

論文 補修・補強後の部材性能の違いが構造系の地震応答特性に及ぼす影響の一考察

小林 薫^{*1}・杉崎 向秀^{*2}

要旨：本研究では、被災建造物の復旧後、異なる部材特性を有する構造の地震応答特性に着目したものである。3 径間ラーメン構造を解析対象に、補修後の柱部材特性として剛性を 80%、50%にした場合、補強後柱として耐力剛性を 1.2 倍にし、配置を変化させた解析モデルによる地震応答解析を実施した。その結果、最大応答変位は、剛性低減していない場合に対して 80%初期剛性で 0.88~1.34 倍程度、50%初期剛性で 0.94~1.46 倍程度であった。残留変位については、最大応答変位の比率として整理するとその最大は 0.7 程度、上層位置の高さとの比率で整理するとその最大は 0.084 程度であった。

キーワード：部材モデル、地震応答、ラーメン高架橋

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下「RC」という）建造物の耐震性能^{1) 2)}は、地震による損傷に対する建造物の復旧性を性能の一つとして規定している。

復旧性を確保した建造物の耐震設計では、地震による損傷をある程度限定した状態に制御することを念頭に行われる。例えば、鉄道建造物の耐震設計²⁾では、想定地震による各部材の最大応答を各部材に設定した損傷レベル以下とすることで建造物の復旧性に対する性能照査を行っている。

復旧性に対する要求性能を満足した建造物では、復旧後の RC 建造物の再使用を前提としている。復旧方法としては、部材の損傷状態に応じて適用工法は相違するが、代表的な損傷状態に対する復旧方法としては、耐久性を低下させると考えられるひび割れに樹脂等の注入工法、かぶりコンクリートの剥落に伴い鉄筋が露出している場合は断面修復工法が行われる。さらに、被災建造物の復旧後の性能が現行基準を満たないと判断される場合は耐震補強も実施される場合がある。

このように、地震被災後の復旧において、補修のみの場合、補修と補強を同時に行う場合がある。鉄道の RC ラーメン高架橋や柱・梁から構成される RC 建築物などでは、部材毎の損傷レベルや施工対象部材の周辺状況に応じて、被災復旧時に適用する工法も相違することも考えられる。このような場合、復旧後の建造物は、剛性や耐力、変形性能が異なる部材特性で構成される構造となってしまう可能性もある。

本研究では、被災建造物の復旧後、異なる部材特性を有する構造の地震応答特性に着目したものである。本検討では、最初に RC 柱の復旧性に着目した交番載荷実験を部材モデルによる解析的な検討から、補修後 RC 柱部

材への適用性の検討を行った。次に、実ラーメン高架橋の解析モデルに異なる部材特性を与えることによって、補修後 RC 柱、補強後 RC 柱を擬似的に配置した構造系の解析モデルから地震時挙動に関する検討を行った。

2. 部材モデルによる補修後 RC 柱の変形性状解析の概要

2.1 解析対象正負交番載荷実験の概要³⁾

(1) 補修前試験体の交番載荷試験の概要

本検討に用いた既往の実験結果³⁾の概要を以下に述べる。解析対象とした RC 柱は、鉄道高架橋の柱部材を対象に行った実験結果³⁾を用いた。解析対象 A1 供試体は、実際の柱の概ね 1/2 程度のスケールを想定して断面寸法が 400mm×400mm で、部材じん性率を 10 程度確保し、曲げ破壊するようにせん断補強鉄筋（帯鉄筋）を配置したものである。このため、A1 供試体のせん断耐力 V_y と曲げ耐力に達する時のせん断力 V_{mu} の比 (V_y/V_{mu}) は、2.13 となっている。表-1 に、A1 供試体の諸元を示す。図-1 に、A1 供試体の配筋図を示す。

損傷付与時の載荷条件としては、引張鉄筋が降伏ひずみに達するときの載荷点位置の水平変位を降伏変位 (δy) とし、 δy の 2 倍、3 倍、4 倍、・・・と整数倍の水平変位で 1 サイクル載荷した。供試体に作用する水平荷重が降伏荷重の概ね 80%程度まで低下した段階で損傷付与時の正負交番載荷試験を終了した。

(2) 補修後試験体の交番載荷試験の概要

損傷付与時の載荷終了後、一旦、載荷試験装置から供試体を取り外し、供試体の補修を行った。補修内容は、コンクリートのひび割れ箇所にエポキシ樹脂注入、断面修復箇所にはエポキシ樹脂モルタルを用いた。ひび割れ補修の施工順序は、注入後の樹脂の流失を防止する目的

*1 東日本旅客鉄道（株）研究開発センター フロンティアサービス研究所 課長 博(工) (正会員)

*2 東日本旅客鉄道（株）研究開発センター フロンティアサービス研究所 課員 (正会員)

表-1 A1 供試体諸元

供試体NO	柱断面寸法 (mm) $b \times h$	有効高さ d (mm)	せん断λ ^h ン a (mm)	せん断λ ^h ン比 a/d	引張鉄筋 ρ_t (%)	軸方向鉄筋 ρ (%)	帯鉄筋 ρ_w (%)	平均軸方向 圧縮応力度 σ (N/mm ²)	コンクリート 圧縮応力度 f'_c (N/mm ²)
A1	400×400	360	1150	3.19	D19×5 0.995	D19×16 2.865	D13-1ctc80 0.79	1.00	26.4

で4面に樹脂を塗布してから注入容器を取付け、低圧で樹脂注入を行った。断面補修については、コンクリートが浮いている部分や細粒化した箇所は全て取り除いてから、断面修復作業を行った。

補修後の A1 供試体の交番载荷試験は、軸方向鉄筋に貼り付けた鉄筋ひずみ計測用の歪みゲージが損傷付与時の交番载荷試験で大きなひずみを受け、使用不可能となっているため損傷付与時と同じ降伏変位 (δy) を基準とし、载荷パターンは、低サイクル疲労による軸方向鉄筋の破断を防止する目的で、 $3\delta y$ 、 $5\delta y$ 、 $7\delta y$ 以外の各 δy で正負1サイクルずつ载荷した。

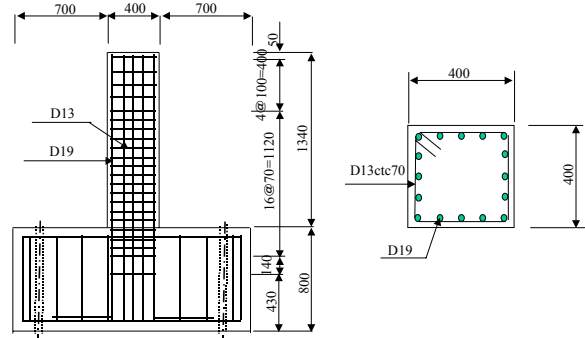


図-1 A1 供試体配筋図

2.2 部材モデルによる補修前後のRC柱試験体の解析概要

(1) 解析モデル概要

部材モデルとしては、曲げモーメント(M)–部材角(θ)で表現されたものを用いた。図-2に検討に用いた部材モデルの履歴特性を示す。本部材モデルは、骨格曲線として最大荷重以降の荷重低下を表現可能なテトラリニアモデルとし、履歴特性は除荷時の剛性劣化を考慮した Takeda モデル⁴⁾を用いた。本モデルの履歴特性については、既往の検証事例⁵⁾での確認も行われている。図-3に解析モデルを示す。

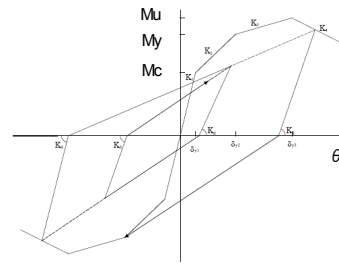


図-2 部材モデルの履歴特性

解析は、実験時における除荷開始点の変位量を一致させた変位制御で行った。解析は、最初に損傷付与時の実験結果に対して実施し、その適用性の確認を行った。その後、補修後 RC 柱部材の解析を行った。

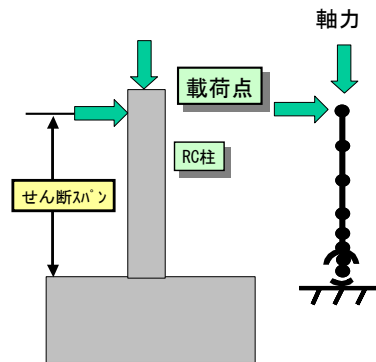


図-3 解析モデル

補修後 RC 柱の部材モデルとしては、実験結果を参考に曲げ剛性 (降伏時の割線剛性) を損傷付与時より 20%低減した。また、補修後の実験結果は、軸方向鉄筋のひずみ硬化や強度の高い断面修復材で置換された影響から耐力が向上したため、解析モデルの骨格曲線を損傷付与時に対して 1.2 倍とした。

(2) 解析結果の概要

(a) 損傷付与時 (補修前)

損傷付与時 (補修前) RC 柱の解析結果として、荷重変位関係を図-4(a), (b)に、履歴吸収エネルギーの実験結果と解析値からの計算結果を図-5にそれぞれ示す。履歴吸収エネルギーは、各载荷時の荷重変位曲線の面積として求めたものである。荷重変位関係に関する解析結

果は、実験値の傾向をよく捉えている。履歴吸収エネルギーに関しても、解析結果は概ね実験値の傾向を表現できていると思われる。

(b) 補修後

補修後 RC 柱の解析結果として、荷重変位関係を図-6(a), (b)に、履歴吸収エネルギーの実験結果と解析値からの計算結果を図-7にそれぞれ示す。荷重変位関係では、正側载荷時の最大荷重時の水平変位が実験結果に対

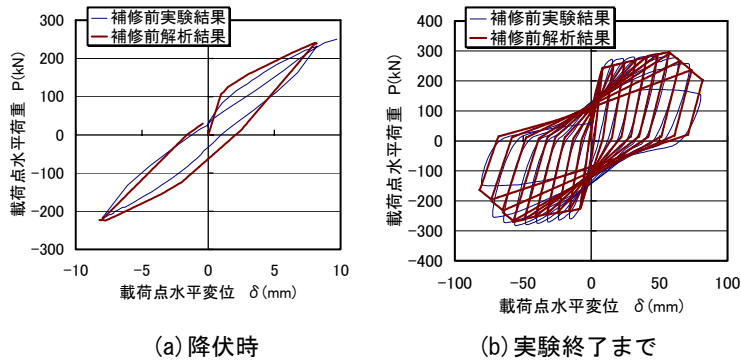


図-4 損傷付与時（補修前）の解析結果

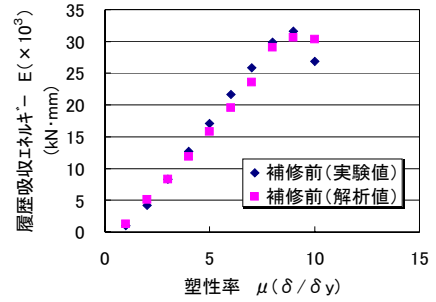


図-5 履歴吸収エネルギーの比較

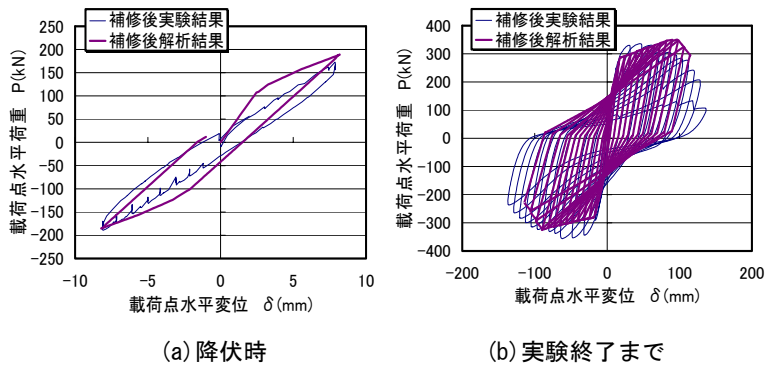


図-6 補修後の解析結果

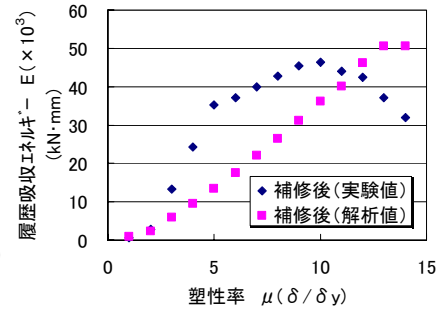


図-7 履歴吸収エネルギーの比較

して解析の方が若干大きくなった。解析結果は、実験値の傾向を概ね捉えているものと思われる。また、履歴吸収エネルギーに関しては、実験値は $10 \delta y$ をピークに低下するのに対して、解析結果は水平変位に比例するように増加している。

履歴吸収エネルギーの検討結果から、補修後 RC 柱の解析モデルとして降伏変位 (δy) の 10 倍程度までは実験結果よりも小さく評価されており、安全側の評価になるものと考えられるが、今後改善の必要があると思われる。

3. 復旧後補強する RC 柱モデルの概要

補修後 RC 柱の解析モデルとして、概ね部材モデルを適用できるものと思われることから、復旧後補強する RC 柱においても部材モデルの適用が可能であると考えられる。

RC 柱部材の補強としては、曲げ補強、せん断補強、じん性補強が考えられる。本検討では、曲げ補強、じん性補強を想定した。この補強では、部材のエネルギー吸収性能の向上が目的となるので、荷重変位曲線の面積で表される部材の履歴特性を補強前に比べて向上させることが必要となる。

本検討では、補強後 RC 柱の部材モデルとしては、RC 柱での RC 巻き補強方法を参考に、曲げ補強とじん性補

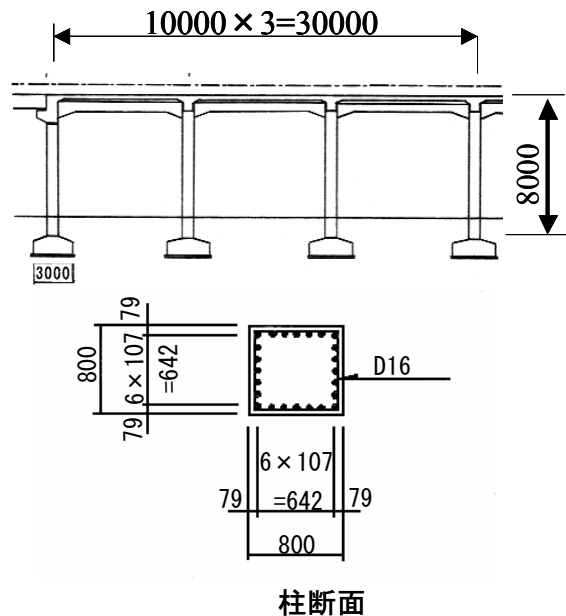


図-8 検討対象ラーメン高架橋

強となるように補強前の基準とした部材モデルの M- θ の骨格曲線を 1.2 倍に大きくした。

4. 地震応答解析の概要

4.1 構造全体系モデルの概要

(1) 検討対象 RC ラーメン高架橋の概要

本検討では、構造全体系モデルとして、3 径間のラーメン

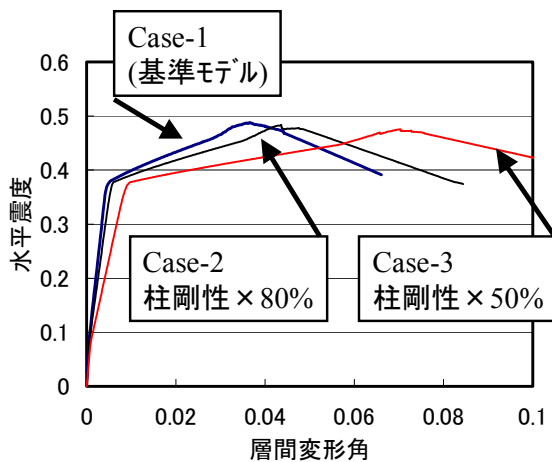


図-9 初期剛性モデルの耐荷特性 (Case-1~3)

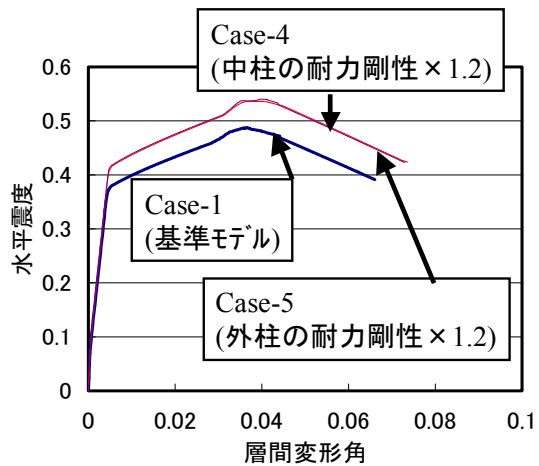


図-10 耐力剛性変化モデルの耐荷特性 (Case-1, 4, 5)

構造を設定した。図-8に、解析対象とした高架橋の一般形状を示す。解析対象高架橋は、起点側、終点側ともにゲルバー桁による接続形式とした。柱間隔は10mを標準とし、線路方向3径間とし、フーチング上端からスラブ上端までの高さが約8.0m程度である。柱断面については、800mm×800mmで、軸方向鉄筋量はD32を24本配置したものを基本構造とした。

(2) 補修後・補強後の構造系解析モデル

本検討では、橋軸方向を解析対象とした。表-2に、補修・補強を考慮した構造系モデルを示す。Case-1は、検討対象RCラーメン構造から定めた基準の解析モデルである(以下「基準モデル」という)。Case-2は柱部材の弾性時曲げ剛性を基準モデルの80%、Case-3は同様に基準モデルの50%にした解析モデルである。Case-2は比較的軽微な損傷を復旧する場合、Case-3は軸方向鉄筋が座屈する損傷状態を復旧する場合を想定した。初期剛性の低減に関しては、実物レベルの柱断面形状の試験体を用いて、損傷条件、補修条件(補修材料)を変化させた既往の実験結果^{6) 7)}を参考にした。

補修後・補強後柱部材が構造系のなかで混在した構造系モデルとしては、Case-4が柱4本のうち、中側2本の柱の弾性時曲げ剛性およびM-θの骨格曲線を基準モデルの1.2倍にし、外側2本の柱部材は基準モデルと同じとした場合の解析モデルである。Case-5は、柱4本のうち、外側2本の柱の弾性時曲げ剛性およびM-θの骨格曲線を基準モデルの1.2倍にし、中側2本の柱部材は基準モデルと同じとした場合の解析モデルである。

(3) 解析に用いた地震波の概要

解析に用いた地震波は、参考文献2)に規定されているL2地震動の地盤種別毎に定められている地表面での地震波形とした。参考文献2)では、表層地盤の初期せん断弾性波速度に基づいて算定した固有周期に応じて、地盤種別をG0~G7の8種類に区分されている。G0地盤は、岩盤と区分されていることから、本検討では、G0を除くG1~G7地盤の7種類の地表面地震波形を用いて解析を行

表-2 構造系の解析モデル

Case No	解析モデル図
Case-1 (基準モデル)	剛性100%
Case-2 (剛性80%)	剛性80%
Case-3 (剛性50%)	剛性50%
Case-4 (中側柱2本耐力剛性×1.2)	耐力剛性×1.2
Case-5 (外側柱2本耐力剛性×1.2)	耐力剛性×1.2

った。

4.2 構造系の耐荷特性

地震応答解析に先立ち、設定した構造系モデルの耐荷特性を把握するため、静的非線形解析を実施した。静的非線形解析は、上層位置に強制変形を与え、釣合う載荷点位置での水平荷重の算出を行うものである。静的非線形解析結果として、図-9に柱の初期剛性を低下させた場合(Case-1~3)、図-10は構造系の中で柱耐力・初期剛性を変化させた場合(Case-1, 4, 5)である。なお、図中では、X軸に層間変形角、Y軸に水平荷重を上層位置での重量で除した水平震度として表現している。

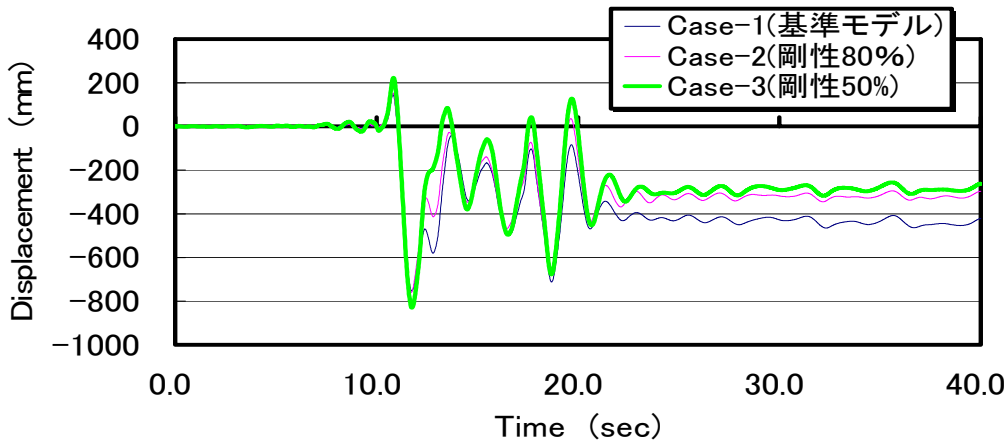


図-11 上層位置での応答変位波形の例 (G4 地盤の地震波形使用)

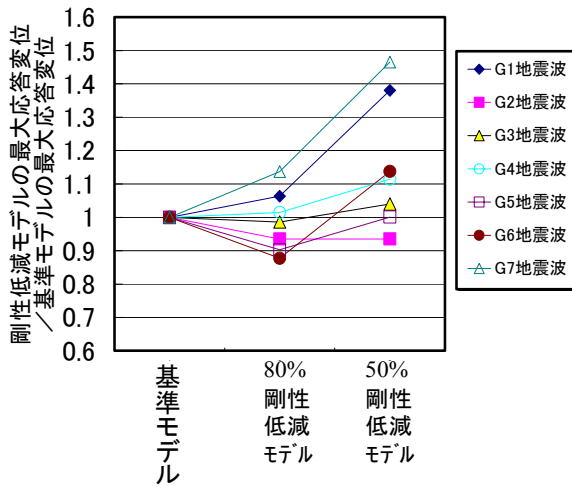


図-12 剛性低減した場合の基準モデルとの最大応答変位の比

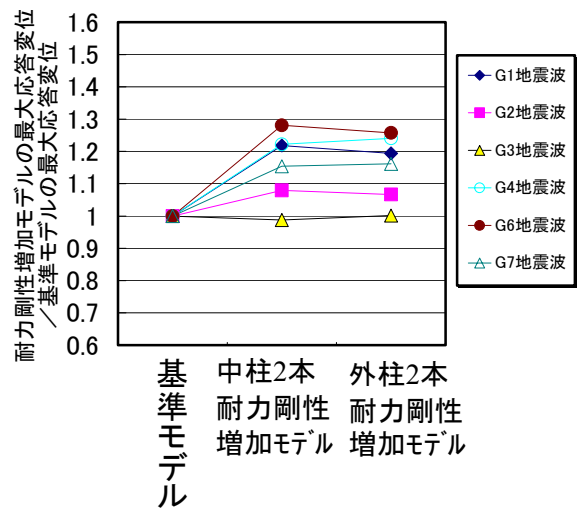


図-13 柱耐力剛性を変化させた場合の基準モデルとの最大応答変位の比

柱初期剛性を低下させた場合は、基準モデルよりも構造系の剛性が低下している。柱耐力剛性を変化させた Case-4, 5 は、ほぼ同じ耐荷挙動を示しており、構造系の初期剛性に関しては基準モデルとほぼ同程度であった。Case-4, 5 は、柱 4 本のうち 2 本の骨格曲線が大きく設定されているので、その分耐荷性能は向上している。

4.3 地震応答解析結果の概要

(1) 初期剛性の影響

基準モデル(Case-1)に対して、初期剛性を変化させた Case-2,3 の検討結果を述べる。図-11 は、上層位置の応答変位波形を参考として示す。図-12 は、基準モデル(Case-1)の上層位置の最大応答変位に対する Case-2, 3 の上層位置での最大応答変位の比率で表したものである。

柱剛性を基準モデルの 80%にした Case-2 の最大応答変位は、基準モデルの最大応答変位に対して 0.88~1.34 倍程度であった。柱剛性を 50%とした Case-3 の最大応答変位は、基準モデルの最大応答変位に対して 0.94~1.46

倍程度であった。

被災復旧後の初期剛性の低下度合いが大きくなると、最大応答変位は被災前よりも大きくなる傾向が伺える。

(2) 部材耐力・剛性が不均等の場合の影響

補修・補強により、構造系の中で柱の耐力・剛性が異なる部材がある Case-4, 5 の検討結果について述べる。図-13 に、基準モデル(Case-1)の上層位置の最大応答変位に対する Case-4, 5 の上層位置での最大応答変位の比率を示す。なお、G5 地盤の地震波での解析は、計算が収束しなかったため表示していない。

中側 2 本の柱耐力剛性を向上させた Case-4 の最大応答変位は、基準モデル(Case-1)の最大応答変位に対して 0.99~1.24 倍程度で、同様に Case-5 は 1.00~1.26 倍程度であった。Case-4, 5 の結果から、柱部材 4 本のうち 2 本の耐力剛性を 1.2 倍大きくし、配置を変化させても応答性状に大きく影響しない結果であった。

(3) 残留変位と最大応答変位との関係

図-14に、残留変位と最大応答変位の比率を示す。残留変位は、解析終了直前の変位振幅の平均値として整理した。

Case-4, 5 では、G5 地盤の地震波での解析が収束しなかったため表示していない。

残留変位と最大応答変位の比の最大値は、G5 地盤の地震波による基準モデル (Case-1)の解析結果が最大応答変位の 0.7 倍程度であった。本検討結果は、バラツキも大きく傾向を把握しにくいものの初期剛性を基準モデルの 50%とした Case-3 が残留変位と最大応答変位の比率が小さくなる傾向が伺える。

(4) 上層位置の高さと残留変位の比 (残留層間変形角)

残留変位と上層位置の高さとの比で表す残留層間変形角で整理したのが図-15 である。前項と同様な検討結果となっており、残留変位は G5 地盤の地震波による基準モデルの解析結果が上層位置の高さに対して 0.084 となっており最大であった。

5. まとめ

本検討結果を以下にまとめる。

- (1) 部材モデルを補修後 RC 柱の解析に適用する場合、概ね安全側の評価と考えられるのは、降伏時の部材角の 10 倍程度までである。
- (2) 本検討結果における最大応答変位は、剛性低減していない場合に対して 80%の初期剛性で 0.88~1.34 倍程度、50%の初期剛性で 0.94~1.46 倍程度であった。
- (3) 柱 4 本のうち、2 本柱の耐力・初期剛性を 1.2 倍向上した場合、両者の応答性状に大きな差はなく、基準モデルの最大応答変位に対して 0.99~1.26 倍程度であった。
- (4) 残留変位については、最大応答変位の比率として整理するとその最大は 0.7 程度、上層位置の高さとの比率で整理するとその最大は 0.084 程度であった。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書・耐震性能照査編 [2002 年制定]，2002.12
- 2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・耐震設計編，丸善，1999.10
- 3) 石橋忠良，津吉毅，小林薫，小林将志：大変形正負交番荷重を受ける RC 柱の損傷状況及び補修効果に

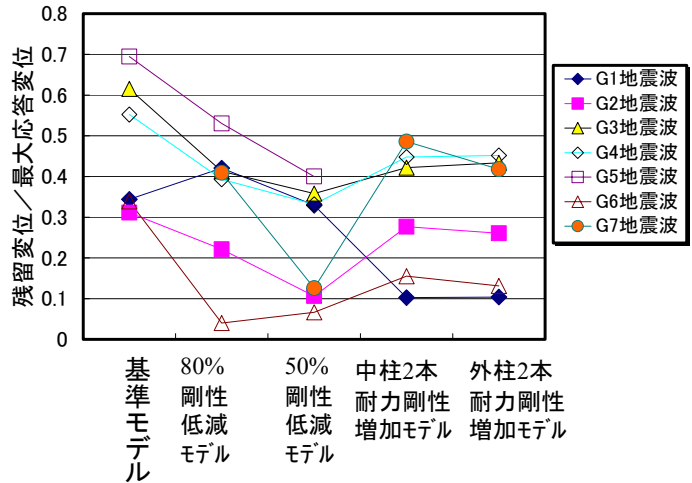


図-14 残留変位と最大応答変位との比率

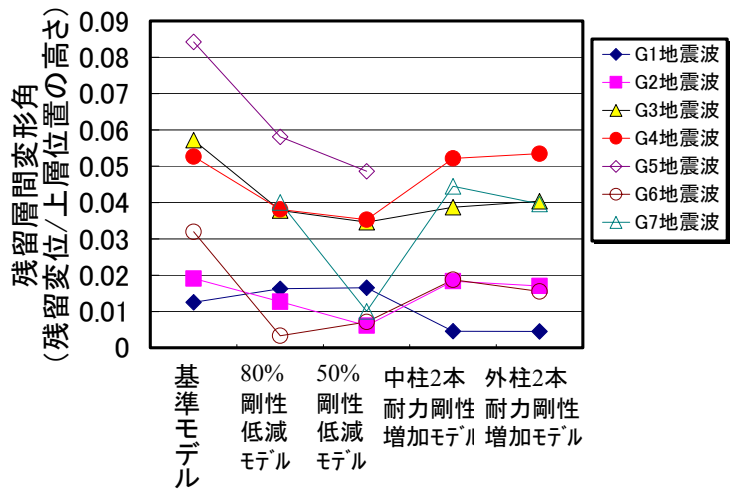


図-15 残留変位と上層位置高さとの比 (残留層間変形角)

関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 648 号/V-48, pp. 55-69, 2000 年 5 月

- 4) Takeda. T., Sozen. M. A. and Nilsen. N. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proceeding of ASCE, Structure Division, pp. 2557-2573. 1970
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道総研報告(特集：耐震(3)-橋梁の耐震設計-, 第 13 巻第 4 号, 1999.4
- 6) 仁平達也, 谷村幸裕, 岡本大, 田所敏弥：曲げ損傷を受けた RC 柱の補修後の部材特性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.28, No.2, pp.1519-1524, 2006.7
- 7) 小林薫, 中山弥須夫, 石橋忠良：大変形領域の交番荷重により損傷した RC 柱の補修効果に関する実験的研究, 日本コンクリート工学協会コンクリート系構造物の耐震技術に関するシンポジウム, 1997.4