

論文 側柱を局部補強した偏在開口耐震壁の弾塑性性状に関する研究

小城 圭史^{*1}・小野 正行^{*2}・江崎 文也^{*3)}

要旨：側柱脚部を鋼管で補強した無開口と偏在開口耐震壁の実物大の約1/3の試験体を用いて、載荷速度が0.01cm/secの正負交番漸増繰り返しの水平力載荷による実験を行った。実験結果によれば、無開口耐震壁は曲げ破壊モードであるが、偏在開口耐震壁は約0.5%の層間変形角で最大強度に達するせん断破壊モードとなり、その最大強度は載荷方向で異なる。両側柱脚部を鋼管補強した場合の最大強度は片側柱脚部のみ鋼管補強した場合よりも小さくなるが韌性の改善が認められた。最大強度は、著者提案の耐力低減率と無開口耐震壁の曲げ強度算定式を用いれば、実用上十分な精度で評価されることを示した。

キーワード：偏在開口耐震壁、鋼管補強、破壊性状、強度、変形

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造物の耐震要素として多用されている耐震壁は、設計上の制約により有開口耐震壁となる場合も多い。

壁板中央に開口を有する耐震壁については、多くの実験的および解析的研究が蓄積されているが、出入り口のような偏在開口をもつ耐震壁については、多用されているにも関わらず扱った研究は少ない^{1)~6)}。著者らの既往の実験研究^{1), 5)}では、開口が偏在すると載荷方向によりその強度が異なることを指摘している。

また、開口横の壁板のスリップ破壊と両柱脚部の斜めひび割れが顕著になり、載荷方向に関係なく急激な強度低下をし、脆性的なせん断破

壊モードを示すことも指摘している。したがって、脆性的な破壊性状の改善を図るために両柱脚部を鋼板で局部補強をした場合（以後、鋼管補強）について、一定載荷速度（0.02cm/sec）の載荷で同一変位振幅2サイクルの正負交番繰り返し載荷実験を行った結果、若干の韌性の改善と強度の増大が確認された⁵⁾。

本論は、昨年からの継続実験であり、偏在開口については袖壁側柱脚部のみと開口側柱脚部のみおよび両柱脚部を鋼管補強した場合、無開口耐震壁については両柱脚部を鋼管補強した場合と補強無しの場合について、一定の載荷速度で同一変位振幅1サイクルの正負交番繰り返

表-1 試験体の形状・寸法・配筋・開口寸法

試験体	柱断面 b × D (cm × cm)	柱 主筋	帯筋・鋼管 径一間隔 Pw (mm) (%)	壁厚 t (cm)	壁筋 径一間隔 Ps (mm) (%)	開口寸法 h ₀ × l ₀ (cm × cm)
FW5-0.00						-
FW5-0.00-WC□						
FW5-0.394-E-W□	20 × 20	4-D13	D6-@40 0.8	5.0	D6-@100 0.64	37 × 67
FW5-0.394-E-C□			□-200 × 200 × 1.6			
FW5-0.394-E-WC□						

* 1 近畿大学産業技術研究科・造形学専攻 院生（正会員）

* 2 近畿大学教授 九州工学部建築学科（正会員）

* 3 九州共立大学教授 工学部建築学科 工博（正会員）

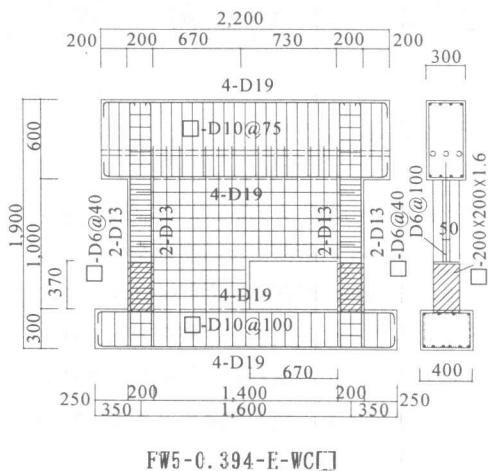


図-1 試験体形状および配筋

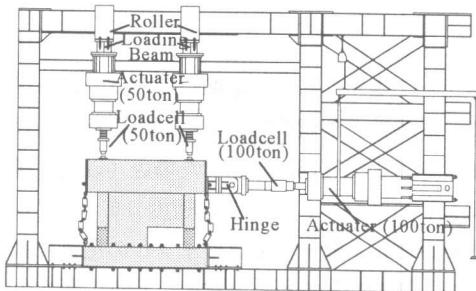


図-2 載荷装置

し載荷実験を行い、その強度と変形性能について比較検討を行ったものである。

2. 実験計画

2.1 試験体の形状・寸法・配筋

表-1、図-1に試験体の形状・寸法および配筋を示す。壁の横筋は鋼管に鉄筋径より若干大きい穴を明け鋼管補強部も柱に定着をしている。鋼管の脚部は、基礎ばかりに10mm埋め込まれている。試験体名には、FWt-ξ-E-A□の記号を付けて示している。Fは付帯ラーメン、Wは壁板、tは壁厚、ξは開口周比($\sqrt{h_0 l_0} / h T$, $h_0=37\text{cm}$, $l_0=67\text{cm}$, $h=100\text{cm}$, $l=160\text{cm}$)、Eは偏在開口、A□は鋼管補強位置(W□:袖壁側柱脚部、C□:開口側柱脚部、□:200X200X1.6の鋼管)を表している。

コンクリートの圧縮と引張(割裂)強度および鉄筋と鋼板の機械的性質を表-2に示す。

表-2 使用材料の機械的性質

(1) コンクリート

試験体	σ_B	σ_t	打設日
FW5-0.00	32.3	1.98	990913
FW5-0.00-WC□			
FW5-0.394-E-W□			
FW5-0.394-E-C□	30.1	2.24	991108
FW5-0.394-E-WC□			

σ_B :シリンダー圧縮強度 MPa

σ_t :引張強度(割裂強度) MPa

(2) 鉄筋および鋼板

種別	σ_y	ε_y	σ_t
D6	406.5	0.206	545.8
D13	350	0.202	514
□-200×200×1.6	274.4	0.177	335.5

σ_y :降伏強度 MPa

σ_t :引張強度 MPa

ε_y :降伏ひずみ (%)

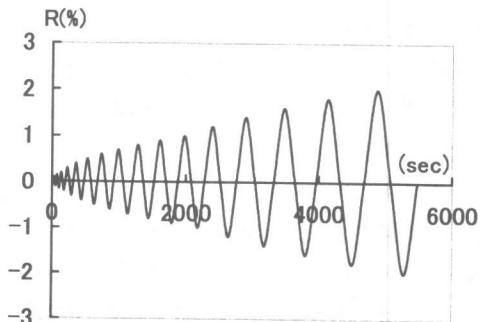


図-3 載荷プログラム

2.2 載荷方法および載荷プログラム

載荷装置を図-2に示す。水平力と鉛直力の載荷は、コンピュータ制御によるアクチュエータ3台を用いて行った。試験体への正負水平力の繰り返しの載荷は、試験体の両柱頭部にそれぞれ196kNの鉛直力を載荷した後、基礎上端から120 cm (加力点高さ) 位置の剛な上部ばかりに埋め込まれたパイプに通したPC鋼棒を介して行った。正負交番の水平力を載荷している間中絶えず両柱頭部に載荷した鉛直力 196kNが保持されるように制御した。水平力の載荷方法は、通常の静的載荷実験とは異なり、一定載荷速度下での連続的な変位制御であり、同一変位で1サイクルの正負交番漸増繰り返し載荷である。

水平力の載荷速度は0.01cm/secであり、図-3に示す載荷プログラムに従って水平力を載荷

した。図-3中の縦軸は層間変形角 $R = \delta / h$, δ :上部はり中央での水平変位, h :基礎上端より上部はり下端までの高さ ($h=100\text{cm}$) を示す。

また、横軸は、制御する層間変形角 R の時刻歴(sec)を示し、その変形速度は0.01%/secである。

2.3 測定装置および測定方法

水平荷重は、アクチュエータ先端に取り付けたロードセルにて測定した。試験体の各部の変位は、図-4に示す変位測定用フレームに取り付けている高感度変位計により測定した。

また、側柱脚部位置での柱主筋および鋼管のひずみを測定した。

水平荷重、変位、柱主筋および鋼管のひずみ測定値は動ひずみ測定器に0.1secのサンプリング間隔で取り込んだ。ひび割れの記録は、目視によるスケッチや写真撮影によった。

3. 実験結果およびその検討

3.1 ひび割れ性状および破壊性状

本実験における各試験体の実験終了時のひび割れと破壊状況を図-5a), 5b)に示す。

従来の静的載荷実験よりも載荷速度が速いために壁板に発生する初期ひび割れの層間変形角 R の値は正確ではなく、近似的な値である。

以下に、各試験体のひび割れ発生状況および破壊性状などの特徴を示す。

FW5-0.00とFW5-0.00-WC□の試験体は、2サ

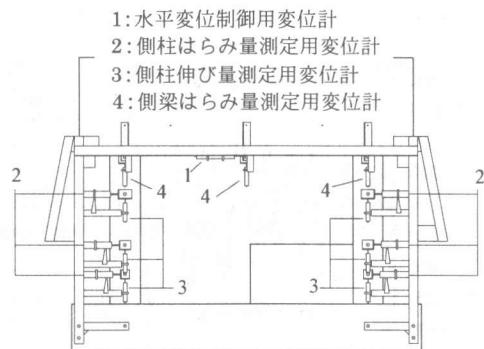


図-4 変位測定装置

イクル目に入った $R=0.1\%$ に向かう途中で壁板に斜めひび割れが認められた。その後、変形の増大にともない、柱の水平ひび割れの発生および壁板のひび割れ数が増加をし、壁板の斜めひび割れが柱に伸展したが、壁板のスリップ破壊により最大強度に達した。

偏在開口の3体の試験体は、3サイクル目に入った $R=0.15\%$ に向かう途中で壁板に斜めひび割れが認められた。その後、変形の増大にともない、柱の水平ひび割れの発生および壁板のひび割れ数が増加をし、壁板の斜めひび割れが柱に伸展したが、開口横の壁板のスリップ破壊により $R=0.5\%$ 付近で最大強度に達した。

各試験体の負方向載荷(-Q)における壁板の斜めひび割れ傾斜角は、曲げ引張側壁板で約55度、曲げ圧縮側壁板では約45度の傾斜角で発生した。また、正方向載荷(+Q)における壁板の斜めひび割れ傾斜角は、曲げ圧縮側壁板で

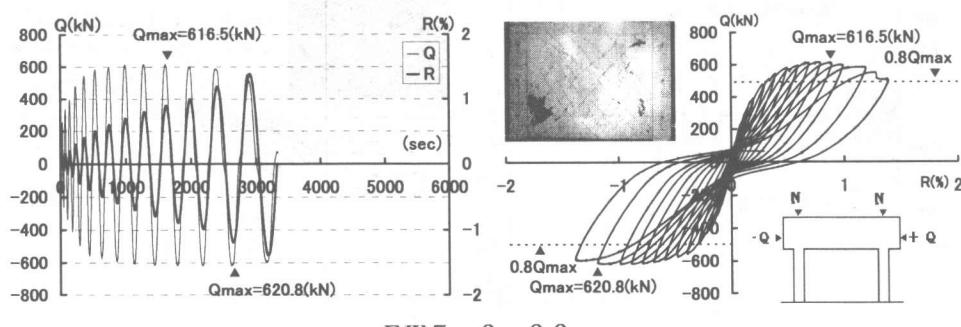
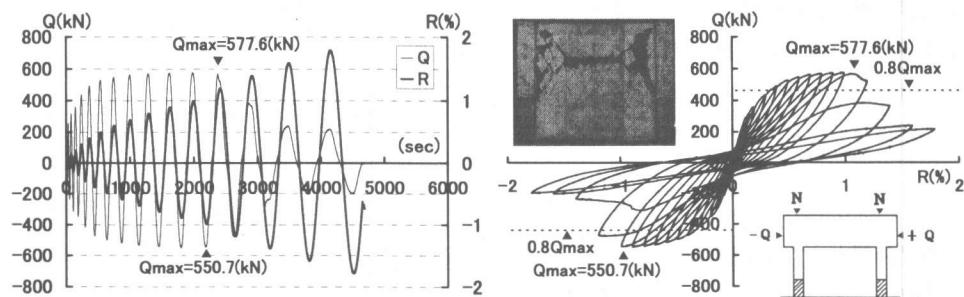
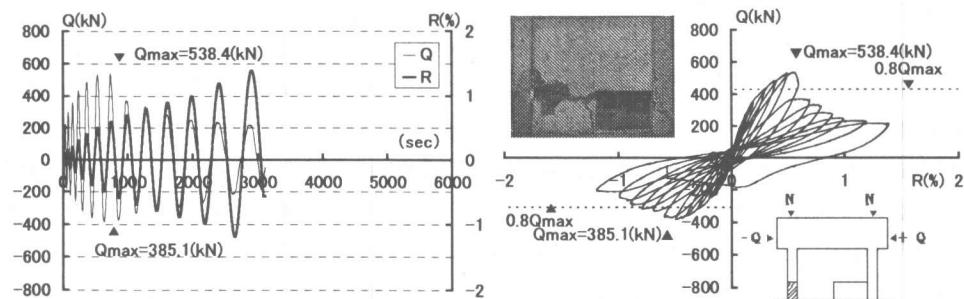


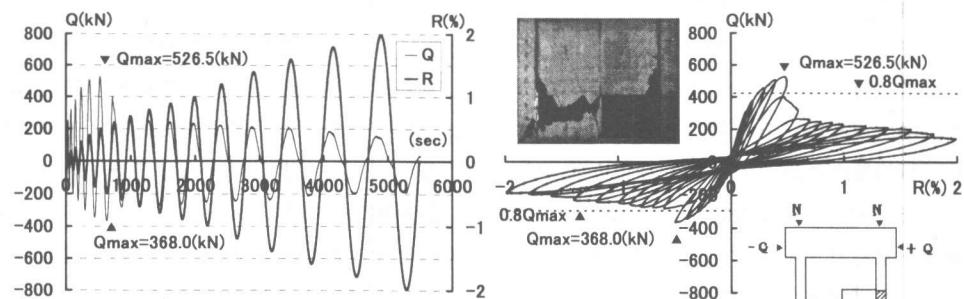
図-5a) 水平荷重(Q)・層間変形角(R)の履歴曲線、QとRの時刻歴(sec)
および実験終了時のひび割れと破壊状況



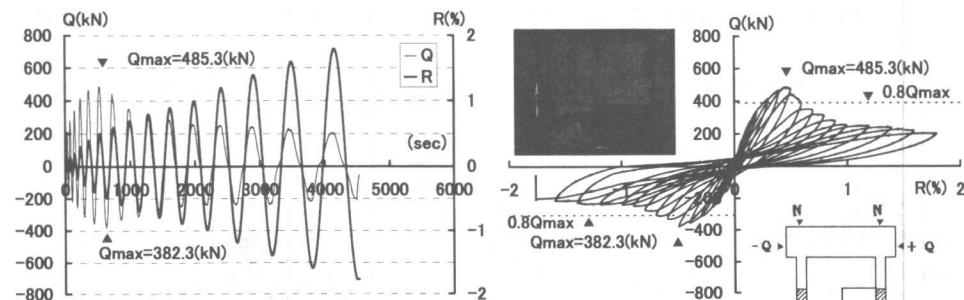
FW 5 - 0 . 0 0 - W C □



FW 5 - 0 . 3 9 4 - E - W □



FW 5 - 0 . 3 9 4 - E - C □



FW 5 - 0 . 3 9 4 - E - W C □

図-5 b) 水平荷重 (Q) - 一層間変形角 (R) の履歴曲線, QとRの時刻歴 (sec)
および実験終了時のひび割れと破壊状況

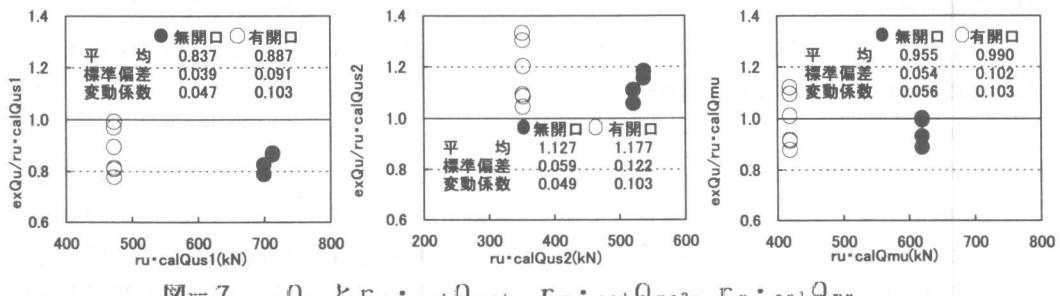


図-7 $\text{exQu}/\text{ru} \cdot \text{calQ}_{us1}$, $\text{exQu}/\text{ru} \cdot \text{calQ}_{us2}$, $\text{exQu}/\text{ru} \cdot \text{calQ}_{mu}$

calQ_{us1} の算定式は、富井・江崎式(calQ_{us1})⁷⁾、広沢式(calQ_{us2})⁸⁾を用いた。また、せん断破壊を起す有開口耐震壁の最大強度は、無開口耐震壁の exQ_u を精度よく予測でき算定式を用いるのが適当であると考え、無開口耐震壁が曲げ破壊していることから、曲げ強度式(calQ_{mu})⁹⁾を用いた。表-3と図-7より、偏在開口耐震壁の最大強度は著者等提案の r_u と無開口耐震壁の exQ_u を精度よく算定できる calQ_{mu} を用いて実用上十分な精度で評価できると考えられる。FW5-0.00の強度がFW5-0.00-WC□の強度よりも大きいのはコンクリートの強度の違いと鉛直力載荷による壁板の圧縮応力の大きさの違いと考えられる。壁板の圧縮応力の大きさの違いは、柱脚部を鋼管で補強した試験体の剛性が鋼管で補強していない試験体よりも大きく、そのため壁板は柱頭部に載荷した鉛直力の負担が鋼管補強していない試験体よりも鋼管補強している試験体の方が小さいためと考えられる。

また、両柱脚部を鋼管補強した FW5-0.394-E-C□の正方向載荷の最大強度が一番小さくなる。これは、無開口耐震壁の場合と同じ理由と考えられる。また、両柱脚部を鋼管補強したFW5-0.394-E-WC□は他の試験体よりも最大強度は小さくなるが剛性の改善が認められる。

4. 結論

一定載荷速度下の限られた水平載荷実験結果であるが、以下のことが知られた。

1) 無開口耐震壁は曲げ破壊モードであるが、

開口が偏在すると約0.5%の層間変形角で最大強度に達するせん断破壊モードとなり、その最大強度は載荷方向で異なる。

- 2) 両側柱脚部を鋼管補強した場合の最大強度は片側柱脚部のみ鋼管補強した場合よりも小さくなるが剛性の改善が認められる。
- 3) 偏在開口耐震壁の最大強度は著者等提案の耐力低減率と無開口耐震壁の曲げ強度式を用いることにより実用上十分な精度で評価される。

両側柱脚部の鋼管補強の最大強度が片側柱脚部のみ鋼管補強した場合よりも小さくなる理由等については、今後詳細な検討が必要である。

【参考文献】

- 1) 小野正行・鶴廣育夫：「鉄筋コンクリート造耐震壁の開口による耐力低減率の提案」、日本建築学会構造系論文報告集、第435、pp. 119~129、1992.5.
- 2) 鶴廣育夫・小野正行：「偏在開口を有する耐震壁の断壊性状に関する実験的研究」、コンクリート工学年次論文報告集、9-2、pp. 385~390、1987.
- 3) 加藤大介・村上幸晴：「鉄筋コンクリート造有開口耐震壁のせん断補強およびせん断耐力評価に関する実験的研究」、コンクリート工学年次論文報告集、11-2、pp. 573~579、1989.
- 4) 竹原雅夫・望月尚・飯田正敏・村本肇：「大きな偏在開口をもつ耐震壁の強度と変形」、コンクリート工学年次論文報告集、17-2、pp. 535~540、1995.
- 5) 小野正行・江崎文也：「側柱を補強した偏在開口をもつ耐震壁の強度と変形」、コンクリート工学年次論文報告集、21-3、pp. 715~720、1999.
- 6) 日本建築学会：「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、1988.
- 7) 江崎文也・富井邦英・光山裕朗：せん断破壊を起こす連層耐震壁の水平耐力に及ぼす鉛直荷重の影響に関する研究、大会学号、pp. 529~530、1983.10
- 8) 広沢雅也ほか：「鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性に関する総合研究」、大会号、pp. 1173~1174、1975.9.
- 9) 日本建築防災協会：「既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説」1992.