

전단경간비가 1.2 미만인 철근콘크리트 보의 휨-전단 상관도 평가에 관한 연구

은 회 창*

A Study on the Evaluation of Flexure-Shear Interaction in Reinforced Concrete Beams with Shear Span-to-Depth Ratios Less Than 1.2

Hee-Chang Eun*

ABSTRACT

The purpose of this study is that evaluate flexure-shear interaction to grasp reduction of flexural capacity due to the effect of shear in beams with shear span-to-depth ratios(a/d) less than 1.2. The development of a flexure-shear interaction model that considered the effect of various variables is described. The model is based on the strut action of concrete web together with tie action of longitudinal bar. Comparison with experimental results shows that the proposed model allows very accurate relative flexural capacity prediction.

Key Words : Flexure-shear interaction, Shear span-to-depth ratio, Strut-tie action

1. 서론

전단경간비(a/d)가 작은 보의 설계에 대한 ACI 기준¹⁾은 휨과 전단에 대해 개별적으로 구분하여 제시하고 있다. 휨에 대해서는 보 깊이(h)에 대한 순 경간(l_n)의 비가 1.25 미만인 단순지지 보에 대해서 깊은 보로 분류하여 응력의 비선형 분포와 횡 좌굴을 고려한 설계를 제안하고 있다. 전단에 대해서는 보 유효깊이(d)에 대한 순 경간이 5보다 작고 상부에 하중이 작용하는 부재에 대해 깊은 보로 분류하여 전단설계를 제시하고 있다. 보 부재의 특성상 휨과 전

단을 함께 고려하여 설계해야 하는데, 전단경간비가 작은 깊은 보의 범주에 속하는 부재들의 휨과 전단설계는 명확한 휨-전단 상관관계 파악이 우선 필요하다.

철근콘크리트 보의 휨-전단 상관관계는 순 휨에서의 휨 내력(M_n)에 대한 전단의 영향을 고려한 최대 휨 내력(M_u) 비인 상대 휨 강도비(M_u/M_n)로 나타낼 수 있다. 즉 휨-전단 상관 모델은 단면의 휨 수용 능력에 대한 최대 내력비를 평가하기 위한 것이다.

철근콘크리트 보의 휨-전단 상관도를 평가하기 위한 Kani[8], Ahmad[5] 및 Russo[11]¹⁾ 등의 대부분 기존연구는 전단경간비가 1.0 이상인 일반 보(slender beam)에서 수행되어 왔다. 이들은 전단철근이 없는 보의 전단저항에 대한 주요 기구로서 보 작용과 아치 작용으로 구분하였으며, 전단경간비 1.0 이하에서는 휨 압축파괴를 가정하여 상대 휨 강도비를 1.0으로

* 제주대학교 건축공학과, 첨단기술연구소
Faculty of Architectural Engineering, Res. Inst. Adv. Tech., Cheju Nat'l Univ.

제시하였다.

전단경간비가 약 1.5 이하인 보의 역학적 거동은 가력점에서 지지점으로 콘크리트 스트럿을 따라 하중이 직접 전달되며, 주철근은 지점에서 인장력을 부담하는 타이작용을 한다. 즉, 주 경사균열이 발생한 이후에도 스트럿-타이 작용에 의해 상당한 내력을 유지하다가 전단 경사균열면을 따라 취성파괴하는 특성을 보인다. 따라서 전단경간비가 작은 철근콘크리트 보는 휨-전단 상관측면에서 볼 때 일반적으로 전단에 의해 역학적 거동이 결정되며, 부재의 강도를 순 휨 내력 이하로 감소시킨다. 그러므로 전단경간비가 작은 철근콘크리트 보의 최대내력을 순 휨 내력의 비로서 나타낼 수 있다면 휨 파괴를 유도하기 위한 임계 전단경간비와 주철근 양 결정에 도움이 될 수 있다. 본 연구의 목적은 전단경간비가 1.2 미만인 철근콘크리트 보의 휨-전단 상관도를 평가하고, 부재의 휨 파괴를 유도하기 위한 적절한 인장철근 양과 전단경간비의 관계를 파악하는데 있다.

II. 휨-전단 상관모델

전단경간비가 작은 철근콘크리트 보의 휨-전단 상관관계를 파악하기 위해서는 우선 순 휨 내력(M_n)의 정의가 필요하다. ACI 기준은 깊은 보의 휨 설계에 대해 상세설계 지침안을 제시하지 않고 있다. 하지만 Manuel 등[12]과 Ramakrishnan 등[10]의 실험결과와 ACI 기준에서 제시하는 식(1)과의 비교를 통해 경간 유효깊이 비(l/d) 2.0 이상에서 ACI 기준식에 의한 계산 값은 실험결과와 잘 일치하는 경향을 보이고 있었다. 따라서 본 연구에서는 순 휨 내력(M_n)은 ACI 기준에 의한 극한전단 강도식(1)을 따른다.

$$M_n = \rho b d^2 f_s \left(1 - \frac{0.59 \rho f_s}{f_{ck}} \right) \quad (1)$$

여기서 ρ 는 주철근비율, f_{ck} 는 콘크리트 강도(kgf/cm^2)을 f_s 는 주철근 항복강도(kgf/cm^2)를 각각 나타낸다.

전단경간비가 작은 철근콘크리트 보의 전단에 의해 역학적 거동이 결정되므로 극한 상태에서 전단의 영

향을 고려한 최대 휨 내력은 식(2)에 의해 나타낼 수 있다. 또한 일반 보에 비해 경사균열 각과 폭이 크므로 골재 맞물림 작용에 의한 전단력 전달이 작고, 스트럿-타이 작용에 의해 콘크리트와 주철근의 하중 전달능력이 크게 있다. 그러므로 전단내력은 크게 콘크리트 스트럿이 분담하는 전단내력(v_c)과 타이작용에 의해 주철근의 분담하는 전단내력(v_s)의 합인 식(3)으로서 나타낼 수 있다.

$$M_u = V_u a = b d^2 v_u \frac{a}{d} \quad (2)$$

$$v_u = v_c + v_s \quad (3)$$

여기서 V_u 는 파괴시 극한 전단내력(tonf)을, v_u 는 극한 전단응력(kgf/cm^2)을, a 는 전단경간(cm)를 각각 나타낸다.

Yang & Chung 등[2]은 전단경간비가 작은 보의 전단내력을 예측하기 위하여 최종 파괴시 이상화된 파괴면에서 에너지 평형법칙과 가상균열 모델을 적용하여 콘크리트 스트럿 작용에 의한 전단내력 분담(v_c)과 주철근 타이작용에 의한 전단내력 분담(v_s)을 a/h 의 함수로서 제시하였다. 본 연구에서는 일반 보의 M_u/M_n 과 a/d 의 관계와의 비교를 위해 Yang & Chung 식[2]을 식(4) 및 (5)와 같이 a/d 의 함수로 수정하였다.

$$v_c = 2.75 \sqrt{f_{ck}} \left\{ 1 + \left(\frac{a}{d} \right)^2 \right\}^{-\frac{1}{2}} \cdot \xi \quad (4)$$

$$v_s = 3.7 n f_s \rho \frac{d}{a} \left\{ 1 + \left(\frac{a}{d} \right)^2 \right\}^{-\frac{1}{2}} \cdot \xi^2 \quad (5)$$

여기에서 ξ 는 $\left(\frac{d}{l_{ch}} \right)^{-\frac{1}{2}}$ 로서 크기효과를 고려한 변수이다. 그리고, n 는 탄성계수비(E_s/E_c)를, f_s 는 콘크리트 인장강도(kgf/cm^2)를 각각 나타낸다. l_{ch} 는 콘크리트의 파괴특성을 나타내는 특성길이(cm)로서 $\frac{E_c G_F}{f_i^2}$ 와 같다. E_c 는 콘크리트 탄성계수(kgf/cm^2)이며, G_F 는 파괴 에너지($\text{kgf} \cdot \text{cm/cm}^2$)로서 CEB-FIP 기준[7]을 따른다.

최대내력(M_u)은 식(2)와 (3)으로부터 식(6)과 같

이 나타낼 수 있다.

$$M_u = V_u a = b d^2 (v_c + v_s) \frac{a}{d} = M_{uc} + M_{us} \quad (6)$$

여기에서 M_{uc} 는 콘크리트의 스트럿 작용에 의한 내력을, M_{us} 는 주철근의 타이 작용에 의한 내력을 각각 나타낸다.

그러므로 전단경간비가 1.2 미만인 보의 상대 휨 강도비는 식(1), (4), (5) 및 식(6)으로부터 식(7)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{M_u}{M_{II}} = \frac{M_{uc}}{M_{II}} + \frac{M_{us}}{M_{II}} = \frac{2.75\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{a}{d}\right)\left[1+\left(\frac{a}{d}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}}\xi}{\rho f_y\left(1-\frac{0.59\rho f_y}{f_{ck}}\right)} + \frac{3.7n f_s\left[1+\left(\frac{a}{d}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}}\xi^2}{\rho f_y\left(1-\frac{0.59\rho f_y}{f_{ck}}\right)} \quad (7)$$

식(7)에서 $\left[1+\left(\frac{a}{d}\right)^2\right]^{-\frac{1}{2}}$ 는 콘크리트 스트럿의 경사각을 나타내며 전단경간비가 1.2 미만에서 식(8)과 같이 간략히 근사적으로 나타낼 수 있다. 그러므로 식(7)은 식(9)와 같이 간략하게 나타낼 수 있다. 식(9)는 철근콘크리트 보의 휨 거동 특성을 고려하여 0 과 1 사이에 있다.

$$\left[1+\left(\frac{a}{d}\right)^2\right]^{-\frac{1}{2}} = 1-0.3\left(\frac{a}{d}\right), \quad \text{단 } 0 \leq \left(\frac{a}{d}\right) < 1.2 \quad (8)$$

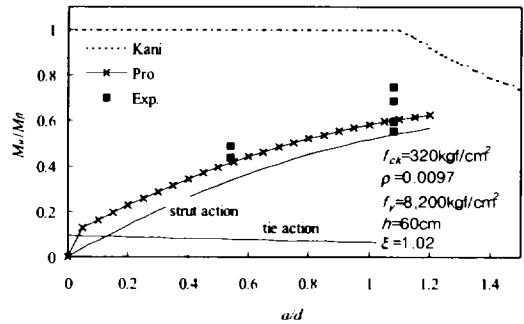
$$\frac{M_u}{M_{II}} = \xi\left[1-0.3\left(\frac{a}{d}\right)\right] \frac{2.75\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{a}{d}\right)+3.7n\rho f_s \xi}{\rho f_y\left(1-\frac{0.59\rho f_y}{f_{ck}}\right)} \quad (9)$$

III. 실험결과와의 비교 및 분석

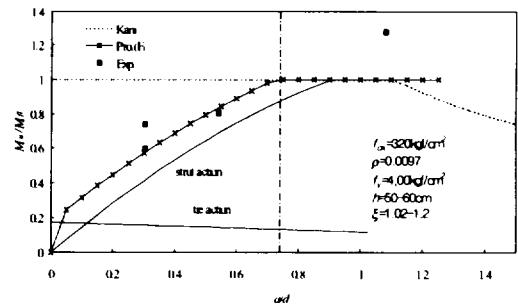
전단경간비가 1.2 미만인 철근콘크리트 보의 휨-전단 상관모델에 대한 식(9)는 주철근비와 전단경간비 이외에 콘크리트강도, 주철근 강도 및 단면깊이의 영향을 반영하고 있다. 이들 변수들의 영향 및 제안 모델과 기존 연구자들의 실험결과와의 비교를 다음에

나타내었다.

Fig. 1에 보통강도 콘크리트를 사용하고 주철근비가 약 1%인 보에서 주철근 항복강도의 변화에 따라 전단경간비와 상대 휨 강도비의 관계를 나타내었다. 제시된 모델은 실험결과와 잘 일치하는 경향을 보이고 있으며 전단경간비가 작을수록 상대 휨 강도비는 감소하고 있으며, 상대 휨 강도비에 미치는 영향은 주철근의 타이작용보다는 콘크리트 스트럿 작용이 크게 작용하고 있다. 즉 Kani[8] 및 기존 연구자들 [5],[11]이 제시하였던 전단경간비 1.0 이하에서의 휨 압축파괴보다는 가력점과 지지점 사이의 전단경간 내의 복부 요소인 콘크리트 스트럿의 압축파괴에 의해 부재의 내력이 결정되고 있다.



(a) $f_y = 8.200\text{kgf/cm}^2$



(b) $f_y = 4.000\text{kgf/cm}^2$

Fig. 1. Relationship of a/d and M_u/M_{II} according to f_y

주철근 항복강도의 영향은 항복강도가 낮은 철근일수록 상대 휨 강도비는 증가하며 휨 파괴되는 전단경간비가 1.0 이하로 있음을 알 수 있다. 주철근 양이

갈을 때 주철근 항복강도는 전단내력에 거의 영향을 미치지 않음을 고려할 때 전단경간비가 작은 보의 전단파괴를 방지하고 휨 파괴를 유도하기 위해서는 항복강도가 낮은 주철근을 사용해야 한다고 판단된다.

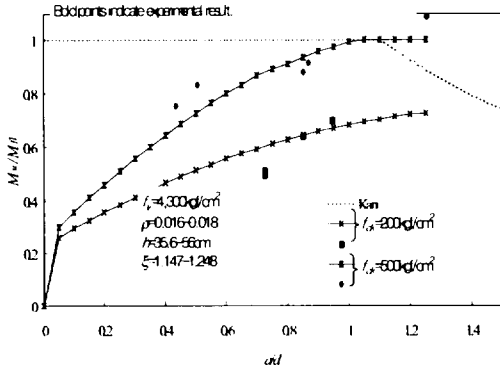


Fig. 2. Relationship of a/d and M_u/M_{el} according to f_y .

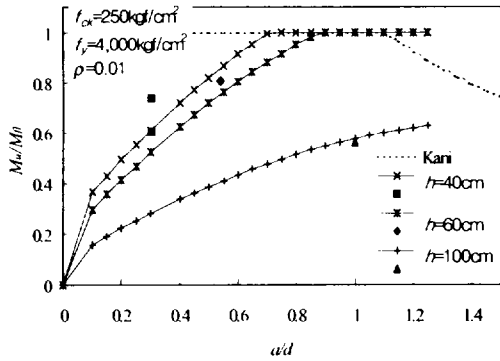


Fig. 3. Relationship of a/d and M_u/M_{el} according to h .

Fig. 2에 콘크리트 강도에 따른 전단경간비와 상대 휨 강도비를 나타내었다. 보통강도 콘크리트 일반 보의 실험결과에 근거한 Kani⁽¹¹⁾의 모델은 콘크리트 강도에 관계없이 일정한 형상을 하고 있다. 하지만 전단경간비가 작은 보의 실험결과 콘크리트 강도가 증가할수록 상대 휨 강도비는 증가하는 경향을 나타내고 있다. 이는 전단경간비가 작을수록 하중전달에 미치는 콘크리트 스트럿 작용의 영향이 크기 때문이라 판단된다. 또한 동일 전단경간비에서 전단경간비가 작을수록 상대 휨 강도비에 미치는 콘크리트 강도의

영향은 감소하고 있다. 이는 전단경간비가 작을수록 전단내력에 미치는 콘크리트 강도의 영향은 증가하지만 전단경간의 변화만큼 증가하지 않기 때문이다. Fig. 3에 단면깊이 변화에 따른 전단경간비와 상대 휨 강도비를 나타내었다. 상대 휨 강도비도 단면깊이가 증가함에 따라 감소하는 크기효과가 뚜렷이 나타나고 있다. 이는 단면깊이가 클수록 콘크리트 스트럿에서 발생하는 경사균열 진전과 폭이 크게 있어 골재 맞물림 작용의 감소 및 스트럿에서의 에너지 해방율이 크게 있어 하중 전달능력이 감소하기 때문이라 판단된다. 따라서 전단경간비가 작고 단면깊이가 큰 보일수록 급작스런 전단파괴 방지를 위한 세심한 설계가 요구된다.

전단경간비가 작은 철근콘크리트 보에서 전단의 영향으로 인한 휨 내력의 저하가 발생하지 않는 영역은 주철근비와 전단경간비 뿐만 아니라 콘크리트 강도와 단면깊이에 의해서도 큰 영향을 받는다. 전단파괴 영역에서 휨 파괴 영역으로 전이하는 전이 영역은 부재의 파괴 시 내력과 단면의 순 휨 수용능력이 같다는 경계조건인 식(10)에 의해 나타낼 수 있다.

$$\frac{M_u}{M_R} = 1 \quad (10)$$

식(9)와 식(10)의 조합에서 각 변수의 변화에 따라 휨 파괴를 유도하기 위한 주철근비(ρ_f)가 변하며 식(11)과 같이 나타낼 수 있다.

$$f\left(\frac{a}{d}, \rho_f, f_{ck}, f_y, \xi\right) = 0 \quad (11)$$

이들은 각 변수조건에 따른 비선형 함수이다. 본 연구에서는 주철근 항복강도를 고정시키고, 주어진 콘크리트 강도와 단면 유효깊이에서 전단경간비의 변화에 따라 휨 파괴를 위한 주철근비를 구하였다. 이를 위해 Matlab을 이용하여 식(10)와 식(11)의 경계조건을 이용하여 프로그램을 작성하였다.

Fig. 4에 SD 40 급의 주철근을 배근하였을 때 단면유효깊이 및 전단경간비와 휨 파괴를 유도하기 위한 주철근비의 관계를 나타내었다. 그림에서 수평부분은 주철근비가 3% 이상에서도 상대 휨 강도비가 1.0 이상이 됨을 의미한다. 전단경간비가 감소할수록

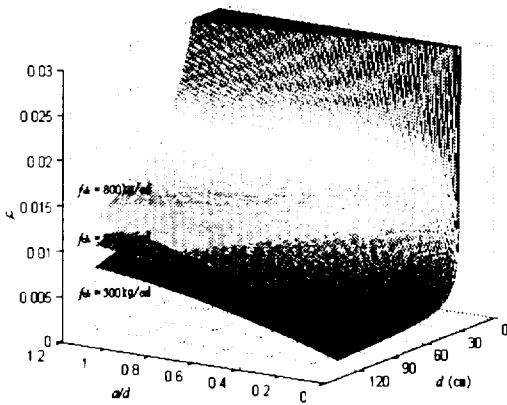


Fig. 4. Minimum reinforcement ratio at $M_u/M_n = 1$.

그리고 단면 유효깊이가 증가할수록 휨 파괴를 유도하기 위한 주철근비는 감소하며, 콘크리트 강도가 증가할수록 휨 파괴를 유도하기 위한 주철근비는 증가하고 있다. 또한 전단경간비가 0.4 이하, 단면 유효깊이가 약 60cm 이상에서는 최소 주철근비($14/f_y$) 이하를 배근해야 휨 파괴를 유도할 수 있음을 알 수 있다. 따라서 전단경간비가 작고, 단면깊이가 큰 보를 휨 설계할 때에는 반드시 최소 주철근비와 함께 전단의 영향으로 인한 내력저하를 고려해야 한다.

IV. 결론

본 연구에서는 전단철근이 없고 전단경간비가 1.2 미만인 철근콘크리트 보의 휨-전단 상관관계를 평가하였으며, 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 전단경간비가 1.0 이하에서 휨 압축파괴를 가정한 기존 모델들과 달리 전단경간비가 작을수록 상대 휨 강도비는 감소하였다.
2. 상대 휨 강도비 감소율은 콘크리트 강도와 주철근 강도가 감소할수록 그리고 단면깊이가 증가할수록 현저하였다.
3. 전단경간비가 0.4 이하, 단면 유효깊이가 약 60cm 이상인 철근콘크리트 보의 최소 주철근비($14/f_y$) 이하를 배근해야 휨 파괴를 유도할 수 있다.
4. 전단경간비가 1.2 미만인 철근콘크리트 보의 상대 휨 강도비에 대한 본 모델은 실험결과와 잘 일치

하였으며, 주철근 양과 전단철근의 배근결정을 위한 기초자료로 사용할 수 있다.

참고문헌

- 1) 대한건축학회, 1982. 철근 콘크리트 구조계산규준 및 해설.
- 2) 양근혁, 은희창, 정현수, 2001. 크기효과를 고려한 철근콘크리트 깊은 보의 전단내력 예측. 대한건축학회논문집, 제17권 제12호, pp.35-44.
- 3) 정현수, 2001. 고강도 철근콘크리트 깊은 보의 전단거동 및 크기효과에 관한 연구-한국과학재단 중간보고서, 중앙대학교.
- 4) ACI Committee 318, 1995. Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary-(318R-99), American Concrete Institute. .
- 5) S. H. Ahmad, D. M. Lue, 1987. Flexure-Shear Interaction of Reinforced High-Strength Concrete Beams. ACI Structural Journal, Vol.84, No.4, pp.330-341.
- 6) Z. P. Bazant, J. Planas, 1998. Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials. CRC Press.
- 7) CEB-FIP MODEL CODE 1990. Bulletin d'information, No.213/214.
- 8) G. N. J. Kani, 1996. Basic Facts Concerning Shear Failure. ACI Journal, Proceedings Vol.63, No.6, pp.675-692.
- 9) G. N. J. Kani, 1967. How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams?. ACI Journal, Proceedings Vol.64, No.3, pp.128-141.
- 10) V. Ramakrishnan, Y. Ananthanarayana, 1968. Ultimate Strength of Deep Beams in Shear. ACI Journal, Proceedings Vol.65, No.2, pp.87-98.
- 11) G. Russo, G. Zingone, G. Puleri, 1991. Flexure-Shear Interaction Model for Longitudinally Reinforced Beams. ACI Structural Journal, Vol.88 No.1, pp.60-68.

12) G. T. Suter. R. F. Manuel. 1971. Diagonal Crack
Width Control in Short Beams. ACI Journal.

Proceeding Vol.68. No.6. pp.451-455.