論文 大変形下における RC 造腰壁・垂れ壁付柱の耐震性能に関する実験的 研究

瀧澤 正明^{*1}・澤口 祐樹^{*1}・小室 達也^{*2}・広沢 雅也^{*3}

要旨:柱の両側に腰壁・垂れ壁が偏心なく接続している試験体4体に対して,柱帯筋比,柱 際の部分スリットの有無を変動因子し,一定軸力下での繰返し水平加力実験を行った。本論 文では,影響因子別の破壊性状,耐力,軸力保持性能等について実験結果を記す。その結果, スリットにより耐力は低下するものの変形能の改善が見られ,帯筋量が大きいとその効果が 大きいことが分かった。また,偏心接合の有無の影響,既往の評価式による比較検討した。 キーワード:腰壁・垂れ壁付柱,軸力支持能力,帯筋比,部分スリット,大変形

1. はじめに

過去の地震被害の報告により,二次壁の影響 が指摘されて以来,数多くの研究が報告されて いるが,耐震診断においても二次壁部材を詳細 に評価しているものが極めて少なく,予想外な 被害をもたらす例が見られる。二次壁付部材を 適切に評価できれば,震害を減らすと共に既存 建物の耐震性能を少しでも合理的に判断するこ とができると思われる。本報告では,一般的な 学校校舎で見られる(高さ/長さ)比が小さい腰 壁・垂れ壁付柱の帯筋比の違い,部分スリット の有無及び柱心壁心の偏心接合の有無について 大変形に至るまでの挙動を明らかにし,耐力や 変形性能を分析する。以上のことは既存建物の 耐震診断方法及び部分スリットによる脆性挙動 の改善効果に対し,有用な知見であり,その活 用を図っている。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体一覧を表-1 に,試験体形状と配筋例を 図-1 に示す。試験体は RC 造学校校舎の1 階外 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 として計画した。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。変動因子として 帯筋比 pw, 部分スリットの有無で, 帯筋比(帯筋間隔 x の 相 違)は 期('70 年 以 前)を想定した pw=0.10%(x=100mm),期('71 年~'80 年)を想定 した pw=0.26%(x=40mm)の2種類, 柱と壁際に スリット深さ t_d=25mmの部分スリットを設置し たものとしないものの2種類とした。鉄筋とコ ンクリートの材料特性を表-2に示す。但し,ヤ ング係数は材料試験時の計測に不具合があった ため計算値⁴⁾を用いた。

2.2 加力方法

加力装置は,図-2 に示すようにパンタグラフ により上下スタブが拘束状態で水平方向の平行 移動を保持する蛇腹式柱実験装置を用い,鉛直 アクチュエーター上部は加力フレームに対して ローラー支持とした。上下スタブの相対水平変 位を測定し柱の材長で除した値を層間部材角 R とした。加力は,一定軸力下約169.5kN(=0.11) において,水平アクチュエーターで多数回正負 繰返し水平静加力を行った。終局強度の約 70%(約78.5kN)を目安に正負方向に加力を行な った後,変位制御に切り替え,層間部材角 R=1/400~1/50の繰返し加力を中心とした。最終

*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 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)

-235-





図-2 加力装置(蛇腹式柱実験装置)と荷重履歴

【共通因子】柱断面: $b_e \times D_e = 240 \text{mm} \times 240 \text{mm}(b_e: 柱幅, D_e: 柱せい)$ 柱主筋比: $p_g = 1.24\%(10 - D10)$,柱引張鉄筋比: $p_i = 0.49\%(4 - D10)$ 壁厚: $t_w = 50 \text{mm}$,二次壁付柱全長: $L'_w = 1200 \text{mm}$ 柱の内法高さ: $h_0 = 360 \text{mm}, h_0/D = 1.5$ 腰壁高さ: $H_{SW} = 400 \text{mm}$,たれ壁高さ: $H_{hW} = 240 \text{mm}$ 二次壁縦横筋比:4 @ $100 \rightarrow \gamma J / J / (\& B)$,補強筋比: $p_s = 0.26\%$) 軸方向力: $_0 = 2.94 \text{N/mm}^2 (= \text{N}/(b_e \cdot D_e))$,軸力比: $= 0.11 (= _0/_B)$

【試験体の記号】例) <u>01</u> <u>C10</u> <u>EW</u>

:通し番号 No.01~10

:帯筋間隔 C10(pw=0.10%,x=100mm),C04(pw=0.26%,x=40mm)

:偏心有無 CW(偏心無し),EW(偏心有り)

:部分スリット有無 - (スリット無し),S1/2(スリット深さ:25mm)



図-1 試験体形状と配筋例

| 表-2 | 材料特性 |
|------|----------|
| ~~ ~ | 10111017 |

| コンクリー | . L | 圧縮 | 強度 | ヤング係数 | | | |
|-------|------|-----------------|-----------------------------|------------------------------|-------|--|--|
| 1779 | I | _в (N | /mm ²) | E_{c} (N/mm ²) | | | |
| Fc21 | | 26 | .9 | 2.57×10 ⁴ | | | |
| 鉄筋 | 降伏強度 | | 引張強度 | | 降伏歪み | | |
| | у | (N/mm^2) | $_{t}$ (N/mm ²) | | у (%) | | |
| D10 | 1 | 383.1 | 534.1 | | 0.22 | | |
| 4 | 2 | 285.0 | 331.1 | l | 0.12 | | |

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,その時点で強制終了するように した。

3. 実験結果

図-3に各試験体のせん断力(Q)-層間部材角(R) と水平変位(_h)-鉛直変位(_v)の関係を,図-4に は最大耐力時(上図)及び軸力支持限界後(下図) ひび割れ図を示す。図中の一点鎖線は独立柱の 終局強度計算値(_eQ_u)を示した。ここで,『軸力支 持限界』とは所定の軸力を保持できなくなり鉛 直変位が10mm以上に急増する直前の点(図中に

で記す)とし崩壊と定義した。また,文献 1) に示した偏心接合した試験体との比較検討する。 3.1 崩壊経過

1) せん断破壊した試験体 (No.7)

スリット無しで pw=010%の No.7 は,柱頭柱脚 で曲げひび割れが発生,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た脆性的な破壊となった。 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=1/67 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 1.9kN であった。 2) 壁圧壊後せん断破壊した試験体 (No.9)

スリット無しで pw=026%の No.9 は,柱端部に 曲げひび割れ,曲げせん断ひび割れ,壁にせん 断ひび割れと順に発生し,柱頭部の主筋が降伏, 腰壁圧壊が顕著に見られ最大耐力に達した。そ の後柱頭部でせん断ひび割れが発生,その部分 の損傷が集中したが,pw=0.10%とは違い徐々に 鉛直変位が増加し,せん断力 10.1kN(R=1/25 の載 荷中)で崩壊に至った。

<u>3) 曲げ降伏後せん断破壊した試験体 (No.8,10)</u>

各試験体共に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,最大耐力に 達した。その後,柱頭柱脚部の主筋が降伏,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た。このせん断ひび割れ付 近の変形及び損傷が進み崩壊に至った。スリッ トを設けることで独立柱としての挙動となり, 大変形に至るまで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.7,No.9(スリット無し)と比較すると,変形性能 が改善され靭性に富む挙動を示した。また, No.10 では帯筋が密にあるため,pw=0.10%(No.8) のときよりもさらに耐力の低下や鉛直変位が 徐々に増加した。これは,帯筋によるコアコン クリート及び主筋座屈の拘束効果の影響が強い と思われる。 3.2 耐力と変形性能

図-5 に偏心した試験体を含めた包絡線の比較 を示す。この図から以下の事項が明らかになっ た。

 スリットを設けることにより最大耐力はかなり低下し,柱心壁心が一致している No.7 に対し No.8 では約25%低下し,No.9 に対し No.10 では約27%低下した。しかし,柱心壁 心が偏心接合している No.1 に対し No.2 では 約12%耐力が低下し,No.4 に対し No.5 では 約8%耐力が低下し,偏心接合していない場 合の方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=1/200~1/100 で最大耐力となり pw=0.10%では最大耐力以降(R=1/100)の繰り 返しによる耐力低下が大きく,最大耐力の約20%以下に耐力が低下し,pw=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=1/200~1/100で最 大耐力に達した直後のR=1/67でもなお最大 耐力の約80%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 となり柱端部が曲げ降伏したためだと思わ れる。

- (偏心接合の有無による最大耐力への影響は, 偏心接合していない場合に対しスリット有 りで約9%低下,スリット無しでは約30%前 後低下しスリット無しの方が最大耐力に対 する影響が大きい。これは,腰壁・たれ壁が 大きく影響していると思われる。また,最大 耐力以降の耐力低下は顕著な影響は見られ なかった。
- 第筋比の違いによる最大耐力の影響は小さくpw=0.26%に対しpw=0.10%では最大耐力が0.97~1.05倍となっているが,耐力低下率への影響は大きく,pw=0.10%のNo.1,7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,pw=0.26%のNo.4,9はR=1/50まで最大耐力の約30%前後を維持していた。
- 3.3 軸力支持能力

図-6 に最大耐力時及び軸力支持限界時層間部 材角を示す。なお、最大耐力時層間部材角を R_{omax}, 柱の崩壊が生じた時点までに経験した最大変形 角を軸力支持限界時層間部材角 R_u と定義した。 図-3 や図-6 から、以下の事項が明らかになった。

- 1) R_uは R_{Qmax}に対し 2~10 倍であり, R=1/100~ 1/20 となった。
- 期の柱の R_uは 期の柱の R_uに対し,概ね2
 倍以上の値となった。
- 3) 構造スリットの有る柱のR_uは無い柱の2倍程 度となった。
- 4) 偏心していない柱の R_u は偏心している柱の

1.5 倍程度となり,特に 期の柱に影響が大きい。

- 5) 軸力支持限界時のせん断力は、スリットを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返し加力中に生じる場 合もみられた。



3.4 腰壁位置の柱の変形分布

図-7 に代表的な層間部材角(正加力時)におけ る水平方向から引張側の腰壁位置と柱との相対 水平変位の高さ方向分布を示す。各試験体共に 初期変位時には,同様な挙動を示し,腰壁面位 置(400mm の高さ)の柱の変形は両者とも 2.0mm 弱の変形が見られる。しかし,R=1/200以降の変 形でスリット有りの No.8,10 では柱と同様な挙 動に近づき一方,スリット無しの No.7,9 の変形 の増大が小さく,柱のせん断破壊が起きたこと で局部的に柱の被りコンクリートの剥落や主筋 の座屈が見られたため,R=1/100以降の変形は局 部破壊の影響で変位が逆になっている。

3.5 エネルギー吸収性能

図-8 に各試験体の繰り返し載荷時の履歴ルー プの面積の総和(W)を示す。軸力支持限界まで の履歴ループの面積を単純に比較すると以下の ことが分かった。



図-8 履歴ループの面積の総和

- 1) 帯筋比の違いによる差異が顕著に見られ、 期(pw=0.26%)の柱の Wの平均値は 期 (pw=0.10%)の柱に対して 2.87 倍であり、期の柱の靭性能が高いことが分かる。
- 2) 柱と壁の偏心接合の影響は、期の柱よりも 期の柱に強く見られ、偏心の有る No.4 に 対して偏心無しの No.9 の Wは 3.47 倍とな り,柱のせん断性能が高い場合には偏心接合 している場合、柱の靭性能の低下が大きい。

 部分スリットを設けることで,エネルギー吸 収量は確実に増加し,No.1 に対して No.2 は
 3.94 倍, No.4 に対して No.5 は 3.08 倍, No.7 に対して No.8 は 3.16 倍, No.9 に対して No.10 は 1.29 倍となった。

3.6 実験値と計算値との比較

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, スリットが有る場合には腰壁・垂れ壁の破壊後 に柱頭あるいは柱脚で主筋降伏が見られ,曲げ 降伏が耐力決定要因となっている。表-3にはス リットが無い場合に曲げ終局強度とスリットが 有る場合のせん断終局強度の計算値をそれぞれ 示している。腰壁・垂れ壁が取り付いた柱の曲 げやせん断強度は,柱の有効な内法高さh_{0e}(柱の 曲げ降伏長(可撓み長さ))の設定により評価でき ると思われる。ここでは,表-3に示すようにh_{0e} として種々の値を考え,曲げ及びせん断終局強 度を計算することとする。これらの表から以下 の事項が明らかになった。

- スリット無し試験体は,偏心接合していない No.7,9 は,の柱の有効内法高さh_{0e}を柱の 内法高さh₀に腰壁・たれ壁端からそれぞれ柱 せいの 1/3 の長さを加えた長さとした場合が 最も実験値と計算値が一致した。計算値から 推測される破壊モードは No.7,9 共にせん断 破壊となり,実験結果とも一致している。
- スリット有り試験体は、の壁に対する部分 スリットの深さ 1/2 を腰壁・垂れ壁の高さに 対する有効内法高さの比とし読み替えた場 合が最も実験値と計算値が一致していて、実 /計は 0.86~0.94 となった。破壊モードは、 No.8 がせん断破壊、No.10 が曲げ破壊となる が、実験では No.8 が曲げせん断破壊、No.10 がせん断破壊で、概ね一致している。
- 4. 結び

柱の帯筋比,部分スリットの有無,偏心接合 の有無等の影響について実験的検討した結果, 以下の事が明らかになった。

| | | O R | 終局強度計算值 | | | | 捩りを考慮した | | | | |] | | | |
|--|-------------|-------|---------|---------------------------------|------------------|----------------------------------|---------|------------------|---------|------------------------------|---------------------------------|---------|-----|-----------------|---|
| 試験体名 No | 試驗休名 | | R | 曲げ _c Q _{mu} | | せん断 _c Q _{su} | | せん断終局強度の | | Q _{ct} ⁵ | Q _{ct} ⁵ 破壊 | | | | |
| | No. | (KN) | (rad.) | 2 | 3 | 4 | 2 | 3 | 4 | 2 | 3 | 4 | Ξ- | ・ド ⁶ | |
| 1.0. | | () | ĺ ĺ | (520mm) | (680mm) ⇔ /≐⊥ | (487mm) | (520mm) | (680mm) ⇔ /≐⊥ | (487mm) | (520mm) | (680mm) ⇔ /≐⊥ | (487mm) | - | | |
| - | 01010594 | 100.0 | 2.0 | 0.60 | 美/訂 | 0.64 | 美/計 | | | 美/計 | | | DT | | _ |
| - | OICIOEW - | 120.9 | 3.9 | 0.68 | 0.89 | 0.64 | 0.81 | 0.98 | 0.78 | 1.18 | 1.39 | 1.14 | DT | | _ |
| - | 02C10EWS1/2 | 106.6 | 5.0 | 0.60 | 0.79 | 0.56 | 0.72 | 0.86 | 0.69 | 1.04 | 1.22 | 1.00 | CBS | CS | _ |
| | 04C04EW - | 116.7 | 9.9 | 0.66 | 0.86 | 0.62 | 0.73 | 0.86 | 0.7 | 1.03 | 1.20 | 0.99 | DT | | _ |
| | 05C04EWS1/2 | 107.9 | 4.8 | 0.61 | 0.80 | 0.57 | 0.67 | 0.80 | 0.64 | 0.95 | 1.11 | 0.92 | CBS | CS | _ |
| | 0710CW - | 154.8 | 5.0 | 0.87 | 1.14 | 0.82 | 1.04 | 1.25 | 0.99 | - | - | - | DT | | |
| | 08C10CWS1/2 | 116.2 | 4.4 | 0.65 | 0.86 | 0.61 | 0.78 | 0.94 | 0.74 | - | - | - | CB | CS | |
| | 0904CW - | 161.8 | 5.4 | 0.91 | 1.19 | 0.85 | 1.00 | 1.19 | 0.96 | - | - | - | WC | CS | |
| | 10C04CWS1/2 | 118.0 | 8.2 | 0.66 | 0.87 | 0.62 | 0.73 | 0.87 | 0.7 | - | - | - | CB | CS | |
| $\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$ | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1) | (高さ/長さ) |)比の | 小さく | く ,p _w =0.10%の場合せん | | | | | | | | | | | |

表-3 実験値と計算値との比較

-) (高さ/長さ)比の小さく、pw=0.10%の場合せん 断破壊を生じ、脆性的な挙動を示す。しかし、 pw=0.26%の場合は壁の圧壊等により脆性的 な挙動は緩やかなものになった。
- 2) 上記の脆性的に挙動した試験体の柱際に壁 厚の1/2 程度の構造スリットを設けることに より変形能が大幅に改善され,柱単体の耐力 相当水平力は約 1/50~1/33 まで支持するこ とができた。
- 構造スリットを設けることにより、耐力は低下するものの靭性的な挙動を示したのに加え、軸力支持能力の改善にもつながった。
- 4) 偏心接合の有無による最大耐力の影響は、
 9%~25%の違いがあり、捩りモーメントの影響だと思われる。また、最大耐力以降の耐力低下には顕著な違いは見られなかった。
- 5) 既往の評価式で実験値との比較をした結果, 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。

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地 したものである。実験では終始,芳村研究室の中 村孝也助手の御指導を得,また多くの学生に協力 を得た。ここに関係者各位に深謝する。

(参考文献)

- 広沢雅也ほか:大変形を受ける二次壁付 RC 短 柱の構造スリットによる耐震性能の改善につい て,地震防災・環境研究センター(EEC)研究プロ ジェクト中間報告書,pp13~pp18,2003 年 11 月
- (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,2003年8月
- 3) 日本建築学会: 阪神·淡路大震災と今後の RC 構 造設計, 1998 年 10 月
- 4)日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準 同解説 - 許容応力度設計法 - ,2000 年4月
- 5) 日本建築築学会:鉄筋コンクリート終局強度設 計に関する資料,1987.9
- 周建東,広沢雅也,近藤龍哉:柱に対する梁の 偏心接合による柱のせん断耐力低下に関する検 討,構造工学論文集,Vol.45B,pp383~390,1999 年3月