

地震被災を補修した鉄筋コンクリート柱の 耐震性能の解析的評価

堺淳一

博(工) 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail: sakai55@pwri.go.jp

鉄筋コンクリート橋脚等が地震によって損傷を受けた場合には、二次災害を防止するために、樹脂モルタル等により断面修復が施されたり、連続繊維シート等を巻立てることにより短期的に耐荷力を確保することが必要とされる。本研究では、地震被災後にエポキシ樹脂モルタルにより断面修復された RC 柱を対象に、ファイバー解析によりその耐震性能、地震応答特性を評価した。正負交番載荷解析により、補修後には軸方向鉄筋の弾性係数、降伏強度をそれぞれ初期状態の 67%、120%とすると、解析精度が向上することを示した。また、地震応答解析により被災前と補修後の RC 柱の最大応答変位を比較し、地震動と構造物の振動特性によっては、補修後の RC 柱の応答が増加する可能性があることを示した。

Key Words: reinforced concrete column, earthquake damage, repair, fiber analysis, dynamic analysis

1. はじめに

鉄筋コンクリート(RC)橋脚や柱が地震によってかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈といった大きな損傷を受けた場合には、余震等による二次災害を防止するために樹脂モルタル等により断面修復が施されたり、鋼板や連続繊維シートにより巻立てられることにより短期的に耐荷力を確保することが必要とされる¹⁾。例えば、2004 年の新潟県中越地震では、幹線国道の RC 橋脚の段落し部に上述のような被害が生じ、樹脂モルタルによる断面修復および炭素繊維シート巻立てにより短期的なせん断耐力が確保され、地震後約 1 週間で交通開放された事例もある²⁾。

余震等による 2 次災害を防止するためには、こうした応急復旧により、どの程度の耐震性能が確保されたかを評価することが重要であり、こうした点に関してはこれまでも様々な実験的研究が実施されている³⁻⁸⁾。これらの研究では、RC 橋脚や柱を模擬した模型供試体に対する正負交番載荷実験により、かぶりコンクリートの剥落および軸方向鉄筋の座屈が生じるレベルの損傷を生じさせた後にエポキシ樹脂モルタル等により断面修復を行って、補修後の耐震性能を損傷前の性能との比較により評価している。これらによれば、損傷および補修により初期曲げ剛性が低下すること、耐力は同等かそれ以上に

回復することが明らかとなっている。

一方、地震後に合理的な補修・補強を行うためには、補修後の耐震性能を解析的に評価する手法を構築することが重要であるが、こうした点に着目した研究は少ない。例えば、北田・田才はファイバー解析により残存軸耐力と修復性を評価している⁹⁾。大川らはファイバー要素によりエポキシ樹脂注入および鋼板巻立て補修をした RC 橋脚に対する地震応答解析を行い、修復方法の違いが耐震性に及ぼす影響を評価している⁹⁾。小林は鉄道ラーメン高架橋を対象に、補修による構造系の応答の変化を評価している¹⁰⁾。

本研究では、補修後の耐震性能を解析的に評価する手法を構築することを目的として、その第一段階として地震被災後にエポキシ樹脂モルタルにより断面修復された RC 柱を想定した正負交番載荷実験を対象に、ファイバー解析による正負交番解析および地震応答解析から、解析に用いる材料特性が解析精度に及ぼす影響および被災前と補修後の RC 柱の地震応答特性を評価した。本論文はその結果を報告するものである。

2. 解析対象とした RC 柱の正負交番載荷実験^{6),11)}

解析対象とした RC 柱供試体は、鉄道構造物のラーメ

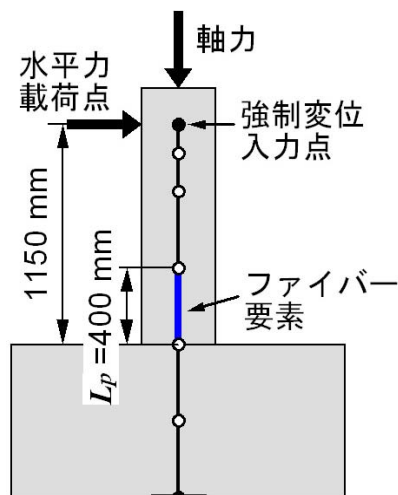
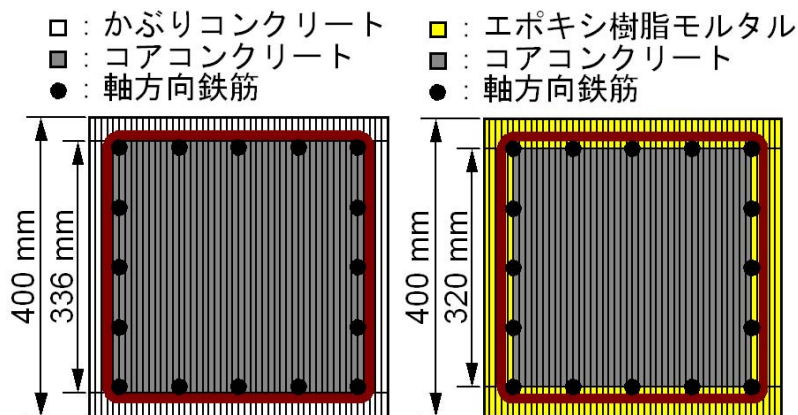


図-1 解析モデル



(a) 補修前

(b) 補修後

図-2 解析モデルのファイバー断面

ン高架橋柱の 1/2 スケールを想定されたものである。供試体は、曲げ破壊するように設計されており、断面は $400 \times 400 \text{ mm}$ の正方形で、せん断スパン比は 3.19 である。軸方向鉄筋としては直径が 19 mm の異形棒鋼 (D19) が 16 本、帯鉄筋としては直径が 13 mm の異形棒鋼 (D13) が 80 mm ピッチで鋭角フックによりコアコンクリートに定着されている。これより、軸方向鉄筋比、帯鉄筋体積比はそれぞれ 2.87%、1.98% となる。実験では、図-1 に示すように基部の軸応力が約 1 MPa で一定となるように柱頂部に 162 kN の軸力が与えられた条件のもと、柱基部から 1.15 m の位置に水平アクチュエータにより変位制御で水平力が与えられている。

実験では、ひびわれの進展、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋のはらみだし、これに押し出されたための帯鉄筋のゆるみが観察され、水平耐力が低下するまで載荷されている。なお、軸方向鉄筋は破断しておらず、帯鉄筋のフックははずれなかった。損傷範囲は、柱基部から約 400 mm の高さまでである。

補修では、変形した軸方向鉄筋は整形せずにそのまま用いることとし、損傷範囲の帯鉄筋は除去し、代わりに被災前と同径の鉄筋を同じ間隔でフレアー溶接により定着している。ひびわれにはエポキシ樹脂を注入し、その後、エポキシ樹脂モルタルにより断面修復を行っている。

補修した供試体に対して、再度正負交番載荷実験が行われ、こうした補修により、初期剛性が 20% 程度低下すること、最大耐力が 20% 程度増加すること、変形性能が向上すること、最終的には軸方向鉄筋が破断して水平耐力が低下することが示されている。なお、水平耐力の向上は断面修復材の圧縮強度が高かったことと軸方向鉄筋のひずみ硬化により鉄筋強度が増加したことによると推察され、変形性能の向上は帯鉄筋をフレアー溶接により配置したためと断面補修材による横拘束効果の影響と考えられている。

3. 解析モデル

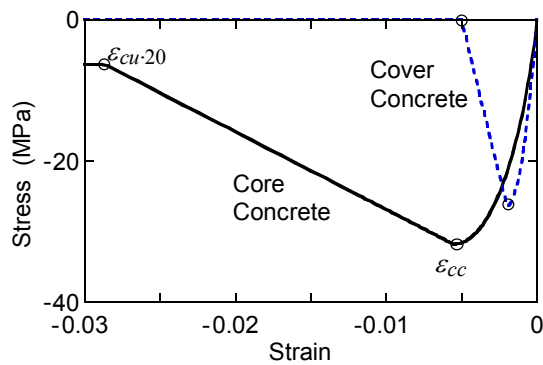
解析には、図-1 に示す二次元骨組みモデルを用いた。柱基部の塑性ヒンジ領域における非線形履歴特性を表すために、図-2 に示すような 2 次元ファイバー要素を用いた。解析対象のコンクリート断面を図-2 の様に分割し、分割された各要素に後述のコアコンクリート、かぶりコンクリートおよび軸方向鉄筋等の構成則を与えた。ファイバー要素の要素長は、実験による損傷範囲とすることとし、400 mm とした。柱基部以外の要素には降伏剛性を有する線形はり要素を、フーチングには全断面有効剛性を有する線形はり要素をそれぞれ用いた。

コアコンクリートは、図-2 に示すように横拘束筋で囲まれる領域のコンクリートとし、その応力～ひずみ関係は図-3 (a) に示すように Hoshikuma らの提案モデル¹²⁾ を用いて評価した。応力～ひずみモデルには Hoshikuma らのモデルに応力下降域において応力が最大圧縮応力の 20% になった段階で一定となるように修正を加えたモデルを用いた。

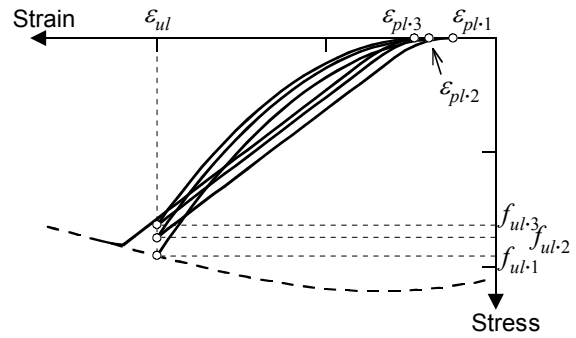
かぶりコンクリートは、コアコンクリートの外側にあるコンクリートとし、最大圧縮応力はコンクリートの圧縮試験による強度、そのときのひずみは 0.002 とすることとした。応力～ひずみモデルとしては、応力上昇域は Hoshikuma らのモデルによりモデル化し、応力下降域はひずみが 0.005 に達した時に応力が 0 となるような線形モデルとした。

なお、コンクリートの最大応力以降の下降勾配の設定については、ファイバー要素の要素長を考慮する考え方もあるが、ここでは簡単のため、これを考慮していない。これに関しては、別途その影響についての評価が必要である。

コンクリートの除荷再載荷の履歴には、図-3 (b) に示す Sakai・Kawashima のモデル¹³⁾ を用いた。なお、コンク

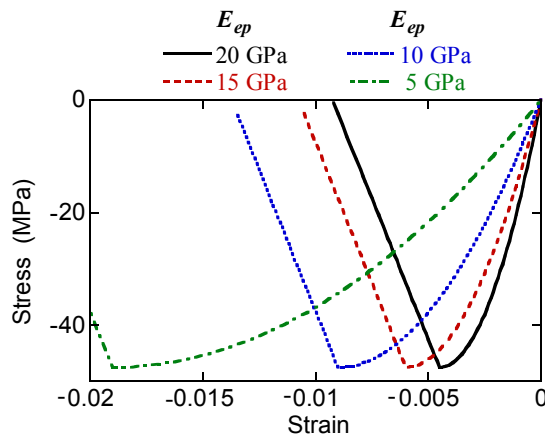


(a) 横拘束効果の評価と包絡線のモデル

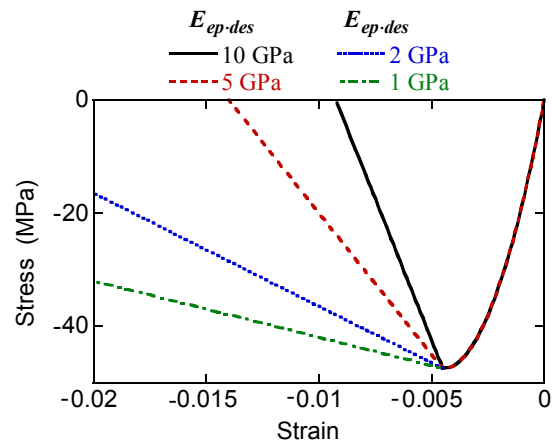


(b) 除荷・再載荷の履歴モデル

図-3 コンクリートの応力～ひずみモデル



(a) 初期弾性係数が異なる場合 ($E_{ep-des} = 10 \text{ GPa}$ の場合)



(b) 下降勾配が異なる場合 ($E_{ep} = 20 \text{ GPa}$ の場合)

図-4 エポキシ樹脂モルタルの応力～ひずみモデル

表-1 エポキシ樹脂モルタルの応力～ひずみ特性値

f_{epc} (MPa)	E_{ep} (GPa)	ε_{epc}	E_{ep-des} (GPa)	ε_{epu}
47.5	20	0.0045	10	0.0093
			5	0.0140
			2	0.0283
			1	0.0520
	15	0.0060	10	0.0108
			5	0.0155
			2	0.0298
			1	0.0535
	10	0.0090	10	0.0138
			5	0.0185
			2	0.0328
			1	0.0565
	5	0.0190	10	0.0238
			5	0.0285
			2	0.0428
			1	0.0665

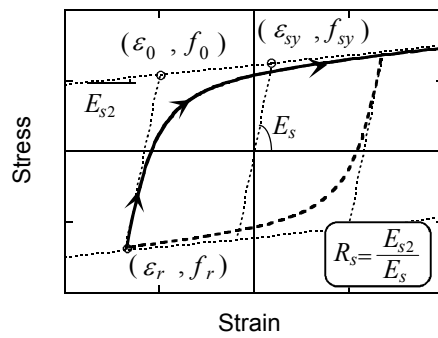
リートの引張強度は考慮していない。

補修に用いられたエポキシ樹脂モルタルは、図-2 (b) のように軸方向鉄筋の中心座標の外側に位置する部分に用いられたと仮定した。これはコアコンクリートの一部が圧壊して補修されたことを考慮したものである。材料特性に関しては、文献 6), 11) においてその圧縮強度 f_{epc} は示されているが、圧縮強度時のひずみ ε_{epc} 、初期弾性

係数 E_{ep} 、下降勾配 E_{ep-des} に関してはデータが示されていないため、ここでは初期弾性係数 E_{ep} と下降勾配 E_{ep-des} をパラメータにして解析することとした。なお、エポキシ樹脂モルタルの初期弾性係数は、文献 4), 8) に 7, 13.6, 14.9 GPa と示されているため、これらの値を参考にすることとした。表-1、図-4 に示すように、エポキシ樹脂モルタルの初期弾性係数 E_{ep} としては 5～20 GPa の範囲で変化させた。圧縮強度時のひずみ ε_{epc} は初期弾性係数との組み合わせにより、0.0045～0.019 の範囲の値となる。応力度上昇域では、Hoshikuma らのモデルを用いることとした。

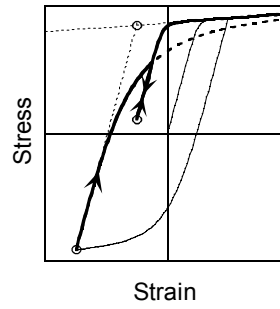
応力度下降域については、下降勾配 E_{ep-des} を 10～1 GPa の範囲で変化させ、この勾配に従って応力が 0 になるまで線形的に減少するモデルを用いた。これより、例えば E_{ep} 、 E_{ep-des} をそれぞれ 20 GPa、10 GPa とする場合には、応力が 0 になる時のひずみ ε_{epu} は 0.0093 となる。なお、エポキシ樹脂モルタルの除荷・再載荷の履歴に関しては既往の研究がないため、Sakai・Kawashima のモデル¹³⁾を用いた。

軸方向鉄筋モデルの骨格曲線にはバイリニアモデルを仮定した。補修後には軸方向鉄筋にはひずみ硬化域に達するレベルのひずみが生じたと考えられることから、こ

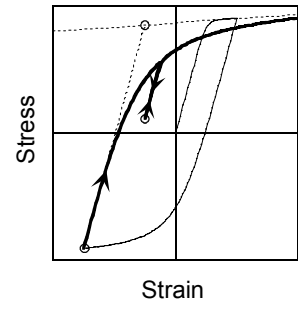


(1) 修正 MP モデル

小振幅の除荷 ——— ある場合 - - - - - ない場合



(a) MP モデル



(b) 修正 MP モデル

(2) 小振幅の除荷再載荷を受ける場合の履歴特性

図-5 軸方向鉄筋の応力～ひずみモデル (修正 MP モデル¹⁴⁾)

の影響を評価するために降伏強度に初期の降伏強度 f_{sy} の 1～1.3 倍の強度を考慮した。また、初期弾性係数 E_s にも補修前の損傷の影響を見込むために、初期弾性係数を 3/4 (75%)、2/3 (67%)、1/2 (50%) に低減する場合を解析することとした。ひずみ硬化を考慮するための降伏後弾性係数の初期弾性係数との比 (ひずみ硬化係数) には後述のように被災前、補修後の解析ともに 2% を用いた。なお、軸方向鉄筋の座屈、破断等は考慮していない。また、簡単のため、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しを考慮していないため、本解析では載荷点における水平変位を小さめに評価し、初期曲げ剛性を大きめに評価する可能性がある。

軸方向鉄筋の非線形履歴特性には、図-5 に示す堺・川島による修正 Menegotto-Pinto (MP) モデル¹⁴⁾ を用いた。修正 MP モデルの基本式^{14), 15)} は以下のように表される。

$$\tilde{\sigma} = R_s \tilde{\varepsilon} + \frac{(1 - R_s) \tilde{\varepsilon}}{(1 + \tilde{\varepsilon}^{R_b})^{1/R_b}} \quad (1)$$

ここで、

$$\tilde{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r}; \quad \tilde{\sigma} = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (2; 3)$$

$$R_s = \frac{E_{s2}}{E_s}; \quad R_b = R_{b0} - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad (4; 5)$$

ここで、 R_s はひずみ硬化係数 (鉄筋の初期弾性係数と降伏後の弾性係数の比)、 E_s 、 E_{s2} はそれぞれ鉄筋の初期弾性係数と降伏後の弾性係数、 ε_r 、 σ_r は載荷反転点のひずみと応力、 ε_0 、 σ_0 は漸近線の交点のひずみと応力、 R_b は Bauschinger 効果を表すパラメータ、 R_{b0} 、 a_1 、 a_2 は材料定数である。

RC 供試体の正負交番載荷解析では、 $R_s = 2\%$ 、 $R_{b0} = 20$ 、 $a_1 = 18.5$ 、 $a_2 = 0.15$ とされる場合が多く¹⁴⁾、これらのパラメータにより、軸方向鉄筋比が 1.5% 程度までの RC 柱であれば、ファイバー解析によりその非線形履歴をおお

むね再現可能であることが報告されている。しかし、軸方向鉄筋比がこれ以上になると、特に、除荷・再載荷の履歴の再現性が低下する。これに関しては、理由がよく分からないが、MP モデルの解析パラメータは解析対象の RC 部材の解析にあうように提案されており、RC 部材の構造条件が異なり、その適用範囲を超える場合にはパラメータの調整が必要になるためと考えられる。本解析対象 RC 柱の軸方向鉄筋比は 2.87% と大きく、後述のようにこれまでの研究で実績のあるパラメータでは履歴特性をうまく再現できないため、この再現性を高めるために、材料定数 (R_{b0} 、 a_1 、 a_2) をいろいろと変化させて解析を実施し、本解析対象供試体の非線形履歴を比較的精度良く再現できるパラメータを設定することとした。これより、本解析では、後述のように $R_{b0} = 5$ 、 $a_1 = 4.3$ 、 $a_2 = 0.15$ を用いることとした。

4. 正負交番載荷実験に対する再現解析

(1) 載荷方法

被災前の模型に対する履歴の再現解析では、図-1 に示すように実験と同様に柱基部から 1.15 m の点に、実験で与えられた水平変位を強制的に与えた。また、実験で与えられた軸力を再現するように各要素に初期軸力を与えた。

補修後の模型に対する解析でも、実験と同様に柱基部から 1.15 m の位置に実験で与えられた水平変位を強制的に与えた。ただし、補修後の柱基部では、コアコンクリートおよび鉄筋はすでに終局に近いひずみを経験し、残留応力・ひずみがあること、補修材料 (エポキシ樹脂モルタル) はほぼバージンの状態にあること、エポキシ樹脂モルタルには初期軸力が与えられていないこと等、応力状態が複雑でこれを解析で再現することは難しいため、ここでは簡単のため、すべての材料に残留応力・ひずみがない状態を初期状態として解析することとした。

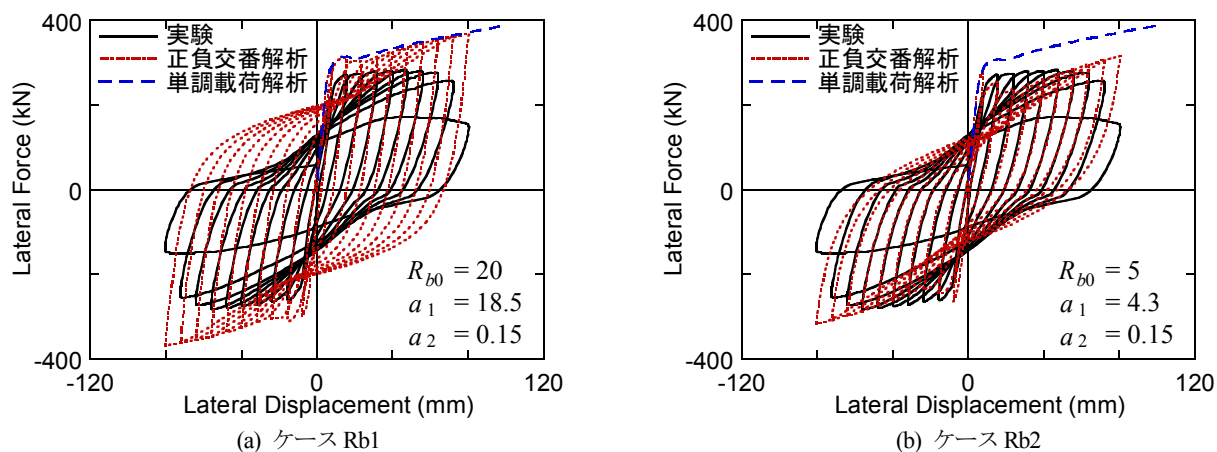


図-6 補修前のRC柱に対するファイバー解析の精度

これは以下の理由からその影響が結果に重大な影響を及ぼさないと判断したためである。すなわち、補修後の解析では、補修材料がほとんどの圧縮力を負担し、断面内部のコアコンクリートは曲げ耐力に対する寄与分が小さいため、この残留応力・ひずみを無視することの影響はほとんどないと考えられること、軸方向鉄筋に関しては、補修前の損傷による剛性低下や耐力の変化を考慮することの影響が支配的で、残留応力・ひずみの影響を無視することの影響は相対的に小さいと考えたためである。

また、いずれのケースも上述の正負交番解析のほかに、単調載荷した場合も解析している。

(2) 被災前のRC柱に対する解析

図-6 に実験と解析による水平力～水平変位の履歴を比較した結果を示す。本解析では、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈が生じる大変位レベルは対象としていないため、水平耐力が最大耐力から低下し始める前の段階（変位にして約 60 mm）までを対象とした。ここに示すのは、ひずみ硬化係数（鉄筋の初期弾性係数と降伏後の弾性係数の比） R_s を 2% とし、Bauschinger 効果を表すパラメータの材料定数に既往の研究における解析で実績のある値を用いる場合（ケース Rb1: $R_{b0} = 20$, $a_1 = 18.5$, $a_2 = 0.15$ ）と、本解析対象実験の除荷・再載荷の履歴の再現性を高めるように Bauschinger 効果を表すパラメータの材料定数を調整した場合（ケース Rb2: $R_{b0} = 5$, $a_1 = 4.3$, $a_2 = 0.15$ ）の 2 ケースである。

これより、実験では軸方向鉄筋の降伏後には水平耐力がおおむね一定となるのに対し、これまでに実績のあるケース Rb1 を用いた解析では軸方向鉄筋の降伏後も水平耐力が上がり続ける。降伏変位レベルの載荷変位においても水平耐力を、実験結果よりも 10% 大きく評価し、実験で水平耐力が下がり始めるレベル（水平変位が 60 mm 程度）では、水平耐力を 34% 大きく評価する。また、解析では除荷後に除荷剛性が変化し始める点の水平耐力を大きめに評価するため、特に第 2, 4 象限において除荷・

再載荷履歴の再現性もよくない。この結果、解析では実験よりも履歴吸収エネルギーを大きめに評価することとなる。単調載荷解析を行うと、正負交番のくり返し載荷解析における骨格曲線とほぼ同じ結果が得られる。

これに対して、本解析対象実験の除荷・再載荷履歴の再現性を高めるように Bauschinger 効果を表すパラメータの材料定数を $R_{b0} = 5$, $a_1 = 4.3$, $a_2 = 0.15$ とした場合（ケース Rb2）には、図-6 (b) に示すように水平変位が 60 mm までの範囲であれば、除荷・再載荷の履歴の推定精度が向上する。骨格曲線に関しては、単調載荷解析の場合には、Bauschinger 効果を表すパラメータの影響がないためケース Rb1 と同じになるが、正負交番載荷解析の場合には、水平耐力が反転すると、その後の降伏耐力が 10% 程度小さく求められるようになる。これは、除荷・再載荷履歴の再現性を高めるために、除荷後に除荷剛性が変化し始める点の水平耐力が小さくなるように材料定数を設定した結果、再載荷時の再載荷剛性の変化点の水平耐力も小さくなるためである。図-6 (b) では、水平変位が 20～30 mm の範囲では、水平耐力が実験よりも 10% 程度小さく求められるが、水平変位が増加すると水平耐力の推定精度は向上し、水平変位が 50～60 mm の範囲では解析は実験結果をよく再現している。

初期曲げ剛性に関しては、いずれの材料定数を用いる場合にも解析では 47 kN/mm と実験による初期曲げ剛性（28 kN/mm）よりも 66% 大きくなる。これは、実験における軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し、載荷前の微小なひびわれの影響等が解析に考慮されていないためと考えられる。

(3) 補修後のRC柱に対する解析

補修後の供試体に対する解析では、軸方向鉄筋の座屈が生じる前の段階（水平変位にして約 110 mm）までを対象とした。Bauschinger 効果を表すパラメータの材料定数に関しては、補修前の供試体に対する解析において精度の良かったケース Rb2 ($R_{b0} = 5$, $a_1 = 4.3$, $a_2 = 0.15$)

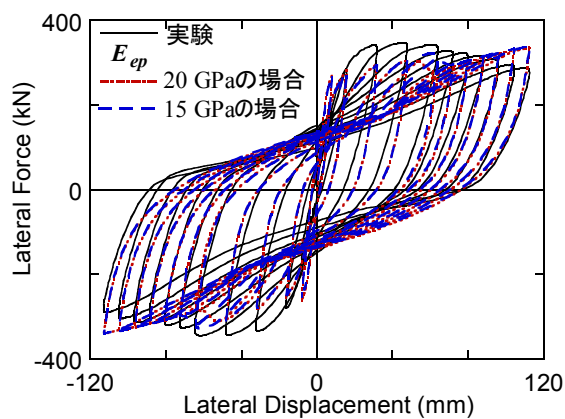


図-7 補修後 RC 柱の解析におけるエポキシ樹脂モルタルの初期弾性係数の影響

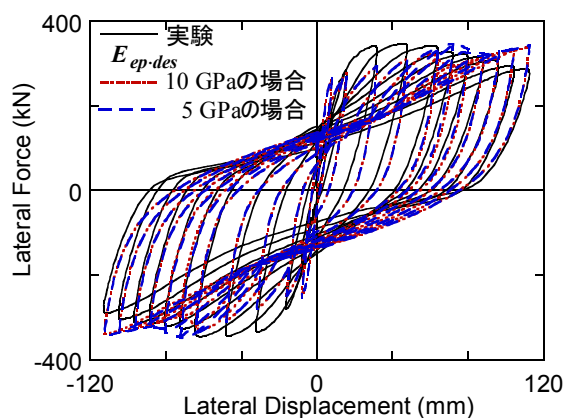
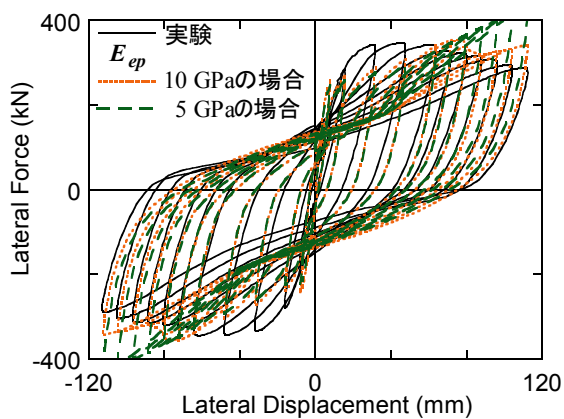


図-8 補修後 RC 柱の解析におけるエポキシ樹脂モルタルのポストピークのモデルの影響

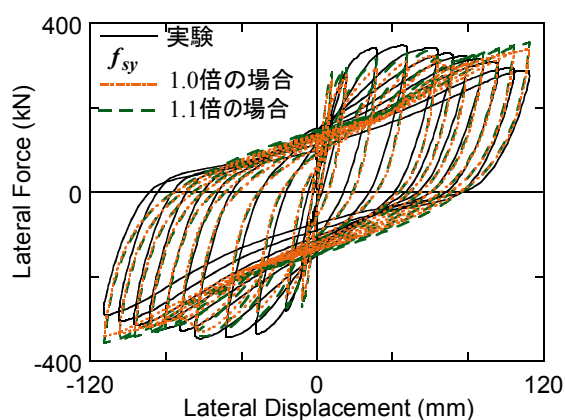
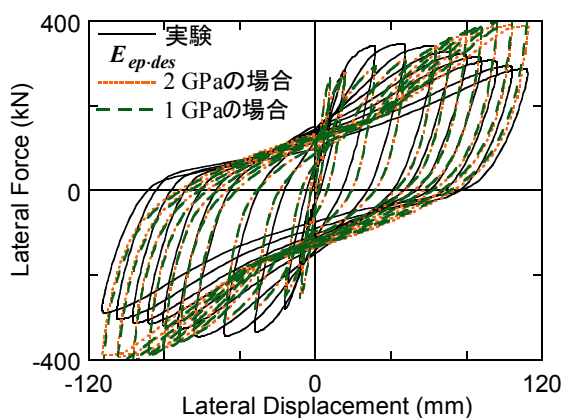


図-9 補修後 RC 柱の解析における軸方向鉄筋の降伏強度の影響

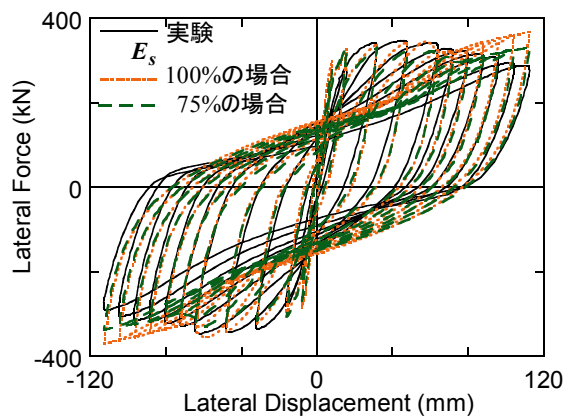
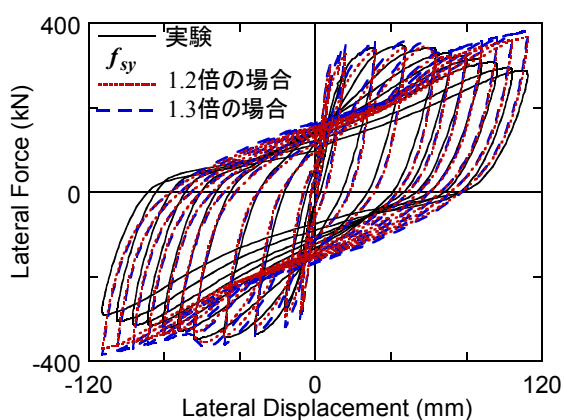
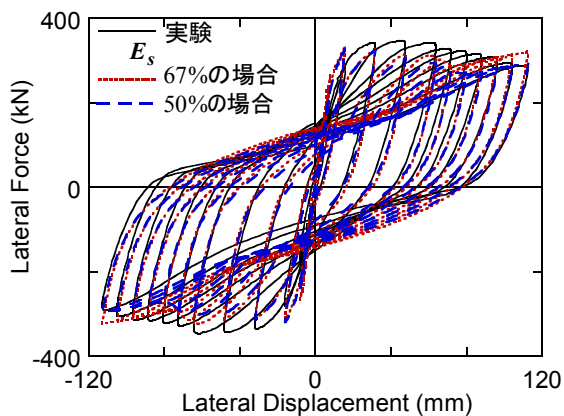


図-10 補修後 RC 柱の解析における軸方向鉄筋の初期弾性係数の影響



を用いることとした。

図-7は、エポキシ樹脂モルタルの初期弾性係数 E_{ep} が水平力～水平変位の履歴の推定精度に及ぼす影響を示した結果である。ここでは、エポキシ樹脂モルタルの下降勾配 E_{ep-des} は10 GPaとし、鉄筋の弾性係数、降伏強度は初期弾性係数 E_s 、初期降伏強度 f_{sy} を用いている。これによれば、水平変位が30～45 mmの範囲では解析が水平耐力を15%程度小さく評価する。この範囲では、エポキシ樹脂モルタルの初期弾性係数 E_{ep} の違いが履歴に及ぼす影響は顕著ではないが、これより大きな変位では E_{ep} が小さくなると水平耐力が大きくなり、実験結果に対する推定精度が低下する傾向にある。これは、エポキシ樹脂モルタルの応力～ひずみ曲線において、 E_{ep} が小さいと圧縮強度時のひずみ ϵ_{epc} が大きくなり、水平変位が大きい領域でエポキシ樹脂モルタルが大きな荷重を負担できるようになるためである。

初期曲げ剛性は E_{ep} を20 GPaとする場合には49 kN/mmと、実験による初期曲げ剛性(23 kN/mm)の209%となる。 E_{ep} を5 GPaまで小さくすると、42 kN/mmとなるが、これでも実験結果の180%と大きい。これを被災前から補修後の曲げ剛性の低下率として評価すると、 E_{ep} を20 GPaからその25%に相当する5 GPaまで小さくしても、0%～11%程度の変化しかない。実験では、曲げ剛性低下率は20%程度であるため、この一致度は高くない。これは後述のように鉄筋の初期弾性係数の影響が大きいためである。なお、除荷・再載荷の履歴曲線の一致度は良好であることから、被災前の供試体と同じ除荷・再載荷の履歴モデルを用いて解析できる。

図-8は、エポキシ樹脂モルタルの下降勾配 E_{ep-des} が解析精度に及ぼす影響を示した結果である。ここで、鉄筋には上述と同じ材料特性を用い、エポキシ樹脂モルタルの初期弾性係数 E_{ep} には図-7において比較的推定精度の良かったこと、文献8)に示される実験値に近いことから15 GPaを用いることとした。これによれば、水平変位が50 mmまでの範囲では E_{ep-des} の影響はない。水平変位が50 mmを超えると、 E_{ep-des} が大きい方が早く水平耐力が低下し、実験結果との一致度が向上する傾向にあり、この中では E_{ep-des} を10 GPaとする場合が最も一致度が良い。

図-9は、鉄筋の降伏強度 f_{sy} に補修前の荷重によるひずみ効果の影響を考慮する場合の結果を示したものである。ここでは、図-8の結果をもとにエポキシ樹脂モルタルの材料特性としては $E_{ep}=15$ GPa、 $E_{ep-des}=10$ GPaを用いており、初期弾性係数 E_s には初期弾性係数を用いている。これによれば、鉄筋の降伏強度を高くすると、特に水平変位が60 mm程度までの水平耐力が増加する。水平変位が30 mmのサイクルにおける水平耐力を比較

すると、 f_{sy} を1倍とする場合には295 kNに対して、これを1.2倍とすると340 kN、1.3倍とすると361 kNとなる。実験結果は340 kNであり、これに対しては1.2倍の f_{sy} を用いる場合に解析精度が向上する。

図-10は、補修前の荷重による鉄筋の初期弾性係数 E_s 低下の影響を評価した結果である。ここでは、エポキシ樹脂モルタルの材料特性は図-9と同じものを用い、鉄筋の降伏強度は初期降伏強度の1.2倍としている。鉄筋の弾性係数を初期弾性係数の100%、75%、67%、50%と変化させると、初期曲げ剛性は49～31 kN/mmの範囲で変化する。一番小さいケースでも実験による初期曲げ剛性(23 kN/mm)より30%程度大きい。これを被災前から補修後の曲げ剛性低下率として評価すると、初期曲げ剛性が49～31 kN/mmに対して、その低下率は0～34%となる。実験での曲げ剛性低下率は20%程度であり、この観点から評価すると、鉄筋の弾性係数を初期弾性係数の67%とする場合に実験との一致度がよい。

5. 補修されたRC柱の地震応答特性の評価

(1) 解析モデルと入力地震動

解析には、図-1に示した二次元骨組みモデルと同様のモデルを用いることとした。ただし、解析対象とした供試体は正負交番荷重のためのものであり、図-1に示した水平力荷重点に慣性質量を与えると、固有周期が0.14秒と小さくなる。そこで、一般的なRC橋脚の固有周期帯に近づけるために、慣性質量を柱基部から3 mの位置に与えることとした。また、固有周期の異なる構造物に対する応答を調べるために、軸力は一定として、水平方向の慣性質量に死荷重反力に相当する質量(=16 ton)とこの2倍(=32 ton)を考慮することとした。被災前のRC柱の解析モデルの固有周期は、慣性質量が16、32 tonの場合に対してそれぞれ0.33、0.47秒である。

ファイバー要素には、4に示した正負交番荷重解析において履歴特性の再現性がよい材料モデルを用いることとした。すなわち、軸方向鉄筋のパラメータには、ケースRb2($R_{b0}=5$, $a_1=4.3$, $a_2=0.15$)を用い、補修後RC柱の解析では、エポキシ樹脂モルタルの材料特性としては $E_{ep}=15$ GPa、 $E_{ep-des}=10$ GPaを用い、鉄筋の弾性係数、降伏強度には $0.67E_s$ 、 $1.2f_{sy}$ を用いることとした。上述のように補修後には20%程度初期剛性が低下するため、補修後RC柱の解析モデルの固有周期は、慣性質量が16、32 tonの場合に対して0.34、0.49秒と、被災前のRC柱よりも固有周期が若干大きい。

RC柱のみを解析対象とする場合、RC柱の履歴減衰のみを考慮することでRC柱の地震応答特性の再現性が向

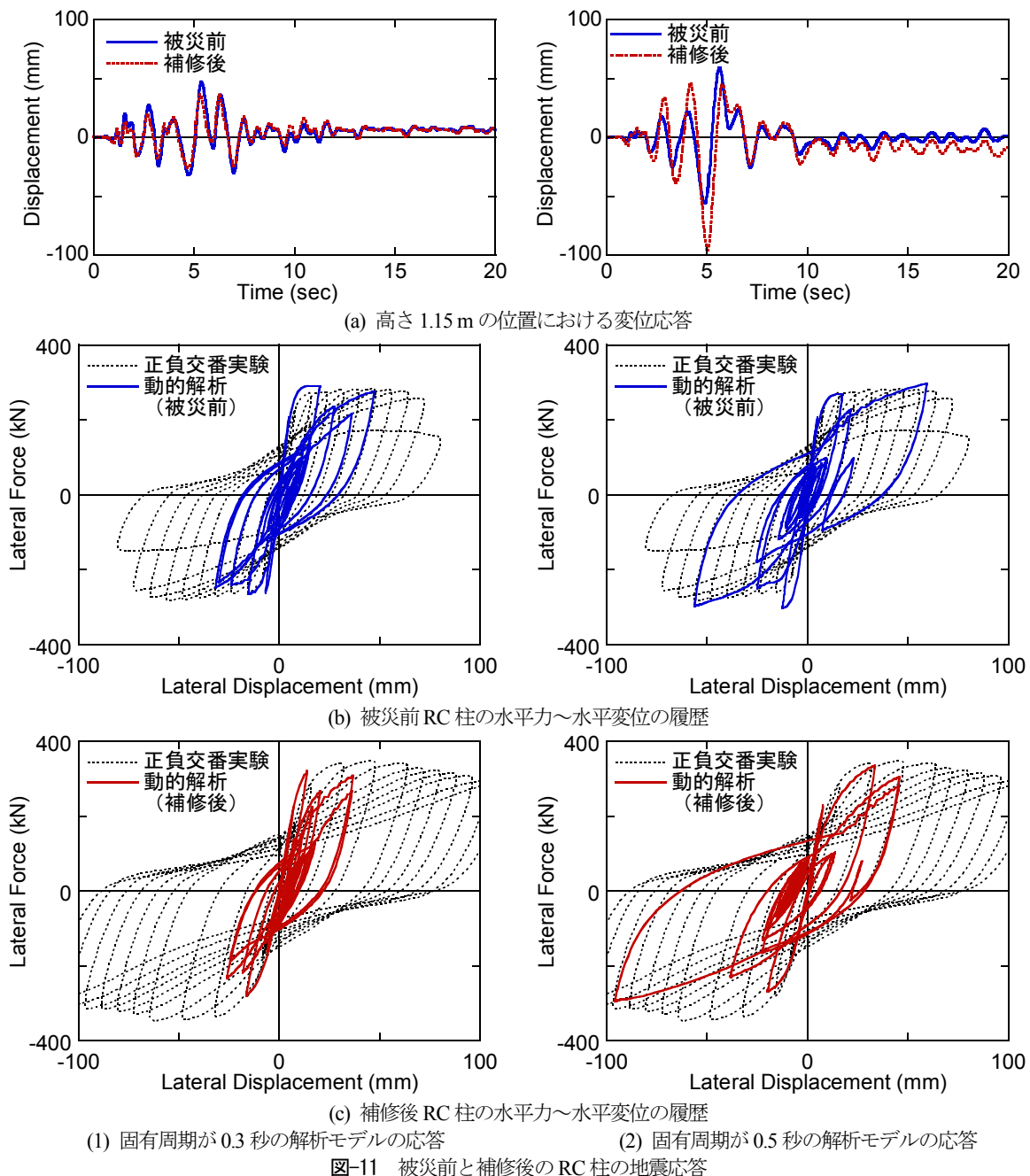


図-11 被災前と補修後の RC 柱の地震応答

上するという報告^{16),17)}があるため、ここでは、減衰としては RC 柱の履歴減衰のみを考慮することとした。なお、数値解析の安定のために小さい減衰を与えることとし、Rayleigh 減衰により基準振動数 (1 Hz, 20 Hz) に対して 0.1% の減衰定数を見込んでいる。

解析に用いる入力地震動には、1995 年の兵庫県南部地震において JR 西日本鷹取駅構内¹⁸⁾で観測された記録の EW 成分 (JR 鷹取 EW 記録) を用いることとした。地震応答解析では、正負交番載荷解析において非線形履歴の再現性が確認された範囲を解析対象とすることとし、被災前 RC 柱の最大応答変位が 50～60 mm 程度となるように、地震動の強度を調整した。これを本震による地震動とし、補修後 RC 柱の応答解析では余震として本震と同

じ強度の地震が生じたことを想定した解析とした。

(2) 被災前と補修後の RC 柱の地震応答解析

図-11 は、被災前と補修後の RC 柱の地震応答特性を調べるために、JR 鷹取 EW 記録の振幅調整波を入力した場合の高さ 1.15 m における応答変位の時刻歴と水平力～水平変位の履歴を比較した結果である。ここで、固有周期が 0.3, 0.5 秒のモデルに対して、地震動の振幅をそれぞれ 90%, 50%としている。水平力～水平変位の履歴には、本解析に用いたモデルの推定精度を評価するために正負交番載荷実験^{9),11)}で得られた水平力～水平変位の履歴を示している。これによれば、本解析モデルを用いた地震応答解析において得られた水平力～水平変位の骨

格曲線および除荷・再載荷の履歴は、水平変位が小さい領域で水平耐力を小さめに評価する傾向があり、その傾向が補修後 RC 柱の解析においてやや顕著にあらわれているが、全体としては実験結果とおおむね一致している。

図-11 によれば、被災前と補修後の RC 柱は、上述のように初期固有周期に若干の違いがあるが、固有周期が 0.3 秒の場合にはほぼ同じように振動する。最大応答変位に着目すると、固有周期が 0.3 秒のモデルでは、被災前の RC 柱が 47 mm に比べて、補修後の RC 柱では 37 mm と 22%低下する。一方、固有周期が 0.5 秒の場合には、振動の位相はおおむね一致しているが、その振幅は被災前の RC 柱に比べて補修後の方が大きい。補修後の RC 柱には最大で 96 mm の応答変位が生じ、これは被災前の RC 柱の 59 mm より大きい。こうした応答の増加には、上述のように補修後の RC 柱では曲げ耐力が小さめに得られていることの影響が含まれている可能性はあるが、この結果は本震と同レベルの地震が生じた場合には、補修後の RC 柱の応答変位が増加する可能性があることを示している。これは応急復旧における耐震性能目標を設定する上で重要である。

このように、構造物の初期剛性、履歴特性と地震動の卓越周期の関係によって、被災前と補修後で構造物の応答特性が変化すると考えられるため、今後、様々な周期特性を有する RC 柱や地震動を用いて追加解析をおこない、こうした傾向についてさらなる分析を進め、応急復旧における耐震性能目標を明確にしていく必要がある。

6. 結論

本研究では、補修後の耐震性能を解析的に評価する手法を構築することを目的として、その第一段階として地震被災後にエポキシ樹脂モルタルにより断面修復された鉄筋コンクリート柱に対する正負交番載荷実験を対象に、ファイバー解析による正負交番解析および地震応答解析から、解析に用いる材料特性が解析精度に及ぼす影響および地震応答特性を評価した。本研究で得られた結論は以下の通りである。

- (1) 簡易な材料モデルを使用することや補修後の柱基部の複雑な応力状態を再現していないこと等、解析では簡略化した条件を用いたが、水平力～水平変位の骨格曲線は被災前、補修後ともに解析により一定の精度で再現できる。
- (2) 被災前、補修後の供試体では、水平力～水平変位の履歴の除荷・再載荷の履歴特性に顕著な違いがなく、除荷再載荷に関しては、いずれも同じ材料モデルおよびパラメータを用いて解析することができる。

(3) 補修後の解析では、エポキシ樹脂モルタルの初期弾性係数が初期曲げ剛性に及ぼす影響は顕著ではない。エポキシ樹脂モルタルの応力～ひずみ履歴が影響を及ぼすのは水平変位が 50 mm 以上の大きな変形の領域に入ってからである。

(4) 補修後の解析では、軸方向鉄筋の初期弾性係数と降伏耐力を適切に定めることが重要である。曲げ剛性が低下することに関しては、軸方向鉄筋の弾性係数を初期弾性係数の 67%とすることにより、一定の精度で再現可能である。また、軸方向鉄筋のひずみ硬化の影響を、降伏強度を 20%増加させることにより考慮すると解析精度が向上する。

(5) 地震応答解析により得られた被災前と補修後の RC 柱の最大応答変位の比較によれば、同規模の余震が発生した場合には補修後の RC 柱の最大応答が増加する可能性がある。こうした傾向は、構造物の初期剛性、履歴特性と地震動の卓越周期の関係によって変化するため、今後、さらなる検討を進める必要がある。

謝辞: 本研究の一部は、日本コンクリート工学協会の「被災構造物の復旧性能評価研究委員会」の「補修・補強後の性能評価ワーキンググループ」の活動の一環として実施したものである。標記委員会の委員の各位には貴重なご助言を頂いた。また、解析に用いた正負交番載荷実験データは小林薫氏 (JR 東日本) よりご提供いただいたものである。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路震災対策便覧 (震災復旧編)，2007。
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所，独立行政法人建築研究所：平成 16 年 (2004 年) 新潟県中越地震被害に係わる現地調査概要，2005。
- 3) 森濱和正，小林茂敏：震災を受けた柱状 RC 部材の補修効果，コンクリート工学年次論文集，Vol. 6, No. 1, pp. 621-624, 1984。
- 4) 田才晃，北山和宏，小谷俊介，青山博之：エポキシ樹脂で補修された鉄筋コンクリート梁の曲げ性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 6, No. 1, pp. 625-628, 1984。
- 5) 北田朋子，田才晃：曲げ柱の地震後の残存軸耐力と損傷修復性に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 20, No. 3, pp. 433-438, 1998。
- 6) 石橋忠良，津吉毅，小林薫，小林将志：大変形正負交番載荷を受ける RC 柱の損傷状況及び補修効果に関する実験的研究，土木学会論文集，No.648/V-47, pp. 55-69, 2000。
- 7) 渡邊一悟，畑山朗，岸徳光，長谷川正：正負交番載荷を行った壁式 RC 橋脚の補修効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25, No. 2, pp. 1903-1908, 2003。
- 8) 稲熊弘，関雅樹：損傷レベル 4 の大変形領域まで損傷させ

- た鉄道高架橋 RC 柱の補修効果に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 51A, pp.769-780, 2005.
- 9) 大川俊紀, 伊津野和行, 山田善一, 家村浩和: RC 構造物の耐震補修効果に関する定量的評価手法, 第 47 回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, I-572, pp. 1318-1319, 1992.
 - 10) 小林薫: 補修・補強後の部材性能の違いが構造全体系に及ぼす影響, 被災構造物の補修補強後の耐力変形状研究委員会報告書 3.3.3, 日本コンクリート工学協会, 2005.
 - 11) 小林薫: RC 柱の補修後の性能, 被災構造物の復旧性能評価研究委員会報告書 4.2.3.5, 日本コンクリート工学協会, 2007.
 - 12) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.
 - 13) Sakai, J. and Kawashima, K.: Unloading and reloading stress-strain model for confined concrete, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 132, No. 1, pp. 112-122, 2006.
 - 14) 堺淳一, 川島一彦: 部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案, 土木学会論文集, No. 738/I-64, pp. 159-169, 2003.
 - 15) Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, *Proc. of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, pp.15-22, 1973.
 - 16) Sakai, J. and Unjoh, S.: Earthquake simulation test of circular reinforced concrete bridge column under multidirectional seismic excitation, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol.5, No.1, pp. 103-110, 2006.
 - 17) 堺淳一, 運上茂樹: ファイバー要素を用いた円形断面鉄筋コンクリート橋脚模型の地震応答解析, 土木技術資料, Vol. 49, No. 1, pp. 60-65, 2007.
 - 18) Nakamura, Y.: Waveform and its analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, *JR Earthquake Information No. 23c*, Railway Technical Research Institute, Japan, 1995.

(2007. 4. 6 受付)

ANALYTICAL EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF A REINFORCED CONCRETE COLUMN REPAIRED AFTER EARTHQUAKE DMAGE

Junichi SAKAI

When reinforced concrete columns are damaged during a severe earthquake, the columns are immediately repaired to ensure temporal structural safety for aftershocks. To develop a method to evaluate the seismic performance and dynamic behavior of such repaired columns, analytical investigations for a reinforced concrete column specimen repaired with epoxy resin mortar for earthquake damage were conducted. For analyses of a repaired column, using 67% of the initial elastic modulus and 120% of the yield strength of longitudinal reinforcement improves the accuracy of the analysis. Dynamic analyses demonstrated that the response displacement may increase by the earthquake damage and repairing, depending on dynamic properties of the structure and the ground motion.