
기하학적 경계조건을 고려한 고강도 철근 콘크리트 굵이 큰보의 전단강도

Shear Strength of Reinforced High Strength Concrete Deep Beams
with Geometric Condition



오정근*

Oh Jung-Keun



신성우**

Shin Sung-Woo

ABSTRACT

In this study, formulae applying upper bound theorem to predict the ultimate shear strength of reinforced high strength concrete deep beams with geometric condition are proposed. The derived equations are based on limit analysis theorems and the upper bound solution is achieved through the virtual work equation. The formulae are taking into account shear span to depth ratio, concrete compressive strength, vertical shear reinforcement ratio, horizontal shear reinforcement ratio, and dowel action of horizontal reinforcement including both tensile reinforcement and horizontal shear reinforcement. Comparisons with experimental test results are performed and show good agreement between the proposed equations and test results. The proposed equations overestimate the vertical shear reinforcement effect slightly.

Keywords : Reinforced high strength concrete deep beam, upper bound theorem ultimate shear strength. Reinforced

* 정회원, 한양대 건축공학과 박사과정 수료

** 정회원, 한양대 건축공학과 교수

• 본 논문에 대한 토의를 1998년 4월 30일까지 학회로 보내주시면 1998년 6월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서론

전단스팬비가 2.5이상인 철근콘크리트(R/C)보의 치짐을 동반한 전단거동과는 다르게 전단스팬비가 2.5이하인 R/C축이큰보는 미소한 치짐에도 불구하고 급작스런 취성전단파괴 양상을 나타냄에 따라 부재의 휨특성보다는 전단거동 및 강도특성에 의해 지배적인 영향을 받는 부재라 할 수 있으며, 이러한 양상은 콘크리트 압축강도가 증가할수록 더 명확해진다. R/C축이큰보는 근래들어 주상복합동 상하부 혼합구조에서 상부구조의 높은 하중을 하부구조로 적절하게 재분배하는 효과적인 구조부재로 사용되고 있으며, 이러한 근거로 앞에서 언급한바와 같이 부재의 전단강도특성 및 구조적 안전성에 대한 적절한 평가가 무엇보다도 중요하다.

R/C축이큰보에 대한 실험적연구는 1960년대 Paiva에 의해 전단역학적 거동 및 강도특성을 파악하기 위한 연구를 시작으로 1970년대 Kong등에 의해 부재의 전단거동특성 및 강도특성을 파악하기 위한 연구가 활발하게 진행되어 왔다. 또 R/C축이큰보의 전단거동특성을 파악하고 추적하기 위한 이론적 연구는 비선형유한요소해석 및 압축장이론등을 근거로 하였으며, 전단강도특성에 영향을 미치는 재료특성 및 영향인자의 복잡성때문에 강도특성을 파악하기 위한 이론적 연구는 다소 거시적으로 이루어졌으며, 하계치정리에 근거한 스트러트-타이모델은 부재설계를 위한 방법으로, 상계치정리에 의한 접근은 부재의 전단강도평가방법에서 효과적으로 사용될 수 있음이 많은 연구결과에 의해 파악되었다. 상계치정리 및 하계치정리는 소성이론에 근거한 극한해석방법의 하나로서 1970-80년대 Nielsen, Brætrup등에 의해 철근콘크리트부재의 최대전단강도등의 예측을 위한 이론적 해석에 이용된 이후 1990년대 Hsu는 R/C축이큰보의 전단응력식을 제시하였다. Nielsen, Brætrup 및 Hsu등에 의해 제시된 상계치정리에 근거한 기존연구는 이론적 가정 등에 의해 적용범위 등에서 다소 제약적이며, 구조부재의 실제 거동 즉 부재의 전단강도에 영향을 미치는 모든 영향인자를 고려하지 않아, 구조부재의 실제거동을 반영한 보편타당한 이론식으로는 다소 미흡하다 할 수 있다. Hsu의 R/C축이큰보에 대한 상계치정리에 의한

이론식의 경우, 수평전단보강근의 전단보강효과를 고려하고 있지만, 실험연구에서 고찰할 수 있는 수평전단보강근 및 주인장철근의 장부작용(dowel action)에 의한 전단응력전달효과는 고려하지 않고 있으며, 이는 최대전단응력에 미치는 수평방향 철근의 영향을 과대평가하는 결과를 초래한다.

R/C축이큰보의 전단강도에 영향을 미치는 중요한 영향인자의 하나인 수평전단보강근에 대한 실험적 연구결과에 의하면, 수평전단보강근의 전단보강효과는 전단스팬비가 감소함에 따라 그 효과는 증가함을 나타내고 있다. 또 R/C축이큰보의 최종파괴양상을 보면, 최대하중에서 수직전단보강근은 항복후에 파단하는 것을 알 수 있으며, 수평전단보강근 및 인장주근은 장부작용에 의해 최대전단응력에 기여함을 알 수 있다. 따라서 R/C축이큰보에서 수평철근의 장부작용을 고려한 전단보강효과에 대한 이론적연구에서 실험적연구결과를 반영할 경우 R/C축이큰보의 전단강도에 영향을 미치는 제반 영향인자를 적절하게 반영할 수 있을 것으로 생각되며, 실용적인 이론식으로 평가될 수 있을 것으로 생각된다.

이러한 근거로 본 연구에서는 고강도 R/C축이큰보의 수평전단보강근 및 주인장철근의 장부작용에 의한 전단응력의 전달을 고려할 수 있는 이론식을 제안하고자 극한해석의 상계치이론을 적용하여, 고강도 R/C축이큰보의 전단응력식을 제시함과 동시에 실험결과와 비교분석을 통하여 제안식을 검증하고자 한다.

2. 이론구성을 위한 재료역학적 특성

2.1 재료특성

소성이론을 근거로 한 극한해석에서 상계치정리를 적용하여 R/C축이큰보의 전단응력식을 제시하기 위해서는 재료특성에 대한 가정이 요구되며, 본 연구에서는 다음과 같은 가정을 기본으로 이론해석을 진행하고자 한다.

1) 콘크리트는 평면응력상태에 있으며, 압축항복강도 $\sigma_c (= v \cdot f_c)$, 인장항복강도 0인 정방형의 항복조건, 즉 modified Coulomb failure 조건을 만족한다.(그림 1(a))

2) 철근은 강소성체로 간주하며, 부재 상하부 철근

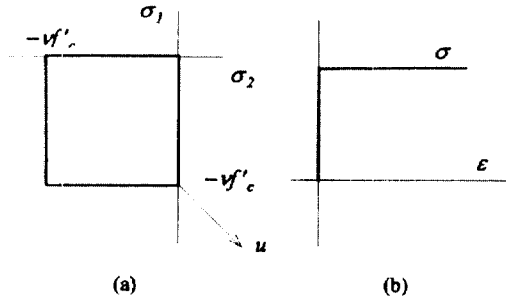


Fig. 1 (a) Yield criterion for concrete
(b) Yield criterion for concrete

의 항복강도는 f_y 로 한다.(그림1(b))

3) x방향 및 y방향 전단보강근의 작용은, 전단보강근에 수직 및 수평인 단위면적당의 철근응력, 즉 등가철근응력 Ψ_{vs} , 및 Ψ_{hs} 로 나타낸다.

2.2 콘크리트 압축강도의 유효계수(ν)

소성이론에 근거한 극한해석에서 상계치정리에 의한 이론적인 해를 구하기 위한 방법의 하나로, 콘크리트 및 철근을 강소성재료로 가정한다. 실질적으로 콘크리트는 강소성재료가 아니지만, Nielsen등은 상계치정리에 의한 이론식에 콘크리트의 유효강도계수 개념을 도입하였으며, 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 콘크리트 압축강도의 유효계수는 감소한다는 실험적결과를 바탕으로 다음과 같은 콘크리트 압축강도 유효계수를 제안하였으며, 본 연구에도 식1을 적용하였다.

$$\nu = 0.8 - \frac{f_c}{200} \quad \text{MPa}$$

$$\nu = 0.8 - \frac{f_c}{2040} \quad \text{kg/cm}^2 \quad (1)$$

3. 상계치정리에 의한 전단응력식

3.1 부재의 파괴메카니즘

R/C축이큰보의 상계치정리에 의한 이론적해석을 위해, 그림2와 같이 부재축과 β 의 각을 이루는 불연속면 즉, 균열면을 가정한다. 여기서 가상의 균열면과 가상변형도 u 가 이루는 각은 α 이고, 전단스팬길이는 a 이며, 보의 총높이는 H , 보의 유효높이는 h 이다.

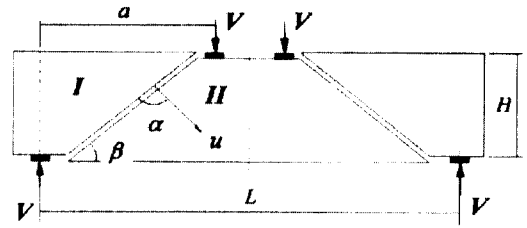


Fig. 2 Shear failure mechanism of Deep beam

부재에 발생하는 파괴메카니즘은 그림2와 같으며, 파괴메카니즘에서 변수는 균열과 재축이 이루는 각 β 및 균열과 가상변위의 방향이 이루는 각 α 의 2개로 할 수 있지만, 본 연구에서는 R/C축이큰보의 실험적연구에서 고찰될 수 있는 가력점과 지지점사이를 연결하는 균열을 고려하여, 균열과 재축이 이루는 각 β 에 대하여 $\tan\beta = h/a$ 로 일정하다고 가정하고 α 는 아래의 조건을 만족하는 것으로 가정한다. 여기서 균열은, 가상적으로 소성변형도가 발생하는 것으로 가정한 영역, 즉 항복선을 가정하고, 그외 부분은 강체로 간주한다. 따라서 α, β 는 기하학적 경계조건으로부터 다음을 만족해야 한다.

$$0 \leq \alpha \leq \pi/2,$$

$$\tan\beta = h/a,$$

$$\pi/2 \leq \alpha + \beta \leq \pi \quad (2)$$

3.2 가상일의 원리에 의한 전단응력

가상일의 원리에 의해, 전단력에 의한 외부일과 콘크리트 및 철근에 의한 내부일은 평형상태에 있으며, 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$W_e = W_c + W_t + W_{vs} + W_{hs} + W_{ds} \quad (3)$$

W_e : 전단력(ν)에 의한 외부일

W_c : 콘크리트에 의한 내부일

W_t : 축방향 철근의 내부일

W_{vs} : 수직전단보강근에 의한 내부일

W_{hs} : 수평전단보강근에 의한 내부일

3.2.1 전단력(ν)에 의한 외부일

그림2에서와 같이 전단력 V 에 의한 외부일 W_e 는

전단력 V 와 소성변형도증분 u 의 y 방향 성분인 u_y 의 곱으로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} W_c &= V \cdot u_y \\ &= V \cdot u \cdot \sin(180 - (\alpha + \beta)) \\ &= V \cdot u \cdot \sin(\alpha + \beta) \end{aligned} \quad (4)$$

3.2.2 콘크리트에 의한 내부일

가상변위에 의한 콘크리트의 내부일의 산정시는, 항복시의 응력이 분리되는 것만으로는 부족하며, 응력과 변형도증분의 관계가 정의될 필요가 있다. 관련된 흐름법칙(Associated flow rule)이란, 응력이 항복곡선에 도달한 때, 항복곡선과 소성변형도증분의 벡터가 직교하는 것을 의미한다. 이때, 소성변형도 증분에 의한 단위체적당의 내부일 W_{ic} 는 평면응력상태에서 다음과 같다.

$$W_{ic} = \sigma_1 \cdot d\epsilon_1 + \sigma_2 \cdot d\epsilon_2 \quad (5.1)$$

σ_1 : 주응력(principal stresses)

$d\epsilon_1$: 소성 주변형도(plastic principal strains)

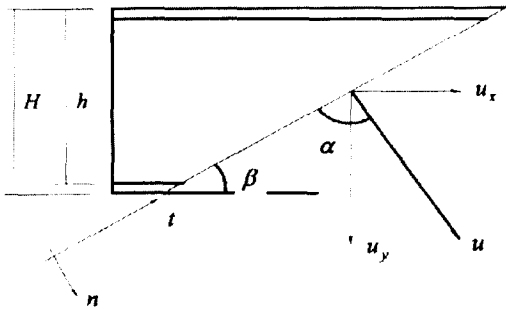


Fig. 3 Deep beam element subjected to shear

가상균열로 그림3과 같은 운동학적 불연속면(kinematical discontinuity)을 가정하자. 상대적 변형속도(relative displacement rate) u 는 균열면과 일치하는 t 축과 α 의 각도를 이루고 있으며, n 축은 균열면 t 축과 직각을 이루고 있다. $n-t$ 축에 의한 국부좌표계에서, 변형도속도는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_t = 0, \quad \epsilon_n = \frac{u}{\delta} \sin \alpha, \quad \gamma_m = \frac{u}{\delta} \cos \alpha \quad (5.2)$$

4.2식에서 Mohr원을 이용하여, 주변형도 속도를 구하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} \epsilon_{1,2} &= \frac{\epsilon_n + \epsilon_t}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\epsilon_n - \epsilon_t}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_m}{2}\right)^2} \\ &= \frac{u \cdot \sin \alpha}{2\delta} \pm \sqrt{\left(\frac{u \cdot \sin \alpha}{2\delta}\right)^2 + \left(\frac{u \cdot \cos \alpha}{2\delta}\right)^2} \\ &= \frac{u}{2\delta} (\sin \alpha + 1), \quad \frac{u}{2\delta} (\sin \alpha - 1) \end{aligned} \quad (5.3)$$

그림3에 대응하는 응력상태는 콘크리트 항복곡선을 나타내는 그림1(a)의 항복곡선에 있어서 $\sigma_1 = 0$ 으로 되기 때문에 다음식을 얻을 수 있다.

$$W_{ic} = \sigma_1 \cdot \epsilon_1 + \sigma_2 \cdot \epsilon_2 = \frac{u}{2\delta} (1 - \sin \alpha) \cdot v \cdot f_c' \quad (5.4)$$

W_{ic} 는 단위체적당의 내부일이므로 단위길이당 내부일 W_i 는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} W_i &= W_{ic} \cdot b \cdot \delta \\ &= \frac{u}{2\delta} (1 - \sin \alpha) \cdot v \cdot f_c' \cdot b \cdot \delta \\ &= \frac{u}{2} (1 - \sin \alpha) \cdot v \cdot f_c' \cdot b \end{aligned} \quad (5.5)$$

위식을 콘크리트 균열면의 전체길이에 걸쳐서 적분하면 콘크리트의 내부일 W_c 는 다음과 같다.

$$W_c = \frac{u}{2} (1 - \sin \alpha) \cdot b \cdot \frac{h}{\sin \beta} v \cdot f_c' \quad (5.6)$$

3.2.3 장부작용을 고려한 주인장근의 내부일

ASCE-ACI Task Committee422에 나타난 바와 같이, R/C축이큰보의 전단파괴시 주인장 및 압축철근은 장부작용에 의해 전단응력을 전달하며, Macgregor의 연구에서 알 수 있듯이 전단파괴직전의 전단파괴면을 교차하는 주인장 및 압축철근에서의 변형도값은 미소한 값을 나타내고 있음을 알 수 있다. 이러한 R/C축이큰보에서의 실제거동을 고려하여 압축철근 및 인장철근의 장부작용을 고려한 이론적 전개는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

그림4에서와 같이, 철근이 배근된 콘크리트의 불연속면에서 외부전단력 V 에 의한 미끌림변위가 발생하면, 인장 및 압축철근하부에는 국부적인 압축응력,

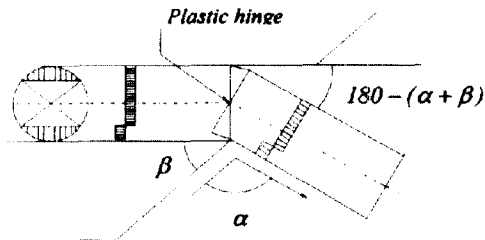


Fig. 4 Yield mechanism of horizontal reinforcement

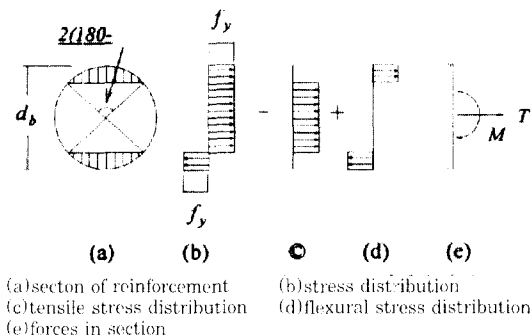


Fig. 5 Stress distribution on horizontal reinforcement

즉 지압응력이 발생하게 된다. 이때 하부 콘크리트는 앞에서 가정한 바와 같이 강체거동한다고 가정하였으므로, 하부콘크리트 우측상단점에서 인장철근은 소성힌지가 발생하게 된다.

여기서 인장철근의 항복면에 작용하는 응력은, 항복휨모멘트 M_v 에 유발되는 휨응력 σ_{Mv} 와 인장응력 σ_{Tv} 의 조합응력으로 그림5와 같이 나타낼 수 있다.

또, 인장철근내 소성힌지부의 단면에서, 철근이 항복한후의 응력분포는 그림5와 같다. 인장철근의 중앙부가 인장응력에 의한 항복응력이고, 철근의 상하 원호부는 장부작용에 의한 모멘트에서 발생하는 항복휨응력으로 가정한다. 그림5에서 인장철근에는 인장력 T 와 모멘트 M 이 동시에 작용하며, 다음과 같은 값으로 나타낼 수 있다.

$$T = \left[-1 + \frac{2}{\pi}(\alpha + \beta) - \frac{\sin 2(\alpha + \beta)}{\pi} \right] \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} f_y \quad (6.1)$$

$$M = \frac{3}{4} \left[\sin(\alpha + \beta) - \frac{1}{3} \sin 3(\alpha + \beta) \right] \frac{d_b^3}{6} f_y \quad (6.2)$$

d_b = 인장철근의 직경

f_y = 인장철근의 항복강도

위식에서 인장철근의 면적비를 나타내는 항은 다음과 같은 조건을 가지고 있다.

$$-1 + \frac{2}{\pi}(\alpha + \beta) - \frac{\sin 2(\alpha + \beta)}{\pi} \leq 1 \quad (6.3)$$

$$\frac{3}{4} \left[\sin(\alpha + \beta) - \frac{1}{3} \sin 3(\alpha + \beta) \right] \leq 1 \quad (6.4)$$

여기서 항복모멘트 M_v 에 의해 유발되는 휨응력을 무시하고, 축방향 인장응력만을 고려하면, 축방향 인장응력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_{Tv} = v_d \cdot f_y, \\ v_d = -1 + \frac{2}{\pi}(\alpha + \beta) - \frac{\sin 2(\alpha + \beta)}{\pi} \quad (6.5)$$

즉, 주인장철근에 작용하는 인장응력은 $\alpha + \beta$ 의 함수로 나타낼 수 있다.

R/C축이큰보의 부재축과 동일한 방향으로 배근된 주인장철근 및 압축철근은 실구조물에서 철근비는 낮지만, 수평전단보강근에 비해 그 철근량은 많은 것이 사실이다. 따라서 주인장 및 압축철근의 소성변형도 증분 u 의 x 방향 성분 및 y 방향 성분을 모두 고려하는 것이 실구조물에서 주인장 및 압축철근의 전단전달을 고려할 수 있는 정확한 이론적 모델이 될 것으로 생각되며, 본 연구에서는 두방향에 대한 소성변형도 증분을 고려하기로 한다. 이때 x 축방향철근에 의한 일은 음의 부호를 나타내지만 $(\alpha + \beta)$ 는 둔각이므로 그 값은 양의 값을 나타내며 다음과 같이 계산된다.

$$W_t = (u_x + u_y) \Sigma A_s \cdot v_d \cdot f_y \\ = [u \cdot \cos(180 - (\alpha + \beta)) + u \cdot \sin(180 - (\alpha + \beta))] \cdot \Sigma A_s \cdot v_d \cdot f_y \\ = [-u \cdot \cos(\alpha + \beta) + u \cdot \sin(\alpha + \beta)] \cdot \Sigma A_s \cdot v_d \cdot f_y \quad (6.6)$$

3.2.4 수직전단보강근의 내부일

수직전단보강근에 의한 내부일 W_{vs} 는 소성변형도 증분 u 의 y 방향 성분인 u_y 와 수직전단보강근에 작용하는 내부힘의 곱으로 나타낼 수 있으며, x 방향 성분은 무시하기로 한다. 이에 따른 수직전단보강근에 의한 내부일은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$W_{vs} = P_{vs} \cdot u_y \\ = A_{vs} \cdot f_{vsy} \cdot u \cdot \sin(\alpha + \beta) \\ = \rho_{vs} \cdot b \cdot H \cdot f_{vsy} \cdot \cot \beta \cdot u \cdot \sin(\alpha + \beta) \quad (6.7)$$

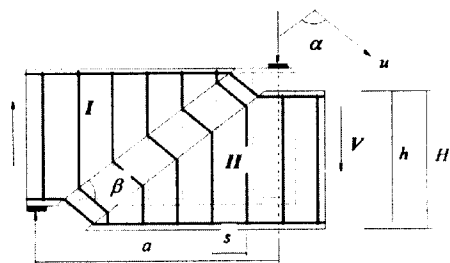


그림 6 Yield mechanism of vertical shear reinforcement

3.2.5 수평전단보강근의 내부일

앞에서 언급한바와 같이 본 연구에서는 수평철근의 장부작용을 고려함과 동시에 수평철근의 수직방향, 즉 전단력에 미치는 영향을 파악하고자 한다. 이러한 근거를 바탕으로 수평전단보강근에 의한 내부일은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} W_{hs} &= P_{hs} \cdot u_y \\ &= A_{hs} \cdot v_d \cdot f_{hsy} \cdot u \cdot \sin(\alpha + \beta) \\ &= \rho_{hs} \cdot b \cdot h \cdot v_d \cdot f_{hsy} \cdot u \cdot \sin(\alpha + \beta) \end{aligned} \quad (7)$$

3.3 전단응력식

위의 식2는 콘크리트에 의한 가상일과 철근에 의한 가상일로 나타낼 수 있으며, 이들 값을 $u \cdot \sin(\alpha + \beta)$ 로 나누면, 전단력을 구할 수 있는 평형방정식이 다음과 같이 얻어진다.

$$\begin{aligned} V &= \frac{(1 - \sin \alpha) \cdot b \cdot u \cdot h \cdot v_f'}{2 \sin(\alpha + \beta) \cdot \sin \beta} \\ &= \left[\frac{2}{\pi} (\alpha + \beta) - 1 - \frac{1}{\pi} \sin 2(\alpha + \beta) \right] (\Sigma A_s \cdot f_y + \rho_{hs} \cdot b \cdot h \cdot f_{hsy}) + \\ &= \rho_{hs} \cdot b \cdot h \cdot \frac{\cos \beta}{\sin \beta} \cdot f_{vsy} + \Sigma A_{ds} \cdot f_{dsy} \end{aligned} \quad (8)$$

위의 식6에서 다시 양변을 $b \cdot h \cdot v_f'$ 로 나누면 다음과 같이 된다.

$$\begin{aligned} \frac{\tau}{v_f'} &= \frac{(1 - \sin \alpha)}{2 \sin(\alpha + \beta) \cdot \sin \beta} \\ &= \left[\frac{2}{\pi} (\alpha + \beta) - 1 - \frac{1}{\pi} \sin 2(\alpha + \beta) \right] \left(\frac{\Sigma A_s \cdot f_y}{b \cdot h \cdot v_f'} + \frac{\rho_{hs} \cdot f_{hsy}}{v_f'} \right) \\ &+ \frac{\rho_{hs} \cdot f_{vsy}}{v_f'} \cdot \frac{\cos \beta}{\sin \beta} + \frac{\Sigma A_{ds} \cdot f_{dsy}}{b \cdot h \cdot v_f'} \end{aligned} \quad (9)$$

τ = 전단응력

ΣA_s = H범위내의 인장 및 압축철근의 단면적

f_y = 인장 및 압축철근의 항복강도

$\rho_{vs} = A_{vs} / b \cdot s$ = 수직전단보강근비

$\rho_{hs} = A_{hs} / b \cdot s_2$ = 수평전단보강근비

b = 보두께

s = 수직전단보강근 간격

s_2 = 수평전단보강근 간격

A_{vs} = 수직전단보강근 단면적

f_{vsy} = 수직전단보강근의 항복강도

A_{hs} = 수평전단보강근 단면적

f_{hsy} = 수평전단보강근의 항복강도

여기서 무차원화한 전단력, 즉 전단응력계수와 역학적 철근비(Mechanical reinforcement ratio = 철근계수(reinforcement index)를 이용하여, 인장철근, 수직전단보강근 및 수평전단보강근의 강도효과를 무차원화하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{\tau}{v_f'} = \frac{V}{b \cdot h \cdot v_f'} \quad (10)$$

$$\eta_1 = \frac{\Sigma A_s \cdot f_y}{b \cdot h \cdot v_f'} \quad (11)$$

$$\psi_{vs} = \frac{\rho_{vs} \cdot f_{vsy}}{v_f'} \quad (12)$$

$$\psi_{hs} = \frac{\rho_{hs} \cdot f_{hsy}}{v_f'} \quad (13)$$

위의 각각의 무차원화한 강도값을 식8에 대입하면 무차원화한 전단응력계수 τ / v_f' 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} \frac{\tau}{v_f'} &= \frac{1 - \sin \alpha + 2 \cos \beta \sin(\alpha + \beta)}{2 \sin(\alpha + \beta) \cdot \sin \beta} \\ &+ \frac{\frac{4}{\pi} \sin \beta \cos(\alpha + \beta) \sin^2(\alpha + \beta)}{2 \sin(\alpha + \beta) \cdot \sin \beta} \\ &+ \left[\frac{2}{\pi} (\alpha + \beta) - 1 \right] (\eta_1 + \psi_{hs}) \end{aligned} \quad (14)$$

위식9를 정리하면 다음과 같다.

$$\frac{\tau}{vf_c} = \frac{1 + \sin\beta \cos(\alpha + \beta) + (2\psi_{vs} - 1)\cos\beta \sin(\alpha + \beta)}{2\sin(\alpha + \beta) \cdot \sin\beta} + \frac{(2/\pi)(\eta_l + \psi_{hs})\sin\beta \sin(\alpha + \beta)\sin 2(\alpha + \beta)}{2\sin(\alpha + \beta) \cdot \sin\beta} + \left[\frac{2}{\pi}(\alpha + \beta) - 1\right](\eta_l + \psi_{hs}) \quad (15)$$

위식10은 또 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{\tau}{vf_c} = \frac{1 + (2\psi_{vs} - 1)\cos\beta \sin(\alpha + \beta)}{2\sin(\alpha + \beta) \cdot \sin\beta} + \frac{\left[1 - \frac{4}{\pi}(\eta_l + \psi_{hs})\sin\beta \cos(\alpha + \beta)\right]}{2\sin(\alpha + \beta) \cdot \sin\beta} + \frac{2}{\pi}(\eta_l + \psi_{hs})\cot(\alpha + \beta)\cos^2(\alpha + \beta) + \left[\frac{2}{\pi}(\alpha + \beta) - 1\right](\eta_l + \psi_{hs}) \quad (16)$$

상계치정리의 물리적의미는, 발생하는 파괴메카니즘(failure mechanism) 가운데 발산에너지가 최소로 되도록 파괴가 발생한다.

이와 같은 원리에 의해, 무차원화한 전단응력 τ 의 최소치는, 전단응력을 부재축과 균열면이 이루는 각 β 와 균열면과 가상변위가 이루는 각 α 에 대하여 각각 미분하여, 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\frac{\partial \tau}{\partial \alpha} = 0 \text{에 의해} \\ \cos(\alpha + \beta) + \left[1 - \frac{4}{\pi}(\eta_l + \psi_{hs})\right]\sin\beta = 0 \quad (17)$$

기하학적 경계조건에 의해 β 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\tan\beta = h/a \quad (18)$$

위식17, 18을 식16에 대입하면 다음과 같은 식이 얻어 질 수 있다.

$$\frac{\tau}{vf_c} = \frac{1}{2} \left[1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2 - \left[\frac{4}{\pi}(\eta_l + \psi_{hs}) - 1\right]^2 + (2\psi_{vs} - 1)\frac{a}{h} \right] + \zeta_d \quad (19)$$

위식에서 ζ_d 는 다음과 같이 상수값으로 나타낼 수 있다.

$$\zeta_d = \frac{2}{\pi}(\eta_l + \psi_{hs})\cot(\alpha + \beta)\cos^2(\alpha + \beta) + \left[\frac{2}{\pi}(\alpha + \beta) - 1\right](\eta_l + \psi_{hs}) \quad (20)$$

위식19에서 $\cot\beta \equiv \lambda \equiv a/h$ 는 전단스팬비(shear span to depth ratio)로 이 값을 대입하면 다음과 같이 전단스팬비에 따른 전단응력식이 나타내어 질 수 있다.

$$\frac{\tau}{vf_c} = \frac{1}{2} \left[\left\{ 1 + \lambda^2 - \left[\frac{4}{\pi}(\eta_l + \psi_{hs}) - 1\right]^2 + (2\psi_{vs} - 1)\lambda \right\} + \zeta_d \right] \quad (21)$$

3.4 제안식과 실험결과의 비교분석

본 연구에서 제시한 이론식(21)과 실험결과^{19, 20}에 의한 전단응력계수값이 표1에 나타나 있으며, 그림7.8에 콘크리트 강도에 따른 제안식과 실험결과에 의한 전단응력계수값이 나타나 있다. 그림7은 콘크리트 압축강도가 517kg/cm²인 경우로서 전단스팬비가 2.0인 경우를 제외하고는 실험결과와 제안식(21)에 의한 전단응력계수값이 비교적 정확하게 일치하고 있음을 알 수 있다. 그림에서 보면 전단스팬비가 0.5인 경우 수평전단보강근비에 따른 전단응력계수값이 실험결과와 제안식에 의한 값이 비교적 일치하고 있

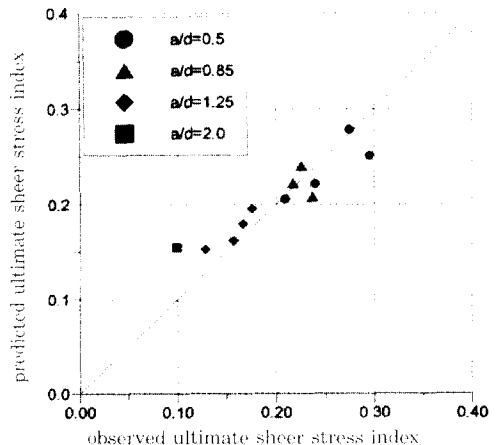


Fig. 7 Shear stress index by predicted equation(21) versus test results in f_c 517kg/cm²

Table 1 Shear stress index by test results and predicted equation(21)

시험체명	콘크리트 압축강도 (kg/cm ²)	전단스팬비 a/d	수직전단 보강근비 ρ_v	수평전단 보강근비 ρ_h	폭 (cm)	유효춤 (cm)	인장 철근비 ρ	인장 철근비 ρ	실험결과			제안식(17)
									최대전단응력 V_u/bd	전단응력계수 (τ_u/Vf_c)	전단응력계수 (τ_u/Vf_c)	
1. HB1-A1	517	0.50	0.0018	0.0	12	50	0.00129	0.0024	59.03	0.2091	0.2056	
2. HB1-A1				0.0012					67.67	0.2397	0.2215	
3. HB1-A3				0.0036					83.33	0.2952	0.2513	
4. HB1-A4				0.0060					77.34	0.2740	0.2785	
5. HB2-A3		0.85	0.0018	0.0018					66.70	0.2363	0.2080	
6. HB2-B3				0.0030					61.33	0.2173	0.2224	
7. HB2-C3				0.0045					63.62	0.2254	0.2405	
8. HB3-A1		1.25	0.0018	0.0					36.29	0.1286	0.1528	
9. HB3-A2				0.0012					44.33	0.1570	0.1622	
10. HB3-A3				0.0036					47.03	0.1666	0.1796	
11. HB3-A4				0.0060					49.50	0.1754	0.1955	
12. HB5-A3		2.00	0.0018	0.0036					28.08	0.0995	0.1550	
13. UB1-A1	751	0.50	0.0018	0.0	12	50	0.00129	0.0024	74.49	0.2297	0.1811	
14. UB1-A2				0.0012					92.15	0.2842	0.1957	
15. UB1-A3				0.0036					93.29	0.2877	0.2235	
16. UB1-A4				0.0060					92.94	0.2866	0.2494	
17. UB2-A3		0.85	0.0018	0.0018					71.00	0.2190	0.1851	
18. UB2-B3				0.0030					69.84	0.2154	0.1977	
19. UB2-C3				0.0045					69.34	0.2138	0.2134	
20. UB3-A1		1.25	0.0018	0.0					49.45	0.1525	0.1352	
21. UB3-A2				0.0012					52.76	0.1627	0.1438	
22. UB3-A3				0.0036					57.55	0.1775	0.1602	
23. UB3-A4				0.0060					56.67	0.1748	0.1753	
24. UB5-A3		2.00	0.0018	0.0036					36.29	0.1119	0.1380	

음을 알 수 있으며, 전단스팬비가 0.85, 1.25인 경우에도 비교적 정확하게 일치하고 있다. 전단스팬비가 2.0인 경우에는 제안식에 의한 값이 다소 높게 나타

나고 있음을 알 수 있다.

그림8에는 콘크리트 압축강도가 751kg/cm²인 경우로서 제안식(21)와 실험결과에 의한 전단응력계수를 나타내고 있다. 전단스팬비가 0.5인 경우에는 실험결과에 의한 전단응력계수값이 다소 높게 나타나고 있으며, 전단스팬비가 0.85, 1.25인 경우에는 비교적 정확하게 일치하고 있으며, 전단스팬비가 2.0인 경우는 콘크리트 압축강도가 517kg/cm²인 경우와 유사하게, 제안식(21)에 의한 값이 다소 높게 나타나고 있다.

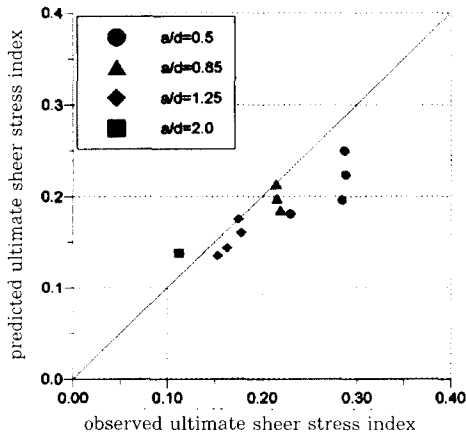


Fig. 8 Shear stress index by predicted equation(21) versus test results in f_c 751kg/cm²

4. 결론

본 연구는 소성이론에 근거한 극한해석에서 상계 치정리를 이용하여 고강도 R/C축이큰보의 전단응력을 예측할 수 있는 이론적인 식을 제시하고, 실험결과와의 비교분석을 통하여 제안식을 검증하였으며

다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 소성이론에 근거한 극한해석에서 상계치정리를 이용, 철근 및 콘크리트를 강소성체로 가정하고, 수평철근의 장부작용을 고려한 전단전달을 고려할 수 있는 이론적 근거와, 고강도 R/C축이큰보의 최대전단응력을 예측할 수 있는 이론식을 제시하였다.

2. 상계치정리를 이용할 경우, 가상의 균열면을 실험결과를 근거로 설정함으로써, 제안식(21)은 실험결과와 비교적 정확하게 일치함을 파악하였다.

3. 본 연구에서 제안된 전단응력식(21)은 고강도 R/C축이큰보의 실험결과와 비교할 때 전단스팬비가 2.0인 경우를 제외하고는 전단스팬비에 관계없이 비교적 정확하게 일치하였으며, 전단스팬비가 2.0인 경우에는 제안식에 의한 전단응력값이 다소 높게 나타났다.

4. 본연구의 제안식(21)에 의하면, 최대전단응력에 미치는 수평전단보강근 및 수직전단보강근의 영향을 적절하게 고려하고 있으며, 수직전단보강근의 효과를 다소 과대평가하는 것으로 나타났다.

감사의 글

본 연구는 한양대학교 초대형 구조시스템 연구센터의 지원에 의함.

참고 문헌

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-95)", ACI, Detroit, 1995.
2. 신성우, 이광수, 문정일, 오정근 "고강도 철근콘크리트보의 전단역학적 거동", 대한건축학회지, 제8권2호, 1992. 4
3. 신성우, 성열령, 안종문, 이광수의 2인. "축이깊은 고강도 철근콘크리트 보의 수평전단철근효과에 관한 연구". 한국콘크리트학회 추계 학술발표회집, 1996년.

4. 성열령, 이광수, 신성우의 3인. "축이깊은 고강도 철근콘크리트 보의 수직전단철근 효과에 관한 연구". 대한건축학회 학술발표회 논문집, 제16권 제2호, 1996. 4.
5. 이광수, 성열령, 신성우의 4인. "축이깊은 고강도 철근콘크리트 보의 전단스팬비효과에 관한 연구". 대한건축학회 학술발표 논문집, 제16권 제2호, 1996.10.
6. Kong, F. K. et al, "High Strength Concrete Deep Beam with Effective Span and Shear Span Variations", ACI Structural Journal, V.92, No.4, July/August 1995, pp395-405.
7. ACI Committee 363, "State-of-the-Art Report on High Strength Concrete", ACI Journal, Proceedings V.81, July/August 1984, pp.364-411.
8. De Paiva, H. A. R., and Siess, Chester P., "Strength and Behavior of Deep Beams in Shear.", Proceedings, ASCE, V.91, ST5, Oct. 1965, pp. 19-41.
9. Kong, F. K., Robins, P. J., Cole, David F., "Web Reinforcement Effects on Deep Beams," ACI Journal, Proceedings V.67, No.12, Dec. 1970, pp.1010-1017.
10. Chen, W. F. (1975). Limit analysis and soil plasticity. Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam, the Netherlands.
11. Chen, W. F.(1982). Plasticity in reinforced concrete. McGraw-Hill, Inc., New York, N.Y.
12. Niesen, M. P. (1984). Limit analysis and concrete plasticity. Prentice-Hall, Englewood Cliff, N. J.
13. Wei Wang, Da-Hua Jiang, and C.T. Hsu, "Shear strength of reinforced concrete deep beams". ASCE Journal, Vol.119, No.8, August, 1993, pp.2294-2312.
14. Jensen, B.C. : Lines of discontinuity for displacements in the theory of plasticity of plain and reinforced concrete, Magazine of Concrete Research, Vol.27, No.29, September, 1975, pp.143-150.

요 약

전단거동에 의해 지배되는 고강도 철근콘크리트 축이큰보의 전단역학적 거동 및 전단강도특성을 고려한 이론식을 제시하고자 소성이론에 근거한 극한해석에서 상계치정리를 이용하여 이론적전개를 하였으며, 고

강도 R/C축이큰보의 전단응력에 영향을 미치는 콘크리트 압축강도, 수직전단보강근 및 수평전단보강근의 보강효과를 고려한 이론식을 제시하였으며, 수평철근 즉 주인장철근 및 수평전단보강근의 장부작용을 고려하였다. 실험결과와 비교할때 제안식은 수직전단보강근의 전단보강효과를 과대평가하고 있으며, 수평전단보강근의 효과를 적절하게 평가하고 있음을 나타내었다. 또 전단스팬비가 0.5, 0.85인 경우에는 제안식에 의한 값이 다소 낮게 나타내, 전단스팬비가 낮은 경우는 다소 과소평가하는 것으로 나타났다.

(접수일자 : 1997. 8. 4)