

프리스트레스트 콘크리트 보의 부정정 스트럿-타이 모델

채현수* · 윤영목**

Chae, Hyun Soo*, Yun, Young Mook**

An Indeterminate Strut-Tie Model for Prestressed Concrete Beams

ABSTRACT

In this study, a statically simple indeterminate strut-tie model is proposed for the rational analysis and design of simply supported prestressed concrete beams by reflecting all characteristics of nonlinear structural behavior and load transfer mechanisms. In addition, a load distribution ratio that allows to transform the proposed indeterminate strut-tie model to a determinate model is also suggested to help structural designers conduct the structural analysis and design of simply supported prestressed concrete beams by using the strut-tie model method of current design codes. For verifying of the validity of the proposed model and load distribution ratio, the ultimate strengths of 47 simply supported prestressed concrete beams tested to failure were estimated and the results were compared with those by the strut-tie model methods of current design codes.

Key words : Prestressed concrete, Beam, Strut-Tie model, Load distribution ratio, Ultimate strength

초록

이 논문에서는 스트럿-타이 모델을 이용한 프리스트레스트 콘크리트 보의 해석 및 설계 시 프리스트레스트 콘크리트 보의 비선형 파괴거동 특성 및 복잡한 하중전달 메커니즘을 합리적인 방법으로 반영할 수 있는 단순한 형태의 부정정 스트럿-타이 모델을 제안하였다. 또한 현행 설계기준서의 스트럿-타이 모델 규정을 이 연구에서 제안한 부정정 스트럿-타이 모델에 접목시켜 프리스트레스트 콘크리트 보의 해석 및 설계를 수행할 수 있는 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율을 제안하였다. 이 연구에서 제안한 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율의 적합성을 검증하기 위해 파괴실험이 수행된 47개의 프리스트레스트 콘크리트 보의 극한강도를 평가하였으며, 그 결과를 현행 설계기준서의 스트럿-타이 모델 방법에 의한 평가결과와 비교분석 하였다.

검색어 : 프리스트레스트 콘크리트, 보, 스트럿-타이 모델, 하중분배율, 극한강도

1. 서론

스트럿-타이 모델 방법을 이용하여 프리스트레스트 콘크리트 보를 합리적이고 정확하게 설계하기 위해서는 프리스트레스트 콘크리트 보의 강도 및 거동 특성을 고려하여 보 내부의 하중전달 메커니즘을 적합하게 반영할 수 있는 스트럿-타이 모델을 선정하는 것이 가장 중요하다. 그러나 모든 현행 설계기준서의 스트럿-타이 모델 방법은 스트럿-타이 모델 구성요소의 유효강도에 관한 규정과 간단한 스트럿-타이 모델의 기본 개념만을 제공하고 있을 뿐 실무 설계의 적용을 위한 스트럿-타이 모델은 제시하지 않고 있다. 비록 소수 연구자들에 의해 현재까지 전단경간이 짧은 프리텐션 콘크리트 깊은 보의 스트럿-타이 모델 해석 및 설계가 수행되었으나(Alshegeir and Ramirez, 1992; Ramirez, 1994; Shahawy and Cai, 1999; Tan et al., 2001; Yun and Lee, 2005), 그들 연구에 사용된 스트럿-타이

* 정회원 · 경북대학교 BK21플러스 친환경융합건설기술인력사업단 연구교수 (Kyungpook National University · hschae11@knu.ac.kr)

** 정회원 · 교신저자 · 경북대학교 토목공학과 교수 (Corresponding Author · Kyungpook National University · ymyun@knu.ac.kr)

Received December 13, 2014/ revised May 26, 2015/ accepted June 13, 2015

모델 및 그 방법 또한 지나치게 복잡하여 실무에 적용하기에는 한계가 있다.

이 연구에서는 프리스트레스트 콘크리트 보의 강도 및 비선형 거동 특성을 설계 시 합리적으로 반영하여 설계를 수행할 수 있는 1차 부정정 트러스 구조의 스트럿-타이 모델(이하 부정정 스트럿-타이 모델)을 제안하였다. 또한 제안한 부정정 스트럿-타이 모델을 정정 스트럿-타이 모델로 변환시켜 현행 설계기준서의 스트럿-타이 모델 방법을 이용하여 프리스트레스트 콘크리트 보의 설계를 가능하게 하는 하중분배율을 제안하였다. 제안한 하중분배율은 프리스트레스트 콘크리트 보의 강도 및 거동에 영향을 미치는 전단경간에 대한 유효깊이 비(이하 전단경간비), 콘크리트의 압축강도, 프리스트레스 힘의 크기, 그리고 골재 맞물림 등의 영향을 고려하여 결정하였다. 이 연구에서 제안한 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율의 적합성을 검증하기 위해 파괴실험이 수행된 47개의 프리텐션 콘크리트 보의 극한강도를 이 연구의 부정정 스트럿-타이 모델을 비롯한 기존문헌 및 설계기준서의 스트럿-타이 모델을 이용하여 평가하였으며, 그 결과를 비교분석 하였다.

2. 기존문헌의 스트럿-타이 모델 및 하중분배율

콘크리트 보의 설계는 일반적으로 Fig. 1(a)의 하중점과 지지점을 콘크리트 스트럿으로 연결한 아치 메커니즘의 스트럿-타이 모델과 Fig. 1(b)의 수직 철근의 영향을 고려한 수직 트러스 메커니즘의 스트럿-타이 모델과 같은 정정 스트럿-타이 모델을 이용하여 수행한다. 이러한 정정 스트럿-타이 모델의 스트럿과 타이는 스트럿 및 타이 요소의 강성에 관계없이 일정한 단면력을 가지며, 이때 단면력은 절점에서의 평형조건을 이용하여 구한다.

CSA(2004)와 AASHTO LRFD(2010)는 설계영역의 하중경로나 응력흐름을 적절히 표현할 수 있는 모델을 선정하여야 한다는 기본적 개념을 제시하였으며, Fig. 1(a)와 같은 스트럿-타이 모델을 이용하여 콘크리트 보의 설계를 수행할 수 있도록 하고 있다. 이러한 개념은 ACI 318(2014)에서도 도입되어 Fig. 1(a)와 같은 하중점과

지지점을 연결한 스트럿-타이 모델을 이용하여 콘크리트 보의 설계를 수행할 수 있도록 하고 있다. 그러나 ACI 318은 압축과 인장의 방향이 유사할 수 없다는 원칙에 입각하여 스트럿과 타이의 이루는 각이 25° 보다 커야 한다는 기준을 제시함에 따라 Fig. 1(a)와 같은 모델은 실제적으로 $a/d = 1.8(a/z = 2.0, z = 0.9d, d = 0.9h)$ 미만의 보에서만 적용이 가능하도록 규정하고 있다. 따라서 $a/d \geq 1.8$ 의 콘크리트 보에 대해서는 ACI 445(2002)의 스트럿-타이 모델 설계예제집에서 소개한 것과 같이 Fig. 1(b)와 같은 모델을 이용할 수 있도록 규정하고 있다. CSA, AASHTO LRFD, ACI 318에서는 부정정 스트럿-타이 모델에 관한 별도의 기준이 없으며, 콘크리트 보의 설계를 위하여 제안된 부정정 스트럿-타이 모델은 없다.

FIB(2010)에서는 철근콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트 보의 설계를 위해 전단경간대 모멘트 팔길이의 비가 $a/z \leq 0.5$ 인 경우는 Fig. 1(a)의 아치 메커니즘의 Type A 모델을, $a/z \geq 2 + N_{sd}/2P$ 인 경우는 Fig. 1(b)의 트러스 메커니즘의 Type B 모델을, 그리고 $0.5 < a/z < 2 + N_{sd}/2P$ 인 경우는 Fig. 1(c)의 아치 메커니즘 및 트러스 메커니즘의 조합한 Type C의 모델을 제안하였다. 아치 메커니즘과 수직 트러스 메커니즘이 조합된 Type C의 모델은 부정정 트러스 구조이므로, FIB에서는 아치 메커니즘과 수직 트러스 메커니즘이 각각 부담하는 하중의 크기에 대한 기준, 즉 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율을 제시함으로써 힘의 평형조건을 이용하여 각 스트럿과 타이의 단면력을 구할 수 있도록 하였다. 아치 메커니즘과 수직 트러스 메커니즘이 조합된 모델을 위해 제시한 하중분배율은 다음과 같으며, 축력의 크기에 따른 하중분배율의 변화는 Fig. 2와 같다.

$$\alpha(\%) = \frac{F_D}{P} \times 100 = \frac{2a/z - 1}{3 + N_{sd}/P} \times 100 \quad (1)$$

여기서, F_D 는 수직 타이의 단면력을, P 는 보에 작용하는 수직하중을, 그리고 N_{sd} 는 보에 작용하는 축력을 나타낸다.

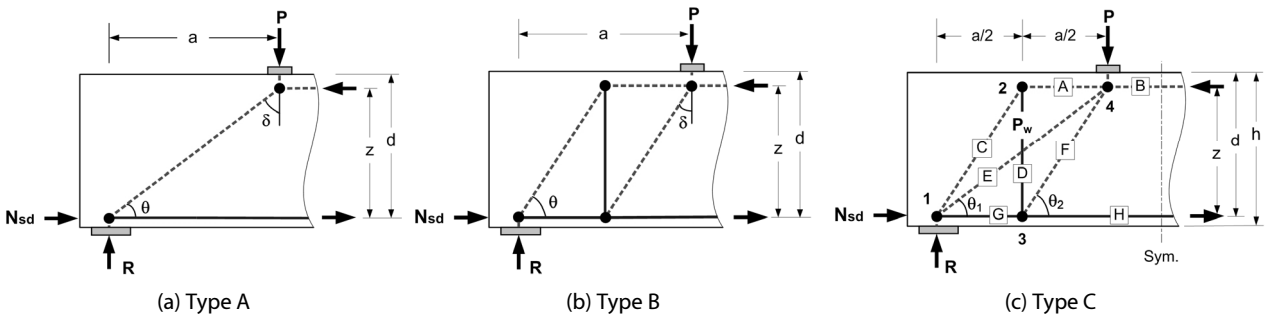


Fig. 1. Strut-Tie Models for Prestressed Concrete Beams

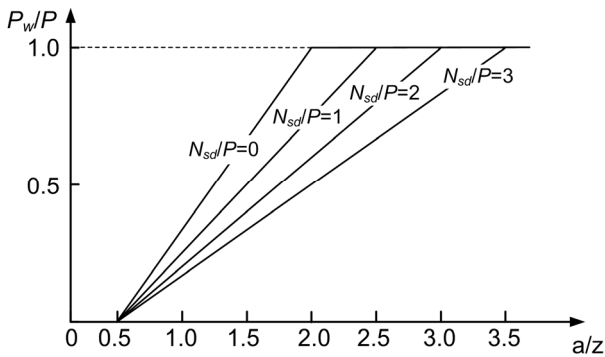


Fig. 2. FIB Load Distribution Ratio

Foster & Gilbert(1998)은 FIB(2010)와 같이 콘크리트 보의 설계를 위해 $a/z \leq 1$ 인 경우는 Fig. 1(a)의 Type A 모델을, $1 < a/z < \sqrt{3}$ 인 경우는 Fig. 1(c)의 Type C 모델을, 그리고 $a/z \geq \sqrt{3}$ 인 경우는 Fig. 1(b)의 Type B의 모델을 제안하였다. 또한 Fig. 1(c)의 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율은 다음과 같이 제안하였다.

$$\alpha(\%) = \frac{F_D}{P} \times 100 = \frac{a/z - 1}{\sqrt{3} - 1} \times 100 \quad (2)$$

3. 이 연구의 스트럿-타이 모델 및 하중분배율

3.1 스트럿-타이 모델

몇몇 연구문헌 및 설계기준서에서는 프리스트레스트 콘크리트 구조부재의 정착부 설계를 위한 스트럿-타이 모델은 제안하고 있으나, 프리스트레스트 콘크리트 보의 D-영역 설계를 위한 일반적인 스트럿-타이 모델은 FIB(2010)를 제외하고는 제안하고 있지 않다. 이 연구에서는 전단경간비가 $0.4(2 + N_{sd}/P) \leq a/d \leq 1.4(1 + N_{sd}/P)$ 인 프리스트레스트 콘크리트 보의 강도해석, 전단설계, 그리고 설계시의 휨과파괴 검토 등을 위해 Fig. 1(a)의 아치 메커니즘의 모델과 Fig. 1(c)의 복합 메커니즘의 모델을 제안하였다. 제안한 Fig. 1(c)의 모델은 프리스트레스트 콘크리트 보에 작용하는 축력의 크기에 따라 그 적용범위가 달라진다. 즉 제안한 모델은 축력에 대한 수직하중의 비 N_{sd}/P 가 0, 1.5, 3일 때 전단경간비가 각각 $0.8 \leq a/d \leq 1.4$, $1.4 \leq a/d \leq 3.5$, $2.0 \leq a/d \leq 5.6$ 인 보에 적용한다. N_{sd}/P 가 0이며 $a/d < 0.8$ 인 보, N_{sd}/P 가 1.5이며 $a/d < 1.4$ 인 보, 그리고 N_{sd}/P 가 3이며 $a/d < 2.0$ 인 보의 해석 및 설계는 Fig. 1(a)의 아치 메커니즘의 모델을 사용한다. 축력에 크기에 따른 전단경간비의 범위는 3.2절의 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율로부터 구하였다.

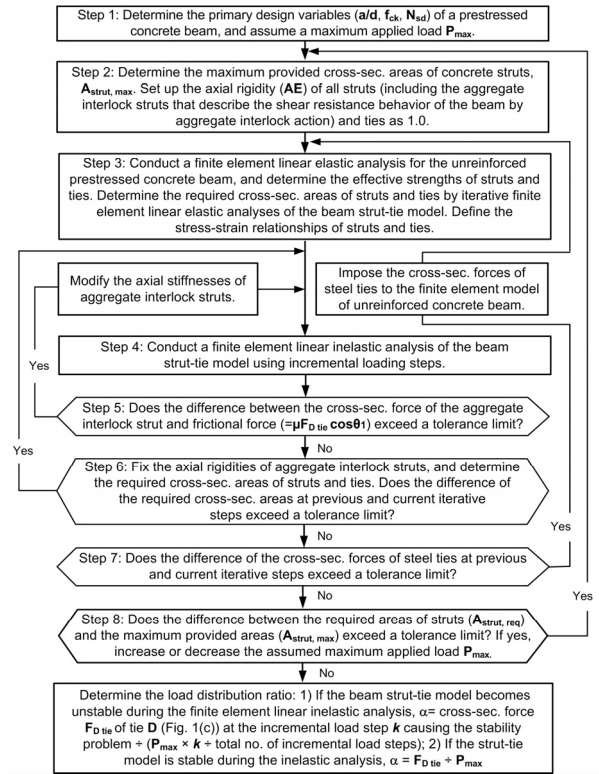


Fig. 3. Algorithm for Determining Load Distribution Ratio of Indeterminate Strut-Tie Model

3.2 하중분배율

Fig. 1(a)의 스트럿-타이 모델은 정정의 트러스 구조이므로 현행 설계기준에 준해서 프리스트레스트 콘크리트 보의 해석 및 설계가 가능하나, Fig. 1(c)의 스트럿-타이 모델은 부정정 트러스 구조이므로 그렇지 못하다. 따라서 이 연구에서는 FIB(2010) 및 Foster and Gilbert(1996)의 경우와 같이 힘의 평형조건으로부터 각 스트럿과 타이의 단면력을 구하여 현행 설계기준을 적용할 수 있도록 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율 $\alpha (=F_D/P \times 100, \%$ 단위)를 제안하였다. 제안한 하중분배율은 전단경간비 a/d , 콘크리트 강도 f_{ck} , 그리고 파괴 시의 PS강재의 힘에 대한 최대수직하중의 비 N_{sd}/P 등의 설계조건을 고려하는 Fig. 3의 알고리즘에 따라 결정하였다. 알고리즘의 주요 단계에 대한 부연설명은 다음과 같다.

단계 1~2: 임의 설계조건을 갖는 프리스트레스트 콘크리트 보의 부정정 스트럿-타이 모델에 프리스트레스트 힘 N_{sd} 와 가정한 최대수직하중 P 를 작용시킨다. 가정한 최대수직하중에 대한 지점 반력 R 을 구한다. 가정한 최대수직하중이 부정정 스트럿-타이 모델이 받을 수 있는 참된 최대수직하중인지 판단하기 위해 Fig. 1(c)의 주요 경사 스트럿 C, E, F의 최대단면적을 정의해야 한다. 이를 위해 먼저 가정한 최대수직하중 P 에 대한 하중판의 폭 및 지점 반력 R 에 대한 지지판의 폭 l_b 를 ACI 318(2014) 설계기준서의

절점영역의 유효강도를 만족하는 값을 가지는 것으로 결정한다.

$$l_b = \frac{P(\text{or } R)}{0.85 \beta_n f_{ck} b_w} \quad (3)$$

여기서, b_w 는 보의 폭이며, β_n 은 절점영역의 유효강도계수이다. Fig. 1(c)의 절점 1 및 4에는 각각 CCT(압축압축인장) 및 CCC(압축압축-압축) 절점영역이 형성되므로 β_n 의 값으로 각각 0.8 및 1.0을 취한다. 압축영역에 위치한 스트럿 A 및 B의 단면적은 Eq. (4)와 같이 보강재가 받는 힘의 크기에 따라 결정되는 등가응력블록의 깊이($\beta_1 c$)와 보의 폭 b_w 의 곱으로 결정한다.

$$A_{A,B\text{strut}} = ab_w = \beta_1 cb_w = \frac{A_p f_{ps} + A_s f_y}{0.85 f_{ck}} \quad (4)$$

여기서, β_1 은 등가응력블록에 대한 계수, c 는 보의 압축측 연단에서 중립축까지의 거리, A_s 는 휩철근량, A_p 는 PS강재의 단면적, f_{ps} 는 프리스트레스드 콘크리트 보가 파괴될 때의 PS강재의 인장강도, 그리고 f_y 는 철근의 항복강도를 나타낸다. Eq. (4)에서, PS강재 타이의 위치에서의 휩철근에 의한 인장력 $A_s f_y$ 는 PS강재에 의한 인장력 $A_p f_{ps}$ 에 비해 그 영향이 적을 것으로 판단하여 무시하며, 프리스트레스 힘 N_{sd} 는 $A_p f_{ps}$ 의 값으로 취한다. PS강재의 인장강도 f_{ps} 는 시산법을 통하여 결정해야하는 번거로움이 있어, 이 연구에서는 이를 PS강재의 항복강도 f_{py} 로 취한다. 하중판 및 지지판의 면적, 압축영역에 위치한 스트럿의 최대단면적, 철근 및 PS강재의 위치 등을 고려하여 경사 스트럿 C, E, F의 최대단면적을 결정한다. 결정한 콘크리트 스트럿의 최대단면적은 Fig. 4와 같다.

프리스트레스드 콘크리트 보에서는 골재의 맞물림 작용에 의한 전단저항 기능이 존재한다. 특히 전단경간이 짧은 보의 경우에는 그 영향을 무시할 수 없다. 이 연구에서는 그 영향을 고려하기 위하여 지점과 하중점을 연결하는 경사 스트럿의 위치에 중복으로

골재 맞물림 스트럿을 추가한다. 골재 맞물림 스트럿은 경사 스트럿 E와 동일한 위치에 있으므로, Fig. 4와 같이 경사 스트럿 E와 골재 맞물림 스트럿 최대단면적의 합이 절점영역 경계면을 초과하지 않는 것으로 정의하였다. Fig. 1(c)의 스트럿-타이 모델은 부정정 트러스 구조이므로 골재 맞물림 스트럿을 비롯한 모든 스트럿 및 타이의 축강성에 따라서 스트럿과 타이의 단면적 및 필요단면적이 달라진다. 초기에는 이들 스트럿과 타이의 축강성을 알 수 없으므로 이들 요소의 축강성 EA (E =탄성계수, A =단면적)을 단위 값으로 가정한다.

단위 축강성을 갖는 요소로 구성된 부정정 스트럿-타이 모델에 대해 선형탄성해석을 수행하여 압축과 인장을 받는 요소를 결정한다. 압축을 받는 요소는 콘크리트 스트럿으로, 인장을 받는 요소는 철근 타이로 취한 후, 각 콘크리트 스트럿 및 타이의 초기탄성계수 및 유효강도를 입력한다. 골재 맞물림 스트럿의 유효강도는 콘크리트의 압축강도로 취한다.

단계 3: 스트럿과 타이의 단면적, 스트럿-타이 모델의 기하학적 적합조건 만족여부, 그리고 절점영역의 강도조건 만족여부 등에 직접적인 영향을 미치는 스트럿과 타이의 유효강도를 결정한다. 철근 타이의 유효강도는 철근의 항복강도로 취하며, PS강재 타이의 유효강도는 PS강재의 항복강도 f_{py} 로 취한다. 그러나 콘크리트 스트럿의 유효강도는 스트럿이 위치한 곳의 응력 및 변형률 상태, 스트럿의 축방향 길이, 철근에 의한 콘크리트 스트럿의 구속의 정도 등을 비롯한 많은 요인에 따라 달라진다. 이 연구에서는 콘크리트 스트럿의 유효강도를 모든 경우의 스트럿-타이 모델에서 가장 정확하게 결정할 수 있는 것으로 알려진 Yun(2005)의 방법으로 결정한다(Jeon and Yun, 2010). 이 방법의 적용을 위하여 프리스트레스드 콘크리트 보를 2차원 무근콘크리트의 평면응력 유한요소로 모델링하여 선형탄성 유한요소해석을 수행한다.

각 스트럿과 타이의 축강성을 단위강성에서 초기탄성계수 값에 단위 값이 곱해진 값으로 수정한다. 이후 부정정 스트럿-타이 모델의 선형탄성해석을 수행하여 각 스트럿과 타이의 단면적을 구하고, 그 단면적을 유효강도로 나누어 각 스트럿 및 타이의 단면적과 축강성을 결정한다. 동일한 방법으로, 가정한 스트럿과 타이의 축강성과 구조해석 후의 스트럿과 타이의 축강성의 차이가 일정 한도 이내에 들어올 때까지 해석을 반복적으로 수행한다. 마지막 해석단계에서의 스트럿과 타이의 단면적을 스트럿과 타이의 필요 단면적으로 취한다.

각 스트럿과 타이의 탄성계수, 유효강도, 유효강도에 해당하는 변형률을 이용하여 각 콘크리트 스트럿, 철근 타이, 그리고 PS강재 타이의 재료구성모델을 Fig. 5와 같이 정의하고, 부정정 스트럿-타이 모델의 선형비탄성해석을 수행하기 위하여 매 하중증분단계에서 필요한 각 스트럿 및 타이의 접선탄성계수 E_c^t , E_s^t , E_p^t 를

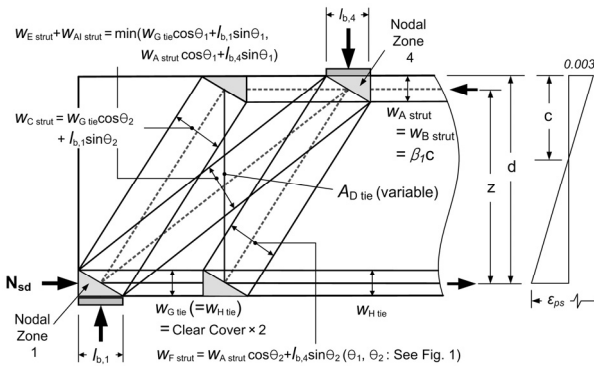


Fig. 4. Maximum Provided Widths of Concrete Struts

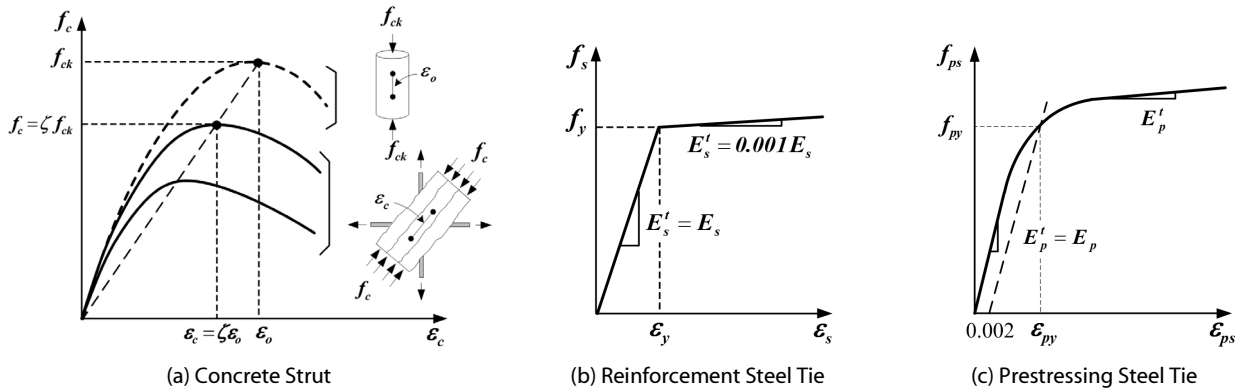


Fig. 5. Stress-strain Relationships of Strut and Tie

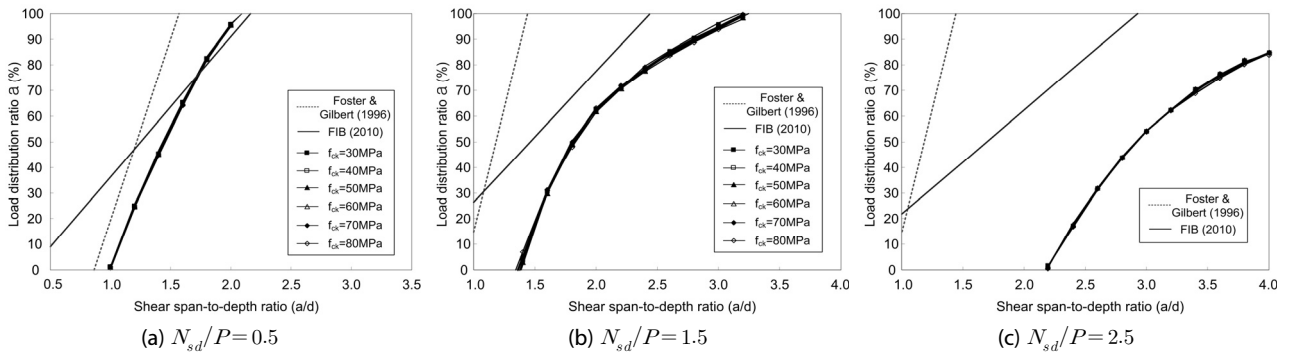


Fig. 6. Load Distribution Ratio for Indeterminate Strut-Tie Model

각 재료구성모델로부터 구한다. 콘크리트 스트럿의 접선탄성계수 E'_c 는 Fig. 5(a)와 같이 표현되는 Pang and Hsu(1995)의 응력-변형률 식을 콘크리트 스트럿의 증분변형률 $d\epsilon_c$ 로 미분하여 구한다. 철근 타이 및 PS강재 타이의 접선탄성계수는 각각 Fig. 5(b) 및 5(c)의 응력-변형률 관계로부터 구한다.

단계 4-6: 부정정 스트럿-타이 모델의 선형비탄성해석을 수행한 후, 철근 타이 D의 단면력으로부터 결정한 골재 맞물림 스트럿 위치에서의 마찰력($= \mu F_D \cos \theta_1$, $\mu =$ 균열면의 마찰계수 0.8, $F_D =$ 철근 타이 D의 단면력, $\theta_1 =$ 골재 맞물림 스트럿이 수평과 이루는 각)과 골재 맞물림 스트럿의 단면력의 차이가 일정 한도 내에 들어오는지 확인한다. 그 차이가 일정 한도 내에 들어오지 않는다면, 그 마찰력을 골재 맞물림 스트럿의 유효강도로 나누어 골재 맞물림 스트럿의 필요단면적을 수정한 후 부정정 스트럿-타이 모델의 선형비탄성해석을 다시 수행한다. 이와 같은 과정을 반복적으로 수행하여 골재 맞물림 스트럿의 필요단면적을 결정한다. 결정한 골재 맞물림 스트럿의 필요단면적을 고정시킨 후, 반복적인 해석의 수행을 통해 나머지 스트럿과 타이의 필요단면적을 다시 결정하고, 이들 단면적에 대한 골재 맞물림 스트럿의 필요단면적을 또 다시 결정한다. 이 과정을 반복하여 골재 맞물림 스트럿을 비롯한

모든 스트럿과 타이의 최종적인 필요단면적을 결정한다.

단계 7-8: 이전 반복단계의 부정정 스트럿-타이 모델의 각 철근 및 PS강재 타이의 단면력과 현 반복단계의 각 단면력의 차이가 일정 한도 내에 들어오는지 확인한다. 일정 한도 내에 들어오지 않을 경우 단계 3으로 되돌아가 각 타이의 단면력을 구속력으로 치환하여 단계 1에서 가정한 최대수직하중 및 프리스트레스 힘과 더불어 외부하중으로 2차원 무근콘크리트 평면응력 유한요소모델에 작용시킨다. 각 타이의 단면력의 차가 일정 한도 내에 들어올 경우 단계 6에서 결정한 각 스트럿의 필요단면적과 단계 2에서 정의한 각 스트럿의 최대단면적의 차이가 일정 한도 내에 들어오는지 확인한다. 그 차이가 일정 한도 내에 들어올 경우 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율을 Fig. 3의 마지막 단계와 같이 정의하고, 그렇지 않을 경우 최대수직하중을 수정하여 단계 2로 되돌아간다.

프리스트레스드 콘크리트 보의 주요 설계변수가 하중분배율에 미치는 영향을 분석하기 위하여 Fig. 1(c)에서 $a/d = 0.8 \sim 5.6$, $N_{sd}/P \leq 3.0$, $f_{ck} = 30 \sim 80 \text{MPa}$, $f_y = 400 \text{MPa}$, $f_{py} = 1680 \text{MPa}$, $f_{pu} = 1860 \text{MPa}$, 유효깊이 $d = 750 \text{mm}$, 높이 $h = 900 \text{mm}$, 길이 $L = 1700 \sim 8900 \text{mm}$, 그리고 두께 $b_w = 150 \text{mm}$ 인 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율을 Fig. 3의 알고리즘에 따라 결정하였다.

결정한 하중분배율을 기존의 FIB(2010) 및 Foster and Gilbert (1996) 등의 하중분배율과 함께 Fig. 6에 나타내었다. Fig. 6으로부터 다음과 같은 사실을 알 수 있다. 첫째, Fig. 6(a)의 경우와 같이 프리스트레스 힘의 크기가 작을 경우 a/d 가 1 부근에서 철근콘크리트 보 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율(Chae and Yun, 2015)과 유사하게 대부분의 전단력을 아치 메커니즘이 부담한다. 이는 전단경간비 a/d 가 1 보다 큰 철근콘크리트 및 프리스트레스 보에서 수직 트러스 메커니즘과 아치 메커니즘을 조합한 이 연구의 부정정 스트럿-타이 모델이 유효하게 적용될 수 있음을 의미한다. 둘째, 기존의 하중분배율과 다르게 이 연구의 하중분배율은 프리스트레스 힘의 크기가 커질수록 아치 메커니즘이 모든 전단력을 부담하는 a/d 의 범위가 점차적으로 확대된다. 또한 프리스트레스 힘의 크기가 커질수록 프리스트레스 콘크리트 보의 하중분배율이 기존의 철근콘크리트 보의 것에 비해 전 영역의 a/d 에서 더 작다는 것을 알 수 있는데, 이는 프리스트레스 콘크리트 보는 일반적인 철근콘크리트 보에 비해 아치 메커니즘에 의한 전단저항기능이 더 크다는 것을 의미하며, 따라서 동일한 설계조건에서 필요로 하는 수직 전단철근량이 철근콘크리트 보에 비해 감소될 수 있음을 말해준다. 이는 프리스트레스 힘의 크기가 커질수록 콘크리트가 부담하는 전단강도 V_c 가 커져 필요한 수직 전단철근량이 철근콘크리트 보에 비해 작아진다는 기존 설계기준의 개념과 일치하는 것이다. 셋째, 기존의 하중분배율은 a/d 와 선형적인 관계를 보이는데 비해 이 연구의 하중분배율은 a/d 및 프리스트레스 힘에 대해 비선형적인 관계를 보인다. 이는 이 연구의 하중분배율이 주요설계변수 간의 비선형적인 상관관계를 통해 프리스트레스 콘크리트 보의 하중저항성능 및 파괴거동의 변화를 반영하는 요소임을 말해준다. 마지막으로, Chae and Yun(2015)의 철근콘크리트 보의 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율과는 달리, 프리스트레스 콘크리트 보에서는 콘크리트의 압축강도는 전단경간비 및 프리스트레싱 강도에 의한 축력 등의 설계변수에 비해 지배적인 설계변수가 아님을 알 수 있다.

이 연구에서는 Fig. 6과 같은 하중분배율을 모든 프리스트레스 콘크리트 보의 부정정 스트럿-타이 모델 해석 및 설계에 간단히 적용할 수 있는 식을 곡선조정을 통하여 다음과 같이 제안하였다.

$$\alpha(\%) = \beta(a/d - \eta)^2 + \gamma \quad \text{for } a/d \leq \eta \quad (5)$$

$$\alpha(\%) = \gamma \quad \text{for } a/d > \eta$$

여기서, β , η , 그리고 γ 는 축력의 크기에 따른 하중분배율의 변화를 고려하기 위한 변수로서, 다음과 같다.

$$\beta = -50 + 16N_{sd}/P \quad \text{for } N_{sd}/P \leq 1.5 \quad (6a)$$

$$\beta = -24 + 4N_{sd}/P \quad \text{for } N_{sd}/P > 1.5$$

$$\eta = 2.3 + 0.6N_{sd}/P \quad \text{for } N_{sd}/P \leq 1.5 \quad (6b)$$

$$\eta = 2.4 + 0.9N_{sd}/P \quad \text{for } N_{sd}/P > 1.5$$

$$\gamma = 115 - 10N_{sd}/P \quad \text{for } N_{sd}/P \leq 1.5 \quad (6c)$$

$$\gamma = 140 - 20N_{sd}/P \quad \text{for } N_{sd}/P > 1.5$$

4. 프리스트레스 콘크리트 보의 극한강도 평가

4.1 프리스트레스 콘크리트 보의 제원

프리스트레스 콘크리트 보의 해석 및 설계를 위한 이 연구의 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율의 적합성을 평가하기 위해 Kaufman and Ramirez(1988), Tan and Mansur(1992), Shahawy and Batchelor(1996), 그리고 Saqan and Frosch(2009) 등에 의해 파괴실험이 수행된 다양한 설계변수를 갖는 시험체 중 $a/d \leq 5.6$ 이며 $P_{ps}/P \leq 3.0$ 인 47개 프리스트레스 콘크리트 보를 선정하였으며, 이들 보의 극한강도를 ACI 318(2014)의 정정 스트럿-타이 모델에 의한 방법과 FIB(2010), Foster and Gilbert(1998), 그리고 이 연구의 부정정 스트럿-타이 모델에 의한 방법 등으로 평가하였다. 이들 47개 프리스트레스 콘크리트 보는 양 끝단에 프리스트레스 힘을 받는 상태에서 1점 또는 2점 수직하중 조건으로 실험되었다. 이들 보에 대한 상세정보는 각 참고문헌에 있으며, 간략한 제원은 Table 1과 같다.

4.2 정정 스트럿-타이 모델에 의한 극한강도 평가

ACI 318(2014)의 스트럿-타이 모델 설계기준에 의한 극한강도 평가 시 프리스트레스 콘크리트 보의 전단지간대 모멘트 팔길이의 비가 $a/z < 2.0$ 일 때는 Fig. 1(a)의 아치 메커니즘을 대변하는 정정 스트럿-타이 모델을, $a/z \geq 2.0$ 일 때는 Fig. 1(b)의 수직 트러스 메커니즘을 대변하는 정정 스트럿-타이 모델을 사용하였다. FIB(2010)의 스트럿-타이 모델 설계기준에 의한 극한강도 평가 시 전단지간대 모멘트 팔길이의 비가 $a/z \leq 0.5$ 일 때는 Fig. 1(a)의 정정 스트럿-타이 모델을, $a/z \geq 2 + N_{sd}/2P$ 일 때는 Fig. 1(b)의 정정 스트럿-타이 모델을 사용하였다. Foster and Gilbert(1998)의 방법에 의한 극한강도 평가 시 $a/z \leq 1$ 인 경우는 Fig. 1(a)의 정정 스트럿-타이 모델을, $a/z \geq \sqrt{3}$ 인 경우는 Fig. 1(b)의 정정 스트럿-타이 모델을 사용하였다. 이 연구의 방법에 의한 극한강도 평가 시 N_{sd}/P 가 0이며 전단경간비가 $a/d < 0.8$ 인 경우, N_{sd}/P 가 1이며 $a/d < 1.2$ 인 경우, N_{sd}/P 가 2이며 $a/d < 1.6$ 인 경우, 그리

Table 1. Specification of Prestressed Concrete Beams tested to Failure

Investigators	No. of Beams	b_w (mm)	d_p (mm)	h (mm)	f_{ck} (MPa)	A_{ps} (mm ²)	f_{pu} (MPa)	f_{py} (MPa)	a/d_p	ρ_w ($\times 10^{-2}$)	ρ_p ($\times 10^{-2}$)	$\frac{P_{ps}}{P_{test}}$
Kaufman & Ramirez (1988)	6	152	648~847	711~914	57.5 ~ 62.7	860.2 ~ 1290.3	1860	1675	2.35 ~ 2.82	0.238 ~ 0.333	0.871 ~ 1.000	1.61 ~ 2.57
Tan & Mansur (1992)	5	150	350	400	38.3 ~ 83.8	58.9 ~ 176.7	1623	1480	1.50 ~ 2.00	0	0.112 ~ 0.337	0.28 ~ 1.24
Shahawy & Batchelor (1996)	32	152	997~1009	1118	48.5 ~ 58.5	1480.5 ~ 1579.2	1860	1675	1.37 ~ 3.57	0.278 ~ 2.500	0.967 ~ 1.039	1.38 ~ 1.98
Saqan & Frosch (2009)	4	359~373	610~634	711	52.1 ~ 54.5	394.8 ~ 690.9	1860	1675	3.24 ~ 3.33	0	0.174 ~ 0.315	1.33 ~ 1.97
Total	47	150~373	350~1009	400~1118	38.3 ~ 83.8	58.9 ~ 1579.2	1623 ~ 1860	1480 ~ 1675	1.37 ~ 3.57	0 ~ 2.500	0.112 ~ 1.039	0.28 ~ 2.57

b_w : width of web; d_p : distance from top of beam to centroid of prestressing steel; h : height of beam; f_{ck} : strength of concrete; A_{ps} : cross-sectional area of prestressing steel; f_{pu} & f_{py} : ultimate and yield strength of prestressing steel; a : shear span; ρ_w : shear reinforcement ratio; $\rho_p = A_{ps}/(b_w d_p)$

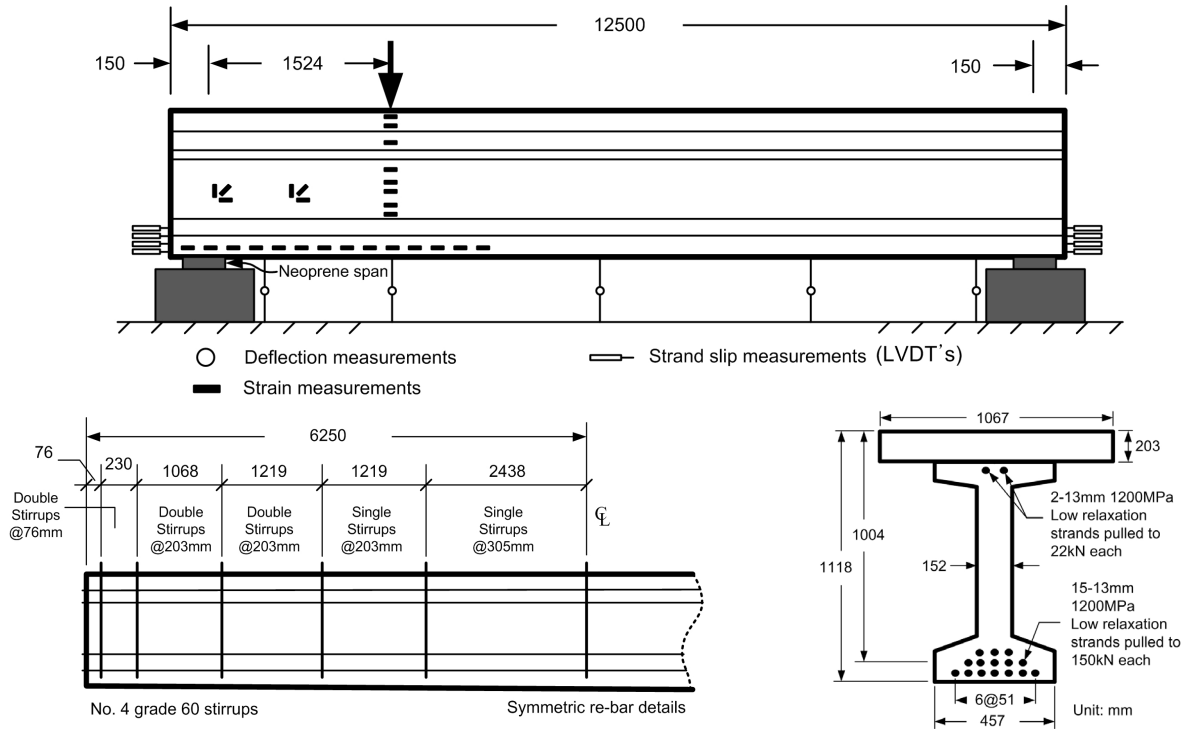


Fig. 7. Test Setup and Reinforcement Details of Beam B1-00-2RN (Shahawy & Batchelor, 1996)

고 N_{sd}/P 가 3이며 $a/d < 2.0$ 인 경우 Fig. 1(a)의 아치 메커니즘을 대변하는 정정 스트럿-타이 모델을 사용하였다.

Shahawy and Batchelor(1996)에 의해 파괴실험이 수행된 프리스트레스트 콘크리트 보 중 Fig. 7과 같은 단면형상 및 철근상세를 갖는 a/d 가 1.52($a/z=1.69$)인 B1-00-2RN을 대상으로 정정 스트럿-타이 모델, Yun(2010)의 스트럿 유효강도, 그리고 ACI 318 (2014)의 절점영역 유효강도 등을 이용한 극한강도 평가과정을

소개한다. 이 보의 극한강도는 다음의 단계에 따라 평가하였다. 첫째, ACI 318(2014)의 스트럿-타이 모델 설계기준에 따라 Fig. 1(a) and 1(b) 중 하나의 정정 스트럿-타이 모델을 선정하고, 각 스트럿 및 타이의 위치를 결정한다. 보 B1-00-2RN의 전단지간대 모멘트 팔길이의 비가 $a/z < 2.0$ 이므로, 이 보의 극한강도 평가를 위해 Fig. 8(a)와 같은 아치 메커니즘의 정정 스트럿-타이 모델을 선정하였다. Fig. 8(a)의 모델에서, 하부 수평 타이는 보 B1-00-2RN

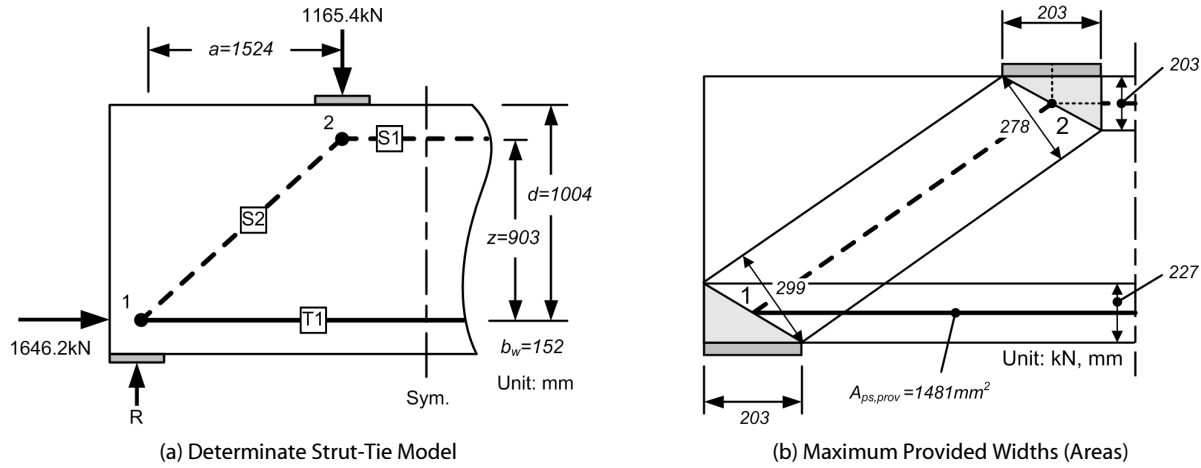


Fig. 8. Determinate Strut-Tie Model and Maximum Provided Widths (Areas) of Beam B1-00-2RN

의 하부 PS강재의 단면도심 위치와 같게 하였으며, 상부 수평 스트럿 S1은 상단에서 슬래브 두께의 반만큼 떨어진 곳에 위치시켰다. 둘째, 선정된 스트럿-타이 모델의 각 스트럿, 타이, 절점영역 수직경계면의 최대단면적(폭)을 결정한다. 이 연구에서는 보의 기하학적 형상, 하중판 및 지지판의 크기, 배근상세 등을 고려하는 ACI-ASCE 445(2010)의 방법으로 각 스트럿의 최대단면적 및 절점영역 수직경계면의 최대단면적을 Fig. 8(b)와 같이 결정하였다. 상부 수평 스트럿의 최대단면적은 슬래브의 두께인 203mm로 취하였으며, 하부 수평 타이가 배치될 수 있는 최대단면적은 보의 하단에서 PS강재 단면도심까지 거리의 두 배인 227mm로 취하였다. 경사 스트럿 S2의 최대단면적은 스트럿에 접한 두 절점영역 수직경계면의 폭으로부터 결정하였다. 즉 경사 스트럿 S2와 만나는 1번 및 2번 절점영역의 수직경계면 폭이 각각 299mm 및 278mm이므로, 이 중 작은 값을 경사 스트럿 S2의 최대단면적으로 취하였다. 철근 및 PS강재 타이의 최대단면적은 이들 타이의 위치에 배치된 철근 및 PS강재의 단면적으로 취하였다. 셋째, 각 스트럿, 타이, 절점영역의 유효강도를 결정한다. 콘크리트 스트럿의 유효강도는 이 연구의 모든 경우에 있어서 Yun(2005)의 방법으로 결정하였다. ACI 318(2014)의 스트럿 유효강도를 사용하지 않은 것은 한 가지 방법으로 결정된 스트럿 유효강도를 사용하여야만 스트럿의 유효강도 차이로부터 발생하는 극한강도 평가결과의 변동을 최소화하고 스트럿-타이 모델의 형태가 극한강도 평가결과에 미치는 영향을 잘 분석할 수 있기 때문이다. 하부 수평 PS강재 타이의 유효강도는 PS강재의 항복강도로 취하였다. 절점영역의 유효강도는 모든 경우에 있어서 ACI 318(2014)의 것만을 사용하였으며, 강도평가 시 하중의 지속효과를 고려하는 계수 0.85는 고려하지 않았다. 넷째, 주어진 하중에 대한 각 스트럿 및 타이의 필요단면적과 절점영역 수직경계면의 필요단면적을 결정하고, 이들의 필요단

면적 및 최대단면적을 비교하여 극한강도를 결정한다. 극한강도는 프리스트레스트 콘크리트 보의 실험방법을 고려하여 먼저 정정 스트럿-타이 모델에 수평의 프리스트레스 힘을 가한 후 수직하중을 재하시키는 단계별 해석을 통하여 결정하였다. 보 B1-00-2RN의 실험파괴하중 1165.4kN 및 프리스트레스 힘 1646.2kN에 대한 각 스트럿 및 타이의 단면적은 절점에서의 평형조건을 이용하여 구하고, 그 단면적을 유효강도로 나누어 각 스트럿 및 타이의 필요단면적을 결정하였다. Table 2는 보 B1-00-2RN의 단계별 극한강도 평가과정 및 결과를 보인 것으로, 실험파괴하중의 79%인 922.1kN에서 스트럿 S2가 파괴되는 것으로 나타났다. 이 상태 하에서 스트럿-타이 모델 절점영역의 강도를 검토하였으며, Table 2(c)에 나타난 것과 같이 스트럿-타이 모델의 모든 절점영역은 파괴되지 않은 것으로 나타났다. 따라서 보 B1-00-2RN의 강도는 실험파괴하중의 79%로 결정되었다. 정정 스트럿-타이 모델을 이용하여 극한강도를 평가하는 이 과정을 모든 보에 동일하게 적용하였다. Fig. 1(b)의 수직 트러스 메커니즘의 정정 스트럿-타이 모델에 의한 극한강도 평가과정도 위 과정과 매우 유사하므로, 그 과정은 소개하지 않는다.

4.3 부정정 스트럿-타이 모델에 의한 극한강도 평가

FIB(2010) 및 Foster and Gilbert(1998)의 스트럿-타이 모델 설계기준에 의한 프리스트레스트 콘크리트 보의 극한강도 평가 시 전단지간대 모멘트 팔길이의 비가 각각 $0.5 < a/z < 2 + N_{sd}/2P$ 및 $1 < a/z < \sqrt{3}$ 일 때 Fig. 1(c)의 부정정 스트럿-타이 모델을 사용하였다. 또한 이 연구의 방법에 의한 극한강도 평가 시 전단지간대 비가 $0.4(2 + N_{sd}/P) \leq a/d \leq 1.4(1 + N_{sd}/P)$ 일 때 Fig. 1(c)의 부정정 스트럿-타이 모델을 사용하였다.

이 절에서는 보 B1-00-2RN을 대상으로 이 연구의 부정정 스트럿

Table 2. Strength Evaluation of Beam B1-00-2RN with Statically Determinate Strut-Tie Model

(a) Strength Verification of Element T1 under Prestressing Force N_{sd}

Element No.	Element Type	ν_s	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	$w_{req.}$ (mm)	$w_{prov.}$ (mm)	$\frac{w_{prov.}}{w_{req.}}$	Safety
T1	Strut	1.00	53.9	53.9	1646.2	72.0	226.9	3.15	○

F_u = cross-sectional force; eff. strength of strut $f_{cu} = \nu_s f_{ck}$; $w_{req.} = F_u / bf_{cu}$; ○: safe

(b) Strength Verification of Strut and Tie

Element No.	Element Type	ν_s	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	$w_{req.}$ (mm)	$w_{prov.}$ (mm)	$\frac{w_{prov.}}{w_{req.}}$	Safety
S1	Strut	1.00	53.9	53.9	1557.0	40.7	203.2	5.14	○
S2	Strut	0.79	53.9	42.7	1809.6	278.4	278.4	1.00	×
Element No.	Element Type	ν_t	f_s (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	$A_{s,req.}$ (mm ²)	$A_{s,prov.}$ (mm ²)	$\frac{A_{s,prov.}}{A_{s,req.}}$	Safety
T1	Tie	1.00	562.8	562.8	-89.2	-	1481	-	○

F_u = cross-sectional force under 79% of failure load; eff. strength of strut $f_{cu} = \nu_s f_{ck}$; eff. strength of tie $f_{cu} = \nu_t f_s$; $w_{req.} = F_u / bf_{cu}$; $f_s = f_{ps} - f_{pe}$; ×: unsafe

(c) Strength Verification of Nodal Zone

Node No.	Node Type	ν_n	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)		$w_{req.}$ (mm)	$w_{prov.}$ (mm)	$\frac{w_{prov.}}{w_{req.}}$	Safety
1	CCC	1.00	53.9	53.9	R	922.1	40.3	203.2	5.04	○
					S1-2	1809.6	79.1	298.8	3.78	○
					Nsd	1646.2	72.0	226.9	3.15	○
					S1-4	89.2	3.9	226.9	58.2	○
2	CCC	1.00	53.9	53.9	P	922.1	24.1	203.2	8.43	○
					S2-1	1809.6	47.3	278.4	5.88	○
					S2-3	1557.0	40.7	203.2	4.99	○

F_u = cross-sectional force under 79% of failure load; eff. strength at nodal zone boundary $f_{cu} = \nu_n f_{ck}$; $w_{req.} = F_u / bf_{cu}$; R= support reaction; P= applied load (79% of failure load); Nsd= prestressing force

타이 모델 및 하중분배율, Yun(2005)의 스트럿 유효강도, 그리고 ACI 318(2014)의 절점영역 유효강도 등을 이용한 극한강도 평가과정을 소개한다. 극한강도는 다음의 단계에 따라 평가하였다. 첫째, 이 연구에서 제안한 스트럿-타이 모델 선정기준에 따라 스트럿-타이 모델을 선정하고, 각 스트럿 및 타이의 위치를 결정한다. 보 B1-00-2RN에 작용하는 축력에 대한 수직하중의 비가 $N_{sd}/P = 1.41$ 이므로 전단경간비가 $a/d < 1.36$ 일 때는 아치 메커니즘의 정정 스트럿-타이 모델을, 전단경간비가 $1.36 \leq a/d \leq 3.37$ 일 때는 복합 메커니즘의 부정정 스트럿-타이 모델을 사용해야 한다. 따라서 보 B1-00-2RN의 전단경간비가 $a/d = 1.52$ 이므로, 이 보의 극한강도 평가를 위해 Fig. 9(a)와 같은 부정정 스트럿-타이 모델을 선정하였다. 선정된 모델의 하부 수평 타이는 보 B1-00-2RN의 하부

PS강재의 단면도심 위치와 같게 하였으며, 상부 수평 스트럿 S1은 상단에서 슬래브 두께의 반만큼 떨어진 곳에 위치시켰다. 둘째, Eq. (5)를 이용하여 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율을 결정한다. 결정된 하중분배율은 다음과 같다.

$$\alpha (\%) = \beta(a/d - \eta)^2 + \gamma \tag{7}$$

$$= -27.4 \times (1.52 - 3.15)^2 + 100.9 \approx 28.1$$

여기서, $\beta = -50 + 16N_{sd}/P = -50 + 16 \times 1.41 \approx -27.4$

$$\eta = 2.3 + 0.6N_{sd}/P = 2.3 + 0.6 \times 1.41 \approx 3.15$$

$$\gamma = 115 - 10N_{sd}/P = 115 - 10 \times 1.41 = 100.9$$

셋째, 보 B1-00-2RN의 기하학적 형상, 하중판 및 지지판의 크기, 하중분배율, 배근상세 등을 고려하여 스트럿 및 절점영역 수직경계면의 최대단면적을, 그리고 철근 및 PS강재의 배치상세를 고려하여 철근 및 PS강재 타이의 단면적을 결정한다. 결정된 최대단면적 및 최대단면적은 Fig. 9(b)와 같다. 넷째, 각 스트럿, 타이, 절점영역의 유효강도를 4.2절에 소개한 방법으로 결정한다. 다섯째, 주어진 하중에 대한 각 스트럿 및 타이의 단면력을 하중분배율 및 절점에서의 평형조건을 이용하여 구하고, 그 단면력을 유효강도로 나누어 각 스트럿 및 타이의 필요단면적을 결정한다. 또한 결정된 필요단면적 및 최대단면적을 비교하여 극한강도를 결정한다. 보의 극한강도는 부정정 스트럿-타이 모델에 수평의 프리스트레스 힘을

가한 후 두 개의 스트럿 또는 타이이 파괴되어 1차의 부정정 스트럿-타이 모델이 불안정해질 때까지 수직하중을 재하시키는 단계별 해석을 통하여 결정하였다. Table 3은 보 B1-00-2RN의 단계별 극한강도 평가과정 및 결과를 보인 것이다.

부정정 스트럿-타이 모델의 1차 파괴는 Fig. 10(a)와 Table 3(b)에 나타난 것과 같이 아치 메커니즘을 구성하는 부정정 요소인 스트럿 S5가 최대로 받을 수 있는 하중상태, 즉 실험파괴하중의 84%인 974.3kN에서 발생하였다. 1차 파괴 후 스트럿 S5를 제외한 다른 스트럿과 타이는 여분의 하중전달성능을 가지고 있으므로 수직 트러스 메커니즘을 구성하는 스트럿과 타이에 의해 추가적인 하중을 지점으로 전달할 수 있다. 추가적인 하중을 작용시킨 결과,

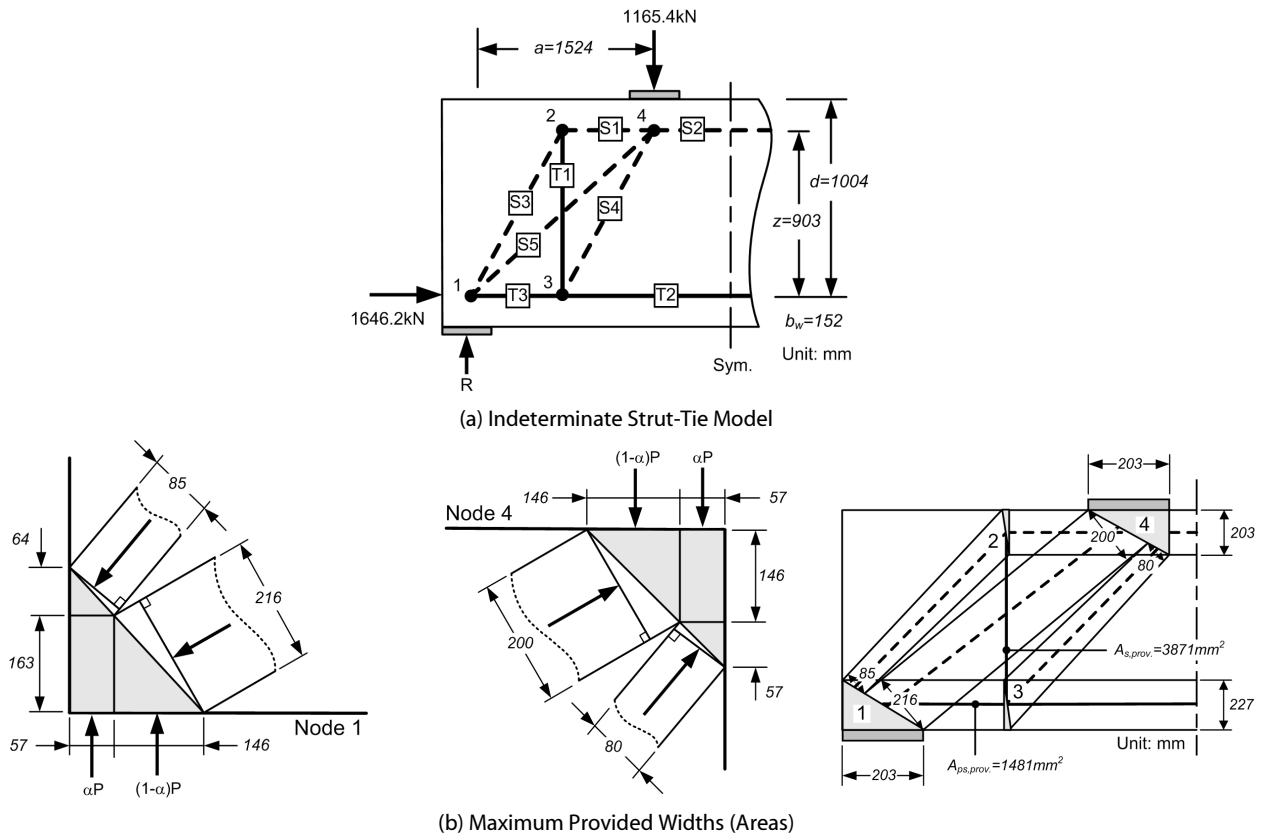


Fig. 9. Determinate Strut-Tie Model and Maximum Provided Widths (Areas) of Beam B1-00-2RN

Table 3. Strength Evaluation of Beam B1-00-2RN with Statically Indeterminate Strut-Tie Model

(a) Strength Verification of Elements T2 and T3 under Prestressing Force N_{sd}

Element No.	Element type	ν_s	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	$w_{req.}$ (mm)	$w_{prov.}$ (mm)	$\frac{w_{prov.}}{w_{req.}}$	Safety
T2	Strut	1.00	53.9	53.9	1646.2	72.0	226.9	3.15	○
T3	Strut	1.00	53.9	53.9	1646.2	72.0	226.9	3.15	○

F_u = cross-sectional force; eff. strength of strut $f_{cu} = \nu_s f_{ck}$; $w_{req.} = F_u / b f_{cu}$; ○: safe

Table 3. Strength Evaluation of Beam B1-00-2RN with Statically Indeterminate Strut-Tie Model (Continued)

(b) Strength Verification of Struts and Ties at First Failure

Element No.	Element type	ν_s	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	$w_{req.}$ (mm)	$w_{prov.}$ (mm)	$\frac{w_{prov.}}{w_{req.}}$	Safety
S1	Strut	1.00	53.9	53.9	231.0	6.0	203.2	33.6	○
S2	Strut	1.00	53.9	53.9	1644.9	43.0	203.2	4.73	○
S3	Strut	0.70	53.9	37.6	358.1	62.3	84.7	1.36	○
S4	Strut	0.73	53.9	39.2	358.1	60.0	80.4	1.34	○
S5	Strut	0.84	53.9	45.1	1374.7	200.2	200.2	1.00	×

Element No.	Element type	ν_t	f_s (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	$A_{s,req.}$ (mm ²)	$A_{s,prov.}$ (mm ²)	$\frac{A_{s,prov.}}{A_{s,req.}}$	Safety
T1	Tie	1.00	413.7	413.7	273.7	661	3871	5.85	○
T2	Tie	1.00	562.8	562.8	-1.34	-	1481	-	○
T3	Tie	1.00	562.8	562.8	-232.4	-	1481	-	○

F_u = cross-sectional force under 84% of failure load; eff. strength of strut $f_{cu} = \nu_s f_{ck}$; eff. strength of tie $f_{cu} = \nu_t f_s$; $w_{req.} = F_u / bf_{cu}$; eff. strength of T2 and T3 $f_s = f_{ps} - f_{pe}$; ×: unsafe

(c) Strength Verification of Struts and Ties at Second Failure

Element No.	Element type	ν_s	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	$w_{req.}$ (mm)	$w_{prov.}$ (mm)	$\frac{w_{prov.}}{w_{req.}}$	Safety
S1	Strut	1.00	53.9	53.9	310.0	8.1	203.2	25.1	○
S2	Strut	1.00	53.9	53.9	1802.9	47.1	203.2	4.31	○
S3	Strut	0.70	53.9	37.6	480.6	83.9	84.7	1.01	○
S4	Strut	0.73	53.9	39.2	480.6	80.4	80.4	1.00	×

Element No.	Element type	ν_t	f_y (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)	$A_{s,req.}$ (mm ²)	$A_{s,prov.}$ (mm ²)	$\frac{A_{s,prov.}}{A_{s,req.}}$	Safety
T1	Tie	1.00	413.7	413.7	367.2	888	3871	4.36	○
T2	Tie	1.00	562.8	562.8	288.7	172	1481	8.59	○
T3	Tie	1.00	562.8	562.8	-21.3	-	1481	-	○

F_u = cross-sectional force under 92%(=84%+8%) of failure load

(d) Strength Verification of Nodal Zones

Node No.	Node type	ν_n	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	F_u (kN)		$w_{req.}$ (mm)	$w_{prov.}$ (mm)	$\frac{w_{prov.}}{w_{req.}}$	Safety
1	CCC	1.00	53.9	53.9	R	1067.7	46.7	203.2	4.35	○
					S1-2	480.6				
					S1-4	1374.7	85.0	301.2	3.54	○
					Nsd	1646.2				
					S1-3	21.3				
2	CCT	0.80	53.9	43.1	S2-1	480.6	15.7	1296	82.5	○
					S2-4	310.0	10.1	203.2	20.1	○
3	CCT	0.80	53.9	43.1	S3-6	288.7	21.0	226.9	10.8	○
					S3-1	21.3	1.6	226.9	146	○
					S3-4	480.6	35.0	1311	37.4	○
4	CCC	1.00	53.9	53.9	P	1067.7	27.9	203.2	7.28	○
					S4-1	1374.7	54.8	278.4	5.08	○
					S4-2	310.0				
					S4-3	480.6				
					S4-5	1802.8	47.1	203.2	4.31	○

F_u = cross-sectional force under 92% of failure load; eff. strength at nodal zone boundary $f_{cu} = \nu_n f_{ck}$; $w_{req.} = F_u / bf_{cu}$; R= rupport Reaction; P= applied load (92% of failure load); Nsd= prestressing force

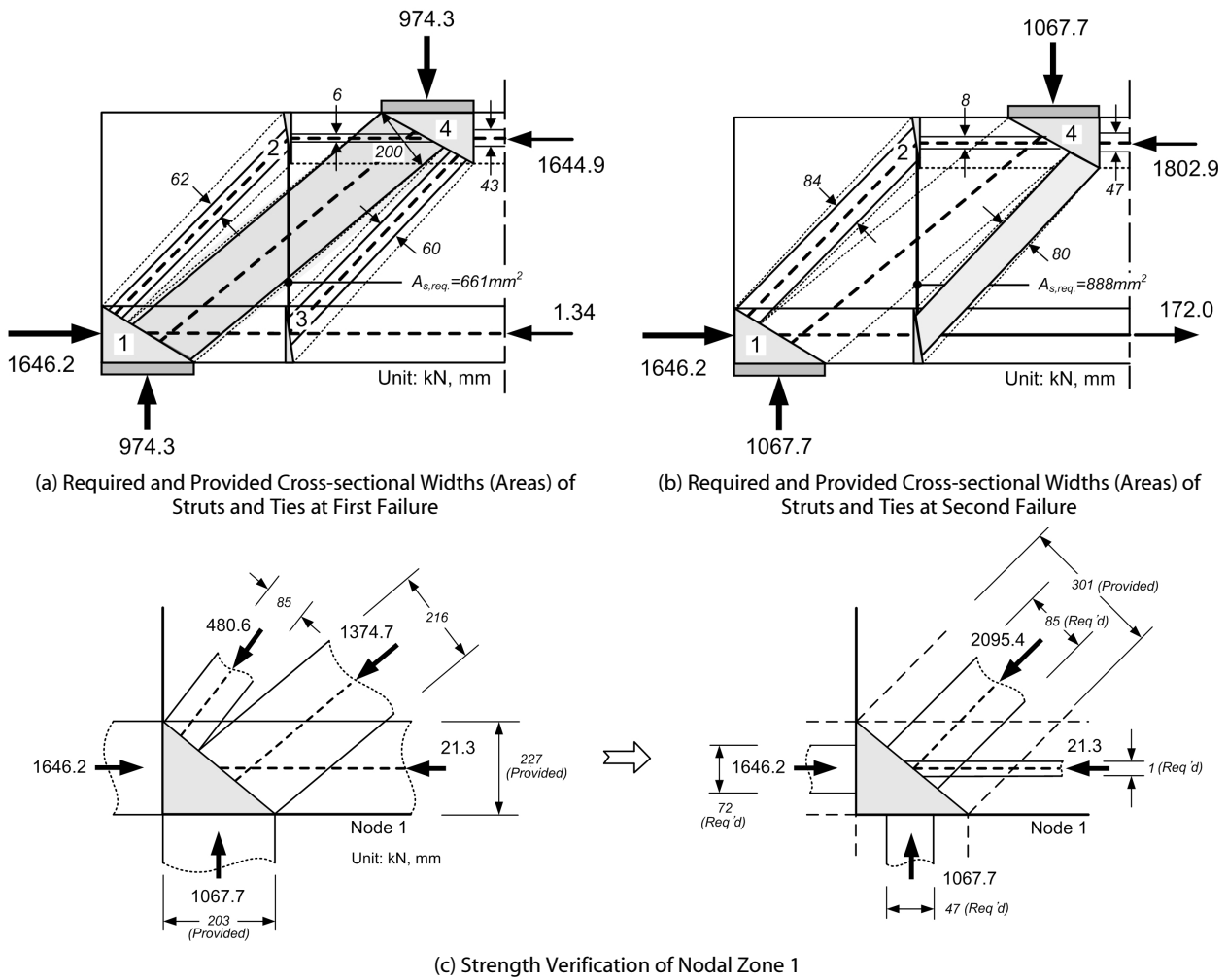


Fig. 10. Strength Evaluation of Beam B1-00-2RN by using Proposed Indeterminate Strut-Tie Model

스트럿-타이 모델의 2차 파괴는 Fig. 10(b) and Table 3(c)에 나타난 것과 같이 스트럿 S4의 파괴에 의해 실험파괴하중의 92%인 1067.7kN에서 발생하였다. 2차 파괴 이후 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 1067.7kN 하에서 스트럿-타이 모델 절점영역의 강도를 검토하였다. Fig. 10(c) 및 Table 3(d)에서 알 수 있듯이 스트럿-타이 모델의 모든 절점영역은 파괴되지 않은 것으로 나타났다. 따라서 보 B1-00-2RN의 강도는 실험파괴하중의 92%로 결정되었다. 부정정 스트럿-타이 모델을 이용하여 극한강도를 평가하는 이 과정을 모든 보에 동일하게 적용하였다.

4.4 결과 고찰

파괴실험이 수행된 프리스트레스트 콘크리트 보의 극한강도를

현행 설계기준(ACI 318, 2014; FIB, 2010), Foster and Gilbert (1996), 그리고 이 연구 등의 정정 및 부정정 스트럿-타이 모델을 이용하여 평가하였으며, 그 결과는 Table 4와 같다. ACI 318의 정정 스트럿-타이 모델에 의한 프리스트레스트 콘크리트 보의 극한강도는 실험파괴하중의 142%로 평가되었으며, 변동계수는 35.1%로 나타났다. FIB 및 Foster and Gilbert의 정정 및 부정정 스트럿-타이 모델에 의한 보의 극한강도는 각각 실험파괴하중의 129% 및 134%로 평가되었으며, 변동계수는 27.7% 및 37.2%로 나타났다. 이 연구의 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율은 보의 극한강도를 실험파괴하중의 119%로 평가하였으며, 변동계수는 17.3%로 나타났다. FIB, Foster and Gilbert, 그리고 이 연구의 부정정 스트럿-타이 모델에 의한 방법보다 전반적으로 더 양호한 극한강도 평가결과를 보였는데, 이는 수직 트러스 메커니즘과 아치 메커니즘을 조합한

Table 4. Ultimate Strength of Prestressed Concrete Beams

Evaluation method		$P_{test}/P_{predicted}$			
		ACI 318 (2014)	FIB (2010)	Foster & Gilbert (1996)	Present Study
Kaufman & Ramirez (1988)		2.32	1.85	2.32	1.28
Tan & Mansur (1992)		1.02	1.02	1.02	1.02
Shahawy & Batchelor (1996)		1.35	1.25	1.24	1.22
Saqa & Frosch (2009)		1.09	1.09	1.09	1.09
Total	Mean	1.42	1.29	1.34	1.19
	STDEV	0.497	0.356	0.499	0.206
	COV(%)	35.1	27.7	37.2	17.3

STDEV: standard deviation; COV: coefficient of variation; *: Yun (2005)'s strut strength and ACI 318 (2014)'s nodal zone strength were used.

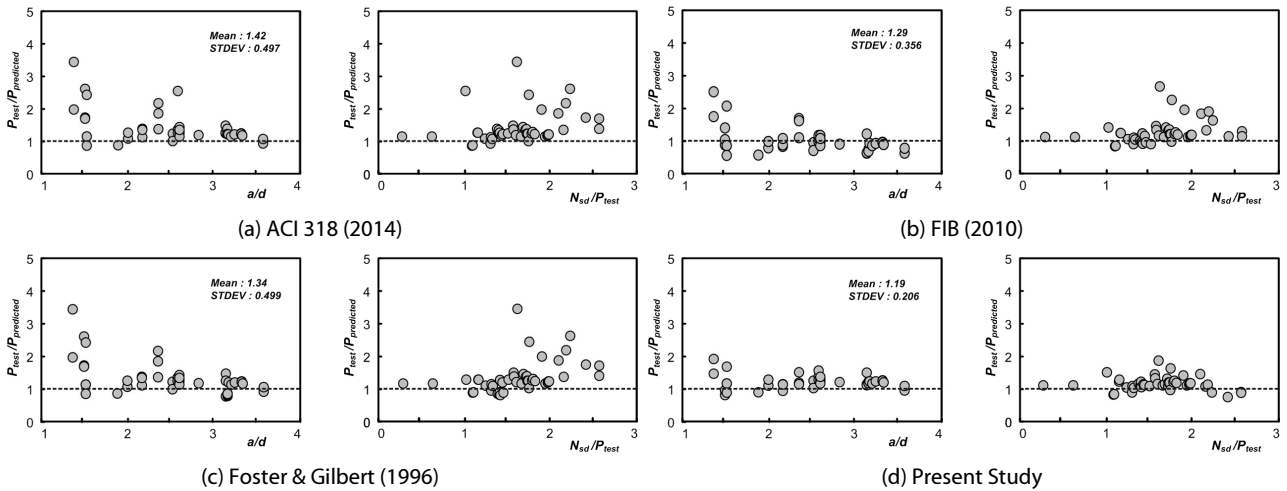


Fig. 11. Ultimate Strength of Prestressed Concrete Beams

복합 메커니즘의 부정정 스트럿-타이 모델이 프리스트레스트 콘크리트 보의 실제 하중전달 메커니즘을 더 잘 대변함을 간접적으로 말해준다. 또한 FIB의 부정정 스트럿-타이 모델에 의한 극한강도 평가결과가 Foster and Gilbert의 부정정 스트럿-타이 모델에 의한 것보다 더 양호하게 나타났는데, 이는 프리스트레스트 콘크리트 보의 전단경간비의 영향 뿐 아니라 프리스트레싱 강재에 의한 축력의 영향이 FIB의 하중분배에 고려되기 때문인 것으로 판단된다. 전단경간비의 영향과 축력의 영향을 동시에 고려하며 축력의 크기에 따라 부정정 스트럿-타이 모델의 적용영역이 달라지는 이 연구의 방법은 다른 모든 방법들에 비해 가장 양호하고 일관성 있는 결과를 보였는데, 이는 이 연구의 하중분배 및 프리스트레싱 강재의 축력의 크기에 따른 부정정 스트럿-타이 모델의 적용범위가 기존의 것에 비해 더 적합함을 말해준다. Fig. 11은 프리스트레스트 콘크리트 보의 주요설계변수인 전단경간비 및 수평하중에 대한 수직하중의 비 등의 변화에 따른 극한강도 평가결과를 비교한

것이다. Fig. 11으로부터 이 연구의 방법은 주요 설계변수의 전 범위에서 프리스트레스트 콘크리트 보의 극한강도를 가장 양호하고 일관성 있게 평가함을 알 수 있다.

5. 요약 및 결론

이 연구에서는 파괴 시의 비선형 거동특성 및 복잡한 하중전달 메커니즘을 반영하여 모든 영역의 전단경간비, 콘크리트 압축강도, PS강재 비 등을 갖는 단순지지 프리스트레스트 콘크리트 보를 논리적이고 합리적으로 해석, 설계할 수 있는 단순한 형태의 부정정 스트럿-타이 모델과 이를 위한 하중분배율을 제안하였다. 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율은 부정정 스트럿-타이 모델을 정정 스트럿-타이 모델로 변환시켜 현행 스트럿-타이 모델 설계기준에 근거한 프리스트레스트 콘크리트 보의 해석 및 설계를 수행하기 위한 것이다. 이 연구에서는 하중분배율의 결정 시 단순지지 프리스트

레스트 콘크리트 보의 강도 및 파괴거동에 영향을 미치는 전단경간비, 콘크리트의 압축강도, 그리고 PS강재 비 등의 주 설계변수를 고려하였다.

이 연구의 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율의 적합성을 검증하기 위하여 파괴실험이 수행된 47개의 프리스트레스트 콘크리트 보의 극한강도를 현행 설계기준서의 정정 및 부정정 스트럿-타이 모델, 선행 연구자의 부정정 스트럿-타이 모델, 그리고 이 연구의 부정정 스트럿-타이 모델 등을 이용하여 평가하였으며, 그 결과를 실험결과와 비교분석하였다. 이 연구의 방법은 기존의 제안 모델들에 비해 극한강도를 가장 양호하게 평가하였으며, 또한 프리스트레스트 콘크리트 보의 전단경간비와 PS강재 비 등의 영향을 극한강도 평가 시 기존의 모델들에 비해 가장 정확하고 일관성 있게 반영하였다. 따라서 이 연구의 부정정 스트럿-타이 모델 및 하중분배율은 프리스트레스트 콘크리트 보의 해석 및 설계 시 유용하게 사용될 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 2014년도 경북대학교 연구년 교수 연구비에 의하여 연구되었으며, 연구비 지원에 감사드립니다.

References

- ACI Subcommittee 445 (2002). *Examples for the design of structural concrete with strut-and-tie models*, Special Publication SP-208, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- ACI-ASCE Committee 445 (2010). *Further examples for the design of structural concrete with strut-and-tie models; SP-273*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- Alshegeir, A. and Ramirez, J. A. (1992). "Strut-tie approach in pretensioned deep beams." *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 3, pp. 296-304.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (2010). *AASHTO LRFD bridge design specifications*, 5th Edition, Washington D.C., USA.
- American Concrete Institute (2014). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary*, Farmington Hills, Michigan, USA.
- Canadian Standards Association (2004). *Design of concrete structures for buildings*, CSA A23.3-M04, Rexdale, Ontario, Canada.
- Chae, H. S. and Yun, Y. M. (2015). "Strut-tie models and load distribution ratios for reinforced concrete deep beams with shear span-to-effective depth ratio of less than 3.0 - (I) Models and Load Distribution Ratios." *Journal of the Korean Concrete Institute, KCI*, In Review (in Korean).
- Comite Euro-International du Beton (2010). *CEP-FIP model code 2010*, International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Switzerland.
- Foster, S. J. and Gilbert, R. I. (1998). "Experimental studies on high-strength concrete deep beams." *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 4, pp. 382-390.
- Jeon, C. H. and Yun, Y. M. (2010). "Validity evaluation fo effective strength of concrete strut using strut-tie model analysis of structural concrete." *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 30, No. 5, pp. 443-462 (in Korean).
- Kaufman, M. K. and Ramirez, J. A. (1988). "Re-evaluation of the ultimate shear behavior of high-strength concrete prestressed I-beams." *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 3, pp. 295-303.
- Pang, X. B. and Hsu, T. T. C. (1995). "Behavior of reinforced concrete membrane elements in shear." *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 6, pp. 665-679.
- Ramirez, J. A. (1994). "Strut-tie design of pretensioned concrete members." *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 4, pp. 572-578.
- Saqan, E. I. and Frosch, R. J. (2009). "Influence of flexural reinforcement on shear strength of prestressed concrete beams." *ACI Structural Journal*, Vol. 106, No. 7, pp. 60-68.
- Shahawy, M. A. and Batchelor, B. D. (1996). "Shear behavior of full-scale prestressed concrete girders: Comparison Between AASHTO Specifications and LRFD Code." *PCI Journal*, Vol. 41, No. 3, pp. 48-62.
- Shahawy, M. A. and Cai, C. S. (1999). "A new approach to shear design of prestressed concrete members." *PCI Journal*, Vol. 44, No. 4, pp. 92-117.
- Tan, K. H. and Mansur, M. A. (1992). "Partial prestressing in concrete corbels and deep beams." *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 3, pp. 251-262.
- Tan, K. H., Tong, K. and Tang, C. Y. (2001). "Direct strut-and-tie model for prestressed deep beams." *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 127, No. 9, pp. 1076-1084.
- Yun, Y. M. (2005). "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, pp. 49-59 (in Korean).
- Yun, Y. M. and Lee, W. S. (2005). "Nonlinear strut-tie model analysis of pre-tensioned concrete deep beams." *Journal of Advances in Structural Engineering*, Vol. 8, No. 1, pp. 85-98.