



연속지지 RC 깊은 보의 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율 (II) 적합성 평가

채현수¹⁾ · 김병헌²⁾ · 윤영목^{1)*}

¹⁾경북대학교 건축토목공학부 ²⁾현대엔지니어링 기반시설부

Indeterminate Strut-Tie Model and Load Distribution Ratio of Continuous RC Deep Beams (II) Validity Evaluation

Hyun-Soo Chae,¹⁾ Byung-Hun Kim,²⁾ and Young-Mook Yun^{1)*}

¹⁾School of Architecture & Civil Engineering, Kyungpook National University, Daegu 702-701, Korea

²⁾Infrastructure Dept., HyunDai Engineering Co. Ltd., Seoul 158-050, Korea

ABSTRACT In this study, ultimate strengths of 51 continuous reinforced concrete deep beams were evaluated by the ACI 318M-08's strut-tie model approach implemented with the presented indeterminate strut-tie model and load distribution ratio of the companion paper. The ultimate strengths of the continuous deep beams were also estimated by the shear equations derived based on experimental results, conventional design codes based on experimental and theoretical shear strength models, and current strut-tie model design codes. The validity of the presented strut-tie model and load distribution ratio was examined through the comparison of the strength analysis results classified according to the primary design variables of shear span-to-effective depth ratio, flexural reinforcement ratio, and concrete compressive strength. The present study results of ultimate strengths obtained using the indeterminate strut-tie model and load distribution ratio of the continuous deep beams agree fairly well with those obtained using other approaches. In addition, the present approach reflected the effect of the primary design variables on the ultimate strengths of the continuous deep beams consistently and accurately. Therefore, the present study will help structural designers to conduct rational and practical strut-tie model designs of continuous deep beams.

Keywords : continuous reinforced concrete deep beam, indeterminate strut-tie model, reaction distribution ratio, load distribution ratio, ultimate strength

1. 서 론

이 논문의 전편에서는 연속지지 철근콘크리트 깊은 보 (이하 연속 깊은 보)의 강도 및 거동 특성을 모두 반영하여 연속 깊은 보의 설계를 수행할 수 있는 부정정 스트럿-타이 모델을 제안하였다. 또한 현 스트럿-타이 모델 설계기준을 부정정 스트럿-타이 모델을 이용한 연속 깊은 보의 설계에 합리적으로 적용하기 위한 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율을 제안하였다. 이 논문에서는 연속 깊은 보의 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율을 ACI 318M-08 스트럿-타이 모델 설계기준¹⁾에 적용하여 파괴실험이 수행된 51개 연속 깊은 보의 극한강도를 평가하였다. 또한 이 연구의 방법에 의한 극한강도 평가 결과를 ACI 318,^{1,2)} EC2,³⁾ Zsutty⁴⁾의 실험에 기초한 전단강도모델, CEB-FIP⁵⁾ 및 AASHTO-LRFD⁶⁾의 이론에

기초한 전단강도모델, 그리고 FIB,⁷⁾ AASHTO-LRFD,⁶⁾ ACI 318M-08¹⁾의 스트럿-타이 모델 설계기준 등에 의한 극한강도 평가 결과와 비교하고, 주요설계변수의 분류에 따른 극한강도 평가 결과의 분석을 통해 이 연구에서 제안한 연속 깊은 보의 부정정 스트럿-타이 모델, 단부 지지점과 중앙부 지지점이 부담하는 하중의 비인 반력분배율, 그리고 수직 트러스 메커니즘의 하중분담율인 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율 등의 적합성을 평가하였다.

2. 연속 깊은 보 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율의 적합성 평가

2.1 연속 깊은 보의 실험 결과

전단경간비(a/d), 콘크리트의 압축강도(f_{ck}), 그리고 휨철근비(ρ) 등의 주요설계변수가 각각 다른 Rogowsky 등,⁸⁾ Ashour,⁹⁾ Subedi,¹⁰⁾ 신용호,¹¹⁾ 그리고 Yang 등^{12,13)}에 의해 파괴실험이 수행된 71개 연속 깊은 보 시험체 중 a/d 가 1.0-3.0인 51개 시험체를 극한강도 평가대상으로 선정하였

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

Received February 3, 2010, Revised October 4, 2010,

Accepted October 12, 2010

©2011 by Korea Concrete Institute

다. 이들 연속 깊은 보의 주요설계변수의 범위는 $1.06 < a/d < 2.47$, $0.138 \leq \rho/\rho_b \leq 0.855$, 그리고 $1.45 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 68.2 \text{ MPa}$ 과 같다. 모든 연속 깊은 보는 2점 하중 상태에서 실험되었다. 연속 깊은 보의 간략한 제원은 Table 1과 같다.

2.2 기존 방법에 의한 연속 깊은 보의 극한강도 평가

ACI 318^{1,2)}, EC2³⁾, 그리고 Zsutty의 전단강도식⁴⁾ 등 실험 전단강도모델에 의한 연속 깊은 보의 극한강도는 각각 콘크리트가 부담하는 전단력 항을 포함하는 식 (1), (2), 그리고 (3)을 이용하여 평가하였다.

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s (\text{MPa}) \\ V_c \left(\text{for } \frac{a}{d} \leq 2 \right) = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \zeta b_w d \leq 0.5 \sqrt{f_{ck}} b_w d \\ V_c \left(\text{for } \frac{a}{d} > 2 \right) = \zeta b_w d \leq 0.29 \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d \\ \zeta = 0.16 \lambda \sqrt{f_{ck}} + 17 \rho \frac{V_u d}{M_u}, \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \leq 2.5 \\ \frac{M_u}{V_u d} \leq 1 \left(\text{for } \frac{a}{d} > 2 \right) \\ V_s \left(\text{for } \frac{a}{d} \leq 2 \right) = \rho_v \left(\frac{1 + l_n/d}{12} \right) f_{vy} b_w d + \rho_{vh} \left(\frac{11 - l_n/d}{12} \right) f_{vhy} b_w d \\ V_s \left(\text{for } \frac{a}{d} > 2 \right) = \rho_v f_{vy} b_w d \end{array} \right. \quad (1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s (\text{MPa}) \\ V_c = (0.0525 f_{ck}^{2/3} / \gamma_c) k \beta (1.2 + 40 \rho) b_w d \\ k = 1.6 - d \geq 1, \beta \left(\text{for } \frac{a}{d} < 2.5 \right) = 2.5 \frac{d}{a} < 5, \\ \beta \left(\text{for } \frac{a}{d} \geq 2.5 \right) = 1 \\ V_s = 0.9 \rho_v f_{vy} b_w d \end{array} \right. \quad (2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s (\text{MPa}) \\ V_c \left(\text{for } \frac{a}{d} \geq 2.5 \right) = 2.2 \left(f_{ck} \rho \frac{d}{a} \right)^{1/3} b_w d \\ V_c \left(\text{for } \frac{a}{d} < 2.5 \right) = \left(2.5 \frac{d}{a} \right) 2.2 \left(f_{ck} \rho \frac{d}{a} \right)^{1/3} b_w d \\ V_s = \rho_v f_{vy} b_w d \end{array} \right. \quad (3)$$

여기서, a , d , b_w , f_{ck} , 그리고 λ 는 각각 전단경간, 유효깊이, 복부두께, 콘크리트의 압축강도, 그리고 콘크리트의 중량에 따른 계수를 나타낸다. $\rho (= A_s / b_w d$, A_s = 휩철근량), $\rho_v (= A_v / b_w s$, 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 휩철근비, 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 휩모멘트 및 전단력, l_n 은 지점간의 순경간 길이를, ζ 는 콘크리트가 부담하는 전단 응력을 나타낸다. 식 (2)에서 k 의 계산 시 d 의 단위는 m 을 사용하며, 극한강도 평가 시 강도감소계수 γ_c 는 1을 사용하였다. 또한 β 는 a/d 에 따른 콘크리트가 부담하는 전단강도 값의 변화를 나타내는 계수이다.

변각 트러스 모델과 Vecchio & Collins¹⁴⁾의 수정압축장 이론에 기초한 CEB-FIP⁵⁾와 AASHTO-LRFD⁶⁾에 의한 연속 깊은 보의 극한강도 평가는 각각 다음의 식 (4)와 (5)를 이용하여 수행하였다.

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n (\text{for } A_v \neq 0) = A_v f_{yd} \frac{z \cot \theta}{s} \leq f_{cd2} b_w z \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} (\text{MPa}) \\ f_{cd2} = 0.60 (1 - f_{ck} / 250) f_{cd}, \cot \theta = \sqrt{\left(\frac{f_{cd2}}{\rho_w f_{yd}} - 1 \right)}, \\ 1 \leq \cot \theta \leq 3 \\ V_n (\text{for } A_v = 0) = 0.12 (1 + \sqrt{200/d})^3 \sqrt{\left(\frac{100 A_s}{b_w d} f_{ck} \right)} b_w d \end{array} \right. \quad (4)$$

Table 1 Geometries and material properties of continuous RC deep beams tested to failure

Investigators	No. of beams	b_w (mm)	d (mm)	h (mm)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)	a/d	ρ (%)	ρ/ρ_b
Rogowsky etc. ⁸⁾	16	200	445-975	500-1000	14.5-46.8	363-594	1.16-2.47	0.46-1.13	0.173-0.855
Ashour ⁹⁾	8	120	226-609	425-625	22.0-39.2	347-480	1.19-2.02	0.33-1.02	0.138-0.546
Subedi ¹⁰⁾	3	50-75	370-570	400-600	44.7-56.5	340-527	1.35-1.47	0.53-1.47	0.309-0.502
Shin ¹¹⁾	6	150	435-439	550	19.1	450-471	1.15	0.35-1.15	0.703
Yang etc. ¹²⁾	12	160	565	600	32.1-68.2	483-562	1.06	0.95	0.314-0.463
Yang etc. ¹³⁾	6	160	355-653	400-720	32.1-68.2	562	1.06-1.13	0.97-1.10	0.320-0.534
Total	51	50-200	226-975	400-1000	14.5-68.2	347-594	1.06-2.47	0.33-1.47	0.138-0.855

$\rho_b \left(= 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{f_y + 600} \right)$ = ratio of A_s to bd producing balanced strain conditions; b_w = width of beam

$$V_n \left(\text{for } \frac{a}{d} > 2 \right) = 0.083 \beta_s \sqrt{f_{ck}} b_w d_v + \frac{A_v f_y d_v}{s} \cot \theta \text{ (MPa)} \quad (5)$$

여기서, A_s , d , z , 그리고 $\rho_w (= A_v / b_w s)$, $A_v =$ 간격 s 안에 있는 수직전단철근량은 각각 휨철근량, mm 단위의 유효깊이, 압축력과 인장력의 우력팔길이, 그리고 수직전단철근비를 나타낸다. 극한강도 평가 시 철근 및 콘크리트 설계강도 f_{yd} 및 f_{cd} 로 각각 철근의 항복강도 f_y 와 콘크리트의 압축강도 f_{ck} 를 사용하였다. 식 (5)에서 $d_v (= 0.9d)$ 는 압축력과 인장력의 우력팔길이를 나타내며, 사인장 균열이 발생된 콘크리트가 전단력을 지지하는 능력을 나타내는 콘크리트 인장응력계수 및 대각선 압축응력의 경사각을 나타내는 β 및 θ 는 AASHTO-LRFD⁶⁾의 5.8.3.4.2절의 표를 이용하여 결정하였다.

FIB,⁷⁾ AASHTO-LRFD,⁶⁾ 그리고 ACI 318M-08¹⁾ 등 현 스트럿-타이 모델 설계기준에 의한 연속 깊은 보의 극한강도 평가는 Table 2에 나타나 있는 스트럿과 절점영역의 유효강도를 이용하여 수행하였다. AASHTO-LRFD와 ACI 318M-08에 의한 극한강도 평가 시 스트럿과 타이 가 이루는 각이 25° 이상 되어야 한다는 규정을 만족하도록 $a/z < 2.14$ 인 보에서는 아치 메커니즘을 대변하는 스트럿-타이 모델을 이용하였으며, $a/z \geq 2.14$ 인 보에서는 수직 트러스 메커니즘을 대변하는 스트럿-타이 모델

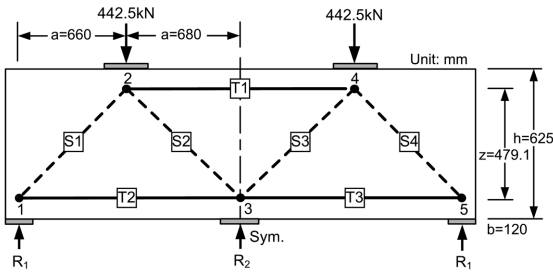
을 이용하였다. FIB에 의한 극한강도 평가 시 전단경간 대 모멘트 팔길이의 비(a/z)에 따라 아치 메커니즘을 대변하는 스트럿-타이 모델($a/z \leq 0.5$), 아치 메커니즘과 수직 트러스 메커니즘이 조합된 스트럿-타이 모델($0.5 < a/z \leq 2.0$), 그리고 수직 트러스 메커니즘을 대변하는 스트럿-타이 모델($a/z \geq 2.0$)을 이용하였다. 아치 메커니즘과 수직 트러스 메커니즘이 조합된 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율은 전편 논문의 식 (1)을 이용하여 결정하였다.

다음은 현 AASHTO-LRFD 및 ACI 318M-08의 스트럿-타이 모델 설계기준에 따른 극한강도 평가과정을 Ashour⁹⁾에 의해 파괴실험이 수행된 연속 깊은 보 중 CDB4 보를 예로 설명하였다. 깊은 보 CDB4의 극한강도 평가를 위해 선정한 스트럿-타이 모델은 Fig. 1(a)와 같고, 실험파괴하중 442.5 kN에 대한 스트럿 및 타이의 단면력, 그리고 보의 배근상세, 스트럿-타이 모델의 형상, 그리고 하중판 및 지지판 등으로부터 결정한 스트럿과 타이의 최대단면폭(적)은 Fig. 1(b)와 같다. 스트럿-타이 모델의 선정 시 상부 및 하부의 수평 타이는 각 상단 및 하단으로부터 피복두께만큼 떨어진 곳에 위치시켰으며, 스트럿 및 타이의 단면력 결정 시 내측 전단경간과 외측 전단경간이 부담하는 하중의 비는 일반적인 베르누이 보 이론에 따라 결정하였다. ACI 318M-08에 의한 깊은

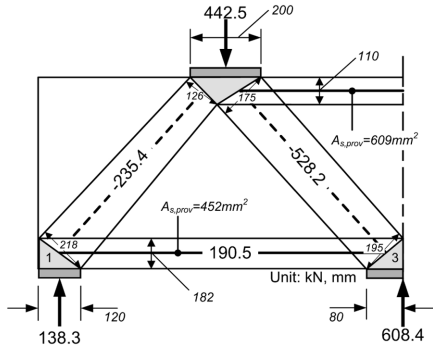
Table 2 Effective strength of struts and nodal zones

Design codes	Elements	Effective strength
FIB ⁷⁾	Strut	$f_{cu} = 0.85(1 - f_{ck}/250)f_{cd}$: the uncracked uniaxially stressed concrete strut
		$f_{cu} = 0.60(1 - f_{ck}/250)f_{cd}$: the concrete strut cracked longitudinally due to bottle-shaped stress fields
	Nodal zone	$f_{cu} = 0.85(1 - f_{ck}/250)f_{cd}$: the compression nodal zone with only compression struts
		$f_{cu} = 0.70(1 - f_{ck}/250)f_{cd}$: the compression-tension nodal zone with tie in one direction only
		$f_{cu} = 0.60(1 - f_{ck}/250)f_{cd}$: the compression-tension nodal zone anchoring tension ties in more than one direction
AASHTO-LRFD ⁶⁾	Strut	$f_{cu} = \frac{f_{ck}}{0.8 + 170 \varepsilon_1}$ $\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002) \cot^2 \alpha_s$ ε_1 = the average principal tensile strain of reinforcing bars crossing perpendicularly to the concrete strut ε_s = the tensile strain in the steel tie α = the average principal tensile strain of reinforcing bars crossing perpendicularly to the concrete strut
		$f_{cu} = 0.85 f_{ck}$: the nodal zone bounded by compressive struts or bearing areas
	Nodal zone	$f_{cu} = 0.75 f_{ck}$: the nodal zone anchoring only one tension tie
		$f_{cu} = 0.65 f_{ck}$: the nodal zone anchoring tension ties in more than one direction
ACI 318M-08 ¹⁾	Strut	$f_{cu} = 0.85 \beta_s f_{ck}$ $1.0 (= \beta_s)$: the concrete strut of uniform cross-sectional area over its length 0.75 : the concrete strut located such that the width at the mid-section of the strut is larger than the width at the nodes (bottle-shaped strut) with reinforcement satisfying the condition of Sec. A.3.3 0.60λ : the bottle-shaped concrete strut without reinforcement satisfying the condition of Sec. A.3.3 ($\lambda = 1.0$ for normal weight concrete, 0.85 for sand-lightweight concrete, 0.75 for lightweight concrete) 0.4 : the concrete strut in tension members or the tension flanges of members 0.6 : the concrete strut in all other cases
		Nodal zone

$f_{cd} (= f_{ck}/1.5)$, $0.85 \beta_s$ and $0.85 \beta_n$ were regarded as f_{ck} , β_s and β_n , respectively, in strength evaluation



(a) Strut-tie model for beam CDB4



(b) Maximum widths of struts, provided areas of ties, and cross-sectional forces of struts and ties

Fig. 1 Strut-tie model of beam CDB4 for implementing ACI 318M-08's specifications

보 CDB4의 극한강도는 Table 3에서 보는 것과 같이 스트럿-타이 모델의 절점영역을 통한 하중전달에는 문제가 없으나, 실험파괴하중의 83%인 368.5 kN에서 스트럿 S2가 파괴되는 것으로 나타나, 실험파괴하중의 83%로 결정되었다. AASHTO-LRFD에 의해 동일한 개념을 적용하

여 평가한 극한강도는, 실험파괴하중의 55%인 242.7 kN에서 스트럿 S2가 파괴되는 것으로 나타나, 실험파괴하중의 55%로 결정되었다. 깊은 보 CDB4의 a/z 는 0.5와 2.0 사이의 값이므로 FIB의 스트럿-타이 모델 설계기준에 의한 이 보의 극한강도는 Fig. 3(a)와 같은 부정정 스트럿-타이 모델을 이용하여 실험파괴하중의 53%로 결정되었으며, 그 평가과정은 이 논문 2.3절의 것과 동일하므로 생략한다.

2.3 이 연구의 방법에 의한 연속 깊은 보의 극한강도 평가

이 연구의 방법에 의한 연속 깊은 보의 극한강도는, 연속 깊은 보를 위한 스트럿-타이 모델을 Fig. 2(a)와 같은 아치 메커니즘과 수직 트러스 메커니즘이 조합된 내적 부정정 트러스 구조로 정의하고, 전편 논문의 반력분배율 및 하중분배율을 이용하여 내외적 부정정 스트럿-타이 모델의 구조해석을 수행한 후, ACI 318M-08¹⁾의 스트럿-타이 모델 설계기준에 따라 스트럿-타이 모델 각 구성요소의 파괴강도 검토를 통하여 평가하였다. Fig. 2(b)는 이 연구의 내외적 부정정 스트럿-타이 모델을 이용한 연속 깊은 보의 극한강도 평가절차를 보인 것으로, 연속 깊은 보의 극한강도가 전단강도에 의해 결정될 경우 연속 깊은 보의 한 하중전달 메커니즘이 1차적으로 파괴되어도 다른 하나의 하중전달 메커니즘에 의해 추가적인 하중이 전달되는 것으로 보았다.

다음은 Fig. 2(b)의 절차에 따른 깊은 보 CDB4의 극한강도 평가과정을 설명하였다. CDB4의 주요설계변수($a/$

Table 3 Strength evaluation procedure of beam CDB4 by ACI 318M-08's strut-tie model specifications

(a) Struts and ties

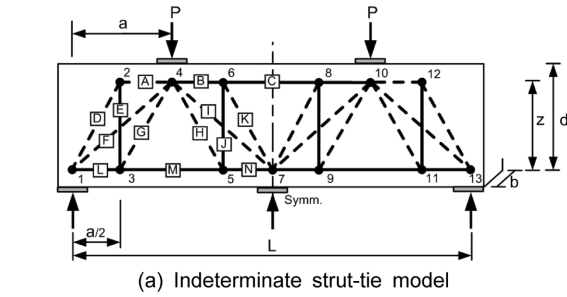
Element	Ele. type	β_s	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	w_{req} (mm)	w_{prov} (mm)	w_{prov} / w_{req}	Fail/Safe
S1	Strut	0.75	28.00	21.00	235.4	93	126	1.35	○
S2	Strut	0.75	28.00	21.00	528.2	210	175	0.83	×
Element	Ele. type	β_t	f_y (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	$A_{s,req}$ (mm ²)	$A_{s,prov}$ (mm ²)	$A_{s,prov} / A_{s,req}$	Fail/Safe
T1	Tie	1.00	480.00	480.00	241.3	503	609	1.21	○
T2	Tie	1.00	480.00	480.00	190.5	397	452	1.14	○

○: Safe, X: Fail, F_u = cross-sectional force under experimental failure load, ○: Safe, X: Fail, effective strength of strut $f_{cu} = \beta_s f_{ck}$, Effective strength of tie $f_{cu} = \beta_t f_y$, $w_{req} = F_u / b f_{cu}$

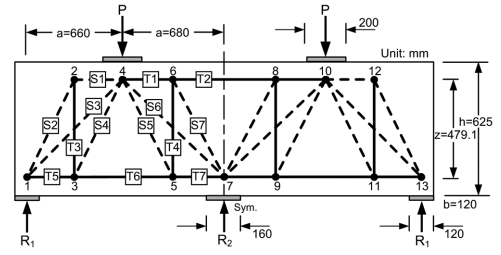
(b) Nodal zones

Node	Type	β_n	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)		w_{req} (mm)	w_{prov} (mm)	w_{prov} / w_{req}	Fail/Safe
1	CCT	0.80	28.00	21.00	R	115.2	43	120	2.79	○
					S1	196.0	73	218	2.99	○
					T2	158.6	59	182	3.08	○
2	CCT	0.80	28.00	21.00	V	368.5	137	200	1.46	○
					S1	196.0	73	126	1.73	○
					S2	439.9	164	175	1.07	○
3	CCC	1.00	28.00	23.80	T1	200.9	75	110	1.47	○
					R	253.4	75	80	1.07	○
					S2	439.9	131	195	1.49	○

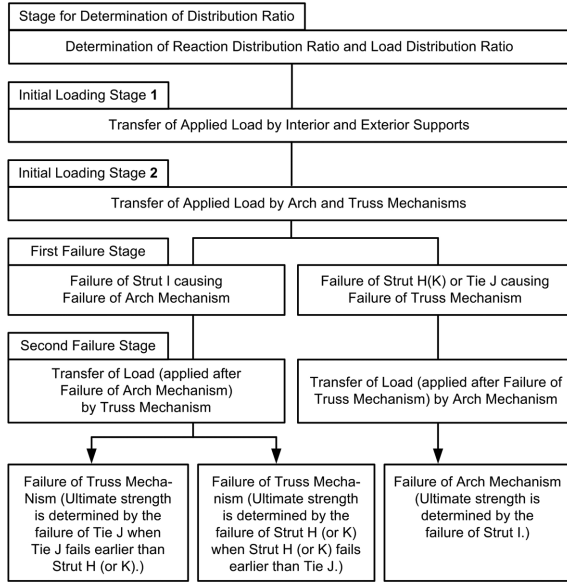
F_u = cross-sectional force under 83% of experimental failure load, R = support reaction, V = applied shear force (= 83% of experimental failure load)



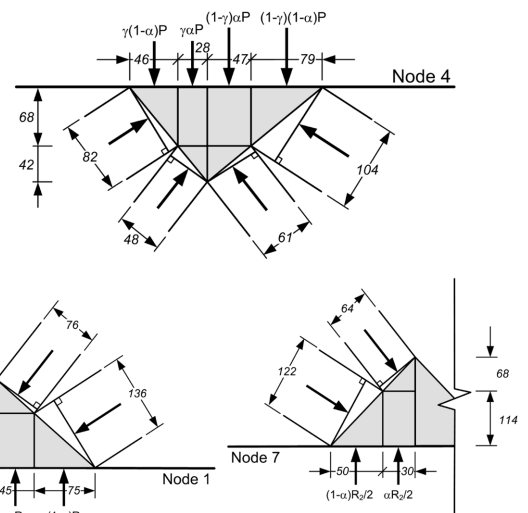
(a) Indeterminate strut-tie model



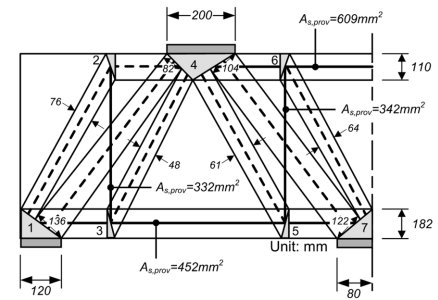
(a) Strut-tie model for beam CDB4



(b) Strength evaluation procedure



(b) Maximum widths of struts determined by reaction/load distribution ratios and nodal zone shapes



(c) Maximum widths of struts and provided cross-sectional areas of ties

Fig. 2 Strength evaluation procedure of continuous deep beams using indeterminate strut-tie model

$d = 1.365$, $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$, $\rho / \rho_b = 0.436$ 를 전편 논문의 식 (6), (13), (14), (15)에 대입하여 외측 전단경간의 반력분배율(γ) 및 수직 트러스 메커니즘의 하중분담률($\alpha = P_w / P$)을 다음과 같이 결정하였다.

$$\gamma = 0.011 \times (1.365 - 3)^2 + 0.34 = 36.9(\%)$$

$$\alpha = \beta(28.0 - 40) + \frac{590 - 80(0.436)}{3(1.365)} \ln\left(\frac{1.365}{1.09 - 0.2(0.436)}\right) = 37.4(\%)$$

여기서,

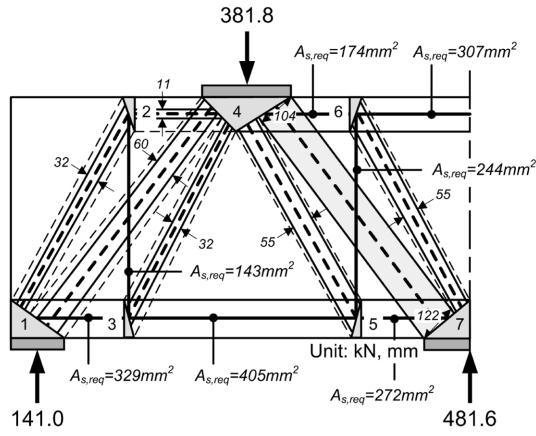
$$\eta = 2.25 - \frac{2}{3} \times 0.436 = 1.959$$

$$\beta = (0.6 + 0.436)(1.365 - \eta)^2 = 0.359$$

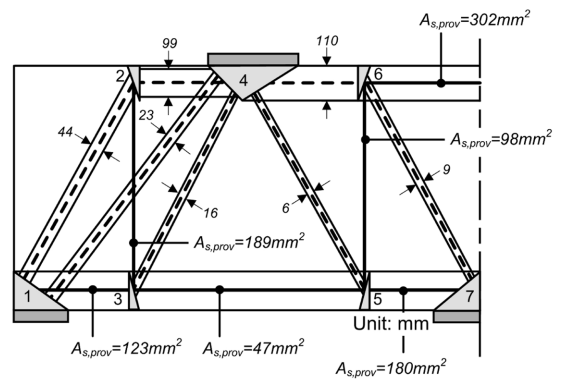
외측 전단경간의 반력분배율 36.9% 및 수직 트러스 메커니즘의 하중분담율 37.4%를 결정한 후, 선정한 깊은 보의 극한강도 평가를 위해 스트럿-타이 모델의 형상, 보의 배근상세, 그리고 Fig. 3(b)의 절점영역의 형상 등으로부터 스트럿 및 타이의 최대단면폭(적)을 Fig. 3(c)와 같이 결정하였다.

Fig. 3 Strut-tie model of beam CDB4 for implementing present approach

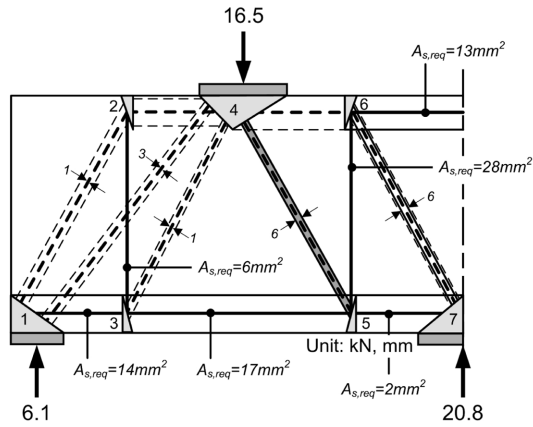
스트럿 및 타이의 최대단면폭(적)을 결정한 후, 깊은 보의 극한강도를 Fig. 2의 절차에 따라 평가하였다. 부정정 스트럿-타이 모델의 1차 파괴는 Fig. 4(a)와 Table 4(a)에 나타난 것과 같이 내측 전단경간의 아치 메커니즘을 구성하는 부정정 요소인 스트럿 S6이 최대로 받을 수 있는 하중상태, 즉 실험파괴하중의 86%인 381.8 kN 상태에서 발생하였다. 1차 파괴 후 스트럿 S6을 제외한 다른 스트럿과 타이는 Fig. 4(b)와 같이 여분의 하중전달 성능을 가지고 있으므로 스트럿-타이 모델이 추가적인 하중을 받을 수 있다. 이 모델에서는 1차 파괴 이전에 인장을 받던 타이 T1이 압축을 받는 것으로 나타나 이를 스트럿 S8으로 정의하였다. 1차 파괴 이후의 모델에 추가적인 하중을 작용시킨 결과, 스트럿-타이 모델의 2



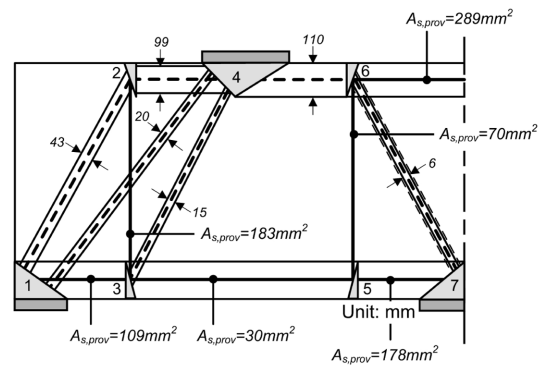
(a) Required widths/areas of struts and ties at the first failure



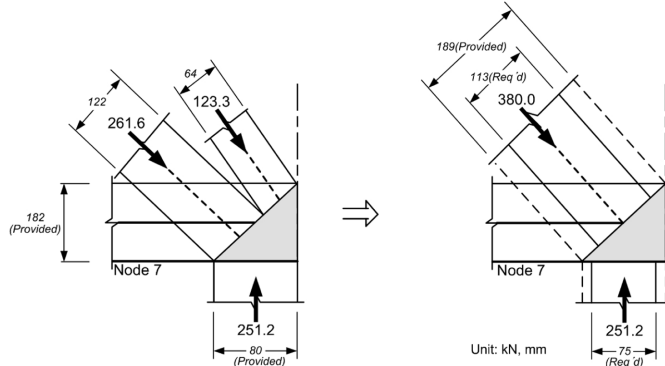
(b) Remaining capacity of struts and ties after the first failure



(c) Required widths/areas of struts and ties at the second failure



(d) Unstable strut-tie model after the second failure



(e) Strength verification of nodal zone at node 7

Fig. 4 Strength evaluation of beam CDB4 by present approach

차 파괴는 Fig. 4(c)와 Table 4(b)에 나타난 것과 같이 스트럿 S5에 의해 실험파괴하중의 4%인 16.5 kN에서 발생하였다. Fig. 4(d)와 같이 2차 파괴 후 내측 전단경간의 수직 트러스 메커니즘이 불안정한 트러스 구조가 되어 더 이상의 하중을 중앙부 지점으로 전달할 수 없다. 이 상태 하에서, 즉 부정정 스트럿-타이 모델이 받을 수 있는 최대하중 398.3 kN(= 381.8 + 16.5) 하에서 스트럿-타이 모델 절점영역의 강도를 Fig. 4(e)와 같이 ACI 318M-08 설계기준의 방법에 따라 검토하였다. Fig. 4(e) 및 Table 4(c)에 나타난 것과 같이 스트럿-타이 모델 절점영역이 2차 파괴 시까지의 스트럿과 타이의 단면력을 전달함에

충분하였다. 따라서 이 연구의 방법에 의한 연속 깊은 보 CDB4의 극한강도는 스트럿과 타이의 하중전달성능의 제한에 의해 실험파괴하중의 90%인 398.3 kN으로 결정되었다.

2.4 극한강도 평가 결과 및 주요설계변수의 영향 분석

Table 5는 51개 연속 깊은 보의 기존 및 이 연구의 방법에 의한 극한강도 평가 결과를 나타낸 것이다. 실험 전단강도 모델에 근거한 EC²의 전단강도식은 극한강도를 실험파괴하중의 0.55배로 과소평가하였으며, 변동계

Table 4 Strength evaluation of beam CDB4 by present approach

(a) Struts and ties at the 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}	Fail/Safe
S1	Strut	1.00	28.00	28.00	42.1	13	110	8.46	○
S2	Strut	0.60	28.00	16.80	74.3	37	76	2.05	○
S3	Strut	0.75	28.00	21.00	174.1	69	82	1.19	○
S4	Strut	0.60	28.00	16.80	74.3	37	48	1.30	○
S5	Strut	0.60	28.00	16.80	128.1	64	61	0.95	×
S6	Strut	0.75	28.00	21.00	303.1	120	104	0.86	×
S7	Strut	0.60	28.00	16.80	128.1	64	64	1.00	○
Element	Ele. type	β_t	f_y (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	$A_{s,req}$ (mm ²)	$A_{s,prov}$ (mm ²)	$A_{s,prov} / A_{s,req}$	Fail/Safe
T1	Tie	1.00	480.00	480.00	96.8	202	609	3.01	○
T2	Tie	1.00	480.00	480.00	170.9	356	609	1.71	○
T3	Tie	1.00	370.00	370.00	61.2	165	332	2.01	○
T4	Tie	1.00	370.00	370.00	104.4	282	342	1.21	○
T5	Tie	1.00	480.00	480.00	183.0	381	452	1.19	○
T6	Tie	1.00	480.00	480.00	225.2	469	452	0.96	×
T7	Tie	1.00	480.00	480.00	151.1	315	452	1.43	○

○: Safe, X: Fail, F_u = cross-sectional force under experimental failure load, effective strength of strut $f_{cu} = \beta_s f_{ck}$, Effective strength of tie $f_{cu} = \beta_t f_y$, $w_{req} = F_u / b f_{cu}$

(b) Struts and ties at the 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}	Fail/Safe
S1	Strut	1.00	28.00	28.00	42.1	13	99	7.62	○
S2	Strut	0.60	28.00	16.80	74.3	37	44	1.19	○
S3	Strut	0.75	28.00	21.00	174.1	69	23	0.33	×
S4	Strut	0.60	28.00	16.80	74.3	37	16	0.43	×
S5	Strut	0.60	28.00	16.80	342.2	170	6	0.04	×
S7	Strut	0.60	28.00	16.80	342.2	170	9	0.05	×
S8	Strut	1.00	28.00	28.00	27.1	8	110	13.75	○
Element	Ele. type	β_t	f_y (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	$A_{s,req}$ (mm ²)	$A_{s,prov}$ (mm ²)	$A_{s,prov} / A_{s,req}$	Fail/Safe
T2	Tie	1.00	480.00	480.00	170.9	356	302	0.85	×
T3	Tie	1.00	370.00	370.00	61.2	165	189	1.15	○
T4	Tie	1.00	370.00	370.00	279.1	754	98	0.13	×
T5	Tie	1.00	480.00	480.00	183.0	381	123	0.32	×
T6	Tie	1.00	480.00	480.00	225.2	469	47	0.10	×
T7	Tie	1.00	480.00	480.00	27.1	57	180	3.16	○

F_u = cross-sectional force under experimental failure load, $w_{prov} = w_{prov}(\text{at first failure}) - 0.86 \times w_{req}(\text{at first failure})$

(c) Nodal zones

Node	Node type	β_n	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)		w_{req} (mm)	w_{prov} (mm)	w_{prov} / w_{req}	Fail/Safe
1	CCT	0.80	28.00	22.40	R	147.1	55	120	2.18	○
					S2	66.9	82	216	2.63	○
					S3	156.7				○
					T5	164.7	61	182	2.98	○
4	CCT	0.80	28.00	22.40	V	398.3	148	200	1.35	○
					S1	37.9	14	110	7.86	○
					S3	156.7	82	132	1.61	○
					S4	66.9				○
					S5	123.3	141	167	1.18	○
					S6	261.6				○
					T1	82.5	31	110	3.55	○
7	CCC	1.00	28.00	28.00	R	502.4	150	160	1.07	○
					S6	261.6	113	189	1.67	○
					S7	123.3				○

F_u = cross-sectional force under 90% of experimental failure load, R = support reaction, V = applied shear force (= 90% of experimental failure load)

Table 5 Ultimate strength evaluated by present and conventional approaches

(a) Ultimate strength

Investigators		Conventional approach (V_{cal}/V_{test})					Strut-tie model approach (V_{cal}/V_{test})			
		Zsutty ⁴⁾	EC2 ³⁾	CEB-FIP ⁵⁾	ACI 318 ^{1,2)}	AASHTO -LRFD ⁶⁾	FIB ⁷⁾	ACI 318M-08 ¹⁾	AASHTO -LRFD ⁶⁾	Present study
Rogowsky etc. ⁸⁾ (16)*		0.77	0.52	1.03	0.71	0.64	0.63	0.77	0.77	0.90
Ashour ⁹⁾ (8)*		0.74	0.52	0.78	0.87	0.55	0.65	0.87	0.64	0.97
Subedi ¹⁰⁾ (3)*		0.79	0.61	0.90	0.91	-	0.42	0.63	0.36	0.77
Shin ¹¹⁾ (6)*		0.81	0.62	0.69	1.01	-	0.46	0.51	0.41	0.75
Yang etc. ¹²⁾ (12)*		0.99	0.59	0.79	0.93	-	0.61	0.93	0.90	0.94
Yang etc. ¹³⁾ (6)*		0.88	0.48	0.79	0.79	-	0.74	1.04	1.10	1.10
Total	Mean	0.84	0.55	0.86	0.85	0.62	0.61	0.82	0.75	0.92
	COV(%)	23.5	27.8	31.9	32.7	31.3	25.6	31.5	40.5	24.5

(*)*: number of beams

(b) Ultimate strength classified by shear span-to-effective depth ratio

Design variable		Conventional approach (V_{cal}/V_{test})					Strut-tie model approach (V_{cal}/V_{test})			
		Zsutty	EC2	CEB-FIP	ACI 318	AASHTO -LRFD	FIB	ACI 318M-08	AASHTO -LRFD	Present study
$a/d \leq 1.2$ (30)*	Mean	0.92	0.57	0.76	0.90	-	0.58	0.83	0.79	0.89
	COV(%)	21.2	29.3	26.2	30.4	-	24.0	33.3	40.0	26.1
$1.2 \leq a/d \leq 2.0$ (8)*	Mean	0.77	0.55	0.82	0.94	-	0.55	0.79	0.48	0.87
	COV(%)	8.4	18.4	11.5	18.0	-	24.0	26.6	40.6	18.1
$a/d > 2.0$ (13)*	Mean	0.68	0.49	1.12	0.60	0.62	0.73	0.82	0.83	1.00
	COV(%)	21.5	28.0	29.9	23.8	31.3	21.5	31.5	30.8	23.4

(c) Ultimate strength classified by concrete strength

Design variable		Conventional approach (V_{cal}/V_{test})					Strut-tie model approach (V_{cal}/V_{test})			
		Zsutty	EC2	CEB-FIP	ACI 318	AASHTO -LRFD	FIB	ACI 318M-08	AASHTO -LRFD	Present Study
$f_{ck} \leq 28$ MPa (12)*	Mean	0.76	0.55	0.72	0.90	0.65	0.55	0.67	0.54	0.85
	COV(%)	28.6	36.9	28.5	44.2	26.3	22.2	29.1	35.0	18.9
$28 < f_{ck} \leq 40$ MPa (23)*	Mean	0.88	0.53	0.89	0.83	0.57	0.63	0.78	0.82	0.92
	COV(%)	24.1	30.4	31.9	30.8	39.3	25.7	23.0	26.7	23.7
$f_{ck} > 40$ MPa (16)*	Mean	0.83	0.57	0.91	0.83	0.69	0.67	0.99	0.93	1.03
	COV(%)	17.7	16.5	31.5	24.7	27.1	27.3	31.2	41.6	24.3

(d) Ultimate strength classified by flexural reinforcement ratio

Design variable		Conventional approach (V_{cal}/V_{test})					Strut-tie model approach (V_{cal}/V_{test})			
		Zsutty	EC2	CEB-FIP	ACI 318	AASHTO -LRFD	FIB	ACI 318M-08	AASHTO -LRFD	Present study
$\rho/\rho_b \leq 0.35$ (22)*	Mean	0.84	0.58	0.86	0.87	0.74	0.62	0.92	0.84	0.95
	COV(%)	21.1	24.7	36.9	24.1	26.8	28.1	30.0	38.3	27.2
$0.35 < \rho/\rho_b \leq 0.5$ (17)*	Mean	0.84	0.50	0.92	0.75	0.50	0.66	0.82	0.79	0.95
	COV(%)	25.7	23.6	27.1	36.9	26.4	19.1	22.8	30.6	21.3
$\rho/\rho_b > 0.5$ (12)*	Mean	0.81	0.57	0.77	0.94	0.73	0.52	0.63	0.52	0.81
	COV(%)	27.1	35.8	28.3	38.4	19.3	24.6	33.3	47.9	20.6

수는 27.8%로 나타났다. ACI 318^{1,2)}은 극한강도를 실험 파괴하중의 0.85배로 평가하였으나, 변동계수는 32.7%로 다소 크게 나타났다. 이론 전단강도모델에 근거한 AASHTO-LRFD⁶⁾는 극한강도를 실험파괴하중의 0.62배로 과소평가

하였으며, 변동계수 또한 31.3%로 다소 크게 나타났다. CEB-FIP⁵⁾는 극한강도를 실험파괴하중의 0.86배로 비교적 양호하게 평가하였으나, 변동계수는 31.9%로 다소 크게 나타났다. FIB,⁷⁾ ACI 318M-08,¹⁾ 그리고 AASHTO-

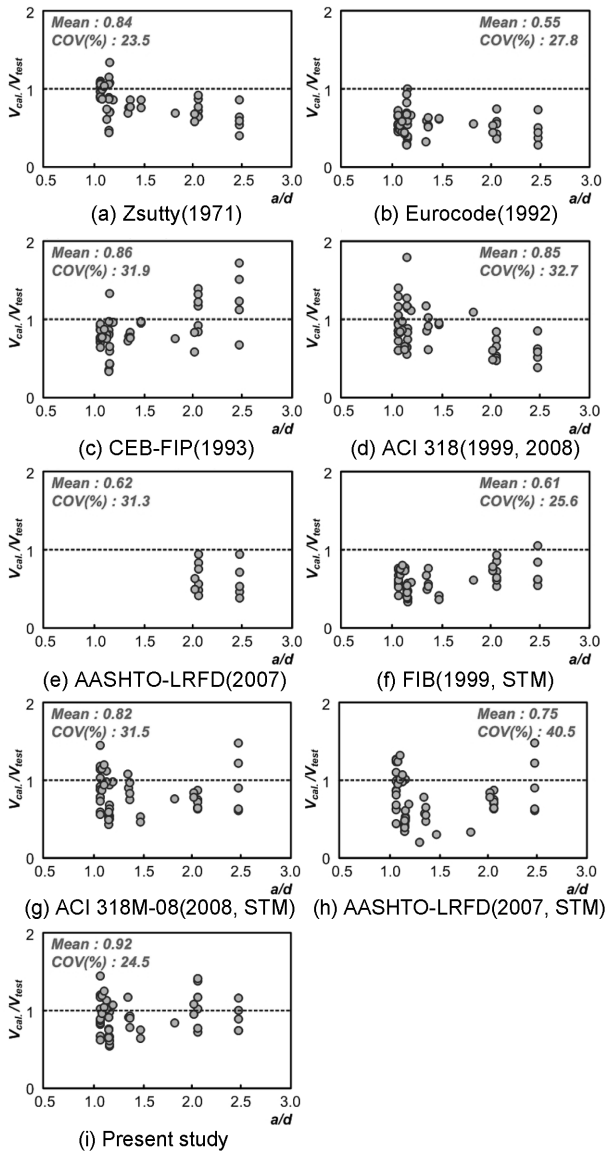


Fig. 5 Ultimate strength according to shear span-toeffective depth ratio

LRFD⁶⁾의 스트럿-타이 모델 설계기준은 각각 극한강도를 실험파괴하중의 0.61, 0.82, 0.75배로 과소평가하였으며, 변동계수는 25.6%, 31.5%, 40.5%로 나타났다. 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율을 ACI 318M-08 스트럿-타이 모델 설계기준에 적용한 이 연구의 방법은 극한강도를 실험파괴하중의 0.92배로 가장 양호하게 평가하였으며, 변동계수 또한 24.5%로 나타났다.

주요설계변수가 연속 깊은 보의 강도 및 거동에 미치는 영향을 분석하기 위해 전단경간비, 콘크리트의 압축강도, 그리고 휨철근비의 변화에 따른 극한강도를 비교하였다. Fig. 5와 Table 5(b)는 전단경간비의 분류에 따른 극한강도 평가 결과를 나타낸 것이다. 실험 전단강도모델에 근거한 Zsutty의 전단강도식은 전단경간비가 작은 영역에서 극한강도를 가장 양호하게 평가하였으나 전단경간비가 큰 영역에서 극한강도를 보수적으로 평가하였다. ACI 318 역시 전단경간비가 큰 영역에서 극한강도를 보수적으로 평가하였다. 이는 실험 전단강도모델이 전

단경간비가 큰 연속 깊은 보의 전단설계에 적합하지 않음을 나타내는 결과로 볼 수 있다. 이론 전단강도모델에 근거한 CEB-FIP는 실험 전단강도모델과는 달리 전단경간비가 작은 영역에서 극한강도를 가장 보수적으로 평가하는 것으로 나타났으며, 전단경간비가 큰 영역에서 극한강도를 과대평가하였다. 스트럿-타이 모델 설계기준은 $1.2 < a/d \leq 2.0$ 범위에서 극한강도를 가장 보수적으로 평가함으로써 극한강도 평가 결과의 정확성이 감소하는 것으로 나타났다. 이는 $1.2 < a/d \leq 2.0$ 범위에서 전단경간비의 하중전달 메커니즘을 아치 메커니즘으로 지나치게 단순화함과 정확하지 않은 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율을 사용함에 기인하는 것으로 판단된다. 이 연구의 방법은 전체적으로 전단경간비의 변화에 관계없이 일관되고 비교적 양호하게 극한강도를 평가하는 것으로 나타났다.

Table 5(c)는 콘크리트 압축강도의 분류에 따른 극한강도 평가 결과를 비교한 것이다. 실험 전단강도모델에 근거한 EC2는 콘크리트 압축강도의 변화에 따라 극한강도 평가 결과에는 큰 차이가 없으나, 콘크리트의 압축강도가 증가할수록 변동계수는 작아지는 것으로 나타났다. 반면 ACI 318은 콘크리트의 압축강도가 작은 영역에서 극한강도를 가장 정확하게 평가하였으나 변동계수는 가장 크게 나타났으며, 콘크리트의 압축강도가 큰 영역에서 극한강도를 양호하게 평가하였으나 변동계수는 가장 크게 나타났다. 스트럿-타이 모델 설계기준 및 이론 전단강도모델에 근거한 CEB-FIP는 콘크리트의 압축강도가 증가할수록 극한강도를 더욱 잘 평가하는 것으로 나타났으나 변동계수는 커져 극한강도를 일관성 있게 평가하지 못하는 것으로 나타났다. 이 연구 방법은 콘크리트 압축강도의 영향을 부정정 스트럿-타이 모델의 비탄성 구조해석 시 적절히 고려해 줌으로서 기존의 여러 방법들과는 달리 콘크리트 압축강도의 변화에 따라 극한강도 평가 결과의 정확성 및 일관성을 유지하는 것으로 나타났다.

Table 5(d)는 휨철근비의 분류에 따른 극한강도 평가 결과를 비교한 것이다. 실험 전단강도모델에 근거한 EC2 및 ACI 318은 $0.35 < \rho / \rho_b \leq 0.5$ 범위에서 극한강도를 가장 보수적으로 평가하였으며, 이론 전단강도모델에 근거한 CEB-FIP는 이 범위에서 극한강도를 가장 양호하게 평가하였다. 현 스트럿-타이 모델 설계기준은 $\rho / \rho_b > 0.5$ 범위에서 극한강도를 과소평가하였으나, 이 연구의 방법은 휨철근비의 증감에 따른 철근타이 강성변화의 영향을 하중분배율을 결정하기 위한 부정정 스트럿-타이 모델의 비탄성 구조해석 시 적절히 고려해 줌으로서 휨철근비의 증감에 무관하게 극한강도를 비교적 양호하게 평가하는 것으로 나타났다.

3. 결 론

이 논문의 전편에서는 스트럿-타이 모델 방법을 이용한 연속지지 철근콘크리트 깊은 보의 설계가 합리적으로

수행될 수 있도록 연속 깊은 보의 부정정 스트럿-타이 모델, 내측 전단경간과 외측 전단경간이 부담하는 반력의 비인 반력분배율, 그리고 전단평형철근비 개념과 스트럿과 타이의 재료비선형 거동을 고려하는 부정정 스트럿-타이 모델 자체의 비탄성 구조해석을 통한 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율 등을 제안하였다. 이 연구에서는 전편논문에서 제안한 부정정 스트럿-타이 모델, 반력분배율, 그리고 하중분배율의 적합성을 검증하기 위해 파괴실험이 수행된 51개 연속 깊은 보의 극한강도를 이 연구의 방법, 실험 및 이론 전단강도모델, 그리고 현 스트럿-타이 모델 설계기준을 이용하여 평가하였으며, 그 결과를 실험 결과와 비교분석하였다.

이 연구의 방법은 기존의 여러 방법에 비해 극한강도를 비교적 양호하게 평가하였으며, 또한 연속 깊은 보의 강도 및 거동에 영향을 미치는 전단경간비, 콘크리트의 압축강도, 그리고 휨철근비 등의 주요설계변수들의 영향을 극한강도 평가 시 기존 방법들에 비해 정확하고 일관성 있게 반영함을 알 수 있었다. 따라서 이 연구의 방법은 스트럿-타이 모델 방법을 이용한 연속 깊은 보의 설계 시 콘크리트에 의한 전단저항성능을 고려할 수 있는 부정정 스트럿-타이 모델의 사용을 합리적인 방법을 통해 가능하게 할 뿐만 아니라, 연속 깊은 보의 강도 및 거동에 영향을 미치는 주요설계변수들의 영향을 적합하게 반영할 수 있는 근거를 제공할 것으로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 2010년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 기초연구사업 지원을 받아 수행된 것이다(2010-0016022).

참고문헌

1. American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-08) and Commentary*, Farmington Hills, Michigan, USA, 2008, 473 pp.
2. American Concrete Institute, *Building Code Requirements*

- for *Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318R-99)*, Farmington Hills, Michigan, USA, 1999, 391 pp.
3. Eurocode 2, *Design of Concrete Structures, Part I: General Rules and Rules for Buildings(DD ENV 1992-1-1)*, Commission of the European Communities, UK, 1992, 176 pp.
4. Zsutty, T. C., "Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests," *ACI Journal*, Vol. 68, No. 2, 1971, pp. 138~143.
5. Comité Euro-International du Béton, *CEB-FIP Model Code 1990*, Thomas Telford Services Ltd., 1993, 437 pp.
6. American Association of State Highway and Transportation Officials, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition*, Washington, DC, USA, 2007, pp. 5-1~5-264.
7. The International Federation for Structural Concrete (fib), *Structural Concrete: Textbook on Behavior, Design and Performance Updated Knowledge of the CEB/FIP Model Code 1999 Volume 3*, The International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Switzerland, 1999, 292 pp.
8. Rogowsky, D. M., MacGregor, J. G., and Ong, S. Y., "Tests of Reinforced Concrete Deep Beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 83, No. 4, 1986, pp. 614~623.
9. Ashour, A. F., "Tests of Reinforced Concrete Continuous Deep Beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 94, No. 1, 1997, pp. 3~12.
10. Subedi, N. K., "Reinforced Concrete Two-span Continuous Deep Beams," *Proc. Instn Civ. Engrs. Structs.*, Vol. 128, 1998, pp. 12~25.
11. 신용호, "춤이 깊은 연속보의 전단내력에 관한 실험적 연구," 석사학위논문, 부경대학교 건축공학과, 2001, 80 pp.
12. Yang, K. H., Chung, H. S., and Ashour, A. F., "Influence of Shear Reinforcement on Reinforced Concrete Continuous Deep Beam," *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No. 4, 2007, pp. 420~429.
13. Yang, K. H., Chung, H. S., and Ashour, A. F., "Influence of Section Depth on the Structural Behaviour of Reinforced Concrete Continuous Deep Beams," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 59, No. 8, 2007, pp. 575~586.
14. Vecchio, F. J. and Collins, M. P., "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI Journal*, Vol. 83, No. 2, 1986, pp. 219~231.

요약 이 논문에서는 전편 논문에서 제안한 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율 결정식을 ACI 318M-08 스트럿-타이 모델 설계기준에 적용하여 파괴실험이 수행된 51개 연속지지 철근콘크리트 깊은 보의 극한강도를 평가하였다. 또한 연속 깊은 보의 극한강도를 실험식, 실험 및 이론 전단강도모델에 기초한 설계기준, 그리고 현 스트럿-타이 모델 설계기준 등으로 평가하고, 그 결과를 이 연구의 방법에 의한 결과와 비교분석하여 이 연구에서 제안한 방법의 적합성을 검증하였다. 이 연구의 방법은 기존의 여러 방법에 비해 극한강도를 비교적 양호하게 평가하였으며, 또한 극한강도 평가 시 연속 깊은 보의 강도 및 거동에 영향을 미치는 전단경간비, 콘크리트의 압축강도, 그리고 휨철근비 등 주요설계변수들의 영향을 기존 방법들에 비해 정확하고 일관성 있게 반영하였다. 따라서 이 연구의 방법은 부정정 스트럿-타이 모델 방법을 이용한 연속 깊은 보의 합리적이고 실용적인 설계를 가능하게 할 것으로 판단된다.

핵심어 : 연속지지 철근콘크리트 깊은 보, 부정정 스트럿-타이 모델, 반력분배율, 하중분배율, 극한강도