



2축-응력장 이론을 이용한 철근콘크리트 부재의 전단마찰 해석

김민중¹⁾ · 이기열²⁾ · 이준석³⁾ · 김 우^{3)*}

¹⁾(주)유탑엔지니어링 ²⁾순천제일대학 토목과 ³⁾전남대학교 토목공학과

Bi-Axial Stress Field Analysis on Shear-Friction in RC Members

Min-Joong Kim,¹⁾ Gi-Yeol Lee,²⁾ Jun-Seok Lee,³⁾ and Woo Kim^{3)*}

¹⁾U-TOP Engineering, Gwangju 500-737, Korea

²⁾Dept. of Civil Engineering, Suncheon First College, Suncheon 540-744, Korea

³⁾Dept. of Civil Engineering, Chonnam National University, Gwangju 500-757, Korea

ABSTRACT For a member subjected to direct shear forces, forces are transferred across interface concrete area and resisted by shear transfer capacity. Shear-friction equations in recent concrete structural design provisions are derived from experimental test results where shear-friction capacity is defined as a function of steel reinforcement area contained in the interface. This empirical equation gave too conservative values for concrete members with large amounts of reinforcement. This paper presents a method to evaluate shear transfer strengths and to define ultimate conditions which result in crushing of concrete struts after yielding of longitudinal reinforcement perpendicular to the interface concrete. This method is based on the bi-axial stress field theory where different constitutive laws are applied in various means to gain accurate shear strengths by considering softening effects of concrete struts based on the modified compression-field theory and the softened truss model. The validity of the proposed method is examined by applying to some selected test specimens in literatures and results are compared with recent design code provisions. A general agreement is observed between predicted and measured values at ultimate loading stages in initially uncracked normal-strength concrete test.

Keywords : shear-friction, shear transfer, shear strength, bi-axial stress field

1. 서 론

휨과 전단이 동시에 작용하는 보와는 대조적으로, 직접 전단이 콘크리트 부재의 파괴를 유발시키는 상황이다. 이처럼 전단력이 한 면에서 직접 전달되는 경우에는 전단응력이 큰 면을 따라 전단 파괴면이 형성될 수 있으며, 콘크리트 계면을 통하여 전단력이 전달되는 전단전달 현상을 수반한다. 이러한 전단전달 거동을 표현할 수 있는 대표적인 이론이 1966년 Birkeland 등¹⁾이 제안한 전단마찰 유사론이다. 전단마찰 유사론은 계면에서 이루어지는 전단전달의 복잡한 현상을 예측하기 위하여 Fig. 1(a)와 같이 거칠고 불규칙적인 균열면을 가진 콘크리트 계면을 통하여 전단력이 전달된다는 논리를 바탕으로 실용적이고 단순한 계산을 위해 물리학의 마찰이론을 도입한 것으로서 다음과 같은 가정에 기반하고 있다. Fig. 1(b)와 같이 균열면이 거칠고 불규칙적이면 직접 전단에 의한 계면에서의 미끄럼은 거친 톱니모양으로 이루어진

균열면의 이격 현상을 수반하게 되며, 이러한 이격은 균열에 걸쳐 있는 철근의 응력이 항복점에 도달하도록 하여 균열면에 죄는 힘 $A_{vf}f_y$ 가 제공되고, 작용 전단력에 의해 발생하는 계면 양쪽 콘크리트의 상대적 이동은 균열면 사이의 마찰력, 균열면상 돌출부의 전단 저항, 그리고 균열을 지나는 철근의 다월작용에 의해 지지된다는 논리이다. 따라서 미리 정한 취약 면에서 균열 또는 미끄럼이 발생한다는 가정을 바탕으로, 이 면을 가로지르는 철근을 배치하여 균열면의 마찰력에 의해 직접 전단에 저항하는 개념이다.

현행 콘크리트 구조설계기준²⁾에서도 전단마찰 유사론에 근거하여 선행 연구자들의 실험 결과를 바탕으로 물리학의 마찰이론과는 다소 부합되지 않는 의도적으로 큰 마찰계수를 적용하여, 식 (1)과 같이 철근의 수직력에 마찰계수를 곱하여 콘크리트의 저항력을 계산하도록 하고 있다.

$$V_n = A_{vf}f_y \tan \phi = A_{vf}f_y \mu \quad (1)$$

여기서, μ 는 마찰계수로서 일체로 친 콘크리트의 경우 1.4, 접촉면의 요철의 크기가 대략 6 mm 정도 되도록 표

*Corresponding author E-mail: wkim@chonnam.ac.kr
 Received August 30, 2011, Revised November 2, 2011,
 Accepted November 21, 2011
 ©2012 by Korea Concrete Institute

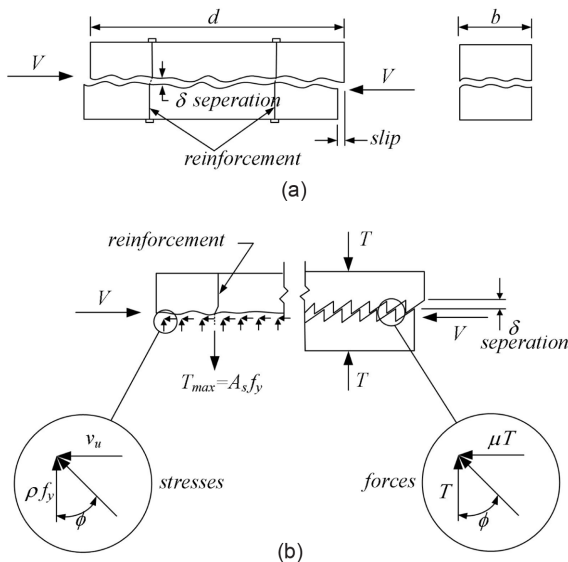


Fig. 1 Shear-friction analogy (a) Shear-transfer between two interfaces clamped with reinforcement (b) Saw-tooth shear-friction model

면을 거칠게 만든 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트의 경우 1.0, 일부러 거칠게 하지 않은 굳은 콘크리트에 새로 친 콘크리트의 경우 0.6을 사용하도록 규정하고 있으며, 위 식 (1)을 통하여 구한 값에 모래경량 콘크리트의 경우 0.85, 전경량 콘크리트에 대해서는 0.75를 추가로 곱하여 마찰전단강도를 계산한다.

이처럼 전단마찰 유사론은 전단전달의 복잡한 거동을 마찰이론을 적용하여 단순화시킴으로써 간단한 식만으로도 전단강도를 간편하게 추측할 수 있는 장점을 갖고 있다. 그러나 보와 같은 부재의 경우에는 휨과 전단력이 함께 작용하는 경우가 대부분이며, 이러한 거동을 논리적으로 설명할 수 있는 대표적인 이론은 트리스이론과 압축장이론이다. 직접 전단력만 작용하는 경우와 휨과 전단이 동시에 작용하는 경우를 구분하여 각각 상이한 해석방법을 사용하게 됨으로써 해석상의 일관성이 단절되고 논리적인 비약을 수반하게 되는 경우가 있다.

전단마찰 유사론에 근거하여 전단전달 계면의 한계상태를 정의한다면 전단력의 증가에 따라 계면 콘크리트의 미끄럼 현상을 수반하면서 진행되는 계면을 통과하도록 배치된 철근의 항복으로 간주할 수 있을 것이다. 따라서 철근의 응력이 항복점에 도달한 이후에는 계면의 미끄럼량이 증가함에 따라 철근의 변형도 점진적으로 증가하여 종국에는 계면에서 철근이 파단되어야 할 것이다. 그러나 Mattock과 Hofbeck 등^{3,4)}의 시험 결과에 의하면 비균열 전단마찰 시험체의 경우에는 전단력의 증가에 따라 계면 콘크리트에서 대략 50 mm 길이의 짧은 경사균열이 25~50 mm 간격으로 발생하였으며, 이러한 경사균열 발생 전까지는 미끄럼량이 거의 관측되지 않은 것으로 나타났다. 또한 경사균열 발생 후에 측정된 미끄럼량도 계면의 횡방향 변형에 기인하기 보다는 경사균열의 확장에 의한 콘크리트 스트럿의 회전이 주요한 원인인 것으로 평가되었으며, 추가적인 경사균열의 발생과 함께 계면에

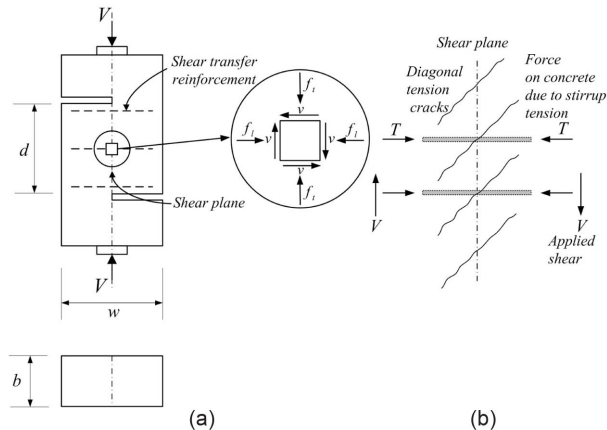


Fig. 2 Bi-axial stresses and truss action (a) Typical shear transfer test specimen (b) "Truss" formed after diagonal tension cracking

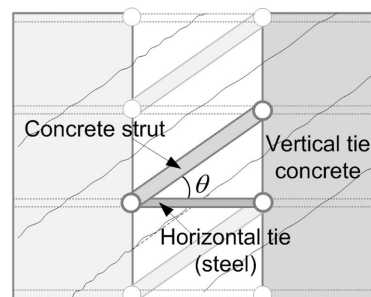


Fig. 3 Truss idealization in a shear transfer interface

인접한 콘크리트 경사스트럿이 압축파쇄됨으로써 한계상태에 도달한 것으로 관찰되었다. 즉 일반적인 시험 결과에서 나타난 전단마찰 거동의 강도한계상태는 콘크리트 경사스트럿의 압축파쇄로 규정할 수 있으며, 이러한 전단마찰 거동의 강도한계상태를 명확하게 정의할 수 있는 이론적인 필요성이 요구된다 할 수 있을 것이다.

직접 전단 시험체의 전단전달 계면은 Fig. 2(a)와 같은 2축 응력 요소로 간주할 수 있다. 콘크리트 계면을 따라서 주인장응력의 증가로 인한 경사균열이 발생한 이후에는 Fig. 2(b)와 같이 경사균열 사이의 콘크리트에는 압축스트럿이 형성되고, 계면에 인접한 콘크리트와 계면을 가로지르는 철근은 각각 수직 타이 및 종방향 타이를 구성하여 작용외력에 저항하는 트리스작용이 일어난다고 가정할 수 있다.

전단전달 전단면(shear plane)에서의 거동은 Fig. 3과 같이 이산트리스로 이상화시킬 수 있다. 이 때 Fig. 2(a)에 나타난 직접 전단 시험체의 경우, 단면의 기하적인 특성으로 인하여 계면 좌우의 콘크리트에 작용하는 압축응력의 크기는 면에서 멀어질수록 작아질 것으로 예측할 수 있다. 또한 항복 변형을 수반하는 수평 타이 및 압축파쇄를 일으키는 경사 콘크리트에 비하여 경사균열 발생 위치에서 벗어난 거리에 있는 수직방향 콘크리트 영역이 수직 타이의 역할을 하고 있으며, 그 강성이 매우 큰 상태에 있다. 따라서 이 영역에 발생하는 변형률은 상대적

으로 매우 작을 것으로 추정된다. 이 수직 방향 콘크리트 타이의 변형률은 실용적인 관점에서 거의 0에 가깝다고 가정할 수 있으며, 전단력의 증가에 따라 콘크리트 압축스트럿 및 수평방향 타이의 변형이 증가하여도, 수직 타이의 변형은 발생하지 않게 된다.

전단마찰 유사론에서 표현된 마찰면의 미끄럼 거동을 트러스 모델을 이용하여 유추해 보면, 다음과 같은 일련의 파괴거동을 예측할 수 있다. 계면을 가로질러 배치된 철근의 응력이 항복점에 도달한 이후에는 외력으로 작용하는 전단응력의 증가량이 크지 않더라도 철근의 변형률이 큰 폭으로 증가하게 되고, 경사각 θ 가 더 넓게 되어 스트럿의 압축응력이 증가한다. 이와 동시에 콘크리트 주인장 변형률 또한 증가하게 되어 경사스트럿 콘크리트의 최대 유효압축강도가 감소함에 따라 스트럿 콘크리트의 압축파쇄가 유발된다. 즉 전단마찰의 강도한계상태는 작용 전단응력에 의한 철근의 변형 증가와 이에 기인한 콘크리트 경사스트럿의 압축파쇄로 간주할 수 있으며, 이러한 압축파쇄가 일어남에 따라 2차적으로 계면의 미끄러짐이 발생하게 되는 것이다.

이 연구에서는 직접 전단을 받는 비균열 압축재하 시험체(uncracked push-off test specimen)에 대해서 마찰계수를 이용하는 현행 전단마찰 유사론의 전단전달 거동을 2축-응력장 이론을 이용하여 재해석하고 이를 기반으로 파괴강도를 산정하고자 하였다. 2축 응력 상태의 콘크리트 최대 압축강도의 변화를 고려하기 위하여 수정압축장 이론,⁶⁾ 연화트러스모델⁷⁾에서 제시한 구성방정식을 사용한 각각의 경우에 대하여 파괴강도를 계산하였으며, 선행 연구자들^{3,4)}에 의해 수행된 직접 전단강도 시험값과 2축-응력장 이론으로 재해석하여 구한 값들을 비교하여 유효성을 검증하였다.

2. 2축-응력장 이론의 적용

2.1 계면의 평형조건

균열이 발생한 전단마찰 계면의 거동은 트러스 모델을 이용하여 Fig. 4(a)와 같이 평균 응력과 변형률 향으로 나타낸 철근콘크리트 면요소의 거동으로 표현할 수 있다. 전단력에 의해 일련의 연속된 경사균열이 발생된 콘크리트 판은 1방향 압축응력만이 유발된 압축장을 형성하는 것으로 간주하여 압축 주응력 f_{c2} 가 유발되고, 이에 직각 방향으로 콘크리트 인장 주응력 f_{c1} 이 경사각 θ 로 작용하고 있는 2축-응력장으로 이상화할 수 있다. 이 때 철근은 축력만 저항하는 링크 부재 기능을 한다고 가정하여 해석하는 방법을 압축장 이론이라 한다. 작용 전단 응력 v 에 의해 콘크리트에 유발되는 각 방향 평균 응력들은 Fig. 4(b)의 응력 모어원을 이용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$f_{c2} = v(\tan\theta + \cot\theta) - f_{c1} \quad (2)$$

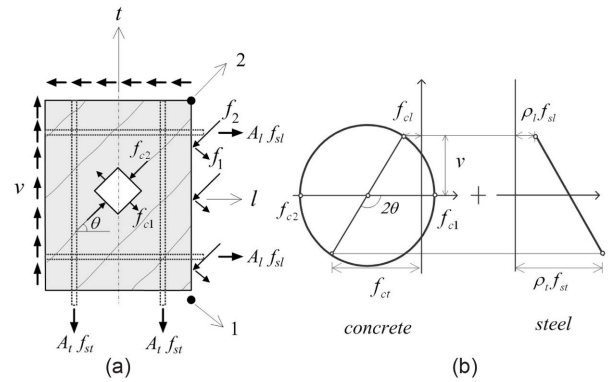


Fig. 4 Equilibrium in a shear transfer element

$$f_{c1} = v \tan\theta - f_{c1} \quad (3)$$

$$f_{c1} = v \cot\theta - f_{c1} \quad (4)$$

직교 철근이 배치된 면요소에 면내력이 작용하는 경우, Fig. 4(b)에 나타낸 것처럼 콘크리트 횡방향 성분 응력 f_{c1} 는 균열면에서 횡방향 철근의 분산응력(smearred stress) $\rho_l f_{sl}$ 와 평형을 이뤄야 하며, 종방향 성분 응력 f_{c1} 은 종방향의 분산철근응력 $\rho_t f_{st}$ 과 평형을 이뤄야 한다. 여기서, ρ_l 와 ρ_t 는 각각 횡방향과 종방향 철근비이고, f_{sl} 와 f_{st} 은 각각 횡방향과 종방향 철근 응력으로 인장을 +로 한 값이다.

직접 전단력만이 작용하는 전단마찰 계면의 경우에는 철근의 분산응력을 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\rho_t f_{st} = v \tan\theta - f_{c1} \quad (5)$$

$$\rho_l f_{sl} = v \cot\theta - f_{c1} \quad (6)$$

식 (6)에서 종방향 철근응력 f_{sl} 은 평균응력이다. 그런데 균열 면에서는 콘크리트 인장응력 f_{c1} 이 0이 되는 반면, 철근 인장력은 증가하게 된다. 그러나 실제 균열 면에서는 상당히 큰 전단력이 거친 표면의 맞물림에 의해 전달되며, 전단력의 일정 부분은 계면을 가로지르는 철근의 다월작용에 의해 저항된다. 김우 등⁵⁾은 이와 같이 유용한 전단저항성분을 균열면의 평형 해석에 고려하기 위하여 등가의 f_{c1} 항 대신 $0.5f_{c1}$ 을 사용하도록 제안하였으며, 이 연구에서도 이를 바탕으로 철근의 국부 응력을 계산하였다. 또한 표현상의 편의를 위하여 종방향 철근비 ρ_l 및 종방향 철근량 f_{sl} 대신에 ρ_v , f_v 를 사용하여 기술하면, 전단마찰 철근의 국부응력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\rho_v f_v = v \cot\theta - 0.5f_{c1} \quad (7)$$

위 식 (7)을 변형하면, 경사각을 다음과 같이 유도할 수 있다.

$$\cot\theta = \frac{\rho_v f_v + 0.5f_{c1}}{v} \quad (8)$$

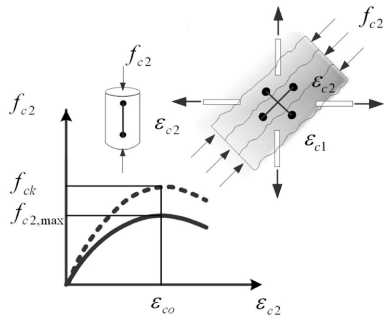


Fig. 5 Effective compressive strength in a bi-axial stress field

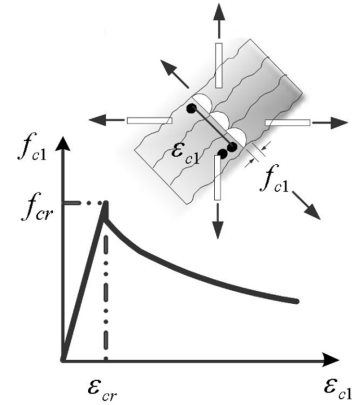


Fig. 7 Principal tensile stress in a shear transfer interface element

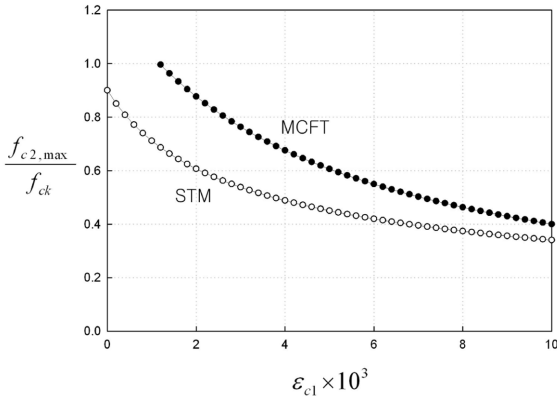


Fig. 6 Effective maximum compressive strength by softening effect

2.2 계면의 극한한계상태 정의

2축-응력장에서 콘크리트 스트럿의 압축응력-변형률 관계는 Fig. 5에 보인 것처럼 1축 압축 상태의 콘크리트 응력-변형률 관계와 다르며, 직각 방향으로 작용하는 인장력에 의해 압축 강도가 현저하게 낮아지는 현상이 나타난다. 이러한 현상을 연화효과(softening effect)라고 하며, 이를 설명하기 위한 몇 가지 이론들이 제안되어 있는데, 그 대표적인 것이 Collins의 수정압축장이론(MCFT)⁶⁾과 Hsu의 연화트러스모델(STM)⁷⁾이 있다.

이들 이론은 콘크리트 스트럿의 축에 직각 방향으로 작용하는 주인장 변형률 크기의 함수로 1축 압축강도보다 감소된 콘크리트 유효압축강도 $f_{c2,max}$ 를 설명하고 있으며, 면내력을 작용한 실물 철근콘크리트 대형 판 실험에서 구한 자료로부터 유도한 것으로서 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$\text{수정압축장이론} : f_{c2,max} = \frac{f_{ck}}{0.8 + 170 \epsilon_{c1}} \quad (9)$$

$$\text{연화트러스모델} : f_{c2,max} = \frac{0.9f_{ck}}{\sqrt{1 + 600 \epsilon_{c1}}} \quad (10)$$

위 식 (9), (10)을 이용하여 구한 유효강도의 변화를 Fig. 6에 나타냈다. 이 결과를 보면, 주인장 변형률에 따라 압축강도가 현저하게 감소한다는 것을 알 수 있다. 연화트러스모델⁷⁾의 경우 수정압축장이론⁶⁾ 보다 압축강

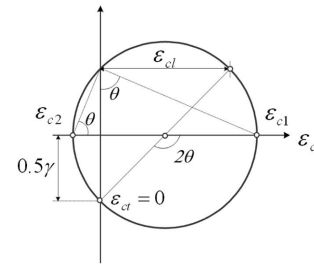


Fig. 8 Compatibility in a shear transfer interface element

도의 감소가 더 크며, 대략 철근 항복변형률의 2배 정도의 인장 변형률이 직각으로 작용하면 압축강도는 대략 절반으로 감소한다. 균열과 균열 사이의 콘크리트에는 Fig. 7과 같이 부착력에 의해 전달된 인장력이 존재하게 된다. 수정압축장이론⁶⁾과 연화트러스모델⁷⁾에서는 경사균열 발생 후 인장증강효과를 고려한 주인장방향의 콘크리트 평균응력을 콘크리트 주인장 변형률 ϵ_{c1} 및 인장강도 f_{cr} 를 사용하여 다음 식과 같이 설명하고 있다.

$$\text{수정압축장이론} : f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \epsilon_{c1}}} \quad (11)$$

$$\text{연화트러스모델} : f_{c1} = f_{cr} \left(\frac{0.00008}{\epsilon_{c1}} \right)^{0.4} \quad (12)$$

경사균열이 발생한 전단전달 계면의 콘크리트 횡방향 변형률 ϵ_{c1} 를 0이라 가정하면, Fig. 8과 같이 극한한계상태에서 계면 콘크리트의 주인장 변형률을 다음과 계산할 수 있다.

$$\epsilon_{c1,u} = \epsilon_{c0} \tan^2 \theta \quad (13)$$

또한 각각의 모델에서 제안한 극한한계상태에서 압축연단 콘크리트의 변형률을 적용하고, 콘크리트의 극한인장변형률을 가정하면, 압축스트럿의 경사각을 다음과 같이 유도할 수 있다.

$$\tan \theta = \sqrt{\frac{\epsilon_{c1,u}}{\epsilon_{c0}}} \quad (14)$$

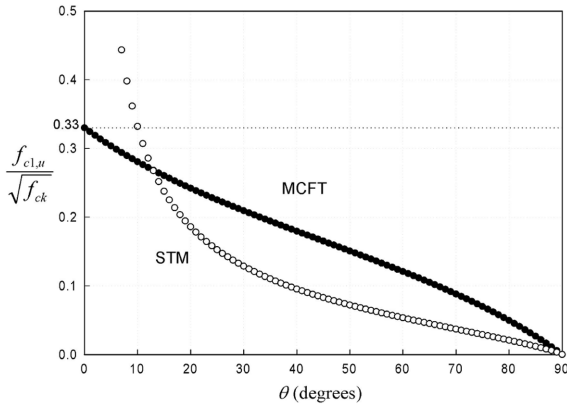


Fig. 9 Comparison of concrete principal stresses at ultimate state

이 연구에서는 Fig. 5에 나타낸 2축 응력 상태에서의 콘크리트의 압축 변형률 ε_{c0} 가 0.002일 때, 강도한계(peak stress)상태에 도달한 것으로 가정하여 극한한계상태를 정의하였으며, 최종적인 파괴는 계면 콘크리트의 압축파쇄로 규정하였다. 식 (11), (12)의 f_{cr} 에 대하여 수정압축장이론⁶⁾과 연화트러스모델⁷⁾에서 제안한 $0.33\sqrt{f_{ck}}$ 와 $0.3\sqrt{f_{ck}}$ 를 적용한 후, 식 (13)의 주인장 변형률을 대입하면 극한한계상태에서의 콘크리트 주인장응력을 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\text{수정압축장이론} : f_{c1,u} = \frac{0.33\sqrt{f_{ck}}}{1 + \tan\theta} \quad (15)$$

$$\text{연화트러스모델} : f_{c1,u} = 0.3\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{0.04}{\tan^2\theta}\right)^{0.4} \quad (16)$$

식 (15), (16)을 이용하여 구한 스트럿 경사각의 변화에 따른 극한한계상태에서의 콘크리트 주인장응력의 변화를 Fig. 9에 나타내었다.

지수함수로 이루어진 식 (16)을 이용하여 구한 주인장 응력 값은 경사각 13° 를 전후로 분수식으로 표현된 식 (15)의 값보다 작은 값을 나타내게 되며, 대략 40° 이후부터는 식 (15)를 이용하여 구한 값의 절반 정도의 크기를 갖는다는 것을 알 수 있다. 이는 현실적인 균열 경사각 범위 내에서 연화트러스모델⁷⁾이 수정압축장이론⁶⁾보다 작은 값의 인장증강효과를 반영하고 있다는 것을 나타낸다.

극한한계상태에서 콘크리트의 주인장변형률 $\varepsilon_{c1,u}$ 또는 압축스트럿의 경사각 θ 를 알 수 있다면, 콘크리트의 주인장변형률을 식 (9) 또는 식 (10)에 대입하여 전단마찰 계면에서 압축스트럿의 유효압축강도를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\text{수정압축장이론} : f_{c2,max} = \frac{f_{ck}}{0.8 + 0.34 \tan^2\theta} \quad (17)$$

$$\text{연화트러스모델} : f_{c2,max} = \frac{0.9f_{ck}}{\sqrt{1 + 1.2 \tan^2\theta}} \quad (18)$$

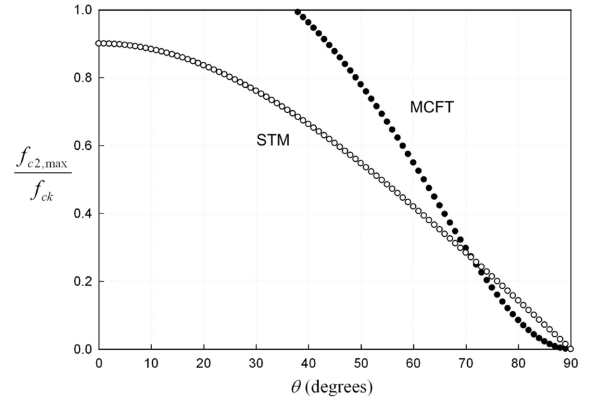


Fig. 10 Comparison of concrete peak stresses at ultimate state

식 (17), (18)을 이용하여 구한 스트럿 경사각의 변화에 따른 극한한계상태에서의 콘크리트 유효압축강도의 변화를 Fig. 10에 나타내었다. 식 (18)을 이용하여 구한 유효압축강도는 경사각 $30^\circ \sim 60^\circ$ 범위 내에서 식 (17)의 값과 비교하여 대략 69~76%의 크기를 나타내며, 경사각이 70° 근방에 도달했을 때, 비슷한 크기 변화를 나타낸다.

식 (2)의 평형조건을 극한한계상태의 경우로 표현하면 다음과 같으며, 이를 이용하여 극한전단응력 및 전단강도를 평가할 수 있다.

$$f_{c2,max} = v_u(\tan\theta + \cot\theta) - 0.5f_{c1,u} \quad (19)$$

$$v_u = \frac{f_{c2,max} + 0.5f_{c1,u}}{\tan\theta + \cot\theta} \quad (20)$$

식 (14)를 이용하여 계산한 $\tan\theta$ 값은 계면에서의 평형조건을 만족하여야 하므로, 전단마찰 철근의 응력이 항복응력에 도달했을 경우에는 식 (8)을 극한한계상태에 대하여 적용한 다음 식의 값과 일치하여야 한다.

$$\tan\theta = \frac{v_u}{\rho_v f_{vy} + 0.5f_{c1,u}} \quad (21)$$

만약 경사스트럿 콘크리트의 압축응력이 최대 유효압축응력에 근접하여 강도한계상태에 도달했을 때에도 전단마찰 철근이 항복하지 않을 경우에는 식 (21)에서 f_{vy} 대신에 전단마찰 철근에 작용하는 응력 f_v 를 사용해야 하며, 철근의 항복 유무는 식 (6)으로 유도한 종방향 철근의 분산응력 및 모어원으로부터 유도한 평균변형률을 통하여 판단할 수 있다.

$$\varepsilon_l = \frac{f_{sl}}{E_s} = \frac{1}{E_s \rho_l}(v \cot\theta - 0.5f_{c1}) \quad (22)$$

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

콘크리트의 횡방향 변형률 ε_{cl} 를 0이라 가정하여 유도한 식 (13)의 주인장변형률의 한계값을 식 (23)에 적용하면 전단마찰 철근의 극한한계상태에서의 변형률은 다음과 같다.

$$\varepsilon_l = \varepsilon_{c2, \max} (\tan^2 \theta - 1) \quad (24)$$

식 (23)을 이용하여 구한 철근의 평균변형률이 항복변형률을 초과하여 전단마찰 철근이 항복한 경우라면, 외력으로 작용하는 전단력에 대한 추가적인 저항능력은 크지 않지만, 철근의 항복 이후 경사스트럿의 압축과쇄 전까지 연성적인 파괴 거동을 나타낼 것으로 추측된다. 만약 철근의 평균변형률이 항복변형률 이하일 경우에는 탄성공식으로 구한 철근의 응력을 식 (20)에 적용하여 경사각의 일치여부 및 마찰전단강도를 산정할 수 있으며, 보다 취성적인 파괴형상을 나타낼 것으로 예측할 수 있다.

2.3 전단마찰강도 산정 방법

이 연구에서는 2.2절에서 언급한 수정압축장이론⁶⁾과 연화트러스모델⁷⁾의 구성방정식을 기반으로 한 각각의 경우에 대하여 전단마찰강도를 산정하였으며, 그 시산 과정을 Fig. 11에 나타내었다.

우선 CASE I의 경우에는 경사균열 발생 후 전단전달 계면면 콘크리트가 최대 유효압축강도에 도달했을 때의 계면면 콘크리트의 압축변형률을 0.002로 규정하고, 콘크리트의 최대 인장변형률을 가정하였다. 이를 바탕으로 수정압축장이론⁶⁾에서 제안된 각각의 구성방정식을 이용하여 콘크리트의 유효압축강도 및 인장증강효과를 고려한 주인장방향의 콘크리트 평균응력을 계산하였다. 가정된 최대 인장변형률을 바탕으로 식 (14)를 적용하여 스트럿 경사각을 계산한 후 이 값을 순차적으로 식 (22), (23) 및 식(20)에 대입하여 전단마찰철근의 변형률 및 극한 전단응력을 구하였다.

CASE II의 경우에는 연화트러스모델⁷⁾의 구성 방정식을 기반으로, 계면면 콘크리트가 최대 유효압축강도에 도달했을 때의 콘크리트의 압축변형률을 구할 때에도 0.002에 연화효과를 고려한 유효계수를 동일하게 곱하여 강도 한계상태에서의 압축변형률을 감소시킴으로써 CASE I의 경우보다 작은 값의 최대 인장변형률과 극한 전단응력이 계산되도록 하였다. Hsu 등⁸⁾의 계산방법과 비교하였을 경우 연화효과를 고려한 콘크리트의 유효압축강도와 주인장응력의 평가에 사용되는 구성식이 상이하어, 동일한 주압축 변형률 가정 하에서 응력평형 및 변형적합조건을 만족시키는 콘크리트 주인장 변형률의 크기는 미세하게 증가하는 반면에 콘크리트 주인장응력의 크기가 작아지는 것으로 나타났다. 또한 콘크리트 유효압축강도 및 주압축응력의 크기가 다소 작아지며, 주인장응력의 감소로 인하여 전단강도의 평가량이 작아지는 경향을 나타낸다.

강도 산정과정의 특징은 각각의 경우 모두 극한한계상태에서 가정된 콘크리트의 주인장변형률에 의해 식 (14)를 이용하여 계산한 경사각과 식 (21)의 평형조건으로 계산된 경사각의 크기가 일치하여야 한다는 것이다. 콘크리트 주인장변형률의 가정에서 출발한 전단마찰강도 산정모델은 시행착오를 거쳐야 하는 번거로움이 있지만, 실

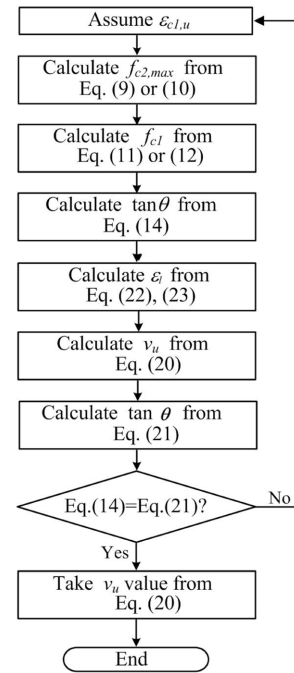


Fig. 11 Flow chart for shear-frictional strength prediction

험 결과를 바탕으로 한 각각의 구성방정식을 사용하여 응력의 평형과 변형적합조건을 모두 만족시킬 수 있는 장점을 갖고 있다.

2.4 횡방향 변형률을 고려한 전단마찰강도 산정

Hsu 등⁸⁾은 종방향 응력 f_l 이 작용하지 않는 Fig. 2(a)와 같은 압축재하 전단마찰 시험체의 전단응력 및 횡방향 압축응력을 다음과 같은 식으로 나타내었다.

$$v = K_v \frac{V}{bd} \quad (25)$$

$$f_l = K_f \frac{V}{bw} \quad (26)$$

식 (25)를 V 에 대하여 정리한 후 식 (26)에 대입하면 횡방향 압축응력의 크기를 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$f_l = \left(\frac{K_f d}{K_v w} \right) v = K_v \quad (27)$$

위 식 (25)에서 전단전달 계면 전체에 작용하는 평균 전단응력을 사용할 경우 K_v 값은 1이다. 마찬가지로 식 (26)에서 평균압축응력을 사용할 경우 일반적인 K_f 값은 1이다. 그러나 전단전달 계면에서 경사균열 발생 위치 근방 일정 부분의 폭만을 제한적으로 적용하여 파괴강도를 산정할 경우에는 식 (26)의 K_f 의 경우에는 명확하게 이론적으로 구명된 값이 존재하지 않는다. Fig. 2(b)와 같이 경사균열 발생 후 트러스작용이 일어난다고 가정할 때, 계면에서 시험체의 폭 길이방향에 따라 압축응력의 크기가 달라질 수 있기 때문이다. 즉 Fig. 12와 같이 외력의 작용에 따라 전단전달 계면에서 가까운 위치의 콘

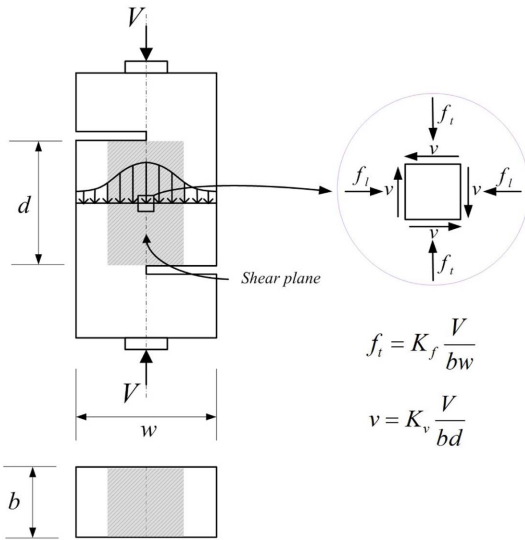


Fig. 12 Compressive stress distribution in a bi-axial stress field

크리트에는 평균응력보다 큰 압축응력이 작용하고 계면에서 떨어질수록 그 크기가 작아져서 시험체 폭 끝부분에는 평균압축응력보다 작은 크기의 응력이 작용할 것으로 예측할 수 있다.

Hsu 등⁸⁾은 전단전달 거동에 영향을 미치는 압축응력이 작용하는 유효단면적을 Fig. 12의 음영으로 나타낸 부분과 같이 임계면(critical zone)으로 표현하였으며, 식 (27)의 K 값을 변화시켜 압축응력의 크기 변화에 따른 전단강도를 계산하였다. 연화트러스모델⁷⁾에 기반한 Hsu 등⁸⁾의 연구에 의하면 K 값을 1.0에서 2.0으로 변화시켰을 때, 전단강도 예측값의 변화폭은 10% 미만인 것으로 나타났다.

이 연구에서도 횡방향 변형률을 고려할 경우에는 작용 압축응력의 크기를 평균압축응력과 평균압축응력의 2배로 변화시킨 두 가지 경우에 대하여 해석을 수행하였다.

전술한 바와 같이 식 (14)로 계산한 스트럿의 경사각은 수직 타이의 압축변형률을 0으로 가정하여 유도한 값으로서, 횡방향 콘크리트 강성을 무한대로 가정한 경우에 해당한다. 따라서 식 (14)를 이용하여 계산된 전단강도는 계면 상하에 작용하는 횡방향 응력 f_t 의 크기에 영향을 받지 않는다. 그러나 수직 타이의 압축변형률이 0이 아닌 경우에는 계면 상하에 작용하는 압축응력의 크기 및 배치된 횡방향 철근량을 고려하여 스트럿의 경사각 및 타이의 횡방향 변형률을 계산해야 한다. 즉 콘크리트 횡방향 성분 응력 f_{ct} 는 횡방향 철근의 분산응력 $\rho_t f_{st}$ 와 횡방향 직각응력 f_t 와 평형을 이뤄야 하며, 횡방향 철근의 분산응력은 다음 식으로 계산할 수 있다.

$$\rho_t f_{st} = v \tan \theta - 0.5 f_{ct} + f_t = f_{ct} + K_f \frac{V}{bw} \quad (28)$$

위 식 (28)에서 ρ_t 는 횡방향 철근비이고, f_{st} 는 횡방향 철근 응력으로 인장을 +로 한 값이다.

횡방향 평균 변형률 ϵ_t 는 횡방향 철근 분산응력을 횡방향 철근비 ρ_t 와 철근 탄성계수 E_s 의 곱으로 나누면 구할 수 있다.

$$\epsilon_t = \frac{1}{\rho_t E_s} [v \tan \theta - 0.5 f_{ct} + f_t] \quad (29)$$

위 식의 ϵ_t 는 모어원으로부터 유도한 ϵ_{c1} 과 ϵ_{c2} 로 계산한 다음 값과 같아야 한다.

$$\epsilon_t = \epsilon_{c1} \cos^2 \theta - \epsilon_{c2} \sin^2 \theta \quad (30)$$

식 (28)을 변형하면 스트럿의 경사각은 다음과 같다.

$$\tan \theta = \frac{\rho_t f_{st} + 0.5 f_{ct} - f_t}{v} \quad (31)$$

횡방향 평형조건을 만족하는 식 (31)의 $\tan \theta$ 값은 종방향 평형조건에 의한 식 (8)에서 유도한 $\tan \theta$ 값과 일치하여야 한다. Fig. 11에 나타낸 횡방향 변형률이 0인 경우의 전단마찰강도 시산과정과의 차이점은 콘크리트의 인장변형률과 스트럿 경사각 두 값을 모두 가정하여 콘크리트의 유효압축강도, 주압축응력 및 주인장응력을 계산한 후 시행착오를 거치면서 종방향 및 횡방향 응력, 변형률을 만족하는 값을 유도하여야 한다는 점이다. 압축재하 시험체의 경우 동일한 횡방향 철근이 배치된 경우일지라도 K_f 값의 증가에 따라 $v \tan \theta$ 의 크기도 증가하게 되므로, 전단응력 또는 스트럿 경사각 θ 를 증가시키는 요인이 된다. 하지만 식 (7)로 계산된 종방향 철근이 부담할 수 있는 인장응력의 최대값은 정해져 있으므로, 횡방향 압축응력이 증가할 때 전단강도가 증가한다고 단정할 수는 없다. 동일한 종방향 강성을 갖는 경우 스트럿 경사각 θ 가 증가하게 되면 $\cot \theta$ 가 감소하므로 종방향 철근이 부담할 수 있는 전단응력의 크기가 증가하게 된다. 따라서 종방향 철근 양에 비하여 상대적으로 큰 크기의 횡방향 철근이 배치된 경우라면, 횡방향 압축응력 및 변형률을 고려할 경우에는 산정된 극한전단응력의 크기가 증가할 것으로 예측할 수 있다.

2.3절 및 2.4절에 기술한 CASE I, CASE II에 적용된 한계상태에서의 응력 및 변형률 계산을 위한 구성식 등을 연화트러스모델⁷⁾에 기반한 Hsu 등⁸⁾의 계산방법과 비교하여 Table 1에 정리하였다.

3. 예제와 검증

1960년대 말부터 Mattock과 Hofbeck 등^{3,4)}은 전단마찰 계면에서의 전단마찰강도 평가를 위해 보통강도 콘크리트를 사용한 다양한 종류의 직립 전단 시험체를 제작하여 실험을 수행하였다. 이들 시험체는 전단마찰 계면의 초기균열 도입의 유무에 따라 초기비균열 시험체와 초기균열 시험체로 구분된다. 이 연구에서는 이 실험 자료 중 전단전달의 기초적인 거동을 평가할 수 있는 보통강도 콘크리트로 제작된 초기비균열 압축재하(uncracked

push-off test) 시험체에 대한 직접 전단시험 결과를 이용하여 검증을 위한 기본 자료로 사용하였다. 이들 시험체

의 제원 및 실험 결과를 Table 2에 정리하였다.

3.1 횡방향 변형률을 0으로 가정한 전단마찰강도

Table 1 Summary for cases

	CASE I (MCFT)	CASE II (STM)	Hsu etc. ⁸⁾ (STM)
ζ	$\frac{1}{0.8 + 170\varepsilon_{c1}}$	$\frac{0.9}{\sqrt{1 + 600\varepsilon_{c1}}}$	$\frac{1}{\sqrt{0.7 + \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{c2}}}}$
$f_{c2, \max}$	$\frac{f_{ck}}{0.8 + 170\varepsilon_{c1}}$	$\frac{0.9f_{ck}}{\sqrt{1 + 600\varepsilon_{c1}}}$	$\frac{f_{ck}}{\sqrt{0.7 + \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{c2}}}}$
ε_{c0}	0.002	$\zeta \times 0.002$	Equivalent to CASE II
f_{c2}	$\frac{f_{c2, \max}}{\left(2\left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c0}}\right) - \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c0}}\right)^2\right)}$ ($\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_{c0}$)	Equivalent to CASE I	Equivalent to CASE I
f_{cr}	$0.33\sqrt{f_{ck}}$	$0.3\sqrt{f_{ck}}$	Equivalent to CASE II
f_{c1}	$\frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500\varepsilon_{c1}}}$	$f_{cr}\left(\frac{0.00008}{\varepsilon_{c1}}\right)^{0.4}$	$\frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{\frac{\varepsilon_{c1} - \varepsilon_{cr}}{0.005}}}$

Fig. 11의 절차에 따라 Table 2에 나타낸 19개의 비균열 압축재하 시험체에 대하여 각각의 산정과정을 이용하여 계산한 전단강도와 실측값을 Hsu 등⁸⁾의 계산값과 비교하여 Fig. 13에 나타내었다.

Hsu 등⁸⁾의 전단강도 예측값은 횡방향 평균압축응력을 적용하여 계산한 값으로서, 횡방향 변형률을 0으로 가정하여 계산한 CASE I, CASE II의 경우와는 달리 식 (26)에서 $K_f = 1$ 로 고정된 경우에 해당하며, 식 (27)의 K 값으로 환산할 경우 $d/w = 1$ 인 1.1A~1.6B 시험체는 $K = K_f$ 이며, M1~M6 시험체의 경우에는 $d/w = 0.83$ 으로서 $K = 0.83 K_f$ 로 나타낼 수 있다.

CASE I의 경우 해석상 극한한계상태 가정에서 1~4계열의 12개 시험체의 마찰철근이 항복한 것으로 나타났다. 마찰철근이 배치되지 않은 1.0시험체를 제외하고, 극한한계상태에서 마찰철근의 변형률이 항복변형률의 2배를 초과하는 6개 시험체의 경우에는 실측값보다 산정값이 다소 작았으며, 철근량의 증가에 따라 산정값이 실측값에 근접하는 양상을 나타내었다. 대략 4 MPa에서 6 MPa사이의 $\rho_v f_{vy}$ 값을 갖는 6개 시험체의 경우 극한한계상태에서 마찰철근의 변형률은 항복변형률의 2배 이내의 구간에 있었으며, 비슷한 철근량을 갖는 1.4A, 1.4B 시험체와 비교하여 다소 낮은 실측값을 나타낸 M4 시험

Table 2 Specimen properties and test results

Specimen no.	Reinforcement bar size # (mm)	Number of stirrups (2 legs each)	Reinforcement yield point ksi (MPa)	Concrete strength psi (MPa)	$\rho_v f_{vy}$ psi (MPa)	ρ_v (%)	ρ_t (%)	v_u psi (MPa)	Description
1.0	-	0	-	4040(27.9)	0(0.000)	0	5.604	480(3.3)	Push-off tests of initially uncracked specimens
1.1A	#3 (9.5)	1	50.7(350)	3920(27.0)	223(1.538)	0.440	5.604	750(5.2)	
1.1B	#3 (9.5)	1	48.0(331)	4340(29.9)	211(1.455)	0.440	5.604	844(5.8)	
1.2A	#3 (9.5)	2	50.7(350)	3840(26.5)	446(3.075)	0.880	5.604	1000(6.9)	
1.2B	#3 (9.5)	2	48.0(331)	4180(28.8)	422(2.910)	0.879	5.604	980(6.8)	
1.3A	#3 (9.5)	3	50.7(350)	3840(26.5)	670(4.619)	1.321	5.604	1100(7.6)	
1.3B	#3 (9.5)	3	48.0(331)	3920(27.0)	633(4.364)	1.319	5.604	1070(7.4)	
1.4A	#3 (9.5)	4	50.7(350)	4510(31.1)	893(6.157)	1.761	5.604	1360(9.4)	
1.4B	#3 (9.5)	4	48.0(331)	3855(26.6)	844(5.819)	1.758	5.604	1280(8.8)	
1.5A	#3 (9.5)	5	50.7(350)	4510(31.1)	1120(7.722)	2.209	5.604	1400(9.7)	
1.5B	#3 (9.5)	5	48.0(331)	4065(28.0)	1055(7.274)	2.198	5.604	1384(9.5)	
1.6A	#3 (9.5)	6	50.7(350)	4310(29.7)	1340(9.239)	2.643	5.604	1432(9.9)	
1.6B	#3 (9.5)	6	48.0(331)	4050(27.9)	1266(8.729)	2.638	5.604	1420(9.8)	
M1	#3 (9.5)	1	50.9(351)	4180(28.8)	224(1.544)	0.440	5.890	760(5.2)	
M2	#3 (9.5)	2	52.7(363)	3900(26.9)	464(3.199)	0.880	5.890	980(6.8)	
M3	#3 (9.5)	3	52.3(361)	3995(27.5)	690(4.757)	1.319	5.890	1110(7.7)	
M4	#3 (9.5)	4	50.9(351)	4150(28.6)	896(6.178)	1.760	5.890	1140(7.9)	
M5	#3 (9.5)	5	52.7(363)	3935(27.1)	1160(7.998)	2.201	5.890	1280(8.8)	
M6	#3 (9.5)	6	52.7(363)	4120(28.4)	1392(9.598)	2.641	5.890	1320(9.1)	

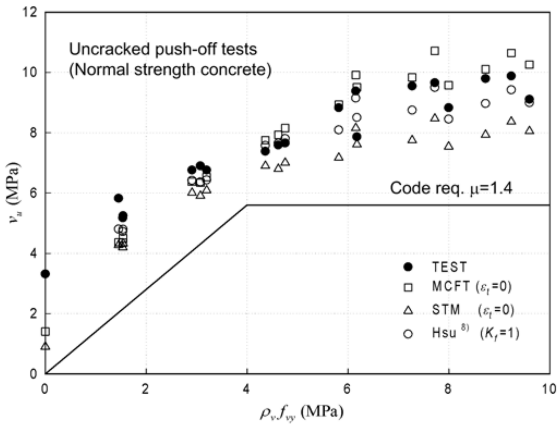


Fig. 13 Comparison of the predicted values with push-off test results

체를 제외한 나머지 5개 시험체의 산정값은 실측값보다 대략 5% 정도 높은 값을 나타내었다. 극한한계상태에서 마찰철근이 항복하지 않는 나머지 6개의 시험체의 경우 실측값보다 다소 높은 예상치를 나타내었다. 특히 1.5B, 1.6B보다 상대적으로 콘크리트 압축강도는 작고 $\rho_v f_{vy}$ 가 큰 1.5A, 1.6A, M5, M6 시험체의 경우 실측값보다 10% 정도 더 큰 예측치를 나타내었다. 해석상 횡방향 변형률이 0일 때 시험체에 작용하는 횡방향 압축응력의 크기를 식 (26)의 평균압축응력에 대한 작용압축응력의 크기 비인 K_f 로 환산하면 0.975~2.079, 식 (27)의 전단응력에 대한 압축응력의 크기비 K로 나타내면 0.975~1.732 사이에서 변화하였으며, M6 시험체를 제외하고는 종방향 철근비의 증가에 따라서 감소하는 경향을 나타내었다.

CASE II의 경우에는 해석상 1~2 계열의 6개 시험체의 마찰철근이 항복한 것으로 나타났으며, 1.1B 시험체를 제외하고는 배치된 철근량 및 항복 유무와 상관없이 산정값이 실측값의 81~97% 사이의 일정한 범위 내에서 변화하였다. 동일한 시험체의 경우 CASE I에 비하여 극한한계상태에서 철근 및 콘크리트의 변형률은 더 작은 값을 나타냈으며, 스트럿 경사각 또한 다소 작게 나타났다.

이는 Fig. 6에 나타낸 바와 같이 연화트리스모델⁷⁾의 경우 수정압축장이론⁸⁾보다 콘크리트 주인장 변형률의 증가에 따라 압축강도의 감소가 더 크기 때문인 것으로 판단되며, 보다 작은 인장강성효과를 반영한 것도 추가적인 원인이 될 수 있다. 즉 작은 주인장 변형률일 경우라도 경사 스트럿이 부담하는 압축력이 작기 때문에 종방향 마찰철근 및 횡방향 철근에 작용하는 인장력이 감소하고, 이로 인하여 철근의 변형률 또한 작은 값을 갖게 된다. 또한 주인장 변형률의 증가에 따라 ϵ_{c0} 가 감소하게 되므로, 동일한 시험체의 경우 CASE I보다 작은 주인장 변형률에서 극한한계상태에 도달하게 된다. CASE II의 경우 K_f 는 1.061~1.933, K는 0.975~1.637 범위에서 변화하였다.

Hsu 등⁸⁾의 전단강도 예측값은 횡방향 변형률을 0으로 가정된 CASE I과 CASE II의 예측값의 중간에 분포하며, 철근비가 큰 시험체의 경우에는 실측값과 가장 유사한

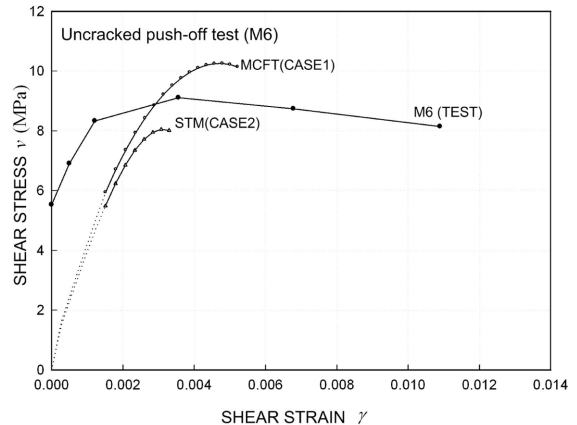
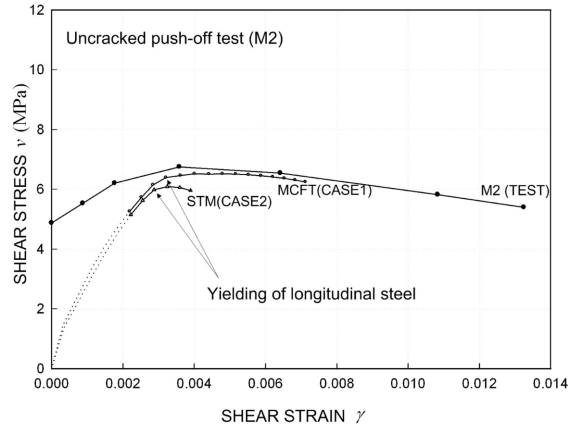


Fig. 14 Comparison of the predicted shear stress-shear strain curves by cases

경향을 나타내었다.

전술한 바와 같이 각각의 경우에 따라 강도 산정값의 차이가 발생하는 가장 중요한 요인은 각각의 모델에 따라 콘크리트의 유효압축강도에 대한 평가량이 달라지기 때문이다. 예를 들어 M2 시험체의 경우 각 모델별로 평가된 콘크리트의 유효압축강도의 평가량이 일축압축강도와 비교하여 53%, 52% 수준이었다. 그러나 철근량이 큰 M6 시험체의 경우에는 유효압축강도의 평가량이 일축압축강도의 73%, 59%로 매우 큰 차이를 나타내었다. 즉 유효압축강도의 평가량 차이가 전단강도의 크기를 결정하는 가장 큰 요인이라 할 수 있을 것이다.

M2 시험체 및 M6 시험체에 대한 전단응력과 전단변형률의 변화를 실측값과 비교하여 Fig. 14에 나타내었다. 측정 결과 두 시험체 모두 전단응력의 크기가 극한응력의 60% 이상 도달하였을 때에도 전단변형률의 발생이 관측되지 않았다. 이는 경사균열 발생 전까지는 전단변형 및 미끄럼이 나타나지 않는다는 것을 의미한다. 2축-응력장 이론에 근거한 각각의 경우 모두 이러한 거동특성을 반영하지는 못했지만, M2 시험체의 경우 마찰철근 항복 이후 CASE I으로 산정한 응력-변형률 관계가 실측값과 가장 유사한 경향을 나타내었으며, M6 시험체의 경우에는 실측값보다 과도한 산정결과를 도출하였다. CASE II의 경우에는 최종적인 강도 산정값은 더 작았으나, 초기에는 CASE I과 유사한 응력-변형률 특성을 나타내었다.

Table 3 Calculated results at ultimate states

Specimen no.	CASE I (MCFT)					CASE II (STM)					Hsu etc. ⁸⁾ (STM)				
	γ ($\times 10^6$)	θ (degrees)	$\frac{v_{u, cal.}}{v_{u, test}}$	ϵ_l ($\times 10^6$)	S	γ ($\times 10^6$)	θ (degrees)	$\frac{v_{u, cal.}}{v_{u, test}}$	ϵ_l ($\times 10^6$)	S	γ ($\times 10^6$)	θ (degrees)	$\frac{v_{u, cal.}}{v_{u, test}}$	ϵ_l ($\times 10^6$)	S
1.1A	9014	66.07	0.841	8156	Y	4413	67.89	0.812	4532	Y	4333	62.79	0.912	3415	Y
1.1B	9453	67.06	0.750	9169	Y	4702	69.02	0.734	5231	Y	4700	63.81	0.825	3977	Y
1.2A	7186	60.90	0.919	4456	Y	3933	60.78	0.856	2415	Y	3933	57.72	0.923	2113	Y
1.2B	7542	62.06	0.943	5111	Y	3908	62.56	0.889	2763	Y	4267	58.91	0.949	2538	Y
1.3A	6164	57.13	1.045	2769	Y	3432	57.34	0.896	1577	N	4887	54.05	1.008	1769	Y
1.3B	6371	57.88	1.050	3083	Y	3445	57.44	0.935	1598	N	4246	54.85	1.026	1716	Y
1.4A	5880	55.78	1.057	2322	Y	3355	56.75	0.869	1458	N	5028	53.18	0.975	1658	N
1.4B	5630	54.61	1.012	1963	Y	3262	56.00	0.812	1318	N	4836	52.74	0.916	1479	N
1.5A	5427	53.61	1.110	1681	N	3657	54.59	0.877	1272	N	4822	52.39	0.984	1429	N
1.5B	5345	53.19	1.030	1571	N	3390	54.70	0.812	1194	N	4711	52.09	0.916	1325	N
1.6A	5249	52.69	1.078	1444	N	3099	54.63	0.847	1082	N	4614	51.67	0.954	1218	N
1.6B	5203	52.45	1.032	1384	N	3288	53.88	0.810	1053	N	4355	51.66	0.915	1153	N
M1	9190	66.48	0.858	8558	Y	4543	68.37	0.826	4830	Y	4660	63.03	0.914	3778	Y
M2	7124	60.68	0.965	4343	Y	3595	60.91	0.901	2231	Y	4423	57.33	0.951	2348	Y
M3	6198	57.17	1.065	2803	Y	3457	57.53	0.915	1616	N	4486	53.81	1.019	1812	Y
M4	5674	54.82	1.213	2024	Y	3304	56.34	0.968	1382	N	5072	52.35	1.082	1588	N
M5	5318	53.05	1.085	1534	N	3370	54.54	0.854	1166	N	4814	51.39	0.957	1314	N
M6	5215	52.51	1.127	1400	N	3297	53.95	0.884	1065	N	4713	50.88	0.988	1197	N
Mean	-	-	1.010	-	-	-	-	0.861	-	-	-	-	0.956	-	-
COV	-	-	0.109	-	-	-	-	0.062	-	-	-	-	0.060	-	-

Note) S=longitudinal steel, Y=steel yielded, N=steel not yielded

Table 3에 각각의 경우에 대한 극한한계상태에서의 콘크리트의 전단변형률, 스트럿 경사각, 전단강도 예측값과 실측값의 비, 종방향 변형률 및 철근의 항복여부를 연화트러스모델⁷⁾에 기반한 Hsu 등⁸⁾의 계산 결과와 비교하여 나타내었다. Hsu 등⁸⁾의 계산 결과가 실측값과 가장 잘 일치하며, CASE II의 경우 CASE I에 비하여 강도비의 변동폭이 더 작고 철근비의 변화에 따라 일정한 범위 내의 산정값을 나타내었다.

3.2 횡방향 변형률을 고려한 전단마찰강도

Fig. 11의 절차에 따라 Table 2의 비균열 압축재하 시험체 중 1계열 시험체에 대하여 횡방향 압축응력의 크기를 두 가지로 변화시키고, 그에 따른 횡방향 변형률을 고려하여 전단강도를 계산하였다. 산정된 전단응력의 최대값과 시험시 측정된 값을 비교하여 Fig. 15에 나타내었다.

각각의 경우 모두 횡방향 변형률을 0으로 가정하여 구한 강도 산정값은 횡방향 압축응력의 크기를 평균압축응력($K_f = 1$)으로 가정하여 계산한 값과 평균압축응력의 2배($K_f = 2$)로 가정하여 계산한 값의 중간에 위치하였다. CASE II의 경우에는 Hsu 등⁸⁾의 계산 결과와 다르게 철근비의 증가와 상관없이 압축응력의 크기 변화에 따른 강도 산정값의 변화량이 매우 작았다.

그러나 CASE I의 경우 마찰철근이 항복하지 않는 일

부 시험체에서 강도의 변화폭이 컸으며, 실측값보다 과도한 예측값을 나타내었다. $K_f = 2$ 인 경우 압축재하로 인하여 유발되는 횡방향 압축응력의 크기가 전단력으로 인해 유발된 횡방향 인장응력을 초과함으로써 횡방향 철근에 압축응력이 작용하는 것으로 나타났다. 이로 인하여 횡방향 변형률이 0인 경우보다 극한한계상태에서 콘크리트 주인장 변형률이 감소됨으로써 유효압축강도 및 전단강도를 증가시키는 결과를 초래하였다.

4. 결 론

이 연구의 목적은 2축-응력장 이론을 이용하여 비균열 압축재하 시험체에 대한 전단전달 계면에서의 극한한계 상태를 정의하고 전단마찰강도를 산정하는 것이다.

콘크리트의 인장증강효과 및 2축 응력 상태의 최대 압축강도의 변화를 고려하기 위하여 수정압축장이론⁶⁾과 연화트러스모델⁷⁾의 구성방정식을 적용한 2축-응력장 이론을 이용하였다.

수평 타이 및 경사 콘크리트 스트럿에 비하여 수직 타이에 발생하는 압축변형률은 상대적으로 매우 작을 것으로 예측하여, 수직 타이의 변형률을 0으로 가정하고 해석을 수행하였다. 해석 결과 전단전달 계면에서의 파괴 거동은 경사균열 발생 후 콘크리트 스트럿의 압축파쇄에 기인한다는 것을 추론할 수 있었다.

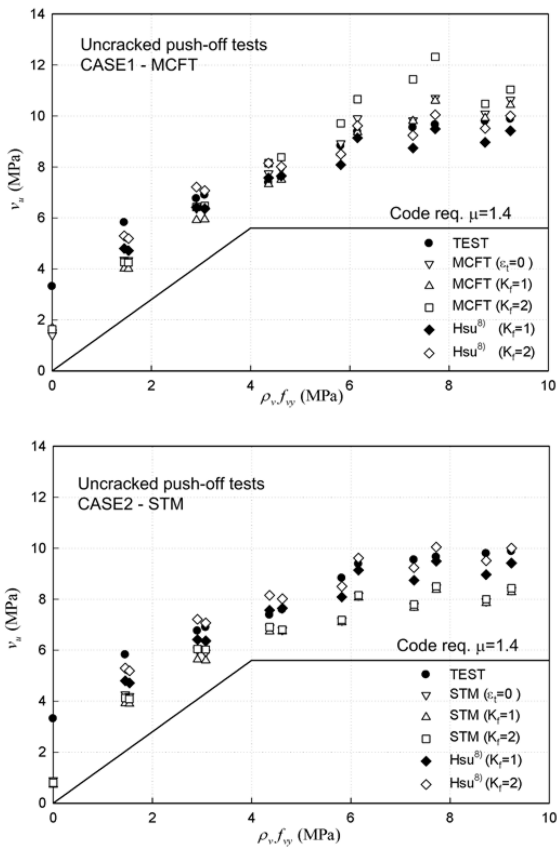


Fig. 15 Comparison of the predicted values by cases

기존 문헌에 수록된 활용 가능한 실험 자료와의 비교를 통해 유효성을 검증하였으며, 종방향 철근의 항복을 수반하는 경우에는 대체적으로 실험 결과와 유사한 경향을 나타내는 것을 확인할 수 있었다.

횡방향 압축응력의 크기를 두 가지로 변화시켜서 수직 타이의 변형률을 고려한 해석을 수행하고, 변형률을 0으로 가정하였을 경우와 비교하였다. 비교 결과 연화트러스모델⁷⁾의 경우에는 전단강도 산정값의 변화가 크지 않

았으나, 수정압축장이론⁸⁾의 경우에는 종방향 철근비에 따라 차이가 발생함을 확인할 수 있었다.

콘크리트의 횡방향 변형률을 0으로 가정할 경우, 계면 콘크리트의 주인장 변형률 가정만으로 압축스트럿의 경사각을 쉽게 유도해 낼 수 있으며, 현실적인 범위의 종방향 철근이 배치된 콘크리트 부재의 전단마찰강도를 실제와 유사하게 산정할 수 있었다. 따라서 횡방향 압축응력의 크기를 고려하는 경우보다 강도 산정이 용이한 합리적인 방법임을 확인할 수 있었다.

참고문헌

1. Birkeland, P. W. and Birkeland, H. W., "Connections in Precast Concrete Construction," *ACI Journal*, Vol. 63, No. 3, 1966, pp. 345~368.
2. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준 해설, 기문당, 2007, pp. 177~182.
3. Hofbeck, J. A., Ibrahim, I. O., and Mattock, A. H., "Shear Transfer in Reinforced Concrete," *ACI Journal*, Vol. 66, No. 2, 1969, pp. 119~128.
4. Mattock, A. H., Li, W. K., and Wang, T. C., "Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete," *PCI Journal*, Vol. 21, No. 1, 1976, pp. 20~39.
5. 김우, 이창신, 정제평, "전단변형적합조건에 기반한 철근 콘크리트 부재의 전단 해석 모델," 콘크리트학회 논문집, 18권, 3호, 2006, pp. 379~388.
6. Vecchio, F. J. and Collins, M. P., "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI Journal*, Vol. 83, No. 2, 1986, pp. 219~231.
7. Hsu, T. T. C., *Unified Theory of Reinforced Concrete*, CRC Press, Boca Raton, Fla. 1993, pp. 193~256.
8. Hsu, T. T. C., Mau, S. T., and Chen, B., "Theory of Shear Transfer Strength of Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 2, 1987, pp. 149~160.

요약 직접 전단력이 작용하는 철근콘크리트 부재는 콘크리트 계면의 전단전달에 의해 외력에 저항한다. 현행 구조설계기준의 전단마찰 관련식은 과거 연구자들의 실험 결과를 바탕으로 유도되었으며, 전단마찰강도는 콘크리트 계면을 가로지르는 철근 단면적의 크기에 비례한다. 이러한 경험식을 통해 구해진 전단마찰강도는 철근비가 큰 콘크리트 부재의 경우 실측값과 비교해서 매우 낮은 값을 나타낸다. 이 연구에서는 2축-응력장 이론을 이용하여 종방향 철근의 항복 이후 콘크리트 경사스트럿의 압축파쇄로 이어지는 일련의 극한 한계상태를 정의하고자 하였다. 2축 응력 상태의 콘크리트 최대 압축강도의 변화를 고려하기 위하여 수정압축장이론, 연화트러스모델의 구성방정식을 사용한 각각의 경우에 대하여 전단마찰 강도를 평가하였다. 타당성 검증을 위하여 과거 연구자들에 의해 수행된 직접 전단강도 실험값들과 2축-응력장 이론을 이용하여 구한 값들을 현행 구조설계기준의 전단마찰식과 함께 비교하였으며, 보통강도 콘크리트로 제작된 비균열 직접 전단 시험체의 경우 산정값과 실측치가 대체적으로 일치함을 확인하였다.

핵심용어 : 전단마찰, 전단전달, 전단강도, 2축-응력장