

---

## 횡보강근이 없는 콘크리트 부재의 전단강도

Shear Strength of Concrete Members without Transverse Steel



김장훈\*

Kim, Jang-Hoon

---

### ABSTRACT

The truss analogy for the analysis of beam-columns subjected to shear and flexure is limited by the contribution of transverse and longitudinal steel and diagonal concrete compression struts. However, it should be noted that even though the behavior of reinforced concrete beam-columns after cracking can be modeled with the truss analogy, they are not perfect trusses but still structural elements with a measure of continuity provided by a diagonal tension field. The mere notion of compression field denotes that there should be some tension field coexisting perpendicularly to it. The compression field is assumed to form parallel to the crack plane that forms under combined flexure and shear. Therefore, the concrete tension field may be defined as a mechanism existing across the crack and resisting crack opening. In this paper, the effect of concrete tensile properties on the shear strength and stiffness of reinforced concrete beam-columns is discussed using the Gauss two-point truss model. The theoretical predictions are validated against the experimental observations. Although the agreement is not perfect, the comparison shows the correct trend in degradation as the inelasticity increases.

Keywords : concrete in tension, crack angle, flexure-shear interaction, shear, tension model, truss model and unreinforced concrete

---

\* 정회원, 아주대학교 환경도시공학부 조교수

• 본 논문에 대한 토의를 2001년 4월 30일까지 학회로 보내 주시면 2001년 6월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

## 1. 서 론

1세기 전 Ritter<sup>(1)</sup>가 처음으로 트러스 개념을 이용하여 균열 난 철근콘크리트 부재 내 힘의 흐름을 설명한 이래 각국의 철근콘크리트 보나 기둥의 전단철근을 위한 설계기준에는 45° 균열각 트러스 모델이 등장하게 되었다. 그러나 프리스트레스트콘크리트 보의 등장과 함께 최근의 기존 구조물에 대한 강도해석 결과, 현재 대부분의 엔지니어들은 45° 트러스 모델이 전단해석에 적절치 못한 것임을 인정하게 되었으며, 따라서 많은 관련규준들이 수정되었거나 수정되고 있다. 최근의 연구결과<sup>(2,3,4,5,6,7,8)</sup>에 따르면 철근콘크리트 부재의 전단거동 규명을 위한 대개의 모델들은 균열각에 근거하여 전단강도를 해석하거나 설계하도록 되어있다.

이들 모델 중 Modified Compression Field Theory<sup>(5)</sup>와 Softened Truss Model<sup>(6)</sup>은 부재의 전단변형을 평가하는 적절한 수단으로 최근 들어 각광을 받고 있다. 이 모델들은 단조전단하중이 작용하는 패널 부재에 연속체 트러스 모델(Continuum Truss Model)을 적용시켜서 개발되었다. 두가지 모델 모두 회전각 모델(Rotating Angle Model)이라고 불리는데, 이는 평형조건(Equilibrium)과 적합조건(Compatibility)을 이용하여 응력의 변화에 따른 균열각을 계산해내며, 응력상태가 변화하면 균열각도 변화하기 때문이다. 후에 Pang과 Hsu<sup>(9)</sup>는 고정균열각(Fixed Angle) 개념을 도입하여 Softened Truss Model을 수정하였으며, 작용하중에 따른 주응력에 의하여 콘크리트에 의한 전단강도를 계산하였다.

그러나 이러한 모델들은 일반적인 단면의 철근콘크리트 보나 기둥에 적용할 때에, 특히 지진에 의한 횡하중 작용시, 다음의 두 가지 문제에 직면하게 된다. 첫째는 콘크리트의 균열이 상당히 넓게 벌어지게 되어 Continuum Mechanics가 더 이상 적절하게 적용될 수 없으며, 따라서 이들 모델을 이용한 콘크리트에 의한 전단강도 계산이 의심스러워지게 된다. 둘째는 전단 경간이 짧은 전단에 약한 보-기둥 부재에서는 휨-전단 상호작용으로 인하여 특정한 위험단면뿐만이 아닌 부재

전체에 걸쳐서 변형에 미치는 영향을 고려하여야 한다는 것이다. 즉, 휨-전단 상호작용 또는 합성을 고려할 때에 B-영역이나 D-영역 중 하나만으로는 부재의 변형을 적절하게 계산할 수 없으며, B-영역과 D-영역 모두 함께 고려되어야 한다는 의미이다. 여기서 B-영역과 D-영역은 Schlaich 등<sup>(10)</sup>의 정의를 따른다. 이는 대개의 골조에서 하나의 부재 안에 B-영역과 D-영역이 공존하기 때문이다. 이에 대한 대안으로 Kim과 Mander<sup>(11)</sup>는 Two-Point Gauss Truss 모델을 개발하였는데, 이 모델은 B-영역과 D-영역을 모두 포괄하여 전단과 휨에 대한 상호작용 및 합성을 고려할 수 있다. 또한 이 모델은 전단철근에 의한 전단저항  $V_s$  뿐만 아니라 콘크리트에 의한 전단저항  $V_c$ 도 함께 고려할 수 있다. 본 논문에서는 이중 전단저항에 대한 콘크리트의 효과만을 소개하되, Gauss Truss 모델의 유도과정 및 이를 이용한 힘-변위 관계를 설명하고자 한다. 마지막으로 제안된 이론을 전단보강되지 않은 콘크리트 부재의 실험결과와 비교하여 그 타당성을 보이고자 한다.

## 2. 힘-변위 해석모델

철근콘크리트 부재는 여러 메카니즘들이 합하여진 구조시스템으로서 Fig. 1과 같이 스프링 상사성을 이용하여 그 거동을 설명할 수 있다. 이때 부재 전체의 횡변위각은 전단에 의한 변위각  $\theta_s$ 와 휨에 의한 변위각  $\theta_f$ 의 합으로 다음과 같이 된다.

$$\theta = \theta_s + \theta_f \quad (1)$$

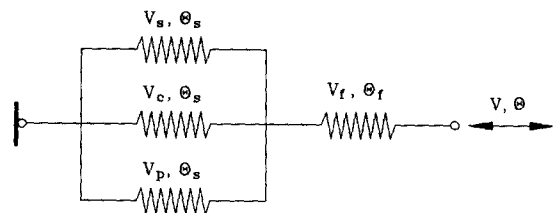


Fig. 1 Spring analogy between load transfer mechanisms

부재의 저항은 다음의 전단에 의한 저항  $V_u$ 와 휨에 의한 저항  $V_f$  중 작은 값이 된다.

$$V = V_u = V_s + V_c + V_p \quad (2)$$

$$V = V_f \quad (3)$$

여기서 전단에 의한 저항은 전단철근에 의한 저항  $V_s$ , 콘크리트에 의한 저항  $V_c$  및 축방향력에 의한 저항  $V_p$ 의 합이 된다. 하중전달 메카니즘간 적합조건과 평형조건을 유지하기 위하여 콘크리트 부재단면을 Fig. 2와 같이 각 메카니즘의 강도에 따라 나눌 수 있다고 가정하면

$$\frac{b_{ws}}{b_w} = \frac{V_s}{V_u}; \quad \frac{b_{wc}}{b_w} = \frac{V_c}{V_u}; \quad \frac{b_{wp}}{b_w} = \frac{V_p}{V_u} \quad (4)$$

와 같이 되고  $b_w = b_{ws} + b_{wc} + b_{wp}$ 이다. 이는 각 메카니즘간 스트럿 내 압축응력과 변형률을 균등하게 유지하고자 함이다.

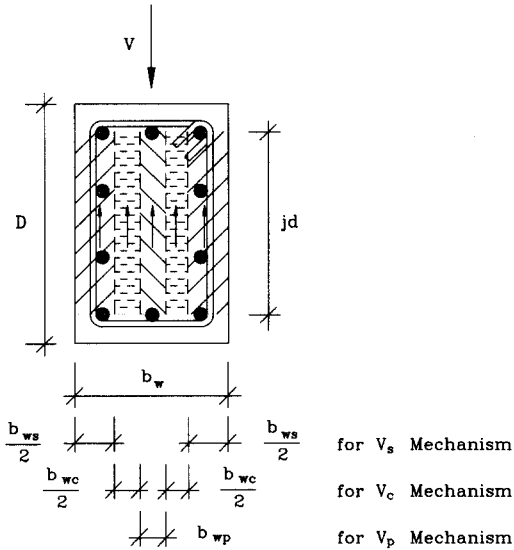


Fig. 2 Proportioning of section for mechanisms

### 3. 인장이 작용하는 콘크리트의 모델링

콘크리트의 인장 및 압축에 대한 거동 파악은 철근콘크리트 보-기둥의 전단강도 및 변위를 계

산하는데 있어서 매우 중요하다. Carreira와 Chu<sup>(12)</sup>의 연구에 의하면 콘크리트의 인장 및 압축 응력-변형률 곡선을 각각의 최대 응력에 대하여 무차원화하면 인장 및 압축간의 거동특성은 유사한 것으로 보고되었다. 다만 콘크리트의 인장응력 및 인장변형률의 크기는 압축에 비하여 1/10 정도이므로 전단에 의하여 거동이 제한되는 부재에서 콘크리트 인장강도에 의한 저항은 작은 범위의 전단변형에서도 소멸될 수 있음을 의미한다. 실제로 콘크리트의 균열 후, 균열을 가로질러서는 어떠한 응력도 전달될 수 없는 것이지만, 본 논문에서는 부재 내에 균등히 배근된 철근에 의하여 균열효과를 일정구간에 걸쳐 고르게 가정하는 Smeared Crack 모델을 사용하기로 한다.

콘크리트에 균열이 발생하기까지 상응역에서는 변형률의 양이 작고 또한 탄성범위에 속하는 것으로 간주되므로 각 모델간에 큰 차이가 없지만, 균열 변형률을 넘어서 하강역에 들어서게 되면 크게 두 가지 그룹의 모델을 생각할 수 있다. 첫째는 비선형 하강역 모델이고 다른 하나는 선형 하강역 모델이다.

#### 3.1 비선형 하강역 모델

Collins와 Mitchell<sup>(5)</sup>은 평균 응력-변형률 관계를 이용하여 균열간 콘크리트의 인장응력과 변형률의 관계를 실험적으로 구하여 다음과 같이 정리하였다.

$\epsilon_t \leq \epsilon_t'$  에 대하여

$$f_t = E_c \epsilon_t \quad (5)$$

$\epsilon_t > \epsilon_t'$  에 대하여

$$f_t = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_t'}{1 + \sqrt{500 \epsilon_t}} \quad (6)$$

여기서  $f_t$ ,  $\epsilon_t$ 는 각각 콘크리트의 평균 인장강도 및 변형률,  $f_t'$ ,  $\epsilon_t'$ 는 각각 콘크리트의 인장강도와 이때의 변형률, 그리고  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ 는 각각 철근의 부착 및 반복하중효과에 대한 계수이다. 이 때 콘크리트의 인장강도는  $f_t' = 0.333\sqrt{f_{cu}}$  (MPa)를 취

한다. 균열이 벌어지면 식(6)은 철근의 다우얼 작용과 골재의 맞물림 거동 의하여 제한된다고 가정하였다. 즉,

$$f_t \leq \frac{0.6\sqrt{f_{cu}}}{1 + \frac{80 s_{m0} \epsilon_t}{d_a + 16}} \quad (7)$$

여기서  $s_{m0}$ 는 평균 전단균열간격,  $d_a$ 는 최대 골재크기이며, 사용단위는 MPa 및 mm이다. 이에 대하여 Hsu<sup>(13,14)</sup>는 전단이 작용하는 패널 부재에 주응력 방향으로 두 개의 인장변형률이 동시에 존재할 수 없다는 이유를 들어 이 모델을 이론적인 오류라고 규정하였으며, 그의 Softened Truss Model에서는 식(7)의 효과를 무시하였다.

Carreira와 Chu<sup>(12)</sup>의 연구에 따라 인장이 작용하는 콘크리트의 거동모델을 Popovics 공식<sup>(15)</sup>에 의하여 나타낼 수 있다. 즉,

$$f_t = \frac{f'_t r \left( \frac{\epsilon_t}{\epsilon'_t} \right)}{r - 1 + \left( \frac{\epsilon_t}{\epsilon'_t} \right)^r} \quad (8)$$

여기서  $r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$

### 3.2 선형 하강역 모델

선형 하강역 모델은 균열 후 콘크리트의 인장 거동을 직선으로 가정한 것으로, 인장응력이 더 이상 존재하지 않게 되는 최대 인장변형률의 결정이 중요하다. 최대 인장변형률의 결정은 주

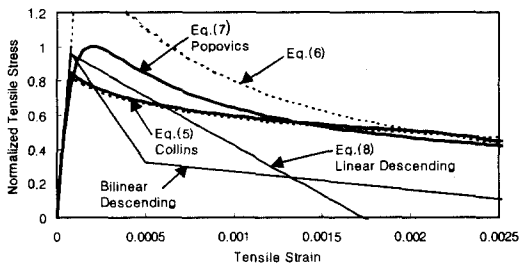


Fig. 3 Concrete tensile stress curves for concrete mechanism

로 콘크리트의 파괴에너지<sup>(16,17,18,19)</sup>를 고려하여 결정할 수 있다. 이렇게 결정된 하강역을 갖는 균열 후 콘크리트의 인장응력-인장변형률 곡선은 Menegotto-Pinto<sup>(20)</sup> 공식을 사용하여 나타낼 수 있다. 즉,

$$f_t = E_c \epsilon_t \left[ Q + \frac{1 - Q}{\left\{ 1 + \left( \frac{E_c \epsilon_t}{f'_t} \right)^{20} \right\}^{0.05}} \right] \quad (9)$$

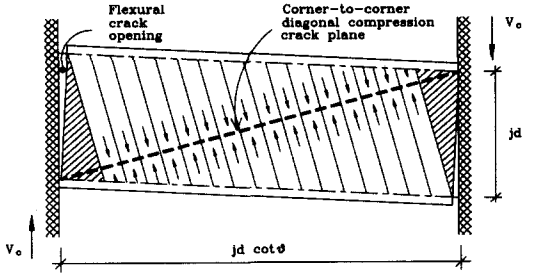
여기서  $Q = \frac{-f'_t}{E_c(\epsilon_u - \epsilon'_t)}$

지금까지 소개된 콘크리트의 인장거동 모델[식(5)에서 식(9)까지]이 무차원화되어 Fig. 3에 보여지고 있다. 여기서 식(6)의 Collins 모델과 식(8)의 Popovics 모델이 서로 가까움을 볼 수 있다. 또한 파괴에너지에 의한 모델들은 비교적 급한 하강역을 보여주고 있음을 알 수 있다. 콘크리트의 인장거동 중 하강역에 대한 Vecchio와 Collins<sup>(21)</sup>의 실험결과는 상당히 넓은 분포를 보여주고 있다. 이로부터 Chang과 Mander<sup>(22)</sup>는 콘크리트의 인장거동을 묘사하기 위하여 어떠한 하강역 모델이라도 사용할 수 있다는 결론을 맺고 있다.

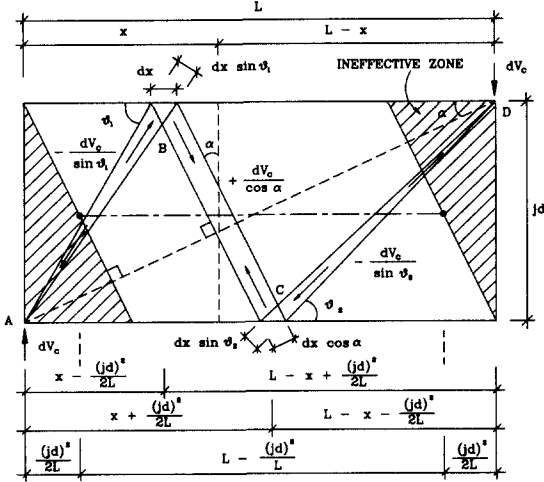
## 4. 콘크리트 트러스 모델

### 4.1 가변각 트러스(Variable Angle Truss)

균열 후 철근콘크리트 부재의 거동을 트러스 모델로 이상화할 수 있지만, 이는 온전한 트러스가 아니라 Fig. 4(a)에서 보이듯이 균열선을 따라서 균열을 가로지르는 콘크리트의 인장역에 의하여 어느 정도의 연속성이 유지되는 트러스이다. 이러한 콘크리트의 인장역은 Fig. 4(b)와 같이 미소전단력(Differential Shear)  $dV_c$ 를 전달하는 미소트러스(Differential Truss)의 연속적인 조합으로 이루어졌다고 가정할 수 있다. 하나의 미소트러스를 따로 떼어내어 미소전단력과 변형의 관계를 구하여 각각의 미소트러스의 전단강성을 계산한 후, 다시 각 미소트러스에 의한 전단강성을 합하면, 콘크리트의 인장역에 의한 콘크리트



(a) Tension field in concrete continuum



(b) A differential truss mechanism

Fig. 4 Variable angle truss model for concrete mechanism

부재의 전단강성이 계산된다. 이 때 미소트러스의 콘크리트 인장타이(Tensile Tie)의 강도가 주철근과 콘크리트의 부착력에 의하여 유지된다고 가정하면, Fig. 4의 양단의 휨에 의하여 균열이 발생한 빗금친 부분은 인장타이의 역할이 유효하지 못한 것으로 간주할 수 있다.

가변각 트러스 모델을 이용하여 부재축방향에 따라 분포되는 콘크리트의 주응력방향 인장응력과 인장변형률을 조사하여 보면, 부재축방향으로의 위치에 따라 그 크기가 변화함을 알 수 있다. 그러나 가변각 트러스 모델의 각각의 미소트러스에 콘크리트의 인장거동 모델을 적용하게 되면, 부재의 전단력-전단변형 관계를 구하는 것이 상당히 복잡하게 되므로 평균 주인장응력과 평균 주인장변형률을 이용하면 문제를 비교적 간단하게 해결할 수 있게 된다. 평균 주인장변형률과 평균 주인장응력은 부재길이를 따라서 주변형률 및 주응력의 분포와 Fig. 4의 부재 유효길이를 고려

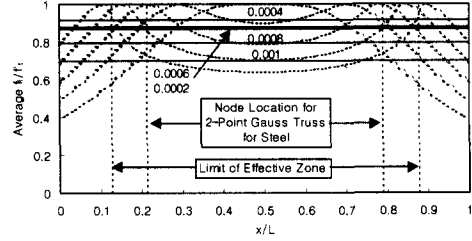
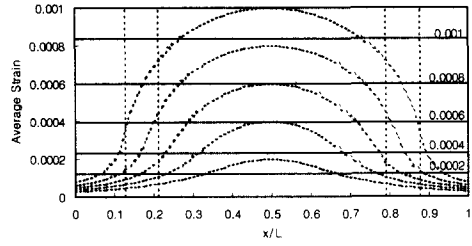


Fig. 5 Tensile profiles with nonlinear descending model

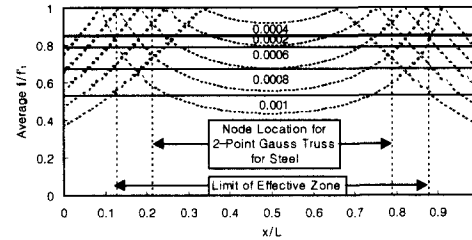
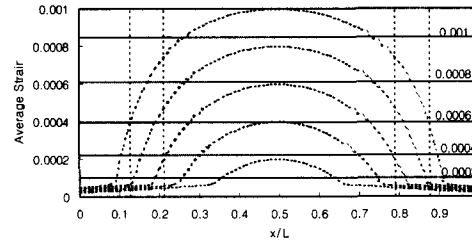


Fig. 6 Tensile profiles with linear descending model

하여 구할 수 있다. 즉,

$$\epsilon_1^{avg} = \frac{1}{1 - \tan^2 \alpha} \int_{0.5 \tan^2 \alpha}^{1 - 0.5 \tan^2 \alpha} \epsilon_1(x) dx \quad (10)$$

$$f_1^{avg} = \frac{1}{1 - \tan^2 \alpha} \int_{0.5 \tan^2 \alpha}^{1 - 0.5 \tan^2 \alpha} f_1(\epsilon(x)) dx \quad (11)$$

여기서  $\alpha$ 는 부재 코너간 대각선각도이고  $x$ 는 무차원화 한 부재축방향 위치이다. 식(10), (11)에

식(5)에서 식(9)까지의 관계를 대입하면 평균 변형률 및 평균 응력을 구할 수 있다. 이렇게 구한 평균 주인장변형률과 평균 주인장응력이 부재축을 따라 분포된 주인장변형률 및 주인장응력과 함께 Fig. 5와 Fig. 6에 서로 다른 하강역 모델을 사용하여 비교되어 있다. 그림 안의 수치는 부재 중앙에서의 최대 주인장변형률을 나타내며, 각각의 곡선은 주어진 최대 주인장변형률에 대한 주인장변형률 및 주인장응력의 분포를 나타낸다. 이를 위하여  $f'_i = 2$  MPa,  $\epsilon'_i = 0.0002$ ,  $L/jd = 2$  및  $b_{wc}/b_w = 1.0$ 을 사용하였다. 그림에서 사용한 하강역 모델은 비선형에는 식(8)의 Popovics 모델이 사용되었으며, 선형에는 식(9)의 Menegotto-Pinto 모델이 사용되었다. 부재의 중앙부로 갈수록 주인장변형률이 증가됨을 알 수 있다. 즉, 균열의 벌어짐이 부재의 중간에서 최대임을 의미한다. 또한 이에 따른 콘크리트 인장응력의 하강역이 그림에 보여지고 있다.

#### 4.2 Two-Point Gauss Truss 모델

Fig. 4의 부재전단강성은 미소트러스의 강성을 유효 인장역에 대하여 적분함으로써 얻을 수 있는데, 적분식이 복잡하여 수식형태의 적분해는 얻을 수 없으며 수치해석적 적분기법을 이용하여야 한다. 수치해석적 적분기법으로 가장 간단한 것으로는 두 점을 이용한 Gauss Quadrature가 있는데 이 때의 중량계수(Weight Factor)  $w_i$ 와 평균점  $x_i$ 를 이용하면 Fig. 7과 같은 Two-Point Gauss Truss 모델을 고안해낼 수 있다. 여기서 Fig. 7(a)는 콘크리트 인장타이가 Fig. 4의 원래의 모델과 같이 균열선과 직각으로 만나도록 경사진 모델이고, Fig. 7(b)는 계산의 편의를 위하여 부재의 축방향에 직각으로 배치한 모델이다. 따라서 직각방향의 인장타이 모델은 어느 정도 오차가 존재하게 된다. 그러나 간과할 정도의 작은 오류라면 계산의 편의를 위하여 이용할 수 있다고 본다.

이렇게 구한 Two-Point Gauss Truss 모델에서 두 개의 콘크리트 인장타이의 위치에는 모든 연속적인 미소인장타이들을 합하여 둘로 나누

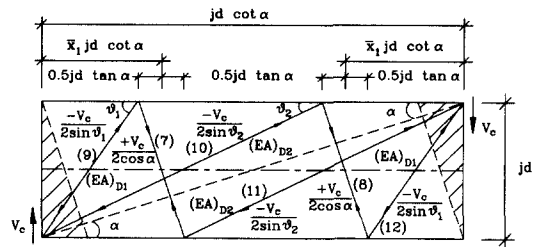
어 배치하는 것으로 간주되기 때문에 식(10) 및 (11)에서 얻은 평균 주인장변형률과 평균 주인장응력이 재료의 거동모델로서 사용된다. 그러므로 Gauss Truss 모델을 이용하여 콘크리트에 의한 부재의 전단강도  $V_c$ 와 전단변형  $\theta_s$ 의 관계를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$V_c = f_1^{avg} A_g \cot \alpha \cos 2\alpha \quad (12)$$

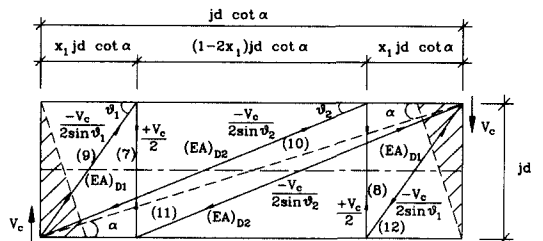
$$f_1^{avg} = \frac{0.5E_c}{T(a)} \left( \frac{b_{wc}}{b_w} \right) \tan^3 \alpha (1 + \tan^2 \alpha) \times \{ \theta_s - \epsilon_1^{avg} \tan \alpha (1 + \tan^2 \alpha) \} \quad (13)$$

$$\epsilon_1^{avg} = \left[ \theta_s - \frac{2f_1^{avg} \cos^2 \alpha}{E_c \left( \frac{b_{wc}}{b_w} \right) \tan^3 \alpha} T(a) \right] \frac{\cos^2 \alpha}{\tan \alpha} \quad (14)$$

$T(a) = [(1 - \tan^2 \alpha)^2 x_1^2 + \tan^2 \alpha]^2 + [(1 - \tan^2 \alpha)^2 (1 - x_1)^2 + \tan^2 \alpha]^2$ ,  $x_1 = 0.2113249$ 이다. 일반적인 콘크리트 부재의 해석을 위하여서는  $\alpha = \theta$ 로 놓는다. 여기서  $\alpha$ 는 부재의 코너간 대각선각이고  $\theta$ 는 축방향에 가장 근접한 균열각으로 Kim과 Mander<sup>(23)</sup>가 제안한 이론식을 사용하기로 한다. 비선형 및 선형 하강역 모델을 식(12)에서 (14)까지에 대입하면 하강역 모델에 따른 구조부재의 전단거동을 구할 수 있다. 식(14)는  $\epsilon_1^{avg}$ 가 식 우변의  $f_1^{avg}$  속에 포함되어 있으므로 반복계산 작업이 필요하다.



(a) Truss model with inclined concrete ties.



(b) Truss model with perpendicular concrete ties.

Fig. 7 Two-point Gauss truss for concrete mechanism

Gauss Truss 모델의 경사진 Strut의 축방향 강성(Axial Rigidity)은 다음과 같이 구하여진다.

$$(EA)_{D_s} = \frac{0.25(1 - \tan^2 \alpha)}{\sqrt{(1 - \tan^2 \alpha)^2 x_s^2 + \tan^2 \alpha}} E_c A_v \left( \frac{b_{sc}}{b_w} \right) \quad (15)$$

### 4.3 휨-전단 상호 작용

휨-전단 상호작용이란 단순히 휨과 전단에 의한 각각의 강도와 변형을 합성하는 것을 의미하는 것이라기보다는 변형이 증가함에 따라 서로의 하중전달 메카니즘에 영향을 미치는 과정을 의미한다. 앞서도 언급하였듯이 주철근이 항복하게 되면, 콘크리트에 의한 전단저항  $V_c$ 를 위한 미스트리스의 인장타이를 유지시켜 주던 초기 부착강도가 휨에 의한 위험단면에서 파괴된다고 간주할 수 있다. 그러므로 주철근의 항복이 전이됨에 따라 (즉 Yield Penetration), 콘크리트 저항강도  $V_c$ 는 감소될 수밖에 없다. Paulay<sup>(24,25)</sup>는 철근 콘크리트 전단벽을 연결시켜주는 Coupling Beam에 대한 이론 및 실험을 통하여 부재 전체 길이에 걸쳐서 주철근에 인장응력이 발생할 수 있음을 보여주었다. 이러한 현상은 스트럿-타이 모델을 이용한 철근콘크리트 기둥의 소성해석을 통하여서도 알 수 있다. 주철근의 인장응력이 Fig. 8과 같이 축방향으로 곡선 분포를 한다고 가정하면, 콘크리트의 전단저항 메카니즘에 고려하여야 할 강도감소를 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$r(f) = \left( \frac{M_y}{M_{max}} \right)^{1.25} \leq 1 \quad (16)$$

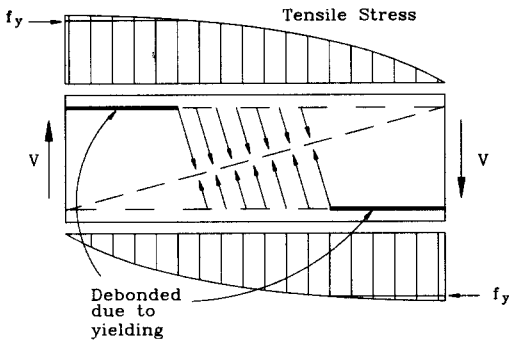


Fig. 8 Tensile stress distribution over longitudinal steel

식(16)에서 구하여진 강도감소계수를 콘크리트에 의한 전단강도  $V_c$ 에 곱한 후 식(2)의  $V_c$ 에 대입하면 휨-전단 상호작용에 의한 부재 전단강도를 구할 수 있다.

### 5. 실험에 의한 이론의 검증

김장훈 등<sup>(26)</sup>은 일련의 원형단면부재를 네 가지의 서로 다른 전단철근을 배근하여 실험하였는데, 이중 전단보강되지 않은 COA 및 COB를 선정하여 이론치와 실험치를 비교하여 보고자 한다. 이는 이 공시체들에는 전단보강근이 배근되지 않았으므로 순수한 콘크리트만의 영향을 고려할 수 있기 때문이다. 단면은 직경 155mm의 원형이고 사용된 콘크리트 압축강도는 COA, COB 각각 12.7 MPa, 12.9 MPa로 비슷하였으며, 주철근으로 SD40 8-D10이 배근되었다. 측정된 재료의 상수는  $f_y=458$  MPa,  $f_{su}=702$  MPa,  $E_s=35.5$  GPa,  $E_{sh}=4.72$  GPa,  $\epsilon_y=0.0161$ ,  $\epsilon_{sh}=0.0228$ ,  $\epsilon_{su}=0.1988$ ,  $\epsilon_{sf}=0.3663$  이었다. 공시체 배근도와 가력 위치는 Fig. 9와 같다. 실험 중에는 축방향력을 가하지 않았는데 이는 Fig. 1 및 식(2)에서  $V_s=0$ ,  $V_p=0$ 의 환경을 조성하여 순수한 콘크리트의 저항  $V_c$ 만을 얻고자 함이었다. COA 및 COB는 횡보강근이 없었음에도 불구하고 메카니즘 강도 가까이까지 도달하였다가 콘크리트 사인장균열의 발달과 함께 강도의 급격한 감소를 보였다.

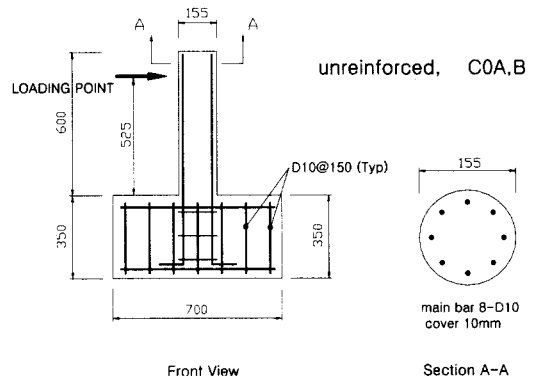


Fig. 9 Specimen details

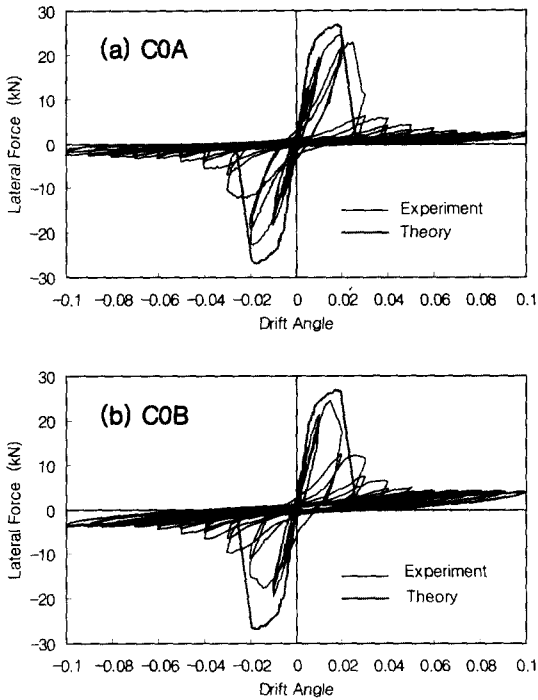


Fig. 10 Comparison between experiment and theory

이론적 거동예측을 위하여 본 논문에서 소개된 전단이론과 함께 휨거동에 대한 이론이 함께 적용되었는데 휨이론은 이미 많이 알려져 있기 때문에 본 논문에서는 언급하지 않기로 한다. 본 논문에서 언급한대로 휨과 전단의 상호작용으로 인하여 주철근의 항복과 함께 소성부분이 전이됨에 따라 콘크리트에 의한 전단강도의 감소를 고려하였다. Fig. 10에는 COA와 COB의 실험 관찰된 거동과 이론에 의한 최대값 (Envelope)이 휨하중 작용방향별로 비교되어 있다. 이론치와 실험치가 완전하게 일치하지는 않지만 변위의 증가에 따른 전단 메카니즘에 의한 강도 감소경향은 잘 일치하고 있다. 이론에 의한 예상 최대 강도가 실험치보다 다소 높게 나타나는 것은 콘크리트 인장강도를  $f_t' = 0.333\sqrt{f_{cu}}$  (MPa)로 가정한 것에 기인한다. 정확한 예측을 위하여서는 콘크리트 인장강도의 정확한 예측이 선행되어야 한다. 실험에서 관찰된 잔류강도가 이론치보다 다소 높은 이유는 주철근에 의한 전단저항 때문인 것으로 추정되는데 본 이론에서는 현재 이 부분이 고려되지 않

았다. 하지만 지금까지 예측불허로서 또한 갑작스런 파괴메카니즘으로서 간주되어온 전단메카니즘에 의한 강도감소 경향이 휨과 전단을 적절히 고려하는 해석방법에 의하여 어느 정도 예측 가능함을 보여주었다.

## 6. 결론

본 논문에서는 콘크리트의 인장강도가 전단력과 전단변형에 미치는 영향에 대하여 언급하였으며, 이를 평가하기 위한 모델을 제시하였다. 인장에 대한 콘크리트 모델은 하강역에 따라서 달라지며 비선형 및 선형으로 구분할 수 있다. 가변각 트러스를 이용하여 부재 축방향으로 분포되는 콘크리트의 주인장변형을 및 주인장응력의 분포형상을 보여 주었다. 가변각 트러스의 미소트러스 전단강성을 적분하여 전체 부재의 전단강성을 구할 수 있었으며, 수치해석적 적분기법을 적용하여 Two-Point Gauss Truss 모델을 구하였다. 이 때 휨에 의한 균열로 인하여 발생하게 되는 무효부분을 제외한 길이만을 고려하였다. Gauss 트러스의 해에 의하여 철근콘크리트 부재의 콘크리트에 의한 전단강도와 변형 관계를 유도하였으며, 콘크리트의 인장거동 모델과 연계시킬 수 있음을 보여주었다. 마지막으로 휨-전단 상호작용 결과, 콘크리트에 의한 전단저항이 주철근의 항복전이로 인하여 그 강도가 감소될 수 있음을 보여주었으며 이의 평가를 위한 공식을 제시하였다. 이론에 의한 거동예측을 전단보강되지 않은 콘크리트 부재의 실험 관찰된 거동과 비교하여 강도감소 경향이 비교적 잘 일치하고 있음을 보여주었다.

본 논문에서 제시한 모델의 해는 철근콘크리트 부재의 전단저항 메카니즘의 일부로서 콘크리트의 인장강도에 의한 영향을 규명한 것이며, 온전한 해석을 위하여서는 전단저항의 다른 부분, 즉 전단철근에 의한 영향 및 축방향력에 의한 영향과의 연계를 고려하여야 한다. 특히 전체 전단메카니즘과 휨메카니즘의 상호작용 및 합성에 대한 충분한 고려가 있어야 철근콘크리트 부재의 신빙성 있는 휨-변위 관계를 예측할 수 있게 됨을 강조한다.



## 감사의 글

본 연구를 수행하는데 있어서 도움을 준 University of Canterbury, New Zealand, 토목공학과와 Dr. John B. Mander의 조언에 감사 드린다.

## 참고문헌

1. Ritter, W. (1989), *Die Bauweise Hennebique (Construction Techniques of Hennebique)*, Schweizerische Bauzeitung, Zürich, Feb.
2. ACI Committee 318 (1995), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318-95, American Concrete Institute, Michigan.
3. AASHTO (1994), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 1st ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
4. Eurocode No. 2 (1991), *Design of Concrete Structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings*, Thomas Telford, London.
5. Collins, M.P. and Mitchell, D.(1991), *Prestressed Concrete Structures*, Prentice-Hall, Inc.
6. Hsu, T.T.C. (1993), *Unified Theory of Reinforced Concrete*, CRC Press, Inc.
7. Priestley, M.J.N., Seible, F., Xiao, Y. and Verma, R. (1994a), "Steel Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Columns for Enhanced Shear Strength-Part 1: Theoretical Considerations and Test Design," *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 4, July - August, pp. 394-405.
8. Priestley, M.J.N., Seible, F., Xiao, Y. and Verma, R. (1994b), "Steel Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Columns for Enhanced Shear Strength - Part 2: Test Results and Comparison with Theory," *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No.5, September -October, pp. 537-551.
9. Pang, X.B.D. and Hsu, T.T.C. (1996), "Fixed Angle Softened Truss Model for Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 2, March-April, pp. 197-207.
10. Schlaich, J., Schäfer, K. and Jennewein, M. (1987), "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," *PCI Journal*, Vol. 32, No. 3, May-June, pp. 74-150.
11. Kim, J.H. and Mander, J.B. (1999), *Truss Modeling of Reinforced Concrete Shear-Flexure Behavior*, MCEER-99-0005, Multi-disciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York.
12. Carreira, D.J. and Chu, K.H. (1986), "Stress-Strain Relationship for Reinforced Concrete in Tension," *ACI Journal*, Vol. 83, No. 1, January-February, pp.21-28.
13. Hsu, T.T.C. (1996), "Toward A Unified Nomenclature for Reinforced Concrete Theory," *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 3, March, pp. 275-283.
14. Hsu, T.T.C., Zhu, R.H and Lee, J.Y. (1999), "A Critique on The Modified Compression Field Theory," *Proceedings of 78th Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, D.C., January 10-14.
15. Popovics, S.(1973), "A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete," *Cement and Concrete Research*, Vol. 3, No. 4, September, pp. 583-599.
16. Petersson, P.E. (1980), "Fracture Energy of Concrete: Practical performance and experimental results," *Cement and Concrete Research*, 10, pp. 91-101.
17. Bažant, Z.P. and Oh, B.H. (1983), "Crack Band Theory for Fracture of Concrete," *Materiaux et Constructions*, Paris, France, 16(3), pp. 155-177.
18. Rots, J.G., Nauta, P., Kusters, G.M.A. and Blaauwendraad, J. (1985), "Smeared crack approach and fracture localization in concrete," *Hebron, Delft, Netherland*, 30(1), pp. 1-48.
19. Morcos, S.S. and Bjorhovde, R. (1995), "Fracture Modeling of Concrete and Steel," *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No. 7, July, pp. 1125-1133.
20. Menegotto, M. and Pinto, P.E. (1973), "Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending," *IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, Lisbon.

21. Vecchio, F. and Collins, M.P. (1986), "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements subjected to Shear," *ACI Journal*, Vol. 83, No. 2, March-April, pp. 219-231.
22. Chang, G.A. and Mander, J.B. (1994), *Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns, Part I: Evaluation of Seismic Capacity*, NCEER-94-0006, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York.
23. Kim, J.H. and Mander, J.B. (2000), "Theoretical Crack Angle in Reinforced Concrete Elements Subjected to Strong Earthquakes," Paper id. 0944, Proceedings of 12WCEE2000, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Jan. 30 - Feb. 4.
24. Paulay, T. (1971a), "Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 97, ST3, March, pp. 843-862.
25. Paulay, T. (1971b), "Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 97, ST9, September, pp. 2407-2419.
26. 김장훈, 정준언, 홍성걸 (2000), "콘크리트 원형단면의 횡보강근에 의한 전단강도 평가 이론 및 실험," 2000년 봄 학술발표회 논문집, 한국콘크리트학회, pp. 515-520.

## 요 약

전단과 휨에 대하여 저항하는 보-기둥 부재의 트러스 상사성을 이용한 해석의 신빙성은 주철근 및 횡보강근 그리고 경사방향 콘크리트 압축 스트럿의 적절한 선정에 의하여 결정된다. 그러나 트러스 모델이 균열난 철근콘크리트 보-기둥 부재의 거동예측에 이용된다고 해서 부재가 완전한 트러스는 아닐 뿐만 아니라 아직도 대각선 방향의 인장대에 의하여 어느 정도의 연속성이 유지되고 있음을 알아야 한다. 이는 이미 우리에게 익숙한 압축대라는 어휘속에는 그와 직각 방향의 인장대가 공존하고 있음을 의미한다. 그리고 압축대는 휨과 전단이 작용할 때 부재에 경사지게 형성된 균열면에 평행한 것으로 간주된다. 그러므로 콘크리트의 인장대는 균열면을 가로질러 존재하며 균열의 벌어짐에 저항하는 메카니즘으로 간주할 수 있다. 본 논문에서는 두 점 가우스 트러스 모델을 이용하여 콘크리트의 인장성능이 철근콘크리트 보-기둥의 전단강도 및 강성에 미치는 영향에 대하여 논한다. 본 논문에서 제안된 이론을 실험 관찰된 철근콘크리트 부재의 거동에 비교하여 보았으며 변위의 증가에 따른 전단 메카니즘에 의한 강도감소경향이 잘 일치하였다.

(접수일자 : 2000. 7. 26.)