

# 콘크리트 구조부재의 스트럿-타이 모델 해석을 통한 스트럿 유효강도의 적합성 평가

## Validity Evaluation of Effective Strength of Concrete Strut using Strut-Tie Model Analysis of Structural Concrete

전창현\* · 윤영목\*\*

Jeun, Chang Hyun · Yun, Young Mook

### Abstract

The strut-tie model approach has proven to be effective in the ultimate analysis and design of structural concrete with disturbed regions. For the reliable analysis and design by the approach, however, the effective strength of concrete struts must be determined accurately. In this study, the validity of the effective strength of concrete struts, presented by the several design codes and many researchers including the author, was examined through the ultimate strength analysis of 24 reinforced concrete panels, 275 reinforced concrete deep beams, and 218 reinforced concrete corbels by using the conventional linear strut-tie model approach of current codes. The present study shows that the author's approach, resulting in an accurate and consistent evaluation of the ultimate strength of the panels, deep beams, and corbels, may reflect rationally the effects of primary variables including the types of strut-tie model and structural concrete, the conditions of load and geometry, and the strength of concrete in the strut-tie model analysis and design of structural concrete.

**Keywords** : effective strength, concrete strut, strut-tie model, structural concrete, analysis and design

### 요 지

스트럿-타이 모델 방법은 응력교란영역을 포함하는 콘크리트 구조부재의 극한강도 해석 및 설계에 효과적인 방법으로 알려져 있다. 그러나 콘크리트 구조부재의 정확한 극한강도 해석 및 설계를 위해서는 콘크리트 스트럿의 유효강도를 정확하게 결정하여야 한다. 이를 위해 여러 콘크리트 스트럿의 유효강도 값, 식, 그리고 결정방법이 제안되었다. 이 연구에서는 연구 문헌, 설계기준서, 그리고 본 연구자의 방법 등에 의해 결정된 콘크리트 스트럿의 유효강도를 여러 스트럿-타이 모델 설계 예제집의 전통적인 선형 스트럿-타이 모델 방법에 적용하여 파괴실험이 수행된 24개 철근콘크리트 패널, 275개 철근콘크리트 깊은 보, 그리고 218개 철근콘크리트 코벨 등의 파괴강도를 평가하였으며, 그 결과의 비교분석을 통해 제안된 콘크리트 스트럿의 유효강도 값, 식, 방법 등의 적합성을 평가하였다. 이 연구를 통하여 콘크리트 구조부재의 파괴강도를 비교적 정확하고 일관적으로 평가한 본 연구자의 유효강도 결정방법은 콘크리트 구조부재의 종류, 스트럿-타이 모델의 구조형식, 전단경간대 유효깊이의 비, 그리고 콘크리트 압축강도 등의 주요 변수의 영향을 콘크리트 구조부재의 스트럿-타이 모델 해석 및 설계 시 합리적으로 반영할 수 있음을 알았다.

**핵심용어** : 유효강도, 콘크리트 스트럿, 스트럿-타이 모델, 콘크리트 구조부재, 해석 및 설계

### 1. 서 론

스트럿-타이 모델 방법은 응력교란영역을 포함하는 콘크리트 구조부재의 극한강도 해석 및 설계에 효과적인 방법으로 알려져 있다. 그러나 스트럿-타이 모델 방법을 콘크리트 구조부재의 극한강도 해석 및 설계에 적용하기 위해서는 스트럿과 타이의 단면력, 선정한 스트럿-타이 모델의 기하학적 적합조건의 만족 여부, 그리고 절점영역 강도조건의 만족 여부 등에 직접적인 영향을 미치는 콘크리트 스트럿의 유효강

도를 정확하게 결정하여야 한다. 본 연구자는 연구논문 '스트럿-타이 모델에서 콘크리트 스트럿의 유효강도 (윤영목 2005)'를 통해서 본 연구자가 제안한 콘크리트 스트럿의 유효강도 결정방법을 비롯한 여러 연구문헌(Thulimann 1976, Nielsen 등 1978, Ramirez & Breen 1983, Marti 1985, Schlaich 등 1987, Bergmeister 등 1991, Alshegeir 1992, MacGregor 1997) 및 설계기준서(CEB-FIP 1993, AASHTO-LRFD 2004, ACI 318-05 2005)에서 제시한 콘크리트 스트럿의 유효강도 값, 식, 방법 등을 상세히 소개하였으며, 제

\* (주)평화엔지니어링 구조부 사원  
\*\* 정회원 · 교신저자 · 경북대학교 건축토목공학부 교수 (E-mail : ymyun@knu.ac.kr)

안된 각 스트럿 유효강도의 타당성을 평가하기 위하여 파괴 실험이 수행된 각 4개의 철근콘크리트 깊은 보(Anderson & Ramirez 1987) 및 턱이 진 보(Barton 등 1991)의 스트럿-타이 모델 해석을 수행하였다. 그러나 강도평가를 위한 구조 부재의 종류가 다양하지 못하고, 또한 그 수가 8개에 불과하여 제안된 각 스트럿 유효강도의 타당성을 검증하기에는 충분치 못하다는 지적이 있었다. 또한 강도평가 시 적용한 비선형 스트럿-타이 모델 방법(Yun 2001)은 무근콘크리트의 비선형 유효요소해석으로부터 얻은 압축응력 흐름과 철근의 배근상세를 근거로 스트럿-타이 모델을 선정하고, 콘크리트 스트럿 및 철근 타이의 유효강도를 결정하여 스트럿과 타이의 단면적을 최적화알고리즘을 이용하여 산정하고, 스트럿-타이 모델 자체의 비선형 구조해석을 통하여 스트럿-타이 모델의 안정조건과 기하학적 적합조건을 만족하는 최대하중을 결정한 후, 절점영역의 비선형 유효요소해석을 통한 파괴 여부를 통해 절점영역의 강도를 검토하는 방법으로써, 일반 연구자 또는 기술자가 적용하기에는 다소 어려움이 있다는 지적이 있었다. 따라서 이 연구에서는 여러 문헌(ACI 445 2002, PCA 2004, 한국콘크리트학회 2007)에서 사용한 전통적인 선형 스트럿-타이 모델 방법에 제안된 각 콘크리트 스트럿의 유효강도를 적용하여 파괴실험이 수행된 24개 철근콘크리트 패널, 275개 철근콘크리트 깊은 보, 그리고 218개 철근콘크리트 코벨 등의 강도평가를 수행하였으며, 그 결과의 비교분석을 통해 제안된 콘크리트 스트럿의 유효강도 값, 식, 방법 등의 적합성을 재평가하였다.

## 2. 콘크리트 스트럿의 유효강도

콘크리트 스트럿의 유효강도  $f_{cs}$ 는 일반적으로 콘크리트 압축강도  $f_{ck}$ 의 함수로서, 다음과 같이 나타낸다.

$$f_{cs} = v_s f_{ck} \quad (1)$$

여기서, 스트럿의 유효강도계수  $v_s$ 는 콘크리트 스트럿의 축방향 균열과 콘크리트 스트럿을 가로지르는 인장변형에 의한 콘크리트 강도의 감소를 반영하는 값이다.

Thulimann(1976) 및 Nielsen 등(1978)은 보의 실험 및 소성론 해석을 통하여 보의 복부 부분에서의 콘크리트 스트럿의 유효강도 산정식을 각 식 (2) 및 (3)과 같이 제안하였다. 각 식에서  $f_{cs}$ 의 단위는 MPa 이다.

$$f_{cs} = 0.36f_{ck} + 4.9 \quad \text{for } f_{ck} \leq 33.6 \text{MPa} \quad (2)$$

$$f_{cs} = \left(0.70 - \frac{f_{ck}}{203}\right) f_{ck} \quad \text{for } f_{ck} \leq 60.9 \text{MPa} \quad (3)$$

Ramirez & Breen(1983)은 전단파괴된 철근콘크리트 부재의 실험결과를 수정 단면트러스 모델에 적용하고 실험 및 해석 결과의 비교, 분석을 통해 보와 보 형태의 영역에서 트러스 모델의 경사 콘크리트 스트럿이 받을 수 있는 최대 압축강도 값을  $2.82f_{ck}/\sqrt{f_{ck}}$  MPa로 제안하였다. Marti(1985)는 실험결과에 근거하여 콘크리트 스트럿의 유효강도 값을  $0.60f_{ck}$ 로 제안하였으며, 이 값은 내력의 재분배가 필요할 때, 분포된 철근이 존재할 때, 또한 횡방향 구속이 있을 때와 같은 특수한 경우에 감소 또는 증가될 수 있다고 보았다.

Schlaich 등(1987)은 응력이 교란되지 않은 일축상태의 프리즘 스트럿, 스트럿을 수직으로 가로지르는 인장변형률을 갖는 횡철근에 의해 스트럿의 축방향과 평행한 균열이 발생할 수 있는 경우의 스트럿, 스트럿의 축방향과 비스듬한 각도로 배치된 인장변형률을 보이는 횡철근에 의해 비스듬한 균열이 발생할 수 있는 경우의 스트럿, 그리고 내부응력의 흐름 방향과 스트럿의 축방향이 크게 차이가 나는 경우의 스트럿 등의 유효강도계수를 각 0.85, 0.68, 0.51, 그리고 0.34로 제안하였다. Bergmeister 등(1991)은 120여개의 철근콘크리트 부재의 실험을 통해 콘크리트의 압축강도에 따른 콘크리트 스트럿의 유효강도 산정식을 다음과 같이 제안하였다. 식 (4)에서  $f_{cs}$ 의 단위는 MPa이다.

$$f_{ck} = (0.55 + 1.25/\sqrt{f_{ck}}) f_{ck} \quad \text{for } 20 \leq f_{ck} \leq 80 \text{MPa} \quad (4)$$

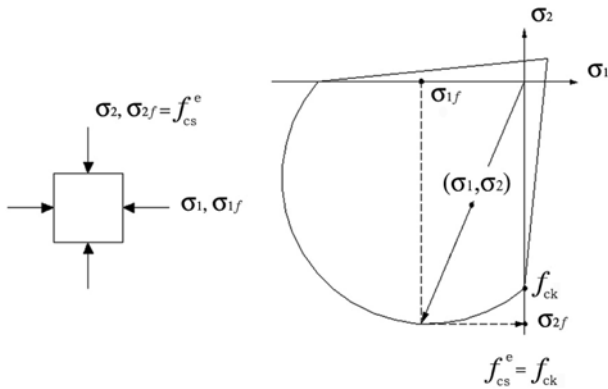
Alshegeir(1992)는 전통적인 스트럿-타이 모델 방법을 이용하여 네 개의 연속지지 철근 콘크리트 깊은 보, 3개의 단순지지 프리스트레스트 콘크리트 깊은 보, 그리고 4개의 철근콘크리트 단순보를 해석하였으며, 해석결과를 실험결과와 비교, 분석하여 콘크리트 스트럿의 유효강도계수를 전단경간에 대한 깊이 비가 2.0보다 작고 하중점에서 지점으로 연결되는 적절히 구속된 대각선 스트럿의 경우는 0.80을, 일반적인 경사스트럿의 경우는 0.60, 아치메커니즘을 구성하는 스트럿의 경우는 0.75, 프리스트레스트 콘크리트 보에서 아치스트럿 및 부채형 스트럿의 경우는 0.50, 그리고 프리스트레스트 콘크리트 보에서 교란되지 않은 큰 압축응력을 받는 스트럿의 경우는 0.95로 제안하였다. MacGregor(1997)는 Collins & Mitchell(1980) 및 Bergmeister 등(1991)의 콘크리트 스트럿의 유효강도 값을 근거로 스트럿의 유효강도 산정식을 다음과 같이 제안하였다.

$$f_{cs} = v_1 v_2 f_{ck} \quad (5)$$

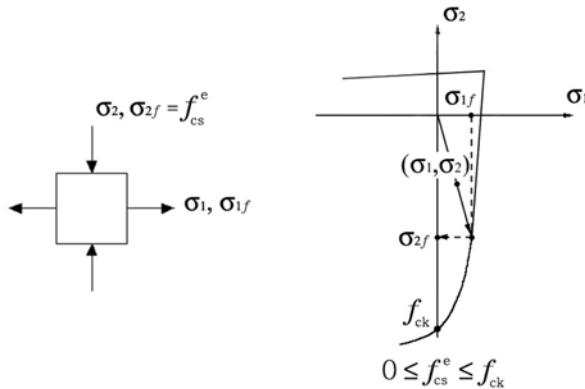
여기서,  $v_2 (=0.55 + 1.25/\sqrt{f_{ck}})$ ,  $f_{ck}$ 는 MPa 단위는 콘크리트 압축강도의 영향을 반영하는 계수이며,  $v_1$ 은 스트럿이 위치한 곳의 응력상태, 균열 발생 여부, 배근상세 등에 따라 결정되는 계수로서, 그는 균열이 가지 않은 일방향 스트럿 또는 압축장의 경우는 1.0, 병모양의 압축장에 의해 균열이 발생하는 스트럿으로서, 스트럿을 가로지르는 식 (6)의 조건을 만족시키는 횡철근으로 보강되어 있는 경우는 0.80, 병모양의 압축장에 의해 균열이 발생하는 스트럿으로서, 스트럿을 가로지르는 횡철근으로 보강되어있지 않는 경우는 0.65, 인장변형률을 갖는 스트럿을 가로지르는 횡철근에 의해 균열이 발생하는 스트럿의 경우는 0.60, 균열이 심하게 발생하는 세장한 보의 복부에 위치하면서 30°의 경사각을 갖는 스트럿의 경우는 0.30, 그리고 균열이 심하게 발생하는 세장한 보의 복부에 위치하면서 45°의 경사각을 갖는 스트럿의 경우는 0.55 등의 값을 제안하였다.

$$A_s f_y \geq \frac{C}{4} \left[ \left( 1 - \frac{a}{b_{eff}} \right) \right] \quad (6)$$

여기서,  $A_s f_y$ 는 스트럿을 수직으로 가로지르는 철근의 항복력을,  $C$ 는 스트럿의 압축단면력을,  $a$ 는 스트럿의 양 끝단 지압면의 폭을, 그리고  $b_{eff}$ 는 스트럿의 중간지점의 단면폭 ( $= a + l_s/6 \leq b_{max}$ ,  $l_s$  = 스트럿의 길이,  $b_{max}$  = 스트럿의 최대허용 폭)을 나타낸다.



(a) 2방향 압축-압축 응력상태



(b) 2방향 압축-인장 응력상태

그림 1. 스트럿을 구성하는 2차원 유한요소의 주응력과 유효강도와의 관계

윤영목(2005)은 2차원 응력을 받는 무근콘크리트의 주응력 상태(그림 1), 2차원 주압축응력 흐름과 스트럿의 축방향과의 차이 각, 그리고 철근에 의한 콘크리트의 구속효과(그림 2) 등을 이용하여 스트럿의 유효강도를 결정하는 방법을 제안하였다. 그림 1은 2차원 유한요소의 주응력과 유효강도와의 관계를 보인 것으로, 평면응력 혹은 평면변형을 유한요소 해석으로부터 콘크리트 스트럿이 위치한 곳의 한 유한요소의 주응력  $\sigma_1$  및  $\sigma_2$ 를 찾고, 무근콘크리트의 파괴포락선으로부터 이 요소의 주응력에 해당되는  $\sigma_{2f}$  즉 콘크리트 스트럿 위치에 놓인 유한요소의 유효강도  $f_{cs}^e$ 를 찾는다. 일반적으로 콘크리트 스트럿은 여러 개의 평면고체 유한요소에 걸쳐 있으므로, 동일한 방법으로 이 유한요소들의  $f_{cs}^e$ 를 결정한다. 결정한 여러 유한요소들의  $f_{cs}^e$  값 중에서 이들 값의 표준편차 범위 내에 들어오는 값들을 산술평균한 값을 콘크리트 스트럿의 유효강도  $f_{cs}$ 로 취한다. 이 연구에서는 콘크리트 스트럿의 최대유효강도를  $1.0f_{ck}$ 로 제한하였다. 만약 콘크리트 스트럿이 위치한 유한요소의 주압축응력 각이 콘크리트 스트럿의 방향과  $\theta$ 의 각도로 차이가 난다면 이 유한요소의 유효강도는 주응력의 축변환을 위한 식 (7a) 또는 Mohr 원의 식 (7b)를 이용하여 감소시킨다.

$$\begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{cs}^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta \\ -\sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{1f} & 0 \\ 0 & \sigma_{2f} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta \\ -\sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix}^T \quad (7a)$$

$$f_{cs}^e = \sigma_{2f} \left( \frac{1 + \sigma_{1f}/\sigma_{2f}}{2} + \frac{1 - \sigma_{1f}/\sigma_{2f}}{2} \cos 2\theta \right) \quad (7b)$$

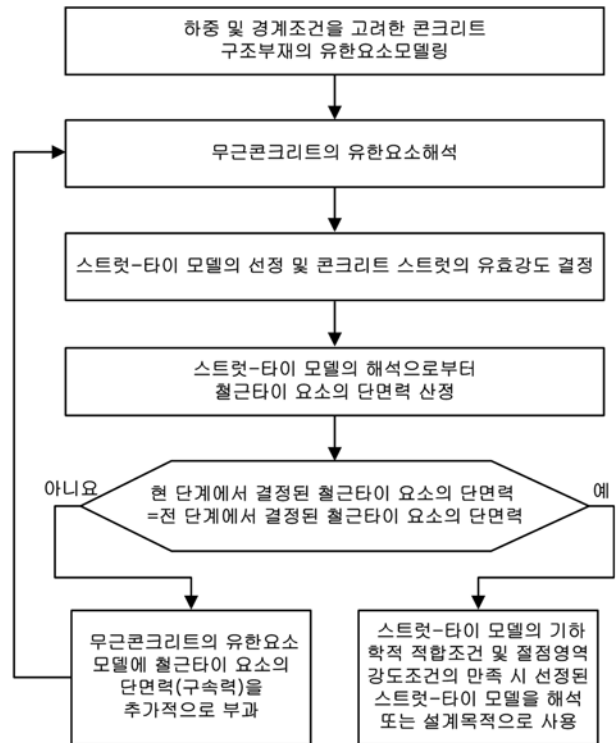


그림 2. 스트럿의 유효강도 결정 시 철근에 의한 콘크리트의 구속효과를 고려하기 위한 알고리즘

여기서  $\sigma_{1f}$  및  $\sigma_{2f}$ 는 주응력  $\sigma_1$  및  $\sigma_2$ 에 해당하는 파괴포락선 응력이다.  $f_{cs}^e$  및  $f_{cs}$ 를 결정하기 위한 위 과정에서 철근의 영향을 고려하지 않은 상태에서 무근콘크리트의 유한요소해석을 통해 결정한 주응력을 이용하였다. 따라서 철근에 의한 콘크리트 구속의 영향을 고려하기 위하여 그림 2에 주어진 절차에 따라 주응력  $\sigma_1$  및  $\sigma_2$ 의 결정 시 철근타이의 단면력을 외부의 하중으로 작용시켜 무근콘크리트의 유한요소해석을 다시 수행한다.

CSA(1984) 및 AASHTO-LRFD(2007)는 콘크리트 스트럿의 유효강도 산정식을 Vecchio & Collins(1982)의 연구결과에 근거하여 식 (8)과 같이 제시하였다. Vecchio와 Collins는 균일한 응력과 변형을 겪는 콘크리트 패널의 시험결과에 근거하여 콘크리트 스트럿의 유효강도 산정식을 유도하였는데, 이 식은 스트럿에 평행한 균열들을 설명하는 경험적 상수를 포함하고 있다. AASHTO-LRFD에서는 스트럿 유효강도의 최대값을  $0.85f_{ck}$ 로 제한하였다.

$$f_{cs} = \frac{f_{ck}}{0.80 + 170[\epsilon_s + (\epsilon_s + 0.002)\cos^2\alpha_s]} \quad (8)$$

여기서,  $f_{cs}$  및  $f_{ck}$ 의 단위는 MPa이며,  $\epsilon_s$ 는 스트럿 축에서  $\alpha_s$ 의 각도로 스트럿을 가로지르는 철근의 평균 인장변형률로서, 설계기준에서는 그 값을 철근의 항복변형률로 제시하였다. 유럽의 FIP(1999)에서도 콘크리트 스트럿의 유효강도 산정식을 다음과 같이 제시하였다.

$$f_{cs} = \alpha_{cd}(1 - f_{ck}/250) \quad (9)$$

여기서,  $f_{cs}$  및  $f_{ck}$ 의 단위는 MPa이다. 또한  $\alpha$ 는 균열 발생 여부와 관련한 계수로서, 균열이 발생하는 스트럿의 경우는 0.60, 그렇지 않는 경우는 0.85이다.  $f_{cd}$ 는 실린더 콘크리트

공시체의 압축강도  $f_{ck}$ 를 1.5로 나눈 값이다.

ACI 318M-08(2008)은 철근의 배근정도 및 스트럿 중간지점의 단면형상과 스트럿 양단의 단면형상과의 관계를 고려하여 콘크리트 스트럿의 유효강도를 결정하는 식을 다음과 같이 제안하였다.

$$f_{cs} = 0.85\beta_s f_{ck} \quad (10)$$

여기서  $\beta_s$ 는 균열 및 구속철근이 콘크리트 스트럿의 유효강도에 미치는 영향을 고려하기위한 계수로서, 스트럿 중간지점에서의 단면적이 스트럿 양단에서의 단면적과 같을 때는 1.0, 스트럿 중간지점에서의 단면적이 스트럿 양단에서의 단면적보다 크고 스트럿을 가로지르는 인장철근의 응력 및 배치에 관한 ACI 318M-08 A.3절의 조건식 (A-4)를 만족할 경우는 0.75, 그리고 그렇지 못할 경우는 0.65(여기서  $\lambda$ 는 일반콘크리트의 경우 1.0, sand-경량콘크리트의 경우 0.85, 경량콘크리트의 경우 0.75)의 값을 갖는다. 또한  $\beta_s$ 는 인장부재에서의 콘크리트 스트럿의 경우 및 기타의 모든 경우에 각각 0.40 및 0.60의 값을 갖는다.

### 3. 콘크리트 패널의 해석

이 장에서는 Brown 등(2006)에 의해 파괴실험이 수행된 26개의 콘크리트 패널 중 하중판의 폭과 패널의 폭이 동일한 24개 패널의 극한강도를 단순 정정 트러스 구조의 스트럿-타이 모델을 이용하여 평가하였다. 파괴실험이 수행된 24개의 콘크리트 패널의 제원 및 배근상세는 표 1 및 그림 3과 같으며, 이들 패널은 크게 네 종류로 나누어진다. 이들은 하중재하부 및 지지부를 제외하고는 철근이 배치되지 않은 패널 A~D, 철근과 주 압축방향이 이루는 각의 영향을 알아보기 위하여 경사철근이 직각으로 교차된 패널 E~K, 철근이 한 방향으로만 등간격 또는 다발로 배치된 패널 L~V, 패널의 두께가 패널의 거동 및 강도에 미치는 영향을 알아보기 위한 패널 W 및 X 등이다. 패널 M에서는 콘크리트와 지지판 사이의 마찰로 인한 수직방향의 균열을 제한하기 위해

서 그림 3과 같이 두 개의 하중판(지지판)이 사용되었다.

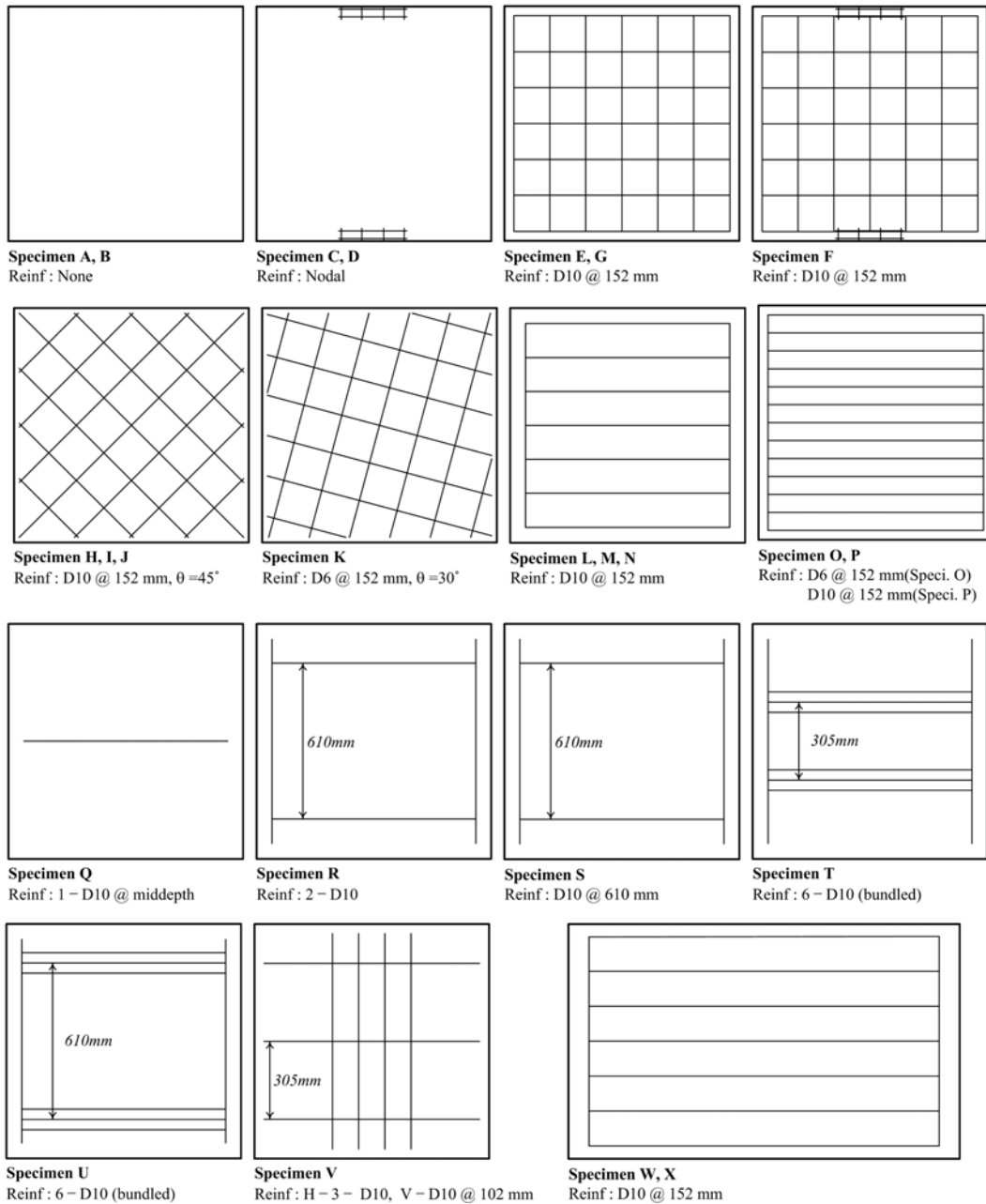
콘크리트 패널의 극한강도 평가를 위한 스트럿-타이 모델은 그림 4와 같이 압축주응력 흐름을 하중재하부와 지지부를 직접 연결하는 단일 콘크리트 스트럿으로 구성하였다. 또한 연구문헌 및 설계기준서의 각 방법에 따라 산정한 단일 콘크리트 스트럿의 유효강도는 표 2와 같다. 여기서 AASHTO-LRFD(2007)의 설계기준에 근거한 콘크리트 스트럿의 유효강도 산정 시 콘크리트 스트럿을 수직으로 가로지르는 철근의 변형률  $\epsilon_1$ 으로는 실험 시 측정된 철근의 평균 변형률을 사용하였다. 경사철근이 배근된 패널 H~K의 철근의 변형률로는 실험 시 측정된 철근의 평균변형률을 수평으로 환산한 값을 사용하였으며, 철근이 배근되지 않은 패널 A~D에서는  $\epsilon_1$ 을 0으로 간주하였다. 본 연구자의 방법(2005)에 의한 콘크리트 스트럿의 유효강도는 스트럿과 만나는 평면응력 유한요소의 유효강도를 활용하고 철근이 받는 인장력 즉 콘크리트에 가하는 구속력의 크기에 따라 결정되는 철근에 의한 콘크리트 구속의 정도를 고려하여 산정하였다. 이 연구에서는 철근에 의한 구속력을 패널의 철근배치 형태에 따라 두 가지 방법으로 산정하였다. 첫째, 패널 C, D, F의 지지부와 같이 패널의 일부가 수평철근에 의해 구속되는 경우 철근의 구속력은 우선 수평철근에 의해 구속되는 지지부의 콘크리트 유한요소를 선정한 후, 평면응력 유한요소해석을 통해 구한 이들 요소 중의 최대 인장변형률에 철근의 단면적과 탄성계수를 곱하여 구하였다. 둘째, 일반적인 패널과 같이 패널의 전 영역이 수평철근에 의해 구속되는 경우 수평철근에 의한 구속력을 실험 시 측정된 각 수평철근의 변형률에 철근의 탄성계수 및 단면적을 곱하여 구할 수 있으나, 수평철근의 변형률이 패널의 중간지점에서만 측정되었으므로 다른 위치에 배치된 수평철근에 의한 구속력은 정확하게 산정할 수 없다. 따라서 이 연구에서는 철근의 구속력을 모든 수평철근의 변형률이 패널의 중간지점에서 측정된 변형률과 같다고 가정하여 산정하였다.

콘크리트 패널이 받을 수 있는 최대하중, 즉 패널의 극한강도는 수직의 단일 콘크리트 스트럿으로 인해 하중이 하중

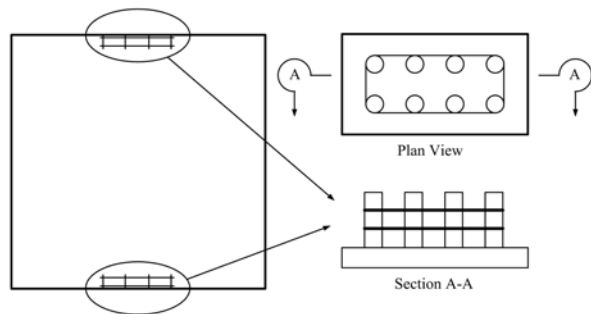
표 1. 콘크리트 패널의 제원 및 파괴하중

Specimen	$d, d_p$ (mm)	$b_p$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$P_{test}$ (kN)	Specimen	$d, d_p$ (mm)	$b_p$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$P_{test}$ (kN)
A	102	305	26.4	706.3	M	152	2152	29.7	1248.9
B	152	305	29.0	873.9	N	152	152	29.7	898.9
C	102	305	27.0	982.8	O	152	305	37.9	1567.9
D	102	305	27.0	882.0	P	152	305	37.9	1673.6
E	102	305	22.3	839.4	Q	152	305	29.0	994.9
F	102	305	27.0	898.8	R	102	305	27.0	991.2
G	152	305	29.6	1170.4	S	152	305	36.5	1607.5
H	152	305	36.5	1489.1	T	152	305	36.5	1522.9
I	152	305	37.9	1546.2	U	152	152	30.0	838.7
J	152	305	37.9	1317.8	V	152	305	30.0	1154.4
K	152	305	30.0	737.1	W	152	406	30.0	1647.7
L	152	305	36.5	1624.5	X	152	305	30.0	1098.7

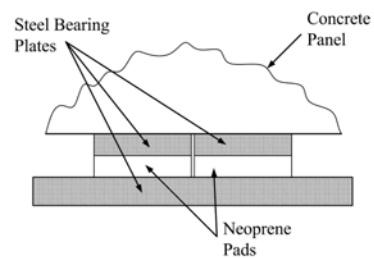
패널 A~V의 가로세로 폭: 914 mm; 패널 W 및 X의 가로 및 세로 폭: 1524 및 914 mm;  $d$ : 패널의 두께;  $d_p$  및  $d_p$ : 하중판(지지판)의 가로 및 세로 폭;  $f_{ck}$ : 콘크리트 압축강도;  $P_{test}$ : 파괴하중



(a) 배근상세



(b) 절점영역 배근상세



(c) 패널 M의 하중(지지)판 상세

그림 3. 콘크리트 패널의 배근상세

재하부에서 지점부로 전부 전달되기 때문에 이 스트럿의 유효강도에 하중판의 면적을 곱하여 구하였다. 패널 E~K의 경우 이들 패널에 배치된 수직철근의 영향을 철근 스트럿으로 고려할 수 있으나, 철근 스트럿이 받을 수 있는 지지력(=지지판의 폭 내에 배근된 수직철근의 단면적×철근의 응력)이

크지 않아 수직철근의 영향을 극한강도 평가 시 제외시켰다. 산정한 각 콘크리트 스트럿의 유효강도를 이용하여 평가한 모든 콘크리트 패널의 극한강도는 표 3과 같다.

지금까지 콘크리트 패널의 극한강도는 콘크리트 스트럿의 형상을 프리즘으로 간주한 후 이 스트럿의 유효강도에 하중

표 2. 콘크리트 패널의 프리즘 스트럿의 유효강도계수

Specimen (24개)	스트럿의 유효강도계수 $v_s$							
	Thulimann (1976)	Nielsen <i>et al.</i> (1978)	Ramirez & Breen (1983)	Bergmeister <i>et al.</i> (1991)	MacGregor (1997)	FIB (1999)	ACI 318M-08 (2008)	Present Approach
A	0.63	0.66	0.49	0.79	0.52	0.54	0.60	0.62
B	0.81	0.86	0.46	0.78	0.51	0.53	0.60	0.62
C	0.46	0.48	0.48	0.79	0.51	0.54	0.60	0.62
D	0.52	0.54	0.48	0.79	0.51	0.54	0.60	0.62
E	0.48	0.49	0.53	0.81	0.65	0.55	0.75	0.95
F	0.51	0.53	0.48	0.79	0.63	0.54	0.75	0.95
G	0.62	0.65	0.46	0.78	0.62	0.53	0.75	0.93
H	-	0.59	0.41	0.76	0.61	0.51	0.75	0.90
I	-	0.58	0.41	0.75	0.49	0.51	0.60	0.70
J	-	0.68	0.41	0.75	0.49	0.51	0.60	0.71
K	0.99	1.04	0.46	0.78	0.62	0.53	0.75	0.91
L	-	0.54	0.41	0.76	0.49	0.51	0.75	0.93
M	0.58	0.61	0.46	0.78	0.62	0.53	0.75	0.93
N	0.40	0.42	0.46	0.78	0.62	0.53	0.75	0.75
O	-	0.58	0.41	0.75	0.49	0.51	0.60	0.91
P	-	0.54	0.41	0.75	0.60	0.51	0.75	0.89
Q	0.72	0.75	0.46	0.78	0.51	0.53	0.60	0.70
R	0.46	0.48	0.48	0.79	0.51	0.54	0.60	0.90
S	-	0.61	0.41	0.76	0.49	0.51	0.60	0.71
T	-	0.58	0.41	0.76	0.61	0.51	0.75	0.93
U	0.43	0.46	0.46	0.78	0.62	0.53	0.60	0.61
V	0.63	0.67	0.46	0.78	0.51	0.53	0.60	0.79
W	0.59	0.62	0.46	0.78	0.51	0.53	0.75	0.90
X	0.66	0.70	0.46	0.78	0.62	0.53	0.75	0.88

Marti(1985), Schlaich *et al.*(1987), Alshegeir(1992), 그리고 AASHTO-LRFD(2007) 설계기준 등에 의한 유효강도계수는 각각 0.60, 0.68, 0.60, 0.85임.

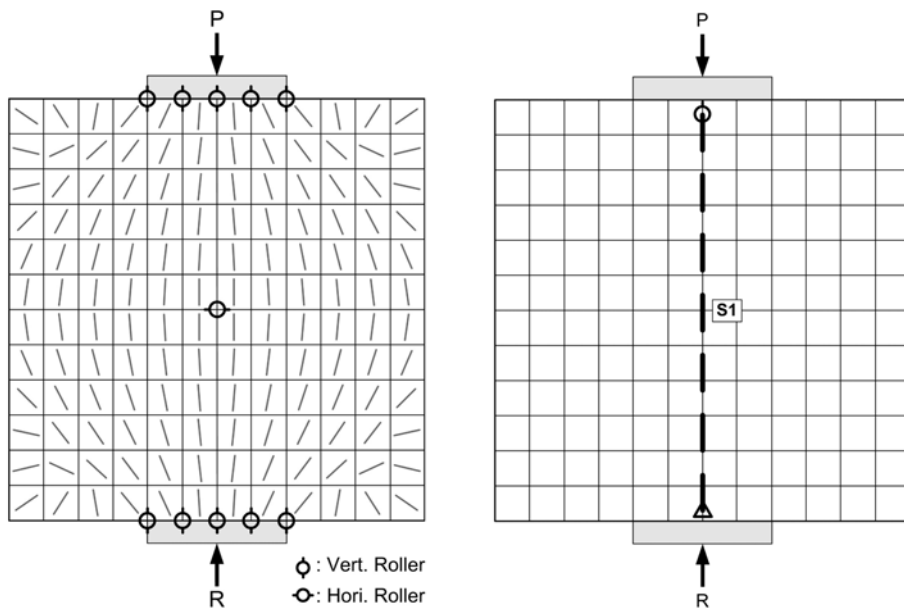


그림 4. 콘크리트 패널의 압축주응력 흐름 및 스트럿-타이 모델

판의 면적을 곱하여 산정하였다. 그러나 본 연구자의 유효강도 결정방법을 이용할 경우 스트럿의 형상을 병모양으로 나타낼 수 있으므로, 콘크리트 패널의 극한강도는 스트럿의 축

방향 길이에 따라 변화되는 임의 위치에서의 병모양 스트럿의 단면적이 콘크리트 패널이 허용하는 최대단면적과 같아질 때의 하중으로 볼 수 있다. 콘크리트 패널의 최대단면적

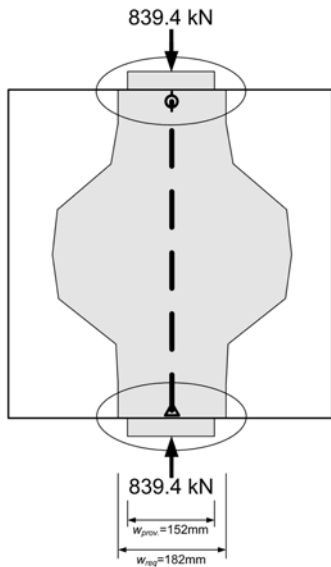
표 3. 콘크리트 패널의 극한강도 평가결과

Specimen (24개)	$P_{cal}/P_{test}$												
	Thulimann (1976)	Nielsen <i>et al.</i> (1978)	Ramirez & Breen (1983)	Marti (1985)	Schlaich <i>et al.</i> (1987)	Bergmeister <i>et al.</i> (1991)	MacGregor (1997)	FIB (1999)	AASHTO-LRFD (2007)	AASHTO-LRFD (2007)*1	ACI 318M-08 (2008)	Present Approach*2	Present Approach*3
A	0.63	0.66	0.57	0.70	0.79	0.92	0.60	0.62	0.99	0.99	0.70	0.72	0.91
B	0.81	0.86	0.71	0.92	1.05	1.20	0.78	0.82	1.31	1.48	0.92	0.95	1.10
C	0.46	0.48	0.41	0.51	0.58	0.68	0.44	0.46	0.73	0.74	0.51	0.53	0.66
D	0.52	0.54	0.46	0.57	0.65	0.75	0.49	0.51	0.81	0.84	0.57	0.59	0.73
E	0.48	0.49	0.44	0.50	0.56	0.67	0.54	0.45	0.70	0.70	0.62	0.79	0.83
F	0.51	0.53	0.45	0.56	0.64	0.74	0.59	0.50	0.79	0.82	0.70	0.88	0.97
G	0.62	0.65	0.54	0.71	0.80	0.92	0.73	0.62	1.00	1.15	0.88	1.09	1.07
H	-	0.59	0.47	0.68	0.77	0.86	0.69	0.58	0.97	1.04	0.85	1.02	1.02
I	-	0.58	0.46	0.68	0.77	0.86	0.56	0.58	0.97	1.04	0.68	0.80	0.97
J	-	0.68	0.54	0.80	0.91	1.00	0.65	0.68	1.13	1.24	0.80	0.94	1.11
K	0.99	1.04	0.86	1.13	1.28	1.47	1.17	1.00	1.60	1.82	1.42	1.72	1.83
L	-	0.54	0.43	0.63	0.71	0.79	0.51	0.53	0.89	0.94	0.78	0.97	0.95
M	0.58	0.61	0.50	0.66	0.75	0.86	0.69	0.58	0.93	1.06	0.82	1.02	1.01
N	0.40	0.42	0.35	0.46	0.52	0.60	0.48	0.40	0.65	0.76	0.57	0.57	0.78
O	-	0.58	0.46	0.67	0.76	0.85	0.55	0.57	0.96	1.05	0.67	1.03	0.96
P	-	0.54	0.43	0.63	0.72	0.79	0.63	0.54	0.89	1.00	0.79	0.94	1.09
Q	0.72	0.75	0.63	0.81	0.92	1.06	0.69	0.72	1.15	1.30	0.81	0.94	1.09
R	0.46	0.48	0.41	0.51	0.58	0.67	0.44	0.45	0.72	0.75	0.51	0.76	0.71
S	-	0.61	0.49	0.71	0.80	0.89	0.58	0.60	1.00	1.05	0.71	0.84	0.84
T	-	0.58	0.46	0.67	0.76	0.84	0.67	0.57	0.94	1.00	0.83	1.03	0.98
U	0.43	0.46	0.38	0.50	0.56	0.64	0.51	0.44	0.70	0.82	0.50	0.51	0.83
V	0.63	0.67	0.55	0.72	0.82	0.94	0.61	0.64	1.02	1.18	0.72	0.95	1.00
W	0.59	0.62	0.51	0.67	0.76	0.87	0.57	0.59	0.96	1.18	0.84	1.01	1.07
X	0.66	0.70	0.58	0.76	0.86	0.99	0.79	0.67	1.08	1.28	0.95	1.11	1.32
AVE	0.59	0.61	0.50	0.67	0.74	0.87	0.62	0.59	0.95	1.05	0.76	0.90	0.99
COV(%)	25.8	22.1	22.2	22.1	24.4	21.9	24.6	22.0	22.1	24.5	25.3	27.4	23.6

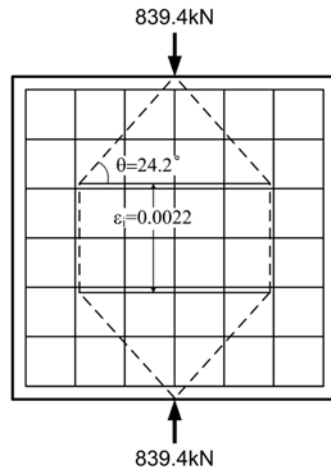
AVE: 평균; COV: 변동계수; \*1:  $f_{cs} \leq 0.85f_{ck}$ 의 조건을 고려하지 않을 경우; \*2: 프리즘 스트럿을 이용할 경우; \*3: 병모양 스트럿을 이용할 경우; Alshegeir(1992)의 유효강도를 이용한 강도평가 결과는 Marti(1985)의 것과 동일함

으로는 지점부의 경우 하중판의 면적을, 그 이외의 경우는 콘크리트 패널의 폭×두께로 취하였다. 스트럿의 축방향 길이에 따라 변화되는 임의 위치에서의 병모양 스트럿의 단면적으로는 스트럿의 단면적을 스트럿과 만나는 임의 위치에서의 유효요소의 유효강도로 나눈 값을 취하였다. 스트럿 및 스트럿과 만나는 각 유효요소의 유효강도 산정 시 필요한 철근의 구속력은 MacGregor(1997)가 제안한 병모양 스트럿-타이 모델의 경사 스트럿의 각도를 실험 시 측정된 실험 파괴하중 상태의 철근변형률과 병모양 스트럿-타이 모델의 수평 타이의 변형률이 동일한 값이 되도록 조정한 후, 이 모델의 수평 타이의 변형률을 스트럿의 축방향 길이에 따라 비례적으로 적용하여 구한 변형률을 사용하여 결정하였다. 하중재하부에서 파괴된 18개 패널은 실험파괴하중보다 더 큰 하중을 받더라도 실험 시 측정된 변형률보다 더 큰 변형률이 발생되지 않기 때문에 실험파괴하중 상태에서 측정된 변형률을 사용하여 철근의 구속력을 산정하였다. 수평철근이 배치되지 않은 4개의 패널에는 구속력이 존재하지 않으므로 상기와 같은 방법을 적용하지 않았다.

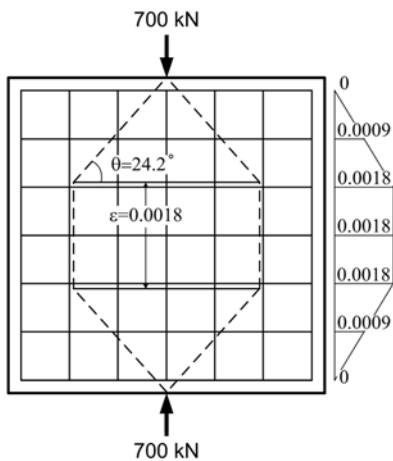
그림 5는 콘크리트 패널 E의 수평철근의 구속력 산정을 위한 병모양 스트럿-타이 모델의 형상 형성과정과 병모양 스트럿을 이용한 극한하중 평가과정을 예로 들어 보인 것이다. 콘크리트 패널 E의 실험파괴하중( $P_{test}=839.4$  kN)과 파괴하중 작용 시 측정된 변형률( $\epsilon_f=0.0022$ )을 고려한 스트럿의 축방향 길이에 따라 변화되는 스트럿의 유효강도를 구하고 이에 근거한 병모양 스트럿의 형상은 그림 5(a)와 같으므로, 이 콘크리트 패널이 받을 수 있는 최대하중은 하중재하부의 단면적 부족으로 인해 실험파괴하중 보다 작다는 것을 알 수 있다. 따라서 콘크리트 패널 E가 파괴되기 직전에 받을 수 있는 최대하중 즉 극한하중을 구하기 위하여, 먼저 그림 5(b)와 같이 병모양 스트럿-타이 모델의 수평 타이의 변형률이 파괴하중 작용 시 측정된 콘크리트 패널 E의 철근변형률과 같도록 병모양 스트럿-타이 모델의 경사 스트럿의 각도를 결정한다. 그림 5(c)와 같이 이 병모양 스트럿-타이 모델에 임의하중을 작용시켜 임의하중에 대한 각 수평철근 위치에서의 변형률 및 수평철근에 의한 구속력을 구하고, 그림 5(d)와 같이 작용시킨 임의하중 및 철근구속력 하에서의 스



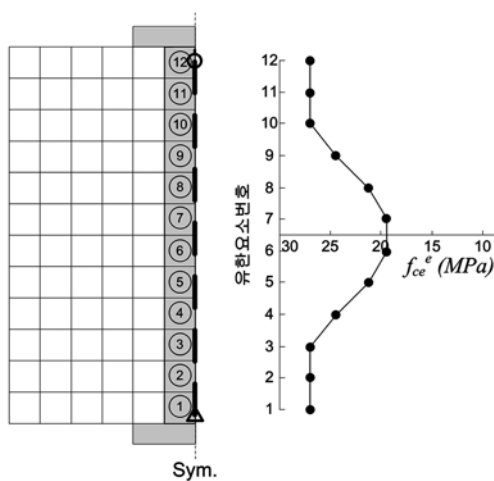
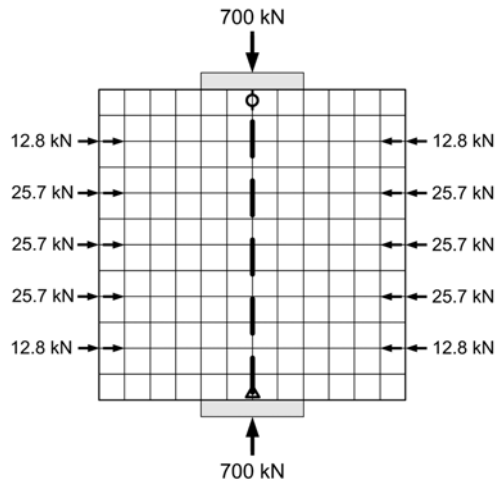
(a) 실험과 파괴하중 및 실험변형률 상태에서의 병모양 스트럿의 형상



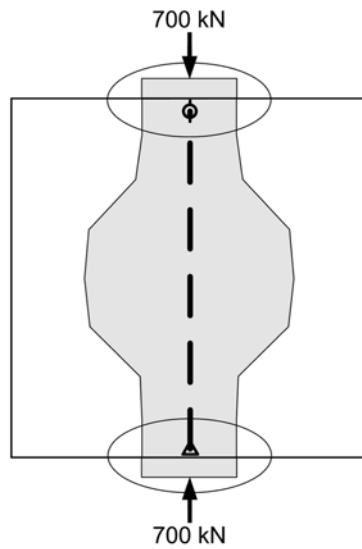
(b) 실험변형률을 묘사하는 병모양 스트럿-타이 모델



(c) 임의하중(=700kN) 상태에서의 철근구속력 산정을 위한 변형률 및 구속력



(d) 임의하중 상태에서의 스트럿의 축방향 길이에 따른 유효강도



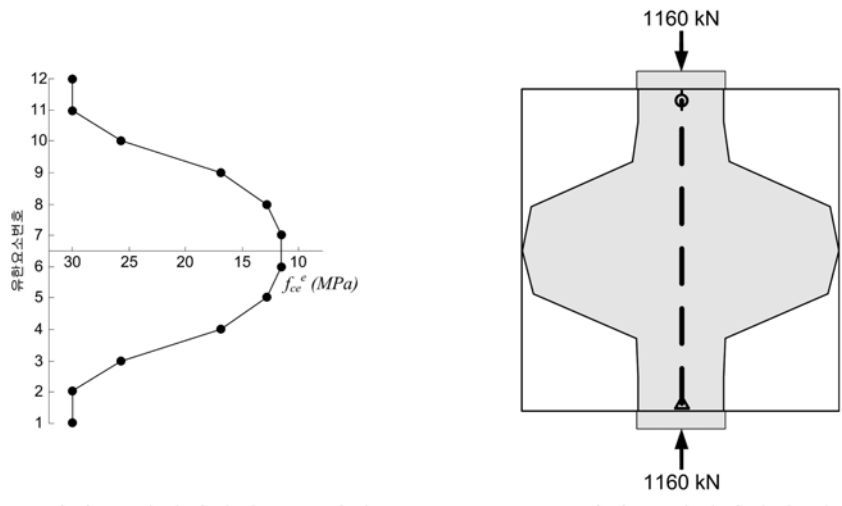
(e) 임의하중(=극한하중) 상태에서의 병모양 스트럿의 형상

그림 5. 병모양 스트럿을 이용한 콘크리트 패널 E의 극한하중 평가과정

트럿의 축방향 길이에 따라 변화되는 스트럿의 유효강도를 산정한 후, 그림 5(e)와 같이 작용시킨 임의하중에 대한 병

모양 스트럿의 형상을 결정한다. 이와 같은 그림 5(c)~(e)의 과정을 반복하여 병모양 스트럿의 단면적과 콘크리트 패널 E





(a) 극한하중 상태에서의 스트럿의 축방향 길이에 따른 유효강도  
 (b) 극한하중 상태에서의 병모양 스트럿의 형상  
 그림 6. 콘크리트 패널 V의 스트럿의 축방향 길이에 따른 유효강도 및 병모양 형상

가 허용하는 최대단면적이 같아지는 상태의 임의하중(=700.0 kN)을 찾고, 이를 콘크리트 패널 E의 극한하중으로 결정한다. 그림 6은 극한하중을 받는 하중재하부에 파괴된 콘크리트 패널 V의 스트럿의 축방향 길이에 따른 스트럿의 유효강도 및 단면 형상을 보인 것이다. 이 패널의 스트럿의 유효강도 산정을 위한 철근의 구속력은 파괴하중 작용 시 측정된 철근의 변형률을 사용하여 구하였다. 이 패널의 극한하중은 패널의 중간지점에서 병모양 스트럿의 단면적이 패널이 허용하는 최대 단면적과 같아지는 1160.0 kN(실험파괴하중의 100.5%)으로 결정되었다. 동일한 방법으로 나머지 패널의 극한강도를 평가 하였으며, 그 결과는 표 3에 나타나있다.

표 3으로부터 알 수 있듯이 ACI 318M-08(2008)을 비롯한 많은 참고문헌의 방법에 의한 스트럿의 유효강도는 콘크리트 패널의 강도를 다소 보수적으로 평가하였으나, Bergmeister 등 (1991), AASHTO-LRFD(2007), 그리고 본 연구자의 방법 (2005) 등에 의한 스트럿의 유효강도는 콘크리트 패널의 강도를 각각 실험파괴하중의 평균 87%, 95~105%, 90~99%로 비교적 정확하게 평가하였다. 특히 스트럿의 축방향 길이에 따

른 위치별 유효강도를 결정할 수 있는 본 연구자의 방법은 실험파괴강도를 가장 정확하게 예측하였으며, 실제의 압축주 응력 흐름을 대변하는 병모양 형상 스트럿의 사용을 가능하게 하므로 프리즘 형상의 스트럿을 이용하는 기존의 방법에 비해 보다 정확하고 합리적인 스트럿-타이 모델 설계를 가능하게 할 것으로 판단된다.

#### 4. 철근콘크리트 깊은 보의 해석

이 장에서는 콘크리트 스트럿의 유효강도 결정방법의 적합성을 검증하기 위하여 파괴실험이 수행된 280개 철근콘크리트 깊은 보 중 전단파괴 거동을 보인 275개 깊은 보의 극한강도를 정정 및 1차 부정정 트러스 구조의 스트럿-타이 모델을 이용하여 평가하였다. 철근콘크리트 깊은 보의 간략한 제원은 표 4에 나타나있다.

콘크리트 구조부재의 스트럿-타이 모델 설계에 있어서 중요한 요소 중 하나는 주요 하중전달 메커니즘을 적절히 반영할 수 있는 스트럿-타이 모델을 선정하는 것이다. 스트럿-

표 4. 철근콘크리트 깊은 보의 제원

Investigator	No. of Specimen	b (mm)	d (mm)	h (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	a/d	$\rho$ (%)	$\rho/\rho_b$
Smith & Vantsiotis (1982)	52	102	305	356	16.1-23.7	431-437	1.00-2.08	1.93	0.91-1.23
Tan <i>et al.</i> (1995)	17	110	463	500	41.1-56.0	504	0.54-2.70	1.23	0.37-0.43
Teng <i>et al.</i> (1996)	13	150-160	525	600	37.0-40.0	431-600	1.14-1.71	0.90-1.93	0.42-0.88
Tan <i>et al.</i> (1997a)	22	110	398-448	500	54.7-74.1	353-538	0.56-2.98	2.31-5.75	0.51-0.92
Tan <i>et al.</i> (1997b)	19	110	442	500	56.2-86.3	353-499	0.85-1.69	2.58	0.54-0.76
Kong & Rangan (1998)	33	250	292-542	350-600	63.6-89.4	452	1.51-2.74	1.66-3.69	0.36-0.76
Tan & Lu (1999)	12	140	444-1559	500-1750	31.2-49.1	520	0.56-1.14	1.84-2.60	0.75-1.15
Shin <i>et al.</i> (1999)	30	125	215	250	52.0-73.0	414	1.50-2.50	3.77	0.66-0.88
Oh & Shin (2001)	53	120-130	500	560	23.7-73.6	414	0.85-2.00	1.29-1.56	0.22-0.64
김 및 박 (2005)	24	150	403	450	28.9-37.7	482	0.76-1.50	1.97	0.69-0.83
Total	275	102-250	215-1559	350-1750	16.1-89.4	353-600	0.54-2.98	0.90-5.75	0.22-1.23

b, d, h: 깊은 보의 폭, 유효깊이, 높이;  $f_{ck}$  및  $f_y$ : 콘크리트 압축강도 및 철근의 항복강도; a/d: 전단경간대 유효깊이의 비;  $\rho$  및  $\rho_b$ : 인장철근비 및 균형철근비

타이 모델의 선정 시 콘크리트 구조부재의 다양한 하중전달 경로를 간략화하여 주요 하중전달 메커니즘을 정의하고, 이를 이용하여 스트럿-타이 모델을 구성하여야 한다. 철근콘크리트 깊은 보의 설계를 위한 스트럿-타이 모델로는 하중점과 지지점을 스트럿으로 직접 연결하여 아치 메커니즘을 대변하게 하는 정정 트러스 구조의 모델, 수직전단철근의 영향을 고려하여 트러스 메커니즘을 대변하게 하는 정정 트러스 구조의 모델, 그리고 아치 메커니즘과 트러스 메커니즘을 합친 부정정 트러스 구조의 모델 등이 있다(CSA, 1984; Foster & Gilbert, 1998; FIB, 1999; AASHTO-LRFD, 2007; ACI 318M-08, 2008; 김병헌 및 윤영목, 2008). 이 연구에서는 스트럿-타이 모델의 구조 형식의 변화에 따른 콘크리트 스트럿 유효강도의 적합성을 평가하기 위하여 정정 및 부정정 트러스 구조의 스트럿-타이 모델을 모두 사용하였다. 또한 이 연구는 콘크리트 스트럿 유효강도의 변화가 철근콘크리트 깊은 보의 극한강도에 미치는 영향을 파악하기 위한 것이므로 스트럿-타이 모델 해석 시 절점영역의 강도를 ACI 318M-08(2008) 설계기준의 것만 사용하였다.

#### 4.1 정정 스트럿-타이 모델을 이용한 해석

정정 트러스 구조의 스트럿-타이 모델(이하 정정 스트럿-타이 모델)을 이용한 철근콘크리트 깊은 보의 극한강도 평가 과정을 소개하기 위하여 Smith & Vantsiotis(1982)의 전단 경간대 유효깊이 비( $a/d$ )가 1.0인 그림 7의 형상 및 배근상세를 갖는 철근콘크리트 깊은 보 1A4-12를 선택하였다. 이 보의 콘크리트의 압축강도  $f_{ck}$ 는 16.1 MPa이며, 철근의 항복강도  $f_y$ 는 431 MPa이다. 또한 이 보의 하중판 및 지지판의 폭은 102 mm이며, 주인장 철근비  $\rho$ , 수평전단철근비  $\rho_h$ , 수직전단철근비  $\rho_v$ 는 각각 1.93%, 0.27%, 0.67%이다.

CSA(1984)와 AASHTO-LRFD(2007) 설계기준은 설계영역의 하중경로나 응력흐름을 적절히 표현할 수 있는 모델을 선정하여야 한다는 기본적 개념을 제시하였으며, 그림 8(a)와 같은 스트럿-타이 모델을 이용하여 단순지지 철근콘크리트 깊은 보의 설계를 수행할 수 있도록 하고 있다. 이러한 개념은 ACI 318M-08(2008) 설계기준에 그대로 도입되었으나, 압축과 인장의 방향이 유사할 수 없다는 원칙에 입각하여 스트럿과 타이의 이루는 각이 25° 보다 커야 한다는 기준을 제시하였다. 따라서 그림 8(a)와 같은 모델은 실제적으로  $a/d=1.8(a/z=2.0, z=0.9d, d=0.9h)$ 이하의 부재에서만 적용가능하다. 이 연구에서는 현 ACI 318M-08(2008)의 규정에 따라서  $a/d < 1.8$ 인 깊은 보에 대해서는 그림 8(a)의 모델을,  $a/d \geq 1.8$ 의 깊은 보에 대해서는 ACI 445(2002)의 스트럿-타이 모델 설계 예제집서 소개한 그림 8(b)의 모델을

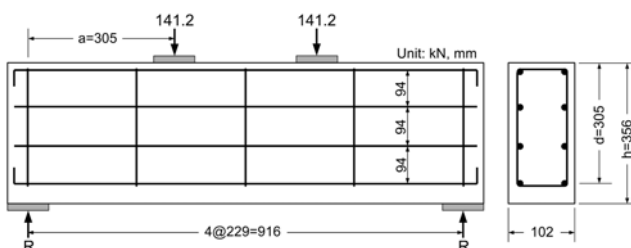
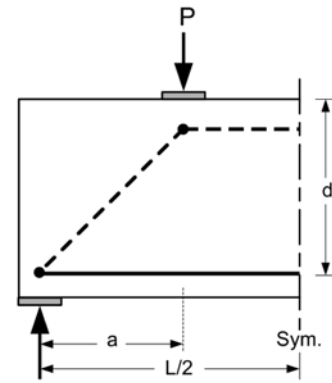
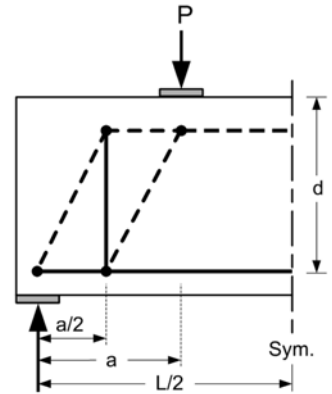


그림 7. 철근콘크리트 깊은 보 1A4-12의 형상 및 배근상세

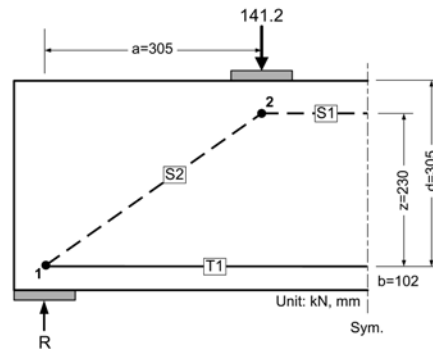


(a) 아치 메커니즘을 나타내는 스트럿-타이 모델

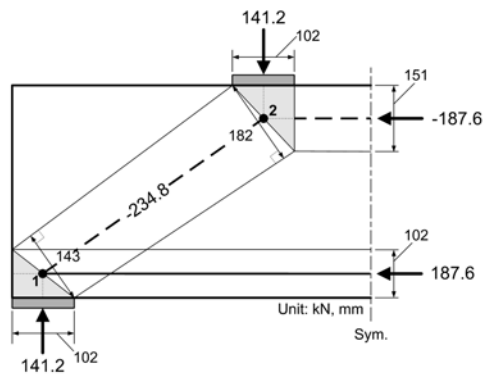


(b) 수직 트러스 메커니즘을 나타내는 스트럿-타이 모델

그림 8. 철근콘크리트 깊은 보의 정정 스트럿-타이 모델



(a) 철근콘크리트 깊은 보 1A4-12의 정정 스트럿-타이 모델



(b) 스트럿과 절점영역의 최대단면폭

그림 9. 철근콘크리트 깊은 보 1A4-12의 정정 스트럿-타이 모델

이용하였다.

이 연구의 철근콘크리트 깊은 보 1A4-12의  $a/d$ 가 1.0이므로 이 보의 스트럿-타이 모델로 그림 9(a)와 같은 아치 메커

표 5. 철근콘크리트 깊은 보 1A4-12의 정정 스트럿-타이 모델 스트럿의 유효강도계수

Element No.	스트럿의 유효강도계수 $v_s$									
	Thulimann (1976)	Nielsen <i>et al.</i> (1978)	Marti (1985)	Schlaich <i>et al.</i> (1987)	Alshegeir (1992)	MacGregor (1997)	FIB (1999)	AASHTO-LRFD (2007)	ACI 318M-08 (2008)	Present Approach
S1	1.00	1.00	0.60	0.85	1.00	0.86	0.80	0.85	1.00	1.00
S2	0.66	0.62	0.60	0.68	0.85	0.69	0.56	0.57	0.75	0.87

표 6. Alshegeir(1992)의 스트럿 유효강도를 이용한 깊은 보 1A4-12의 극한강도 평가과정

(a) 스트럿과 타이의 파괴강도 검토

Element No.	$v_s$	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)	$F_u$ (kN)	$w_{req.}$ (mm)	$w_{prov.}$ (mm)	$w_{prov.}/w_{req.}$	Safe/Fail
S1	1.00	16.10	16.10	187.6	114.2	150.9	1.32	O
S2	0.85	16.10	13.69	234.8	168.2	142.8	0.85	X
Element No.	$v_t$	$f_y$ (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)	$F_u$ (kN)	$A_{s,req.}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{s,prov.}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{s,req.}/A_{s,prov.}$	Safe/Fail
T1	1.00	431.00	431.00	187.6	435.3	600.0	1.38	O

$F_u$ =실험파괴하중 하에서의 단면력;  $v_s$  및  $v_t$ : 스트럿 및 타이의 유효강도계수; 스트럿의 유효강도  $f_{cs}=v_s f_{ck}$ ; 타이의 유효강도  $f_{ct}=v_t f_y$ ; 스트럿의 필요단면적  $w_{req.}=F_u/bf_{cs}$ ;  $w_{prov.}$ : 스트럿의 최대단면적; O: safe

(b) 절점영역의 파괴강도 검토

Node No.	Node Type	$v_s$	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{cs}$ (MPa)	$F_u$ (kN)		$w_{req.}$ (mm)	$w_{prov.}$ (mm)	$w_{req.}/w_{prov.}$	Safe/Fail
					R	V				
1	CCT	0.80	16.10	12.88	R	119.9	91.3	102.0	1.12	O
					S2	199.4	151.8	142.8	0.94	X
					T1	159.3	121.3	102.0	0.84	X
2	CCC	1.00	16.10	16.10	V	119.9	73.0	102.0	1.40	O
					S1	159.3	97.0	150.9	1.56	O
					S2	199.4	121.4	181.9	1.50	O

$F_u$ =85% 실험파괴하중 하에서의 단면력; R=지점의 반력; V=작용전단력(85% 실험하중);  $v_n$ : 절점영역의 유효강도계수(ACI 318M-08의 A.5.2절 참조); 절점영역의 유효강도  $f_{cn}=v_n f_{ck}$

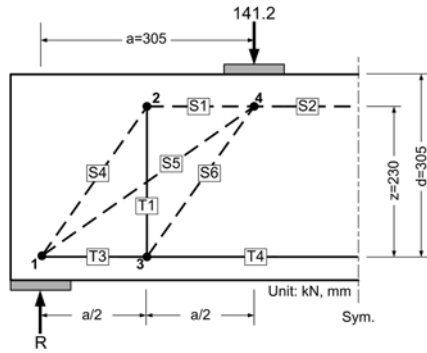
표 7. 정정 스트럿-타이 모델에 의한 철근콘크리트 깊은 보의 극한강도 평가결과

Investigator	$P_{cal}/P_{test}$												
	No. of Specimen (275개)	Thulimann (1976)	Nielsen <i>et al.</i> (1978)	Ramirez & Breen (1983)	Marti (1985)	Schlaich <i>et al.</i> (1987)	Bergmeister <i>et al.</i> (1991)	Alshegeir (1992)	MacGregor (1997)	FIB (1999)	AASHTO-LRFD (2007)	ACI 318M-08 (2008)	Present Approach
Smith & Vantsiotis (1982)	52	0.63	0.62	0.58	0.62	0.68	0.75	0.70	0.67	0.57	0.45	0.70	0.71
Tan <i>et al.</i> (1995)	17	-	0.59	0.46	0.71	0.76	0.86	0.75	0.60	0.56	0.74	0.74	0.86
Teng <i>et al.</i> (1996)	13	-	0.81	0.64	0.89	0.90	1.06	1.02	0.84	0.80	0.60	1.01	0.93
Tan <i>et al.</i> (1997a)	22	-	0.91	0.55	0.83	0.90	0.91	0.91	0.79	0.70	0.84	0.90	0.90
Tan <i>et al.</i> (1997b)	19	-	0.49	0.52	0.97	0.94	1.03	1.08	0.93	0.75	0.84	1.07	1.04
Kong & Rangan (1998)	33	-	-	0.62	0.63	0.63	0.62	0.63	0.63	0.62	0.62	0.63	0.63
Tan & Lu (1999)	12	0.72	0.70	0.56	0.82	0.87	0.97	0.82	0.80	0.70	0.88	0.82	0.88
Shin <i>et al.</i> (1999)	30	-	0.71	0.57	0.76	0.84	0.83	0.85	0.78	0.72	0.67	0.85	0.85
Oh & Shin (2001)	53	0.70	0.80	0.67	0.74	0.93	0.88	0.94	0.83	0.75	0.91	0.93	0.93
김 및 박 (2005)	24	0.67	0.63	0.50	0.71	0.77	0.89	0.88	0.70	0.61	0.67	0.86	0.83
Total	AVE	0.65	0.68	0.58	0.73	0.81	0.86	0.83	0.75	0.67	0.71	0.83	0.83
	COV(%)	13.4	25.0	25.4	27.2	26.9	25.9	27.0	25.8	26.6	36.8	27.0	25.3

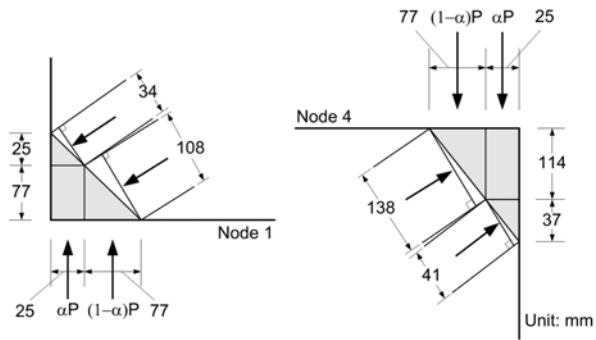
니즘의 모델을 선정하였다. 이 모델에서, 철근 타이 T1은 휨 인장철근의 도심에 위치시켰으며, 등가응력블럭의 깊이( $=\rho b d f_y / 0.85 f_{ck} b = 151 \text{ mm}$ ,  $\rho \leq \rho_b$ ,  $\rho_b$ =균형철근비,  $b=102 \text{ mm}$ )를 단면폭으로 사용하는 콘크리트 스트럿 S1은 이 스트럿의 단면 상단경계선이 보의 상단과 일치하도록 위치시켰다. 하중점에서 지지점으로 하중을 직접 전달할 수 있도록 스트럿 S2를 스트럿 S1 및 타이 T1에 연결하였다. 등가응력블럭의 깊이를

계산함에 있어 휨철근비를 균형철근비 이하로 제한한 것은 콘크리트 스트럿 S1의 하단경계선이 보의 중립축을 넘지 않게 하기 위함이다. 실험파괴하중 141.2 kN에 대한 스트럿 및 타이의 단면력과 하중판 및 지지판으로부터 결정한 스트럿 및 절점영역의 최대단면적은 그림 9(b)와 같다.

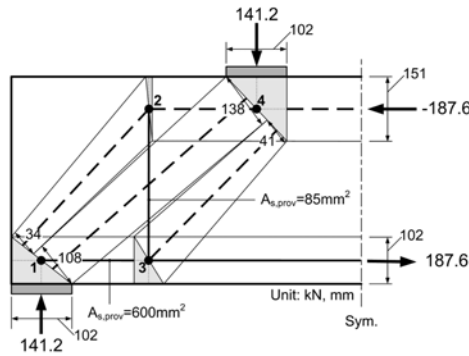
이 논문 2장에 소개된 방법에 따라 구한 그림 9(a)의 콘크리트 스트럿 S1 및 S2의 유효강도는 표 5와 같다.



(a) 깊은 보 1A4-12의 부정정 스트럿-타이 모델



(b) 절점영역의 형상에 의한 스트럿의 최대단면폭 결정



(c) 스트럿과 타이의 최대단면폭

그림 10. 철근콘크리트 깊은 보 1A4-12의 부정정 스트럿-타이 모델

Thulimann(1976), Nielsen 등(1978), 그리고 Ramirez & Breen (1983) 등에 의한 콘크리트 스트럿 S1의 유효강도는 ACI 318M-08(2008)의 것으로 취하였다. 극한강도 평가 시 ACI 318M-08의 스트럿 유효강도계수  $0.85\beta_s$ 를  $\beta_s$ 로 간주하였다. 시험체 1A4-12의  $f_{ck}$ 가 20 MPa 이하이므로 Bergmeister 등 (1991)의 제안식에 의한 유효강도는 산정하지 않았다. 콘크리트 스트럿의 여러 유효강도 값 중 Alshegeir(1992)의 값을 이용하여 철근콘크리트 깊은 보 1A4-12의 극한강도를 평가하는 과정을 표 6에 소개하였다. 표 6으로부터 깊은 보 1A4-12의 스트럿-타이 모델 스트럿 S2가 실험파괴하중의 85%인 119.9 kN의 하중을 받을 때 파괴되며, 또한 이 모델의 1번 절점영역이 119.9 kN의 84%인 100.7 kN에서 파괴되는 것을 알 수 있다. 따라서 이 보의 극한하중은 실험파괴하중의 71%( $0.85 \times 0.84$ )로 결정되었다. 이와 동일한 방법으로 콘크리트 스트럿의 유효강도에 따른 모든 철근콘크리트 깊은 보의 극한강도를 평가하였으며, 그 결과는 표 7과 같다.

$a/d < 1.8$ 인 보에 대한 아치 메커니즘의 스트럿-타이 모델 및  $a/d \geq 1.8$ 인 보에 대한 트러스 메커니즘의 스트럿-타이 모델을 적용한 결과, 표 7과 같이 Thulimann(1976), Nielsen 등(1978), Ramirez & Breen(1983), Marti(1985), MacGregor (1997), FIB(1999), 그리고 AASHTO-LRFD(2007) 등에 의한 스트럿의 유효강도는 철근콘크리트 깊은 보의 강도를 다소 보수적으로 평가하였으며, 특히 AASHTO-LRFD(2007)에 의한 것은 가장 큰 변동계수를 나타내었다. Schlaich 등(1987), Bergmeister 등 (1991), Alshegeir(1992), ACI 318M-08 (2008), 그리고 본 연구자의 방법(2005) 등에 의한 스트럿의 유효강도는 철근콘크리트 깊은 보의 강도를 실험파괴하중의 평균 81%~86% 범위에서 다른 방법에 비해 더 양호하게 평가하였다.

#### 4.2 부정정 스트럿-타이 모델을 이용한 해석

이 연구에서는 철근콘크리트 깊은 보의 수직 전단철근에 의한 하중전달능력 및 하중점과 지지점을 직접 연결하는 스트럿에 의한 하중전달능력을 극한강도 평가 시 제대로 반영할 수 있는 그림 8(a) 및 (b)의 두 모델을 합친 1차 부정정 트러스 구조의 스트럿-타이 모델(이하 부정정 스트럿-타이 모델)을 이용하여 파괴실험이 수행된 275개 철근콘크리트 깊은 보의 극한강도를 평가하였다. 철근콘크리트 깊은 보의 극한강도 평가과정을 설명하기 위하여 앞 절에서 소개한 깊은 보 1A4-12를 택하였다. 이 보의 극한강도 평가를 위한 부정정 스트럿-타이 모델 및 콘크리트 스트럿의 최대단면폭은 그림 10과 같다. 그림 10(a)의 부정정 스트럿-타이 모델의 형상 결정 시 철근 타이 T3 및 T4의 중심선은 횡인장철근의 도심과 같도록 하였다. 등가응력블럭의 깊이( $=151$  mm)를 단면폭으로 사용하는 콘크리트 스트럿 S2는 이 스트럿의 단면 상단경계선이 보의 상단과 일치하도록 위치시켰다. 상부의 콘크리트 스트럿 S1은 스트럿 S2와 동일한 수평선상에 위치시켰다.

부정정 스트럿-타이 모델을 이용한 극한강도 평가 시 그림 11과 같이 철근콘크리트 깊은 보의 하중전달 메커니즘을 구성하는 하나의 요소가 일차적으로 파괴되어도 다른 요소들로 구성된 하중전달 메커니즘에 의해 추가적인 하중이 전달되는 것으로 보였다. 부정정 스트럿-타이 모델의 각 구성요소의 강도검토를 위한 스트럿과 타이의 단면력은 김병현 및 윤영목(2008)의 하중분담률 및 트러스 구조의 절점해석법을 적용시켜 구하였다. 즉 작용하중에 대한 수직 트러스 메커니즘의 수직타이 단면력의 비로 정의한 다음의 하중분담률  $\alpha$ 로부터 그림 10(a)의 타이 T1의 단면력을 구한 후, 스트럿-

타이 모델 각 절점에서의 평형조건을 적용시켜 모든 스트럿과 타이의 단면력을 결정하였다.

$$\alpha = \beta(f_{ck} - 40) + \frac{200 - 40\rho/\rho_b}{a/d} \ln\left(\frac{a/d}{1.1 - 0.25\rho/\rho_{bmin}}\right)$$

$$= 0.463 \times (16.1 - 40) + \frac{200 - 40 \times 1.228}{1.0} \ln\left(\frac{1.0}{1.1 - 0.25 \times 1.228}\right) = 24.2(\%)$$

여기서

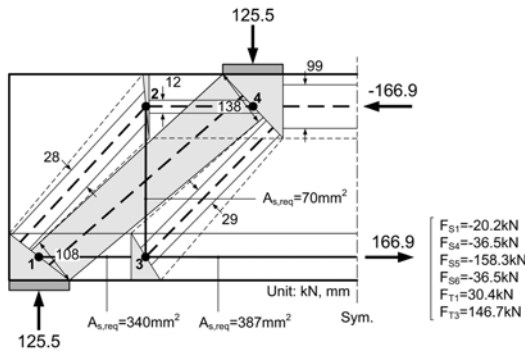
$$\eta = 2.1 - \left(\frac{2\rho}{3\rho_b}\right) = 2.1 - \frac{2}{3} \times 1.228 = 1.281$$

$$\beta = (2 + 3\rho/\rho_b)(a/d - \eta)^2 = (2 + 3 \times 1.228)(1.0 - 1.281)^2 = 0.463$$

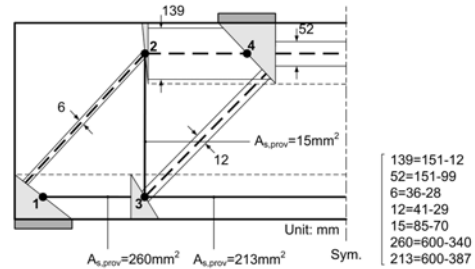
철근콘크리트 깊은 보 1A4-12의 극한강도는 스트럿 및 타이의 최대단면적과 부정정 스트럿-타이 모델의 구조해석으로부터 구한 스트럿 및 타이의 단면력을 이들의 유효강도로

표 8. 철근콘크리트 깊은 보 1A4-12의 부정정 스트럿-타이 모델 스트럿의 유효강도계수

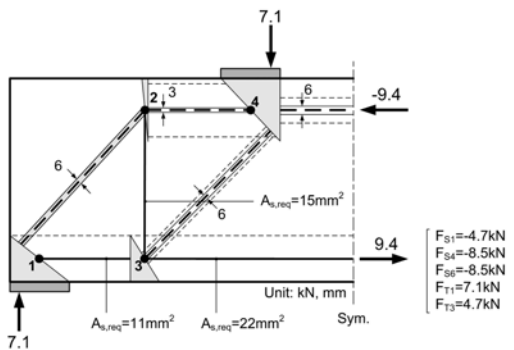
Element No.	스트럿의 유효강도계수 $\nu_s$								
	Thulimann (1976)	Nielsen <i>et al.</i> (1978)	Marti (1985)	Schlaich <i>et al.</i> (1987)	MacGregor (1997)	FIB (1999)	AASHTO-LRFD (2007)	ACI318M-08 (2008)	Present Approach
S1	1.00	1.00	0.60	0.85	0.86	0.78	0.85	1.00	1.00
S2	1.00	1.00	0.60	0.85	0.86	0.78	0.85	1.00	1.00
S4	0.66	0.62	0.60	0.68	0.69	0.55	0.16	0.75	0.80
S5	0.66	0.62	0.60	0.68	0.69	0.55	0.57	0.75	0.89
S6	0.66	0.62	0.60	0.68	0.69	0.55	0.16	0.75	0.78



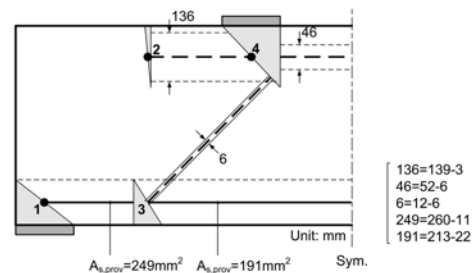
(a) 1차 파괴하중 작용 시의 스트럿 및 타이의 단면력과 필요단면적



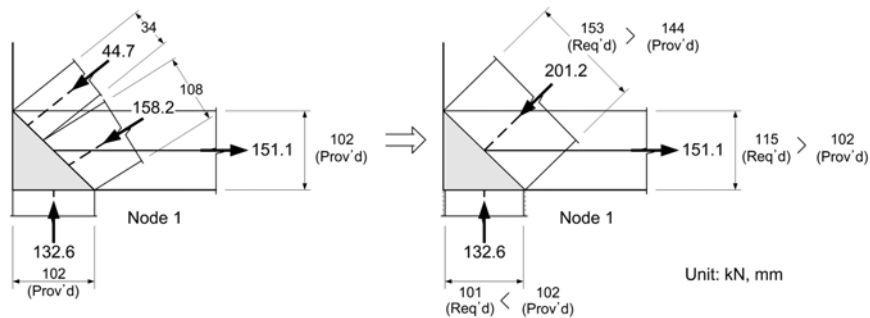
(b) 1차 파괴하중 작용 후의 스트럿 및 타이의 여유단면적



(c) 2차 파괴하중 작용 시의 스트럿 및 타이의 단면력과 필요단면적



(d) 2차 파괴하중 작용 후의 스트럿 및 타이의 여유단면적



(e) 1번 절점영역의 강도검토

그림 11. 본 연구자의 스트럿 유효강도를 이용한 철근콘크리트 깊은 보 1A4-12의 극한강도 평가과정

나는 필요단면적의 크기 및 절점영역 경계면의 최대단면적 과 필요단면적의 크기를 비교하여 평가하였다. 이때 타이의 유효강도는 철근의 항복강도로 취하였으며, 스트럿의 유효강도는 이 논문 2장에 소개된 방법에 따라 구하였다. 표 8은 철근콘크리트 깊은 보 1A4-12의 부정정 스트럿-타이 모델

스트럿의 유효강도이다. 정정 스트럿-타이 모델의 경우와 같이, Thulimann(1976), Nielsen 등(1978), 그리고 Ramirez & Breen(1983) 등에 의한 콘크리트 스트럿의 유효강도는 보의 복부 스트럿에 해당하는 값이므로 부정정 스트럿-타이 모델의 상부에 위치한 콘크리트 스트럿의 유효강도 값을

표 9. 본 연구자의 스트럿 유효강도 값에 근거한 철근콘크리트 깊은 보 1A4-12의 극한강도 평가과정  
(a) 1차 파괴상태에서의 각 스트럿과 타이의 파괴강도 검토

Element No.	$v_s$	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{cs}$ (MPa)	$F_u$ (kN)	$w_{req.}$ (mm)	$w_{prov.}$ (mm)	$w_{req.}/w_{prov.}$	Safe/Fail
S1	1.00	16.10	16.10	22.7	13.8	150.9	10.90	O
S2	1.00	16.10	16.10	187.6	111.2	150.9	1.32	O
S4	0.80	16.10	12.88	41.1	31.3	34.3	1.10	O
S5	0.89	16.10	14.33	177.9	121.7	108.2	0.89	X
S6	0.78	16.10	12.56	41.1	32.1	40.8	1.27	O
Element No.	$v_t$	$f_y$ (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)	$F_u$ (kN)	$A_{s,req.}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{s,prov.}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{s,req.}/A_{s,prov.}$	Safe/Fail
T1	1.00	437.00	437.00	34.2	78.3	85.2	1.09	O
T3	1.00	431.00	431.00	164.9	382.5	600.0	1.57	O
T4	1.00	431.00	431.00	187.6	435.3	600.0	1.38	O

$F_u$ =실험파괴하중 하에서의 단면력;  $v_s$  및  $v_t$ : 스트럿 및 타이의 유효강도계수; 스트럿의 유효강도  $f_{cs}=v_s f_{ck}$ ; 타이의 유효강도  $f_{ct}=v_t f_y$ ; 스트럿의 필요단면적  $w_{req.}=F_u/bf_{cs}$ ;  $w_{prov.}$ : 스트럿의 최대단면적; O: safe

(b) 2차 파괴상태에서의 각 스트럿과 타이의 파괴강도 검토

Element No.	$v_s$	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{cs}$ (MPa)	$F_u$ (kN)	$w_{req.}$ (mm)	$w_{prov.}$ (mm)	$w_{req.}/w_{prov.}$	Safe/Fail
S1	1.00	16.10	16.10	93.8	57.1	138.6	2.43	O
S2	1.00	16.10	16.10	187.6	114.2	49.3	0.43	X
S4	0.80	16.10	12.88	169.5	129.0	6.5	0.05	X
S6	0.78	16.10	12.56	169.5	132.3	12.3	0.09	X
Element No.	$v_t$	$f_y$ (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)	$F_u$ (kN)	$A_{s,req.}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{s,prov.}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{s,req.}/A_{s,prov.}$	Safe/Fail
T1	1.00	437.00	437.00	141.2	323.1	15.6	0.05	X
T3	1.00	431.00	431.00	93.8	217.6	259.8	1.19	O
T4	1.00	431.00	431.00	187.6	435.3	213.0	0.49	X

$F_u$ =실험파괴하중 하에서의 단면력;  $w_{prov.}=w_{prov.}(1차파괴)-0.89 \times w_{req.}(1차파괴)$

(c) 절점영역의 파괴강도 검토

Node No.	Node Type	$v_n$	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{cn}$ (MPa)	$F_u$ (kN)		$w_{req.}$ (mm)	$w_{prov.}$ (mm)	$w_{req.}/w_{prov.}$	Safe/Fail
1	CCT	0.80	16.10	12.88	R	132.6	100.9	102.0	1.01	O
					S4	44.7	152.9	143.9	0.94	X
					S5	158.2				
					T3	151.1	115.0	102.0	0.89	X
2	CCT	0.80	16.10	12.88	S1	24.8	18.8	150.9	8.01	O
					S4	44.7	34.0	340.3	10.00	O
					T1	37.3	28.4	305.0	10.76	O
3	CTT	0.60	16.10	9.66	S6	44.7	45.4	321.6	7.09	O
					T1	37.3	37.8	305.0	8.07	O
					T4	24.8	25.1	102.0	4.06	O
4	CCC	1.00	16.10	16.10	V	132.4	80.6	102.0	1.27	O
					S1	24.8	134.0	181.9	1.36	O
					S5	158.2				
					S6	44.7				
S2	175.9	107.1	150.9	1.41	O					

$F_u=94\%$  실험파괴하중 하에서의 단면력; R=지점의 반력; V=작용전단력(94%실험하중);  $v_n$ : 절점영역의 유효강도계수(ACI 318M-08의 A.5.2절 참조); 절점영역의 유효강도  $f_{cn}=v_n f_{ck}$

ACI 318M-08(2008)의 것으로 취하였다. 극한강도 평가 시 ACI 318M-08의 스트럿 유효강도계수  $0.85\beta_s$ 를  $\beta_s$ 로 간주하였다. 시험체 1A4-12의  $f_{ck}$ 가 20 MPa 이하이므로 Bergmeister 등(1991)의 제안식에 의한 유효강도는 산정하지 않았다.

콘크리트 스트럿의 여러 유효강도 값 중 본 연구자의 유효강도를 이용한 철근콘크리트 깊은 보 1A4-12의 극한강도 평가과정은 표 9 및 그림 11에서 상세히 소개하였다. 표 9(a) 및 그림 11(a)에 나타난 것과 같이 깊은 보 1A4-12 부정정 스트럿-타이 모델의 1차 파괴는 아치 메커니즘을 구

성하는 부정정 요소인 스트럿 S5가 최대를 받을 수 있는 하중상태, 즉 실험파괴하중의 89%인 125.5 kN에서 발생하였다. 1차 파괴 후 그림 11(b)와 같이 스트럿 S5를 제외하면 다른 스트럿과 타이는 여분의 하중전달성능을 가지고 있으므로 수직 트러스 메커니즘을 구성하는 스트럿과 타이에 의해 추가적인 하중을 지점으로 전달할 수 있다. 추가적인 하중을 작용시킨 결과, 스트럿-타이 모델의 2차 파괴는 표 9(b) 및 그림 11(c)에 나타난 것과 같이 스트럿 S4 및 타이 T1의 항복에 의해 실험파괴하중의 5%인 7.1 kN에서 발

표 10. 부정정 스트럿-타이 모델에 의한 철근콘크리트 깊은 보의 극한강도 평가결과

(a) 전체 결과

Investigator	$P_{cal}/P_{test}$												
	No. of Specimen (275개)	Thulimann (1976)	Nielsen et al. (1978)	Ramirez & Breen (1983)	Marti (1985)	Schlaich et al. (1987)	Bergmeister et al. (1991)	Alshegeir (1992)	MacGregor (1997)	FIB (1999)	AASHTO-LRFD (2007)	ACI 318M-08 (2008)	Present Approach
Smith & Vantsiotis (1982)	52	0.71	0.70	0.66	0.67	0.75	0.82	0.76	0.75	0.65	0.52	0.82	0.83
Tan et al. (1995)	17	-	1.15	1.11	0.82	1.15	1.00	1.15	1.00	0.93	1.15	1.15	1.15
Teng et al. (1996)	13	-	0.91	0.72	0.94	1.00	1.12	1.08	0.93	0.89	0.74	1.10	1.10
Tan et al. (1997a)	22	-	0.94	0.57	0.84	0.91	0.91	0.92	0.80	0.73	0.79	0.90	0.91
Tan et al. (1997b)	19	-	0.49	0.55	0.97	0.94	1.03	1.03	0.94	0.78	0.90	1.07	1.07
Kong & Rangan (1998)	33	-	-	0.85	1.03	1.12	1.12	1.08	1.04	0.93	0.78	1.08	1.08
Tan & Lu (1999)	12	0.67	0.66	0.54	0.77	0.81	0.90	0.77	0.74	0.66	0.81	0.77	0.79
Shin et al. (1999)	30	-	0.75	0.58	0.80	0.92	0.88	0.92	0.86	0.77	0.69	0.91	0.91
Oh & Shin (2001)	53	0.69	0.78	0.65	0.74	0.94	0.90	0.91	0.84	0.76	0.89	0.95	0.95
김 및 박 (2005)	24	0.67	0.61	0.51	0.68	0.72	0.82	0.68	0.66	0.60	0.63	0.79	0.81
Total	AVE	0.70	0.76	0.67	0.80	0.91	0.93	0.91	0.85	0.76	0.76	0.94	0.94
	COV(%)	12.4	29.1	31.0	27.0	25.9	23.3	26.3	24.8	25.9	34.0	24.0	23.5

(b) 전단경간대 유효깊이 비의 분류에 따른 결과

Design Variable		$P_{cal}/P_{test}$											
		Thulimann (1976)	Nielsen et al. (1978)	Ramirez & Breen (1983)	Marti (1985)	Schlaich et al. (1987)	Bergmeister et al. (1991)	Alshegeir (1992)	MacGregor (1997)	FIB (1999)	AASHTO-LRFD (2007)	ACI 318M-08 (2008)	Present Approach
$a/d \leq 1.0$ (83)*	AVE	0.67	0.78	0.65	0.78	0.92	0.95	0.91	0.82	0.73	0.92	0.95	0.95
	COV(%)	9.9	36.8	40.5	20.6	29.2	20.3	27.9	26.0	28.0	31.4	24.8	24.8
$1.0 < a/d \leq 2.0$ (141)*	AVE	0.71	0.73	0.63	0.76	0.86	0.89	0.87	0.81	0.72	0.66	0.90	0.91
	COV(%)	12.8	23.1	24.6	29.4	24.1	26.3	27.5	24.3	24.8	32.7	25.2	24.2
$a/d > 2.0$ (51)*	AVE	0.82	0.84	0.81	0.95	1.06	1.03	1.03	1.00	0.91	0.76	1.03	1.05
	COV(%)	13.9	16.4	21.6	22.3	18.2	16.8	16.8	17.7	17.6	21.9	16.6	16.1

\*: 시험체수(전체 275개)

(c) 콘크리트 압축강도의 분류에 따른 결과

Design Variable (Unit: MPa)		$P_{cal}/P_{test}$											
		Thulimann (1976)	Nielsen et al. (1978)	Ramirez & Breen (1983)	Marti (1985)	Schlaich et al. (1987)	Bergmeister et al. (1991)	Alshegeir (1992)	MacGregor (1997)	FIB (1999)	AASHTO-LRFD (2007)	ACI 318M-08 (2008)	Present Approach
$f_{ck} < 30$ (63)*	AVE	0.71	0.70	0.66	0.69	0.75	0.86	0.76	0.74	0.66	0.56	0.82	0.83
	COV(%)	11.6	11.6	12.2	12.7	12.2	13.0	13.5	11.7	11.9	24.1	11.8	10.6
$30 < f_{ck} \leq 60$ (120)*	AVE	0.63	0.79	0.66	0.76	0.92	0.91	0.91	0.82	0.75	0.83	0.95	0.96
	COV(%)	15.5	33.3	37.6	24.9	26.9	24.1	27.8	24.7	26.9	33.9	25.0	24.5
$f_{ck} > 60$ (92)*	AVE	-	-	0.68	0.93	1.01	1.00	1.01	0.95	0.84	0.82	1.00	1.00
	COV(%)	-	-	30.5	26.6	23.3	23.2	23.6	24.7	25.4	27.2	24.0	23.9

\*: 시험체수(전체 275개)

표 11. 철근콘크리트 코벨의 제원

Investigator	No. of Specimen	<i>b</i> (mm)	<i>c</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>f<sub>ck</sub></i> (MPa)	<i>f<sub>y</sub></i> (MPa)	<i>a/d</i>	$\rho$ (%)	$\rho/\rho_b$
Kriz & Raths (1965)	185	203-406	152-610	307-1059	356-1143	14.6-46.1	293-498	0.11-0.62	0.21-2.53	0.05-0.56
Mattock <i>et al.</i> (1976)	28	152	152-330	221-231	254	23.8-30.7	321-447	0.22-1.02	0.75-3.17	0.22-0.88
Foster <i>et al.</i> (1996)	30	125-150	300-550	450-740	600-800	45.0-105.0	415-495	0.30-1.00	0.58-5.00	0.08-1.02
Total	243	125-406	152-610	221-1059	254-1143	14.6-105.0	293-495	0.11-1.02	0.21-5.00	0.05-1.02

*b, c, d, h*: 코벨의 폭, 외팔보 길이, 유효깊이, 높이; *f<sub>ck</sub>* 및 *f<sub>y</sub>*: 콘크리트 압축강도 및 철근의 항복강도; *a/d*: 전단경간대 유효깊이 비;  $\rho$  및  $\rho_b$ : 인장철근비 및 균형철근비

생하였다. 그림 11(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 132.6 kN(=125.5+7.1)하에서 스트럿-타이 모델 절점영역의 강도를 그림 11(e)와 같이 검토하였다. 표 9(c)에 나타난 것과 같이 스트럿-타이 모델의 1번 절점영역이 132.6 kN의 89%인 118 kN에 파괴되는 것으로 나타나 실험파괴하중의 84%로 결정되었다. 이와 동일한 방법으로 콘크리트 스트럿의 유효강도에 따른 모든 철근콘크리트 깊은 보의 극한강도를 평가하였으며, 그 결과는 표 10과 같다.

표 10(a)에 나타나 있듯이 부정정 스트럿-타이 모델을 이용한 철근콘크리트 깊은 보의 강도평가 결과, Schlaich 등(1987), Bergmeister 등(1991), Alshegeir(1992), MacGregor(1997), ACI 318M-08(2008), 그리고 본 연구자의 방법(2005) 등에 의한 스트럿의 유효강도는 전체적으로 철근콘크리트 깊은 보의 강도를 실험파괴강도의 평균 85~94% 범위에서 잘 평가하였다. 또한 표 7 및 10으로부터 아치 메커니즘 및 트러스 메커니즘을 합친 부정정 트러스 구조의 스트럿-타이 모델은 철근콘크리트 깊은 보의 강도를 전체적으로 정정 스트럿-타이 모델에 의한 것보다 더 잘 평가함을 알 수 있다. 이는 스트럿-타이 모델에 의한 철근콘크리트 깊은 보의 해석 및 설계 결과는 콘크리트 스트럿의 유효강도뿐 아니라 스트럿-타이 모델의 형태에 따라 달라질 수 있음을 말해 준다. 표 10(b) 및 (c)는 전단경간대 유효깊이의 비 및 콘크리트 압축강도의 분류에 따른 강도평가 결과를 보인 것으로, 전체 철근콘크리트 깊은 보의 강도를 평균적으로 잘 평가한 Schlaich 등(1987), Alshegeir(1992), 그리고 MacGregor(1997) 등에 의한 스트럿의 유효강도는  $f_{ck} \leq 30$  MPa의 조건을 갖는 깊은 보의 강도를 보수적으로 평가함을 알 수 있다.

### 5. 철근콘크리트 코벨의 해석

이 장에서는 콘크리트 스트럿의 유효강도 결정방법의 적합성을 검증하기 위하여 파괴실험이 수행된 Kriz & Raths(1965)의 185개, Mattock 등(1976)의 28개, 그리고 Foster 등(1996)의 30개 등 총 243개의 철근콘크리트 코벨 중 휨 파괴된 코벨을 제외한 218개 코벨의 극한강도를 평가하였다. 철근콘크리트 코벨의 제원은 표 11과 같으며, 각 코벨의 형상 및 배근상세는 참고문헌에 소개되어 있다. 철근콘크리트 코벨의 스트럿-타이 모델 해석을 위한 콘크리트 스트럿의 유효강도는 이 논문 2장에 소개된 방법에 따라 구하였다. 이

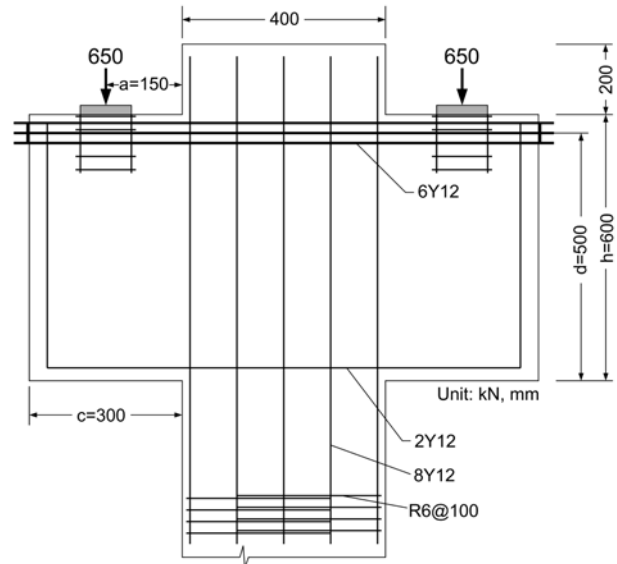


그림 12. 철근콘크리트 코벨 PC1의 형상 및 배근상세

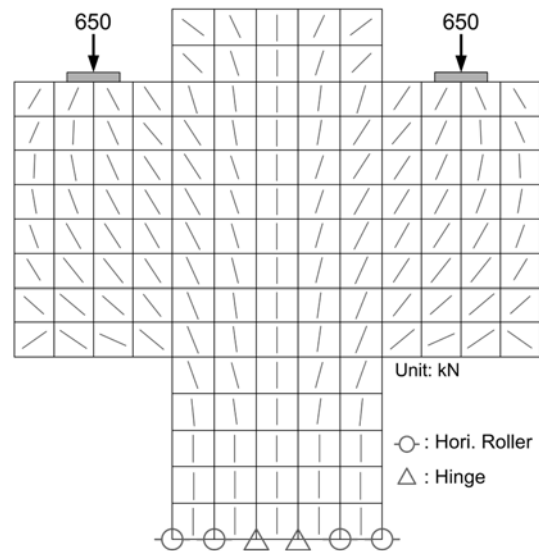
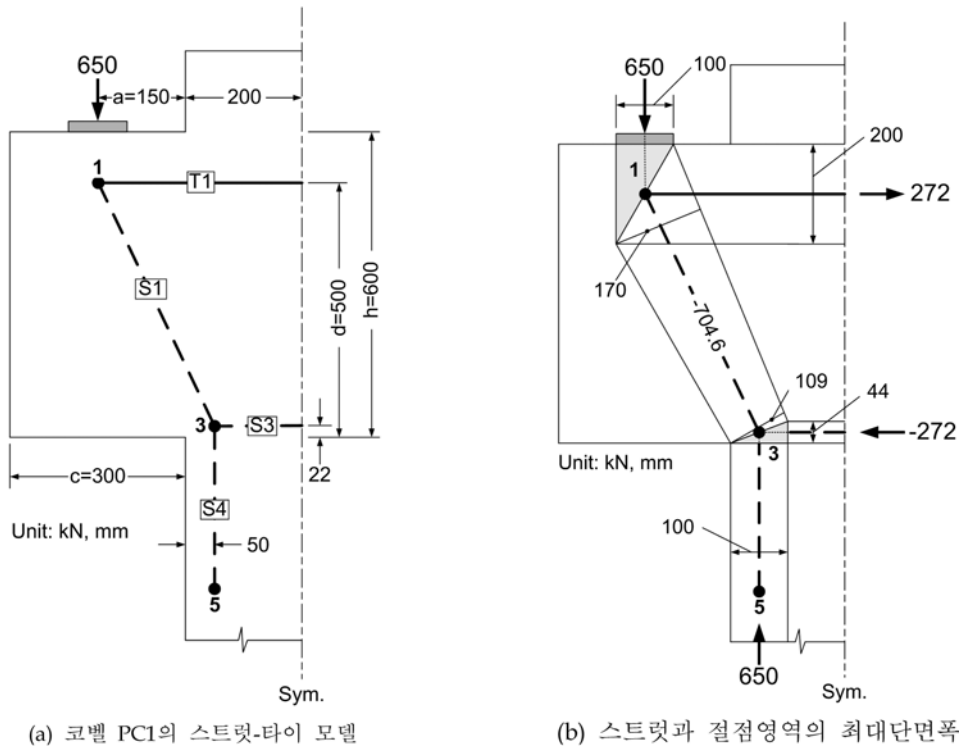


그림 13. 철근콘크리트 코벨 PC1의 압축주응력 흐름

연구는 콘크리트 스트럿의 유효강도가 철근콘크리트 코벨의 강도에 미치는 영향을 파악하기 위한 것이므로 스트럿-타이 모델 해석 시 절점영역의 강도를 ACI 318M-08(2008)의 것만 사용하였다.

스트럿-타이 모델을 이용한 철근콘크리트 코벨의 극한강도 평가과정을 소개하기 위하여 Foster 등(1996)의 전단경간대 유효깊이 비(*a/d*)가 0.3인 그림 12의 형상 및 배근상세를 갖는 코벨 PC1을 선택하였다. 이 코벨의 콘크리트 압축강도





(a) 코벨 PC1의 스트럿-타이 모델

(b) 스트럿과 절점영역의 최대단면폭

그림 14. 철근콘크리트 코벨 PC1의 스트럿-타이 모델

$f_{ck}$ 는 53 MPa이며, 철근의 항복강도  $f_y$ 는 420 MPa이고, 하중판의 폭은 100 mm이다. 실험파괴하중을 받는 철근콘크리트 코벨 PC1의 압축주응력 흐름은 그림 13과 같으며, 압축주응력 흐름을 근거로 선정된 스트럿-타이 모델은 그림 14(a)와 같다. 스트럿-타이 모델의 타이 T1의 중심선은 주인장철근의 도심과 같도록 하였으며, 스트럿 S3의 중심선은 등가응력블럭의 깊이( $=A_s f_y / 0.85 f_{ck} b = 44$  mm,  $A_s = 710$  mm<sup>2</sup>,  $b = 150$  mm)의 값을 고려하여 결정하였다. 수직 스트럿 S4는 하중판

과 같은 폭을 가지도록 위치시켰으며, 경사 스트럿 S1은 하중판의 하중이 기둥으로 직접 전달되도록 콘크리트 스트럿 S3 및 S4에 연결하였다. 실험파괴하중 650.0 kN에 대한 스트럿 및 타이의 단면력, 코벨 PC1의 기하학적 형상, 그리고 하중판으로부터 결정한 스트럿 및 절점영역의 최대단면폭은 그림 14(b)에 나타내었다.

이 논문 2장에 소개된 방법에 따라 콘크리트 스트럿 S1의 유효강도계수를 구하였다. Thulimann(1976), Nielsen 등

표 12. 본 연구자의 스트럿 유효강도 값에 근거한 철근콘크리트 코벨 PC1의 극한강도 평가과정

(a) 스트럿과 타이의 파괴강도 검토

Element No.	$v_s$	$f_{ct}$ (MPa)	$f_{cs}$ (MPa)	$F_u$ (kN)	$w_{req.}$ (mm)	$w_{prov.}$ (mm)	$w_{req.}/w_{prov.}$	Safe/Fail
S1	0.76	53.00	40.28	704.6	116.6	109.3	0.94	X
Element No.	$v_t$	$f_y$ (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)	$F_u$ (kN)	$A_{s,req.}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{s,prov.}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{s,req.}/A_{s,prov.}$	Safe/Fail
T1	1.00	420.00	420.00	272.0	647.6	710.1	1.10	O

$F_u$ =실험파괴하중 하에서의 단면력;  $v_s$  및  $v_t$ : 스트럿 및 타이의 유효강도계수; 스트럿의 유효강도  $f_{cs} = v_s f_{ct}$ ; 타이의 유효강도  $f_{ct} = v_t f_y$ ; 스트럿의 필요단면폭  $w_{req.} = F_u / b f_{cs}$ ;  $w_{prov.}$ : 스트럿의 최대단면폭; O: safe

(b) 절점영역의 파괴강도 검토

Node No.	Node Type	$v_n$	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{cn}$ (MPa)	$F_u$ (kN)		$w_{req.}$ (mm)	$w_{prov.}$ (mm)	$w_{req.}/w_{prov.}$	Safe/Fail
1	CCT	0.80	53.00	42.40	V	609.1	95.8	100.0	1.04	O
					S1	660.3	103.8	169.5	1.63	O
					T1	254.9	40.1	200.0	4.99	O
3	CCC	1.00	53.00	53.00	S1	660.3	83.1	109.3	1.32	O
					S3	254.9	32.1	44.1	1.38	O
					S4	609.1	76.6	100.0	1.31	O
5	CCC	1.00	53.00	53.00	R	609.1	76.6	100.0	1.31	O
					S4	609.1	76.6	100.0	1.31	O

$F_u$ =94% 실험파괴하중 하에서의 단면력; R=지점의 반력; V=작용전단력(94% 실험하중);  $v_n$ : 절점영역의 유효강도계수(ACI 318M-08 A.5.2절 참조); 절점영역의 유효강도  $f_{cn} = v_n f_{ck}$

(1978), Ramirez & Breen(1983), Marti(1985), Schlaich 등 (1987), Alshegeir(1992), MacGregor(1997), FIB(1999), AASHTO-LRFD(2007), ACI 318M-08(2008), 그리고 본 연구자의 방법(2005) 등에 따라 구한 유효강도계수는 각각 0.44, 0.34, 0.60, 0.51, 0.72, 0.60, 0.47, 0.47, 0.60, 0.85, 그리고 0.76이다. 실험 시 모든 철근콘크리트 코벨은 콘크리트 스트럿 S3 및 S4와는 무관하게 철근 타이 T1에 해당하는 주인장철근의 항복, 콘크리트 스트럿 S1에 해당하는 콘크리트의 일축압축파괴, 그리고 1번 절점영역에 해당하는 지압영역의 파쇄 등에 의해 파괴되었다. 따라서 콘크리트 스트럿 S3 및 S4의 필요단면적 결정을 위한 유효강도는 산정하지 않았다. 본 연구자의 방법(2005)에 의한 콘크리트 스트럿 S1의 유효강도 결정 시, 콘크리트 스트럿 S1의 길이에 걸쳐 수평철근이 배치된 철근콘크리트 코벨의 경우 그 수평철근에 의한 구속력은 철근 타이 T1의 인장변형률과 콘크리트 스트럿 S3의 압축변형률 사이의 변형률 분포를 선형으로

가정하여 각 수평철근의 위치에 해당하는 인장변형률을 계산하고 이 인장변형률에 각 철근의 단면적과 탄성계수를 곱하여 산정하였다.

본 연구자의 스트럿 유효강도 값을 이용한 철근콘크리트 코벨 PC1의 극한강도 평가과정을 표 12에 소개하였다. 표 12로부터 철근콘크리트 코벨 PC1 스트럿-타이 모델의 콘크리트 스트럿 S1이 실험파괴하중의 94%인 704.6kN의 하중을 받을 때 파괴되었으나, 이 하중상태에서 절점영역은 파괴되지 않음을 알 수 있다. 따라서 이 코벨의 극한하중은 콘크리트 스트럿 S1의 파괴로 인한 실험파괴하중의 94%로 결정되었다. 이와 동일한 방법으로 콘크리트 스트럿의 유효강도에 따른 모든 철근콘크리트 코벨의 극한강도를 평가하였으며, 그 결과는 표 13과 같다.

표 13(a)와 같이 218개 철근콘크리트 코벨의 강도평가 결과, Thulimann(1976), Nielsen 등(1978), Ramirez & Breen(1983), Schlaich 등(1987), MacGregor(1997), 그리고 FIB(1999)

표 13. 스트럿-타이 모델을 이용한 철근콘크리트 코벨의 극한강도 평가결과

(a) 전체 결과

Investigator	$P_{cal}/P_{test}$												
	No. of Specimen (218개)	Thulimann (1976)	Nielsen et al. (1978)	Ramirez & Breen (1983)	Marti (1985)	Schlaich et al. (1987)	Bergmeister et al. (1991)	Alshegeir (1992)	MacGregor (1997)	FIB (1999)	AASHTO-LRFD (2007)	ACI 318M-08 (2008)	Present Approach
Kriz & Raths (1965)	168	0.78	0.79	0.70	0.83	0.74	0.92	0.83	0.76	0.76	0.92	0.84	0.91
Mattock et al. (1976)	26	0.81	0.82	0.76	0.83	0.79	0.83	0.58	0.83	0.81	0.81	0.83	0.83
Foster et al. (1996)	24	-	0.56	0.43	0.86	0.74	0.97	0.95	0.74	0.61	0.98	0.94	0.99
Total	AVE	0.78	0.79	0.67	0.83	0.75	0.92	0.82	0.76	0.75	0.91	0.85	0.91
	COV(%)	37.1	35.9	39.9	33.5	36.0	33.8	37.0	36.4	36.5	33.2	34.1	32.6

(b) 전단경간대 유효깊이 비의 분류에 따른 결과

Design Variable	$P_{cal}/P_{test}$												
		Thulimann (1976)	Nielsen et al. (1978)	Ramirez & Breen (1983)	Marti (1985)	Schlaich et al. (1987)	Bergmeister et al. (1991)	Alshegeir (1992)	MacGregor (1997)	FIB (1999)	AASHTO-LRFD (2007)	ACI 318M-08 (2008)	Present Approach
$ad \leq 0.5$ (147)*	AVE	0.72	0.61	0.61	0.78	0.68	0.78	0.86	0.70	0.69	0.87	0.79	0.86
	COV(%)	36.7	40.8	40.8	34.0	37.5	34.7	31.6	36.6	37.2	31.2	33.8	31.2
$0.5 < a/d \leq 1.0$ (62)*	AVE	0.93	0.81	0.81	0.97	0.89	0.94	1.06	0.92	0.89	1.05	0.99	1.04
	COV(%)	30.7	34.2	34.2	29.3	29.2	36.4	42.8	31.3	31.2	33.4	31.5	32.4
$a/d > 1.0$ (9)*	AVE	0.82	0.76	0.76	0.82	0.80	0.58	0.82	0.82	0.82	0.74	0.82	0.81
	COV(%)	17.4	18.7	18.7	17.4	17.4	31.0	17.4	17.2	17.4	20.4	17.4	17.1

\*: 시험체수(전체 218개)

(c) 콘크리트 압축강도의 분류에 따른 결과

Design Variable (Unit: MPa)	$P_{cal}/P_{test}$												
		Thulimann (1976)	Nielsen et al. (1978)	Ramirez & Breen (1983)	Marti (1985)	Schlaich et al. (1987)	Bergmeister et al. (1991)	Alshegeir (1992)	MacGregor (1997)	FIB (1999)	AASHTO-LRFD (2007)	ACI 318M-08 (2008)	Present Approach
$f_{ck} \leq 30$ (152)*	AVE	0.77	0.79	0.70	0.82	0.73	0.78	0.90	0.76	0.76	0.89	0.82	0.89
	COV(%)	36.1	35.7	37.6	35.3	37.5	39.7	35.3	38.1	36.7	35.0	36.3	34.1
$30 < f_{ck} \leq 60$ (49)*	AVE	0.88	0.78	0.67	0.86	0.78	0.87	0.93	0.79	0.78	0.94	0.88	0.94
	COV(%)	40.2	37.0	42.0	31.6	35.6	31.6	30.9	35.1	36.4	31.0	30.5	30.7
$f_{ck} > 60$ (17)*	AVE	-	-	0.43	0.91	0.77	1.00	1.07	0.76	0.61	1.02	0.99	1.04
	COV(%)	-	-	25.5	22.9	23.0	22.8	24.5	22.4	25.4	23.4	22.1	23.0

\*: 시험체수(전체 218개)

등에 의한 콘크리트 스트럿의 유효강도는 철근콘크리트 코벨의 강도를 다소 보수적으로 평가하였다. 반면에 Marti(1985), Bergmeister 등(1991), Alshegeir(1992), AASHTO-LRFD(2007), ACI 318M-08(2008), 그리고 본 연구자의 방법(2005)에 의한 것은 철근콘크리트 코벨의 강도를 실험과피하중의 평균 82%~92%로 비교적 양호하게 평가하였다. 모든 방법들에 의한 강도평가 결과의 변동계수는 32.6~39.9%로 전반적으로 크게 나타났는데, 이는 실험 시 철근콘크리트 코벨의 파괴여부에 대한 판단기준을 연구자에 따라 상이하게 적용했기 때문일 것으로 추측된다. 표 13(b) 및 (c)는 전단경간대 유효깊이의 비 및 콘크리트 압축강도의 분류에 따른 강도평가 결과를 보인 것으로, 표 13(b)로부터 철근콘크리트 코벨의 강도를 평균적으로 잘 평가한 Marti(1985), Bergmeister 등(1991), ACI 318M-08(2008) 등에 의한 스트럿의 유효강도는  $a/d \leq 0.5$ 의 조건을 갖는 철근콘크리트 코벨의 강도를 보수적으로 평가하였으며, Bergmeister 등(1991) 및 AASHTO-LRFD(2007)에 의한 스트럿 유효강도는  $a/d > 1.0$ 의 조건을 갖는 철근콘크리트 코벨의 강도를 매우 보수적으로 평가함을 알 수 있다. 또한 표 13(c)로부터 전체 철근콘크리트 코벨의 강도를 평균적으로 가장 잘 평가한 Bergmeister 등(1991)에 의한 스트럿 유효강도는  $f_{ck} \leq 30$  MPa의 조건을 갖는 코벨의 강도를 비교적 보수적으로 평가함을 알 수 있다.

## 6. 결 론

콘크리트 구조부재의 합리적인 스트럿-타이 모델 설계를 위한 가장 중요한 요소 중 하나는 콘크리트 스트럿의 유효강도를 정확하게 결정하는 것이다. 이를 위하여 본 연구자는 2차원 콘크리트 구조부재를 위한 콘크리트 스트럿의 유효강도 결정방법을 이미 제안한 바 있다. 이 연구에서는 본 연구자의 방법뿐 아니라 기존의 연구문헌 및 설계기준에서 제안된 콘크리트 스트럿 유효강도 값의 적합성을 검토하기 위하여 파괴실험이 수행된 24개 콘크리트 패널, 275개 철근콘크리트 깊은 보, 그리고 218개 철근콘크리트 코벨의 극한강도를 스트럿-타이 모델 해석을 통해 평가하였다. 기존에 제안된 콘크리트 스트럿의 유효강도 값은 전반적으로 콘크리트 구조부재의 종류, 스트럿-타이 모델의 구조형식, 전단경간대 유효깊이의 비, 그리고 콘크리트 압축강도 등의 주요설계변수에 따라 극한강도 값이 다소 보수적이거나 변동이 있는 것으로 나타났다. 반면에 본 연구자의 방법은, 비록 다른 방법에 의한 평가결과보다 변동계수 측면에서는 크게 향상된 결과를 보이진 못했지만, 이들 주요설계변수의 영향을 잘 고려하여 철근콘크리트 구조부재의 극한강도를 비교적 정확하며 일관성 있게 평가하였다. 따라서 본 연구자가 제안한 스트럿 유효강도 결정방법은 2차원 콘크리트 구조부재의 보다 정확한 스트럿-타이 모델 해석 및 설계를 가능케 할 것으로 판단된다.

## 감사의 글

이 논문은 2008학년도 경북대학교 연구교수 연구비에 의하여 연구되었음을 밝히며, 연구비 지원에 감사드립니다.

김병헌, 윤영목(2008) 단순지지 깊은 보 부정정 스트럿-타이 모델의 하중분배율 (I) : 하중분배율의 제안, *대한토목학회논문집*, 대한토목학회, 제28권 제2A호, pp. 259-267.

김성철, 박성용(2005) 철근콘크리트 깊은 보의 전단철근 효과에 관한 연구, *대한토목학회논문집*, 대한토목학회, 제25권 제2A호, pp. 365-373.

윤영목(2005) 스트럿-타이 모델에서 콘크리트 스트럿의 유효강도 (I) : 결정방법의 소개, *대한토목학회논문집*, 대한토목학회, 제25권 제1A호, pp. 49-59.

한국콘크리트학회(2007) *콘크리트 구조부재의 스트럿-타이 모델 설계 예제집* (KCI-M-06-001), 기문당, 220쪽.

ACI Subcommittee 445 (2002) *Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models*; SP-208, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.

Anderson, N.S. and Ramirez, J.A. (1987) *Effect of the Detailing of Stirrup Reinforcement on the Ultimate Strength and Behavior of Reinforced Concrete Members Failing in Shear*, Publication No. CE-STR-87-2, School of Civil Engineering, Purdue University, Indiana, p. 380.

American Concrete Institute (2005) *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*, Farmington Hills, Michigan, USA.

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

American Association of State Highway and Transportation Officials (2004) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 3th Edition, Washington D.C., USA.

American Association of State Highway and Transportation Officials (2007) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 4th Edition, Washington, D.C., USA.

Alshegeir, A. (1992) *Analysis and Design of Disturbed Regions with Strut-tie Models*, Ph.D Dissertation, School of Civil Engineering, Purdue University, Indiana, USA.

Barton, D.L., Anderson, R.B., Bouadi, A., Jirsa, J.O., and Breen, J.E. (1991) *An Investigation of Strut-And-Tie Models for Dapped Beam Details*, Research Report 1127-1, Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, Texas, p. 187.

Bergmeister, K., Breen, J.E., and Jirsa, J.O. (1991) Dimensioning of the Nodes and Development of Reinforcement, *Structural Concrete, IABSE Colloquium*, Stuttgart, Report, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, pp. 551-556.

Brown, M.D., Sankovich, C.L., Bayrak, O., and Jirsa, J.O. (2006) Behavior and Efficiency of Bottle-Shaped Struts, *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 3, pp. 348-355.

Canadian Standards Association (1984) *Design of Concrete Structures for Buildings*, CAN3-A23.3-M84, Rexdale, Ontario, Canada.

Comite Euro-International Du Beton (1993) *CEB-FIP model code 1990*, Thomas Telford Services, Ltd., London, p. 437.

Foster, S.J., Powell, R.E., and Selim, H.S. (1996) Performance of high-strength concrete corbels, *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 5, pp. 555-563.

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.

Kong, P.Y.L. and Rangan, B.V. (1998) Shear strength of high-performance concrete beams, *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 6, pp. 677-688.

Kriz, L.B. and Raths, C.H. (1965) Connections in precast concrete structures - strength of corbels, *PCI Journal*, Vol. 10, No. 1, pp. 16-61.

MacGregor, J.G. (1997) *Reinforced Concrete - Mechanics and Design*,

- 3rd Edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA.
- Marti, P. (1985) Basic tools of reinforced concrete beam design, *Journal of American Concrete Institute*, Vol. 82, No. 1, pp. 46-56.
- Mattock, A.H., Chen, K.C., and Soongswang, K. (1976) The behavior of reinforced concrete corbels, *PCI Journal*, Vol. 21, No. 2, pp. 52-77.
- Nielsen, M.P., Braestrup, M.W., Jensen, B.C., and Bach, F. (1978) *Concrete Plasticity, Beam Shear - Shear in Joints - Punching Shear*, Special Publication, Danish Society for Structural Science and Engineering, Lyngby, Denmark.
- Oh, J.K. and Shin, S.W. (2001) Shear strength of reinforced high-strength concrete deep beams, *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 2, pp. 164-173.
- Portland Cement Association (2004) *AASHTO LRFD Strut-Tie Model Design Examples*, Skokie, Illinois, USA.
- Ramirez, J.A. and Breen, J.E. (1983) *Proposed Design Procedure for Shear and Torsion in Reinforced and Prestressed Concrete*, Research Report 248-4F, Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, Texas, USA.
- Schlaich, J., Schaefer, K., and Jennewein, M. (1987) Towards a consistent design of structural concrete, *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 32, No. 3, pp. 74-151.
- Shin, S.W., Lee, K.S., Moon, J., and Ghosh, S.K. (1999) 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, pp. 549-556.
- Smith, K.M. and Vantsiotis, A.S. (1982) Shear strength of deep beams, *ACI Material Journal*, Vol. 79, No. 3, pp. 201-213.
- Tan, K.H., Kong, F.K., Teng, S., and Guan, L. (1995) High-strength concrete deep beams with effective span and shear span variations, *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 4, pp. 572-582.
- Tan, K.H., Kong, F.K., Teng, S., and Weng, L.W. (1997a) Effect of web reinforcement on high-strength concrete deep beams, *ACI Structural Journal*, Vol. 94, No. 6, pp. 572-582.
- Tan, K.H., Teng, S., Kong, F.K., and Lu, H.Y. (1997b) Main tension steel in high strength concrete deep and short beams, *ACI Structural Journal*, Vol. 94, No. 5, pp. 752-768.
- Tan, K.H. and Lu, H.Y. (1999) Shear behavior of large reinforced concrete deep beams and code comparisons, *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 5, pp. 836-845.
- Teng, S., Kong, F.K., Poh, S.P., Guan, L.W., and Tan, K.H. (1996) Performance of strengthened concrete deep beams predamaged in shear, *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 2, pp. 159-171.
- The International Federation for Structural Concrete(*fib*) (1999) *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.
- Thurlimann, B. (1976) Shear strength of reinforced and prestressed concrete - CEB approach, *Special Publication 59-6*, American Concrete Institute, Detroit, USA.
- Yun, Y.M. (2000) Nonlinear strut-tie model approach for structural concrete, *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 4, pp. 581-590.

(접수일: 2009.12.16/심사일: 2010.3.15/심사완료일: 2010.8.18)