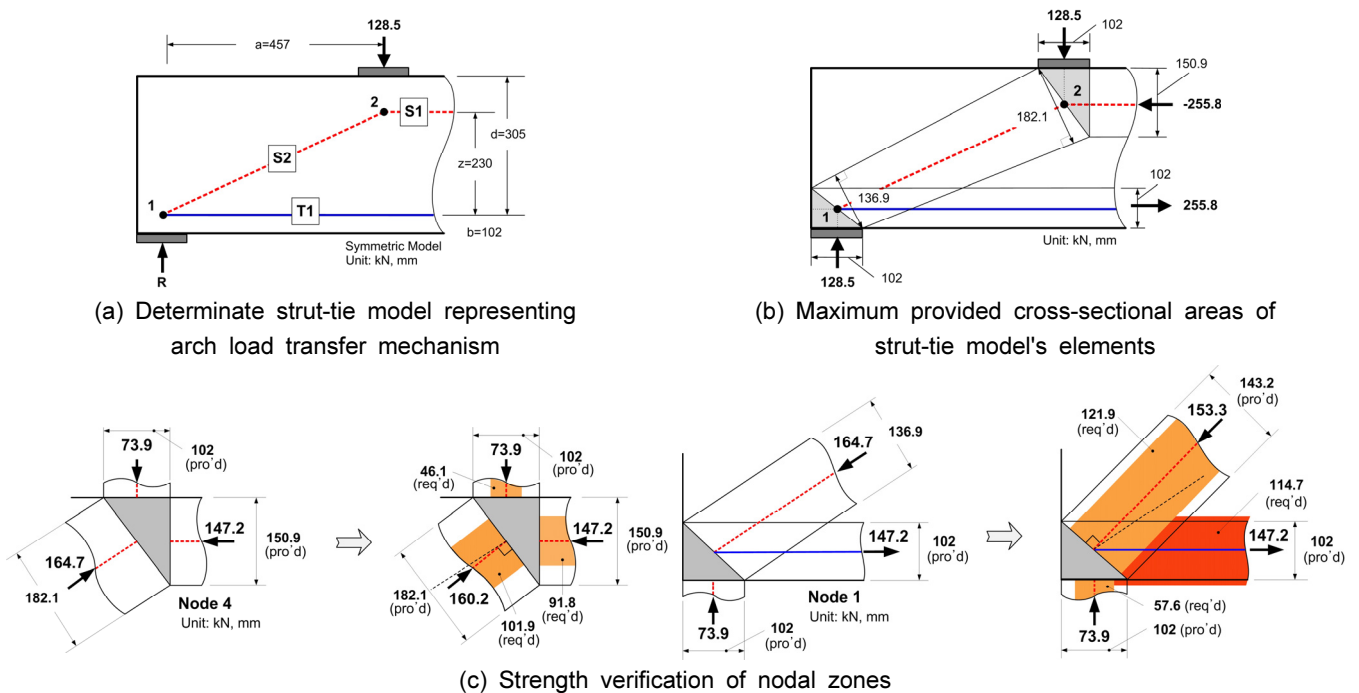


Fig. 2 Determinate strut-tie model of beam 4C3-04 for application of ACI 318-14 specifications

Table 2 Specification of reinforced concrete deep beams tested to failure

(a) Strength verification of struts and tie

Element	Ele. Type	β_s	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	w_{req} (mm)	w_{prov} (mm)	w_{prov}/w_{req}	Safety
S1	Strut	0.85	18.50	15.73	255.8	159.5	150.9	0.946	X
S2	Strut	0.64	18.50	11.79	286.3	238.0	136.9	0.575	X
Element	Ele. Type	β_t	f_y (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	$A_{s,req}$ (mm ²)	$A_{s,prov}$ (mm ²)	w_{prov}/w_{req}	Safety
T1	Tie	1.00	431.0	431.0	255.8	593.5	600.0	1.011	O

Refer to Fig. 2(a) for S1, S2, T1; F_u =cross-sectional force under experimental failure load; eff. strength of strut $f_{cu} = \beta_s f_{ck}$; eff. strength of tie $f_{cu} = \beta_t f_y$; $w_{req} = F_u / b f_{cu}$

(b) Strength verification of nodal zones

Node No.	Node Type	β_n	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)		w_{req} (mm)	w_{prov} (mm)	w_{prov}/w_{req}	Safety
1	CCT	0.68	18.50	12.58	R	73.9	57.6	102.0	1.770	O
					S2	164.7	121.9	143.2	1.184	O
					T1	147.2	114.7	102.0	0.889	X
2	CCC	0.85	18.50	15.73	V	73.9	46.1	102.0	2.213	O
					S1	147.2	91.8	150.9	1.644	O
					S2	164.7	101.9	182.1	1.788	O

Refer to Fig. 2(a) for node no. 1 and 2; F_u =cross-sectional force under 57.5% of experimental failure load; R=support reaction; V=applied load (57.5% of experimental failure load); eff. strength of nodal zone $f_{cu} = \beta_n f_{ck}$; $w_{req} = F_u / b f_{cu}$

극한강도를 평가하였다. AASHTO의 스트럿-타이 모델 설계기준에 의한 극한강도 또한 사용한 스트럿 및 절점 영역의 유효강도만 다를 뿐 상기와 같은 방법으로 구하였다. 실험체 4C3-04의 a/z 는 0.5와 2.0 사이의 값이므로, FIB의 스트럿-타이 모델 설계기준에 의한 이 실험체의 극한강도는 동반논문¹⁾ Fig. 1(c)의 부정정 스트럿-타이 모델을 이용하여 실험파괴하중의 56.6%로 나타났다. 부정정 스트럿-타이 모델을 이용한 극한강도 평가방법은 2.3절의 현 연구의 방법과 동일하므로, 이 절에서는 생략한다.

2.3 현 연구의 방법에 의한 극한강도 평가

전단경간비 a/d 가 3 이하인 철근콘크리트 보의 극한강도는 동반논문¹⁾ Fig. 2(a)의 아치 및 수평 트러스 메커니즘을 조합한 그리고 Fig. 2(b)의 아치 및 수직 트러스 메커니즘을 조합한 부정정 스트럿-타이 모델을 이용하여 평가하였다. 부정정 스트럿-타이 모델에 의한 극한강도 평가 시 철근콘크리트 보의 어느 한 하중전달 메커니즘이 일차적으로 파괴된 후 추가적인 하중에 의해 다른 나머지 하중전달 메커니즘이 파괴되는 하중전달 메커니즘의 순차적 파괴 개념을 적용하였다. 부정정 스트럿-타이 모델에 의한 극한강도 평가절차는 Fig. 3과 같다.

다음은 Fig. 3(b)의 절차에 따른 실험체 4C3-04의 극한강도 평가과정을 설명하였다. 이 실험체의 전단경간비가 1.5 이므로 이 실험체의 극한강도 평가를 위하여 Fig. 4(a)와 같은 수직 복합 메커니즘의 스트럿-타이 모델을 선정하

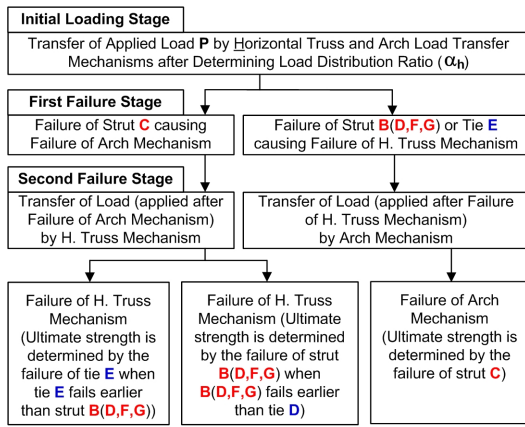
였다. 실험체 4C3-04의 주요설계변수($a/d=1.5$, $f_{ck}=18.5$ MPa, $\rho/\rho_b=1.07$)를 동반논문¹⁾의 식 (12) 및 (14)에 대입하여 수직 트러스 메커니즘의 하중분담율 $\alpha_v(\%)$ 을 다음과 같이 결정하였다.

$$\alpha_v(\%) = A(a/d - 1.5) + \beta = 87.5 \times (1.5 - 1.5) + 71.5 = 71.5 \tag{3}$$

여기서,

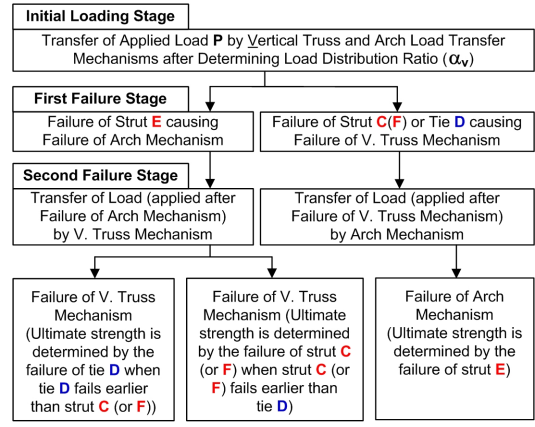
$$\begin{aligned} A &= 78 - 0.1f_{ck} + (18 - 0.4f_{ck})\rho/\rho_b \\ &= 78 - 0.1 \times 18.5 + (18 - 0.4 \times 18.5) \times 1.07 = 87.5 \\ \beta &= 36.5 + 0.05f_{ck} + 32\rho/\rho_b \\ &= 36.5 + 0.05 \times 18.5 + 32 \times 1.07 = 71.5 \end{aligned}$$

수직 트러스 메커니즘의 하중분담율 71.5% 및 아치 메커니즘의 하중분담율 28.5%(=100-71.5)를 결정한 후, 선정된 실험체의 극한강도 평가를 위해 Fig. 4(b)의 절점 영역의 형상 및 실험체의 기하학적 형상으로부터 콘크리트 스트럿의 최대단면폭을 Fig. 4(c)와 같이 결정하였다. 여기서, ACI 445¹⁹⁾의 경우와 같이, 철근콘크리트 보의 등가 응력블록의 깊이 $150.9 \text{ mm} (= A_s f_y / 0.85 f_{ck} b)$ 를 상부 스트럿 S2의 최대단면폭으로 취하였으며, 실험체의 하단에서 휨철근의 중심까지의 거리의 두 배인 102 mm를 하부 타이 T2의 유효폭으로 취하였다. 경사 스트럿의 최대단면폭은 스트럿과 만나는 양쪽 두 절점영역 경계면의 폭 중 작은 값으로 취하였다. 스트럿의 필요단면폭 결정을



Refer to Fig. 2(a) of companion paper.

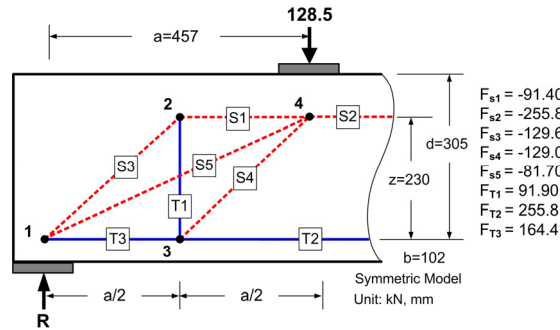
(a) With a strut-tie model representing horizontal combined mechanism



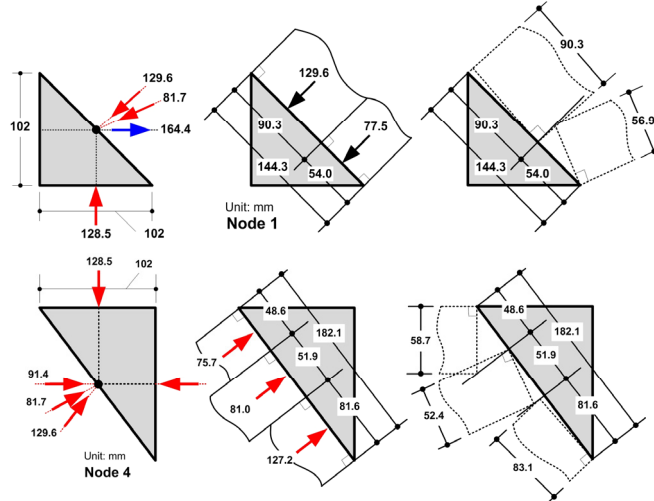
Refer to Fig. 2(b) of companion paper.

(b) With a strut-tie model representing vertical combined mechanism

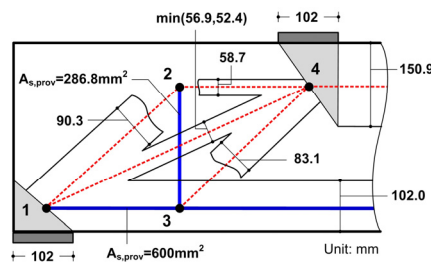
Fig. 3 Procedures for evaluating ultimate strength of deep beams with indeterminate strut-tie models



(a) Indeterminate strut-tie model representing vertical combined mechanism



(b) Provided strut widths at nodal zones 1 and 4



(c) Maximum provided widths (areas) of strut-tie model's elements

Fig. 4 Indeterminate strut-tie models of beam 4C3-04

위한 스트럿 S3, S4, S5의 유효강도를 저자의 방법을 이용하여 각각 $0.68f_{ck}$, $0.80f_{ck}$, $0.89f_{ck}$ 로 결정하였으며, 절점영역 수직경계면의 필요단면폭 결정을 위한 절점영역 1, 2, 3, 4의 유효강도를 Bergmeister et al.²⁰의 방법에 의거하여 각각 $1.39f_{ck}$, $0.80f_{ck}$, $0.80f_{ck}$, $1.59f_{ck}$ 로 결정하였다. 스트럿 및 절점영역 수직경계면의 최대단면폭을 결정

한 후 Fig. 3(b)의 절차에 따라 극한강도를 평가한 결과, 부정정 스트럿-타이 모델의 1차 파괴는 Fig. 5(a)와 Table 3(a)에 나타난 것과 같이 수직 트러스 메커니즘을 구성하는 스트럿 S3가 최대를 받을 수 있는 하중상태, 즉 실험 파괴하중의 89.2%인 114.6 kN에서 발생하였다. 1차 파괴 후 Fig. 5(b)와 같이 아치 메커니즘의 스트럿과 타이는 여

Table 3 Strength evaluation of beam 4C3-04 by proposed approach

(a) Strength verification of struts and ties at first failure

Element	Ele. Type	β_s	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	w_{req} (mm)	w_{prov} (mm)	w_{prov}/w_{req}	Safety
S1	Strut	0.95	18.50	17.57	91.4	51.0	58.7	1.150	O
S2	Strut	1.00	18.50	18.50	255.8	135.6	150.9	1.113	O
S3	Strut	0.68	18.50	12.55	129.6	101.3	90.3	0.892	X
S4	Strut	0.80	18.50	14.87	129.6	85.4	83.1	0.973	X
S5	Strut	0.89	18.50	16.45	81.7	48.7	52.4	1.076	O
Element	Ele. Type	β_t	f_y (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	$A_{s,req}$ (mm ²)	$A_{s,prov}$ (mm ²)	w_{prov}/w_{req}	Safety
T1	Tie	1.00	437.0	437.0	91.9	210.2	286.8	1.364	O
T2	Tie	1.00	431.0	431.0	255.8	593.5	600.0	1.011	O
T3	Tie	1.00	431.0	431.0	164.4	381.4	600.0	1.573	O

F_u =cross-sectional force under experimental failure load; eff. strength of strut $f_{cu} = \beta_s f_{ck}$; eff. strength of tie $f_{cu} = \beta_t f_y$; $w_{req} = F_u / b f_{cu}$

(b) Strength verification of struts and ties at second failure

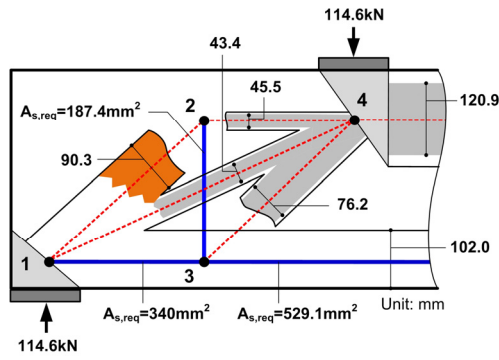
Element	Ele. Type	β_s	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	w_{req} (mm)	w_{prov} (mm)	w_{prov}/w_{req}	Safety
S2	Strut	1.00	18.50	18.50	255.8	135.6	30.0	0.221	X
S5	Strut	0.89	18.50	16.45	286.3	170.6	12.2	0.071	X
Element	Ele. Type	β_t	f_y (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	$A_{s,req}$ (mm ²)	$A_{s,prov}$ (mm ²)	w_{prov}/w_{req}	Safety
T2	Tie	1.00	431.0	431.0	255.8	593.5	70.9	0.119	X
T3	Tie	1.00	431.0	431.0	255.8	593.5	260.0	0.438	X

F_u =cross-sectional force under experimental failure load; Refer to Fig. 5(b) for w_{prov}

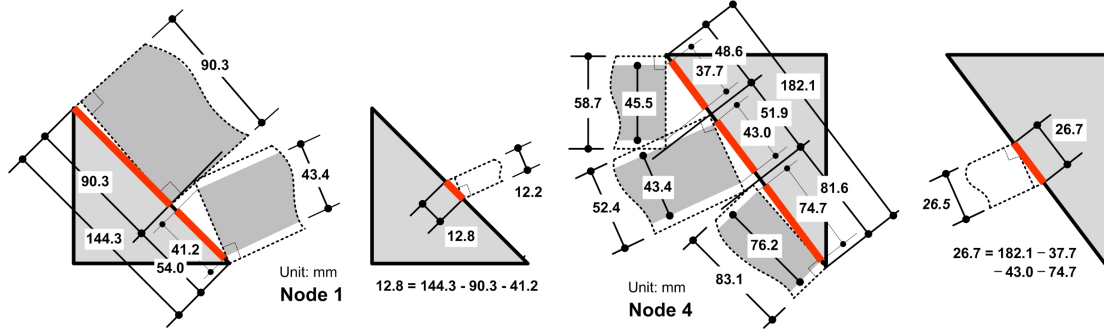
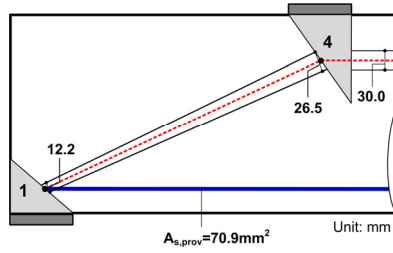
(c) Strength verification of nodal zones

Node No.	Node Type	β_n	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	w_{req} (mm)	w_{prov} (mm)	w_{prov}/w_{req}	Safety	
1	CCT	1.39	18.50	25.63	R	123.7	47.3	102.0	2.156	O
					S3	115.5	78.0	144.3	1.849	O
					S5	93.2				
					T3	164.8	63.0	102.0	1.619	O
2	CCT	0.80	18.50	14.80	S1	81.5	54.0	150.9	2.795	O
					S3	115.5	75.0	273.8	3.650	O
					T1	81.9	54.2	228.5	4.213	D.S
3	CTT	0.80	18.50	14.80	S4	115.5	71.5	250.2	3.498	O
					T1	81.9	54.2	228.5	4.213	D.S
					T2-T3	81.5	54.0	102.0	1.889	O
4	CCC	1.59	18.50	29.45	V	123.7	41.2	102.0	2.476	O
					S1	81.5	91.0	181.1	2.001	O
					S4	115.5				
					S5	93.2				
S2	246.3	82.0	150.9	1.840	O					

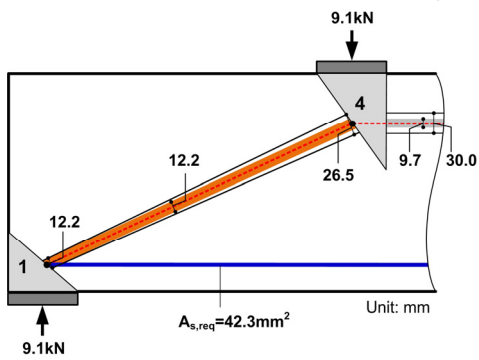
F_u =cross-sectional force under 96.3%(=89.2+7.1) of experimental failure load; R=support reaction; V=applied load (=96.3% of experimental failure load); D.S: widely distributed shear reinforcement



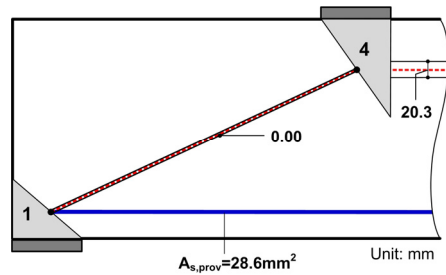
(a) Required cross-sectional widths (areas) of struts and ties at first failure



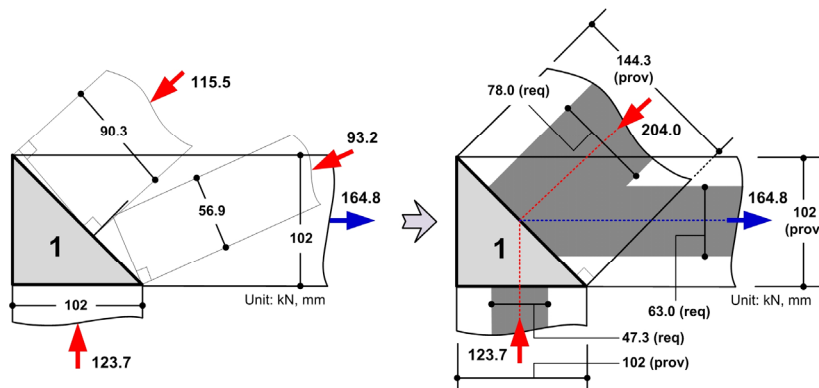
(b) Remaining capacity of strut and tie after first failure



(c) Required cross-sectional width (area) of struts and tie at second failure



(d) Unstable strut-tie model after second failure



(e) Strength Verification of Nodal Zone 1

Fig. 5 Strength evaluation of beam 4C3-04 by proposed approach

본의 하중전달성능을 가지고 있으므로 추가적인 하중을 지점으로 전달할 수 있다. 추가적인 하중을 작용시킨 결과, 스트럿-타이 모델의 2차 파괴는 Fig. 5(c)와 Table 3(b)에 나타난 것과 같이 스트럿 S5의 파괴에 의해 실험파괴 하중의 7.1%인 9.1 kN에서 발생하였다. Fig. 5(d)와 같이 2차 파괴 후 수직 트러스 메커니즘도 불안정한 트러스 구조가 되어 더 이상의 하중을 지점으로 전달할 수 없다. 이 상태 하에서, 즉 부정정 스트럿-타이 모델이 받을 수 있는 최대하중 123.7 kN(=114.6+9.1) 하에서 스트럿-타이 모델 절점영역의 강도를 Fig. 5(e)와 같이 ACI 445¹⁹⁾의 방법에 따라 검토하였다. Table 3(c)에 나타난 것과 같이 스트럿-타이 모델의 절점영역이 2차 파괴 시까지의 스트럿과 타이의 단면력을 전달함에 충분하였다. 따라서 이 연구의 방법에 의한 실험체 4C3-04의 극한강도는 스트럿과 타이의 하중전달성능에 의해 실험파괴하중의 96.3%인 123.7 kN으로 결정되었다. 이와 같은 방법으로 나머지 보의 극한강도를 평가하였다.

3. 극한강도 평가결과의 고찰

Table 4(a) 및 Fig. 6은 335개의 철근콘크리트 보의 극한강도 평가결과를 나타낸 것이다. 실험 전단강도모델에 근거한 ACI 318-99와 EC 2는 각각 극한강도를 실험파괴 하중의 1.45 및 1.39배로 실제보다 과소평가하였으며, 변동계수 또한 34.4% 및 48.9%로 크게 나타났다. FIB의 부정정 스트럿-타이 모델과 그 하중분배율, 그리고 아치 및

수직 트러스 메커니즘의 정정 스트럿-타이 모델에 근거한 AASHTO와 ACI 318-14의 스트럿-타이 모델 설계기준 또한 그 극한강도를 실험파괴하중의 1.66, 1.72, 1.41배로 실제보다 과소평가하였으며, 변동계수는 23.1%, 39.4%, 28.2%로 앞서 소개한 다른 전단강도모델에 의한 것보다 조금 개선되는 것으로 나타났다. 이 연구의 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율을 이용하는 방법은 철근콘크리트 보 실험체의 극한강도를 실험파괴하중의 1.04배로 매우 정확하게 평가하였으며, 변동계수 또한 20.2%로 기존 방법들에 비해 가장 우수하게 나타났다.

Table 4(b)는 주요설계변수가 철근콘크리트 보의 강도 및 거동에 미치는 영향을 분석하기 위해 전단경간비, 콘크리트의 압축강도, 그리고 휨철근비의 분류에 따른 극한강도를 비교한 것이다. 실험 전단강도모델에 근거한 ACI 318-99 및 EC 2는 전단경간비 a/d 가 1.0보다 작은 영역에서의 극한강도를 그 외의 영역에 비해 가장 보수적으로 평가하였는데, 이는 a/d 가 1.0보다 작은 영역이 실험 전단강도모델을 위한 실험 범위에서 벗어남에 따라 나타나는 결과로 판단된다. AASHTO 및 ACI 318-14의 스트럿-타이 모델 설계기준은 실험과 이론에 기초한 전단강도모델과는 달리 $a/d \geq 1.0$ 일 때 극한강도 평가결과의 정확성이 감소하는 것으로 나타났다. 이는 이들 스트럿-타이 모델 설계기준이 하한소성이론에 입각한 스트럿-타이 모델 방법의 기본개념에 따라 정정 트러스 구조의 스트럿-타이 모델을 사용하게 함으로써 전단경간 내의 하중전달 메커니즘이 지나치게 단순화시켰기 때문인 것

Table 4 Ultimate strengths of deep beams

(a) Ultimate strengths classified by evaluation methods

Evaluation Method		Sectional Method		Strut-Tie Model Method			
		ACI 318-99 ²⁾	EC 2 ³⁾	FIB ⁴⁾	AASHTO ⁵⁾	ACI 318-14 ⁶⁾	Present Study*
Clark ⁷⁾		1.44	1.43	1.65	1.70	1.46	0.99
Smith & Vantsiotis ⁸⁾		1.17	1.13	1.70	2.47	1.77	1.06
Anderson & Ramirez ⁹⁾		1.12	0.90	1.19	1.17	1.09	1.05
Tan et al. ¹⁰⁾		1.87	0.70	1.66	1.53	1.39	1.12
Tan et al. ¹¹⁾		2.04	1.11	1.71	1.32	1.15	0.98
Tan et al. ¹²⁾		1.19	1.99	1.74	1.52	1.17	1.10
Shin et al. ¹³⁾		1.66	1.23	1.86	1.67	1.41	0.99
Oh & Shin ¹⁴⁾		1.44	1.88	1.47	1.30	1.27	1.04
Yang et al. ¹⁵⁾		1.91	2.27	1.82	1.34	1.46	1.13
Kim & Park ¹⁶⁾		1.38	1.20	1.74	2.22	1.58	1.05
Lee et al. ¹⁷⁾		1.16	1.16	1.80	1.95	1.25	1.03
Total	Mean	1.45	1.39	1.66	1.72	1.41	1.04
	STDEV	0.50	0.68	0.38	0.68	0.40	0.21
	COV (%)	34.4	48.9	23.1	39.4	28.2	20.2

STDEV: standard deviation; COV: coefficient of variation; *: with Yun's²¹⁾ strut strength and Bergmeister et al.'s²⁰⁾ nodal zone strength were used.

Table 4 Ultimate strengths of deep beams (Continued)

(b) Ultimate strengths classified by primary design variables

Evaluation Method Design Variables		Sectional Method		Strut-Tie Model Method			
		ACI 318-99 ²⁾	EC 2 ³⁾	FIB ⁴⁾	AASHTO ⁵⁾	ACI 318-14 ⁶⁾	Present Study
$a/d < 1.0$ (69)*	Mean	1.98	1.53	1.73	1.15	1.29	1.05
	COV (%)	33.9	54.1	22.9	25.5	20.9	21.5
$1.0 \leq a/d < 2.0$ (175)	Mean	1.33	1.42	1.65	2.00	1.49	1.05
	COV (%)	26.6	49.8	19.9	34.3	23.9	19.3
$2.0 \leq a/d < 3.0$ (91)	Mean	1.27	1.22	1.64	1.63	1.35	1.01
	COV (%)	27.4	35.3	27.8	34.1	36.8	20.4
$f_{ck} < 30$ MPa (127)	Mean	1.29	1.28	1.65	2.00	1.57	1.02
	COV (%)	23.8	37.1	16.0	34.3	25.0	11.5
$30 \leq f_{ck} < 60$ MPa (138)	Mean	1.49	1.40	1.69	1.64	1.38	1.06
	COV (%)	32.4	55.0	25.8	39.4	24.7	20.1
$f_{ck} \geq 60$ MPa (70)	Mean	1.66	1.56	1.64	1.38	1.19	1.03
	COV (%)	44.3	49.8	27.1	34.7	31.8	29.7
$\rho/\rho_b < 0.5$ (95)	Mean	1.57	1.62	1.53	1.34	1.30	1.05
	COV (%)	31.1	47.1	23.7	37.3	26.9	17.4
$0.5 \leq \rho/\rho_b < 1.0$ (182)	Mean	1.46	1.36	1.71	1.77	1.42	1.02
	COV (%)	36.4	50.0	22.2	33.3	23.3	20.3
$\rho/\rho_b \geq 1.0$ (58)	Mean	1.22	1.11	1.74	2.21	1.54	1.07
	COV (%)	33.9	31.9	21.0	36.6	36.6	23.0
$\rho_v/\rho_{v,\min} < 1$ (61)	Mean	1.62	2.18	1.58	1.44	1.36	0.98
	COV (%)	31.2	29.4	26.0	37.8	39.7	26.1
$1 \leq \rho_v/\rho_{v,\min} < 3$ (86)	Mean	1.39	1.78	1.58	1.61	1.42	0.99
	COV (%)	26.5	32.7	26.7	38.4	31.9	18.4
$\rho_v/\rho_{v,\min} \geq 3$ (188)	Mean	1.42	0.96	1.73	1.87	1.42	1.10
	COV (%)	39.4	29.6	19.6	37.4	20.9	17.6
$\rho_{vh} = 0$ (212)	Mean	1.58	1.34	1.66	1.59	1.36	1.03
	COV (%)	35.6	44.9	23.5	34.7	28.4	21.9
$\rho_{vh} > 0$ (123)	Mean	1.23	1.47	1.67	1.96	1.50	1.08
	COV (%)	25.8	53.9	21.9	40.6	26.1	16.6

*: number of specimens

(c) Ultimate strengths classified by strut-tie model type and load distribution ratio

Effective Strength		Determinate Strut-Tie Model	Indeterminate Strut-Tie Model			$\frac{P_{test}}{P_{predicted}}$
Concrete Strut	Nodal Zone	Without LDR	LDR by Foster & Gilbert ²²⁾	LDR by FIB ⁴⁾	LDR by Present Study	
Yun ²¹⁾	Bergmeister et al. ²⁰⁾	1.20	1.29	1.15	1.04	Mean
		31.0	46.1	31.1	20.2	COV (%)
ACI 318-14 ⁶⁾	ACI 318-14 ⁶⁾	1.41	1.43	1.31	1.25	Mean
		28.2	39.0	25.7	20.0	COV (%)
AASHTO ⁵⁾	AASHTO ⁵⁾	1.72	1.62	1.55	1.52	Mean
		39.4	36.2	28.8	27.0	COV (%)
FIB ⁴⁾	FIB ⁴⁾	1.80	1.75	1.66	1.58	Mean
		25.3	30.1	23.1	22.5	COV (%)

LDR: load distribution ratio

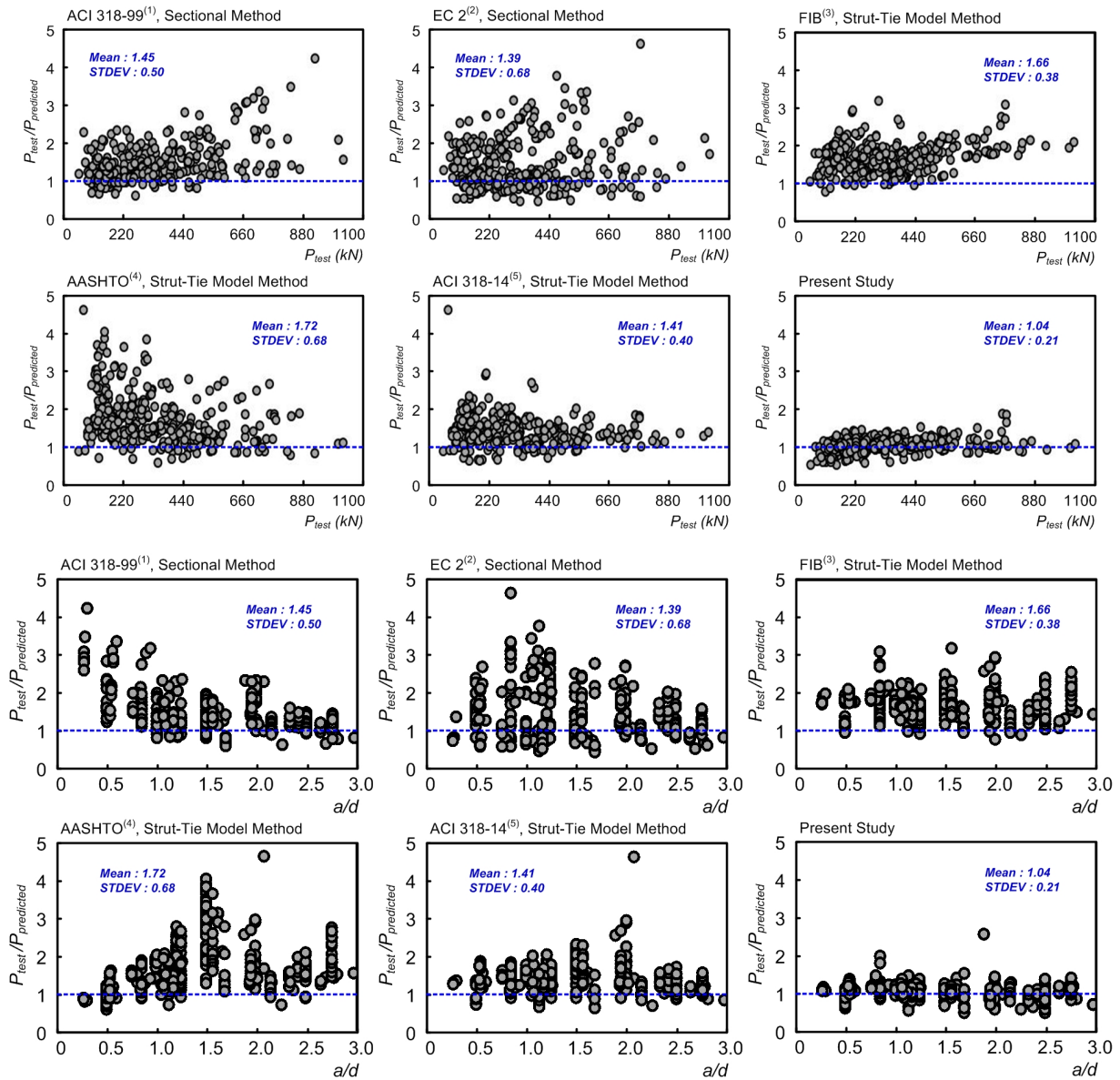


Fig. 6 Ultimate strength of reinforced concrete beams

으로 판단된다. FIB의 스트럿-타이 모델 설계기준에 의한 극한강도 평가결과는, 비록 매우 보수적이거나, 전 영역의 a/d 에서 그 정확성의 차이를 크게 보이지는 않았다. 이는 전단경간 내의 하중전달 메커니즘을 보다 정확하게 묘사하기 위해 부정정 스트럿-타이 모델을 사용했기 때문인 것으로 판단된다. 그러나 극한강도를 매우 보수적으로 평가한 것은 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율을 전단경간 비의 함수로만 지나치게 단순화시켰을 뿐 아니라 부정정 스트럿-타이 모델의 적용범위가 적합하게 설정되지 않았기 때문인 것으로 판단된다. 상기 방법에 의한 결과와는 대조적으로 현 연구의 방법에 의한 극한강도 평가결과는 전 전단경간비 영역에서 실험 및 이론 전단강도모델과 현행 스트럿-타이 모델 설계기준의 문제점들을 해결함으로써 정확성 및 일관성을 유지하는 것으로 나타났다.

콘크리트의 압축강도에 따라 분류한 설계기준의 단면

법에 의한 극한강도는, 각 방법 간에 다소 차이가 있으나, 콘크리트의 압축강도가 증가할수록 더 부정확하게 평가되었다. 이는 기존의 실험 및 이론적인 방법에 근거한 전단강도모델이 일반강도 철근콘크리트 보의 거동을 고려하여 개발되었기 때문인 것으로 판단된다. AASHTO 및 ACI 318-14의 스트럿-타이 모델 설계기준에 의해 평가한 극한강도는 단면법에 의한 평가결과와는 반대로 콘크리트의 압축강도가 감소할수록 더 부정확하게 평가되었다. FIB의 스트럿-타이 모델 설계기준에 의한 극한강도 평가결과는, 비록 매우 보수적이거나, 전 영역의 콘크리트 압축강도에서 그 정확성의 차이를 크게 보이지는 않았다. 현 연구의 방법은 콘크리트 압축강도의 변화에 따른 극한강도를 정확하고 일관성 있게 평가하였다.

힘 철근비에 따라 분류한 설계기준의 단면법에 의해 평가한 극한강도는, 각 방법 간에 다소 차이가 있으나, 힘 철근비가 감소할수록 더 부정확하게 평가되었다. 이

는 실험체의 강도가 전단에 의해 지배되더라도, 휨 철근비의 감소 및 휨균열 증가로 인한 강성감소의 영향을 적절히 반영하지 못함에 따른 것으로 판단된다. 현행 설계기준의 스트럿-타이 모델 방법에 의한 극한강도는 휨 철근비가 증가할수록 더 부정확하게 평가되었다. 이 연구의 방법은 휨 철근비의 증감에 따른 철근타이의 강성변화 및 압축대의 깊이변화의 영향을 하중분배율을 결정하기 위한 부정정 스트럿-타이 모델의 비탄성 구조해석 시 적절히 고려해 줌으로서 휨 철근비의 변화에 따른 극한강도를 정확하고 일관성 있게 평가하였다. Table 4(c)는 스트럿-타이 모델의 구조형식 및 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율에 따른 극한강도를 현행 스트럿-타이 모델 설계기준의 콘크리트 스트럿 및 절점영역의 유효강도 값을 사용하여 평가한 결과를 보인 것이다. 모든 경우의 콘크리트 스트럿 및 절점영역의 유효강도에 대해서 정정 스트럿-타이 모델 보다는 부정정 모델에 의한 평가 결과가 더 양호함을 알 수 있으며, 또한 부정정 스트럿-타이 모델의 적용 시 현 연구의 하중분배율이 철근콘크리트 보의 극한강도를 가장 정확하게 평가함을 알 수 있다. 이와 같은 결과는 전단경간비가 3 이하인 철근콘크리트 보의 설계 시 콘크리트 스트럿 및 절점영역 유효강도의 중요성과 더불어 보의 하중전달경로를 잘 묘사할 수 있는 부정정 스트럿-타이 모델 및 철근콘크리트 보의 주요설계변수의 영향이 적합하게 반영된 하중분배율의 필요성을 입증하는 것이라 볼 수 있다.

4. 결 론

이 연구에서는 저자가 동반논문¹⁾에서 제안한 전단경간비가 3 이하인 철근콘크리트 보의 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율의 타당성을 검증하기 위해 파괴실험이 수행된 광범위한 영역의 335개 철근콘크리트 보 실험체의 극한강도를 이 연구의 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율을 이용하는 방법, 실험 및 이론 전단강도 모델에 근거한 현행 설계기준의 단면법, 그리고 현행 설계기준의 스트럿-타이 모델 방법 등을 이용하여 평가하였다. 이 연구의 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율은 현행 설계기준의 단면법 및 스트럿-타이 모델 방법에 비해 철근콘크리트 보의 극한강도를 더 정확하게 평가하였을 뿐 아니라 철근콘크리트 보의 강도 및 거동에 영향을 미치는 전단경간비, 콘크리트의 압축강도, 그리고 휨철근비 등의 주요설계변수들의 영향을 기존 방법들보다 더 정확하고 일관성 있게 반영하는 것으로 나타났다. 따라서 저자가 제안한 수평 및 수직 복합 메커니즘의 부정정 스트럿-타이 모델은 전단경간비가 3 이하인 철근콘크리트 보의 실제의 하중전달 메커니즘을 정확하게 묘사할 수 있는 모델로 판단되며, 또한 저자의 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율은 전단경간비가 3 이하인 철근콘크리트 보 주요설계변수들의 영향을 현행 설계기준의 스

트럿-타이 모델 방법에 반영하여 철근콘크리트 보의 합리적인 해석 및 설계를 가능하게 할 것으로 사료된다.

감사의 글

이 논문은 2015년도 정부(교육부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초연구사업임(2015R1D1A1A01061333).

References

1. Chae, H.S., and Yun, Y.M., "Strut-Tie Models and Load Distribution Ratios for Reinforced Concrete Beams with Shear Span-to-Effective Depth Ratio of Less than 3 - (I) Models and Load Distribution Ratios", *Journal of Korean Concrete Institute*, in Review, 2016.
2. American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318R-99)*, Farmington Hills, Michigan, USA, 1999.
3. European Committee for Standardization, *Eurocode 2: Design of Concrete Structures*, Brussels, Belgium, 2004.
4. Comite Euro-International du Beton, *CEB-FIP Model Code 2010*, International Federation for Structural Concrete (*fib*), Lausanne, Switzerland, 2010.
5. American Association of State Highway and Transportation Officials, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 5th Edition*, Washington, D.C., USA, 2010.
6. American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary*, Farmington Hills, Michigan, USA, 2014.
7. Clark, A.P., "Diagonal Tension in Reinforced Concrete Beams", *Journal of the American Concrete Institute*, Vol.23, No.2, 1952, pp.145-156.
8. Smith, K.M., and Vantsiotis, A.S., "Shear Strength of Deep Beams", *ACI Material Journal*, Vol.79, No.3, 1982, pp. 201-213.
9. Anderson, N.S., and Ramirez, J.A., *Effect of the Detailing of Stirrup Reinforcement on the Ultimate Strength and Behavior of Reinforced Concrete Members Failing in Shear*, Research Report, School of Civil Engineering, Purdue University, Indiana, USA, 1989.
10. Tan, K.H., Kong, F.K., Teng, S., and Guan, L., "High-Strength Concrete Deep Beams with Effective Span and Shear Span Variations", *ACI Structural Journal*, Vol.92, No.4, 1995, pp.395-405.
11. Tan, K.H., Kong, F.K., Teng, S., and Weng, L., "Effect of Web Reinforcement on High-Strength Concrete Deep Beams", *ACI Structural Journal*, Vol.94, No.5, 1997, pp. 572-582.
12. Tan, K.H., Teng, S., Kong, F.K., and Lu, H.Y., "Main Tension

- Steel in High Strength Concrete Deep and Short Beams”, *ACI Structural Journal*, Vol.94, No.6, 1997, pp.752-768.
13. Shin, S.W., Lee, K.S., Moon, J., and Ghosh, S.K., “Shear Strength of Reinforced High-Strength Concrete Beams with Shear Span-to-Depth Ratios between 1.5 and 2.5”, *ACI Structural Journal*, Vol.96, No.4, 1999, pp.549-556.
 14. Oh, J.K., and Shin, S.W., “Shear Strength of Reinforced High-Strength Concrete Deep Beams”, *ACI Structural Journal*, Vol.98, No.2, 2001, pp.164-173.
 15. Yang, K.H., Chung, H.S., Lee, E.T., and Eun, H.C., “Shear Characteristics of High-strength Concrete Deep Beams without Shear Reinforcements”, *Engineering Structures*, Vol.25, 2003, pp.1343-1352.
 16. Kim, S.C., and Park, S.Y., “A Study on Shear Steel Effect on RC Deep Beams”, *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol.25, No.2, 2005, pp.365-373 (in Korean).
 17. Lee, J.Y., Choi, I.J., and Kim, S.W., “Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams with High-Strength Stirrups”, *ACI Structural Journal*, Vol.108, No.5, 2011, pp.620-629.
 18. Portland Cement Association, *AASHTO LRFD Strut-Tie Model Design Examples*, Skokie, Illinois, USA, 2004.
 19. ACI Subcommittee 445, *Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models; SP-208*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2002.
 20. Bergmeister, K., Breen, J.E., Jirsa, J.O., and Kreger, M.E., *Detailing in Structural Concrete*, Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, Texas, USA, 1993.
 21. Yun, Y.M., “Effective Strength of Concrete Strut in Strut-Tie Model (I): Methods for Determining Effective Strength of Concrete Strut”, *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol.25, No.1, 2005, pp.49-59 (in Korean).
 22. Foster, S.J., and Gilbert, R.I., “Experimental Studies on High-Strength Concrete Deep Beams”, *ACI Structural Journal*, Vol.95, No.4, 1998, pp.382-390.

요 약 이 논문에서는 저자가 제안한 전단경간비가 3 이하인 철근콘크리트 보의 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율을 이용하여 파괴실험이 수행된 335개 철근콘크리트 보의 극한강도를 평가하였다. 또한 이들 보의 극한강도를 실험 전단강도모델에 기초한 설계기준, 이론 전단강도모델에 기초한 설계기준, 그리고 현행 스트럿-타이 모델 설계기준 등으로 평가하였다. 각 설계기준 및 이 연구의 방법에 의한 극한강도 평가결과를 비교분석하여 저자가 제안한 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율의 타당성을 검증하였다.

핵심용어 : 철근콘크리트, 보, 스트럿-타이 모델, 하중분배율