

## 불균등 휨모멘트를 받는 플랫 플레이트-기둥 접합부의 강도산정모델

최경규<sup>1)</sup> · 박홍근<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>서울대학교 건축학과

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

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

Kyoung-Kyu Choi<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 the brittle shear failure of plate-column connection. To prevent such brittle failure, strength and ductility of the connection should be ensured. However, according to previous studies, current design methods do not accurately estimate the strength of plate-column connection.

In the present study, parametric study using nonlinear finite element analysis was performed for interior connections. Based on the numerical results, a design method for the connection was developed. At the critical sections around the connection coexist flexural moment and shear developed by lateral and gravity loads, and maximum allowable eccentric shear stresses were proposed based on the interactions between the flexural moment and shear. The proposed method can precisely predict the strength of the connection, compared with the current design provisions. The predictability of the proposed method was verified by the comparisons with existing experiments and nonlinear numerical analyses.

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

#### 1. 서 론

지진 등 횡력을 받는 플랫 플레이트구조의 슬래브-기둥 접합부는 불균등 휨모멘트에 의해 취성적인 전단유형으로 파괴될 수 있으며, 따라서 구조물의 내진성능 발휘를 위해서는 접합부의 강도 및 연성능력의 확보가 중요하다.(Fig. 1)

콘크리트구조 설계기준<sup>1)</sup> (KCI 기준) 및 ACI 기준<sup>4)</sup>에서는 슬래브-기둥 접합부에 대한 강도산정모델을 제안하고 있다. 그러나 Luo<sup>3)</sup> 등의 연구에 의하면 기존의 설계식은 접합부의 강도를 정확하게 평가하지 못하는 것으로 나타났다. 또한 이전 연구<sup>2)</sup>에서도 Fig. 2에 나타난 바와 같이 콘크리트구조 설계기준<sup>1)</sup>에 의해 예측된 접합부 강도( $M_{KCI}$ )는 실험결과( $M_{exp.}$ )와 큰 차이가 있음이 드러났다. 또한 이전연구<sup>2)</sup>에서 밝힌 바와 같이, 접합부의 거동을 규명하기 위해 다양한 방식으로 수행된 실험연구 역시 연속슬래브의 하중 및 경계조건을 만족시키지 못함으로써 내부 접

합부에 대한 강도 및 연성능력을 정확히 나타낸다고 할 수 없다.

이러한 현 설계기준과 실험연구의 미비점을 보완하기 위하여, 이전 연구<sup>2)</sup>에서는 연속 플랫 플레이트에 대해 비선형 유한요소해석을 이용한 변수연구를 수행하였다. 이 연구에서 슬래브-기둥 접합부에 대한 위험단면은 콘크리트구조 설계기준<sup>1)</sup>에서 제시하고 있는 편심전단에 대한 위험단면과 동일한, 기둥면에서 0.5  $d$  만큼 떨어진 사각형의 둘레로 정의되었으며, 이 위험단면에서의 저항모멘트를 Fig. 3(b)와 같이 5개의 모멘트 성분으로 구분하였다. 즉  $M_{Ff}$ ,  $M_{Fb}$  = 전면과 후면 슬래브의 휨모멘트,  $M_{Sf}$ ,  $M_{Sb}$  = 전후면의 편심전단에 의한 휨모멘트 그리고  $M_T$  = 측면의 편심전단에 의한 비틀림모멘트 이다. 여기서 전면과 후면은 Fig. 1에 나타나 있다. 이전의 변수연구결과<sup>2)</sup> 접합부 강도에 관련하여 다음과 같은 사실이 밝혀졌다.

1) 현행 설계기준은 접합부 전체의 저항모멘트 중 전면의 휨모멘트  $M_F (= M_{Ff} + M_{Fb})$ 의 성능이 상대적으로 큰 비율을 차지한다고 가정하는데 반하여, 해석연구결과 전단편심에 의한 휨모멘트  $M_v (= M_T + M_{Sf} + M_{Sb})$

\* Corresponding author  
Tel : 02-880-7055 02-871-5518  
E-mail : hgpark@gong.snu.ac.kr

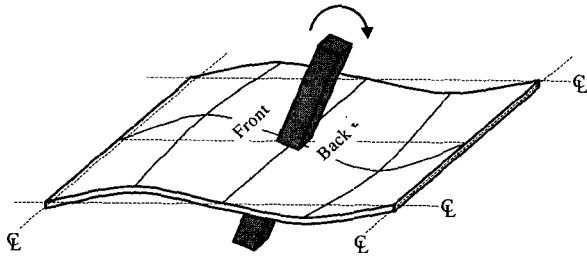


Fig. 1 Deformed shape of slab-column subassembly

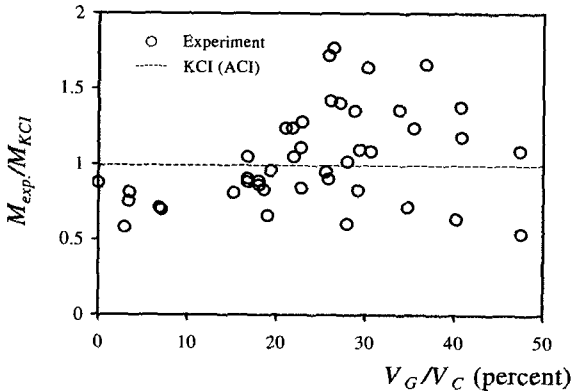


Fig. 2 Comparison between experiment and strength predicted by KCI design provision

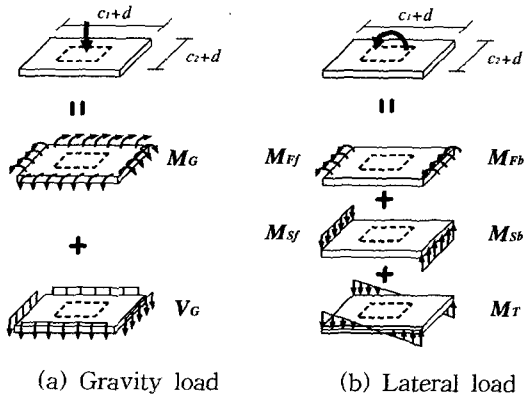


Fig. 3 Components of resistance moment at connection

가 보다 큰 저항을 발휘하며 전체 모멘트에 대한 편심전단모멘트의 비율  $\gamma_v$ 는 0.6 ~ 0.8의 범위이다.

2) 현행 설계기준에서는 전후면과 측면의 공칭전단성능으로  $0.33\sqrt{f_{ck}}(\text{MPa})$ 를 동일하게 적용하는데 반하여, 해석결과에 의하면 전후면의 최대전단응력은  $0.33\sqrt{f_{ck}}$  전후이나 측면의 최대전단응력은 이 공칭전단응력을 3배 이상 초과하는 것으로 확인되었다.

3) 측면의 최대전단응력은 중력하중에 의한 휨모멘트의 영향을 받으며, 전후면의 전단응력은 슬래브의 극한 휨모멘트의 영향을 받는다. 따라서 강도를 정확히 산정하기 위해서는 이러한 응력간의 상호작용을 고려해야 한다.

본 연구에서는 이전 연구에서 수행된 플랫 플레이트에 대한 변수연구결과와 위에서 기술된 분석결과를 반영하여 슬래브-기둥 접합부에 대해 새로운 강도산정모델을 제안하고자 한다. 또한 해석결과 및 기존의 실험연구결과와 비교하여 이 모델의 유효성을 검증하고자 한다.

## 2. 해석모델

이전 연구<sup>2)</sup>에서 밝힌 바와 같이 기존 실험의 경계조건과 하중조건은 실제의 연속 슬래브의 조건과는 차이가 있다. 따라서 본 연구에서는 실험결과 보다는 연속 슬래브 조건을 보다 충실히 만족시킬 수 있는 해석결과에 근거해서 강도산정식을 개발하고자 한다.

해석을 위하여 개발된 비선형 해석프로그램은 이전 연구<sup>2)</sup>에서 검증되었으며, 이 연구에서 사용된 유한요소 해석모델은 Fig. 4에 나타나 있다. 해석 모델에서는, 스패닝이 일정한 연속 슬래브의 대칭성을 고려하기 위해서 슬래브의 A와 B 면에서 서로 대응되는 모든 변위가 일치하도록 하였으며 C 면과 D 면에서는 C-C와 D-D축에 대한 회전변위를 구속하였다. Fig. 4에서 기둥단면적에 해당하는 슬래브 부분은 무한휨강성을 갖는 요소로 이상화하였으며, 중력하중을 실현하기 위해 슬래브에 수직하중을 균등재하하였고 기둥에 작용하는 불균등 모멘트는 두 개의 짝힘으로 재하하였다.

슬래브의 기하학적 조건과 재료적 조건 그리고 수직하중 수준 등 다양한 변수 조합 별로 실제 설계범위를 포괄할 수 있는 넓은 변수범위에 대해 해석연구를 수행하였으며, 각 해석모델은 참고문헌 2에 제시되어 있다. Table 1에 나타난 모델명은 주요변수를 나타내고 있는데, 모델명

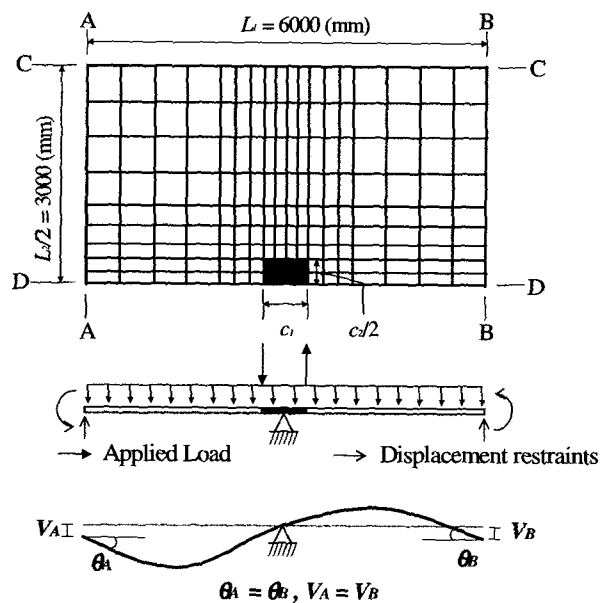


Fig. 4 Finite element model of flat plate

Table 1 Numerical results and strength prediction for analytical models

Model ( $c_1-c_2-h-\rho_t-\rho_b-V_G/V_C$ ) <sup>(1)</sup>	Numerical results				Strength Component at front/Back face			Strength Component at side face			Comparison of strength $\frac{M_{analy.}}{M_{pred.}}$ <sup>(3)</sup>
	$\frac{v_u}{v_c}$	$\frac{\sigma_e}{f_{ck}}$	$\frac{v_{us}}{v_c}$	$\frac{c_u}{h}$	$\frac{v_u}{v_c}$ <sup>(2)</sup>	$\frac{M_{S analy.}}{M_{S pred.}}$	$\frac{M_{F analy.}}{M_{F pred.}}$	$\frac{\sigma_e}{f_{ck}}$ <sup>(2)</sup>	$\frac{v_{us}}{v_c}$ <sup>(2)</sup>	$\frac{M_{T analy.}}{M_{T pred.}}$	
E-500-500-180-0.3-0.3-0	5.68	0.00	4.77	0.128	4.94	1.44	1.07	0.00	5.03	0.95	1.08
E-500-500-180-0.3-0.3-25	5.55	0.39	4.07	0.128	4.94	1.40	1.29	0.43	3.98	1.02	1.17
E-500-500-180-0.3-0.3-50	5.41	0.77	3.37	0.128	4.94	1.37	1.51	0.86	2.92	1.19	1.32
E-500-500-180-0.3-0.3-75	4.51	1.00	2.36	0.128	4.94	1.14	1.13	1.00	2.22	1.10	1.12
E-500-500-180-0.6-0.6-0	4.83	0.00	4.63	0.172	4.94	1.22	0.98	0.00	5.03	0.92	1.01
E-500-500-180-0.6-0.6-25	4.75	0.32	4.65	0.172	4.94	1.20	1.03	0.32	4.24	1.11	1.11
E-500-500-180-0.6-0.6-50	4.85	0.59	3.67	0.172	4.94	1.23	1.09	0.61	3.48	1.06	1.12
E-500-500-180-0.6-0.6-75	4.32	0.89	2.47	0.172	4.94	1.09	0.91	0.92	2.70	0.88	0.97
E-500-500-180-0.9-0.9-0	4.59	0.00	5.10	0.203	4.94	1.16	0.96	0.00	5.03	1.01	1.04
E-500-500-180-0.9-0.9-25	4.70	0.27	4.78	0.203	4.94	1.19	0.96	0.26	4.36	1.10	1.08
E-500-500-180-0.9-0.9-50	4.73	0.51	3.90	0.203	4.94	1.20	0.97	0.50	3.74	1.05	1.07
E-500-500-180-0.9-0.9-75	4.21	0.77	2.82	0.203	4.94	1.07	0.82	0.75	3.09	0.88	0.92
E-500-500-180-1.2-1.2-0	4.62	0.00	5.19	0.227	4.94	1.17	0.98	0.00	5.03	1.03	1.05
E-500-500-180-1.2-1.2-25	4.66	0.23	4.70	0.227	4.94	1.18	0.97	0.22	4.45	1.06	1.06
E-500-500-180-1.2-1.2-50	4.69	0.45	4.19	0.227	4.94	1.19	0.95	0.43	3.90	1.09	1.07
E-500-500-180-1.2-1.2-75	4.17	0.68	3.14	0.227	4.94	1.06	0.79	0.65	3.34	0.93	0.91
C-300-600-180-0.6-0.6-50	4.26	0.47	3.74	0.176	4.36	1.22	1.12	0.66	3.37	1.07	1.14
C-450-600-180-0.6-0.6-50	4.42	0.57	3.51	0.176	4.36	1.27	1.08	0.64	3.42	1.01	1.11
C-600-600-180-0.6-0.6-50	4.45	0.65	3.22	0.176	4.36	1.27	1.06	0.64	3.41	0.93	1.07
C-750-600-180-0.6-0.6-50	4.61	0.75	3.01	0.176	4.36	1.32	1.03	0.66	3.37	0.89	1.06
C-900-600-180-0.6-0.6-50	4.53	0.83	2.72	0.176	4.36	1.30	1.04	0.68	3.30	0.82	1.00
T-600-600-180-0.6-0.6-50	4.45	0.65	3.22	0.176	4.36	1.27	1.06	0.64	3.41	0.93	1.07
T-600-600-195-0.6-0.6-50	4.84	0.52	3.41	0.168	4.69	1.27	1.09	0.51	3.74	0.90	1.06
T-600-600-210-0.6-0.6-50	5.41	0.43	3.55	0.160	4.96	1.32	1.11	0.41	3.98	0.88	1.07
T-600-600-225-0.6-0.6-50	5.74	0.36	3.69	0.154	5.19	1.32	1.09	0.34	4.16	0.87	1.05
T-600-600-240-0.6-0.6-50	6.19	0.30	3.64	0.148	5.38	1.35	1.04	0.28	4.31	0.83	1.03
U-500-500-180-0.3-0.15-0	6.17	0.00	4.71	0.113	4.94	1.56	1.16	0.00	5.03	0.93	1.09
U-500-500-180-0.3-0.15-25	5.59	0.41	4.39	0.113	4.94	1.42	1.74	0.42	3.98	1.11	1.27
U-500-500-180-0.3-0.15-50	5.99	0.77	3.52	0.113	4.94	1.52	1.54	0.85	2.93	1.24	1.38
U-500-500-180-0.3-0.15-75	4.63	1.00	2.43	0.113	4.94	1.17	1.16	1.00	2.24	1.13	1.15
U-500-500-180-0.6-0.3-0	5.04	0.00	4.89	0.155	4.94	1.27	1.01	0.00	5.03	0.97	1.05
U-500-500-180-0.6-0.3-25	4.68	0.31	4.60	0.155	4.94	1.18	1.24	0.31	4.25	1.09	1.15
U-500-500-180-0.6-0.3-50	4.80	0.60	3.78	0.155	4.94	1.21	1.11	0.63	3.47	1.11	1.14
U-500-500-180-0.6-0.3-75	4.26	0.90	2.63	0.155	4.94	1.08	0.92	0.94	2.67	0.98	1.00
U-500-500-180-0.9-0.45-0	4.33	0.00	4.89	0.186	4.94	1.09	1.10	0.00	5.03	0.97	1.03
U-500-500-180-0.9-0.45-25	4.28	0.27	4.71	0.186	4.94	1.08	1.08	0.26	4.37	1.08	1.08
U-500-500-180-0.9-0.45-50	4.27	0.53	4.06	0.186	4.94	1.08	1.00	0.53	3.70	1.11	1.07
U-500-500-180-0.9-0.45-75	4.02	0.80	3.01	0.186	4.94	1.02	0.85	0.79	3.03	0.99	0.95
U-500-500-180-1.2-0.6-0	4.16	0.00	4.97	0.211	4.94	1.05	1.03	0.00	5.03	0.99	1.02
U-500-500-180-1.2-0.6-25	4.02	0.25	4.90	0.211	4.94	1.02	0.97	0.23	4.44	1.11	1.04
U-500-500-180-1.2-0.6-50	4.25	0.48	4.28	0.211	4.94	1.08	0.89	0.46	3.84	1.13	1.03
U-500-500-180-1.2-0.6-75	4.07	0.73	3.37	0.211	4.94	1.03	0.81	0.70	3.25	1.05	0.95

<sup>(1)</sup>  $c_1, c_2$  = Length of cross section of column parallel and normal to the direction of Applied load;  $h$  = Slab thickness;  $\rho_t$  = Steel ratio of top reinforcement;  $\rho_b$  = Steel ratio of bottom reinforcement;  $V_G/V_C$  = Gravity shear ratio; span lengths  $L_1, L_2$  = 3000 mm for S1 series,  $L_1, L_2$  = 4000 mm for S2 series,  $L_1, L_2$  = 5000 mm for S3 series, and  $L_1, L_2$  = 6000 mm for the other series; and compressive strength  $f_{ck}$  = 30.0 MPa for F series, and  $f_{ck}$  = 23.5 MPa for the other series.

<sup>(2)</sup> The stresses were determined by Eqs. (2), (10), and (11).

<sup>(3)</sup> The strength of connection were calculated by Eqs. (4), (6), and (15).

Table 1 Numerical results and strength prediction for analytical models (conti.)

Model ( $c_1-c_2-h-\rho_t-\rho_b-V_G/V_C$ ) <sup>(1)</sup>	Numerical results			Strength component at front/Back face				Strength component at side face			Comparison of strength
	$\frac{v_u}{v_c}$	$\frac{\sigma_e}{f_{ck}}$	$\frac{v_{us}}{v_c}$	$\frac{c_u}{h}$	$\frac{v_u}{v_c}$ <sup>(2)</sup>	$\frac{M_{Sanaly.}}{M_{Spred.}}$	$\frac{M_{Fanaly.}}{M_{Fpred.}}$	$\frac{\sigma_e}{f_{ck}}$ <sup>(2)</sup>	$\frac{v_{us}}{v_c}$ <sup>(2)</sup>	$\frac{M_{Tanaly.}}{M_{Tpred.}}$	$\frac{M_{analy.}}{M_{pred.}}$ <sup>(3)</sup>
S1-150-150-180-0.3-0.3-25	8.23	0.18	3.61	0.130	6.97	1.48	1.55	0.20	4.53	0.78	1.15
S1-150-150-180-0.3-0.3-75	7.28	0.45	3.28	0.130	6.97	1.31	1.47	0.60	3.53	0.91	1.20
S1-150-150-180-1.2-1.2-25	6.63	0.11	3.67	0.233	6.97	1.19	0.83	0.11	4.77	0.76	0.89
S1-150-150-180-1.2-1.2-75	6.23	0.30	3.57	0.233	6.97	1.12	0.78	0.32	4.23	0.81	0.87
S1-450-450-180-0.3-0.3-25	5.87	0.25	4.64	0.130	5.23	1.40	1.46	0.22	4.49	1.04	1.20
S1-450-450-180-0.3-0.3-75	5.91	0.65	3.48	0.130	5.23	1.41	1.39	0.62	3.48	1.00	1.22
S1-450-450-180-1.2-1.2-25	5.13	0.15	5.10	0.233	5.23	1.23	0.99	0.10	4.77	1.07	1.08
S1-450-450-180-1.2-1.2-75	4.98	0.40	4.16	0.233	5.23	1.19	0.95	0.33	4.20	0.99	1.03
S2-200-200-180-0.3-0.3-25	7.91	0.24	4.15	0.130	6.68	1.48	1.50	0.27	4.36	0.95	1.22
S2-200-200-180-0.3-0.3-75	6.70	0.62	3.30	0.130	6.68	1.25	1.41	0.81	3.02	1.12	1.25
S2-200-200-180-1.2-1.2-25	6.42	0.15	4.25	0.233	6.68	1.20	0.89	0.14	4.68	0.90	0.97
S2-200-200-180-1.2-1.2-75	5.95	0.41	3.67	0.233	6.68	1.11	0.82	0.43	3.96	0.91	0.92
S2-600-600-180-0.3-0.3-25	4.65	0.33	4.24	0.130	4.36	1.33	1.35	0.29	4.31	0.98	1.12
S2-600-600-180-0.3-0.3-75	4.73	0.89	2.36	0.130	4.36	1.35	1.27	0.87	2.88	0.75	1.07
S2-600-600-180-1.2-1.2-25	4.17	0.19	4.70	0.233	4.36	1.20	1.01	0.15	4.65	1.01	1.06
S2-600-600-180-1.2-1.2-75	3.98	0.55	2.82	0.233	4.36	1.14	0.86	0.46	3.88	0.66	0.88
S3-250-250-180-0.3-0.3-25	7.09	0.30	4.37	0.130	6.39	1.39	1.49	0.34	4.20	1.04	1.24
S3-250-250-180-0.3-0.3-75	5.94	0.78	3.07	0.130	6.39	1.16	1.31	1.00	2.53	1.31	1.25
S3-250-250-180-1.2-1.2-25	6.07	0.18	4.60	0.233	6.39	1.19	0.94	0.18	4.59	1.00	1.03
S3-250-250-180-1.2-1.2-75	5.60	0.51	3.53	0.233	6.39	1.10	0.84	0.54	3.70	0.95	0.94
S3-750-750-180-0.3-0.3-25	3.93	0.41	3.93	0.130	3.49	1.41	1.38	0.36	4.13	0.95	1.11
S3-750-750-180-0.3-0.3-75	3.33	1.00	1.88	0.130	3.49	1.19	0.93	1.00	2.32	0.71	0.94
S3-750-750-180-1.2-1.2-25	3.70	0.24	4.47	0.233	3.49	1.33	1.04	0.19	4.55	0.98	1.08
S3-750-750-180-1.2-1.2-75	3.42	0.70	2.40	0.233	3.49	1.22	0.80	0.58	3.58	0.57	0.84
F-500-500-180-0.3-0.3-0	6.58	0.00	5.19	0.115	4.94	1.66	1.09	0.00	5.03	1.03	1.17
F-500-500-180-0.3-0.3-65	5.77	0.93	3.11	0.115	4.94	1.46	1.53	0.94	2.69	1.21	1.37
F-500-500-180-0.6-0.6-0	5.39	0.00	5.12	0.156	4.94	1.36	1.03	0.00	5.03	1.02	1.10
F-500-500-180-0.6-0.6-65	5.27	0.75	3.40	0.156	4.94	1.33	1.13	0.78	3.10	1.12	1.20
F-500-500-180-0.9-0.9-0	4.99	0.00	5.57	0.184	4.94	1.26	0.97	0.00	5.03	1.11	1.11
F-500-500-180-0.9-0.9-65	5.03	0.62	3.55	0.184	4.94	1.27	0.95	0.65	3.42	1.04	1.08
F-500-500-180-1.2-1.2-0	4.97	0.00	5.64	0.207	4.94	1.26	0.99	0.00	5.03	1.12	1.12
F-500-500-180-1.2-1.2-65	4.98	0.59	3.76	0.207	4.94	1.26	0.90	0.57	3.62	1.05	1.06
Mean											1.08
Standard deviation											0.110

<sup>(1)</sup>  $c_1, c_2$  = Length of cross section of column parallel and normal to the direction of bending moment ;  $h$  = Slab thickness ;  $\rho_t$  = Steel ratio of top reinforcement ;  $\rho_b$  = Steel ratio of bottom reinforcement ;  $V_G/V_C$  = Gravity shear ratio ; span lengths  $L_1, L_2$  = 3000 mm for S1 series,  $L_1, L_2$  = 4000 mm for S2 series,  $L_1, L_2$  = 5000 mm for S3 series, and  $L_1, L_2$  = 6000 mm for the other series; and compressive strength  $f_{ck}$  = 30.0 MPa for F series, and  $f_{ck}$  = 23.5 MPa for the other series.

<sup>(2)</sup> The stresses were determined by Eqs. (2), (10), and (11).

<sup>(3)</sup> The strength of connection were calculated by Eqs. (4), (6), and (15).

은 계열-  $c_1-c_2-h-\rho_t-\rho_b-V_G/V_C$ 이며 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),  $V_G/V_C$  = 접합부의 전단공칭성능 대비 중력하중에 의한 뚫림전단력의

재하비율 (percent),  $L_1, L_2$  = 횡하중 방향과 그 직각방향의 스패ん길이이다. 주요 변수에 대한 해석범위는 다음과 같다.  $0 \leq V_G/V_C \leq 75(\%)$ ,  $0.3 \leq \rho_t, \rho_b \leq 1.2(\%)$ ,  $0.05 \leq c_1/L_1, c_2/L_2 \leq 0.15$ ,  $0.03 \leq h/L_1 \leq 0.06$ ,  $3000 \leq L_1, L_2 \leq 6000$  (mm)

### 3. 전후면의 편심전단모멘트

Fig. 3에 나타난 바와 같이 전후면에는 중력하중에 의한 전단력 및 휨모멘트, 그리고 횡력에 의한 전단력 및 휨모멘트가 재하되고 있다. 따라서 전후면의 편심전단응력 산정시 휨모멘트에 의한 영향을 고려하여야 한다. 이전 연구결과<sup>2)</sup>에 의하면 대부분의 경우 전후면의 편심전단력에 의한 모멘트( $M_{Sf}$ ,  $M_{Sb}$ )가 최대값에 도달하기 전에 휨모멘트 강도( $M_{Ff}$ ,  $M_{Fb}$ )에 도달하게 된다. 이는 플랫 플레이트의 경우 스패길이 대 두께의 비율이 커서 휨변형이 주도적이기 때문이다. 이와 같이 주철근이 항복한 이후의 전단응력은 주로 인장 균열이 발생하지 않은 압축대에 의해서 지지되므로<sup>8)</sup> 전단강도는 극한 휨모멘트 상태에서의 압축대 길이와 밀접한 관계가 있다.(Fig. 5)

복근배근을 갖는 전면 슬래브의 압축대 길이<sup>14)</sup>는 식 (1)과 같다. 단, 슬래브에서는 인장 철근비가 그다지 크지 않으므로 일반적으로 압축철근은 항복되지 않는다고 가정한다.

$$c_{uf} = \frac{(\rho_t f_y - E_s \epsilon_{cu} \rho_b) h}{1.7 f_{ck} \beta} + \frac{\sqrt{(\rho_t f_y - E_s \epsilon_{cu} \rho_b)^2 h^2 + 4 \cdot 0.85 f_{ck} \beta E_s \epsilon_{cu} \rho_b h (h - d)}}{1.7 f_{ck} \beta} \quad (1)$$

여기서,  $d$ 는 슬래브의 유효두께,  $\rho_t$ 와  $\rho_b$ 는 전면에서의 인장철근비와 압축철근비, 즉 상부철근비와 하부철근비를 각각 가리킨다.  $E_s$ 는 철근의 탄성계수이며,  $\epsilon_{cu}$ 는 콘크리트의 극한 압축변형도를 나타내며 본 연구에서는 일반적인 휨부재에서 사용하는 값인 0.003을 사용하였다. 한편 후면에서의 압축대 길이  $c_{ub}$ 도 마찬가지로 식 (1)에서  $\rho_t$ 와  $\rho_b$ 의 위치를 바꾸어 구할 수 있다.

전면과 후면의 압축대에 작용하는 전단응력의 평균값  $v_u$ 는 식 (2)로 정의한다.

$$v_u = \frac{V_f + V_b}{2c_u(c_2 + d)} \quad (2)$$

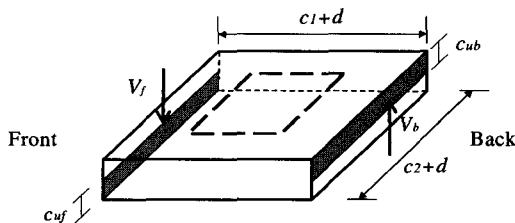


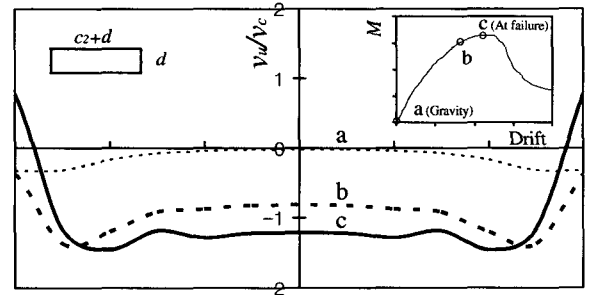
Fig. 5 Compression zone at front and back surfaces

여기서  $V_f$ ,  $V_b$  = 접합부 최대강도에서 구한 전면과 후면에 작용하는 전단력이고,  $c_u = (c_{uf} + c_{ub})/2$ 이다.

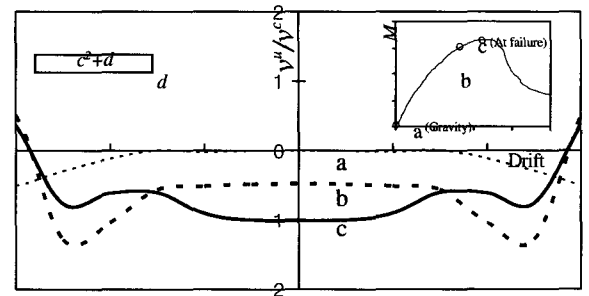
해석결과를 분석하면, 전면과 후면의 편심전단응력이 다르고 또한 최대강도에 도달하는 시점도 서로 다르다. 그러나 전면의 전단응력이 최대값에 도달한 이후에 후면으로 전단응력의 재분배가 이루어지게 되므로, 전후면 각각의 전단응력을 평가하는 것 보다 식 (2)와 같이 전후면의 평균전단응력을 고려하는 것이 보다 적절한 것으로 나타났다.

또한 접합부 전후면의 압축대가 저항하는 평균 편심전단응력은 압축대의 길이 뿐만 아니라 전후면의 위험단면의 형상비인  $(c_2 + d)/d$  또는  $c_2/d$ 와 밀접한 관계가 있는데, 그 이유는 파괴면의 형상에 따라 전단응력의 분포가 다르기 때문이다. Fig. 6에는  $c_2/d$ 가 각각 4.5, 7.0인 해석모델 E-500-500-180-0.3-0.3-25와 S3-750-750-180-0.3-0.3-25에 대해 슬래브 전면에서의 전단응력 분포가 비교되어 있다. 이 그림에 나타난 바처럼 전단응력은 파괴면의 양단부에 우선적으로 집중되게 되며, 이러한 경향은 파괴면이 긴 장방향인 경우 두드러진다. 따라서  $c_2/d$ 가 클수록 양단부가 전단집중으로 인해 조기에 국부적으로 파괴되며, 그 결과 전단저항을 발휘할 수 있는 유효단면이 줄어들면서 최대전단응력의 크기가 감소한다.

결과적으로 전후면의 전단응력은 압축대의 길이와 파괴면의 형상비에 의하여 영향을 받는다. Table 1과 Fig. 7



(a)  $c_2/d = 4.5$ : E-500-500-180-0.3-0.3-25



(b)  $c_2/d = 7.0$ : S3-750-750-180-0.3-0.3-25

Fig. 6 Profile of shear stress in the front face

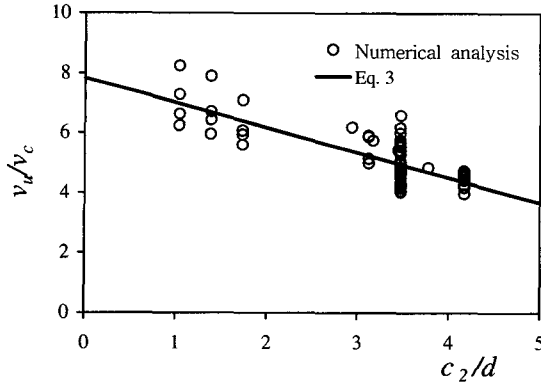


Fig. 7 Relationship between  $v_u/v_c$  and  $c_2/d$

은 각 해석모델에 대한 수치해석결과에 근거하여  $c_2/d$ 와  $v_u/v_c$ 의 관계를 나타내고 있으며, 이러한 영향을 고려하여 다음과 같은 관계식을 제안한다.

$$\frac{v_u}{v_c} = -0.8 \left( \frac{c_2}{d} \right) + 8 \quad (3)$$

여기서,  $v_c = 0.33 \sqrt{f_{ck}}$  (MPa)이다.

전후면의 전단력에 의한 편심전단모멘트는 식 (4)와 같이 구한다.

$$M_S = M_{Sf} + M_{Sb} = [v_u(c_2 + d)c_u] \cdot (c_1 + d) \quad (4)$$

한편, 슬래브 휨모멘트의 강도는 복근 및 단근배근에 따라 큰 차이를 보이지 않으므로, 전후면의 휨모멘트는 단근배근을 가정하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$M_{Ff} = A_{sf}f_y \left[ d - \frac{A_{sf}f_y}{1.7f_{ck}(c_2 + d)} \right] \quad (5a)$$

$$M_{Fb} = A_{sb}f_y \left[ d - \frac{A_{sb}f_y}{1.7f_{ck}(c_2 + d)} \right] \quad (5b)$$

$$M_F = M_{Ff} + M_{Fb} \quad (6)$$

#### 4. 측면의 편심전단모멘트

Fig. 3에 나타난 바와 같이 측면에는 중력하중에 의한 전단력 및 휨모멘트, 그리고 불균등 모멘트에 의한 편심전단력이 존재한다. 따라서 측면에서는 전단응력과 휨모멘트에 의한 수직응력의 상호작용이 발생한다.

수직응력  $\sigma_e$ 는 중력하중의 크기에 영향을 받으며, 일

반적으로 극한 횡하중 재하시 중력하중에 의한 휨모멘트는 항복모멘트보다 작다. 따라서 극한휨모멘트의 영향을 고려하는 전후면과는 달리 측면에서는 항복모멘트보다 작은 중력하중에 의한 휨모멘트를 고려한다.

Fig. 8에 나타난 바와 같이, 변형율과 콘크리트 압축응력에 대해 선형분포를 가정하여 압축대의 길이와 중립축의 위치를 다음과 같이 구할 수 있다<sup>14)</sup>.

$$c_e = -2n\rho_m h + 2\sqrt{(n\rho_m h)^2 - 0.5n[\rho_{b2}(dh - h^2) - \rho_{e2}dh]} \quad (7)$$

$$jd = \left[ 1 - \frac{c_e^3 + 6n(c_e + d - h)(h - d)\rho_{b2}h}{6n\rho_{e2}dh(d - c_e)} \right] d \quad (8)$$

여기서,  $\rho_{b2} = A_{st2}/[(c_1 + d)h]$ ,  $\rho_{e2} = A_{sb2}/[(c_1 + d)h]$ ,  $\rho_m = (A_{st2} + A_{sb2})/[2(c_1 + d)h]$ ,  $n = E_s/E_c$ 이며,  $A_{st2}$ ,  $A_{sb2}$ 는 측면의 직교방향으로 배근된 상부철근과 하부철근의 단면적을 각각 가리킨다.

중력하중에 의한 최대압축응력  $\sigma_e$ 와 측면의 휨모멘트  $M_G$ 의 관계는 식 (9)로 표현된다.

$$M_G = A_{st2}f_{st}(jd) = A_{st2} \left[ \frac{d - c_e}{c_e} \sigma_e \frac{E_s}{E_c} \right] jd \quad (9)$$

따라서  $\sigma_e$ 는 항복모멘트  $M_y$ 에 대한  $M_G$ 의 비율로서 식 (10)과 같이 표현할 수 있다.

$$\sigma_e = \frac{f_y c_e}{n(d - c_e)} \frac{M_G}{M_y} \leq f_{ck} \quad (10)$$

여기서,  $M_y = A_{st2}f_y(jd)$ 이다.

콘크리트구조 설계기준<sup>1)</sup>에서와 마찬가지로 측면에서 전단응력이 선형적으로 분포된다는 가정을 사용하면, 측면의 최대전단응력  $v_{us}$ 는 중력하중과 횡력에 의한 두 전단

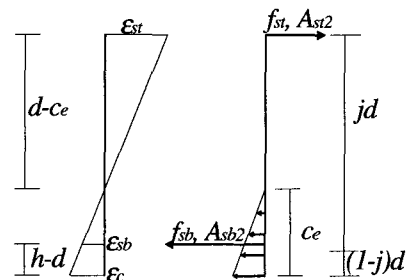


Fig. 8 Stress and strain in the side face, developed by gravity load

응력성분의 합으로 구성된다.

$$v_{us} = \frac{V_{Gs}}{(c_1+d)d} + \frac{M_T(c_1+d)/2}{J} \quad (11)$$

여기서,  $J$ 는 측면의 비틀림상수,  $J = 2(c_1+d)d^3/12 + 2\alpha(c_1+d)^3/12$ 이며,  $V_{Gs}$  = 중력하중에 의해 측면에 작용하는 전단력,  $M_T$  = 측면에 작용하는 비틀림모멘트이다.

Fig. 9는 측면에서 전단응력분포를 나타내고 있다. 그림에 나타난 바와 같이 전단응력분포는 매우 복잡하므로 이를 설계식에 직접 활용하기 어렵다. 따라서 본 연구에서는 비선형 해석을 통하여 구한 응력  $\sigma_y, v_{xy}, v_{yz}$ 로부터 단면의 내력인  $M_G, V_{Gs}, M_T$ 를 구한 후 각각 식 (10)과 (11)에 대입하여  $\sigma_e$ 와  $v_{us}$ 를 구하였다. Table 1에  $\sigma_e/f_{ck}, v_{us}/v_c$ 값이 제시되어 있으며 Fig. 10에는 이들 값의 관계가 나타나 있다. 이 그림에서  $\sigma_e/f_{ck}$ 와  $v_{us}/v_c$ 는 대략 선형 반비례관계를 나타내며, 그 결과에 근거하여 다음과 같은 관계식을 제안하였다.

$$\frac{v_{us}}{v_c} = 5.0 - 2.5 \left( \frac{\sigma_e}{f_{ck}} \right) \quad (12)$$

한편, Fig. 10에서는 비선형 해석결과를 이용하여  $\sigma_e$ 를 구했지만, 실제 설계에서  $\sigma_e$ 를 산정하기 위해서는 중력하중에 의하여 측면에 작용하는 휨모멘트  $M_G$ 를 구해야 한다. Allen<sup>3)</sup>은 플랫 플레이트 구조에 대해 슬래브의 유효폭  $\alpha L_1$ 을 수평부재로 갖는 등가의 평면골조로 치환하는 방법을 제안하였다. 이는 슬래브 유효폭만큼의 강성이 모멘트 저항을 일으킨다는 것을 의미한다. 또한 비선형 해석결과에 의하면, 유효폭  $\alpha L_1$ 에 작용하는 모멘트 중에서 기둥면에 전달되는 휨모멘트 비율은 대략 40%인 것으로 나타났다. 따라서 스패의 길이가 일정한 연속

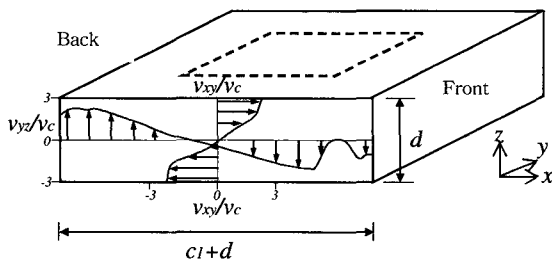


Fig. 9 Distribution of shear in side face (E-500-500-180-0.6-0.6-25)

슬래브에서, 중력하중이 균등하게 작용할 때  $M_G$ 는 다음과 같이 정의된다.(Fig. 11)

$$M_G = \frac{w(0.4\alpha L_1)L_{2n}^2}{12} \leq M_y (= A_{st2}f_y \cdot jd) \quad (13)$$

또는  $V_G/V_c$ 의 비율로서 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$M_G = \frac{(0.4\alpha L_1)L_{2n}^2[2(c_1+c_2+2d)d]v_c}{12[L_1L_2-(c_1+d)(c_2+d)]} \cdot \left( \frac{V_G}{V_c} \right) \leq M_y \quad (14)$$

여기서, 기둥면에 작용하는 총전단력  $V_G = w[L_1L_2 - (c_1+d)(c_2+d)]$ 이고  $V_c = [2(c_1+c_2+2d)d]v_c$ 이다.

설계시  $v_{us}$ 는 식 (14)와 (10), (12)에 의해 순차적으로 산정되며, 측면의 편심전단 모멘트  $M_T$ 는 식 (11)로부터 다음과 같이 유도된다.

$$M_T = \left[ v_{us} - \frac{V_{Gs}}{(c_1+d)d} \right] \frac{2I}{c_1+d} \quad (15)$$

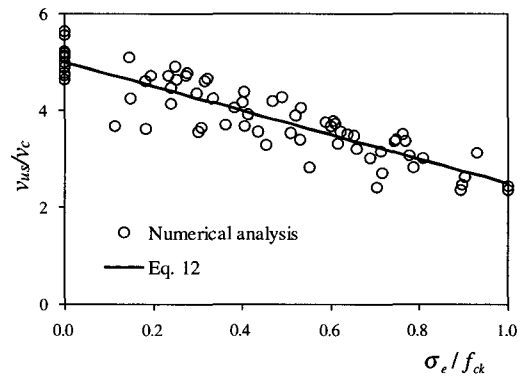


Fig. 10 Relationship between  $\sigma_e/f_{ck}$  and  $v_{us}/v_c$

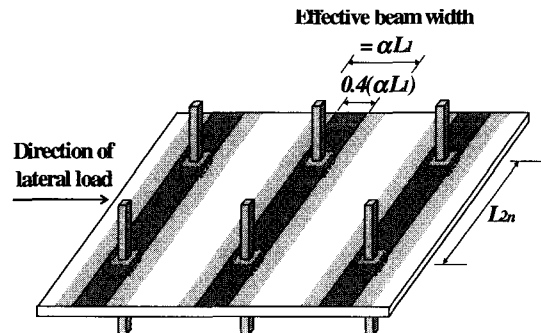


Fig. 11 Effective beam width for flat plate

$$\text{여기서, } V_G = \frac{V_G(c_1+d)}{2[(c_1+d)+(c_2+d)]} \quad (16)$$

### 5. 강도산정모델의 검증

제안된 강도산정모델에 의하여 예측된 접합부의 총 저항모멘트  $M_{pred.}$ 은 다음과 같이 정의한다.

$$M_{pred.} = M_S + M_F + M_T \quad (17)$$

$M_S$ ,  $M_F$ ,  $M_T$ 는 각각 식 (4), (6), (15)에 의하여 구한다.

Table 1은 해석모델에 대한 해석결과와 제안된 설계방법에 의한 강도를 비교하고 있다. 비교결과, 예측강도 대비 해석강도가 평균 1.08, 표준편차 11.0 %로써 본 연구에서 제안된 설계방법이 비교적 정확한 것으로 나타났다.

Fig. 12은 콘크리트구조 설계기준<sup>1)</sup>(KCI)에 제시된 강도산정식과 본 연구에서 제안된 강도산정모델에 의한 추정결과를 비교하고 있는데, 기존의 설계기준에 의한 강도는 전반적으로 해석결과를 과소평가하고 있으며 또한 큰 편차를 보이는 것을 알 수 있다.

제안된 강도산정모델의 유효성을 검증하기 위해 기존 실험에 대해 제안된 설계방법을 적용하였다. 기존 시험체의 부재 형상 및 재료 특성, 그리고 시험체의 강도산정결과와 실험강도의 비교는 Table 2에 정리되어 있다.

Fig. 13과 Table 2에 의하면, 실험강도 대 산정강도의 비 ( $M_{exp.}/M_{pred.}$ )는 평균 0.85, 표준편차 10.8 %로써 강도산정모델이 강도를 과대평가하고 있지만 편차가 작으므로 콘크리트구조 설계기준 보다는 상대적으로 정확한 추정능력을 가진 것으로 나타났다. 실험결과는 산정강도보다 대략 15 % 정도 작은 강도를 보이는데, 이 경향은 이전 연구<sup>2)</sup>에서도 이미 확인된 바 있다. 기존의 시험체는 Fig. 1과 같은 기둥과 주위의 슬래브로 구성되어 있는데, 일반적으로 중력하중 재하방식으로서 기둥의 치올림(잭업)이 사용되고 있으며 슬래브의 모서리가 단순지지되어 있어서 실제 연속슬래브의 경계조건(Fig. 4)과는 다르다. 이러한 중력하중 재하방식과 경계조건의 차이는 접합부 주위에 응력집중을 초래하며 그 결과 접합부 강도의 저하를 일으킨다. 연속슬래브 조건에 비해 실험조건에서의 응력분포의 주요한 차이는 다음과 같다.

1) 중력하중을 기둥의 치올림(잭업) 등 집중하중으로 재하하면, 비록 접합부에 동일한 전단력이 재하되더라도 단순지지 경계조건으로 인하여 연속 슬래브조건에서 보다 훨씬 큰 휨모멘트  $M_G$ 가 접합부 주위의 각 파괴면에 작

용하게 된다.

2) 극한상태의 모멘트 재분배과정이 상이하다. 수치해석 결과, 접합부 측면의 휨모멘트  $M_G$ 는 연속슬래브 조건에서는 극한상태에 돌입하더라도 크게 변하지 않지만, 실험 조건에서는 큰 폭으로 증가하는 것으로 나타났다.

3) 극한상태의 전단력 재분배과정이 상이하다. 수치해석 결과, 연속슬래브에서는 전후면이 담당하는 하향의 전단력의 합 ( $V_f + V_b$ )이 극한상태에서도 크게 변하지 않지만, 실험조건에서는 전면의 조기파괴로 전단내력이 크게 감소하게 되므로 접합부 측면에 전단력이 재분배되어 큰 하향 전단력을 부담하게 된다.

위와 같은 원인으로 인하여 제안된 강도모델을 기존 시험체에 적용하려면, 실제 시험체의 하중 및 경계조건을 반영하여 접합부 주위에 작용하는 실제 전단력과 휨모멘트를 반영하는 보정과정이 필요하다. 실험조건에 의한 기둥 주위의 응력변화를 고려하기 위하여,  $M_G$ 와  $V_G$ 의 값으로 앞서 연속슬래브에 대한 제안식 (14)와 (16)을 사용하지 않고 실험체의 경계 및 하중조건을 고려한 수치해석 결과(Table 3)를 그대로 사용하여 제안설계식의 재검증을 실시하였다.

Table 3과 Fig. 14에는 기존 연구논문에서 시험체의 재

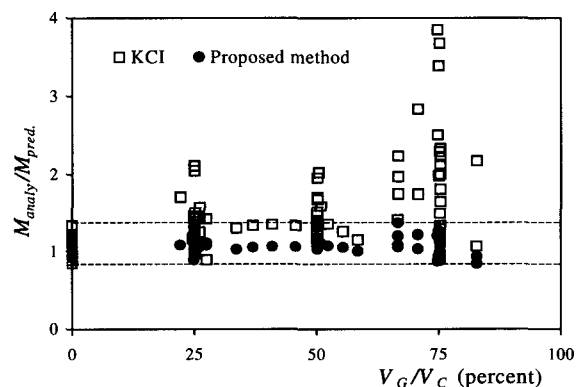


Fig. 12 Strength prediction for analytical models

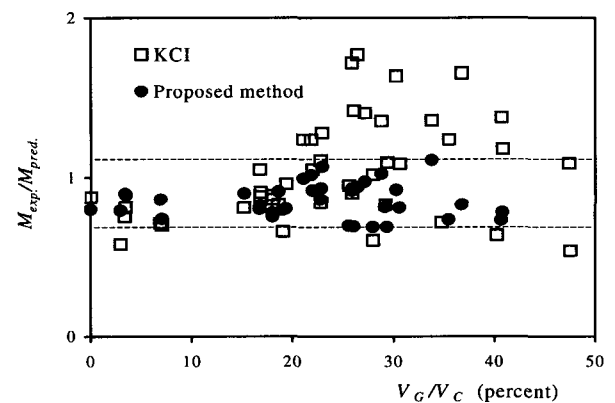


Fig. 13 Strength prediction for experiments



Table 2 Strength prediction for experimental 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)	$V_G/V_c$ (percent)	Comparison of strength $\frac{M_{exp.}}{M_{pred.}}$
								Top	Bottom			
Morison and sozen <sup>16)</sup>	S1	1829	1829	305	305	45.7	322.5	0.54	0.54	76.2	3	0.79
	S2	1829	1829	305	305	35.1	330.0	0.82	0.82	76.2	3	0.90
	S3	1829	1829	305	305	33.9	334.9	1.09	1.09	76.2	3	0.89
	S4	1829	1829	305	305	34.9	319.7	0.68	0.82	76.2	7	0.86
	S5	1829	1829	305	305	35.1	339.7	0.82	0.82	76.2	15	0.90
Islam and park <sup>12)</sup>	1	2743	2286	229	229	27.3	355.5	0.90	0.45	88.9	25	0.86
	2	2743	2286	229	229	31.9	373.4	0.90	0.45	88.9	23	0.99
	3C	2743	2286	229	229	29.7	315.6	0.90	0.45	88.9	24	1.02
Robertson <sup>13)</sup>	8I	2896	1981	254	254	39.3	524.3	0.70	0.70	114.3	18	0.80
Durrani and luo <sup>13)</sup>	I I	2896	1981	254	254	20.7	380.3	0.52	0.00	114.3	8	0.74
	INT1	3048	2896	254	254	30.9	417.5	0.49	0.00	114.3	43	0.78
Hanson and hanson <sup>10)</sup>	A12	1829	1219	152	152	33.2	372.1	1.22	1.22	76.2	29	0.94
	A13L	1829	1219	152	152	32.8	370.0	1.22	1.22	76.2	29	0.92
	B16	1829	1219	305	152	30.4	340.4	1.22	1.22	76.2	29	0.69
	C17	1829	1219	152	305	36.0	341.1	1.22	1.22	76.2	24	0.92
Zee and moehle <sup>19)</sup>	INT	1829	1829	137	137	26.2	434.8	0.57	0.46	61.0	24	1.07
Pan and moehle <sup>17)</sup>	1	3658	3658	274	274	33.3	471.3	0.67	0.25	121.9	35	0.74
	3	3658	3658	274	274	31.3	471.3	0.76	0.25	121.9	22	1.11
Hawkins et al <sup>11)</sup>	S1	3658	2134	305	305	23.4	458.9	0.65	0.38	152.4	45	0.92
	S2	3658	2134	305	305	23.2	459.6	1.42	0.66	152.4	89	0.73
	S4	3658	2134	305	305	26.5	458.9	0.69	0.36	152.4	80	0.83
Farhey et al <sup>7)</sup>	1	2690	2690	300	200	35.1	456.8	0.68	0.44	80.0	0	0.80
	2	2690	2690	300	200	35.1	456.8	0.68	0.44	80.0	0	0.80
	3	2690	2690	300	200	15.0	456.8	0.68	0.44	80.0	26	0.70
	4	2690	2690	300	120	15.0	456.8	0.68	0.44	80.0	30	0.69
Durrani and du <sup>6)</sup>	DNY1	2896	1981	254	254	35.3	372.1	0.52	0.00	114.3	20	0.80
	DNY3	2896	1981	254	254	24.6	372.1	0.52	0.00	114.3	24	0.93
	DNY4	2896	1981	254	254	19.1	372.1	0.52	0.00	114.3	28	0.93
Robertson and durrani <sup>18)</sup>	1	2896	1981	254	254	38.0	500.2	0.74	0.74	114.3	21	0.75
	2C	2896	1981	254	254	33.0	500.2	0.74	0.74	114.3	22	0.80
	3SE	2896	1981	254	254	44.0	500.2	0.74	0.74	114.3	19	0.80
	4S	2896	1981	254	254	43.8	500.2	0.74	0.74	114.3	19	0.82
	5SO	2896	1981	254	254	38.0	500.2	0.74	0.74	114.3	21	0.78
Amin ghali <sup>9)</sup>	SM0.5	1830	1830	305	305	36.8	470.0	0.43	0.14	152.0	29	0.81
	SM1.0	1830	1830	305	305	33.4	470.0	0.87	0.29	152.0	31	0.81
	SM1.5	1830	1830	305	305	40.0	470.0	1.30	0.43	152.0	28	0.69
	DM0.5	1830	1830	305	305	44.1	470.0	0.43	0.14	152.0	19	0.91
	DM1.0	1830	1830	305	305	32.7	470.0	0.87	0.29	152.0	29	1.02
	DM1.5	1830	1830	305	305	42.5	470.0	1.30	0.43	152.0	27	0.97
Mean												0.85
Standard deviation												0.108

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

Table 3 Modified strength prediction for experimental specimens

Specimen		Prediction for continuous plate			Actual condition		
		$V_{Gs}$ (kN)	$M_G$ (kN.m)	$\frac{M_{exp.}}{M_{pred.}}$	$V_{Gs}$ (kN)	$M_G$ (kN.m)	$\frac{M_{exp.}}{M_{pred.}}^{(1)}$
Pan and Moehle <sup>17)</sup>	1	28.2	6.1	0.74	51.8	12.7	1.08
	3	26.0	3.7	1.11	49.4	5.7	1.22
Farhey et al <sup>7)</sup>	1	0	0	0.80	8.0	4.8	0.86
	3	7.3	1.2	0.70	9.75	19.1	0.88
	4	8.3	1.35	0.69	11.8	16.4	0.86
Amin Ghali <sup>9)</sup>	SM0.5	32.3	3.8	0.81	41.3	12.0	1.08
	SM1.0	32.3	3.8	0.81	51.0	12.9	1.02
	SM1.5	32.3	3.8	0.69	50.3	15.9	0.86
	DM0.5	22.5	2.6	0.91	24.3	7.5	1.04
	DM1.0	30.0	3.5	1.02	46.2	9.9	1.20
	DM1.5	32.3	3.8	0.97	46.4	10.4	1.10
Mean				0.82			1.02
Standard deviation				0.128			0.129

(1) The strengths of connections were calculated by Eqs. (10), (12) and (15) using the numerical results for  $V_{Gs}$  and  $M_G$ .

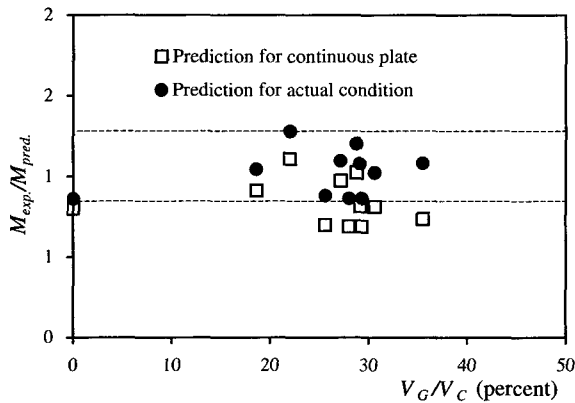


Fig. 14 Strength prediction for experiments

료 및 기하학적 특성이 명확히 제시되어 있는 Farhey<sup>7)</sup>, Moehle<sup>17)</sup>, Ghali<sup>9)</sup>의 시험체에 대해 강도산정모델을 수정 적용한 결과를 제시하고 있다. Table 3에 나타난 바와 같이 시험체의 해석결과에 의한  $V_{Gs}$ 와  $M_G$ 는 연속 슬래브에 대해 예측된  $V_{Gs}$ ,  $M_G$  보다 매우 큰 값을 나타내며, 이것이 시험체의 강도가 연속 슬래브보다 작게 나타나는 이유이다. 보정결과, 산정강도 대비 실험강도의 평균은 수정전 0.82에서 수정후 1.02로 추정력이 크게 개선되었다. 이와 같은 결과는 접합부 주위의 응력을 정확히 구할 수 있다면 다양한 경계조건이나 하중조건에서도 본 연구에서 제안된 강도식을 적용할 수 있는 가능성을 보여주고 있다.

## 6. 실용설계법

위에서 제안된 설계방법은 다소 복잡하므로 접합부 전

후면과 측면의 강도에 대해 다음과 같은 약산법을 적용할 수 있다.

해석연구결과 전후면의 최대전단응력을 식 (2)와 달리  $v_u = [V_f + V_b] / [2d(c_2 + d)]$ 로 정의할 경우, 일반적인 실험범위에서 근사적으로  $v_u = v_c (= 0.33\sqrt{f_{ck}})$ 를 사용할 수 있다. 따라서 전후면의 전단력에 의한 편심전단 모멘트는 식 (18)에 의해 산정된다.

$$M_S = [v_u(c_2 + d)d] \cdot (c_1 + d) \quad (18)$$

측면의 편심전단응력은 Fig. 11과 식 (12)에 나타난 바와 같이 중력하중에 의한 압축응력  $\sigma_e$ 에 의하여 결정되는데, 일반적인 설계범위  $\sigma_e/f_{ck} \leq 0.6$ 에서 안전측으로  $v_{us} = 3.5v_c$ 를 사용할 수 있다. 약산법에 의한  $v_u$ ,  $v_{us}$ 를 사용할 경우 설계가 간편해지며, 또한 해석모델에 대한 해석결과와 약산법에 의한 강도를 비교한 결과 예측 강도 대비 해석강도가 평균 1.07, 표준편차 15.2%로 비교적 정확한 것으로 나타났다.

현행 설계방법과 본 연구에서 제안하는 설계방법이 Fig. 15에 비교되어 있으며, 두 설계법의 주요한 차이는 다음과 같다.

1) 현행 설계기준에서는 휨모멘트와 편심전단의 위험단면이 동일하지 않는데, 이는 독립된 두 저항성분의 합으로 접합부 강도를 나타내는 설계개념과 상충된다. 그러나 제안된 설계방법에서는 휨모멘트와 편심전단에 대하여 동일한 위험단면을 사용하고 있어서 설계의 일관성을 유지할

## 7. 결 론

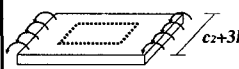
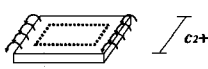
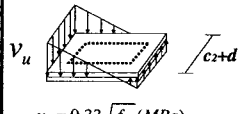

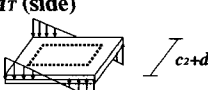
	KCI (ACI) design method	Proposed design method
Moment capacity	$M_n = M_f + M_v$	$M_n = M_f + M_s + M_T$
Ratio of $\gamma = M_f/M_n$ $\gamma = 1 - \gamma$	$\gamma = 0.6, \gamma = 0.4$ $\gamma$ can be increased	Unspecified
Flexural moment	$M_f$ 	$M_f$ 
Eccentric shear moment	$M_v$  $v_u = 0.33\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)}$	$M_s$ (front, back)  $v_u = 0.33\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)}$
		$M_T$ (side)  $v_{us} \approx 3.5 \times 0.33\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)}$

Fig. 15 Comparison of KCI and proposed design method

수 있다.

2) 현행 설계기준에서는 전체 저항모멘트 중 슬래브의 휨모멘트가 차지하는 비율  $\gamma_f = 0.6$  그리고 편심전단모멘트의 비율  $\gamma_v = 0.4$ 로 그 비율을 규정하고 있으며 또한 이 비율도 설계자에 따라서 조절이 가능하므로 접합부 강도의 정의가 명확하지 않다. 따라서 접합부의 휨모멘트 성능과 편심전단성능을 정확히 평가하기 위한 평가방법으로는 활용할 수 없다. 그러나 본 설계법에서는 접합부 강도의 명확한 정의가 가능하며, 접합부의 성능 평가기준으로 사용 가능하다.

3) 현행 설계기준에서는 전후면과 측면의 최대편심전단 응력이  $v_u = 0.33\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)}$ 로 일정하다. 그러나 제안된 설계법에서는 전후면과 측면의 최대편심전단응력을 각기 별도로 산정하게 되며, 그 크기는 전후면에서는 대략  $v_u \approx 0.33\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)}$ 이고 측면에서는  $v_{us} \approx 3.5 \times 0.33\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)}$ 이다.

4) 현행 설계기준에서는 슬래브 휨철근량에 의하여 휨모멘트 저항내력만이 영향을 받으며 전단편심저항내력은 휨철근량에 무관하지만, 제안된 설계방법에서는 슬래브 철근량의 증가에 따라서 휨모멘트 저항내력 뿐만 아니라 전단편심저항내력도 증가된다.

현행 설계기준은 플랫 플레이트-기둥 접합부의 강도를 정확히 예측하지 못한다. 본 연구에서는 비선형수치해석 결과를 이용하여 접합부 강도에 대한 새로운 설계방법을 개발하였다. 본 연구에서 제안된 설계방법에서는, 접합부 주위의 각 파괴면에 대한 전단강도를 제안하였으며 중력 하중과 횡력에 의해 발생하는 전단력과 휨모멘트의 상호작용을 고려하였다.

수치해석 및 실험결과와의 비교를 통하여 제안된 설계방법의 유효성을 검증하였으며, 제안된 설계방법은 현 설계기준에 비하여 접합부의 강도를 정확히 예측할 수 있는 것으로 나타났다. 실험과의 비교에 의하면, 제안된 설계방법은 실험강도를 저평가하고 있으나 이는 실험의 경계조건이나 하중조건이 연속슬래브 조건과 다르기 때문이다. 실험의 조건을 정확히 반영할 경우 제안된 설계방법은 실험강도를 정확히 예측할 수 있었으며, 이와 같은 결과는 접합부 주위의 응력분포를 정확히 구할 수 있다면 다양한 경계조건이나 하중조건에서도 본 연구에서 제안된 강도식을 그대로 적용할 수 있는 가능성을 보여주고 있다.

## 감사의 글

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

## 참고문헌

1. 한국콘크리트학회, 대한건축학회, "콘크리트구조 설계 기준," 1999년.
2. 최경규, 황영현, 박홍근, "불균등 휨모멘트를 받는 플랫 플레이트-기둥 내부 접합부의 강도에 대한 해석연구," 한국콘크리트학회 논문집, 제14권 6호, 2002, pp.949~960.
3. Allen, F. and Darvall P., "Lateral Load Equivalent Frame," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 6, July 1977, pp.294~299.
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

6. Durrani, A. J., and Du, Y., "Seismic Response of Slab-Column Connections in Existing Non-Ductile Flat-Plate building," *Technical Report*. NCEER-92-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY, May 1992
7. Farhey, D. N., Adin, Moshe 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. Farhey, D. N., Yankelevsky, D. Z., and Adin, Moshe A., "Resistance Mechanism Model for Reinforced Concrete Flat Slab-Column Frame Connections," *ACI Structural Journal*, Vol. 94, No. 6, November-December, 1997, pp.653~662.
9. Ghali, A., Elmasri, Mahmoud, Z., and Diler, Walter, "Punching of Flat Plates under Static and Dynamic Horizontal Force," *ACI Journal*, October 1976, pp.566~572.
10. Hanson, N. M., and Hanson, J. M., "Shear and Moment Transfer Between Concrete Slab and Column," *Journal of Portland Cement Association*, Research and Development Laboratories, Vol. 10, No. 1, Jan 1968, pp.2~16.
11. Hawkins, N. M., Mutchell, D., and Sheu, M. S., "Cycle Behavior of Six Reinforced Concrete Slab-Column Specimens Transferring Moment and Shear," *Progress Report 1973-74 on NSF Project GI-38717*, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, 1976.
12. Islam, S., and Park, R., "Tests on Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 102, No. ST3, Mar. 1976, pp.549~568.
13. Luo, Y. H., and Durrani, A. J., "Equivalent Beam Model for Flat-Slab Buildings-Part1: Interior Connections," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 1, January-February 1995, pp.115~124.
14. Macgregor, J., G., "Reinforced concrete," 3th Ed., Prentice Hall, pp.160~164.
15. Moehle, J. P., Kreger, Michael E., and Leon, Roberto, "Background to Recommendations for Design of Reinforced Concrete Slab-Column Connections," *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 6, November-December 1988, pp.636~644.
16. 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.
17. Pan, Austin 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.
18. Robertson, I. N., and Durrani, A. J., "Seismic Response of Connections in Indeterminate Flat-Plate Subassemblies," *Structural Research at Rice, Report. No. 41*, Department of Civil Engineering, Rice University, Houston, July 1990, pp.266.
19. Zee, H. L., and Moehle, J. P., "Behavior of Interior and Exterior Flat Plate Connections Subjected to Inelastic Load Reversals," *Report No. UCB/EERC-84/07*, College of Engineering, University of California at Berkeley, Aug 1984, pp.130.

---

## 요 약

횡하중을 받는 플랫 플레이트 구조는 슬래브-기둥 접합부의 취성 전단파괴에 대하여 취약하며, 이러한 접합부의 취성적 파괴를 방지하기 위해 접합부의 강도 및 연성능력이 반드시 확보되어야 한다. 그러나 이전 연구에 의하면 현행 설계기준이 플레이트-기둥 접합부의 강도를 정확히 예측하지 못하는 것으로 밝혀졌다.

본 연구에서는 비선형 유한요소해석을 이용한 변수연구를 내부 접합부에 대해 실시하였으며 수치해석 결과에 근거하여 접합부에 대한 설계방법을 개발하였다. 접합부 주위의 위험단면에서는 중력하중과 횡하중에 의해 발생된 휨모멘트와 전단력이 공존하며, 이 휨모멘트와 전단력의 상호작용을 고려하여 최대 허용편심전단응력을 제안하였다. 제안된 강도모델은 현 설계기준에 비하여 접합부의 강도를 보다 정확히 산정할 수 있으며, 연속 슬래브에 대한 비선형 해석결과와 기존의 실험결과와의 비교를 통해 그 유효성을 검증하였다.

---

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

---