

## 불균등 휨모멘트를 받는 플랫 플레이트-기둥 접합부에 대한 해석연구

최경규<sup>1)</sup> · 황영현<sup>1)</sup> · 박홍근<sup>1)</sup>\*

<sup>1)</sup>서울대학교 건축학과

(2002년 6월 27일 원고접수, 2002년 9월 13일 심사완료)

### Numerical Study on Interior Flat Plate-Column Connections Subjected to Unbalanced Moment

Kyoung-Kyu Choi<sup>1)</sup>, Young-Hyun Hwang<sup>1)</sup>, and Hong-Gun Park<sup>1)</sup>\*

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

(Received June 27, 2002, Accepted September 13, 2002)

#### ABSTRACT

Flat plate structures under lateral load are susceptible to punching shear failure of the slab-column connection. To prevent such brittle failure, strength and ductility of the connection should be ensured. However, due to complexity in the behavior and difficulty in simulating the actual load and boundary conditions of the flat plate system, it is not easy to obtain reliable data regarding to the strength and ductility from the previous experimental studies.

In the present study, a numerical study was performed for interior connections of continuous flat plate. For the purpose, a computer program for nonlinear FE analyses was developed, and the validity was verified by comparisons with the existing experimental results. Through the parametric studies, the variations of bending moment, shear, and torsional moment around the connection were investigated. Based on the findings of the numerical studies, the aspects which need to be improved in current design methods were discussed. The results of the present study will be used for developing a design method for the flat plate-column connection in the companion paper.

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

## 1. 서 론

지진 등 횡력을 받는 플랫 플레이트의 슬래브-기둥 접합부는 취성적인 전단유형으로 파괴될 수 있으며, 이 경우 구조물 전체의 내진성능이 급격히 저하될 수 있다. 따라서 플랫 플레이트 구조의 내진설계에서는 슬래브-기둥 접합부의 강도 및 연성도 확보가 가장 중요한 사항이다.

콘크리트구조 설계기준<sup>2)</sup>(KCI) 및 ACI<sup>4,5)</sup>에서는 플랫 플레이트 구조의 슬래브-기둥 접합부에 대한 강도 산정모형을 제안하고 있다. 그러나 Luo<sup>8)</sup>등의 연구에 의하면 기존의 설계식은 실험체의 강도를 정확히 나타내지 못하고 있으며, 이는 기존의 설계방법이 접합부의 복잡한 거동을 적절히 반영하지 못하고 있음을 가리킨다. 또한 기존의 실험연구에서는 접합부의 거동을 규명하기 위하여 다양한 실험 방법 및 장치를 사용하였다. 그러나 대부분의 실험들은 기둥과 그 주위의 슬래브로 구성된 축소모형을 사용하였는데, 이 축소모형은 실제 연속슬래브의 하중과 경계

조건을 정확히 실현하기는 어렵다. 따라서 기존 실험결과가 실제 연속슬래브의 거동특성과 다를 수 있으며, 이 실험결과에 근거하여 개발된 기존 설계방법은 연속슬래브 접합부의 강도를 정확히 나타낼 수 없다. 또한 실험연구를 통하여 얻을 수 있는 자료는 슬래브-기둥 접합부 축소모형의 전체적인 강도 및 연성능력에 국한되므로 접합부 주위의 내력분포와 변화를 정확히 파악하기 어렵다.

이러한 실험연구의 한계를 보완하기 위하여 본 연구에서는 슬래브-기둥 접합부에 대한 비선형해석연구를 실시하였다. 변수연구를 통하여 접합부 주위에서 발생하는 휨모멘트, 전단력, 비틀림 모멘트의 분포와 그 변화를 조사하였으며, 이에 근거하여 접합부 파괴기구를 분석하고 현 설계기준의 강도산정모형을 비교 검토하였다.

## 2. 재료모형

중력하중과 면외 모멘트를 재하받는 플랫 플레이트의 해석을 위해서, 비선형모형 중 상대적으로 간단하며 인장-압축 상태의 콘크리트의 거동을 잘 나타낼 수 있는 등가 1축응력-변형을 곡선을 이용하는 회전스트럿-고정균열모

\* Corresponding author

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

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

델<sup>1)</sup>을 사용한다.

철근콘크리트의 응력은 개념적으로 인장균열에 의하여 발생하는 인장응력  $\sigma_t$  과 콘크리트 스트럿에서 발생하는 압축응력  $\sigma_c$  의 합으로 구성된다.

$$\sigma = \sigma_c + \sum_{i=1}^n \sigma_{ti} \quad (1)$$

여기서,  $n$  은 인장균열방향의 수이다. 식 (1) 은 인장균열의 비국소손상에 의하여 거의 순수한 1축 압축상태로 유지되는 콘크리트 스트럿의 압축응력과 각 방향의 인장균열에 의하여 발생하는 인장균열응력의 조합으로 콘크리트의 응력을 나타내고 있다. 이 식은 압축응력과 인장응력의 상호작용을 무시할 수 있는 경우에만 사용할 수 있는데, 실제로 인장응력은 압축응력보다 매우 작으므로 이러한 가정은 유효하다고 할 수 있다.

콘크리트의 압축응력  $\sigma_c$  은 주압축변형률축에서 1축응력-변형을 곡선에 의해서 정의된다.(Fig. 1) 압축 손상은 주변형률축에서 변형률의 크기에 의하여 정의되며 등방성 손상(isotropic damage)을 가정하여 주변형률 축방향에 관계없이 동일한 압축손상을 가정한다.

인장균열응력  $\sigma_t$  은 주인장변형률축에서 인장변형률의 함수로 정의되며(Fig. 2) 균열변형률을 초과한 경우 인장균열이 발생한 것으로 간주하여 인장균열축이 현재의 주인장변형률축으로 고정된다. 또한 현재의 주변형률축이 기존의 고정균열축으로부터  $\pi/4$  만큼 벗어난 방향에서는 어느 방향에서도 독립적인 인장균열응력이 발생할 수 있다고 가정하여 주기하중에 의한 다중의 인장균열방향을 나타낼 수 있도록 하였다. 주기하중시 압축의 잔류변형률이 존재할 경우 인장응력은 현재의 잔류변형률이 고려된 순인장변형률  $\epsilon_m = \epsilon_t - \epsilon_{ref}$  에 의하여 정의되어야 한다.(Fig. 2) 이때 인장균열변형률의 기준이 되는 기준변형률  $\epsilon_{ref}$  은 현재의 압축잔류변형률  $\epsilon_{cp}$  (Fig. 1)의 축변환에 의하여 구할 수 있다.

철근의 영향에 의하여 인장균열응력이 증가하는 인장강화 현상(tension stiffening)은 철근배치 방향에서 정의되는 철근의 부착응력  $\sigma_{bond}$  과 Fig. 2의 인장연화응력  $\sigma_t$  의 조합에 의하여 표현된다. 이때 이  $\sigma_{bond}$  는 기존의 연구결과<sup>11)</sup>에서 정의되어 있다. 따라서 콘크리트의 총 응력은 다음과 같이 정의된다.

$$\sigma = \sigma_c + \sum_{i=1}^n \sigma_{ti} + \sum_{i=1}^m \sigma_{bond i} \quad (2)$$

여기서,  $m$  은 인장철근 배치방향의 수이다.

슬래브의 휨거동에 대한 유한요소해석을 위해 9 절점의 쉘요소를 사용하였고, 쉘요소의 강성과 내력산정과정에는 면당 9개의 가우스 점을 두께방향을 따라 20개 층으로 등간격 배치함으로써 총 180개의 가우스 점이 사용되었다.(Fig. 3) 또한 철근은 배근면에서 재료특성이 균등하게 분포된 재료로 이상화하였다.

### 3. 해석 프로그램의 검증

Ghali<sup>8)</sup>와 Farhey<sup>7)</sup> 그리고 Moehle<sup>10)</sup>의 실험체에 대해 수치해석을 수행하였다. 각 실험들은 실험장치 및 실험방식에서 차이가 있으며, 따라서 본 연구에서는 각 실험조건들의 특성을 반영하여 수치해석을 수행하였다. 그 중 Moehle의 실험체 및 실험장치가 Fig. 4에 나타나 있다. 슬래브는 네 모퉁이를 비롯한 8군데 지점이 단순지지되어 있으며 연속 슬래브의 휨모멘트와 전단력을 나타내기 위하여, 중력하중은 슬래브 위에 고정 설치된 납 블록과 기

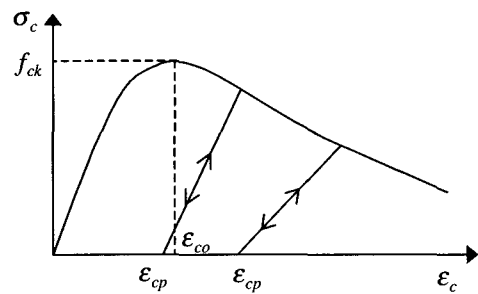


Fig. 1 Equivalent uniaxial stress-strain relationship in compression

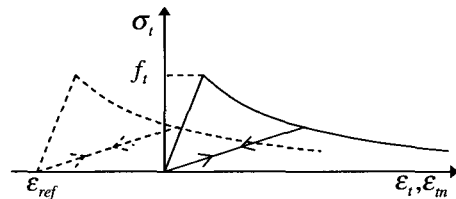


Fig. 2 Equivalent uniaxial stress-strain relationship in tension

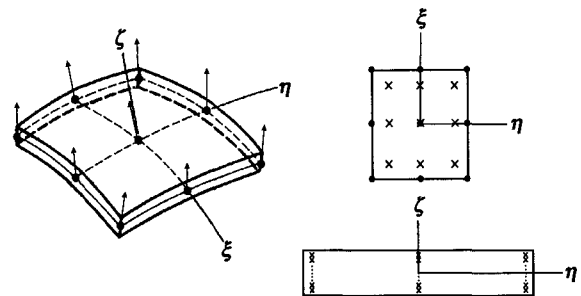


Fig. 3 9-node shell element

등의 치올림변위 제어에 의해 재하된다. 또한 휨모멘트는 기둥 상부에 설치된 가력기에 의해 재하되는데, 이 과정에서 중력하중에 의해 접합부 주위에 발생하는 전단력의 총합을 그대로 유지하기 위해 기둥의 치올림 변위는 실시간 제어되었다.

각 실험에 대한 재료 및 부재 특성은 Table 1에 요약되어 있으며, 수치해석에서는 시험체의 대칭성을 고려하여 Fig. 5(a)에 제시된 해석모델을 사용하였다. 슬래브의 A, B, C 세 면의 경계조건은 실제 실험조건들과 동일하며, D 면에서는 시험체의 대칭성을 고려하여 D-D축 방향 회전 변위를 구속하였다.

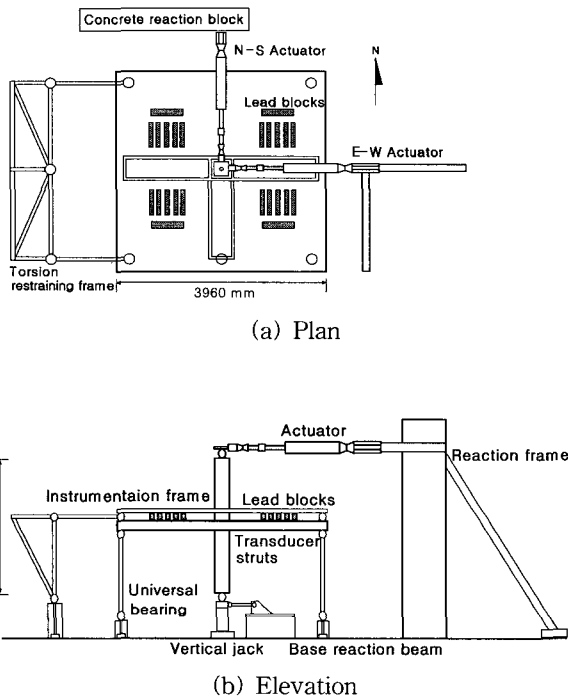


Fig. 4 Test setup: Moehle's experiment

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 (percent) <sup>1)</sup>		Thickness (mm)	$V_G/V_c$ <sup>2)</sup> (percent)	Failure Mode <sup>3)</sup>
							Top	Bottom			
Ghali SM 0.5	1830	1830	305	305	36.8	470.0	0.43	0.14	152	29	F
Ghali SM 1.0	1830	1830	305	305	33.4	470.0	0.87	0.29	152	31	F
Ghali SM 1.5	1830	1830	305	305	40.0	470.0	1.30	0.43	152	28	F
Ghali DM 0.5	1830	1830	305	305	44.1	470.0	0.43	0.14	152	19	F
Ghali DM 1.0	1830	1830	305	305	32.7	470.0	0.87	0.29	152	29	F
Ghali DM 1.5	1830	1830	305	305	42.5	470.0	1.30	0.43	152	27	F
Farhey specimen 1	2690	2690	300	200	35.1	457.6	0.68	0.44	80	0	F
Farhey specimen 3	2690	2690	300	200	15.0	457.6	0.68	0.44	80	26	P
Farhey specimen 4	2690	2690	300	120	15.0	457.6	0.68	0.44	80	30	P
Moehle specimen 1	3660	3660	274	274	33.2	471.3	0.67	0.25	120	35	F
Moehle specimen 3	3660	3660	274	274	31.3	471.3	0.76	0.25	120	22	F

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

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

<sup>3)</sup> Failure modes were determined by analysis of numerical results: F = flexural failure; P = punching failure.

Fig. 6은 실험과 해석에 의한 휨모멘트와 접합부 회전 변위간의 상관관계를 비교하고 있다. Farhey<sup>7)</sup>와 Moehle<sup>10)</sup>의 실험은 주기하중에 대하여 실시되었으며, Fig. 6에 나타난 실험곡선은 주기하중 곡선에서 최대하중점을 나타내는 포락곡선(envelope curve)이다. 해석에서는 주기하중에 의한 포락곡선과 단조증가하중에 의한 곡선이 거의 일치 하였으므로, 단조증가하중에 의한 곡선을 나타내었다. 그림에서 변위각은 수평축에 대한 접합부 기둥면의 회전각,  $\theta$ 를 나타낸다.(Fig. 5(a)) Fig. 6에 나타난 바와 같이 해석결과는 대체적으로 최대강도 시점까지 실험결과와 잘 일치한다. 최대강도 이후에는 실험과 해석이 다소 차이를 보이고 있는데, 이는 본 연구에서 해석방법으로 사용하는 분산균열 모델 (smeared crack model)이 큰 균열발생에 의한 취성파괴형태를 나타내기 어려우며 또한 셀요소의 해석에서 변형율이 두께방향으로 선형적으로 분포된다는 가정을 사용했기 때문이다. 그러나 슬래브-기둥 접합부는 대체로 최대강도 이후 취성파괴를 일으키므로 최대강도 이후의 거동은 큰 의미를 지니지 못하며, 따라서 접합부의 변형능력은 최대강도까지 유효하다고 판단하는 것이 안전 측이다.

#### 4. 중력하중 재하방식과 경계조건에 따른 슬래브 거동의 변화

기존의 실험들은 Fig. 4에 나타난 바와 같은 기둥과 주위의슬래브로 구성된 축소모델을 사용하고 있다. 이러한 축소모델은 연속 플랫 플레이트의 거동을 유사하게 나타내고 있으나 두가지 면에서 실제 조건과는 다르다. 우선 스패의 길이가 일정한 연속 슬래브의 경계조건을 만족하

기 위해서는, Fig. 5 (b)에서와 같이 C 면에서는 C-C축에 대한 회전이 구속되어야 하고 A와 B 면에서는 두 면에서 서로 대응하는 모든 자유도의 변위가 일치되어야 한다. 그러나 축소 실험모델에서는 이러한 구속조건을 실현하기는 매우 어려우며, 따라서 일반적으로 C 면은 자유단으로 A와 B 면은 단순지지로 처리한다. 이러한 경계조건과의 차이는 탄성거동시에는 비교적 그 영향이 크지 않으나 극한 거동시에는 접합부 주위의 내력분포에 큰 차이를 유발하면서 실제 연속 슬래브와 상이한 거동을 일으키게 된다. 또한 실험에서는 중력하중을 재하하기 위하여 슬래브에 집중하중을 가하거나 기둥에 유압기를 사용하여 치올립변위를 가하는 방법을 사용하고 있으나, 이러한 하중과 경계조건은 실제 연속슬래브와는 상이하므로 중력하중에 의해 실제 연속슬래브의 기둥 주위에서 발생하는 전단력과 휨모멘트의 분포를 실현할 수 없다.

중력하중의 재하방식과 경계조건이 슬래브의 강도 및 연성도에 미치는 영향을 파악하기 위해, Moehle의 specimen 3와 Farhey specimen 3에 대해 하중조건과 경계조건을 연속 슬래브의 조건으로 변경하여 수치해석을 수행하였다. 수치해석에서는 위에서 언급한 연속 슬래브의 경계조건을 사용하였다.(Fig. 5(b))

Fig. 7은 기존의 실험결과와 연속슬래브 조건에서의 해석결과를 비교하고 있다. 실험결과는 연속슬래브에 대한 해석결과에 비해 강성과 강도는 저평가하고 변형능력을 과대평가하는 것으로 나타났다. 연속슬래브에서는 연속조

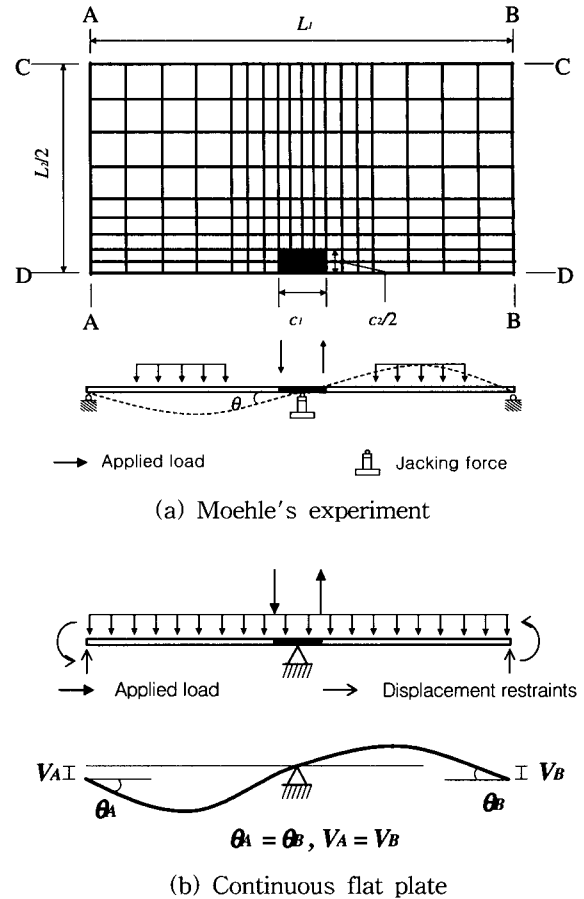


Fig. 5 Finite element model of flat plate

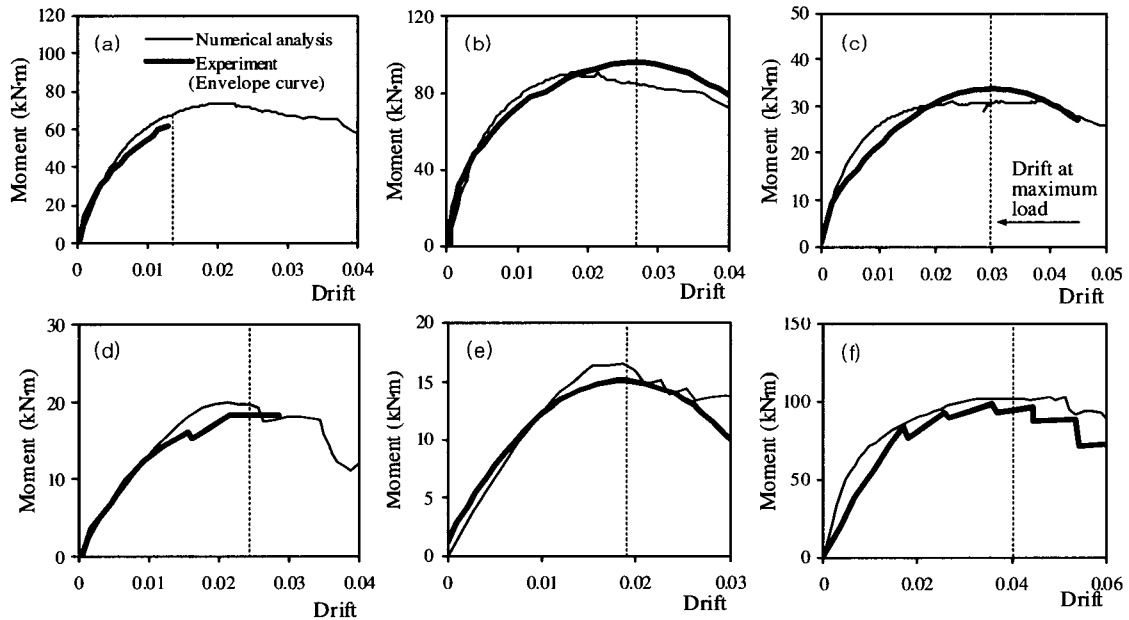
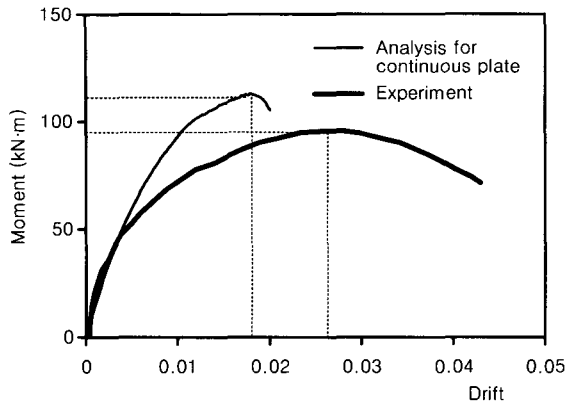
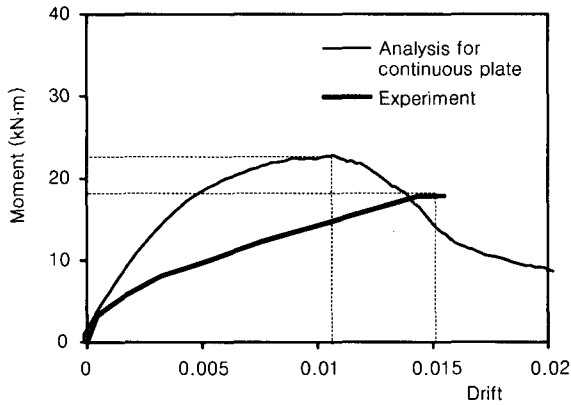


Fig. 6 Comparisons of experiments and numerical analyses: (a) Moehle specimen 1; (b) Moehle specimen 3; (c) Farhey specimen 1; (d) Farhey specimen 3; (e) Farhey specimen 4; and (f) Ghali SM 0.5



(a) Moehle specimen 3



(b) Farhey specimen 3

Fig. 7 Variations of moment-rotation relationships with boundary conditions

건에 의한 인접 슬래브의 구속효과로 인하여 휨강성과 강도에 기여하는 슬래브의 유효폭이 더 넓어지므로 휨모멘트에 대한 저항능력이 증대하며, 따라서 실험에 비하여 슬래브의 강성과 강도가 증가한다. 또한 강성이 증가함에 따라 조기에 최대강도에 도달하므로 변형능력이 실험에 비해 감소한다.

이 연구결과 연속슬래브와 상이한 경계조건 및 하중조건을 사용하는 실험에서는, 강도는 안전측일 수 있으나 접합부의 실제 강도를 정확히 나타낼 수 없으며 반면 변형능력은 과대평가되므로 안전측이라고 할 수 없다.

## 5. 연속 슬래브의 거동

위에서 기술된 바와 같이 기존의 실험들은 연속슬래브의 하중 및 경계조건과 각기 다른 조건을 사용하고 있으므로 연속 슬래브의 거동과 차이를 보이고 있으며, 또한 실험결과 사이에도 큰 편차를 나타낸다. 따라서 본 연구에서는 연속슬래브의 하중 및 경계조건을 정확히 실현할 수 있는 수치해석을 이용한 변수연구를 실시하였으며, 강도 및 변형능력 등 전체적인 거동과 함께 접합부 주위에

서 일어나는 응력 및 내력의 변화를 조사하였다.

연속 슬래브에 대해 기하학적 조건, 재료적 조건, 중력 하중 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- $c_1 - c_2 - h - \rho_t - \rho_b - V_G/V_c$ 으로 명명하였고, 이때  $c_1 =$  횡하중 재하방향의 기둥 폭 (mm),  $c_2 =$  횡하중 직교방향의 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.

$$0 \leq V_G/V_c \leq 75(\%), \quad 0.3 \leq \rho_t, \rho_b \leq 1.2(\%),$$

$$0.05 \leq c_1/L_1, c_2/L_2 \leq 0.15,$$

$$0.03 \leq h/L_1 \leq 0.06, 3000 \leq L_1, L_2 \leq 6000(\text{mm})$$

이다. 철근은 슬래브 전체에 균등배근하였다.

Fig. 8과 Table 2는 해석강도 대 설계기준강도의 비,  $M_{analy.}/M_{KCI}$ 를 나타내고 있는데, 이 값은 0.89 ~ 3.85로서 현 설계기준은 일반적으로 연속 슬래브의 접합부 강도를 저평가하고 있으며 또한 큰 편차를 나타내고 있어서 접합부 강도를 적절히 나타내고 있지 못하다. 대체적으로 중력하중의 비가 클수록 접합부 강도를 과소평가하는 경향을 나타내고 있다.

Fig. 9와 Table 2에는 최대강도시의 변위각이 제시되어 있다. 그림에 나타난 바와 같이 슬래브의 변형능력은 건축물하중기준<sup>3)</sup>에서 허용하는 지진하중에 대한 최대 변형각인 1.5 퍼센트를 대체로 충족시키지 못하고 있는데, 이는  $V_G/V_c \leq 0.4$ 인 경우 만족할 만한 연성을 발휘한다고

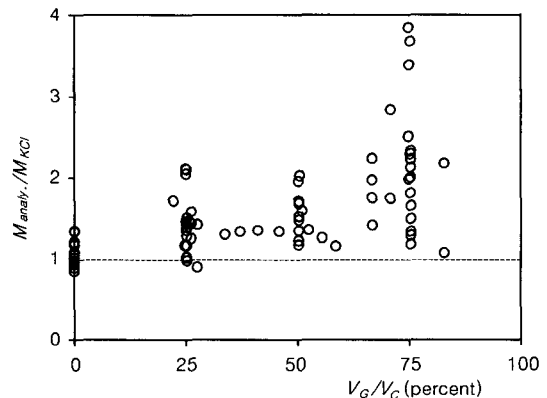


Fig. 8 Comparisons of Maximum moment-carrying capacities

Table 2 Analytical models and results

Model	$L_1$ (mm)	$L_2$ (mm)	$c_1$ (mm)	$c_2$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	Reinforcement ratio (percent) <sup>(1)</sup>		$h$ (mm)	$V_G/V_c$ (percent)	$M_{analy.}$ (kN.m)	$\frac{M_{analy.}}{M_{KCI}^{(2)}}$	Drift <sup>(3)</sup> at $M_{analy.}$ (percent)	Drift <sup>(4)</sup> (percent)	Failure Mode <sup>(5)</sup>
							Top	Bottom							
E-500-500-180-0.3-0.3-0	6000	6000	500	500	23.5	392	0.3	0.3	180	0	289	0.89	1.49	1.67	F
E-500-500-180-0.3-0.3-25	6000	6000	500	500	23.5	392	0.3	0.3	180	25	263	1.01	1.26	1.50	F
E-500-500-180-0.3-0.3-50	6000	6000	500	500	23.5	392	0.3	0.3	180	50	237	1.22	1.03	1.33	F
E-500-500-180-0.3-0.3-75	6000	6000	500	500	23.5	392	0.3	0.3	180	75	166	1.29	1.08	1.21	P
E-500-500-180-0.6-0.6-0	6000	6000	500	500	23.5	392	0.6	0.6	180	0	327	1.01	1.38	1.52	F
E-500-500-180-0.6-0.6-25	6000	6000	500	500	23.5	392	0.6	0.6	180	25	321	1.25	1.27	1.47	F
E-500-500-180-0.6-0.6-50	6000	6000	500	500	23.5	392	0.6	0.6	180	50	287	1.48	1.13	1.32	F
E-500-500-180-0.6-0.6-75	6000	6000	500	500	23.5	392	0.6	0.6	180	75	214	1.66	1.08	1.20	P
E-500-500-180-0.9-0.9-0	6000	6000	500	500	23.5	392	0.9	0.9	180	0	384	1.18	1.28	1.49	F
E-500-500-180-0.9-0.9-25	6000	6000	500	500	23.5	392	0.9	0.9	180	25	368	1.43	1.26	1.44	F
E-500-500-180-0.9-0.9-50	6000	6000	500	500	23.5	392	0.9	0.9	180	50	332	1.71	1.14	1.32	F
E-500-500-180-0.9-0.9-75	6000	6000	500	500	23.5	392	0.9	0.9	180	75	259	2.00	1.04	1.19	P
E-500-500-180-1.2-1.2-0	6000	6000	500	500	23.5	392	1.2	1.2	180	0	432	1.33	1.21	1.37	F
E-500-500-180-1.2-1.2-25	6000	6000	500	500	23.5	392	1.2	1.2	180	25	406	1.58	1.16	1.34	F
E-500-500-180-1.2-1.2-50	6000	6000	500	500	23.5	392	1.2	1.2	180	50	380	1.95	1.10	1.31	P
E-500-500-180-1.2-1.2-75	6000	6000	500	500	23.5	392	1.2	1.2	180	75	301	2.33	0.98	1.15	P
C-300-600-180-0.6-0.6-50	6000	6000	300	600	23.5	413	0.6	0.6	180	50	222	2.02	0.98	1.21	F
C-450-600-180-0.6-0.6-50	6000	6000	450	600	23.5	413	0.6	0.6	180	50	279	1.59	1.15	1.35	F
C-600-600-180-0.6-0.6-50	6000	6000	600	600	23.5	413	0.6	0.6	180	50	334	1.35	1.24	1.51	F
C-750-600-180-0.6-0.6-50	6000	6000	750	600	23.5	413	0.6	0.6	180	50	387	1.26	1.28	1.72	F
C-900-600-180-0.6-0.6-50	6000	6000	900	600	23.5	413	0.6	0.6	180	50	425	1.15	1.35	1.96	F
T-600-600-180-0.6-0.6-50	6000	6000	600	600	23.5	413	0.6	0.6	180	50	334	1.35	1.24	1.51	F
T-600-600-195-0.6-0.6-50	6000	6000	600	600	23.5	413	0.6	0.6	195	50	416	1.34	1.12	1.32	F
T-600-600-210-0.6-0.6-50	6000	6000	600	600	23.5	413	0.6	0.6	210	50	504	1.35	1.02	1.16	F
T-600-600-225-0.6-0.6-50	6000	6000	600	600	23.5	413	0.6	0.6	225	50	588	1.33	0.94	1.07	F
T-600-600-240-0.6-0.6-50	6000	6000	600	600	23.5	413	0.6	0.6	240	50	667	1.30	0.89	0.97	F
U-500-500-180-0.3-0.15-0	6000	6000	500	500	23.5	392	0.3	0.15	180	0	275	0.85	1.49	1.69	F
U-500-500-180-0.3-0.15-25	6000	6000	500	500	23.5	392	0.3	0.15	180	25	264	1.02	1.21	1.55	F
U-500-500-180-0.3-0.15-50	6000	6000	500	500	23.5	392	0.3	0.15	180	50	226	1.17	1.24	1.41	F
U-500-500-180-0.3-0.15-75	6000	6000	500	500	23.5	392	0.3	0.15	180	75	152	1.18	1.06	1.19	P
U-500-500-180-0.6-0.3-0	6000	6000	500	500	23.5	392	0.6	0.3	180	0	314	0.97	1.41	1.59	F
U-500-500-180-0.6-0.3-25	6000	6000	500	500	23.5	392	0.6	0.3	180	25	301	1.16	1.19	1.45	F
U-500-500-180-0.6-0.3-50	6000	6000	500	500	23.5	392	0.6	0.3	180	50	260	1.34	1.14	1.32	F
U-500-500-180-0.6-0.3-75	6000	6000	500	500	23.5	392	0.6	0.3	180	75	192	1.50	0.99	1.17	P
U-500-500-180-0.9-0.45-0	6000	6000	500	500	23.5	392	0.9	0.45	180	0	349	1.08	1.23	1.47	F
U-500-500-180-0.9-0.45-25	6000	6000	500	500	23.5	392	0.9	0.45	180	25	332	1.28	1.14	1.39	F
U-500-500-180-0.9-0.45-50	6000	6000	500	500	23.5	392	0.9	0.45	180	50	295	1.52	1.07	1.27	F
U-500-500-180-0.9-0.45-75	6000	6000	500	500	23.5	392	0.9	0.45	180	75	233	1.81	0.96	1.16	P
U-500-500-180-1.2-0.6-0	6000	6000	500	500	23.5	392	1.2	0.6	180	0	379	1.17	1.21	1.42	F
U-500-500-180-1.2-0.6-25	6000	6000	500	500	23.5	392	1.2	0.6	180	25	359	1.39	1.14	1.36	F
U-500-500-180-1.2-0.6-50	6000	6000	500	500	23.5	392	1.2	0.6	180	50	327	1.68	1.09	1.26	F
U-500-500-180-1.2-0.6-75	6000	6000	500	500	23.5	392	1.2	0.6	180	75	274	2.13	0.97	1.16	P

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

<sup>(2)</sup> Moment-carrying capacity of connection specified in current design provisions of KCI.

<sup>(3)</sup> Drift at maximum load-carrying capacity.

<sup>(4)</sup> Drift at 80 percents of maximum load-carrying capacity.

<sup>(5)</sup> F = flexural failure ; P = punching failure.

Table 2 Analytical models and results (Conti.)

Model	$L_1$ (mm)	$L_2$ (mm)	$c_1$ (mm)	$c_2$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	Reinforcement ratio (percent) <sup>(1)</sup>		$h$ (mm)	$V_G/V_c$ (percent)	$M_{analy.}$ (kN.m)	$\frac{M_{analy.}}{M_{KCI}^{(2)}}$	Drift <sup>(3)</sup> at $M_{analy.}$ (percent)	Drift <sup>(4)</sup> (percent)	Failure Mode <sup>(5)</sup>
							Top	Bottom							
S1-150-150-180-0.3-0.3-25	3000	3000	150	150	23.5	413	0.3	0.3	180	25	83	1.46	0.52	0.72	F
S1-150-150-180-0.3-0.3-75	3000	3000	150	150	23.5	413	0.3	0.3	180	75	71	2.51	0.51	0.66	P
S1-150-150-180-1.2-1.2-25	3000	3000	150	150	23.5	413	1.2	1.2	180	25	120	2.11	0.52	0.73	F
S1-150-150-180-1.2-1.2-75	3000	3000	150	150	23.5	413	1.2	1.2	180	75	110	3.85	0.54	0.66	P
S1-450-450-180-0.3-0.3-25	3000	3000	450	450	23.5	413	0.3	0.3	180	25	259	1.16	0.92	1.21	F
S1-450-450-180-0.3-0.3-75	3000	3000	450	450	23.5	413	0.3	0.3	180	75	210	1.75	0.83	0.92	P
S1-450-450-180-1.2-1.2-25	3000	3000	450	450	23.5	413	1.2	1.2	180	25	391	1.71	0.89	1.06	F
S1-450-450-180-1.2-1.2-75	3000	3000	450	450	23.5	413	1.2	1.2	180	75	341	2.84	0.77	0.87	P
S2-200-200-180-0.3-0.3-25	4000	4000	200	200	23.5	413	0.3	0.3	180	25	109	1.43	0.69	0.85	F
S2-200-200-180-0.3-0.3-75	4000	4000	200	200	23.5	413	0.3	0.3	180	75	87	2.29	0.65	0.76	P
S2-200-200-180-1.2-1.2-25	4000	4000	200	200	23.5	413	1.2	1.2	180	25	161	2.10	0.69	0.84	F
S2-200-200-180-1.2-1.2-75	4000	4000	200	200	23.5	413	1.2	1.2	180	75	140	3.68	0.69	0.76	P
S2-600-600-180-0.3-0.3-25	4000	4000	600	600	23.5	413	0.3	0.3	180	25	332	0.98	1.18	1.52	F
S2-600-600-180-0.3-0.3-75	4000	4000	600	600	23.5	413	0.3	0.3	180	75	226	1.34	0.98	1.15	P
S2-600-600-180-1.2-1.2-25	4000	4000	600	600	23.5	413	1.2	1.2	180	25	512	1.51	1.10	1.37	F
S2-600-600-180-1.2-1.2-75	4000	4000	600	600	23.5	413	1.2	1.2	180	75	376	2.23	1.00	1.16	P
S3-250-250-180-0.3-0.3-25	5000	5000	250	250	23.5	413	0.3	0.3	180	25	134	1.35	0.83	1.01	F
S3-250-250-180-0.3-0.3-75	5000	5000	250	250	23.5	413	0.3	0.3	180	75	98	1.98	0.80	0.87	P
S3-250-250-180-1.2-1.2-25	5000	5000	250	250	23.5	413	1.2	1.2	180	25	203	2.05	0.82	0.97	F
S3-250-250-180-1.2-1.2-75	5000	5000	250	250	23.5	413	1.2	1.2	180	75	168	3.39	0.82	0.90	P
S3-750-750-180-0.3-0.3-25	5000	5000	750	750	23.5	413	0.3	0.3	180	25	392	0.90	1.37	1.96	F
S3-750-750-180-0.3-0.3-75	5000	5000	750	750	23.5	413	0.3	0.3	180	75	203	1.07	1.09	1.60	P
S3-750-750-180-1.2-1.2-25	5000	5000	750	750	23.5	413	1.2	1.2	180	25	622	1.42	1.36	1.70	F
S3-750-750-180-1.2-1.2-75	5000	5000	750	750	23.5	413	1.2	1.2	180	75	412	2.17	1.13	1.47	P
F-500-500-180-0.3-0.3-0	6000	6000	500	500	30.0	392	0.3	0.3	180	0	342	0.93	1.70	1.90	F
F-500-500-180-0.3-0.3-65	6000	6000	500	500	30.0	392	0.3	0.3	180	66	242	1.41	1.08	1.38	P
F-500-500-180-0.6-0.6-0	6000	6000	500	500	30.0	392	0.6	0.6	180	0	385	1.05	1.56	1.76	F
F-500-500-180-0.6-0.6-65	6000	6000	500	500	30.0	392	0.6	0.6	180	66	300	1.75	1.14	1.31	P
F-500-500-180-0.9-0.9-0	6000	6000	500	500	30.0	392	0.9	0.9	180	0	441	1.20	1.45	1.68	F
F-500-500-180-0.9-0.9-65	6000	6000	500	500	30.0	392	0.9	0.9	180	66	337	1.97	1.22	1.36	P
F-500-500-180-1.2-1.2-0	6000	6000	500	500	30.0	392	1.2	1.2	180	0	492	1.34	1.36	1.62	F
F-500-500-180-1.2-1.2-65	6000	6000	500	500	30.0	392	1.2	1.2	180	66	383	2.24	1.21	1.35	P

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

<sup>(2)</sup> Moment-carrying capacity of connection specified in current design provisions of KCI.

<sup>(3)</sup> Drift at maximum load-carrying capacity.

<sup>(4)</sup> Drift at 80 percents of maximum load-carrying capacity.

<sup>(5)</sup> F = flexural failure ; P = punching failure.

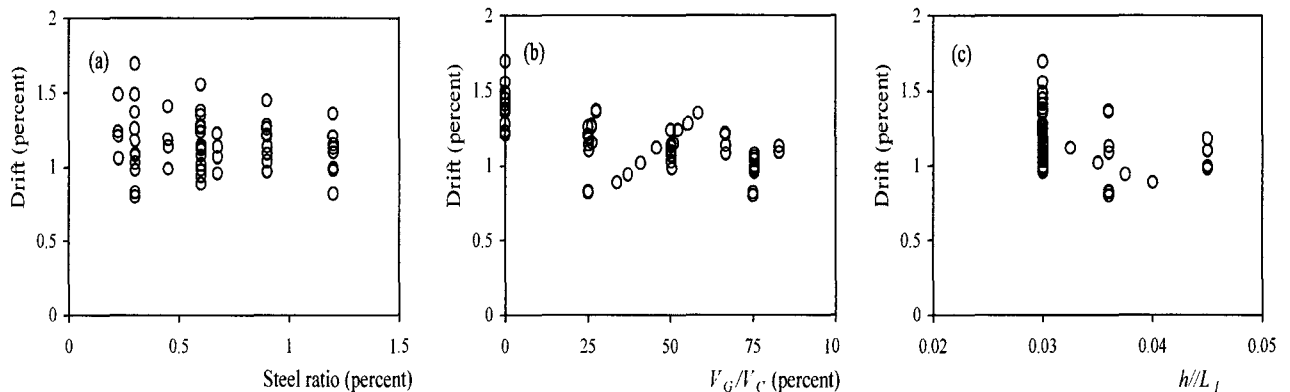


Fig. 9 Drift at maximum moment-carrying capacity

보고한 Moehle<sup>6,10)</sup>의 연구와 상이한 결과이다. Moehle의 연성도에 대한 제안은 실험연구에 근거하고 있는데, 앞서 언급한 바와 같이 이 실험들은 실제 연속슬래브와 하중 및 경계조건이 다르며 따라서 연속슬래브 보다 변형능력을 과대평가하고 있다. 한편 슬래브의 변형능력이 최대강도에 도달한 이후 최대강도의 80% 시점까지 유지된다고 가정하면 연성도가 어느 정도 증가하게 되지만, 중력하중이 큰 경우에는 슬래브의 파괴형태가 취성적이므로 최대강도 이후 접합부의 변형능력이 유지된다고 보기 어렵다. 실제 구조물에서 변형능력에는 기둥의 변형이 포함되어야 하는데, 일반적으로 기둥의 강성이 슬래브에 비하여 매우 크므로 구조체의 변형에 대한 기둥변형의 기여도는 크지 않을 것으로 판단된다.

Fig. 9와 Table 2에 나타난 결과를 보면 슬래브의 두께비 ( $h/L_1$ )가 증가하거나 철근비가 증가할 경우 변형능력이 감소하는 경향이 나타난다. 이는 슬래브의 두께비가 크거나 철근비가 증가할수록 슬래브의 휨강성과 강도가 증가하며, 따라서 슬래브의 변형에 의하여 조기에 큰 휨모멘트가 접합부에 전달되기 때문이다. 그러나 Fig. 9에 나타난 바와 같이 플레이트의 최대변형능력은 1 ~ 15 퍼센트로서 변수의 조합이나 변화에 관계없이 변형능력이 크게 개선되지 않음을 알 수 있다.

## 6. 접합부 파괴면의 저항성분

연속 슬래브에 대한 휨변형 형상은 Fig. 10과 같다. 그림에서 전면(Front)과 후면(Back)은, 횡하중에 의한 휨모멘트가 수직하중에 의한 휨모멘트에 추가되는 면과 상쇄되는 면을 각각 가리킨다. 해석결과의 분석을 위하여 기둥면에서  $0.5d$  만큼 떨어진 곳에 위치하며  $c_1 + d$ 와  $c_2 + d$ 를 두 변으로 하는 사각형의 둘레를 위험단면으로 간주한다. 콘크리트구조 설계기준<sup>2)</sup>에서 제시하는 편심전단모멘트의 위험단면은 본 연구에서 사용하는 위험단면과 동일하나, 휨모멘트에 대한 위험단면으로는  $(c_2 + 3h)$ 의 슬래브 폭을 사용한다. 그러나 이 경우  $[(c_2 + 3h) - (c_2 + d)]$ 폭에 작용하는 슬래브 휨모멘트는 결국 편심전단 비틀림모멘트에 의하여 기둥에 전달되어야 하며, 이는 슬래브의 휨모멘트 강도가 편심전단모멘트 강도에 영향을 받는다는 것을 가리킨다. 따라서 접합부의 저항성능이 슬래브의 휨모멘트와 편심전단모멘트의 합으로 정의된다는 설계의 기본가정과 상충된다.

본 연구에서는 슬래브의 휨모멘트와 편심전단모멘트에 대하여 Fig. 11과 같이 동일한 위험단면을 사용하며, 각 성분의기여도를 보다 자세히 연구하기 위하여 접합부의 저항성능을 위험단면의 각 면에 작용하는 5가지의 성분으

로 정의하였다.  $M_{Ff}$ ,  $M_{Fb}$  = 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.

Fig. 12와 Fig. 13은 접합부 강도에 비하여 상대적으로 작은 중력하중( $V_G/V_C = 0.25$ )을 받는 E-500-500-180-0.9-0.9-25와 비교적 큰 중력하중( $V_G/V_C = 0.75$ )을 받는 E-500-500-180-0.9-0.9-75에 대한 해석결과를 나타내고 있다. 이 그림에서 (a)는 전체 휨모멘트와 회전각과의 관계를 나타내고 있고, (b)~(f)는 각 저항성분들의 거동을 나타내고 있다. 여기서  $M_{Ffn}$ ,  $M_{Fbn}$  = 전후면 슬래브의 폭 ( $c_2 + d$ )에 대한 공칭 휨모멘트강도,  $M_{Sfn}$ ,  $M_{Sbn}$  = 콘크리트구조 설계기준에서 콘크리트의 뒤틀림전단내력으로 규정하고 있는  $0.33\sqrt{f_{ck}}$  (MPa)를 사용할 때 전후면 편심전단력에 의한 휨모멘트 강도,  $M_{Tn} = 0.33\sqrt{f_{ck}}$  (MPa)를 사용할 때 측면의 편심전단응력에 의한 비틀림모멘트 강도,  $M_n$  = 슬래브 전체의 공칭모멘트 강도( $M_n = M_{Ffn} + M_{Fbn} + M_{Sfn} + M_{Sbn} + M_{Tn}$ )를 나타낸다.

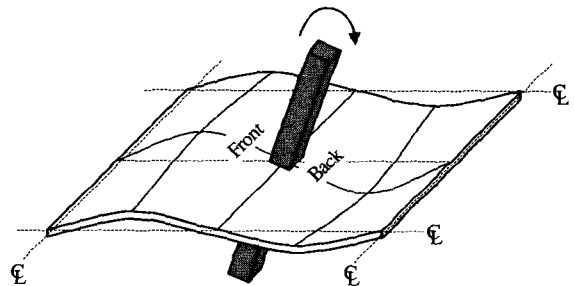
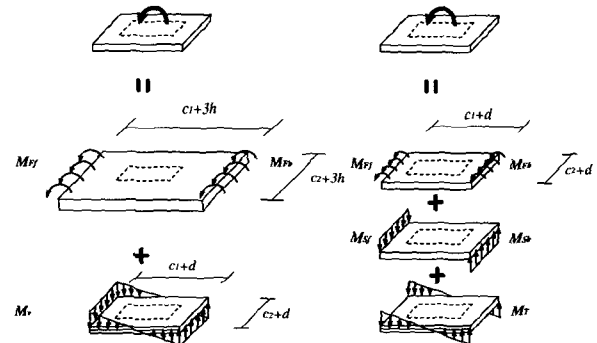


Fig. 10 Deformed shape of slab-column subassembly



(a) KCI (ACI 318)

(b) Present study

Fig. 11 Components of resisting moment at connection



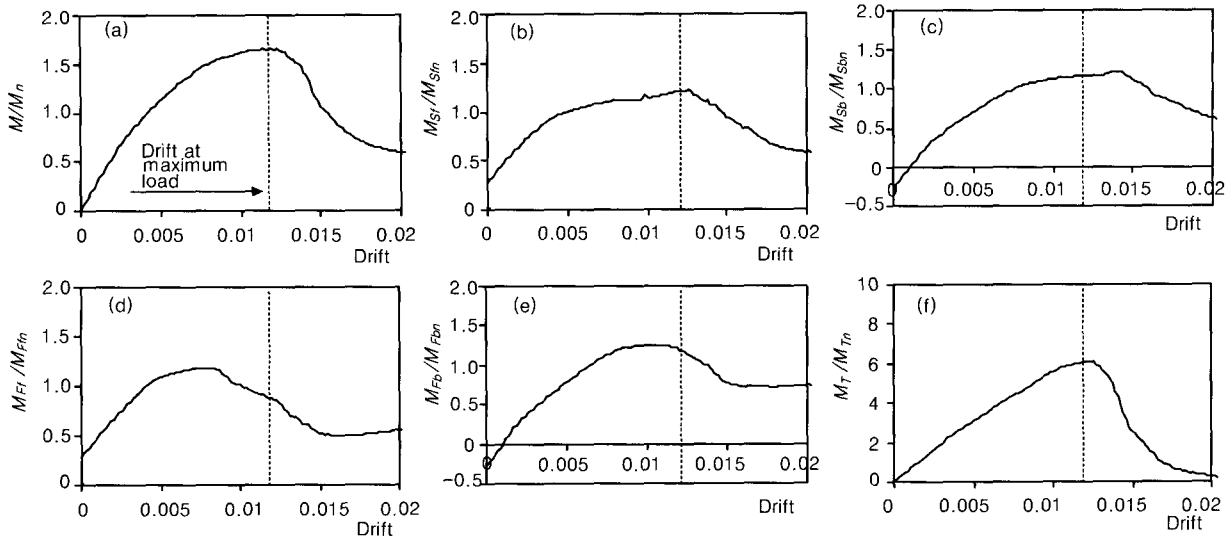


Fig. 12 Behavior of resistance components of E-500-500-180-0.9-0.9-25 :  
 (a) Total moment ; (b), (c) Moments due to eccentric shear at front and back ;  
 (d), (e) Bending moments of front and back slabs ; and (f) Torsional moment of side faces

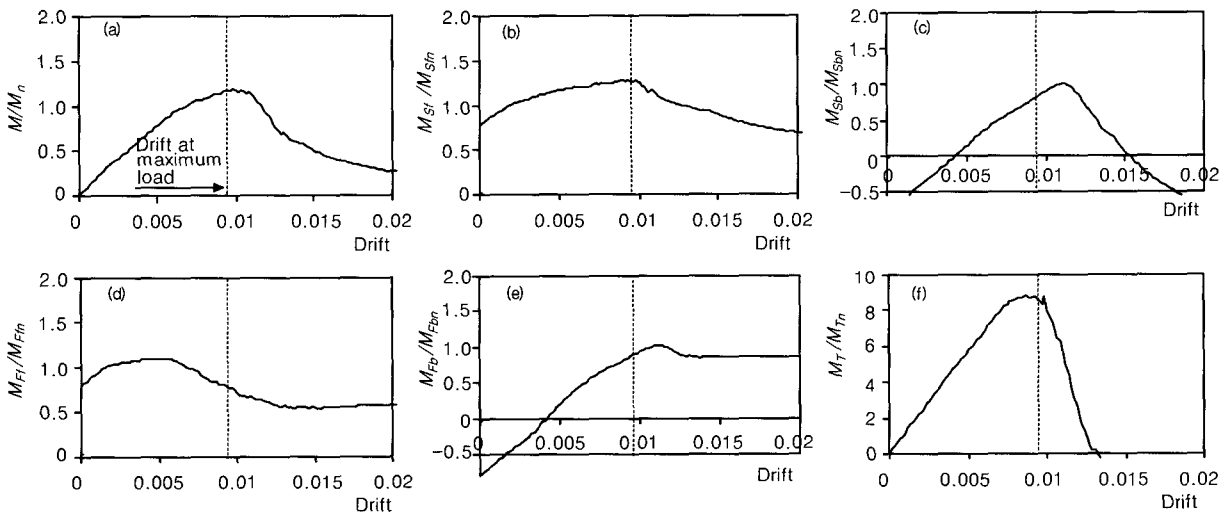


Fig. 13 Behavior of resistance components of E-500-500-180-0.9-0.9-75 :  
 (a) Total moment ; (b), (c) Moments due to eccentric shear at front and back ;  
 (d), (e) Bending moments of front and back slabs ; and (f) Torsional moment of side faces

그림에 나타난 해석결과를 분석하면 다음과 같다. 우선 각 저항모멘트가 최대강도에 이르는 시점이 다르다. 일반적으로 전면의 휨모멘트( $M_{Ff}$ )가 먼저 최대강도에 도달하고, 그 이후 휨모멘트는 저하되며 전후면의 전단력( $M_{Sf}$ ,  $M_{Sb}$ )과 측면의 비틀림모멘트( $M_T$ )가 최대강도에 도달한다. 또한 그림 (b)~(e)에 나타난 바와 같이 최대강도 대 공칭강도의 비율이 대략 1.0으로서 측면의 비틀림모멘트를 제외한 각 성분의 공칭모멘트는 저항모멘트를 비교적 잘 나타내고 있다. 그러나, 측면의 비틀림모멘트 강도비는 6.0을 초과하여 기존 설계방법에 의한 공칭강도  $M_{Tn}$ 이 비틀림모멘트 강도  $M_T$ 를 크게 저평가하는 것으

로 나타났다.

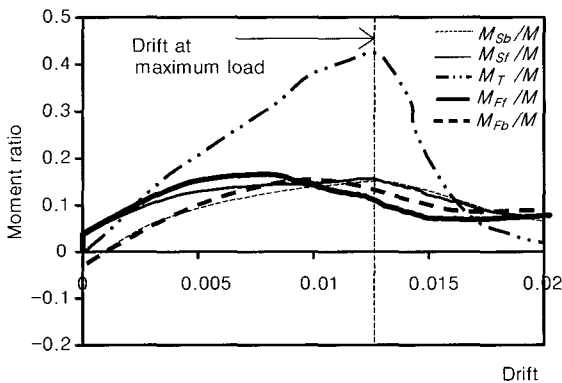
## 7. 파괴유형의 분석

기존 연구<sup>12)</sup>에서는 극한상태에서의 균열형태와 파괴면의 형성여부, 피복부의 파손(spalling)정도 그리고 최대값 이후 휨모멘트의 거동적 특성 등을 종합하여, 슬래브의 파괴유형을 휨파괴와 전단파괴로 구분하였다. 그러나 실제 슬래브의 파괴유형을 판단하기는 매우 어려우며 따라서 실험체 파괴형상의 관찰에 의존하는 경우가 대부분이다. 본 연구에서는 수치해석결과에 근거해서 각 모멘트 저항 성분들이 최대시점에 이르는 순서를 분석하여, 슬래브의

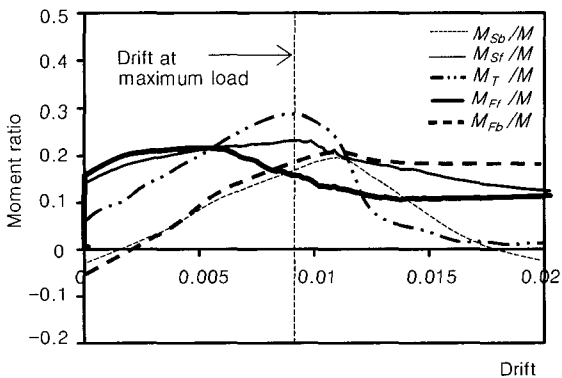
파괴과정 및 파괴유형을 정의하고자 한다.

Fig. 14는 각 저항모멘트 성분들의 거동을 비교하고 있는데, 그림 (a)와 (b)를 비교하면 중력하중 크기변화에 따른 접합부 거동의 차이를 살펴볼 수 있다. 각 저항성분 중  $M_{Ff}$ 가 가장 먼저 최대값에 도달하게 되며, 그 뒤 중력하중의 크기에 따라서 후면의 휨모멘트 저항성능  $M_{Fb}$ 와 편심전단저항성능의 합인  $M_v$  중 최대값에 도달하는 우선 순위가 결정된다.

Fig. 14(a)에 나타난 바와 같이 중력하중이 비교적 작은 경우에는  $M_{Ff}$ 가 최대값에 도달한 이후,  $M_{Fb}$ 가 최대에 이르게 되고 그 뒤 슬래브가 최대강도에 도달하면서 파괴된 것으로 나타났다. 이러한 경향은 휨파괴로 알려진 Farhey의 Specimen 1과 Moehel의 Specimen 3에 대한 실험 및 해석결과에서도 공통적으로 확인된다. 반면 Fig. 14(b)에 나타난 바와 같이 중력하중이 비교적 큰 해석모델 E-500-500-180-0.9-0.9-75와 뚫림 전단파괴로 보고된 Farhey의 Specimen 3에서는  $M_{Ff}$ 가 최대값에 도달한 이후, 편심전단저항  $M_v$ 가 최대강도에 이르면서 슬래브가 파괴에 이르렀다.



(a) Flexural failure : E-500-500-180-0.9-0.9-25



(b) Punching failure: E-500-500-180-0.9-0.9-75

Fig. 14 Comparison of behaviors of resistance components

이상의 슬래브 파괴경향을 정리하면, 각 저항성분이 최대값에 도달하는 순서로는  $M_{Ff} \rightarrow M_{Fb} \rightarrow M_v$ 의 경로와  $M_{Ff} \rightarrow M_v \rightarrow M_{Fb}$ 의 경로가 있다. 전자의 경우 슬래브의 파괴시점은 후면 휨모멘트강도  $M_{Fb}$ 의 시점과 편심전단모멘트  $M_v$ 의 시점 사이로써 그 파괴시점을 명확히 정의하기는 매우 어렵다. 그 이유는, 슬래브가  $M_{Ff} \rightarrow M_{Fb}$  단계 이후 거의 최대강도에 도달한 상태이며 다만 휨의 연성적 거동으로 슬래브의 강도가 유지되는 상태이기 때문이다. 이러한 거동을 일반적으로 휨파괴<sup>12)</sup>로 정의한다. 반면,  $M_{Ff} \rightarrow M_v \rightarrow M_{Fb}$ 의 경우 슬래브는  $M_{Ff} \rightarrow M_v$ 의 단계 직후에 최대강도에 도달하며 곧바로 파괴되는데, 전단성분의 극한거동은 취성적이므로 휨파괴 유형과는 달리 파괴시점이 비교적 명확하다. 전단파괴 유형에서는  $M_{Fb}$  성분이 최대 성능을 발휘하지 않으며, 휨파괴 보다 연성도가 작다. 일반적으로 휨파괴와 전단파괴는 대략 중력하중 대 뚫림전단강도의 비에 의하여 구분되며, Table 2에 나타난 해석결과에 따르면  $V_G/V_c \leq 0.5$ 인 경우 휨파괴로 분류된다. 그러나 모멘트 골조와는 달리 플랫 플레이트에서는 휨파괴의 경우에도 전단파괴 보다 변형능력이 크게 개선되지는 않음을 알 수 있다.

## 8. 편심전단모멘트

콘크리트구조 설계기준<sup>2)</sup>은 전체 저항모멘트 중 슬래브의 휨모멘트가 차지하는 비율  $\gamma_f = 0.6$  그리고 편심전단모멘트 비율  $\gamma_v = 0.4$ 로 규정하고 있으며, 휨철근량에 따라서  $\gamma_f$ 를 증가시킬 수 있도록 허용하고 있다.

그러나 Fig. 14에 나타난 해석결과에 의하면, 편심전단모멘트  $M_v (= M_T + M_{Sf} + M_{Sb})$ 의 비율이 휨모멘트 성분  $M_F (= M_{Ff} + M_{Fb})$  보다 상대적으로 크게 나타난다. Fig. 15는 Table 2에 제시된 해석모델들의 편심전단모멘트 비  $\gamma_v$ 를 나타내고 있는데, 이 그림에서도  $\gamma_v$ 는 0.6 ~ 0.8 사이의 값이므로 콘크리트 설계기준에서 정의하는  $\gamma_v = 0.4$  보다는 매우 크며, 또한 콘크리트 구조 설계기준과는 달리  $\gamma_v$ 는 휨철근비, 형상비 등 변수에도 큰 영향을 받지 않는 것으로 나타났다. 한편 Fig. 14에 의하면, 전체 편심전단모멘트  $M_v$  중에서도 측면의 비틀림모멘트  $M_T$ 가 상대적으로 큰 비율을 차지하고 있으며, Fig. 14(a)와 (b)를 비교하면 중력하중이 작을수록  $M_T$ 의 기여도가 증가한다는 것을 알 수 있다.

Fig. 16은 기둥 둘레 위험단면에서의 전단응력의 분포

를 나타내고 있다. 콘크리트구조 설계기준에서는 전후면과 측면의 전단성능이  $0.33\sqrt{f_{ck}}$  (MPa)로 일정하지만(Fig. 11(a)) 해석결과에 의하면 측면의 최대 전단응력이 전후면의 전단응력보다 매우 크게 나타나는데, 이것이 측면의 비틀림모멘트  $M_T$ 가 상대적으로 큰 이유이다. Fig. 16에 의하면 전후면의 전단성능은 대략  $0.33\sqrt{f_{ck}}$  (MPa)를 나타내고 있지만 측면의 최대전단응력은 전후면 전단성능의 3배인  $1.0\sqrt{f_{ck}}$  (MPa)이상으로 나타났다. 전후면의 전단응

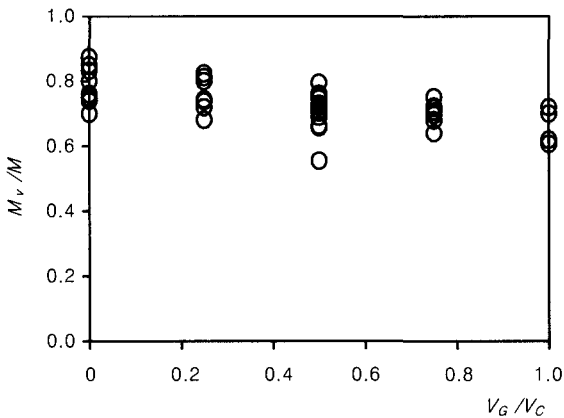


Fig. 15 Ratio of eccentric shear-moment to total moment ( $\gamma_v = M_v/M$ )

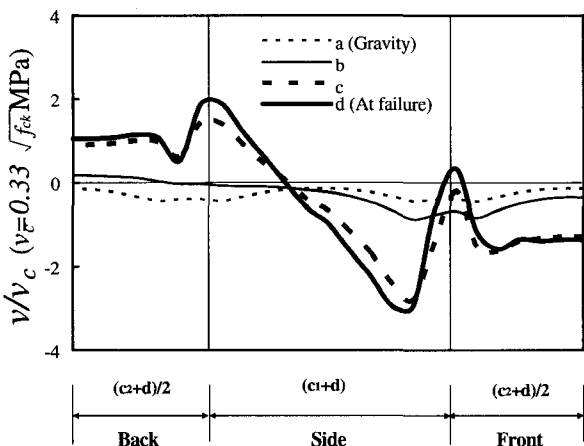
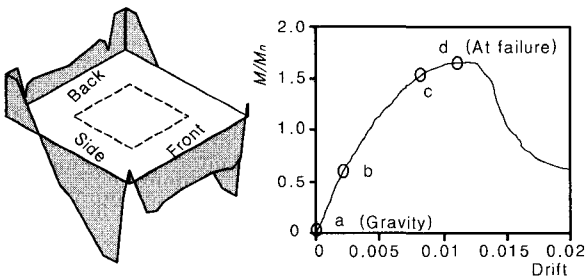


Fig. 16 Distribution of shear stress around connection (E-500-500-180-0.9-0.9-25)

력이 상대적으로 작은 이유는 전후면에서는 편심전단력 뿐만 아니라 극한 휨모멘트가 재하되며, 이 휨모멘트에 의한 압축응력의 영향으로 인하여 편심전단성능이 저하되기 때문이다. 그러나 측면에는 중력하중에 의한 휨모멘트가 재하되며 일반적으로 이 휨모멘트의 크기는 그다지 크지 않으므로 측면의 편심전단력에 대한 영향이 상대적으로 작다.

위의 연구결과로부터 편심전단모멘트를 정확히 추정하기 위해서는, 측면의 편심전단 저항성분과 전후면의 편심전단저항성분을 분리하여야 하며 측면의 비틀림모멘트  $M_T$ 에 대해서는 중력하중의 영향을, 전후면의 편심전단모멘트  $M_{Sf}$ ,  $M_{Sb}$ 에 대해서는 슬래브의 극한 휨모멘트의 영향을 고려해야 한다는 것을 알 수 있다.

## 9. 결 론

플랫 플레이트 구조의 슬래브-기둥 내부접합부의 내진성능을 연구하기 위하여 비선형 해석연구를 실시하였다. 해석연구를 위하여 비선형 유한요소 해석프로그램을 개발하였으며, 기존 실험과의 비교를 통하여 검증하였다. 슬래브 크기, 기둥 크기 및 형상, 중력하중비, 그리고 콘크리트 압축강도 등 주요변수의 조합별로 실제 설계범위를 포괄할 수 있는 넓은 변수범위에 대해 해석연구를 실시하였으며, 그 주요한 결과는 다음과 같다.

- 1) 기존의 실험조건은 연속 플랫 플레이트의 경계조건이나 하중조건과는 다르며 따라서 실험결과는 연속 플레이트 접합부의 강도와 연성도를 정확히 나타낸다고 볼 수 없다.
- 2) 기존의 실험결과는 연속 플레이트에 비하여 접합부의 강도 및 초기강성을 과소평가하며, 연성도를 과대평가하는 것으로 나타났다.
- 3) 해석결과 슬래브의 최대변형능력은 1 ~ 1.5 퍼센트로서 변수의 조합이나 변화에 관계없이 변형능력이 크게 개선되지 않는 것으로 나타났다.
- 4) 접합부에 발생하는 휨모멘트 저항성분은 전후면의 휨모멘트, 전후면의 전단편심에 의한 모멘트 그리고 측면의 전단편심에 의한 비틀림모멘트로 구분할 수 있다. 각 성분의 최대강도에 도달하는 시점은 일치하지 않으며 각 성분이 최대강도에 도달하는 순서에 따라서 접합부의 파괴유형을 휨 파괴와 전단파괴로 구분할 수 있다.
- 5) 해석결과에 따르면 전체 저항모멘트에 대한 편심전단 모멘트의 비  $\gamma_v$ 는 0.6 ~ 0.8로서 콘크리트 설계기준과 ACI 기준에서 제시하는  $\gamma_v = 0.4$  보다 크다.
- 6) 콘크리트 설계기준에서는 최대 뚫림전단성능을 0.33

$\sqrt{f_{ck}}$ 로 일정하게 규정하고 있는데, 해석결과에 따르면 전후면의 편심전단응력은 이 공칭성능과 대략적으로 일치하지만 측면의 최대전단응력은 공칭성능 보다 3배 이상 크며 이것이 편심전단 모멘트 비  $\gamma_v$ 가 현행 설계기준보다 큰 이유이다.

7) 측면의 최대편심전단응력은 중력하중에 의하여 영향을 받으며, 전후면의 최대 편심전단응력은 극한 휨모멘트의 영향을 받는다. 따라서 강도를 정확히 산정하기 위해서는 이러한 응력의 상호작용을 고려해야 한다.

본 연구결과는 접합부 강도산정모델의 개발을 위한 후속연구에 이용될 것이다.

### 감사의 글

본 연구는 2001년도 두뇌한국 21사업과 지진공학센터(KEERC), 그리고 동부건설의 재정적 지원에 의해 수행되었으며 이에 관계자 여러분께 감사드립니다.

### 참고문헌

1. 박홍근, 엄태성, “비선형 시간이력해석에 의한 벽식 아파트의 내진 안전성 검토,” 지진공학회 발표논문, 2001. 4.
2. 한국콘크리트학회, 대한건축학회, “콘크리트구조 설계기준,” 1999.
3. 대한건축학회, “건축물 하중기준 및 해설,” 2000년.
4. American Concrete Institute, “Building Code Requirements for Structural Concrete,” ACI 318-02. pp.184~186, pp.213~232.
5. 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.
6. Moehle, J. P., Kreger, M. E., and Leon, R., “Background to Recommendations for Design of Reinforced Concrete Slab-Column Connections,” *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 6, November-December, 1988, pp.636~644.
7. Farhey, D. N., Adin, M. A., and Yankelevsky, D. Z., “Flat Slab-Column Subassemblages under Lateral Loading,” *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 119, No. 6, June, 1993, pp.1903~1916.
8. Ghali, A., Elmasri, M. Z., and Diler, W., “Punching of Flat Plates under Static and Dynamic Horizontal Force,” *ACI Journal*, October, 1976, pp.566~572.
9. Luo, Y. H. and Durrani, A. J., “Equivalent Beam Model for Flat-Slab Buildings-Part I: Interior Connections,” *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 1, January-February, 1995, pp.115~124.
10. Pan, A. D., and Moehle, J. P., “An Experimental Study of Slab-Column Connections,” *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 6, November-December, 1992, pp.626~638.
11. Park, H. and Klingner, R. E., “Nonlinear Analysis of RC Members Using Plasticity with Multiple Failure Criteria,” *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 123, No. 5, 1997, pp. 643~651.
12. Robertson, N. and Durrani, A. J., “Gravity Load Effect on Seismic Behavior of Interior Slab-Column Connections,” *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 1, January-February, 1992, pp.37~45.

### 요 약

횡하중을 받는 플랫 플레이트 구조는 슬래브-기둥 접합부의 뚫림전단파괴에 대해 취약하며, 이러한 접합부의 취성적 파괴를 방지하기 위해 접합부의 강도 및 연성능력이 반드시 확보되어야 한다. 그러나 플랫 플레이트 시스템의 거동은 대단히 복잡하고 실제 하중재하방식과 경계조건을 정확히 실현하기는 매우 어려우므로, 이전의 실험연구로부터 강도 및 연성능력에 대한 신뢰할 만한 실험결과를 얻기가 쉽지 않다.

본 연구에서는 이러한 실험연구의 어려움을 보완하기 위하여 연속 플랫 플레이트의 내부 접합부에 대해 수치해석 연구를 수행하였다. 이를 위해 비선형 유한요소해석을 위한 컴퓨터 프로그램을 개발하였고, 기존의 실험결과와의 비교를 통해 그 유효성을 검증하였다. 변수연구를 통하여 접합부 주위의 휨모멘트, 전단력, 비틀림모멘트의 변화를 분석하였고, 분석결과에 근거해서 기존 설계방법에서 개선되어야 할 사항을 검토하였다. 본 연구결과는 후속논문에서 불균등 휨모멘트를 받는 접합부에 대한 설계방법을 개발하는데 사용될 것이다.

**핵심용어** : 플랫 플레이트, 접합부, 편심전단, 내진설계, 불균등 모멘트