論文　主筋の破断を改善する小型 RC 造連層耐震壁試験体の水平加力実験

内村　孝兵 *1・楠本　繁治 *2・塩屋　晋一 *3

要旨：鉄筋コンクリート造建物を対象にして大地震時に大変形を経験しても，構造体の損傷を軽微に留め，残留変形角を抑制する技術を開発している。曲げ降伏する連層耐震壁の復元性を検証する加力実験を報告する。実験では縮尺が 1/10 の超小型試験体を用いている。壁脚で早期に柱主筋が座屈して，早期の変形で柱主筋が破断することを防止する方法として，鋼管を用いて座屈を防止する方法を検証している。その結果，主筋が破断する変形を 1/200rad. から 1.5/100rad. まで大きくできたが，想定の変形までの改善はできなかった。

キーワード：鉄筋コンクリート，耐震壁，残留変形抑制，復元性，損傷抑制

1．はじめに

鉄筋コンクリート造の耐震構造は地震時には構造体の降伏や損傷により振動エネルギーを吸収するため，地震後に損傷や変形が残る。これらを軽減することが，耐震構造の，今後の重要な課題である。

特に建物の残留変形を戻す補修工事は困難になる。塩屋ら[1]は，柱と梁について残留変形を抑制する方法を開発している。**図－１**に示すように柱脚を曲げ降伏させる柱では復元モーメント比 γ が残留変形の抑制に大きく影響を与え，γ が 0.6 以上，確保されていると，変形角が 1/50rad. を経験しても地震後の残留変形角は 1/400rad. 以下に抑制できることを明らかにしている。

壁脚を曲げ降伏させる連層耐震壁でも復元モーメント比 γ の制限により残留変形を抑制できる可能性がある。

本研究は壁脚が曲げ降伏する連層耐震壁の残留変形の抑制方法を検討することを目的としている。既に，超小型試験体による加力実験[2]を行ったが，早期の変形角（1/100rad.）で柱主筋が破断し，復元モーメント比による残留変形の抑制効果を十分に明らかにすることができなかった。今回，その主筋の破断の問題点を改良して再度，超小型試験体を用いて加力実験を行った。

本論文では実験概要と実験結果について述べる。

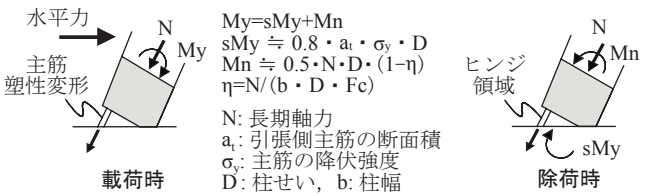
2．損傷抑制と壁脚のシャーキー

残留変形を抑制する前提条件として，ヒンジ領域に相当する 1 階の損傷抑制を行うことが必要である。この損傷抑制には，１階の柱で，基礎に定着される主筋の付着を無くする勅使河原・平石ら[3]の方法を採用する。

耐震壁は，曲げせいがスパン長さになるため，耐震壁の変形角に伴う引張側の柱主筋の伸び量が極めて大きくなる。引張側の柱主筋が引張降伏後，除荷して加力方向が反転すると，その塑性伸びが生じた主筋が圧縮抵抗する。**図－２(a)** のように壁脚が浮き上がった状態になり，水平力が加わると壁脚が水平にすべり破壊する。残留変形を抑制するためには，そのすべり変形も抑制する必要がある。対策としては，壁脚にダボ筋を配筋する方法[4]があるが，大変形域ではある程度，すべり変形が生じる。

本研究では**図－２(b)** に示すように柱脚部を基礎梁の立ち上がりと 1 階 RC スラブに食い込ませ，その部分をシャーキーとして抵抗させる方法を採用して検証する。

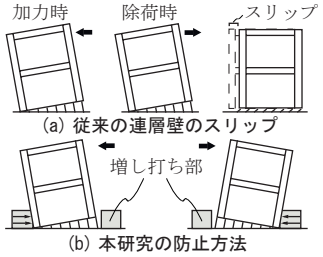
一般に雨水の建物内への侵入を防ぐため 1 階の床スラブ上面は G.L. より 400mm 程度，高い。スラブと基礎梁の上面の間はコンクリートが増し打ちされる。その部分の打設時に，耐震壁の柱脚も含む壁脚の側面との鉛直境界に薄い二重のステンレス板などを挿入して，それらのステンレス板が鉛直にずれるように工夫する。壁脚の水平ひび割れ面を基礎梁天端の打ち継ぎ面とし，**図－２(b)** のように大変形でも増し打ち部と柱脚の側面が重なるようにする。浮き上がった隙間が閉じた以降は水平ひび割れ面の摩擦により水平力を伝達させる。



(a) 水平力を受ける時の
ヒンジの抵抗モーメント

(b) 除荷時の復元モーメントと
塑性回転角を残すモーメント

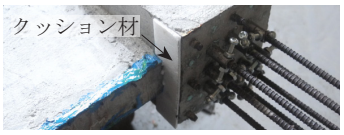
図－１　ヒンジの塑性回転角の抑制メカニズム



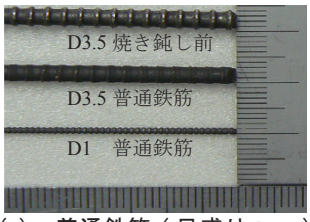
図－２　壁脚のスリップ防止方法

*1 鹿児島大学大学院　理工学研究科建築学専攻　（学生会員）
*2 株式会社竹中工務店　元鹿児島大学大学院　理工学研究科建築学専攻　大学院生
*3 鹿児島大学大学院　理工学研究科教授　博士（工学）（正会員）

写真－１　柱内側基礎スタブの破壊



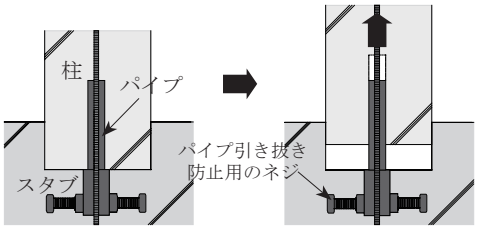
写真－２　クッション材



(a)　普通鉄筋（目盛り：mm）

(b) コーティングした鉄筋

写真－３　鉄筋の状態

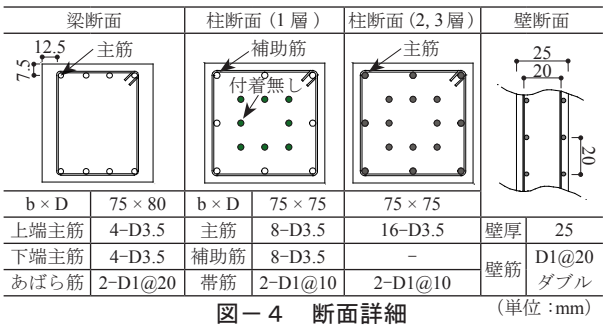


図－３　座屈防止の仕組み

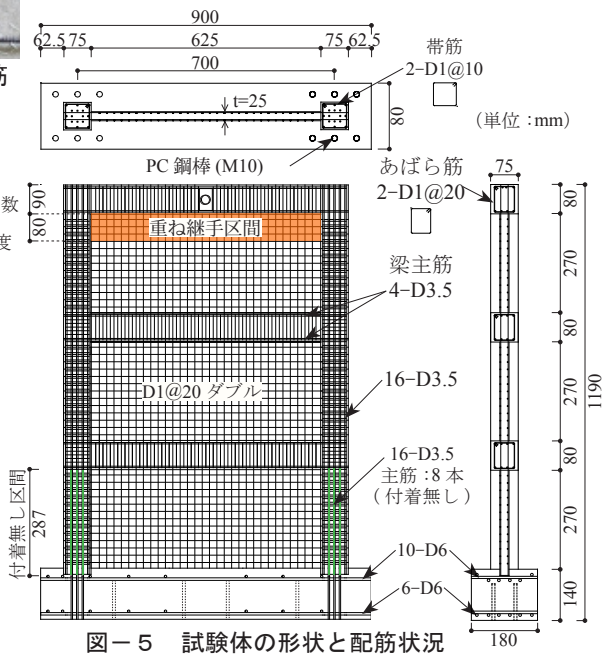
表－１　使用材料の力学的特性

モルタル	Ec (×10⁴)	σB	εB (%)	単位 (N/mm²)	
	2.48	48.5	0.26		
鉄筋	種類	Es (×10⁵)	σy	σu	
	D3.5 普通鉄筋	1.97	424	494	
	D1　普通鉄筋	2.02	220	—	

Ec：モルタルのヤング係数
σB：圧縮強度
εB：圧縮強度時のひずみ度
Es：鉄筋のヤング係数
σy：降伏強度
σu：最大強度



図－４　断面詳細



図－５　試験体の形状と配筋状況

３．問題点と改良点

耐震壁は引張側の柱主筋の伸び量が極めて大きくなり，その柱主筋が伸びる区間が短いと，比較的小さな変形角でも柱主筋が破断ひずみに達して破断する。

解決する方法として 1 階の階高の区間において，柱主筋の付着を無くし，鉄筋が無拘束で伸びる区間を大きくして，ひずみを低減する方法がある。しかし，付着を無くす区間は，1 階の層モーメントを耐震壁のコンクリートだけで負担し，曲げひび割れや曲げせん断ひび割れが生じて耐震壁の曲げ降伏後の靭性が劣化する。これらの問題を解決したのが勅使河原，平石ら[3] の方法である。

筆者らは既に上記のシャーキーと平石らの方法を用いて，実験を行った[2] が，下記の問題が生じた。

1)1/100rad. で柱主筋が破断した。原因は引張側の柱脚に主筋の伸びが集中し，降伏後，開いた隙間で柱主筋が座屈して破断ひずみが急激に低下したためである。

2) **写真－１**のように引張側の柱のシャーキーにより壁側のスタブのコンクリートを剥がす破壊が生じた。

上記 1) の問題については座屈を防止する鋼管を柱脚とスタブの間に設けた。**図－３**にその模式図を示す。上記 2) の問題については**写真－２**に示すように柱脚の壁側の側面に変形を吸収するクッション材を埋め込んだ。

４．加力実験概要

4.1　試験体

表－１に使用材料の力学的特性を，**図－４**に断面詳細を，**図－５**に試験体の形状と配筋状況を示す。縮尺は 1/10 である。3 層 1 スパンの連層耐震壁をモデル化した。D1 と D3.5 の鉄筋は，独自に開発した転造の機械で製作した。転造後，焼き鈍しを行った。**写真－３ (a)** に鉄筋を示す。壁の縦筋は最上階の壁の中央高さで重ね継手 (重ね長さ 80mm) を設けた。これ以外，鉄筋には継ぎ手を設けなかった。1 階の柱や壁に曲げひび割れやせん断ひび割れを生じさせないために 1 階の柱主筋の付着を低減する処理を行った。そこでは鉄筋の節とモルタルのかみ合いを防ぐために，鉄筋の表面にエポキシ接着剤でコーティングした。**写真－３ (b)** にその状況を示す。その表面にグリスを塗布した。コーティングは鉄筋の降伏後，鉄筋の黒皮の剥離により鉄筋から乖離するが，鉄筋の節とモルタルのかみ合いを防ぐ。基礎のスタブの区間にはそのコーティングは行わず，定着した。付着を無くす区間では，二階からの柱主筋を延長させ，曲げひび割れを防止する補助筋 (D3.5) とした。また壁の縦筋は基礎のスタブに定着しなかった。柱の主筋比 pg は 2.58% で，基礎に定着する鉄筋を除くと 1.29% である。

図－６に柱脚位置で柱主筋の座屈を防止する鋼管の詳細を示す。SS400 の丸鋼を用いて製作した。**図－８**に柱脚のコッターの寸法を示す。1/50rad. までは，そのコッ

ターが基礎から抜け出さないように柱脚を基礎に 17 mm 差し込み，壁は基礎上面より 5mm 深く入れ込んだ。

試験体の製作は，まず壁と柱を一体に平打ちで打設して連層耐震壁を製作し，脱型後，鉛直に起こして，基礎スタブの型枠の上面に柱脚を 17mm 差し込む位置に固定し，基礎スタブの型枠中に無収縮グラウトを充填した。柱コッターになる部分の側面には，グリスを塗布したステンレス板を挿入し，柱が鉛直に引き抜かれた際の損傷を防止した。また，柱脚の壁側の側面には，厚さ 3mm のスチレンペーパーを貼り付けた。モルタルの配合は水，セメント，砂の重量比を 1:0.46:1.25 とし水セメント比は 46% とした。早強セメントを使用した。砂は粒径が 5mm 以下で粗粒率を 2.40 とした。

4.2　加力方法

図－７に加力状況を示す。基礎のスタブを加力フレームに固定して，耐震壁の頂部に繰り返しの水平加力を行った。また耐震壁上部の梁の上に固定した鉄骨の水平梁のスパン中央位置に鉛直ジャッキにより鉛直荷重を作用させた。鉛直ジャッキの上部は水平ローラーとした。

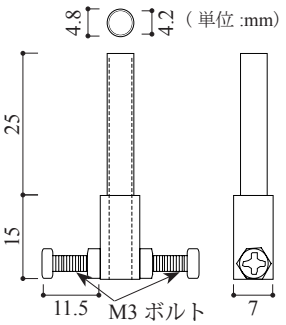
水平加力は加力高さの水平変形を漸増させながら繰り返し加力を行った。耐震壁の有効せい d を 700mm とすると，M/Qd は 1.44 である。柱の軸力は，耐震壁が曲げ降伏した以降，目標とする各変形レベルで段階的に変化させて，残存振動加力を行い，各軸力に対応した残留変形を特定した。**図－９**に各目標変形における軸力比の数値（●，○などに対応させて明示）とサイクル番号を示す。柱の軸力は，上部の鉛直荷重を左右の柱だけで負担するものとして，軸力比 η は柱断面積にモルタルの圧縮強度を乗じた軸耐力に対する軸力の比とした。軸力を変化させることにより復元モーメント比 γ が変化する。残存振動加力は次のように行った。**図 -10(a)** に示すように想定する目標の最大経験変形角 Rmax に達した後，自由振動の履歴を再現させるため，除荷時に排出される弾性エネルギー Ee と，負側に載荷して消費される弾塑性歪みエネルギー Es が等しくなるまで進めて除荷する。この後も，除荷時にこれを繰り返して Ee が塑性エネルギーで消費されるまで繰り返し，最終残留変形角 Re を特定する。**図 -11** に変形の測定状況を示す。水平加力位置の水平変形は試験体の表と裏で測定した。

５．実験結果

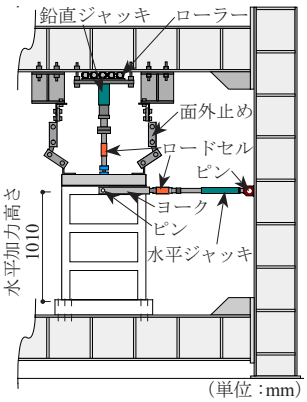
5.1　水平荷重－変形角関係

図 -12 に水平荷重－変形角関係を示す。**図 -12(a)** では ±3 サイクルの ±10.7kN で剛性が低下した。±5 サイクルの +2.32/1000rad. と -2.63/1000rad. で引張側の柱の主筋が引張降伏して耐力に達した。水平耐力は ±1.25/100rad. まで安定し，正加力と負加力はほぼ同じ耐力を発揮した。

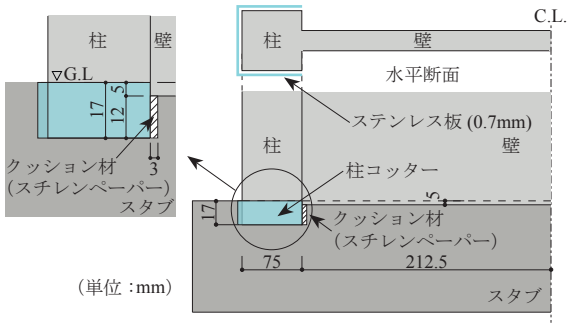
図 -13 に残存振動加力の履歴ループを正加力側と負加力側に分けて示す。目標変形角 Rmax が ±1/100rad. と ±1.5/100rad. のサイクルである。±1.5/100rad. において，軸力比 η が 10.4% までは水平耐力が安定していたが，同図 (e) の η が 8.4% の正加力時の変形 +0.72/100rad. で，同図 (l) の η が 6.4% の負加力時の変形 -0.92/100rad.(図中 S 時点) で破断音と共に剛性が急激に低下した。これ



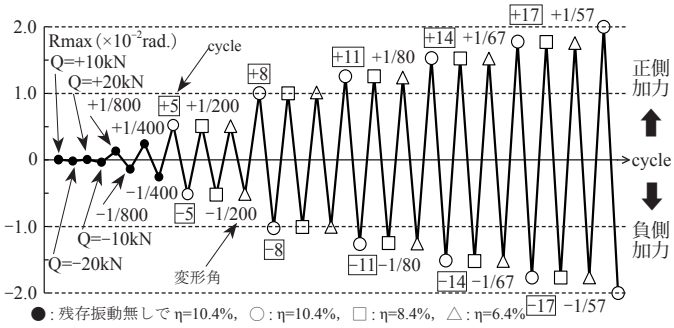
図－６　座屈防止パイプ



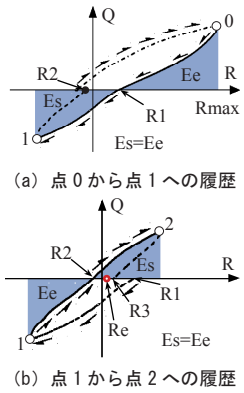
図－７　加力状況



図－８　柱脚のコッターの寸法



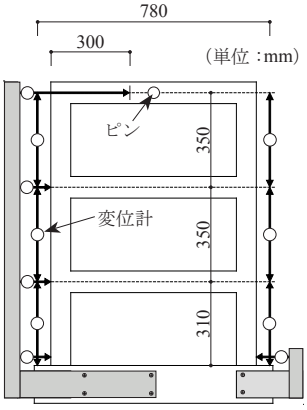
図－９　加力プログラム（目標変形角と軸力比）



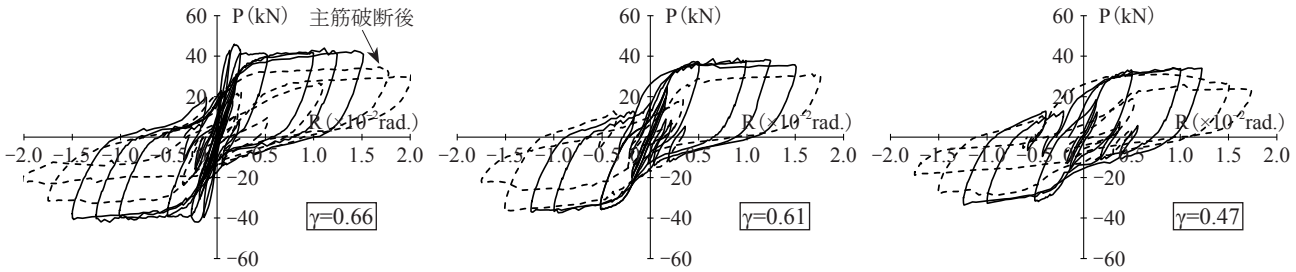
(a) 点 0 から点 1 への履歴

(b) 点 1 から点 2 への履歴

図－10　残存振動時の加力規則

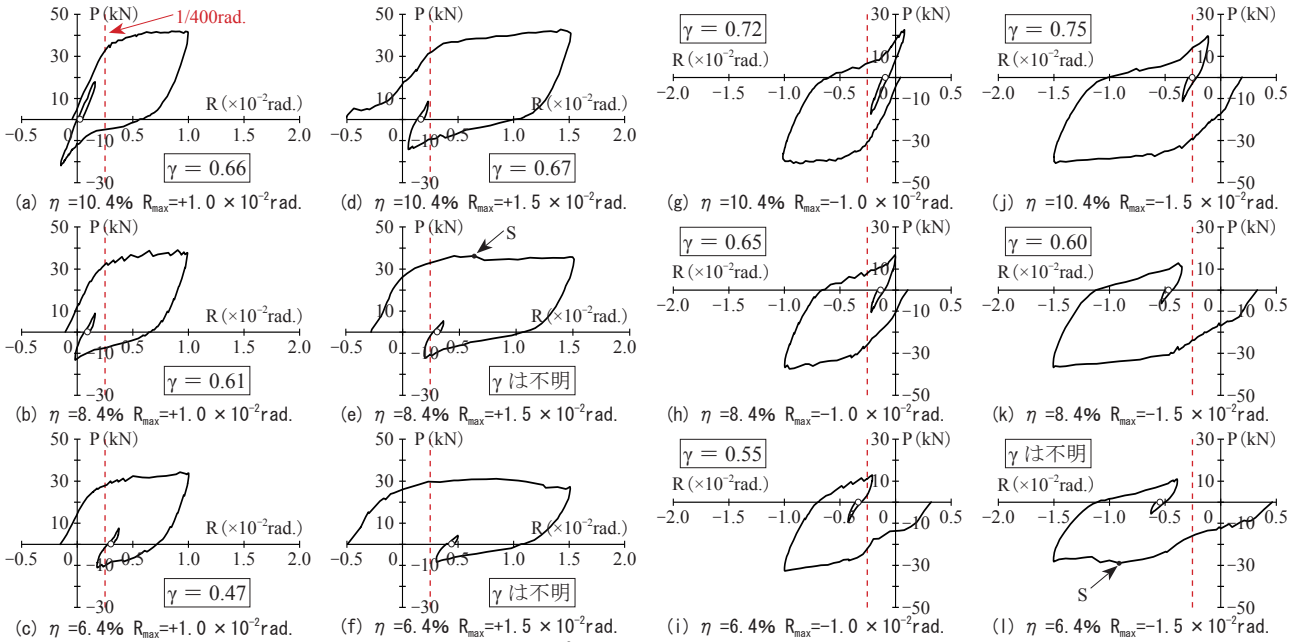


図－11　変形の測定状況



(a) η =10.4%　(b) η =8.4%　(c) η =6.4%

図－12　水平荷重－変形角関係



(a) η =10.4% R_{max}=+1.0 ×10⁻²rad.　(d) η =10.4% R_{max}=+1.5 ×10⁻²rad.　(g) η =10.4% R_{max}=−1.0 ×10⁻²rad.　(j) η =10.4% R_{max}=−1.5 ×10⁻²rad.

(b) η =8.4% R_{max}=+1.0 ×10⁻²rad.　(e) η =8.4% R_{max}=+1.5 ×10⁻²rad.　(h) η =8.4% R_{max}=−1.0 ×10⁻²rad.　(k) η =8.4% R_{max}=−1.5 ×10⁻²rad.

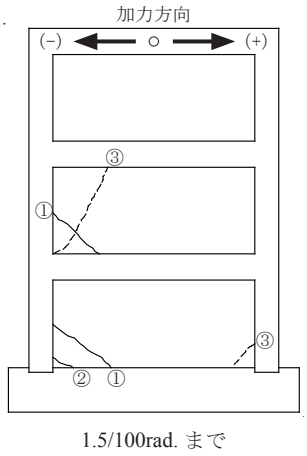
(c) η =6.4% R_{max}=+1.0 ×10⁻²rad.　(f) η =6.4% R_{max}=+1.5 ×10⁻²rad.　(i) η =6.4% R_{max}=−1.0 ×10⁻²rad.　(l) η =6.4% R_{max}=−1.5 ×10⁻²rad.

図－13　残存振動によるループの水平荷重－変形角関係（正加力側と負加力側）

らのことから引張側の柱主筋が破断したと推測される。

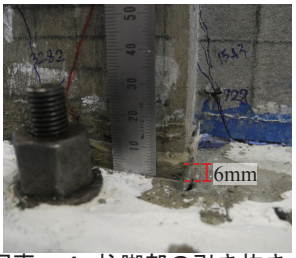
柱主筋の座屈を防止しなかった試験体[2]は，1/100rad. で主筋が破断したことから，本座屈防止は有効であったと言える。しかし，1.5/100rad. の破断も，比較的小さな変形である。この原因については 5.6 節で考察する。

図中に復元モーメント比 γ の値を明示している。γ は軸力の負担するモーメント Mn を柱軸力 N とスパン長さ L(700mm) を乗じたモーメントとし，柱主筋の降伏モーメント Ms を各変形レベルのサイクルにおいて，壁脚位置の最大のモーメントから Mn の計算値を差し引いたモーメントとして算出した。柱脚が曲げ降伏する柱では，γ が残留変形の抑制に大きく影響を与え，γ が 0.6 以上の場合，1/50rad. を経験しても残留変形角は 1/400rad. 以下に抑制できるとされている[1]。γ は軸力が大きいほど大きくなる。**図 -13** において軸力比 η が 10.4% と η が 8.4% は，γ がそれぞれ 0.66，0.61 となる。連層耐震壁でも γ が 0.6 より大きく，1/100rad. を経験しても，残留変形角は 0.02/100rad. 未満に抑制でき，柱主筋が破断する以前で，経験変形角が 1.5/100rad. で η が 10.4% では，0.16/100rad. に抑制でき，残留変形角はほぼ無視できる程度に抑制できた。しかし，η が 6.4% においては，γ が 0.47 となり，残留変形角は大きくなった。

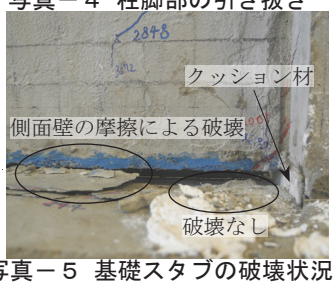


1.5/100rad. まで

図－14　ひび割れ状況



写真－4　柱脚部の引き抜き

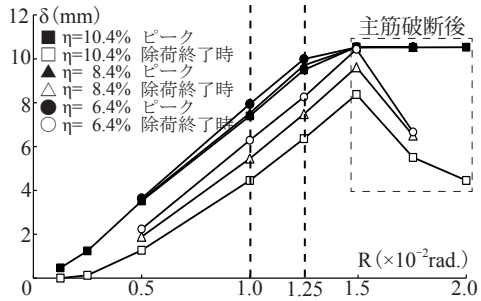


写真－5　基礎スタブの破壊状況

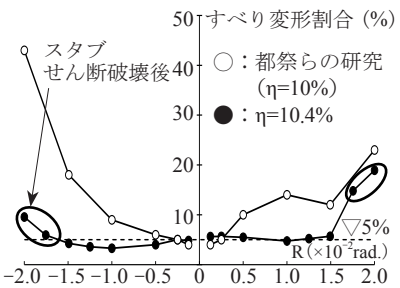
5.2　破壊状況

図 -14 にひび割れ状況を示す。柱主筋が破断する 1.5/100rad. までを示す。実線が正加力時，破線が負加力時に発生した。①は 1/800rad. で生じ，②は 1/200rad. で生じ，③は 1.25/100rad. で生じた。

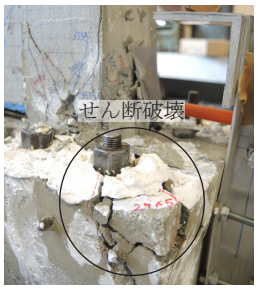
文献 2) の実験では，壁コッターによるせん断ひび割れが早期に生じたが，今回は壁コッターを無くしたため，そのせん断ひび割れが生じなかった。軸力比 η が 8.4%



図－15　柱脚軸方向変形－最大変形角関係



図－16　すべり変形割合－最大経験角関係



写真－６　スタブのせん断破壊

で 1.5/100rad. の正加力時にスタブの破壊が生じた。

5.3　柱のコッターの挙動

写真－４に基礎から抜け出している引張側柱の柱脚の状況を示す。柱脚が基礎から 6mm, 抜け出している。

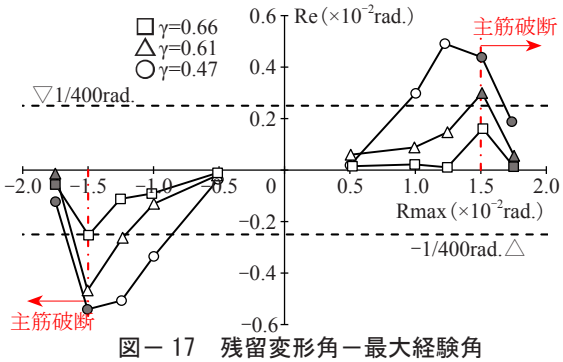
図 -15 に目標変形角と 1 階の引張側柱の軸変形の関係の例を示す。当然であるが，軸力比 η が小さいものほど，軸変形の伸びが大きくなっている。**写真－４**で引張力を受けている柱の外側の柱幅の状況を確認できる。壁の青色の塗料を塗られた範囲は，試験体製作時に基礎スタブに差し込まれていた範囲で，壁も基礎スタブから引き抜かれている。しかし，**図 -15** で観られるように 1.5/100rad. では柱の引き抜き変形はピーク時 (黒塗り記号) は 10.5mm 程度で，除荷終了時 (白塗り記号) で 8-10mm 程度である。試験体製作時，柱脚は基礎スタブに 17mm, 差し込まれているのでピーク時でもまだ 6.5mm は入り込んでいる。加力方向が反転しても柱の側面はコッターとして抵抗していたことが確認できる。

写真－５に引張側の柱のスパン内側の基礎部分の破壊状況を示す。文献 2) では**写真 -1** で示したように，引張側柱のスタブへの埋め込み部分が，壁側スタブのコンクリートに接触して，その部分を引き上げて破壊させた。今回は柱の幅面にクッション材 (スチレンペーパー，厚さ 3mm) を埋め込むことにより，その接触の変形を吸収してその破壊を防ぐことができた。しかしスタブにわずかに埋め込んだ壁の部分 (5mm) が引き抜かれ，スタブに損傷が生じた。これが構造性能に影響を与えることはないが, 損傷を抑制する観点では対策が必要である。

5.4　壁脚の水平すべりの状況

図 -16 に η が 10.4% の場合の水平すべり変形割合－変形角関係を示す。割合は頂部の水平変形に対するすべり変形の比とし，変形角は各サイクルの目標変形角である。すべり変形は**図 -11** の左右の柱脚の外側面の変位の平均とした。+0.12/100rad. で壁脚が曲げ降伏したが，±1.5/100rad. でもすべり変形は約 5% に抑制されている。

図中に都祭ら [4] の試験体のすべり変形の変化を示す。都祭らの試験体は実大の 1/2 の縮尺で，形状比と復元モーメント比および軸力比も本試験体とほぼ同じである。コッターは設けないで，ダボ筋だけで壁脚の水平せん断



図－17　残留変形角－最大経験角

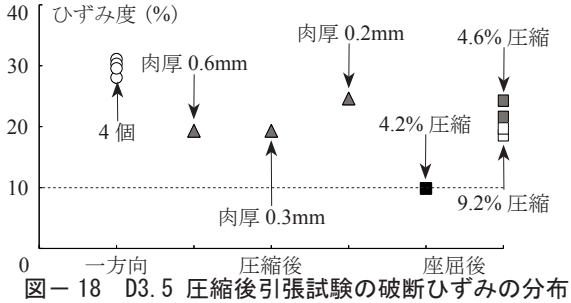
力を伝達させるもので，多量のダボ縦筋が配筋され，最もすべりを抑制できたとされる試験体である。そのデータと比較すると 1/100rad. までは 1/3 以下，1.5/100rad. では正加力で 1/2，負加力で 1/4 に抑制され，柱のコッターは壁脚のすべり変形を効率よく抑制できている。しかし , **写真－６**で示すように，1.5/100rad. で柱脚外側のスタブ部分がせん断破壊した。今後は，スタブの形状を建物の実状に合わせた検証が必要である。

5.5　残留変形の抑制

図 -13 に最終残留変形角 Re を○で示している。Re は**図 -10 (b)** に示すように目標変形角後は自由振動を想定する残存振動加力による履歴ループにおいて変形角 R2 と R3 の中間の値にほぼ収束する。ここでは R2 と R3 の平均値を残留変形角 Re とした。**図 -13** において Re は復元モーメント比 γ が大きいものほど小さくなっている。**図 -17** に柱主筋が破断するまでの残留変形角と最大経験変形角の関係を示す。薄塗りの記号は柱主筋が破断した後のデータである。耐震壁でも復元モーメント比 γ が大きいと残留変形が小さくなることが確認できる。

5.6　主筋が破断するメカニズムの考察

本試験体では鋼管の中に主筋を挿入して，座屈させない方法を採用している。その際，鋼管の肉厚を設定するために予備実験を行った。試験では 3.8% の圧縮ひずみを与えた後，引張試験を行い，破断ひずみを測定している。**図 -18** に破断ひずみの分布を示す。圧縮した後に引張加力した試験片は各 1 個である。一方向引張とした試験片の破断ひずみ (○) は約 30% である。鋼管に挿入して圧縮降伏させた後，引張加力した試験片の破断ひずみ (▲) は 19 ～ 25% である。平均値は 21% である。



図－18　D3.5 圧縮後引張試験の破断ひずみの分布

一方向引張の 30% に対して低下したが，座屈させた後に引張加力した場合（■）の 10% までは低下していない。この破断ひずみが減少する傾向は，異形鉄筋 D22 でも生じることは確認している。

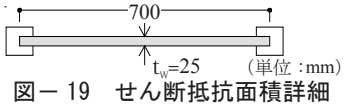
図 -18 の D3.5 のデータから判断して破断ひずみは少なくとも 10% を期待できる。本試験体では 1 階の階高の区間 (287mm) の主筋の付着を無くす処理を行っている。その区間が一様に伸びると仮定すると，そこでの主筋の破断時の伸び量は 28.7mm になり，耐震壁の壁脚での回転角では 1/24rad. となる。しかし，**図 -15** で示されたように引張側柱の抜け出し量は 11mm で，その柱主筋はその変形で破断した。28.7mm の約 1/3 に低下している。付着を無くした区間（**写真－３(b)**）は接着剤でコーティングして，硬化後，その表面にグリスを塗っていた。しかし，降伏後，硬化した接着剤が D3.5 から剥離して，鉄筋の節が周りのモルタルとかみ合い，その結果，付着力が発生して，塑性ひずみが増大する区間が制限されて，鉄筋が破断する変形が減少した可能性がある。

5.7　弾性剛性の計算値と実験値の比較

基礎に対して 8-D3.5 の柱主筋だけが定着されている。これを考慮して，1 階の曲げ剛性は，その定着されている柱主筋と，柱を含む耐震壁の全断面のモルタルが弾性抵抗するものとして，2 階以上は，全ての鉄筋が弾性抵抗すると仮定した。曲げ変形は梁理論で算出した。せん断変形は，**図 -19** のようにせん断抵抗面積 (tw・l) を仮定した平均せん断応力を求め，せん断変形を算出した。比例限界の水平荷重は曲げモーメントにより基礎と曲げ引張側の柱の底面が乖離する時のモーメントを算出し，スタブ上面からの水平加力高さ (1010mm) で除して算出した。**表－２**に比例限界時の水平荷重と水平変形の計算値と実験値を示す。計算値と実験値はほぼ一致している。

5.8　降伏剛性と曲げ降伏荷重

曲げ引張側の柱主筋が引張降伏する時の水平荷重と水平変形を算出した。1 階の柱主筋は付着を無くしているので，その区間を連層耐震壁の曲げヒンジ区間と仮定して曲率を一定とし，水平荷重がなす壁脚の位置のモーメントに対する曲率とした。モルタルは圧縮抵抗だけを考慮した。柱主筋は基礎に定着されているものだけが圧縮抵抗または引張抵抗するものとし，柱の断面中心に集中



図－19　せん断抵抗面積詳細

表－２　計算値と実験値

	比例限界時		曲げ降伏時	
単位	kN	$\times10^{-3}$rad.	kN	$\times10^{-3}$rad.
計算値	9.34	0.124	38.4	1.26
実験値	10.7	0.089	41.6	1.21

しているとした。曲げ降伏時の水平荷重と水平変形を算出した。2 階以上は前節と同じ条件とした。**表－２**に降伏時の水平荷重と水平変形の計算値と実験値を示す。計算値と実験値はほぼ一致している。

6. まとめ

1) 連層耐震壁の 1 階の柱主筋の付着を無くす処理をすると，壁脚で主筋が早期に座屈して破断しやすくなるが，その座屈を防止する鋼管を埋め込んで，柱主筋が破断する変形を 1/200rad. から 1.5/100rad. まで遅らせることができた。しかし，主筋の付着を無くす処理を行った区間から推定される鉄筋が破断する変形角は 1/24rad. であったが，1.5/100rad. で破断した。
2) 柱主筋が破断した 1.5/100rad. 以前では，復元モーメント比 γ が大きくなると残留変形角が小さくなり，γ が 0.66 であれば残留変形角を 1/800rad. に抑制され，γ が 0.61 であれば 1/400rad. に抑制された。曲げ降伏する連層耐震壁でも，復元モーメント比により残留変形を抑制できることが確認できた。
3) 耐震壁の柱脚を基礎に埋め込むことにより，柱部分がシャーキーの効果を発揮して，耐震壁の曲げ降伏後の壁脚部のせん断すべりを抑制できることを確認した。1.5/100rad. までは全体変形の 5% に抑制できた。
4) 超小型試験体でも，構成材料の特性値を用いると，既往の耐震壁の計算方法により，その水平剛性と曲げ降伏時の水平荷重と変形を評価できた。

参考文献

1) 濱崎哲也，塩屋晋一ほか：残存振動による残留変形抑制効果を発揮させる RC 柱の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.34,No.2,pp.151-156，2012.7
2) 楠本繁治，塩屋晋一ほか：超小型試験体による復元性の高い RC 造連層耐震壁の水平加力実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.38,No.2,pp.409-414，2016.7
3) 勅使川原正臣，平石久廣ほか：降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁の基本耐震性能，日本建築学会構造系論文集 , Vol.70,No.593,pp.137-144，2005.7
4) 都祭弘ほか：降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁のスリップ変形抑制方法に関する研究，日本建築学会構造系論文集 ,Vol.70,No.614, pp.99-106，2007.4