

論文 残留変形角の評価を目的とする RC 柱の解析モデルに関する研究

川添 敦也*1・塩屋 晋一*2・公文 祐斗*3

要旨：RC 造建物を対象にして大地震時に大変形を経験しても、残留変形を抑制する技術を開発している。時刻歴応答解析により建物の残留層間変形角を予測するためには、柱や梁の解析モデルを適切に設定する必要がある。柱の実験から得られた履歴特性に基づいて柱の解析モデルを作成し、応答解析の結果を実験結果と比較した。提案したモデルによる解析は、実験の残留変形と、復元モーメント比に伴う残留変形の変化傾向を精度よく評価した。復元モーメント比が 0.4 以上であれば、柱は 1/50rad.を経験しても、残留変形角を 1/400rad.以下に抑制する性能を発揮できることが明らかになった。

キーワード：鉄筋コンクリート造, 柱, 残留変形角, 復元モーメント, 時刻歴応答解析

1. はじめに

RC 造建物が地震により大きく変形すると、柱脚および梁材端に塑性ヒンジが発生し、建物全体に崩壊機構が形成される。建物が傾いた状態で地震動が治まると、建物に残留変形角が生じる。残留層間変形角が 1/400rad.未満であれば、建物の構造体は小規模の修繕で継続使用できるが、それを超えると大規模な修繕あるいは建て替えの必要性が生じる。

塩屋らは、梁曲げ降伏型の RC ラーメン骨組を対象にして、残留変形を抑制する性能を有する梁¹⁾と、長期軸力による柱の復元力²⁾により、RC 造建物の残留変形を抑制する設計方法を提案している。そこでは、梁の上端筋に高強度鉄筋を用いることにより、下端の普通鉄筋が降伏した以降、二次剛性を発揮させる。建物のラーメン骨組にも降伏後に、制震構造と同様に、二次剛性を発揮させる。1 階の柱は、復元モーメント比を制限することにより、残留変形角を抑制している。これらの特性を有する建物の地震応答解析を、簡略的な質点モデルで行い、最大応答後の残存振動によっても残留変形が抑制される可能性があることを明らかにしている。

建物の残留変形を正確に予測するためには、それらの梁や柱の荷重変形関係の骨格曲線と残存振動時の履歴特性を精度良く評価できるモデルを構築する必要がある。

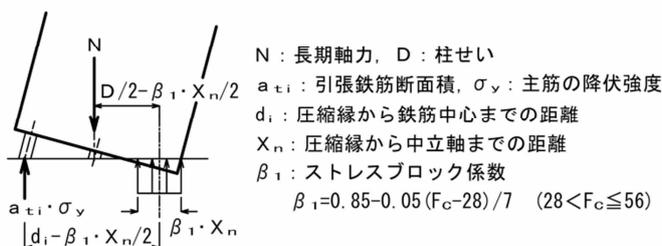


図-1 柱脚の応力状態と復元モーメント

柱脚の変形成分には、塑性ヒンジの変形以外に、接合部からの主筋の抜出しや、せん断すべりによる変形がある。これらについても十分、検討する必要がある。

本研究では、ラーメン骨組の時刻歴応答解析により残留変形を評価することを目的に、1 階の柱の解析モデルを実験結果に基づき作成した。解析モデルと、これによる解析結果と実験結果を比較した結果を述べる。

2. 解析対象の試験体と解析モデル

2.1 復元モーメント比

図-1 に、想定する柱脚が、曲げ降伏する時の応力状態を示す。柱の長期軸力 N により、柱脚の変形角が元の状態に戻ろうとする曲げモーメントを復元モーメント M_n と定義する。引張側に塑性変形した鉄筋を圧縮降伏させるために必要なモーメントを ${}_sM_y$ とし、復元モーメント M_n に対する比 γ を式(1)で定義する。この比 γ を復元モーメント比と定義する。 γ は軸力が増加すると増大し、引張主筋量が増加すると減少する。

$$\gamma = M_n / {}_sM_y \quad (1)$$

$$M_n = N \cdot (D/2 - \beta_1 \cdot X_n/2)$$

$${}_sM_y = \sum_i (a_{ti} \cdot \sigma_y) (d_i - \beta_1 \cdot X_n/2)$$

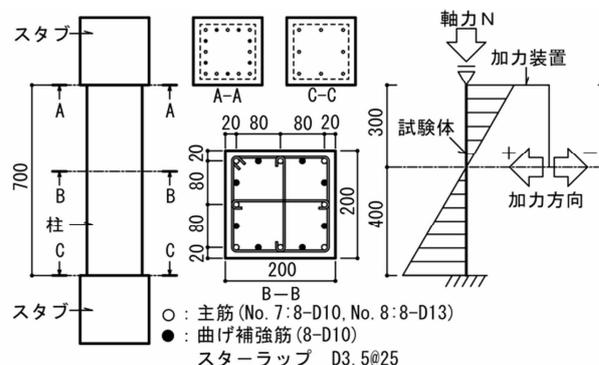


図-2 解析対象の試験体と加力方法

*1 鹿児島工業高等専門学校 都市環境デザイン工学科准教授 修士(工学) (正会員)

*2 鹿児島大学大学院 理工学研究科教授 博士(工学) (正会員)

*3 株式会社 JFE 設計 元鹿児島大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (正会員)

静的な力のつり合いで考えると、 γ が 1.0 を超えれば、柱は変形後も長期軸力で垂直の状態に戻る。しかし、建物の最大応答後の残存振動の効果により、 γ が 1.0 未満でも柱脚の残留変形角は $1/400\text{rad}$ 未満に抑制される²⁾。

2.2 対象にする試験体

試験体の形状寸法を図-2に示す。試験体は、No.7およびNo.8の2体である。両試験体の違いは主筋径であり、試験体No.7ではD10、No.8ではD13を用いている。主筋は上下のスタブに定着されている。柱脚以外は曲げ降伏させないために、別途、曲げ補強筋(8-D10)を配筋している。これらは柱頭部のスタブには定着されているが、柱脚部はスタブ上面位置で切断されている。

2.3 加力方法と実験結果

油圧ジャッキにより、軸力とせん断力を与えている。柱脚から400mmの位置が反曲点となるように水平加力されている。試験体の反曲点から下側のせん断スパン比は2.0である。加力履歴を表-1に示す。変形角Rは、反曲点の水平変位を柱脚から反曲点までの距離で除した値である。目標変形角 R_{\max} を $+0.005\text{rad}$ から $\pm 0.02\text{rad}$ まで漸増変形させている。正側だけ加力しているサイクルと、正負の両方に加力しているサイクルがある。軸力は、同じ R_{\max} で、1サイクルごとに高軸力から低軸力に段階的に変化させている。軸力が変化することにより復元モーメント比 γ は、No.7では0.92から0.0まで、No.8

では0.69から0.0まで段階的に変化させている²⁾。各サイクルの目標変形角からの除荷時は、建物の自由振動を想定した準静的加力を行っている。実験による柱のせん断力Qと変形角Rの関係を図-3に示す。

3. 解析モデルと解析方法

解析には、弾塑性時刻歴解析ソフトSNAPを使用した。柱の解析モデルを図-4に示す。試験体の反曲点位置に質点(20tf)を設けた片持ち柱とした。柱脚の塑性ヒンジをマルチスプリング(以下、MS)により、主筋のスタブからの抜出しを回転バネにより、せん断すべりをせん断バネにより、それぞれモデル化した。塑性ヒンジ以外の曲げ変形と軸方向変形は弾性範囲とした。解析は、質点に加速度を与え、各サイクルの目標変形角 R_{\max} に達した後自由振動させた。実験の加力履歴にあわせて解析を進めた。一般のRC建物の解析と同様に、減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数を5.0%とした。

3.1 MSモデル

鉄筋は1本につき1本のスプリング、コンクリートは $10\text{mm} \times 10\text{mm}$ の断面を1本のスプリングでモデル化した。材料特性は、表-2に示す試験体の実験値を用いた。

鉄筋の復元力特性は、図-5(a)に示す修正Ramberg-Osgood型でモデル化した。材料試験の結果により、パラメータ τ を10.0、 ϕ を0.45とした。

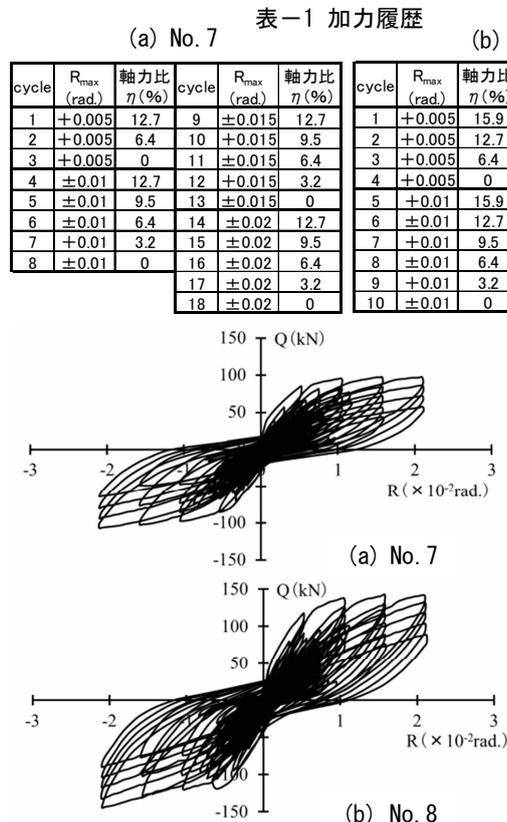


図-3 荷重-変形角関係

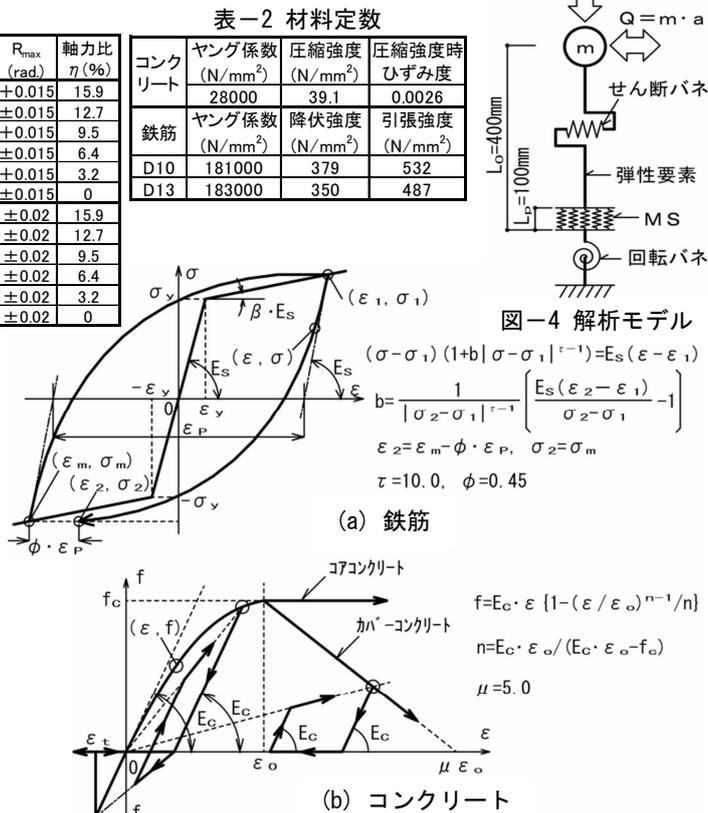


図-5 材料の復元力特性

コンクリートの復元力特性を図-5(b)に示す。圧縮強度に達した以降の応力度とひずみ度の関係について、コアコンクリートは強度を一定とし、カバーコンクリートは $5 \cdot \epsilon_c$ までひずみ度に比例し低下するものとした。

3.2 材端の拔出しによる回転バネ

(1) 回転バネの荷重-変形関係

図-6に示すように、鉄筋のスタブからの拔出しにより材端に回転角が生じる。鉄筋降伏時の拔出し量を S_y (mm)とすると、そのときの回転角 $r\theta_y$ (rad.)は式(2)で表される。

$$r\theta_y = S_y / (d - X_n) \quad (2)$$

ここに、 X_n : 中立軸位置(mm), d : 有効せい(mm)
 S_y は、文献3)により、式(3)で与えられる。

$$S_y = \epsilon_y \cdot (2 + 3500 \cdot \epsilon_y) \cdot \alpha_y \cdot \phi / (f_c / 20)^{2/3} \quad (3)$$

ここに、 ϵ_y : 鉄筋の降伏ひずみ, ϕ : 鉄筋径(mm)

f_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

α_y : 鉄筋間隔の影響 $\alpha_y = 1 + 0.9e^{0.45(1 - C_s/\phi)}$

C_s : 鉄筋間隔(mm)

柱脚の曲げモーメントに伴って生じる、鉄筋の拔出しによる回転角を与える仮想の柱(図-7)を、スタブ内に設けた。その柱断面は柱脚の断面と同じとした。引張鉄筋が降伏する時の曲率を ϕ_y とすると、拔出しによる回転角 $r\theta_y$ を ϕ_y で除した値を、仮想する柱の長さ L とした。

$$L = r\theta_y / \phi_y \quad (4)$$

$$\phi_y = \epsilon_y / (d - X_n)$$

仮想の柱はMSモデルによりモデル化した。MSモデルにより図-8(a)の $M-r\theta$ 関係を求める。 M_c は、仮想の柱のコンクリートに曲げひび割れが発生したときの曲げモーメントである。このときの鉄筋の拔出し量は無視できる程度に小さいため、図-8(b)の $M-r\theta$ 関係では回転角は生じないものとした。試験体の加力の範囲は、柱

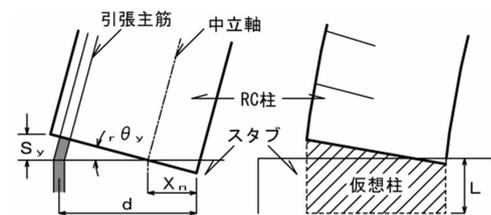


図-6 鉄筋の拔出し 図-7 仮想の柱

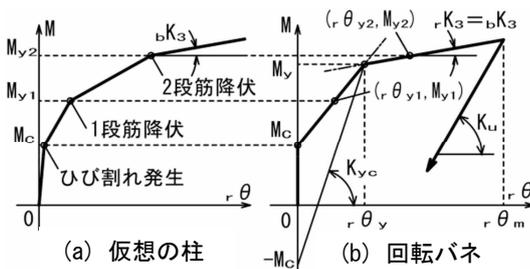


図-8 仮想の柱と回転バネの $M-r\theta$ 関係

の部材角が0.02rad未満で、中央の鉄筋(2段筋)が引張降伏する。 M_{y1} および M_{y2} は、それぞれ仮想の柱の1段筋と2段筋が引張降伏するときの曲げモーメントである。回転バネの $r\theta_{y1}$ および $r\theta_{y2}$ はそれぞれ1段筋と2段筋が引張降伏した時の拔出しによる回転角であり、式(2)と式(3)から求められる。回転バネの降伏後の回転剛性 rK_3 は、2段筋の降伏以降の曲げ剛性 bK_3 と等しくした。

図-8(b)において、点 $(0, M_c)$ と点 $(r\theta_{y1}, M_{y1})$ を結んで延長した直線と、点 $(r\theta_{y2}, M_{y2})$ を通る勾配 rK_3 の直線の交点を回転バネの降伏点 $(r\theta_y, M_y)$ とした。

(2) 回転バネの復元力特性

回転バネの復元力特性は、スリップ剛性低減型⁴⁾とした。最大変形角 $r\theta_m$ からの徐荷剛性 K_u は式(5)で表した。

$$K_u = K_{yc} \cdot (r\theta_y / r\theta_m)^{\lambda_1} \quad (5)$$

ただし、 $K_{yc} = (M_y + M_c) / r\theta_y$

ここに、 λ_1 : 徐荷剛性に関するパラメータ

$r\theta_m$: 回転バネの最大変形角

復元モーメント比 γ が大きくなるほど、柱の変形は元に戻りやすい。従って、 γ が大きいくほど初期剛性に対する徐荷剛性の比は小さくなる。式(5)ではパラメータ λ_1 が、大きくなるほど徐荷剛性 K_u は小さくなるから、 λ_1 は γ を用いて、次式により近似した。

$$\lambda_1 = 0.2 + 1.25 \cdot \gamma \quad (6)$$

スリップ剛性低減型の復元力特性は、RC部材の曲げ変形のモデル化を想定しているため、 λ_1 は0.7以下に制限されている。従って、 λ_1 が0.7を超える場合($\gamma > 0.4$)は、 λ_1 を上限値の0.7とした。この場合、残留変形を過大に評価することになる。残存振動時のループの徐荷剛性を決定するパラメータ ξ は、すべて0.5とした。

3.3 せん断すべりバネ

曲げ降伏後、柱脚の接合面ではせん断すべりが生じる。その変形を表すせん断すべりバネの骨格曲線を、図-9に示す。復元力特性はトリリニアスリップ型⁴⁾とし、初期剛性 sK_0 は弾性時のせん断剛性とした。せん断すべりバネの降伏荷重 Q_{y1} 、 Q_{y2} は、図-9(a)に示すように、柱部材だけの解析により求められる降伏荷重を用いた。

RC梁では、曲げ降伏後、せん断変形は曲げ変形の1/3程度になる⁵⁾。柱の場合、軸力が大きいほど、また、主

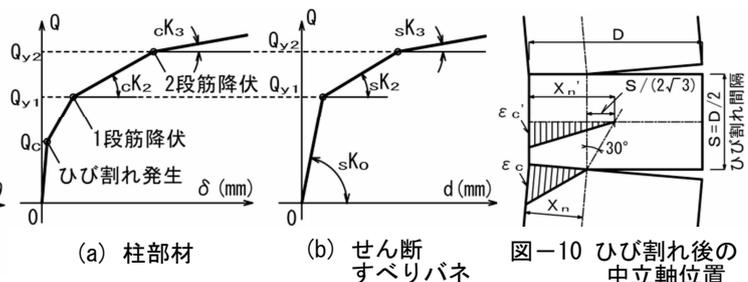


図-9 柱部材とせん断すべりバネの荷重-変形関係

筋量が少ないほどせん断すべりは小さくなる。これは、復元モーメント比が大きくなるほど、せん断すべり量は小さいことを意味する。ここでは、 γ が1.0以上でせん断すべりが生じなくなるものと仮定して、せん断すべりバネの降伏後の剛性を式(7)と式(8)で定義した。

$${}_sK_2 = 3/(1-\gamma) \cdot {}_cK_2 \quad (7)$$

$${}_sK_3 = 3/(1-\gamma) \cdot {}_cK_3 \quad (8)$$

ただし、 $\gamma < 1.0$

ここに、 ${}_sK_2$ ：せん断すべりバネの二次剛性

${}_sK_3$ ：せん断すべりバネの三次剛性

${}_cK_2$ ：1段筋降伏直後の柱の曲げ剛性

${}_cK_3$ ：2段筋降伏以降の柱の曲げ剛性

3.4 ひび割れを考慮した断面二次モーメント

ヒンジ区間以外の断面二次モーメントは、ひび割れ発生後の剛性低下を考慮した。これを、 \bar{I} とする。ひび割れ発生後の圧縮ひずみ度分布を図-10のように仮定する。ひび割れ発生断面の中立軸位置を X_n とし、 30° の角度で引張側に移動するものと仮定すると⁶⁾、ひび割れ中間部の中立軸位置 X_n' は式(9)で表される。ひび割れ部とひび割れ中間部の曲率をそれぞれ ϕ および ϕ' とすると式(10)の関係になる。 ϕ' と ϕ の平均の曲率を $\bar{\phi}$ とし、曲率が $\bar{\phi}$ となるとき断面二次モーメントを \bar{I} とすると、曲率と断面二次モーメントの関係は式(11)となる。これらの関係から式(12)より \bar{I} が得られる。

$$X_n' = X_n + S/(2\sqrt{3}) \quad (9)$$

$$\phi' = \phi \cdot X_n^2 / X_n'^2 \quad (10)$$

$$\bar{\phi} / \phi = I / \bar{I} \quad (11)$$

$$\bar{I} = 2 \cdot I / \{1 + X_n^2 / (X_n + S/(2\sqrt{3}))^2\} \quad (12)$$

ここに、 S ：ひび割れ間隔 $S=D/2$ 、 D ：柱せい

I ：ひび割れ断面の断面二次モーメント

4. 解析結果

4.1 荷重-変形関係と履歴ループ

実験では、サイクルごとに、軸力を段階的に変化させている。解析では、この軸力の変化の影響は無視し、所定の軸力で一定とした。繰返し加力による履歴性状への影響を考慮するため、表-1に示す任意の目標変形角 R_{max} と軸力比 η におけるサイクルについて解析する際、同表において対象のサイクルの、その直前のサイクルから解析を行った。

各サイクルにおける荷重-変形関係を図-11、12に示す。No.7とNo.8の復元モーメント比 γ が異なる場合で、 R_{max} を $\pm 0.01\text{rad.}$ と $\pm 0.02\text{rad.}$ の場合について、解析値と実験値を比較して示している。 R_{max} が $\pm 0.01\text{rad.}$ では、ループ形状に大きな差はない。 η が12.7%の場合で、 R_{max} が $\pm 0.02\text{rad.}$ では、目標変形に達した直後の除荷剛性は、解析値の方が実験値よりも大きくなっている。こ

れは、解析プログラムの制限により、回転バネの除荷剛性を実験結果に合わせて設定できなかったためである。

各サイクルのピーク時のせん断力について、低軸力時は解析値と実験値はほぼ一致しているが、軸力が大きくなると実験値が解析値よりも大きくなっている。実験では、軸力が高くなるにつれて軸力の加力装置と試験体間の水平ローラーに摩擦抵抗が生じ、軸力の加力装置が水

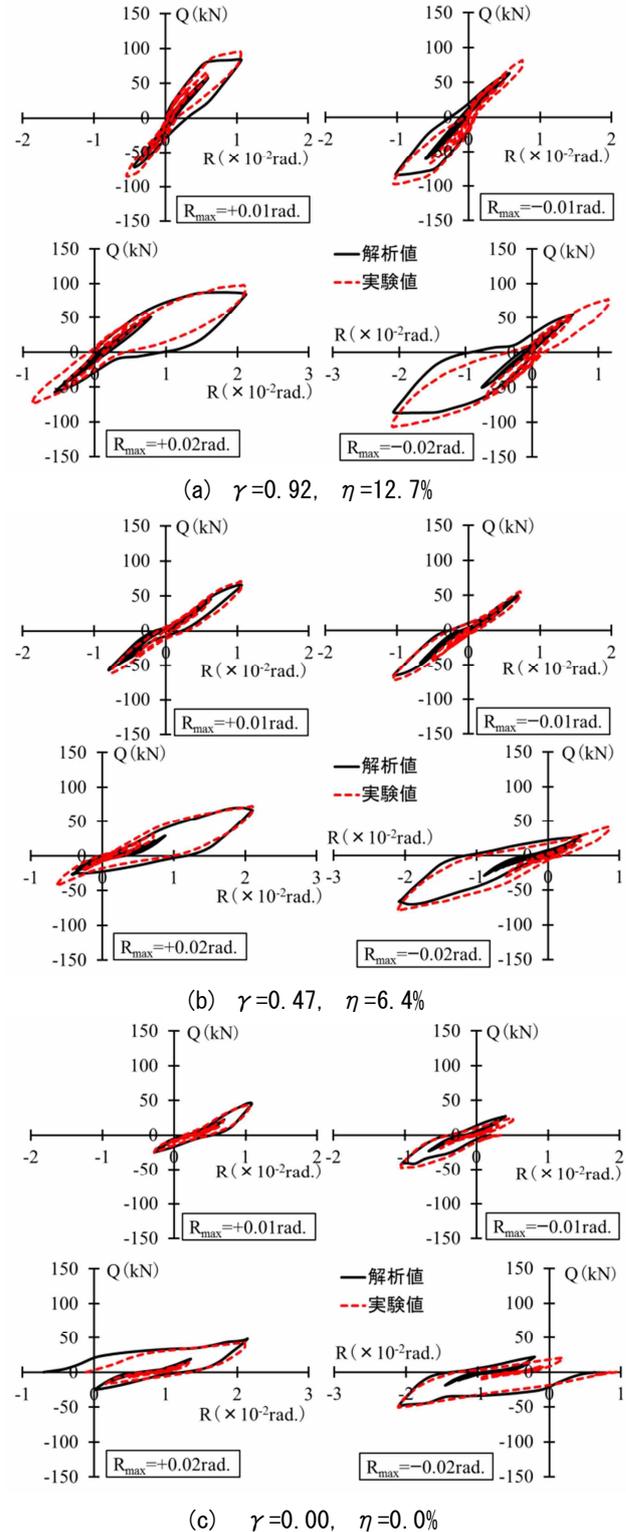
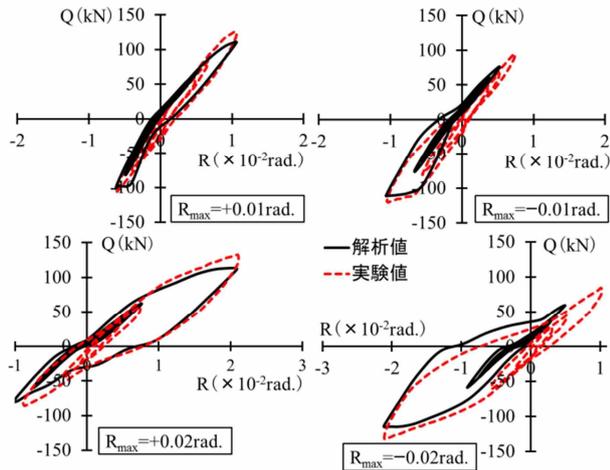
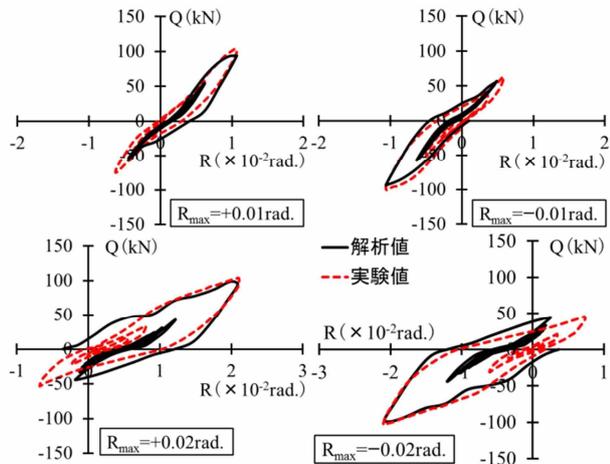


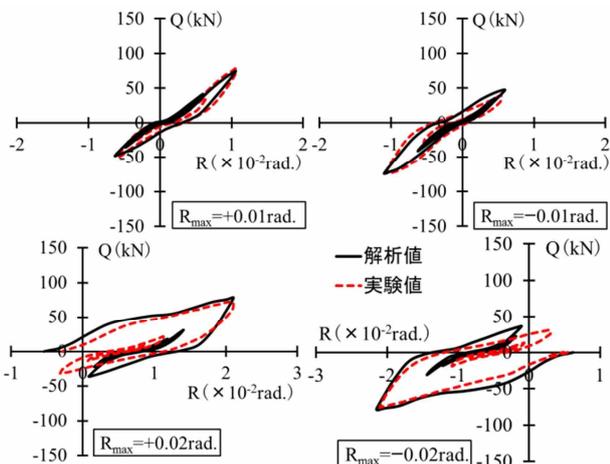
図-11 荷重-変形関係 (No. 7)



(a) $\gamma=0.56$, $\eta=12.7\%$



(b) $\gamma=0.28$, $\eta=6.4\%$



(c) $\gamma=0.00$, $\eta=0.0\%$

図-12 荷重-変形角関係 (No. 8)

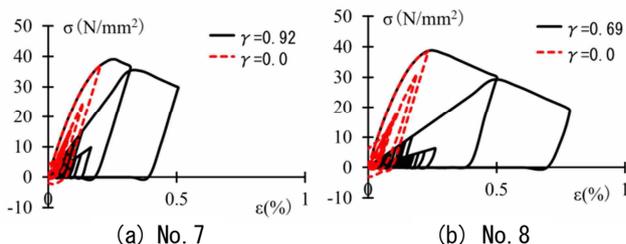


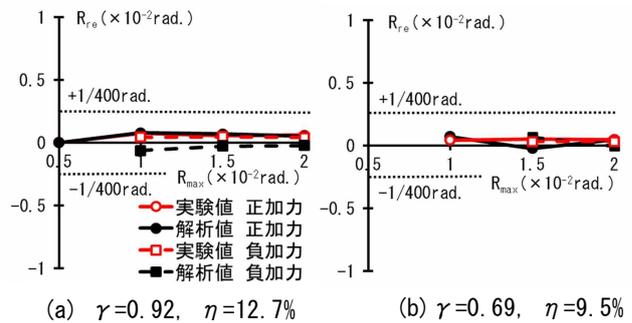
図-13 曲げ縁のコンクリートの応力-ひずみ関係の履歴

平力を負担したためと考えられる。

試験体 No.8 では、高軸力から低軸力になるに従い、解析による再加力時の剛性が実験値よりも高くなっている。目標変形が+0.02rad.の場合、曲げ圧縮縁のコンクリートの応力-ひずみ関係の解析結果を図-13に示す。復元モーメントが大きい高軸力の場合では、ひずみ度が、圧縮強度時のひずみ度を超過しており、再加力時の弾性係数が低下している。一方、低軸力時は、ひずみ度は圧縮強度時ひずみ度に達しておらず、剛性低下は小さい。実験では、1 サイクルごとに高軸力から低軸力に変化させている。一方、解析は一定軸力としたため、低軸力時の解析に高軸力時に生じたコンクリートの剛性低下が反映されていない。そのため低軸力の場合、再加力時の剛性の解析値が実験値より大きくなったと考えられる。この傾向は、試験体 No.7 よりも、軸力が大きい No.8 で顕著である。高軸力の水平摩擦力と、軸力の変化履歴の違いなどの影響を除くと、目標変形後、残留変形が決定する残存振動時の履歴ループを概ね再現できている。

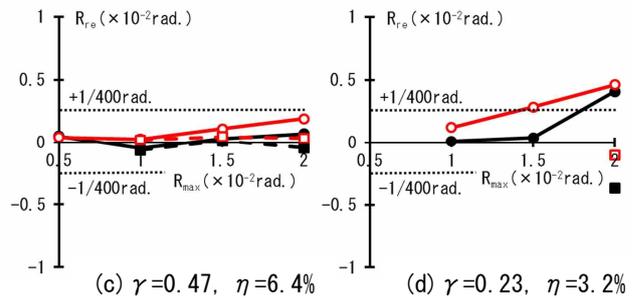
4.2 残留変形角

解析では、目標変形後の自由振動が十分に収束した時点で残留変形角を決定している。残留変形角 R_{re} と目標



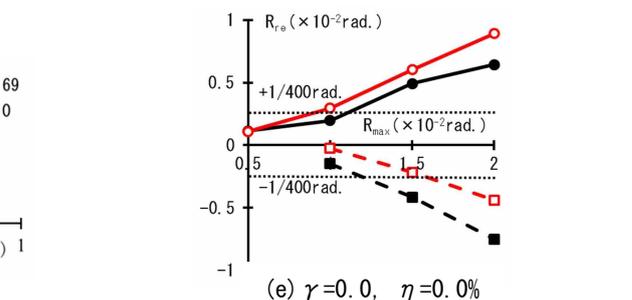
(a) $\gamma=0.92$, $\eta=12.7\%$

(b) $\gamma=0.69$, $\eta=9.5\%$



(c) $\gamma=0.47$, $\eta=6.4\%$

(d) $\gamma=0.23$, $\eta=3.2\%$



(e) $\gamma=0.0$, $\eta=0.0\%$

図-14 残留変形角-目標変形角関係 (No. 7)

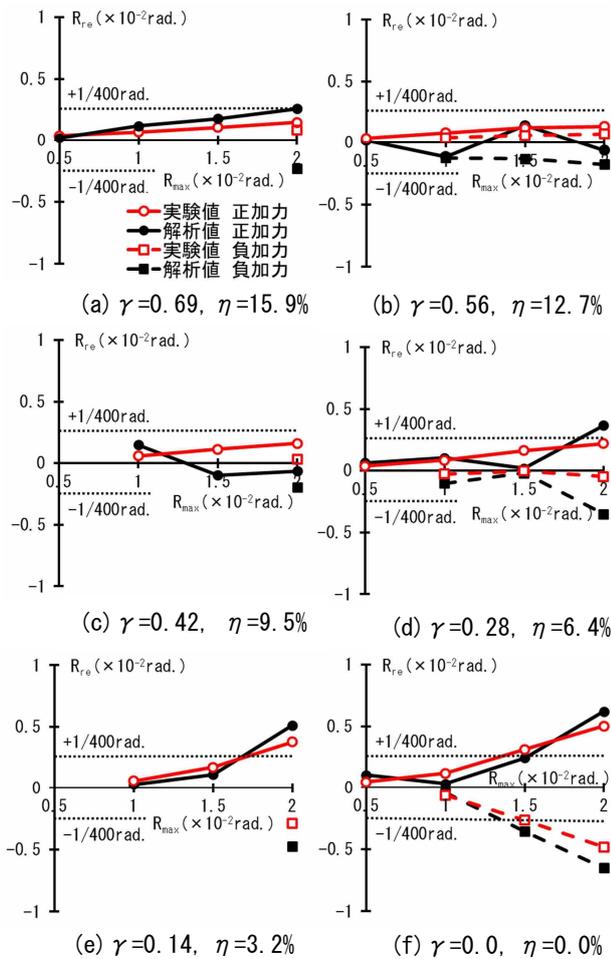


図-15 残留変形角-目標変形角関係 (No. 8)

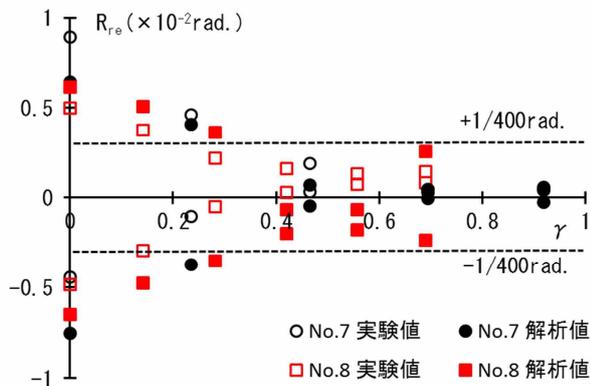


図-16 残留変形角- γ 関係 (R_{max} が $\pm 0.02rad.$)

変形角 R_{max} の関係を図-14, 15 に示す。実験結果では、復元モーメント比 γ が 0.4 未満で、 R_{max} が大きくなるにつれて残留変形角 R_{re} が大きくなるが、 γ が 0.4 を超えると R_{max} が大きくなっても、 R_{re} の増加割合は小さくなる。 R_{max} が $\pm 0.015rad.$ 以下の場合、 γ が 0.4 未満の低軸力でも、軸力の無い場合と比べると、 R_{re} はかなり抑制される。解析でも、実験値と同様の傾向を示している。

R_{max} が $\pm 0.02rad.$ のときの R_{re} と γ の関係を図-16 に示す。実験値では、両試験体とも γ が 0.4 以上で R_{re} が視

覚的許容限界値の $1/400rad.$ 未満に抑制される。解析値でも同様の結果となっている。実験では、正側への加力回数が多いため、全体的に R_{re} が正側に偏っている。 γ が 0.4 未満では、解析値は実験値より多少大きくなっている。残留変形を抑制する観点では安全側の評価になる。

5. まとめ

RC 建物の残留層間変形角を解析的に評価するため、柱脚が曲げ降伏する柱の解析モデルを提案した。解析結果を実験結果と比較して解析モデルの妥当性を検討した。

- 1) 提案したモデルにより、 $1/50rad.$ まで経験しても、最大変形から残留変形が決定するまでの、柱のせん断力-変形関係の履歴ループを精度良く、評価できた。
- 2) 既往の実験で明らかにしていた「復元モーメント比 γ の値により、柱の残留変形が変化する」現象を解析により再現できた。解析と実験の結果から、柱が $1/50rad.$ を経験しても、 γ が 0.4 以上であれば、柱は残留変形角を $1/400rad.$ 以下に抑制する性能を発揮できることが明らかになった。
- 3) 解析プログラムの変数範囲の制限で、回転バネのパラメータの設定に限界があった。そのため、 γ が 0.4 を越える場合については、柱脚の接合端に設けた回転バネの除荷剛性を実験値より多少、大きくする結果になった。また、実験の軸力の履歴を解析では考慮しなかった。これにより低軸力でのサイクルでのコンクリートの剛性低下を考慮しない結果となった。しかし、これらによる誤差は、残留変形角を $1/400rad.$ 以下に抑制する範囲では、影響のない値であった。

参考文献

- 1) 岡崎駿也, 塩屋晋一, 武矢直子: 残留変形抑制機構を部材内部に内蔵する RC 梁の実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.211-216, 2012.7
- 2) 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
- 3) 石橋忠良, 小林 薫, 海原卓也: 大変形領域の交番荷重を受ける RC 橋脚のフーチングからの鉄筋拔出し量算定法に関する研究, 土木学会論文集, No.648, V-47, pp.43-54, 2000.5
- 4) 榊構造システム: SNAP Ver.6 テクニカルマニュアル
- 5) 前田匡樹, 有園祐介, 幸村信行: 鉄筋コンクリート部材の変形評価法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.861-866, 1997
- 6) 原喬, 萩原忠治, 中山康志, 鈴木仙二, 竹本周二: RC 部材の長期たわみに関する解析的研究, 竹中技術研究報告, 第 15 号, pp.58-61, 1976.3