

## 불균형 휨모멘트를 받는 플랫 플레이트-기둥 외부접합부의 강도

최경규<sup>1)</sup> · 박홍근<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup> 서울대학교 건축학과

(2003년 2월 25일 원고접수, 2003년 5월 22일 심사완료)

### Strength of Exterior Flat Plate-Column Connections Subjected to Unbalanced Moment

Kyoung-Kyu Cho<sup>1)</sup> and Hong-Gun Park<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup> Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul, 151-742, Korea

(Received February 25, 2003, Accepted May 22, 2003)

#### ABSTRACT

Exterior plate-column connection has an unsymmetrical critical section for eccentric shear of which perimeter is less than that of interior connection, and hence, around the connection, unbalanced moment and eccentric shear are developed by both gravity load and lateral loads. Therefore, exterior connection is susceptible to punching shear failure. Current design provision cannot accurately explain strength of existing experiments, partly due to the complexity in the behavior of exterior plate-column connection, or partly due to the theoretical deficiency of the strength analysis model adopted. In the present study, nonlinear finite element analyses were performed for exterior connections belonging to continuous flat plate. For each direction of lateral load, the behavior and strength of exterior plate-column connection were quite different. Based on the numerical result, strength prediction model for exterior connection was proposed for each direction of lateral load. Compared with existing experiments, the proposed method was verified.

**Keywords** : flat plate, exterior connection, eccentric shear, seismic design, unbalanced moment

#### 1. 서 론

지금까지 플랫 플레이트의 슬래브-기둥 접합부의 성능을 규명하기 위해 많은 연구가 수행되어 왔으나 대부분의 연구는 내부접합부에 집중되었으며, 상대적으로 외부 접합부에 대한 연구는 부족한 실정이다. 그러나 외부접합부는 내부접합부와는 달리 기하학적으로 비대칭이며(Fig. 1) 이로 인하여 중력하중의 재하에 의해서도 편심전단력과 불균형휨모멘트가 유발되므로, 거동이 대단히 복잡하고 횡하중에 특히 취약하다.

국내 콘크리트 구조설계기준<sup>3)</sup>(KCI) 및 ACI 318-02<sup>4,6)</sup> 등 현행 설계기준에서는 외부접합부의 강도설계를 위해 내부접합부에서 사용하는 편심전단응력모델을 그대로 사용하고 있다. 그러나 Moehle<sup>9,10)</sup>와 Luo<sup>8)</sup> 등의 연구에 의하면 이러한 설계방법은 안전측이지만 외부 접합부의 강도를 지나치게 과소평가하는 것으로 보고되고 있다.(Fig. 2)

이에 대해 Moehle<sup>9)</sup>는 실험결과에 근거하여 슬래브의 휨모멘트강도와 편심전단강도가 외부접합부에서는 서로 무관하다는 가정을 사용하여 슬래브의 휨모멘트강도만을 고려하는 새로운 강도모델을 제안하고 있으나, Fig. 2에 나타난 바와 같이 실험결과를 그다지 잘 예측하지 못하고 있다. 현재 ACI 318-02 등의 설계기준에서는 기존의 편심전단응력모델<sup>4,6)</sup>과 함께 Moehle<sup>9,10)</sup>의 강도모델을 병행하여 채택하고 있으며, 이로 인하여 외부접합부의 강도를 일관되게 추정하기 어려운 실정이다.

플랫 플레이트의 슬래브-기둥 외부접합부의 거동을 규명하기 위해, 일반적으로 실험에서는 접합부와 그 주변의 단판슬래브로 구성된 축소모델이 사용된다.(Fig. 3) 그러나 이러한 축소모델을 이용하는 실험에서는, 접합부 전체의 강도와 변형능력에 대한 자료를 얻을 수 있지만 접합부 주변의 내력분포와 변화를 면밀하게 파악하기 어렵다. 또한 이러한 실험연구에서는 실제 플랫 플레이트 구조의 일부인 외부접합부의 경계조건 및 하중재하조건을 실현하기 매우 어렵다.

본 연구에서는 외부접합부에 대한 기존의 실험연구와 현행설계기준의 미비점을 보완하기 위해, 비선형 유한요소

\* Corresponding author

Tel : 02-880-7055 Fax : 02-871-5518

E-mail : hgpark@gong.snu.ac.kr

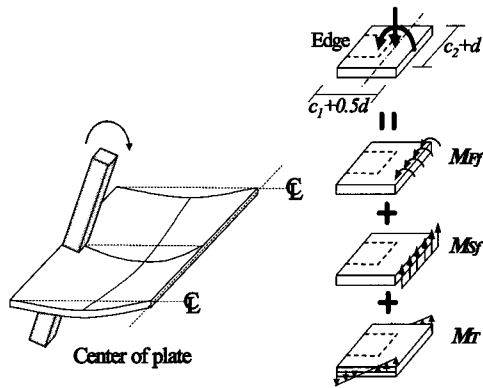


Fig. 1 Components of resistance moment at exterior connection

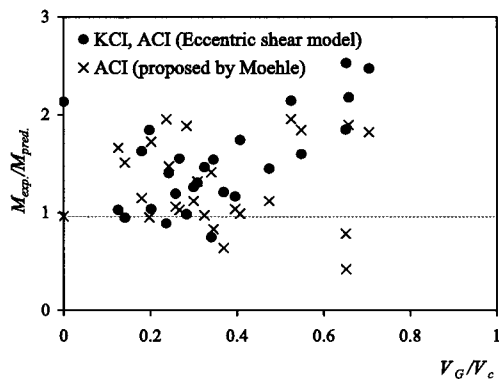


Fig. 2 Comparison between experiment and strength predicted by KCI or ACI design provision

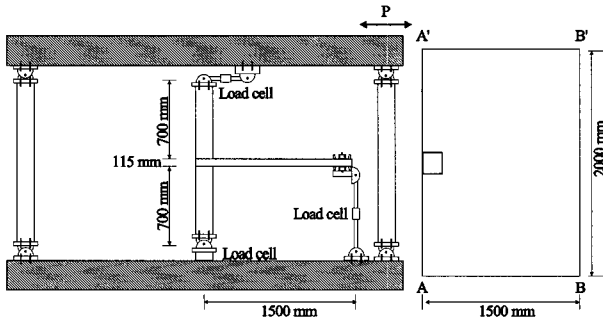


Fig. 3 Test setup of Luo's specimen

Table 1 Dimensions and properties of specimens

Specimen	$L_1$ (mm)	$L_2$ (mm)	$c_1$ (mm)	$c_2$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	Reinforcement ratio <sup>(1)</sup> (percent)		Thickness (mm)	$V_G/V_c$ <sup>(2)</sup> (%)	
							Top	Bottom			
Luo <sup>8)</sup> 's IE	-	3,000	2,000	250	20.7	379	0.37	0.28	115	5.7	
Hwang et al. <sup>1)</sup>	b1	2,743	1,830	163	163	21.8	456	0.55	0.41	81	28.0
	b4	2,743	1,830	163	163	21.8	456	0.48	0.39	81	28.0
	c1	2,743	1,830	244	122	21.8	456	0.65	0.48	81	28.0
	c4	2,743	1,830	244	122	21.8	456	0.56	0.47	81	28.0

<sup>(1)</sup> The ratios were calculated for gross area

<sup>(2)</sup> The ratio of direct shear to nominal shear capacity of concrete,  $0.33\sqrt{f_{ck}}$  (MPa)

해석을 사용하여 변수연구를 수행하였으며, 수치해석결과에 근거하여 외부접합부의 거동적 특성을 규명하고 외부접합부에 대한 강도산정모델을 제안하였다.

## 2. 해석 프로그램

불균형휨모멘트와 중력하중을 재하받는 슬래브-기둥 접합부의 거동을 규명하기 위해, 선행연구<sup>1)</sup>에서는 인장-압축상태의 거동을 잘 나타낼 수 있는 비선형재료모델을 개발하였으며 재료모델 및 해석방법은 선행연구<sup>1)</sup>에 자세히 수록되어 있다. 이전의 연구에서 해석프로그램은 내부접합부에 대한 실험결과와 비교하여 검증되었으나, 슬래브-기둥 외부접합부의 경우 기하학적으로 비대칭이며 이로 인해 중력하중 및 횡하중에 대한 내력분포가 내부접합부와 상이할 수 있으므로, Luo<sup>8)</sup>와 Hwang and Moehle<sup>7)</sup>의 실험결과를 이용하여 해석방법의 타당성을 검증하였다.

Fig. 3과 Fig. 4에는 Luo의 실험체 IE와 Hwang의 실험체에 대한 실험장치가 각각 제시되어 있다. 그 중 축소모델을 이용하는 Luo의 실험장치는 일반적으로 가장 많이 사용되고 있으며, 슬래브의 단부는 단순지지되고 횡하중은 기둥상부에 가력되고 있다. Luo와 Hwang의 실험체에 대한 재료 및 부재특성은 Table 1에 나타나 있다. Fig. 5에는 Luo와 Hwang의 실험체에 대해 비선형 수치해석결과와 실험결과가 자세히 비교되어 있다. 그림에 나타난 바와 같이, 해석결과와 실험결과는 최대강도에 이르기까지 휨모멘트-변형각의 관계가 대략적으로 일치하는 것으로 나타난다.

## 3. 변수연구

본 연구에서는 연속 플랫 플레이트에 속하는 외부접합부의 경계조건을 보다 충실하게 반영할 수 있도록 비선형 수치해석을 통해, 외부접합부 주변의 내력분포를 분석하고 거동적 특성을 규명하고자 한다. 외부접합부는 하중제하의 방향에 따라서 거동과 강도가 다르므로, 또한 해

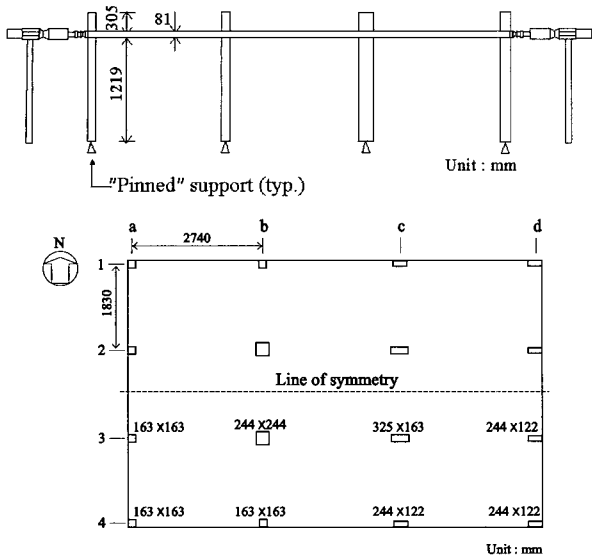


Fig. 4 Test setup of Hwang and Moehle's slab

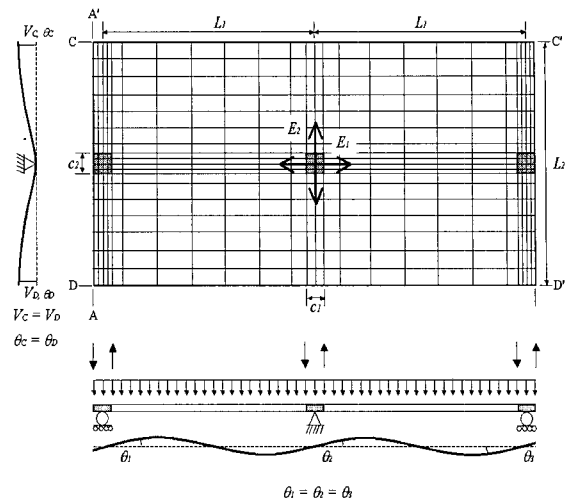


Fig. 6 Finite element model of flat plate

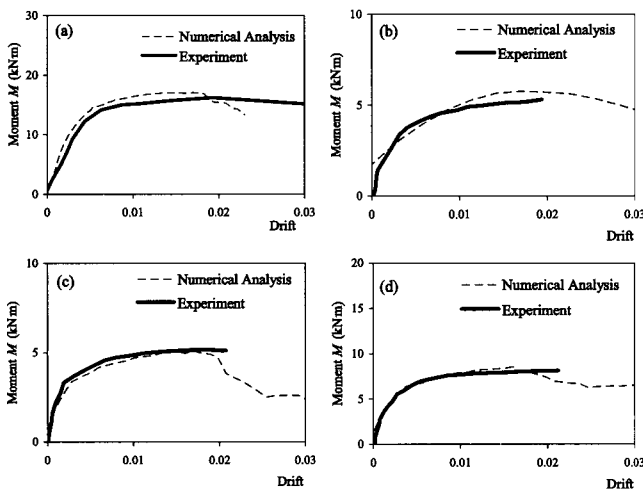


Fig. 5 Comparisons of experiments and numerical analyses: Luo's IE (a); Hwang et al.'s specimen (b)b1; (c)c1; (d)b4(E-W direction)

석을 통해 가능한 많은 정보를 얻기 위하여 Fig. 6에 제시된 해석모델을 사용하였다. 해석모델은 모서리 CD의 직각방향으로는 2경간이며 모서리 CD의 평행방향으로는 연속슬래브이다. 연속조건을 고려하기 위하여 슬래브의 C-C'변과 D-D'변에서 대응하는 모든 변위는 일치하도록 하였다. 횡하중은 기둥에 작용하는 두 개의 좌함으로 재하되며, 모서리의 직각방향 또는 평행방향으로 작용한다. 기둥과 슬래브가 만나는 단면적은 무한휨강성을 갖는 요소로 이상화하였으며, 실제 슬래브의 거동과 유사하도록 슬래브의 격막효과(diaphragm)를 가정하여 기둥들의 회전 각 변형은 모두 동일하도록 제어하였다. (Fig. 6)

슬래브모델에 대해 기하학적 조건, 재료적 조건, 중력하

중 수준 등 다양한 변수 조합 별로 실제 설계범위를 포괄할 수 있는 넓은 변수범위에 대하여 해석연구를 수행하였으며, Table 2는 이 해석 연구에 사용된 슬래브 모델과 해석결과를 나타내고 있다. 각 해석모델은 계열명- $c_1 - c_2 - h - \rho_t - \rho_b - V_G/V_c$ 로 명명하였고, 이때  $c_1, c_2 =$  각각 모서리의 직각방향과 평행방향의 기둥 폭 (mm),  $h =$  슬래브 두께 (mm),  $\rho_t =$  상부철근비 (percent),  $\rho_b =$  하부철근비 (percent),  $V_G/V_c =$  공칭성능 대비 중력하중에 의한 뚫림전단력의 비율 (percent)이다. 주요 변수에 대한 해석범위는 다음과 같다.  $0 \leq V_G/V_c \leq 50(\%)$ ,  $0.3 \leq \rho_t, \rho_b \leq 1.2(\%)$ ,  $0.05 \leq c_1/L_1, c_2/L_2 \leq 0.15$ ,  $0.03 \leq h/L_1 \leq 0.045$ ,  $4000 \leq L_1, L_2 \leq 6000$  (mm)이다. 철근은 슬래브 전체에 균등배근하였다.

해석결과를 분석하기 위하여, 콘크리트 구조설계기준<sup>3)</sup> 또는 ACI 318-02<sup>6)</sup>에서 규정하는 편심전단력에 대한 위험단면과 동일하며, 기둥면에서 각각  $0.5d$  만큼 떨어진 곳에 위치하고  $c_1 + 0.5d$ ,  $c_2 + d$ 를 두 변으로 하는 직사각형을 외부접합부의 위험단면으로 정의하였다. 그리고 선행연구<sup>2)</sup>에서 밝힌 바와 같이 슬래브의 휨모멘트와 편심전단에 대하여 서로 다른 위험단면을 사용하는 기존 설계기준의 모순을 피하기 위하여, 본 연구에서는 슬래브의 휨모멘트와 편심전단에 대해 동일한 위험단면을 사용한다. 저항모멘트에 대한 면밀한 분석을 위하여 전체 저항모멘트를 Fig. 7에 제시된 각 성분으로 구분하였다. 외부접합부는 기하학적으로 비대칭이므로 Fig. 7에 나타난 바처럼 횡하중의 재하방향에 따라 저항모멘트의 분포가 달라진다.  $E_{1f}$ ,  $E_{1b} =$  모서리에 직각방향으로 작용하며 접합부의

Table 2 Analytical models and numerical results

Model	$L_1$ (mm)	$L_2$ (mm)	$c_1$ (mm)	$c_2$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	Reinforcement ratio(%) <sup>(1)</sup>		$h$ (mm)	$V_G/V_c$ (%)	$M_{analy.}^{(2)}$ for $E_{1f}$ (kNm)	$M_{analy.}^{(2)}$ for $E_{1b}$ (kNm)	$M_{analy.}^{(2)}$ for $E_2$ (kNm)
							Top	Bottom					
E-500-500-180-0.3-0.3-0	6000	6000	500	500	23.5	392	0.3	0.3	180	0	132	132	181
E-500-500-180-0.6-0.6-0	6000	6000	500	500	23.5	392	0.6	0.6	180	0	169	169	227
E-500-500-180-0.9-0.9-0	6000	6000	500	500	23.5	392	0.9	0.9	180	0	201	201	264
E-500-500-180-1.2-1.2-0	6000	6000	500	500	23.5	392	1.2	1.2	180	0	231	231	297
E-500-500-180-0.3-0.3-25	6000	6000	500	500	23.5	392	0.3	0.3	180	25	123	130	168
E-500-500-180-0.6-0.6-25	6000	6000	500	500	23.5	392	0.6	0.6	180	25	158	172	204
E-500-500-180-0.9-0.9-25	6000	6000	500	500	23.5	392	0.9	0.9	180	25	191	205	243
E-500-500-180-1.2-1.2-25	6000	6000	500	500	23.5	392	1.2	1.2	180	25	220	236	276
E-500-500-180-0.3-0.3-50	6000	6000	500	500	23.5	392	0.3	0.3	180	50	110	60	125
E-500-500-180-0.6-0.6-50	6000	6000	500	500	23.5	392	0.6	0.6	180	50	146	149	161
E-500-500-180-0.9-0.9-50	6000	6000	500	500	23.5	392	0.9	0.9	180	50	176	190	205
E-500-500-180-1.2-1.2-50	6000	6000	500	500	23.5	392	1.2	1.2	180	50	204	225	237
U-500-500-180-0.3-0.15-50	6000	6000	500	500	23.5	392	0.3	0.15	180	50	110	73	113
U-500-500-180-0.6-0.3-50	6000	6000	500	500	23.5	392	0.6	0.3	180	50	144	96	142
U-500-500-180-0.9-0.45-50	6000	6000	500	500	23.5	392	0.9	0.45	180	50	173	147	170
U-500-500-180-1.2-0.6-50	6000	6000	500	500	23.5	392	1.2	0.6	180	50	197	174	212
C-300-600-180-0.6-0.6-50	6000	6000	300	600	23.5	392	0.6	0.6	180	50	81	89	112
C-300-300-180-0.6-0.6-50	6000	6000	300	300	23.5	392	0.6	0.6	180	50	89	96	104
C-900-600-180-0.6-0.6-50	6000	6000	900	600	23.5	392	0.6	0.6	180	50	256	225	291
H-500-500-210-0.6-0.6-50	6000	6000	500	500	23.5	392	0.6	0.6	210	50	154	157	157
L-500-500-180-0.6-0.6-50	4000	4000	500	500	23.5	392	0.6	0.6	180	50	147	155	186

<sup>(1)</sup> The ratios were calculated for gross area.

<sup>(2)</sup> Maximum moment-carrying capacity in numerical analysis for lateral load  $E_{1f}$ ,  $E_{1b}$ , and  $E_2$ .

내면 A-A에서 유발되는 휨모멘트가 중력하중에 의한 휨모멘트에 합치 또는 상쇄되는 방향의 횡하중, 그리고  $E_2$  = 모서리에 평행하게 작용하는 횡하중이다. 전면(Front)과 후면(Back)은 각각 횡하중에 의한 휨모멘트가 중력하중에 의한 휨모멘트에 부가 또는 상쇄되는 면을 가르키며 직교하는 면은 측면(Side)으로 정의하며, 따라서 횡하중의 재하방향에 따라 전면, 후면, 측면의 위치가 달라진다.  $M_{Ff}$ ,  $M_{Fb}$  = 전면과 후면 슬래브의 휨모멘트,  $M_{Sf}$ ,  $M_{Sb}$  = 전면과 후면에 작용하는 편심 전단력에 의한 휨모멘트,  $M_T$  = 측면에 작용하는 편심 전단력에 의한 비틀림모멘트 그리고 편심전단 저항성분의 합,  $M_v = M_T + M_{Sf} + M_{Sb}$ 로 정의한다. 그림에서  $c_{AA}$ ,  $c_{BB}$ ,  $c_{AB}$ 는 위험단면의 중심에서 A-A, B-B, 그리고 A-B 까지의 거리를 각각 가르킨다.

Fig. 8은 해석모델 E-500-500-180-0.6-0.6-25에 대해서 각 하중방향 별로 수치해석한 결과를 나타내고 있다. 이 그림에서 (a) ~ (c)는  $E_{1f}$ ,  $E_{1b}$ ,  $E_2$  하중에 대한 전체 휨모멘트와 변형각의 관계를 나타내고, (d) ~ (f)는 각

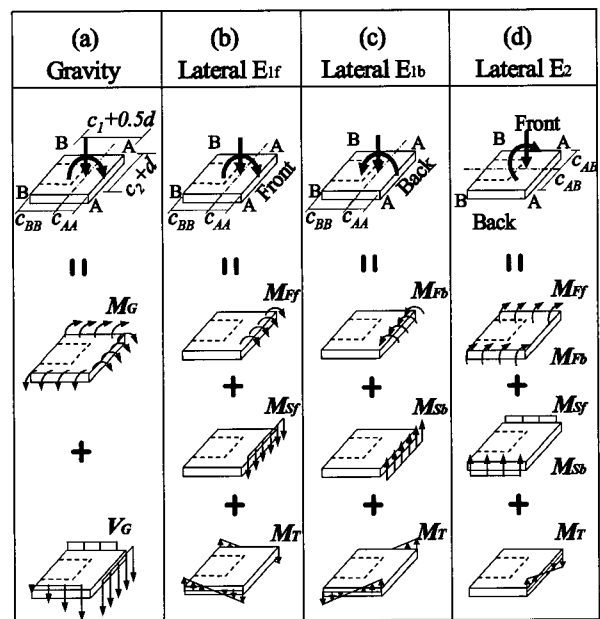


Fig. 7 Components of resistance moment at exterior connection: (a)gravity load; (b)lateral load  $E_{1f}$ ; (c)lateral load  $E_{1b}$ ; (d)lateral load  $E_2$

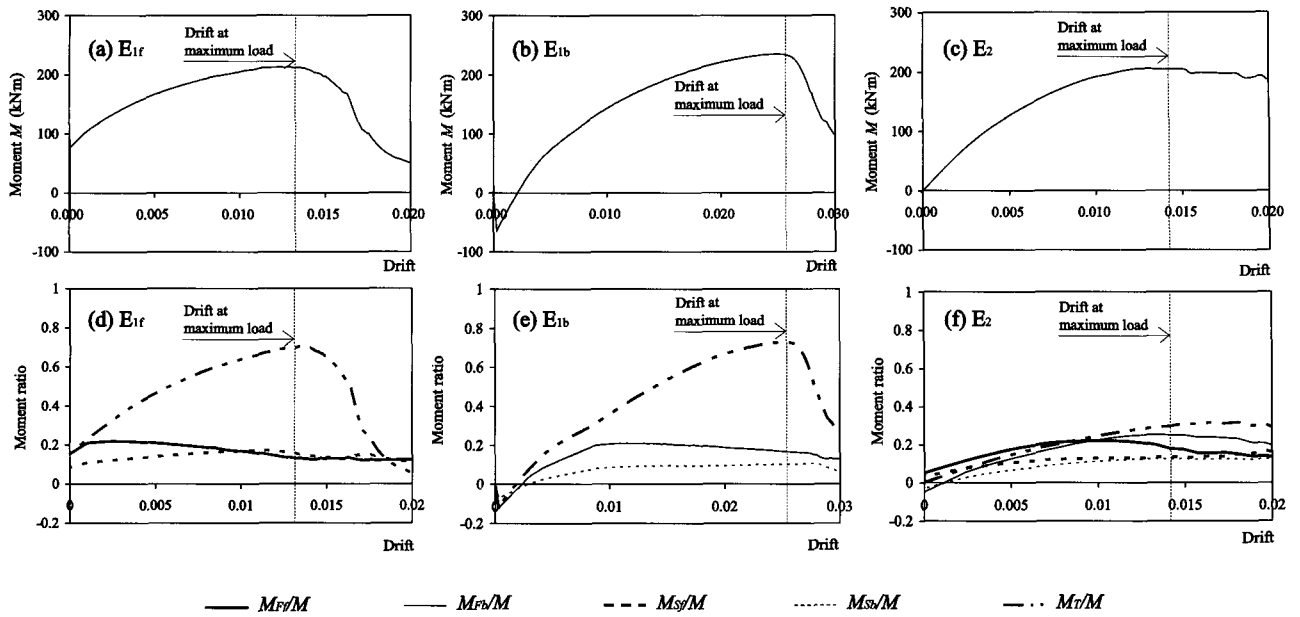


Fig. 8 Behavior of exterior connection subjected to lateral load,  $E_{1f}$ ,  $E_{1b}$ , and  $E_2$  : total moment under lateral load case (a)  $E_{1f}$  ; (b)  $E_{1b}$  ; and (c)  $E_2$  ; resistance components under lateral load case (d)  $E_{1f}$  ; (e)  $E_{1b}$  ; and (f)  $E_2$

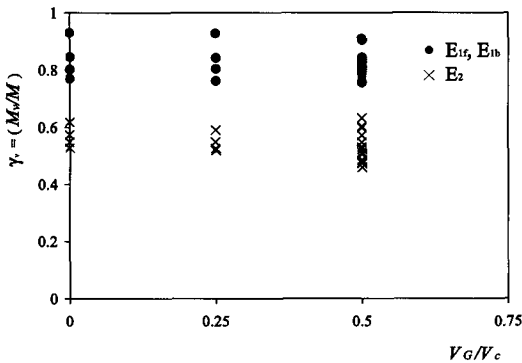


Fig. 9 Ratio of moment transferred by eccentric shear to total moment ( $\gamma_v = M_v/M$ )

모멘트 성분들의 거동을 나타낸다.

그림에 나타난 결과를 분석하면 다음과 같다. 우선 접합부의 각 저항모멘트성분들이 파괴에 이르는 순서가 서로 상이하다. 일반적으로 전면의 휨모멘트 ( $M_{Ff}$ )가 가장 먼저 파괴 되고 그 뒤 다른 성분들이 파괴된다. 또한 측면의 비틀림모멘트 ( $M_T$ )가 상대적으로 매우 큰 비율을 차지하며, 비틀림모멘트의 최대강도시점은 접합부 전체의 파괴시점과 대략적으로 일치하는 것으로 나타났다. Fig. 9 는 하중재하방향 별로 편심전단모멘트의 비  $\gamma_v (= M_v/M)$  를 나타내고 있는데, 그 값은 대략 0.5 ~ 0.9 이다.  $E_{1f}$ ,  $E_{1b}$ 의 경우  $\gamma_v = 0.75 \sim 0.9$ ,  $E_2$ 의 경우  $\gamma_v = 0.5 \sim 0.6$  이다. 현행 설계기준에서는  $\gamma_v$ 를 0.4 또는 휨철근비의 비율에 따라 그 이하로 사용할 수 있도록 규정하고 있는데,

이는 해석결과와 상충된다.

편심전단모멘트의 비에 대한 해석결과와 설계기준의 차이를 설명하기 위하여, Fig. 10에 접합부 주위의 전단응력의 분포를 나타냈다. 현행설계기준<sup>36)</sup>에서는 접합부의 전후면과 측면에 대해 동일한 전단강도  $v_c = 0.33\sqrt{f_{ck}}$  (MPa)을 적용하고 있다. 그러나 Fig. 10에 나타난 바와 같이 전면과 후면의 최대전단응력은  $v_c$ 에 가깝지만 측면의 최대전단응력은  $v_c$ 의 3배에 가깝다. 편심전단강도는 슬래브의 휨모멘트에 의하여 단면에 발생하는 수직응력에 큰 영향을 받는다. 일반적으로 슬래브의 휨모멘트 강도가 먼저 극한값에 도달되므로, 전후면의 편심전단강도는 이 휨모멘트에 의하여 발생하는 수직응력의 영향을 받는다. 반면에 측면에는 중력하중에 의한 휨모멘트 만이 재하되며 일반적으로 그 크기는 항복모멘트보다 작다. 따라서 측면의 전단강도는 전후면의 전단강도 보다 매우 크며, 이것이 측면의 비틀림모멘트  $M_T$ 가 접합부 강도를 지배하며  $\gamma_v$ 가 기존 설계기준이 제시하는 값보다 큰 이유이다.

이러한 분석결과, 외부접합부의 파괴과정은 선행연구에서 밝혀진 내부접합부의 파괴과정과 본질적으로 동일한 것으로 확인되었으며, 따라서 선행연구에서 내부접합부에 대해 제안한 강도산정모델을 수정하여 외부접합부에서 사용하고자 한다.

#### 4. 외부접합부의 강도산정

Fig. 7에 나타난 것처럼, 전후면에는 중력하중 뿐 아니라 횡하중에 의해서도 전단력 및 휨모멘트가 발생하며, 반

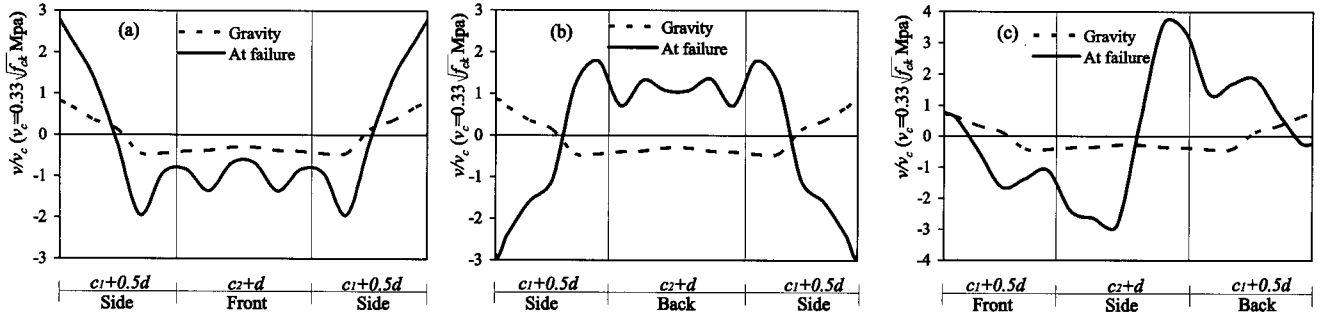


Fig. 10 Distribution of shear stress around exterior connection: (a)  $E_{1f}$ ; (b)  $E_{1b}$ ; and (c)  $E_2$

면 측면에서는 중력하중에 의한 전단력 및 휨모멘트의 영향을 주로 받게 된다. 따라서 외부접합부의 휨모멘트 강도를 산정하기 위해서는 선행연구에서와 마찬가지로 측면의 편심전단 저항성분과 전후면의 편심전단 저항성분을 각각 분리해야 하며, 측면의 비틀림모멘트의 산정에는 중력하중에 의한 영향을 전후면의 편심전단모멘트의 산정에는 극한 휨모멘트의 영향을 고려해야 한다. 또한 외부접합부는, 위험단면의 형태와 중력하중 및 횡하중에 의해 발생하는 응력분포가 내부접합부와는 상이하므로, 내부접합부에 대해 제안된 강도산정식을 부분적으로 수정해야 한다. 그리고 횡하중재하방향에 따라라도 접합부의 거동이 달라지므로 하중방향 별로 강도를 각각 정의해야 한다.

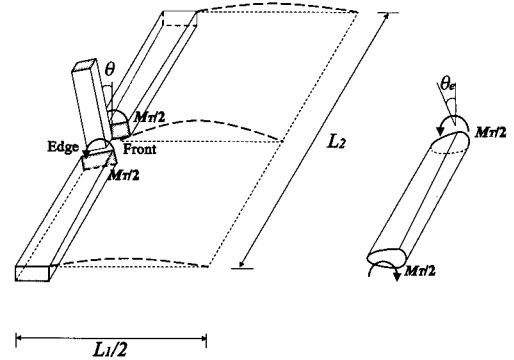
#### 4.1 횡하중 $E_{1f}$ 에 대한 외부접합부의 강도

Fig. 7(a), (b)에 나타난 바와 같이, 전면에는 중력하중과 횡하중에 의해 극한 휨모멘트가 재하된다. 그러나 외부접합부는 모서리에 가까이 위치하기 때문에 내부접합부와는 달리 기둥 쪽에서 벗어난 곳에서 발생하는 휨모멘트는 공칭 휨모멘트강도에 미치지 못한다. 수치해석결과, 극한상태에서 접합부 전면의 폭  $c_2 + d$ 에 발생하는 최대휨모멘트는 공칭 휨모멘트강도의 대략 60%인 것으로 나타났다. 슬래브 휨모멘트 강도는 복근 및 단근배근에 따라 큰 차이를 보이지 않으므로, 단근배근을 가정하여 식 (1)로 구할 수 있다.

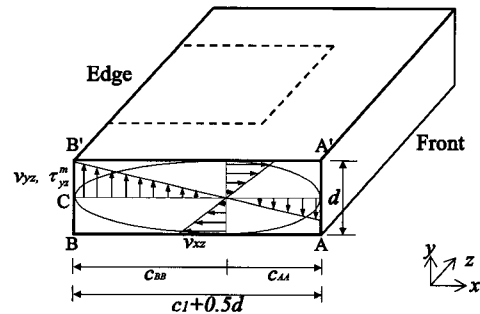
$$M_F = M_{Ff} = 0.6 \cdot A_{sf} f_y \left[ d - \frac{A_{sf} f_y}{1.7 f_{ck} (c_2 + d)} \right] \quad (1)$$

여기서  $A_{sf}$  = 접합부 전면의 인장철근 단면적을 가르킨다.

한편, 식 (1)과 같이 큰 휨모멘트가 전면에 재하되면, 큰 휨균열이 발생하며, 따라서 편심전단력은 콘크리트 압축대에서 주로 지지된다. 전면에서는 선행연구<sup>2)</sup>에서 내부접합부에 대해 제안한 전단성능  $v_u$ 를 그대로 사용할 수



(a) Deformation of flat plate



(b) Distribution of resultant shear stress

Fig. 11 Distribution of shear in Side under lateral load  $E_{1f}$

있으며, 따라서 전면의 편심전단모멘트는 식 (2)에 의해 산정된다.

$$M_S = M_{Sf} = [v_u (c_2 + d) c_{uf}] \cdot c_{AA} \quad (2)$$

여기서  $v_u$  = 최대모멘트 재하능력에 해당하는 전면 압축대의 평균전단응력,  $c_{uf}$  = 극한 휨모멘트에 대한 전면의 압축대 길이이며,  $v_u$ 와  $c_{uf}$ 는 선행연구<sup>2)</sup>에서 정의되었다.

또한 접합부 측면의 비틀림모멘트  $M_T$  산정을 위해,

접합부 측면을 비틀림모멘트  $M_T/2$ 를 재하받는 비틀림부재로 이상화하였다. (Fig. 11) 이때 외부접합부 측면에 발생하는 편심전단응력은 한쪽으로 편향된 타원형 분포를 이루게 되며, 비틀림 부재의 평형조건과 적합조건으로부터 다음과 같은 지배방정식<sup>11)</sup>이 유도된다.

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} = -2G \frac{\theta_e}{L_2/2} \quad (3)$$

Fig. 11(b)에 제시된 편향된 타원형 경계조건을 만족하는 응력함수를 식 (4)로 가정하였다.

$$\Phi = \begin{cases} H_1 \left( 1 - \frac{x^2}{c_{AA}^2} - \frac{y^2}{(d/2)^2} \right) & \text{for } x > 0 \\ H_2 \left( 1 - \frac{x^2}{c_{BB}^2} - \frac{y^2}{(d/2)^2} \right) & \text{for } x < 0 \end{cases} \quad (4)$$

식 (4)을 식 (3)에 대입하면  $H_1 = G(2\theta_e/L_2)$

•  $c_{AA}^2(d/2)^2/[c_{AA}^2 + (d/2)^2]$ ,  
 $H_2 = G(2\theta_e/L_2)$   
 •  $c_{BB}^2(d/2)^2/[c_{BB}^2 + (d/2)^2]$ 가 구해지며, 이때 비틀림모멘트  $M_T$ 는 응력함수  $\Phi$ 의 적분을 통해 계산된다.

$$M_T = 2 \cdot 2 \int \int \Phi \, dx \, dy \quad (5a)$$

$$= \frac{\pi G}{2L_2} \left[ \frac{c_{AA}^3 d^3}{8c_{AA}^2 + 2d^2} + \frac{c_{BB}^3 d^3}{8c_{BB}^2 + 2d^2} \right] \theta_e \quad (5b)$$

또한 전단응력  $\tau_{xz}$ ,  $\tau_{yz}$ 는 응력함수  $\Phi$ 의 편미분으로 정의된다.

$$\tau_{xz} = \frac{\partial \Phi}{\partial y}, \quad \tau_{yz} = -\frac{\partial \Phi}{\partial x} \quad (6)$$

Fig. 11(b)의 C 지점에서 비틀림모멘트를 유발하는 최대 전단응력  $\tau_{yz}^m$ 이 발생하므로,  $\tau_{yz}^m$ 은 다음과 같이 구해진다.

$$\tau_{yz}^m = \frac{G(\theta_e/L_2)d^2 c_{BB}}{(4c_{BB}^2 + d^2)} \quad (7)$$

식 (5)를 식 (7)에 대입하면,  $c_{BB}$ 가  $d$ 보다 상대적으로 매우 크므로  $\tau_{yz}^m$ 과  $M_T$ 의 상관관계는 다음과 같이 유도된다.

$$\tau_{yz}^m = \frac{4(4c_{AA}^2 + d^2)}{\pi c_{BB}[4c_{AA}^3 d + c_{BB}d(4c_{AA}^2 + d^2)]} M_T \quad (8)$$

내부접합부에 대한 선행연구<sup>2)</sup>에 의하면, 측면에서의 최

대압축응력  $\sigma_e$ 는 모멘트평형관계로부터 식 (9)로 유도된다.

$$\sigma_e = \frac{f_y c_e}{n(d - c_e)} \frac{M_G}{M_y} \leq f_{ck} \quad (9)$$

여기서  $M_y = A_{sf2} f_y(jd)$ ,  $A_{sf2}$  = 모서리에 평행하게 배근된 상부철근의 단면적,  $c_e$ ,  $jd$  = 변형률과 콘크리트 압축응력에 대해 선형분포를 가정했을 때의 압축대 길이와 중립축의 위치, 그리고  $n$  = 철근과 콘크리트의 탄성계수비를 가리킨다.

한편 Fig. 12에 나타난 바와 같이 측면의 실제 전단응력 분포는 매우 복잡하므로 설계식에 직접 이용하기는 어려우며, 따라서 본 연구에서는 비선형수치해석을 통하여 가우스 적분점에서 얻어진  $\sigma_z$ ,  $v_{xz}$ ,  $v_{yz}$ 로부터  $M_G$ ,  $V_G$ ,  $M_T$ 를 구하였고 그 결과를 식 (8)과 식 (9)에 대입하여 명목상의 응력값인  $\tau_{yz}^m$ ,  $\sigma_e$ 를 구하였다. Fig. 12에 는  $\sigma_e/\sigma_y$ ,  $\tau_{yz}^m/v_c$ 의 관계가 나타나 있으며, 그 결과를 이용하여 다음과 같은 관계식을 제안하였다.

$$\frac{\tau_{yz}^m}{v_c} = 3.6 - 2.4 \left( \frac{\sigma_e}{\sigma_y} \right) \quad (10)$$

여기서  $\sigma_y$ 는 항복모멘트  $M_y$ 에 대한 최대압축응력으로  $\sigma_y = f_y c_e/[n(d - c_e)]$ 로 계산된다.

실제 설계에서 식 (9)의  $\sigma_e$ 를 산정하기 위해서는 극한 상태에서 측면에 작용하는 휨모멘트  $M_G$ 를 구해야 한다. 그러나 외부접합부의 측면은 슬래브의 모서리에 인접하여 위치하며 내부접합부와는 달리 횡하중 재하과정에서 직접 전단력이 크게 변화하므로, 극한상태에서 접합부 측면에 발생하는 휨모멘트  $M_G$ 는 내부접합부에서 유도한 결과와 다르다.

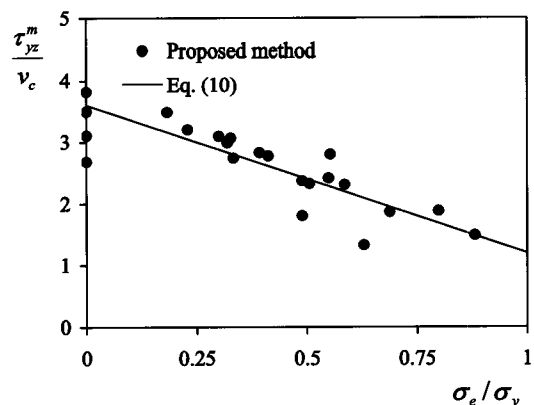


Fig. 12 Relationship between  $\tau_{yz}^m$  and  $\sigma_e/\sigma_y$

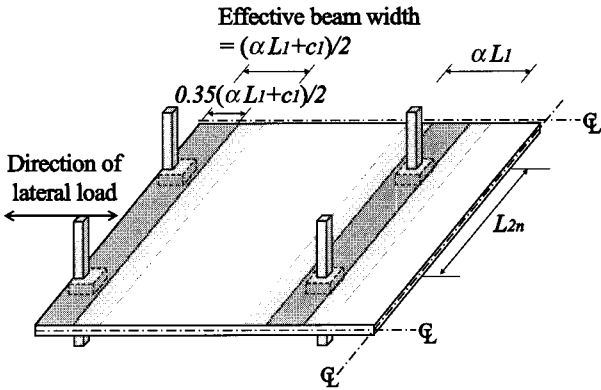


Fig. 13 Effective beam width for flat plate ( $E_{lf}$ ,  $E_{1b}$ )

Allen<sup>5)</sup>은 플랫 플레이트 구조의 내부접합부에 대해 슬래브의 유효폭  $\alpha L_1$ 을 수평부재로 갖는 등가의 평면골조로 치환하는 방법을 제안하였다. (Fig. 13) 이는 슬래브 유효폭폭 만큼의 강성이 모멘트 저항을 일으킨다는 것을 의미한다. 마찬가지로 외부접합부 측면의 유효폭은  $(\alpha L_1 + c_1)/2$ 로 정의할 수 있으며, 따라서 중력하중에 의해 유효폭에 발생하는 휨모멘트  $M_{G0}$ 는 식 (11)로 정의된다.

$$M_{G0} = \frac{w(\alpha L_1 + c_1)/2 \cdot L_{2n}^2}{12} \leq M_y (= A_{sf2} f_y \cdot jd) \quad (11a)$$

$$M_{G0} = \frac{(\alpha L_1 + c_1)/2 \cdot L_{2n}^2 b_o d v_c}{12[L_1 L_2/2 - (c_1 + 0.5d)(c_2 + d)]} \cdot \left(\frac{V_G}{V_c}\right) \leq M_y \quad (11b)$$

여기서 기둥면에 작용하는 총전단력  $V_G = w[L_1 L_2 - (c_1 + 0.5d)(c_2 + d)]$ 이고  $V_c = b_o d v_c$  이며,  $b_o = 2(c_1 + 0.5d) + (c_2 + d)$ 이다

수치해석결과, 극한상태에서 접합부 측면에 전달되는 휨모멘트  $M_G$ 는 중력하중에 의해 유효폭에 발생하는 휨모멘트  $M_{G0}$ 에 선형비례하는 것으로 확인되었으며, 대략  $M_{G0}$ 의 35%인 것으로 나타났다.

$$M_G = 0.35 \cdot M_{G0} \quad (12)$$

실제 설계에서  $\tau_{yz}^m$ 는 식 (11)과 (12), (9), 그리고 (10)에 의해 순차적으로 유도되며, 따라서 측면의 편심전단모멘트  $M_T$ 는 식 (13)에 의해 산정된다.

$$M_T = \frac{\pi C_{BB}[4c_{AA}^3 d + c_{BB} d(4c_{AA}^2 + d^2)]}{4(4c_{AA}^2 + d^2)} \tau_{yz}^m \quad (13)$$

## 4.2 횡하중 $E_{1b}$ 에 대한 외부접합부의 강도

Fig. 7(a)와 (c)에 나타난 바처럼, 후면에서는 중력하중에 의해 발생한 편심전단응력이 횡하중에 의해 상쇄되므로, 탄성범위에서는  $E_{lf}$ 를 재하받는 경우와 거동이 다르다. 그러나 극한상태에서는 후면에도 큰 휨모멘트와 휨균열이 발생하게 되므로 앞서  $E_{lf}$ 를 재하받는 경우와 전단 성능이 크게 다르지 않다. (Fig. 10(a),(b) 참조) 따라서 후면의 휨모멘트강도  $M_F$ 와 편심전단모멘트  $M_S$ 는 전면과 마찬가지로 식 (1), (2)에 의해 산정한다. 단, 후면의 강도 산정을 위해서는 식 (1)과 (2)의  $A_{sf}$ 와  $c_{uf}$  대신에  $A_{sb}$ 와  $c_{ub}$ 를 사용하며, 이때  $A_{sb}$  = 접합부 후면의 하부철근의 단면적,  $c_{ub}$  = 후면의 극한압축대 길이,  $v_u$  = 최대모멘트 재하능력에 해당하는 후면 압축대의 평균전단응력을 각각 가리킨다.

Fig. 10에 나타난 바에 의하면 극한상태에서는 응력의 재분배로 인하여 접합부 측면에 발생하는 편심전단응력의 분포가  $E_{lf}$ 의 경우와 유사하며, 따라서 편심전단모멘트  $M_T$ 는  $E_{lf}$ 를 재하받는 경우와 동일하게 정의한다.

## 4.3 횡하중 $E_2$ 에 대한 외부접합부의 강도

Fig. 7(a), (d)에 나타난 바처럼, 전후면에서는 극한의 휨모멘트가 재하되므로 콘크리트 압축대가 주로 전단저항을 하게 된다. 전후면의 편심전단모멘트는 내부접합부에 대한 선행연구결과를 그대로 사용하여 식 (14)로 정의한다.

$$M_S = M_{Sf} + M_{Sb} = [v_u (c_1 + 0.5d) c_u] \cdot (c_2 + d) \quad (14)$$

여기서  $v_u$  = 최대모멘트 재하능력에 해당하는 전후면의 평균전단응력,  $c_u$  = 극한 휨모멘트에 대한 전후면의 평균압축대 길이이며 선행연구<sup>2)</sup>에 의해 정의된다.

또한 슬래브 휨모멘트 강도는 단근배근을 가정하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$M_{Ff} = A_{sf2} f_y \left[ d - \frac{A_{sf2} f_y}{1.7 f_{ck} (c_1 + 0.5d)} \right] \quad (15a)$$

$$M_{Fb} = A_{sb2} f_y \left[ d - \frac{A_{sb2} f_y}{1.7 f_{ck} (c_1 + 0.5d)} \right] \quad (15b)$$

$$M_F = M_{Ff} + M_{Fb} \quad (16)$$

여기서  $A_{sf2}$ ,  $A_{sb2}$  = 모서리에 평행하게 배근된 접합부의 상부철근과 하부철근의 단면적을 각각 가리킨다.



$E_2$ 를 재하받는 외부접합부의 측면에 발생하는 비틀림 모멘트  $M_T$ 는 내부접합부에서 제안한 강도식을 사용하여 추정할 수 있다. 선행연구에 의하면, 중력하중에 의하여 Allen<sup>5)</sup>의 유효보폭  $\alpha L_2$ 에 작용하는 모멘트 중에서 접합부 측면에는 대략 40%가 전달되는 것으로 나타났다. (Fig. 14) 따라서 접합부 측면에 작용하는 중력하중에 의한 휨 모멘트는 식 (17)로 유도된다.

$$M_G = \frac{w(0.4\alpha L_2)L_{1n}^2}{12} \leq M_y (= A_{sf}f_y \cdot jd) \quad (17a)$$

$$M_G = \frac{(0.4\alpha L_2)L_{1n}^2 b_o d v_c}{12[L_1 L_2 / 2 - (c_1 + 0.5d)(c_2 + d)]} \cdot \left(\frac{V_G}{V_c}\right) \leq M_y \quad (17b)$$

여기서  $M_y = A_{sf}f_y(jd)$ 이다. 이때 접합부 측면에 발생하는 최대 수직응력  $\sigma_e$ 는 식 (9)에 의해 계산되며, 선행연구<sup>3)</sup>에 의하면 측면의 전단성능은 수직응력의 수준에 따라 다음과 같이 제안된다.

$$\frac{v_{us}}{v_c} = 5.0 - 2.5\left(\frac{\sigma_e}{f_{ck}}\right) \quad (18)$$

이때 측면의 편심전단 모멘트  $M_T$ 는 식 (19)로 산정된다.

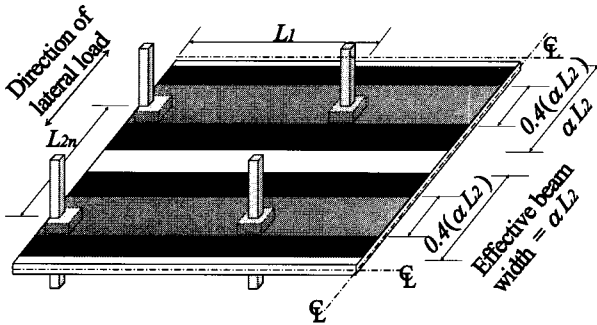


Fig. 14 Effective beam width for flat plate ( $E_2$ )

$$M_T = [v_{us} - v_g] \frac{2J_2}{c_2 + d} \quad (19)$$

여기서  $J_2$ 는 측면의 비틀림상수,  $J_2 = (c_2 + d)d^3/12 + d(c_2 + d)^3/12$ ,  $v_g$  = 중력하중에 의해 접합부에 재하되는 평균전단응력이다.

## 5. 외부접합부 강도산정모델의 검증 및 근사법

제안된 강도산정모델에 의하여 산정된 접합부의 총 저항모멘트  $M_{pred.}$ 은 횡하중재하방향 별로 다음과 같이 정의된다.

$$M_{pred.} = M_S + M_F + M_T \quad (20)$$

$M_S$ ,  $M_F$ ,  $M_T$ 는 횡하중 재하방향이  $E_{1f}$  ( $E_{1b}$ )와  $E_2$ 일 때 각각 식 (2), (1), (12)와 식 (16), (18), (19)에 의하여 산정된다.

Table 3에는 해석모델에 대한 해석결과와 제안된 설계방법을 사용해서 추정한 슬래브의 강도가 비교되어 있다. 비교결과,  $E_{1f}$ ,  $E_{1b}$ ,  $E_2$ 에 대해 예측강도 대비 해석강도가 각각 평균 1.00, 0.93, 0.90이고 표준편차 14.9%, 14.9%, 13.7%로서, 제안된 강도산정방법이 비교적 정확한 것으로 나타났다. Fig. 15에는 KCI<sup>3)</sup>와 ACI<sup>6)</sup> 등 현행설계기준에서 사용하고 있는 편심전단응력모델에 의한 강도추정결과와 ACI에서 함께 채택하고 있는 Moehle<sup>9)</sup>의 강도모델에 의한 추정결과를 비교하고 있는데, 이들 설계기준은 전반적으로 강도를 과소평가하고 있으며 또한 큰 편차를 보이는 것으로 나타났다.

제안된 강도산정모델의 유효성을 검증하기 위해 외부접합부에 대한 기존 실험결과에 대해 제안된 강도모델을 적용하였다. 기존 시험체의 부재 형상 및 재료 특성, 그리고 시험체의 강도산정결과와 실험강도의 비교는 Table 4에 정리되어 있다. Fig. 16과 Table 4에 의하면, 실험강도 대 산정강도의 비 ( $M_{exp.}/M_{pred.}$ )는 평균 1.05, 표준편차

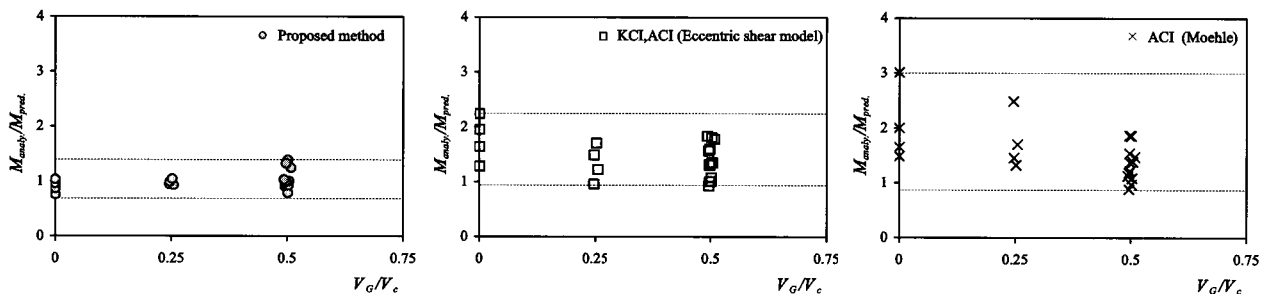


Fig. 15 Strength prediction for analytical models ( $E_{1f}$ )

Table 3 Strength prediction for analytical models

Model	E <sub>lf</sub>				E <sub>lb</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>lf</sub> <sup>(1)</sup>	E <sub>lb</sub> <sup>(1)</sup>	E <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>	E <sub>lf</sub> <sup>(2)</sup>	E <sub>lf</sub> <sup>(3)</sup>
	$\frac{M_{Fanaly.}}{M_{Fpred.}}$	$\frac{M_{Sanaly.}}{M_{Spred.}}$	$\frac{M_{Tanaly.}}{M_{Tpred.}}$	$\frac{M_{analy.}}{M_{pred.}}$	$\frac{M_{analy.}}{M_{pred.}}$	$\frac{M_{analy.}}{M_{pred.}}$	$\frac{M_{analy.}}{M_{pred.}}$	$\frac{M_{analy.}}{M_{pred.}}$	$\frac{M_{analy.}}{M_{pred.}}$	$\frac{M_{analy.}}{M_{KCI}}$	$\frac{M_{analy.}}{M_{Moehle}}$
E-500-500-180-0.3-0.3-0	0.81	0.85	0.72	0.75	0.75	0.96	0.95	0.95	1.02	1.28	3.01
E-500-500-180-0.6-0.6-0	1.19	0.74	0.84	0.86	0.86	0.93	1.13	1.13	1.09	1.64	2.00
E-500-500-180-0.9-0.9-0	1.26	0.72	0.95	0.95	0.95	0.91	1.26	1.26	1.11	1.95	1.65
E-500-500-180-1.2-1.2-0	1.33	0.74	1.03	1.03	1.03	0.90	1.37	1.37	1.13	2.24	1.48
E-500-500-180-0.3-0.3-25	0.78	1.11	0.92	0.94	1.00	1.05	0.89	0.94	0.97	0.96	2.49
E-500-500-180-0.6-0.6-25	1.14	0.89	0.90	0.93	1.01	0.92	1.06	1.15	1.00	1.22	1.70
E-500-500-180-0.9-0.9-25	1.20	0.83	0.98	0.99	1.06	0.90	1.20	1.29	1.04	1.49	1.45
E-500-500-180-1.2-1.2-25	1.31	0.81	1.04	1.04	1.12	0.89	1.31	1.40	1.07	1.71	1.32
E-500-500-180-0.3-0.3-50	0.89	1.20	1.48	1.32	0.72	0.95	0.79	0.67	0.74	1.00	1.86
E-500-500-180-0.6-0.6-50	1.05	0.97	1.00	1.00	1.02	0.81	0.98	0.99	0.80	1.34	1.38
E-500-500-180-0.9-0.9-50	1.16	0.89	0.98	0.99	1.07	0.81	1.10	1.19	0.90	1.60	1.21
E-500-500-180-1.2-1.2-50	1.24	0.87	1.01	1.03	1.13	0.80	1.21	1.34	0.93	1.83	1.13
U-500-500-180-0.3-0.15-50	0.93	1.38	1.49	1.39	0.97	0.99	0.79	0.54	0.70	1.01	1.85
U-500-500-180-0.6-0.3-50	1.15	1.02	0.95	0.99	0.73	0.82	0.96	0.69	0.77	1.31	1.37
U-500-500-180-0.9-0.45-50	1.02	0.86	0.99	0.97	0.94	0.78	1.09	1.02	0.82	1.56	1.19
U-500-500-180-1.2-0.6-50	1.19	0.79	0.98	0.98	1.02	0.83	1.17	1.17	0.93	1.81	1.08
C-300-600-180-0.6-0.6-50	0.62	0.82	1.06	0.89	0.98	0.56	0.95	1.05	0.65	0.93	0.88
C-300-300-180-0.6-0.6-50	1.18	0.97	1.37	1.24	1.33	0.91	1.31	1.41	0.99	1.78	1.47
C-900-600-180-0.6-0.6-50	1.74	1.21	0.76	0.94	0.83	1.21	0.77	0.67	0.91	1.30	1.54
H-500-500-210-0.6-0.6-50	1.00	0.90	0.69	0.78	0.79	0.57	0.80	0.81	0.58	1.08	0.97
L-500-500-180-0.6-0.6-50	1.10	1.03	0.85	0.92	0.97	0.89	0.98	1.04	0.93	1.35	1.40
Mean	-	-	-	1.00	0.93	0.90	1.01	0.99	0.91	1.39	1.40
Standard deviation	-	-	-	0.149	0.149	0.137	0.188	0.256	0.152	0.360	0.59

- <sup>(1)</sup> Moment-carrying capacity of connection predicted by simplified method.
- <sup>(2)</sup> Moment-carrying capacity of connection predicted by eccentric shear model of KCI and ACI.
- <sup>(3)</sup> Moment-carrying capacity of connection predicted by Moehle's suggestion in ACI.

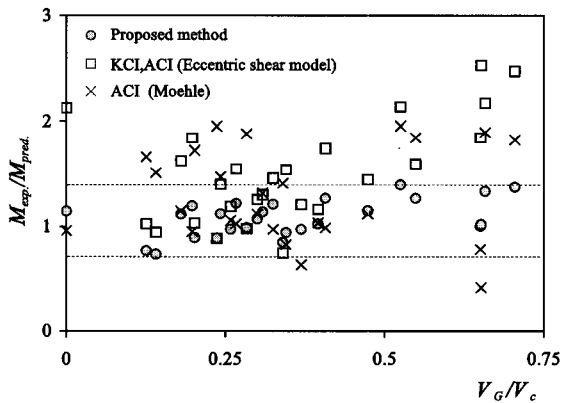


Fig. 16 Strength prediction for experiments

16.9%로써 현행설계기준 보다 상대적으로 정확한 추정능력을 가진 것으로 나타났다. 한편 위에서 제안된 설계방법은 다소 복잡하므로 실무에 적용하기 위하여 횡하중재

하방향별로 근사적으로 강도를 추정할 수 있는 약산법이 필요하다. 이를 위해 우선 E<sub>lf</sub>, E<sub>lb</sub>, E<sub>2</sub>의 횡하중에 대하여, 전면과 후면의 최대전단응력을 압축대의 길이가 아니라 유효깊이 전체에 대해 다음과 같이 정의하였다.

$$v_u = V_f / [d(c_2 + d)] \quad \text{for } E_{lf} \quad (21a)$$

$$v_u = V_b / [d(c_2 + d)] \quad \text{for } E_{lb} \quad (21b)$$

$$v_u = (V_f + V_b) / [2d(c_1 + 0.5d)] \quad \text{for } E_2 \quad (21c)$$

여기서 V<sub>f</sub>, V<sub>b</sub> = 극한상태의 전면과 후면에 각각 발생하는전단력이다.

수치해석결과, 일반적인 설계변수의 범위에서 v<sub>u</sub> = v<sub>c</sub> (= 0.33√f<sub>ck</sub>)를 사용할 수 있는 것으로 나타났으며 (Fig. 10 참조), 따라서 횡하중 재하방향 별로 전면 또는 후면의 전단력에 의한 편심전단모멘트는 식 (22)에 의해

Table 4 Analytical models and prediction of strength

Model <sup>(8,9)</sup>		$c_1$ (mm)	$c_2$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	Reinforcement ratio (%) <sup>(1)</sup>	$h$ (mm)	$V_G/V_c$ (percent)	$\frac{M_{exp. (2)}}{M_{pred.}}$	$\frac{M_{exp. (3)}}{M_{pred.}}$	$\frac{M_{exp. (4)}}{M_{ACI}}$	$\frac{M_{exp. (5)}}{M_{Moehle}}$
Hawkins et al.	E1	305	305	22.5	462	0.64	165	25.8	0.97	1.15	1.19	1.06
	E2	406	406	29.5	421	0.93	178	30.0	1.07	1.22	1.26	1.12
	E3	495	203	22.6	441	1.11	178	34.5	0.94	1.08	1.54	0.83
	ES1	305	305	28.1	421	1.11	178	32.5	1.21	1.38	1.46	0.97
	ES3	305	305	29.4	421	1.11	178	26.7	1.22	1.40	1.55	1.03
Hanson et al.	D15	152	152	31.1	365	1.22	76	18.0	1.12	1.38	1.63	1.15
Durrani and Luo	IE	254	254	20.7	381	0.39	114	12.6	0.77	0.95	1.03	1.66
	EXT1	254	254	31.2	418	0.44	114	14.1	0.74	0.89	0.95	1.51
	EXT2	254	254	32.1	418	0.44	114	20.2	0.90	1.02	1.03	1.73
Robetson.	PE9	254	254	39.3	525	0.66	114	24.2	1.12	1.34	1.40	1.47
Regan	SE4	300	200	35.5	480	0.57	165	116.7	1.25	1.16	-(b)	-(b)
	SE7	200	300	26.6	480	0.57	165	115.1	1.27	1.50	-(b)	-(b)
	SE9	250	250	41.9	480	0.29	165	70.4	1.38	1.29	2.47	1.83
	SE10	250	250	41.1	480	0.29	165	65.8	1.34	1.31	2.18	1.90
Durrani and Du	DNY1	254	254	35.3	372	0.38	114	23.7	0.89	0.92	0.89	1.96
	DNY2	254	254	25.7	372	0.38	114	34.0	0.85	0.83	0.75	1.41
	DNY3	254	254	24.6	372	0.38	114	28.3	0.99	1.04	0.98	1.89
Robetson et al.	2C	254	254	33.0	501	0.70	114	30.8	1.14	1.30	1.30	1.32
	7L	254	254	30.8	525	0.70	114	39.6	1.03	1.15	1.16	1.04
	6LL	254	254	32.2	525	0.70	114	47.4	1.15	1.24	1.45	1.12
Falmaki et al.	W5_B	200	200	26.8	500	0.67	100	65.1	1.00	1.06	1.85	0.78
Stamenkovic et al.	C/E/1	127	127	31.5	448	1.14	76	124.5	0.76	0.91	-(b)	-(b)
	C/E/2	127	127	33.0	496	1.14	76	90.8	1.19	1.43	-(b)	-(b)
	C/E/3	127	127	34.0	496	1.14	76	40.7	1.27	1.55	1.74	0.99
	C/E/4	127	127	27.8	496	1.14	76	19.8	1.20	1.46	1.84	0.95
	M/E/2	127	127	26.7	496	1.14	76	0.0	1.15	1.41	2.13	0.96
Kane	K-1	100	68	30.2	480	1.19	51	84.1	0.87	1.06	5.11	-(b)
	K-3	114	75	41.2	480	0.97	48	88.4	0.84	1.11	7.37	-(b)
Zaghlool	Z-IV(1)	178	178	27.4	476	2.13	152	65.2	1.02	1.02	2.53	0.42
	Z-V(1)	267	267	34.3	474	1.41	152	76.8	1.14	1.31	3.87	-(b)
	Z-V(2)	267	267	40.5	474	1.77	152	81.2	1.13	1.27	4.85	-(b)
	Z-V(3)	267	267	38.7	475	1.46	152	90.1	1.33	1.52	-(b)	-(b)
	Z-V(6)	300	399	31.3	476	1.41	152	36.9	0.97	1.09	1.21	0.64
	Z-IV(1)	356	356	26.0	476	2.13	152	87.0	0.97	1.08	-(b)	-(b)
Mean	-	-	-	-	-	-	-	-	1.05	1.18	1.78	1.29
Standard deviation	-	-	-	-	-	-	-	-	0.169	0.189	1.477	0.394

(1) The ratios were calculated for gross area.  
 (2) Moment-carrying capacity of connection predicted by proposed method.  
 (3) Moment-carrying capacity of connection predicted by simplified method.  
 (4) Moment-carrying capacity of connection predicted by eccentric shear model of KCI and ACI.  
 (5) Moment-carrying capacity of connection predicted by Moehle's suggestion in ACI.  
 (6) Moment-carrying capacity of these slab cannot be calculated by eccentric shear model of KCI or Moehle's suggestion.

산정된다.

$$M_S = [v_c(c_2 + d)d] \cdot c_{AA} \quad \text{for } E_{1f} \quad (22a)$$

$$M_S = [v_c(c_2 + d)d] \cdot c_{AA} \quad \text{for } E_{1b} \quad (22b)$$

$$M_S = [v_c(c_1 + 0.5d)d] \cdot (c_2 + d) \quad \text{for } E_2 \quad (22c)$$

또한,  $E_{1f}$ 과  $E_{1b}$ 의 횡하중을 재하받는 경우, 측면의 편심전단응력은 식 (10), (18)에서 처럼 중력하중에 의해 유발되는 압축응력  $\sigma_e$ 와 밀접하게 관계되는데, 수치해석

결과 일반적인 설계범위에서 안전측으로  $\tau_{yz}^m = 2.6v_c$ 를 사용할 수 있는 것으로 나타났다.(Fig. 10 (a), (b) 참조)  $E_2$ 의 횡하중을 재하받는 경우, 측면의 편심전단응력은 내부접합부와 마찬가지로 일반적인 설계범위에서 안전측으로  $v_{us} = 3.5v_c$ 를 사용할 수 있는 것으로 나타났다.(Fig. 10 (c) 참조) 이러한 약산법에 의해  $v_w$ ,  $v_{us}$ ,  $\tau_{yz}^m$ 을 산정할 경우 설계가 간편해지며, 해석모델에 대한 해석결과와 약산법에 의한 강도를 비교한 결과 횡하중 재

하방향  $E_{1f}$ ,  $E_{1b}$ ,  $E_2$ 에 대해 예측강도 대비 해석강도가 각각 평균 1.01, 0.99, 0.91, 표준편차 18.8%, 25.6%, 15.2%로써 접합부의 강도를 비교적 정확하게 추정할 수 있는 것으로 나타났다.(Table 4)

## 6. 결 론

콘크리트 구조설계기준과 ACI 318-02 등 현행설계기준은 플랫 플레이트 구조의 외부접합부의 강도를 정확히 추정하고 있지 못하다. 선행연구에서 비선형 유한요소 해석프로그램을 개발하였으며, 기존 실험과의 비교를 통하여 검증하였다. 실제 설계범위를 포괄하는 넓은 변수범위에 대해 해석연구를 실시하였으며, 그 주요한 결과는 다음과 같다.

- 1) 외부접합부에 발생하는 휨모멘트 저항성분은 전후면의 휨모멘트, 전후면의 편심편심에 의한 모멘트 그리고 측면의 편심편심에 의한 비틀림모멘트로 구분할 수 있다. 분석결과, 각 모멘트 저항성분의 거동과 파괴과정은 본질적으로 내부접합부의 경우와 동일한 것으로 나타났다.
- 2) 해석결과, 전체 저항모멘트에서 편심편심 모멘트가 차지하는 비  $\gamma_v$ 는 대략 0.5~0.9이며, 이 값은 현행 설계기준에서 제시하는  $\gamma_v = 0.4$  보다 크다.
- 3) 현행 설계기준에서는 최대전단강도를 전후면과 측면에 대해 일정하게  $0.33\sqrt{f_{ck}}$ 로 규정하고 있다. 그러나 해석결과에 의하면 전후면의 편심편심전단강도는 공칭성능과 거의 일치하지만 측면에서는 공칭성능의 3배 정도인 것으로 나타났으며, 이것이 편심편심전단모멘트의 비  $\gamma_v$ 가 현행설계기준 보다 큰 이유이다.

접합부 주위 파괴면에서 휨모멘트와 편심편심단력의 상호작용을 고려하는 새로운 강도산정모형을 제안하였다. 기존 실험 및 설계기준과 비교결과, 본 연구에서 제안한 강도산정모형은 기존 설계기준 보다 외부접합부의 강도를 정확히 예측할 수 있는 것으로 나타났다.

## 감사의 글

본 연구는 지진공학센터(KEERC), 그리고 동부건설의

재정적 지원에 의해 수행되었으며 이에 관계자 여러분께 감사드립니다.

## 참고문헌

1. 최경규, 황영현, 박홍근, “불균등 휨모멘트를 받는 플랫 플레이트-기둥 내부 접합부의 강도에 대한 해석연구”, 한국콘크리트학회 논문집, 14권 6호, 2002, pp.949-960.
2. 최경규, 박홍근, “불균등 휨모멘트를 받는 플랫 플레이트-기둥 접합부의 강도산정모형”, 한국콘크리트학회 논문집, 제14권 6호, 2002, pp.961-972.
3. 한국콘크리트학회, 대한건축학회, “콘크리트구조 설계기준”, 1999.
4. ACI-ASCE Committee 352, “Recommendations for Design of Reinforced Concrete Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete structures,” *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.6, November-December, 1988, pp.675-696.
5. Allen, F. and Darvall P., “Lateral Load Equivalent Frame,” *ACI Structural Journal*, Vol.89, No.6, July 1977, pp.294-299.
6. American Concrete Institute, “Building Code Requirements for Structural Concrete,” ACI 318-02. pp.184-186, pp.213-232.
7. Hwang, S. J. and Moehle, J. P., “An Experimental Study of Flat-Plate Structures under Vertical and Lateral Load,” Report No. UCB/EERC-93/03, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Feb, 1993, 278pp.
8. Luo, Y. H., and Durrani, A. J., “Equivalent Beam Model for Flat-Slab Buildings-PartII: Exterior Connections,” *ACI Structural Journal*, Vol.92, No.1, January-February, 1995, pp.250-257.
9. Moehle, J. P., “Strength of Slab-Column Edge Connections,” *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.1, January-February, 1988, pp.89-98.
10. Moehle, J. P., Kreger, M. E., and Leon, R., “Background to Recommendations for Design of Reinforced Concrete Slab-Column Connections,” *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.6, November-December, 1988, pp.636-644.
11. Chakrabarty, J., “Theory of Plasticity,” McGraw-Hill, New York, 1987.

## 요 약

플랫 플레이트 구조의 외부접합부는 편심편심에 대해 비대칭형의 위험단면을 가지고 있으며, 위험단면의 길이가 내부접합부보다 작고 중력하중과 횡하중 모두에 의해 편심편심단응력이 발생하게 되므로 뿔뿔전단파괴에 대해 대단히 취약하다. 외부접합부의 거동은 대단히 복잡하며 또한 구조해석에서 사용하고 있는 강도모형이 부적합하기 때문에, 현 설계기준은 실험결과를 정확히 설명하고 있지 못하다. 본 연구에서는 이러한 현 설계기준의 미비점을 보완하기 위하여 슬래브-기둥 외부접합부에 대해 비선형유한요소해석을 수행하였다. 외부접합부에서는 횡하중의 재하방향에 따라 거동 및 최대강도가 상이하며, 해석결과에 근거하여 하중재하방향 별로 외부접합부에 대한 강도모형을 제안하였다. 제안된 강도모형은 실험결과와의 비교를 통해 검증되었다.

**핵심용어** : 플랫 플레이트, 외부접합부, 편심편심, 내진설계, 불균형 모멘트