



슬래브-기둥 접합부에 대한 전단강도모델

최경규^{1)*} · 박홍근²⁾ · 김혜민¹⁾

¹⁾숭실대학교 건축학부 ²⁾서울대학교 건축학과

Shear Strength Model for Slab-Column Connections

Kyoung-Kyu Choi,^{1)*} Hong-Gun Park,²⁾ and Hye-Min Kim¹⁾

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

²⁾Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul 151-744, Korea

ABSTRACT On the basis of the strain-based shear strength model developed in the previous study, a strength model was developed to predict the direct punching shear capacity and unbalanced moment-carrying capacity of interior and exterior slab-column connections. Since the connections are severely damaged by flexural cracking, punching shear was assumed to be resisted mainly by the compression zone of the slab critical section. Considering the interaction with the compressive normal stress developed by the flexural moment, the shear strength of the compression zone was derived on the basis of the material failure criteria of concrete subjected to multiple stresses. As a result, shear capacity of the critical section was defined according to the degree of flexural damage. Since the exterior slab-column connections have unsymmetrical critical sections, the unbalanced moment-carrying capacity was defined according to the direction of unbalanced moment. The proposed strength model was applied to existing test specimens. The results showed that the proposed method predicted the strengths of the test specimens better than current design methods.

Keywords : slab, slab-column connections, eccentric shear, unbalanced moment

1. 서 론

슬래브와 기둥으로 구성되는 무량판 바닥구조는 공기 단축, 층고 절감, 자유로운 기둥 배치 등 건축설계와 시공에 있어서 많은 장점을 보유하고 있다. 그러나 무량판 구조는 보가 없이 슬래브와 기둥이 직접 연결되므로 뚫림전단에 대하여 접합부의 구조성능이 매우 취약하며, 또한 응력분포가 복잡하여¹⁾ 구조해석과 강도추정이 매우 어렵다. 특히 외부 접합부는 내부 접합부보다 위험단면의 길이가 짧고 위험단면이 비대칭이며, 따라서 중력하중의 재하에 의해서도 편심전단력과 불균형휨모멘트가 유발되므로 지진하중, 풍하중 등 횡하중에 보다 취약하다.^{2,3)}

슬래브-기둥 접합부의 구조성능과 파괴메커니즘을 정확하게 구명하기 위하여 그동안 다양한 실험과 이론연구들이 수행되어 왔다.^{4,5)} 이러한 연구 결과를 바탕으로 콘크리트 구조설계기준⁶⁾과 ACI 318-08⁷⁾의 설계기준에서는 슬래브-기둥접합부의 강도설계를 위해 선형분포의 편심전단응력모델을 사용하고 있다(Fig. 1). 그러나 Moehle⁸⁾와 Kinnunen⁹⁾에 의하면, 현행 설계기준은 특히 외부접합

부에 대한 실험결과를 잘 예측하지 못하며 경우에 따라서는 안전하지 못한 실정이다.

Luo와 Durrani⁹⁾는 현행 설계기준의 미비점을 보완하기 위하여, 슬래브의 휨모멘트강도, 전단강도와 비틀림강도를 각각 정의하여 그 합으로 휨모멘트강도를 산정하는 새로운 등가보모델을 제안하였다. 또한 외부접합부에서는 전단보다는 휨과 비틀림에 의하여 뚫림파괴가 지배된다는 가정을 사용하여 등가보모델을 외부접합부에도 적용하였다. Moehle⁸⁾는 외부접합부의 강도추정을 정확하게 하기 위하여, 외부 접합부에서는 슬래브의 휨모멘트강도와 편심전단강도가 큰 상호작용이 없다는 가정을 사용하여 슬래브의 휨모멘트강도만을 고려하는 새로운 강도모델을 제안하였다. 또한 최근에 Tian et al.,¹⁰⁾ 최경규와 박홍근¹¹⁾은 슬래브-기둥 내부접합부에 대하여 각 위험단면에서 불균형모멘트 강도성분을 개별적으로 정의함으로써 보다 우수한 강도추정능력을 가진 개선된 강도산정방법을 개발하였다. 특히 최경규와 박홍근¹¹⁾은 콘크리트 재료파괴기준을 이용하여 전단과 휨의 복합거동을 고려하였다.

이 연구에서는 선행연구¹¹⁾를 바탕으로 직접뚫림전단 또는 직접뚫림전단과 불균형휨모멘트를 함께 재하받는 슬래브-기둥 내부 및 외부접합부에 적용할 수 있는 설계방법을 개발하였으며, 기존 실험연구결과와의 비교를 통하여 검증하였다.

*Corresponding author E-mail: kkchoi@ssu.ac.kr
 Received March 25, 2010, Revised April 30, 2010,
 Accepted May 3, 2010
 ©2010 by Korea Concrete Institute

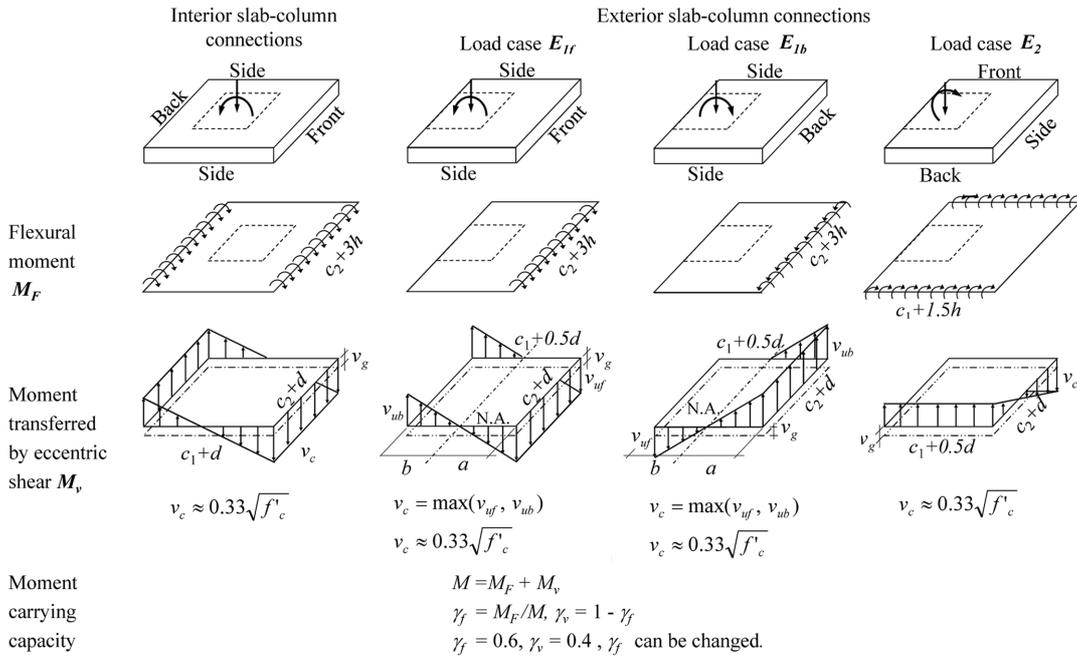


Fig. 1 KCI model (eccentric shear stress model) for unbalanced moment

2. 슬래브 단면의 전단성능

2.1 전단응력성능

슬래브-기둥 접합부에서는 뚫림전단파괴 이전에 일반적으로 세장한 슬래브에 큰 휨변형이 발생하며 따라서 접합부 둘레 위험단면의 인장대에 휨인장균열이 발생한다. Kotsovos¹²⁾, Zararis¹³⁾, Jelic¹⁴⁾의 연구 결과에 의하면, 큰 휨손상을 받은 이후 콘크리트 부재의 단면에는 골재 맞물림이나 주철근의 다우얼효과가 크지 않으며 콘크리트 압축대가 대부분의 전단력에 저항한다(Tureyen and Frosch¹⁵⁾, Kotsovos¹²⁾). 이러한 가정을 바탕으로 박홍근,¹⁶⁾ 최경규,^{17,18)} 최경규와 박홍근¹¹⁾은 압축대의 전단저항만을 고려하여 변형률 기반 전단강도모형을 개발하였다(Fig. 2).

이 모델에서는 콘크리트 압축대의 전단강도를 정확하게 산정하기 위하여, 압축대의 콘크리트에 작용하는 압축응력과 전단응력의 조합응력을 고려하였다. 두 조합응력에 대한 콘크리트 재료파괴기준으로서 Rankine(Chen¹⁹⁾)의 파괴기준을 사용하였다. 이 파괴기준에서는 주응력이 콘크리트의 재료강도에 도달하면 재료파괴가 발생하는 것으로 가정하였다. 즉 압축대의 각 지점에 작용하는 주압축응력이 압축강도 f'_c 에 도달하면 압축지배 전단파괴가 발생하며, 인장강도 f'_t 에 도달하면 인장지배 전단파괴가 발생한다(Fig. 2). 이 재료파괴기준으로 부터 전단응력성능(최대허용전단응력)들은 수직응력 σ_u 의 함수로 정의된다.

$$\text{압축지배 전단응력성능} \\ v_{nc}(z) = \sqrt{f'_c(f'_c - \sigma_u(z))} \quad (1a)$$

$$\text{인장지배 전단응력성능} \\ v_{nt}(z) = \sqrt{f'_t(f'_t + \sigma_u(z))} \quad (1b)$$

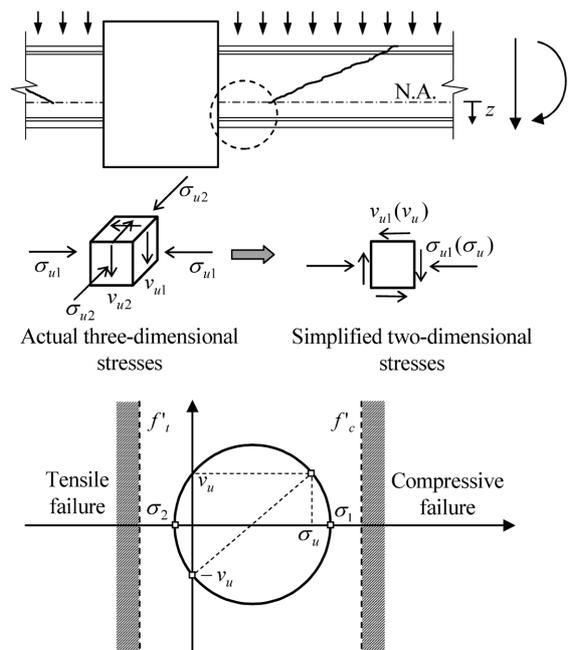


Fig. 2 Principal stress failure criteria of concrete subjected to shear-compression

여기서 f'_t = 직교방향 압축응력에 의해서 저감된 인장강도.¹¹⁾ 식 (1)에서 콘크리트 압축대에서 압축응력의 분포는 포물선 형태로 정의하였다.

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

식 (2)와 Fig. 3에서, $\alpha \varepsilon_o$ = 콘크리트 압축대의 압축변형률, $\varepsilon_o (= 0.002)$ = 콘크리트 압축강도에 해당하는 압축변형률, α = 콘크리트 압축대의 압축변형률과 콘크리트

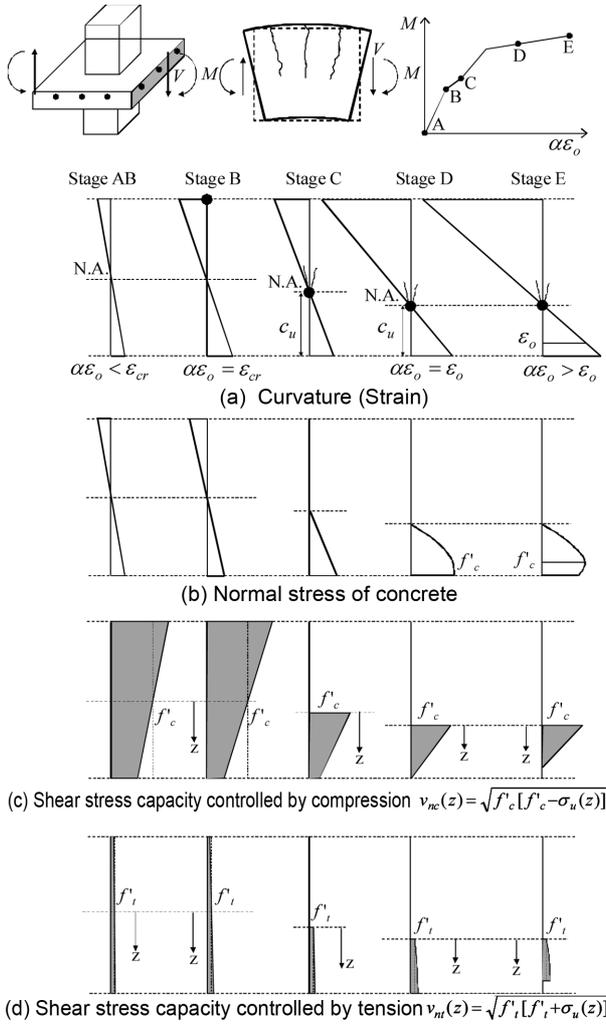


Fig. 3 Variations of normal stress and shear stress capacity according to curvature at a cross section

압축강도에 해당하는 압축변형률의 비율, c_u = 콘크리트 압축대의 깊이, z = 중립축으로부터의 거리. 콘크리트 압축대의 수직응력은 압축변형률($\alpha\varepsilon_o$)의 영향을 받으므로 식(1)의 전단응력성능은 결국 단면의 압축변형률(또는 휨변형)에 따라 변화한다.

2.2 균열과 비균열 단면의 평균전단응력성능

세장한 콘크리트 부재의 단면에서, 압축수직응력은 휨철근비와 함께 단면의 휨변형, 즉 곡률에 따라서 변화한다. Fig. 3은 슬래브의 한 단면에서 곡률의 변화에 따른 전단응력성능의 변화를 보여주고 있다. Fig. 3(a), (b)는 단면의 변형률 분포와 압축응력의 분포의 변화를 나타내고 있으며, Fig. 3(c)는 식 (1a)에 의한 압축지배 전단응력성능, Fig. 3(d)는 식 (1b)에 의한 인장지배 전단응력성능의 변화를 나타낸다. 단면의 한 위치에서의 전단응력성능 v_c 는 압축지배와 인장지배 전단응력성능 중에서 작은 값으로 결정되는데, 일반적으로 인장지배 전단응력성능이 더 작으므로, 전단응력성능은 인장지배 전단응력성능으로 결정된다. 즉 $v_c \approx v_{nt}$. 단, 뚫림전단과괴시, 압축

철근이 인장지배 전단성능에 직접적인 영향을 미치지 않으므로 기여도를 고려하지 않았다.

인장균열이 발생하기 이전에는, 일반적으로 중립축은 단면의 중심에 위치하며 단면 전체가 전단에 저항한다. 또한 압축응력의 크기가 크지 않으므로, 식 (1b)에서 $\sigma_u(z) = 0$ 을 가정하여 전단응력성능은 다음과 같이 산정된다.

$$v_c = f_t \quad (3)$$

여기서 $f_t = 0.6\sqrt{f'_c}$ in MPa (CSA²⁰). 식 (3)은 비균열 단면의 평균전단응력성능을 나타낸다.

균열이 발생한 이후에는, 인장균열이 중립축으로 진전되며 인장측에서의 전단저항은 급격히 저하된다. 그 뒤 인장균열이 중립축에 도달한 이후에는 손상을 받지 않은 압축대 만이 전단저항을 발휘하며, 이때 전단응력성능의 크기와 분포는 압축응력의 크기와 분포에 영향을 받는다. 이 연구에서는 간편설계방법을 개발하기 위하여, 인장균열이 발생한 이후 압축대에 대한 평균수직응력($\bar{\sigma}_u$)을 도입하고 식 (1b)를 이용하여 균열단면의 평균전단응력성능을 다음과 같이 정의하였다.

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

여기서 $\bar{\sigma}_u$ 는 식 (2)로부터 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$\bar{\sigma}_u = \int_0^{c_u} \sigma_u(z) dz / c_u = (\alpha - \alpha^2/3) f'_c \quad (5)$$

단면의 휨변형이 증가함에 따라서 콘크리트 압축대의 깊이는 감소하며 압축응력과 전단응력성능이 변화하며 따라서 단면의 전단성능은 변화한다(Fig. 3, 식 (4)와 (5)).

Kinnunen and Nylander²¹)에 의하면, 직접뚫림전단을 재하받는 슬래브-기둥 접합부에 대한 강도실험 연구 결과 대 체로 접합부의 압축변형률 $\alpha\varepsilon_o = 0.00196$ 에 도달하면 슬래브-기둥 접합부의 뚫림전단파괴가 발생한다. 따라서 이 연구와 선행연구(최경규와 박홍근¹¹)에서는 뚫림전단에 대한 간편설계방법을 개발하기 위하여, 식 (5)에서 압축변형률 $\alpha\varepsilon_o = 0.002$ ($\alpha = 1$)을 가정하였다.

3. 직접뚫림전단강도

직접뚫림전단의 경우 큰 휨손상이 기둥주위 위험단면에서 먼저 일어나므로 균열단면에 대한 전단성능 식 (4)를 이용하여, 직접전단력에 대한 슬래브-기둥 접합부의 뚫림전단강도는 식 (6)으로 정의된다.

$$V_n = v_c b_o d = \sqrt{f'_t(f'_t + \bar{\sigma}_u)} b_o c_u \quad (6)$$

여기서 b_o = 위험단면의 길이. 식 (5)에 $\alpha = 1$ 을 대입하면, $\bar{\sigma}_u = (2/3) f'_c$ 이고 수직압축응력의 영향을 고려하여 콘

크리트의 유효인장강도 $f'_t = (1/3)f'_c$ (최경규와 박홍근¹¹⁾).

한편, 이 연구에서는 기존 연구에서 보고된 크기효과²²⁾를 고려하기 위하여, British Standard 8110²³⁾의 크기효과계수 $\lambda_s [= \sqrt[4]{400/d}]$ (mm)를 사용하였다. 또한, 위험단면의 형상비효과(ACI 318-08⁷⁾)를 고려하기 위하여, Manterola²⁴⁾의 실험 결과에 근거하여 위험단면의 형상비계수 $\lambda_{bo} [= 3/\sqrt{b_o/d}]$ 를 사용하였다. 크기효과 계수와 형상비계수를 도입하여 접합부의 뚫림전단강도는 식 (7)로 재정의하였다.

$$V_n = v_c b_o d \quad (7a)$$

$$v_c = \lambda_s \lambda_{bo} \sqrt{f'_t (f'_t + (2/3)f'_c)} c_u / d \quad (7b)$$

기존 실험연구 결과에 의하면, 무량관구조에서는 슬래브-기둥의 접합부 부근에서 주로 뚫림전단파괴가 발생한다. 그 이유는 슬래브-기둥의 접합부 부근에서 휨변형에 의한 휨손상이 최대가 되고 전단파괴의 위험단면의 길이가 줄어들므로 전단능력이 최소가 되고 요구전단은 최대가 되기 때문이다. 이 연구에서는 45° 균열을 가정하여 기둥면에서 가장 가까운 단면을 위험단면으로 정하였으며, 이때 현행 ACI 318-08⁷⁾의 설계기준(Fig. 1)을 따라서 기둥쪽에 슬래브의 유효두께를 더하여 위험단면의 폭을 $c_1 + d$ (또는 $c_2 + d$)로 정의하였다. 따라서 내부접합부에 대하여 위험단면 둘레길이는 $b_o = 2c_1 + 2c_2 + 4d$ 이다.

4. 불균형모멘트강도

이 연구에서는 불균형모멘트를 받는 슬래브-기둥접합부의 저항모멘트를 Fig. 4와 같이 5개의 모멘트 성분으로 구분하였다. M_{Ff} , M_{Fb} = 전면과 후면 슬래브의 휨모멘트, M_{Sf} , M_{Sb} = 전면과 후면의 편심전단에 의한 모멘트, 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. 직접뚫림전단과 마찬가지로 불균형모멘트에 대한 위험단면을 각 기둥면으로부터 0.5d 만큼 떨어진 단면으로 정의한다.

제안된 강도모델에서 접합부의 총 저항모멘트 M_n 은 다음과 같이 정의된다.

$$M_n = M_F + M_S + M_T \quad (8)$$

여기서 $M_F = M_{Ff} + M_{Fb}$, $M_S = M_{Sf} + M_{Sb}$.

4.1 내부접합부의 불균형모멘트강도

Fig. 4(a)에 내부접합부의 불균형모멘트 저항성분이 나타나 있다. 기존 실험연구에 의하면, 내부접합부의 경우에 일반적으로 주철근이 항복하므로 휨모멘트 M_{Ff} , M_{Fb} 는 주철근의 항복을 고려하여 간단하게 정의할 수 있다.

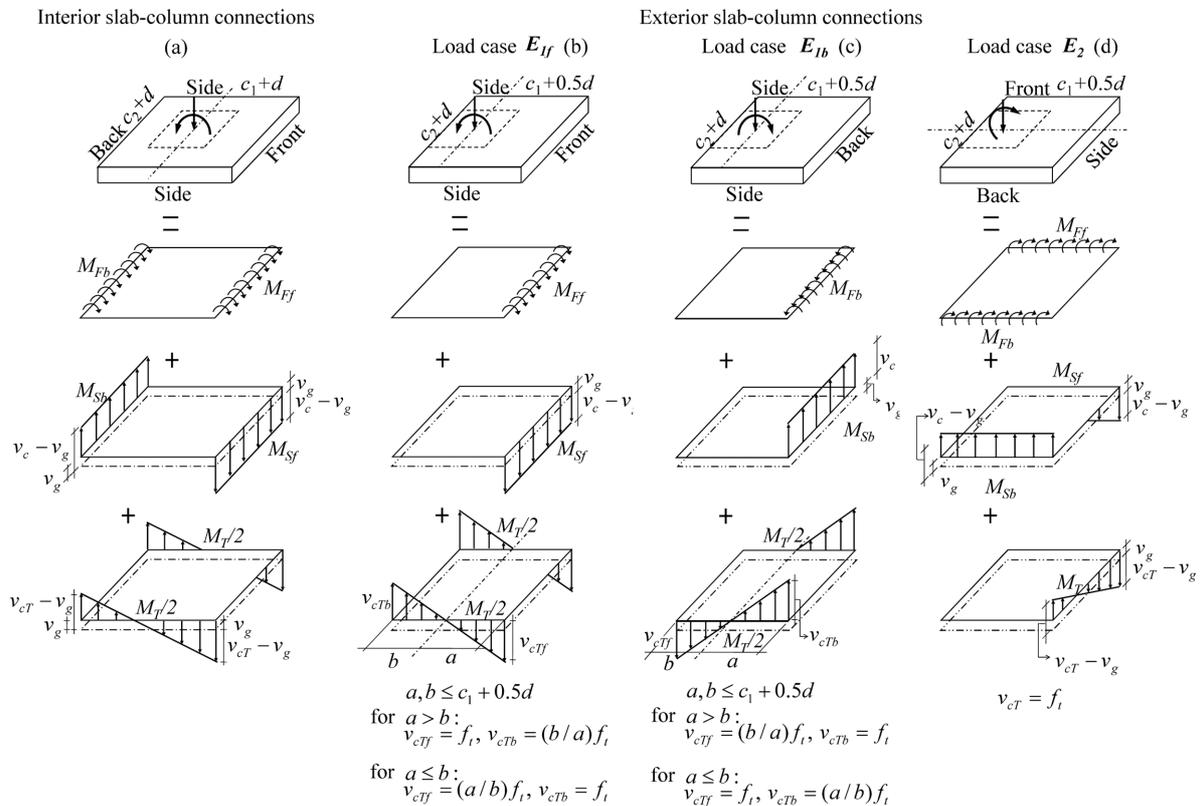


Fig. 4 Proposed strength model for unbalanced moment

$$M_F = M_{Ff} + M_{Fb} \quad (9)$$

$$M_{Ff} = A_{Sf} f_y \cdot jd \quad (10a)$$

$$M_{Fb} = A_{Sb} f_y \cdot jd \quad (10b)$$

여기서 A_{Sf} , A_{Sb} = 위험단면 전면과 후면의 인장철근 단면적, jd = 전후면 휨모멘트의 팔길이

Fig. 4(a)에서, 전후면의 편심전단응력은 불균형모멘트 $M_S (= M_{Sf} + M_{Sb})$ 를 발생시킨다. 전후면은 불균형모멘트에 의하여 큰 휨손상을 받으므로, 균열단면의 전단성능인 식 (7b)를 이용하여 전후면의 편심전단응력강도를 정의한다. 이때 전면의 압축대에는 직접전단응력 $v_g [= V_G / (b_o d)]$ 가 작용하고 있으므로 불균형모멘트에 의한 허용전단응력은 $(v_c - v_g)$ 로 제한된다. 직접전단응력은 불균형모멘트를 유발하지 않으며, 따라서 전후면의 불균형모멘트 M_S 는 횡하중에 의한 편심전단의 기여도를 고려하여 식 (11)로 정의된다.

$$M_S = [(v_c - v_g)(c_2 + d)d](c_1 + d) \quad (11)$$

반면 비틀림 전단이 발생하는 측면에서는 불균형모멘트에 의하여 슬래브에 휨모멘트가 발생하지 않으므로 휨손상이 크지 않다(Fig. 4(a)). 따라서 비균열단면에 대한 전단성능 식 (3)을 이용하여, 측면의 최대전단강도는 $v_{cT} = f_t$ 로 정의하였다. 이 연구에서는 측면의 불균형모멘트강도를 구하기 위하여 현행 KCI 설계기준과 마찬가지로 전단응력의 선형분포를 가정하였다. 측면의 편심전단모멘트 M_T 는 직접전단응력을 제외한 $(v_{cT} - v_g)$ 를 이용하여 식 (12)로 정의된다.

$$M_T = \frac{4}{3}(v_{cT} - v_g) \left(\frac{c_1 + d}{2} \right)^2 d \geq 0 \quad (12)$$

내부접합부에서는 불균형모멘트와 함께 직접뚫림전단 식 (7)에 대해서도 안전하게 설계되어야 한다.

4.2 외부접합부의 불균형모멘트강도

외부접합부에서는 비대칭 위험단면으로 인해 직접뚫림전단과 함께 불균형모멘트가 작용한다. 이 연구에서는 불균형모멘트에 대한 계산에서 위험단면의 중심이 아닌 기둥의 단면중심에서 모멘트저항력을 계산하였다. 이는 실무설계시 구조해석에서 접합부에 대한 요구성능이 기둥단면의 중심에서 평가되기 때문이다.

Fig. 4(b)는 횡하중 E_{lf} 을 재하받는 슬래브-기둥 외부접합부의 저항모멘트 성분을 나타낸다. 이 경우 후면은 외부에 면하므로 저항력을 발휘할 수 없다. 그림에서 전면의 휨모멘트 저항력 M_{Ff} 는 주철근의 항복을 고려하여 식 (13)로 구할 수 있다.

$$M_F = M_{Ff} = A_{Sf} f_y \cdot jd \quad (13)$$

전면의 경우, 직접전단력과 불균형모멘트에 의하여 큰 휨손상을 받으므로, 균열단면의 전단성능 식 (7b)를 이용하여 전면의 편심전단응력강도를 정의한다. 따라서 전면의 불균형모멘트 M_S 는 전면의 편심전단을 고려하여 식 (14)로 정의된다.

$$M_S = M_{Sf} = 0.5v_c(c_2 + d)(c_1 + d)d \quad (14)$$

외부접합부에서는 위험단면이 비대칭이므로 직접전단응력 v_g 가 불균형모멘트를 유발할 수 있으며(Fig. 4(b), (c), (d)), 따라서 내부접합부(식 (11))와 달리 불균형모멘트 강도 산정시 직접전단응력 성분을 제외하지 않았다.

측면의 편심전단모멘트 M_T 는 선형의 편심전단분포를 고려하여 식 (15)로 정의된다.

$$M_T = \left[b + \frac{2}{3}a - \frac{c_1 + 0.5d}{2} \right] v_{cTf} da + \left[-\frac{1}{3}b + \frac{c_1 + 0.5d}{2} \right] v_{cTb} db \quad (15)$$

a, b 는 중립축으로부터 전면과 후면까지의 거리로서 직접뚫림전단력에 의한 힘의 평형을 고려하여 계산된다. v_{cTf} , v_{cTb} = 측면의 양단부에서 최대전단응력. $a > b$ 인 경우에는 전면에 면한 측면의 단부에서 먼저 최대전단강도에 도달하므로 $v_{cTf} = f_t$, $v_{cTb} = (b/a)f_t$ 이고, 반면 $a \leq b$ 인 경우에는 외측에 면한 측면의 단부에서 먼저 최대전단강도에 도달하므로 $v_{cTf} = (a/b)f_t$, $v_{cTb} = f_t$ 로 정의된다.

Fig. 4(c), (d)에는 횡하중 E_{1b} , E_2 를 각각 재하받는 슬래브-기둥 외부접합부에 대하여 선형분포의 편심전단응력모델이 제시되어 있다. 횡하중 E_{1b} , E_2 을 재하받는 경우에도 앞서 E_{lf} 를 재하받는 경우와 같은 방법으로 불균형모멘트 강도를 각각 계산할 수 있다.

5. 강도모델의 검증

제안된 강도산정모델의 유효성을 검증하기 위해서, 직접뚫림전단과 불균형모멘트를 재하받는 슬래브-기둥 내부접합부와 외부접합부에 대한 기존실험 결과에 대해서 제안된 강도모델을 적용하였다. 검증에 사용된 실험체는 CEB-FIP²⁵⁾의 기술보고서(직접뚫림전단), 최경규,^{11,26)} Moehle⁸⁾와 Luo and Durrani⁹⁾(불균형모멘트)에 자세히 제시되어 있다. 그중 불균형모멘트를 재하받는 시험체에 대한 부재형상 및 재료 특성, 그리고 시험체의 강도산정결과와 실험강도의 비교는 Tables 1과 2에 정리되어 있다. Fig. 5, Tables 1, 2에 의하면, 직접뚫림전단을 재하받는 내부접합부의 경우, 실험강도 대 산정강도의 비(V_{exp}/V_n)는 평균 1.05, COV 15.4%, 평균절대오차 12.4%이다. 또한 불균형휨모멘트를 재하받는 내부접합부는 실험강도 대 산

Table 1 Dimensions and properties of test specimens, and strength predictions of interior slab-column connections subjected to unbalanced moment^(1,26)

Specimens		$L_1 \times L_2 \times c_1 \times c_2 \times h$ (mm) ⁽¹⁾	f'_c (MPa)	ρ (%)	$\frac{V_G}{V_{co}}$ ⁽²⁾ (%)	$\frac{M_{exp.}}{M_n}$ ⁽³⁾	$\frac{M_{exp.}}{M_{n,KCI}}$ ⁽⁴⁾
Morison and Sozen	S1	1829×1829×305×305×76.2	45.7	0.54	3	1.20	0.63
	S2	1829×1829×305×305×76.2	35.1	0.82	3	1.26	0.81
	S3	1829×1829×305×305×76.2	33.9	1.09	3	1.18	0.88
	S4	1829×1829×305×305×76.2	34.9	0.68	7	1.19	0.78
	S5	1829×1829×305×305×76.2	35.1	0.82	15	1.31	0.90
Islam and Park ⁽¹⁾	1	2743×2286×229×229×88.9	27.3	0.90	25	1.40	1.12
	2	2743×2286×229×229×88.9	31.9	0.90	23	1.61	1.25
	3C	2743×2286×229×229×88.9	29.7	0.90	24	1.66	1.24
Luo and Durrani	8I	2896×1981×254×254×114.3	39.3	0.70	18	1.37	1.06
	II	2896×1981×254×254×114.3	20.7	0.52	8	1.23	0.70
	INT1	3048×2896×254×254×114.3	30.9	0.49	43	1.54	0.94
	INT2	3048×2896×254×254×114.3	30.7	0.49	50	1.35	0.87
Hanson and Hanson	A12	1829×1219×152×152×76.2	33.2	1.22	29	1.46	1.79
	A13L	1829×1219×152×152×76.2	32.8	1.22	29	1.42	1.74
	B16	1829×1219×305×152×76.2	30.4	1.22	29	1.37	1.43
	C17	1829×1219×152×305×76.2	36.0	1.22	24	1.20	1.06
Zee and Moehle	INT	1829×1829×137×137×61.0	26.2	0.57	24	1.59	1.29
Pan and Moehle	1	3658×3658×274×274×121.9	33.3	0.76	35	1.23	1.01
	3	3658×3658×274×274×121.9	31.3	0.76	22	1.75	1.34
Hawkins et al.	S1	3658×2134×305×305×152.4	23.4	0.65	34	1.73	1.66
	S2	3658×2134×305×305×152.4	23.2	1.42	44	1.43	1.40
	S4	3658×2134×305×305×152.4	26.5	0.69	41	1.60	1.68
Farhey et al.	1	2690×2690×300×200×80.0	35.1	0.68	0	1.43	0.91
	2	2690×2690×300×200×80.0	35.1	0.68	0	1.43	0.91
	3	2690×2690×300×200×80.0	15.0	0.68	26	1.30	1.09
	4	2690×2690×300×120×80.0	15.0	0.68	30	1.28	1.47
Durrani and Du	DNY1	2896×1981×254×254×114.3	35.3	0.52	20	1.40	0.75
	DNY2	2896×1981×254×254×114.3	25.7	0.52	30	1.19	0.71
	DNY3	2896×1981×254×254×114.3	24.6	0.52	24	1.65	0.97
	DNY4	2896×1981×254×254×114.3	19.1	0.52	27	1.67	1.05
Robertson and Durrani	1	2896×1981×254×254×114.3	38.0	0.74	19	1.24	0.98
	2C	2896×1981×254×254×114.3	33.0	0.74	21	1.32	1.09
	3SE	2896×1981×254×254×114.3	44.0	0.74	18	1.32	1.00
	4S	2896×1981×254×254×114.3	43.8	0.74	18	1.36	1.02
	5SO	2896×1981×254×254×114.3	38.0	0.74	19	1.28	1.01
Ghali et al.	SM0.5	1830×1830×305×305×152.0	36.8	0.43	31	1.79	1.01
	SM1.0	1830×1830×305×305×152.0	33.4	0.87	33	1.53	1.33
	SM1.5	1830×1830×305×305×152.0	40.0	1.30	30	1.19	1.23
	DM0.5	1830×1830×305×305×152.0	44.1	0.43	20	1.87	0.97
	DM1.0	1830×1830×305×305×152.0	32.7	0.87	31	1.92	1.65
	DM1.5	1830×1830×305×305×152.0	42.5	1.30	29	1.68	1.70
Hwang and Moehle	b2	2743×1830×244×244×81	21.8	0.55	28	1.53	1.07
	b3	2743×1830×244×163×81	21.8	0.64	28	1.57	1.16
	c2	2743×1830×325×244×81	21.8	0.55	29	1.69	1.36
	c3	2743×1830×325×163×81	21.8	0.67	28	1.69	1.44
Dilger and Cao	CD1	1900×1900×250×250×150	40.4	1.24	90	0.93	5.17
	CD4	1900×1900×250×250×152	31.2	1.24	68	1.13	2.43
Cao	CD8	1900×1900×250×250×155	27.0	1.24	55	1.33	2.29
Mean		-	-	-	-	1.43	1.28
COV		-	-	-	-	0.151	0.540

⁽¹⁾ L_1 = span length in the direction where unbalanced moments are considered; L_2 = span length in the direction perpendicular to L_1 ; c_1 , c_2 = dimension of column section; and h = slab thickness.

⁽²⁾ V_G = direct shear force transmitted to the connection, and $V_{co} = [(1/3) \sqrt{f'_c} b_o d]$ nominal shear strength by KCI.

⁽³⁾Moment-carrying capacities predicted by the proposed method (Eq. (8)).

⁽⁴⁾Eccentric shear stress model by KCI.

Table 2 Dimensions and properties of test specimens, and strength predictions of exterior slab-column connections subjected to unbalanced moment^{8,9)}

Specimens		c_1 (mm)	c_2 (mm)	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	ρ (%)	M_{exp} (kNm)	d (mm)	$\frac{V_G}{V_{co}}$ ⁽¹⁾ (%)	$\frac{M_{exp.}^{(2)}}{M_n}$	$\frac{M_{exp.}^{(3)}}{M_{n,KCI}}$
Hawkins et al.	E1	305	305	22.5	463	0.76	67.7	130	26.2	1.00	1.03
	E2	406	406	29.5	425	1.07	150.5	140	21.9	1.17	1.11
	E3	495	203	22.6	447	1.87	126.1	140	27.7	0.92	1.62
Hanson and Hanson	D15	152	152	31.1	365	1.50	10.5	57	19.8	1.08	1.24
Regan	SE1	300	200	35.5	480	1.08	39.6	98	102.3	1.01	106.98
	SE4	200	300	26.6	480	1.08	30.5	98	100.6	0.75	31.00
	SE7	200	300	39.8	490	1.08	31.8	98	69.9	0.68	1.80
	SE9	250	250	41.9	480	0.54	35.7	98	61.6	1.12	1.54
	SE10	250	250	41.1	480	0.54	36.0	98	57.5	1.12	1.43
	SE11	250	250	51.5	480	0.54	39.6	98	62.4	1.18	1.57
Falamaki and Loo	W5_B	200	200	26.8	500	0.50	16.6	80	67.8	1.12	2.02
	M5_B	300	400	34.0	614	1.24	41.1	81	48.4	0.75	1.19
Stamenkovic and Chapman	C/E/1	127	127	31.5	448	1.09	5.6	56	142	0.80	⁽⁴⁾
	C/E/2	127	127	33.0	496	1.09	9.2	56	104	1.20	⁽⁴⁾
	C/E/3	127	127	34.0	496	1.09	10.1	56	46.5	1.24	2.28
	C/E/4	127	127	27.8	496	1.09	8.8	56	22.6	1.19	1.54
	M/E/2	127	127	26.7	496	1.09	8.4	56	0.0	1.12	1.16
Kane	K-1	100	68	30.2	480	0.99	2.4	41	91.6	0.98	9.61
	K-3	114	75	41.2	480	1.12	2.5	38	81.1	0.87	3.88
Zaghlool	Z-IV(1)	178	178	27.4	476	2.29	45.0	121	75.0	0.91	3.89
	Z-V(1)	267	267	34.3	474	1.52	84.6	121	87.7	1.02	6.99
	Z-V(2)	267	267	40.5	474	1.72	93.6	121	92.7	1.01	10.35
	Z-V(3)	267	267	38.7	475	1.75	103.6	121	103	1.13	199.42
	Z-V(4)	267	267	35.0	437	1.52	81.4	121	0	1.06	1.02
	Z-V(6)	267	267	31.3	476	1.52	88.1	121	50.0	1.04	2.25
	Z-VI(1)	356	356	26.0	476	1.14	106.9	121	98.8	1.28	23.18
Scavuzazo	S1	152	102	38.1	379	1.03	4.7	50	62.3	0.81	1.69
Luo and Durrani	IE	250	250	20.7	380	0.49	2.0	97	11.9	0.91	0.57
	DNY1	250	250	35.3	372	0.49	2.4	97	21.7	0.89	0.58
	DNY2	250	250	25.7	372	0.49	1.9	97	30.0	0.75	0.59
	DNY3	250	250	24.6	372	0.49	2.3	97	25.9	0.94	0.71
	EXT1	250	250	31.2	418	0.55	2.3	97	13.3	0.85	0.54
	EXT2	250	250	32.1	418	0.55	2.7	97	19.1	0.96	0.67
Mean	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	13.7
COV	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.159	2.91

⁽¹⁾ V_G = direct shear force transmitted to connection, and $V_{co} [= (1/3) \sqrt{f'_c} b_o d]$ nominal shear strength by KCI.

⁽²⁾Moment-carrying capacities predicted by the proposed method (Eq. (8)).

⁽³⁾Eccentric shear stress model by KCI.

⁽⁴⁾KCI model is inapplicable to slab-column connections subjected to high gravity load.

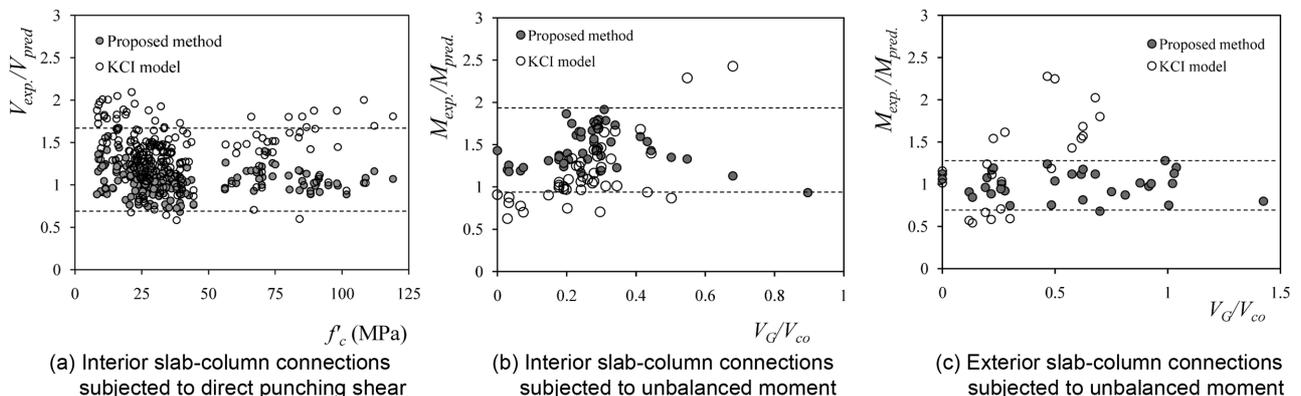


Fig. 5 Strength predictions for test specimens

정강도의 비($M_{exp.}/M_n$)가 평균 1.43, COV 15.1%, 평균 절대오차 12.5%이고 외부접합부의 경우는 평균 1.00, COV 15.9%, 평균절대오차 13.1%이다.

Fig. 5, Tables 1, 2에서 KCI(또는 ACI 318-08)의 편심전단응력모델의 강도모델에 의한 추정결과를 함께 비교하고 있다. 직접뚫림전단을 재하받는 내부접합부의 경우, 실험강도 대 산정강도의 비($V_{exp.}/V_n$)는 평균 1.36, COV 23.1%, 평균절대오차 18.3%이다. 또한 불균형모멘트를 재하받는 내부접합부는 실험강도 대 산정강도의 비($M_{exp.}/M_n$)가 평균 1.28, COV 54.0%, 평균절대오차 30.8%이고 외부접합부의 경우는 평균 13.7, COV 291%, 평균절대오차 129.0%이다. KCI 설계기준은 강도추정에 있어서 큰 편차를 보이고 있으며, 제안한 설계방법은 현행설계방법에 비하여 상대적으로 우수한 강도추정능력을 보이는 것으로 밝혀졌다.

6. 결 론

이 연구에서는 선행연구¹¹⁾에서 개발한 변형률 기반 뚫림전단강도모델에 기반하여, 직접뚫림전단과 불균형모멘트를 재하받는 슬래브-기둥 접합부의 강도평가를 위하여 보다 개선된 설계방법을 개발하였다. 제안된 설계방법에서는 휨에 의해서 발생하는 압축응력과 전단응력의 상호작용을 고려하였으며 재료파괴기준을 사용하여 슬래브 위험단면의 전단강도를 정의하였다. 이 재료파괴기준을 이용하여 접합부 주위 위험단면에서 비균열단면과 균열 단면에 따라서 전단성능을 다르게 정의하였다. 기존 실험 결과와 비교하여 현행 콘크리트구조설계기준 보다 슬래브-기둥 접합부의 강도를 정확히 예측하는 것으로 나타났다.

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. Sherif, A. G., "Behavior of Reinforced Concrete Flat Slabs," Ph.D. Thesis, Dept. of Civil Eng., The University of Calgary, Canada, 1996.
3. Lim, F. K. and Rangan, B. V., "Studies of Concrete Slabs with Stud Shear Reinforcement in Vicinity of Edge and Corner Columns," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 5, 1995, pp. 515~525.
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. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준 해설, 2007, 523 pp.
7. American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete," ACI 318-08. USA, 2008, 473 pp.
8. Moehle, J. P., "Strength of Slab-Column Edge Connections," *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 1, 1988, pp. 89~98.
9. Luo, Y. H. and Durrani, A. J., Equivalent Beam Model for Flat-Slab Buildings-Part II: Exterior Connections, *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 2, 1995, pp. 250~257.
10. Tian, Y., Jirsa, J. O., and Bayrak, O., "Nonlinear Modeling of Slab-Column Connections under Cyclic Loading," *ACI Structural Journal*, Vol. 106, No. 1, 2009, pp. 30~38.
11. 최경규, 박홍근, "무량판 슬래브-기둥 접합부에 대한 전단강도모델," 콘크리트학회 논문집, 22권, 3호, 2010, pp. 345~356.
12. Kotsovos, M. D. and Pavlovic, M. N., *Ultimate Limit-State Design of Concrete Structures: a New Approach*, Thomas Telford, London, 1998, 208 pp.
13. Zararis, P. D. and Papadakis, G. C., Diagonal Shear Failure and Size Effect in RC Beams without Web Reinforcement, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 7, 2001, pp. 733~742.
14. 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.
15. Tureyen, A. K. and Frosch, R. J., "Concrete Shear Strength: Another Perspective," *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 5, 2003, pp. 609~615.
16. Park, H., Choi, K., and Wight, J. K., "Strain-Based Shear Strength Model for Slender Beams without Web Reinforcement," *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 6, 2006, pp. 783~793.
17. Choi, K., Park, H., and Wight, J. K., "Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams- Part I: Development," *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No. 2, 2007, pp. 142~152.
18. 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.
19. Chen W. F., *Plasticity in Reinforced Concrete*, New York, McGraw-Hill, 1982, pp. 204~205.
20. CSA A23.3-M04 Technical Committee, Design of Concrete Structures, Canadian Standards Associations, Toronto, Ontario, 2004, 258 pp.
21. Kinnunen, S. and Nylander, H., *Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement*, Transactions No. 158, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1960, 112 pp.
22. Bažant, Z. P. and Cao, Z., "Size Effect in Punching Shear Failure of Slabs," *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 1, 1987, pp. 44~53.
23. BS 8110, Structural Use of Concrete, Part1, Code of Practice for Design and Construction, British Standards Institution, London, 1997, 168 pp.
24. Manterola, M., "Poinçonnement de Dalles Sans Armature d'effort Trenchant," ComitéEuropéen du Béton (Hrsg.),

Dalles, Structures Planes, CEB-Bull, Paris, d'Information
1966, 58 pp.
25. FIP 12, Punching of Structural Concrete Slabs. CEB-FIP

Task Group, Lausanne, Switzerland, 2001, 314 pp.
26. 최경규, 박홍근, “불균형 휨모멘트를 받는 플랫플레이트-기둥 외부접합부의 강도,” 콘크리트학회 논문집, 15권, 3호, 2003, pp. 470~481.

요 약 선행연구에서 제안된 변형률기반 전단강도모델에 근거하여, 슬래브-기둥 내부 및 외부접합부의 직접뚫림전단강도와 불균형휨모멘트강도를 정확하게 평가할 수 있는 강도모델을 개발하였다. 슬래브-기둥 접합부는 뚫림전단파괴에 앞서서 휨균열에 의해서 손상을 받으므로, 이 연구에서는 위험단면의 압축대에서 대부분의 전단저항이 발휘된다고 가정하였다. 슬래브 휨모멘트에 의해서 유발되는 압축수직응력이 콘크리트 압축대의 전단강도에 미치는 영향을 고려하기 위하여, 다축응력 상태에 대한 콘크리트 재료파괴기준을 이용하였다. 그 결과 위험단면의 전단성능이 휨손상의 정도에 따라서 정의되었다. 외부접합부는 비대칭적인 위험단면을 가지고 있으므로 하중재하방향을 고려하여 휨모멘트강도를 정의하였다. 실험 결과와 비교 결과, 제안된 강도모델은 현행 설계기준 보다 실험체의 강도를 더 정확하게 추정하는 것으로 밝혀졌다.

핵심용어 : 무량판 구조, 슬래브-기둥 접합부, 편심전단, 불균형모멘트