

残留変形を抑制する鉄筋コンクリート造骨組の地震応答

Seismic response of reinforced concrete frame inducing self-centering

2017年 3月

川 添 敦 也

目 次

第1章 序論

| | |
|-----------------|---|
| 1.1 研究の背景と狙い | 1 |
| 1.2 既往の研究と課題 | 1 |
| 1.3 本研究の目的と対象範囲 | 2 |
| 1.4 論文の構成 | 2 |

第2章 制震性能を内蔵する鉄筋コンクリート梁の解析モデル

| | |
|---------------------|----|
| 2.1 目的 | 5 |
| 2.2 解析対象の試験体および実験結果 | 7 |
| 2.3 解析モデルと解析方法 | 13 |
| 2.4 解析結果 | 24 |
| 2.5 まとめ | 39 |

第3章 残留変形角の評価を目的とする鉄筋コンクリート柱の解析モデル

| | |
|--------------------|----|
| 3.1 目的 | 41 |
| 3.2 解析対象の試験体と解析モデル | 41 |
| 3.3 解析モデルと解析方法 | 45 |
| 3.4 解析結果 | 55 |
| 3.5 まとめ | 65 |

第4章 残留変形抑制機構を内蔵する鉄筋コンクリート造骨組の時刻歴応答解析

| | |
|---------------|----|
| 4.1 目的 | 67 |
| 4.2 解析対象のフレーム | 68 |
| 4.3 解析モデル | 71 |
| 4.4 解析 | 75 |
| 4.5 解析結果 | 77 |
| 4.6 まとめ | 91 |

第5章 結論

| | |
|----------------|----|
| 5.1 解析モデルと解析結果 | 93 |
| 5.2 今後の課題 | 95 |

| | |
|--------|----|
| 発表論文目録 | 98 |
|--------|----|

| | |
|----|----|
| 謝辞 | 99 |
|----|----|

第1章 序論

1.1 研究の背景と狙い

地震が多発する地域において、建築物の耐震設計は極めて重要である。その耐震性能を確保する構造形式として、耐震構造、制震構造、免震構造がある。後者の二つは、設計で想定する地震波が許容できる範囲では、優れた耐震性能を発揮する一方、想定外の地震が生じると被害が生じること、また、設計と建設のコストが増加することなどの課題がある。

一般には耐震構造が多く採用されている。高層の建築物の骨組を構成する構法の種別としては、鉄筋コンクリート構造(以後、RC造)と鉄骨構造がある。これら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^{1)~10)}。特に建物の残留変形を戻す補修工事は困難になる。

残留変形を積極的に抑制する構造は、前掲の制震構造と免震構造である。エネルギー吸収要素と弾性抵抗要素を混合した構造である。エネルギー吸収要素が変形依存型の完全弾塑性型履歴特性(図1(a))であれば、建物の履歴特性は、弾性抵抗要素(図1(b))と合わせて図1(c)の履歴特性になる。図1(c)の弾性剛性 k_1 に対して降伏後の二次剛性 k_2 を与えることにより残留変形を抑制できる^{3),4)}。これは最大応答変形後の残存振動と建物の履歴特性の相乗効果^{3),4)}により生じる。耐震構造でも、構造体自体の履歴特性を図1(c)にできると、制震構造や免震構造と同様に残存振動により残留変形を抑制する効果が発揮される可能性がある。

本研究はRC造の柱・梁・耐震壁の履歴特性を図1(c)にし、建物全体の履歴特性を制震構造の図1(c)に近づけ、残留変形を抑制する効果を発揮させることを狙いとしている。

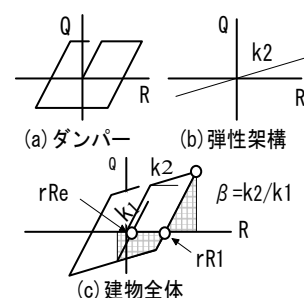
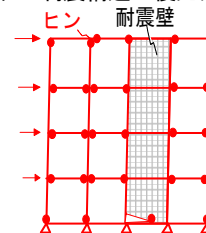


図1 制震構造の復元力特性



ヒンジ領域以外は許容応力度の範囲に設計して損傷を抑制

図2 降伏機構とヒンジ位置

1.2 既往の研究と課題

耐震構造で残留変形を抑制する研究は、鋼構造^{5),6),7)}やプレストレストコンクリート構造^{1),2),3)}で行われている。プレストレストコンクリート構造では、プレストレス導入の作業と管理や、プレストレス導入によりPC鋼線が弾性抵抗できる範囲が小さくなることなどの課題がある。これらの技術では、柱と梁の接合部の接合面または1階柱の柱脚と基礎梁の接合面に、地震時の振動エネルギーを吸収する変形依存型または速度依存型のダンパーを外付き側から接合するシステムになっている。

特に、プレストレストコンクリート構造の技術を木質構造にも導入する研究が、耐震

工学の先進国であるニュージーランドを中心に、近年、活発化して、合理的に大地震後の建築物の損傷と残留変形を抑制する耐震設計の技術が、世界的にも注目を集めている^{16),17),18),19)}。これらのダンパーは地震後に取り替えることを前提にしている。課題としてはダンパーの劣化の判定や、取り替える費用などの問題がある。

一方、我が国においては、1995年の兵庫県南部地震では、旧耐震基準で設計された RC 造の建築物が倒壊して、全国の旧基準の建物の耐震性能が大きな問題になった。さらに、現行の新耐震基準で設計された RC 造建築物では、ピロティ形式の建築物と、地震後の建物損傷が問題になった。この直後に、RC 造の建築物の地震後の損傷抑制については、大久保が梁端のヒンジの損傷を抑制する方法を開発⁹⁾して、平石も、さらに発展させたヒンジの損傷抑制方法を開発¹⁰⁾して、連層耐震壁への応用まで展開している。しかし、鉄筋コンクリート構造の残留変形の抑制技術については、評価する研究^{13),14)}にとどまり、柱や梁および耐震壁などの構造体の力学的特性の制御により残留変形を積極的に抑制する研究は全くない。

1.3 本研究の目的と対象範囲

本研究は、大地震後に RC 造建物の構造体に残る倒れ(すなわち、残留変形)と損傷を防ぐ技術を開発する。構造体を構成する梁や柱および耐震壁の曲げ補強筋を工夫することにより、それらの部材内部に弾性抵抗要素とエネルギー吸収要素を内蔵させ、建物の履歴特性を制震構造の履歴特性に近づけて、地震時に大変形(層間変形角が $1/50\text{rad}$ 程度まで)を経験しても、構造体の損傷を軽微に止め、建物の残留変形を問題にならない範囲($1/400\text{rad}$ 以内)に抑制する技術とその設計方法を開発することを研究目的とする。本研究では梁と柱およびラーメン架構について研究し、耐震壁は対象にしない。また、建物の最大応答変形の抑制も次の段階の研究として今回は積極的に行わない。

残留変形を抑制するためにはまず、コンクリートの損傷抑制が必要である。RC 部材の損傷抑制はヒンジ領域の主筋の付着を無くしてコンクリートの劣化を防ぐ優れた方法¹⁰⁾が提案されている。本研究はその損傷抑制方法も利用して残留変形を抑制する性能を RC 造の柱や梁の内部に内蔵させる。

1.4 論文の構成

本論は 5 章から構成されている。1 章は本章であり、5 章を結論としている。

第 2 章は、残留変形抑制機構を有する RC 梁の解析モデルについて述べる。RC 梁の上端に高強度鉄筋を用いることにより、荷重と変形の関係に二次剛性をもたせることができる。今村・塩屋らの過去の実験¹⁹⁾では、建物の自由振動を静的に再現する準静的加力を行うことにより、二次剛性を有する RC 梁が、残留変形を抑制できることを明らかにしている。これらの実験を再現できる RC 梁の解析モデルを提案した。具体的には、塑性ヒンジをマルチスプリング、主筋の接合部からの抜出しを回転バネ、せん断すべりをせん断バネにモデル

化した。また、大変形時に、全長にわたってひび割れが発生することを想定した、梁の弾性剛性について提案している。このような解析モデルによる解析結果と、過去の実験結果との比較を行い、解析モデルの有用性について検討を行う。

第3章は、RC柱脚の解析モデルについて述べる。柱脚の残留変形は、復元モーメント比から推定できることが、山田・塩屋らの実験²⁰⁾により明らかにされている。復元モーメント比とは、柱の長期軸力による復元モーメントと、引張力により塑性化した主筋を圧縮降伏させるために必要な抵抗モーメントの比率のことを指す。実験を再現できる柱脚の解析モデルを提案している。梁の場合と同様に、塑性ヒンジをマルチスプリング、基礎からの鉄筋の拔出しを回転バネ、せん断すべりをせん断バネでモデル化している。柱の復元モーメント比によって、回転バネのパラメータとせん断バネの剛性を、実験結果に合わせて変化させている。提案した解析モデルによる解析結果と実験結果の比較、検討を行う。

第4章では、第2章の梁の解析モデルと、第3章の柱の解析モデルを組み込んだRC建物フレームについて、地震波を使った時刻歴応答解析を行う。従来型のRCフレームと、梁上端筋の高強度鉄筋の割合が異なる3つの改良型のRCフレームについて、複数の地震波による時刻歴応答解析を行う。梁の上端筋に使用する高強度鉄筋の割合による、残留変形角、最大層間変形角および層せん断力などの変化量を明らかにする。さらに、強震が2回連続して作用する場合についても、それらの変化を明らかにする。

第5章では、第2章から第4章までの研究成果を総括し、さらに、部材のモデル化の改善方法について考察し、残留変形の評価方法に関する今後の課題についての検討を行った。

参考文献

- 1) Priestley M.J.N.: Overview of PRESSS research program. PCI Journal 36(4): 50-57, 1991
- 2) Priestley, N., Sritharan, S., Conley, J., and Pampanin, S. "Preliminary Results and Conclusions From the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building". PCI Journal (Nov-Dec 1999), 42-67, 1999
- 3) 木戸脇俊樹, 井上一郎: 大地震に対する1質点バイリニア系の残留変形に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.935-936, 1999.9
- 4) 小川厚治: 履歴型ダンパー付骨組の残留変形に関する研究: 日本建築学会構造系論文, 第539, pp.151-158, 2001.1
- 5) J.M.Ricles, R.Sause: Posttensioned Seismic-Resistant Connections for Steel, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No.2, pp.113-121, 2001.2
- 6) 池永昌容, 長江拓也, 中島正愛ほか: 残留変形低減をめざしたセルフセンタリング柱脚の開発と載荷実験, 日本建築学会構造系論文, 第612, pp.223-230, 2007.2
- 7) 吉敷祥一, 山田 哲, 和田 章ほか: 損傷を梁端下フランジの接合要素に限定する新しい鋼構造骨組, その1, 日本建築学会構造系論文, 第575, pp.113-120, 2004.1
- 8) 菅田昌宏, 中塚侑: アンボンド PC 圧着工法によるエネルギー吸収型高復元部材の荷重

- ー変形関係に関する実験的検討, 日本建築学会構造系論文, 第 585, pp.153-159, 2004.10
- 9) 大久保全陸, 松岡忠生: 梁端下端筋限定曲げ降伏機構に関する研究, コンクリート工学年次論文集, pp.803-808, Vol.18, No.2, 1996.7
 - 10) 平石久廣ほか: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の開発(梁の耐震実験), 日本建築学会構造系論文, 第 580, pp.99-104, 2004.6
 - 11) 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, 第 593, pp.137-144 2005.7
 - 12) 塩原 等: 構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築の開発, 日本コンクリート工学年次大会研究集会テキスト, プレストレス技術の有効利用研究委員会, pp.7-16, 2008.7
 - 13) 横地未咲, 高橋典之, 中埜良昭: 弾性応答スペクトルを用いた R C 構造物の残留変位推定手法の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.95-96, 2011.8
 - 14) 佐々山茉莉, 衣笠秀行ほか: 安全性と修復性を設計目標とした耐震設計法開発のための基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, pp.25-30, Vol.33, No.2, 2011.7
 - 15) T. Armstrong, T. Smith, et al.: SEISMIC DETAILING OF POST-TENSIONED TIMBER FRAMES, In: Proceedings of the World Conference on Timber Engineering WCTE 2014, Quebec City, Canada, 2014.
 - 16) Wei Yuen Loo, Pierre Quenneville, and Nawawi Chouw: THE INTERACTION OF SLIP-FRICTION CONNECTORS AND SHEAR KEY IN A ROCKING TIMBER SHEAR WALL WITH ELASTO-PLASTIC BEHAVIOUR, In: Proceedings of the World Conference on Timber Engineering WCTE 2014, Quebec City, Canada, 2014.
 - 17) Felice Carlo Ponzo, Antonio Di Cesare, Domenico Nigro, Michele Simonetti, Tobias Smith, Stefano Pampanin: SHAKING TABLE TESTING OF A MULTI-STOREY POSTTENSIONED GLULAM BUILDING: PRELIMINARY EXPERIMENTAL RESULTS, In: Proceedings of the World Conference on Timber Engineering WCTE 2014, Quebec City, Canada, 2014.
 - 18) Francesco Sarti1, Alessandro Palermo, Stefano Pampanin: DESIGN AND TESTING OF POST-TENSIONED TIMBER WALL SYSTEMS, In: Proceedings of the World Conference on Timber Engineering WCTE 2014, Quebec City, Canada, 2014.
 - 19) 今村祐輔, 塩屋晋一ほか: 高復元性と損傷抑制を有する R C 梁に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.223-228, 2010
 - 20) 山田直樹, 塩屋晋一ほか: 損傷と残留変形を抑制する R C 柱の残留変形角の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.127-132, 2010

第2章 制震性能を内蔵する鉄筋コンクリート梁の解析モデル

2.1 目的

鉄筋コンクリート梁（以後、RC 梁）に残留変形の抑制機構を内蔵させることにより、地震によって建物が大変形した後も残留変形を $1/400\text{rad}$ 未満に抑制する設計方法を開発している。RC 梁の上端の主筋に高強度鉄筋を配筋することにより、普通鉄筋が降伏した後でも高強度鉄筋が弾性を保ち、RC 梁全体のせん断力－変形角関係は二次剛性を発揮することができる^{1),2)}。

図 2.1(a)に水平荷重 Q によって弾性挙動するフレームの荷重 Q と変形 δ の関係を示す。このようなフレームでは、残留変形は生じないが、大地震時にも弾性を保とうとすると、部材断面が極端に大きくなり、不経済な設計となる。図 2.1(b)に制震要素の荷重－変形関係を示す。制震要素には、アンボンドブレースやオイルダンパーなど様々なタイプの製品が実用化されており、地震時に大きなエネルギーを吸収する。図 2.1(c)に制震構造のフレームを示す。フレームは、制震要素が降伏し、塑性変形によりエネルギーを吸収し始めた以降も弾性を保つ。そのため、最大応答後の残留変形は、完全弾塑性の場合よりも小さくすることができる。

梁上端に高強度鉄筋を用いた、改良型の梁を図 2.2 に示す。図 2.2(a)は、梁の上端が引張となる場合の曲げモーメント M と、回転角 θ の関係である。高強度鉄筋が梁の引張側になる場合、初期の剛性は普通鉄筋だけの場合と等しいが、大きな変形角に達するまで弾性を維持する。下端が引張になる場合は、図 2.2(b)に示すように、完全弾塑性に近い一般の RC 梁と同様の $M-\theta$ 関係となる。図 2.2(c)は、部材全体の荷重 Q と変形 δ の関係である。先に梁下端の普通鉄筋が降伏し、その後も高強度鉄筋は弾性を維持するため、普通鉄筋が降伏した後、梁全体として二次剛性 k_2 を発揮する。除荷時は、弾性変形した高強度鉄筋が元に戻るため、すべて普通鉄筋を用いた場合よりも残留変形は小さくなる。この $Q-\delta$ 関係は、図 2.1(c)の制震構造の $Q-\delta$ 関係に近い履歴特性になる。過去の実験では、高強度鉄筋の割合や位置を調節することによって k_2 が調節できることを明らかにしている²⁾。

図 2.3 に従来型と改良型の梁の両端が降伏した時の、曲げモーメントと曲率の状態を示す。従来型梁は普通鉄筋だけを使用し、改良型梁は上端筋だけを高強度鉄筋としている。複筋比が 1.0 の場合、従来型梁の曲げモーメントと曲率は、反曲点を挟んで逆対称になる。改良型梁では、上端が引張となる材軸方向の区間が、下端が引張になる区間に対し長くなり、反曲点は梁中央よりも下端引張側の端部に近くなる。梁に正負のせん断力を繰り返し与えると、反曲点は左右に移動し、上端が引張を受ける区間が常に長い。従って、梁上端には、全長にわたって引張によるひび割れが生じる¹⁾。また、下端が引張になる梁端に塑性変形が集中し、エネルギーの吸収のほとんどが下端の普通鉄筋でなされる。制震構造において、エネルギー吸収を行うダンパーの役割を、改良型梁では、下端の普通鉄筋だけで負担することになる。このことから、エネルギー吸収だけを目的としたダンパー筋につい

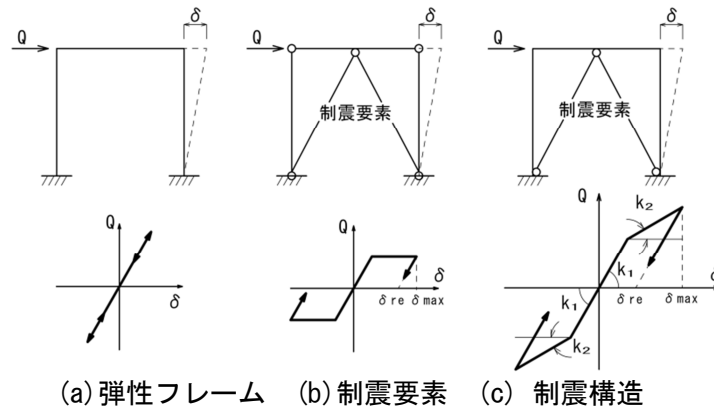


図 2.1 従来の制震構造の履歴特性

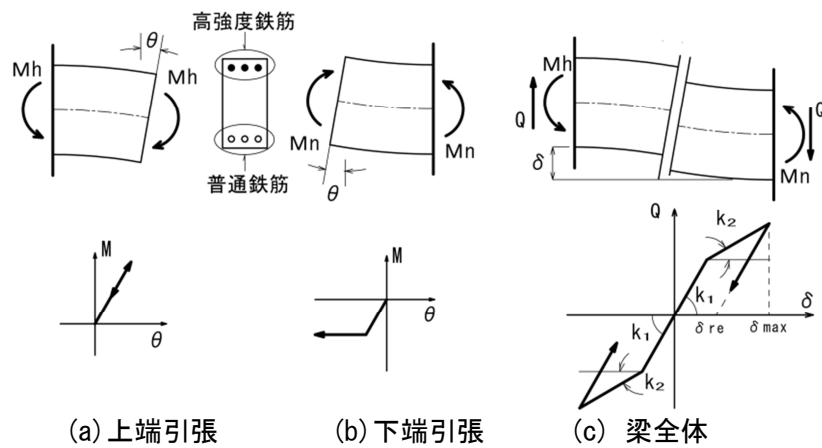


図 2.2 改良型梁に内蔵される残留変形抑制機構と履歴特性

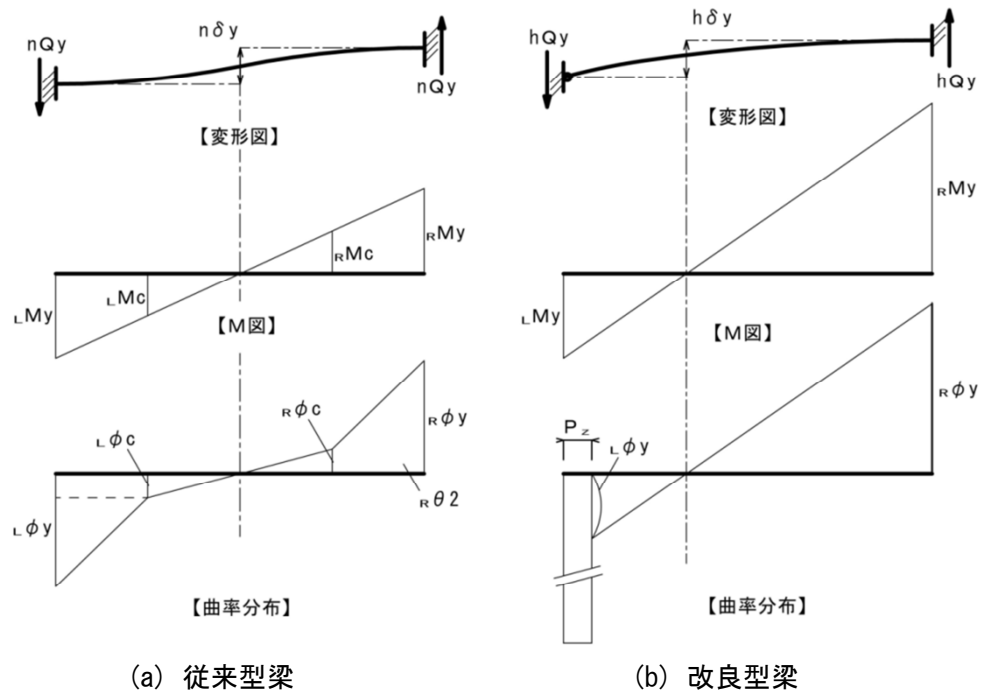
て提案している³⁾。

二次剛性が高くなるほど残留変形の抑制効果は大きくなる⁴⁾。しかし、二次剛性を高くすることを目的に高強度鉄筋の割合を多くすると、大変形時の梁端部の曲げモーメントが大きくなり、従来の梁と比較して下記の問題が生じる。

- 1) 普通鉄筋が降伏後、高強度鉄筋が降伏するまでに、曲げモーメントの上昇に伴い圧縮側のコンクリートの応力度が上昇する。
- 2) 普通鉄筋が降伏した後も、曲げモーメントは上昇するため、従来型梁と同じ部材角において、梁に作用するせん断力が高くなる。
- 3) 下端が引張となる時の塑性ヒンジの変形量が大きくなり、梁端部のコンクリートの損傷が大きくなる。

上記の問題点に対して、下記のような対策が考えられる。

- 1) 高強度のコンクリートを使用し、さらに圧縮時だけに抵抗する圧縮抵抗筋を配筋する。
- 2) せん断力の増加に対し、部材のせん断補強筋を多くする。
- 3) 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造梁工法⁵⁾ (RCHIS梁工法: Reinforced Concrete Structures with Hinge Isolated System) を用いることにより、塑性ヒンジの損傷を抑制する。



Qy : 降伏荷重, Mc : ひび割れ時の曲げモーメント, My : 降伏時の曲げモーメント
 ϕc : ひび割れ時の曲率, ϕy : 降伏時の曲率, Pz : 塑性ヒンジ長さ

図 2.3 従来型梁と改良型梁の曲げモーメント分布と曲率分布

一方，上端筋のすべてを高強度鉄筋とせず，適切な割合で普通鉄筋を高強度鉄筋に置き換えることにより，残留変形を許容可能な範囲に抑え，同時に生じるこれらの問題を小さくできる可能性がある。この章では，従来型と改良型の梁試験体の解析モデルを提案した。改良型では，上端の高強度鉄筋の割合を変化させている。過去の加力実験の結果に基づいて，梁の解析モデルを構築し，解析結果と実験結果の比較を行った。応答解析には，任意形状弾塑性解析プログラム SNAP ver.6 を使用した。

2.2 解析対象の試験体および実験結果

2.2.1 解析対象の試験体

解析対象の試験体を図 2.4 に，断面リストを表 2.1 に示す。すべての試験体の主筋の芯かぶりは 20mm であり，あばら筋は，4-D3.5@60 としている。使用材料の機械的性質を表 2.2 に示す。

(1) 従来型の試験体

普通鉄筋だけを用いた従来形の試験体は、N-No.1 および N-No.2 の 2 体である。N-No.1 は、上端筋を 4-D10 としている。下端筋は、端部では 2-D10、塑性ヒンジ区間を除いた部分は 4-D10 としている。N-No.2 は、上下端の主筋を 4-D10 としている。

(2) 改良型の試験体

梁の上端に高強度鉄筋を用いた改良型の試験体は、H-No.1～No.4 の 4 体である。下端筋はすべて普通鉄筋である。高強度鉄筋の位置と使用本数を変化させることにより異なる二次剛性を発揮させる。塑性ヒンジ領域のひび割れを防止するために RCHIS 梁工法を用いている。この工法により RC 梁端部のヒンジ領域における梁主筋の付着を除去する一方で、付着除去部に添えて補助主筋を配筋し、梁柱接合面以外のひび割れ損傷を軽減することができる。塑性ヒンジの主筋の付着を無くした区間は、スタブフェイスから 100mm としている。すべての試験体の上端に補助主筋として普通鉄筋 D10 を 4 本配筋しており、曲げモーメントによる引張力を負担しないように、スタブ内には定着させていない。梁の両端部には、コンクリートの損傷を防ぐため、圧縮抵抗筋を配筋している。圧縮抵抗筋は、圧縮力だけを負担するように、スタブのフェイス位置で切断している。

H-No.1 は、上端筋の 4-D10 だけをすべて高強度鉄筋とし、下端筋は端部では 2-D10、中央では 4-D10 としている。端部にだけ、下端に圧縮抵抗筋 2-D16 を配筋している。H-No.2 の上端筋は H-No.1 と同様である。下端筋は 4-D10 であり、端部だけに圧縮抵抗筋 2-D13 を配筋している。H-No.3 は、上端筋の 4-D10 を普通鉄筋とし、上端から 50mm の位置に高強度鉄筋 2-D10 を配筋している。圧縮抵抗筋は 2-D13 である。H-No.4 は、高強度鉄筋を 1-D10 としている以外は、H-No.3 と同様である。なお、文献 2) では、H-No.3 および H-No.4 の高強度鉄筋を試験体梁の下端に配筋しているが、ここでは簡単のため上下を逆にして

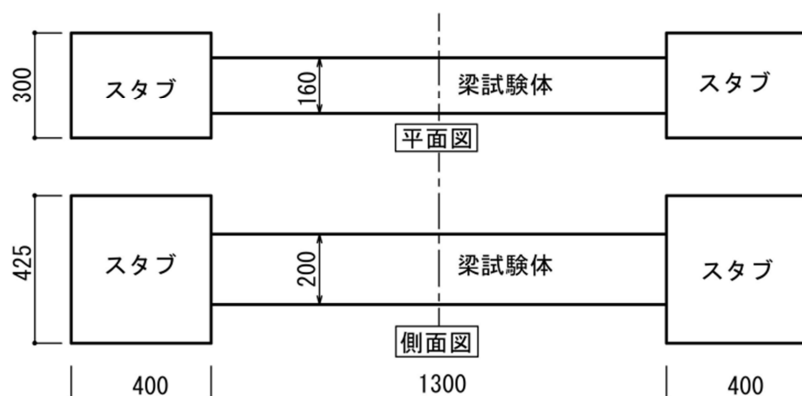


図 2.4 試験体の基本形状

表 2.1 断面リスト

| 試験体 | | N-No. 1 | | 試験体 | | H-No. 2 | |
|------|----------------------------------|-----------|---------------|------|--|-----------|--------------------------------|
| 端 部 | | 中 央 | | 端 部 | | 中 央 | |
| | | | | | | | |
| 上端筋 | 4-D10 | 上端筋 | 4-D10 | 上端筋 | 4-D10 (高強度鉄筋) 4-D10 (補助主筋) | 上端筋 | 4-D10 (高強度鉄筋) |
| 下端筋 | 2-D10 | 下端筋 | 4-D10 | 下端筋 | 4-D10 2-D13 (圧縮抵抗筋) | 下端筋 | 4-D10 |
| あばら筋 | | 4-D3.5#60 | | あばら筋 | | 4-D3.5#60 | |
| 試験体 | | N-No. 2 | | 試験体 | | H-No. 3 | |
| 端 部 | | 中 央 | | 端 部 | | 中 央 | |
| | | | | | | | |
| 上端筋 | 4-D10 | 上端筋 | 4-D10 | 上端筋 | 4-D10 2-D10 (高強度鉄筋) 4-D10 (補助主筋) | 上端筋 | 4-D10 2-D10 (高強度鉄筋) |
| 下端筋 | 4-D10 | 下端筋 | 4-D10 | 下端筋 | 4-D10 2-D13 (圧縮抵抗筋) | 下端筋 | 4-D10 |
| あばら筋 | | 4-D3.5#60 | | あばら筋 | | 4-D3.5#60 | |
| 試験体 | | H-No. 1 | | 試験体 | | H-No. 4 | |
| 端 部 | | 中 央 | | 端 部 | | 中 央 | |
| | | | | | | | |
| 上端筋 | 4-D10 (高強度鉄筋) 4-D10 (ひび割れ防止筋) | 上端筋 | 4-D10 (高強度鉄筋) | 上端筋 | 4-D10 (高強度鉄筋) 1-D10 (高強度鉄筋) 4-D10 (補助主筋) | 上端筋 | 4-D10 (高強度鉄筋) 1-D10 (高強度鉄筋) |
| 下端筋 | 2-D10 2-D16 (圧縮抵抗筋) | 下端筋 | 4-D10 | 下端筋 | 4-D10 2-D13 (圧縮抵抗筋) | 下端筋 | 4-D10 |
| あばら筋 | | 4-D3.5#60 | | あばら筋 | | 4-D3.5#60 | |

表 2.2 使用材料の機械的性質

(a) コンクリートの機械的性質

| 試験体 | E_c | σ_B | ϵ_B |
|---------------|-------|------------|--------------|
| N-No.1,H-No.1 | 2.88 | 40.7 | 0.00246 |
| N-No.2,H-No.2 | 2.82 | 49.5 | 0.00273 |
| H-No.3,H-No.4 | 3.33 | 61.0 | 0.00253 |

E_c : ヤング係数 ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$), σ_B : 圧縮強度 (N/mm^2)

ϵ_B : 圧縮強度時のひずみ

(b) 鉄筋の機械的性質

| 試験体 | 規格 | 呼び径 | E_s | σ_y | σ_p |
|--------------------------------|--------|--------|-------|------------|------------|
| N-No.1,H-No.1 N-No.2,H-No.2 | SD295 | D10 | 1.80 | 383 | — |
| | | D13 | 1.83 | 380 | — |
| | | D16 | 1.81 | 366 | — |
| | USD785 | D10(H) | 1.87 | 1085 | 820 |
| H-No.3,H-No.4 | SD295 | D10 | 1.81 | 368 | — |
| | | D13 | 1.79 | 348 | — |
| | | D16 | 1.82 | 1073 | 775 |
| | USD785 | D10(H) | 1.82 | 1073 | 775 |
| | — | D3.5 | 2.05 | 385 | — |

E_s : ヤング係数 ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$), σ_y : 降伏応力度 (N/mm^2)

σ_p : 比例限界時の応力度 (N/mm^2)

2.2.2 加力方法と実験結果

加力方法を図 2.5 に示す。梁の両端部に設けたスタブを介して、梁部分にせん断力を与えている。2 台の油圧ジャッキにより、両端のスタブが上下に平行に移動するように加力している。

加力履歴を図 2.6 に示す。変形角 R は、スタブの垂直変位 δ を梁の長さ L で除したものである。目標変形角 R_{\max} が $\pm 0.02\text{rad.}$ に達するまで、漸増変形させている。試験体 H-No.3 では、 R_{\max} が $\pm 0.0075\text{rad.}$ から $\pm 0.02\text{rad.}$ まで、同じ R_{\max} で粘性定数を 0% と 3% の場合について交互に加力している。各目標変形角まで達した後は、自由振動を想定した準静的加力を行っている。

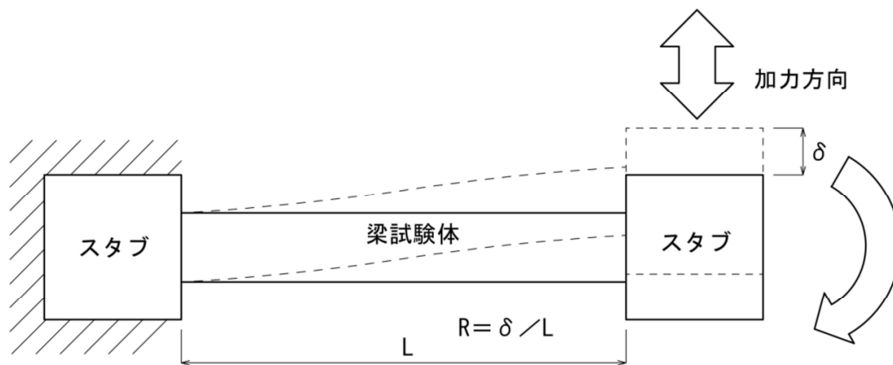


図 2.5 加力方法

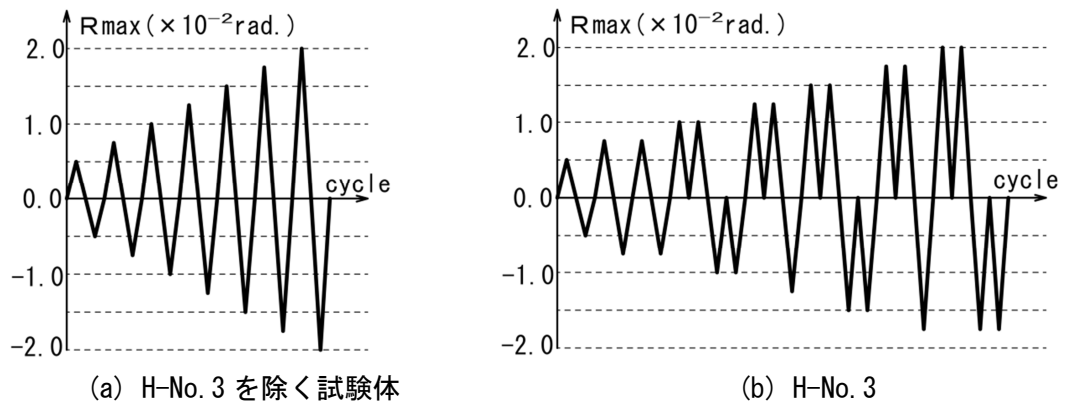


図 2.6 加力履歴

準静的加力の方法について図 2.7 に示す。図 2.7(a)において、せん断力が零の状態から点①の目標変形角に達した後、せん断力が再び零になるまで除荷する。この時、せん断力－変形角関係の曲線と、X 軸とで囲まれた面積 eE_1 は、除荷により放出された内部エネルギーであり、せん断力が零になった時点ですべて運動エネルギーに転換しているとみなすことができる。次に負側の点②の方向に再加力するが、点②までの履歴曲線と X 軸で囲まれた面積 sE_1 は、運動エネルギーが再び梁に蓄えられた内部エネルギーに相当する。ここで、 $eE_1 = sE_1$ となる点②の時点まで加力を行うことによりエネルギーの収支を零とすることができる。点②からは、図 2.7(b)に示すように再び徐荷する。点②からせん断力が零になるまでに放出されるエネルギーは図 2.7(b)中の eE_2 であり、 $sE_1 - eE_2$ が、梁の内部で消費されるエネルギーに相当する。以上の加力を、せん断力が十分小さくなり残留変形が確定するまで、図 2.7(b),(c)を繰り返すことにより、自由振動によるせん断力－変形角関係を静的に再現することができる。

試験体の実験結果を図 2.8 に示す。従来型の N-No.2 と、主筋の本数が等しく上端筋がすべて高強度鉄筋の H-No.2 を比較すると、H-No.2 は、二次剛性が高くなる一方でループの形状が細くなっている。また、N-No.2 に高強度鉄筋を 2 本加えた H-No.3 と 1 本加えた H-No.4 では、高強度鉄筋の増加に伴い H-No.2 のせん断力－変形角関係のループ形状に近づく。普通鉄筋が降伏するまでの一次剛性に対する降伏後の二次剛性の比は、N-No.1 で 5%，N-No.2 で 2%，H-No.1 で 21%，H-No.2 で 22%，H-No.3 で 12%，H-No.4 で 9%となった。

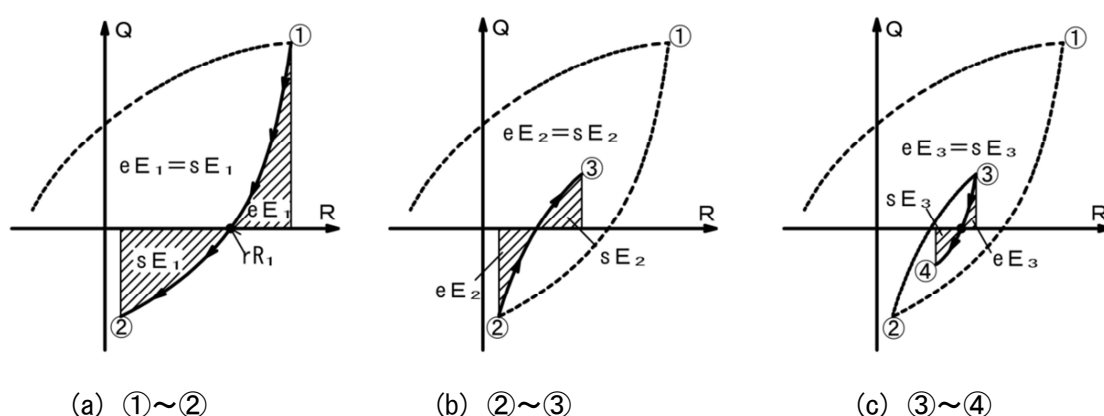
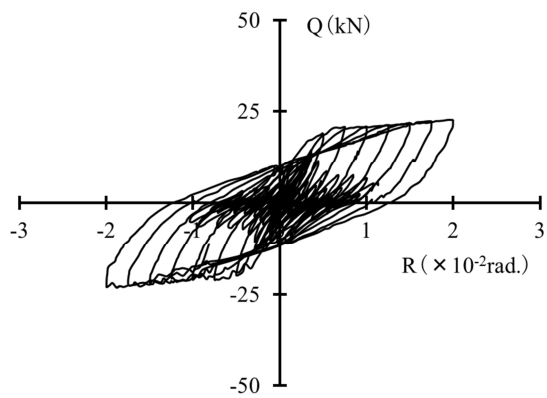
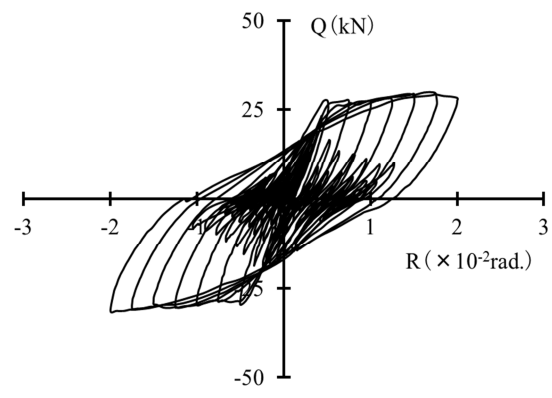


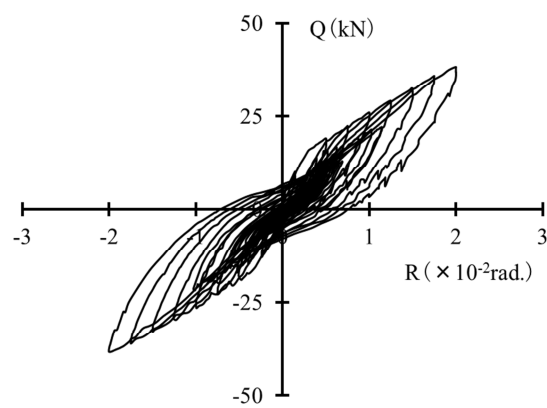
図 2.7 準静的加力



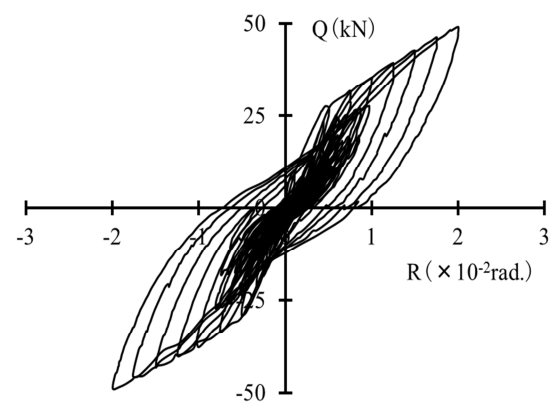
(a) N-No. 1



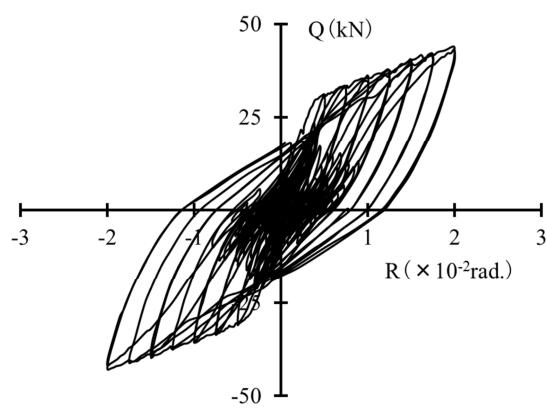
(b) N-No. 2



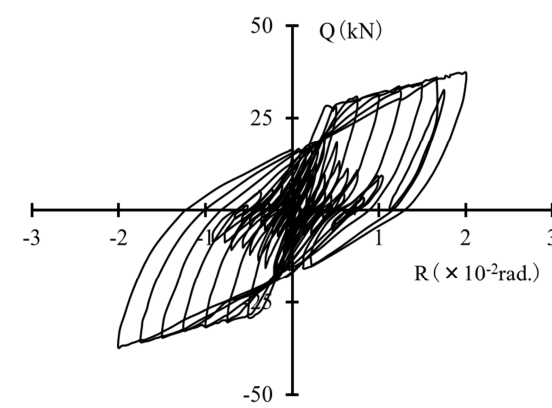
(c) H-No. 1



(d) H-No. 2



(e) H-No. 3

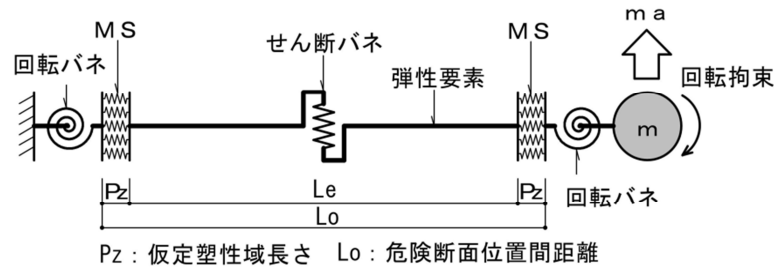


(f) H-No. 4

図 2.8 セン断力-変形角関係 (実験)

2.3 解析モデルと解析方法

試験体の解析モデルを図 2.9 に示す。塑性ヒンジをマルチスプリング（以後、MS），主筋の拔出しによる材端の回転を回転バネ，せん断すべりによる変形をせん断バネでモデル化した。その他の要素は弾性とした。解析モデルでは，補助主筋の影響は無視しており，圧縮抵抗筋については，引張強度が零で圧縮力にだけ抵抗する鉄筋として考慮している。



回転バネ：スリップ剛性低減型（武田スリップモデル）
せん断バネ：トリリニアまたはバイリニアスリップモデル
MS（コンクリート）：曲線剛性低減型
MS（鉄筋）：修正R-0型モデル

図 2.9 梁試験体の解析モデル

2.3.1 MS モデル

梁両端の塑性ヒンジを MS でモデル化し，MS の長さは梁せいの 1/2 とした。鉄筋は 1 本につき 1 本のスプリング，コンクリートは 10mm×10mm の断面を 1 本のスプリングとした。

鉄筋の復元力特性は，図 2.10(a)に示す，修正 Ramberg-Osgood 型とした。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。

コンクリートの復元力特性を図 2.10(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圧縮強度時のひずみ ε_0 の 5 倍に達するまで，ひずみ度に比例し，強度は低下するものとした。解析には，表 2.2 に示す試験体の材料の機械的性質を使用した。

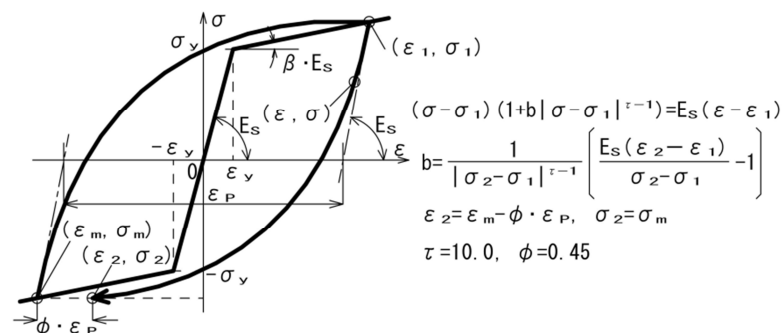


図 2.10 (a) 修正 Ramberg-Osgood 型モデル

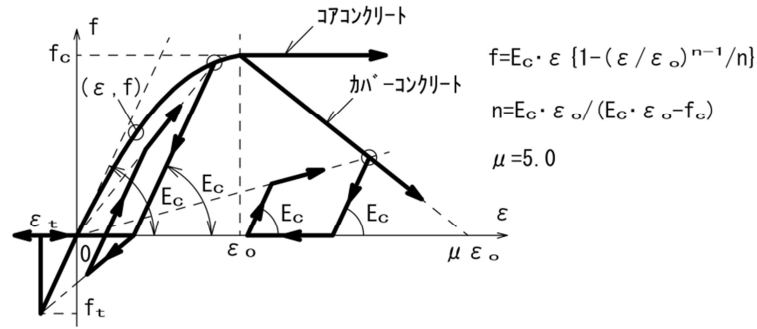


図 2.10(b) 曲線剛性低減型モデル

2.3.2 梁材端の鉄筋の拔出しをモデル化した回転バネ

(1) 回転バネの荷重－変形関係

図 2.11(a)に示すように、梁の材端部では、接合部からの鉄筋の拔出しにより材端に回転角が生じる。鉄筋の降伏時の拔出し量を S_y とすると、その時の回転角 $r\theta_y$ は、式(2.1)で表される。

$$r\theta_y = S_y / (d - X_n) \quad (2.1)$$

ここに、 $r\theta_y$ ：鉄筋の降伏時の拔出しによる回転角(rad.)

S_y ：鉄筋降伏時の拔出し量(mm)， X_n ：中立軸から圧縮縁までの距離(mm)

d ：有効せい(mm)

梁主筋が降伏した時の柱梁接合部からの拔出し量は、文献 6) より、式(2.2)で表される。この式は、主筋の定着長さが十分であり、鉄筋の端部にずれが起こらない場合に適用できる⁷⁾。

$$S_y = \varepsilon_y \cdot (2 + 3500 \cdot \varepsilon_y) \cdot \alpha_y \cdot \phi \cdot (f_c / 20)^{2/3} \quad (2.2)$$

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⁸⁾ $\alpha_y = 1 + 0.9e^{0.45(1 - C_s/\phi)}$ ， C_s ：鉄筋間隔(mm)

鉄筋の拔出しを回転バネでモデル化するため、鉄筋の拔出しを一旦、図 2.11(b)に示す仮想の梁（以後、仮想梁）に置き換える。仮想梁は MS で塑性ヒンジと同様にモデル化され、梁端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。仮想梁の梁断面は梁端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、仮想梁の長さ L_v とした。

$$L_v = r\theta_y / \phi_y \quad (2.3)$$

$$\phi_y = \varepsilon_y / (d - X_n) \quad (2.4)$$

ここに、 L_v ：仮想梁の長さ(mm)， ϕ_y ：引張鉄筋が降伏する時の梁の曲率

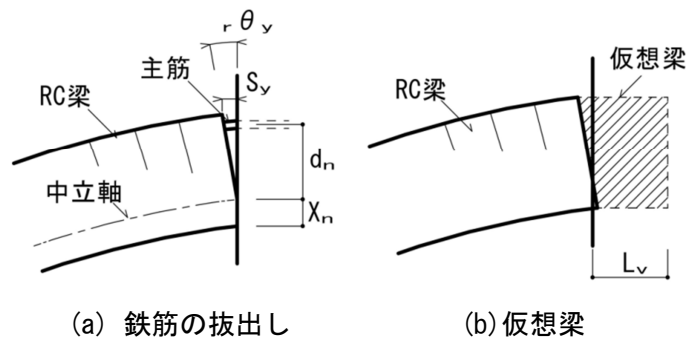


図 2.11 鉄筋の拔出しと仮想の梁

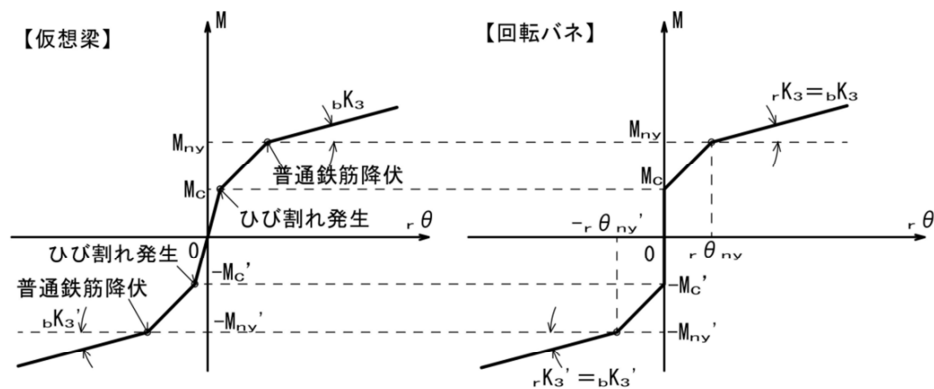
図 2.12 に仮想梁およびモデル化した回転バネの曲げモーメント M と回転角 $r\theta$ の関係を示す。上端が引張となる場合を正側としている。いずれの仮想梁でも、ひび割れが M_c で発生するが、実際の鉄筋の拔出しはひび割れ発生後に生じるため、回転バネでは M_c に達するまでの変形は生じないものとした。

図 2.12(a) に従来型試験体の仮想梁と回転バネの $M-r\theta$ の関係を示す。仮想梁は、正側では M_{ny} で降伏する。回転バネでも、 M_{ny} を降伏点とし、この時に拔出しによる回転角 $r\theta_{ny}$ が生じる。 $r\theta_{ny}$ は、式(2.1)から得られる。仮想梁は、普通鉄筋が降伏した後は $bK3$ の剛性を発揮する。回転バネの鉄筋降伏後の剛性 $rK3$ は、 $bK3$ と等しくした。

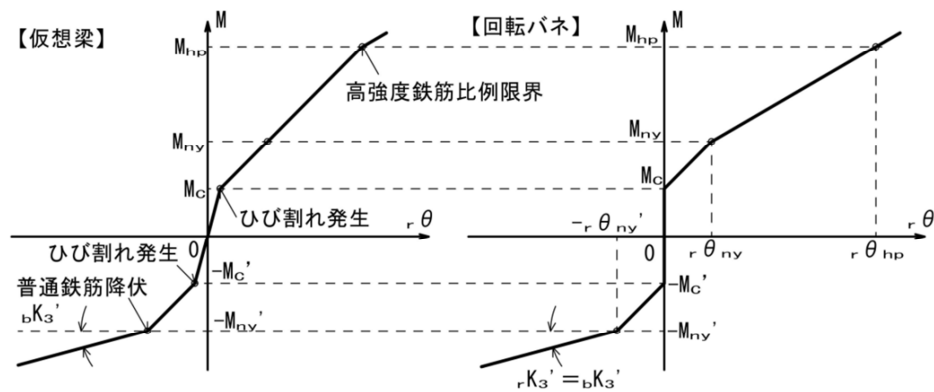
図 2.12(b) に、上端筋をすべて高強度鉄筋とした、改良型試験体の仮想梁と、回転バネの $M-r\theta$ 関係を示す。下端が引張となる時の回転バネの設定方法は、従来型の場合と同じである。上端が引張となる場合は、仮想梁ではひび割れ発生後、高強度鉄筋が比例限界に達するまで、 $M-r\theta$ 関係は比例関係になる。回転バネでは、高強度鉄筋が普通鉄筋の降伏ひずみ度に達した時の M_{ny} で、 $r\theta_{ny}$ の回転角が生じるものとした。仮想梁では、 M_{hp} で高強度鉄筋が比例限界に達する。回転バネでは、 M_{hp} で、高強度鉄筋が比例限界に達した時の拔出しによる回転角 $r\theta_{hp}$ が生じるものとした。 $r\theta_{hp}$ は、式(2.1)から得られる。

式(2.1)および式(2.2)より、 $r\theta_y$ は、鉄筋の降伏ひずみ度 ε_y の 2 乗に比例する。中立軸位置が変わらなければ、 ε_y と降伏曲げモーメントは比例する。従って、材端に作用する降伏曲げモーメントと $r\theta_y$ の平方根は、ほぼ比例関係となる。回転バネは、鉄筋の拔出しによる $M-r\theta$ 関係について、二次関数の曲線をトリリニアにモデル化したことになる。仮想梁では、高強度鉄筋が比例限界に達した後は剛性が低下するが、解析ソフトではトリリニアまでしかモデル化できないため、回転バネでは、高強度鉄筋が比例限界に達した後も剛性は低下しないものとした。部材角が $1/50\text{rad}$ 程度では、塑性ヒンジの高強度鉄筋が比例限界に達した後の変形は小さいため、解析結果への影響は小さい。

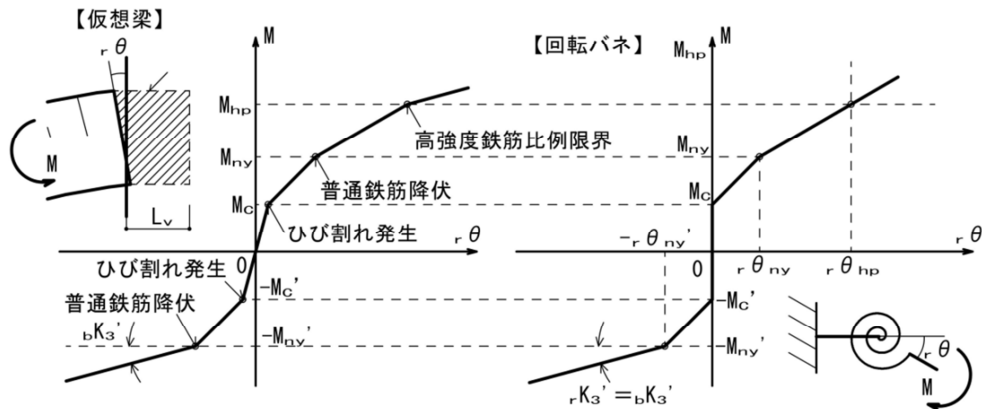
図 2.12(c) に上端筋の一部に高強度鉄筋を用いた改良型試験体の仮想梁と回転バネの $M-r\theta$ 関係を示す。下端が引張となる時の回転バネの設定方法は、従来型の場合と同じである。仮想梁の正側では、従来型と同様にひび割れ発生後、普通鉄筋の降伏が生じるため、回転バネではこの時の回転角を $r\theta_{ny}$ としている。他のモデル化の方法は、上端筋がすべて高強度鉄筋の場合と同様である。



(a) 従来型試験体 (N-No. 1, N-No. 2)



(b) 改良型試験体 (H-No. 1, H-No. 2)



(c) 改良型試験体 (H-No. 3, H-No. 4)

M_C, M_C' : ひび割れ発生時の曲げモーメント
 $M_{ny}, -M_{ny}'$: 普通鉄筋降伏時の曲げモーメント
 M_{hp} : 高強度鉄筋が比例限界時の曲げモーメント
 $r\theta_{ny}, r\theta_{ny}'$: 普通鉄筋降伏時の拔出しによる回転角
 $r\theta_{hp}$: 高強度鉄筋が比例限界の時の拔出しによる回転角

図 2.12 仮想梁と回転バネの $M-r\theta$ 関係のモデル化

(2) 回転バネの復元力特性

図 2.13(a)に、モデル化した従来型梁の回転バネの $M-r\theta$ 関係を示す。回転バネの復元力特性は、スリップ剛性低減型⁹⁾とした。ピーク以降の剛性を決定する各パラメータは、実験結果をもとに設定した。最大変形角 $r\theta_m$ からの徐荷剛性 K_u は式(2.5)で表される。パラメータ λ_1 は、実験値に合わせ、すべて0.2とした。

図 2.13(b)に改良型梁の回転バネの $M-r\theta$ 関係を示す。回転バネの復元力特性は、従来型試験体と同様にスリップ剛性低減型とした。ピーク後の徐荷剛性についても従来型試験体と同様とした。再加力時の剛性 K_s は、式(2.6)で表される。高強度鉄筋の割合が多くなるほど、再加力時の剛性の低下が大きい。パラメータ λ_2 は、実験結果をもとに鉄筋の全断面積に対する高強度鉄筋の割合を使って近似した¹⁰⁾。

内ループの徐荷時の剛性は $\xi \cdot K_u$ で表され、パラメータ ξ は、実験結果から0.5とした。

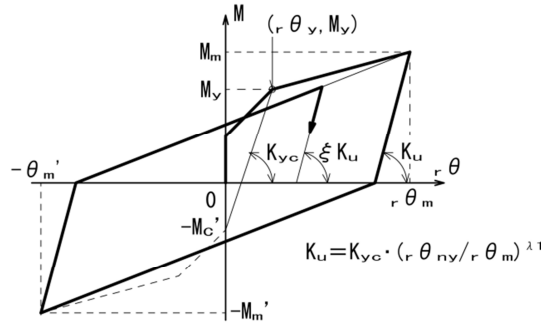
$$K_u = K_{yc} \cdot (r\theta_{ny} / r\theta_m)^{\lambda_1} \quad (2.5)$$

$$K_s = M_m / (r\theta_m + r\theta_o') \cdot (r\theta_{ny} / r\theta_m)^{\lambda_2} \quad (2.6)$$

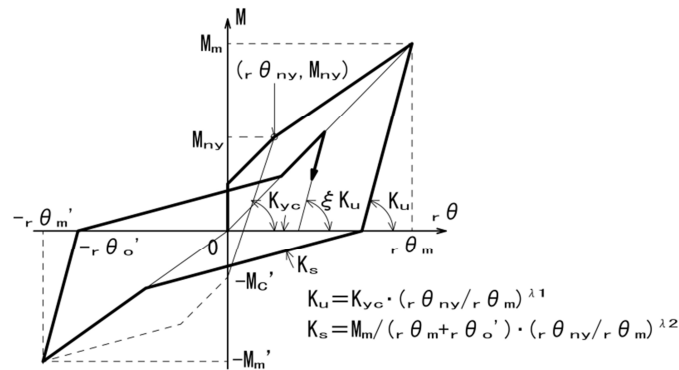
ここに、 $K_{yc} = (M_y + M_c') / r\theta_y$, $\lambda_1 = 0.2$

$\lambda_2 = (a_h / a_t)^2$, a_h : 高強度鉄筋の断面積, a_t : 全鉄筋の断面積

解析に使用した回転バネの諸元を表 2.3 に示す。



(a) 従来型試験体



(b) 改良型試験体

図 2.13 回転バネの復元力特性

表 2.3 回転バネの諸元

| 試験体 | 方向 | Lv | Mc | $r\theta_{ny}$ | Mny | $r\theta_{hp}$ | Mhp | rK3 |
|--------|----|-------|-----|----------------|------|----------------|------|------|
| N-No.1 | 正 | 68.03 | 4.2 | 0.1135 | 17.8 | — | — | 411 |
| | 負 | 56.34 | 4.0 | 0.0843 | 9.2 | — | — | 222 |
| N-No.2 | 正負 | 59.71 | 4.7 | 0.0975 | 17.9 | — | — | 421 |
| H-No.1 | 正 | 68.03 | 4.4 | 0.1088 | 18.1 | 0.430 | 37.7 | 6111 |
| | 負 | 56.34 | 4.0 | 0.0892 | 9.2 | — | — | 278 |
| H-No.2 | 正 | 59.71 | 4.2 | 0.0958 | 17.8 | 0.377 | 37.7 | 7068 |
| | 負 | 59.71 | 4.7 | 0.0974 | 17.9 | — | — | 415 |
| H-No.3 | 正 | 50.13 | 5.4 | 0.0793 | 22.2 | 0.502 | 32.3 | 2386 |
| | 負 | 50.13 | 5.1 | 0.0771 | 17.4 | — | — | 884 |
| H-No.4 | 正 | 50.13 | 5.2 | 0.0778 | 19.8 | 0.477 | 25.2 | 1354 |
| | 負 | 50.13 | 5.1 | 0.0772 | 17.4 | — | — | 727 |

Lv: 普通鉄筋の降伏時から算定した仮想梁の長さ(mm), Mc: 変形を開始するときの曲げモーメント(kN・m)

$r\theta_{ny}$: 降伏時の回転角($\times 10^{-2}$ rad.), Mny: 降伏曲げモーメント(kN・m)

$r\theta_{hp}$: 高強度鉄筋が比例限界時の回転角($\times 10^{-2}$ rad.)

Mhp: 高強度鉄筋が比例限界時の曲げモーメント(kN・m), rK3: 降伏後の剛性(kN・m/rad.)

2.3.3 セン断すべりをモデル化したせん断バネ

(1) セン断バネの荷重－変形関係

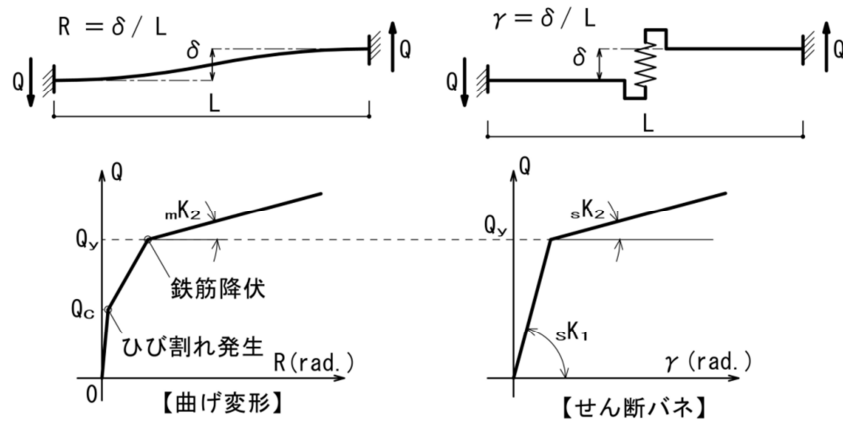
梁の曲げ降伏後、梁とスタブの接合面ではせん断すべりが生じる。RC 梁では、曲げ降伏後のせん断変形は曲げ変形の 1/3 程度になる¹¹⁾。せん断すべりと鉄筋の拔出しを考慮しない部材だけの変形に対し、1/3 の割合でせん断変形する、せん断すべりバネ（以後、せん断バネ）を設定した。

梁部材とせん断バネの荷重と変形を図 2.14 に示す。部材の骨格曲線は解析により求め、試験体梁の右端部を上向きに加力した時を正として考える。せん断バネの降伏までの剛性 $sK1$ は、部材の弾性域のせん断剛性とした。最初の鉄筋が降伏するまでは、せん断剛性は曲げ剛性に比較して非常に大きいため、せん断バネはほとんど変形しない。

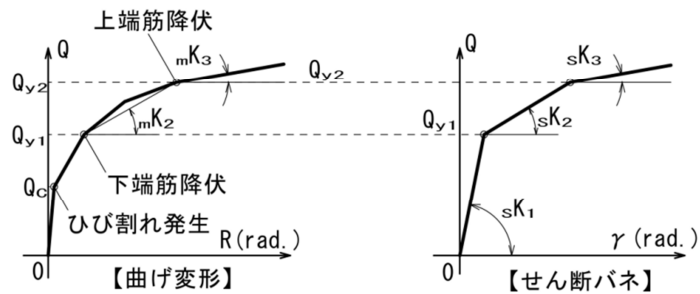
図 2.14(a)に N-No.2 の部材とせん断バネのせん断力－変形関係を示す。N-No.2 は、上端筋と下端筋の断面積が同じであるため、両端部の引張鉄筋が同時に降伏し、その後の剛性は $mK2$ となる。せん断バネでは、 $sK2$ は、 $mK2$ の 3 倍とし、降伏後の変形が、部材の曲げによる変形の 1/3 となるようにした。せん断バネの折れ点は 1 か所しか生じないため、バイリニアでモデル化した。

図 2.14(b)に N-No.1 の部材とせん断バネの荷重－変形関係を示す。N-No.1 は、下端筋の断面積は上端筋よりも少ないため、正側に加力すると最初に左端の下端筋が降伏し、次に右端の上端筋が降伏する。これらの点を直線でつなぐと剛性 $mK2$ が得られる。部材のせん断力－変形関係から得られた剛性 $mK2$ と $mK3$ をそれぞれ 3 倍することにより、せん断バネの剛性 $sK2$ と $sK3$ が得られる。せん断バネの折れ点は 2 か所になるため、トリリニアでモデル化した。

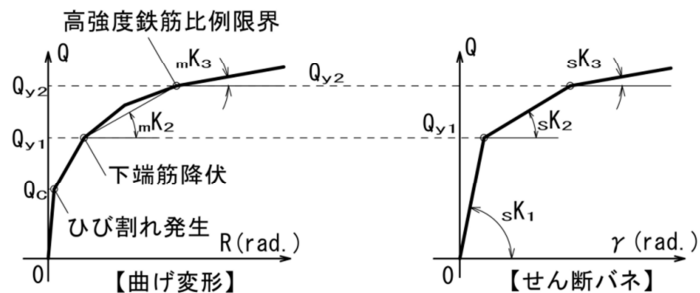
図 2.14(c)に改良型試験体の部材とせん断バネの荷重－変形関係を示す。改良型試験体では，上端筋に高強度鉄筋を用いているため，正側に加力すると最初に左端の下端筋が降伏する。高強度鉄筋は，降伏点に達しなければ，最後の折れ点は右端の高強度鉄筋が比例限界に達した点になる。左端の下端筋が降伏した点と右端の高強度鉄筋が比例限界に達した点を直線でつなぐと剛性 mK_2 が得られる。以後のせん断バネへのモデル化の方法は，N-No.1 の場合と同様である。



(a) 従来型試験体 (N-No. 2)



(b) 従来型試験体 (N-No. 1)



(c) 改良型試験体

図 2.14 梁におけるせん断力－せん断すべり変形関係のモデル化

(2) せん断バネの復元力特性

せん断バネの復元力特性を図 2.15 に示す。図 2.15(a)は、骨格曲線をバイリニアでモデル化した場合で、バイリニアスリップ型⁹⁾とした。目標変形角に達した直後の除荷剛性は sK_1 となり、ピークから降伏荷重 Q_y だけ除荷すると、剛性は sK_2 となり原点に向かう。再加力時は、直前の目標変形角に達するまで、除荷時と逆の経路をたどる。

図 2.15 (b)は、骨格曲線をトリリニアでモデル化した場合で、トリリニアスリップ型⁹⁾とした。目標変形角に達した直後の除荷剛性は sK_1 となり、ピークから Q_{y1} 低下するまで除荷すると、剛性は sK_2 となる。さらにピークから Q_{y2} 低下した時点で剛性は sK_3 となり原点に向かう。再加力時は、バイリニアスリップ型と同様に、直前の目標変形角に達するまで、除荷時と逆の経路をたどる。バイリニアスリップ型の sK_2 とトリリニアスリップ型の sK_3 は、低荷重では部材の曲げ剛性に対し比較的小さいため、自由振動時のせん断力-変形関係に対する影響が大きい。解析に用いたせん断バネの諸元を表 2.4 に示す。

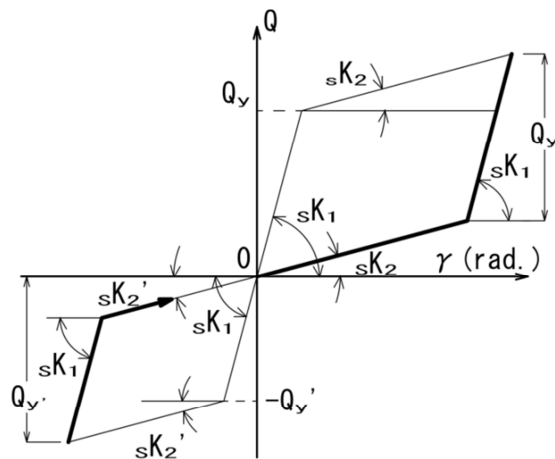


図 2.15 (a) せん断バネのバイリニアスリップモデル

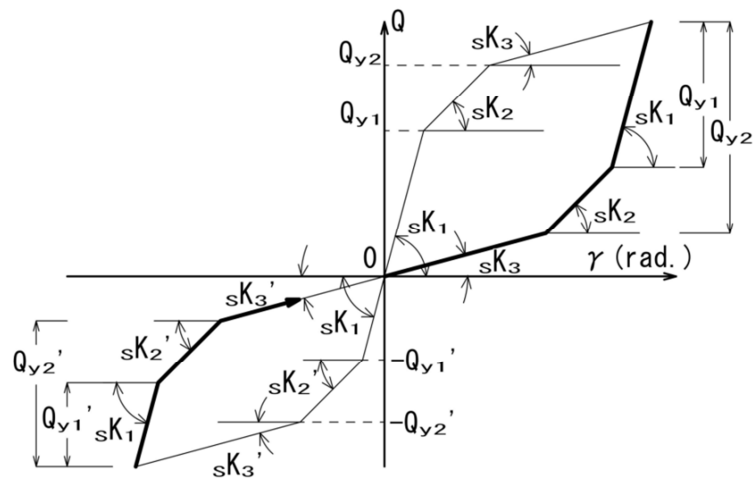


図 2.15 (b) せん断バネのトリリニアスリップモデル

表 2.4 せん断バネの諸元

| 試験体 | Qy1 | Qy2 | sK1 | sK2 | sK3 |
|--------|------|------|--------|-------|------|
| N-No.1 | 15.2 | 21.1 | 330806 | 7312 | 1091 |
| N-No.2 | 27.6 | | 330806 | 1241 | — |
| H-No.1 | 15.6 | 37.5 | 330806 | 7530 | 5586 |
| H-No.2 | 27.6 | 44.6 | 330806 | 8060 | 5940 |
| H-No.3 | 27.4 | 31.0 | 377255 | 10609 | 7106 |
| H-No.4 | 27.1 | 28.9 | 377255 | 9894 | 4901 |

Qy1: 第1折れ点の荷重(kN), Qy2: 第2折れ点の荷重(kN)

sK1,sK2,sK3: 1～3次剛性(kN/rad.)

2.3.4 ひび割れによる剛性低下を考慮した断面二次モーメント

塑性ヒンジ区間以外の曲げ剛性は、ひび割れ発生後の剛性低下を考慮した断面二次モーメント I_{avg} を用いた。ひび割れ発生後の圧縮ひずみ度の分布を図 2.16 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¹²⁾、ひび割れ中間部の中立軸位置 X_n' は式(2.7)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(2.8)の関係になる。 ϕ と ϕ' の平均の曲率を ϕ_{avg} とし、曲率が ϕ_{avg} となる時の断面二次モーメントを I_{avg} とすると、曲率と断面二次モーメントの関係は式(2.9)となる。これらの関係から式(2.10)より I_{avg} が得られる。

$$X_n' = X_n + S / (2\sqrt{3}) \quad (2.7)$$

$$\phi' = \phi \cdot X_n^2 / X_n'^2 \quad (2.8)$$

$$\phi_{avg} = (\phi + \phi') / 2$$

$$I_{avg} = \phi \cdot I / \phi_{avg} \quad (2.9)$$

$$I_{avg} = 2 \cdot I / \{1 + X_n^2 / (X_n + S / (2\sqrt{3}))^2\} \quad (2.10)$$

ここに、 I_{avg} : ひび割れ発生後の剛性低下を考慮した断面二次モーメント

I : ひび割れ断面の断面二次モーメント

ϕ : ひび割れ部の曲率, ϕ' : ひび割れ中間部の曲率

ϕ_{avg} : ϕ' と ϕ の平均の曲率, S : ひび割れ間隔 $S = D / 2$

D : 部材せい

解析に用いた I および I_{avg} の値を表 2.5 に示す。H-No.3 および H-No.4 は、両端部以外の区間で上端引張の時と下端引張の時でひび割れ発生時の断面二次モーメントが異なるが、梁全体では上端が引張になる区間が下端引張の区間よりも長くなるため、上端引張の場合の断面二次モーメントを採用した。いずれの試験体でも、 I_{avg} は I の約 1.4 倍となり、コンクリートの全断面を有効とした場合の半分程度になる。

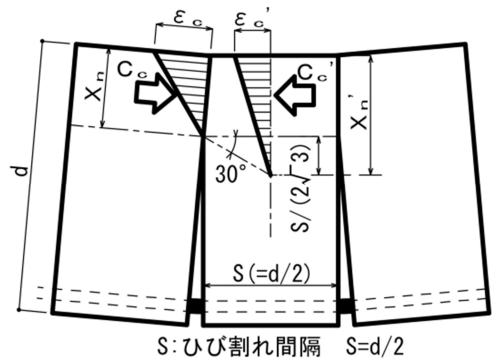


図 2.16 隣接する曲げひび割れの中の曲げひずみ分布のモデル化

表 2.5 ひび割れを考慮した断面二次モーメント

| 試験体 | I | Xn | S | θ | Iavg |
|--------|------|-------|-----|-----|------|
| N-No.1 | 3.81 | 48.85 | 100 | 30° | 5.47 |
| N-No.2 | 3.77 | 48.6 | | | 5.41 |
| H-No.1 | 3.93 | 49.65 | | | 5.62 |
| H-No.2 | 3.89 | 49.4 | | | 5.56 |
| H-No.3 | 4.17 | 53.5 | | | 5.86 |
| H-No.4 | 3.79 | 50.2 | | | 5.40 |

I : ひび割れ部の断面二次モーメント(×10⁷mm⁴)

Xn: ひび割れ断面の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

S: ひび割れ間隔(mm) S=D/2 D: 梁せい, θ : 中立軸の傾き

I avg : ひび割れを考慮した断面二次モーメント(×10⁷mm⁴)

2.3.5 解析方法

解析には、任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP を用いた。SNAP では、Newmark の β 法（平均加速度法）を用いて運動方程式の逐次数値解析を行う。Newmark の β 法では、時間関数の微分関係をパラメータ β で表す。

$$\{\Delta \dot{\mathbf{X}}\}_{t+\Delta t} = (1/2) \cdot \Delta t \cdot (\{\ddot{\mathbf{X}}\}_t + \{\ddot{\mathbf{X}}\}_{t+\Delta t}) \quad (2.11.a)$$

$$\{\Delta \mathbf{X}\}_{t+\Delta t} = \Delta t \cdot \{\dot{\mathbf{X}}\}_t + (1/2 - \beta) \cdot \Delta t^2 \cdot \{\ddot{\mathbf{X}}\}_t + \beta \cdot \Delta t^2 \cdot \{\ddot{\mathbf{X}}\}_{t+\Delta t} \quad (2.11.b)$$

ここに、 $\{\dot{\mathbf{X}}\}$: 相対加速度ベクトル, $\{\dot{\mathbf{X}}\}$: 相対速度ベクトル

$\{\mathbf{X}\}$: 相対変位ベクトル, t : 時間, Δt : 時間間隔, β : パラメータ

本解析では、パラメータ β の値は 1/4 としている。β を 1/4 とすると、時間間隔の大きさにかわらず無条件に安定な解を与える。Δ t が大きいと、位相遅れが生じる。本解析では、Δ t は、5×10⁻⁴ 秒としており、解析モデルの固有周期に対し十分小さい。

解析は、解析モデルの材端に設定した 10t の質点に任意の加速度を与えることにより行った。解析手順を下記に示す。

- ① 0.1 秒間、質点に加力方向の一定の加速度を与える。実験の履歴と同じ目標変形角 R_{\max} になるまで加速度データの調整を行いながら解析を繰り返す。加速度データの間隔は 0.01 秒とした。
 - ② R_{\max} に達した後、10 秒間自由振動させる。10 秒間で振動がほぼ収束し、せん断力が零になった時点で残留変形角 R_{re} が特定できる。
 - ③ 手順①で作成した加速度データを用いて、前回の加速度の入力から自由振動が収束するまでの履歴を経験させる。さらに、加速度データを追加し、次の R_{\max} に達するまで、調整を行う。
 - ④ 手順①から③を繰り返し、最終のサイクルに達するまでの加速度データを蓄積する。その結果、実験と同様の変形履歴を与える加速度データと解析値が得られる。
- なお、通常の RC 造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。

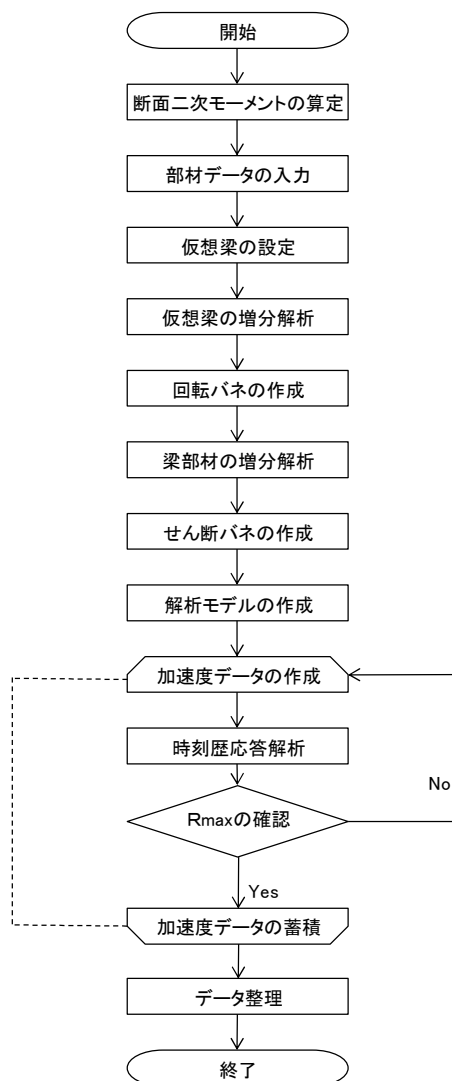


図 2.17 解析のフローチャート

2.4 解析結果

2.4.1 梁全体の変形角Rに占める各変形成分の割合

梁全体の変形角Rに占める各変形成分の割合を図2.18に示す。解析によりモデル化した試験体にRが 0.02rad に達するまで一方向に加力した時の、各変形成分の割合の変化を示している。変形成分は、曲げ、せん断および主筋の拔出しによる変形を部材の変形角に置き換えている。

拔出しによる変形は、部材両端に設定した回転バネの回転角を平均することにより求めた。せん断による変形は、せん断ひずみである。曲げ変形は、部材両端の塑性ヒンジの回転角と、弾性要素の曲げ変形を足し合わせたものであり、梁全体の変形角Rから鉄筋の拔出しと、せん断の変形成分を差し引くことにより求めた。

材端のコンクリートにひび割れが発生する、部材角が $0.1 \times 10^{-2}\text{rad}$ 付近から拔出しによる変形が始まり、鉄筋が最初に降伏する部材角が $0.4 \times 10^{-2}\text{rad}$ 付近から、せん断による変形が生じていることが確認できる。

各変形成分の割合を比較すると、試験体によって大きな違いは無かった。部材角が $1.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ では、平均で曲げが60%、せん断が11%、拔出しが29%、部材角が $2.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ では、平均で曲げが56%、せん断が14%、拔出しが31%となった。部材が降伏後のせん断変形を曲げ変形の1/3になるように設定しているため、降伏後に生じた曲げとせん断変形の割合は、概ね3:1になっている。各要素の変形の割合は、過去の研究で報告されている割合¹¹⁾と同程度であり、変形成分の割合に関しては、適切な解析モデルであると判断できる。

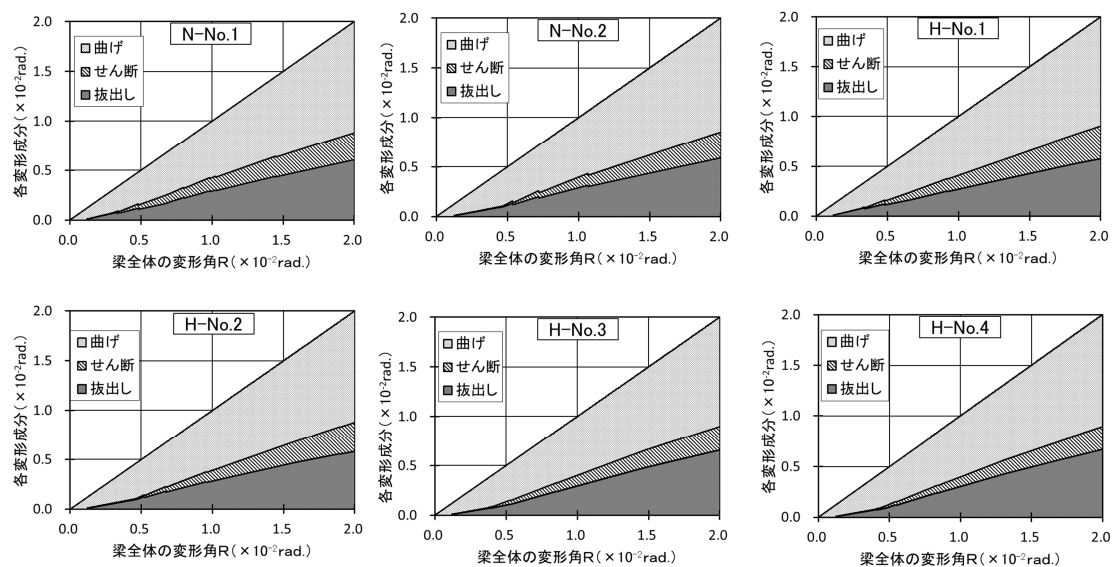


図 2.18 梁における変形角に伴う各変形成分の割合の変化

2.4.2 セン断力と変形角の関係

応答解析によるせん断力 Q と変形角 R の関係を図 2.19 に示す。図中の R_{re} は、解析と実験による残留変形を表している。解析は実験と同様に、高強度鉄筋の割合が大きいほど残留変形が小さくなる傾向が再現できた。しかし、残留変形の解析値は、実験値を下回る傾向があった。実験では、先に加力する正側の残留変形が、後に加力する負側よりも大きくなったが、解析では、正負で残留変形の差はほとんど生じなかった。解析値と実験値の差は、負側に比べて正側で大きくなる傾向がある。

すべての試験体で解析による外側のループの形状は、各試験体の目標変形角 R_{max} の大きさにかかわらず、実験値と概ね一致している。ピークの位置、二次剛性および徐荷剛性については、解析値は実験値をほぼ再現できた。

普通鉄筋だけの試験体 N-No.1 および N-No.2 では、鉄筋のエネルギー吸収が大きく、ループは丸みを帯びた形状になっている。改良型梁の高強度鉄筋の割合は、H-No.1, 2, 3, 4 の順番で大きい。高強度鉄筋の割合が大きいほど、全体の変形に占める弾性の要素が大きくなり、ループは細くなる。全体的にループの面積は解析値が実験値を若干、下回るため、エネルギーの吸収については、解析値は実験値を過小評価する傾向がある。

実験の残存振動時の内ループの形状と収束状況は、解析によって十分に再現できなかった。ピークから除荷し、最初にせん断力が零になる点では、解析値と実験値はほぼ一致している。そこから自由振動が収束するまでの間で、解析値と実験値に差が生じている。実験では、準静的加力の際も試験体はわずかにエネルギーを吸収しているが、解析では、エネルギーの吸収は小さく、弾性応答が続き収束までに時間を要した。一方、自由振動時の剛性については、解析値と実験値は、ほぼ一致した。

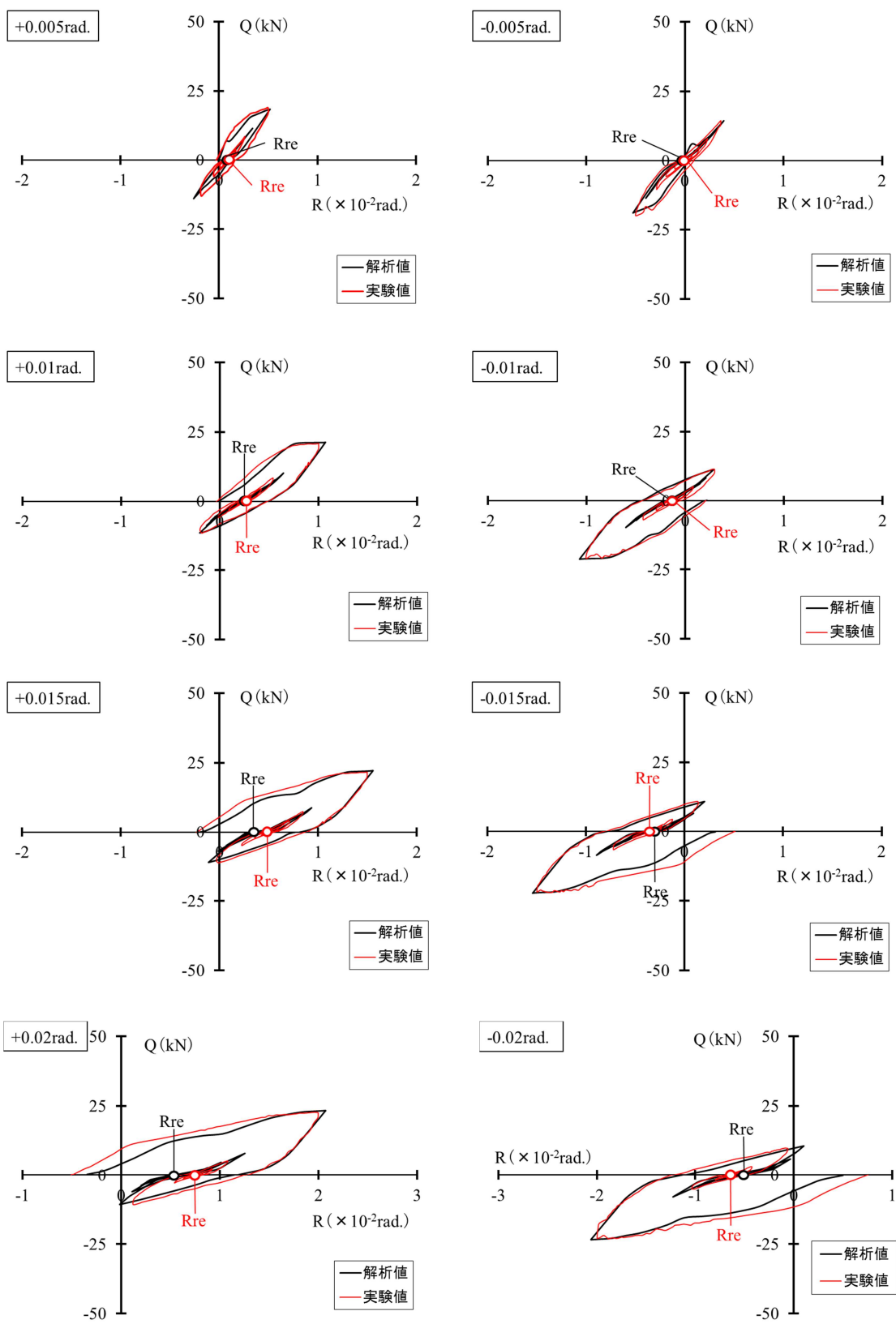


図 2. 19(a) 梁のせん断力－変形角関係 (N-No. 1)

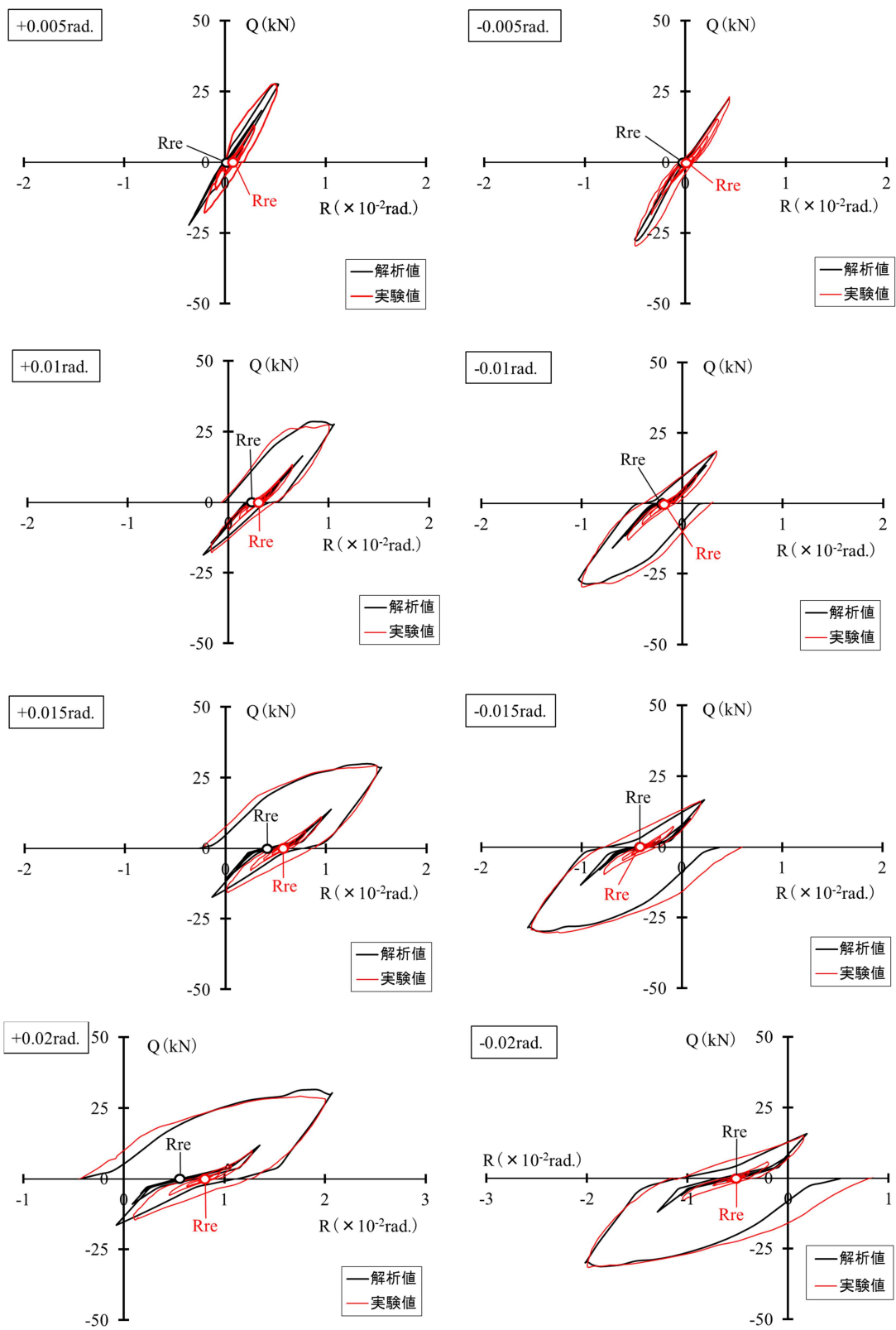


図 2. 19 (b) 梁のせん断力－変形角関係 (N-No. 2)

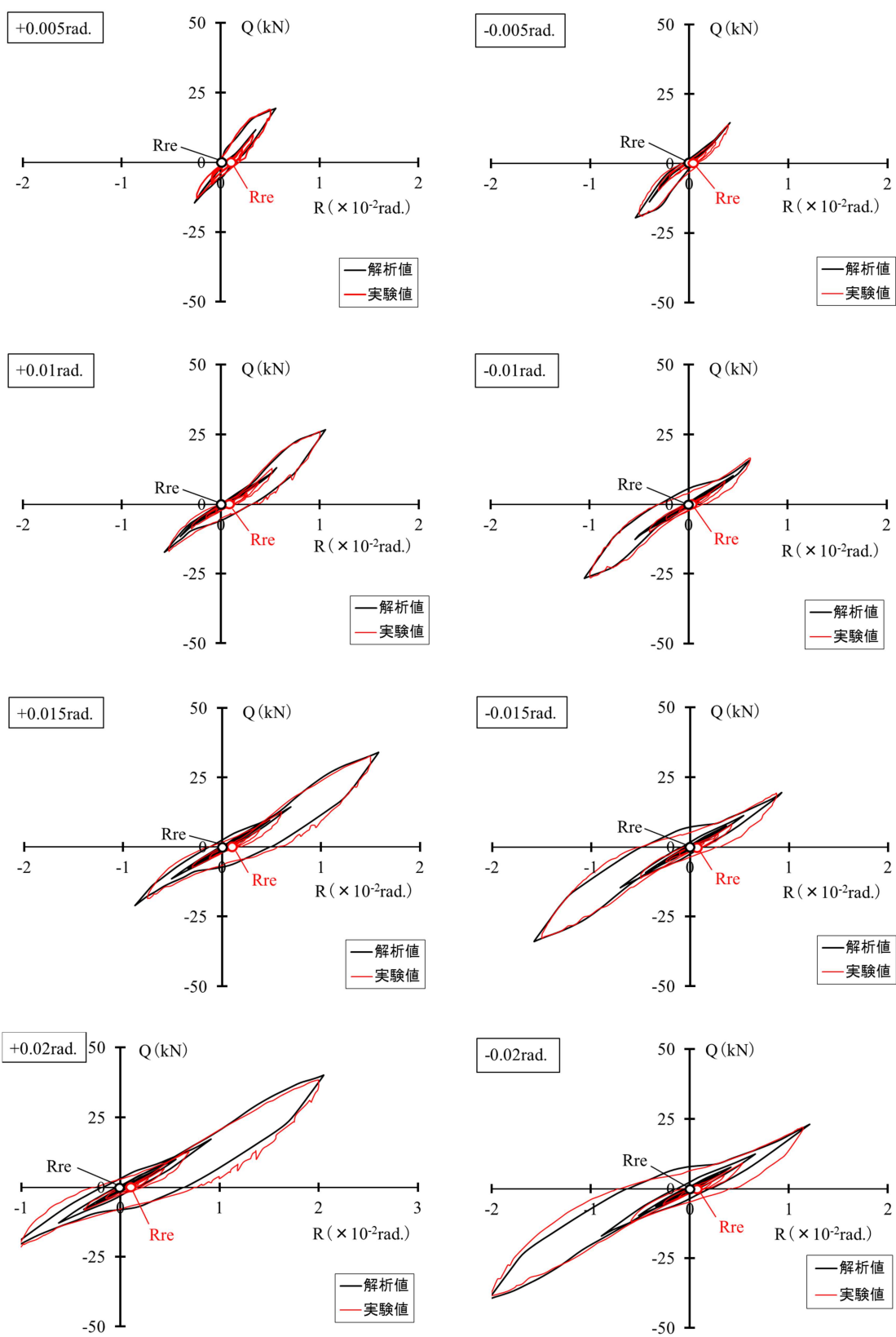


図 2. 19(c) 梁のせん断力-変形角関係(H-No. 1)

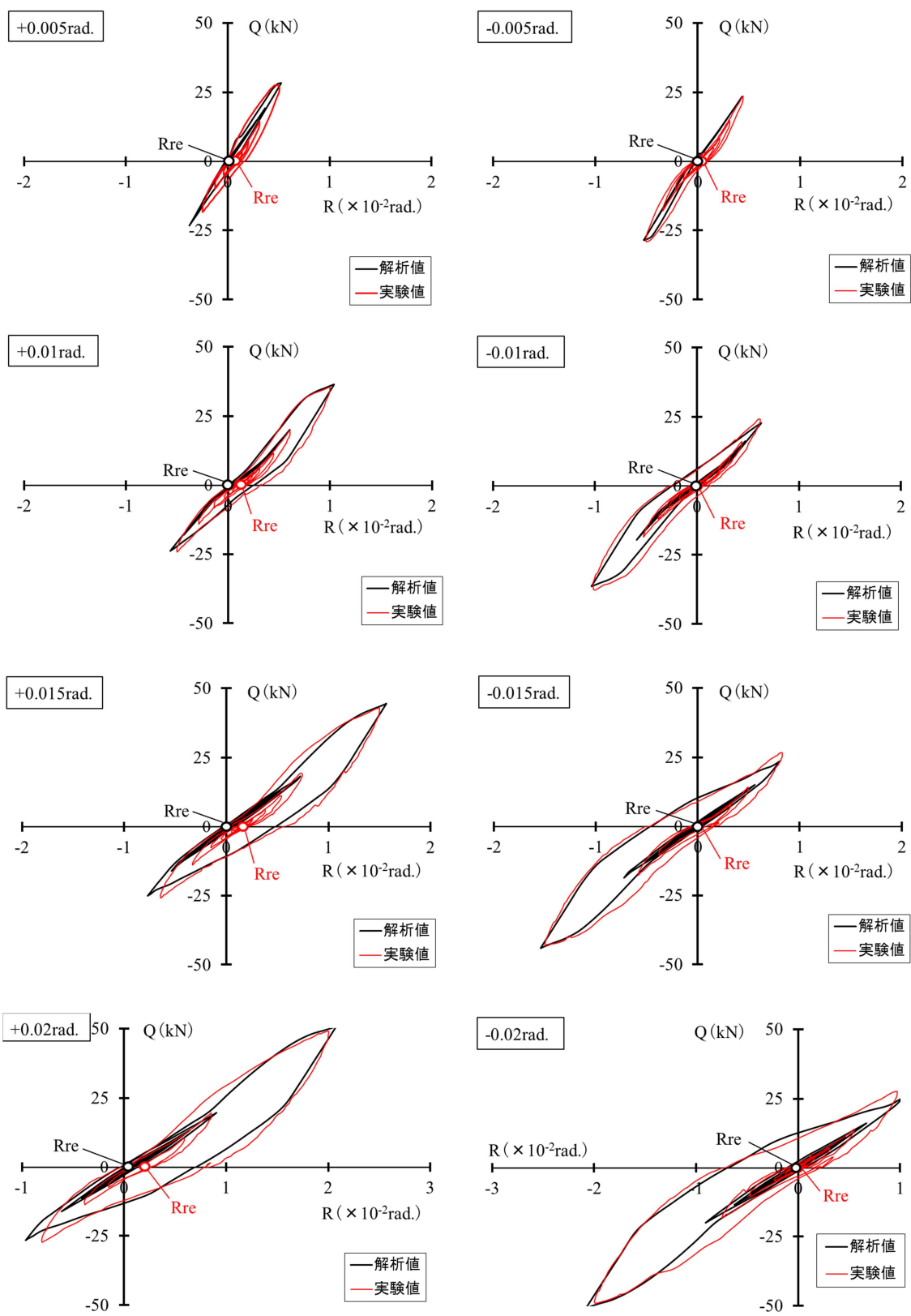


図 2.19 (d) 梁のせん断力-変形角関係(H-No. 2)

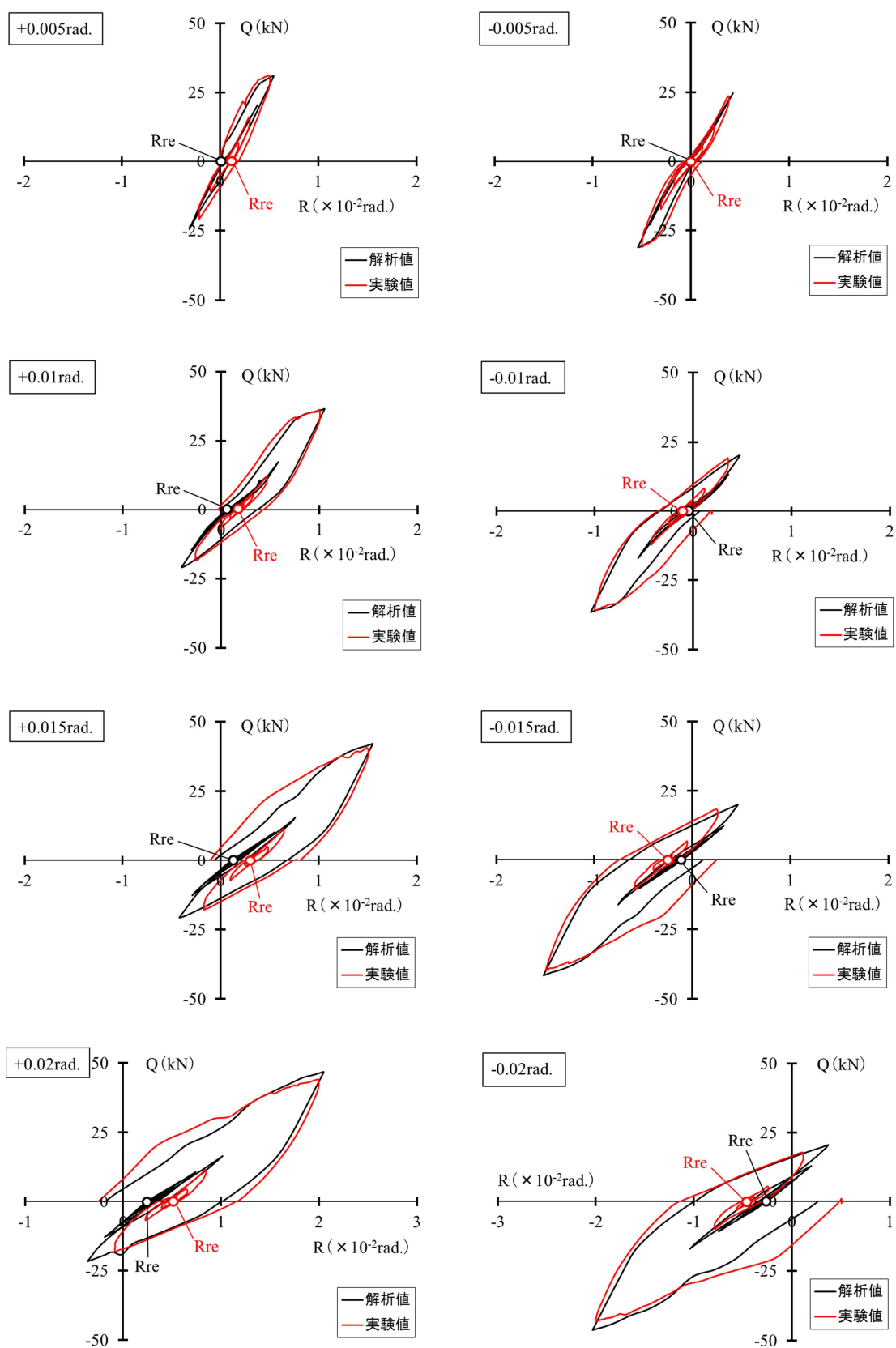


図 2.19(e) 梁のせん断力－変形角関係(H-No. 3)

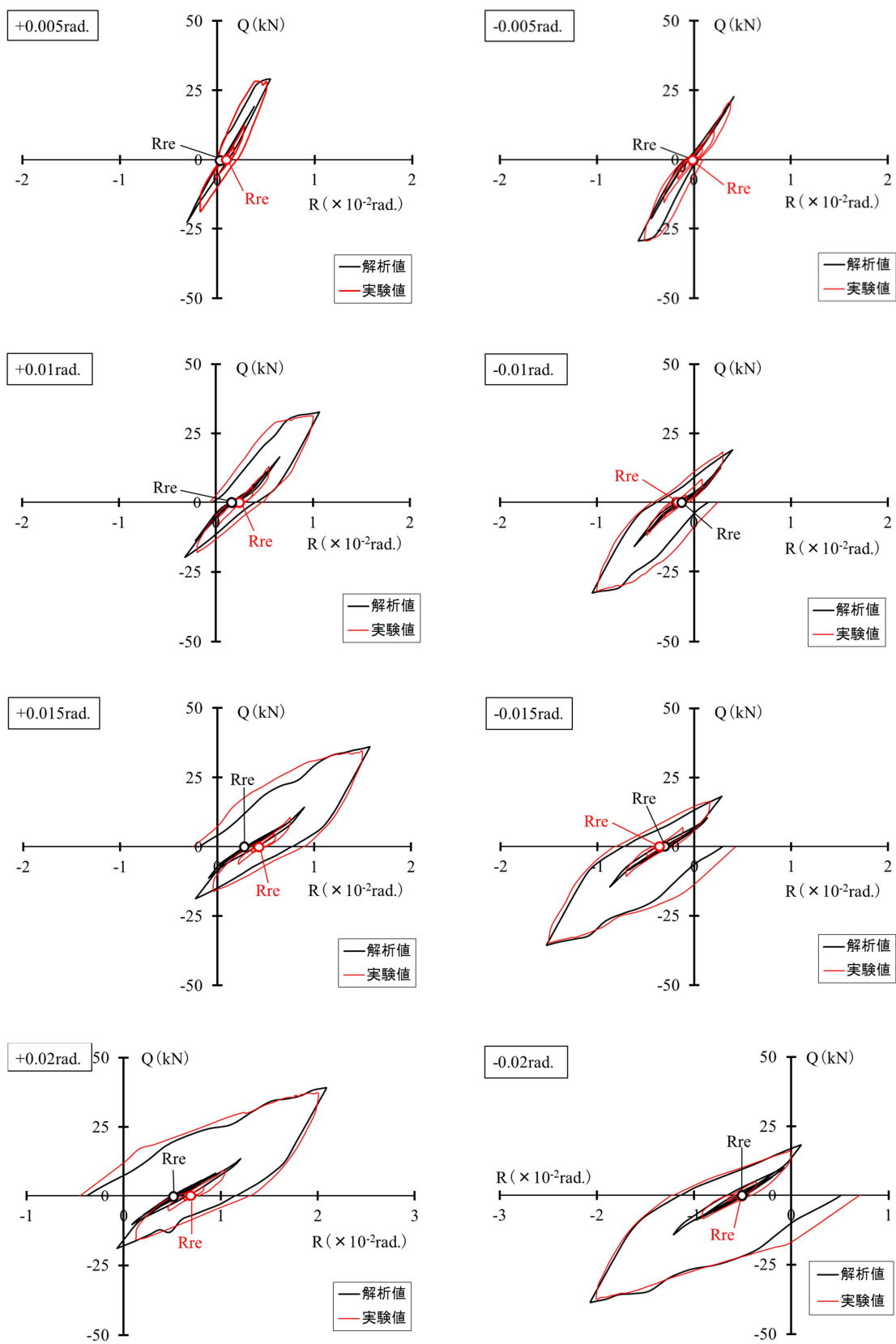


図 2. 19 (f) 梁のせん断力－変形角関係(H-No. 4)

2.4.3 残留変形角

実験による残留変形角 R_{re} の算定方法について図 2.20 に示す。実験では、自由振動を想定した準静的加力が終了した時の変形角 $R(i)$ と、その直前にせん断力 Q が零になった時の変形角 $R(i-1)$ の平均値を残留変形角 R_{re} とした。応答解析による R_{re} は、変形角が目標変形角 R_{max} に達した後の自由振動において、振動幅が十分小さくなり、せん断力がほぼ零になった時の変形角を R_{re} とした。

各目標変形角 R_{max} における残留変形角 R_{re} を図 2.21 に示す。解析値は、実験値と同様に、高強度鉄筋の割合が大きくなるほど R_{re} が小さくなる傾向を示した。また、上端がすべて高強度鉄筋の試験体以外は、 R_{max} が大きくなるに従い、 R_{re} も大きくなった。

図 2.21(a), (b) に従来型の試験体 N-No.1 および N-No.2 の R_{max} と R_{re} の関係を示す。N-No.2 の負側以外はすべて R_{re} の解析値は実験値を下回った。N-No.1 においては、 R_{max} が $+0.02\text{rad.}$ では、 R_{re} の解析値は実験値の 70% となり、 R_{max} が $+0.01 \sim +0.02\text{rad.}$ までの R_{re} の解析値は平均で実験値の 72% になった。負側では、 R_{max} が -0.02rad. では、 R_{re} の解析値は実験値の 76% となり、 R_{max} が $-0.01 \sim -0.02\text{rad.}$ までの R_{re} の解析値は平均で実験値の 85% になった。N-No.2 においては、 R_{max} が $+0.02\text{rad.}$ では、 R_{re} の解析値は実験値の 67% となり、 R_{max} が $+0.01 \sim +0.02\text{rad.}$ までの R_{re} の解析値は平均で実験値の 71% になった。負側では、解析値と実験値は、ほぼ一致した。

図 2.21(c), (d) に改良型の試験体 H-No.1 および H-No.2 の R_{max} と R_{re} の関係を示す。これらの試験体は、上端の鉄筋をすべて高強度鉄筋としている。 R_{re} の実験値は、従来型の試験体に比べて無視できる程度に小さい。 R_{re} と R_{max} に明確な関係性は無く、 R_{max} が 0.01rad. 以上では、 R_{re} はほとんど変化しない。実験では、正加力側に R_{re} がわずかに生じたが、解析では、ほとんど生じなかった。 R_{re} の解析値と実験値の差は、 R_{max} が $\pm 0.01 \sim \pm 0.02\text{rad.}$ の範囲で、H-No.1 では $0.03 \sim 0.1 \times 10^{-2}\text{rad.}$ 、H-No.2 では $0.09 \sim 0.14 \times 10^{-2}\text{rad.}$ であった。

図 2.21(e), (f) に改良型の試験体 H-No.3 および H-No.4 の R_{max} と R_{re} の関係を示す。これらの試験体では上端の一部に高強度鉄筋を用いている。 R_{re} の解析値は実験値を下回り、正加力側での差が大きかった。H-No.3 においては、 R_{max} が $+0.02\text{rad.}$ では、 R_{re} の解析値は実験値の 53% となり、 R_{max} が $+0.01 \sim +0.02\text{rad.}$ までの R_{re} の解析値は平均で実験値の 41% になった。負側では、 R_{max} が -0.02rad. では、 R_{re} の解析値は実験値の 62% となり、 R_{max} が $-0.01 \sim -0.02\text{rad.}$ までの R_{re} の解析値は平均で実験値の 52% になった。H-No.4 においては、 R_{max} が $+0.02\text{rad.}$ では、 R_{re} の解析値は実験値の 73% となり、 R_{max} が $+0.01 \sim +0.02\text{rad.}$ までの R_{re} の解析値は、平均で実験値の 68% になった。負側では、 R_{max} が -0.02rad. では、 R_{re} の解析値は実験値の 95% となり、 R_{max} が $-0.01 \sim -0.02\text{rad.}$ までの R_{re} の解析値は平均で実験値の 84% になった。

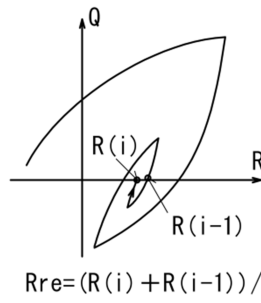


図 2.20 残留変形角の算定方法

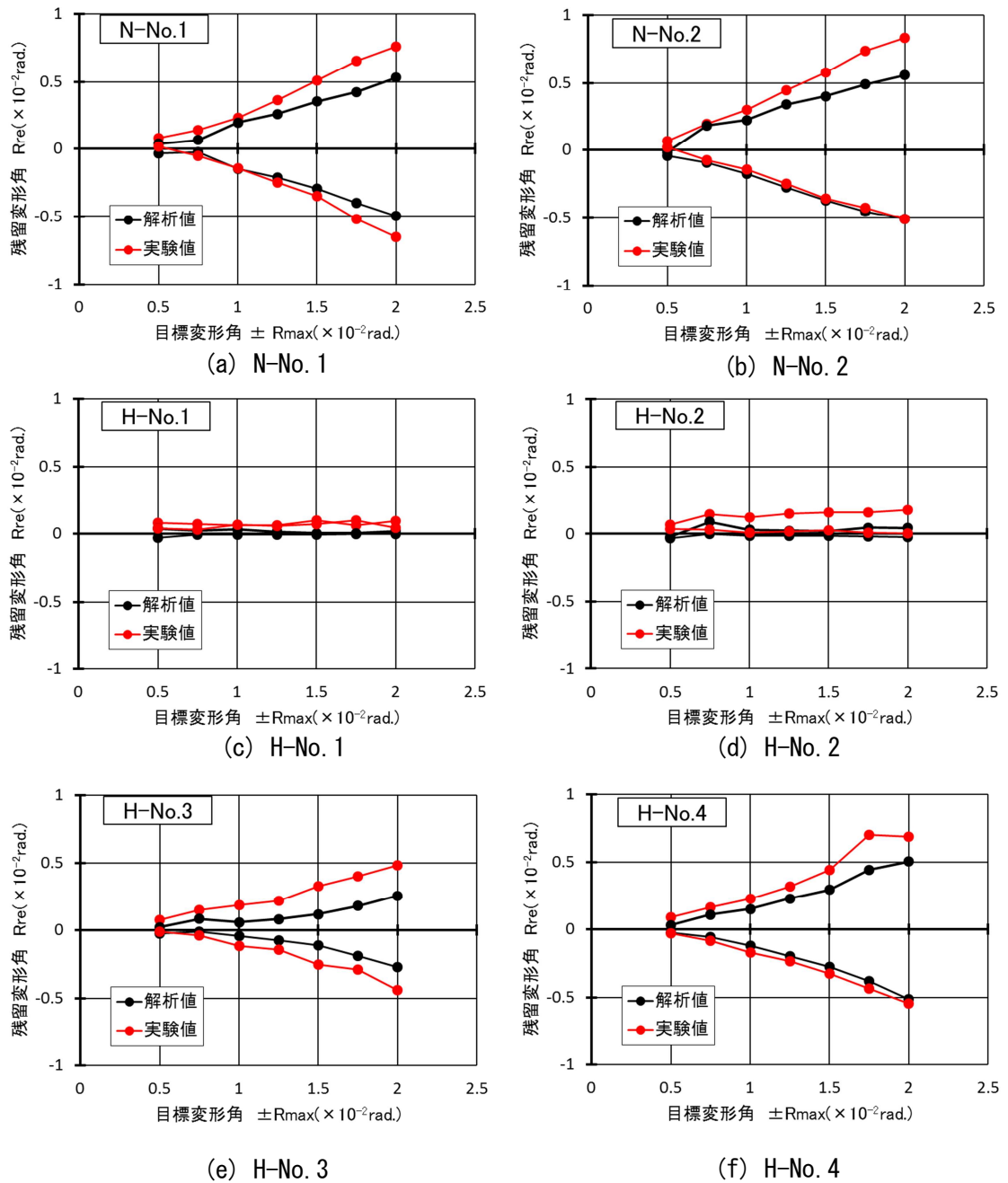


図 2.21 残留変形角 Rre—目標変形角 Rmax 関係

2.4.4 加力前と加力後の固有周期

各試験体の加力前と加力後の解析による固有周期の変化を図 2.22 に示す。加力後の固有周期は、変形の時刻歴の波形から読み取った。図 2.19 のせん断力－変形角関係から、実験値と解析値の自由振動時の剛性はほぼ一致することが分かる。従って、実験においても、梁端に解析と同様の質点を設けた場合、加力後の固有周期が解析値と概ね一致すると考えられる。

加力前の固有周期はいずれの試験体も約 0.2 s である。加力後は、従来型試験体の N-No.1 と N-No.2 では、加力前の約 3.5 倍になっているが、改良型試験体では、2 倍程度に収まっている。

従来型試験体は、改良型試験体に比べてせん断すべりが大きい。これは、従来型試験体では、部材の変形角が大きくなるにつれて普通鉄筋の塑性変形が増大し、スタブのフェイスと梁端の隙間が大きくなるためである。一方、改良型試験体では、高強度鉄筋が弾性を維持することにより、スタブのフェイスと梁端の隙間が広がりにくい。そのため、改良型試験体では、せん断すべりの現象が現れにくく、加力後の剛性低下が少ないと考えられる。高強度鉄筋の割合が最も少ない H-No.4 でも、せん断すべりの抑制効果は高く、高強度鉄筋の割合が高い H-No.1 および H-No.2 と加力後の固有周期に大きな差は無い。

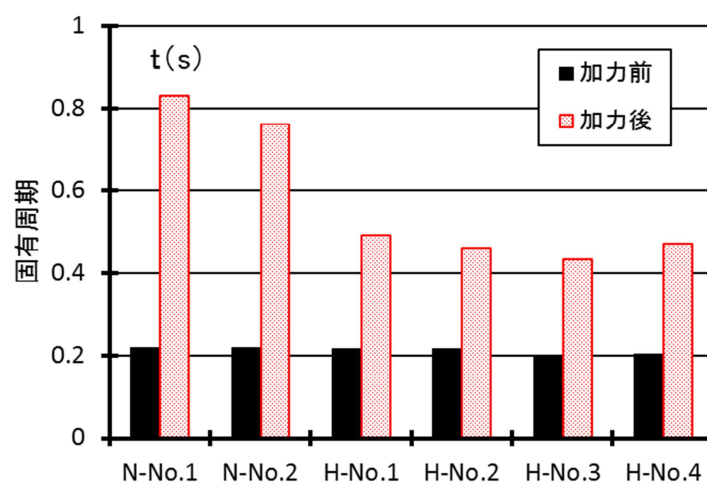


図 2.22 固有周期の変化（解析）

2.4.5 残存振動時のせん断力と変形の関係

図 2.23 に、試験体 N-No.2 と H-No.3 のせん断力－変形関係の解析結果を示す。目標変形角が 0.02rad. からの自由振動時の各部のせん断力－変形関係を取り出している。図 2.23(a) は、梁全体の変形角 R とせん断力 Q の関係である。自由振動時は、解析値は実験値に比べてエネルギーの吸収量が小さく、振動が長く続き、振幅も大きい。一方、実験値は、小さなループでもエネルギーを吸収しているため、振幅が小さく、収束が早い。図 2.23(b) は解析による塑性ヒンジの回転角 θ とせん断力 Q の関係を示している。塑性ヒンジはピークから除荷し、再加力した後は弾性応答しており、エネルギーをほとんど吸収していない。塑性ヒンジの残留変形角は、梁全体の残留変形角とほぼ同じことから、梁全体の残留変形のほとんどが塑性ヒンジの残留変形によるものであることが分かる。図 2.23(c) は解析によるせん断バネのせん断ひずみ γ とせん断力 Q の関係を示している。せん断バネは、残存振動時は弾性応答しながら原点に収束し、エネルギーは全く吸収しない。しかし、実験では、原点に収束せずに、わずかにエネルギーを吸収していると考えられる。図 2.23(d) は回転バネの回転角 $r\theta$ とせん断力 Q の関係である。回転バネでは、小さなループでもエネルギー吸収が行われており、せん断力－変形関係は原点方向に収束していることが分かる。解析では、残存振動時は塑性ヒンジとせん断バネは弾性応答するため、部材の粘性減衰を除くと、回転バネがほとんどのエネルギーを吸収することになる。

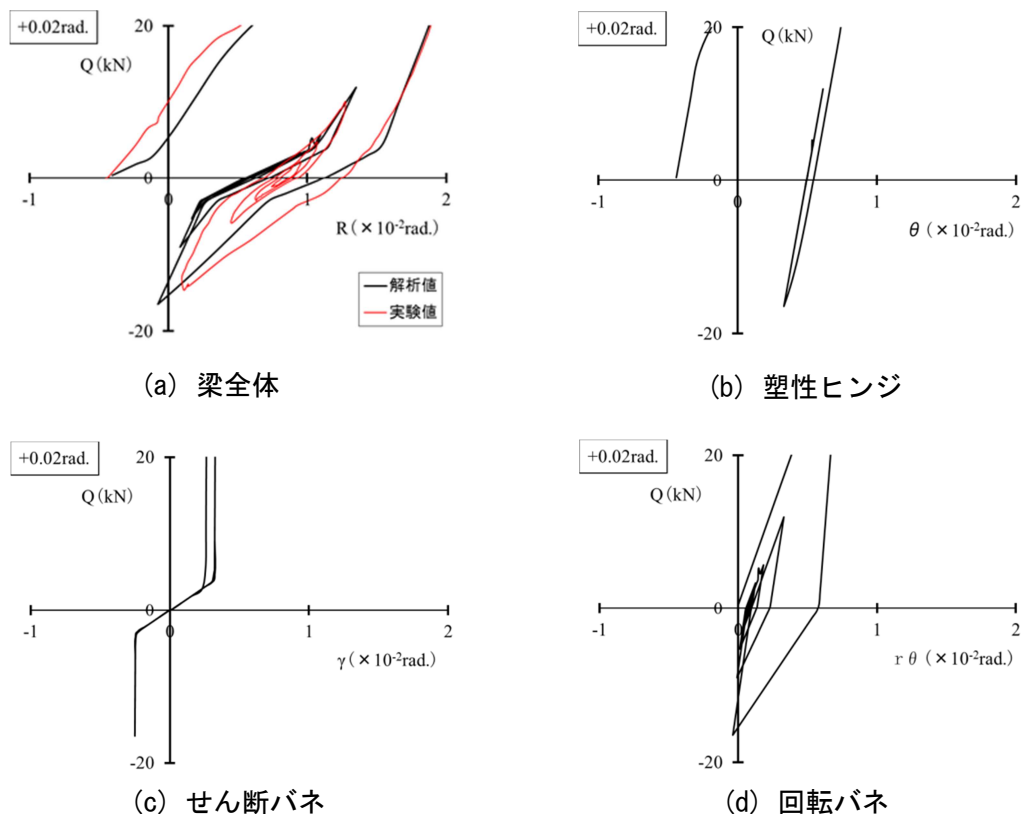


図 2.23.1 自由振動時のせん断力－変形角関係 (N-No.2)

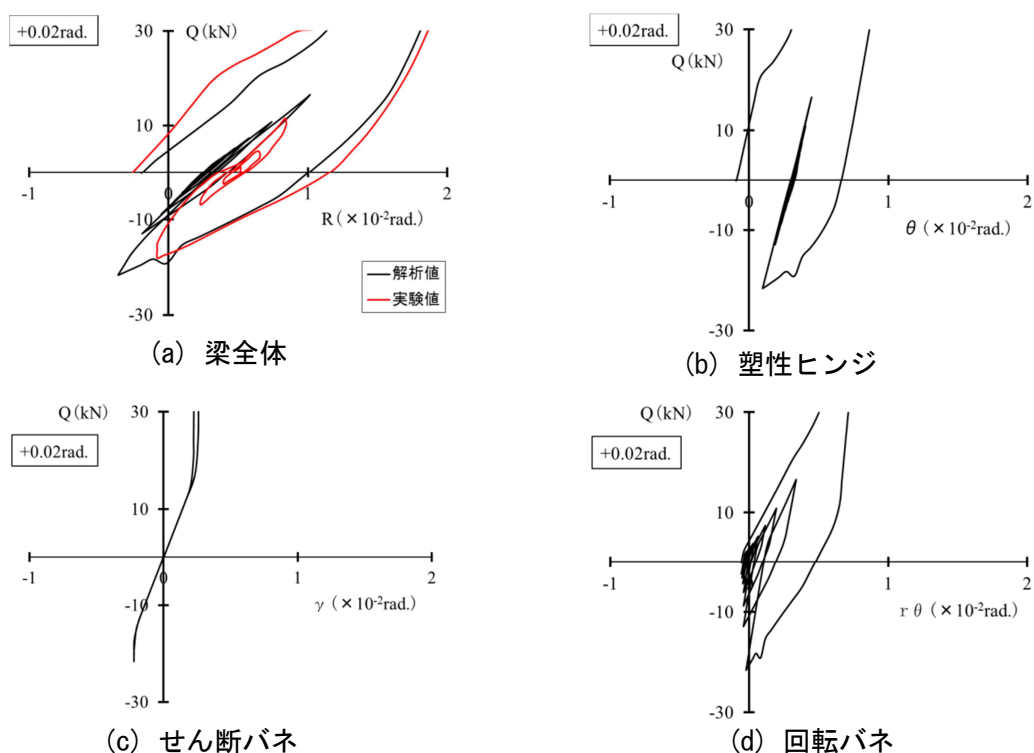


図 2.23.2 自由振動時のせん断力ー変形角関係 (H-No. 3)

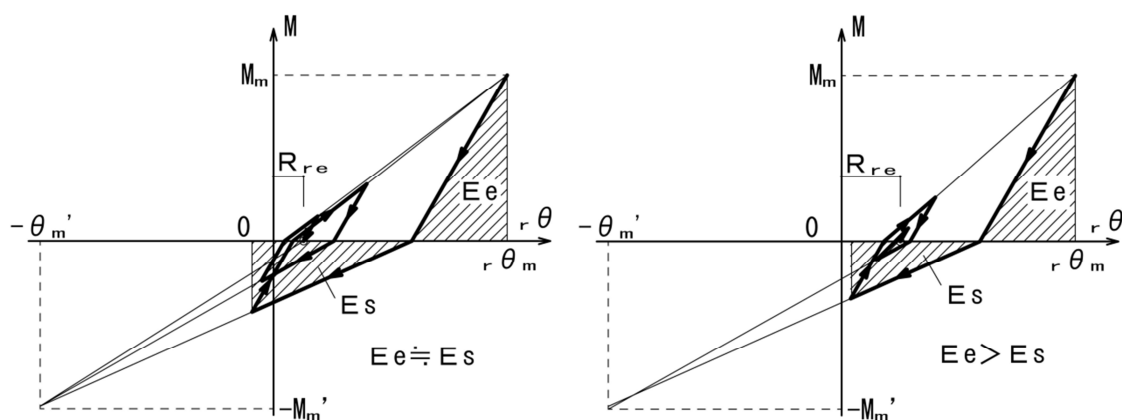


図 2.24 回転バネの曲げモーメントー回転角関係

図 2.24(a)は、本解析による、回転バネの曲げモーメント M と回転角 $r\theta$ の関係である。残存振動時の試験体全体のエネルギー吸収は、ほとんど回転バネで行われているため、除荷時に放出されるエネルギー E_e と再加力時に使われるエネルギー E_s は、ほぼ等しくなる。解析上のせん断バネは、荷重が低い領域では、弾性応答しているが、実験ではせん断すべりにより、わずかにエネルギーを吸収していると考えられる。自由振動時にせん断バネがエネルギーを吸収すると、図 2.24(b)のように、回転バネのエネルギーの収支は、 $E_e > E_s$ となる。その結果、振動の収束は早くなり、残留変形 R_{re} は大きくなる。せん断バネのエネルギー吸収と残留変形を考慮することにより、解析値は実験値に近づくと考えられる。

2.4.6 エネルギーの吸収量

試験体の加力実験によるエネルギー吸収量の算定方法を図 2.25 に示す。エネルギー吸収量は、せん断力が零の状態①から目標変形角②に達した後、除荷して再びせん断力が零になった状態③までのせん断力－変形角関係と、X 軸で囲まれたループ面積に相当する。エネルギーの吸収量と目標変形角の関係を図 2.26 に示す。試験体ごとに、実験値と解析値を比較している。エネルギー吸収量は、正負の加力時のループ面積を足し合わせたものである。H-No.3 については、同じ目標変形角で 2 回加力している場合、1 回目の加力時を対象にしている。解析値は、実験値と同様に、エネルギー吸収量が目標変形角に比例して増加する傾向がある。解析によるエネルギー吸収量は実験値を 10～20%程度下回っており、特に H-No.3 では差が大きくなっている。H-No.3 については、残留変形角についても解析値が実験値を大きく下回っており、解析の精度があまり良くない。H-No.3 の実験では、粘性定数 h が 0%と 3%で検証を行っているが、解析では、これらの影響を考慮していないため、差が大きくなったものと考えられる。

図 2.27 にエネルギー吸収量と目標変形角の関係を実験値と解析値に分けて示す。試験体を一方向に加力した時、引張力を受ける普通鉄筋の本数は、両端部を合わせると、H-No.1 では 2 本、H-No.2 で 4 本、N-No.1 で 6 本、N-No.2、H-No.3 および H-No.4 では 8 本となる。試験体のエネルギー吸収のほとんどは普通鉄筋が負担するため、エネルギーの吸収量は、引張力を負担する普通鉄筋量が多くなるほど大きくなっている。この傾向は解析値と実験値で共通している。引張力を負担する鉄筋が H-No.2 では 4 本、N-No.1 で 6 本だが、エネルギー吸収量は、ほぼ一致している。これは、H-No.2 では、下端が引張となる側の塑性ヒンジに塑性変形が集中し、1 本あたりのエネルギー吸収量が N-No.1 よりも大きくなったためと考えられる。

実験値では、引張を負担する鉄筋が 8 本となる N-No.2、H-No.3 および H-No.4 でエネルギー吸収量がほぼ等しくなっており、高強度鉄筋量はエネルギー吸収量に対し影響が小さいことがわかる。解析では、H-No.3 が他の 2 体よりもエネルギー吸収量が、10%程度低くなっているが、実験値と同様の傾向を示している。

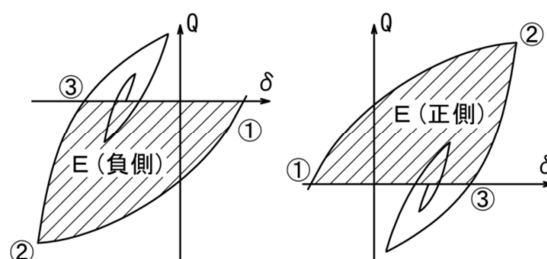


図 2.25 吸収エネルギーの計算方法

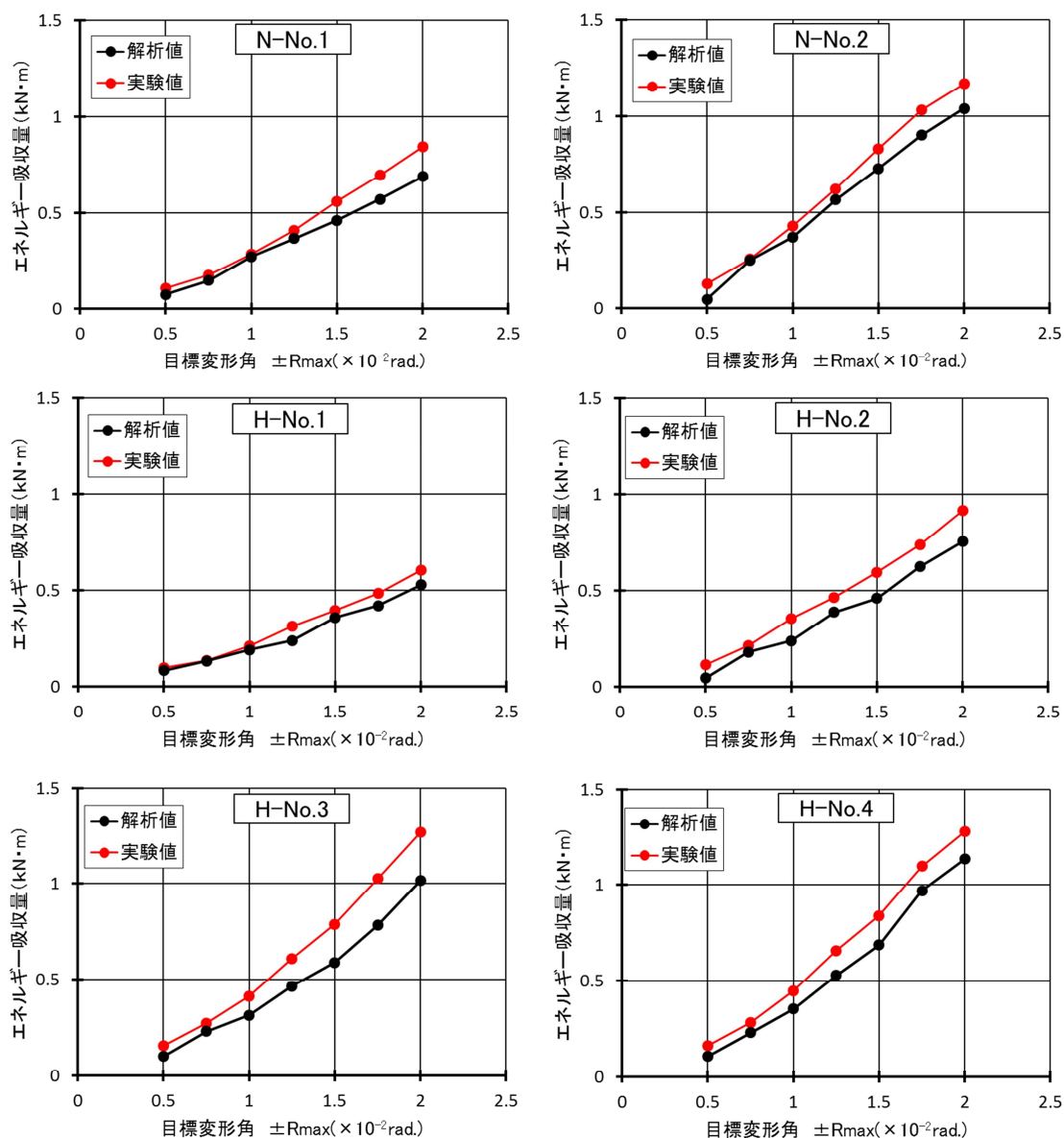


図 2.26 エネルギー吸収量—目標変形角関係（試験体別）

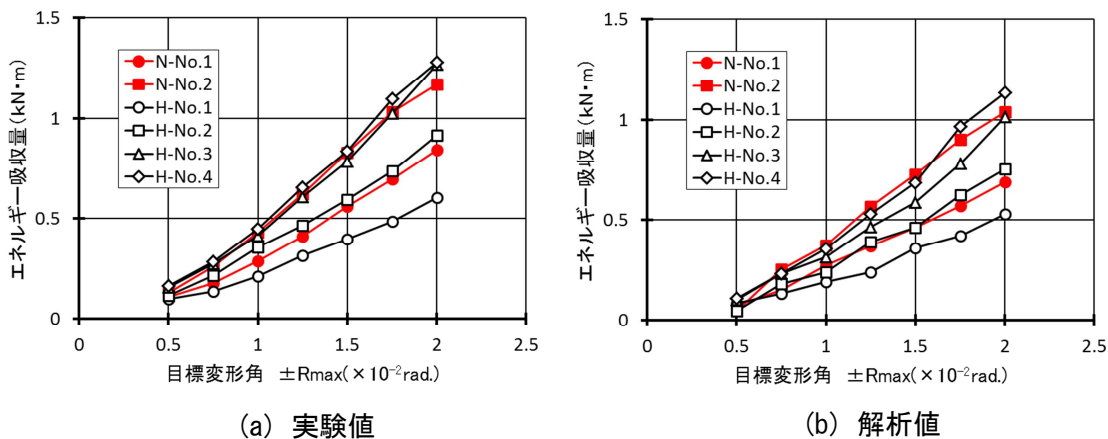


図 2.27 エネルギー吸収量—目標変形角関係

2.5 まとめ

残留変形を評価することを目的とした、RC フレームの解析に必要な梁の解析モデルを提案した。塑性ヒンジをマルチスプリング、主筋の拔出しによる材端の回転を回転バネ、せん断すべりによる変形をせん断すべりバネでモデル化した。従来型の試験体の2体と上端に高強度鉄筋を用いた改良型の試験体の2体、上端筋の一部を高強度鉄筋とした試験体の2体について、解析モデルを作成し、解析結果を実験結果と比較した。

- (1) 解析による曲げ、せん断および鉄筋の拔出しによる変形の割合は、変形角が $2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ では、曲げが 55~57%、せん断が 11~16%、拔出しが 28~33% となった。過去の研究で報告されている変形の割合と同程度であり、変形の割合に関しては適切にモデル化がされていると言える。
- (2) 解析によるせん断力-変形角関係のループ形状は、実験値と概ね一致しており、二次剛性および徐荷剛性については、解析値は実験値をほぼ再現できた。一方、残存振動時のループの形状と収束状況は、十分に再現できなかった。実験では、先に加力する正側の残留変形が、後に加力する負側よりも大きくなっているが、解析では、加力順序による影響は小さかった。残存振動時の解析については、より詳細な検討が必要である。
- (3) 残留変形角 R_{re} の解析値は、実験値と同様に、高強度鉄筋の割合が大きくなるほど小さくなり、上端がすべて高強度鉄筋の試験体以外は、目標変形角 R_{max} が大きくなるに従い R_{re} は大きくなる。一方、ほとんどのケースで R_{re} の解析値は実験値を下回った。特に、H-No.3 では、誤差が大きかったが、加力方法が他の試験体と異なることが原因であると考えられる。
- (4) 実験では、従来型試験体はせん断すべりの影響により残存振動時の剛性が低くなるが、改良型では高強度鉄筋の効果により、せん断すべりの影響が小さく、従来型ほど剛性は低下しない。このような現象は解析でも再現できた。いずれの試験体でも、解析による固有周期は、剛性の低下によって加力前より加力後で長くなるが、加力後の固有周期は、従来型に比べて改良型の方が短くなる。
- (5) 解析によるエネルギー吸収量は、実験値と同様に、目標変形角に比例して増加する傾向がある。目標変形角が $\pm 0.02 \text{rad}$ では、解析値は実験値を 10~20% 程度下回り、全体的に安全側の評価となる。

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,pp211-216,2012.7
- 2) 阿部友樹，塩屋晋一，岡崎駿也：残留変形抑制機構を内蔵する高性能 RC 梁の開発に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.35,No.2, pp205-210,2013.7
- 3) 公文祐斗，塩屋晋一，川添敦也，阿部友樹：制震性能を部材内部に内蔵する鉄筋コンクリート造梁の加力実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.36,No.2,pp.169-174,2014.7

- 4) 木戸脇俊樹, 井上一郎: 大地震に対する 1 質点バイリニア系の残留変形に関する研究, 日本建築学会梗概集 (中国), pp.935-936, 1999.9
- 5) 平石久廣, 西尾浩平, 山田宗徳, 斉藤亮平, 高木仁之, 越路正仁: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の開発 (梁の耐震実験), 日本建築学会 構造系論文集, No.580, pp.99-104, 2004.6
- 6) Shima, H., Chou, L. and Okamura, H.: Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B), Vol. XXXIX, No. 2, pp. 133~194 1987
- 7) 石橋忠良, 津吉毅, 小林薫, 吉田徹, 海原卓也, 大変形領域の交番载荷を受ける RC 脚柱の変形性能算定に関する研究, 土木学会論文集, No. 711, V-56, pp. 45-57, 2002. 8
- 8) 島弘, 篠原賢至, 森岡芳弘: フーチングに定着した鉄筋の引き抜け量に及ぼす鉄筋間隔の影響, コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集, pp.109~114, 1990. 5. 9
- 9) 榊構造システム, SNAP ver6 テクニカルマニュアル
- 10) 公文祐斗, 塩屋晋一, 川添敦也: 残留変形抑制機能を内蔵する RC 梁の解析モデルに関する研究, コンクリート工学年次論文集 Vol.38, pp.223-228, 2016
- 11) 前田匡樹, 有園祐介, 幸村信行: 鉄筋コンクリート梁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
- 12) 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

第3章 残留変形角の評価を目的とする鉄筋コンクリート柱の解析モデル

3.1 目的

地震力を受けた RC 建物に梁降伏型の崩壊機構が形成されたとき、柱脚には塑性ヒンジが発生する。純ラーメン構造の場合、柱脚の塑性ヒンジが回転することにより、梁の塑性ヒンジとともに、建物に入力するほとんどの地震エネルギーを吸収する。柱脚の塑性変形は、建物の振動を収束させるために大きな役割を果たすが、柱脚が元の状態から変形した状態で振動が治まると、建物に残留変形が生じる。柱脚が傾いた状態から、静的に元の垂直の状態に戻るためには、長期軸力による一定以上の復元モーメントが必要である。柱が静的に元に戻らなくても、動的には、最大応答後の残存振動によって残留変形が抑制されることを、準静的加力による実験で明らかにしている^{1),2)}。

第2章では、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について述べた。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。このような梁によって、地震時の建物フレームは、降伏後に制震構造と同様に二次剛性を発揮する。1階の柱は、復元モーメントを制限することにより、残留変形角を抑制できる。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³⁾。

建物の残留変形を正確に予測するためには、梁と柱の荷重－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。柱脚の変形成分には、塑性ヒンジの変形以外に、基礎部からの主筋の拔出しや、せん断すべりによる変形がある。これらについても十分に検討する必要がある。本章では、ラーメン骨組み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。解析モデルの作成方法と、解析結果と実験結果の比較、検討について述べる。

3.2 解析対象の試験体と解析モデル

3.2.1 復元モーメント比の定義

図3.1に、RC 建物が地震力を受け、柱脚が曲げ降伏した時の応力状態を示す。柱の長期軸力 N により、柱脚の変形角が元に戻ろうとする。この時、 N により復元モーメント M_n が生じる。変形した柱脚をもとの状態に戻すためには、引張側に塑性変形した鉄筋が圧縮降伏する必要がある。鉄筋を圧縮降伏させるために必要なモーメントを sMy とし、 M_n に対する比 γ を復元モーメント比と定義する。 γ は式(3.1)で表される。

$$\gamma = M_n / sMy \quad (3.1)$$

$$\text{ただし、} M_n = N \cdot (D/2 - \beta_1 \cdot X_n/2)$$

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

ここに、 γ ：復元モーメント比、 M_n ：復元モーメント

sMy ：鉄筋の圧縮降伏に必要なモーメント、 N ：長期軸力、 D ：柱せい

a_{ti} ：引張降伏した鉄筋の断面積、 σ_y ：主筋の降伏応力度

d_i ：圧縮縁から鉄筋の中心までの距離、 X_n ：圧縮縁から中立軸までの距離

β_1 ：ストレスブロック係数、 $\beta_1 = 0.85 - 0.05(F_c - 28)/7$ ($28 < F_c \leq 56$)

柱の軸力が增大すると、 M_n が増加するため、 γ は増加する。柱の引張主筋量が増加すると、 sMy が増加するため、 γ は減少する。 γ が増大すると変形後の柱脚の変形角は戻りやすく、逆に γ が減少すると柱脚の変形角は戻りにくくなる。静的なつり合い状態を考えると、 γ が1.0を超えることにより、柱は変形後も長期軸力の作用で垂直の状態に戻る。しかし、実際には、地震を受ける建物は、最大応答後に残存振動するため、その影響により 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^{1),2)}。

3.2.2 解析対象の試験体

解析対象の試験体を図3.2に、断面形状を表3.1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、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。すべての試験体の主筋の芯かぶりは20mmであり、帯筋は、3-D3.5@25としている。材料の機械的性質を表3.2に示す。

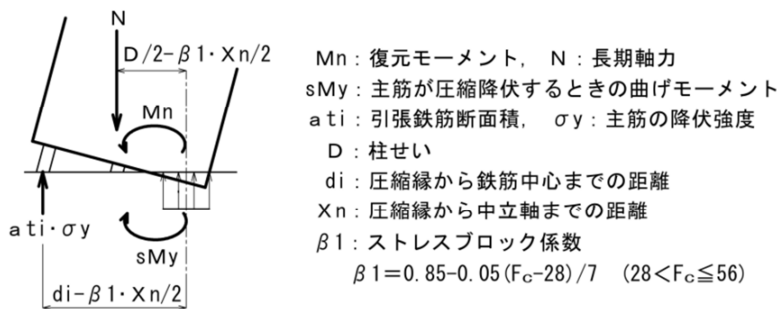


図 3.1 柱脚の応力状態と復元モーメント

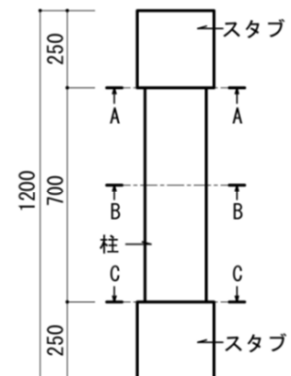
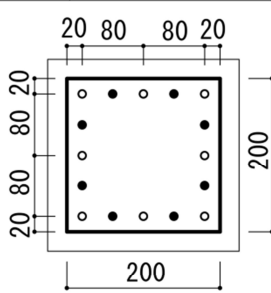
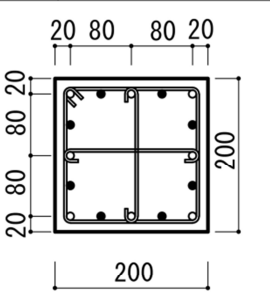
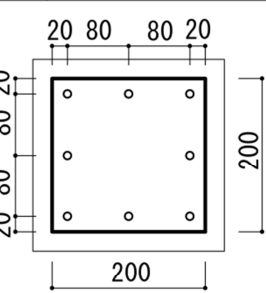


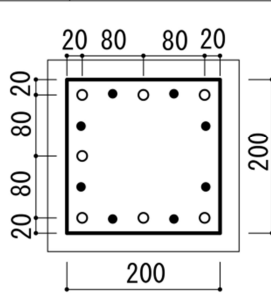
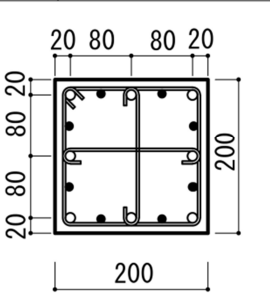
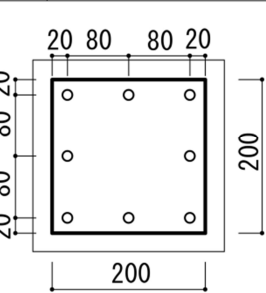
図 3.2 試験体の形状と寸法

表 3.1(a) 試験体の断面形状 (No. 7)

| 断面 | A-A | 断面 | B-B | 断面 | C-C |
|-----|---|---|---|-----|-------|
| |  |  |  | | |
| 主筋 | 8-D10 | 主筋 | 8-D10 | 主筋 | 8-D10 |
| 補強筋 | 8-D10 | 補強筋 | 8-D10 | 補強筋 | — |
| 帯筋 | — | 帯筋 | D3.5@25 | 帯筋 | — |

○ : 主筋 ● : 曲げ補強筋

表 3.1(b) 試験体の断面形状 (No. 8)

| 断面 | A-A | 断面 | B-B | 断面 | C-C |
|-----|--|--|--|-----|-------|
| |  |  |  | | |
| 主筋 | 8-D13 | 主筋 | 8-D13 | 主筋 | 8-D13 |
| 補強筋 | 8-D10 | | 8-D10 | 補強筋 | — |
| 帯筋 | — | 帯筋 | D3.5@25 | 帯筋 | — |

○ : 主筋 ● : 曲げ補強筋

表 3.2 材料の機械的性質

| コンクリート | ヤング係数 (N/mm ²) | 圧縮強度 (N/mm ²) | 圧縮強度時 ひずみ度 |
|--------|-------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| | 28000 | 39.1 | 0.0026 |
| 鉄筋 | ヤング係数 (N/mm ²) | 降伏強度 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) |
| D10 | 181000 | 379 | 532 |
| D13 | 183000 | 350 | 487 |

3.2.3 加力方法と実験結果

試験体の加力方法を図 3.3 に示す²⁾。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している。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。加力履歴を図 3.4 および表 3.3 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。各サイクルの R_{\max} からの除荷時では、建物の自由振動を想定した準静的加力を行っている。準静的加力については、第 2 章を参照されたい。実験による R_{\max} が $\pm 0.02\text{rad.}$ のときの柱のせん断力 Q と変形角 R の関係を図 3.5 に示す。

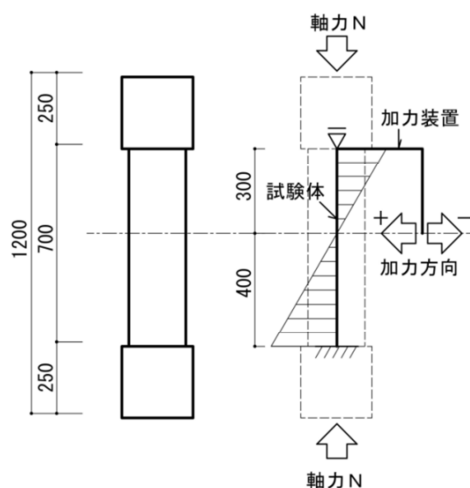


図 3.3 試験体への加力方法

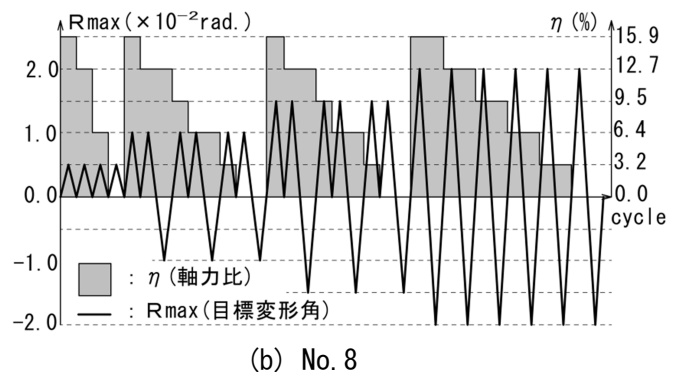
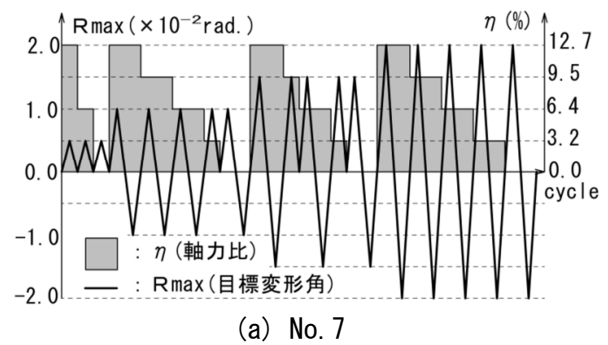


図 3.4 加力履歴

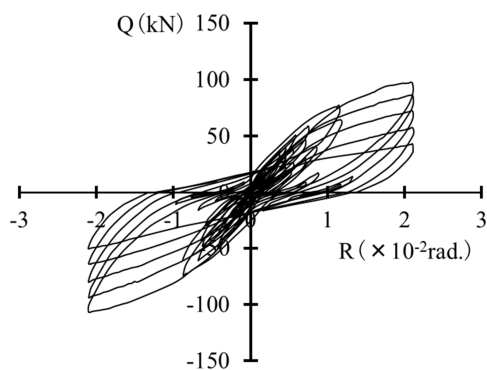
表 3.3 加力履歴

(a) No. 7

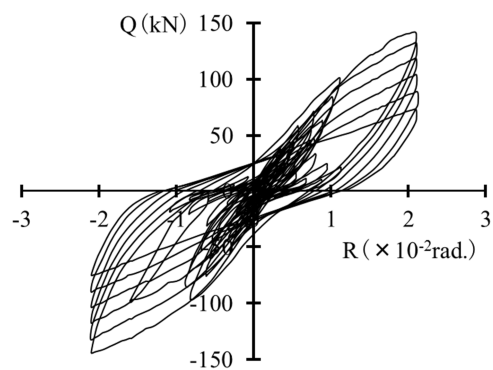
| cycle | R_{\max} (rad.) | 軸力比 η (%) | γ |
|-------|----------------------|-------------------|----------|
| 1 | +0.005 | 12.7 | 0.92 |
| 2 | +0.005 | 6.4 | 0.47 |
| 3 | +0.005 | 0 | 0.0 |
| 4 | ± 0.01 | 12.7 | 0.92 |
| 5 | ± 0.01 | 9.5 | 0.69 |
| 6 | ± 0.01 | 6.4 | 0.47 |
| 7 | +0.01 | 3.2 | 0.23 |
| 8 | ± 0.01 | 0 | 0.0 |
| 9 | ± 0.015 | 12.7 | 0.92 |
| 10 | +0.015 | 9.5 | 0.69 |
| 11 | ± 0.015 | 6.4 | 0.47 |
| 12 | +0.015 | 3.2 | 0.23 |
| 13 | ± 0.015 | 0 | 0.0 |
| 14 | ± 0.02 | 12.7 | 0.92 |
| 15 | ± 0.02 | 9.5 | 0.69 |
| 16 | ± 0.02 | 6.4 | 0.47 |
| 17 | ± 0.02 | 3.2 | 0.23 |
| 18 | ± 0.02 | 0 | 0.0 |

(b) No. 8

| cycle | R_{\max} (rad.) | 軸力比 η (%) | γ |
|-------|----------------------|-------------------|----------|
| 1 | +0.005 | 15.9 | 0.69 |
| 2 | +0.005 | 12.7 | 0.56 |
| 3 | +0.005 | 6.4 | 0.28 |
| 4 | +0.005 | 0 | 0.0 |
| 5 | +0.01 | 15.9 | 0.69 |
| 6 | ± 0.01 | 12.7 | 0.56 |
| 7 | +0.01 | 9.5 | 0.42 |
| 8 | ± 0.01 | 6.4 | 0.28 |
| 9 | +0.01 | 3.2 | 0.14 |
| 10 | ± 0.01 | 0 | 0.0 |
| 11 | +0.015 | 15.9 | 0.69 |
| 12 | ± 0.015 | 12.7 | 0.56 |
| 13 | +0.015 | 9.5 | 0.42 |
| 14 | ± 0.015 | 6.4 | 0.28 |
| 15 | +0.015 | 3.2 | 0.14 |
| 16 | ± 0.015 | 0 | 0.0 |
| 17 | ± 0.02 | 15.9 | 0.69 |
| 18 | ± 0.02 | 12.7 | 0.56 |
| 19 | ± 0.02 | 9.5 | 0.42 |
| 20 | ± 0.02 | 6.4 | 0.28 |
| 21 | ± 0.02 | 3.2 | 0.14 |
| 22 | ± 0.02 | 0 | 0.0 |



(a) No. 7



(b) No. 8

図 3.5 せん断力-変形角関係 ($R_{\max} = \pm 0.02 \text{ rad.}$)

3.3 解析モデルと解析方法

解析には、弾塑性解析ソフト SNAP を使用した。柱の解析モデルを図 3.6 に示す³⁾。試験体の反曲点位置に質点(20t)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 (以後, MS), 主筋のスタブからの拔出しを回転バネ, 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} に達した後に自由振動させた。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。

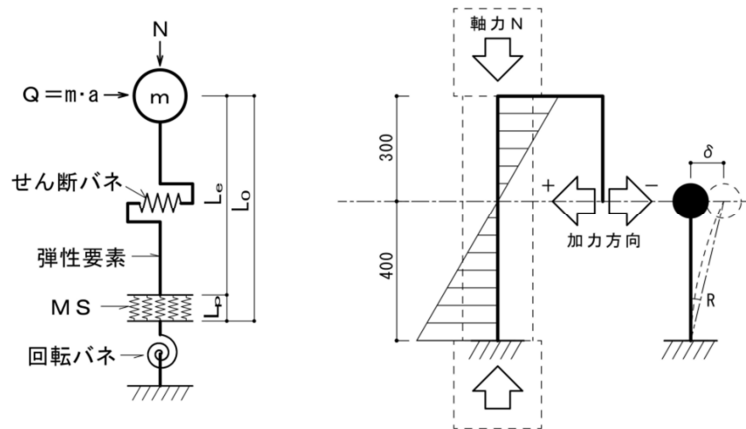


図 3.6 柱の解析モデル

3.3.1 MS モデル

柱脚の塑性ヒンジを MS にモデル化し、塑性ヒンジ長さは柱せいの 1/2 とした。鉄筋は 1 本につき 1 本のスプリング、コンクリートは 10mm×10mm の断面を 1 本のスプリングとした。

鉄筋の復元力特性は、図 3.7(a)に示す修正 Ramberg-Osgood 型とした。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。

コンクリートの復元力特性を図 3.7(b)に示す。圧縮強度に達した以降の応力度とひずみ度について、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圧縮強度時のひずみ ε_o の 5 倍に達するまで、ひずみ度に比例し、強度は低下するものとした。解析には、表 3.2 に示す試験体の材料の機械的性質を使用している。

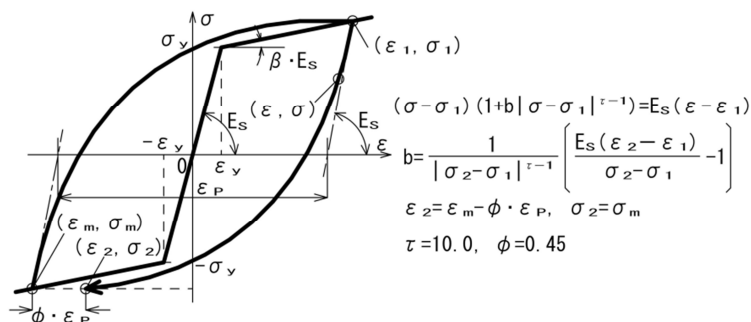


図 3.7 (a) 修正 Ramberg-Osgood 型モデル

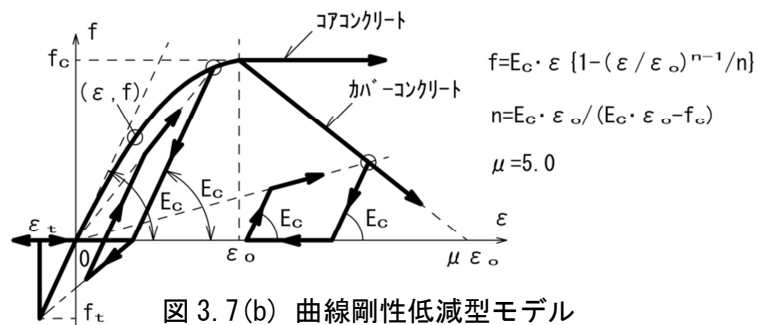


図 3.7 (b) 曲線剛性低減型モデル

3.3.2 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 3.8 に示すように、鉄筋がスタブから拔出すること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 とすると、回転角 $r\theta_y$ は式(3.2)で表される。

$$r\theta_y = S_y / (d - X_n) \quad (3.2)$$

ここに、 $r\theta_y$ ：鉄筋の降伏時の拔出しによる回転角(rad.)

S_y ：鉄筋降伏時の拔出し量(mm)， X_n ：中立軸から圧縮縁までの距離(mm)

d ：有効せい(mm)

S_y は、文献 4)により、式(3.3)で与えられる。

$$S_y = \varepsilon_y \cdot (2 + 3500 \cdot \varepsilon_y) \cdot \alpha_y \cdot \phi / (f_c / 20)^{2/3} \quad (3.3)$$

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 $\alpha_y = 1 + 0.9 e^{0.45(1 - C_s / \phi)}$ ， C_s ：鉄筋間隔(mm)

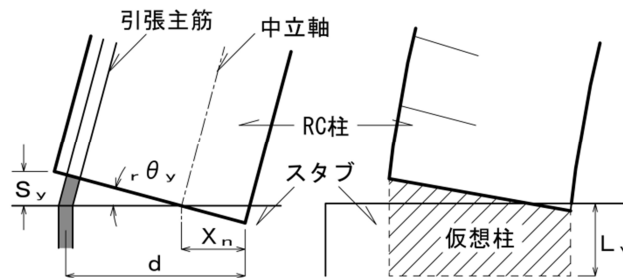


図 3.8 鉄筋の拔出しと仮想柱

図 3.8 に示すように、降伏時にスタブからの鉄筋の拔出しによる柱脚の回転角 $r\theta_y$ と、同じ回転角を与える仮想の柱（以後、仮想柱）が、スタブの内部にあると考える。その柱断面は柱脚の断面と同じであり、MS によりモデル化される。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、仮想柱の長さ L_v とする。

$$L_v = r\theta_y / \phi_y \quad (3.4)$$

ここに、 L_v ：仮想柱の長さ(mm)， ϕ_y ：引張鉄筋が降伏するときの柱の曲率

ϕ_y は、式(3.5)で与えられる。

$$\phi_y = \varepsilon_y / (d - X_n) \quad (3.5)$$

式(3.2)と式(3.5)を式(3.4)に代入すると、式(3.6)が得られる。 L_v は、解析により X_n を求めなくても、鉄筋降伏時の拔出し量 S_y および鉄筋の降伏ひずみ ε_y から求まる。

$$L_v = S_y / \varepsilon_y \quad (3.6)$$

仮想柱は、MSによりモデル化することにより、図3.9の曲げモーメント M と回転角 $r\theta$ の関係が得られる。仮想柱をさらに回転バネにモデル化する。回転バネにモデル化することにより、仮想柱の $M-r\theta$ 関係に鉄筋の拔出しの履歴特性を考慮できる。 M_c は、仮想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、回転バネの $M-r\theta$ 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。 My_1 および My_2 は、それぞれ仮想柱の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(3.2)から得られる。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。回転バネの降伏点は、点 $(0, M_c)$ と点 $(r\theta_{y1}, My_1)$ を結んで延長した直線と、点 $(r\theta_{y2}, My_2)$ を通る勾配 rK_3 の直線の交点 $(r\theta_y, My)$ とした。

(2) 回転バネの復元力特性

回転バネの復元力特性を図3.10に示す。回転バネの復元力特性は、スリップ剛性低減型⁵⁾とした。最大変形角 $r\theta_m$ からの徐荷剛性 K_u は式(3.7)で表される。

$$K_u = K_{yc} \cdot (r\theta_y / r\theta_m)^{\lambda_t} \quad (3.7)$$

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

ここに、 λ_t : 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くなるため、除荷時の剛性は低くなり、 γ が1.0になると荷重-変形関係は原点付近に向かう。従って、 γ が大きいほど初期剛性に対する徐荷剛性の比は小さくなる。式(3.7)ではパラメータ λ_t が、大きくなるほど徐荷剛性 K_u は小さくなるから、 λ_t は γ を用いて、次式により近似した。

$$\lambda_t = 0.2 + 1.25 \cdot \gamma \quad (3.8)$$

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_t は0.7以下に制限されている。従って、 λ_t が0.7を超える場合（ $\gamma > 0.4$ ）は、 λ_t 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。回転バネの諸元を表3.4に示す。

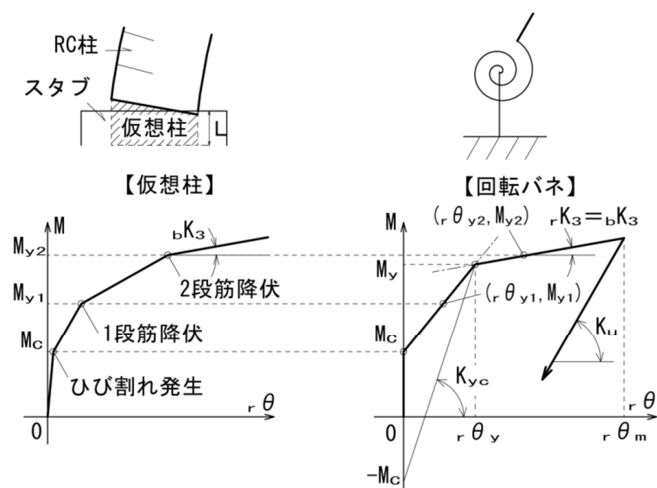


図 3.9 仮想柱と回転バネの荷重－変形関係

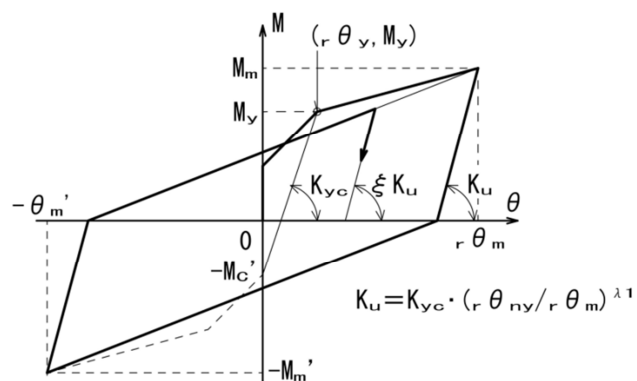


図 3.10 回転バネの復元力特性

表 3.4 回転バネの諸元

| 試験体No.7 | | | | | |
|---------|-------|------|-------------|------|--------|
| 軸力 | Lv | Mc | $r\theta_y$ | My | rK_3 |
| 200kN | 56.90 | 12.7 | 0.149 | 33.2 | 362 |
| 150kN | | 10.3 | 0.147 | 29.5 | 406 |
| 100kN | | 9.1 | 0.134 | 25.8 | 371 |
| 50kN | | 6.9 | 0.127 | 22.1 | 351 |
| 0kN | | 3.8 | 0.124 | 18.0 | 360 |

| 試験体No.8 | | | | | |
|---------|-------|------|-------------|------|--------|
| 軸力 | Lv | Mc | $r\theta_y$ | My | rK_3 |
| 250kN | 70.96 | 14.3 | 0.211 | 47.0 | 375 |
| 200kN | | 13.5 | 0.196 | 43.7 | 438 |
| 150kN | | 11.7 | 0.192 | 40.2 | 490 |
| 100kN | | 9.8 | 0.170 | 36.7 | 498 |
| 50kN | | 7.7 | 0.161 | 32.7 | 506 |
| 0kN | | 5.0 | 0.159 | 29.0 | 478 |

Lv: 2段筋から算定した仮想柱の長さ(mm)

Mc: 変形を開始するときの曲げモーメント(kN・m)

$r\theta_y$: 降伏時の回転角($\times 10^{-2}$ rad.), My: 降伏曲げモーメント(kN・m)

rK_3 : 降伏後の剛性(kN・m/rad.)

3.3.3 せん断すべりバネ

(1) せん断バネの荷重－変形関係

柱が曲げ降伏後、柱脚の接合面ではせん断すべりが生じる。せん断すべりは、柱部材の曲げ変形に対し一定の割合で変形するものと仮定し、せん断すべりバネ（以後、せん断バネ）によるモデル化を行った。柱部材とせん断バネの骨格曲線を、図 3.11 に示す。一次剛性 $sK1$ は弾性時のせん断剛性とした。せん断バネの降伏荷重 $Qy1$, $Qy2$ は、柱部材のみの解析により求められる降伏荷重とした。

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⁶⁾。RC 柱の場合、軸力が大きいほど、または主筋量が小さいほど、鉄筋が圧縮降伏しやすくなるため、せん断すべり量は小さくなる。一方、式(3.1)により、軸力が増大すると Mn が大きくなるため、復元モーメント比 γ が大きくなり、主筋量が少ないと sMy が小さくなるため、 γ が大きくなる。これらを整理すると下記のようになる。

- ・ 軸力が増加 → せん断すべり量が減少，復元モーメント比 γ が増加
- ・ 主筋量が増加 → せん断すべり量が増加，復元モーメント比 γ が減少

これらは、復元モーメント比 γ が増加すると、せん断すべり量は減少することを示している。傾いた柱脚が静的に元に戻る状況を想定すると、引張降伏した鉄筋は、横すべりすることなく圧縮降伏して元に戻る。このことから、柱が静的に垂直に戻ると考えられる γ が 1.0 以上で、せん断すべりが生じなくなると仮定する。また、軸力が無く γ が零となると、梁の場合と同様に、部材の曲げ降伏後は、せん断変形が曲げ変形の 1/3 生ずるものと仮定する。せん断バネの剛性を変化させることにより、柱部材に対するせん断バネの変形量を調整できる。柱の曲げ剛性から、せん断すべりバネの降伏後の剛性を式(3.9)と式(3.10)で定義した。

$$sK2 = 3 / (1 - \gamma) \cdot cK2 \quad (3.9)$$

$$sK3 = 3 / (1 - \gamma) \cdot cK3 \quad (3.10)$$

ただし、 $\gamma < 1.0$

ここに、 $sK2$ ：せん断バネの二次剛性， $sK3$ ：せん断バネの三次剛性

$cK2$ ：1 段筋降伏直後の柱の曲げ剛性

$cK3$ ：2 段筋降伏以降の柱の曲げ剛性

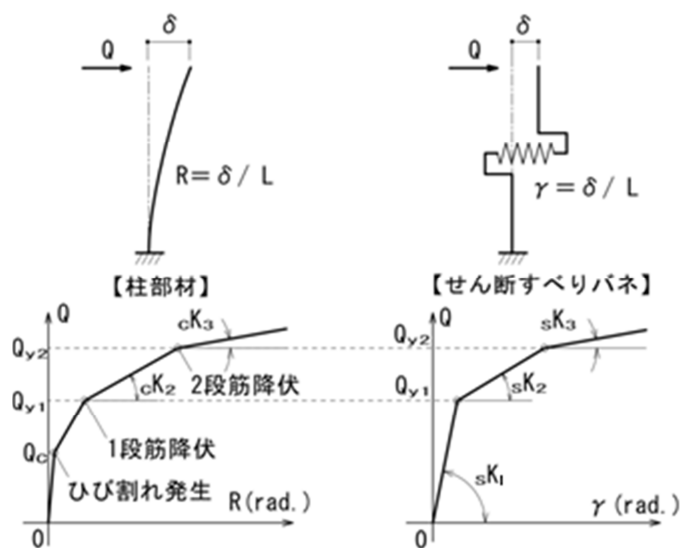


図 3.11 柱部材とせん断バネの荷重－変形関係

(2) せん断バネの復元力特性

せん断バネの復元力特性を図 3.12 に示すように、トリリニアスリップ型⁵⁾とした。目標変形角に達した直後の除荷剛性は $sK1$ となり、ピークから $Qy1$ 低下するまで除荷すると、剛性は $sK2$ となる。さらにピークから $Qy2$ 低下した時点で剛性は $sK3$ となり原点に向かう。再加力時は、直前の目標変形角に達するまで、除荷時と逆の経路をたどる。 $sK3$ は、低荷重では部材の曲げ剛性に対し比較的小さいため、自由振動時の部材の荷重－変形関係に対する影響が大きい。解析に用いたせん断バネの諸元を表 3.5 に示す。

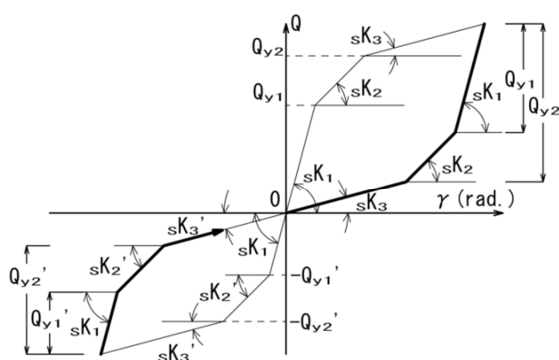


図 3.12 トリリニアスリップモデル

表 3.5 せん断バネの諸元

| 試験体No.7 | | | | | |
|---------|------|------|--------|--------|-------|
| 軸力 | Qy1 | Qy2 | sK1 | sK2 | sK3 |
| 200kN | 70.7 | 84.0 | 396514 | 161176 | 27542 |
| 150kN | 64.1 | 74.7 | | 42444 | 6961 |
| 100kN | 54.8 | 65.5 | | 24198 | 3816 |
| 50kN | 47.2 | 56.0 | | 16034 | 2300 |
| 0kN | 38.3 | 45.8 | | 11905 | 1765 |

| 試験体No.8 | | | | | |
|---------|------|-------|--------|-------|------|
| 軸力 | Qy1 | Qy2 | sK1 | sK2 | sK3 |
| 250kN | 99.8 | 119.0 | 396514 | 54225 | 5648 |
| 200kN | 92.5 | 111.0 | | 42793 | 5053 |
| 150kN | 83.2 | 102.0 | | 34192 | 5883 |
| 100kN | 75.6 | 93.2 | | 27813 | 3944 |
| 50kN | 68.8 | 83.3 | | 22026 | 3535 |
| 0kN | 60.4 | 73.8 | | 19234 | 2767 |

Qy1: 第1折れ点の荷重(kN), Qy2: 第2折れ点の荷重(kN)
sK1, sK2, sK3: 一次剛性, 二次剛性, 三次剛性 (kN/rad.)

3.3.4 ひび割れによる剛性低下を考慮した断面二次モーメント

塑性ヒンジ区間以外の曲げ剛性は、ひび割れ発生後の剛性低下を考慮した断面二次モーメント I_{avg} を用いた。ひび割れ発生後の圧縮ひずみ度の分布を図 3.13 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⁷⁾、ひび割れ中間部の中立軸位置 X_n' は式(3.11)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(3.12)の関係になる。 ϕ と ϕ' の平均の曲率を ϕ_{avg} とし、曲率が ϕ_{avg} となるときの断面二次モーメントを I_{avg} とすると、曲率と断面二次モーメントの関係は式(3.13)となる。これらの関係から式(3.14)より I_{avg} が得られる。

$$X_n' = X_n + S / (2\sqrt{3}) \quad (3.11)$$

$$\phi' = \phi \cdot X_n^2 / X_n'^2 \quad (3.12)$$

$$\phi_{avg} = (\phi + \phi') / 2$$

$$I_{avg} = \phi \cdot I / \phi_{avg} \quad (3.13)$$

$$I_{avg} = 2 \cdot I / \{1 + X_n^2 / (X_n + S / (2\sqrt{3}))^2\} \quad (3.14)$$

ここに、 I_{avg} ：ひび割れ発生後の剛性低下を考慮した断面二次モーメント

I ：ひび割れ断面の断面二次モーメント

ϕ ：ひび割れ部の曲率、 ϕ' ：ひび割れ中間部の曲率

ϕ_{avg} ： ϕ' と ϕ の平均の曲率、 S ：ひび割れ間隔 $S = D/2$ 、 D ：部材せい

解析に用いた I および I_{avg} の値を表 3.6 に示す。No.7 では、 I_{avg} は I の 1.3～1.4 倍となり、全断面が有効とした場合の 60%程度になる。No.8 では、 I_{avg} と I の比率は、No.7 と同程度であり、全断面が有効とした場合の 80%程度となる。

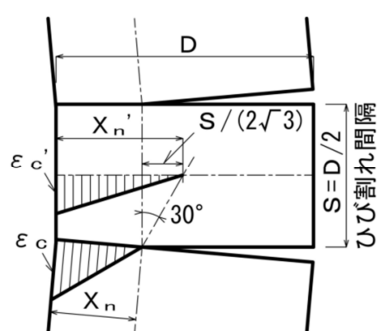


図 3.13 ひび割れ部のひずみ分布

表 3.6 ひび割れを考慮した断面二次モーメント

| 試験体No.7 | | | | | |
|---------|------|----------------|-----|-----|------------------|
| 軸力 | I | X _n | S | θ | I _{avg} |
| 200kN | 6.41 | 75.0 | 100 | 30° | 8.43 |
| 150kN | 6.18 | 71.3 | | | 8.20 |
| 100kN | 5.98 | 67.2 | | | 8.04 |
| 50kN | 5.84 | 62.6 | | | 7.97 |
| 0kN | 5.80 | 57.3 | | | 8.04 |

| 試験体No.8 | | | | | |
|---------|------|----------------|-----|-----|------------------|
| 軸力 | I | X _n | S | θ | I _{avg} |
| 250kN | 8.49 | 82.2 | 100 | 30° | 11.0 |
| 200kN | 8.23 | 79.1 | | | 10.7 |
| 150kN | 8.01 | 75.8 | | | 10.5 |
| 100kN | 7.82 | 72.1 | | | 10.4 |
| 50kN | 7.70 | 68.0 | | | 10.3 |
| 0kN | 7.65 | 63.4 | | | 10.4 |

I ：ひび割れ部の断面二次モーメント($\times 10^7 \text{mm}^4$)

X_n ：ひび割れ断面の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

S ：ひび割れ間隔(mm) $S = D/2$ D ：梁せい、 θ ：中立軸の傾き

I_{avg} ：ひび割れを考慮した断面二次モーメント($\times 10^7 \text{mm}^4$)

3.3.5 解析方法

解析には、任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP を用いた。SNAP では、Newmark の β 法（平均加速度法）を用いて運動方程式の逐次数値解析を行う。Newmark の β 法では、時間関数の微分関係をパラメータ β で表す。

$$\{\Delta \dot{X}\}_{t+\Delta t} = (1/2) \cdot \Delta t \cdot (\{\ddot{X}\}_t + \{\ddot{X}\}_{t+\Delta t}) \quad (3.15.a)$$

$$\{\Delta X\}_{t+\Delta t} = \Delta t \cdot \{\dot{X}\}_t + (1/2 - \beta) \cdot \Delta t^2 \cdot \{\ddot{X}\}_t + \beta \cdot \Delta t^2 \cdot \{\ddot{X}\}_{t+\Delta t} \quad (3.15.b)$$

ここに、 $\{\ddot{X}\}$ ：相対加速度ベクトル， $\{\dot{X}\}$ ：相対速度ベクトル

$\{X\}$ ：相対変位ベクトル， t ：時間， Δt ：時間間隔， β ：パラメータ

本解析では、パラメータ β の値は $1/4$ としている。 β を $1/4$ とすると、時間間隔の大きさにかかわらず無条件に安定な解を与える。 Δt が大きいと、位相遅れが生じる。本解析では、 Δt は、 5×10^{-4} 秒としており、解析モデルの固有周期に対し十分小さい。

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。軸力が変化すると試験体の曲げ降伏点が変わる。しかし、解析モデルでは、回転バネとせん断バネの降伏点は、軸力が変化しても一定である。軸力が高くなり、MS の降伏点が高くなると、回転バネとせん断バネは MS に先行して降伏し、変形が大きくなる。逆に、軸力が低くなると MS の降伏点が低くなり、MS は回転バネとせん断バネに先行して降伏する。

解析による変形の履歴を、図 3.14 に示す。上図は、試験体 No.7 の実験における変形の履歴である。解析対象の区間が上図の解析対象区間①の場合、解析は左下図に示す履歴で行った。解析の柱軸力は、実験の解析対象区間①における一定の軸力を作用させる。

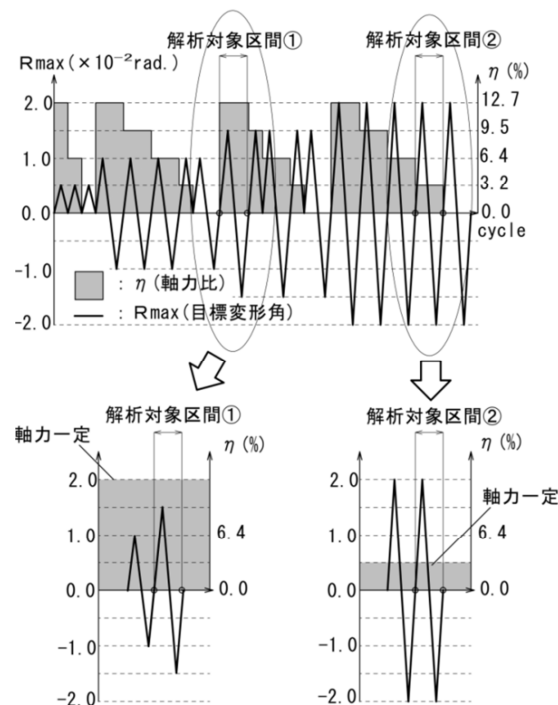


図 3.14 解析による変形の履歴 (No. 7)

また、変形の履歴については、その直前の正負の目標変形角を経験させた。これは、解析対象区間の履歴のみを与えた場合、初期の加力時の荷重－変形関係となり、繰り返し加力の影響が考慮できないためである。同様に、実験で図 3.14 の上図の解析対象区間②の解析を行う場合、解析は右下図に示す履歴で行う。柱軸力は、解析対象区間②の軸力（ $\eta = 3.2\%$ ）で一定としている。実験では、解析対象区間②よりも前の高軸力（ $\eta = 12.7$ ）において、同じ変形角を経験しているため、コンクリートの剛性が低下している場合がある。解析では、高軸力時のコンクリートの剛性低下を考慮できないため、解析結果は、実験結果を十分に再現できない場合がある。

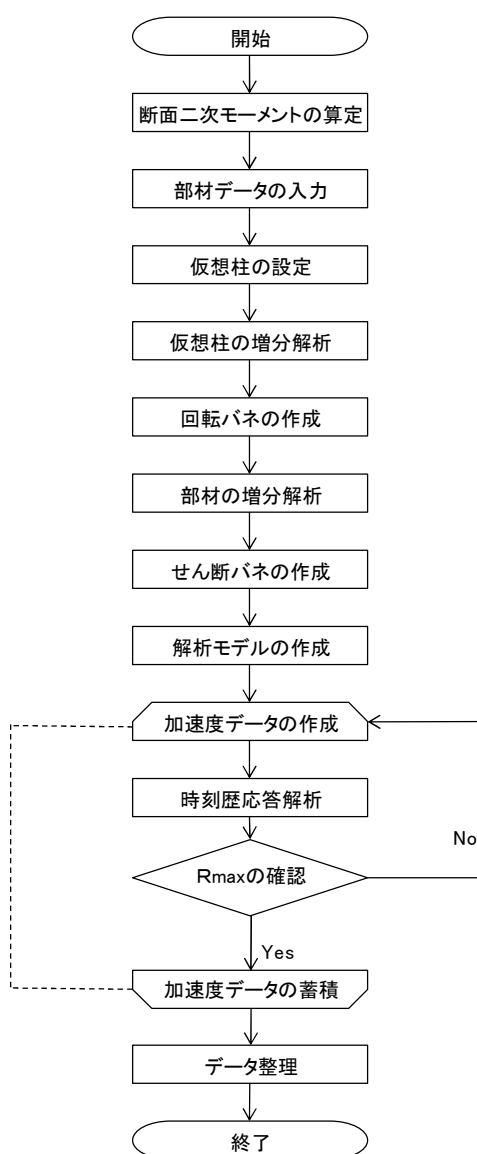


図 3.15 解析のフローチャート

解析は、解析モデルの材端に設定した 20t の質点に任意の加速度を与えることにより行った。解析手順を以下に示す。

- ① 0.1 秒間、質点に加力方向の加速度を与える。実験の履歴と同じ目標変形角 R_{max} になるまで、加速度データの調整を行いながら解析を繰り返す。加速度データの間隔は 0.01 秒とした。
- ② R_{max} に達した後、10 秒間自由振動させる。10 秒間で振動がほぼ収束し、せん断力がゼロになった時点で残留変形角 R_{re} が特定できる。
- ③ 手順①で作成した加速度データを用いて、一旦、加速度の入力から自由振動が収束するまでの履歴を経験させる。さらに、加速度データを追加し、次の R_{max} に達するまで、調整を行う。
- ④ 手順①から③を繰り返し、解析対象のサイクルに達するまでの加速度データを蓄積する。その結果、図 3.14 に示す実験と同様の変形履歴を与える、加速度データと解析値が得られる。

なお、通常の RC 造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。

3.4 解析結果

3.4.1 各変形成分と梁全体の変形角 R の関係

各変形成分と梁全体の変形角 R の関係を図 3.16 に示す。モデル化した試験体に、解析により 0.02rad に達するまで一方向に加力したときの、各変形成分の変化を示している。変形成分は、曲げ、せん断および拔出しによる変形を部材の変形角に置き換えている。

拔出しによる変形は、柱脚に設定した拔出しによる回転バネの変形角である。せん断による変形は、せん断ひずみである。曲げ変形は、柱脚の塑性ヒンジの変形角と弾性要素の曲げ変形を足し合わせたものであり、梁全体の変形角 R から、鉄筋の拔出しと、せん断の変形成分を差し引くことにより求めた。材端のコンクリートにひび割れの発生する変形角が、 $0.1 \times 10^{-2} \text{rad}$ 未満から拔出しによる変形が始まり、鉄筋が最初に降伏する部材角が $0.4 \times 10^{-2} \text{rad}$ 付近からせん断による変形が生じていることが確認できる。

各変形成分の割合を比較すると、軸力が高くなるほど曲げ変形の割合が大きくなり、せん断変形の割合が小さくなる。これは、軸力が高いほどせん断すべりが小さくなる現象を再現している。軸力がゼロの場合は、梁の場合と同様に、せん断変形を降伏後の曲げ変形の 1/3 になるように設定している。軸力の上昇に伴いせん断変形の割合が減少していることが確認できる。

鉄筋の拔出しによる変形の割合は、軸力が 150kN 以下では、30%～35%程度で一定している。軸力が 200kN 以上では、部材角が 0.02rad 近くになると、曲げ変形の割合が、低軸力の時よりも大きくなる。これは、塑性ヒンジがコンクリートの剛性低下により負剛性になる一方で、回転バネは正剛性を保つため、塑性ヒンジの変形が、回転バネの変形よりも先行して大きくなるためである。軸力が 200kN では、両試験体とも、部材角が 0.015rad から

0.02rad.で曲げ変形の割合が低下している。試験体 No.8 では、軸力が 250kN の場合は、部材角が 0.015rad.を超えると塑性ヒンジの剛性低下が進むため、塑性ヒンジの変形が回転バネの変形を吸収する現象が生じている。

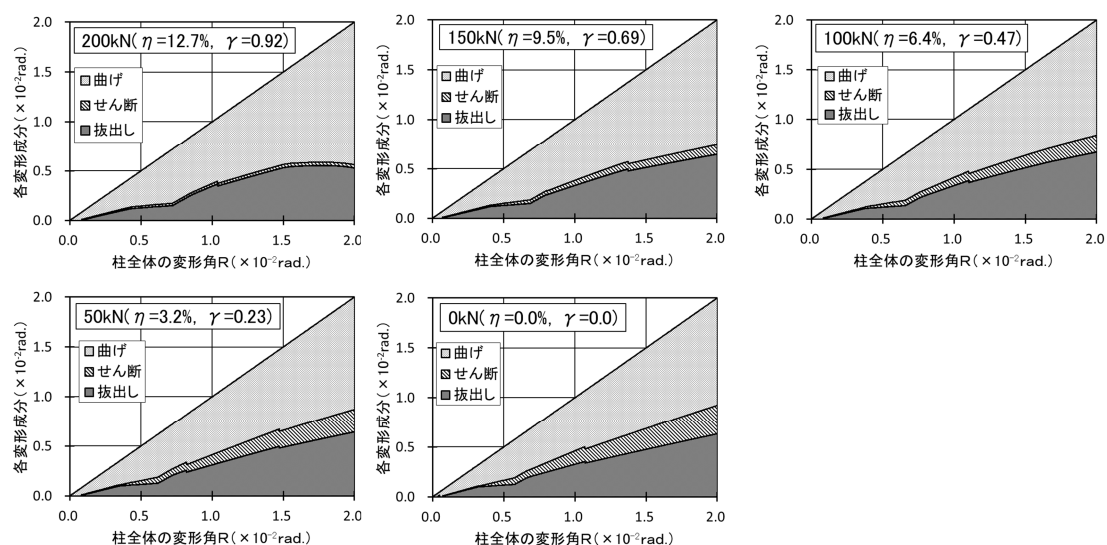


図 3.16(a) 各変形成分の割合 (No. 7)

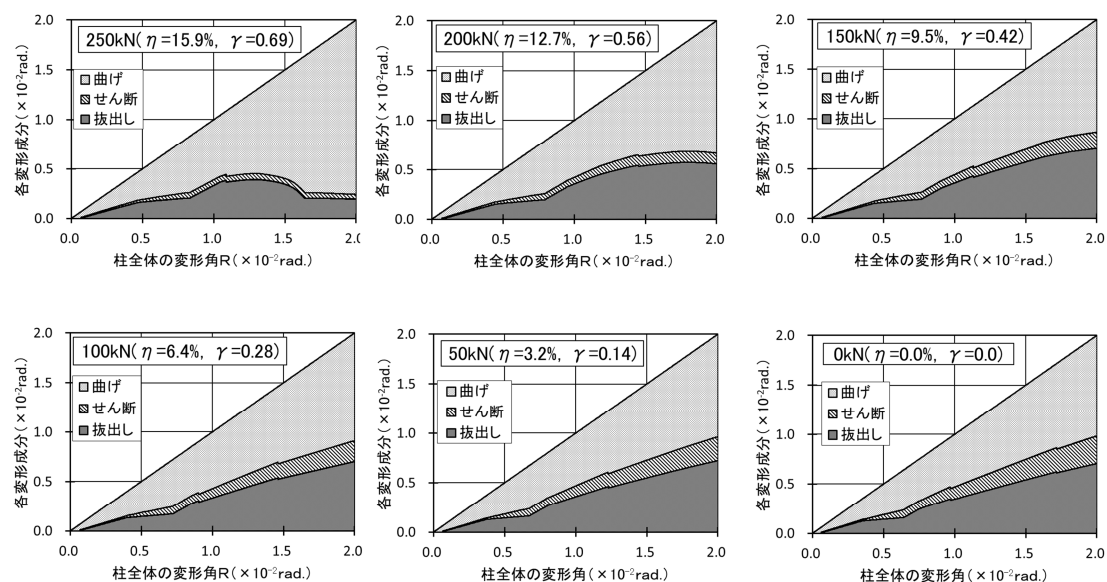


図 3.16(b) 各変形成分の割合 (No. 8)

3.4.2 セン断力ー変形角関係

軸力が 200kN, 100kN および 0kN の場合の, 各サイクルの柱のせん断力ー変形角関係を図 3.17 に示す。それぞれ目標変形角 R_{max} が $\pm 0.01rad.$, $\pm 0.015rad.$ および $\pm 0.02rad.$ 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 $\pm 0.01rad.$ では, ループ形状に大きな差はない。軸力が 200kN で, R_{max} が $\pm 0.02rad.$ 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ことが影響している。

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平力を負担したためと考えられる。図 3.18 は, 軸力が 200kN, R_{max} が $\pm 0.02rad.$ の場合で, 柱頭の加力装置の水平抵抗を剛性が 1.5kN/mm の弾性バネに置き換えて解析した結果である。図 3.17 の結果と比較して, 解析値は実験値に近づいており, 軸力の加力装置が水平力を負担していることが推定できる。

両試験体とも, 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 $+0.02rad.$ の場合の, 曲げ圧縮縁のコンクリートの応力ーひずみ関係の解析結果を図 3.19 に示す。コンクリートの復元力特性は, 曲線剛性比例型としており, コンクリートが最大強度時のひずみを超えると, 再加力時の応力ーひずみ関係は, 経験した最大ひずみの点を目指す。コンクリートが圧縮強度時のひずみを超える, 大きなひずみを経験した後は, 再加力時の剛性は, 初期剛性に比べて大きく低下する。高軸力 ($N=200kN$ または $N=250kN$) 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, 再加力時の剛性が低下している。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。しかし, 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。そのために低軸力の場合, 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。高軸力時の水平摩擦力と, 軸力変動の影響を除くと, 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。

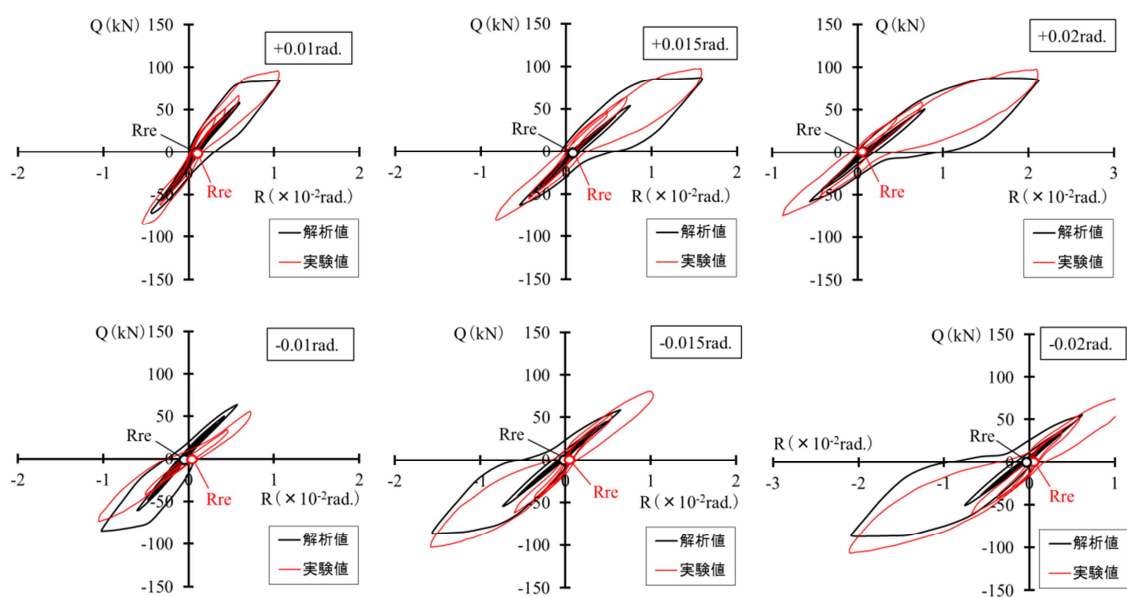


図 3. 17. 1 (a) せん断力－変形角関係 (No. 7, $N=200\text{kN}$, $\eta=12.7\%$, $\gamma=0.92$)

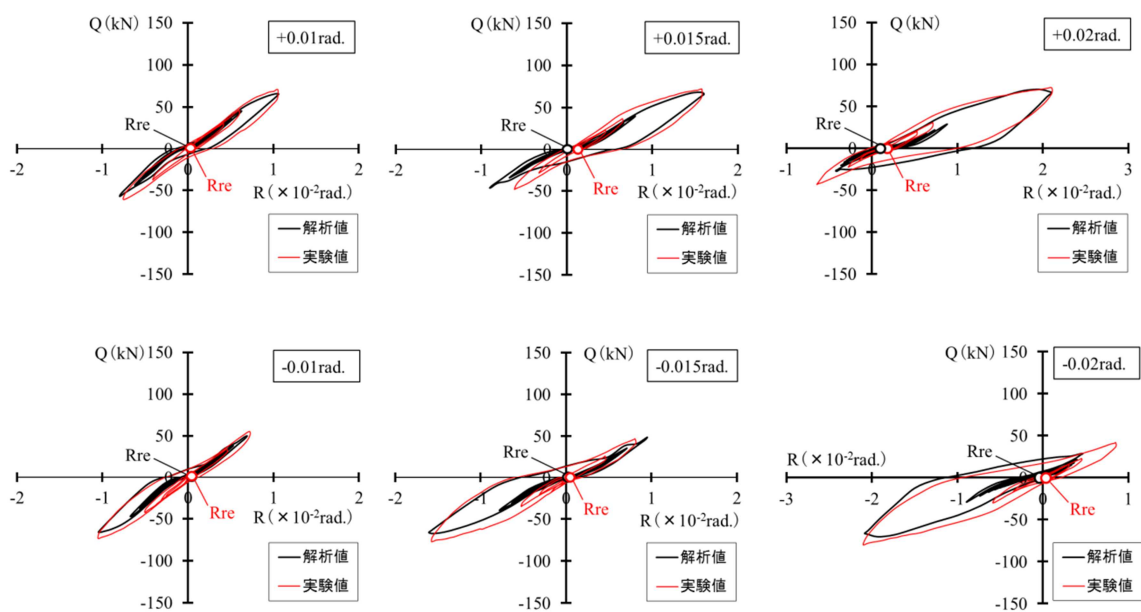


図 3. 17. 1 (b) せん断力－変形角関係 (No. 7, $N=100\text{kN}$, $\eta=6.4\%$, $\gamma=0.47$)

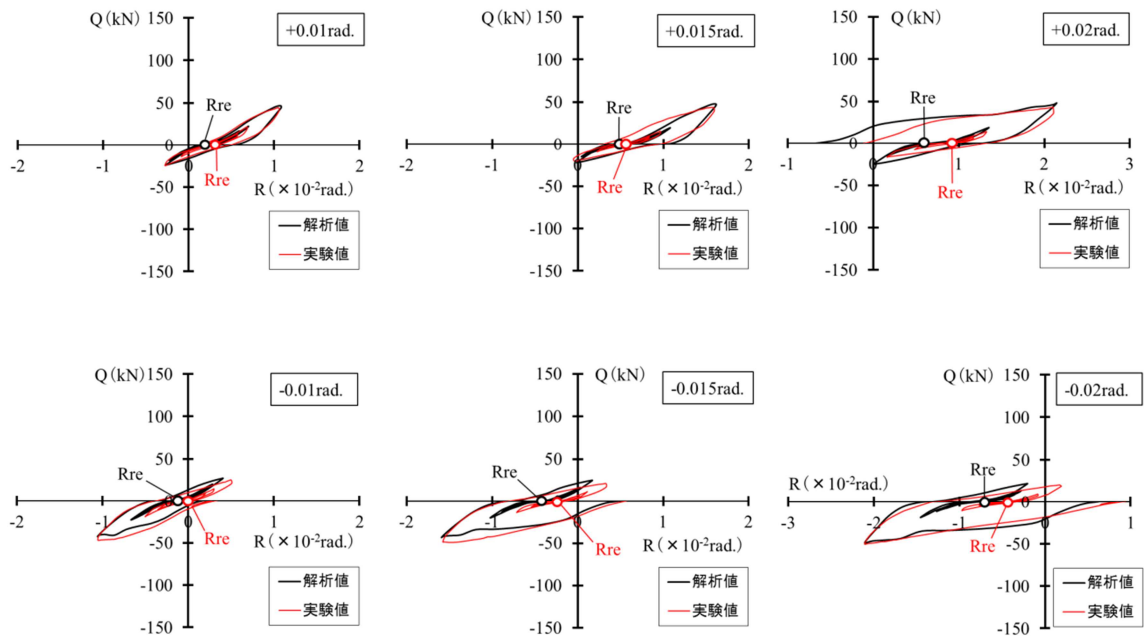


図 3. 17. 1 (c) せん断力－変形角関係 (No. 7, $N=0.0\text{kN}$, $\eta=0.0\%$, $\gamma=0.0$)

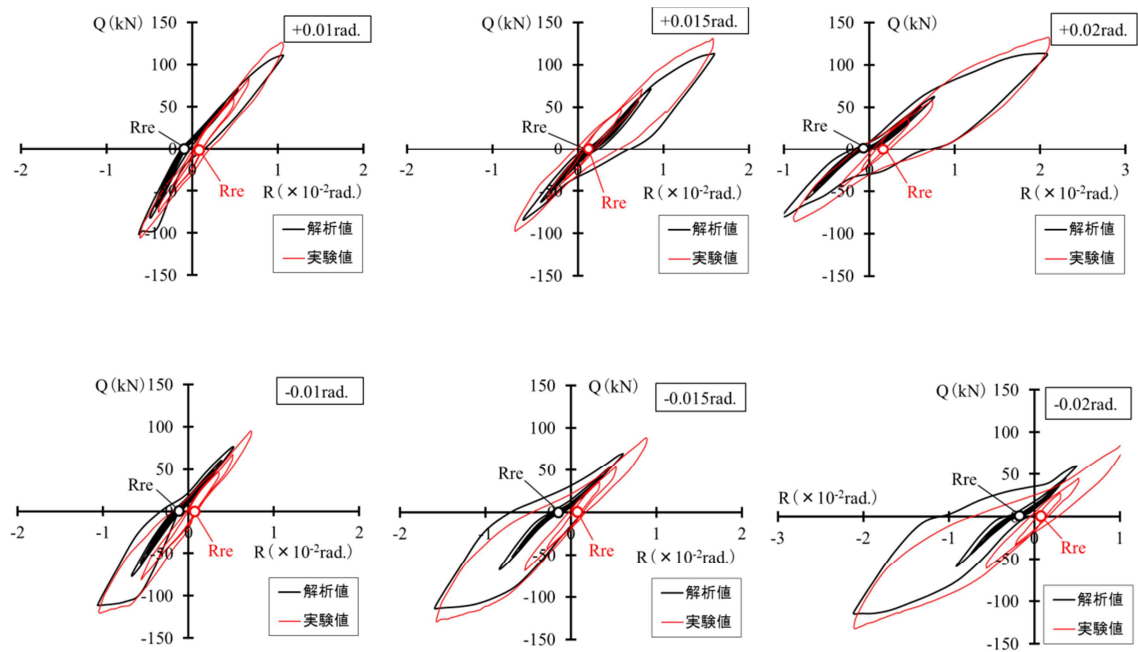


図 3. 17. 2 (a) せん断力－変形角関係 (No. 8, $N=200\text{kN}$, $\eta=12.7\%$, $\gamma=0.56$)

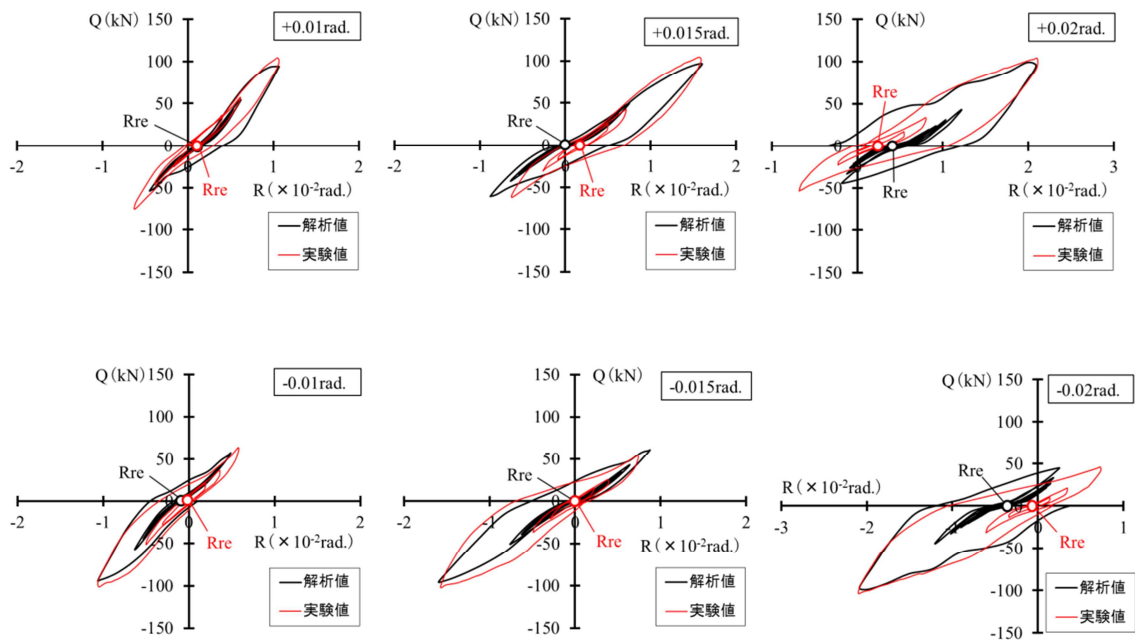


図 3. 17. 2(b) せん断力－変形角関係 (No. 8, $N=100\text{kN}$, $\eta=6.4\%$, $\gamma=0.28$)

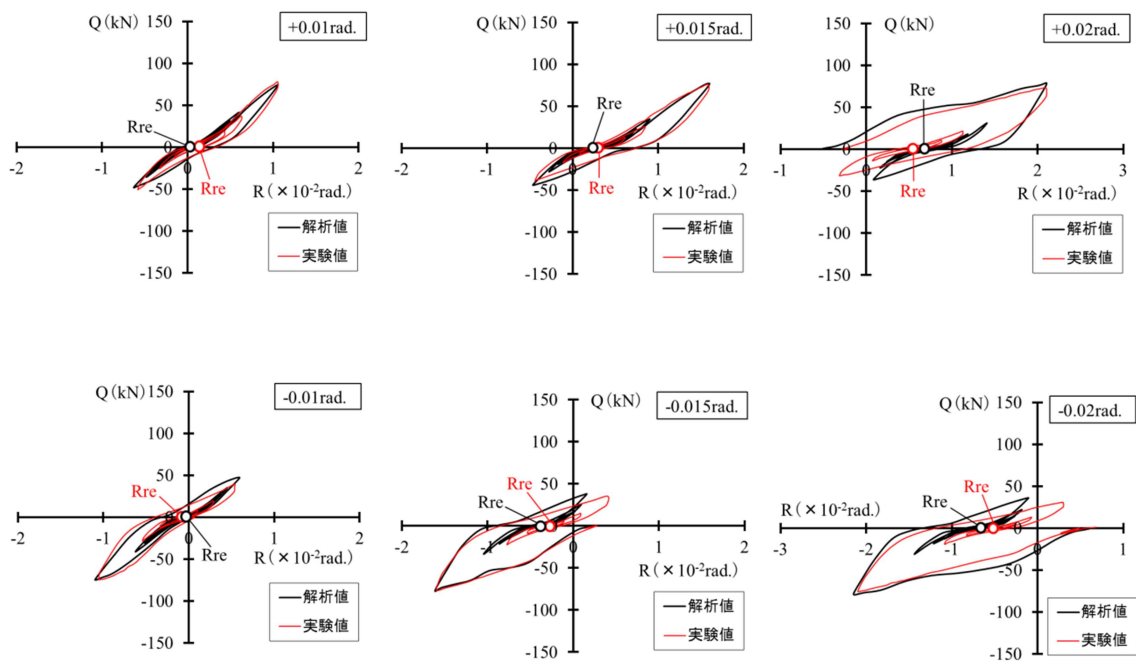


図 3. 17. 2(c) せん断力－変形角関係 (No. 8, $N=0.0\text{kN}$, $\eta=0.0\%$, $\gamma=0.0$)

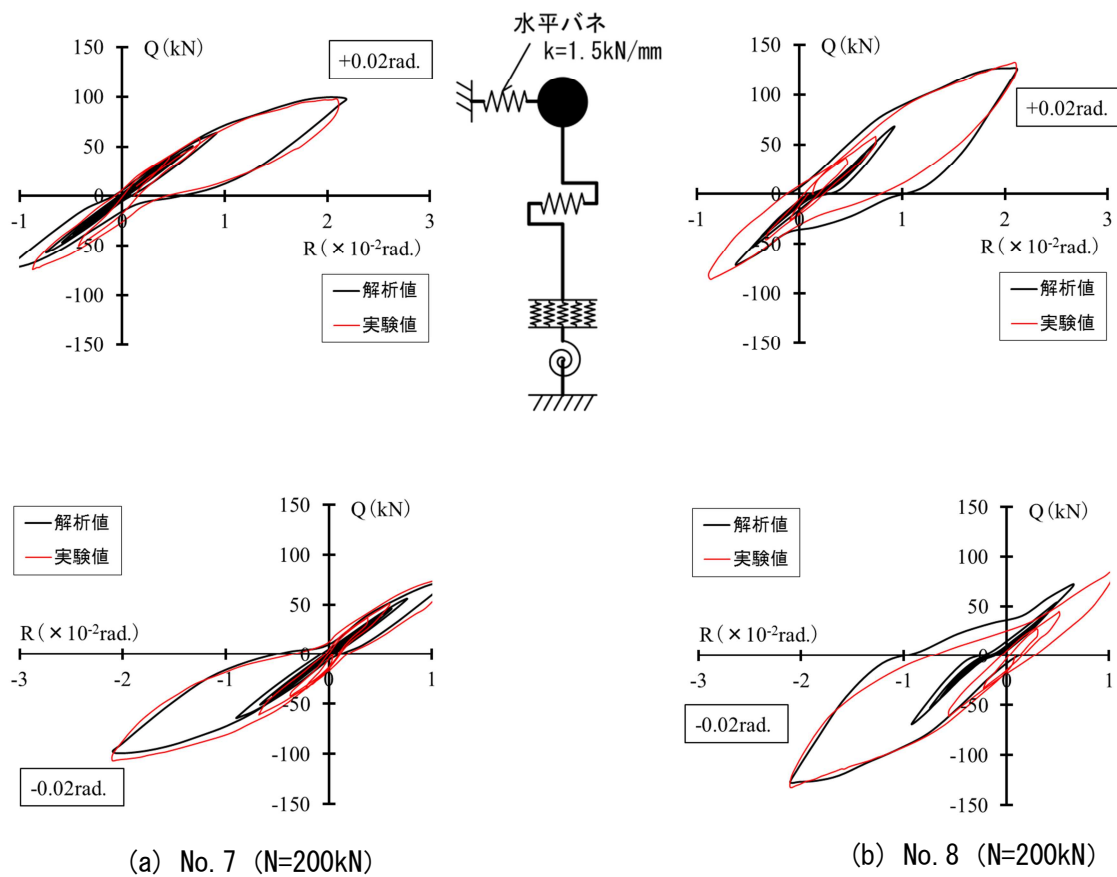


図 3.18 柱頭の加力装置による水平抵抗を考慮したせん断力-変形角関係

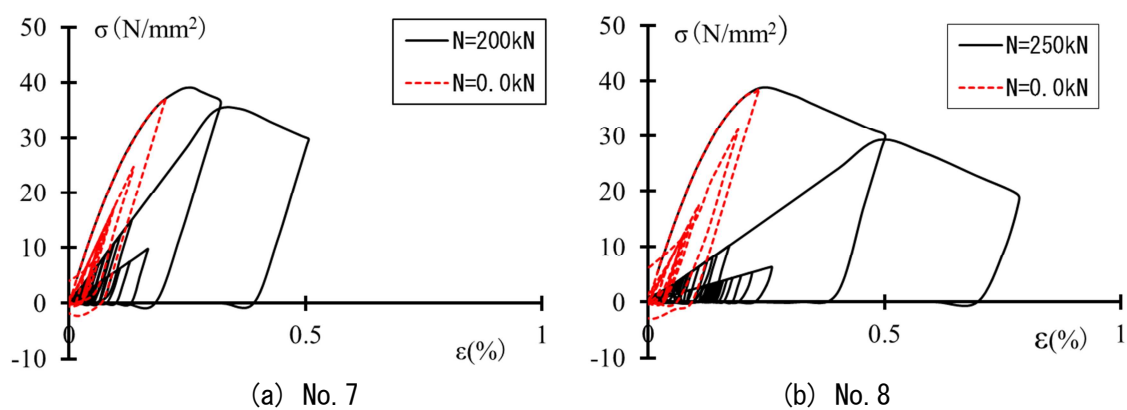


図 3.19 曲げ圧縮縁のコンクリートの応力-ひずみ関係 (解析値)

3.4.3 残留変形角

残留変形角 R_{re} と目標変形角 R_{max} の関係を図 3.20 に示す。解析では、目標変形の後の自由振動が十分に収束し、試験体に作用するせん断力がゼロになった時点で R_{re} を決定している。実験では、 R_{max} が大きくなるほど R_{re} が増大し、復元モーメント比 γ が大きくなるほど R_{re} は抑制される。また、復元モーメント比 γ が 0.4 未満では、 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。これらの傾向は、解析でも再現できた。

R_{max} が $\pm 0.01\text{rad.}$, $\pm 0.015\text{rad.}$ および $\pm 0.02\text{rad.}$ のときの R_{re} と γ の関係を図 3.21 に示す。実験では、 R_{max} が $\pm 0.015\text{rad.}$ 以下の場合には、 γ がほぼゼロになる場合を除いて、 R_{re} は無視できる程度に抑制される。また、 R_{max} が $\pm 0.02\text{rad.}$ の場合でも、両試験体とも γ が 0.4 以上であれば、 R_{re} が視覚的許容限界値の $1/400\text{rad.}$ 未満に抑制される。解析でも同様の結果となった。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が、解析では全体の履歴を考慮していないため、正負の R_{re} はほぼ同じになっている。実験での加力方法の影響を考慮すると、実験値と解析値はより近づくと考えられる。

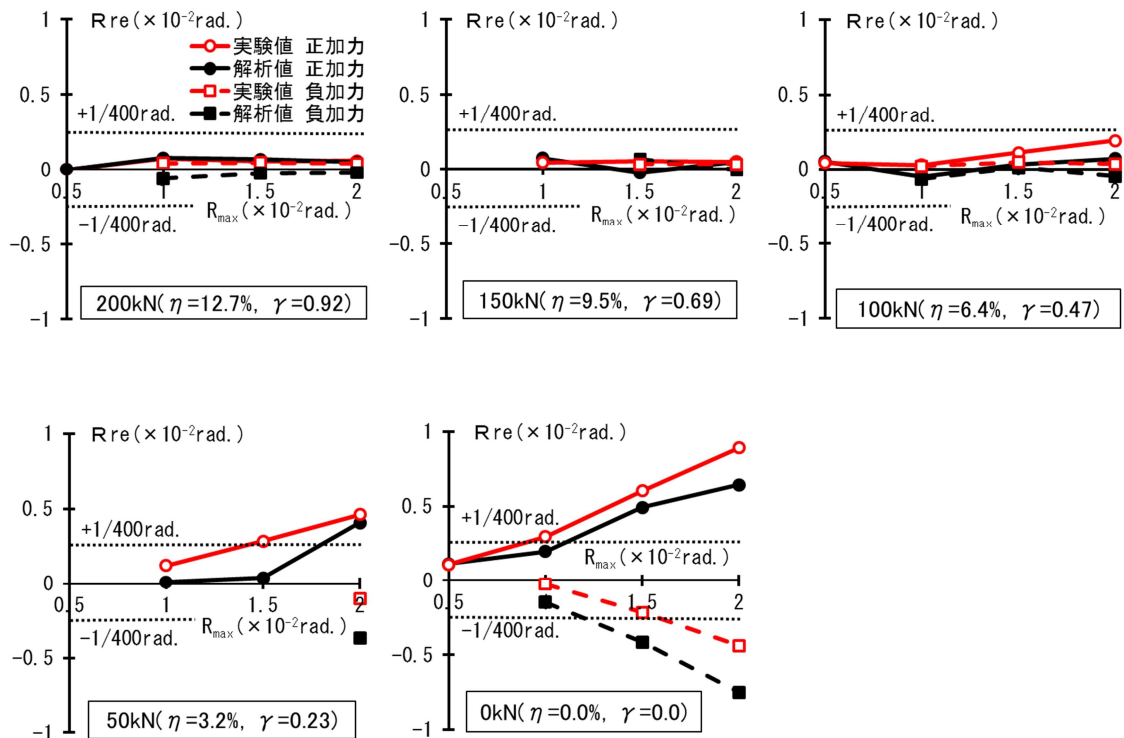


図 3.20 (a) 残留変形角 R_{re} —目標変形角関係 R_{max} (No. 7)

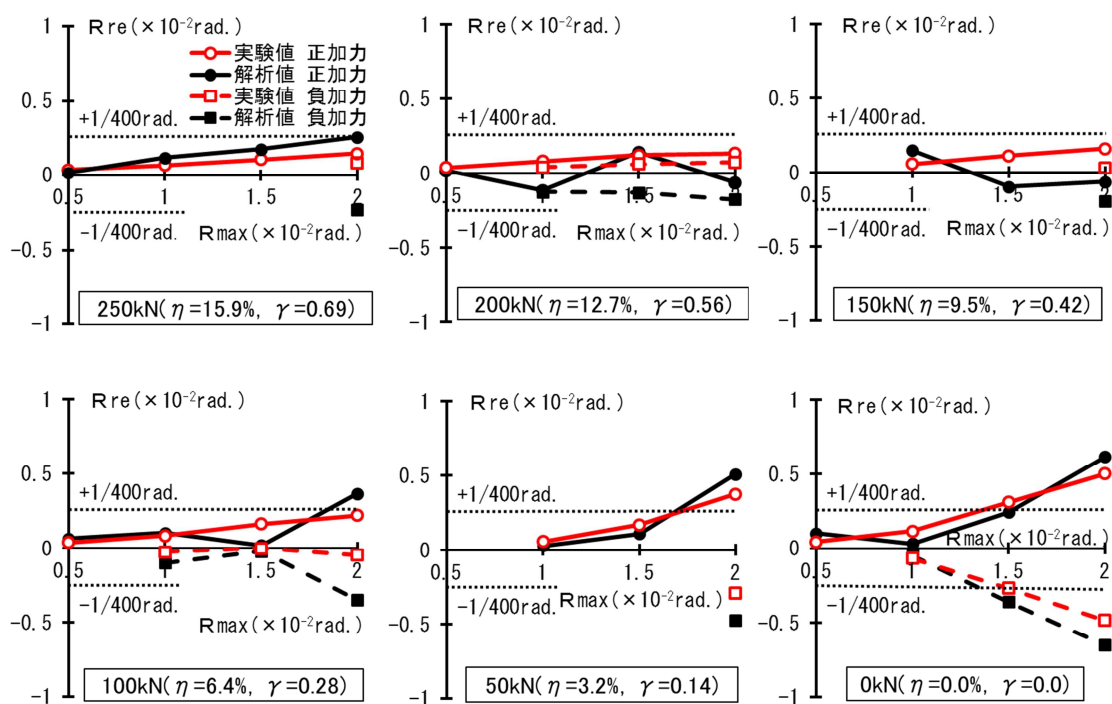


図 3. 20 (b) 残留変形角 Rre—目標変形角関係 Rmax (No. 8)

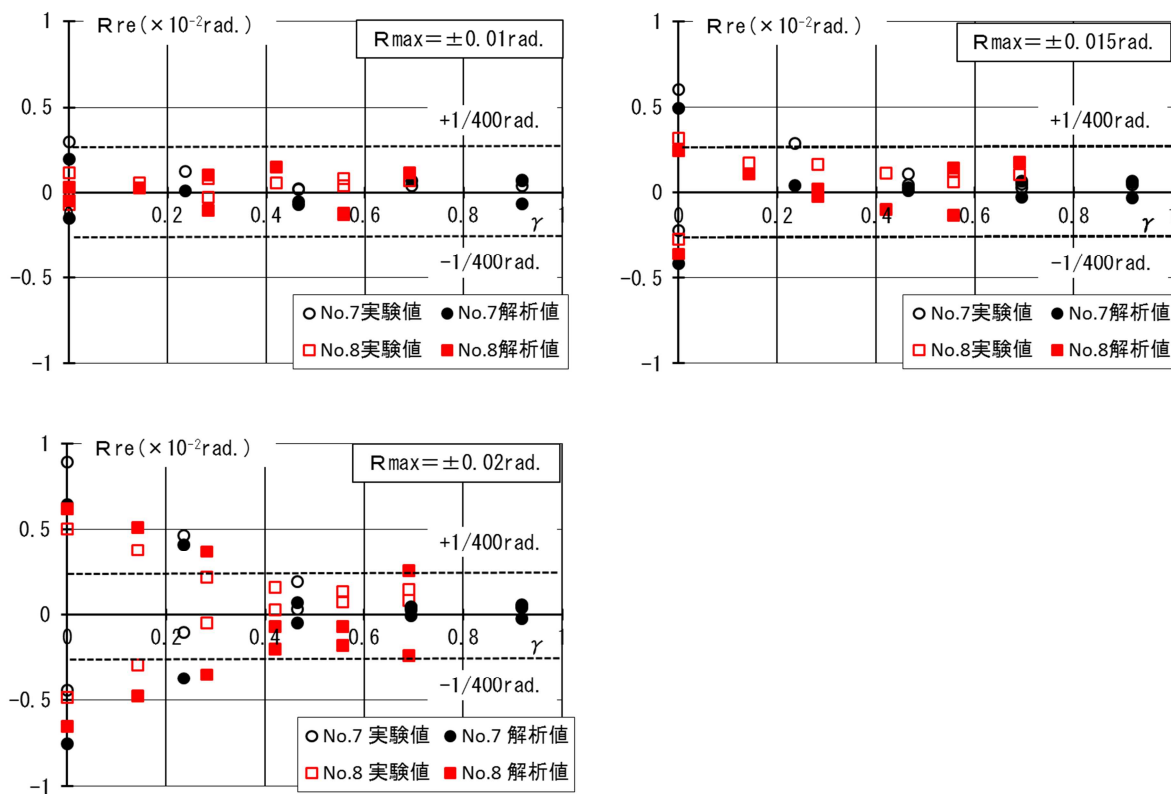


図 3. 21 残留変形角 Rre—復元モーメント比 γ 関係 ($R_{\max} = \pm 0.01 \sim \pm 0.02 \text{ rad.}$)

3.4.4 エネルギーの吸収量

エネルギーの吸収量は、せん断力-変形角関係と、X 軸で囲まれたループ面積から算定した。エネルギーの吸収量と目標変形角 R_{\max} の関係を図 3.22 に示す。試験体の軸力ごとに、実験値と解析値を比較している。解析値は、実験値と同様に、いずれの試験体でもエネルギー吸収量は目標変形角に比例して増加する。解析値を実験値と比較すると、軸力と目標変形角によって大小は異なり、明らかな関係性は見られない。 R_{\max} が $\pm 0.02\text{rad}$ でエネルギー吸収量を軸力別に比較する。No.7 では解析値が実験値の 0.86~1.16 倍で平均すると 1.01 倍であった。同様に No.8 では、解析値は実験値の 0.89~1.27 倍で、平均すると 1.15 倍であった。No.8 では、解析値が実験値を上回る傾向があるが、前述した解析の加力履歴や実験の加力装置による条件の違いが影響しており、これらの影響がなければ、解析値は実験値をより精度良く再現できると考えられる。

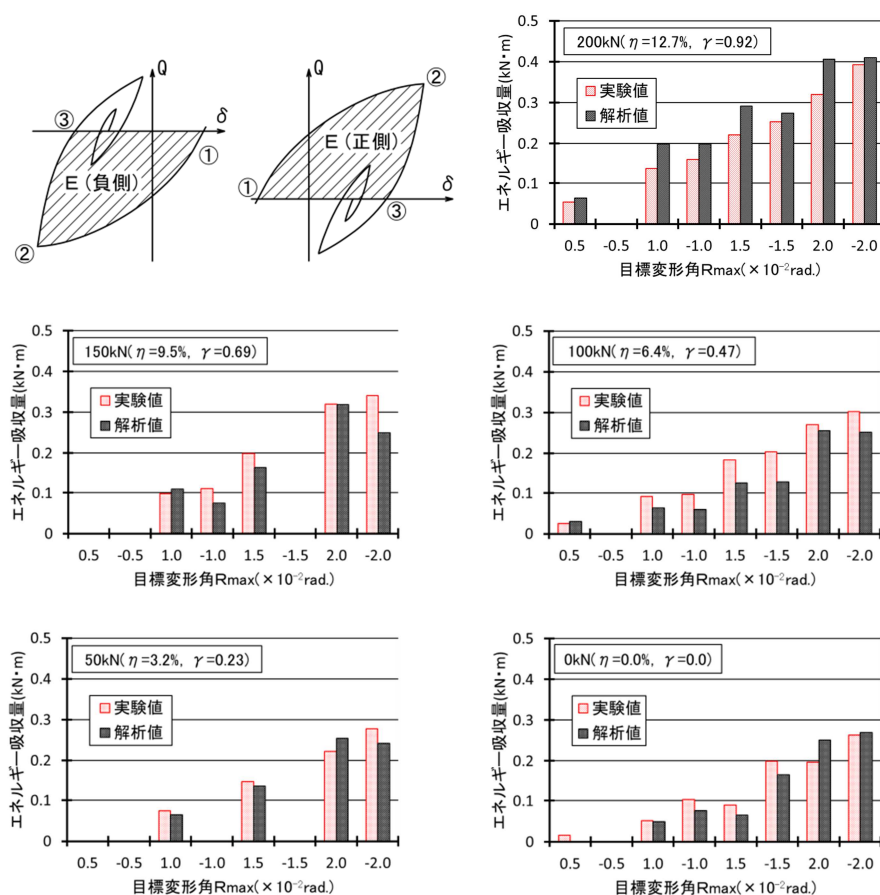


図 3.22 (a) エネルギー吸収量 (No. 7)

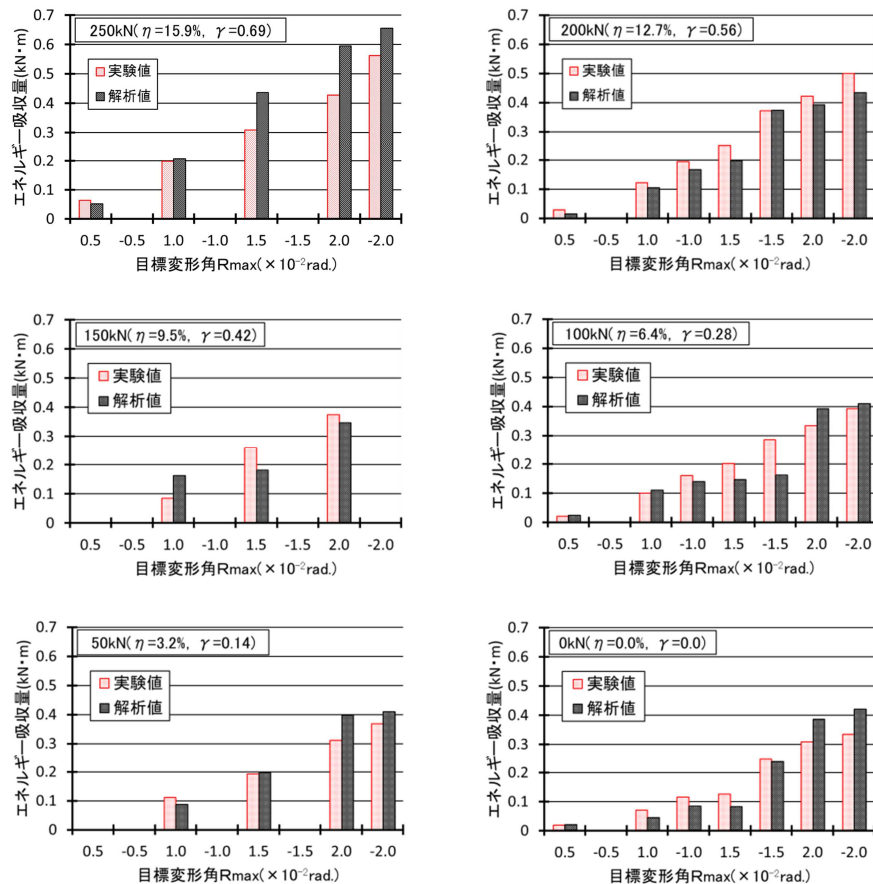


図 3.22 (b) エネルギー吸収量 (No. 8)

3.5 まとめ

RC 建物フレームの残留層間変形角を解析的に評価するためには、柱の解析モデルを適切に設定する必要がある。柱脚の塑性ヒンジをマルチスプリング、スタブからの主筋の拔出しを回転バネに、せん断すべりをせん断バネによりモデル化した。回転バネのパラメータとせん断すべりバネの剛性は、柱の残留変形に対し影響の大きい復元モーメント比 γ を使って決定した。

- 1) 提案した解析モデルは、実験によるせん断力-変形角関係を精度良く評価する。実験において高軸力時に軸力装置の水平ローラーに生じる摩擦力と、解析と実験の軸力の履歴の違いによる影響を除くと、履歴ループを概ね再現できる。
- 2) 実験では、 R_{max} が大きくなるほど R_{re} が増大し、復元モーメント比 γ が大きくなるほど R_{re} は抑制される。また、復元モーメント比 γ が 0.4 未満では、 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。これらの傾向は、解析でも再現できた。実験では、層間変形角が $1/50\text{rad}$ に達しても、柱の残留変形角を $1/400\text{rad}$ 未満に抑制するためには、復元モーメント比 γ を 0.4 以上にする必要があるが、解析でも同様の結果を得ることができた。

- 3) 回転バネの復元力特性について、解析プログラムでは、 γ が 0.4 を超えると回転バネのパラメータの制限のため、提案した式を使ったパラメータを設定できなくなる。その結果、想定したよりも除荷剛性を小さく設定できなくなり、残留変形を過大に評価する。しかし、 γ が 0.4 を超える場合、解析値は実験値と同様に、残留変形角 R_{re} が 1/400rad.未満に抑制されているため、 R_{re} を 1/400rad.未満に抑制するための条件 ($\gamma > 0.4$) には影響しない。
- 4) 実験の軸力の履歴を解析では考慮していない。これにより、高軸力時のサイクルで生じるコンクリートの剛性低下を、低軸力のサイクルで考慮していない結果となった。しかし、コンクリートの剛性低下の影響が大きいのは、軸力がゼロに近い場合であり、残留変形角 R_{re} が 1/400rad.未満に抑制される条件である、 γ が 0.4 付近では剛性低下による影響は小さい。
- 5) エネルギー吸収量を解析値と実験値で比較すると、軸力と目標変形角 R_{max} によって、エネルギー吸収量の大小が異なり、明らかな傾向は見られなかった。しかし、 R_{max} が $\pm 0.02\text{rad.}$ における平均値で比較すると、No.7 では、解析値と実験値は、ほぼ同じであった。No.8 についても、加力履歴や加力装置による影響を考慮に入れると、解析値は実験値とほぼ同値になると考えられる。

参考文献

- 1) 山田 直樹, 塩屋 晋一, 佐々木 泉: 損傷と残留変形を抑制する RC 柱の残留変形角の評価, コンクリート工学年次論文集, vol.32, No.2, pp.127-13, 2010
- 2) 濱崎哲也, 塩屋晋一, 門田基靖: 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) 川添敦也, 塩屋晋一, 公文祐斗: 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, コンクリート工学年次論文集 Vol.38, pp.157-162, 2016.7
- 4) 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
- 5) 構造システム: SNAP Ver.6 テクニカルマニュアル
- 6) 前田匡樹, 有園祐介, 幸村信行: 鉄筋コンクリート梁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
- 7) 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

第4章 残留変形抑制機構を内蔵する鉄筋コンクリート造骨組の時刻歴応答解析

4.1 目的

地震を受け大変形した後の RC フレームの残留変形を適切に評価することにより，残留変形抑制機構を内蔵する改良型フレームの有効性について検討する。上端筋に高強度鉄筋を用いた RC 梁を建物フレームに適用することにより，建物フレームは荷重－変形関係において，制震構造と同様の二次剛性を発揮することができる¹⁾。柱については，復元モーメント比を制限することにより，残留層間変形角を $1/400\text{rad}$ 未満に抑制することができる²⁾。

RC 梁は，上端に高強度鉄筋を用いることにより残留変形を抑制することができる。しかし，上端をすべて普通鉄筋から高強度鉄筋に置き換えると，梁両端が降伏した時，梁材端の曲げモーメントの上昇に伴い，部材のせん断力が上昇する。このような梁を建物フレームに適用すると，地震による最大応答時の層せん断力が高くなってしまい，柱のせん断設計が困難になる可能性がある³⁾。そこで，上端筋の一部に高強度鉄筋を用いることにより，せん断力の上昇を抑えながら残留変形を抑制する方法について提案している⁴⁾。梁上端の高強度鉄筋の割合や配筋位置を調節することにより，梁の二次剛性を調節することが可能である。その結果，建物フレームの二次剛性についても調整が可能となり，地震後の残留変形を抑制しながら，地震時にフレームに入力する層せん断力を，柱のせん断設計が可能な程度に抑制することができる。

第2章と第3章では，それぞれ RC 梁と RC 柱の解析モデルを提案した。塑性ヒンジをマルチスプリング（以後，MS），鉄筋の拔出しを回転バネ，せん断すべりをせん断すべりバネ（以後，せん断バネ）でモデル化し，弾性部分はひび割れによる剛性低下を考慮した。この解析モデルを使って，実験の加力履歴に合わせて動的解析を行った。柱，梁試験体による実験では，最大応答後の自由振動を想定した準静的加力を行っている。解析により，実験結果をほぼ再現できた。

本章では，RC 部材の上記の解析モデルを用いた，建物フレームの解析について述べる。第2章でモデル化した RC 梁は，1)従来型の梁，2)梁の上端筋をすべて高強度鉄筋とした改良型の梁，および 3)上端筋の一部を高強度鉄筋とした改良型の梁の3つに分けられる。これらの梁を建物フレームに適用する。また，二次剛性の違いによる影響をさらに細かく検討するため，3)のタイプで，高強度鉄筋の割合の異なる梁を持つ建物フレームを2タイプとした。合計4タイプの建物フレームで解析を行う。地震波が2回作用した時の影響を調べるため，地震波を1回作用させた場合と，間隔を置いて2回目を作用させた場合で時刻歴応答解析を行った。

4.2 解析対象のフレーム

4.2.1 解析対象フレームの軸組および部材断面

解析対象のフレームの軸組図および部材断面を図 4.1 および表 4.1 に示す。RC フレームは、5 層 3 スパンのフレーム（以後、5 階建フレーム）および 12 層 3 スパンのフレーム（以後、12 階建フレーム）の 2 種類である。

5 階建フレームは、文献 5) の構造設計例を用いた。図 4.1(a) に基本階伏図およびフレームの形状を示している。解析対象のフレームは、設計例の X6 通りのフレームである。表 4.1(a) に部材リストを示す。主筋の芯かぶり、柱梁のいずれも 70mm とした。

12 階建フレームは、文献 6) の構造設計例を用いた。図 4.1(b) に基本階伏図およびフレームの形状を示す。解析対象のフレームは、設計例の X6 通りのフレームである。表 4.1(b) に部材リストを示している。主筋の芯かぶり、柱梁のいずれも 80mm とした。

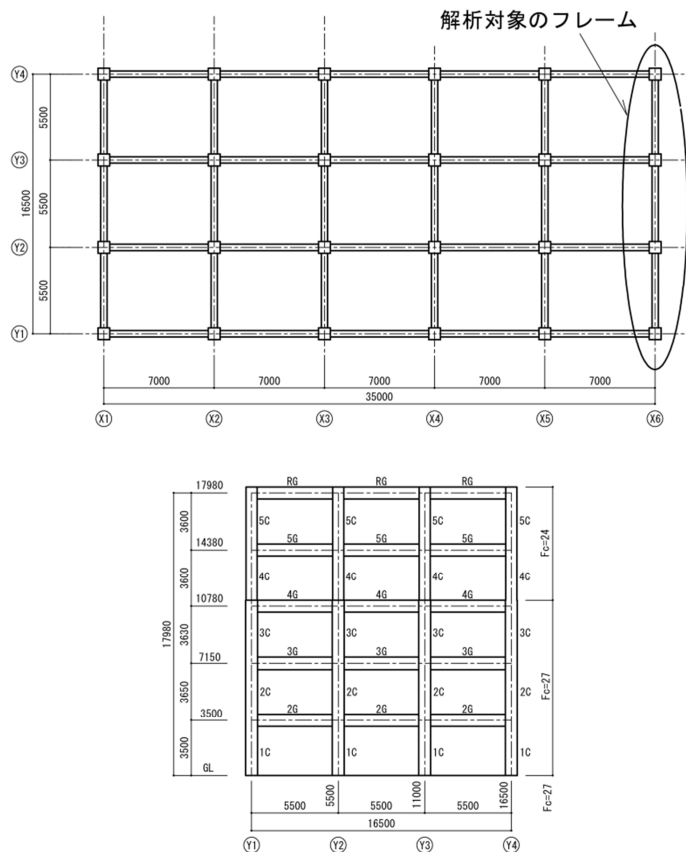
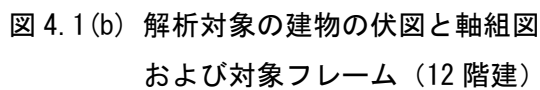


図 4.1(a) 解析対象の建物の伏図と軸組図
および対象フレーム（5 階建）

表 4.1(a) 部材リスト（5 階建）

| 柱 リスト | |
|-------|------------|
| 符号 | 4~5C |
| 4~5階 | |
| 主筋 | 12-D22 |
| 帯筋 | 2-D10 @100 |
| 符号 | 1~3C |
| 1~3階 | |
| 主筋 | 12-D25 |
| 帯筋 | 3-D10 @100 |

| 梁 リスト | | | |
|-------|------------|------|------------|
| 符号 | 5~RG | 符号 | 2~3G |
| 位置 | 全断面 | 位置 | 全断面 |
| 5~R階 | | 2~3階 | |
| 上端筋 | 4-D16 | 上端筋 | 4-D19 |
| 下端筋 | 4-D16 | 下端筋 | 4-D19 |
| あばら筋 | 3-D10 @200 | あばら筋 | 3-D10 @200 |
| 符号 | 4G | | |
| 位置 | 全断面 | | |
| 4階 | | | |
| 上端筋 | 4-D19 | | |
| 下端筋 | 4-D19 | | |
| あばら筋 | 3-D10 @200 | | |



| | | 柱 リ ス ト | |
|-------|------------|------------|--|
| 符号 | 11~12C3 | 11~12C4 | |
| 11~R階 | | | |
| 主筋 | 16-D32 | 16-D35 | |
| 帯筋 | 4-D13 #100 | 4-D13 #100 | |
| 符号 | 9~10C3 | 9~10C4 | |
| 9~10階 | | | |
| 主筋 | 16-D35 | 16-D35 | |
| 帯筋 | 4-D13 #100 | 4-S13 #100 | |
| 符号 | 4~8C3 | 1~8C4 | |
| 4~8階 | | | |
| 主筋 | 16-D38 | 16-D35 | |
| 帯筋 | 4-S13 #100 | 4-S13 #100 | |
| 符号 | 1~3C3 | 1~8C4 | |
| 1~3階 | | | |
| 主筋 | 16-D41 | 16-D35 | |
| 帯筋 | 4-S13 #80 | 4-S13 #80 | |

69

4.2.2 使用材料

5 階建フレームの材料定数を表 4.2(a)に示す。コンクリートは Fc27 および Fc24 である。基礎梁から 3 階床までを Fc27, 3 階柱から R 階床までを Fc24 としている。鉄筋は, 改良型梁に高強度鉄筋 SD980 を使用し, それ以外の普通鉄筋はすべて SD345 とした。

12 階建フレームの材料定数を表 4.2(b)に示す。12 階建フレームのコンクリートは Fc48, Fc42, Fc36 および Fc30 である。1 階柱から 4 階床までを Fc48, 4 階柱から 7 階床および基礎梁を Fc42, 7 階柱から 11 階床までを Fc36, 11 階柱から R 階床までを Fc30 とした。鉄筋は, 改良型梁に高強度鉄筋 SD980 を使用し, それ以外の普通鉄筋はすべて SD390 とした。

鉄筋の降伏点 σ_y は, 短期の許容応力度を 1.1 倍した値を用いた。高強度鉄筋の比例限界 σ_p は, 降伏強度 σ_y の 75%とし, 降伏時のひずみ度は, 降伏時の永久ひずみが 0.2%になるように設定した。

表 4.2(a) 仮定した材料定数 (5 階建)

| コンクリート | | | | |
|--------|----------------|----------------|----------------|-------------------|
| 規格 | E _c | σ _B | ε _B | 使用区分 |
| Fc24 | 2.36 | 24 | 0.002 | 3階柱～R階床 |
| Fc27 | 2.27 | 27 | | 1階柱～3階床, 基礎梁, 1階床 |
| 鉄筋 | | | | |
| 規格 | E _s | σ _y | σ _p | 使用区分 |
| SD345 | 2.05 | 379 | － | 柱・梁主筋 |
| SD980 | | 1078 | 808.5 | |

表 4.2(b) 仮定した材料定数 (12 階建)

| コンクリート | | | | |
|--------|-------|------------|--------------|--------------|
| 規格 | E_c | σ_B | ϵ_B | 使用区分 |
| Fc30 | 2.44 | 30 | 0.003 | 11階柱～R階床 |
| Fc36 | 2.59 | 36 | | 7階柱～11階床 |
| Fc42 | 2.85 | 42 | | 4階柱～7階床, 基礎梁 |
| Fc48 | 2.98 | 48 | | 1階柱～4階床 |
| 鉄筋 | | | | |
| 規格 | E_s | σ_y | σ_p | 使用区分 |
| SD390 | 2.05 | 429 | － | 柱・梁主筋 |
| SD980 | | 1078 | 808.5 | |

コンクリート E_c : ヤング係数 ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$), σ_B : 圧縮強度 (N/mm^2)

ϵ_{cB} : 圧縮強度時のひずみ

鉄筋 E_s : ヤング係数 ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$), σ_y : 降伏応力度 (N/mm^2)

σ_p : 比例限界時の応力度 (N/mm^2)

5 階建フレームおよび 12 階建フレームについて、それぞれ従来型、改良型Ⅰ、Ⅱ、Ⅲの 4 タイプのフレームを設定した。

- (1) 従来型：梁の上端に普通鉄筋だけを用いたタイプ。
- (2) 改良型Ⅰ：梁の上端筋のすべてに高強度鉄筋を用いたタイプ。
- (3) 改良型Ⅱ：梁の上端筋の 50%が高強度鉄筋，残りの 50%に普通鉄筋を用いたタイプ。
- (4) 改良型Ⅲ：梁の上端筋の 25%が高強度鉄筋，残りの 75%に普通鉄筋を用いたタイプ。

梁の上端の鉄筋は，普通鉄筋と高強度鉄筋を所定の割合に設定するために，設計断面の鉄筋と断面積が等しい 4 本の鉄筋に置き換えた。上端の鉄筋が 2 段の場合は，図 4.2 に示すように，鉄筋の重心位置に断面積が等しくなる 4 本の鉄筋を設定した。鉄筋の抜出し量を計算する際に必要な鉄筋径は，本来の鉄筋径を用いている。

4.3 解析モデル

解析モデルを図 4.3 に示す。第 2 章の梁と第 3 章の柱の解析モデルを用いている。節点に設定した質点の質量，および節点に作用させる荷重を表 4.3 に示す。質点は，柱の負担する荷重を質量に置き換えた。柱の負担する積載荷重は，地震力算定用の荷重とした。1 階柱は，いずれも復元モーメント比は 0.4 以上となっており，3 章で述べた，残留変形角を $1/400\text{rad}$ 未満に抑制する条件を満たしている。

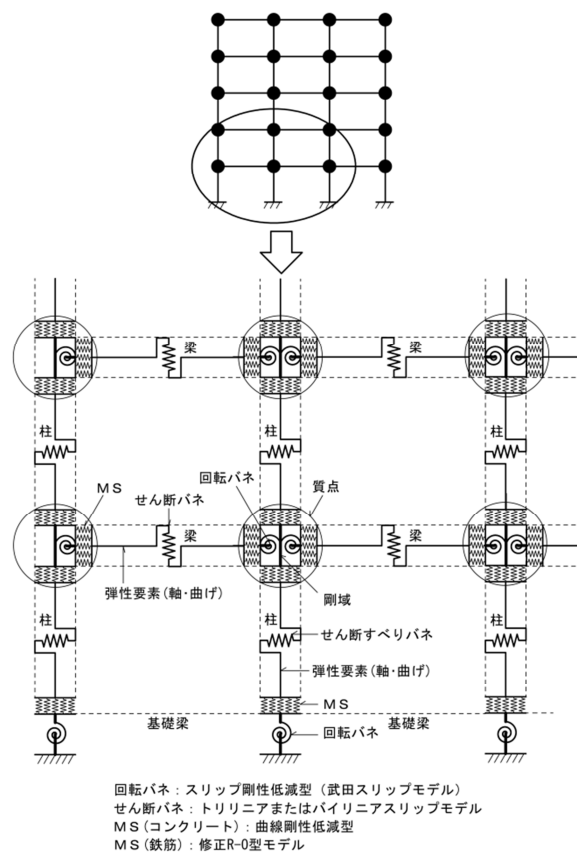
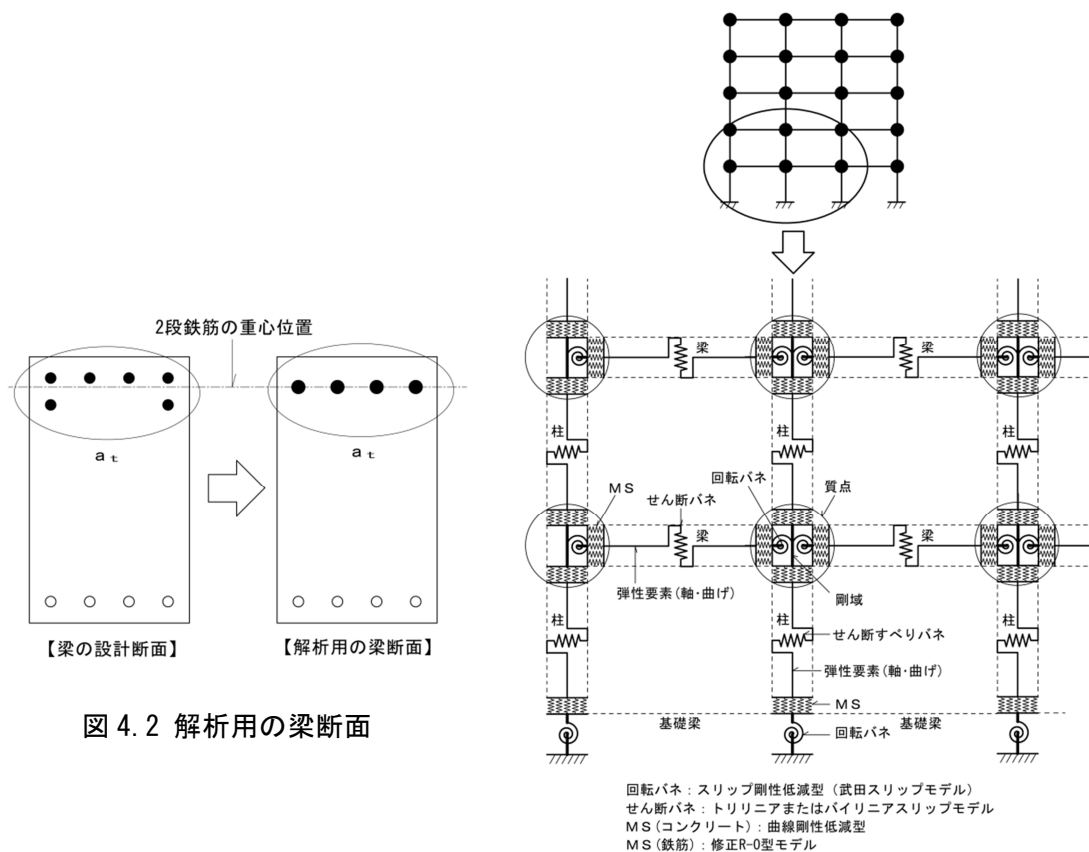


図 4.3 解析の力学的バネモデル

表 4.3 質点の質量，節点荷重

| (a) 5 階建 | | | | (b) 12 階建 | | | |
|----------|---|---------|----------|-----------|----|---------|----------|
| 通り | 階 | 質点質量(t) | 節点荷重(kN) | 通り | 階 | 質点質量(t) | 節点荷重(kN) |
| Y1 Y4 | R | 14.2 | 139 | Y1 Y4 | R | 42.3 | 415 |
| | 5 | 14.0 | 137 | | 12 | 39.3 | 385 |
| | 4 | 14.3 | 140 | | 11 | 39.3 | 385 |
| | 3 | 15.4 | 151 | | 10 | 39.3 | 385 |
| | 2 | 15.4 | 151 | | 9 | 41.3 | 405 |
| Y2 Y3 | R | 20.3 | 199 | | 8 | 41.3 | 405 |
| | 5 | 20.1 | 197 | | 7 | 41.3 | 405 |
| | 4 | 20.3 | 199 | | 6 | 41.3 | 405 |
| | 3 | 21.8 | 213 | | 5 | 41.3 | 405 |
| | 2 | 21.8 | 213 | | 4 | 41.3 | 405 |
| | | | | Y2 Y3 | 3 | 42.3 | 415 |
| | | | | | 2 | 42.3 | 415 |
| | | | | | R | 62.9 | 617 |
| | | | | | 12 | 53.9 | 529 |
| | | | | | 11 | 53.9 | 529 |
| | | | | | 10 | 53.9 | 529 |
| | | | | | 9 | 54.9 | 538 |
| | | | | | 8 | 54.9 | 538 |
| | | | | | 7 | 54.9 | 538 |
| | | | | | 6 | 54.9 | 538 |
| | | | | | 5 | 54.9 | 538 |
| | | | | | 4 | 54.9 | 538 |
| | | | | | 3 | 55.9 | 548 |
| | | | | | 2 | 55.9 | 548 |

4.3.1 MS モデル

材端の塑性ヒンジは MS でモデル化した。鉄筋は 1 本につき 1 本のスプリング、コンクリートは 50mm×50mm の断面を 1 本のスプリングとした。MS の長さは、部材せいの 1/2 とした。材料の復元力特性は、鉄筋を修正 Ramberg-Osgood 型、コンクリートを曲線剛性低減型⁷⁾としている。材料のパラメータに関しては、2 章および 3 章と同様である。部材の外面から 1 列目のコンクリートをカバーコンクリート、それ以外のコンクリートをコアコンクリートとして、パラメータを設定した。

4.3.2 梁の解析モデル

第 2 章では、主筋の接合部からの拔出しによる材端の変形を、回転バネでモデル化している。梁の実験では、梁端の主筋はスタブ内で定着されており、定着長さは主筋の先端部の拔出しが生じない程度に、十分な長さを有している。鉄筋の拔出し量を算定する式 (2.2) は、十分な定着が確保されている場合に適用できる計算式である。一方、実際の建物の場合、梁主筋は柱に通し配筋されるため、定着部の応力状態が実験と異なる。また、コンクリート打設時の沈降による付着強度の違いにより、同じ応力でも上端筋と下端筋で拔出し量が異なる。式 (2.2) を用いると拔出し量を少なく見積もる可能性がある。従って、建物フレームの解析では、これらの影響を考慮した鉄筋の拔出し量の算定式、式 (4.1) を用いた⁶⁾。回転バネは、柱梁接合部の構造芯から柱フェイスの間に設けた。その他の梁の解析モデルについては、第 2 章を参照されたい。

$$S_{y,t} = (0.798 \cdot u_b / \sigma^{2/3} + 0.733) \cdot \varepsilon_y \cdot D_c / 2 \quad (4.1.a)$$

$$S_{y,b} = (0.696 \cdot u_b / \sigma^{2/3} + 0.463) \cdot \varepsilon_y \cdot D_c / 2 \quad (4.1.b)$$

ここに、 $S_{y,t}$ ：上端筋の降伏時の拔出し量(mm)

$S_{y,b}$ ：下端筋の降伏時の拔出し量(mm)

σ_B ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²), ε_y ：梁主筋の降伏ひずみ

D_c ：柱全せい(mm)

u_b ：柱梁接合部内の梁主筋に沿って存在し得る最大付着応力度

$$u_b = (1 + \gamma_r) \cdot (\sigma_y \cdot d_b) / (4 \cdot D_c)$$

γ_r ：梁断面の腹筋比で 1 以下, σ_y ：梁主筋の降伏強度(N/mm²)

d_b ：梁主筋径(mm)

梁の解析モデルについて、二次剛性比 β を算定した。 β の平均値は、5 階建では、従来型と改良型 I ～ III でそれぞれ約 3%, 24%, 17%, 12% となった。また、12 階建では、従来型と改良型 I ～ III でそれぞれ約 4%, 25%, 18%, 14% となった。

4.3.3 柱の解析モデル

柱の解析モデルについては、第 3 章を参照されたい。柱梁接合部では柱は構造芯から梁面までを剛域とし、柱脚の基礎梁内に鉄筋の拔出しをモデル化した回転バネを設けた。

建物フレームが水平力を受けると、柱には軸力の変動が生じる。軸力が変動すると、柱部材の降伏曲げモーメントおよび降伏せん断力が変動する。第 3 章では、柱の解析モデルの回転バネとせん断バネは、軸力の変動を考慮していない。柱軸力が変動する場合、MS の降伏曲げモーメントが変化するため、MS と同時に 2 つのバネを降伏させることができない。例えば、回転バネとせん断バネを長期軸力のもとで設定すると、水平力によって柱に軸力の低下が生じる場合、MS の降伏曲げモーメントは長期軸力の時よりも低下するため、回転バネとせん断バネよりも MS は早く降伏する。その結果、回転バネとせん断バネよりも MS の変形量が、想定した割合よりも大きくなってしまふ。同様に水平力により柱に圧縮力が生じる場合は、MS よりも先に回転バネとせん断バネが降伏し、MS の変形量は想定したよりも小さくなる。

回転バネとせん断バネの定数について柱軸力の変動による影響を考慮するため、1 階柱を図 4.4 のようにモデル化した建物フレームで増分解析を行った。柱脚には、鉄筋の拔出しをモデル化した仮想柱を設定しており、せん断バネは弾性としている。増分解析の外力分布は、 A_i 分布にもとづくものとし、R 階の水平変位が、建物高さの 1/50 に達するまで増分解析を行った。この結果を用いて、第 3 章の方法により回転バネとせん断バネの設定を行った。解析結果から得られる仮想柱と部材の荷重－変形関係および、軸力と柱脚の曲げモーメントの関係について図 4.4 に示している。側柱では、仮想柱と部材のせん断力－変形角関係が、鉄筋の降伏後に負剛性となる場合は、回転バネとせん断バネの変形は、鉄筋

が降伏した後は増加しないものとした。中柱の回転バネとせん断バネでは、わずかに軸力の変動が生じるため、左右の加力方向によって定数を変えた。回転バネの除荷時の剛性低下に関するパラメータは、長期軸力時の復元モーメント比 γ から求めた。

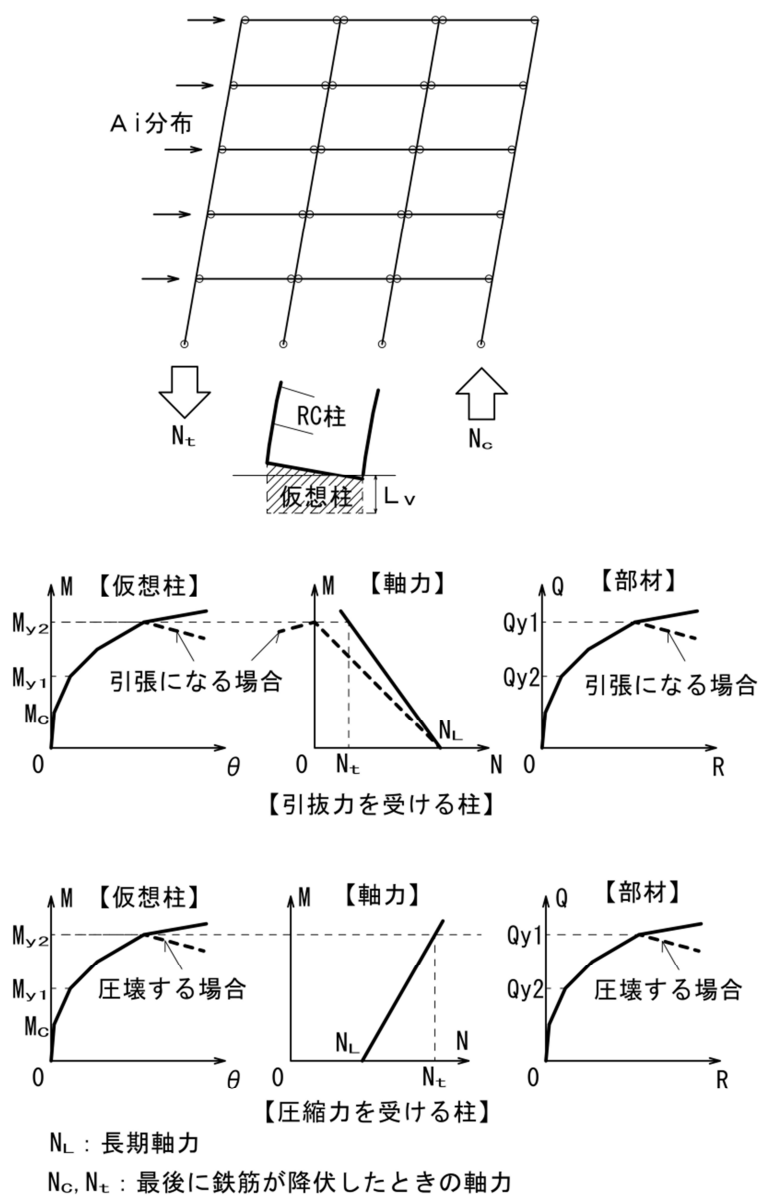


図 4.4 仮想柱と 1 階柱のせん断力－変形角関係

4.4 解析

4.4.1 解析方法

解析には、任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP を用いた。SNAP では、Newmark の β 法（平均加速度法）を用いて運動方程式の逐次数値解析を行う。Newmark の β 法では、時間関数の微分関係をパラメータ β で表す。

$$\{\Delta \ddot{X}\}_{t+\Delta t} = (1/2) \cdot \Delta t \cdot (\{\ddot{X}\}_t + \{\ddot{X}\}_{t+\Delta t}) \quad (4.2.a)$$

$$\{\Delta X\}_{t+\Delta t} = \Delta t \cdot \{\dot{X}\}_t + (1/2 - \beta) \cdot \Delta t^2 \cdot \{\ddot{X}\}_t + \beta \cdot \Delta t^2 \cdot \{\ddot{X}\}_{t+\Delta t} \quad (4.2.b)$$

ここに、 $\{\ddot{X}\}$ ：相対加速度ベクトル， $\{\dot{X}\}$ ：相対速度ベクトル

$\{X\}$ ：相対変位ベクトル， t ：時間， Δt ：時間間隔， β ：パラメータ

本解析では、パラメータ β の値は $1/4$ としている。 β を $1/4$ とすると、時間間隔の大きさにかかわらず無条件に安定な解を与える。 Δt が大きいと、位相遅れが生じる。本解析では、 Δt は、 $0.33 \times 10^{-3} \sim 1.0 \times 10^{-3}$ 秒としており、解析モデルの固有周期に対し十分小さい。

4.4.2 地震波

地震波（原波）および基準化した入力地震波の諸元を表 4.4 に示す。地震波は、El Centro NS, Taft EW, JM-Kobe NS, Hachinohe NS, BCJ-L2 の 5 波を用いた。従来型の建物にそれぞれの地震波を入力し、いずれかの層で最大層間変形角が $1/50\text{rad}$ となるように地震波を基準化した。改良型の建物には、従来型の解析で得られた倍率の地震波を用いた。

地震波を 2 回作用させる場合も、同じ倍率の地震波を用いた。1 回目の地震が終了して、約 30 秒間自由振動させたのちに 2 回目の地震波を作用させた。減衰は、梁と柱の部材を解析した時と同様に瞬間剛性比例型とし、減衰定数は 5.0% とした。

表 4.4 地震波の諸元

| 地震波 | 原波 | | | 倍率 | | 応答解析継続時間(s) | |
|--------------|--------|------|-------|-------|------|-------------|-----|
| | 最大加速度 | 最大速度 | 継続時間 | 5階建 | 12階建 | 1回 | 2回 |
| El Centro NS | 341.7 | 33.5 | 53.74 | 2.71 | 2.27 | 80 | 160 |
| Taft EW | 175.9 | 17.7 | 54.38 | 4.35 | 5.17 | 80 | 160 |
| Hachinohe NS | 229.65 | 34.1 | 50.98 | 2.3 | 1.94 | 80 | 160 |
| JMA-Kobe NS | 818.0 | 96.5 | 60 | 0.775 | 1.28 | 90 | 180 |
| BCJ-L2 | 355.66 | 57.4 | 119.9 | 1.145 | 0.91 | 150 | 300 |

最大加速度(cm/s^2), 最大速度(cm/s)

4.4.3 解析の手順

解析の手順を下記に示す。

- ① 部材のひび割れによる剛性の低下を考慮した、断面二次モーメントを計算する。
- ② 主筋の抜出しを想定した仮想梁の長さを求め、増分解析により得られた仮想梁の曲げモ

- ーメントと回転角の関係を用いて、回転バネにモデル化する。
- ③ 増分解析による梁部材のせん断力と部材角の関係を用いて、せん断バネのモデル化を行う。
 - ④ 建物フレームの部材の材端に塑性ヒンジをモデル化した MS を設定し、回転バネとせん断バネを組み込む。
 - ⑤ 建物フレームの 1 階柱の柱脚に仮想柱を設定し、 A_i 分布に基づく外力分布による増分解析を行う。
 - ⑥ フレームの増分解析から得られた、仮想柱の曲げモーメントと回転角の関係を用いて、柱脚部の主筋の抜出しによる、回転バネのモデル化を行う。
 - ⑦ フレームの増分解析から得られた、1 階柱のせん断力と部材角の関係を用いて、せん断バネのモデル化を行う。
 - ⑧ フレームに柱脚の回転バネとせん断バネを組み込み、従来型フレームについて任意の地震波で時刻歴応答解析を行う。
 - ⑨ 従来型フレームのいずれかの層で、最大層間変形角が $1/50\text{rad.}$ になるまで、解析と地震波のスケールリングを繰り返す。
 - ⑩ 従来型フレームの解析でスケールリングされた地震波を使い、改良型 I, II, III の解析を行う。
 - ⑪ 手順⑧でスケールリングされた地震波を 30 秒間隔で 2 回作用させた場合で解析を行う。

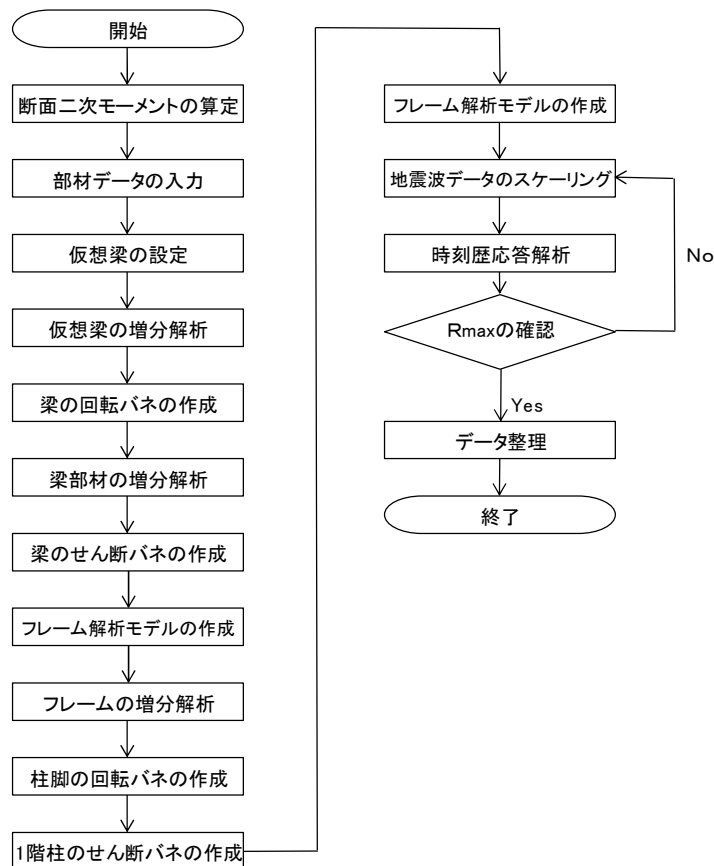


図 4.5 解析のフローチャート(従来型フレーム)

4.5 解析結果

4.5.1 残留層間変形角

(1) 地震波を1回、作用させた場合

図 4.6 に残留層間変形角 Rre の分布を示す。フレームと地震波によって、 Rre の解析結果は大きく異なる。5 階建と 12 階建では、 Rre が大きくなる地震波が異なっている。 Rre の分布の傾向は、地震波による影響が大きく、従来型で Rre が大きくなる場合は、改良型でも大きくなる傾向がある。従来型でいずれかの層の Rre が $1/800rad.$ を上回る地震波では、フレームの二次剛性による違いが明らかに生じており、二次剛性が大きいほど Rre が抑制される。従来型の Rre が $1/800rad.$ に達しない地震波では、従来型と改良型に明らかな差は生じず、二次剛性による影響も小さい。

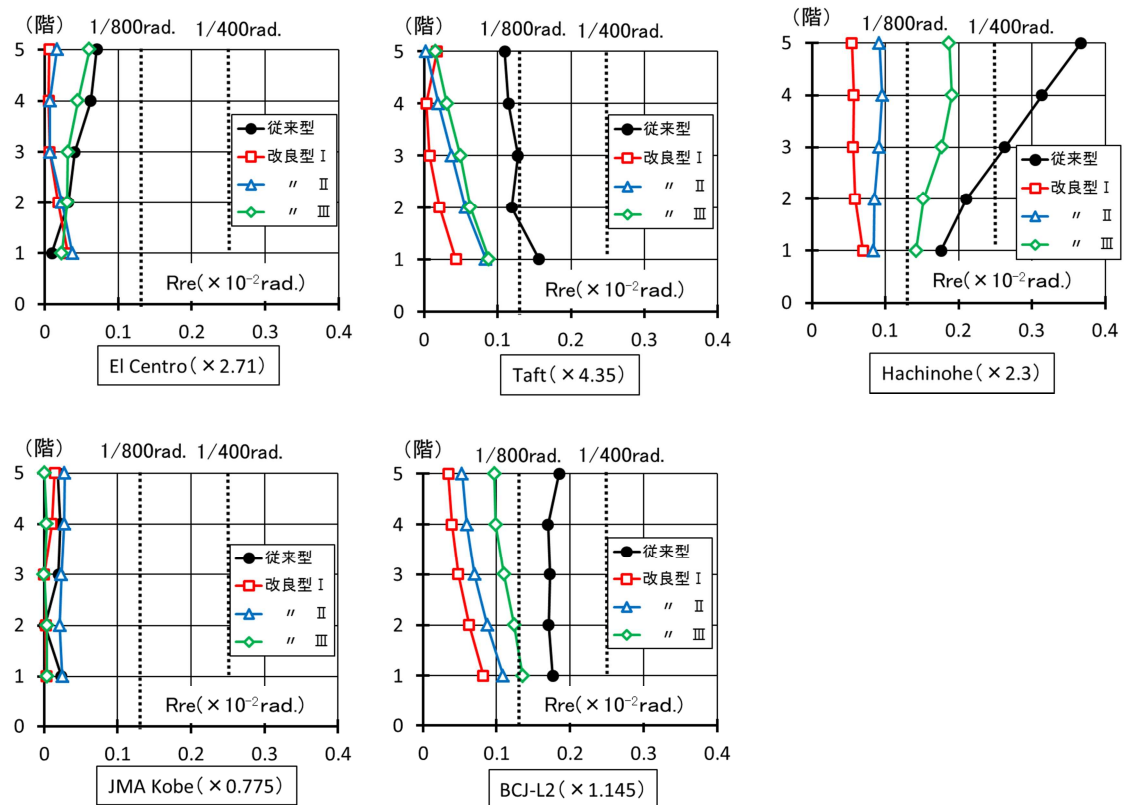


図 4.6(a) 各階の残留層間変形角 Rre の分布 (5 階建)

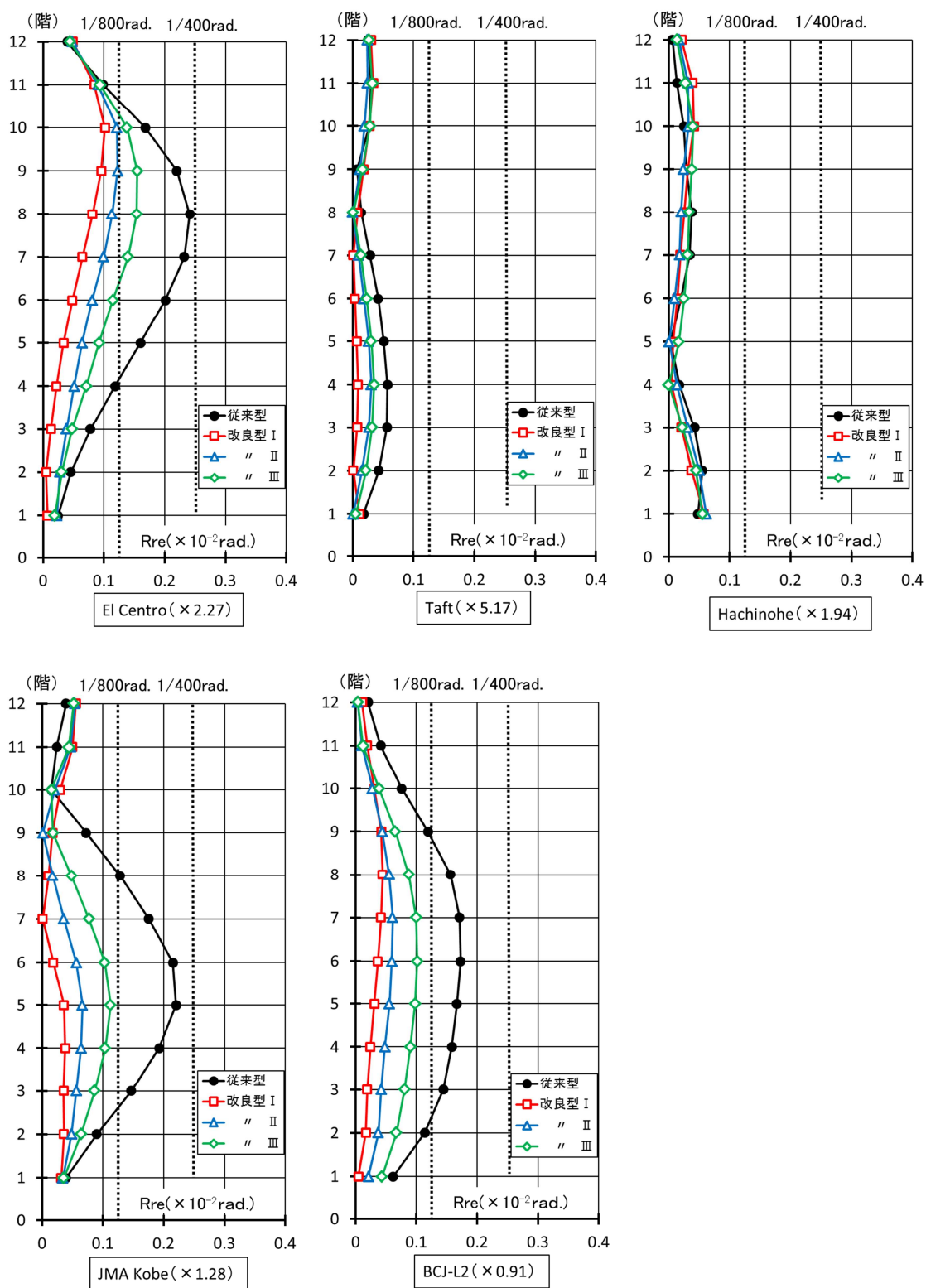


図 4. 6(b) 各階の残留層間変形角 Rre の分布 (12 階建)

層全体の残留層間変形角の最大値 fR_{re} を図 4.7 に示す。 fR_{re} が $1/400rad$.未滿では、建物には使用上および感覚的な問題は生じず、 $1/800rad$.未滿になると、ほぼ無視できる程度の変形である。

5 階建では、従来型の fR_{re} が Hachinohe 波で $1/400rad$.を超え、3 波で $1/800rad$.を超えた。改良型では、 fR_{re} が $1/400rad$.を超えた地震波は無かったが、改良型Ⅲでは $1/800rad$.を超えるケースがあった。従来型フレームでは、Hachinohe 波で、最大残留変形角が $1/272rad$.に達したが、改良型Ⅰ、改良型Ⅱ、改良型Ⅲでは、それぞれ 81%、74%、48%減少した。12 階建では、 fR_{re} はいずれのケースでも $1/400rad$.を超えなかった。従来型では 3 波で $1/800rad$.を超え、改良型Ⅲが El Centro 波のみで $1/800rad$.を超えた。従来型フレームでは、El Centro 波で、最大残留変形角が $1/414rad$.に達したが、改良型Ⅰ、改良型Ⅱ、改良型Ⅲでは、それぞれ 58%、49%、36%減少した。

層全体の残留層間変形角の平均値 avR_{re} を図 4.8 に示す。 avR_{re} でも梁の二次剛性の増加による残留変形の減少が確認できる。全体としての傾向は、 fR_{re} と同様である。5 階建の従来型では、Hachinohe 波で avR_{re} が $1/400rad$.を超えた。12 階では、 avR_{re} が $1/400rad$.に達したケースはなかった。

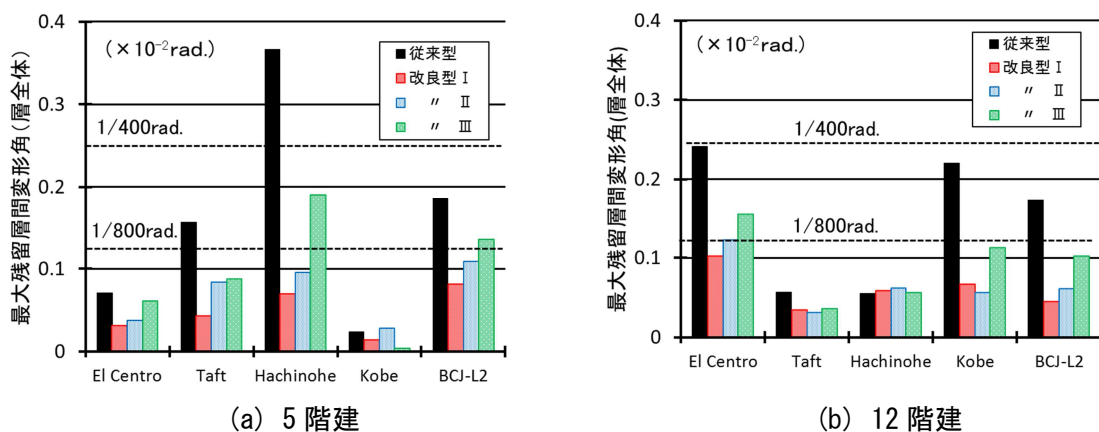


図 4.7 層全体の最大残留層間変形角 fR_{re}

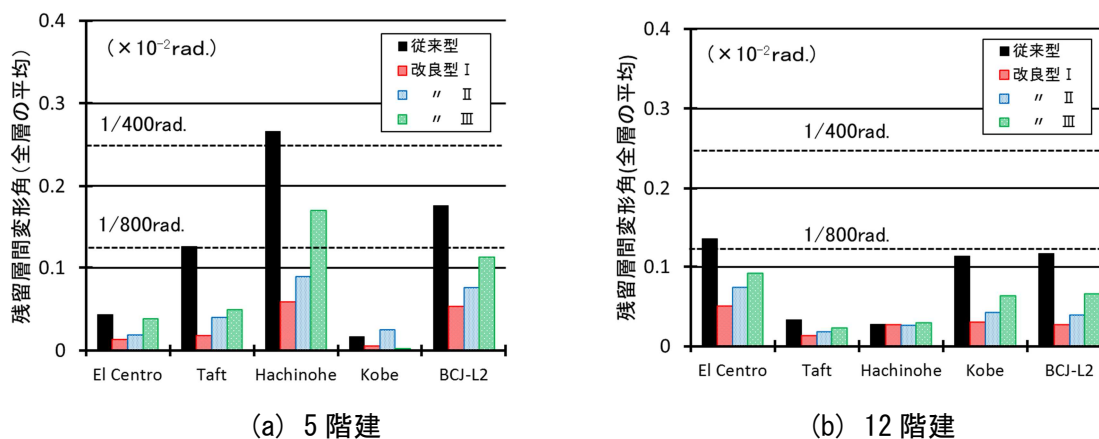


図 4.8 残留層間変形角の全層の平均値 avR_{re}

(2) 地震波を2回、作用させた場合

地震波を2回、作用させた時の残留層間変形角の最大値 $fRre$ を図4.9に示す。従来型と改良型に関係なく、 $fRre$ が2回目に増減するケースが観られた。特に12階建フレームがEl Centro波を受けた場合の減少幅が大きかった。

5階建の1回目から2回目の $fRre$ の最大の変動幅は、従来型で $-0.08 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 、改良型I、II、IIIでそれぞれ $0.062 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 、 $0.05 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 、 $0.04 \times 10^{-2} \text{rad.}$ となった。変動幅は、従来型で大きくなるが、わずかな違いしかなかった。二次剛性による明らかな違いは観られなかった。

12階建の1回目から2回目の $fRre$ の最大の変動幅は、従来型で $-0.152 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 、改良型I、II、IIIでそれぞれ $-0.032 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 、 $-0.07 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 、 $-0.09 \times 10^{-2} \text{rad.}$ となった。梁の二次剛性の増加に伴い、 $fRre$ の1回目からの変動幅が縮小する傾向がある。変動幅は、5階建の場合と同様にわずかであるが、いずれのフレームでもEl Centro波での変動幅が大きかった。

地震波を2回、作用させた時の層全体の残留層間変形角の平均値 $avRre$ を図4.10に示す。 $avRre$ についても $fRre$ の場合と同様に、梁の二次剛性の増加に伴い、 $avRre$ の変動幅もわずかであるが縮小する傾向が観られた。

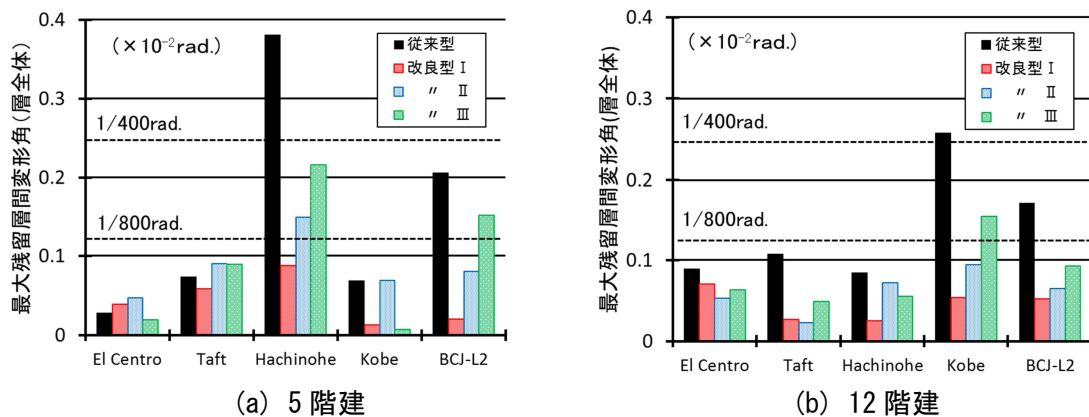


図 4.9 地震波が2回作用した時の層全体の最大残留層間変形角 $fRre$

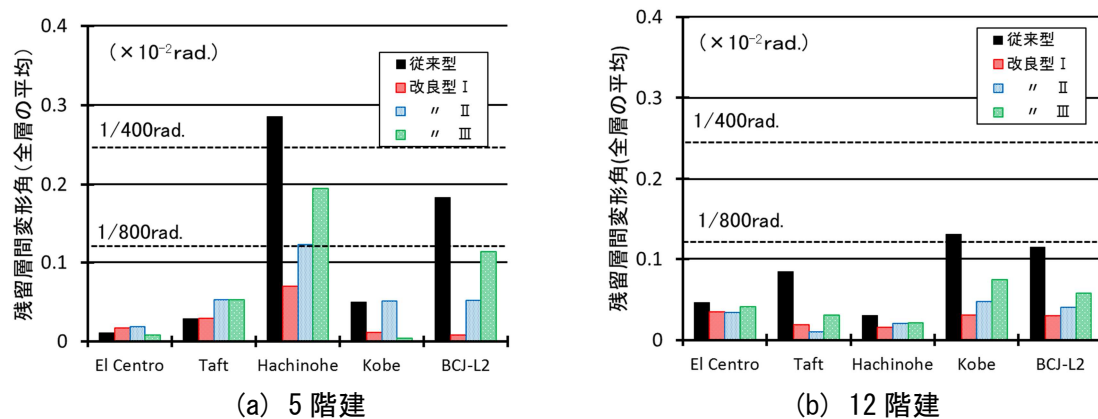


図 4.10 地震波を2回、作用させた時の最大残留層間変形角の全層の平均値 $avRre$

4.5.2 層間変形角の時刻歴

一般的な RC 建物の 1 次固有周期 T_1 は、 $0.02 \cdot h$ (h : 建物の高さ(m)) から略算できる。解析対象のフレームの 5 階建と 12 階建の T_1 は、それぞれ 0.36s および 0.85s となる。

一方、本解析では、フレームが純ラーメンであり、柱、梁部材は、ひび割れの発生による剛性の低下を見込んでいるため、通常の RC 建物に比べて、 T_1 は長くなっている。コンクリートと鉄筋のヤング係数は同値としているため、従来型と改良型では、 T_1 は同じ値となる。解析による初期の T_1 は、5 階建では 0.68s、12 階建では 1.52s であり、略算による T_1 の約 2 倍となった。

図 4.11 に地震応答後の 1 次固有周期 T_1 を、地震波とフレームのタイプ別に示す。地震後の T_1 は、地震波を入力した後のフレームの自由振動の波形から求めている。いずれのケースでも、地震後の T_1 は従来型が最も長く、梁の二次剛性が大きくなるほど短くなる。これは、梁の回転バネと、せん断バネの復元力特性の違いによる。従来型フレームでは、自由振動時の梁のせん断すべりの影響により、改良型に比べて剛性が低くなる。改良型は、梁上端の高強度鉄筋の割合に関係なく、せん断すべりは抑制され、改良型 I と改良型 III では、地震後の剛性に大きな差は生じない。

層全体で最大となる最大層間変形角 fR_m が生じる層について、従来型と改良型 I のフレームの層間変形角の時刻歴を図 4.12 に示す。従来型と改良型 I では、同じ層で fR_m が生じている。図中に fR_m および fR_m が生じたときの時刻を示している。地震波別に比較すると、従来型と改良型 I では、ほとんどのケースで同時刻に最大応答変位に達する。

しかし、5 階建では Kobe 波で、12 階建では Hachinohe 波で、改良型 I が従来型よりも後に最大応答変位が生じている。この時の fR_m は、改良型 I が従来型を上回っている。これは、地震応答の途中で従来型と改良型の 1 次固有周期に差が生じたことにより、改良型と従来型の応答値にも差が生じたためである。12 階建に Hachinohe 波が作用した場合、地震後の 1 次固有周期は従来型と改良型 I で、それぞれ 3.64s と 2.84s となる。Hachinohe 波の卓越周期は、減衰が 5% の場合、2.6s 程度となる。改良型 I の地震後の 1 次固有周期と Hachinohe 波の卓越周期が近いため、従来型よりも応答変位が大きくなったものと考えられる。

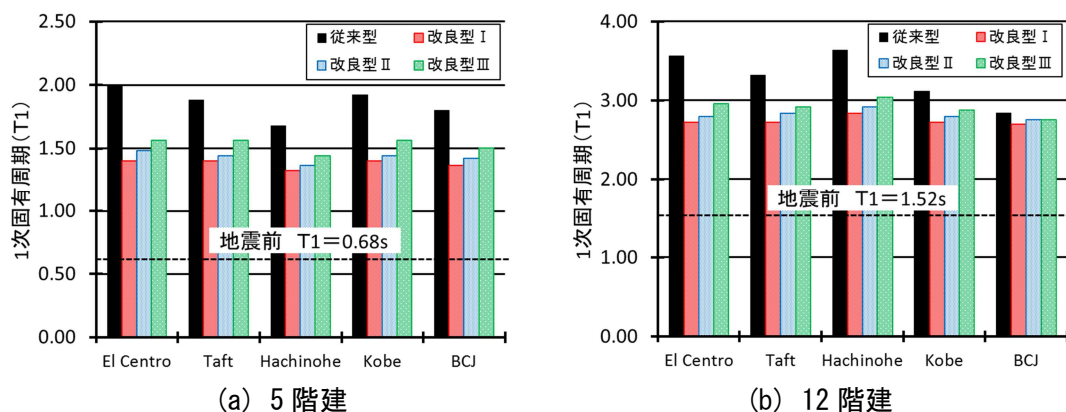


図 4.11 地震応答後の 1 次固有周期

同じ形状の従来型と改良型のフレームに、一方向の加速度を瞬間的に与えた場合、入力するエネルギーは同じになるため、二次剛性を有する改良型フレームの方が変形は小さくなる。しかし、地震波による時刻歴応答解析を行った場合、解析の途中で従来型と改良型フレームに固有周期の差が生じるため、改良型フレームの変形角が従来型を上回る場合がある。

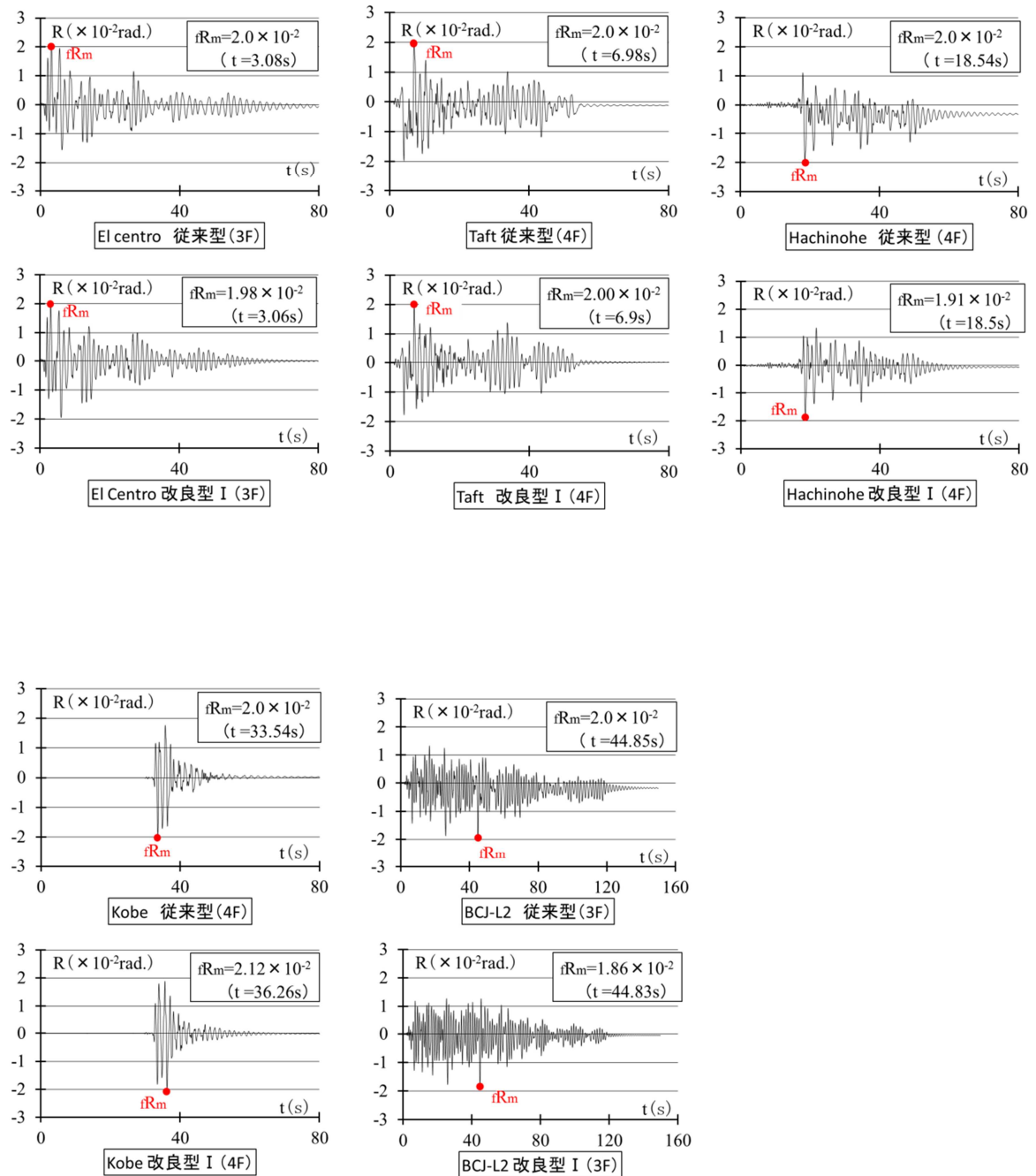


図 4.12(a) 層間変形角の時刻歴 (5 階建)

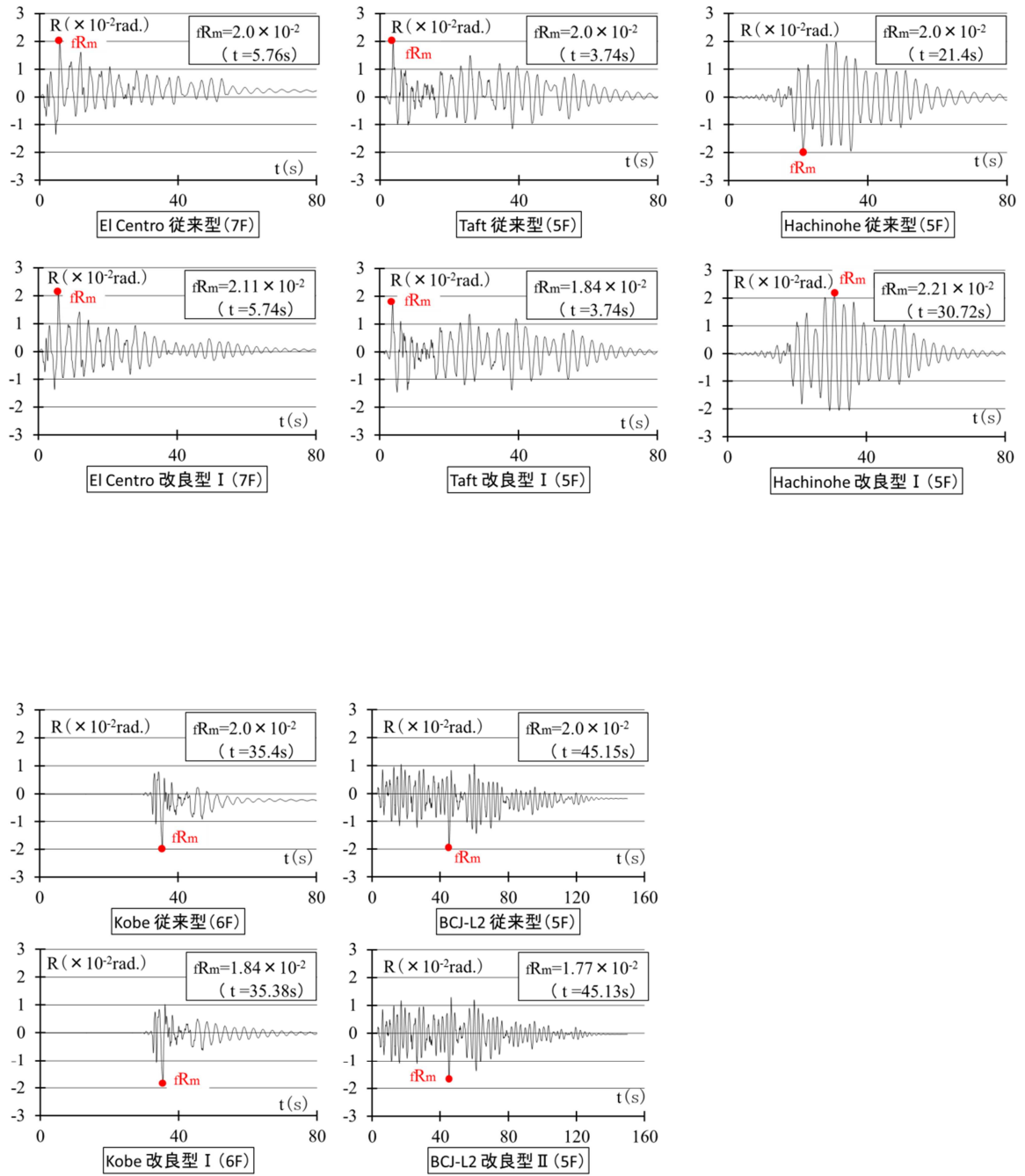


図 4.12 (b) 層間変形角の時刻歴 (12 階建)

4.5.3 最大層間変形角

(1) 地震波を1回、作用させた場合

最大層間変形角 R_m の分布を図 4.13 に示す。各地震波名の隣の数値は、従来型フレームでいずれかの層が $1/50\text{rad.}$ に達した時の各地震波の倍率を示している。すべてのケースで梁降伏型の崩壊形となっているが、12 階建の上層部では、部材は弾性を保っている。

従来型と改良型で地震波による分布の傾向に大きな違いは観られない。5 階建では、3 層から 4 層の R_m が大きくなっており、12 階建では 5 層から 7 層にかけて R_m が大きい。5 階建では BCJ-L2 で、12 階建では Hachinohe で従来型と改良型の差が比較的大きい。これらの地震波では、梁の二次剛性比によって R_m の大きさが変化している。

層全体で最大となる最大層間変形角 fR_m を、建物と地震波別で比較し、図 4.14 に示す。従来型の fR_m はすべて 0.02rad. である。従来型と改良型 I で fR_m の差が最も大きく、梁の二次剛性比が小さくなるほど、改良型の fR_m は従来型に近づく。5 階建では、改良型 I の fR_m が、Kobe 波で従来型を 6% 上回った。その他のケースでは、改良型は従来型とほぼ等しいか、従来型を下回った。改良型 I, II, III の fR_m は、それぞれ従来型の 0.94~1.06 倍、0.92~1.0 倍、0.95~0.99 倍となった。12 階建では、5 階建よりも、地震波と建物のタイプによる fR_m への影響が大きい。改良型の fR_m は、El Centro 波と Hachinohe 波で、従来型を上回り、Hachinohe 波では、改良型 I は、従来型を 11% 上回った。改良型 I, II, III の fR_m は、それぞれ従来型の 0.89~1.11 倍、0.93~1.06 倍、0.95~1.06 倍となった。

最大層間変形角 R_m の層全体の平均値 avR_m を、建物と地震波別で比較し、図 4.15 に示す。5 階建では、従来型の avR_m は $1.67\sim1.78\times 10^{-2}\text{rad.}$ となった。

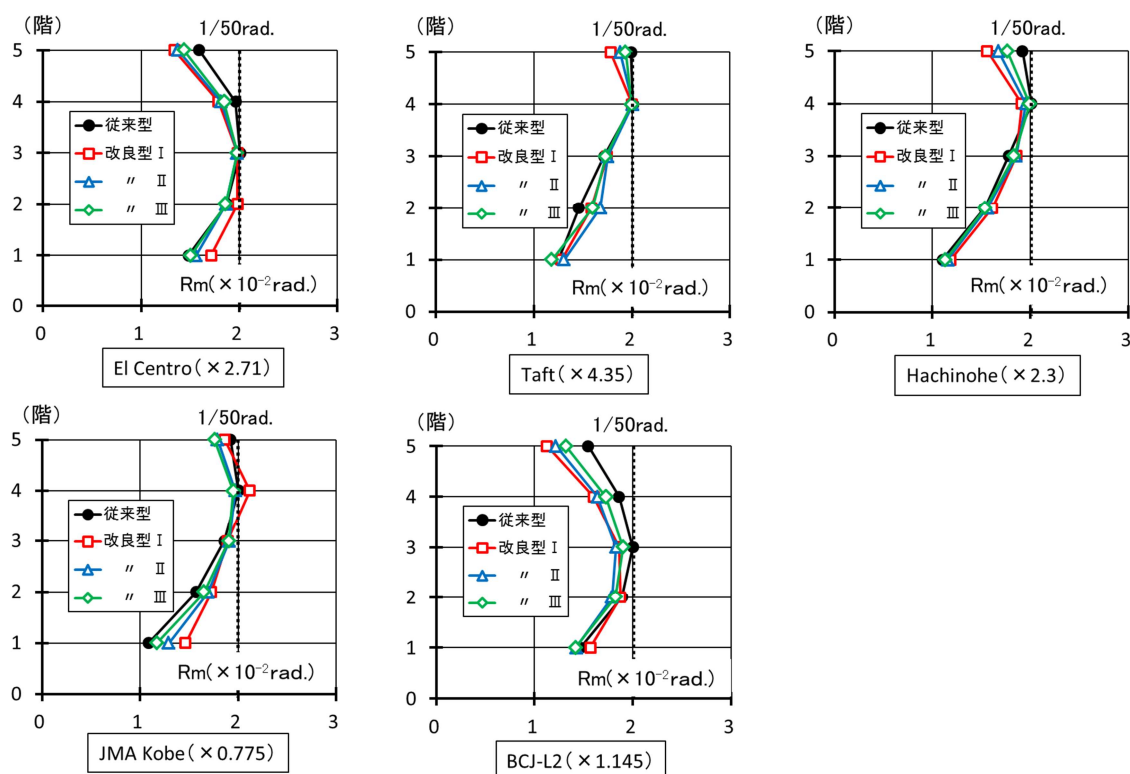


図 4.13(a) 各階の最大層間変形角 R_m の分布 (5 階建)

改良型 I の $avRm$ が、Kobe 波で、従来型を 7% 上回った。改良型 I, II, III の $avRm$ は、それぞれ従来型の 0.92~1.07 倍, 0.90~1.03 倍, 0.93~1.00 倍となった。12 階建では、従来型の $avRm$ は $1.22 \sim 1.41 \times 10^{-2} \text{rad.}$ となった。改良型 I の $avRm$ は、Hachinohe 波で、従来型を 21% 上回った。改良型 I, II, III の $avRm$ は、それぞれ従来型の 0.96~1.21 倍, 0.98~1.13 倍, 0.99~1.08 倍となった。層全体で最大となる最大層間変形角 fRm の場合と同様、改良型の $avRm$ は、梁の二次剛性比が小さいほど従来型に近づく傾向がある。

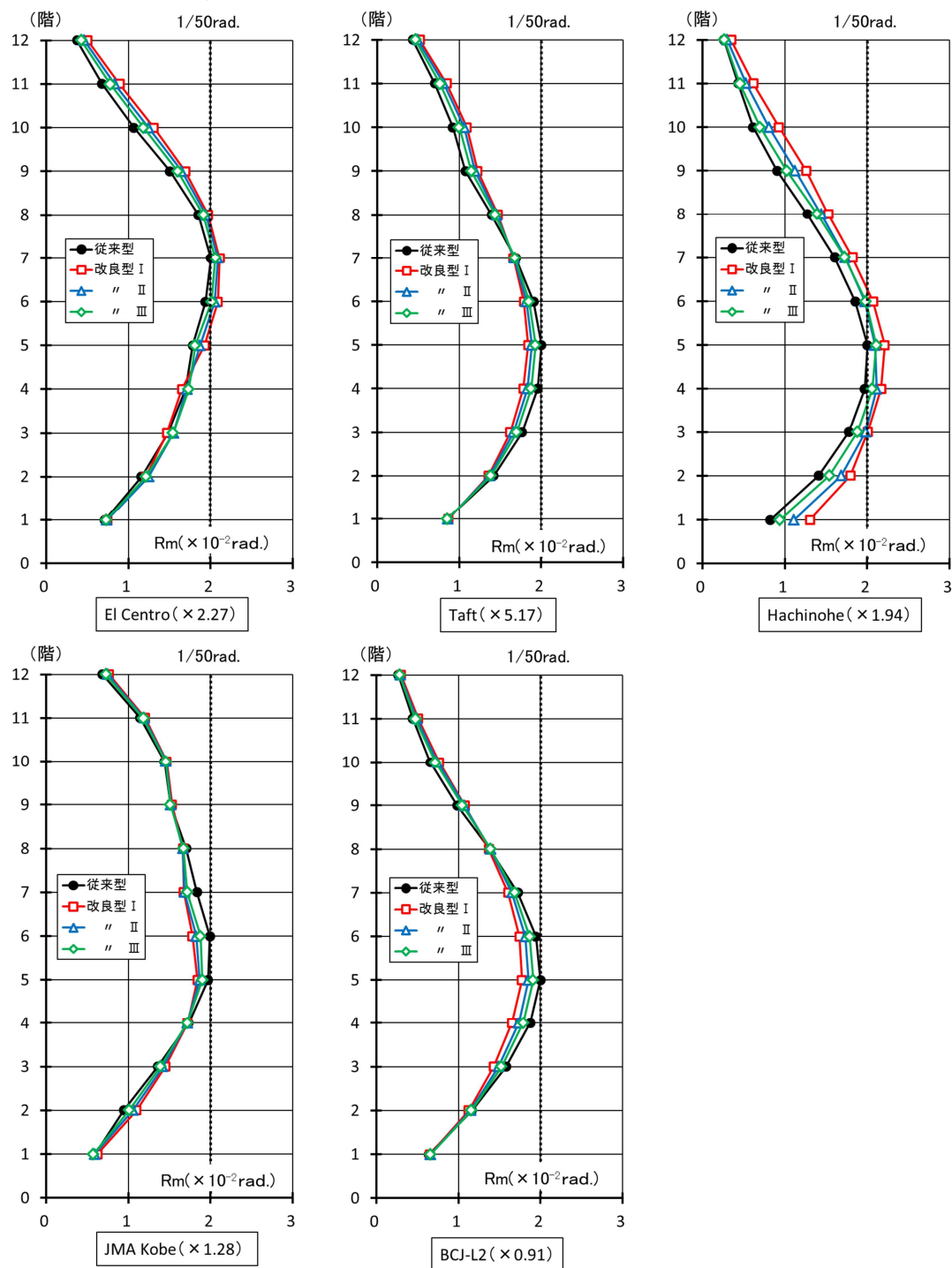


図 4.13(b) 各階の最大層間変形角 Rm の分布 (12 階建)

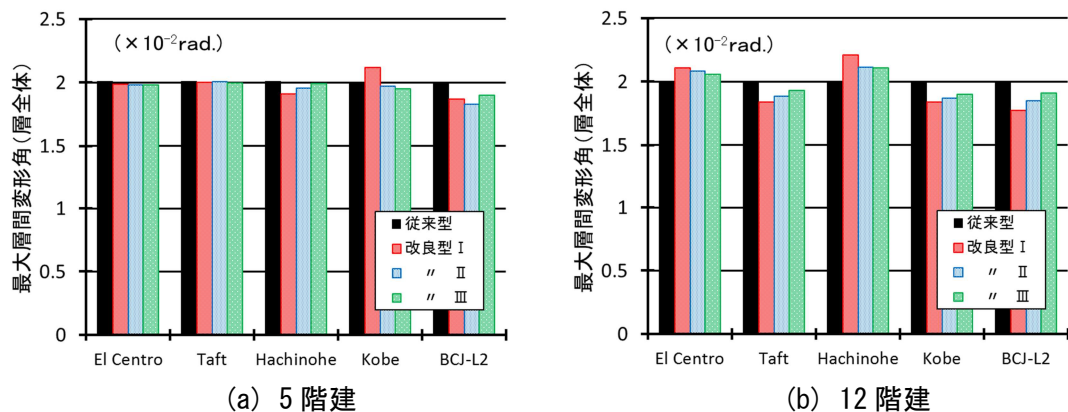


図 4.14 層全体の最大層間変形角 fR_m

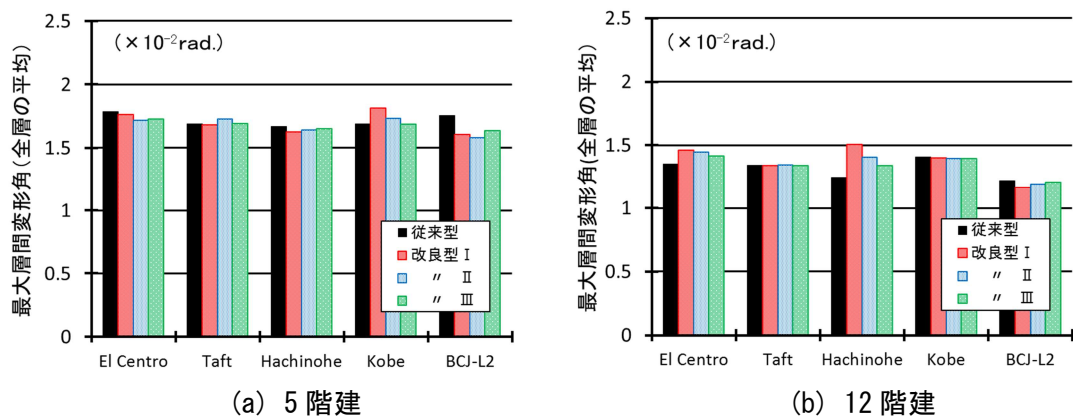


図 4.15 最大層間変形角の全層の平均値 avR_m

(2) 地震波を 2 回、作用させた場合

地震波を 2 回、作用させた時の、層全体で最大となる最大層間変形角 fR_m を建物と地震波別で比較し図 4.16 に示す。地震波が 2 回作用した場合、地震波によっては、 fR_m が 1 回目と変わらないケースが半分ほどある。1 回目よりも 2 回目の方が大きくなる場合、従来型では、大幅に増加するケースがあったものの、改良型では従来型ほど大きな変化は観られなかった。

5 階建では、従来型の fR_m は、Taft 波で 1 回目よりも 2 回目では大きく増加し、 $2.79 \times 10^{-2} \text{ rad.}$ となった。Hachinohe 波と BCJ-L2 波では、 fR_m は、いずれのフレームでも 1 回目からの増加は観られなかった。改良型 I, II, III の fR_m は、それぞれ従来型の 0.76~1.01 倍、0.74~0.99 倍、0.77~0.99 倍となった。また、従来型に比べて改良型の方が、1 回目からの増加率が抑えられる傾向があった。12 階建では、5 階建ほど fR_m が極端に増加したケースは観られない。El Centro 波と Hachinohe 波と BCJ-L2 では、いずれの建物でも fR_m の増加は観られなかった。改良型 I, II, III の fR_m は、それぞれ従来型の 0.89~1.11 倍、

0.90～1.07 倍, 0.95～1.03 倍となった。従来型と改良型の 1 回目からの増加率に大きな差はない。

地震波を 2 回, 作用させた時の, 最大層間変形角の層全体の平均 $avRm$ を, 建物と地震波別で比較し図 4.17 に示す。5 階建では, BCJ-L2 でいずれのフレームでも $avRm$ の増加は生じなかった。改良型 I, II, III の $avRm$ は, それぞれ従来型の 0.85～1.07 倍, 0.83～1.04 倍, 0.83～1.00 倍となった。従来型に比べて改良型の方が, 全体的に 1 回目からの増加率がわずかに抑えられた。12 階建では, BCJ-L2 波でいずれの建物にも $avRm$ の増加は生じなかった。改良型 I, II, III の $avRm$ は, それぞれ従来型の 0.92～1.15 倍, 0.93～1.09 倍, 0.96～1.05 倍となった。5 階建と同様に従来型に比べて改良型の方が, 全体的に 1 回目からの増加率がわずかに抑えられる傾向がある。

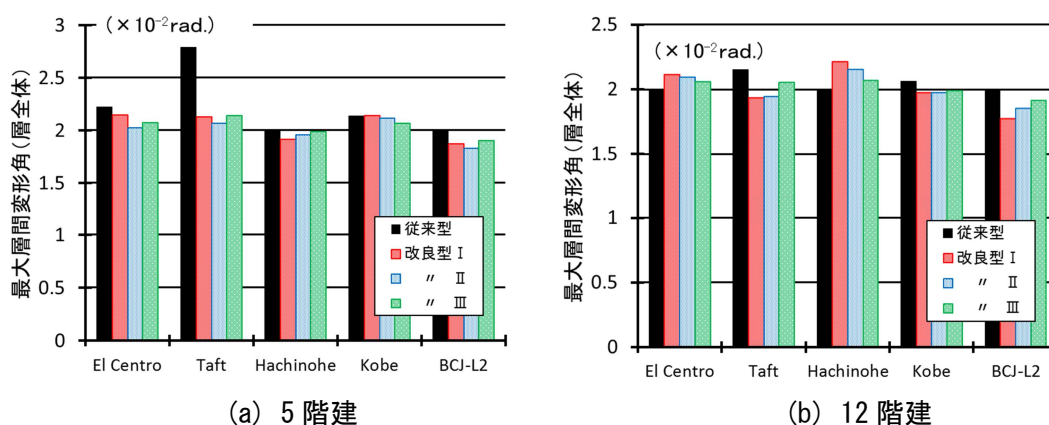


図 4.16 地震波を 2 回, 作用させた時の層全体の最大層間変形角 fRm

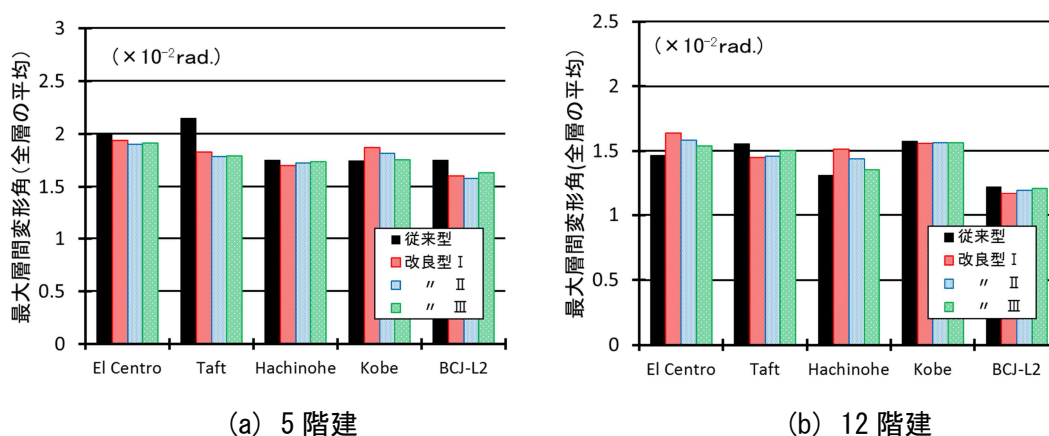


図 4.17 地震波を 2 回, 作用させた時の最大層間変形角の全層の平均値 $avRm$

4.5.4 層せん断力係数

(1) 地震波を1回、作用させた場合

層せん断力係数 C_i の分布を図4.18に示す。建物と地震波に関係なく、従来型フレームの C_i が最も小さく、梁の二次剛性が大きいほど、 C_i は大きくなる傾向がある。 C_i の大きさは、最大層間変形角や残留層間変形角に比べて、二次剛性による影響が明確に表れている。5階建は、12階建に比べて、二次剛性による C_i への影響が大きくなっている。

ベースシア係数 C_o をフレームと地震波別に比較し図4.19に示す。5階建では、従来型の C_o に比べて、改良型Ⅰ、Ⅱ、Ⅲではそれぞれ、1.07～1.33倍、1.07～1.23倍、1.02～1.12倍となった。El Centro波で、改良型Ⅰ、改良型Ⅱ、改良型Ⅲでそれぞれ33%、23%、12%、従来型よりも増加した。12階建では、従来型の C_o に比べて、改良型Ⅰ、Ⅱ、Ⅲの C_o はそれぞれ、0.99～1.35倍、0.99～1.22倍、0.99～1.12倍となった。Hachinohe波で、改良型Ⅰ、改良型Ⅱ、改良型Ⅲでそれぞれ35%、22%、12%、従来型よりも増加した。従来型に対する改良型の C_o の倍率の範囲は、5階建と12階建でほとんど変わらなかった。

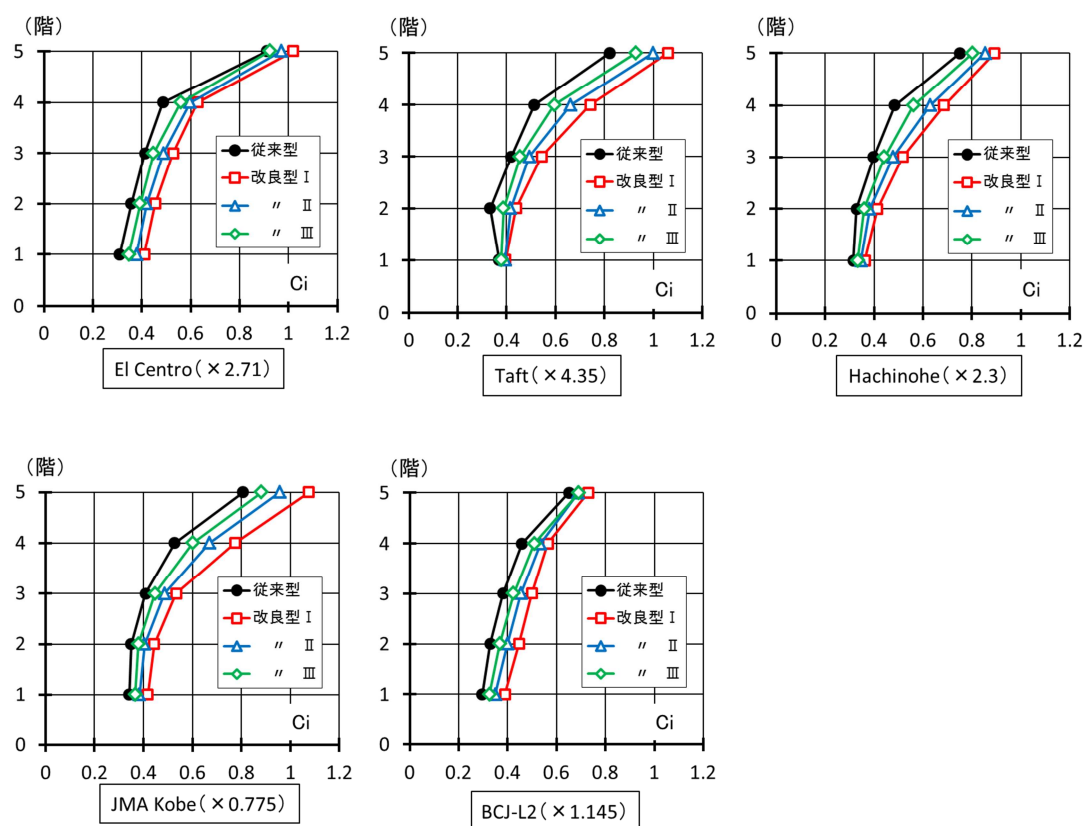


図4.18 (a) 各階の層せん断力係数 C_i の分布 (5階建)

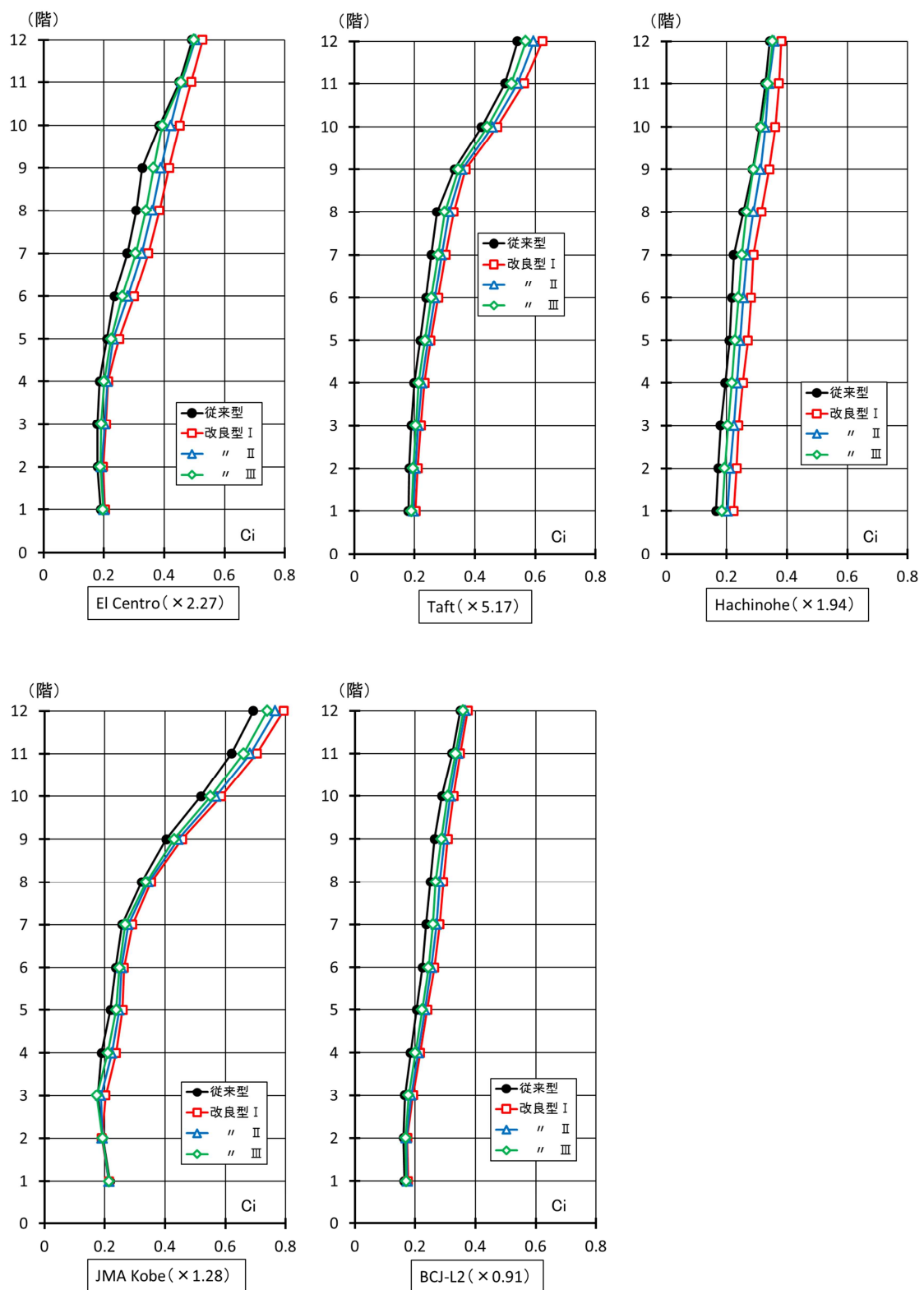


図 4. 18(b) 各階の層せん断力係数 C_i の分布(12 階建)

層せん断力係数 C_i の平均値を地震波別に図 4.20 に示す。5 階建では、従来型の C_i の平均値に比べて、改良型 I, II, IIIではそれぞれ, 1.23~1.33 倍, 1.15~1.21 倍, 1.08~1.12 倍となった。12 階建では、従来型の C_i の平均値に比べて、改良型 I, II, IIIの C_i はそれぞれ, 1.12~1.24 倍, 1.09~1.13 倍, 1.05~1.07 倍となった。 C_i の平均値について、従来型に対する改良型の倍率は、 C_o の場合と大きくは変わらなかった。

(2) 地震波を 2 回、作用させた場合

地震波を 2 回、作用させた時のベースシア係数 C_o を図 4.21 に示す。5 階建では、従来型の C_o に比べて、改良型 I, II, IIIではそれぞれ, 1.12~1.33 倍, 1.06~1.23 倍, 1.02~1.12 倍となった。12 階建では、従来型の C_o に比べて、改良型 I, II, IIIではそれぞれ, 1.0~1.25 倍, 1.0~1.16 倍, 1.0~1.07 倍となった。従来型に対する改良型の C_o の倍率は、地震波が 1 回作用した場合に比べ大きく変わることはなかった。

地震波を 2 回、作用させた時の層せん断力係数 C_i の平均値を地震波別に図 4.22 に示す。5 階建では、従来型の C_i の平均値に比べて、改良型 I, II, IIIではそれぞれ, 1.22~1.32 倍, 1.15~1.22 倍, 1.07~1.13 倍となった。12 階建では、従来型の C_i の平均値に比べて、改良型 I, II, IIIではそれぞれ, 1.13~1.26 倍, 1.09~1.16 倍, 1.06~1.08 倍となった。

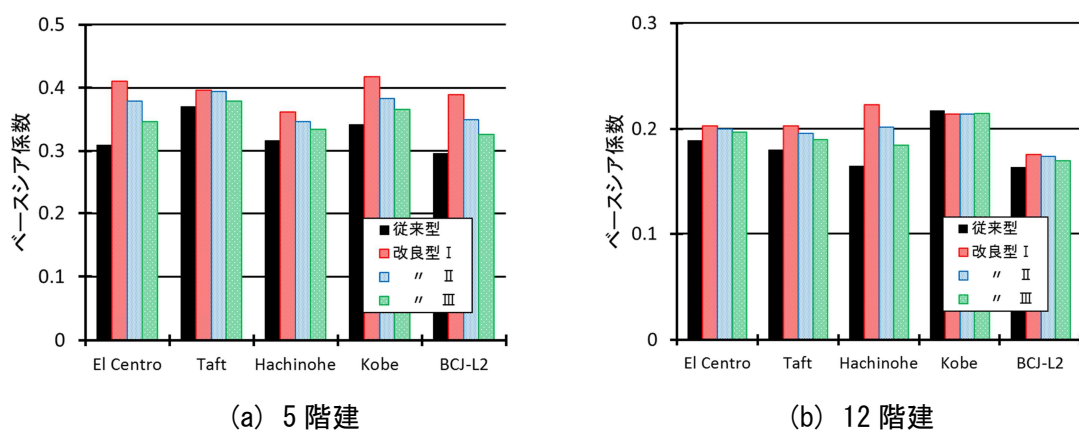


図 4.19 ベースシア係数 C_o

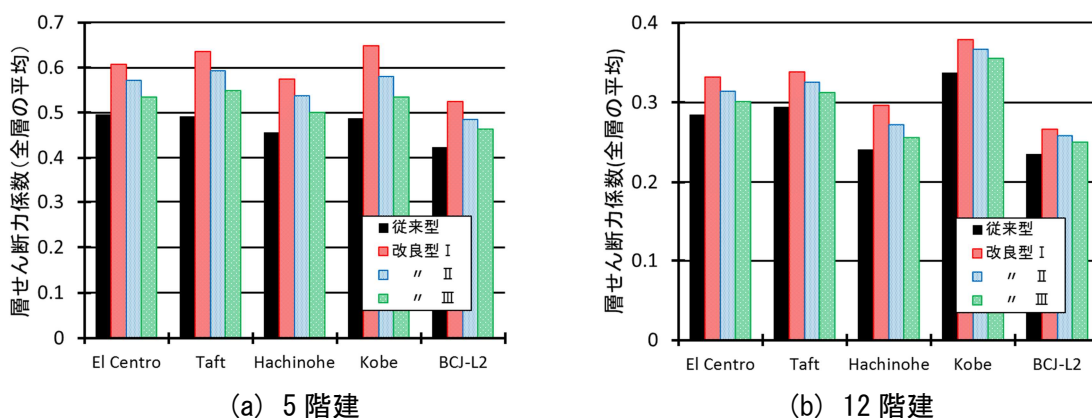


図 4.20 層せん断力係数 C_i の全層の平均

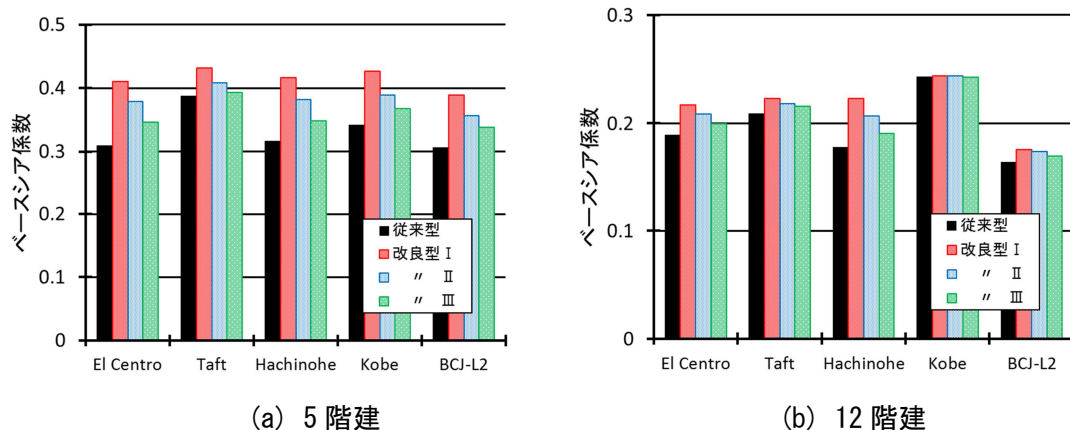


図 4.21 地震波を 2 回、作用させた時のベースシア係数 C_o

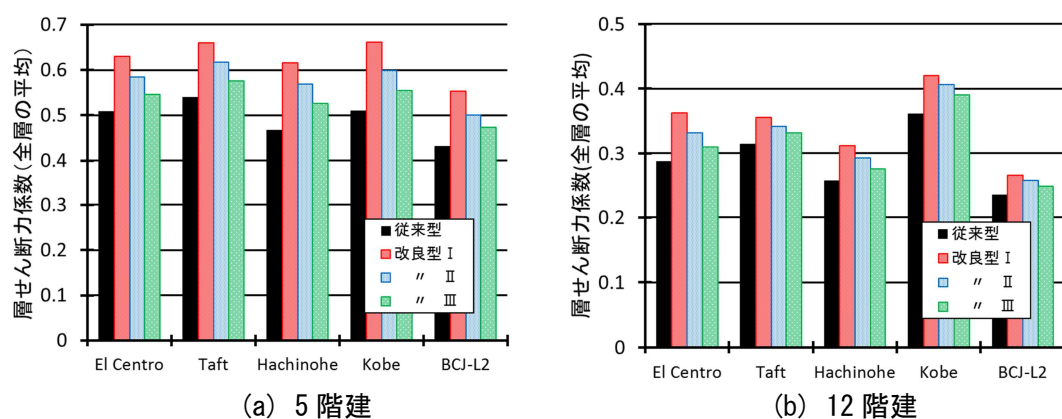


図 4.22 地震波を 2 回、作用させた時の層せん断力係数 C_i の全層の平均

4.6 まとめ

梁の上端に高強度鉄筋を用いることにより、地震後の残留変形を抑制することを目的とした改良型の RC フレームについて時刻歴応答解析を行い、普通鉄筋のみを使用した従来型の解析結果と比較した。さらに、地震波が 2 回作用した場合についても検討を行った。

- 1) 残留層間変形角 R_{re} の分布は、フレームのタイプと地震波の種類によって、大きく異なる。二次剛性による R_{re} の抑制効果が明らかに観られ、改良型 I では、 R_{re} が $1/800\text{rad}$ を超えることはなかった。従来型では、フレーム内で最大となる残留変形角 fR_{re} が目標値の $1/400\text{rad}$ を超えるケースがあったが、改良型ではいずれも $1/400\text{rad}$ を超えることはなかった。従来型では、5 階建の Hachinohe 波のケースで、 fR_{re} が $1/400\text{rad}$ を超えたが、高強度鉄筋の割合の最も少ない改良型 III でも、 fR_{re} は従来型の $1/2$ 程度に抑制された。地震波を 2 回与えた場合は、 R_{re} が極端に増加することは無く、 R_{re} が小さくなる場合もあった。 R_{re} の変動幅では、二次剛性が高くなるほど小さくなる傾向が観られたが、差は小さかった。しかし、12 階建の El Centro 波のケースでは、二次剛性に関係なく減少幅が大きかった。地震波によっては、2 回目に大きく増加するケースも考えられ

る。

- 2) 最大層間変形角 R_m については、地震波によって異なるものの、従来型と改良型で大きな差は観られなかった。全層で最大となる最大層間変形角 fR_m を従来型と改良型と比較すると、5 階建の改良型 I, II, III で、それぞれ従来型を、平均で 1.5%, 2.9%, 2.2% 下回った。12 階建の改良型 I, II, III では、それぞれ従来型を、平均で 2.2%, 2.0%, 0.9% 下回った。地震波を 2 回与えた場合でも、従来型と改良型に大きな差は観られなかった。
- 3) 層せん断力係数 C_i は、フレームの二次剛性の影響が明確に表れた。建物と地震波に係なく、従来型フレームの C_i が最も小さく、梁の二次剛性が大きいほど、 C_i は大きくなる傾向がある。ベースシア係数 C_o について従来型と改良型で比較すると、5 階建の改良型 I, II, III で、それぞれ従来型を、平均で 21%, 14%, 8% 上回った。12 階建では改良型 I, II, III で、それぞれ従来型を、平均で 12%, 8%, 5% 上回った。地震波を 2 回作用させた場合では、従来型と改良型の比率に大きな変化は生じなかった。
- 4) 梁の上端筋をすべて高強度鉄筋とした改良型 I の場合、残留層間変形角は、ほぼ零に抑制されるが、従来型に比べてベースシア係数が 30% 以上、上昇するケースがある。上端筋の 25% を高強度鉄筋とした改良型 III では、残留変形が $1/800\text{rad}$ を超えるケースがあるが、ベースシア係数は従来型に比べて最大でも 12% の上昇にとどまった。第 2 章で述べたように、提案した梁の解析モデルによる解析値は、実験値を過小評価している。改良型 III でも残留変形の抑制が十分でない可能性がある。梁の上端の一部に高強度鉄筋を使用した改良型梁の解析モデルについて、さらに検討が必要である。

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) 山田直樹, 塩屋晋一, 佐々木泉: 損傷と残留変形を抑制する RC 柱の残留変形角の評価, コンクリート工学年次論文集, vol.32, No.2, pp.127-132, 2010.7
- 3) 川添敦也, 塩屋晋一: 残留変形抑制機構を部材に内蔵する鉄筋コンクリート造建物の時刻歴応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, pp.31-36, 2014.7
- 4) 阿部友樹, 塩屋晋一, 岡崎駿也: 残留変形抑制機構を内蔵する高性能 R C 梁の開発に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.205-210, 2013.7
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算資料集, 2001
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説, 2004
- 7) 榊構造システム: SNAP Ver.6 テクニカルマニュアル

第5章 結論

大地震後も鉄筋コンクリート（以後、RC）造建築物を継続して使用するためには、部材の損傷防止だけではなく、残留変形の抑制も重要である。地震時に最大層間変形角が $1/50\text{rad}$ に達しても、地震後の残留変形が $1/400\text{rad}$ 未満に抑制される RC 造建物の開発を目指している。提案する設計法により、これまでの免震・制震構造に比べ極めて簡便な方法で、地震後の残留変形を抑制できる可能性がある。

RC 梁の上端に高強度鉄筋を配筋することにより、RC 梁のせん断力と変形角の関係に二次剛性を持たせることができる。このような改良型の梁をフレームに適用することにより、制震構造と同様の履歴特性を持たせることができる。一方、地震動により塑性化し、変形した柱脚は、残存振動と長期軸力による復元モーメントによって、変形を元の状態に戻すことができる。この時の復元モーメントは、柱脚の降伏曲げモーメントに対して、一定の割合以上が必要である。

RC 部材の残留変形を適切に評価するため、実験結果に基づいた解析モデルを提案した。さらに、これらの解析モデルを平面 RC フレームに適用し、5 つの地震波による時刻歴応答解析を行った。RC 梁の上端筋をすべて高強度鉄筋とすると、すべて普通鉄筋を用いた場合に比べて、大変形時に生じる梁端の曲げモーメントが大きくなる。その結果、柱に作用するせん断力が大きくなり、柱のせん断設計が困難になる可能性がある。従って、RC 梁の上端筋に対する高強度鉄筋の割合を段階的に減少させたフレームについても解析を行い、従来型のフレームと比較を行った。RC 梁の履歴特性における二次剛性は、RC フレームの残留変形の抑制に極めて有効であり、二次剛性が大きくなるほど残留変形が抑制されることを明らかにした。また、二次剛性が大きくなることによる、最大層間変形角および層せん断力への影響についても検討を行った。

5.1 解析モデルと解析結果

(1) 鉄筋コンクリート梁に関する成果

RC 梁のせん断力－変形角関係を適正に評価するための解析モデルを、実験結果に基づいて提案した。塑性ヒンジをマルチスプリング、接合部からの主筋の拔出しによる材端の回転を回転バネ、せん断すべりによる変形をせん断バネでモデル化した。応答解析は、梁端部に 10t の質点を設け、 0.1 秒間、加速度を与えることによって行った。目標の変形角となるように加速度データの調整を繰り返し、実験と同様の変位履歴となるように加速度データを連続させた。

解析結果を、実験結果と比較し考察を行った。解析モデルは、実験によるせん断力－変形角関係を全般的に精度良く評価した。せん断力－変形角関係の外ループの形状は実験結果と概ね一致した。実験では、高強度鉄筋の割合の増加に伴って二次剛性が増加し、残留変形が減少する傾向があるが、解析でも同様の結果が得られた。残留変形角については、解析値は実験値を過小評価する場合があった。特に、H-No.3 では解析値は実験値の半分程

度となったが、加力方法の違いが影響しているものと考えられる。全体の変形に占める、曲げ、せん断、鉄筋の拔出しによる変形の割合は、一般的な梁の実験結果に対して大きな差は無かった。解析によるエネルギー吸収量は、実験値を 10～20%程度下回った。

(2) 鉄筋コンクリート柱に関する成果

RC 柱のせん断力－変形角関係を適正に評価するための解析モデルを、実験結果に基づいて提案した。RC 梁と同様に塑性ヒンジをマルチスプリング、基礎からの主筋の拔出しによる柱脚の回転を回転バネ、せん断すべりによる変形をせん断バネでモデル化した。復元モーメント比 γ は、柱の残留変形の大きさを決定する重要な係数である。回転バネの復元力特性のパラメータおよび、せん断バネの剛性は、 γ を使って定義した。解析モデルは、試験体の柱脚から反曲点までを取り出した片持ち柱とした。解析は、試験体柱の反曲点の位置に 20t の質点を設け、0.1 秒間、加速度を与えることによって行った。目標の変形角となるように加速度データの調整を繰り返した。梁の場合と異なり、柱の実験ではサイクルごとに軸力を変化させている。解析では、軸力を変動させることは困難なため、一定の軸力の下で解析を行った。また、繰り返し加力による影響を考慮するため、解析対象の区間の直前の履歴、すなわち直前の正負のピークを経験させてから対象区間の解析を行った。

解析結果を、実験結果と比較し考察を行った。解析モデルは、実験によるせん断力－変形角関係を精度良く評価した。実験では、 R_{max} が大きくなるほど R_{re} が増大し、復元モーメント比 γ が大きくなるほど R_{re} は抑制される。また、復元モーメント比 γ が 0.4 未満では、 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。これらの傾向は、解析でも再現できた。実験では、正加力側の残留変形が負側よりも大きくなったが、解析ではほぼ同等になった。実験では、正加力側の加力回数が多かったため、残留変形が正側に偏ったものと考えられる。解析では解析対象の区間の直前の履歴から解析を行っているため、加力の履歴による影響が十分考慮されていないが、正側と負側を平均すると、解析値と実験値には大きな差はなかった。解析プログラムのパラメータの制限や軸力変動を考慮していないことにより、解析は実験の過程を十分に再現できているとは言えない。しかし、復元モーメント比を 0.4 以上にすれば、層間変形角が 1/50rad.に達しても、柱の残留変形角が 1/400rad.未満に抑制できることについては、解析によって再現できた。

(3) 鉄筋コンクリート骨組に関する成果

第 2 章と第 3 章で提案した、柱梁の解析モデルを組み込んだ、平面 RC フレームの解析を行った。解析対象のフレームの形状は 5 階建と 12 階建の 2 種類である。それぞれ、普通鉄筋だけを使った従来型のフレームと、高強度鉄筋を梁上端に用いた改良型のフレームについて解析を行った。改良型フレームの梁上端の高強度鉄筋の割合は、改良型Ⅰ、改良型Ⅱおよび改良型Ⅲでそれぞれ、100%、50%および 25%とした。高強度鉄筋の割合以外のフレームの詳細は同じである。これらのフレームに、5 種類の地震波を作用させた。地震波は、従来型のフレームでいずれかの層の最大層間変形角が 1/50rad.となるように基準化した。

残留変形角 R_{re} は、建物の形状、地震波およびフレームの二次剛性によって大きな差が

生じた。従来型で R_{re} が大きくなる地震波の場合でも、改良型では二次剛性により R_{re} が抑制されることが確認できた。従来型では、 R_{re} が $1/400rad$ を超えるケースがあったが、改良型では無かった。同じ地震波で比較すると、5 階建で全体的に残留変形が大きくなる場合でも、12 階建では小さくなる場合があり、その反対の結果になる場合もあった。従来型で R_{re} が大きくなる地震波の場合は、同様に改良型でも R_{re} が大きくなるが、二次剛性が高くなるほど R_{re} は抑制される。

5 階建の従来型では、層全体の残留層間変形角の最大値 fR_{re} が Hachinohe 波で $1/400rad$ を超え、3 波で $1/800rad$ を超えた。改良型では、 fR_{re} が $1/400rad$ を超えた地震波は無かったが、改良型Ⅲでは $1/800rad$ を超えるケースがあった。従来型フレームでは、Hachinohe 波で fR_{re} が $1/272rad$ に達したが、改良型Ⅰ、改良型Ⅱ、改良型Ⅲでは、それぞれ 81%、74%、48% 減少した。

12 階建では、 fR_{re} はいずれのケースでも $1/400rad$ を超えなかった。従来型では 3 波で $1/800rad$ を超え、改良型Ⅲが El Centro 波のみで $1/800rad$ を超えた。従来型フレームでは、El Centro 波で、最大残留変形角が $1/414rad$ に達したが、改良型Ⅰ、改良型Ⅱ、改良型Ⅲでは、それぞれ 58%、49%、36% 減少した。

地震波が 2 回作用する場合、 R_{re} が 1 回目と変わらない場合と増減する場合がある。2 回目に R_{re} が極端に減少する場合が見られたが、変化の程度は従来型と改良型で大きな差は無かった。

最大層間変形角 R_m は、地震波によって差があるが、フレームのタイプによる大きな差は生じなかった。全層で最大となる最大層間変形角 fR_m でも、改良型Ⅰが最大で従来型を 11% 上回る程度であった。地震波別にみると、二次剛性が高いほど R_m が大きくなる場合と、その反対になる場合があった。これらは、応答解析の途中で、従来型と改良型フレームの固有周期に差が生じたことにより、応答変位にも差が生じたためである。地震によって生じる R_m は、改良型は従来型とほぼ同程度とみなすことができる。

層せん断力係数 C_i は、二次剛性が大きく影響する。同じ地震波では、二次剛性が高くなるほど C_i が大きくなる。ベースシア係数について改良型を従来型と比較すると、改良型Ⅰは最大 1.35 倍、改良型Ⅱは最大 1.23 倍、改良型Ⅲは最大 1.12 倍となった。

5.2 今後の課題

(1) 鉄筋コンクリート梁

解析結果は、実験による残留変形を過小評価した。これは、解析による自由振動時の挙動が、実験結果を十分再現できなかったことが原因である。実験では、ループ形状から判断すると、準静的加力時でも若干のエネルギー吸収があり、解析よりも早く収束に至る。実際の RC 梁に生じるせん断すべりの現象では、鉄筋がある程度のエネルギーを吸収すると考えられる。一方、解析では、残存振動時に弾性挙動が続き、なかなか振動が収束しない。せん断すべりのモデル化に使った図 5.1(a)のスリップモデルでは、自由振動時は原点を中心に低い剛性で弾性挙動するため、梁全体も弾性挙動に近くなる。また、鉄筋の拔出しをモ

デル化した回転バネは、残存振動が続くと変形が少しずつ原点に近づきながら収束する性質を持っている。これらのことが原因で、解析値は実験値を過小評価したと考えられる。実験のせん断すべりを再現するためには、自由振動時でもエネルギーを吸収する図 5.1(b) に示すような復元力特性のモデルが適切と考える。

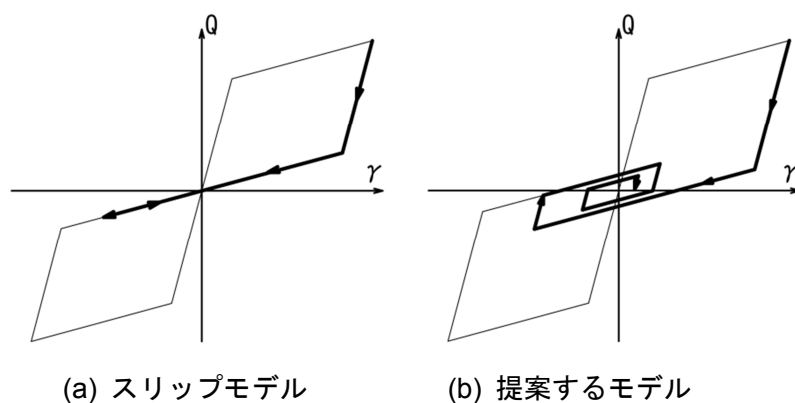


図 5.1 せん断バネの復元力特性

(2) 鉄筋コンクリート柱

軸力が変動する場合、本研究で提案している解析モデルでは解析できない。鉄筋の拔出しを回転バネでモデル化しているが、回転バネは軸力が一定であることを前提に設定されており、降伏点は一定軸力を受ける塑性ヒンジと同じである。仮に、軸力が上昇すると塑性ヒンジの降伏点が上昇するため、回転バネが塑性ヒンジに先行して降伏し、軸力が低下すると逆に塑性ヒンジが先に降伏する。回転バネの設定には、鉄筋の拔出しと与える回転角と同じ回転角を与える仮想の柱（以後、仮想柱）の解析結果を用いている。仮想柱は、塑性ヒンジと同様にマルチスプリングでモデル化される。仮想柱をそのまま解析モデルに組み込むことにより、軸力の変動に対処できる解析モデルを作成することができる。しかし、回転バネでは、実際の鉄筋の拔出しの復元力特性に近くなるようにパラメータを設定できるが、仮想柱にはそのような復元力特性を持たせることはできない。仮想柱を使ったモデル化についてはさらに検討が必要である。

回転バネと同様の理由から、せん断バネについても軸力が変動する場合は、設定が困難である。解析では、復元モーメント比 γ が 1.0 以上では、せん断すべりは生じず、 γ が小さくなるほどせん断すべり量が大きくなる。実験でも同様の傾向がみられる。梁の場合は、解析モデルが、せん断すべりを十分に再現できなかったため、残留変形を過小評価した。柱の場合は、梁に比べて軸力の影響によりせん断すべり量が小さくなるため、特に高軸力時に残存振動時のループ形状は、実験値を比較的良く再現している。解析モデルでは、残留変形が $1/400\text{rad}$ 未満に抑えられる γ が 0.4 以上では、せん断による変形の割合は曲げ変形の $1/5$ 以下である。フレームの解析では、極端な低軸力の場合を除いて、せん断すべりを考慮しなくても、解析結果に及ぼす影響は小さいと考えられる。

(3) 鉄筋コンクリート骨組

解析では、入力地震波として代表的な 5 波を用いた。層間変形角や層せん断力については地震波による差は小さいが、残留変形角に関しては、地震波によって傾向が大きく異なる。地震波を 2 回入力した場合は、1 回目に比較して変化が少ないケースが多かったが、残留変形が 2 回目に大きく減少したケースがあった。本解析で用いた地震波とは異なる地震波による解析や、1 回目と 2 回目で異なる地震波を入力したケースについて、さらに検討する必要がある。

従来型の残留層間変形角 R_{re} の分布は、5 階建では層による差が極端ではないが、12 階建では、層によって大きな差が生じた。12 階建では、中層の R_{re} が大きく、上層と下層では小さくなっている。このような場合、従来型の解析で R_{re} が許容範囲を超える層だけに二次剛性を与えることにより、部分的に残留変形角を抑制できる可能性がある。即ち、一部に改良型梁を利用することにより、残留変形を抑制しながらベースシアを抑制することができる可能性がある。

本解析では、中高層の建物を対象に解析を行ったため、柱の軸力が大きく、復元モーメント比 γ は、残留変形を $1/400\text{rad}$ 未満に抑制する条件の 0.4 を超えている。 γ による影響を調べるため、 γ が 0.4 未満になるような低層の建物についても検討する必要がある。この場合、残留変形を許容範囲内に抑制するために、本解析よりも梁の二次剛性を高くすることが必要となる可能性がある。

発表論文目録

1. 主論文

第2章

公文 祐斗, 塩屋 晋一, 川添 敦也 :

残留変形抑制機能を内蔵するRC梁の解析モデルに関する研究

2016年 7月, コンクリート工学年次論文集Vol.38, No.2, pp.223-228

第3章

川添 敦也, 塩屋 晋一, 公文 祐斗 :

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

2016年 7月, コンクリート工学年次論文集Vol.38, No.2, pp.157-162

第4章

川添 敦也, 塩屋 晋一 :

残留変形抑制機構を部材に内蔵する鉄筋コンクリート造建物の時刻歴応答解析

2014年 7月, コンクリート工学年次論文集Vol.36, No.2, pp.31-36

2. 参考論文

第2章

公文 祐斗, 塩屋 晋一, 楠本 繁治, 川添 敦也 :

制震性能を内蔵する鉄筋コンクリート造梁の加力実験

2015年 7月, コンクリート工学年次論文集Vol.37, No.2, pp.235-240

第2章

公文 祐斗, 塩屋 晋一, 川添 敦也, 阿部 友樹 :

制震性能を部材内部に内蔵する鉄筋コンクリート造梁の加力実験

2014年 7月, コンクリート工学年次論文集Vol.36, No.2, pp.169-174

第3章

河邊 亮介, 塩屋 晋一, 川添 敦也, 堤 章 :

高軸力または低軸力を受ける鉄筋コンクリート造柱の残留変形抑制に関する加力実験

2014年 7月, コンクリート工学年次論文集Vol.36, No.2, pp.103-108

謝 辞

筆者は、本博士論文を作成するにあたり、多くの方々のご支援、ご協力を賜りました。

鹿児島大学大学院理工学研究科教授 塩屋晋一先生には、指導教員として博士後期課程の3年間と退学後の1年間の計4年間、論文の指導だけでなく、研究者として必要な心構え、姿勢など、熱心なご指導を賜りましたことに深く感謝申し上げます。

鹿児島大学大学院理工学研究科教授 本間俊雄先生、准教授 澤田樹一郎先生には、専攻ゼミナールを通じて、本論文に関して有用なコメントをいただきましたことに深く感謝申し上げます。

元鹿児島大学工学部教授 三谷 勲先生には、学部の4年生から修士課程までの3年間、ご指導いただき、研究の基本だけでなく、研究の面白さをご教授いただきました。本当に有難うございました。

梁に関する実験データを提供してくれた阿部友樹氏、楠本繁治氏、柱に関する実験データを提供してくれた堤 章氏、河邊亮介氏、協力して梁の解析を行った公文祐斗氏をはじめ、本論文に必要な実験を実施してくださった塩屋研究室出身の皆様には、この場をお借りして深く感謝申し上げます。

鹿児島工業高等専門学校 元校長 赤坂 裕先生をはじめ都市環境デザイン工学科の教員の皆様には、これまでの4年間を通して様々なサポートをいただき、有難うございました。

最後に、四十代半ばからの転職と博士課程への挑戦、4年間にわたる不義理を許してくれた妻と両親に心から感謝します。