

# 論文 偏心接合を有する RC 造腰壁・垂れ壁付柱の耐震性能に関する実験的研究

澤口 祐樹<sup>\*1</sup>・瀧澤 正明<sup>\*1</sup>・小室 達也<sup>\*2</sup>・広沢 雅也<sup>\*3</sup>

要旨：柱に偏心した腰壁・垂れ壁が両側に付いた試験体 6 体に対して，柱の帯筋間隔，柱際の部分スリットの有無及び深さを変動因子として，大変形に至るまでの一定軸力下での繰り返し水平加力実験を行った。本論文では，影響因子別の破壊モードや耐力低下率，軸力保持性能などについて実験結果を中心に記す。また，終局強度に関して既往の評価式による比較を行った。その結果，部分スリットにより変形性能が改善できること等が分かった。

キーワード：腰壁・垂れ壁付柱，偏心接合，帯筋間隔，部分スリット，大変形

## 1. はじめに

一般的な RC 造建物のうち学校校舎や集合住宅のほとんどには，高さ／幅比が 2 程度以下の短柱で，柱と壁が偏心して接合をする二次壁付の短柱がある。二次壁付短柱は，破壊モードはせん断で極脆性的な挙動を示す部材（極短柱）と判別され，建物の耐震性能を低くする原因となっている。また，脆性挙動を避けるために，壁に構造スリットを設けている場合も多い。構造スリットは完全スリットではなく，部分スリットとすることが少なくない。しかし，偏心二次壁付短柱や部分スリットを設けた実験例が少ない。

そこで本研究では柱の帯筋間隔，柱際の部分スリットの有無及び深さを変動因子として偏心二次壁付短柱の水平載荷実験を行い影響因子別の破壊モードや耐力低下率，軸力保持性能などについて検討した。

周架構にある両側腰壁・垂れ壁付柱を想定し，大きさは実大の約 1/2.5 とした。試験体数は全 6 体(No.1～6)で厚さ 50mm，長さ 480mm の腰壁，垂れ壁が 240mm 角の柱の両側に偏心して取り付けられている。

共通因子として，柱断面  $b_c \times D_c=240\text{mm} \times 240\text{mm}$  ( $b_c$ : 柱幅,  $D_c$ : 柱せい), 主筋  $a_g=713\text{mm}^2$  (10-D10), 引張鉄筋  $a_f=285\text{mm}^2$  (4-D10), 縦横壁筋  $a_s=12.6\text{mm}^2$  (4 @100 シングル), 壁厚さ  $t_w=50\text{mm}$ , 腰壁・垂れ壁付柱の全長  $L_w'=1200\text{mm}$  である。柱及び腰壁・垂れ壁の配筋は，柱のせん断補強筋以外は共通である。

変動因子は 帯筋比  $p_w$  (帯筋間隔  $x$  の相違) は 期 ('70 年以前) を想定した  $p_w=0.10\%$  ( $x=100\text{mm}$ ), 期 ('71 年～'80 年) を想定した  $p_w=0.26\%$  ( $x=40\text{mm}$ ) の 2 種類, スリットの有無および, スリット深さ ( $t_d=25\text{mm}, 37.5\text{mm}$ ) を

表 - 1 試験体一覧

No.	試験体名	変動因子	
		帯筋間隔 ( $p_w$ : %)	スリット有無とスリット深さ
1	01C10EW -	100mm (0.1%)	無
2	02C10EW1/2		有(1/2、25mm)
3	03C10EW3/4		有(3/4、37.5mm)
4	04C04EW -	40mm (0.26%)	無
5	05C04EW1/2		有(1/2、25mm)
6	06C04EW3/4		有(3/4、37.5mm)

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

表-1 に試験体一覧，図-1 に試験体詳細図を示す。また，鉄筋とコンクリートの材料特性を表-2 に示す。試験体は RC 造学校校舎の 1 階外

\*1 工学院大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

\*2 工学院大学大学院生 工学研究科建築学専攻 修士(工学) (正会員)

\*3 工学院大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

表 - 2 材料特性

コンクリート	圧縮強度 $f_c$ ( $N/mm^2$ )		ヤング係数 $E_c$ ( $N/mm^2$ )	
	F c21	26.8		$2.56 \times 10^4$
鉄筋	降伏点強度 $f_y$ ( $N/mm^2$ )	引張強度 $f_t$ ( $N/mm^2$ )	降伏歪み $\epsilon_y$ (%)	
	D10	383.1	534.1	0.2
4	285.0	331.1	0.1	

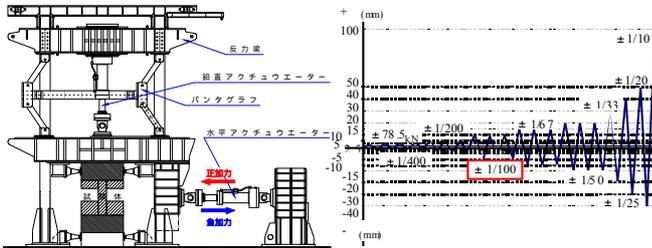


図 - 2 加力装置と荷重履歴

2 種類とした。

### 2.2 加力方法

加力装置は上下スタブが拘束状態でパンダグラフにより水平方向の平行移動を保持する蛇腹式柱実験装置(建研式柱加力装置)を用い、加力フレーム側にローラー、試験側にピンを有する鉛直アクチュエーターにより 169.5kN(柱断面に対する軸方向応力度:  $\sigma_0=2.94N/mm^2$ )の一定の鉛直荷重を加えた状態で、水平アクチュエーターで正負交番繰返し载荷を行った。上下スタブの相対水平変位を柱高さで除した値を部材角  $R$  とした。荷重履歴は図-2のように、終局強度の約70%(約 78.5kN)を目安に正負方向に加力を行い、それ以降は変位制御に切り替え、 $R= \pm 1/400(2.5mm) \sim 1/10(100mm)$ まで加力を行った。最終的には柱が鉛直方向に 30mm 以上潰れるまで水平加力を続け、その段階で加力が自動停止するようにした。

## 3. 実験結果と考察

### 3.1 崩壊経過

図-3に各試験体のせん断力( $Q$ ) - 層間変形角( $R$ )の関係と水平加力終了後軸方向力を除荷した最終破壊状況のひび割れ図を示す。ひび割れ図は上図が北側(偏心側)、下図が南側(非偏心側)から観測したものである。

#### 1) 試験体 No.1

(帯筋間隔 100mm ( $p_w=0.10\%$ ), スリット無し)

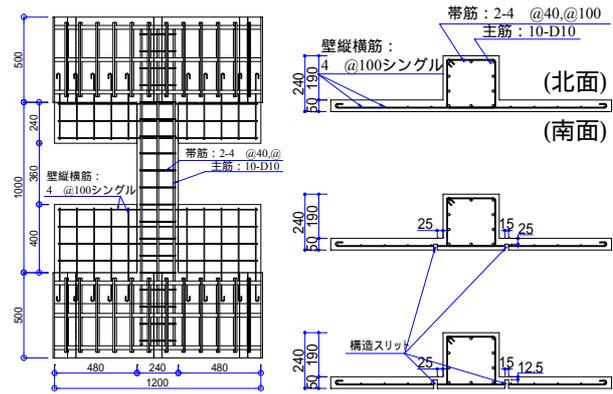


図 - 1 試験体詳細図

柱頭柱脚で曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れの順に発生し、水平加力が 120.9kN ( $R=3.9/1000$ )で部材中央部にせん断ひび割れが発生し、最大耐力に達した。せん断ひび割れの発生と同時に柱帯筋が降伏し、急激にせん断耐力が低下し、脆性破壊となった。しかし、この時点では崩壊までは至らず、その後、せん断ひび割れ部分の変形及び損傷が集中し、急激に鉛直変位が縮み方向に増加したのと同時に  $R=1/100$  で崩壊に至った。柱中央部及び腰壁・垂れ壁際の主筋が座屈、柱帯筋の破断が見られ、この時のせん断力は 0.5kN であった。

#### 2) 試験体 No.2, No.3

(帯筋間隔 100mm ( $p_w=0.10\%$ ), スリット有り)

初期段階でスリット部分の斜めひび割れ、柱頭柱脚の曲げひび割れが順に発生し、スリット部分が著しく破壊し、それぞれ  $Q=106.6kN(R=1/200)$ ,  $Q=85.2kN(R=1/100)$ で最大耐力に達した。その後、柱頭柱脚の主筋が降伏、曲げひび割れの拡張が顕著となり、柱頭部でせん断ひび割れが発生し、この柱頭部せん断ひび割れ付近の変形及び損傷が進みそれぞれ  $R=1/50$ ,  $1.5/100$  で崩壊に至った。スリットの深さによる破壊経過の違いは見られなかったが、スリットが完全に切断された後最終変形近くの大変形時には柱と壁が接触していた。スリット幅と腰壁高さの比は  $1/27$ , スリット幅と垂れ壁高さの比は  $1/16$  であるが、それ以前の部材角で接触が起きていた。これは柱がせん断破壊により局部的に変形したためだと思われる。2 体共にスリット

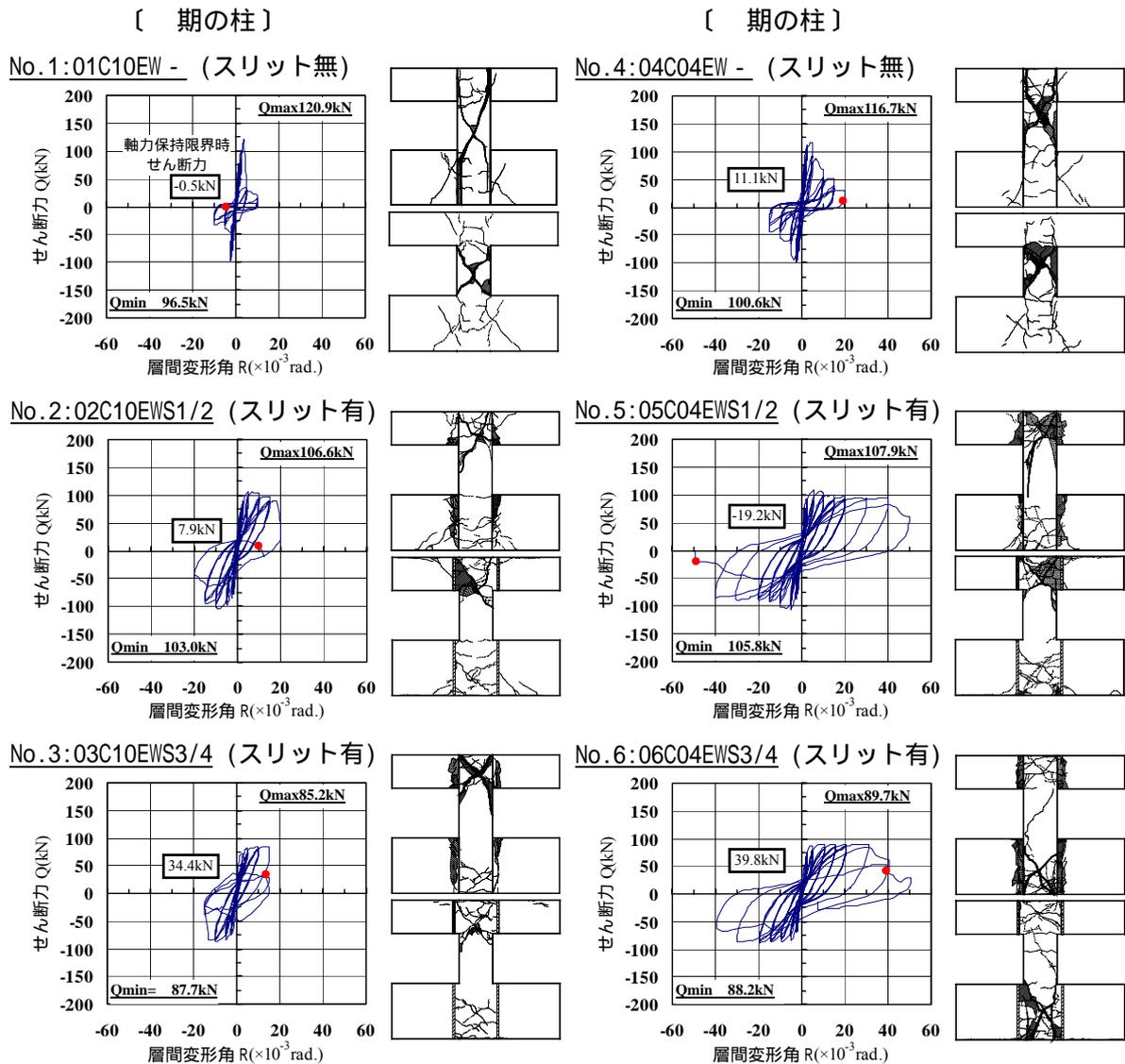


図 - 3 Q - R 曲線及び最終ひび割れ図

を設けることで長柱としての挙動となり，短柱によるせん断破壊が回避され，曲げ降伏後のせん断破壊となった。No.1 と比べると，変形性能が改善され靱性に富む挙動を示した。

### 3) 試験体 No.4

(帯筋間隔 40mm ( $p_w=0.26\%$ ), スリット無し)

柱端部に曲げひび割れ，壁にせん断ひび割れと順に発生した。水平加力 116.7kN ( $R=4.4/1000$ ) の時に柱中央部にせん断ひび割れが発生し，せん断破壊となり耐力低下が起きた。しかし， $p_w=0.10\%$  の試験体と比べると耐力低下は緩やかであった。その後，せん断ひび割れの部分に変形及び損傷が集中したが， $p_w=0.10\%$  とは違い徐々に鉛直変位が増加し  $R=1/50$  で崩壊に至った。

柱中央部及び腰壁・垂れ壁際の主筋が座屈，柱帯筋の破断が見られ，この時のせん断力は 11.1kN であった。耐力低下や鉛直変位が緩やかであったのは，帯筋によるコンクリートと主筋座屈の拘束効果の影響が強いと思われる。

### 4) 試験体 No.5, No.6

(帯筋間隔 40mm ( $p_w=0.26\%$ ), スリット有り)

スリットを設けることにより， $p_w=0.10\%$  のときと同様にスリット部分のひび割れが早期に起こり，柱と壁が分離し，靱性能の高い挙動となった。スリット部分のひび割れが進行し，柱頭柱脚部で曲げひび割れと曲げせん断ひび割れが発生し，柱頭柱脚の主筋が降伏，それぞれ  $Q=107.9\text{kN}$  ( $R=5.4/1000$ ),  $Q=89.7\text{kN}$  ( $R=8.2/1000$ ) で

最大耐力に達した。その後、曲げせん断ひび割れ部分に変形及び損傷が集中したが、鉛直変位は徐々に増加し、それぞれ  $R=50/1000$  ,  $R=40.7/1000$  で崩壊に至った。帯筋が密にあるため、 $p_w=0.10\%$  のときよりもさらに鉛直変位の増加は緩やかであった。

### 3.2 最大耐力と耐力低下変形性能

図-4に、正加力時の各サイクル最大せん断力 ( $Q_i$ ) を最大耐力 ( $Q_{max}$ ) で除した値と層間変形角との関係を示す。これらの図-3と図-4の各試験体の包絡線の比較から以下の事項が明らかになった。

1) スリットを設けることにより最大耐力はかなり低下し、No.1 に対し No.2,3 では約 12%、約 30% 耐力が低下し、No.4 に対し No.5,6 では約 8%、約 23% 耐力が低下した。スリット深さが深いほうがスリットによる耐力低下がやや大きい傾向にある。

また、スリットが無い場合には、 $R=1/200 \sim 1/100$  で最大耐力となり  $p_w=0.10\%$  で最大耐力以降 ( $R=1/100$ ) の耐力低下が大きく、最大耐力の約 20% 前後程度に耐力が低下し、 $p_w=0.26\%$  でも  $R=1/67$  で最大耐力の約 40% 以下に耐力低下している。これは短柱によるせん断破壊が起きたためによる。一方、スリットが有る場合にはその傾向が小さく、 $R=1/200 \sim 1/100$  で最大耐力に達した直後の  $R=1/67$  では最大耐力の約 80% 以上の耐力を保持している。これはスリット部分が切断されたことで柱が長柱となり柱頭、柱脚が曲げ降伏したためだと思われる。

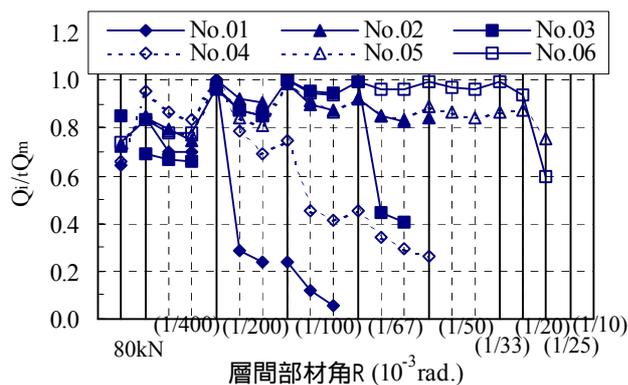


図-4 耐力低下率

2)  $p_w=0.26\%$  に対し  $p_w=0.10\%$  では最大耐力が 0.97 ~ 1.05 倍となっていて、最大耐力に対しては柱の帯筋比の違いによる影響は小さい。また、帯筋比の違いによる耐力低下率への影響は大きく、帯筋間隔 100mm ( $p_w=0.10\%$ ) の No.1 では  $R=1/100$  で最大耐力の約 20% 以下まで耐力低下している。一方、帯筋間隔 40mm ( $p_w=0.26\%$ ) の No.4 は  $R=1/50$  まで最大耐力の約 30% 前後を維持していた。

### 3.3 軸力保持能力

図-5には、最大耐力時及び軸力支持限界時層間部材角とせん断力の関係を示す。また、図-6に  $p_w=0.10\%$  の 期柱と  $p_w=0.26\%$  の 期柱と分けて、構造スリットの有無別に水平変位 ( $\delta_h$ ) - 鉛直変位 ( $\delta_v$ ) 関係を示す。図中の  $R_m$  は軸力支持限界を示す。なお、最大耐力時層間部材角は水平荷重が最大に達した時点の部材角で  $R_m$  とし、軸力支持限界時層間部材角は柱の崩壊が生じた時点以前に経験した最大部材角で  $R_u$  と定義した。一定軸力下での繰返し水平加力を行う中で水平耐力が顕著に低下しても変形を漸増し、鉛直方向の柱の崩壊を目視あるいは試験機の制御装置により鉛直変位 30mm 以上に達した時点で水平加力を終了した。 $R_u$  に関し、以下の結果を得た。

- 1)  $R_u$  は  $R_m$  に対し 2 ~ 10 倍であり、 $R=1/100 \sim 5/100$  となった。
- 2) 期の柱の  $R_u$  は 期の柱の  $R_u$  に対し、概ね

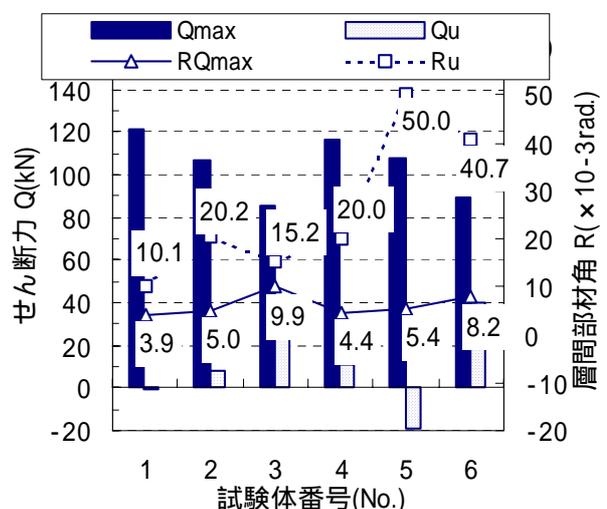


図-5 最大耐力時及び軸力支持限界時層間部材角 ( $R_{Qmax}$ ,  $R_u$ ) とせん断力 ( $Q_{max}$ ,  $Q_u$ ) 関係

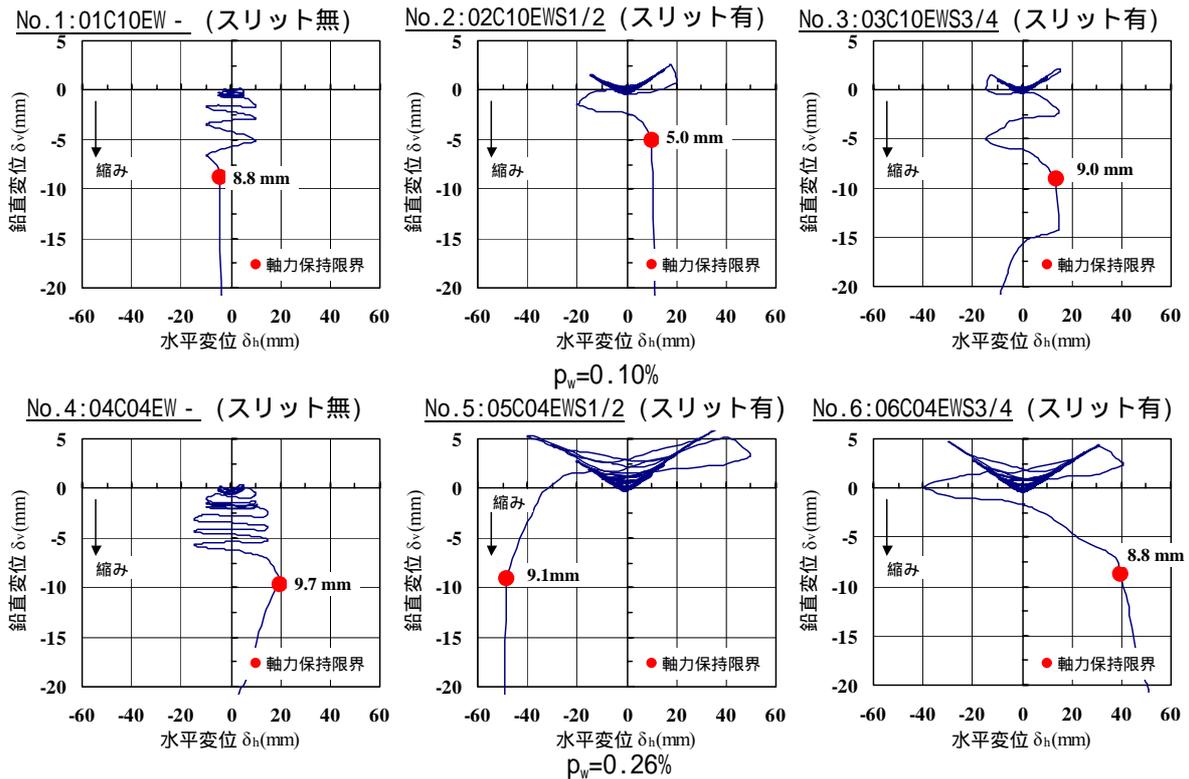


図 - 6 水平変位(  $\delta_h$  ) - 鉛直変位(  $\delta_v$  )関係

- 2倍以上の値となった。
- 3) 構造スリットのある柱の  $R_u$  はない柱の2倍程度となった。
  - 4) 構造スリットの深さは  $R_u$  に対して影響は少なかった。
  - 5) 軸力支持限界時のせん断力は、スリットが設置している場合には若干大きくなるが概ね零に近い値となる。言い換えれば軸力比0.1前後程度とやや小さい値であれば水平耐力が零付近まで軸力を保持できる。
  - 6) 柱の軸方向崩壊は新たに経験する大きな変形下で生じることが多いが、中には既に経験ずみの変形下での繰り返し加力中に生じる場合もみられた。

### 3.4 計算値との比較検討

表-3に終局強度の実験結果と実験値と計算値の比較を記す。終局強度は実験による最大強度として定義している。スリットが無い試験体では最大耐力時には柱主筋の降伏が起こらず、せん断破壊が先行している。スリットが有る試験体では腰壁・垂れ壁の破壊後に柱頭あるいは柱脚で主筋の降伏が見られ、曲げ降伏が耐力決

定要因となっている。以上より、終局強度の計算値と実験値を比較する場合には、スリットが無い場合にはせん断終局強度を、スリットがある場合には曲げ終局強度を終局強度とした。腰壁・垂れ壁付柱の曲げ強度やせん断強度は、柱の有効な内法高さ  $h_{0e}$  の設定により評価できると思われるため、 $h_{0e}$  の種々の値を考えた。  $R_u$  は部分スリットがある場合の既往の評価式である。部分スリット有りの試験体のみ計算している。  $R_u$  は柱の内法高さ  $h_0$  に腰壁・垂れ壁端からそれぞれ柱せいの  $1/3$  の長さを加えた長さを  $h_{0e}$  とした。  $R_u$  は壁に対する部分スリットの深さ  $1/2, 3/4$  を腰壁・垂れ壁の高さに対する有効内法高さの比として適用させたものである。

スリット無し試験体では、実験値と計算値の比は  $R_u$  では、0.57, 0.63 となり、実験値と大きく異なっている。  $R_u$  では計算値と概ね一致しているが、剛域を考えると妥当とは言えず偏心の影響等があると思われる。

スリット有り試験体では、実験値と計算値の比は  $R_u$  では 0.56~0.63 となり、大きく異なっている。  $R_u$  では、0.78~0.82 となり、約

20%以内となっていて、略算的な方法だが非常に有効である。では、概ね一致している。部分スリットを設ける事で、長柱となり、完全スリットに近い補強効果が望めるといえる。

#### 4. まとめ

柱の帯筋間隔，柱際の部分スリットの有無及び深さを変動因子として偏心腰壁，垂れ壁付短柱の水平載荷実験を行い以下のことが明らかとなった。

- 1) 偏心腰壁・垂れ壁付短柱は短柱となり脆性的なせん断破壊になり，特に帯筋比が小さい場合には急激な耐力低下をした。スリットが有る場合には部分スリットの破壊が先行し，柱頭柱脚のせん断破壊となり，変形性能が改善された。
- 2) 構造スリットを設けることで，水平力に対する靱性が改善されるのに加え，鉛直支持能力も大幅に改善された。
- 3) スリット深さによる影響は少なかった。しかし，帯筋比 0.1%と 0.26%ではスリット効果にも顕著な違いが見られた。

- 4) 既往の評価式で実験値との比較をした結果，スリット無し試験体では偏心の影響等が大きく妥当な値は得られなかった。スリット有り試験体では柱の有効な内法高さ  $h_{0e}$  の設定により概ね正しく評価できると思われる。
- 5) 構造スリットを設けると，最大耐力は低下するものの独立柱となる。今回の実験程度の壁厚の 1/2 以上の深さの切り込みを設けると部分スリットは，完全スリットに近い補強効果が望めるといえる。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，pp81，1991.9
- 2) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)，pp397，1990.10
- 3) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計，pp408～409，2003.8
- 4) (社)建築研究振興協会，構造調査コンサルティング協会：既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル 2003 年版，

#### 謝辞

本研究は学術フロンティア研究の一環として、東京都立大学芳村研究室との共同研究として実施したものである。実験では、終始、芳村研究室の中村孝也助手のご協力を得、また広沢研究室の皆にご協力をいただいた。ここに関係者各位に厚く御礼申し上げます。

表 - 3 実験結果 (終局強度計算値)

スリット無		せん断終局強度 <sup>1</sup> $cQ_{su}$ (kN)													
試験体名	内法高さ	36.0		48.7 <sup>3</sup>		52.0 <sup>4</sup>		65.0 <sup>3</sup>		68.0 <sup>5</sup>		84.0 <sup>5</sup>		100.0	
	実	計	実/計	計	実/計	計	実/計	計	実/計	計	実/計	計	実/計	計	実/計
No.01	120.90	192.83	0.63	155.41	0.78	148.39	0.81	127.27	0.95	123.39	0.98	107.37	1.13	96.22	1.26
No.04	116.73	204.91	0.57	167.50	0.70	160.48	0.73	139.65	0.84	135.48	0.86	119.45	0.98	108.30	1.08
スリット有		曲げ終局強度 <sup>2</sup> $cQ_{mu}$ (kN)													
No.02	106.58	256.17	0.42	189.39	0.56	177.35	0.60	141.97	0.60	135.62	0.79	109.79	0.78	92.22	1.16
No.03	85.16		0.33	189.39	0.57		0.48		0.60	109.79	0.78		0.92		
No.05	107.91		0.42				0.61		135.62	0.80	1.17				
No.06	89.66		0.35				0.51		141.97	0.63	109.79		0.82		0.97

注) 実：実験値 (正加力時)，実/計：実験値 ÷ 計算値 (計算値と式中の記号詳細はそれぞれの文献参照)

1 文献 1)により、せん断終局強度( $cQ_{su}$ )： $cQ_{su} = \left\{ \frac{0.12k_u \cdot k_p (180 + \sigma_B)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j + 0.1N$

2 文献 2)により、曲げ終局強度( $cQ_{mu}$ )： $cM_u = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g \cdot D_c + 0.5 \cdot N \cdot D_c \left[ 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot \sigma_B} \right] \longrightarrow cQ_{mu} = \frac{2 \times M_u}{h_{0e}}$

3 文献 3)により、 $h_{0e} = h_0 + x$   $x = -(L - h_s) + \sqrt{(L - h_s)^2 + j/a}$

4 文献 4)により、腰壁，垂れ壁端から柱せいの 1/3 の長さ  $h_0$  に加えて、 $h_{0e} = h_0 + 2 \times D_c/3$  とする。

5 壁に対する部分スリットの深さを腰壁・垂れ壁の高さに対する有効内法高さの比として読み替えて、部分スリットの切り込む深さ  $t_d = 1/2t_w$  のとき、 $h_{0e} = h_0 + h_{sw}/2 + h_{hw}/2$  とする。

$t_d = 3/4t_w$  のとき、 $h_{0e} = h_0 + 3h_{sw}/4 + 3h_{hw}/4$  とする。

( $h_{sw}$ ：腰壁 (spandrel wall) の高さ、 $h_{hw}$ ：垂れ壁 (hanging wall) の高さ)