

# 플랫 플레이트 구조의 기동 · 슬래브 접합부 연성에 관한 연구

## Ductility of Column-Slab Joint in R/C Flat Plate System



김형기\*

Kim, Hyong-Kee



박복만\*\*

Park, Bok-Man

### ABSTRACT

The R/C flat plate system provides architectural flexibility, clear space, reduced building height, simple formwork, which consequently enhance constructibility. One of the serious problems in the flat plate system is brittle punching shear failure due to transfer of shear force and unbalanced moments in column-slab joint.

Recently, the flat plate system accompanied with shear walls to resist the lateral loads is applied to high-rise buildings. Although the flat plate system is not considered in design as part of the lateral load-resisting system, it is required that this system keeps the ductile behavior for the lateral displacement of the building. However, it is unclear whether the column-slab joint possesses ductility enough to survive the lateral deformation.

The objective of this paper is to investigate the major parameters that influence the ductility of R/C flat plate system by examining the existing experiments on column-slab joint. The effects of gravity load and shear reinforcement on the ductility of the flat plate system are presented.

Keywords: flat plate system, column-slab joint, ductility, lateral load, punching shear failure

\* 정회원, 삼성물산(주) 기술연구소 수석연구원

\*\* 정회원, 명지대학교 건축공학과 교수

· 본 논문에 대한 토의를 2000년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 2001년 2월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

## 1. 서 론

플랫 플레이트 구조는 보 없이 슬래브를 직접 기둥에 지지하는 2방향 슬래브 구조를 말한다. 이 구조의 이점은 보가 없으므로 건물의 층고를 저감할 수 있고 거푸집, 철근공사가 간편하며 설비시설의 배치가 용이하다. 또한 보나 설비배관에 의한 제약이 적으므로 평면계획의 자유도가 높고 슬래브가 두꺼워지므로 차음성과 내화성이 우수하여 건물의 설계, 설비, 시공 등의 면에서 대단히 유리한 공법의 하나이다.

그러나 플랫 플레이트 구조는 기둥·슬래브 접합부의 접합면적이 작기 때문에 지진력과 같은 수평하중이 작용할 때는 접합부에서 응력집중이 발생하여 취성적인 전단파괴가 발생하기 쉬운 약점을 가지고 있다.

최근 일본과 같이 지진력이 큰 지역에서도 플랫 플레이트 구조를 이용한 초고층 건물을 개발하기 위한 연구가 진행되고 있다<sup>(1)</sup>. 지진하중과 같은 수평하중이 큰 지역에서 플랫 플레이트 구조만으로 내진설계를 하는 것은 어렵지만 높은 내진성능을 가지고 있는 전단벽 혹은 라멘구조 등과 같은 내진요소를 병행함으로써 내진성능을 향상시키는 것이 충분히 가능하여 사용방법에 따라서는 통상의 공법보다 유리하다고 생각된다. 그러므로 플랫 플레이트 구조에서 대부분의 지진력을 전단벽과 같이 강성이 큰 부분에서 부담한다고 해도 플랫 플레이트 구조의 기둥·슬래브 접합부 부분도 건물전체의 수평변형에 추종할 수 있는 연성능력을 확보해야 한다. 이런 면을 고려할 때에 플랫 플레이트 구조를 보다 효과적으로 활용하기 위해서는 지진시의 구조적인 거동을 파악할 필요가 있다.

따라서 본 연구에서는 저자의 실험을 포함한 기존의 실험 데이터를 이용하여 플랫 플레이트 구조의 기둥·슬래브 접합부의 연성, 즉 연성비와 함께 수평변형에 미치는 연직하중의 영향과 접합부의 전단보강 효과를 중심으로 검토한다.

## 2. 연성비의 정의

본 연구에서 이용한 실험의 수평하중 가력방법

은 크게 Fig. 1에서 나타내고 있는 것처럼 수평하중을 기둥 상,하에서 가력하는 방법과 슬래브 좌,우에서 가력하는 방법으로 대별된다. 여기서 수평변형비(D)는 수평하중의 가력방법에 따라 각각 실험체의 기둥높이(h)에 대한 기둥의 상,하 가력점간의 상대변위량( $\delta_c$ )을 백분율로 나타내거나 실험체의 슬래브 스패น(L)에 대한 슬래브의 좌,우가력점간의 상대변위량( $\delta_s$ )을 백분율로 나타낸 것으로 다음 식으로 정의한다.

$$D = 100(\delta_c/h) = 100(\delta_s/L) \quad (1)$$

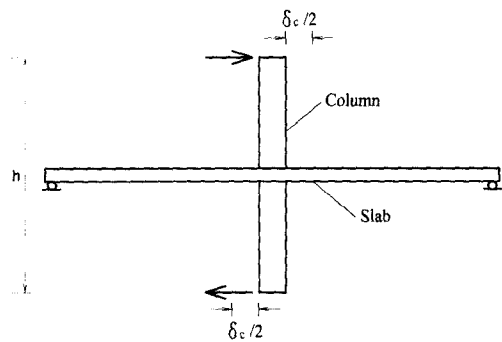


Fig. 1(a) Lateral loading pattern (Type I)

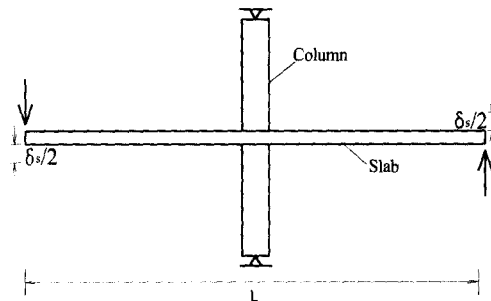


Fig. 1(b) Lateral loading pattern (Type II)

플랫 플레이트 구조에서 수평력이 증가함에 따라 슬래브 철근의 항복영역이 기둥근처의 슬래브에서 슬래브의 주간대쪽으로 확대하여 진행되기 때문에 수평하중과 수평변위의 관계에 있어서 명확한 항복점이 존재하지 않는다. 그래서 Fig. 2에 나타내고 있는 것처럼 Moehle<sup>(9)</sup>가 정의한 방

법에 의하여 항복시의 수평변형비  $D_y$ 를 정한다. 여기서  $D_y$ 는 수평하중과 수평변형비의 관계 곡선에서 원점과 최대내력의 2/3가 되는 점을 지나는 직선이 최대내력과 같아지는 수평변형비이다. 그리고 한계 수평변형비를 최대내력시의 변형비  $D_u$ 로 하여 연성비  $\mu$ 는 다음 식으로 정의한다<sup>(9)</sup>.

$$\mu = D_u/D_y \quad (2)$$

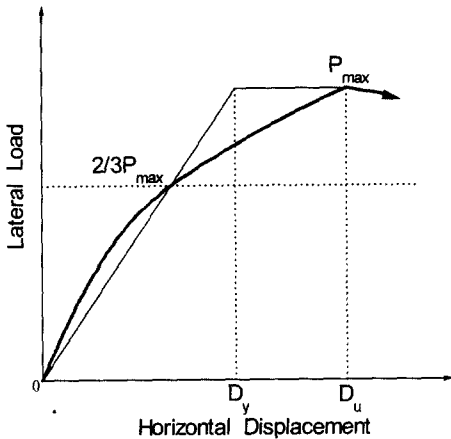


Fig. 2 Definition of displacement ductility<sup>(9)</sup>

### 3. 연직하중의 영향

Fig. 3에서 일본의 Kanoh<sup>(5,6)</sup>에 의해서 행해진 연직하중 크기 이외의 조건이 거의 동일한 3개의 플랫 플레이트 구조의 기둥·슬래브 접합부 실험체에 대한 수평하중과 수평변형의 관계를 나타내고 있다. Fig. 3의 (a)에서 나타낸 실험체는 연직하중 없이 수평하중만에 의한 것으로 수평부재 각  $1/27\text{rad}$ . 부근에서 최대하중에 도달한 후에 기둥·슬래브 접합부에서 뚫림 전단파괴가 일어났다. Fig. 3의 (b)에서 나타낸 실험체는 수평하중을 가하기 전에 가한 연직하중에 의한 슬래브 위험단면에서 발생하는 전단응력도가  $0.34\sqrt{f_c}$ . (여기서  $f_c$ 는 콘크리트 압축강도, 단위는  $\text{kgf/cm}^2$ ) 정도이고 수평부재 각  $1/50\text{rad}$ . 부근에서 기둥·슬래브 접합부에서 급격한 뚫림 전단파괴가 일어나면서 최대하중에 도달했다. 이 시점에서 슬

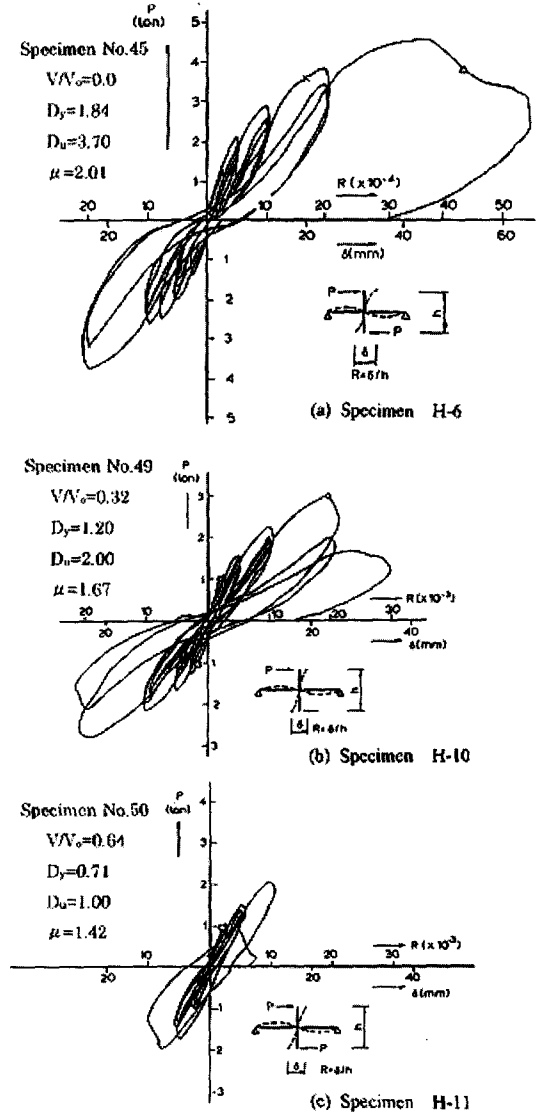


Fig. 3 Effect of gravity load on drift capacity<sup>(5,6)</sup>

래브의 상단근은 항복점까지 도달하지 않았고 하단근은 항복을 시작하는 단계였다. 또한, Fig. 3의 (c)에서 나타낸 실험체는 수평하중을 가하기 전에 가한 연직하중에 의한 슬래브 위험단면에서 발생하는 전단응력도가  $0.68\sqrt{f_c}$ . 정도인데 슬래브의 상하단근이 항복에 도달하지 않은 단계인 수평부재 각  $1/100\text{rad}$ . 부근에서 기둥·슬래브 접합부에서 뚫림 전단파괴가 일어났다. 이상의 3

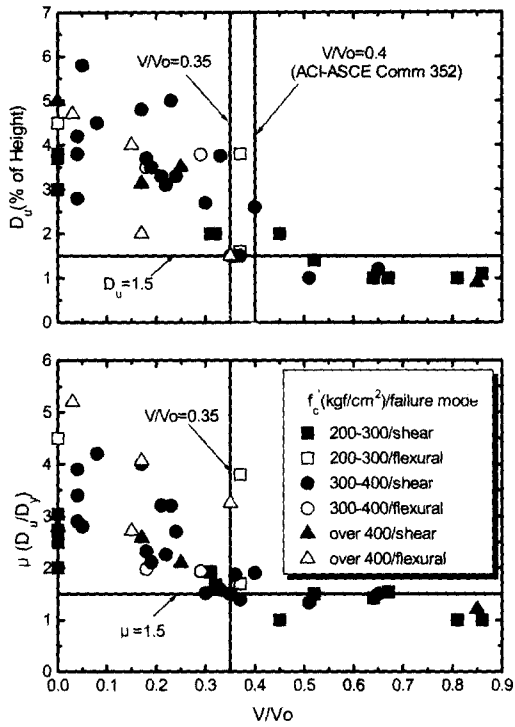


Fig. 4  $D_u$  versus  $V/V_o$ ,  $D_u/D_y$  versus  $V/V_o$ .

개의 실험체에서 수평하중을 가하기 전에 가해진 연직하중의 크기가 기둥·슬래브 접합부의 수평 변형능력에 미치는 영향이 크다는 것을 알 수 있다. 그래서 상기의 실험체를 포함한 기존 실험 데이터를 이용하여 플랫 플레이트 구조의 기둥·슬래브 접합부의 연성에 미치는 연직하중의 영향을 보다 정량적으로 파악하고자 한다.

검토한 실험데이터는 기둥주변의 슬래브에 전단보강이 없는 내주(Interior Column)·슬래브 접합부 실험체 44개<sup>(4-18)</sup>, 캔틸러버 슬래브가 한 쪽에 붙어있는 외주(Edge Column)·슬래브 접합부 실험체 2개<sup>(19)</sup>로 슬래브의 콘크리트 강도 200~731kgf/cm<sup>2</sup>, 슬래브 철근의 항복강도 2,964~5,374 kgf/cm<sup>2</sup>, 슬래브 위험단면(기둥면으로부터 슬래브 유효춤의 1/2 떨어진 위치)내의 인장철근비는 0.44~1.94%이다. Table 1은 플랫 플레이트 구조의 기둥·슬래브 접합부의 연성에 관하여 저자를 비롯한 12개의 연구그룹들에 의한 기존실험 결과를 정리하였다. Fig. 4에 콘크리트 강도, 파

괴형식으로 분류하여  $D_u$ 와  $V/V_o$ ,  $\mu$ 와  $V/V_o$ 의 관계를 나타내었다. 여기서 콘크리트 강도를 300kgf/cm<sup>2</sup>, 400kgf/cm<sup>2</sup>를 경계로 분류하였다. 또한  $V$ 는 실험체의 슬래브에 가한 연직하중의 실험 값이고  $V_o$ 는 기둥·슬래브 접합부의 종국전달 연직내력으로 국내 기준<sup>(2)</sup> 또는 일본건축학회 철근 콘크리트 규준<sup>(3)</sup>에 따라 다음 식으로 구한다.

$$V_o = 1.06\sqrt{f_c} \cdot A_c \quad (3)$$

여기서,

$f_c$  = 콘크리트 압축강도(kgf/cm<sup>2</sup>)

$A_c$  = 뚫림 전단파괴의 위험단면(cm<sup>2</sup>)

즉,  $A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$

$d$  = 슬래브의 유효춤(cm)

$c_1$  = 기둥의 춤(cm)

$c_2$  = 기둥의 폭(cm)

Fig. 4에서 슬래브에 가하는 연직하중의 증가에 따라 종국내력시의 수평변형비  $D_u$ , 연성비  $\mu$ 도 감소하고 있음을 알 수 있다. 그러나  $D_u$ 와  $V/V_o$ ,  $\mu$ 와  $V/V_o$ 의 관계에서 콘크리트 강도에 의한 영향은 명확하지 않게 나타났고 파괴형식에서는 뚫림 전단파괴가 발생한 실험체보다는 휨파괴가 발생한 실험체가 수평변형능력이 다소 높게 나타나는 경향을 보여준다.

한편, Sozen은 지진을 받는 플랫 플레이트 구조의 기둥·슬래브 접합부는 뚫림 전단파괴가 발생하지 않고 1.5% 이상의 수평변형능력을 확보해야 한다고 보고했고<sup>(20)</sup> Moehle는 기존의 실험 결과를 분석하여 1.5% 이상의 수평변형능력을 확보하기 위해서는  $V/V_o$ 를 0.4이하로 제한해야 한다고 보고하여<sup>(9)</sup> ACI-ASCE Committee 352에서 설계 권고 안으로 이 값이 채택되었다<sup>(21)</sup>. 그러나, Fig. 4의  $D_u$ 와  $V/V_o$ , 관계에서 1.5%이상의 수평변형능력을 확보하기 위해서는  $V/V_o=0.4$ 의 제한치는 항상 안전측에 있지 않다. 그런데  $V/V_o=0.35$  이하, 즉 연직하중에 의한 슬래브의 위험단면의 전단응력도를  $0.37\sqrt{f_c}$  이하로 제한하면 1.5%이상의 수평변형능력의 확보가 가능하고 연성비  $\mu$ 도 1.5이상이 기대된다.

Table 1 Data of experimental specimens and summary of test results

Resear- chers	Label <sup>1</sup>	$f_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\rho_w^{*2}$ (%)	$\rho_w^{*3}$ (%)	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$V/V_o$	$D_y(\%)$	$D_u(\%)$	$\mu$ ( $D_u/D_y$ )	Type of Shear Reinfor- cement <sup>4</sup>	Failure Mode <sup>5</sup>
Islam & Park <sup>(13)</sup>	2	326.0	1.06	0.53	3815.7	0.23	1.56	5.00	3.21	None	S
	3C	303.4	1.06	0.53	3224.3	0.24	1.22	3.33	2.73	None	S
	6CS	287.9	1.06	0.53	2963.8	0.24	1.71	4.44	2.60	STR	S
	7CS	303.4	1.06	0.53	3104.5	0.24	1.65	4.44	2.69	STR	S
	8CS	226.0	1.06	0.53	2992.0	0.27	1.28	4.44	3.47	STR	S
Pan & Moehle <sup>(9,10)</sup>	AP1	299.2	0.86	0.29	4942.1	0.37	0.94	1.60	1.70	None	F
	AP2	309.8	0.86	0.29	4942.1	0.36	0.80	1.50	1.88	None	S
	AP3	323.8	0.86	0.29	4942.1	0.18	1.60	3.70	2.31	None	S
	AP4	316.8	0.86	0.29	4942.1	0.19	1.66	3.50	2.11	None	S
	1	339.7	0.76	0.29	4815.4	0.35	1.00	1.50	1.50	None	S
	3	320.3	0.76	0.29	4815.4	0.22	1.37	3.10	2.26	None	S
	INT	380.2	0.80	0.60	4442.2	0.21	1.03	3.30	3.20	None	S
Wey & Durrani <sup>(15,16)</sup>	SCO	401.3	0.96	0.82	5359.6	0.25	1.67	3.50	2.10	None	S
	A	337.2	0.96	0.82	5111.0	0.18	1.77	3.50	1.98	None	F
	B	314.0	0.96	0.82	5357.4	0.37	1.08	1.50	1.39	None	S
	C	314.7	0.96	0.82	5374.4	0.51	0.75	1.00	1.33	None	S
Dilger & Cao <sup>(12)</sup>	CD1	412.5	1.50	1.50	4033.2	0.85	0.75	0.90	1.20	None	S
	CD5	318.6	1.50	1.50	4033.2	0.65	0.80	1.20	1.50	None	S
	CD8	275.7	1.50	1.50	4033.2	0.52	0.93	1.40	1.51	None	S
	CD3	363.5	1.50	1.50	4033.2	0.91	1.46	3.50	2.40	SSC	S
	CD4	350.2	1.50	1.50	4033.2	0.62	1.92	4.80	2.50	SSC	S
	CD6	320.6	1.50	1.50	4033.2	0.64	2.00	5.40	2.70	SSC	S
	CD7	292.0	1.50	1.50	4033.2	0.51	2.24	5.60	2.50	SSC	S
Hawkins <sup>(17)</sup>	S1	355.5	1.29	0.59	4688.6	0.33	2.37	3.75	1.58	None	S
	S2	239.4	0.90	0.49	4723.8	0.45	2.00	2.00	1.00	None	S
	S3	225.3	0.57	0.40	4646.4	0.45	2.00	2.00	1.00	None	S
	S4	330.2	1.29	0.59	4688.6	0.40	1.37	2.60	1.90	None	S
	SS1	281.6	1.29	0.59	4688.6	0.49	1.92	3.50	1.82	STR	S
	SS3	264.0	1.94	0.89	4646.4	0.48	2.56	4.10	1.60	STR	S
	SS4	281.6	1.94	0.89	4646.4	0.47	2.24	5.50	2.46	STR	S
	SS5	328.8	0.90	0.49	4723.8	0.42	2.99	4.90	1.64	STR	S
Ghali <sup>(11,12)</sup>	SM0.5	375.2	0.50	0.17	4857.6	0.29	1.95	3.78	1.94	None	F
	SM1.0	340.4	1.00	0.33	4857.6	0.30	1.78	2.70	1.52	None	S
Hanson <sup>(14)</sup>	B7	336.5	1.50	1.50	3618.6	0.04	1.12	3.80	3.39	None	S
	C8	335.1	1.50	1.50	4195.8	0.05	2.07	5.80	2.80	None	S
Symmond <sup>(12)</sup>	S6	236.5	1.81	0.91	4688.6	0.86	1.10	1.10	1.00	None	S
	S7	270.3	0.84	0.49	4723.8	0.81	1.00	1.00	1.00	None	S
Sozen <sup>(18)</sup>	S1	467.5	0.65	0.65	3294.7	0.03	0.90	4.70	5.22	None	F
	S2	358.3	0.98	0.98	3372.2	0.04	0.97	2.80	2.89	None	S
	S3	346.4	1.31	1.31	3421.4	0.04	1.08	4.20	3.89	None	S
	S4	356.2	0.98	0.98	3238.4	0.08	1.07	4.50	4.21	None	S
	S5	359.7	0.98	0.98	3470.7	0.17	1.20	4.80	4.00	None	S
Yoshizaki & Kanoh <sup>(5-8)</sup>	H-4	280.0	0.89	0.89	3580.0	0.00	1.25	3.90	3.12	SH	S
	H-5	233.0	0.89	0.89	3680.0	0.00	1.20	3.00	2.50	None	S
	H-6	233.0	1.78	1.78	3680.0	0.00	1.84	3.70	2.01	None	S
	H-7	258.0	0.89	0.89	3680.0	0.00	1.33	2.80	2.11	STR	S
	H-8	258.0	0.00	0.00	3680.0	0.00	1.10	3.00	2.73	None	S
	H-9	228.0	0.89	0.89	3480.0	0.31	1.04	2.00	1.92	None	S
	H-10	221.0	1.78	0.89	3480.0	0.32	1.20	2.00	1.67	None	S
	H-11	221.0	1.78	0.89	3480.0	0.64	0.71	1.00	1.41	None	S
	H-11'	200.0	1.78	0.89	3800.0	0.67	0.65	1.00	1.54	None	S
	H-12	240.0	0.89	0.89	3910.0	0.00	1.25	3.80	3.04	None	S
	H-13	240.0	0.44	0.44	3910.0	0.00	1.00	4.50	4.50	None	F
	H-14	240.0	0.44	0.44	3910.0	0.37	1.00	3.80	3.80	None	F

Table 1 (Continued)

Resear- chers	Label <sup>1</sup>	$f_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$p_{tu}$ <sup>2</sup> (%)	$p_{tb}$ <sup>3</sup> (%)	$f_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$V/V_o$	$D_v$ (%)	$D_u$ (%)	$\mu$ ( $D_u/D_v$ )	Type of Shear Reinfor- cement <sup>4</sup>	Failure Mode <sup>5</sup>
Nishida <sup>19)</sup>	No.3	542.0	1.11	1.11	3460.0	0.00	1.79	5.00	2.79	None	S
	No.7	713.0	1.11	1.11	3460.0	0.15	1.48	4.00	2.70	None	F
Author <sup>4)</sup>	01	731.0	0.59	0.59	3261.0	0.17	0.49	2.00	4.08	None	F
	02	731.0	0.59	0.59	3261.0	0.35	0.46	1.50	3.26	None	F
	03	731.0	1.11	1.11	3261.0	0.17	1.21	3.13	2.59	None	S

(Note) <sup>1</sup>: Specimen Designation

<sup>2</sup>: Top Steel Ratio within Critical Section of Slab

<sup>3</sup>: Bottom Steel Ratio within Critical Section of Slab

<sup>4</sup>: None=No Shear Reinforcement, STR=Stirrups, SSC=Stud Shear Connector, SH=Shear Head

<sup>5</sup>: S=Punching Shear Failure, F=Flexural Failure by Yield Line of Slab in Full Width

#### 4. 전단보강 효과

Fig. 5는 기둥주변의 슬래브에 전단보강을 한 실험체 13개<sup>(5,12,13,17)</sup>를 포함하여 앞에서 기술한 전단보강이 없는 실험체와 함께  $D_u$ 와  $V/V_o$ ,  $\mu$ 와  $V/V_o$ 의 관계를 나타낸다. 전단보강 방법으로는 기둥주변의 슬래브에 대한 녹근, 시어 헤드

(Shear Head), 스티드 시어 코넥터(Stud Shear Connector)등을 설치하는 방법이다. 여기서 전단보강이 없는 실험체는  $V/V_o$ 가 0.35이상의 경우에는 1.5% 이상의 수평변형능력의 확보가 항상 가능하지 않지만 전단보강을 한 실험체는 연직하중  $V$ 의 크기에 관계없이 1.5%이상의 수평변형능력의 확보가 가능하다. 또한 연성비  $\mu$ 도 연직하중  $V$ 의 크기에 관계없이 1.5이상 이 기대된다.

상기의 결과로부터 기둥주변의 슬래브에 적절한 전단보강이 되어 있으면 기둥주변의 슬래브 위험단면을 확대하게 되어 슬래브 위험단면에서의 전단응력 집중을 완화시키고 또한 전단보강에 의해서 연직하중으로 발생하는 슬래브 위험단면의 전단응력 일부를 부담할 뿐만 아니라 슬래브 위험 단면에서 주근의 항복영역이 넓어져서 슬래브에서 응력의 재분배가 보다 효과적으로 가능하여 큰 연성능력을 갖게 된다고 판단된다.

#### 5. 결론

플랫 플레이트 구조의 기둥·슬래브 접합부의 연성에 대해서 저자의 실험을 포함한 기존의 실험 데이터를 중심으로 검토하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 슬래브에 가하는 연직하중의 증가에 따라 수평변형능력은 감소하는 경향을 나타낸다.
- 2) 슬래브에 가하는 연직하중과 종국연직내력의 비( $V/V_o$ )를 0.35이하, 즉 연직하중에

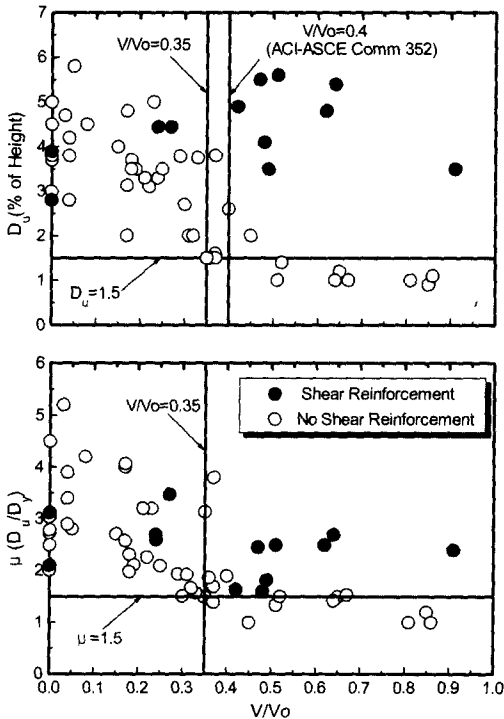


Fig. 5 Effect of shear reinforcement on connection drift capacity

의한 슬래브 위험단면의 전단응력도를  $0.37\sqrt{f_c}$  이하로 제한하면 1.5% 이상의 수평변형능력의 확보가 가능하고 연성비도 1.5 이상이 기대된다.

- 3) 기둥 주변의 슬래브 전단보강은 수평변형능력과 연성비의 확보에 유효하다.

### 참고문헌

1. (社)建築研究振興協會, "New RC 共同研究 4 超高層フラットスラブ建築物の開発報告書," 平成5年3月
2. 한국콘크리트학회·대한건축학회, "콘크리트구조설계기준," 1999년 6월
3. 日本建築學會, "鐵筋コンクリート構造計算規準·同解説," 1991년 4월
4. 金亨基, 隈澤文俊, 中埜良昭, 岡田恒男, "高強度コンクリートをを用いたフラット構造の柱-スラブ接合部の耐震實驗(1.2)," 日本建築學會大會講演梗概集(東海), 1994년 9월, pp.589-592.
5. 狩野芳一, 吉崎征二, "フラット構造の柱-スラブ接合部に關する研究(その1水平荷重を受ける接合部の實驗)," 日本建築學會論文報告集第288號, 1980년 2월, pp.39-47.
6. 狩野芳一, 吉崎征二, "フラット構造の柱-スラブ接合部に關する研究(その2鉛直荷重と水平荷重を受ける接合部の實驗)," 日本建築學會論文報告集 第292號, 1980년 6월, pp.31-39.
7. 狩野芳一, 吉崎征二, "フラット構造の柱-スラブ接合部に關する研究(その3接合部のねじり實驗)," 日本建築學會論文報告集 第300號, 1981년 2월, pp.41-48.
8. 狩野芳一, 吉崎征二, "フラット構造の柱-スラブ接合部に關する研究(その4終局せん断強度算定法と確証實驗)," 日本建築學會論文報告集 第309號, 1981년 11월, pp.29-40.
9. Austin Pan and Jack P.Moehle, "Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates," ACI Structural Journal, Vol.86, No.3, May-June, 1989, pp. 250-258.
10. Austin Pan and Jack P.Moehle, "An Experimental Study of Slab-Column Connection," ACI Structural Journal, Nov.-Dec. 1992, pp. 626-638.
11. Glali. A, Elmasri. M. Z and Dilger. W, "Punching of Flat Plate under Static and Dynamic Horizontal Forces," ACI Structural Journal, Vol.73, No.10, Oct. 1976, pp. 566-572.
12. Megally. S and Glali. A, "Design Considerations for Slab-Column Connection in Seismic Zone," ACI Structural Journal, May-June, 1994, pp. 303-314.
13. Shafiqul Islam and Robert Park, "Tests on Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure," Proceedings, ASCE, Vol.102, ST3, Mar.1976, pp. 549-568.
14. Norman W. Hanson and John M. Hanson, "Shear and Moment Transfer between Concrete Slabs and Columns," Journal, PCA Research and Development Laboratories, V.10, No.1, Jan.1968, pp. 2-16.
15. Ian N. Robertson and Ahmad J. Durrani, "Gravity Load Effect on Seismic Behavior of Interior Slab-Column Connections," ACI Structural Journal, Jan-Feb. 1992, pp.37-45.
16. Eric H. Wey and Ahmad J. Durrani, "Seismic Response of Interior Slab-Column Connections with Shear Capitals," ACI Structural Journal, Nov-Dec. 1992, pp.682-691.
17. Hawkins, N. M., Hanna, S. N. and Mitchel, D., "The Effects of Shear Reinforcement on the Reversed Cyclic Loading behavior of Flat Plate Structures," Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 2, 1975, pp.572-582.
18. Denby G. Morrison, Ikuo Hirasawa and Mete A. Sozen, "Lateral Load Tests of R/C Slab-Column Connections," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, No.11, Nov. 1983, pp.2689-2714.
19. 西田哲也, 吉崎征二, 狩野芳一 "高強度コンクリートフラット構造の開発(1.2)," 日本建築學會大會講演梗概集(關東), 1993년 9월, pp.887-890.
20. Mete A. Sozen, "Review of Earthquake Response of Reinforced Concrete Building with a View to Drift Control," State of the Art in Earthquake Engineering, 7th world Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, pp.119-174.
21. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures," ACI Structural Journal, Nov.-Dec.1988.

## 요 약

플랫 플레이트 구조는 건축계획의 자유도가 높고 건물의 층고를 절감할 수 있으며 거푸집 작업이 간편하여 시공이 대단히 유리한 공법의 하나이다. 한편 플랫 플레이트 구조는 기둥·슬래브 접합부에서 전단력과 불균형 모멘트로 인해 취성적인 뚫림 전단파괴가 발생할 수 있다는 구조적인 약점도 있다.

최근에 고층건물에서도 전단벽 등과 같은 내진요소를 병행함으로써 구조적인 약점을 보완한 플랫 플레이트 구조를 적용하는 사례가 증가하고 있다. 비록 플랫 플레이트 구조를 횡력저항 시스템의 일부로 설계에서 고려하지 않지만 플랫 플레이트 구조의 기둥·슬래브 접합부 부분도 건물전체의 수평변형에 추종할 수 있는 연성능력을 확보해야 한다. 그러나 현재 플랫 플레이트 구조의 기둥·슬래브 접합부가 수평 변형에 대한 충분한 연성능력을 확보하고 있는지에 관한 평가는 아직 부족한 실정이다.

이에 본 연구에서는 플랫 플레이트 구조의 기둥·슬래브 접합부에 대한 기존의 실험 결과를 이용하여 기둥·슬래브 접합부의 연성능력에 미치는 여러 변수를 비교, 분석한 후에 연직하중의 영향과 접합부의 전단 보강 효과에 대해서 평가하였다.

(접수일자 : 2000. 6. 17)