



무량판 슬래브-기둥 내부 접합부에 대한 전단강도모델

최경규^{1)*} · 박홍근²⁾

¹⁾숭실대학교 건축학부 ²⁾서울대학교 건축학과

Shear Strength Model for Interior Flat Plate-Column Connections

Kyoung-Kyu Choi^{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 An alternative design method for interior flat plate-column connections subjected to punching shear and unbalanced moment was developed. Since the slab-column connections are severely damaged by flexural cracking before punching shear failure, punching shear was assumed to be resisted mainly by the compression zone of the slab critical section. Considering the interaction with the flexural moment of the slab, the punching shear strength of the compression zone was evaluated based on the material failure criteria of concrete subjected to multiple stresses. The punching shear strength was also used to evaluate the unbalanced moment capacity of the slab-column connections. For verification, the proposed strength model was applied to existing test specimens subjected to direct punching shear or combined punching shear and unbalanced moment. The results showed that the proposed method predicted the strengths of the test specimens better than current design methods in ACI 318 and Eurocode 2.

Keywords : slab-column connections, concrete slabs, direct punching shear, eccentric shear, unbalanced moment

1. 서 론

무량판 구조의 슬래브-기둥 접합부는 편칭전단에 취약하여, 편칭전단의 설계방법에 대하여 많은 연구가 수행되어 왔다. 그러나 무량판 구조의 슬래브-기둥 접합부는 대표적인 응력교란영역(discontinuity region)¹⁾으로 구조 거동이 복잡하며 취성적인 파괴양상을 보이므로 구조해석과 강도추정이 매우 어렵다. 그동안 슬래브-기둥 접합부의 파괴메커니즘을 구명하기 위하여 다양한 이론 및 실험연구들이 수행되어 왔다. Yitzhaki,²⁾ Long and Rankin³⁾은 실험연구 결과를 바탕으로 슬래브의 휨강도를 이용하여 뚫림강도를 정의하였으며, Pralong and Nielsen⁴⁾은 소성이론을 바탕으로 뚫림전단강도의 하한치와 상한치를 구명하였다. 또한 Kinnunen and Nylander⁵⁾는 전단균열의 진행양상에 대한 실험적 관측을 바탕으로 재료파괴기준에 근거하는 역학적 모델을 개발하였다. 이 모델은 슬래브-기둥 접합부 부근의 복잡한 응력흐름을 시각화하고 접합부의 파괴메커니즘을 구명하는데 크게 기여하였다. 한편, Alexander and Simmonds⁶⁾는 스트럿-타이 모델을 이용하여 슬래브-기둥 접합부의 강도산정모델을 개발하

였으며, Bazant and Cao⁷⁾는 파괴역학에 근거하여 크기효과를 고려하는 뚫림전단강도모델을 개발하였다.

한편, Pan and Moehle⁸⁾는 직접전단과 불균형모멘트를 함께 재하받는 슬래브-기둥 접합부의 모멘트 강도와 변형능력을 구명하기 위하여 실험연구를 수행하였으며, 실험 결과 허용 증간변형각(1.5%)을 발휘하기 위하여 접합부에 재하되는 최대 직접전단력의 크기를 뚫림강도의 40% 이하로 제한해야 한다는 사실이 밝혀졌다. Luo and Durrani⁹⁾는 현행 설계기준의 개선을 위하여 등가보모델을 이용하여 접합부의 불균형모멘트 강도모델을 개발하였다.

그러나 이러한 이론모델들은 구조설계 실무에 사용하기에는 복잡하며, 실험 결과를 정확하게 추정하지 못한다.¹⁰⁾ 따라서 ACI 318,¹¹⁾ CEB-FIP MC90¹²⁾ 등 현행 설계기준에서는 기존 실험 결과를 바탕으로 설계강도를 정의하는 경험적인 설계방법을 사용하고 있다(Figs. 1 and 2). 그러나 이 현행설계기준들은 위험단면의 위치와 폭, 뚫림전단강도 및 불균형모멘트의 크기를 정의하는데 있어서 많은 차이를 보이고 있으며, Figs. 3, 4¹⁵⁻¹⁷⁾에 나타난 바와 같이 실험체의 강도를 정확히 추정하지 못하며, 일부 실험체에 대해서는 안전측이 아니다.

이러한 단점을 보완하기 위하여 최근에 여러 연구자들이 보다 개선된 설계방법을 개발하고 있다. 박홍근과 최경규¹⁷⁾는 불균형모멘트를 받는 슬래브-기둥 접합부의 다양한 설계변수조건에 대하여 비선형유한요소해석을 수행

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

Received November 18, 2009, Revised January 25, 2010,

Accepted January 25, 2010

©2010 by Korea Concrete Institute

Design methods	Punching shear strength (MPa)	Critical section b_o
ACI 318-08 ⁽¹¹⁾	Minimum of $v_c = 0.33\sqrt{f'_c}$ $v_c = (0.167 + \frac{0.33}{\beta_c})\sqrt{f'_c}$ $v_c = (\frac{3.32d}{b_o} + 0.167)\sqrt{f'_c}$, f'_c in MPa.	
CEB-FIP MC 90 ⁽¹²⁾	$v_c = 0.18k f'_c{}^{1/3} \sqrt{100\rho_t}$, f'_c in MPa. $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$, d in mm.	
BS 8110 ⁽¹³⁾	$v_c = 0.27k(100\rho_t)^{1/3} f'_{c,cube}$, $f'_{c,cube}$ in MPa. $k = \sqrt[4]{400/d}$, d in mm. $\rho_t \leq 0.03$	
Eurocode 2 ⁽¹⁴⁾	$v_c = 0.18k(f'_c 100\rho_t)^{1/3}$, f'_c in MPa. $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$, d in mm. $\rho_t \leq 0.02$	

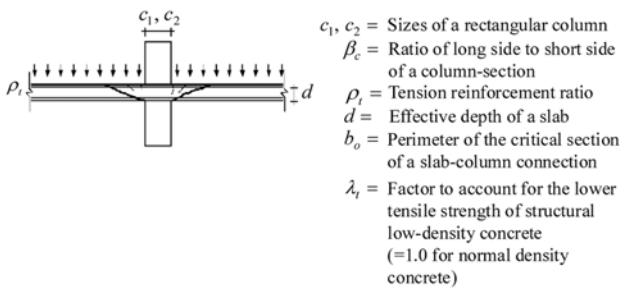


Fig. 1 Existing design methods for direct punching shear

하였고, 그 결과 기둥주위에서 발생하는 편심전단응력의 분포와 강도의 크기가 기존설계기준에서 사용하는 것보다 크게 다르다는 것을 밝혔으며, 그 결과를 바탕으로 새로

	ACI 318-08 ⁽¹¹⁾	CEB-FIP MC 90 ⁽¹²⁾
Moment capacity	$M_n = M_f + M_v$	$M_n = M_f + M_v$
$\gamma_f = M_f/M_n$ $\gamma_v = 1 - \gamma_f$	$\gamma_f = 0.6, \gamma_v = 0.4$ γ_f can be increased.	$\gamma_f = 0.4, \gamma_v = 0.6$ γ_v can be increased.
Flexural moment	M_f 	M_f
Moment transferred by eccentric shear	M_v 	M_v
	$v_c \approx 0.33\sqrt{f'_c}$ (MPa)	$v_c = 0.12[1 + \sqrt{1/(5d)}] \times [100\rho_t]^{1/3}$ (MPa)

γ_f = factor used to determine the unbalanced moment transferred by flexure at slab-column connections
 γ_v = factor used to determine the unbalanced moment transferred by eccentricity of shear at slab-column connections
 M_f = unbalanced moment transferred by flexure at slab-column connections
 M_v = unbalanced moment transferred by eccentricity of shear at slab-column connections

Fig. 2 Existing design methods for unbalanced moment

운 편심전단응력모델을 개발하였다. 이 외에도 Tian et al.¹⁸⁾는 위험단면의 각 단면에서 접합부의 불균형모멘트 강도를 개별적으로 정의함으로써 보다 개선된 강도산정 방법을 개발하였다.

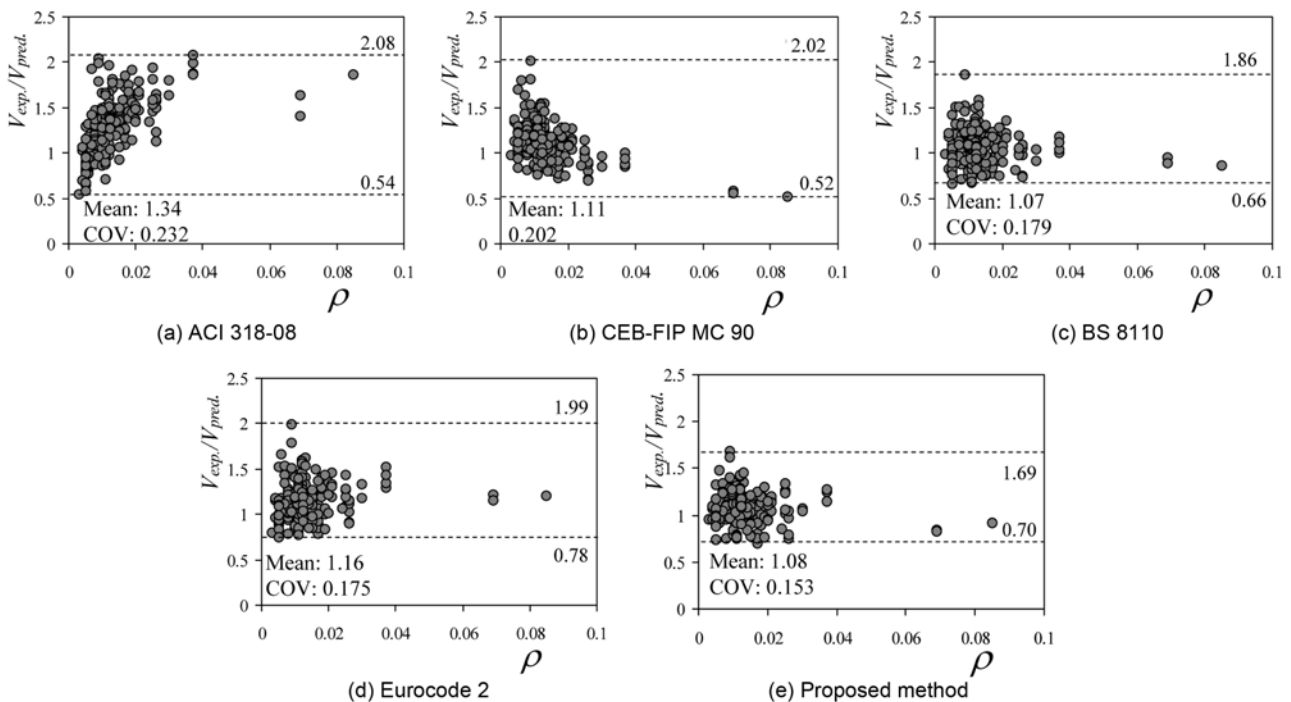


Fig. 3 Strength predictions for test specimens subjected to direct shear^{15,16)}

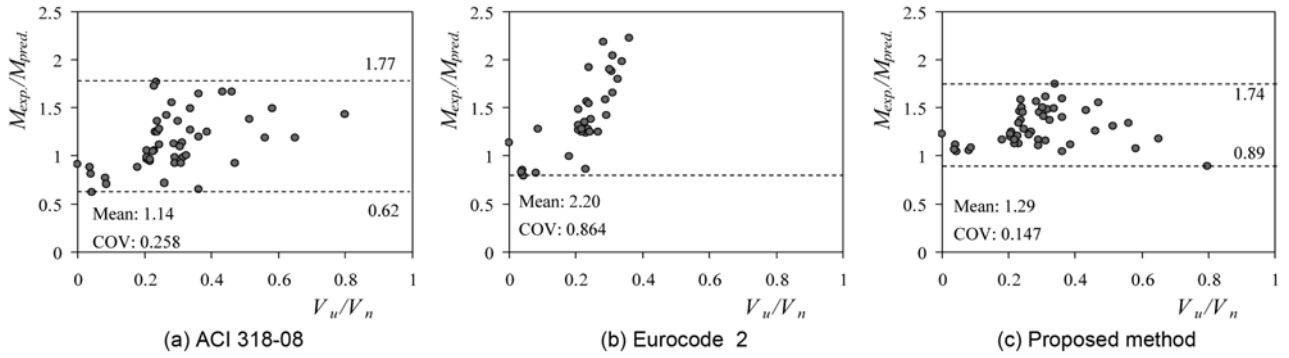


Fig. 4 Strength-predictions for test specimens subjected to unbalanced moment¹⁷⁾

한편 최근에 박홍근,¹⁹⁾ 최경규²⁰⁾는 콘크리트 보에 대하여 변형을 기반 전단강도모형을 개발하였다. 이 모델은 휨응력의 변화에 따라 콘크리트 단면의 전단성능의 변화를 예측하고, 전단과 휨의 복합거동을 고려하여 콘크리트 단면의 전단강도를 비교적 정확하게 평가하였다. 이 연구에서는 이 변형을 기반 전단강도모형을 슬래브-기둥 접합부의 뿔립전단강도의 평가에 도입하여, 직접전단과 편심전단을 재하받는 접합부에 모두 사용될 수 있는 설계방법을 개발하였다. 제안된 모델은 실무적용을 위하여 단순화되었으며, 기존 실험 결과와의 비교를 통하여 적합성을 검증하였다.

2. 슬래브 단면의 전단성능

2.1 전단응력성능

세장한 무량판 슬래브로 인하여 슬래브-기둥 접합부의 뿔립전단과괴 이전에 일반적으로 큰 휨변형이 발생하며 인장대에 휨인장균열이 발생한다. Kotsovos,²¹⁾ Zararis,²²⁾ Jelic²³⁾의 연구 결과에 의하면, 큰 휨손상을 받은 이후 콘크리트 부재의 단면에는 골재맞물림이나 주철근의 다우얼효과가 크지 않으며 콘크리트 압축대가 대부분의 전단력에 저항한다(Tureyen and Frosch,²⁴⁾ Kotsovos²¹⁾). 이러한 가정을 바탕으로 박홍근,¹⁹⁾ 최경규^{20,25)}는 압축대의 전단저항만을 고려하여 변형을 기반 전단강도모형을 개발하였다.

이 모델에서는 콘크리트 압축대의 전단강도를 정확하게 산정하기 위하여, 압축대의 콘크리트에 작용하는 압축응력과 전단응력의 조합응력을 고려하였다. 두 조합응력에 대한 콘크리트 재료파괴기준으로서 Rankine(Chen²⁶⁾)의 파괴기준을 사용하였다. 이 파괴기준에서는 주응력이 콘크리트의 재료강도에 도달하면 재료파괴가 발생하는 것으로 가정하였다. 즉 압축대의 각 지점에 작용하는 주 압축응력이 압축강도 f'_c 에 도달하면 압축지배 전단파괴가 발생하며, 인장강도 f'_t 에 도달하면 인장지배 전단파괴가 발생한다(Figs. 5, 6). 주응력성분과 파괴기준은 식 (1)로 정의된다.

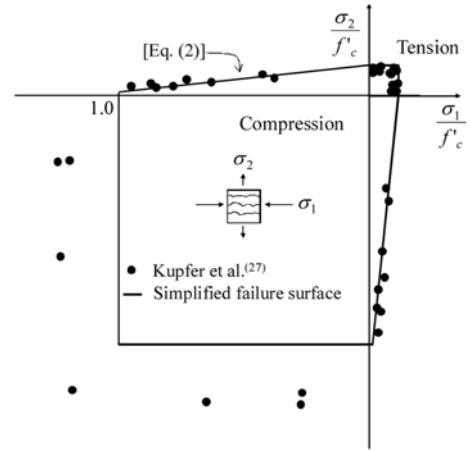


Fig. 5 Plane stress failure criteria of concrete

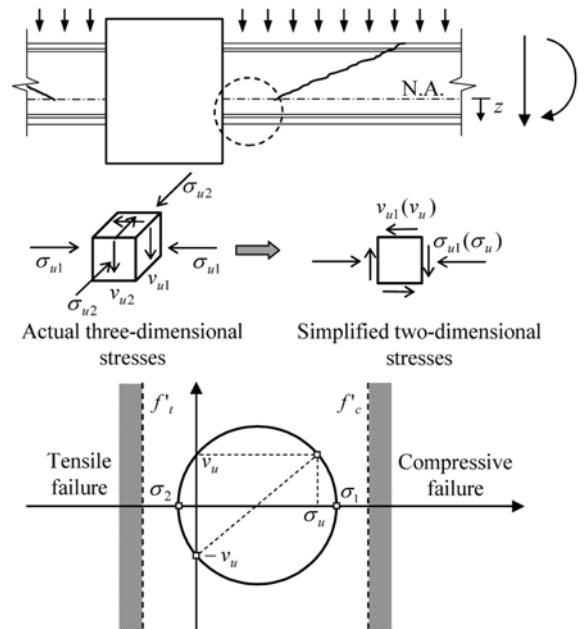


Fig. 6 Principal stress failure criteria of concrete subjected to shear-compression

압축지배 전단파괴

$$\sigma_1 = -\frac{\sigma_u}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_u}{2}\right)^2 + v_u^2} = -f'_c \quad (1a)$$

인장지배 전단파괴

$$\sigma_2 = -\frac{\sigma_u}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_u}{2}\right)^2 + v_u^2} = -f'_t \quad (1b)$$

여기서 σ_1, σ_2 = 콘크리트의 주압축응력, 주인장응력, σ_u , v_u = 콘크리트의 압축응력, 전단응력

Fig. 5에서 Kupfer et al.²⁷⁾의 실험연구에 의하면, 콘크리트의 인장강도 f'_t 는 주압축응력 σ_1 에 의해서 저감된다. 따라서 콘크리트의 인장강도를 산정하기 위해서는 직교방향으로 작용하는 압축응력이 인장강도에 미치는 영향을 고려하여야 한다. 이 연구에서는 직교방향 압축응력에 의해서 저감된 인장강도 f'_t 를 근사적으로 식 (2)로 정의하였다.

$$\frac{f'_t}{f_t} = \left[1 - \frac{f_t \sigma_1}{f'_t \sigma_2}\right]^{-1} \leq 1 \quad (2)$$

여기서 $\sigma_1 \leq 0, \sigma_2 \geq 0, f_t$ = 일방향 하중에 대한 콘크리트 인장강도

압축대에 작용하는 압축응력은 중립축의 위치 z 에 따라 변화하며, 따라서 식 (1)로부터 전단응력성능(최대허용전단응력)들은 주응력의 함수로 정의된다.

$$\text{압축지배 전단응력성능} \\ v_{nc}(z) = \sqrt{f'_c(f'_c - \sigma_u(z))} \quad (3a)$$

$$\text{인장지배 전단응력성능} \\ v_{nt}(z) = \sqrt{f'_t(f'_t + \sigma_u(z))} \quad (3b)$$

식 (3)에서 콘크리트 압축대에서 압축응력의 분포는 포물선 형태로 정의하였다.

$$\sigma_u(z) = f'_c \left[2\left(\frac{\alpha z}{c_u}\right) - \left(\frac{\alpha z}{c_u}\right)^2 \right] \quad (4)$$

여기서 $\alpha \epsilon_o$ = 콘크리트 압축대의 압축변형률, $\epsilon_o (= 0.002)$ = 콘크리트 압축강도에 해당하는 압축변형률, c_u = 콘크리트 압축대의 깊이

2.2 휨변형에 따른 전단성능의 변화

세장한 콘크리트 부재의 단면에서, 압축수직응력은 휨철근비와 함께 단면의 휨변형, 즉 곡률에 따라서 변화한다. Fig. 7은 슬래브의 한 단면에서 곡률의 변화에 따른 전단성능의 변화를 보여주고 있다. Fig. 7(a), (b)는 단면의 변형률 분포와 압축응력의 분포의 변화를 나타내고 있으며, Fig. 7(c)는 식 (3a)에 의한 압축지배 전단응력성능, Fig. 7(d)는 식 (3b)에 의한 인장지배 전단응력성능의

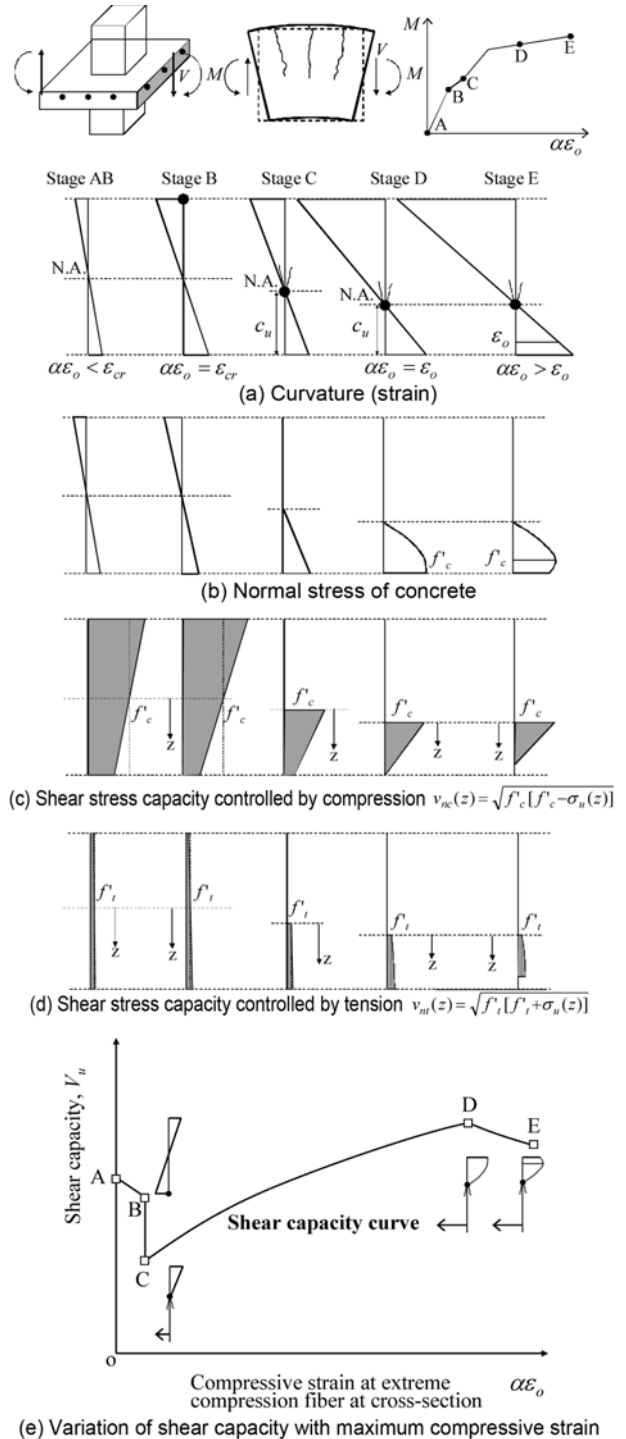


Fig. 7 Variations of normal stress and shear stress capacity according to curvature at a cross section

변화를 나타낸다. 단면의 한 위치에서의 전단응력성능 v_n 은 압축지배와 인장지배 전단응력성능 중에서 작은 값으로 결정되는데, 일반적으로 인장지배 전단응력성능이 더 작으므로, 전단응력성능은 인장지배 전단응력성능으로 결정된다. 한편 콘크리트 단면의 최외각측 압축변형률이 콘크리트 압축강도에 해당하는 변형률보다 크면($\alpha \epsilon_o \geq \epsilon_o$), 압축응력 만으로 재료파괴기준(식 (3a))을 만족하므로 더 이상 전단저항을 발휘하지 못한다. 따라서 이 연구에서는 압축연화를 겪지 않은 압축대($0 \leq z \leq c_u / \alpha$)에서만 전

단응력성능이 발휘된다고 가정하였다(Fig. 7(c), (d)). 즉, $v_n = v_m$ for $0 \leq z \leq c_u / \alpha$.

접합부 위험단면에서 슬래브의 단위길이 당 전단성능은 전단응력성능(식 (3b))의 적분을 통하여 구할 수 있다.

$$V_n = \int_{-h/2}^{h/2} v_n(z) dz \quad (5)$$

단면의 휨변형이 증가함에 따라서 콘크리트 압축대의 깊이는 감소하며 압축응력과 전단응력성능이 변화하며 따라서 단면의 전단성능은 변화한다(Fig. 7(e)). 인장균열이 발생하기 이전에는(AB 단계), 일반적으로 중립축은 단면의 중심에 위치하며 단면 전체가 전단에 저항한다. 또한 압축응력의 크기가 크지 않으므로, 식 (3b)에서 $\sigma_u(z) = 0$ 을 가정하여 전단성능은 다음과 같이 산정된다.

$$V_{AB} = f_t d \quad (6)$$

균열이 발생한 이후에는(BC단계), 인장균열이 중립축으로 진전되며 인장측에서의 전단저항은 급격히 저하된다. 그 뒤 인장균열이 중립축에 도달한 이후(CD단계)에는 손상을 받지 않은 압축대 만이 전단저항을 발휘하며, 이때 전단응력성능의 크기와 분포는 압축응력의 크기와 분포에 영향을 받는다. 이 연구에서는 간편설계방법을 개발하기 위하여, 압축대에 대한 평균수직응력($\bar{\sigma}_u$)을 도입하여 CD단계의 전단성능은 다음과 같이 산정된다.

$$V_{CD} = \int_0^{c_u} v_u(z) dz \approx \sqrt{f_t'(f_t' + \bar{\sigma}_u)} c_u \quad (7)$$

$$\bar{\sigma}_u = \int_0^{c_u} \sigma_u(z) dz / c_u = (\alpha - \alpha^2/3) f_c' \quad (8)$$

압축대에 압축연화가 발생한 이후(DE단계)에는 압축응력만으로 재료압괴가 발생하며(식 (3a)) 따라서 압축연화를 겪지 않은 영역에서만 전단성능을 산정해야 한다.

$$V_{DE} = \int_0^{c_u/\alpha} v_u(z) dz \approx \sqrt{f_t'(f_t' + \bar{\sigma}_u)} c_u / \alpha \quad (9)$$

$$\bar{\sigma}_u = \int_0^{c_u/\alpha} \sigma_u(z) dz / c_u = 2/3 f_c' \quad (10)$$

3. 직접 뚫림전단 설계

3.1 전단강도의 결정 및 위험단면

Fig. 8은 전단강도의 결정과정을 개념적으로 보여주고 있다. 그림에서 전단성능곡선은 접합부의 파괴단면(또는 위험단면)에 대하여 전단응력성능의 적분에 의하여 구한

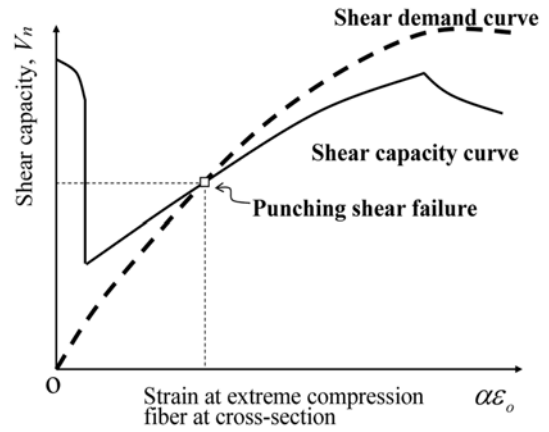


Fig. 8 Determination of punching shear strength at a potential critical section

다(식 (5)). 전단요구곡선은 슬래브의 휨변형 및 모멘트에 의해서 위험단면에 작용하는 전단력의 크기를 나타낸다. 전단요구곡선의 산정방법은 최경규²⁵⁾에 자세히 제시되어 있다. Fig. 8에 나타나듯이, 슬래브-기둥 접합부의 전단강도는 전단요구곡선과 전단성능곡선의 교점에서 결정되며, 각 위험단면에서 전단요구와 전단성능이 변화하므로 모든 잠재적인 위험단면에 대해서 전단파괴가능성이 검토되어야 한다. 그러나 기존 실험연구 결과에 의하면, 무량판구조에서는 슬래브-기둥의 접합부 부근에서 주로 뚫림전단파괴가 발생한다. 그 이유는 슬래브-기둥의 접합부 부근에서 휨변형에 의한 휨손상이 최대가 되고 전단파괴의 위험단면의 길이가 줄어들므로 전단성능이 최소가 되며, 반면 전단요구는 접합부 부근에서 최대가 되기 때문이다. 이 연구에서 간편설계식을 개발하기 위하여 현행 ACI 318-08¹¹⁾의 설계기준(Fig. 1)을 따라서 기둥쪽에 슬래브의 유효두께를 더하여 위험단면의 폭을 $c_1 + d$ (또는 $c_2 + d$)로 정의하였다.

3.2 직접 뚫림전단강도

Fig. 8에서 콘크리트 단면의 전단강도를 평가하기 위해서는 전단성능곡선과 전단요구곡선이 요구되며 많은 계산량이 필요하다. 그러나 만약 전단파괴가 발생하는 시점에서의 콘크리트 압축변형률을 미리 알 수 있다면 전단요구를 구하지 않고 전단성능만을 이용하여 뚫림전단강도를 쉽게 구할 수 있다.

Kinnunen and Nylander⁵⁾에 의하면, 중력하중을 재하받는 슬래브-기둥 접합부에 대한 강도실험연구 결과 대체로 압축변형률 $\alpha \epsilon_o = 0.00196$ 에 도달하면 슬래브-기둥 접합부의 뚫림전단파괴가 발생한다. 이 연구에서는 간편설계방법을 개발하기 위하여 뚫림전단파괴시 압축변형률 $\alpha \epsilon_o = 0.002$ ($\alpha = 1$)을 가정하였다. 뚫림전단의 경우 큰 휨손상이 위험단면에서 먼저 일어나므로 CD단계의 전단성능(식 (7))을 이용하여, 직접전단력에 대한 슬래브-기둥 접합부의 뚫림전단강도는 식 (11)로 정의된다.

$$V_n = b_o V_{CE} = \sqrt{f'_t(f'_t + \bar{\sigma}_u)} b_o c_u \quad (11)$$

b_o = 위험단면의 길이, 식 (8)에 $\alpha=1$ 을 대입하면 $\bar{\sigma}_u = (2/3)f'_c$ 이고 식 (2)에서 $f'_t = (1/3)f'_c$, 여기서 $f'_t = 0.6\sqrt{f'_c}$ in MPa(CSA²⁸), $b_o = 2c_1 + 2c_2 + 4d$, 압축대의 깊이 c_u 는 단면에서 모멘트에 의한 내력의 평형관계를 고려하여 계산할 수 있다.

이 연구에서는 기존 연구에서 보고된 크기효과⁷⁾를 고려하기 위하여, British Standard 8110¹³⁾의 크기효과계수 $\lambda_s [=4\sqrt{400/d}]$ (mm)를 사용하였다. 또한 ACI 318-08¹¹⁾와 Manterola²⁹⁾의 실험연구에 의하면 접합부의 뚫림전단강도는 위험단면의 형상비에 영향을 받는다. 이 연구에서는 Manterola²⁹⁾의 실험 결과에 근거하여 위험단면의 형상비계수 $\lambda_{bo} [=3/\sqrt{b_o/d}]$ 를 정의하였다(Fig. 9). 크기효과 계수와 형상비 계수를 도입하여 접합부의 뚫림전단강도는 식 (12)로 재 정의하였다.

$$V_n = \lambda_s \lambda_{bo} \sqrt{f'_t(f'_t + \bar{\sigma}_u)} b_o c_u \quad (12)$$

한편 슬래브-기둥 접합부에는 양방향으로 수직압축응력이 작용하지만(Fig. 6), 기존의 기준 및 연구, Eurocode 2,¹⁴⁾ CEB-FIP,¹²⁾ 최경규²⁵⁾와 마찬가지로 주어진 단면에서 직교하는 수직압축응력이 뚫림전단강도에 미치는 영향은 고려하지 않았다.

4. 불균형모멘트설계

일반적으로 대부분의 슬래브-기둥 접합부에는 직접 뚫림전단력과 함께 불균형모멘트가 재하되며, 이로 인하여, 위험단면에서 수직응력과 전단응력의 분포가 매우 복잡하다. 이 연구에서는 불균형모멘트에 대한 슬래브 기둥 접합부의 저항모멘트를 Fig. 10과 같이 5개의 모멘트 성분으로 구분하였다. M_{Ff} , M_{Fb} = 전면과 후면 슬래브의 휨모멘트, M_{Sf} , M_{Sb} = 전면과 후면의 편심전단에 의한 모멘트

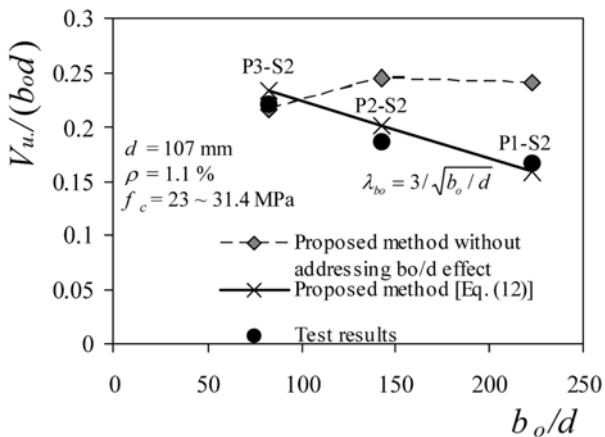


Fig. 9 Strength variation according to b_o/d and modification factor λ_{bo} based on test results

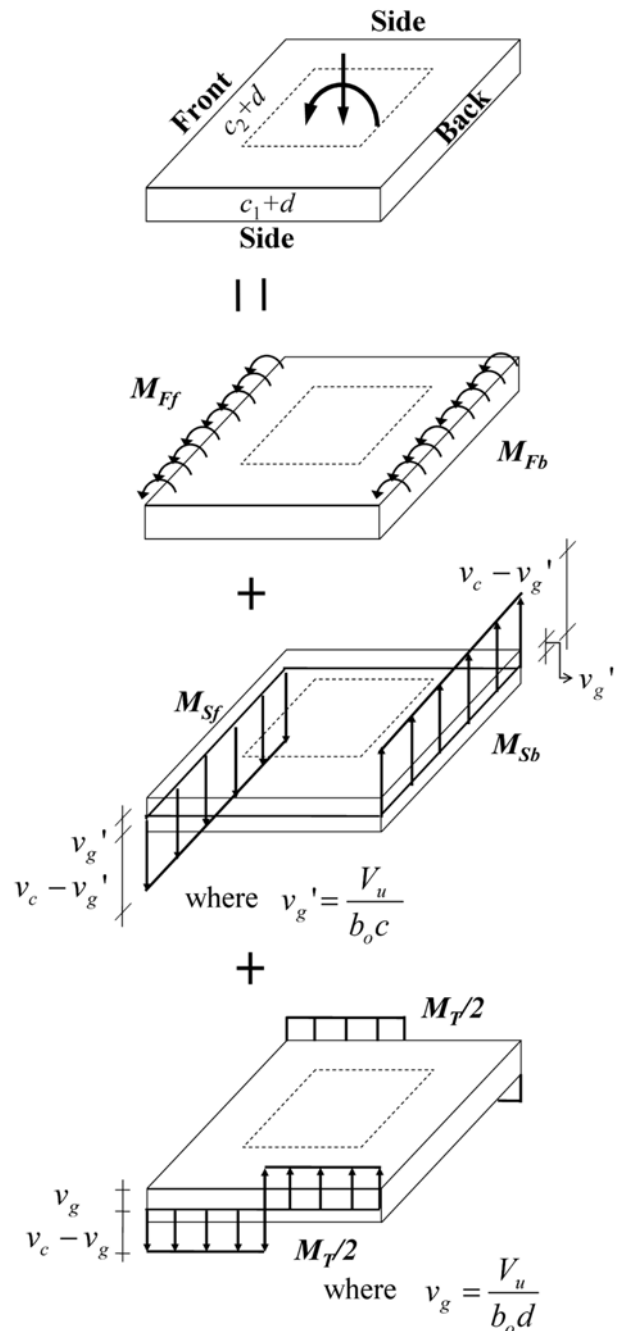


Fig. 10 Idealized resistance components of a slab-column connection subjected to unbalanced moment

트, M_T = 측면의 편심전단에 의한 비틀림모멘트이다. 여기서 전면은 직접전단력과 불균형모멘트에 의하여 전단력과 휨모멘트가 모두 가중되는 면이며, 후면은 그 반대측에 위치하는 면, 그리고 측면은 전후면에 직교하는 두 면을 가리킨다.

기존 실험연구 결과³⁰⁾에 의하면, 일반적으로 전후면에서는 주철근이 항복하므로 휨모멘트 M_{Ff} , M_{Fb} 는 주철근의 항복을 고려하여 간단하게 정의할 수 있다.

$$M_F = M_{Ff} + M_{Fb} \quad (13)$$

$$M_{Ff} = A_{Sf} f_y \cdot jd \quad (14a)$$

$$M_{Fb} = A_{Sb}f_y \cdot jd \quad (14b)$$

Fig. 10에 나타난 바와 같이 전후면의 편심전단력은 $M_S(=M_{Sy}+M_{Sb})$ 를 발생시킨다. 직접뚫림전단과과의 경우와 마찬가지로, 불균형모멘트를 받는 전후면은 균형모멘트와 불균형모멘트에 의하여 큰 휨손상을 받는다. 따라서 뚫림전단과 마찬가지로 CD 단계의 전단성능(식 (7), 식 (10))을 이용하여, 전후면의 전단강도를 정의한다.

$$v_c = \lambda_s \lambda_{bo} \sqrt{f_t'(f_t' + \sigma_u)} \quad (15)$$

전후면의 압축대에는 직접 전단응력 v_g' 가 작용하므로, 측면에서의 허용전단응력은 $(v_c - v_g')$ 로 제한된다. 따라서 전후면의 편심전단에 의한 불균형모멘트는 다음과 같이 정의된다.

$$M_S = [(v_c - v_g')(c_2 + d)c_u](c_1 + d) \quad (16)$$

$$v_g' = V_u/(c_u b_o) \quad (17)$$

여기서 c_u = 전면의 압축대깊이, v_g' = 압축대에 작용되는 직접 전단응력

한편 비틀림 전단이 발생하는 측면에서는 불균형모멘트가 작용하지 않으므로 전후면에 비하여 슬래브의 휨모멘트의 영향이 크지 않으며, 따라서 휨손상이 크지 않다. 따라서 AB단계의 전단성능(식 (6))을 이용하여 측면의 최대전단강도는 $v_{cT} = f_t$ 로 정의하였다. 더구나 휨손상과 비틀림에 의한 균열방향과 파괴면의 형상이 서로 다르므로, 전후면과 달리 유효깊이 전체 d 가 전단저항 또는 비틀림저항을 발휘한다고 가정하였다. 또한 슬래브-기둥 접합부에서는 일방향 보와는 달리 각 위험단면에서 직교방향으로 구속효과가 크므로, 이 연구에서는 측면에서 전단응력이 v_{cT} 에 도달한 이후에 소성분포를 이룬다고 가정하였다(Eurocode2¹⁴). 직접전단응력의 영향을 고려한 측면의 유효전단강도는 $(v_{cT} - v_g)$ 이며, 따라서 측면에서 편심전단모멘트는 식 (18)로 정의된다.

$$M_T = 2(v_{cT} - v_g) \left(\frac{c_1 + d}{2} \right)^2 d \geq 0 \quad (18)$$

여기서 $v_g = V_u/(b_o d) =$ 단면의 유효깊이 d 전체에 작용하는 직접 전단응력

제안된 불균형모멘트 강도모델에 의해서 예측된 접합부의 전체 저항모멘트 M_n 은 다음과 같이 정의된다.

$$M_n = M_F + M_S + M_T \quad (19)$$

5. 직접뚫림전단-불균형모멘트 상관관계

직접뚫림전단과 불균형모멘트를 동시에 받는 슬래브

-기둥접합부는 각 하중에 대하여 만족하도록 설계되어야 한다.

$$M_u \leq M_n \quad (20a)$$

$$V_u \leq V_n \quad (20b)$$

Fig. 11은 식 (20)을 이용하여 유도된 직접전단(V_u/V_n)-불균형모멘트(M_u/M_{no}) 상관관계를 보여주고 있다. 여기서 M_{no} = 직접뚫림전단력이 재하되지 않는 경우 ($V_u=0$) 접합부의 최대 불균형모멘트강도

제안된 불균형모멘트강도모델에서 전후면의 휨모멘트 강도 M_F 는 직접전단에 관계없이 일정하다. 반면 전후면과 측면의 편심전단에 의한 불균형모멘트강도($M_S + M_T$)는 직접뚫림전단력 V_u 와 선형의 관계로 정의되며, 따라서 V_u 가 증가함에 따라서 ($M_S + M_T$)는 비례적으로 감소한다. 또한 V_u 는 식 (12)에서 정의한 직접전단에 대한 뚫림전단강도 V_n 을 초과할 수 없다. $V_u = V_n$ 인 경우의 불균형모멘트 강도는 $M_n = M_F$ 로 산정된다.

6. 검증 및 변수영향분석

이 연구에서 개발된 강도산정모델의 검증을 위하여 제안된 설계방법을 기존 실험체에 적용하였다. 직접전단에 대한 슬래브-기둥 접합부와 직접전단 및 불균형모멘트를 함께 재하받는 접합부는 각각 Tables 1과 2에 주어져 있다. 이들 표에는 기존 시험체의 재료특성, 부재 형상, 그리고 시험체의 강도산정 결과와 실험강도가 비교되어 있다. 검증에 사용된 실험체는 CEB-FIP¹⁵의 기술보고서, 최경규^{16,17}와 참고문헌 [9, 17, 31-34]에 자세히 제시되어 있으며, 주요 변수 범위는 다음과 같다. 직접전단의 경우, $9.8 \leq f_c' \leq 119.0$ 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, 불균형휨모멘트의 경우, $15 \leq f_c' \leq 45.7$ MPa, $51 \leq d \leq 121$ mm, $0.37 \leq$

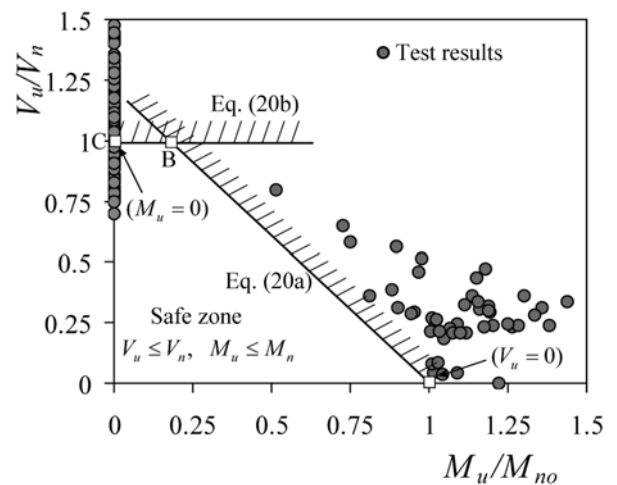


Fig. 11 Direct punching shear (V_u/V_n)-unbalanced moment (M_u/M_{no}) interaction for slab-column connections

Table 1 Dimensions and properties of test specimens, and strength predictions (direct punching shear)

Investigators ^{1,5,16,31-33)}	Number of specimens	$c_1(c_2)^{(1)}$ (mm)	$f'_c^{(2)}$ (MPa)	d (mm)	ρ_t (%)	Column shape ⁽³⁾	Failure Mode ⁽⁴⁾	$\frac{V_{exp.}}{V_{pred.}}$	$\frac{V_{exp.}^{(5)}}{V_{ACI}}$	$\frac{V_{exp.}^{(6)}}{V_{EC2}}$
Hallgren and Kinnunen	7	250	84.1~108.8	194~202	0.3~1.2	C	P/FP	0.96~1.07	0.54~0.97	0.80~1.03
Tomaszewicz	13	100~200	64.3~119.0	88~275	1.5~2.6	S	P	0.87~1.12	1.26~1.65	0.92~1.29
Ramdane, Regan et al.	15	150	32.9~101.6	98~102	0.6~1.3	C	F/FP/DP	0.90~1.24	0.77~1.55	0.99~1.48
Marzouk and Hussein	15	150~300	42.0~80.0	70~125	0.4~2.1	S	P/FP	1.06~1.44	0.70~1.68	0.97~1.61
Lovrovich and McLean	4	100	39.3	83	1.7	C	P	0.62~0.98	1.09~1.72	0.78~1.24
Tolf	8	125~250	22.9~28.6	98~200	0.4~0.8	C	NA	0.84~1.11	0.82~1.47	0.84~1.28
Regan	23	54~200	9.5~42.6	64~200	0.8~2.4	S	P	0.64~1.16	1.08~1.66	0.78~1.40
Swamy and Ali	2	150	37.4~40.1	100	0.6~0.7	S	P	1.00~1.05	0.94~1.09	1.03~1.12
Marti et al. Pralong et al.	2	300	26.2~34.6	143~171	1.2~1.5	C	P	0.98~1.06	1.23~1.38	1.04~1.19
Schaefers	2	210	23.1~23.3	113~170	0.6~0.8	C	P	1.07~1.28	1.18~1.30	1.12~1.25
Ladner et al. Schaeidt et al.	6	100~500	27.9~33.5	80~240	1.2~1.8	S/C	P	0.89~1.13	1.38~1.75	1.20~1.41
Corley and Hawkins	2	20~254	44.4	111	1.0~1.5	S	P	0.75~0.77	0.86~0.93	0.85~0.86
Moe	14	152~305	20.5~35.2	114	1.1~2.6	S	P	0.70~1.19	1.13~1.64	0.90~1.92
Kinnunen and Nylander	12	150~300	24.6~31.4	117~128	0.5~2.1	C	P	0.78~1.10	0.78~1.63	0.97~1.24
Elstner and Hognestad	24	254~356	10.2~40.4	114~121	0.5~6.9	S	P	0.74~1.20	0.58~2.08	0.74~1.52
Park and Choi	5	250~640	26.4~28.6	90~130	1.0~2.0	S/R	P	1.02~1.24	1.12~1.49	1.12~1.21
Teng et al.	5	200	33.0~40.2	120	1.1~1.2	S/R	P	1.15	1.05~1.38	0.92~1.20
Bernaert and Puech	20	203	14.0~41.4	102~124	1.0~1.9	S	P	0.70~1.24	0.87~1.92	0.82~1.45
Manterola	12	100~450	24.2~39.7	107	0.5~1.4	S	P/F	0.79~1.19	0.65~1.45	0.79~1.11
Yitzhaki	16	119~300	9.8~21.6	78~82	0.5~8.5	C/S	P/F	0.71~1.60	1.21~1.91	1.05~1.92
	207	54~640	9.8~119.0	64~275	0.3~8.5		Mean	1.08	1.34	1.16
							COV	0.153	0.232	0.200

⁽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 a circular column-section.

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

⁽³⁾C = circular column-section, S = square column-section, and R = rectangular column-section.

⁽⁴⁾Failure modes reported in tests: F = flexural failure, FP = flexural punching, P = brittle punching, DP = ductile punching, and NA = not available.

^(5,6)Strength-predictions by ACI-318 08 and Eurocode 2.

$\rho_t \leq 1.42$ (percent), $0 \leq V_u/V_n \leq 0.80$ 이다.

Figs. 3과 4에는 현행설계기준과 제안된 설계방법에 대하여 실험강도 대비 산정강도의 비가 제시되어 있다. 제안된 설계방법은 직접뚫림전단의 경우, 평균 1.08, COV는 15.3%이며, 불균형모멘트의 경우, 평균 1.29. COV는 14.7%로써 강도를 약간 과대평가하지만 편차가 크지 않다. 반면 ACI 318와 Eurocode 2는 강도추정에 있어서

편차가 크며(Figs. 3 and 4), 직접전단의 경우 주철근비 2% 이하에서 강도를 과대평가한다. 편심전단의 경우 중력하중의 크기가 증가할수록 강도를 과소평가하는 경향을 보이고 있다.

또한 Fig. 11에는 이 연구에서 제안한 직접전단 (V_u/V_n)-불균형모멘트(M_u/M_n)의 상관관계도와 실험결과를 비교하고 있다. 제안한 상관관계도는 주어진 설계변수 범위

Table 2 Dimensions and properties of test specimens, and strength predictions (unbalanced moment)

Specimens ^{9,17,34)}		$L_1 \times L_2 \times c_1 \times c_2 \times h$ (mm) ⁽¹⁾	f'_c (MPa)	ρ_t (%)	V_u/V_n (%)	$\frac{M_{exp.}}{M_{pred.}}$	$\frac{M_{exp.}}{M_{ACI}}$	$\frac{M_{exp.}}{M_{EC2}}$
Morison and Sozen	S1	1829 × 1829 × 305 × 305 × 76.2	45.7	0.54	4	1.04	0.65	0.79
	S2	1829 × 1829 × 305 × 305 × 76.2	35.1	0.82	4	1.12	0.84	0.85
	S3	1829 × 1829 × 305 × 305 × 76.2	33.9	1.09	4	1.07	0.90	0.82
	S4	1829 × 1829 × 305 × 305 × 76.2	34.9	0.68	8	1.06	0.79	0.82
	S5	1829 × 1829 × 305 × 305 × 76.2	35.1	0.82	18	1.16	0.90	0.99
Islam and Park ⁽¹⁾	1	2743 × 2286 × 229 × 229 × 88.9	27.3	0.90	25	1.27	1.11	1.38
	2	2743 × 2286 × 229 × 229 × 88.9	31.9	0.90	23	1.46	1.24	1.56
	3C	2743 × 2286 × 229 × 229 × 88.9	29.7	0.90	24	1.50	1.24	1.55
Luo and Durrani	8I	2896 × 1981 × 254 × 254 × 114.3	39.3	0.70	21	1.25	1.05	1.48
	II	2896 × 1981 × 254 × 254 × 114.3	20.7	0.52	9	1.09	0.70	1.28
	INT1	3048 × 2896 × 254 × 254 × 114.3	30.9	0.49	56	1.33	1.18	N.A.
	INT2	3048 × 2896 × 254 × 254 × 114.3	30.7	0.49	65	1.17	1.18	N.A.
Hanson and Hanson	A12	1829 × 1219 × 152 × 152 × 76.2	33.2	1.22	24	1.37	1.77	1.27
	A13L	1829 × 1219 × 152 × 152 × 76.2	32.8	1.22	23	1.34	1.72	1.23
	B16	1829 × 1219 × 305 × 152 × 76.2	30.4	1.22	27	1.24	1.42	1.24
	C17	1829 × 1219 × 152 × 305 × 76.2	36.0	1.22	23	1.12	1.05	0.86
Zee and Moehle	INT	1829 × 1829 × 137 × 137 × 61.0	26.2	0.57	24	1.45	1.28	1.24
Pan and Moehle	1	3658 × 3658 × 274 × 274 × 121.9	33.3	0.76	39	1.11	1.24	2.80
	3	3658 × 3658 × 274 × 274 × 121.9	31.3	0.76	24	1.58	1.36	1.92
Hawkins et al.	S1	3658 × 2134 × 305 × 305 × 152.4	23.4	0.65	36	1.59	1.64	2.90
	S2	3658 × 2134 × 305 × 305 × 152.4	23.2	1.42	51	1.30	1.38	3.59
	S4	3658 × 2134 × 305 × 305 × 152.4	26.5	0.69	43	1.47	1.66	3.54
Farhey et al.	1	2690 × 2690 × 300 × 200 × 80.0	35.1	0.68	0	1.22	0.94	1.13
	2	2690 × 2690 × 300 × 200 × 80.0	35.1	0.68	0	1.22	0.94	1.13
	3	2690 × 2690 × 300 × 200 × 80.0	15.0	0.68	29	1.16	1.00	1.42
	4	2690 × 2690 × 300 × 120 × 80.0	15.0	0.68	31	1.15	1.16	1.66
Durrani and Du	DNY1	2896 × 1981 × 254 × 254 × 114.3	35.3	0.52	26	1.21	0.74	4.02
	DNY2	2896 × 1981 × 254 × 254 × 114.3	25.7	0.52	36	1.04	0.68	12.81
	DNY3	2896 × 1981 × 254 × 254 × 114.3	24.6	0.52	29	1.45	0.94	3.51
	DNY4	2896 × 1981 × 254 × 254 × 114.3	19.1	0.52	32	1.47	1.01	4.18
Robertson and Durrani	1	2896 × 1981 × 254 × 254 × 114.3	38.0	0.74	22	1.13	0.97	1.25
	2C	2896 × 1981 × 254 × 254 × 114.3	33.0	0.74	23	1.20	1.07	1.35
	3SE	2896 × 1981 × 254 × 254 × 114.3	44.0	0.74	21	1.20	0.99	1.27
	4S	2896 × 1981 × 254 × 254 × 114.3	43.8	0.74	21	1.23	1.01	1.32
	5SO	2896 × 1981 × 254 × 254 × 114.3	38.0	0.74	22	1.16	1.00	1.28
Ghali et al.	SM0.5	1830 × 1830 × 305 × 305 × 152.0	36.8	0.43	47	1.55	0.86	3.08
	SM1.0	1830 × 1830 × 305 × 305 × 152.0	33.4	0.87	36	1.40	1.12	2.23
	SM1.5	1830 × 1830 × 305 × 305 × 152.0	40.0	1.30	29	1.11	1.05	1.58
	DM0.5	1830 × 1830 × 305 × 305 × 152.0	44.1	0.43	31	1.61	0.86	2.04
	DM1.0	1830 × 1830 × 305 × 305 × 152.0	32.7	0.87	34	1.74	1.40	2.62
	DM1.5	1830 × 1830 × 305 × 305 × 152.0	42.5	1.30	28	1.56	1.46	2.19
Hwang and Moehle	b2	2743 × 1830 × 244 × 244 × 81	21.8	0.55	32	1.36	1.00	1.80
	b3	2743 × 1830 × 244 × 163 × 81	21.8	0.64	31	1.41	1.10	1.88
	c2	2743 × 1830 × 325 × 244 × 81	21.8	0.55	34	1.49	1.27	1.98
	c3	2743 × 1830 × 325 × 163 × 81	21.8	0.67	30	1.50	1.36	1.90
Dilger and Cao	CD1	1900 × 1900 × 250 × 250 × 150	40.4	1.24	80	0.89	1.43	2.90
	CD4	1900 × 1900 × 250 × 250 × 152	31.2	1.24	58	1.07	1.49	3.90
Cao	CD8	1900 × 1900 × 250 × 250 × 155	27.0	1.24	46	1.26	1.66	4.90
Mean COV	-	-	15 -45.7	0.37 -1.42	0~80	1.29 0.147	1.11 0.256	2.09 0.912

⁽¹⁾ L_1 =span length in the direction where unbalanced moments are considered; and L_2 = span length in the direction perpendicular to L_1

이내에서 실험 결과를 안전측으로 예측하는 것으로 나타났다.

Fig. 12에는 제안된 설계방법을 이용해서, 압축강도, 주

철근비, 슬래브 두께에 따른 뿔립전단강도의 변화를 분석하였다. 분석에 사용된 각 시험체는 분석된 변수를 제외한 다른 재료적 기하학적 특성은 거의 동일하다. Fig. 12

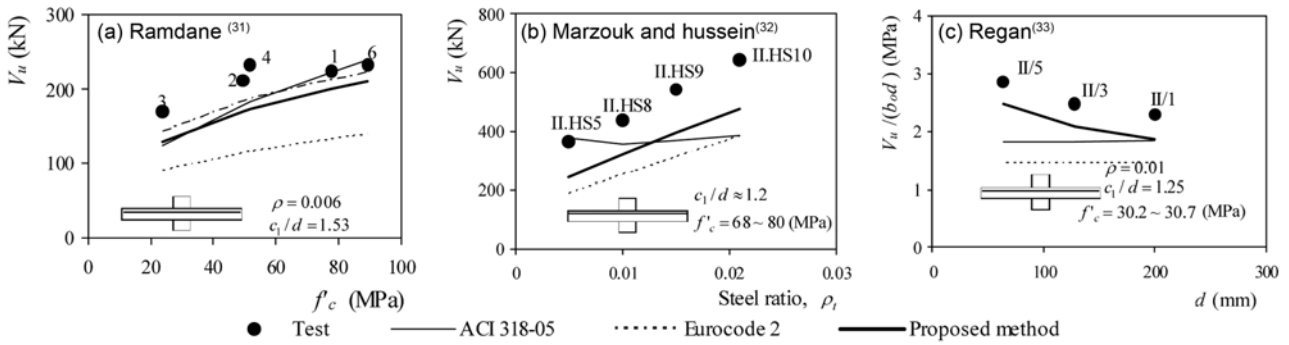


Fig. 12 Variation of punching shear strength according to design parameters

에서 콘크리트 압축강도가 증가하거나 주철근비가 증가하면 뚫림전단강도가 증가한다. 이는 이 연구에서 제안된 설계방법에서는 뚫림전단강도가 압축대의 깊이와 밀접한 관계가 있기 때문이다. Fig. 12(c)에서 슬래브 두께가 두꺼워질수록 뚫림전단응력강도가 감소하는데, 이는 크기효과계수 $\lambda_s [= \sqrt[4]{400/d}]$ 를 도입하였기 때문이다.

Fig. 13에는 제안된 설계방법을 이용해서, 주철근비, 중력하중의 크기에 따른 불균형모멘트강도의 변화를 분석하였다. 그림에서 주철근비가 증가하면 불균형모멘트강도는 점차 증가하고 중력하중의 크기가 증가하면 불균형모멘트 강도는 조금씩 감소하는 경향이 있다. 그러나 ACI

318이나 Eurocode 2에서 추정하는 것과 달리 직접 뚫림전단력의 증감에 따라 강도의 변화는 그다지 크지 않은 것으로 나타났다. 이들 그림에 나타나듯이, 이 연구에서 제안된 설계방법은 주요 설계변수에 따른 실험체의 뚫림전단강도와 모멘트휨강도의 변화를 정확하게 예측하고 있다.

7. 결 론

이 연구에서는 직접 뚫림전단과 불균형모멘트를 재하 받는 슬래브-기둥 접합부의 강도평가를 위한 설계방법을 개발하였다. 제안된 설계방법에서는 휨에 의해서 발생하는 압축응력과 전단응력의 상호작용을 고려하기 위하여 재료파괴기준을 사용하였으며, 압축대의 변형률에 근거하여 슬래브 단면의 전단강도를 정의하였다. 이 전단강도를 사용하여 접합부의 직접전단강도와 불균형모멘트강도를 정의하였다. 이 연구에서 제안된 설계방법은 기존 실험체에 적용되었으며, 그 예측 결과가 현행설계기준의 예측 결과와 비교되었다. 검증 결과, 이 연구에서 제안된 설계방법은 주요 설계변수에 따른 뚫림전단강도와 불균형모멘트강도의 변화를 비교적 정확하게 그리고 안전측으로 예측하였다. 반면 ACI 318, Eurocode 2 등 현행 설계기준은 예측오차가 비교적 크며, 일부 실험체에 대하여 안전하지 않은 결과를 나타내었다.

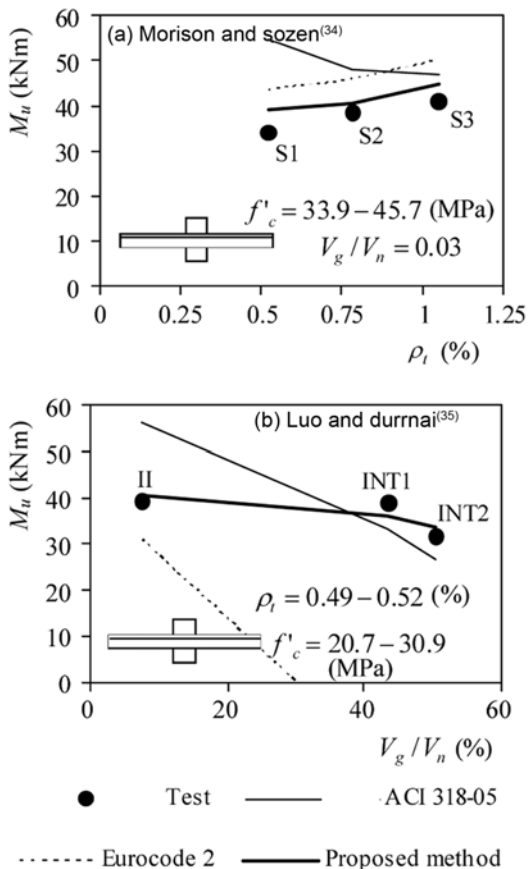


Fig. 13 Variation of unbalanced moment strength according to design parameters

감사의 글

이 논문은 2009년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초연구사업이다 (No. 2009-0068324).

참고문헌

1. MacGregor, J. G. and Wight, J. K., *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, Prentice Hall, NJ, 2005, 1132 pp.
2. Yitzhaki, D., "Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs," *ACI J.*, 1966, Vol. 63, No. 5, pp. 527~542.
3. Long, A. E. and Rankin, G. I. B., "Prediction of the Punching Strength of Conventional Slab-column Specimens," *Proc. Institution Civ. Engrs.*, Vol. 82, 1987, pp. 327~345.

4. Pralong, J., *Poinçonnement Symétrique Des Plachers-dalles*, IBK-Bericht Nr., 131, Insitut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, 1982.
5. Kinnunen, S. and Nylander, H., "Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement," *Transactions*, No. 158, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1960, 112 pp.
6. Alexander, S. D. B. and Simmonds, S. H., "Ultimate Strength of Slab-Column Connections," *ACI Struct. J.*, Vol. 84, No. 3, 1987, pp. 255~261.
7. 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.
8. Pan, A. and Moehle, J. P., "Later Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates," *ACI Struct. J.*, Vol. 86, No. 3, 1989, pp. 250~258.
9. Luo, Y. H. and Durrani, A. J., "Equivalent Beam Model for Flat-slab Buildings-Part I: Interior Connections," *ACI Struct. J.*, Vol. 92, No. 1, 1995, pp. 115~124.
10. 최경규, 박홍근, "플랫플레이트-기둥 접합부의 뚫림전단 강도," 콘크리트학회지, 16권, 2호, 2004, pp. 163~174.
11. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)*, American Concrete Institute, USA, 2008, 473 pp.
12. CEB-FIP MC 90, *Design of Concrete Structures, CEB-FIP-Model-Code 1990*, Thomas Telford, 1993, 437 pp.
13. BS 8110, *Structural Use of Concrete, Part 1, Code of Practice for Design and Construction*, British Standards Institution, London, 1997, 172 pp.
14. EC 2, *Design of Concrete Structures Part I: General Rules and Rules for Buildings*, European Committee for Standardization Brussels, 2002, 225 pp.
15. FIP 12, *Punching of Structural Concrete Slabs*, CEB-FIP Task Group, Lausanne, Switzerland; 2001, 314 pp.
16. 최경규, 박홍근, "플랫플레이트-기둥 접합부의 뚫림전단 강도," 콘크리트학회지, 14권, 6호, 2002, pp. 961~972.
17. Park, H. and Choi, K., "Improved Strength Model for Interior Flat Plate-column Connections Subject to Unbalanced Moment," *ASCE J. Structural Engrg.*, Vol. 132, No. 5, 2006, pp. 694~704.
18. Tian, Y., Jirsa, J. O., and Bayrak, O., "Nonlinear Modeling of Slab-column Connections under Cyclic Loading," *ACI Struct. J.*, Vol. 106, No. 1, 2009, pp. 30~38.
19. 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.
20. 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.
21. Kotsovos, M. D. and Pavlovic, M. N., *Ultimate Limit-state Design of Concrete Structures: a New Approach*, Thomas Telford, London, 1998. 208 pp.
22. 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.
23. 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.
24. Tureyen, A. K. and Frosch, R. J., "Concrete Shear Strength: Another Perspective," *ACI Struct. J.*, Vol. 100, No. 5, 2003, pp. 609~615.
25. 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.
26. Chen W. F., *Plasticity in Reinforced Concrete*, New York, McGraw-Hill, 1982, pp. 204~205.
27. Kupfer, H. B., Hildorf, H. K., and Rusch, H., "Behavior of Concrete under Biaxial Stresses," *ACI J.*, Vol. 66, No. 8, 1969, pp. 656~666.
28. CSA A23.3-M04 Technical Ccommittee, *Design of Concrete Structures*, Canadian Standards Associations, Toronto, Ontario, 2004.
29. Manterola, M., "Poinçonnement de Ddalles Ssans Aarmature d'effort Ttrenchant," ComitéEuropéen du Béton (Hrsg.), Dalles, Structures Pplanes, CEB-Bull, Paris, d'Information 1966, 58 pp.
30. Farhey, D. N., Adin, M. A., and Yankelevsky, D. Z., "Flat Slab-Column Subassemblages under Lateral Loading," *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 119, No. 6, 1993, pp. 1903~1916.
31. Ramdane, K. E., "Punching Shear of High Performance Concrete Slabs," *Utilization of High Strength/high Performance Concrete*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Vol. 3, 1996, pp. 1015~1026.
32. Marzouk, H. and Hussein, A., "Experimental Investigation on the Behavior of High-strength Concrete Slabs," *ACI Struct. J.*, Vol. 88, No. 6, 1991, pp. 701~713.
33. Regan, P., "Symmetric Punching of Reinforced Concrete Slabs," *Magazine of concrete research*, Vol. 38S, 1986, pp. 115~128.
34. Morrison, D. G. and Sozen, M. A., "Response of Reinforced Concrete Plate-Column Connections to Dynamic and Static Horizontal Loads," *Civil Engineering Studies, Structural Research Series*, No. 490, University of Illinois, Urbana, Apr. 1981.

부 록

제안한 설계방법(식 (12))에서 압축대 깊이는 뚫림전단 강도를 결정하는 중요한 변수이다. 특히 압축대 깊이는 단면의 휨변형에 따라 변화한다(Fig. 6). 이 연구에서는 위험단면의 수직응력의 비선형분포를 고려하기 위하여 포물선 형태를 가정하였다(식 (4)). 압축대 최외각층의 변형률이 $\epsilon_c (= \alpha \epsilon_o)$ 일 때, 인장철근의 변형률 $\epsilon_s = \epsilon_c(d-c)/c$ 이다. 따라서 힘의 평형조건을 고려하여 압축대의 깊이는 다음과 같이 정의된다.

$$\frac{c}{d} = \frac{-E_s \epsilon_o \rho + \sqrt{(E_s \epsilon_o \rho)^2 + 4E_s \epsilon_o \rho (1 - \alpha/3) f_c'}}{2(1 - \alpha/3) f_c'} \quad (A-1)$$

Kinnunen and Nylander⁵⁾에 의하면, 뚫림전단파괴는 대체로 위험단면의 최대압축변형률이 $\alpha \epsilon_o = 0.00196$ 에 도달할 때 발생하며, 따라서 식 (A-1)에서 $\alpha = 1$ 을 근사적으

로 사용할 수 있다. 한편 주철근이 항복한 이후에는 압축대 깊이가 급격히 줄어들므로 식 (A-1)에서 구한 압축

대 깊이는 항복 순간의 압축대 깊이 c_y 를 초과하지 않도록 정의한다($c \leq c_y$).

요 약 직접전단과 불균형모멘트를 재하받는 슬래브-기둥 내부 접합부에 대한 대체설계방법이 개발되었다. 슬래브-기둥 접합부는 뿔립전단파괴에 앞서서 휨균열에 의해서 손상을 받으므로, 이 연구에서는 위험단면의 압축대에서 대부분의 전단저항이 발휘된다고 가정하였다. 뿔립전단강도의 산정을 위하여, 슬래브 휨모멘트와 불균형모멘트에 의해서 유발되는 압축수직응력의 영향을 고려하였다. 압축수직응력과 전단응력 사이의 상관관계를 고려하기 위하여, Rankine의 콘크리트 재료파괴기준을 사용하였다. 제안된 강도모델은 실험 결과와의 비교를 통하여 검증하였다. 검증 결과, 제안된 설계방법은 ACI 318과 Eurocode 2 보다 우수한 강도추정능력을 가지고 있으며 직접전단 또는 직접전단-불균형모멘트 복합하중을 재하받는 슬래브-기둥 접합부의 설계에 사용될 수 있다는 점이 밝혀졌다.

핵심용어 : 슬래브-기둥 접합부, 콘크리트 슬래브, 직접전단, 편심전단, 불균형모멘트