

세장한 철근콘크리트 보의 변형기초 전단강도 모델

Deformation-Based Shear Strength Model for Slender Reinforced Concrete Beams

최 경 규* 박 흥 근** James K. WIGHT*

CHOI, Kyoung-Kyu PARK, Hong-Gun James K. WIGHT

ABSTRACT

A theoretical model was developed to predict the shear strength of slender reinforced concrete beams. The shear force applied to a cross-section of the beam was assumed to be resisted primarily by the compressive zone of intact concrete rather than by the tensile zone. The shear capacity of the cross section was defined based on the material failure criteria of concrete: failure controlled by compression and failure controlled by tension. In the evaluation of the shear capacity, interaction with the normal stresses developed by the flexural moment in the cross section was considered. In the proposed strength model, the shear strength of the beam and the location of the critical section were determined at the intersection between the shear capacity and shear demand curves. The proposed strength model was verified by the comparisons to prior experimental results.

1. 서론

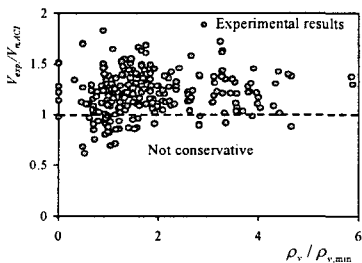


그림 1 Predictions by Existing Strength Model

ACI 318-02, Eurocode (1991) 등 현행 설계기준은, 기존 실험연구결과를 반영하여, 콘크리트의 압축강도, 인장철근비, 전단철근비, 전단경간비 등을 주요 변수로 하는 다양한 전단강도식이 각각 제안하였다. 그러나 이 설계식들은 단순지지 보에 대한 실험결과에 의존하여 경험적으로 개발되었으므로, 보다 광범위한 설계변수의 범위와 지지조건이 다른 경우에 대해서는 보다 면밀한 검토가 필요하다. 또한 그림 1에 나타난 바와 같이

Rebeiz (1999)를 비롯해서, Mphonde (1989), Ahmad et al. (1986), Elzanaty et al. (1986) 등 많은 연구자들은 현행 설계기준이 철근콘크리트 보의 전단거동과 파괴메커니즘을 적절하게 설명하고 있지 못함을 보고하였다. 특히, Johnson (1989)와 Roller (1990)에 따르면, 현행 KCI (ACI) 설계기준이 고강도 콘크리트의 전단강도를 과대평가하고 있다.

2. 철근콘크리트 보의 전단강도

전단경간비가 2.5 이상인 세장한 보에서는, 일반적으로 전단파괴에 앞서 인장대에 휨인장균열이 먼저 발생한다. 따라서 휨균열이 발생한 이후에는 인장대의 전단력에 대한 기여도를 무시할 수 있으며 (Tureyen and Frosch 2003, Kotsivos 1981), 따라서, 주로 압축대의 콘크리트가 전단력에 저항하는 것으로 가정할 수 있다.

*정회원, Department of Civil and Env. Engrg., University of Michigan

**정회원, 서울대학교 건축학과 교수

한편, 압축대의 콘크리트는 휨에 의한 압축응력과 전단응력의 조합응력을 재하받기 때문에, 보의 전단강도를 산정하기 위해서는 두 응력의 상호작용을 고려하여야 한다(그림 2). 본 연구에서는 조합응력에 대한 Rankine (Chen 1982)의 파괴기준을 사용하여, 주응력이 압축강도 $-f_{ck}$ 또는 인장강도 f_t 에 도달하면 재료파괴가 발생하는 것으로 정의한다. 따라서 최대허용전단응력은 재료강도와 수직응력의 함수로 식 (1)로 정의된다.

$$\text{압축지배 최대허용전단응력, } v_u(z) = \sqrt{f_{ck}(f_{ck} - \sigma_u(z))} \quad (1a)$$

$$\text{인장지배 최대허용전단응력, } v_u(z) = \sqrt{f_t(f_t + \sigma_u(z))} \quad (1b)$$

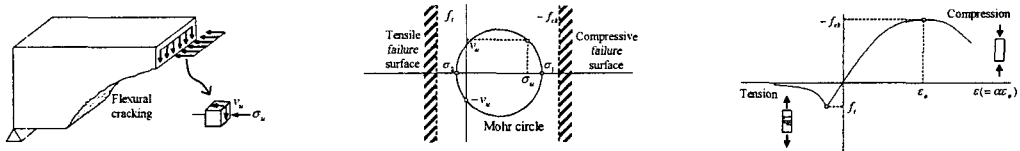


그림 2 Rankine's failure criteria of reinforced concrete

$\sigma_u(z)$ =압축대의 각 지점에 작용하는 압축응력으로써, 중립축으로부터의 거리 z 의 함수로 정의된다. 그림 3은 한 단면에서 곡률의 변화에 따른 길이방향 응력의 변화와 그로 인한 단면전단성능의 변화를 나타내고 있다. 여기서 단면의 전단성능은 압축대 각 지점의 최대허용전단응력의 합력 $V_u = b \int v_u(z) dz$ 로 정의된다. 그림 3(c)와 (d)를 비교하면, 콘크리트의 압축지배 허용전단성능이 대체로 인장지배 허용전단성능보다 매우 크므로, 콘크리트의 압축대는 대부분 재료의 압괴 (crushing)보다는 인장균열에 의하여 파괴가 일어난다.(Mörsch 1902, Kotsivos 1981, Al-Nahlawi and Wight 1992).

그림 3 (e)에 나타난 바와 같이 단면의 전단성능은 휨인장균열이 발생하여 중립축에 도달했을 때 최소값을 나타낸다. 그 이유는 휨인장균열이 진전될수록 전단에 저항하는 유효단면의 깊이가 점차 줄어들므로 단면의 전단성능이 점차 감소하기 때문이다. 그러나 인장균열이 중립축에 도달한 이후에는 압축대에 압축응력이 존재하므로 압축대의 인장지배 전단성능이 다시 증가한다. 그림 3은 한 단면의 전단성능의 변화를 나타낸다. 그러나 실제 보에서는 각 단면의 위치에서 전단성능의 변화에 영향을 주는 변형 및 길이방향 응력이 다르므로 각 단면에서 전단파괴가 검토되어야 한다.

그림 4는 단순지지보에서 중앙부 최대 압축변형율의 함수로 정의된 각 단면위치에서의 전단성능곡선과 전단요구곡선이 나타나 있다. 그림에 나타난 바와 같이 각 지점의 전단성능은 균열이 최초로 중립축에 도달한 stage C에 가장 작은 값이 되므로 이 값을 사용하여 전단성능곡선을 재정의 할 수 있다. 이때 전단성능곡선은 다음과 같이 정의 된다.

$$V_c = \lambda_s b \int_0^{c_e} v_u(z) dz \approx \lambda_s b \sqrt{f_t [f_t + \bar{\sigma}]} c_e b \quad (2)$$

$$\text{여기서, } \bar{\sigma} = \frac{[0.05\sqrt{f_{ck}}d + f_r h^2 / (6x_o)](x_o + h - c_e)}{c_e(d - c_e/3)} \quad (3)$$

c_e = 균열단면에서의 압축대의 길이, c_u = 극한압축대의 길이, $f_t = 0.292\sqrt{f_{ck}}$ (MPa) MacGregor (1960), $f_r = 0.625\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)(ACI 318-02 2002), x_o = 전단파괴를 유발하는 인장균열이 시작되는 위치, λ_s = 크기효과계수 ($= 1.2 - 0.2(a/d)d \geq 0.65$) (Hasegawa et al. 1985). $\bar{\sigma}$ = 압축대의 평균 압축응력. x_o 는 보 중앙부 최대 압축변형율 계수 a_m 의 함수로 정의할 수 있으며, 식 (2) 전단성

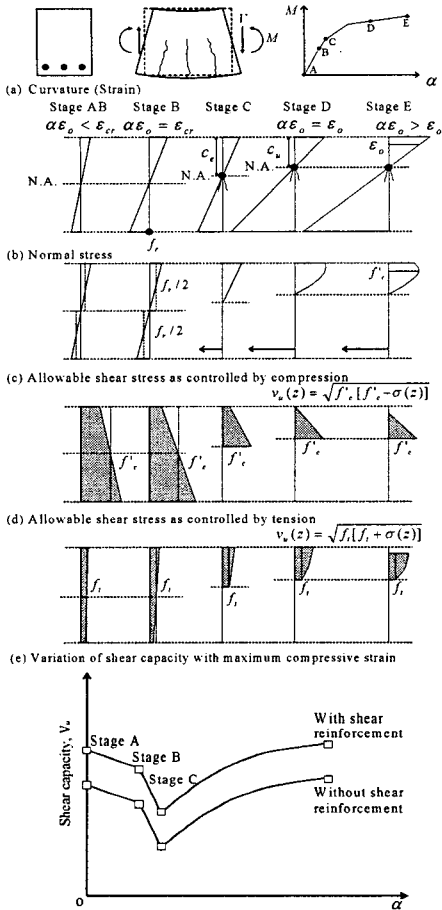


그림 3 Variations of normal stress and allowable shear stress according to deformation at a cross section

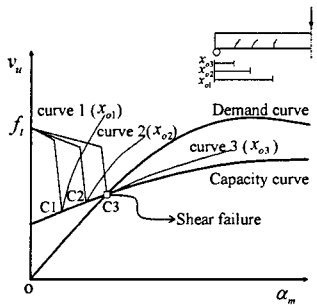


그림 4 Determination of shear strength of beam

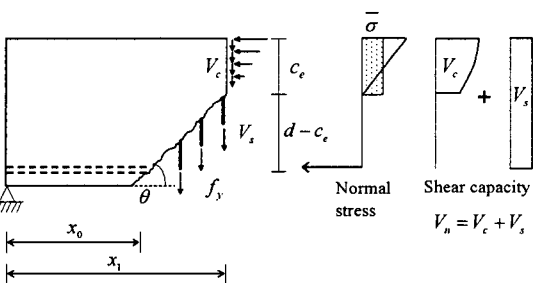


그림 5 Components of shear resistance

능곡선도 α_m 의 함수로 정의할 수 있다. 또한 전단요구 곡선도 α_m 의 함수로 나타낼 수 있으므로 그림 4에 나타난 바와 같이 전단성능곡선과 전단요구곡선을 나타낼 수 있고 그 교점에서 보의 전단강도와 위험단면의 위치가 결정된다.

한편, Krefeld (1966)는 위험단면의 위치 x_1 을 다음과 같이 제안하였다. $x_1 = 0.6a$ for $2 \leq a/d \leq 5$. 그리고 $x_1 = a - 2d$ for $a/d > 5$. 이 식을 사용하면, x_0 는 인장균열의 각도 $\Theta (=45^\circ)$ 를 고려하여 $x_0 = x_1 - h + c_c$ 로 정의할 수 있으며, 요구곡선과 성능곡선을 구하지 않고서도 식 (2) (3)으로부터 전단강도를 간편하게 산정할 수 있다.

따라서 전단보강된 콘크리트 보의 전단강도는 압축대의 전단강도 V_c 와 전단보강근의 전단강도 V_s 의 합으로 정의된다. (그림 5)

$$V_n = V_c + V_s \quad (4)$$

$$V_s = \rho_v f_{vy} \cot \Theta \quad (5)$$

전단철근의 전단성능 V_s 는 인장강도 f_{vy} 와 인장균열방향 Θ 에 의하여 정의된다. 본 연구에서는, 근사적으로 $\Theta = 45^\circ$ (Mörsch 1902)를 사용하였다.

그림 6은 다양한 실험체에 대한 예측값을 나타내고 있다. 그림 1과 그림 6을 비교하면, 본 연구에서

개발된 강도모델이 각 설계변수와 관계없이 정확히 실험값을 예측하는 것을 알 수 있다.

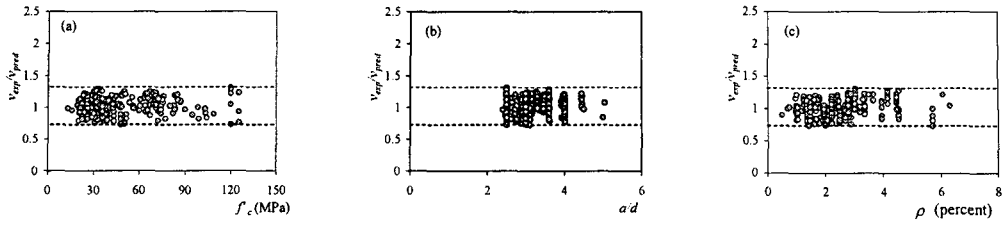


그림 6 Strength prediction for experimental specimens

3. 결론

세장한 철근 콘크리트 보의 단면의 압축대에 의해 주로 전단저항을 한다. 연구에서는 전단보강된 콘크리트 보의 전단강도를 정확히 평가할 수 있는 전단설계방법을 개발하였다. 제안된 설계방법에서는 콘크리트의 재료과파기준을 기초로 하여 압축응력과 상호작용을 고려하여 콘크리트 보의 압축대가 발휘하는 전단강도를 평가하였으며, 전단보강근의 항복강도를 고려하여 전단보강근의 전단강도를 산정하였다. 제안된 설계방법은 전단보강근이 배근된 기존의 실험연구결과와의 비교를 통해서 검증되었다.

감사의 글

이 연구는 건교부(04 핵심기술 C02-02)의 재정적 지원을 받아 수행되었으며, 이에 관계자 여러분께 감사드립니다.

참고문헌

1. American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete", ACI 318-02. pp. 184-186, pp. 213-232, pp. 337-342.
2. Eurocode No.2, "Design of concrete structures, Part 1: general rules and rules for building," Cimmissions of the European Communities, ENV 1992-1-1, DEC. 1991, pp. 253
3. Rebeiz, K. S. "Shear Strength Prediction for Concrete Member," J. Struct. Engrg., ASCE, V. 125, No. 3, 1999, pp. 301-308.
4. Mphonde, A. G., "Use of stirrup effectiveness in shear design of concrete beams," ACI Struct. J., V. 86, No. 5, 1989, pp. 541-545.
5. Ahmad, S. H., Khaloo, A. R., and Poveda, A., "Shear capacity of reinforced high-strength concrete beams," ACI J., V. 83, No. 2, 1986, pp. 297-305.
6. Elzanaty, A. H., Nilson, A. H., and Slate, F. O., "Shear capacity of reinforced concrete beams using high strength concrete," ACI J., V. 83, No. 2, 1986, pp. 290-296.
7. Johnson, M. K, and Ramirez, J. A., "Minimum shear reinforcement in beams with higher strength concrete," ACI Struct. J., V. 86, No. 4, 1989, pp. 376-382.
8. Roller, J. J., and Russell, H. G., "Shear strength of high-strength concrete beams with web reinforcement," ACI Struct. J., V. 87, No. 2, 1990, pp. 191-198.
9. Kotsovos, M. D. and Newman, J. B., "Effect of boundary conditions upon the behaviour of concrete under concentrations of load," Magazine of Concrete Research, V. 33, No. 116, 1981, pp. 161-170.
10. Tureyen, A. K. and Frosch, R. J. "Concrete Shear Strength: Another Perspective," ACI Struct. J., V. 100, No. 5, 2003, pp. 609.