

論文 復元性の高いRC造連層耐震壁の残留変形抑制に関する振動解析

西谷 政彦^{*1}・内村 考兵^{*2}・塩屋 晋一^{*3}・川添 敦也^{*4}

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。復元性の高い曲げ降伏形の連層耐震壁の試験体の自由振動の解析を行い、これまで柱と連層耐震壁の実験により確認されていた「復元モーメント比が0.6以上であれば、1/50rad.を経験しても残留変形角を1/400rad.以下に抑制できる」という指標は、力学的モデルを用いた振動解析でも、有効であることが確認された。

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、振動解析

1. はじめに

耐震構造は大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。塩屋ら¹⁾は鉄筋コンクリート構造を対象に柱と梁の残留変形を抑制する方法を開発している。柱脚を曲げ降伏させる柱では図-1(b)で定義している柱の長期軸力による復元モーメントMnの比、すなわち復元モーメント比 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、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ことを実験的に明らかにしている。壁脚を曲げ降伏させる連層耐震壁でも、その指標を適用できる可能性がある。楠本ら²⁾は既に小型の連層耐震壁の試験体による加力試験を行い、柱主筋が破断した、1.5/100rad.までは、 γ による残留変形の抑制性能を明らかにしている。この後、追加実験を行い、その指標が適用できることが実験的に明らかになった。この実験については文献3)で報告している。これらの実験の試験体は縮小モデルで、耐震壁の構造因子も限定されている。前述の指標を一般化させるためには小型試験体と実大の連層耐震壁でも共通に評価できる基本的な解析モデルが必要になる。

本論文では、その解析モデルについて検討した結果を

報告する。壁脚のコンクリートの損傷はほぼ抑制されるので、壁脚の柱主筋の繰り返しの履歴特性が連層耐震壁の履歴特性を支配する。解析は、その鉄筋の履歴特性と量を主変数として検討した。

2. 連層耐震壁の実験概要と解析モデル

2.1 対象にした試験体と特徴

実験²⁾では、壁脚が曲げ降伏した以降に加力が反転するレベルで生じる壁脚の水平すべり変形(図-2(a))を抑制するために、図-2(b)のように一階基礎梁の上面に打ち増しされる部分とスラブのコンクリートに柱脚を食い込ませる形で、そのすべり変形を抑制する仕組みを用いている。本研究ではその柱脚の部分を柱コッターと呼ぶ。損傷抑制は都祭らの方法⁴⁾を採用している。

図-3に各試験体の形状を図-4に部材の断面リストを示す。加力は最上階の梁の断面に水平の繰り返し加力を行っているが、鉛直荷重については、その梁の上部に水平の鉄骨梁が固定されて、そのスパン中央に鉛直荷重を加力して耐震壁の軸力を制御している。柱主筋のうち、基礎に定着して引張抵抗している鉄筋を接合鉄筋と称している。接合鉄筋は2-D6である。接合鉄筋以外の柱主筋のD-3.5は独自に製作したもので、JIS規格の性能を満たしている保証のないものである。接合鉄筋で付

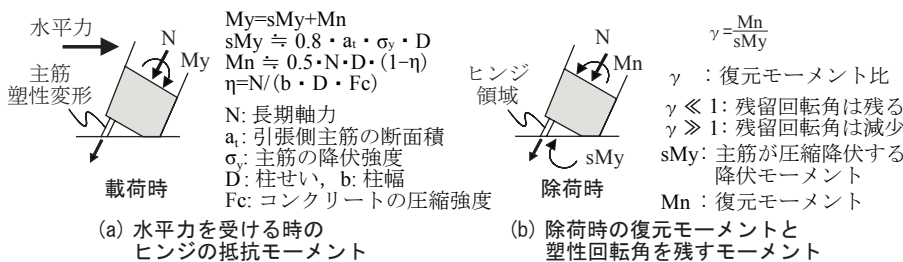


図-1 ヒンジの塑性回転角の抑制メカニズム

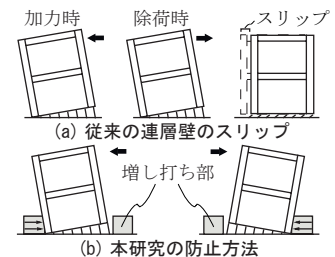


図-2 壁脚のスリップ防止方法

*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 内藤建築事務所 修士(工学) 元鹿児島大学大学院

*3 鹿児島大学大学院 理工学研究科教授 博士(工学) (正会員)

*4 鹿児島工業高等専門学校 都市環境デザイン工学科教授 博士(工学) (正会員)

着を無くす区間の長さ Lub は 637mm である。

実験では次のような残留振動加力を行い残留変形を特定している。図-5 (a) のように想定する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、負側に載荷して消費される弾塑性歪エネルギー E_s が等しくなるまで進めて除荷する。図-5 (b) のように、この後も、これを繰り返して E_e 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 R_e を特定している。

2.2 試験体のモデル化

図-6 に示すように連層耐震壁を最下層に弾塑性性状を考慮するヒンジ区間を有する一つの部材でモデル化した。実験の測定結果³⁾ では最下階の (287mm) で回転角が極めて大きかったため、その区間をヒンジ区間として、第2層と第3層はコンクリートと鉄筋は弾性として梁要素とした。上方の節点1に50ton 質点を設定した。この大きさは自由振動の挙動を安定して解析できる範囲で設定した。ヒンジ区間はマルチスプリングモデルを用いて、曲げ抵抗機構をモデル化した。マルチスプリングは、図-7 に示すように柱のコンクリートは10×10に分割して、壁は厚さ方向に2分割して両側の柱の内法区間を50分割して断面をモデル化した。ヒンジ区間ではコンクリートは引張抵抗しないものとした。基礎に定着

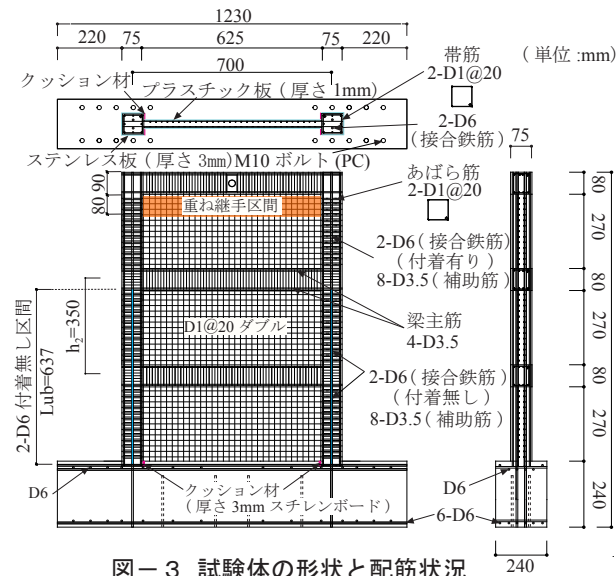


図-3 試験体の形状と配筋状況

梁断面	柱断面 (1,2層)	柱断面 (3層)	壁断面
$b \times D$ 75 × 80	$b \times D$ 75 × 75	75 × 75	D1
上端主筋 4-D3.5	接合鉄筋 2-D6	2-D6	壁厚 25
下端主筋 4-D3.5	補助筋 8-D3.5	8-D3.5	壁筋 D1@20
あばら筋 2-D1@20	帯筋 2-D1@10	2-D1@10	ダブル

図-4 断面詳細 (単位:mm)

した接合鉄筋は引張抵抗と圧縮抵抗するものとし、基礎に定着しなかった柱主筋と壁の縦筋は引張抵抗させないで、弾性で圧縮抵抗するものとした。マルチスプリングはヒンジ区間では一様に歪み、ヒンジの壁脚側の材端でモーメントの釣り合いが保証されるモデルである。弾性区間ではモーメントの釣り合いは保証されている。

壁脚のすべり変形は、耐震壁のせん断変形と併せてせん断単軸バネで考慮した。耐震壁のせん断変形成分は弾性とした。解析には、弾塑性解析プログラム SNAP⁵⁾ を用いた。

3. 材料の応力-ひずみ関係

3.1 鉄筋

ヤング係数と降伏強度は材料試験結果をもとに仮定した。その一覧を表-1に示す。図-8に一方の応力-ひずみ関係を示す。バイリニアでモデル化した。降伏後の二次剛性比 β は 0.1% とした。繰り返し加力の履歴規則は図-9に示す修正 Ramberg-Osgood 型⁵⁾ に基づいた。

試験体では図-3で示しているように基礎に定着した柱主筋 (2-D6) を最下層から第2層の区間 Lub (637mm) で付着を無くす処理を行っている。その区間では接合鉄筋は一様に歪むと想定される。その軸変形は図-6のモデルではヒンジ区間 Lp (287mm) だけで考慮する必要がある。ここでは、その区間 Lub (637mm) で生じる鉄筋の軸変形がヒンジ区間 (287mm) に集約されるようにした。同

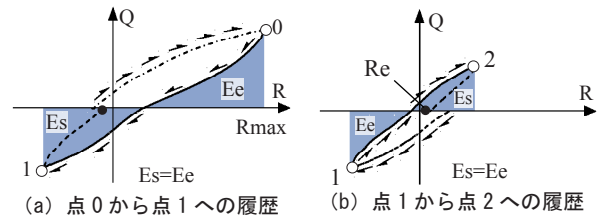


図-5 残留振動加力の規則

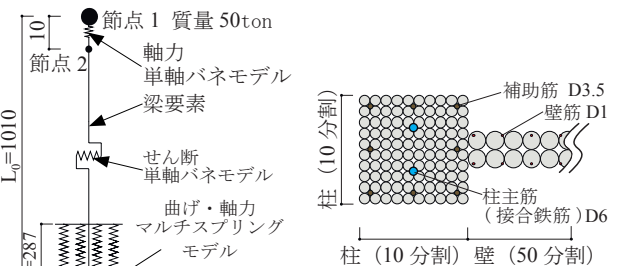


図-6 解析モデル 断面の分割状況

表-1 使用材料の力学的特性

モルタル	$E_c (\times 10^4)$	σ_B	$c\epsilon_B (\%)$
	2.36	49.2	0.21
鉄筋	種類	$E_s (\times 10^5)$	σ_y
	D6 普通鉄筋	1.85	365
	D3.5 普通鉄筋	1.97	424
D1 普通鉄筋	2.02	220	—

E_c : モルタルのヤング係数 E_s : 鉄筋のヤング係数
 σ_B : 圧縮強度 σ_y : 降伏強度
 $c\epsilon_B$: 圧縮強度時のひずみ度 σ_u : 最大強度 応力単位 (N/mm²)

図中のモデルでは第二層の h_2 の区間では接合鉄筋は弾性抵抗するものとして断面二次モーメントに考慮している。従って、 h_2 の区間で接合鉄筋の弾性の軸ひずみによる軸変形を Lub 区間の軸変形から差し引いてヒンジ区間の変形 δp を評価した。その弾性ひずみは直線的に変化するが、ここでは二階高さ中央のひずみが一様に分布するものとして評価した。鉄筋のひずみ-応力の関数を $\epsilon = F(\sigma)$ とすると、 δp は式 (1) で表される。 δp をヒンジ区間長さ L_p で除すと、ヒンジ区間のひずみ ϵp に変換する関数が式 (2) で表される。式 (2) に基づいて一方向の応力-ひずみ関係を特定して鉄筋の繰り返し履歴のモデルの変数を設定した。

$$\delta p = F(\sigma) \cdot \text{Lub} - (Q \cdot H_2 / E_c I_s) \cdot y_t \cdot h_2 \quad (1)$$

$$\epsilon p = F(\sigma) \cdot \text{Lub} / L_p - (Q \cdot H_2 / E_c I_s) \cdot y_t \cdot h_2 / L_p \quad (2)$$

ここに、 σ : 鉄筋の応力、Lub, h_2 , L_p : 図-3の各区間長さ、Q: 耐震壁のせん断力、 H_2 : 水平加力点から二階中央高さまで鉛直距離、 $E_c I_s$: 耐震壁の弾性曲げ剛性、 y_t : 耐震壁断面図心から柱芯までの水平距離

3.2 コンクリート

図-10 にモデル化した応力-ひずみ関係を示す。諸値は材料試験結果に基づいて仮定した。それらを表-

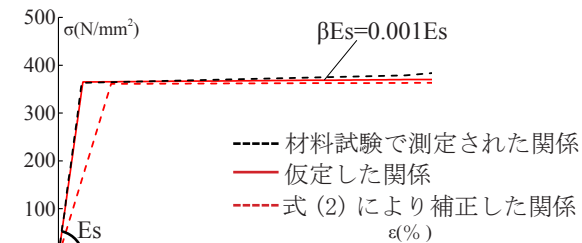
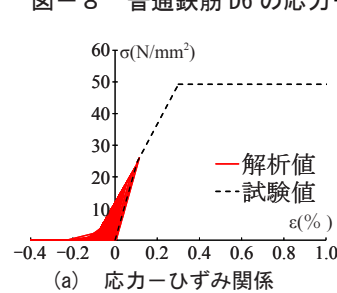
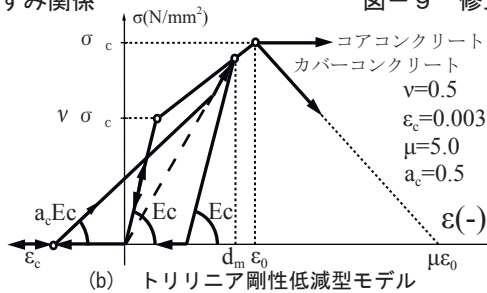


図-8 普通鉄筋 D6 の応力-ひずみ関係



(a) 応力-ひずみ関係



(b) トリリニア剛性低減型モデル

図-10 コンクリートの応力-ひずみ関係

1 に示す。応力-ひずみ関係の圧縮加力ではトリリニアでモデル化して、柱はカバーコンクリートと帯筋で拘束されるコアコンクリートに分けた。壁はカバーコンクリートと同じとし、引張抵抗はしないものとした。繰り返しの規則については、トリリニア剛性低減型⁵⁾とした。圧縮加力のピーク時直後の引張加力では引張抵抗はしないが、コンクリートが引張力を受けてひび割れが発生して、ひび割れ面がずれて圧縮される場合は、圧縮ひずみに転じていなくても引張ひずみの大きさに応じて、圧縮抵抗する場合がある。この履歴モデルを採用した。実験では、一階の柱脚で、繰り返し加力により柱脚まわりのモルタルが損傷を受けて、柱脚が引き抜かれた際にその小片が柱脚の底面の下に入り込み、柱脚の底面と基礎が離れていても、その小片が挟まった状態で圧縮抵抗する状況を考慮するために採用した。それを表す諸値を図-10(b)の右側に示す。それらは、実験結果を説明できるようにソフトウェアで許されている限界値を採用した。

3.3 壁脚のせん断バネの剛性

図-11 に仮定したせん断単軸バネのせん断力-すべり変形関係を赤線で示す。図中には実験の壁脚のせん断力-すべり変形関係の履歴ループを青線で示す。実験で

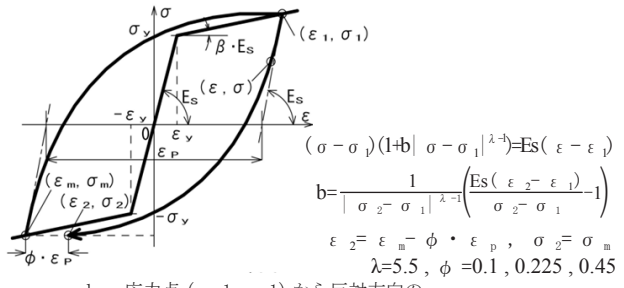


図-9 修正 Ramberg-Osgood 型モデル
b: 応力点 (ϵ_1, σ_1) から反対方向の新たな降伏点 (ϵ_2, σ_2) までの応力の変化量を表す係数

図-9 修正 Ramberg-Osgood 型モデル

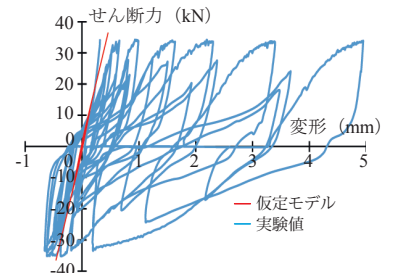


図-11 せん断力-すべり変形関係

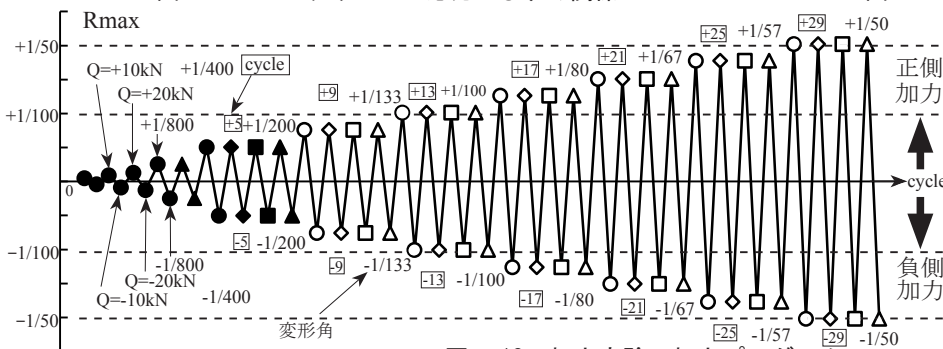


図-12 加力実験の加力プログラム

- 残存振動加力なし
- $\gamma=1.07 \eta=9.0\%$
- ◆ $\gamma=0.82 \eta=6.9\%$
- $\gamma=0.58 \eta=4.9\%$
- ▲ $\gamma=0.51 \eta=4.3\%$
- 残存振動加力あり
- $\gamma=1.07 \eta=9.0\%$
- ◇ $\gamma=0.82 \eta=6.9\%$
- $\gamma=0.58 \eta=4.9\%$
- △ $\gamma=0.51 \eta=4.3\%$

は正加力側は柱脚のコッターが損傷してすべり変形が増大し、負加力側は柱脚のコッターがすべり変形を抑制した。赤線のバネ係数は負加力側の弾性剛性に合わせて設定して弾性とした。そのバネ係数は79.6kN/mmとした。

3.4 耐震壁のせん断剛性

壁厚と両側の柱芯の距離の積の断面積がせん断抵抗するものとしてせん断変形を算出した。壁には1.5/100rad.までは壁にはせん断ひび割れは生じなかったため弾性とした。せん断弾性係数は9845N/mm²とした。

3.5 加力履歴

実験では同一の試験体で、図-12に示すように鉛直荷重による4種類の柱軸力比を設定して、それぞれの鉛直荷重を作用させて、目標変形角に達した後から、2.1節で述べたように自由振動を想定した準静的加力を行い残留変形を特定している。目標変形角は正加力側と負加力側とも設定して自由振動の加力を行っている。一つの目標変形で8回の自由振動の加力を行っている。これらがすべて終わった後に、目標変形を増加させて、同様に8回の自由振動の加力を行っている。

本解析では、加力終了まで耐震壁への鉛直荷重は一定として、各目標変形角後、自由振動させて、残留変形を特定している。従って、実験の試験体の方が、同一の目標変形で4種類の軸力比を設定されて加力されるため、解析のモデルより損傷していることになる。

解析は図-6の水平加力位置に質点を置いて自由振動の振動解析を行った。ヒンジ区間で回転角が生じると、そこにおいて左右に中立軸の移動が生じて、耐震壁の頂部に鉛直の動きが生じ、その質点に鉛直方向の加速度が生じ、これにより軸力が変動して、実験の加力状況と異なる状況が生じた。これを防ぐため、質点と耐震壁の鉛直にバネを設けて、その加速度が耐震壁の軸力に殆ど影響がない程度まで、そのバネ係数を減少させた。

3.6 解析変数

耐震壁では、コンクリートの損傷を抑制して接合鉄筋の引張降伏と圧縮降伏を促進させるため、最大経験変形後の残留変形には鉄筋の履歴ループが大きく影響を与える。図-9の繰り返しの履歴ループ形状に大きく影響を与える係数は λ と ϕ である。ここでは λ を5.5に固定して、 ϕ を0.1,0.225,0.45の3種類に設定して検討を行った。 ϕ の効果は図-16の鉄筋の繰り返し加力の履歴ループで示されるが、バウシング効果による剛性の程度を表す。

4. 解析結果

4.1 ループ形状と残留変形角

解析では鉄筋の履歴特性の変数 ϕ を0.1と0.225および0.45について検討したが、その中でも0.225が、実験結果と比較的、よい対応であった。図-13から図-15

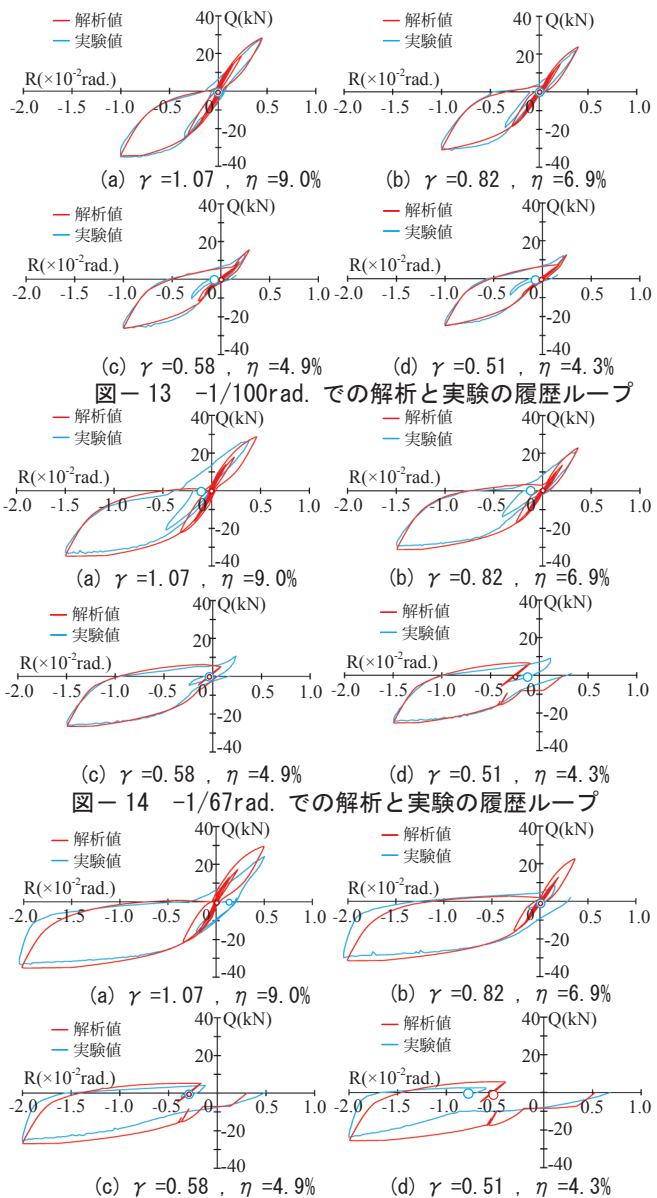


図-13 -1/100rad.での解析と実験の履歴ループ

図-14 -1/67rad.での解析と実験の履歴ループ

図-15 -1/50rad.での解析と実験の履歴ループ

に ϕ を0.225に設定し解析した場合の履歴ループを実験の履歴ループと比較して示す。

実験では、正加力側で壁脚の柱コッターに損傷が生じて1/100rad.以降で、壁脚のすべり変形が生じて、そのすべり変形が耐震壁の水平荷重-変形角関係に、多少、影響を与えていた。そのため負加力側の残存振動加力のループを示している。残存振動加力は目標とする各最大変形から、自由振動させて振動が終了して残留変形が決定するまでの振動過程を再現する準静的な加力方法と定義している。示した目標変形角は1/100, 1/67, 1/50rad.である。赤線のループが解析結果で、青線が実験結果である。ループ形状については、1/100rad.では、復元モーメント比 γ が1.07と0.82は解析と実験はよい対応になっている。 γ が0.58と0.51となると、残存振動加力時の振動の収束時のループの剛性が、実験値の方が減少する傾向がある。これは、3.5節で述べた様に実験は、同

じ試験体で、各目標変形で、段階的に軸力を減少させて、残存振動加力を行っているが、解析ではその履歴を再現していないため、実験の損傷が解析より進行しているためであると考えられる。これらの傾向は、目標変形角が $1/67, 1/50 \text{ rad}$ と進むにつれて、より顕著になっている。 $1/50 \text{ rad}$ で γ が最も小さい 0.51 の場合は、実験では $-0.85/100 \text{ rad}$ でコッターの柱脚がせん断破壊しているので参考値として頂きたい。図中の青丸は最終の残留変形角の実験値で、小さな赤丸は解析値である。前述したように残存振動が収束するループの形状は解析と実験では多少の違いは観られるが、最終の残留変形角の値は、解析値 (赤丸) と実験値 (青丸) は図-14 と図-15 の (d) ($+1/50 \text{ rad}$, γ が 0.51) を除くと、ほぼ一致している。

4.2 鉄筋とコンクリートの応力-ひずみ関係の履歴

図-16 に解析で得られた、 ϕ が異なる場合の柱主筋 (接合鉄筋) の応力-ひずみ関係の履歴ループを示す。目標変形別々に示している。 ϕ が大きくなると鉄筋の応力-ひずみ関係では除荷から再载荷の剛性が大きくなる。図-17 に ϕ を 0.10 と 0.225 および 0.45 とした場合で目標変形角が $1/50$ で γ が 0.51 の水平荷重-変形角関係の

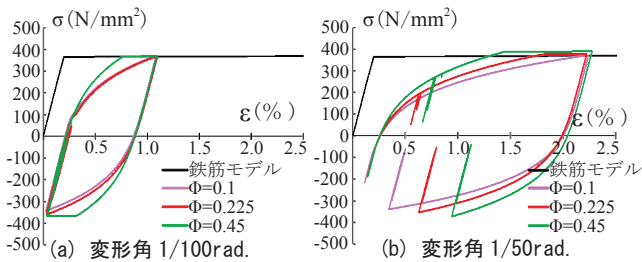


図-16 鉄筋の応力-ひずみ関係の履歴ループ

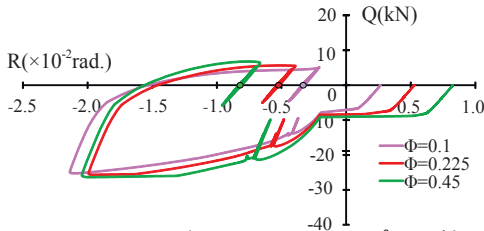


図-17 $-1/50 \text{ rad}$ でのループの比較

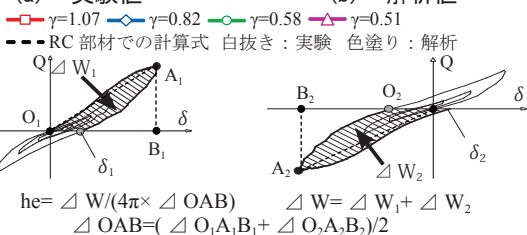
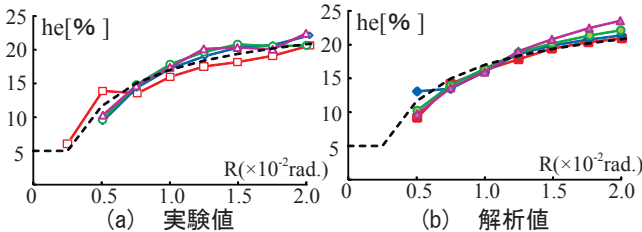


図-18 等価粘性定数 he

ループをそれぞれ示す。 ϕ が 0.1 から 0.45 になると解析の残留変形角が大きくなる。図-13 から図-15 で示した、 ϕ が 0.225 の場合が、三者の中では最も解析値が実験値に近い状況であった。

図-10(a) に解析で得られた壁脚の曲げ縁のコンクリート-ひずみ関係の履歴の例 (赤線) を示す。全ての解析でもコンクリートの応力は圧縮強度に達することなく、コンクリートの損傷も進行していない範囲で留まった。

4.3 エネルギー吸収量

図-18 の (a) と (b) に各目標変形におけるループの等価粘性定数 he の推移を解析と実験を示す。解析は ϕ が 0.225 の場合である。 he は同図の (c) に示すように正加力側と負加力側の残存振動加力の最初の半ループの消費されるエネルギーの和を、1ループの消費エネルギーとして算出した。この消費エネルギーの量は、1ループの加力を行った場合より小さくなり、工学的には安全側の実験値となる。小さくなる理由は、残存振動加力の影響により、負加力側の開始の変形 δ_2 は、正加力側の最大変形後のせん断力が零となる変形 δ_1 より小さくなるため、負加力側の消費エネルギー量が、1ループの負側より小さくなるためである。解析値は概ね実験値に近い。

4.4 軸変形の履歴

図-19 のヒンジ区間での軸方向変形と変形角の関係を解析 (赤線) と実験 (青線) を比較して示す。解析は ϕ を 0.225 とした場合である。 γ が 1.07 と 0.51 の場合を示

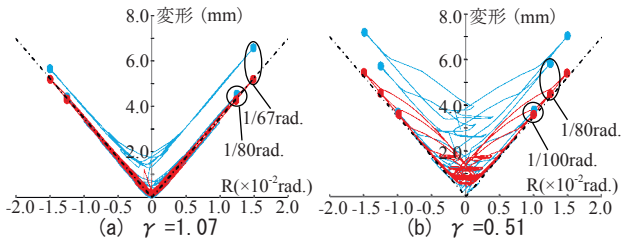


図-19 軸変形-変形角関係

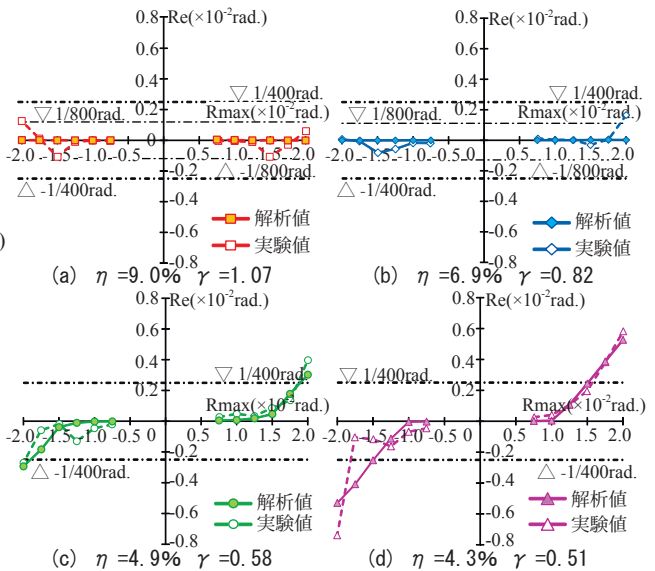


図-20 残留変形角-変形角関係

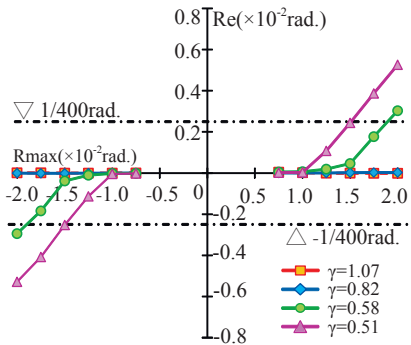


図-21 残留変形角の推移

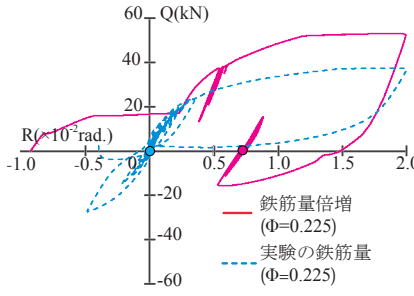


図-22 鉄筋量を倍増させた場合のループ

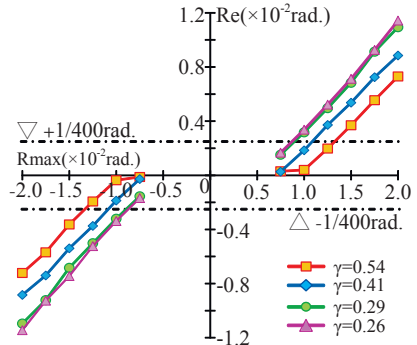


図-23 鉄筋量を倍増させた場合の残留変形角の推移

している。γが1.07の場合は±1/80rad.のサイクルでまでは解析値は実験値と一致しているが±1/67rad.のサイクルの変形角が零に近い時点で、実験値が解析値から一定量、離れている。特に正加力側で、その量が多い。実験では正加力側の柱脚のコッターの損傷が1/100rad.以降で顕著になっており、これが影響を与えたものと考えられる。γが0.51と小さい場合は、1/100rad.までは解析値と実験値はほぼ一致しているが1/80rad.以降は加力が繰り返される度に軸変形が伸びている。これは軸力が小さいため、ヒンジ区間の材長が伸びるピンチング現象が生じていると考えられる。解析でも同様な現象は生じているが、その増加量は実験値より小さい。これについては詳細な検証が必要である。

4.5 残留変形角

図-20に各目標変形角での残存振動加力後の残留変形角を解析と実験を比較して示す。φは0.225の場合である。復元モーメント比γ別に示している。4.1節で述べた理由により負加力側で考察する。γが0.82, 1.07であれば、1/50rad.まで経験しても残留変形の解析はほぼ零となる。しかし、負加力側の実験値は±1/800rad.の範囲で変動している。解析値で残留変形角が零となっても、±1/800rad.程度は残ることを想定しておく必要がある。

γが、冒頭で述べた閾値の0.6をわずかに下回っている0.58の場合は、解析値は1/50rad.の目標変形角では、残留変形角は視覚的許容変形角1/400rad.をわずかに上回る程度で、その閾値とよく対応している。γが0.51と小さくなると残留変形角は、目標変形角に伴ってより増大する。残留変形角を安全側で評価する観点では、現時点ではφを0.225として良いように考えられる。

図-21に解析による残留変形角の推移をまとめて示す。0.6を下回ると、残留変形角が増大することが確認できる。

5. 接合鉄筋の鉄筋量を増加させた場合の解析

基礎に定着した柱主筋の接合鉄筋(2-D6)だけの量を二倍に増大させた場合の解析を行った。図-22に正加力側のループを示す。また、図-23には、残留変形角の推移を図-21と同様に示す。鉄筋の降伏モーメントが二倍になるため、復元モーメント比γは50%に減少する。従っ

て、いずれの場合もγは0.6を下回る。図-21と比較すると、γの減少によって、残留変形角が増大し、許容値の1/400rad.を大きく上回ることになる。

6. まとめ

復元性の高い曲げ降伏形の連層耐震壁の試験体の自由振動の解析を行い、経験変形角に応じた残留変形の評価を試みた。以下にまとめる。

- 1) 柱と連層耐震壁の実験により得られていた「復元モーメント比が0.6以上であれば、1/50rad.を経験しても残留変形角を1/400rad.以下に抑制できる」という指標の有効性は、解析的にも示すことができた。
- 2) 解析モデルで、連層耐震壁の履歴ループ、エネルギー吸収性能および残留変形を概ね評価できた。しかし、解析値は、1/67rad.で軸力が大きくなると、目標変形角の後の除荷時から再載荷の剛性を小さく評価する傾向が生じた。耐震壁の履歴ループを柱の主筋の繰り返しの履歴特性が主に支配する。このため、今後は、鉄筋の履歴規則を、鉄筋の繰り返し加力実験により詳細に検証する必要がある。

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) 西谷政彦, 塩屋晋一ほか: 柱主筋の早期破断の原因解の解明を目的とした超小型試験体による復元性の高いRC造連層耐震壁の追加加力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 40, No. 2, pp. 349-354, 2018. 7
- 4) 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変形抑制方法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 614, pp. 2007. 4
- 5) 榊構造システム: SNAP Ver. 6 テクニカルマニュアル