

論文 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

楠本 繁治^{*1}・塩屋 晋一^{*2}

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。1 階の柱は損傷を抑制するために主筋の付着を無くす既往の処理方法を用い、曲げ降伏後の壁脚のせん断すべりを抑制するために、柱の脚部をコッターとして利用する方法を提案して検証している。柱主筋が早期に破断するメカニズムも明らかにしている。

キーワード：鉄筋コンクリート, 耐震壁, 残留変形, 復元性, 制震構造, 損傷抑制

1. はじめに

塩屋¹⁾らは、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ることを明らかにしている。実験の結果に基づくと、復元モーメント比 γ が 0.6 以上、確保されると、柱は、1/50rad. を経験しても地震後の残留変形角は 1/400rad. 以下に抑制できる性能を発揮する。壁脚を曲げ降伏させる連層耐震壁でも、壁の復元モーメント比の制限により残留変形を抑制できる可能性がある。

本研究では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目的で、縮尺が 1/10 の超小型試験体による加力実験を行った。予備研究を行う場合、小型の試験体の実験は有効で、本質的な問題や可能性を把握できる。

本論文では実験と実験概要および柱主筋が早期に破断するメカニズムについて述べる。実験の加力は変形角が 1/33rad. まで行ったが、1/100rad. の時点で柱主筋が破断する現象が生じたため、それまでの範囲で述べる。

2. 損傷の抑制方法と壁脚部のすべり防止方法

残留変形を抑制する前提条件として、柱と同様に柱のヒンジ領域に相当する 1 階の柱の損傷抑制を行うことが必要となる。これについては平石ら²⁾の方法を用いる。

また、耐震壁の曲げのせいが柱スパン間の長さになるため、一般の柱に較べて、耐震壁の水平変形に伴う

曲げ引張側の柱主筋の伸び量が極めて大きくなる。耐震壁の柱間が 6000mm の場合、その 6000mm を柱せいと見なすと、柱せいが 600mm の柱に較べて 10 倍になり、柱主筋の伸び量も 10 倍になる。曲げ引張側の柱の主筋が引張降伏した後、除荷を経て加力方向を反転させると、塑性伸びが生じた主筋が圧縮抵抗することになる。すると、図-2 (a) に示すように壁脚が浮き上がった状態になり、そこに水平力が加わると壁脚にすべりが生じて破壊が進行する。これを防ぐ方法として、壁に付着を無くしたダボ筋を鉛直に配筋する方法がある。しかし大変形域ではある程度、すべり変形を許容しなければならない。

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ることにより、その部分をシャーキーとして抵抗させる。これを、すべり変形を抑制する方法として提案し、検証を行う。

一般に、雨水の建物内への逆流を防ぐため、1 階のスラブは G.L. より 200 ~ 500mm 高い位置になる。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。増し打ち部分の打設時に、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おき、両者が鉛直だけにずれないように工夫することを想定する。壁脚の水平ひび割れ面を基礎梁の打ち継ぎ面とし、図-2 (b) のように大変形でも増し打ち部分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、閉じた面の摩擦力により水平力は伝達できる。

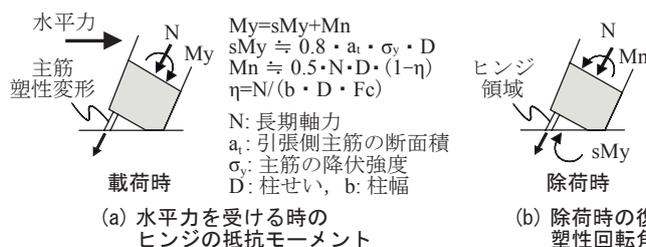


図-1 ヒンジの塑性回転角の抑制メカニズム

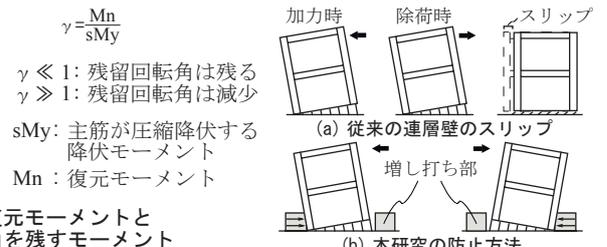


図-2 壁脚のスリップ防止方法

*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 鹿児島大学大学院 理工学研究科教授 博士 (工学) (正会員)

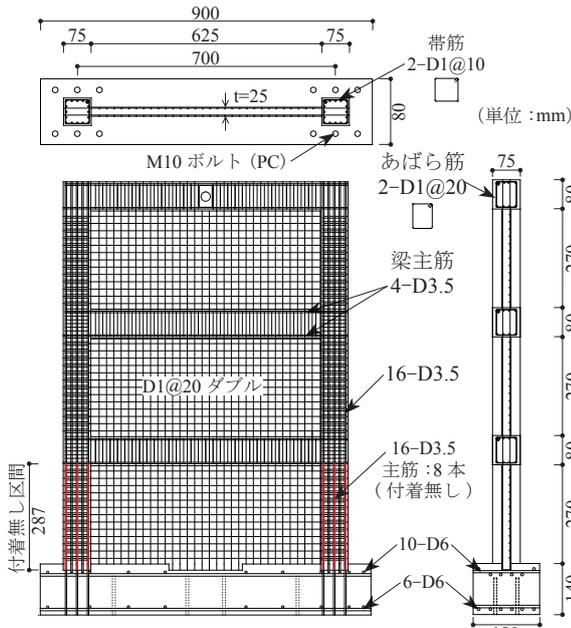


図-3 試験体の形状と配筋状況

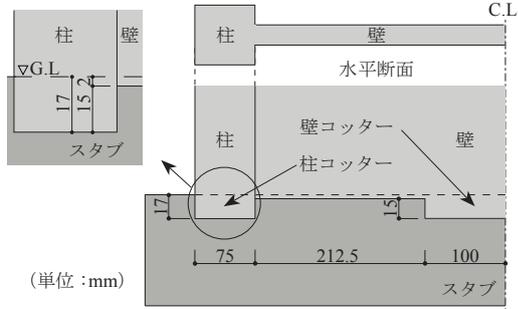


図-5 壁脚のコッターの寸法

3. 加力実験概要

3.1 試験体

図-3に試験体の形状と配筋状況、図-4に断面詳細、表-1に使用材料の力学的特性を示す。縮尺は1/10とした。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-1(a)に鉄筋の例を示す。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。これ以外の壁の横筋と柱主筋には継ぎ手を設けなかった。コンクリートの代用としてモルタルを打設した。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階の柱の主筋の付着を無くす処理を行った。そこでは鉄筋の節とモルタルのかみ合いを防ぐために、鉄筋の表面をエポキシ接着剤でコーティングした。写真-1(b)に状態を示す。コーティング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。このほか、付着を無くす1階の区間では曲げひび割れを防止する補助筋(D3.5)も配筋した。また壁の縦筋は基礎のスタブに定着しなかった。

梁断面	柱断面(1層)	柱断面(2,3層)	壁断面
b × D	75 × 80	75 × 75	75 × 75
上端主筋	4-D3.5	主筋 8-D3.5	16-D3.5
下端主筋	4-D3.5	補助筋 8-D3.5	-
あばら筋	2-D1@20	帯筋 2-D1@10	2-D1@10
			壁厚 25
			壁筋 D1@20
			ダブル

図-4 断面詳細 (単位:mm)

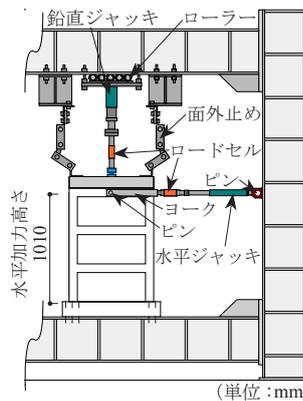


図-6 加力状況

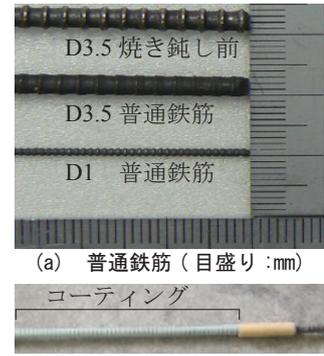


写真-1 鉄筋の状態

表-1 使用材料の力学的特性

モルタル	$E_c (\times 10^4)$	σ_B	$\epsilon_B (\%)$	単位
	2.25	42.4	0.38	(N/mm^2)
鉄筋	種類	$E_s (\times 10^5)$	σ_y	σ_u
	D3.5 普通鉄筋	1.83	404	494
	D3.5 接着剤塗布	2.07	436	506
D1 普通鉄筋	2.02	220	-	-

※ D3.5 接着剤塗布とは鉄筋の節とモルタルのかみ合いを防ぐために表面をエポキシ接着剤でコーティングした鉄筋。
 E_c : モルタルのヤング係数
 σ_B : 圧縮強度
 ϵ_B : 圧縮強度時のひずみ度
 E_s : 鉄筋のヤング係数
 σ_y : 降伏強度, σ_u : 最大強度

図-5にコッターの寸法を示す。柱は基礎に17mm差し込み、壁は中央に深さ15mmのコッターを設けてコッター以外は基礎上面より2mm深く入れ込んだ。コッターの全ての側面には、鉛直に滑るように水性塗料を塗布して、基礎のモルタルと接着させないようにした。

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。表-1に材料の力学的特性を示す。D3.5の標本数は10本とした。降伏強度の標準偏差は2.64N/mm²で、破断強度の標準偏差は8.22N/mm²であった。

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。

3.2 加力方法

図-6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span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位置の耐震壁の水平変形を漸増

させながら正負の繰り返し加力を行った。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-7に各変形における軸力比の設定とサイクル番号を示す。軸力を変化させることにより復元モーメント比が変化する。残存振動加力はつぎのように行った。図-8に示すように残存振動時の加力履歴の規則は、想定する最大応答の目標の最大経験変形角 R_{max} 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 E_e と、負側に载荷して消費される弾塑性歪みエネルギー E_s 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 E_e が塑性エネルギーで消費され零になるまで繰り返し、最終残留変形角 rRe を特定する。

図-9に変形の測定状況を示す。基礎に対する各階の水平変形、柱の軸変形、1階では柱が基礎から抜けだす変形を含む軸変形、左右の柱脚の基礎に対する水平のすべり変形を測定した。水平加力位置の水平変形は試験体

の表と裏で測定した。表と裏の測定値は一致していた。

4. 実験結果

4.1 水平荷重-変形角関係

図-10(a), (b) に水平荷重-変形角関係の例を示す。柱の軸力を軸力比 η で 10.4%, 8.4% にした場合である。

± 3 サイクルの 22.0kN で剛性が弾性剛性から低下した。同サイクルの $+0.023/100\text{rad}$ と $-0.021/100\text{rad}$ で引張側の柱主筋が引張降伏して耐力に達した。水平耐力は $1/100\text{rad}$ まで安定し、正負ともほぼ同じ耐力となった。

図-11に荷重-変形角関係の履歴ループを正加力側と負加力側に分けて示す。1/200 rad. と 1/100 rad. のサイクルである。 η が 8.4% の場合は $+1/100\text{rad}$ レベルまでは水平耐力が安定していたが、負加力時の変形 $-0.41/100\text{rad}$ (図中 S の時点) で破断音と同時に剛性が急激に低下した。その時の水平耐力は正加力時の 75% であった。破断音と共に剛性と耐力が低下したことから、引張側の柱主筋が破断したと推測される。破断音が発生

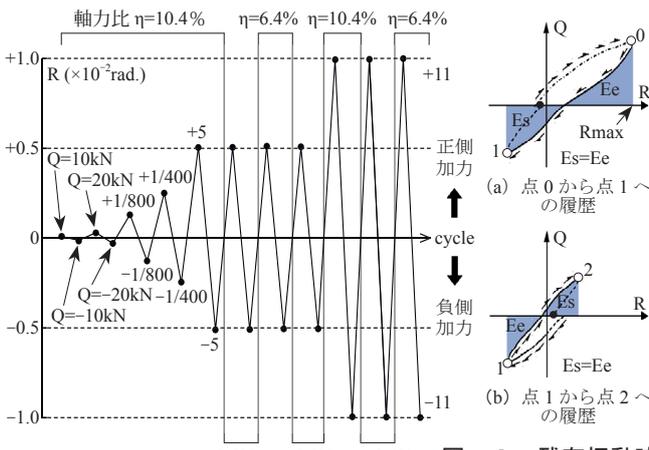


図-7 加力プログラム

図-8 残存振動時の加力規則

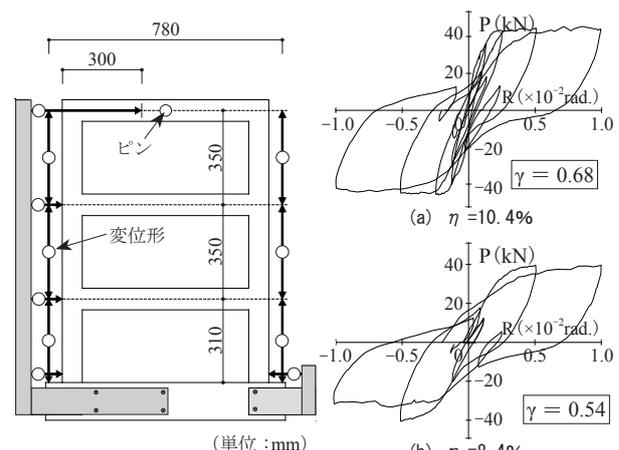


図-9 変形測定状況

図-10 荷重-変形角関係

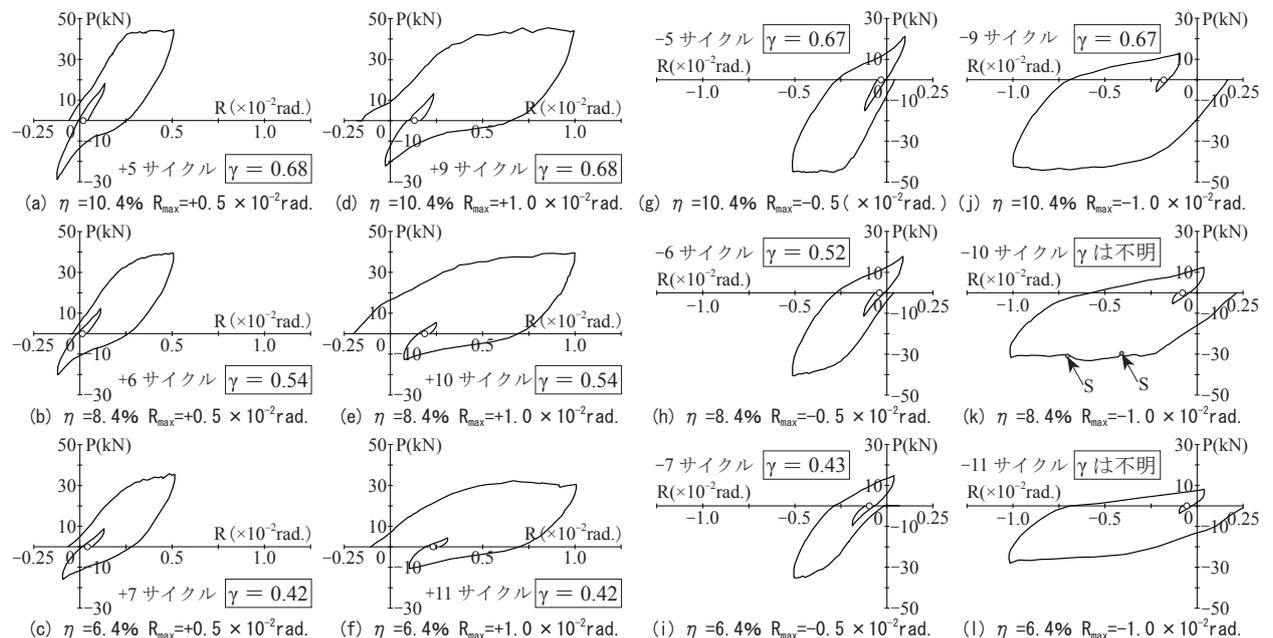


図-11 正負、軸力ごとの荷重-変形角関係

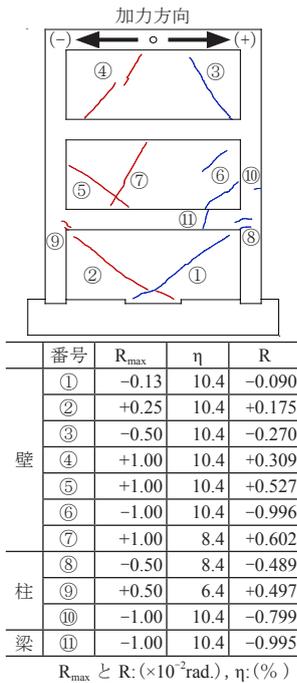


図-12 ひび割れ状況

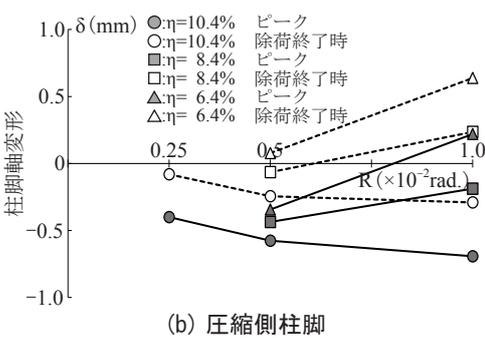
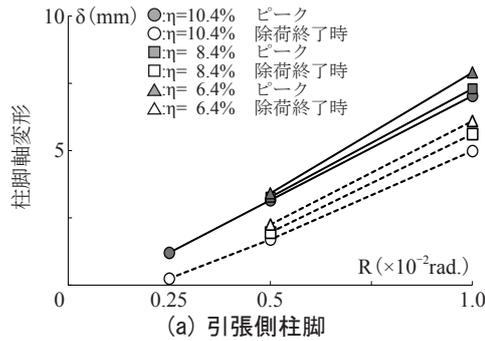


図-13 1階柱の軸変形-経験変形角関係

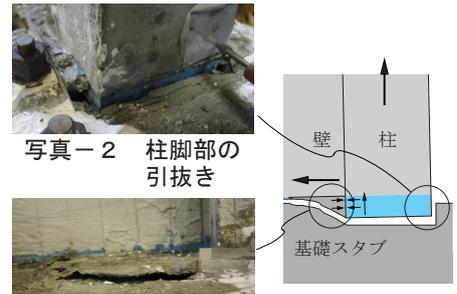


写真-2 柱脚部の引抜き

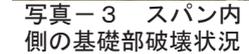


写真-3 スパン内側の基礎部破壊状況

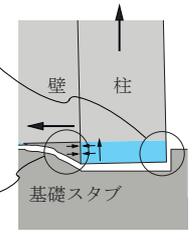


図-14 柱脚の損傷状況

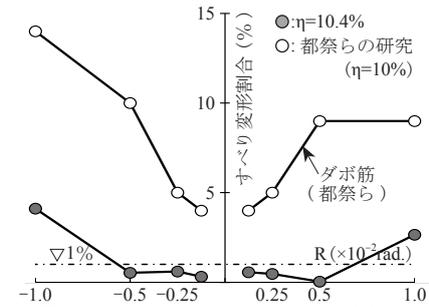


図-15 壁脚のすべり変形割合-経験変形角関係

した時を図中にSで示す。この原因は4.6節で検証する。

4.2 破壊状況

図-12にひび割れ状況を示す。実線が正加力時、点線が負加力時である。1/400rad. レベルの+41.5 kNと1/800rad. レベルの-34.9 kNにおいて①, ②のように斜めにせん断ひび割れが生じた。壁のコッターにせん断力が集中したことが要因と考えられる。せん断力を一様に分散させる改良が必要である。③⑧⑨は±1/200 rad. で生じ、④~⑦, ⑩, ⑪は±1/100 rad. で生じた。±1/100 rad. までにおいて、壁のコッターによるせん断ひび割れを除くと、1階にひび割れは生じなかった。

4.3 柱のコッターの挙動

壁のコッターは前述したように早期の変形レベルで1階の壁に斜めひび割れが生じてこれ以降、効果を発揮しなかった。写真-2に変形角が1/100rad. で基礎から抜け出している引張側柱の柱脚の状況を示す。図-12に観られるように1階柱には殆どひび割れが生じなかった。1階の引張側柱の軸変形は柱の基礎からの抜けだし変形とみなせる。図-13(a)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。図-2(a)のように、シャーキーが存在しない場合は加力方向が反転すると、水平剛性は左右の柱の柱主筋だけの水平剛性となり、せん断すべり変形が増大することを裏付けている。写真-2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。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、柱が基礎スタブから引き抜かれている。しかし、図-13(a)で観られるように、1/100rad. では柱の引き抜き変

形はピーク時(薄塗りの記号)は8mm程度で、除荷終了時(白塗りの記号)で6mm程度である。試験体製作時、柱は17mm基礎スタブに差し込まれているのでピーク時でもまだ9mmは入り込んでいることになる。このことから、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と判断できる。

写真-3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。ηが10.4%で、変形角が1/100 rad. の時にひび割れが生じた。これは図-14に示すように引張側の柱が引き抜かれ、スパン内側の基礎にコッターとして作用して、さらに鉛直方向の摩擦力が合成され、その部分が跳ね上げられる状況で破壊したと考えられる。

4.4 壁脚の水平すべりの状況

図-15にηが10.4%の場合の水平すべり変形の割合-変形角関係を示す。すべり変形の割合は全体変形に対する水平すべり変形の比とし、変形角は各サイクルの目標変形角とした。すべり変形は図-9の左右の柱脚の外側面の変位を平均した値である。前述したように耐震壁は0.22/100rad. で壁脚が曲げ降伏したが、±0.5/100rad. でもすべり変形の割合は1%以下に抑制されている。1/100rad. では、正側で3.0%、負側で4.0%となり増大している。この原因は今後、解明が必要であるが、4.6節で後述する柱主筋の座屈が影響していると考えている。

図中に都祭ら³⁾の試験体のすべり変形割合の変化を示す。都祭らの試験体は実大の1/2の縮尺であるが、形状比は本試験体とほぼ同じで、復元モーメント比と軸力比もほぼ同じである。都祭らの試験体で壁脚に多量のダゴ縦筋が配筋され、最もすべりを抑制できたと言われる試験体のデータを示した。本実験のデータは1/100rad. ま

でしか把握されていないが、都祭らのデータと比較すると $1/200\text{rad}$. までは $1/10$ 以下、 $1/100\text{rad}$. では正加力で $1/3$, 負加力で $1/4$ に抑制されていた。柱のコッターは壁脚のすべり変形を効率よく抑制できると考えられる。

4.5 残留変形の抑制

図-16 に残存振動加力の履歴ループにおける最終の残留変形角 Re を示す。目標変形直後は自由振動するものとして加力を行っている。せん断力が零となる時の変形角 $R1$ から第2番目と第3番目の変形角 $R2$ と $R3$ の中間の値に Re はほぼ収束する¹⁾。ここでは $R2$ と $R3$ の平均値を残留変形角 Re とした。これによる Re を図-11 中に○で示している。軸力比 η または復元モーメント比 γ が大きいものほど Re が小さくなっている。 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 $L(700\text{mm})$ 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。図-17 に柱主筋が破断するまでの残留変形角と最大経験角の関係を示す。正側の $1/100\text{rad}$. だけでしか確認できないが、耐震壁でも復元モーメント比が大きいと残留変形が小さくなることを確認できる。

4.6 $1/100\text{rad}$. で主筋が破断するメカニズム

図-11 で観られたように $1/100\text{rad}$. のサイクルで、 η が 8.4% の場合で、変形角が $-0.41/100\text{rad}$. の時、引張側柱の主筋が破断する現象が生じた。図-13(a) で示したように $1/100\text{rad}$. で1階柱の抜け出し変形は約 8mm で、1階の柱主筋の付着を無くしている区間の長さ 287mm に対して 2.8% である。図-18 に材料試験による主筋の応力-ひずみ関係を示す。測定できた範囲を示している。鉄筋の標本は10本で、破断ひずみは $15.4\sim 29.4\%$ だった。 2.8% で主筋が破断することは説明できない。

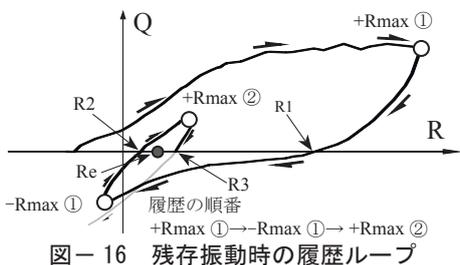


図-16 残存振動時の履歴ループ

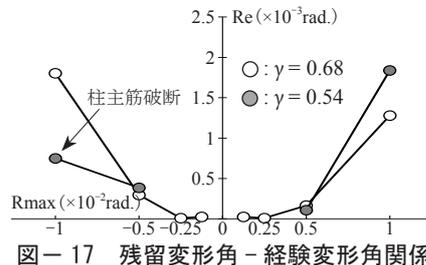


図-17 残留変形角 - 経験変形角関係



写真-4 主筋の座屈

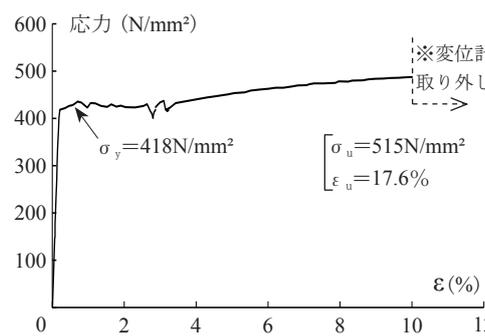


図-18 D3.5 鉄筋応力-ひずみ関係 (接着剤塗布)

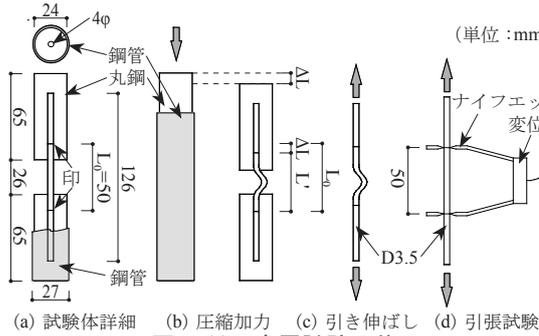


図-19 座屈試験の状況



写真-5 座屈後の鉄筋



写真-6 座屈後の引張破断

図-13(b) に正加力時に圧縮側の柱の軸変形の変化を示している。主筋が破断したのは変形角が $1/100\text{rad}$. で η が 8.4% の負加力時である。その直前の正側は、同じ η で $1/100\text{rad}$. のサイクルで、■のデータである。この時の圧縮変形は、 $1/200\text{rad}$. の時の値より減少している。本来ならば、変形の増加に伴って、圧縮変形も増加する。この後の加力で写真-4 に示すように主筋が座屈している状況を確認できた。これらのことから、 $1/100\text{rad}$. のレベルで主筋の塑性の伸びが大きくなり、柱脚と基礎の境界の開きが大きく残った状態で、加力方向の反転により圧縮力が生じたため、開きの間の主筋が座屈した。その後もかなりの圧縮変形がピーク時まで生じ、主筋に座屈に伴う曲げによる局所的なひずみが生じて、破断ひずみが激減したと予想される。この現象を確認するために、鉄筋を座屈させた後に引張試験を行った。次節で述べる。

4.7 鉄筋の座屈後の引張加力実験

図-19 に主筋の座屈実験の状況を示す。鉄筋は試験体の柱主筋と同じ $D3.5$ とした。上下の磨き丸鋼に鉄筋を差し込み、上下の磨き丸鋼が横ずれしないで、鉛直に縮むように鋼管により振れ止めをして圧縮した。上下の磨き丸鋼の間隔 L を 26mm とし、圧縮変形 ΔL を 6mm , 12mm , 18mm にする3種類を計画した。しかし、 18mm の場合、座屈した鉄筋と鋼管の内側が接触したため、中止した。写真-5 に座屈後の鉄筋の状況を示す。各種類、2本ずつ試験を行った。引張試験は写真-5の座屈した状態から、目視で直線と判断されるまで引き延ばし、その後、引張試験を行う計画とした。しかし、座屈時の圧縮変形を 12mm にした試験片は2本とも引き延ばす際に写真-6 に示すように破断した。図-20 に座屈後、引張試験による鉄筋の引張強度と座屈時の圧縮変形の関係を示す。引張強度は最大荷重を鉄筋の断面積で除して

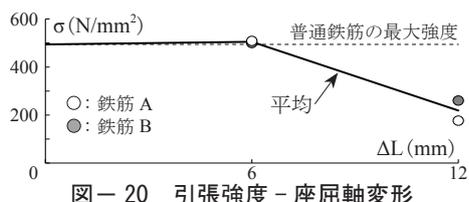


図-20 引張強度 - 座屈軸変形

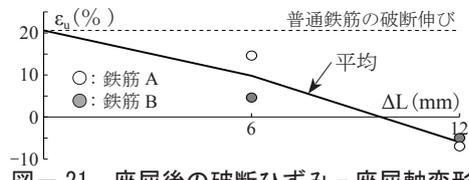


図-21 座屈後の破断ひずみ - 座屈軸変形

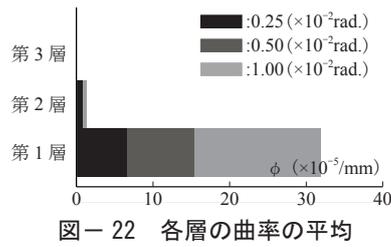


図-22 各層の曲率の平均

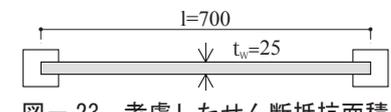


図-23 考慮したせん断抵抗面積

表-3 計算結果と実験値

	水平荷重 (kN)	変形角 ($\times 10^{-3}$ rad.)
比例限界時		
計算値	9.36	0.137
実験値	9.80	0.131
曲げ降伏時		
計算値	42.0	1.43
実験値	42.4	1.87

いる。図-21に破断後に測定された破断ひずみと座屈時の圧縮変形との関係を示す。破断ひずみは、破断後に破断面を合わせて、座屈実験の前に図-19(a)のように印をつけた区間 L_0 から増加した変形 ΔL を L_0 で除した値とした。

座屈時の圧縮変形が6mmの場合は引張強度は低下しないが、破断ひずみは平均値で9.6%になり、12mmの場合は引張強度は46%に減少し、破断ひずみも-6%に激減した。座屈時の軸変形量が破断ひずみに極めて大きな影響を与えている。主筋の付着を無くして連層耐震壁の損傷を抑制する方法は、基礎梁との境界で主筋の座屈を誘発し、早期の変形で柱主筋を破断させることになる。

座屈する条件式と防止する対策が必要である。

4.8 曲率分布

図-22に各層の曲率の例(1/400, 1/200, 1/100rad.)を示す。曲率は図-9で示した変位計により測定された左右柱の軸変形から算出した。1階の曲率が極めて大きい。

4.9 弾性剛性の計算値と実験値の比較

柱主筋は1本の柱で8本のD3.5が基礎に定着されている。壁の縦筋は定着されていない。1階の曲げ剛性は、定着されている柱主筋と、柱を含む耐震壁の全断面のコンクリートが弾性抵抗していると仮定する。2階以上は、すべての柱鉄筋(柱1本で16-D3.5)と壁縦筋(2-D1@20ダブル)および全断面のコンクリート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-23のようにせん断抵抗面積($t_w \cdot l$)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、スタブ上面から水平加力位置までの高さ(1010mm)で除して算出した。表-3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。

4.10 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なくしているので、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応する曲率とした。コンクリートは圧縮抵抗

力を考慮した。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-3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。

5. まとめ

復元性の高い連層耐震壁を開発するための予備実験を超小型試験体を用いて行った。以下に結果をまとめる。

- (1) 復元性を高めるために耐震壁の柱の主筋の付着を無くす方法は、早期の変形(1/100rad.)で主筋の破断を生じさせた。原因は座屈を早期に生じさせたため、座屈の発生条件の特定とその対策が必要である。
- (2) 主筋の座屈により鉄筋が局所的に劣化して、破断時の鉄筋の伸び量が極めて小さくなる。
- (3) 柱脚を基礎に埋め込むことにより、その部分の柱が耐震壁の曲げ降伏後のシャーキーとなり、壁脚部でのせん断すべりをかなり抑制でき、タボ筋による損傷抑制より効率が良い可能性が高い。
- (4) 主筋が早期に破断したため、復元モーメントによる残留変形の抑制効果を明確にできなかったが、測定できた範囲ではその効果を確認できた。
- (5) 超小型試験体でも主筋が降伏して曲げ降伏する連層耐震壁であれば、荷重変形関係も把握でき、構成材料の試験値を用いた計算値と実験値も一致した。予備研究には有効な方法であることが確認できた。

参考文献

- 1) 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，vol34，No2，pp151-156 2012.7JCI
- 2) 勅使川原正臣ほか：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，第593，pp.137-144 2005.7
- 3) 都祭弘幸ほか：降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁のスリップ抑制方法に関する研究，日本建築学会構造系論文 第614，pp.99-106 2007.4