



전단 보강 슬래브-기둥 내부 접합부 및 기초판에 대한 뚫림 전단강도 모델

최경규^{1)*} · 김석환¹⁾ · 김동훈¹⁾ · 박흥근²⁾

¹⁾승실대학교 건축학부 ²⁾서울대학교 건축학과

Direct Punching Shear Strength Model for Interior Slab-Column Connections and Column Footings with Shear Reinforcement

Kyoung-Kyu Choi,^{1)*} Sug-Hwan Kim,¹⁾ Dong-Hoon Kim,¹⁾ and Hong-Gun Park²⁾

¹⁾School of Architecture, Soongsil University, Seoul 156-743, Korea

²⁾Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul 151-742, Korea

ABSTRACT In the present study, an improved design method was developed for the punching shear strength of interior slab-column connections and column footings with and without shear reinforcement. In the evaluation of the punching shear strength, the possible failure mechanisms of the connections and column footings were considered. The considered failures modes were inclined tensile cracking of concrete, yielding of shear re-bars, and concrete crushing of compression zone/strut. The punching shear applied to the concrete critical section was assumed to be resisted mainly by the compression zone. The punching shear strength of the concrete compression zone was evaluated based on the material failure criteria of the concrete subjected to the compressive normal stress and shear stress. For verification of the proposed design method, its prediction was compared with the existing test results. The result showed that the proposed method predicted the strengths of the test specimens better than the current design methods of the KCI code for both the shear reinforced and unreinforced cases.

Keywords : slab-column connections, concrete slabs, column footings, direct punching shear, shear reinforcement

1. 서 론

무량판 구조는 기둥의 자유로운 배치와 공기 단축 등 건축 설계와 시공에 있어서 많은 장점을 가지고 있으며, 최근 국내외적으로 주상 복합 건물과 공동 주택에서 많이 사용되는 바닥 시스템이다. 그러나 무량판 구조는 편칭 전단에 대하여 슬래브-기둥 접합부의 구조 안전성이 취약하며 그 거동이 복잡하다.¹⁾

슬래브-기둥 접합부의 강도와 변형 능력 등 구조 성능을 향상시키기 위하여 그동안 다양한 전단 보강 철물을 이용하는 전단 보강 공법이 개발되었다(Fig. 1). 그러나 슬래브-기둥 접합부를 전단 보강하면 전단강도는 증가하지만 전단 보강하지 않을 때에 비하여 파괴 메커니즘이 복잡해지고 강도 추정이 매우 어렵다. Ruiz와 Muttoni³⁾에 의하면 전단 철근의 간격과 철근량이 따라서 전단 파괴면의 위치가 달라질 수 있으며 특히 전단 철근량이 많을 경우에는 전단철근이 항복되기 이전에 접합부 부근의 콘크리트 압축 대 또는 압축 스트럿이 전단 압축 파괴 될 수 있다(Fig. 2).

그동안 전단 보강된 슬래브-기둥 접합부의 파괴 메커니즘과 강도를 구명하기 위하여 다양한 이론 및 실험 연구들이 수행되어 왔다. Beutel과 Hegger⁴⁾는 실험연구를 바탕으로 시공성이 개선된 다양한 전단철근 상세를 개발하였다. Pralong and Nielsen⁵⁾은 소성 이론을 바탕으로 뚫림 전단강도의 하한치와 상한치를 구명하였으며, Johansen⁶⁾은 슬래브의 항복 메커니즘과 균열의 진행 양상을 고려하여 항복선 해석 방법을 개발하였다. 이에 근거하여 슬래브-기둥 접합부의 파괴 메커니즘을 연구하였으며 강도 모델이 개발되었다. 그러나 이러한 모델들은 복잡한 모델링을 사용하였고 구조설계 실무에 직접 사용하기에는 어렵다.⁷⁾

반면 KCI 및 ACI 318,^{8,9)} Euro code²⁾ 등 현행 설계 기준에서는 기존 실험 결과를 바탕으로 설계강도를 정의하는 경험적인 설계 방법을 사용하고 있다(Fig. 3). 그러나 현행 설계기준들은 위험 단면의 폭과 뚫림 전단강도의 크기를 정의하는데 있어서 많은 차이를 보이고 있으며, Fig. 4에 나타난 바와 같이 KCI(또는 ACI 318) 기준은 슬래브-기둥 접합부에 대한 기존 시험체의 강도를 정확히 추정하지 못하며 일부 시험체에 대해서는 안전측이 아니다.^{11,12)}

한편, KCI 및 ACI 318^{8,9)} 등 현행 설계기준에서는 기둥 기초판을 설계할 때, 슬래브-기둥 접합부와 동일한 폭

*Corresponding author E-mail: kkchoi@ssu.ac.kr

Received August 27, 2010, Revised November 11, 2010,

Accepted November 22, 2010

©2011 by Korea Concrete Institute

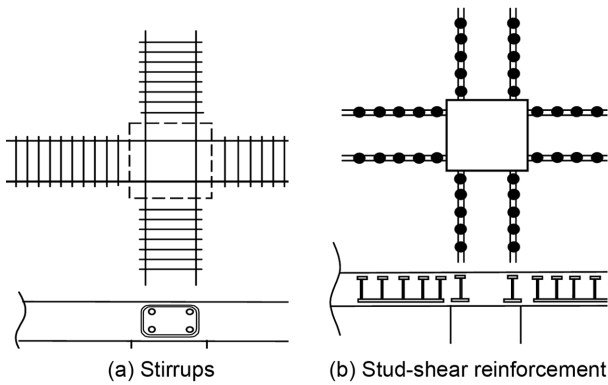


Fig. 1 Various shear reinforcement methods used in slab-column connections²⁾

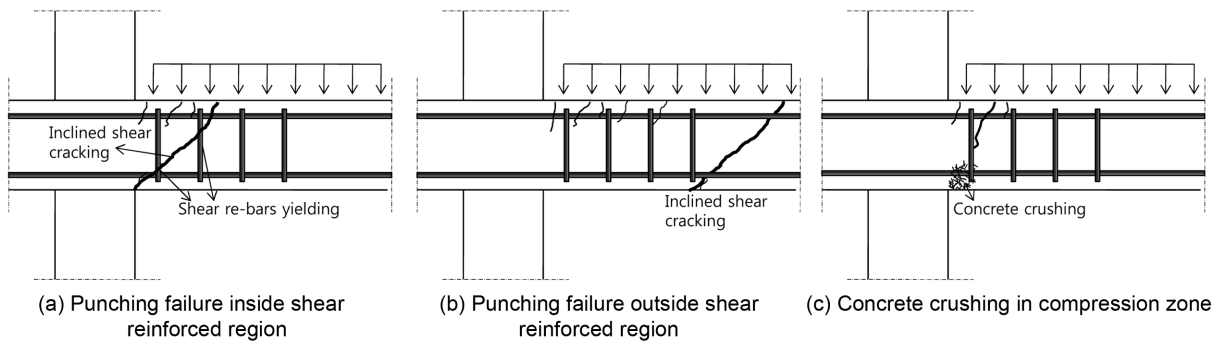
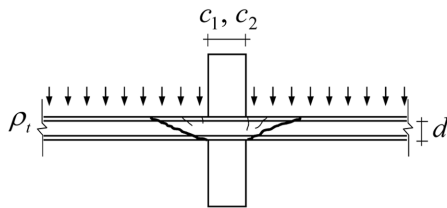


Fig. 2 Possible failure modes at slab-column connections with shear reinforcement³⁾



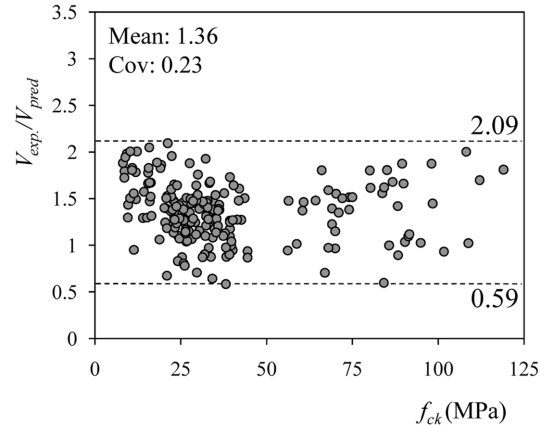
Design methods	Punching shear strength (MPa)	Critical section, b_o
KCI (ACI 318-08) ⁸⁹⁾	Shear un-reinforced zone $v_n = v_c$ $v_c = 0.33 \sqrt{f_{ck}}$ $v_c = (0.167 + \frac{0.33}{\beta_c}) \sqrt{f_{ck}}$ $v_c = (0.167 + \frac{3.32d}{b_c}) \sqrt{f_{ck}}, f_{ck} \text{ in MPa}$ Shear reinforced zone $v_n = v_{cs} + v_s \leq v_{\max}$ $v_{cs} = 0.167 \sqrt{f_{ck}}$ $v_s = \frac{A_s f_{yt}}{b_o s} (\sin \alpha + \cos \alpha)$ $v_{\max} = 0.5 \sqrt{f_{ck}}$	
Eurocode2 ¹⁰⁾	Shear un-reinforced zone $v_c = 0.18k(f_{ck}100\rho_t)^{1/3} \times \frac{2d}{a} \geq V_{\min} \frac{2d}{a}$ $v_{\min} = 0.035k^{2/3}f_{ck}^{0.5}$ $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$ Shear reinforced zone $v_n = 0.75v_c + 1.5 \frac{d}{s} A_s f_{yt,c} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha$ $f_{yt,c} = 250 + 0.25d \leq f_{yt}$	

c_1, c_2 = Sizes of a rectangular column
 β_c = Ratio of long side to short side of a column-section
 ρ_t = Tension reinforcement ratio
 d = Effective depth of a slab
 b_o = Perimeter of the critical section of a slab-column connection
 s = The spacing of the shear re-bars
 u_1 = Perimeter of basic control critical section
 α = Inclination of the shear re-bars
 f_{yt} = Yield strength of shear reinforcement
 $f_{yt,c}$ = Effective design strength of shear reinforcement

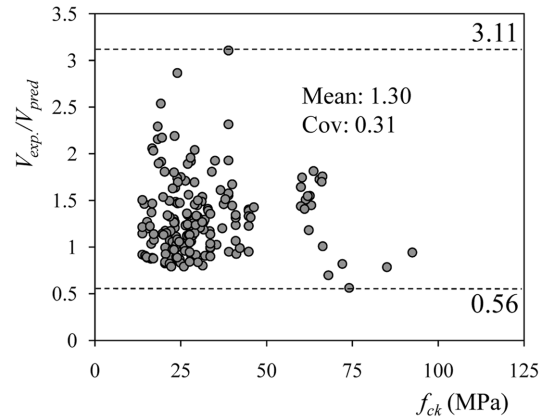
Fig. 3 Existing design methods for direct punching shear

의 위험 단면과 동일한 크기의 뿔림 전단강도를 사용하고 있다(Fig. 3). Hegger et al.¹³⁾는 기둥 기초판에 대한 기존 실험 결과와의 비교 결과, ACI 318 설계기준은 기초판 단면의 주철근비가 증가함에 따라 전단강도를 과소평가하며 반면 기초판의 두께가 두꺼워질수록 전단강도를 과대평가한다고 보고하였다. 이러한 단점을 보완하기 위하여 최근에 여러 연구자들이 보다 개선된 설계 방법을 개발하고 있다. 특히, 최경규 등¹⁴⁾은 콘크리트 재료 파괴 기준을 이용하여 전단과 휨의 복합 거동을 고려하는 전단 무보강 슬래브-기둥 접합부 뿔림 전단강도식을 개발하였다.

이러한 선행 연구¹⁴⁾를 바탕으로, 이 논문에서는 다양한 전단 보강 철물로 보강된 슬래브-기둥 접합부의 뿔림 전단



(a) Without shear reinforcement



(b) With shear reinforcement

Fig. 4 Strength predictions for existing test specimens by KCI code

강도를 정확하게 평가할 수 있는 설계 방법의 개발을 연구 목표로 하였다. 이를 위하여 전단 보강 접합부의 전단 보강 영역과 비보강 영역에서 전단 보강근 항복과 경사 인장 균열 파괴, 콘크리트 압축대/스터럿의 압축 파괴 등 다양한 뚫림 전단 파괴 메커니즘을 고려하였다. 이 연구에서 개발한 설계 방법은 전단 무보강 또는 전단 보강 슬래브-기둥 접합부 뿐 아니라 기초판에도 적용될 수 있도록 개발되었으며, 기존 실험 결과와의 비교를 통하여 그 유효성을 검증하였다.

2. 콘크리트 슬래브 단면의 전단응력 성능

슬래브-기둥 접합부는 뚫림 전단 파괴 이전에 세장한 슬래브에 휨 변형이 발생하여 접합부 둘레 위험 단면의 인장대에 큰 휨 인장 균열이 발생한다.

Kotsovos,¹⁵⁾ Zararis,¹⁶⁾ Jelic¹⁷⁾의 연구 결과에 의하면, 큰 휨 손상을 받은 이후 콘크리트 부재의 단면에는 골재 맞물림이나 주철근의 다우얼 효과가 크게 감소하며 따라서 콘크리트 압축대가 대부분의 전단 저항을 발휘한다(Tureyen et al.,¹⁸⁾ Kotsovos¹⁵⁾). 이러한 가정을 바탕으로 최경규,^{19,20)} 박홍근,²¹⁾ 최경규 등¹⁴⁾은 압축대의 전단 저항만을 고려하여 변형률 기반 전단강도 모델을 개발하였다.

이 모델에서는 콘크리트 압축대의 전단강도를 정확하게 산정하기 위하여, 압축대의 콘크리트에 작용하는 압축응력과 전단응력의 조합 응력을 고려하였다. 두 조합 응력에 대한 콘크리트 재료 파괴 기준으로서 Rankine(Chen²²⁾)의 파괴 기준을 사용하였다. 이 파괴 기준에서는 주응력이 콘크리트의 재료 강도에 도달하면 재료 파괴가 발생하는 것으로 가정하였다. 즉 압축대의 각 지점에 작용하는 주압축응력이 압축강도 f_{ck} 에 도달하면 압축 지배 전단 파괴가 발생하며, 인장강도 f'_t 에 도달하면 인장 지배 전단 파괴가 발생한다(Fig. 5). 이 재료 파괴 기준으로 부터 전단응력 성능(최대 허용 전단응력)들은 수직 응력 σ_u 의 함수로 정의된다.^{19,21)}

$$\text{압축 지배 전단응력 성능} \\ v_{nc}(z) = \sqrt{f_{ck}(f_{ck} - \sigma_u(z))} \quad (1a)$$

$$\text{인장 지배 전단응력 성능} \\ v_{nt}(z) = \sqrt{f'_t(f'_t + \sigma_u(z))} \quad (1b)$$

여기서 f'_t = 직교 방향 압축응력에 의해서 저감된 인장 강도¹²⁾이다. 식 (1)에서 콘크리트 압축대에서 압축응력의 분포는 포물선 형태로 정의하였다.

$$\sigma_u(z) = f_{ck} \left[2 \left(\frac{\alpha z}{c_u} \right) - \left(\frac{\alpha z}{c_u} \right)^2 \right] \quad (2)$$

여기서 $\alpha \epsilon_v$ = 콘크리트 압축대의 압축 변형률, $\epsilon_v (= 0.002)$ = 콘크리트 압축강도에 해당하는 압축 변형률, α = 콘크리트 압축대의 압축 변형률과 압축강도에 해당하는 압축

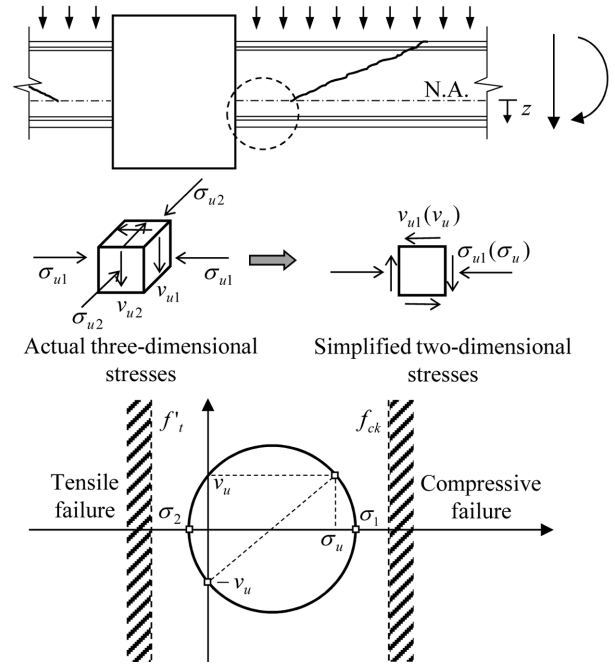


Fig. 5 Principal stress failure criteria of concrete subjected to shear-compression

변형률의 비, c_u = 콘크리트 압축대의 깊이, z = 중립축으로부터의 거리이다. 콘크리트 압축대의 수직 응력은 압축 변형률($\alpha \epsilon_v$)의 영향을 받으므로 식 (1)의 전단응력 성능은 결국 단면의 휨 곡률(또는 휨 변형)에 따라 변화한다.

슬래브에서는 일반적으로 뚫림 전단 파괴 이전에 휨 항복이 발생하므로, 앞서 언급한 바와 같이 인장축에서의 전단 저항은 급격히 저하된다. 따라서 균열 손상을 받지 않은 압축대 만이 전단 저항을 발휘한다. 이때 접합부 위험 단면에서 슬래브의 단위 길이 당 유효 면적에 대한 평균 전단응력 성능은 압축대에 대한 전단응력 성능(식 (1))의 적분을 통하여 구할 수 있다.

$$v_c = \int_0^{c_u} v_{nc}(z) dz/d \text{ or } \int_0^{c_u} v_{nt}(z) dz/d \quad (3)$$

또한 이 연구에서는 간편 설계 방법을 개발하기 위하여, 인장 균열이 발생한 이후 압축대에 대한 평균 수직 응력($\bar{\sigma}_u$)을 도입하여 식 (1), (3)을 이용하여 균열 단면의 평균 전단응력 성능을 재정의하였다.

압축 지배 전단응력 성능

for $\alpha \leq 1$

$$v_{cc} = \int_0^{c_u} v_{nc}(z) dz/d \approx \sqrt{f_{ck}(f_{ck} - \bar{\sigma}_u)} c_u/d \quad (4a)$$

for $\alpha > 1$

$$v_{cc} = \int_0^{c_u/\alpha} v_{nc}(z) dz/d \approx \sqrt{f_{ck}(f_{ck} - \bar{\sigma}_u)} c_u/d / \alpha \quad (4b)$$

인장 지배 전단응력 성능

for $\alpha \leq 1$

$$v_{ct} = \int_0^{c_u} v_{nt}(z) dz/d \approx \sqrt{f'_t(f'_t + \bar{\sigma}_u)} c_u/d \quad (4c)$$

for $\alpha > 1$

$$v_{c,t} = \int_0^{c_u/\alpha} v_{nt}(z) dz / d \approx \sqrt{f'_t(f'_t + \bar{\sigma}_u)} c_u / d / \alpha \quad (4d)$$

식 (4)에서, 콘크리트 단면의 최 외각 측 압축 변형률이 콘크리트 압축강도에 해당하는 변형률보다 크면($\alpha > 1$), 즉 이 영역에서 압괴가 발생하므로 더 이상 전단 저항을 발휘하지 못한다. 따라서 $\alpha > 1$ 인 경우 식 (4b)와 (d)에서는 압축 연화를 겪지 않은 압축대($0 \leq z \leq c_u / \alpha$)에서만 전단응력 성능이 발휘된다고 가정하였다. 식 (2)를 이용하여 평균수직응력 $\bar{\sigma}_u$ 는 다음과 같이 정의할 수 있다.

for $\alpha \leq 1$

$$\bar{\sigma}_u = \int_0^{c_u} \sigma_u(z) dz / c_u = (\alpha - \alpha^2/3) f_{ck} \quad (5a)$$

for $\alpha > 1$

$$\bar{\sigma}_u = \int_0^{c_u/\alpha} \sigma_u(z) dz / c_u = (2/3) f_{ck} \quad (5b)$$

3. 뚫림 전단강도

일반적으로 전단 무보강 슬래브-기둥 접합부는 기둥면에 인접해서 파괴된다. 그 이유는 슬래브-기둥의 접합부 부근에서 휨 변형에 의한 휨 손상이 최대가 되고 전단 파괴의 위험 단면의 길이가 줄어들므로 전단성능이 최소가 되고 외력은 최대가 되기 때문이다. 따라서 현행 설계기준에서는 기둥 단면에서부터 경사 인장 균열(파괴면)이 발생한다고 가정하고 기둥 단면에서 $d/2$ 만큼 떨어진 위치에서 설계 위험 단면을 정의한다.

그러나 슬래브-기둥 접합부에 전단 보강근이 설치된 경우에는 다양한 파괴 메커니즘에 의해서 접합부가 파괴될 수 있다.¹¹⁾ 우선 Fig. 2(a)에서와 같이 슬래브-기둥 전단 보강 영역에서 콘크리트 경사인장균열 발생 이후 전단 보강근이 항복되면서 접합부가 파괴될 수 있다. 이때 슬래브-기둥의 접합부의 위험 단면에서 콘크리트와 전단 보강근은 함께 전단 저항을 발휘한다. 한편 전단 보강근이 설치된

바깥 영역(비전단 보강 영역)에서 콘크리트 경계 단부에서 파괴될 수도 있으며, 이때 콘크리트에 의해서 전단 저항이 발휘된다(Fig. 2(b), Fig. 6). 이외에도 슬래브-기둥 접합부의 콘크리트 압축대 또는 압축스트럿이 압축 파괴될 수 있다(Fig. 2(c)). 이 연구에서는 이 파괴 메커니즘에 따라서 슬래브-기둥 접합부의 뚫림 전단강도를 각각 정의하였다.

3.1 뚫림 전단강도

전단 보강근이 설치된 슬래브-기둥 접합부가 전단 보강영역 이내에서 뚫림 전단 파괴될 경우(Fig. 6(a)), 접합부의 강도는 콘크리트의 뚫림 강도(V_c)와 전단 보강근의 전단강도 기여도(V_s)의 합으로 정의된다.^{8,9,10,23)}

$$V_n = V_c + V_s \quad (6)$$

$$V_s = \sum A_v f_{yt} \quad (7)$$

일반적으로 콘크리트는 인장강도가 압축강도에 비하여 매우 작으므로 압축대의 파괴는 인장 지배 성능에 의하여 결정된다. 따라서 콘크리트의 뚫림 전단강도는 인장 지배 전단응력 성능(식 (4c))을 고려하여 식 (8)로 정의된다.

$$V_c \approx v_{c,t} b_o d = \sqrt{f'_t(f'_t + \bar{\sigma}_u)} b_o c_u \quad (8)$$

b_o = 위험 단면의 길이로써, 접합부 주위에서 파괴가 발생할 경우 45도 경사인장균열을 고려하여 기둥쪽에 슬래브의 유효 두께를 더하여 위험 단면의 폭을 $c_1 + d$ (또는 $c_2 + d$)로 정의하였다(Fig. 3, KCI⁹⁾). 따라서 내부 접합부에 대하여 위험 단면 둘레 길이는 $b_o = 2c_1 + 2c_2 + 4d$ 이다.

식 (4)에 나타난 바와 같이, 콘크리트 단면의 전단 성능은 단면의 휨변형 또는 압축대의 압축응력이 증가함에 따라서 변화한다. 선행 연구¹⁴⁾에서는 간편 설계 방법을 개발하기 위하여, 경사 인장 균열에 의하여 뚫림 전단 파괴 시 접합부의 압축 변형률 $\alpha \varepsilon_o = 0.00196$ ($\alpha = 1$, Kinnunen

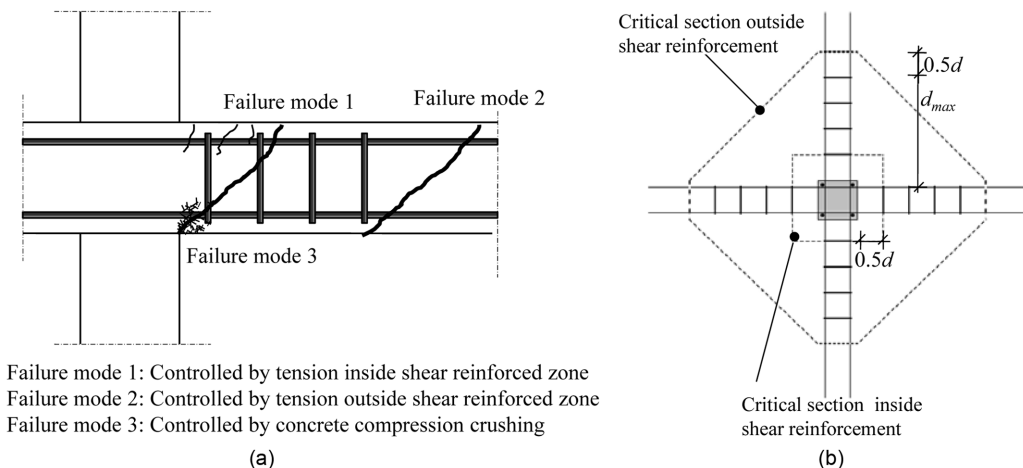


Fig. 6 Failure modes and the critical shear sections inside/outside shear reinforced zone around slab-column connections

and Nylander²⁴⁾을 대입하여 근사적으로 $\bar{\sigma}_u = (2/3)f_{ck}$ 로 정의하였다. 또한 수직 압축응력의 영향을 고려하여 콘크리트의 유효 인장강도 $f'_t = (1/3)f_t$ 를 정의하였다.¹⁴⁾

한편 기존 연구에서 보고된 크기 효과²⁵⁾를 고려하기 위하여, 크기 효과 계수 $\lambda_s [= \sqrt{200/d}]$ (mm)를 사용하였다. 또한 위험 단면의 형상비 효과(ACI 318-08⁸⁾)를 고려하기 위하여, Manterola²⁶⁾의 실험 결과에 근거하여 위험 단면의 형상비 계수 $\lambda_{bo} [= 3/\sqrt{b_o/d} \leq 1]$ 를 사용하였다. $\bar{\sigma}_u$, f'_t , 크기 효과 및 형상비 계수를 도입하여 접합부의 뚫림 전단강도(V_c)는 식 (9)로 재정의하였다.

$$V_c = \lambda_s \lambda_{bo} \sqrt{f'_t (f'_t + (2/3)f_{ck})} b_o c_u \quad (9)$$

전단 보강영역 바깥에서 뚫림 전단 파괴가 발생하는 경우에는 콘크리트의 뚫림 전단강도만 이용하여 슬래브-기둥 전단부의 강도를 산정한다. 그러나 전단 보강영역에서의 뚫림파괴시와 달리 위험 단면의 폭이 달라지므로 위험 단면을 재정의해야 된다. Fig. 6(b)와 같이 전단 보강이 대칭되는 경우, 전단 보강영역 바깥에서 편칭파괴 위험 단면은 다음과 같이 정의된다.⁹⁾

$$b_o = 4\sqrt{2} \left(d_{\max} + \frac{d}{2} \right) + 2c_1 + 2c_2 \quad (10)$$

여기서 d_{\max} 는 기둥 단면에서 최외각 전단 보강근까지의 거리, 이때 식 (6)에서 $V_s = 0$ 이다.

3.2 뚫림 전단강도의 최대 한계값

Beutel²⁷⁾에 의하면 전단 보강근비가 매우 높은 경우 슬래브-기둥 접합부의 콘크리트 압축대 또는 압축 스트럿이 압축 파괴될 수 있다. 현행 KCI 또는 ACI 318-08⁸⁾ 설계기준에서는 이러한 파괴를 고려하여 최대 뚫림 전단강도를 $V_{\max} = 0.5\sqrt{f_{ck}}b_o d$ (단 스테드 전단 보강의 경우 $0.67\sqrt{f_{ck}}b_o d$)로 정의하고 있다.

이 연구에서는 콘크리트의 압축대의 압축 파괴 메커니즘에 근거하여 유도된 식 (4b)를 이용하여 콘크리트의 압축 파괴에 따른 최대 뚫림 전단강도를 정의하였다.

$$V_{\max} = v_{cc} b_o d \quad (11)$$

v_{cc} 는 식 (4a) 또는 (4b)에 의하여 계산한다.

Shehata²⁸⁾에 의하면 압축 변형률 $\alpha\varepsilon_o = 0.0035$ ($\alpha = 1.75$)에 도달하면 슬래브-기둥 접합부가 콘크리트 압괴에 의하여 파괴된다. 따라서 식 (11)에서 v_{cc} 산정시 $\alpha\varepsilon_o = 0.0035$ 를 가정하였다.

Table 1 Specimen properties of slab-column connections without shear reinforcement, and strength predictions

Investigators ⁽¹⁾	No. of specimens	$c_1(c_2)^{(1)}$ (mm)	$f_{ck}^{(2)}$ (MPa)	d (mm)	ρ_t (%)	$\frac{V_{\text{exp.}}}{V_{\text{pred.}}}$	$\frac{V_{\text{exp.}}^{(3)}}{V_{\text{ACI}}}$
Hallgren and Kinnunen	7	250	84.1-108.8	194-202	0.3-1.2	1.12-1.33	0.54-0.97
Tomaszewicz	13	100-200	64.3-119.0	88-275	1.5-2.6	1.25-1.59	1.26-1.65
Ramdane, Regan et al.	15	150	32.9-101.6	98-102	0.6-1.3	1.06-1.50	0.77-1.55
Marzouk and Hussein	15	150-300	42.0-80.0	70-125	0.4-2.1	1.11-1.66	0.70-1.68
Lovrovich and McLean	4	100	39.3	83	1.7	0.85-1.34	1.09-1.72
Tolf	8	125-250	22.9-28.6	98-200	0.4-0.8	1.08-1.35	0.82-1.47
Regan	23	54-200	9.5-42.6	64-200	0.8-2.4	0.92-1.40	1.08-1.66
Swamy and Ali	2	150	37.4-40.1	100	0.6-0.7	1.11-1.21	0.94-1.09
Marti et al. Pralong et al.	2	300	26.2-34.6	143-171	1.2-1.5	1.24-1.32	1.23-1.38
Schaefers	2	210	23.1-23.3	113-170	0.6-0.8	1.32-1.57	1.18-1.30
Ladner et al. Schaeidt et al., Ladner	6	100-500	27.9-33.5	80-240	1.2-1.8	1.17-1.57	1.38-1.75
Corley and Hawkins	2	203-254	44.4	111	1.0-1.5	0.91-0.92	0.86-0.93
Moe	14	152-305	20.5-35.2	114	1.1-2.6	0.87-1.51	1.13-1.64
Kinnunen and Nylander	12	150-300	24.6-31.4	117-128	0.5-2.1	1.07-1.34	0.78-1.63
Elstner and Hognestad	24	254-356	10.2-40.4	114-121	0.5-6.9	0.86-1.55	0.58-2.08
Park and Choi	5	250-640	26.4-28.6	90-130	1.0-2.0	1.20-1.48	1.12-1.49
Teng et al.	5	200	33.0-40.2	120	1.1-1.2	1.05-1.36	1.05-1.38
Bernaert and Puech	20	203	14.0-41.4	102-124	1.0-1.9	0.87-1.51	0.87-1.92
Manterola	12	100-450	24.2-39.7	107	0.5-1.4	0.90-1.32	0.65-1.45
Yitzhaki	16	119-300	9.8-21.6	78-82	0.5-8.5	1.09-1.96	1.21-1.91
Mean						1.27	1.34
COV						0.152	0.232

⁽¹⁾ Specimen 4 of Park and Choi, and OC13, OC13-1.6, OC13-0.63, and OC 15 of Teng et al., had rectangular column-sections. The others had square or circular column-sections.

For the circular column-sections, $c_1 = c_2 = (\sqrt{\pi}/2)D$ was used, where D = diameter of circular column-section.

⁽²⁾ f_{ck} = concrete compressive cylinder strength (= 0.80 $f_{c,cube}$).

⁽³⁾ Strength-predictions by KCI (or ACI 318-08)

따라서 식 (6)의 전단 보강 슬래브-기둥 접합부의 뚫림 전단강도는 V_n 은 V_{max} 보다 작아야 한다.

4. 검증 및 변수 영향 분석

제안된 뚫림 전단강도 모델의 검증을 위하여 직접 전단을 재하받는 슬래브-기둥 접합부와 기둥 기초판에 대

한 기존 시험체에 제안 모델을 적용하였다. 검증에는 CEB-FIP⁽¹⁾의 기술보고서와 기존 연구문헌^(13,29-38)에 제시된 전단 무보강 슬래브-기둥 접합부에 대한 207개의 실험 결과와 전단 보강 슬래브-기둥 접합부에 대한 187개의 실험 결과, 전단 보강 및 무보강 기둥 기초판에 대한 81개의 실험 결과가 사용되었다.

Tables 1, 2, 3에는 각각 전단 무보강 슬래브-기둥 접합부,

Table 2 Specimen properties of slab-column connections with shear reinforcement, and strength predictions

Investigators ^{11,29-36)}	No. of specimens	$c_1(c_2)$ (mm)	f'_{ck} (MPa)	d (mm)	ρ_t (%)	ρ_v (%) or $A_v f_{vy}$ (MN)	$\frac{V_{exp.}}{V_{pred.}}$	$\frac{V_{exp.}^{(1)}}{V_{ACI.}}$	Failure mode ⁽²⁾
Graf	6	200-300	14.4-16.4	270-470	0.54-2.34	0.00366-0.01184	1.26-1.82	0.87-1.46	O
Keefe	2	150	25.0-26.3	110	3.10	0.0087	0.96-1.00	1.71-1.75	C
Elstner and Hognestad	9	250	13.8-44.8	110	1.44-11.4	0.00073-0.00513	0.99-1.93	0.92-1.50	O
Moe	1	200	23.0	100	2.14	0.00072	1.54	1.30	O
Andersson	20	150-300	20.8-28.4	120-130	0.72-12.63	0.00034-0.00370	0.81-1.63	0.83-1.64	I/O/C
Franz	13	210	19.8-26.9	130	0.39-3.34	0.00020-0.00123	0.74-1.21	0.99-1.81	I/O/C
Narasiham	1	310	33.4	140	2.92	0.00242	1.70	1.17	O
Petcu and Stanculescu	9	200	20.4-32.1	110-210	1.09-4.70	0.00074-0.00325	0.90-1.61	0.79-1.17	O
Marti et al.	1	300	34.0	150	0.79	0.00040	1.16	1.81	I
Sunquist	4	40-250	20.6-26.8	170	4.37-7.97	0.00227-0.00256	1.00-1.31	0.93-1.12	O/C
Seible et al.	3	310	33.6	120	1.33-2.42	0.00056-0.00102	1.12-1.24	0.99-1.14	O
Swamy and Ali	2	150	31.7	100	3.17-4.16	0.00069-0.00086	1.13-1.21	1.19-1.27	O
Pral et al., Muller et al.	2	300	30.0-32.9	150	2.62-4.96	0.00120-0.00240	0.86-1.38	0.84-1.41	O
Hallgren and Kinnunen	2	250	85.0-92.4	200	6.76-8.48	0.00455-0.00569	1.17-1.22	0.78-0.94	O
Broms	6	250	14.6-23.7	150	3.09-4.73	0.00113-0.00245	0.86-1.88	0.89-2.06	O/C
Lovrovich and Mc Lean	5	100	38.9	80	0.95-34.45	0.00019-0.00698	1.22-2.56	1.56-3.11	O
Regan	1	600	35.4	260	1.15	0.00181	1.20	1.03	O
Kinnunen et al.	2	800	26.3-26.7	670	0.94-0.95	0.00814	1.55	1.23	O
Tolf et al.	8	130-250	20.4-22.3	100-200	1.25-2.65	0.00016-0.00126	0.94-1.17	0.79-1.34	O/C
Chana and Desai	12	300-400	22.7-32.0	190-210	0.39-11.45	0.00040-0.00943	1.18-2.08	1.12-2.86	I/O
Yamada et al.	11	300	16.0-19.5	170	0.47-4.21	0.00042-0.00398	1.15-2.04	1.08-2.54	I/O
Chana	3	300	29.0-31.1	190	0.84	0.00101	1.20-1.54	1.15-1.49	O
Marzouk and Jiang	3	250	68.0-74.0	120	4.33-12.25	0.00157-0.00444	0.79-1.19	0.56-0.82	O
Beutel and Hegger	10	400-320	23.2-46.3	190-230	0.76-2.63	0.00060-0.00226	1.27-1.58	0.96-2.19	I/O
Lee et al.	5	290-400	60.3-66.3	160-230	0.59-2.09	0.00080-0.00126	1.10-1.47	1.70-1.81	I/O
Olivera et al.	9	120	60.0-66.3	100-110	0.75-7.04	0.00016-0.00103	0.89-1.25	1.01-1.64	I/O
Sherif and Dilger	1	250	33.0	114	1.4	0.217 ³⁾	1.20	1.39	I
Mokhtar et al.	7	250	23.0-41.0	121.4	1.24	0.119-0.279 ³⁾	0.90-1.23	1.24-1.93	I
Pilakoutas and Li	3	200	39.0-42.2	139	0.72	0.536-0.894 ³⁾	0.80-0.85	0.93-0.99	C
Adetta and Polak	3	150	41.0	90	0.88	0.216 ³⁾	0.85-1.04	1.07-1.34	I/O/C
Langohr et al.	4	305	27.6	127	1.14	0.185-0.370 ³⁾	0.80-1.06	0.84-1.13	O
Seible et al.	7	305	33.6	121	1.17	0.26-0.61 ³⁾	0.91-1.01	0.90-1.36	O
Van der Voet et al.	6	250	29.0-37.1	114	1.46	0.096-0.53 ³⁾	0.89-1.25	1.04-2.04	I/O
Broms	6	250	17.0-24.0	150	0.58-1.11	0.41-0.80 ³⁾	0.90-1.71	0.88-2.03	C
Mean							1.20	1.32	
COV							0.238	0.311	

⁽¹⁾Strength-predictions by KCI (or ACI 318-08)

⁽²⁾Predicted failure mode by proposed method: I - punching failure inside shear reinforced zone ; O - punching failure outside shear reinforced zone; and C - concrete compression crushing

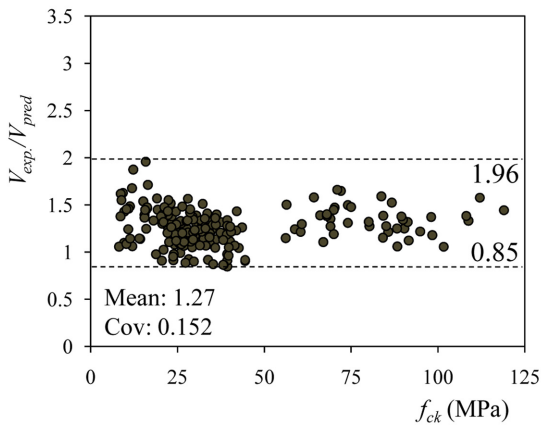
⁽³⁾Contribution of shear reinforcement, $A_v f_{vy}$ (MPa).

Table 3 Specimen properties of column footings, and strength predictions

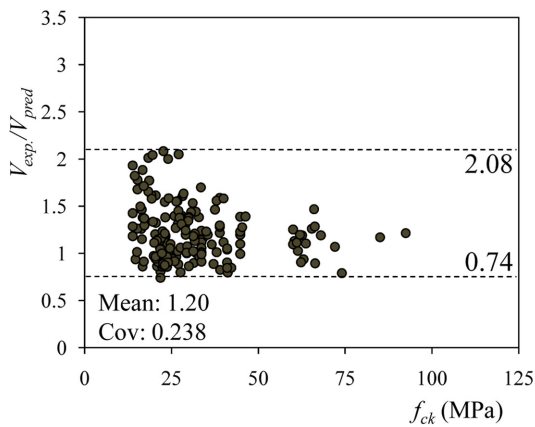
Investigators	No. of specimens	$c_1(c_2)$ (mm)	$l_1(l_2)$ (mm)	d (mm)	f'_c (MPa)	f'_y (MPa)	ρ_t (%)	Support condition	$\frac{V_{exp.}^{(1)}}{V_{pred.}}$	$\frac{V_{exp.}^{(1)}}{V_{pred.}^{(2)}}$
Hegger et al. ³⁷⁾	5	150	900	150	17.6-30.7	548	0.62-1.03	Sand	1.28-1.64	1.49-2.33
Hegger et al. ¹³⁾	13	200	1,200-1,800	250-470	19.0-38.1	552	0.87-0.91	Sand /Car spring	1.18-1.96	1.07-2.26
Richart ³⁸⁾	63	150-300	900	200-400	13.9-34.8	384-571	0.20-1.25	Car spring	1.31-2.08	0.89-2.05
Mean									1.62	1.47
COV									0.128	0.196

(1) Soil pressure applied inside the area of critical section(A_0) was neglected (Hegger et al.³⁷⁾)

(2) Strength-predictions by ACI 318-08⁸⁾



(a) Without shear reinforcement



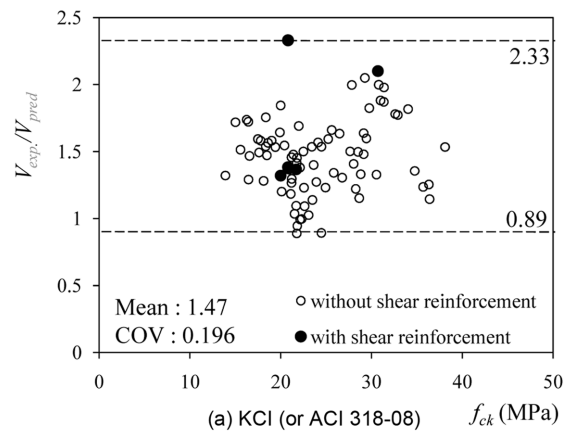
(b) With shear reinforcement

Fig. 7 Strength predictions by proposed method for existing test specimens (slab-column connections)

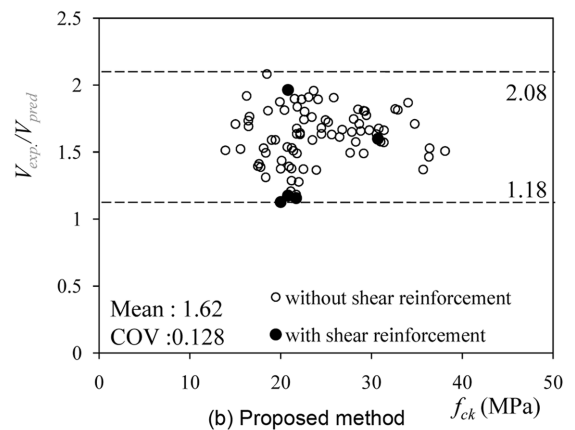
전단 보강 슬래브-기둥 접합부, 기둥 기초판의 시험체 재료 특성, 부재 형상 및 치수, 그리고 시험체의 강도 산정 결과와 실험 강도가 제시되어 있다. 검증에 사용된 시험체는 기존 연구 문헌^{11,13,29-38)}에 자세히 제시되어 있으며, 주요 변수 범위는 다음과 같다. 전단 무보강 슬래브-기둥 접합부의 경우, $9.8 \leq f_{ck} \leq 119.0$ MPa, $0.46 \leq c_1/d \leq 8.33$, $1.0 \leq c_1/c_2 \leq 5.0$, $64 \leq d \leq 275$ mm, $0.3 \leq \rho \leq 8.5$ (percent)이며, 전단 보강 슬래브-기둥 접합부의 경우, $13.8 \leq f_{ck} \leq 92.4$ MPa, $0.24 \leq c_1/d \leq 2.52$, $8.25 \leq d \leq 669$ mm, $0.34 \leq \rho \leq 3.02$ (percent), $0 \leq \Sigma A_v \leq 0.0118$ (m^2) (위험 단면 b_o 이내)이다. 또한 기둥 기

초판의 경우, $13.9 \leq f_{ck} \leq 38.1$ MPa, $2.98 \leq L_1/d \leq 10.51$, $250 \leq d \leq 470$ mm, $0.20 \leq \rho \leq 1.25$ (percent)이다.

Figs. 4와 7에는 현행 KCI 설계기준과 제안된 설계 방법에 대하여 슬래브-기둥 접합부의 실험강도 대비 산정강도의 비가 제시되어 있다. KCI는 전단 무보강의 경우, 평균 1.34, COV는 23.2%, 전단 보강의 경우, 평균 1.32, COV는 31.1%로써 강도 추정에 있어서 편차가 크며 특히 주철근비 2% 이하에서 강도를 크게 과대평가한다. 반면 제안된 설계 방법은 전단 무보강의 경우, 평균 1.27, COV는 15.2%이며, 전단 보강의 경우, 평균 1.20, COV는 23.8%로써, 현행 ACI 설계기준 보다 실험 결과를 정확



(a) KCI (or ACI 318-08)



(b) Proposed method

Fig. 8 Strength predictions for existing test specimens by KCI (or ACI 318-08) and proposed model (column footings)

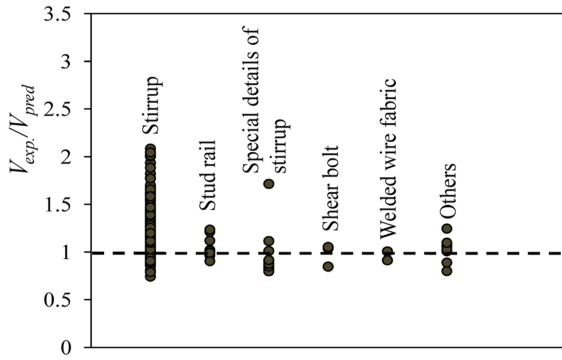


Fig. 9 Strength predictions by proposed method for various types of shear reinforcements

하게 추정하고 있다. 또한 Fig. 8에는 기둥 기초판에 대한 실험 결과와 예측 강도가 비교되어 있다. KCI(또는 ACI 318-08) 설계기준의 경우 실험강도 대 예측 강도 비가 평균 1.47, COV는 19.6%이다. 제안된 설계 방법의 경우, 실험강도 대 예측강도 비가 평균 1.62, COV는 12.8%로써 보다 안전측이며 적은 편차를 나타낸다.

비교에 사용된 실험에는 전단 철근, 전단 밴드, 스티드 레일, 래티스 철근, 철망 등 다양한 전단 보강 철물을 사용한 실험 결과가 모두 포함되어 있다. Fig. 9는 전단 보강 철물의 종류에 따라서 슬래브-기둥 접합부의 강도추정 결과를 보여주고 있는데, 스티럽을 제외하고 다른 시험체에 대하여 대체로 실험 결과를 안전측이고 정확하게 추정하는 것으로 나타났다. Table 2에는 제안한 설계 방법에 의한 전단 파괴 메커니즘에 대한 예측이 함께 제시되어 있다.

Table 2에 의하면 기존 실험에 보고된 바와 마찬가지로, 전단 보강 슬래브-기둥 접합부는 전단 보강영역 이내에서 전단 보강근이 항복하거나(I), 전단무 보강 영역에서 콘크리트가 경사인장균열에 의하여 파괴되거나(O), 콘크리트 압축대가 압축 파괴되는(C) 다양한 형태로 파괴되는 것으로 예측된다.

Fig. 10에는 제안된 설계 방법을 이용해서, 압축강도, 주철근비, 전단 보강량에 따른 뚫림 전단강도의 변화를

분석하였다. 그림에 나타나듯이 제안된 설계 방법은 주요 설계 변수의 영향을 비교적 정확하게 추정하고 있다. 한편 실험 결과에 의하면 콘크리트 압축강도가 증가하거나 주철근비가 증가하면 뚫림 전단강도가 증가한다. 제안된 설계 방법에서(식 (9))는 압축강도와 주철근비가 콘크리트 인장강도와 압축대의 깊이를 증가시키며 이로 인하여 뚫림 전단강도가 증가한다.

5. 결 론

이 연구에서는 전단 보강 또는 전단 무보강 슬래브-기둥 접합부와 기둥 기초판의 뚫림 전단강도를 정확하게 평가할 수 있는 간편설계 방법을 개발하였다. 제안된 설계 방법에서는 선행 연구 결과를 바탕으로, 콘크리트 슬래브 단면에서 휨변형에 의해서 발생하는 압축응력과 전단응력의 상호작용을 고려하기 위하여 콘크리트 재료 파괴 기준을 사용하였으며, 압축대의 변형률에 근거하여 콘크리트 슬래브 단면의 뚫림 전단강도를 정의하였다. 전단 보강된 슬래브-기둥 접합부는 전단 보강영역과 비보강영역에서의 경사인장균열에 의한 뚫림 전단 파괴 이외에도 콘크리트 압축대/압축스트럿의 압축 파괴에 의해서 파괴될 수 있으므로, 이러한 파괴 메커니즘을 고려하여 접합부의 뚫림 전단강도를 정의하였다. 제안된 설계 방법의 검증은 위하여 다양한 영향 변수를 포함하는 394개의 슬래브-기둥 접합부와 81개의 기둥 기초판에 대한 기존 실험 결과와 비교하였다. 검증 결과, 제안된 설계 방법은 기존의 설계기준 보다 전단 보강 및 전단 무보강 슬래브-기둥 접합부와 기둥 기초판의 뚫림 전단강도를 비교적 정확하고 안전측으로 예측하였다.

감사의 글

이 논문은 2010년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초 연구 사업이다 (No. 2010-0015547).

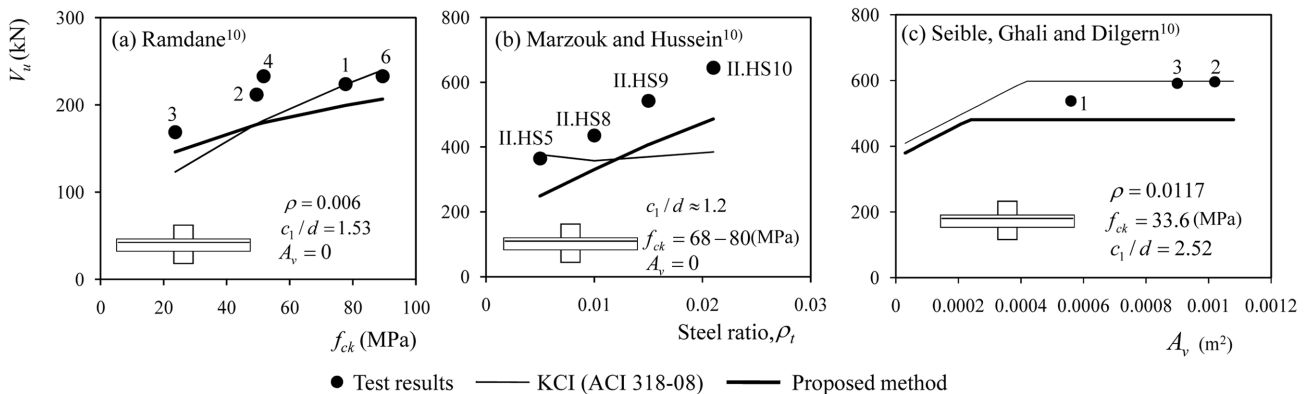


Fig. 10 Variation of punching shear strength according to design parameters

Notation

- b_o = 슬래브-기둥 접합부의 뚫림과괴 위험 단면의 길이
- c_u = 콘크리트 압축대의 깊이
- f'_t = 직교 방향 압축응력에 의해서 저감된 콘크리트 인장강도
- v_{cc} = 콘크리트 균열단면의 압축 지배 평균 전단응력 성능
- v_{ct} = 콘크리트 균열단면의 인장 지배 평균 전단응력 성능
- v_{nc} = 콘크리트 단면의 각 위치에서 압축 지배 전단응력성능
- v_m = 콘크리트 단면의 각 위치에서 인장 지배 전단응력성능
- V_c = 콘크리트 단면의 뚫림 전단강도
- V_{max} = 슬래브-기둥 접합부의 최대 뚫림 전단강도
- V_s = 전단 보강근의 전단강도 기여도
- z = 단면의 중립축으로부터 각 위치에 이르는 거리
- α = 콘크리트 압축대의 압축 변형률과 압축강도에 해당하는 압축변형률의 비
- $\alpha\epsilon_o$ = 콘크리트 압축대의 압축변형률
- ϵ_o = 콘크리트 압축강도에 해당하는 압축변형률
- λ_s = 뚫림 전단강도의 크기 효과 계수
- λ_{bo} = 뚫림 전단강도의 위험 단면 형상비계수
- $\frac{\sigma_u}{\sigma_c}$ = 콘크리트 압축대에 작용하는 압축응력의 크기
- $\frac{\sigma_u}{\sigma_c}$ = 압축대에 작용하는 평균 수직 응력

참고문헌

1. MacGregor, J. G. and Wight, J. K., *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, Prentice Hall, NJ, 2005, 1132 pp.
2. 동부건설, 미래형 아파트 구조시스템 개발에 관한 연구, 2003, pp. 285~286.
3. Ruiz, M. F. and Muttoni, A., "Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement." *ACI Struct. J.*, 106~S46, 2009, pp. 485~494.
4. Beutel, R. and Hegger, J., Punching Shear Resistance of Shear Reinforced Flat Slabs, Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen "Otto von Guericke" e. V., Research Programm Nr.10644-N, DBV 185, 1998.
5. Pralong, J., *Poinçonnement Symétrique des Planchers-Dalles*, IBK-Bericht Nr. 131, Insitut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, 1982.
6. Johansen, K. W., *Yield-Line Theory*, Cement and Concrete Ass., London, 1962, 181 pp.
7. 최경규, 박홍근, "플랫플레이트-기둥 접합부의 뚫림 전단강도," 콘크리트학회 논문집, 16권, 2호, 2004, pp. 163~174.
8. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)*, USA, 2008, 473 pp.
9. 한국콘크리트학회, 콘크리트 구조설계기준 해설, 2007, 524 pp.

10. EC 2, *Design of Concrete Structures Part I: General Rules and Rules for Buildings*, European Committee for Standardization Brussels, 2002, 225 pp.
11. FIP 12, *Punching of Structural Concrete Slabs*, CEB-FIP Task Group, Lausanne, Switzerland, 2001, 314 pp.
12. Park, H. and Choi, K., "Improved Strength Model for Interior Flat Plate-Column Connections Subject to Unbalanced Moment," *ASCE J. Structural Engr.*, Vol. 132, No. 5, 2006, pp. 694~704.
13. Hegger, J., Ricker, M., and Sherif, A. G., "Punching Strength of Reinforced Concrete Footings," *ACI Structural Journal*, Vol. 106, No. 5, 2009, pp. 706~715.
14. 최경규, 박홍근, "무량판 슬래브-기둥 접합부에 대한 전단강도 모델," 콘크리트학회 논문집, 22권, 3호, 2010, pp. 345~356.
15. Kotsovos, M. D. and Pavlovic, M. N., "Ultimate Limit-State Design of Concrete Structures," a New Approach, Thomas Telford, London, 1998, 208 pp.
16. Zararis, P. D. and Papadakis, G. C., "Diagonal Shear Failure and Size Effect in RC Beams without Web Reinforcement," *J. Struct. Engrg., ASCE*, Vol. 127, No. 7, 2001, pp. 733~742.
17. Jelic, I., Pavlovic, M. N., and Kotsovos, M. D., A "Study of Dowel Action in Reinforced Concrete Beams," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 51, No. 2, 1999, pp. 131~141.
18. Tureyen, A. K. and Frosch, R. J., "Concrete Shear Strength, Another Perspective," *ACI Struct. J.*, Vol. 100, No. 5, 2003, pp. 609~615.
19. Choi, K., Park, H., and Wight, J. K., "Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams-Part I: Development," *ACI Struct. J.*, Vol. 104, No. 2, 2007, pp. 142~152.
20. Choi, K., Reda Taha, M. M., Park, H., and Maji, A. K., "Punching Shear Strength of Interior Concrete Slab-Column Connections Reinforced with Steel Fibers," *Cement and Concrete Composites*, Vol. 29, No. 5, 2007, pp. 409~420.
21. Park, H., Choi, K., and Wight, J. K., "Strain-Based Shear Strength Model for Slender Beams without Web Reinforcement," *ACI Struct. J.*, Vol. 103, No. 6, 2006, pp. 783~793.
22. Chen W. F., *Plasticity in Reinforced Concrete*, NewYork, McGraw-Hill, 1982, pp. 204~205.
23. CSA A23.3-M04 Technical Committee, *Design of Concrete Structures*, Canadian Standards Associations, Toronto, Ontario, 2004, 258 pp.
24. Kinnunen, S. and Nylander, H., "Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement," Transactions No. 158, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1960, 112 pp.
25. Bažant, Z. P. and Cao, Z., "Size Effect in Punching Shear Failure of Slabs," *ACI Struct. J.*, Vol. 84, No. 1, 1987, pp. 44~53.
26. Manterola, M., "Poinçonnement de Dalles Sans Armature D'effort Trenchant," Comité Européen du Béton (Hrsg.), Dalles, Structures Planes, CEB-Bull, Paris, D'Information 1966, 58 pp.
27. Beutel, R., "Punching of Flat Slabs with Shear Reinforcement at Inner Columns," Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Aachen, Germany, 2002, 267 pp.

28. Shehata, I. A. E. M., "Theory of Punching in r. c. Slabs," Ph.D, Thesis, Polytechnic of Central London, 1985.
29. Sherif, A. G. and Dilger, W. H., "Tests of Full-Scale Continuous Reinforced Concrete Flat Slabs," *ACI Struct. J.*, Vol. 97, No. 3, 2000, pp. 455~467.
30. Mokhtar, A., Ghali, A., and Dilger, W. H., "Stud Shear Reinforcement for Flat Concrete Plates," *ACI J.*, Vol. 82, No. 5, 1985, pp. 676~683.
31. Pilakoutas, K. and Li, X., "Alternative Shear Reinforcement for Reinforced Concrete Flat Slabs," *ASCE*, Vol. 129, No. 9, 2003, pp. 1164~1172.
32. Adetta, B. and Polak, M. A., "Retrofit of Slab Column Interior Connections Using Shear Boltss," *ACI Struct. J.*, Vol. 102, No. 2, 2005, pp. 268~274.
33. Langohr, P. H., Ghali, A., and Dilger, W. H., "Special Shear Reinforcement for Concrete Flat Plate," *ACI Journal*, Vol. 73, No. 3, 1976, pp. 141~146.
34. Seible, F., Ghali, A., and Dilger, W. H., "Preassembled Shear Reinforcing Units for Flat Plates," *ACI Journal*, Vol. 77, No. 1, 1980, pp. 28~35.
35. Vam der Voet, A. F., Dilger, W. H., and Ghali, A., "Concrete Flat Plates with Well-Anchored Shear Reinforcement Elements," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 9, No. 1, 1982, pp. 107~114.
36. Broms, C. E., "Shear Reinforcement For Deflection Ductility of Flat Plates," *ACI Struct. J.*, Vol. 87, No. 6, 1990, pp. 696~705.
37. Hegger, J., Sherif, A. G., and Ricker, M., "Experimental Investigations on Punching Behavior of Reinforced Concrete Footing," *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 4, 2006, pp. 604~612.
38. Richart, F. E., "Reinforced Concrete Wall and Column Footings Part 1," *J. of ACI*, Vol. 20, No. 2 1948, pp. 97~127.

요 약 이 연구에서는 뚫림 전단을 재하받는 전단 보강/전단 무보강 슬래브-기둥 내부 접합부와 기초판에 대하여 개선된 설계 방법을 개발하였다. 슬래브-기둥 접합부와 기초판의 다양한 파괴 메커니즘(경사 인장 균열 파괴, 전단 보강근의 항복, 콘크리트 압축대/스트럿의 압축 파괴)을 고려하여 뚫림 전단강도를 산정하였다. 콘크리트 위험 단면에 작용하는 뚫림 전단은 대부분 콘크리트 압축대에 의하여 지지된다고 가정하였으며, 콘크리트 압축대의 뚫림 전단강도는 압축 수직 및 전단의 조합 응력을 재하받는 콘크리트 재료 파괴 기준에 근거하여 산정하였다. 제안된 강도 모델은 실험 결과와의 비교를 통하여 검증하였다. 검증 결과, 제안된 설계 방법은 전단 보강 및 전단 무보강 경우에 대하여 현행 KCI 설계기준 보다 우수한 강도 추정 능력을 가지고 있다는 점이 밝혀졌다.

핵심용어 : 슬래브-기둥 접합부, 콘크리트 슬래브, 기초판, 직접 전단, 전단 보강