

철근콘크리트 합성보의 수평전단강도 산정

김민중¹, 이기열^{2*}

¹순천제일대학교 스마트건설환경과, ²전남대학교 조경학과

Calculation of Horizontal Shear Strength in Reinforced Concrete Composite Beams

Min-Joong Kim¹, Gi-Yeol Lee^{2*}

¹Department of Smart Civil & Environment Engineering, Suncheon Jeil College

²Department of Landscape Architecture, Chonnam National University

요약 직접전단 부재의 전단강도는 전단마찰 유사론에 근거하여 콘크리트 계면에 수직 또는 경사로 배치된 철근의 전단전달에 의해 외력에 저항하며, 철근 단면적의 크기에 비례한다. 현행 콘크리트구조기준에서도 전단마찰 유사론에 근거한 경험식을 사용하고 있으며, 콘크리트 합성보의 수평전단 영역에도 동일한 전단강도 산출방법을 적용한다. 그러나 전단철근량이 많은 부재의 경우에는 이러한 경험식을 통해 구해진 전단강도는 시험체의 실측값과 비교하여 낮은 값을 나타낸다. 이 논문에서는 응력장 이론을 이용하여 기존 철근콘크리트 거더 위에 새로 타설된 합성보의 극한한계상태를 정의하고, 콘크리트의 인장증강효과 및 2축 응력 상태의 최대 압축강도의 변화를 고려할 수 있는 재료구성식을 적용한 전단강도 산정방법을 제안하였다. 또한 설계기준의 전단마찰 강도식과 유사하게 콘크리트 스트럿 유효압축강도를 고려할 수 있는 단순화된 수평전단강도 평가식을 제안하였다. 기존 문헌에 수록된 수평전단파괴를 유발하도록 제작된 합성보의 실험결과 및 설계기준 규정과 비교를 통하여 강도 산출방법의 타당성 및 제안식의 적용성을 검증하였다. 검증 결과, 전단철근비에 따라 전단강도 예측값에 차이가 발생하는 설계기준의 규정들과 다르게, 전단철근의 함복을 수반하는 경우에는 대체적으로 실험결과와 유사한 경향을 나타내는 것을 확인하였다.

Abstract A direct shear member resists external forces through the shear transfer of reinforcing bars placed at the concrete interface. The current concrete structural design code uses empirical formulas based on the shear friction analogy, which is applied to the horizontal shear of concrete composite beams. However, in the case of a member with a large amount of reinforcing bars, the shear strength obtained through the empirical formula is lower than the measured value. In this paper, the limit state of newly constructed composite beams on an existing concrete girder is defined using stress field theory, and material constitutive laws are applied to gain horizontal shear strength while considering the tension-stiffening and softening effects of concrete struts. A simplified method of calculating the shear strength is proposed, which was validated by comparing it with the related design code provisions. As a result, it was confirmed that the method generally shows a similar tendency to the experimental results when the shear reinforcing bar yields, unlike the regulations of the design code, where differences in the predicted value of shear strength occur according to the shear reinforcement ratio.

Keywords : Horizontal Shear, Shear-Friction, Shear-Transfer, Composite Beams, Biaxial Stress Field

*Corresponding Author : Gi-Yeol Lee(Chonnam National Univ.)

email: gylee@jnu.ac.kr

Received August 5, 2020

Accepted December 4, 2020

Revised August 31, 2020

Published December 31, 2020

1. 서론

휨과 전단이 동시에 작용하는 보와는 대조적으로 직접 전단이 콘크리트 부재의 파괴를 유발시키는 상황이 있다. 이처럼 전단력이 한 면에서 직접 전달되는 경우에는 전단응력이 큰 면을 따라 전단파괴면이 형성될 수 있으며, 콘크리트 계면을 통하여 전단력이 전달되는 전단전달 현상을 수반한다(Yang et al., 2016)[1]. 이러한 전단전달 거동을 표현할 수 있는 대표적인 이론이 Birkeland(1966)[2]이 제안한 전단마찰 유사론이다. 전단마찰 유사론은 Fig. 1 (a)와 같이 거칠고 불규칙적인 균열면을 가진 콘크리트 계면을 통하여 전단력이 전달된다는 논리를 바탕으로 물리학의 마찰계수 μ 를 도입하고, Fig. 1 (b)와 같이 미리 정한 취약면에서 균열 또는 미끄럼이 발생한다는 가정을 바탕으로, 이 면을 가로지르는 철근을 배치하여 균열면의 마찰력에 의해 직접전단에 저항하는 개념이다.

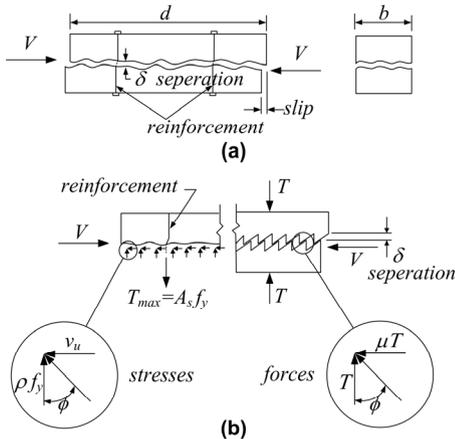


Fig. 1. Shear friction analogy
 (a) Shear-transfer between two interfaces clamped with reinforcement
 (b) Sawtooth shear-friction model

콘크리트구조기준(2012)[3]에서도 Fig. 1의 전단마찰 유사론에 근거하여 다음과 같이 철근의 수직력 $A_v f_y$ 에 마찰계수를 곱하여 콘크리트의 저항력 V_n 을 계산하도록 규정하고 있다.

$$V_n = A_v f_y \tan \phi = A_v f_y \mu \tag{1}$$

Where, V_n is nominal shear strengths, A_v denotes vertical steel area, f_y denotes yield strength of steel, $\tan \phi$ and μ denotes friction coefficient

Loov and Patnaik(1994)[4]은 수평전단파괴를 유발하도록 제작된 거친 접합면을 갖는 프리캐스트 거더 위에 새로 타설한 콘크리트로 이루어진 합성보에 대한 실험을 통하여 전단마찰 유사론에 의한 전단전달 거동을 수평전단 영역으로 확장하여, 무근콘크리트 연결부의 수평전단에도 적용할 수 있는 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$\frac{v_u}{f_{ck}} = k \lambda \sqrt{\frac{0.1 + \rho_v f_y}{f_{ck}}} \leq 0.25 \tag{2}$$

Where, v_u denotes ultimate shear strength, f_{ck} denotes compressive strength of concrete, k denotes constant, λ denotes constant used to account for the effect of concrete density, ρ_v denotes vertical steel ratio, f_y denotes yield strength of steel

Eq. (2)에서 k 는 상수이며 일체 타설된 콘크리트의 경우 0.6, 거친 표면을 가진 콘크리트의 계면의 경우 0.5를 사용하도록 제안하였다.

Mattock and Hofbeck(1969)[5]에 의하면 비균열 전단마찰 시험체의 직접전단 실험에서 경사균열 발생 전까지는 미끄럼량이 거의 관측되지 않은 것으로 나타났다. 또한 경사균열 발생 후에 측정된 미끄럼량도 경사균열의 확장에 의한 콘크리트 스트럿의 회전이 주요한 원인인 것으로 평가되었으며, 추가적인 경사균열의 발생과 함께 계면에 인접한 콘크리트 경사-스트럿이 압축파쇄됨으로써 강도한계상태에 도달한 것으로 관찰되었다.

Lee(2013)[6]의 연구결과에 따르면 전단면 접선방향으로 콘크리트에 작용하는 압축응력의 영향으로 전단응력에 의해 유발된 변형률이 상쇄되는 효과가 발생하므로, 전단면 접선방향 변형률은 상대적으로 매우 작을 것으로 추정할 수 있으며, 수평전단마찰 거동의 강도한계상태를 콘크리트 경사 스트럿의 압축파쇄로 가정하였다.

이 연구는 이러한 연구결과들을 바탕으로 철근콘크리트 합성보의 수평전단강도를 산정할 수 있는 개선된 모델 개발을 목적으로 한다.

이를 위하여 응력장 이론을 이용하여 프리캐스트 거더 위에 거친 접합면을 갖는 현장타설 플랜지로 이루어진 철근콘크리트 합성보의 휨, 부착거동을 배제한 수평전단력에 의한 전단면의 파괴가정을 기반으로, Loov and Patnaik에 의해 수행된 실험결과를 활용하여 극한전단강도를 산정하고, 설계기준의 전단마찰식과 함께 비교하

였다.

또한 EUROCODE 2(1992)[7]에 제시된 콘크리트 스트럿의 유효강도에 기반한 수평전단 부재의 전단강도를 추정할 수 있는 이론적 수치 계산식을 유도하고, 수평전단 거동에 대한 적용성을 평가하였다.

2. 본론

2.1 설계기준의 전단전달 규정

설계기준의 전단전달 관련식들은 철근이 전단전달 계면에 직각방향으로 배치되었을 경우에 관하여 규정된 것으로서 설계기준마다 각기 다른 접근방법을 적용하고 있다.

2.1.1 ACI 318M-08

ACI 318M-08[8]에 규정된 전단마찰 관련식은 다음과 같다.

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (3)$$

Where, A_{vf} is the area of reinforcement crossing the assumed shear plane, f_y denotes yield strength of steel, μ denotes friction coefficient

Eq. (3)으로 계산된 공칭전단강도는 $0.2f_{ck}A_c$, $(3.3+0.08f_{ck})A_c$ 그리고 $11A_c$ 를 초과할 수 없다. 마찰계수 μ 는 일체로 친 콘크리트의 경우 1.4, 접촉면의 요철의 크기가 대략 6mm 정도 되도록 표면을 거칠게 만든 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트의 경우 1.0, 일부러 거칠게 하지 않은 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트의 경우 0.6을 사용하도록 하고 있으며, 모래경량콘크리트의 경우 0.85, 전경량콘크리트에 대해서는 0.75를 추가로 곱하여 전단강도를 계산한다.

Eq. (3)은 전단마찰 유사론에 기초를 둔 것이며, 이와 함께 ACI 318M-08에서는 수정된 전단마찰 이론(Mattock and Hawkins, 1972)[9]에 기초하여 별도의 관계식을 규정하고 있다. 이 방법에 따르면 전단마찰 보강철근이 전단면에 수직일 경우의 전단강도 v_n 을 다음 식으로 계산한다.

$$v_n = 0.8\rho_v f_y + k_1 \quad (4)$$

Where, v_n denotes nominal shear strengths, ρ_v denotes vertical steel ratio, k_1 is constant

여기서, k_1 은 보통콘크리트에 대해 2.85 MPa, 전경량콘크리트에 대해서는 1.4 MPa, 모래 경량콘크리트에 대해서 1.7 MPa이다. 이 값은 일체로 친 콘크리트나 거친 표면을 갖는 굳은 콘크리트에 대해 모두 적용된다. Eq. (4)에서 첫째 항은 마찰이 기여하는 몫을 마찰계수 0.8로 적용하여 나타내고, 둘째 항은 전단 저항에 추가적으로 기여하는 균열면상의 돌출부 전단에 대한 저항과 철근의 다발작용(dowel action)의 합을 나타낸다.

2.1.2 AASHTO LRFD

AASHTO LRFD(2007)[10]는 콘크리트의 점착력을 포함하여 전단마찰을 고려한 전단강도 및 최소전단철근량을 제시하고 있으며, 계산된 공칭전단응력은 $0.25f_{ck}$ 과 10.3 MPa를 초과할 수 없다.

$$v_n = c + \mu (\rho_v f_y) \quad (5)$$

$$A_v \geq 0.35 \frac{b_v s}{f_y} \quad (6)$$

where, c denotes cohesion coefficient, μ denotes friction coefficient, b_v denotes width of shear transmission surface(≤ 900 mm), s denotes spacing of friction vertical steel

Eq. (5)에서 마찰계수 μ 는 일체로 타설된 콘크리트의 경우 1.4, 거친 표면을 갖는 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트의 경우 1.0, 매끄러운 표면을 갖는 콘크리트의 경우 0.6, 콘크리트와 정착된 강재 접합면인 경우 0.7을 사용하도록 규정하고 있다.

2.1.3 CEB-FIP MC 90

CEB-FIP MC 90[11]에서는 표면이 거칠지 않고 매끄러운 표면을 갖는 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트의 경우에 대해서는 쪼갬균열(splitting crack)의 진행이 불가하다는 논리를 바탕으로 다음과 같이 전단전달 철근의 기여도를 배제하여 전단강도를 규정하고 있다.

$$v_u = 0.40 \sigma_{cd} \quad (7)$$

$$s_u = 0.15 \sqrt{\sigma_{cd}} \quad (8)$$

where, σ_{cd} denotes the magnitude of the vertical stress acting on the concrete interface, s_u denotes the amount of slip required to exert the ultimate shear stress

그러나 거친 표면을 갖는 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트의 경우에는 Eq. (9) 또는 Eq. (10)을 사용하도록 규정하고 있다.

$$v_u = 0.40 f_{ck}^{\frac{2}{3}} (\sigma_{cd} + \rho_v f_y)^{\frac{1}{3}} \quad (9)$$

$$\tau = 5 s_a v_u \quad (s_a < 0.10\text{mm}) \quad (10-a)$$

$$\left(\frac{\tau}{v_u}\right)^4 - \frac{1}{2}\left(\frac{\tau}{v_u}\right)^3 = 0.3 s_a - 0.03 \quad (10-b)$$

$$(s_a \geq 0.10\text{mm})$$

where, s_a denotes actual amount of slip, τ denotes actual shear stress

Eq. (10-b)에서 s_a 는 실제 발생한 미끄럼량을 나타내며, s_a 가 s_u 보다 작은 경우 균열면에 작용하는 전단응력은 Eq. (10-b)를 이용하여 계산한 τ 이다.

2.2 수평전단 요소의 트러스작용

철근콘크리트 합성보에서 수평전단 요소의 전단전달 계면은 Fig. 2 (a)와 같은 2축-응력 요소로 간주할 수 있다. 콘크리트 계면을 따라서 주인장응력의 증가로 인해 경사균열이 발생한 이후에는 Fig. 2 (b)와 같이 경사균열 사이의 콘크리트에는 압축스트럿이 형성되고, 계면에 인접한 콘크리트와 계면을 가로지르는 철근은 각각 수직 및 수평 타이틀을 구성하여 외력에 저항하는 트러스작용(truss action)이 일어난다고 가정할 수 있다.

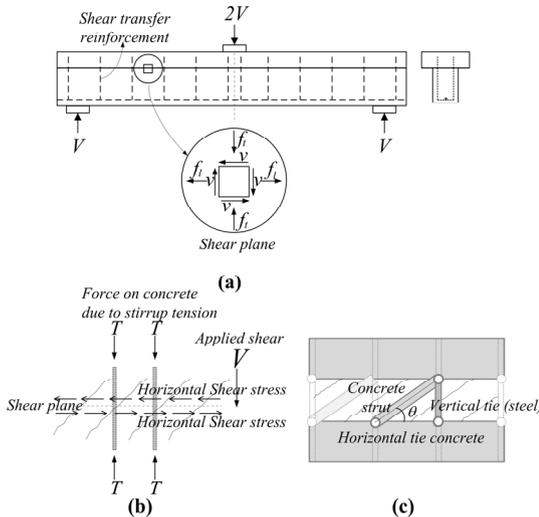


Fig. 2. Biaxial stress and truss action
(a) Biaxial stresses in a shear plane
(b) "Truss" formed after diagonal tension cracking
(c) Discrete truss idealization

전단전달면에서의 거동은 Fig. 2 (c)와 같이 이산트러스(smearred truss)로 이상화시킬 수 있으며, 경계면을 가로질러 배치된 철근의 응력이 항복강도에 도달한 이후에는 외력의 증가량이 크지 않더라도 철근의 변형률이 큰 폭으로 증가하게 되고, 동시에 콘크리트의 주인장 변형률 또한 증가하게 되어 경사 스트럿 콘크리트의 최대 유효압축강도가 감소함에 따라 스트럿 콘크리트의 압축 파쇄가 유발된다. 또한 경계면을 가로질러 배치된 철근에 비해 경계면 상하부 콘크리트 강성이 매우 클 뿐만 아니라, 콘크리트에 작용하는 압축응력의 영향으로 전단응력에 의해 유발된 전단면 접선방향 변형률은 상대적으로 매우 작을 것으로 추정된다.

2.3 수평전단 부재의 전단강도 산정방법 제안

2.3.1 계면의 평형조건

Fig. 2에 보인 것과 같은 균열이 발생한 수평전단 부재 전단면의 거동은 트러스 모델을 이용하여 Fig. 3 (a)와 같이 철근콘크리트 면요소의 거동으로 표현할 수 있다.

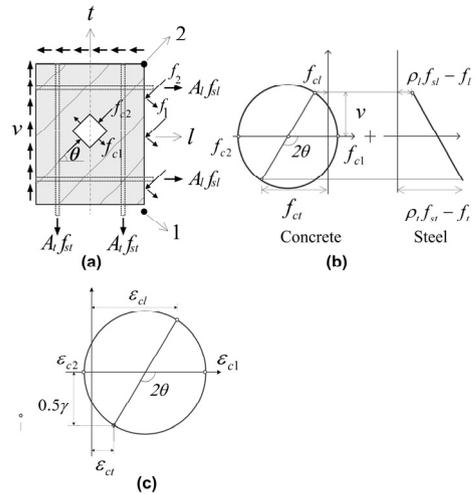


Fig. 3. Equilibrium in a shear transfer element
(a) Truss idealization
(b) Equilibrium
(c) Compatibility

작용 전단응력 v 에 의해 콘크리트에 유발되는 각 방향 평균 응력 요소인 압축 주응력 f_{c2} , 수직방향 응력 f_{c1} 및 수평방향 응력 f_{c1} 은 Fig. 3 (b)의 응력 모어원을 이용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$f_{c2} = v (\tan \theta + \cot \theta) - f_{c1} \quad (11)$$

$$f_{ct} = v \tan \theta - f_{cl} \quad (12)$$

$$f_{cd} = v \cot \theta - f_{cl} \quad (13)$$

where, f_{cl} denotes principal tensile stress of concrete, v denotes shear stress, θ denotes crack angle, f_{ct} denotes transverse(vertical) stress of concrete, f_{cd} denotes lateral stress of concrete

Fig. 3 (b)에서 균열면에서의 콘크리트 인장응력을 무시할 경우, 수직방향 및 수평방향 철근의 국부응력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\rho_t f_{st} = v \tan \theta \quad (14)$$

$$\rho_l f_{sl} = v \cot \theta \quad (15)$$

where, ρ_t denotes transverse(vertical) steel ratio, f_{st} denotes stress of transverse steel, ρ_l denotes lateral steel ratio, f_{sl} denotes stress of lateral steel

Eq. (15)로부터, 전단전달 계면에서의 스트럿 경사각 θ 를 다음과 같이 유도할 수 있다.

$$\cot \theta = \frac{\rho_l f_{sl}}{v} \quad (16)$$

2.3.2 수정압축장이론과 연화트러스모델의 구성방정식

2축-응력장에서 콘크리트 스트럿의 압축강도는 스트럿에 직각방향으로 작용하는 인장력에 의해 압축강도가 현저하게 감소하는 연화효과(softening effect)가 나타난다. 이를 설명하기 위한 몇 가지 이론들이 제안되어 있는데, 그 중 대표적인 것이 Collins의 수정압축장이론(Modified Compression Field Theory, 이하 MCFT)[12]과 Hsu의 연화트러스모델(Softening Truss Model, 이하 STM)[13]이 있다. 이들 이론은 실험 철근 콘크리트 대형 판 실험에서 구한 자료로부터 콘크리트 스트럿의 축에 직각 방향으로 작용하는 주인장 변형률 크기의 함수로 1축 압축 강도보다 감소된 콘크리트 유효 압축강도를 설명하고 있으며, 경사균열 발생 후 인장증강 효과(tension stiffening effect)를 고려한 주인장방향 콘크리트 평균응력을 콘크리트 주인장 변형률 ϵ_{cl} 및 인장 강도 f_{cr} 을 사용하여 설명하고 있다. Table 1에 이들 이론에 대한 구성식을 정리하였다.

Table 1. Constitutive Laws for Stress-Strain Relations

| | MCFT | STM |
|-----------------|---|---|
| $f_{c2,max}$ | $\frac{f_{ck}}{0.8 + 170 \epsilon_{cl}}$ | $\frac{0.9 f_{ck}}{\sqrt{1 + 600 \epsilon_{cl}}}$ |
| ϵ_{c0} | 0.002 | $\frac{0.9}{\sqrt{1 + 600 \epsilon_{cl}}} \cdot 0.002$ |
| f_{cl} | $\frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \epsilon_{cl}}}$ | $f_{cr} \left(\frac{0.00008}{\epsilon_{cl}} \right)^{0.4}$ |
| f_{cr} | $0.33 \sqrt{f_{ck}}$ | $0.3 \sqrt{f_{ck}}$ |

2.3.3 계면의 강도한계상태 정의

Eq. (11)에서 균열면에서의 콘크리트 인장응력을 무시할 경우, 콘크리트 주압축응력에 관한 평형조건을 강도한계상태로 표현하면 v_u 를 다음과 같이 평가할 수 있다.

$$v_u = \frac{f_{c2,max}}{\tan \theta + \cot \theta} \quad (17)$$

where, v_u is ultimate shear strength, $f_{c2,max}$ denotes maximum effective compressive strength of concrete, θ denotes strut angle

Eq. (14)에서 수직방향 전단철근의 응력 f_{st} 가 항복 강도 f_{ty} 에 도달한 경우에는 압축스트럿 경사각을 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\tan \theta = \frac{\rho_t f_{ty}}{v_u} \quad (18)$$

만약 스트럿 콘크리트의 압축응력이 최대 유효압축응력에 근접하여 강도한계상태에 도달했을 때에도 전단철근이 항복하지 않을 경우에는 Eq. (18)에서 f_{ty} 대신에 전단철근에 작용하는 응력 f_t 를 사용해야 하며, 철근의 항복 유무는 수직방향 철근의 분산응력 및 모어원으로부터 유도한 평균변형률을 통하여 판단할 수 있다.

수직방향 평균 변형률 ϵ_t 는 Eq. (14)에서 수직방향 철근의 분산응력 f_{st} 를 철근비 ρ_t 와 철근 탄성계수 E_s 의 곱으로 나누면 구할 수 있다.

$$\epsilon_t = \frac{f_{st}}{E_s} = \frac{1}{\rho_t E_s} (v \tan \theta) \quad (19)$$

Eq. (19)의 ϵ_t 는 변형적합(strain compatibility)조건에 의해 Fig. 3(c)의 모어원으로부터 유도한 ϵ_{c1} 과 ϵ_{c2} 로

계산한 다음 값과 같아야 한다.

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{c1} \cos^2 \theta - \varepsilon_{c2} \sin^2 \theta \quad (20)$$

where, ε_{c1} denotes principal tensile stress of concrete, ε_{c2} denotes principal compressive stress of concrete

Eq. (14)를 변형하면 수직방향 철근에 대항하는 스트럿의 경사각은 다음과 같다.

$$\tan \theta = \frac{\rho_t f_{st}}{v} \quad (21)$$

where, ρ_t denotes transverse(vertical) steel ratio, f_{st} denotes stress of transverse steel, v denotes shear stress

Eq. (19)와 같은 방법으로 Eq. (15)를 이용하여 수평방향 평균변형률 ε_l 을 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\varepsilon_l = \frac{f_{sl}}{E_s} = \frac{1}{E_s \rho_l} (v \cot \theta) \quad (22)$$

where, ε_l denotes lateral average strain

위 값은 Fig. 3(c)의 모어원으로부터 유도한 ε_{c1} 과 ε_{c2} 로 계산한 다음 값과 같아야 한다.

$$\varepsilon_l = \varepsilon_{c1} \sin^2 \theta - \varepsilon_{c2} \cos^2 \theta \quad (23)$$

Eq. (15)를 변형하면 수평방향 철근에 대항하는 스트럿 경사각 θ 는 다음과 같다.

$$\tan \theta = \frac{v}{\rho_l f_{sl}} \quad (24)$$

2.3.4 수평전단 부재의 전단강도 산정

균열이 발생한 수평전단 부재의 수평방향 변형률을 0으로 가정할 경우에 대하여 MCFT와 STM의 구성방정식을 기반으로 한 각각의 전단강도 시산 과정을 Fig. 4에 나타내었다.

MCFT의 재료 구성식을 사용한 경우에는 경사균열 발생 후 전단전달 경계면 콘크리트가 최대 유효압축강도에 도달했을 때의 압축변형률을 0.002로 규정하고, 콘크리트의 최대 인장변형률을 가정하였다. 이를 바탕으로 제안된 구성방정식을 이용하여 콘크리트의 유효압축강도 및 주인장방향의 콘크리트 평균응력을 계산하였다.

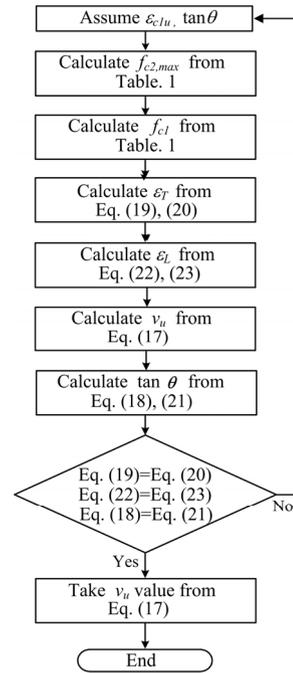


Fig. 4. Procedure for calculating horizontal shear strength

STM의 재료 구성식을 사용한 경우에는 경계면 콘크리트가 최대 유효압축강도에 도달했을 때의 콘크리트의 압축변형률을 구할 때 0.002에 연화효과를 고려한 유효 계수를 동일하게 곱하여 강도한계상태에서의 압축변형률을 감소시킴으로써 MCFT의 재료 구성식을 사용한 경우보다 다소 작은 값의 최대 인장변형률과 극한 전단응력이 계산되도록 하였다.

콘크리트 주인장변형률의 가정에 의한 전단강도 산정 모델은 Fig. 4에 보인 것과 같이 시행착오(try-and-error)를 거쳐야 하는 번거로움이 있지만, 실험결과를 바탕으로 한 각각의 구성방정식을 사용하여 응력의 평형과 변형적 합조건을 모두 만족시킬 수 있는 장점을 갖고 있다.

2.4 수평전단 부재의 전단강도 산정 및 실측값과의 비교

2.4.1 수평전단강도 측정을 위한 RC합성보

Loov and Patnaik는 Fig. 5와 같이 수평전단파괴를 유발하도록 제작된 합성보에 대한 실험을 수행하여, 압축재하 시험으로부터 유도된 전단마찰 관련식을 보의 수평전단에 적용하였으며, 이 논문에서는 이 실험결과를 이용하여 Fig. 4의 절차에 따라 수평전단력에 의한 전단면의 파괴가정을 기반으로 극한전단강도를 산정하여 실험

값과 비교하였다. 두 종류의 시험체는 프리캐스트 거더의 표면을 거칠게 한 후, 그 위에 플랜지를 현장타설한 철근 콘크리트 합성보이며, 접촉면의 폭에 따라 Fig. 6과 같은 단면형상과 Fig. 7의 철근 배근상세를 갖는다.

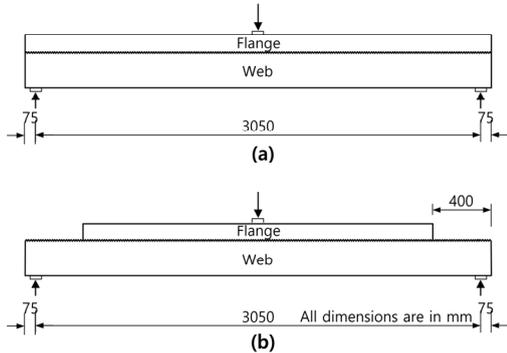


Fig. 5. Specimen specification(Loov&Patnaik(1994)[4])
(a) Test beam with full length flanges
(b) Test beam with short flanges

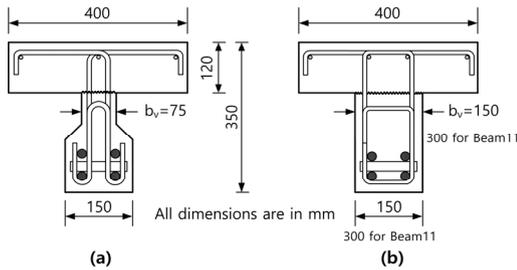


Fig. 6. Cross section of specimen (Loov&Patnaik(1994)[4])
(a) Beam section with thin web
(b) Beam section with uniform web width

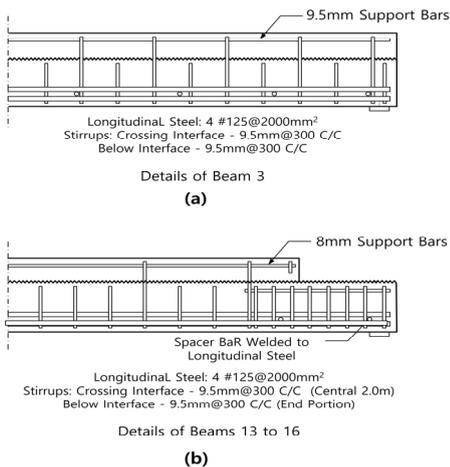


Fig. 7. Reinforcement details of specimen (Loov&Patnaik(1994) [4])
(a) Typical for a beam with full length flanges
(b) Typical for a beam with short flanges

이들 시험체의 제원 및 균열단면 가정으로부터 유도한 역학적 특성을 Table 2에 정리하였다.

Table 2. Specification of horizontal shear specimen (Loov&Patnaik(1994)[4])

| Beam No. | Interface width b_v (mm) | Flange length (mm) | Yield strength of steel f_y (MPa) | | Clamping stress $\rho_v f_y$ (MPa) | Compressive strength of concrete f_{ck} (MPa) | | Horizontal shear stress at failure $v_{u,h}$ |
|----------|----------------------------|--------------------|-------------------------------------|---------|------------------------------------|---|--------|--|
| | | | lateral | stirrup | | web | flange | |
| 1 | 75 | 3200 | 497 | 438 | 4.36 | 42.7 | 37.4 | 7.76 |
| 2 | 75 | 3200 | 454 | 438 | 1.66 | 39.2 | 34.9 | 4.27 |
| 3 | 75 | 3200 | 454 | 432 | 2.73 | 40.2 | 30.5 | 6.82 |
| 4 | 75 | 3200 | 334 | 430 | 6.03 | 39.6 | 34.7 | 8.10* |
| 5 | 75 | 3200 | 454 | 430 | 1.63 | 42.6 | 34.8 | 5.54 |
| 6 | 75 | 3200 | 454 | 428 | 1.62 | 40.4 | 37.1 | 5.25 |
| 7 | 75 | 3200 | 497 | 432 | 6.06 | 38.0 | 35.8 | 9.25 |
| 8 | 150 | 3200 | 454 | 407 | 0.77 | 38.0 | 35.6 | 3.12 |
| 9 | 75 | 2400 | 431 | 428 | 1.62 | 37.6 | 37.1 | 4.64 |
| 10 | 150 | 2400 | 431 | 409 | 0.77 | 37.6 | 38.7 | 3.46 |
| 11 | 300 | 2400 | 497 | 420 | 0.40 | 34.0 | 32.7 | 2.57** |
| 12 | 75 | 2400 | 455 | 408 | 7.72 | 36.2 | 34.6 | 9.20 |
| 13 | 150 | 2400 | 431 | 431 | 0.82 | 23.7 | 19.2 | 2.92 |
| 14 | 150 | 2400 | 431 | 431 | 0.82 | 20.2 | 19.6 | 1.93*** |
| 15 | 150 | 2400 | 431 | 420 | 0.80 | 51.5 | 44.0 | 3.94* |
| 16 | 150 | 2400 | 431 | 420 | 0.80 | 50.7 | 48.3 | 4.01* |

All beams failed in horizontal shear excepted as noted
*Failed in flexure, **Failed in diagonal shear, ***Smoother joint surface

2.4.2 수평전단강도 산정 및 비교

Table 2에 나타난 16개의 수평전단 시험체에 대하여 Fig. 4의 절차에 따라 계산한 전단강도와 실험값을 비교하여 Fig. 8에 나타내었다.

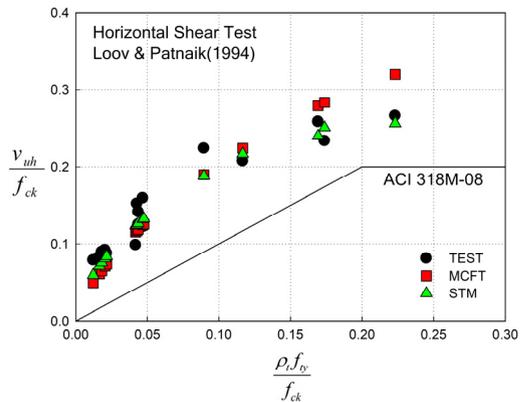


Fig. 8. Comparison with predicted and measured values

이 그림을 살펴보면, 수평방향 콘크리트의 변형률을 0으로 가정하고 MCFT의 재료구성식을 사용한 경우에는 강도한계상태 가정에서 전단철근비가 가장 큰 12번 시험체를 제외하고, 나머지 모든 시험체의 전단철근이 항복한 것으로 나타났으며, 역학적 전단철근량 $\rho_t f_{ty}$ 가 4 이상으로 전단철근량이 큰 시험체의 경우에는 예측값이 실측값을 초과하는 경향을 나타내었다.

이와는 다르게 STM의 재료구성식을 사용한 경우에는 전단철근비가 큰 4, 7, 12번 시험체를 제외하고, 나머지 모든 시험체의 전단철근이 항복한 것으로 나타났으며, 14번 시험체를 제외하고 예측값과 실측값이 근접한 결과를 도출하였다.

이상의 실측값과 예측값을 비교한 결과에 따르면, MCFT과 비교하여 STM의 재료구성식을 사용한 경우 낮은 예측값을 나타내었는데, 이는 콘크리트 유효압축강도 평가량의 차이 때문인 것으로 추측되며, 유효압축강도의 평가량 차이가 전단강도의 크기를 결정하는 가장 큰 요인인 것으로 파악된다.

2.4.3 수평전단강도 평가식 제안 및 비교

EUROCODE 2에서는 실제 보 부재의 실험에 의해 얻은 전단강도를 역으로 해석한 결과를 바탕으로 다음과 같이 콘크리트 유효강도 $f_{c2,max}$ 를 압축강도 유효계수 ν 로 표현하고 있다.

$$f_{c2,max} = \nu f_{ck} = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{ck} \quad (25)$$

Eq. (25)는 콘크리트 인장변형률의 함수가 아니지만 인장변형률이 대략 0.003~0.006인 구간에서는 MCFT와 STM에서 제시한 재료식과 비슷한 값을 나타내며, 계산과정이 단순하다는 장점을 갖고 있다. 그러나 Eq. (25)는 콘크리트와 타이철근이 모두 소성 상태에 있다는 가정하에 실험결과를 회귀분석하여 얻은 식이므로, 철근이 항복하지 않는 경우에는 적용할 수 없다.

일체 타설하지 않은 접합면을 가진 수평전단 부재의 전단철근이 항복한 경우에는 Eq. (25)에 나타난 콘크리트 스트럿의 연화효과를 고려한 유효압축강도를 적용하였을 경우 번거로운 계산과정 없이 간단하게 전단강도를 구할 수 있다.

Eq. (18)의 압축스트럿의 경사각 $\tan\theta$ 를 Eq. (17)에 대입하면 다음과 같은 식을 구할 수 있다.

$$v_u \left(\frac{\rho_t f_{ty}}{v_u} + \frac{v_u}{\rho_t f_{ty}} \right) = f_{c2,max} \quad (26)$$

Eq. (26)을 정리하면 전단강도는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$v_u = \sqrt{(f_{c2,max} - \rho_t f_{ty})(\rho_t f_{ty})} \quad (27)$$

Eq. (27)에 Eq. (25)의 콘크리트 유효압축강도를 대입하고 정리하면, 다음과 같이 콘크리트 압축강도, 전단철근비 및 전단철근의 항복강도로만 이루어진 이 논문에서 제안하는 Eq. (28)를 이용하여 수평전단강도를 평가할 수 있다.

$$v_u = \sqrt{\left[0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{ck} - \rho_t f_{ty} \right] (\rho_t f_{ty})} \quad (28)$$

Loov and Patnaik의 실험결과를 바탕으로 설계기준 관련식 및 Eq. (28)을 이용하여 계산한 역학적 철근비의 크기에 따른 극한전단응력 예측값과 실측값의 비를 Fig. 9에 나타내었다.

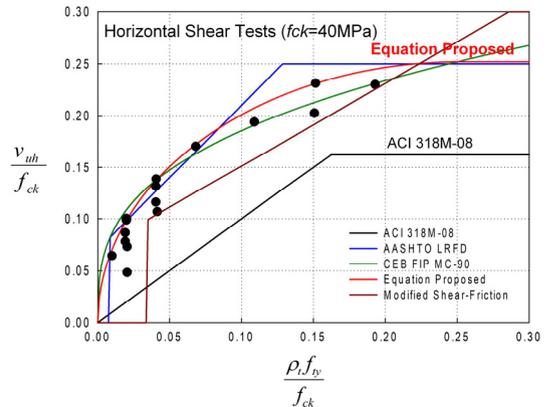


Fig. 9. Comparison between design criteria and proposed formulas and measured values

수정된 전단마찰 이론에 기초한 Eq. (4)의 경우 철근비와 관계없이 안전측의 값을 예측하였으며, 이는 실험결과를 이용하여 만든 경험식이기 때문인 것으로 추측된다. Eq. (28)을 사용하여 계산한 극한전단응력은 철근비의 증가에 따른 변동폭은 크지 않으나, 전단철근량의 증가에 따라 실측값보다 다소 큰 값을 나타내었다.

3. 결론

이 연구는 기존 철근콘크리트 거더 위에 새로 타설된 합성보의 수평전단에 대한 극한한계상태를 정의하고 전단강도를 산정하는 것이다. 콘크리트의 인장증강효과 및 2축-응력 상태의 최대 압축강도의 변화를 고려하기 위하여 2축-응력장 이론을 기반으로 MCFT와 STM의 재료 구성식을 적용한 전단강도 산정방법을 제안하였으며, 기존 실험자료 및 설계기준 규정과의 비교를 통하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 수평전단 시험체의 전단거동 특성 중에서 수직 타이 및 경사 콘크리트 스트럿에 비하여 수평 콘크리트 타이에 발생하는 압축변형률은 상대적으로 매우 작을 것으로 예측하여, 수평 타이의 변형률을 0으로 가정하고 대표적인 재료 구성식을 사용하여 2축-응력장 이론을 기반으로 전단강도를 예측할 수 있는 방법을 제시하였다.
- (2) 전단전달 계면에서의 파괴 거동은 경사균열 발생 후 콘크리트 스트럿의 압축파쇄에 기인한다는 것으로 추론이 가능하며, 기존 문헌에 수록된 활용 가능한 실험 자료와 비교한 결과, 전단철근의 항복을 수반하는 경우에는 대체적으로 실험결과와 유사한 경향을 나타내는 것으로 분석되었다.
- (3) 강도한계상태 가정을 기반으로 응력장 이론과 EUROCODE 2의 압축강도 유효계수를 이용하여 단순화된 강도 평가식을 제안하였다.
- (4) 전단마찰 유사론에 근거한 ACI 318M-08 및 AASHTO LRFD는 전단철근비가 큰 부재의 경우 실험값과 다소 큰 차이를 나타내었으며, 제안식 및 CEB-FIP MC90 설계식은 전단철근비의 증가에 따라 실험값을 다소 초과하는 경우가 발생하였으나, 최대 전단강도의 제한 및 철근비의 증가에 따른 시험체의 거동과 유사한 강도증가 경향을 나타냄으로써, 시공이음면을 갖는 프리캐스트 부재의 전단해석 및 설계에 대한 기초자료로 활용이 가능하다.

Vol.17, No.4, pp.400-413, 2016.

DOI: <http://dx.doi.org/10.5762/KAIS.2016.17.4.400>

- [2] P. W. Birkeland, H. W. Birkeland, "Connections in Precast Concrete Construction", *ACI Journal*, Vol.63, No.3, pp.345-368, 1966.
- [3] Ministry of Land, Transport and Maritime, Concrete Structural Design Code, pp.128-130, 2012.
- [4] R. E. Loov, A. K. Patnaik, "Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface", *PCI Journal*, Vol.39, No.1, pp.48-66, 1994. DOI: <http://dx.doi.org/10.15554/pci.01011994.48.69>
- [5] J. A. Hofbeck, I. O. Ibrahim, A. H. Mattock, "Shear Transfer in Reinforced Concrete", *ACI Journal*, Vol. 66, No.2, pp.119-128, 1969.
- [6] Y. H. Lee, *Stress Field Approach for Analysis of Horizontal Shear in Composite RC Beams*, Master's thesis, Chonnam National University, Gwang-ju, Korea, pp.3-4, 2013.
- [7] Eurocode2, *Design of Concrete Structures-Part I. General Rules and Rules for Building*, British Standard Institution, London, 1992.
- [8] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318M-08) and Commentary*, ACI, Farmington Hills, M.I., pp. 180-183, 2008.
- [9] A. H. Mattock, N. M. Hawkins, "Shear Transfer in Reinforced Concrete-Recent Research", *PCI Journal*, Vol.17, No.2, pp. 55-75, 1972.
- [10] AASHTO, *Bridge Design Specifications, SI Units, Fourth edition*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC., pp.5-855-91, 2007.
- [11] CEB/FIP, *CEB-FIP Model Code for Concrete Structures*, Bulletin d' Information No. 213/214, 1993.
- [12] F. J. Vecchio, M. P. Collins, "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements subjected to Shear", *ACI Journal*, Vol.83, No.2, pp.219-231, 1986.
- [13] T. T. C. Hsu, "Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion", *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.6, pp.624-635, 1988.

References

- [1] I. W. Yang, E. Lim, T. Y. Ha, "Experimental Study on Structural Behavior of Interfaces of Double Composite Girder Using the 80 MPa Concrete", *Journal of the Korea Academia-Industrial Cooperation Society*,

김 민 중(Min-Joong Kim)

[정회원]



- 2000년 2월 : 전남대학교 토목공학(공학석사)
- 2012년 8월 : 전남대학교 토목공학(공학박사)
- 2019년 10월 ~ 현재 : 순천제일대학교 스마트건설환경과 조교수

<관심분야>

구조공학, 콘크리트구조

이 기 열(Gi-Yeol Lee)

[종신회원]



- 2001년 2월 : 전남대학교 토목공학(공학석사)
- 2005년 2월 : 전남대학교 토목공학(공학박사)
- 2019년 9월 ~ 현재 : 전남대학교 조경학과 조교수

<관심분야>

콘크리트구조, 건설재료, 조경공학