

단순 트러스 모델에 의한 철근콘크리트 교량 바닥판의 펀칭전단강도

Punching Shear Strength of RC Slabs by Simple Truss Model

이용우* · 황훈희**

Lee, Yongwoo · Hwang, Hoonhee

Abstract

The punching shear strength of RC slabs is estimated analytically by the simple truss model. To avoid intrinsic difficulties in punching shear analysis of reinforced concrete slabs, the slabs were divided into three sub-structures as the punching cone and the remaining parts. The strength of the punching cone was evaluated by the stiffness of inclined strut. The stiffness of springs which control lateral displacement of the roller supports consists of the steel reinforcement which passed through the punching cone. Initial angle of struts was determined by curve fitting method of the experimental data with variable reinforcement ratio in order to compensate for uncertainties in the slab's punching shear, the simplification errors and the stiffness of the remaining sub-structures. The validity of computed punching shear strength by simple truss model was shown by comparing with experimental results. The punching shear strength, which was determined by snap-through critical load of shallow truss, can be used effectively to examine punching shear strength of RC slabs.

Keywords : punching shear strength, truss model, rc slabs, snap-through buckling

요 지

이 연구에서는 단순 트러스 모델을 이용한 철근콘크리트 바닥판의 펀칭전단강도 평가방안을 제안하였다. 철근콘크리트 바닥판의 펀칭전단 해석의 본질적인 어려움을 극복하기 위해 집중하중이 작용하는 바닥판을 펀칭전단 파괴 형태에 기초하여 펀칭콘과 나머지 부분의 소구조체로 구분하였다. 펀칭콘의 강도는 이상화한 트러스의 경사압축부재의 강성도로서 유도되었다. 수평변위를 제어하고 있는 롤러지점의 수평방향 스프링 부재의 강성도는 펀칭콘 내에 포함된 철근에 의하여 결정되었다. 3차원 구조물의 2차원화에 따른 오차와 해석과정에 포함되지 않은 나머지 소구조체의 강성도 등에 기인하는 불확실성들을 포함하기 위하여 경사압축부재의 초기각은 실험결과들에 대해 주인장 철근비를 변수로 수행된 회귀분석을 통하여 구하였다. 단순 트러스 모델로부터 구한 펀칭전단강도는 실험결과와의 비교에서 신뢰성이 높은 것으로 나타났다. 단순 트러스 모델의 스냅스로우(snap-through)좌굴해석으로부터 구한 펀칭전단강도는 철근콘크리트 바닥판의 펀칭전단강도의 검토에 유용하게 사용될 수 있을 것이다.

핵심용어 : 펀칭전단강도, 트러스 모델, 철근콘크리트 바닥판, 스냅스로우 좌굴

1. 서 론

바닥판의 펀칭전단 거동은 여러 변수들의 상호 작용에 의하여 결정되므로 일반적인 보의 해석보다 훨씬 복잡하다. 이러한 이유로 정식해가 알려져 있지 않은 바닥판의 극한강도는 주로 실험을 통해서 규명되어 왔다. Kuang 등(1992)은 바닥판의 펀칭전단강도가 지지하고 있는 보의 강성과 철근비에 비례함을 밝혔으며, Azad 등(1994)은 바닥판의 펀칭전단강도가 재하면적과 철근비에 비례하지만 일정 수준 이상의 철근비는 펀칭전단 강도의 증가에 기여하지 못한다고 보고하였다. Khanna 등(2000)은 바닥판에 배근되는 철근들 중에서 주로 주인장철근이 바닥판의 정적극한강도에 기여한다

고 보고하였다.

철근비, 바닥판의 두께, 재하면적의 크기, 콘크리트의 극한강도 등 여러 인자들의 영향에 따라 달라지는 바닥판의 펀칭전단강도를 평가하기 위하여 각 국의 시방서는 물론 국내 설계 기준들에서도 실험에 근거한 펀칭전단 내하력 산정식을 규정하고 있으나 펀칭전단에 주요한 영향을 미치는 변수들을 적절히 고려하지 못하고 있는 것으로 분석되었다(정철현 등, 1998). 이와 같이 실험결과에 의한 펀칭전단강도의 평가는 가장 확실한 방법일 수 있지만 제원과 재료특성 등이 달라지면 실험결과를 그대로 적용할 수 없는 한계성을 내포한다.

한편, 소성이론에 근거한 해석적 방법에 의하여 바닥판의 펀칭전단강도를 예측하기 위한 연구가 여러 학자들에 의해

*정회원 · 단국대학교 토목환경공학과 교수 · 공학박사 (E-mail : ywlee@dankook.ac.kr)

**정회원 · 교신저자 · 단국대학교 토목환경공학과 · 공학박사 (E-mail : poonhee@dankook.ac.kr)

수행되어 Jiang 등(1986)의 제안식이 발표되는 등 많은 진전을 이루었으나 파괴시에 형성되는 균열의 형상을 어떻게 가정하느냐에 따라 정확도에 많은 차이가 발생하는 것으로 알려져 있다(Nielsen, 1999). 근래에는 편칭전단강도의 예측을 위하여 유한요소법에 의한 비선형해석이 적용되고 있으나 수렴해를 얻기 위한 해석과정에 장시간이 요구될 뿐만 아니라 비선형 거동을 하는 콘크리트와 선형 거동을 하는 철근의 재료적인 특성을 어떻게 모델링 하는가에 따라서 해석의 정확도가 달라진다.

단순 트러스 모델의 스냅스로우 임계하중에 의해 편칭전단강도를 구하는 방법은 Petrou 등(1996)에 의하여 처음 시도되어 가능성을 입증하였으나 계산값이 실험값에 비해 매우 작은 결과를 나타내었다. 황훈희 등(2004)은 이러한 문제점을 극복하기 위하여 여러 실험결과들에 대한 다중회귀분석으로부터 구해진 유사계수를 도입함으로써 단순트러스 모델의 수치적 접근성을 개선하였으나 Petrou 등의 가정을 따랐으므로 실험체에 따라서 큰 오차를 나타내기도 하였다. Petrou 등은 경사압축부재의 길이를 하중재하점으로부터 지지점인 거더 폭의 중심까지로 가정하였으므로 매우 낮은 높이의 트러스가 형성된다. 작은 초기각을 갖는 트러스 모델은 낮은 수준의 하중에서 좌굴이 발생되므로 Petrou 등의 가정에 따른 편칭전단강도는 실험결과들에 비해 매우 작게 계산된다.

이 논문에서는 위와 같은 적용성의 한계와 해석상의 불확실성을 배제하고, 광범위한 적용이 가능할 뿐만 아니라 설계 단계에서 편칭전단강도를 간편하게 검토할 수 있는 방법을 모색하고자 한다. 이를 위하여 편칭전단 파괴형상으로부터 편칭전단 메커니즘을 규정하고, 이 메커니즘에 따라 경사압축재의 초기각을 재하면에서 거더중심까지가 아닌 파괴면의 경사도에 의하여 정의함으로써 적용성과 정확도를 합리적으로 개선한 단순 트러스 모델을 도입하였다. 편칭전단강도에 민감한 영향을 미치는 경사압축재의 초기각은 파괴면의 경사도와 밀접한 관계에 있으며 주로 철근비에 의해 결정되는 것으로 나타났으므로 60개의 기존 실험결과들로부터 철근비를 변수로 수행된 회귀분석에 의하여 결정되었다. 단순 트러스 모델로부터 계산된 바닥판의 편칭전단강도는 회귀분석에 사용되지 않은 49개의 검증군의 실험값과 잘 일치하였으며 비교연구에 활용된 다른 공식들보다 우수한 예측결과를 나타내었다.

2. 편칭전단 메커니즘

극소 면적에 작용하는 큰 집중하중에 의하여 재하면 부근의 임의점에 발생하는 응력의 상태와 크기를 해석에 의한 직접적인 방법으로 밝혀내는 것은 매우 어려우므로 편칭전단 파괴형상에 기초한 합리적인 이론전개를 통하여 편칭전단 메커니즘(punching shear mechanism)을 단순 트러스 모델로 변환시켰다.

일방향 슬래브 개념으로 설계된 대부분의 바닥판은 집중하중처럼 작용하는 차량의 윤택하중에 의해 편칭전단에 의한 2방향성 파괴형태를 나타내지만 극한강도는 주로 주인장 철근 단면의 강성에 의해 결정되는 것으로 보고되었다(Khanna 등, 2000). 이러한 연구결과에 근거할 때 바닥판의 편칭전단

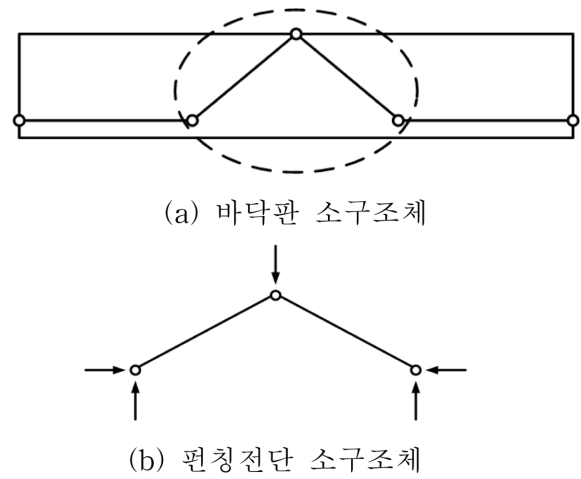


그림 1. 편칭전단 해석을 위한 소구조체

강도는 주인장철근 방향으로 2차원화한 단순 구조물의 해석으로부터 구할 수 있을 것이다.

바닥판의 편칭전단강도 계산을 위해서는 자유물체도에 의한 정역학적 해석방법과 마찬가지로 2차원화된 바닥판을 소구조체로 나누어 생각하면 편리하다. 공학적인 측면에서 본다면 구조체들은 표면에 의하여 공간을 형성하며 외부로부터 하중을 받는 물체이다. 많은 경우에서 해석상의 편의를 위하여 구조물은 표면에 둘러싸인 공간 안에 있는 연속된 절점에 의해서 구성되었다고 간주된다. 즉, 구조물은 연속된 절점에서 강접합 또는 힌지로 연결된 부재들에 의하여 구성되어 있는 것으로 고려되므로, 경계에서 지지점과 여러 부재의 결합으로 이루어진 소구조체(sub-structure)의 결합으로 가정하고 해석결과를 유도할 수 있다. 변화하는 하중상태에 따르는 바닥판의 편칭전단 응답을 얻기 위하여 바닥판을 점선으로 둘러싸인 독립된 소구조체로 구분한 후 그 외의 부분의 체적은 무시하고 절점에서 강도개념을 도입하면 해석이 편리해진다(그림 1). 새롭게 구성된 소구조체의 거동은 강성도로 주어진 경계조건과 작용하중에 의하여 결정될 수 있을 것이다.

편칭전단 소구조체에서 집중하중은 경사부재의 압축거동과 면내력에 의한 수평방향 변위의 구속력에 의해 지지된다. 이와 같은 경계조건이 도입된 편칭전단 소구조체의 거동은 Petrou 등(1996)의 단순 트러스 모델의 해석을 통하여 설명될 수 있다. 단순 트러스 모델의 Snap-through 좌굴해를 구하는 과정은 탄성안정론의 범주 내에 있으므로 Petrou 등(1996)의 결과와 동일하지만 경사부재의 강성도, 스프링 부재의 강성도와 경사부재의 초기각도에 대한 정의에서 근본적인 차이를 갖는다.

3. 단순 트러스 모델

바닥판의 편칭전단강도는 경사압축부재와 스프링으로 구성된 2차원 단순 트러스 모델의 좌굴해석에 의하여 계산된다. 단순 트러스 모델은 바닥판의 아치거동을 모사한 것으로 편칭전단의 형성과 함께 갑작스럽게 발생하는 실제 바닥판의 파괴원인을 경사압축대를 따라 집중되는 에너지의 갑작스러운 소산으로 간주하였다. 따라서, 편칭전단강도는 단순 트러스

모델에서 정점에 작용하는 집중하중의 값이 임계하중에 도달하여 나타나는 스냅스로우 좌굴 강도로 규정되므로 콘크리트의 소성상태에 따른 고려없이 탄성 범위 내에서 간단하게 예측되어 진다. 콘크리트 원주에 발생하는 압축내력은 직선 형태로 단순화 되어 적용과 계산의 편리를 도모한 경사부재의 강성도에 의하여 저항되고, 철근에 발생하는 인장내력은 스프링의 강성도로 이상화하였다. 해석에 포함되지 않은 나머지 소구조체의 강성도와 바닥판의 2차원 구조물화에 의해 발생하는 오차 등에 기인하는 예측결과와 불확실성은 실험결과들에 대해 철근비를 주요변수로 수행된 회귀분석을 통하여 경사부재의 초기각도를 결정함으로써 최소화하였다.

3.1 단순 트러스 모델의 좌굴해석

바닥판의 편칭전단강도는 편칭전단 메커니즘을 따르는 단순 트러스 모델이 좌굴하기 직전의 불안정한 평형상태에 있는 강도로 규정한다(그림 2). 콘크리트는 완전한 화학적 결합으로 이루어진 재료는 아니지만 거시적인 관점에서 본다면 일체적인 거동으로 나타나므로 해석의 편의를 위하여 균질의 탄성거동을 하는 재료로 구성된 것으로 가정하였으며 재하면의 지압과피나 트러스 모델을 구성하는 각 부재의 국부적인 좌굴발생 가능성은 배제하였다.

각각의 재료들은 트러스 모델의 스냅스로우 좌굴이 발생하기까지 탄성범위에서 거동하는 것으로 가정하였으므로 과도한 응력증가에 따른 부수적인 열소실은 발생하지 않을 것이다. 따라서, 단순 트러스 모델의 상위절점에 작용하는 집중하중으로 인해 발생하는 전체위치에너지 Π 는 다음과 같이 경사부재의 변형에너지 U_t , 스프링 부재의 변형에너지 U_s 와 외부하중에 의한 일 Ω 로 구성된다.

$$\Pi = U_t + U_s + \Omega = K_t \cdot e^2 + K_s \cdot u^2 - P \cdot v \quad (1)$$

여기서

- K_t : 경사부재의 부재축방향에 대한 강성도
- K_s : 스프링의 강성도
- P : 하중
- u : 지점의 수평 방향 변위
- v : 정점의 연직 방향 변위
- e : 경사부재의 축방향 변형량

임계상태에 도달하면 구조물은 최소에너지를 유지하며 평형상태에 있게 되어 더 이상의 하중을 수용할 수 없으므로 전체위치에너지의 변화는 발생하지 않는다. 즉, 각각의 변위에 대한 전체위치에너지의 1차 도함수는 영(zero)이어야 하

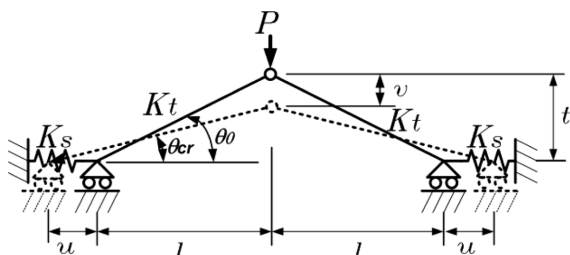


그림 2. 단순 트러스 모델

는 조건식이 성립된다.

$$\frac{\partial \Pi}{\partial u} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial \Pi}{\partial v} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial \Pi}{\partial \theta} = 0 \quad (4)$$

단순 트러스 모델의 좌굴응답은 지배방정식인 위의 식(1)을 식(2)에서 식(4)로 표현되는 조건식에 대입하여 전개함으로써 얻을 수 있다. 즉, 경사부재의 각도를 변수로 하는 지배방정식 (4)를 선택하여 전체위치에너지에 대한 식(1)을 대입하면 아래와 같다.

$$\frac{\partial \Pi}{\partial \theta} = \frac{1+u}{\cos^2 \theta} \left\{ 2K_t l \tan \theta \left(1 - \frac{\cos \theta}{\cos \theta_0} \right) + 2K_t l \tan \theta u + P \right\} \quad (4')$$

여기서 롤러지점의 수평방향 변위는 스프링의 강성도 K_s 와 수평반력 F_s 를 이용하여

$$u = \frac{F_s}{K_s} = \frac{1}{K_s} \frac{P}{2 \tan \theta}$$

로 나타낼 수 있으므로 이를 식(4)에 대입하여 다음과 같이 P 에 대해 전개하면 단순 트러스 모델의 좌굴하중 식(5)를 구할 수 있다. 또한, 이 과정에서 강성도 조합은 식(6)에 의하여 K 로 간단히 표현하였다.

$$P = 2K_t l \tan \theta \left(\frac{\cos \theta}{\cos \theta_0} - 1 \right) - 2K_t \tan \theta u = 2K_t l \tan \theta \left(\frac{\cos \theta}{\cos \theta_0} - 1 \right) - \frac{K_t}{K_s} P$$

$$P_{cr} = 2Kl \tan \theta_{cr} \left(\frac{\cos \theta_{cr}}{\cos \theta_0} - 1 \right) \quad (5)$$

여기서 $K = (K_t K_s) / (K_t + K_s)$ (6)

임계상태에서 경사부재와 수평면이 이루는 한계각 θ_{cr} 은 구조물이 안정상태에 있기 위해 2계 미분식의 부호가 양의 값을 가져야 하는 필요조건으로부터 전체위치에너지를 θ 에 대해 2번 미분하여 구할 수 있다. 이 과정은 임계하중에 대한 식(5)를 θ 에 대해 미분한 값으로 보다 간편하게 나타낼 수 있으므로 식(7)의 전개에서 우항의 괄호 안의 값이 영이 되기 위하여 다음의 식(8)과 같이 정의된다.

$$\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0 \quad (7)$$

$$\frac{\partial P}{\partial \theta} = \frac{\partial}{\partial \theta} \left\{ 2K \tan \theta (\cos \theta - \cos \theta_0) \right\} = 2KL \cdot \frac{\partial}{\partial \theta} (\sin \theta - \tan \theta \cos \theta_0)$$

$$= 2KL \cdot \left(\cos \theta - \frac{1}{\cos^2 \theta} \cos \theta_0 \right) \quad (7')$$

$$\theta_{cr} = \cos^{-1} [(\cos \theta_0)^{1/3}] \quad (8)$$

한편, 바닥판에서 편칭전단은 자중 등의 등분포 하중이 아닌 집중하중 형태로 작용하는 윤하중에 의해 발생하며 정적재하실험에 의해 측정되는 편칭전단강도 및 최대처짐은 자중에 의한 영향을 배제시킨 값이므로 단순 트러스 모델의 좌굴해석을 위한 유도과정에서 초기처짐은 고려하지 않았다.

3.2 부재의 강성도와 초기각도

단순 트러스 모델의 좌굴해석 과정에서 임계상태의 변위와

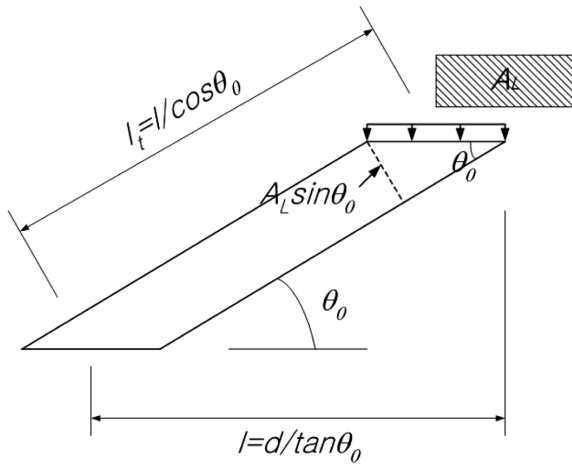


그림 3. 경사부재의 강성도

좌굴하중을 결정하는 주요변수는 경사부재의 강성도, 스프링의 강성도 그리고 경사부재와 평면이 이루는 각도로 나타냈다. 단순 트러스 모델의 스냅스로우 좌굴해석을 통해 얻어진 임계하중을 이용하여 바닥판의 편칭전단강도를 예측하기 위해서는 주요변수들이 합리적으로 설정되어야 한다.

경사부재의 축방향 강성도 K_t 는 부재의 단면적 A_t , 길이 l_t 와 콘크리트의 탄성계수 E_c 에 의해 다음의 식(9)와 같이 정의할 수 있다.

$$K_t = \frac{E_c A_t}{l_t} \quad (9)$$

경사부재와 수평면이 이루는 초기각도에 대한 삼각함수를 사용하면 그림 3으로부터 경사부재의 축방향 길이는 $l_t = l / \cos \theta_0$, 경사부재의 단면적은 $A_t = A_L \sin \theta_0$ 로 나타낼 수 있고, 트러스 지간의 1/2 길이는 $l = d / \tan \theta_0$ 처럼 유효높이 d 에 대한 항으로 표현된다. 이를 위의 식(9)에 대입하면 경사부재의 축방향 강성도는 다음과 같이 표현된다.

$$K_t = \frac{E_c A_L \sin^2 \theta_0}{d} \quad (10)$$

여기서, d 는 바닥판의 유효높이(mm)이고 나머지 변수들은 식(9)에서와 동일하다. 이와 같이 정의된 축방향 강성도를 가지는 경사부재는 단순 트러스 모델의 스냅스로우 좌굴 이전에 국부적인 좌굴 또는 압축에 의해 파괴될 가능성이 있다.

국부좌굴에 대한 검토에서 초기 각도가 낮을수록 부재에 전달되는 하중이 커지지만 이는 양단이 힌지로 지지된 기둥의 좌굴 공식으로부터 계산된 좌굴하중에 미치지 못하므로 압축부재의 좌굴은 발생되지 않는 것으로 판단되었다. 그러나, 경사부재의 압축파괴는 경사부재의 단면적을 어떻게 가정하느냐에 따라 달라진다. 경사부재의 단면적을 가정하는 방법은 일반적인 편칭전단해석 모델에서와 같이 재하면으로부터 유효높이를 함수로 하는 일정거리만큼 떨어진 위험단면을 기준으로 하는 것과 이에 대한 고려없이 순수한 재하면을 기준으로 하는 경우를 생각해 볼 수 있다. 전자는 경사부재의 단면적 계산이 번거롭지만 단면적이 상대적으로 커서 경사부재에 유발되는 응력이 감소되므로 단순 트러스 모델의 스냅스로우 좌굴 이전에 경사부재의 압축파괴가 발생되지 않는다. 후자는 재하면적을 기준으로 하므로 경사부재

의 면적 계산시 유효높이를 고려하지 않아 편리하지만 일부 실험체에서 경사부재의 압축강도가 스냅스로우 좌굴하중에 미치지 못하는 경우가 발생되었다. 두 경우를 비교해 보면 전자가 후자에 비해 단순 트러스 모델의 스냅스로우 좌굴하중이 크게 계산되지만 그 차이는 3% 미만으로 거의 동일한 것으로 검토되었다. 따라서, 전자의 경우와 거의 동일한 결과를 얻으면서도 적용의 편리성을 도모하기 위하여, 후자의 방법을 택하되 경사부재의 압축강도에 의한 파괴 모드를 배제하였으므로 식(10)에서 경사부재의 강성도는 재하면을 기준으로 계산되었다.

편칭콘의 형상을 원형으로 가정하면 교축방향으로 트러스 지간과 동일한 폭 내에 배치된 주철근만이 스프링의 강성도에 기여하게 된다. 주철근의 면적은 철근비 ρ , 유효폭 $2d$ 과 유효높이 d 로써 구할 수 있으며 트러스 지간의 1/2 길이는 경사부재의 경우에서와 마찬가지로 그림 3으로부터 $l = d / \tan \theta_0$ 와 같이 유효높이 d 에 대한 항으로 표현되므로 스프링 부재의 강성도는 주인장철근의 축방향 강성도로부터 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$K_s = \frac{2E_s \rho d^2}{s \tan \theta_0} \quad (11)$$

여기서, s 는 바닥판의 지간이다. 스프링 부재의 강성도는 주인장철근의 축방향 강성도 뿐만 아니라 편칭콘을 둘러싸는 콘크리트의 강성과 거더강성의 기여도가 합리적으로 평가되어 결정되어야 할 것이다. 그러나, 콘크리트부와 거더의 영향을 합리적으로 평가하는 것은 매우 어려운 문제이며 편칭전단강도에 대한 지지보의 기여도를 실험적으로 규명한 Kuang 등(1992)의 연구에서 지지보의 강성 차이가 상당함에도 편칭전단강도의 차이는 평균 10%에 미치지 못하였음과 편칭전단강도에 상당한 영향을 미치는 파괴면의 경사각도가 주로 주인장철근량에 의해서 결정된다는 보고(Azad 등, 1994)로부터 콘크리트 및 거더의 강성이 미치는 영향은 주인장 철근에 비해 매우 작으며 경사부재의 초기각도를 결정하기 위한 회귀분석을 통하여 보정될 수 있는 수준이라고 판단되어 위의 식(11)에서는 이들을 포함시키지 않았다. 이에 따라 스프링 부재의 강성도는 주로 주인장철근에 의해 결정되며, 경사부재의 초기각 결정을 위해 사용될 실험군에 대한 철근비-스프링 강성도 관계를 나타낸 그림 4로부터 철근비에 비례하는 것을 확인할 수 있다.

경사부재와 수평면이 이루는 초기각 θ_0 는 편칭전단강도를

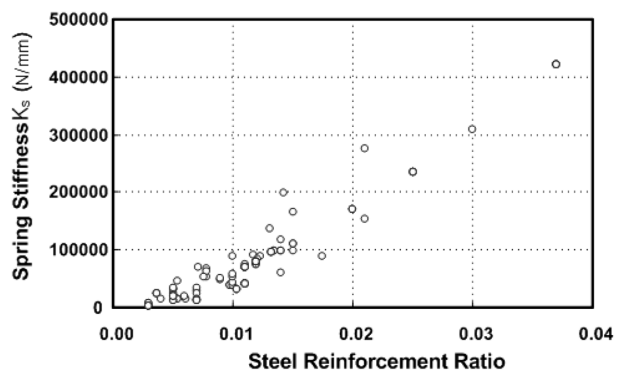


그림 4. 철근비와 스프링 부재의 강성도

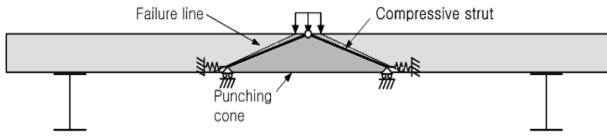
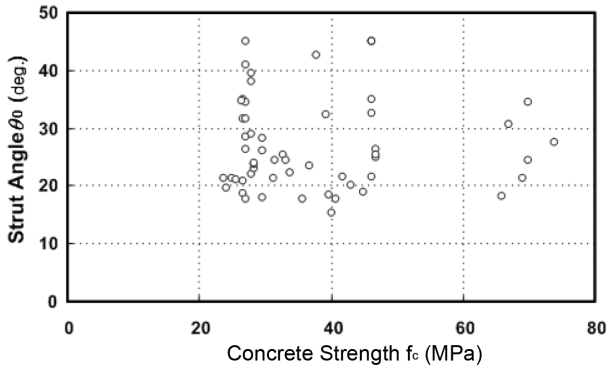


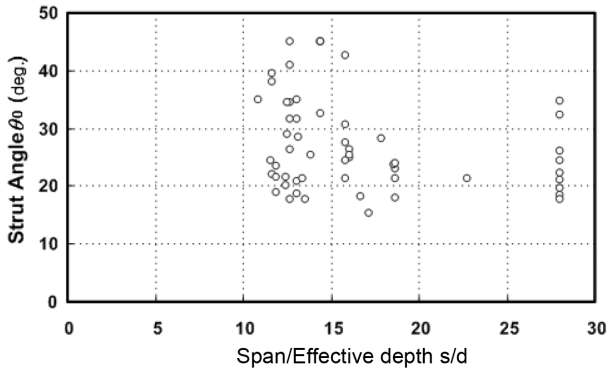
그림 5. 펀칭전단거동의 이상화

결정하는 주요변수로서 경사부재 및 스프링 부재의 강성도와 트러스 모델의 좌굴하중의 표현에도 직접적으로 포함되는 항이므로 바닥판의 펀칭전단강도 예측값에 미치는 영향이 매우 크다. 균열에 의하여 그림 5와 같이 펀칭전단 메커니즘이 구성된 이후에 하중은 단순 트러스에 의하여 지지되므로 경사부재의 초기각은 실험결과를 참고하여 결정하는 것이 합리적이다.

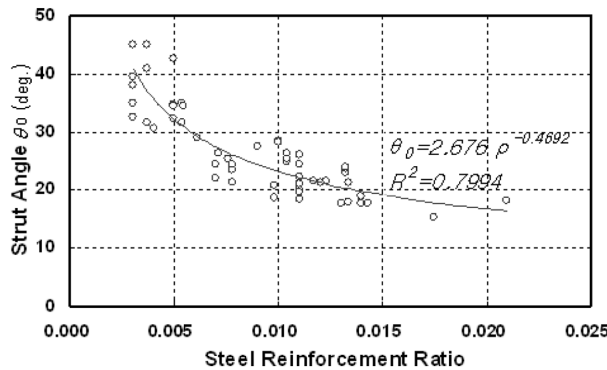
바닥판의 펀칭전단 균열은 원추형 또는 타원추형으로 나타나며 콘크리트 강도, 철근비, 지간과 높이의 비, 프리스트레스 등 여러 가지 요인들의 복합작용에 의해 형성된다. 실험 부재의 기하학적 형태와 재료특성에 따라서 파괴면을 형성



(a) 콘크리트 강도와의 관계



(b) 지간/유효높이 비와의 관계



(c) 철근비와의 관계

그림 6. 경사부재의 초기각도

하는 균열의 각도는 다르게 나타나지만 일반적으로 수평면에 대해 약 20~35° 범위에 분포하며 철근비가 높을수록 경사각이 작게 형성되는 것으로 보고되었다(Azad 등, 1993). 경사부재의 초기각도를 결정하기 위해 총 109개의 바닥판에 대한 정적실험결과를 수집하였다(前田 등, 1984; Azad 등, 1994; Kinnunen 등, 2001; Mufti 등, 1998; Perdikaris 등, 1989; Youn 등, 1998). 수집된 결과들은 파괴면의 경사각에 대한 정확한 정보가 미비하였으므로 각각 60개와 49개로 구성된 두 개의 군으로 분류하여 전자는 경사부재의 초기각도를 결정하기 위한 회귀분석에 사용하였고, 후자는 4장에서 검증을 위한 비교연구에 활용하였다.

단순 트러스 모델에서 경사부재와 스프링 부재의 강성도를 식(10)과 식(11)에 의해 정의하면 경사부재의 초기각도만이 미지변수로 남게 된다. 앞서 분류된 60개의 실험군으로부터 결과를 정확히 예측하기 위해 필요한 경사부재의 초기각도를 역으로 추정하고, 균열각의 형성에 영향을 미칠 것으로 판단되는 변수들과의 관계를 그림 6에 나타내었다. 다른 변수에 대해서는 일관된 경향을 찾을 수 없었으나 철근비가 증가할수록 경사부재의 초기각은 감소하였다. 특히, 철근비 0.003~0.0098의 범위에서 경사부재의 초기각은 약 22°~40° 범위에 분포하여 Azad 등(1994)의 실험으로부터 관측된 균열의 경사각과 유사한 결과를 보였다. 이로부터 경사부재의 초기각에 주된 영향을 미치는 변수를 철근비로 판단하고 그림 6(c)와 같이 회귀분석을 수행하여 경사부재의 초기각도를 철근비의 함수로 다음과 같이 정의하였다.

$$\theta_0 = 2.676\rho^{-0.4692} \quad (12)$$

여기서, ρ 는 주철근비이다.

4. 비교연구

단순 트러스 모델로부터 계산된 펀칭전단강도는 실험결과와의 비교를 통하여 검증되었다. 비교결과에 대한 신뢰성을 확보하기 위하여 경사부재의 초기각도를 결정하는 회귀분석 과정에서 사용되지 않은 49개의 실험값이 사용되었다. 또한, 객관적인 비교결과를 도출하기 위하여 선행 연구자 및 설계 기준에 따른 펀칭전단강도 평가식들도 함께 검토되었다.

단순 트러스 모델에 의한 방법은 스냅스로우 좌굴강도식에 각각 위의 식(10)과 식(11)로 구해지는 경사압축재와 스프링 부재의 강성도를 대입함으로써 간단하게 바닥판의 펀칭전단 강도를 계산할 수 있다. 바닥판의 두께 160 mm, 지간 1.3 m의 제원을 가진 C-25 실험체(前田 등, 1984)의 예를 들면, 이 실험체의 주철근비는 $\rho=0.0078$ 이므로 식(12)에 의하여 경사부재의 초기각도는 26.1°로 계산된다. 도로교설계기준(2005)에 의하여 사용재료의 탄성계수는 압축강도가 33 MPa인 콘크리트에 대해 26657 MPa, 강재에 대해 200000 MPa로 추정되고, 하중은 200(mm)×260(mm)의 재하판을 이용하여 가해졌으므로 경사부재와 스프링 부재의 강성도는 각각 식(10)과 식(11)에 의해 2394800 N/mm와 61439 N/mm로 계산된다. 이 때, 바닥판의 유효높이는 피복두께와 철근 직경을 고려하여 112 mm로 가정하였다. 단순 트러스 모델의 좌굴하중은 식(5)에서와 같이 강성도 조합 K 와 경사부

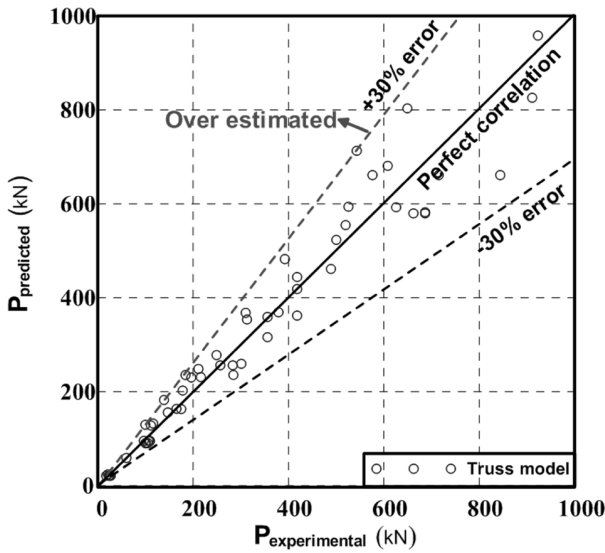


그림 7. 편칭전단강도의 비교 (회귀분석에 이용된 실험체)

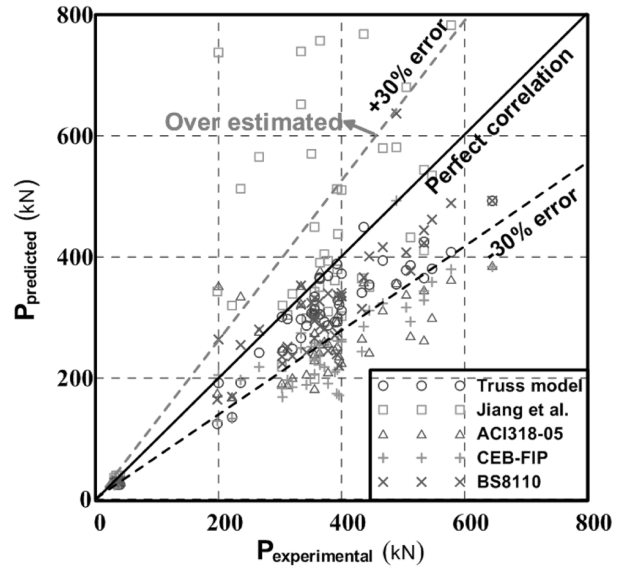


그림 8. 편칭전단강도의 비교 (검증군)

재의 임계각 θ_{cr} 에 의해 결정된다. 강성도 조합 K 는 경사 및 스프링 부재의 강성도를 식(6)에 대입하여 59902 N/mm로 계산되고 경사부재의 임계각 θ_{cr} 은 초기각도에 대한 값을 식(8)에 대입하여 15.2°와 같이 얻을 수 있으므로 단순 트러스 모델의 좌굴하중은 555 kN으로서 C-25 실험체의 정적재하 실험을 통해서 얻어진 편칭전단강도인 392 kN보다 크게 계산되었다.

이와 같이 경우에 따라 실험값에 비해 예측결과가 크게 나타나는 이유는 경사부재의 초기각도가 회귀분석 방법에 의해 결정되었기 때문이다. 경사부재의 초기각도는 위의 그림 6(c)에서 보는 바와 같이 오차를 최소화할 수 있는 함수로 표현되었으므로 실선으로 나타낸 함수값보다 위에 표시되는 실험체들의 편칭전단강도는 실제보다 크게 예측되어진다. 회귀분석에 사용된 실험체들의 편칭전단강도를 비교한 그림 7에서 단순 트러스 모델을 이용한 방법은 실험값과 완전히 일치되는 대각선 주변에 고르게 분포되었으며 실험값에 비해 최

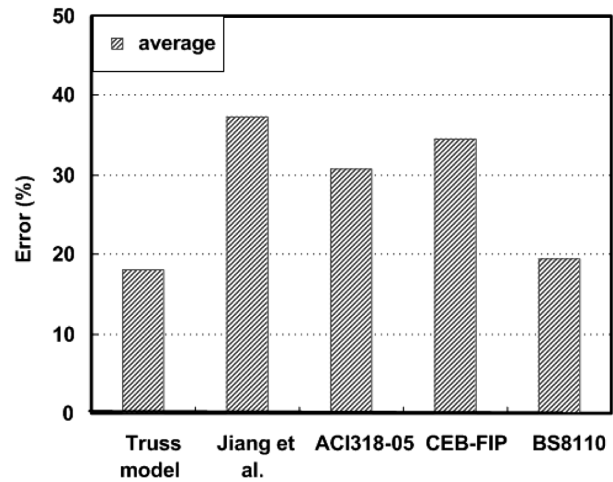


그림 9. 예측오차의 비교

대 30%까지 크게 나타났으므로 계산된 값의 70%만을 취하여 안전측의 예측경향을 확보하였다. 따라서, 단순 트러스 모

표 1. 편칭전단강도 예측공식

| | 제안식 | 비고 |
|----------------|---|---|
| BS8110 | $V_{BS8110} = 0.29 \sqrt[3]{100\rho f_{cu}} \sqrt[4]{\frac{400}{d}} u_1 d$ | <ul style="list-style-type: none"> • 재하면과 위험단면의 거리 : 1.5 d • d : 바닥판의 유효높이 • u_1 : 위험단면의 주변길이 • ρ : 철근비 • f_{cu} : 콘크리트 강도 |
| MC90 | $V_{CEB-FIP} = 0.12\xi \sqrt[3]{100\rho f_{ck}} u_1 d$ <p>여기서 $\xi = 1 + \sqrt{200/d}$</p> | <ul style="list-style-type: none"> • 재하면과 위험단면의 거리 : 3 d • d : 바닥판의 유효높이 • u_1 : 위험단면의 주변길이 • ρ : 철근비 • f_{ck} : 콘크리트 강도 |
| ACI318-05 | $V_{aci} = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_0 d$ $V_{aci} = \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_0/d} + 2\right) \sqrt{f'_c} b_0 d$ $V_{aci} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_0 d$ | <ul style="list-style-type: none"> • 세 식 중 작은 값 사용. • 재하면과 위험단면의 거리 : d/2 • d : 바닥판의 유효높이 • b_0 : 위험단면의 주변길이 • f'_c : 콘크리트 강도 • β_c : 재하면의 비 • α_s : 구속계수 |
| Jiang and Shen | $P_{J-S} = 0.074 f'_c s h$ | <ul style="list-style-type: none"> • h : 바닥판의 두께 • $s = \pi(d_0 + h)$ • f'_c : 콘크리트 강도 |

*SI 단위계 사용

표 2. 편칭전단강도의 비교

| Ref. | Specimens or Researcher | span mm | h mm | appliedd mm | f_{ck} MPa | ρ | Loading Plate (mm×mm) | Punching Shear Strength (kN) | | | | | |
|-------|-------------------------|---------|------|-------------|--------------|------------|-----------------------|------------------------------|-------------|---------------------|-------|---------|---------|
| | | | | | | | | Exp. | Truss model | Jiang <i>et al.</i> | ACI | Ceb FiP | BS 8110 |
| (1) | BI10S | 462 | 35.6 | 32 | 46.3 | 0.003 | 38.5×92.4 | 17.5 | 14.7 | 39.3 | 28.3 | 21.4 | 25.2 |
| | BI7S | 323.2 | 33 | 29.7 | 46.3 | 0.003 | 38.5×92.4 | 21.2 | 16.8 | 35.6 | 25.6 | 19.6 | 22.8 |
| | BI10-NSEW | 462 | 35.6 | 32 | 46.3 | 0.003 | 38.5×92.4 | 23.0 | 14.7 | 39.3 | 28.3 | 21.4 | 25.2 |
| | BI10-CE, CW | 462 | 35.6 | 32 | 46.3 | 0.003 | 38.5×92.4 | 27.0 | 14.7 | 39.3 | 28.3 | 21.4 | 25.2 |
| | BI10-NC, SC | 462 | 35.6 | 32 | 46.3 | 0.003 | 38.5×92.4 | 24.9 | 14.7 | 39.3 | 28.3 | 21.4 | 25.2 |
| | BO10-NSEW | 462 | 35.6 | 32 | 46.3 | 0.007 | 38.5×92.4 | 33.7 | 24.2 | 39.3 | 28.3 | 25.3 | 30.4 |
| | BO7S | 323.2 | 33 | 29.7 | 46.3 | 0.007 | 38.5×92.4 | 30.6 | 27.6 | 35.6 | 25.6 | 23.1 | 27.5 |
| | BO10-CE,CW | 462 | 35.6 | 32 | 46.3 | 0.007 | 38.5×92.4 | 40.1 | 24.2 | 39.3 | 28.3 | 25.3 | 30.4 |
| | BO10-NC,SC | 462 | 35.6 | 32 | 46.3 | 0.007 | 38.5×92.4 | 37.0 | 24.2 | 39.3 | 28.3 | 25.3 | 30.4 |
| | PIS-1 | 711.2 | 71.9 | 61.1 | 28 | 0.003 | 84.7×203.2 | 109.5 | 66.5 | 102.9 | 88.4 | 56.3 | 70.2 |
| PIS-2 | 711.2 | 71.9 | 61.1 | 28 | 0.003 | 84.7×203.2 | 106.8 | 66.5 | 102.9 | 88.4 | 56.3 | 70.2 | |
| POS-1 | 711.2 | 71.9 | 61.1 | 28 | 0.007 | 84.7×203.2 | 147.0 | 109.1 | 102.9 | 88.4 | 66.5 | 84.6 | |
| (2) | TS1-C1 | 710 | 60 | 54 | 27 | 0.010 | 66.7×166.8 | 105.0 | 89.7 | 67.4 | 63.9 | 60.9 | 75.8 |
| | TS2-C1 | 710 | 60 | 54 | 27 | 0.010 | 66.7×166.8 | 118.0 | 89.7 | 67.4 | 63.9 | 60.9 | 75.8 |
| (3) | A175X150 | 710 | 68 | 54.4 | 26.6 | 0.010 | 75×150 | 99.7 | 90.8 | 78.9 | 62.4 | 56.4 | 71.4 |
| | A1100X200 | 710 | 68 | 54.4 | 26.6 | 0.010 | 100×200 | 116.1 | 92.6 | 95.7 | 76.5 | 63.9 | 81.1 |
| | A275X150 | 710 | 68 | 54.4 | 26.6 | 0.005 | 75×150 | 96.7 | 66.9 | 78.9 | 62.4 | 44.8 | 57.4 |
| | A2100X200 | 710 | 68 | 54.4 | 26.6 | 0.005 | 100×200 | 107.2 | 67.2 | 95.7 | 76.5 | 50.8 | 65.2 |
| (4) | H3 | 1067 | 100 | 90 | 45 | 0.014 | 100×250 | 418.0 | 311.0 | 291.3 | 213.3 | 196.0 | 249.9 |
| | H4 | 1067 | 100 | 90 | 46.1 | 0.012 | 100×250 | 418.0 | 293.1 | 298.4 | 215.9 | 186.1 | 237.3 |
| | H5 | 1067 | 95 | 85.5 | 41.8 | 0.012 | 100×250 | 379.0 | 258.4 | 252.4 | 192.0 | 171.3 | 218.0 |
| | H6 | 1067 | 95 | 85.5 | 43 | 0.011 | 100×250 | 313.0 | 247.6 | 259.7 | 194.7 | 166.8 | 212.2 |
| | F8 | 2000 | 175 | 157.5 | 27 | 0.014 | 200×500 | 1127.0 | 907.4 | 584.2 | 553.8 | 459.0 | 596.8 |
| | F9 | 2000 | 175 | 157.5 | 27 | 0.007 | 200×500 | 923.0 | 670.8 | 584.2 | 553.8 | 364.3 | 473.6 |
| | F10 | 2000 | 175 | 157.5 | 27 | 0.005 | 200×500 | 911.0 | 578.1 | 584.2 | 553.8 | 332.5 | 432.3 |
| | F11 | 2000 | 175 | 157.5 | 27 | 0.004 | 200×500 | 844.0 | 462.9 | 584.2 | 553.8 | 292.9 | 380.9 |
| | F12 | 2000 | 175 | 157.5 | 27 | 0.004 | 200×500 | 576.0 | 462.9 | 584.2 | 553.8 | 292.9 | 380.9 |
| | F13 | 2000 | 175 | 157.5 | 27 | 0.004 | 200×500 | 715.0 | 462.9 | 584.2 | 553.8 | 292.9 | 380.9 |
| (5) | A-3 | 1500 | 180 | 126 | 36.8 | 0.008 | 200×250 | 608.0 | 476.7 | 664.8 | 357.5 | 235.9 | 308.7 |
| | NS | 2350 | 180 | 126 | 25 | 0.013 | 300×600 | 625.7 | 414.9 | 688.9 | 483.7 | 289.6 | 411.2 |
| | OS | 2350 | 180 | 126 | 29.7 | 0.013 | 300×600 | 525.6 | 415.7 | 818.5 | 527.3 | 306.7 | 435.5 |
| | A-6 | 3500 | 220 | 154 | 23.8 | 0.012 | 200×500 | 990.5 | 0.0 | 702.6 | 505.0 | 391.8 | 510.1 |
| | S-80 | 1500 | 160 | 112 | 31.4 | 0.008 | 200×260 | 392.3 | 337.7 | 486.8 | 286.0 | 189.0 | 248.2 |
| | C-80 | 1300 | 160 | 112 | 31.5 | 0.008 | 200×260 | 519.8 | 388.3 | 488.3 | 286.4 | 189.2 | 248.5 |
| | NS-1 | 1500 | 120 | 84 | 29.6 | 0.010 | 150×375 | 284.4 | 165.0 | 320.0 | 211.1 | 143.3 | 189.4 |
| | SLAB-A | 1650 | 170 | 119 | 32.8 | 0.008 | 200×500 | 500.1 | 366.3 | 683.5 | 426.4 | 218.5 | 306.3 |
| | A-1(15) | 2350 | 180 | 126 | 28.4 | 0.013 | 200×500 | 661.9 | 405.9 | 638.4 | 426.3 | 329.1 | 427.8 |
| | A-2(15) | 2340 | 180 | 126 | 28.4 | 0.013 | 200×500 | 686.5 | 407.5 | 638.4 | 426.3 | 329.1 | 427.8 |
| | B-2 | 2350 | 180 | 126 | 28.4 | 0.013 | 200×500 | 686.5 | 405.9 | 638.4 | 426.3 | 329.1 | 427.8 |
| | IS | 800 | 71 | 49.7 | 46.8 | 0.010 | 45×150 | 104.9 | 63.4 | 126.6 | 66.8 | 66.4 | 81.4 |
| | OS | 800 | 71 | 49.7 | 46.8 | 0.010 | 45×150 | 100.0 | 63.4 | 126.6 | 66.8 | 59.1 | 73.9 |
| | IR | 800 | 71 | 49.7 | 46.8 | 0.010 | 45×150 | 101.0 | 63.4 | 126.6 | 66.8 | 66.4 | 81.4 |
| | NS-2 | 1500 | 120 | 84 | 29.6 | 0.010 | 150×375 | 304.0 | 165.0 | 320.0 | 211.1 | 143.3 | 189.4 |
| | C-25 | 1300 | 160 | 112 | 33 | 0.008 | 200×260 | 392.3 | 388.5 | 512.2 | 293.4 | 174.3 | 239.3 |
| | DR-6 | 1800 | 190 | 133 | 40.7 | 0.013 | 120×300 | 649.2 | 562.2 | 725.9 | 387.9 | 321.1 | 415.8 |
| | F5 | 1200 | 100 | 70 | 40 | 0.018 | 88.6×88.6 | 138.8 | 127.7 | 186.0 | 93.6 | 114.9 | 143.9 |
| | TP | 508 | 40.6 | 40.6 | 28 | 0.006 | 50×100 | 60.1 | 41.4 | 31.8 | 33.1 | 27.2 | 34.3 |
| | NSNW0.5P | 1900 | 150 | 120 | 37.8 | 0.005 | 250×250 | 310.2 | 257.6 | 569.6 | 364.0 | 220.4 | 284.5 |

(1) Perdikaris 등 (1089), (2) Youn 등 (1998), (3) Azad 등 (1994), (4) Mufti 등 (1998), (5) 前田幸雄 등 (1984), (6) Kinnunen 등 (2001)

표 2. 편칭전단강도의 비교 (계속)

| Ref. | Specimens or Researcher | span mm | h mm | appliedd mm | f_{ck} MPa | ρ | Loading Plate (mm×mm) | Punching Shear Strength (kN) | | | | | |
|-----------------------|----------------------------|------------|---------|----------------|-----------------|---------|-----------------------------|------------------------------|----------------|------------------------|-------|------------|------------|
| | | | | | | | | Exp. | Truss model | Jiang <i>et al.</i> | ACI | Ceb FiP | BS 8110 |
| (6) | Manterola | 3000 | 125 | 107 | 25.6 | 0.011 | 100×100 | 216.0 | 161.7 | 176.9 | 149.4 | 161.3 | 205.8 |
| | | 3000 | 125 | 107 | 33.8 | 0.011 | 250×250 | 257.0 | 179.4 | 399.9 | 296.1 | 237.8 | 306.2 |
| | | 3000 | 125 | 107 | 29.7 | 0.011 | 450×450 | 301.0 | 181.6 | 546.1 | 433.1 | 305.5 | 396.0 |
| | | 3000 | 125 | 107 | 24.2 | 0.011 | 100×100 | 196.0 | 161.2 | 167.3 | 145.3 | 158.3 | 202.0 |
| | | 3000 | 125 | 107 | 33.1 | 0.011 | 250×250 | 283.0 | 179.4 | 391.6 | 293.0 | 236.2 | 304.1 |
| | | 3000 | 125 | 107 | 39.7 | 0.011 | 100×100 | 184.0 | 164.9 | 274.4 | 186.1 | 186.7 | 238.2 |
| | | 3000 | 125 | 107 | 35.8 | 0.014 | 100×100 | 211.0 | 173.9 | 247.4 | 176.7 | 195.5 | 249.4 |
| | | 3000 | 125 | 107 | 39.2 | 0.005 | 100×100 | 165.0 | 114.5 | 270.9 | 184.9 | 143.0 | 182.4 |
| | | 3000 | 125 | 107 | 26.4 | 0.005 | 100×100 | 175.0 | 114.2 | 182.5 | 151.7 | 125.3 | 159.9 |
| | Marzouk/ Hussein | 1500 | 120 | 95 | 67 | 0.004 | 150×150 | 178.0 | 141.7 | 540.7 | 254.0 | 150.0 | 191.3 |
| | | 1500 | 120 | 95 | 70 | 0.007 | 150×150 | 249.0 | 194.6 | 564.9 | 259.6 | 183.4 | 233.9 |
| | | 1500 | 120 | 95 | 69 | 0.012 | 150×150 | 356.0 | 251.5 | 556.8 | 257.8 | 218.5 | 278.7 |
| | | 1500 | 120 | 95 | 66 | 0.021 | 150×150 | 418.0 | 288.8 | 532.6 | 252.1 | 259.4 | 330.9 |
| | | 1500 | 120 | 95 | 74 | 0.009 | 150×150 | 356.0 | 221.3 | 597.1 | 267.0 | 203.2 | 259.1 |
| | | 1500 | 150 | 120 | 70 | 0.005 | 150×150 | 489.0 | 323.0 | 779.3 | 361.4 | 227.5 | 292.1 |
| | | 1500 | 150 | 120 | 74 | 0.015 | 150×150 | 543.0 | 499.1 | 823.8 | 371.6 | 334.2 | 429.2 |
| | | 1500 | 150 | 120 | 80 | 0.021 | 150×150 | 645.0 | 492.7 | 890.6 | 386.4 | 383.7 | 492.8 |
| | | 1500 | 120 | 95 | 42 | 0.012 | 150×150 | 320.0 | 248.2 | 338.9 | 201.1 | 185.1 | 236.2 |
| | | 1500 | 150 | 120 | 30 | 0.005 | 150×150 | 396.0 | 321.1 | 334.0 | 236.6 | 171.5 | 220.3 |
| | | 1500 | 150 | 120 | 68 | 0.005 | 150×150 | 365.0 | 322.9 | 757.0 | 356.2 | 225.3 | 289.3 |
| | 1500 | 150 | 120 | 69 | 0.010 | 150×150 | 436.0 | 449.4 | 768.2 | 358.8 | 285.2 | 366.3 | |
| | Swamy/Ali | 1690 | 125 | 87.5 | 40.1 | 0.006 | 150×150 | 198.0 | 124.4 | 342.9 | 175.5 | 129.4 | 164.6 |
| | | 1690 | 125 | 87.5 | 37.4 | 0.007 | 150×150 | 222.0 | 135.3 | 319.8 | 169.5 | 133.1 | 169.2 |
| | Corley/ Hawkins | 1820 | 146 | 102.2 | 44.4 | 0.015 | 254×254 | 334.0 | 297.1 | 651.9 | 323.4 | 274.3 | 352.8 |
| | | 1820 | 146 | 102.2 | 44.4 | 0.010 | 203×203 | 266.0 | 241.9 | 565.2 | 277.1 | 218.4 | 280.1 |
| | Moe | 1780 | 152 | 106.4 | 23.3 | 0.011 | 254×254 | 389.0 | 292.6 | 361.1 | 246.8 | 210.0 | 270.4 |
| | | 1780 | 152 | 106.4 | 22.1 | 0.015 | 254×254 | 356.0 | 334.2 | 342.5 | 240.4 | 228.8 | 294.6 |
| | | 1780 | 152 | 106.4 | 22.6 | 0.020 | 254×254 | 364.0 | 366.0 | 350.3 | 243.1 | 253.7 | 326.7 |
| | | 1780 | 152 | 106.4 | 24.5 | 0.011 | 254×254 | 393.0 | 292.8 | 379.7 | 253.1 | 213.6 | 275.0 |
| | | 1780 | 152 | 106.4 | 25.4 | 0.020 | 254×254 | 378.0 | 368.7 | 393.7 | 257.7 | 263.8 | 339.7 |
| | | 1780 | 152 | 106.4 | 22.2 | 0.011 | 203×203 | 343.0 | 286.7 | 298.9 | 206.8 | 188.8 | 242.4 |
| | | 1780 | 152 | 106.4 | 23 | 0.011 | 203×203 | 378.0 | 287.0 | 309.7 | 210.5 | 191.0 | 245.3 |
| 1780 | | 152 | 106.4 | 26.6 | 0.014 | 152×152 | 312.0 | 297.5 | 304.1 | 189.1 | 196.6 | 251.8 | |
| 1780 | | 152 | 106.4 | 27.6 | 0.014 | 152×456 | 394.0 | 328.5 | 438.0 | 305.9 | 261.3 | 337.1 | |
| 1780 | | 152 | 106.4 | 26.1 | 0.011 | 254×254 | 372.0 | 293.1 | 404.5 | 261.2 | 218.1 | 280.8 | |
| 1780 | | 152 | 106.4 | 20.8 | 0.015 | 305×305 | 433.0 | 341.0 | 364.7 | 266.2 | 243.7 | 314.4 | |
| Elestner/ Honestad | 1780 | 152 | 106.4 | 14.1 | 0.012 | 254×254 | 303.0 | 301.1 | 218.5 | 192.0 | 182.9 | 235.5 | |
| | 1780 | 152 | 106.4 | 25.2 | 0.012 | 254×254 | 365.0 | 305.2 | 390.6 | 256.7 | 221.9 | 285.7 | |
| | 1780 | 152 | 106.4 | 29 | 0.012 | 254×254 | 356.0 | 306.0 | 449.5 | 275.3 | 232.6 | 299.4 | |
| | 1780 | 152 | 106.4 | 36.8 | 0.012 | 254×254 | 351.0 | 307.0 | 570.4 | 310.2 | 251.8 | 324.2 | |
| | 1780 | 152 | 106.4 | 20.3 | 0.012 | 254×254 | 356.0 | 303.8 | 314.6 | 230.4 | 206.5 | 265.9 | |
| | 1780 | 152 | 106.4 | 19.5 | 0.025 | 254×254 | 400.0 | 372.4 | 302.2 | 225.8 | 260.2 | 335.0 | |
| | 1780 | 152 | 106.4 | 37.4 | 0.025 | 254×254 | 467.0 | 394.2 | 579.7 | 312.7 | 323.3 | 416.3 | |
| | 1780 | 152 | 106.4 | 27.9 | 0.025 | 254×254 | 512.0 | 386.1 | 432.4 | 270.1 | 293.2 | 377.5 | |
| | 1780 | 152 | 106.4 | 12.8 | 0.037 | 254×254 | 356.0 | 313.2 | 198.4 | 182.9 | 257.7 | 331.8 | |
| | 1780 | 152 | 106.4 | 22.6 | 0.037 | 254×254 | 445.0 | 354.1 | 350.3 | 243.1 | 311.5 | 401.1 | |
| | 1780 | 152 | 106.4 | 26.5 | 0.037 | 254×254 | 534.0 | 365.2 | 410.7 | 263.2 | 328.5 | 422.9 | |
| | 1780 | 152 | 106.4 | 34.5 | 0.037 | 254×254 | 547.0 | 380.5 | 534.7 | 300.3 | 358.7 | 461.8 | |
| | 1780 | 152 | 106.4 | 26.1 | 0.012 | 356×356 | 400.0 | 311.3 | 510.7 | 335.1 | 263.5 | 340.6 | |
| | 1780 | 152 | 106.4 | 27.8 | 0.025 | 356×356 | 534.0 | 425.1 | 543.9 | 345.9 | 343.7 | 444.2 | |

표 2. 편칭전단강도의 비교 (계속)

| Ref. | Specimens or Researcher | span mm | h mm | appliedd (mm) | f_{ck} MPa | ρ | Loading Plate (mm×mm) | Punching Shear Strength (kN) | | | | | |
|------|-------------------------|---------|------|---------------|--------------|--------|-----------------------|------------------------------|-------------|---------------------|-------|---------|---------|
| | | | | | | | | Exp. | Truss model | Jiang <i>et al.</i> | ACI | Ceb FiP | BS 8110 |
| (6) | Elestner/Honestad | 1780 | 152 | 106.4 | 26.2 | 0.005 | 356×356 | 236.0 | 192.4 | 512.6 | 335.8 | 197.0 | 254.7 |
| | | 1780 | 152 | 106.4 | 47.7 | 0.009 | 254×254 | 334.0 | 266.3 | 739.3 | 353.1 | 249.4 | 321.1 |
| | | 1780 | 152 | 106.4 | 43.9 | 0.020 | 254×254 | 505.0 | 378.0 | 680.4 | 338.8 | 316.6 | 407.6 |
| | | 1780 | 152 | 106.4 | 50.5 | 0.030 | 254×254 | 578.0 | 408.0 | 782.7 | 363.3 | 379.7 | 488.9 |
| | | 1780 | 152 | 106.4 | 29.7 | 0.069 | 356×356 | 489.0 | 355.0 | 581.1 | 357.5 | 492.8 | 637.0 |
| | | 1780 | 152 | 106.4 | 47.6 | 0.005 | 254×254 | 200.0 | 192.1 | 737.7 | 352.8 | 204.9 | 263.8 |

델에 의한 C-25 실험체의 편칭전단강도는 계산된 555 kN의 70%인 389 kN으로서 안전측이며 실험값에 매우 근접한 결과를 나타낸다.

검증용 실험군에 대한 단순 트러스 모델의 예측결과는 다음의 표 1에 정리한 선행 연구자 및 설계기준과 비교되었다. 객관적인 비교를 위하여 총 109개의 실험결과 중에서 경사 부재의 초기각도 산정 과정에 사용되었던 것들을 배제시킨 49개의 검증군에 대한 편칭전단강도 예측결과가 그림 8에 도시되었다. 실선으로 나타낸 중앙의 대각선은 실험값과 예측값이 완전히 일치하는 경우이다. 따라서, 이를 경계로 할 때 좌측(또는 위쪽)의 데이터들은 실험값보다 크게 예측된 것이므로 안전측의 예측 경향을 나타내는 공식들의 결과는 주로 중앙대각선의 아래쪽(또는 오른쪽)에 표시된다. 한편, 실험값에 대한 예측값의 오차가 30%인 범위를 중앙의 대각선을 중심으로 각각 위와 아래에 점선으로 표시하였다.

단순 트러스 모델은 앞에서 언급한 바와 같이 0.7의 안전계수가 고려되었으므로 대부분의 경우에 중앙 대각선과 아래쪽의 오차선 사이에 분포하며 전반적으로 안전 측의 일관된 예측경향을 나타내었다. 다만, 두 개의 실험체에서 실험값보다 크게 예측된 경우가 발생하였으나 백분율로 표시한 오차는 각각 0.55%와 3.08%로서 매우 작은 수준이었다. 이전의 연구(황훈희 등, 2004)에서 우수한 예측결과를 나타냈던 Jiang 등(1986)의 제안식은 공식의 개발 과정에서 참고하지 않은 다수의 실험체에서 예측값이 실험값을 크게 상회하는 경우가 발생하여 중앙대각선 위쪽의 오차선 밖의 범위에 여러 개의 데이터가 분포하였다. 설계기준식들의 경우에는 대부분 안전측의 일관된 예측경향을 나타내었다. BS8110 (1997)은 단순 트러스 모델과 유사하게 대부분의 결과가 중앙대각선과 아래쪽의 오차선 사이에 분포하여 비교적 일관된 경향을 보였으며 그림 9에 나타낸 예측오차의 평균도 19.4%로서 실험체의 편칭전단강도를 비교적 정확하게 추정하고 있는 것으로 나타났다. 그러나, 다섯 개의 실험체에서 편칭전단강도가 실험값보다 크게 예측되어 위험측의 예측결과를 나타낸 경우가 단순 트러스 모델보다 많이 발생하였다. CEB-FIP(1990)와 ACI318-05(2005)의 결과는 주로 아래쪽의 오차선과 나란하게 분포하여 다른 공식들에 비해 상대적으로 큰 안전율을 가지고 있는 것을 알 수 있다. 예측오차의 평균은 각각 34%와 31%로 유사한 수준이었으나 후자는 실험값보다 크게 예측되는 경우가 다수 발생하였으며 오차의 분포 폭도 전자에 비해 크게 나타났다. 이와 같은 이유는 ACI318-05의 경우에 편칭전단강도가 45°의 경사로 고

정된 파괴면에서 저항하는 콘크리트의 인장응력만으로 계산되므로 철근의 영향을 반영할 수 있는 변수가 누락되었기 때문인 것으로 판단된다. 한편, 비교결과는 각 실험체들의 상세를 정리한 표 2에서도 확인할 수 있다.

5. 결 론

바닥판의 주된 파괴형태인 편칭전단 메커니즘은 해석의 간편화를 위하여 경사진 압축부재와 수평변위를 구속하는 스프링 부재로 구성된 2차원 단순 트러스 모델로 이상화되었다. 경사 압축부재의 축방향 강성도는 단면적, 부재의 길이와 콘크리트의 탄성계수에 의해 정의되었고, 스프링 부재의 강성도는 인장철근의 탄성계수, 사용량과 바닥판 지간에 의해 결정되었다. 2차원 단순 트러스 구조로의 이상화 과정에서 해석에 포함되지 않은 소구조체의 강성도와 단순화에 따른 예측결과의 불확실성을 최소화하기 위하여 경사부재의 초기각도는 철근비를 주요변수로 수행된 회귀분석을 통하여 결정되었다.

실험결과와의 비교에서 여러 설계기준식들은 전반적으로 안전측의 예측경향을 나타내었다. CEB-FIP 식은 안정된 예측경향을 보였으나 평균적으로 34%의 오차를 보여 비교된 설계기준식들 중 가장 큰 안전율을 가지는 것으로 나타났다. ACI 식은 전반적인 안전측의 예측경향 중에서도 일부 실험체에서 실험값보다 큰 위험측의 예측결과를 제공한 경우가 발생하였다. ACI 식은 기본적으로 45°로 경사진 파괴면에 작용하는 콘크리트의 인장응력으로부터 유도되었으므로 RC 바닥판의 편칭전단강도에 영향을 미치는 주요변수인 철근비의 영향을 적절히 반영하지 못하기 때문인 것으로 판단된다. BS8110 식은 안전측의 일관된 예측경향과 19.4%의 예측오차로서 비교적 우수한 예측결과를 나타내었다. 단순 트러스 모델을 이용한 방법은 비교식들 중 가장 우수한 예측결과를 나타낸 BS8110 식과 유사한 결과를 보였다. 오차의 평균은 18.9%로서 예측값의 정확도에 있어 BS8110식보다 근소한 우위를 나타내었고, 실험값보다 크게 예측된 두 실험체의 경우도 매우 작은 수준의 오차를 갖는 등 검증군의 실험값들에 대해 우수한 예측결과를 보임을 확인하였다. 검증 과정에 사용된 RC 바닥판 실험체들의 콘크리트 강도는 24~74 MPa, 철근비는 0.003~0.021의 범위이다.

단순 트러스 모델을 이용한 방법은 철근콘크리트 바닥판의 극한상태를 탄성안정론의 범주 내에서 다루기 위한 모델이므로 많은 제약이 따르지만 합리적인 방법에 의해 여러 번

수들이 바닥판의 편칭전단강도에 미치는 영향을 경사압축부재와 스프링의 강성도로 변환하여 고려한다면 프리스트레스가 도입된 바닥판 등 여러 형태를 갖는 바닥판의 편칭전단강도 예측에도 효과적으로 이용될 수 있을 것으로 판단된다. 한편, 이 논문에서는 안전측의 예측경향을 확보하기 위하여 단순히 계산된 값의 70%만을 취하였으나, 보다 합리적인 방법에 의해 안전계수를 결정한다면 보다 정확하고 신뢰성 있는 예측결과를 얻을 수 있을 것이다.

감사의 글

이 연구는 2005학년도 단국대학교 대학연구비의 지원을 받아 수행되었습니다. 지원에 감사드립니다.

참고문헌

정철현, 김영진, 윤석구(1998) 중차량 통행을 받는 도로교 바닥판의 피로수명평가, **대한토목학회 논문집**, 대한토목학회 제18권, 제I-5호, pp. 605-614.

황훈희, 이용우(2004) Snap-through 모델을 이용한 RC 슬래브의 편칭전단강도, **대한토목학회논문집**, 대한토목학회, 제24권, 제3A호 pp. 551-555.

前田幸雄, 松井繁え(1984) 鐵筋コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力の評式, **土木學會論文集** 第348, V-1, pp. 133-141.

ACI Committe 318 (2005) *Building code requirements for reinforced concrete and commentary(ACI318M-05)*, pp. 182-183.

Azad, A.K., Baluch, M.H., Abbasi, M.S.A., and Kareem, K. (1994) Punching capacity of deck slabs in girder-slab bridges, *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 6, pp. 656-662.

Azad, A.K., Baluch, M.H., Al-Mandil, M.Y., Sharif, A.M., and Kareem, K. (1993) Loss of punching capacity of bridge deck slabs from crack damage, *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No.

1, pp. 37-41.

British Standards Institution (1997) *Structural use of concrete, part 1 : code of practice for design and construction*, BSI, Milton Keynes, BS8110.

Comite Euro-Internationale du Beton (1990) *CEB-FIP Model Code*, Bull. No.196, Lausanne, Switzerland.

Jiang, D.H. and Shen, J.H. (1986) Strength of concrete slabs in punching shear, *journal of structural engineering, ASCE*, Vol. 112, No. 12, pp. 2578-2591

Khanna, O.S., Mufti, A.A., and Bakht, B. (2000) Experimental investigation of the role of reinforcement in the strength of concrete deck slabs, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 27, pp. 475-480.

Kinnunen, S. (2001) *Punching of structural concrete slabs*, International Federation for Structural Concrete, pp. 215-249.

kuang, j.s. and morley, c.t. (1992) punching shear behavior of restrained reinforced concrete slabs, *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 1, pp. 13-19.

Mufti, A.A. and Newhook, J.P. (1998) Punching shear strength of restrained concrete bridge deck slabs, *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 4, pp. 375-381.

Nielsen, M.P. (1999) *Limit analysis and concrete plasticity. 2nd.* CRC Press, pp. 649-710.

Perdikaris, P.C., Beim, S.R., and Bousias, S.N. (1989) Slab continuity effect on ultimate and fatigue strength of reinforced concrete bridge deck models, *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 4, pp. 483-491.

Petrou, M.F. and Perdikaris, P.C. (1996) Punching shear failure in concrete decks as snap-through instability, *Journal of Structural Engineering, ASCE* Vol. 122, No. 9, pp. 998-1005.

Youn, S.-G. and Chang, S.-P. (1998) Behavior of composite bridge decks subjected to static and fatigue loading, *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 3, pp. 249-258.

(접수일: 2007.6.5/심사일: 2007.10.30/심사완료일: 2008.2.13)