

論文 非線形有限要素解析による補修後の曲げ降伏型 RC 部材の性能評価

中田 幹久*1・穴吹 拓也*2

要旨： ひび割れ樹脂注入工法やモルタルによる断面修復によって補修した RC 造部材の構造性能を、非線形有限要素解析により評価する手法の確立を目的として、補修を行った曲げ降伏型 RC 造耐震壁及び梁の静的繰返し載荷実験の再現解析を行った。補修によって変化した構造性能を解析により評価するため、既往実験で得られた補修後の初期剛性の回復率等を基に、コンクリートの材料モデルを調整した。その結果、実験の荷重～変形関係及び鉄筋ひずみ分布を精度良く再現できた。ただし、部材内の各要素の損傷に応じた材料特性の評価、補修後のコンクリート材料や鉄筋付着特性のモデル化については検討の余地がある。

キーワード： 補修, ひび割れ注入, 断面補修, FEM

1. はじめに

地震被害を受けた建物を早期に復旧し、継続して安全に使用するためには、補修や補強を施した建物の構造性能を迅速かつ精度良く評価する手法の確立が求められる。例えば、建築防災協会の「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針」¹⁾では、鉄筋コンクリート (RC) 造建築物について、部材種別、補修方法、被災部材の損傷度 (図-1 参照) ごとに耐力の回復度合いの目安として、耐力回復係数が提示されている。しかしながら、耐力以外の部材性能である剛性やエネルギー吸収能力の回復度については明確ではない点が課題である。そこで、参川・永井らはひび割れ注入や断面修復等の補修を行った RC 造部材に対する静的加力実験を行い、これらの回復係数の導出を試みた²⁾。実験により得られた回復係数は、構造設計で一般的に用いられるフレーム解析への適用を想定したものである。

一方で、補修の範囲や使用材料の特性を詳細に考慮する方法としては、有限要素法 (FEM) による非線形解析も有効な評価手段の一つと考えられる。しかし、FEM を用いた補修後 RC 造部材の解析例は、現状では非常に少ない。そこで、本研究では、文献 2) で提案された回復係数を参考として、補修後のコンクリートを表す材料モデ

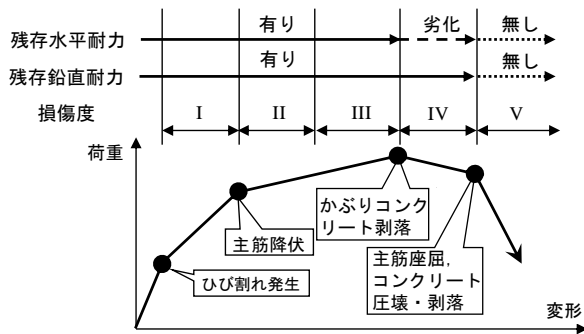


図-1 被災した曲げ部材の損傷度の概念¹⁾

ルの定義方法を検討した。また、文献 2) に示される補修後の曲げ降伏型 RC 造耐震壁・梁を対象とした解析を行い、非線形有限要素解析による補修後の RC 部材の性能評価法の適用性を検証した。

2. 解析対象実験

解析対象とした実験²⁾で用いられた壁・梁試験体の寸法及び配筋を図-2 に、載荷装置を図-3 に示す。試験体のせん断高さは 1700mm とした。試験体は曲げ破壊が先行する設計とし、寸法及び配筋は実大の 1/3 程度のスケールを想定した。加力は軸力を与えずに実施した。加力計画を図-4 に示す。実験は、異なる損傷レベル (図-1 参照) の部材に対して、補修による部材性能の回復度合いを確認することを目的の一つとした。

解析対象は壁試験体 W5, W2R, W4R, 及び梁試験体

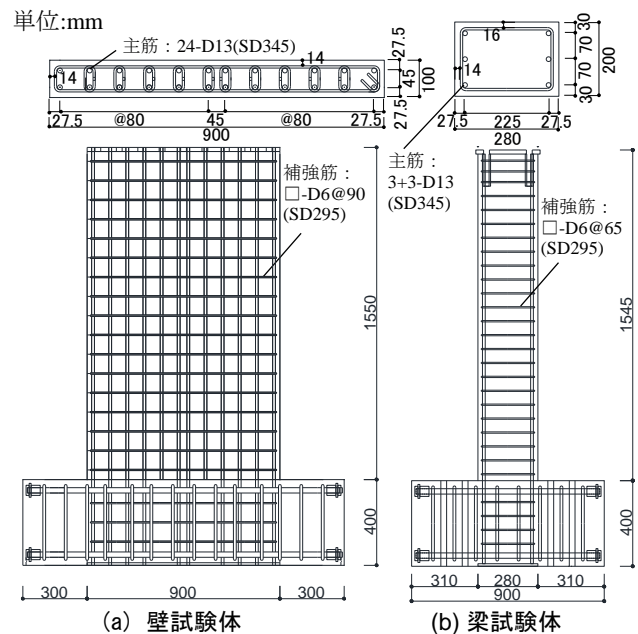


図-2 試験体寸法及び配筋

*1 (株) 大林組 技術研究所 修士 (工学) (正会員)

*2 (株) 大林組 技術研究所 課長 博士 (工学) (正会員)

G5, G2R, G4R の計 6 体とした。試験体 W5, G5 は新設の状態から損傷度 V となるまで載荷した基準試験体である。試験体 W2R, G2R は新設状態から損傷度 II まで補修前載荷をした後、ひび割れにエポキシ樹脂を注入する補修を行い、その後損傷度 V に至るまで再載荷した。試験体 W4R, G4R は新設状態から損傷度 IV まで補修前載荷をした後、ひび割れのエポキシ樹脂注入を行うと共に、コンクリートの軽微な剥落箇所はポリマーセメントモルタル、鉄筋が露出した著しい剥落箇所はエポキシ樹脂モルタル（以下、補修モルタル）による断面修復を施した。その後、損傷度 V に至るまで再載荷した。損傷度の判定は文献 1) によった。試験体のひび割れ状況及び補修状況を図-5 に示す。ひび割れへの樹脂注入は観察された全てのひび割れに対して実施した。また、各補修は補修前載荷後の水平方向残留変形を 0 に戻してから実施した。

3. 解析モデル

解析ソフトには FINAL を使用した。図-6 に解析モデルの概要を示す。解析モデルは対称性を考慮して部材幅の 1/2 を取り出した三次元モデルとした。壁・梁、スタブ、加力梁は六面体要素でモデル化した。主筋は材軸方向のみ剛性を持つ線材要素でモデル化し、接合要素を介して六面体要素と接続することで主筋の付着すべり特性を考慮した。補強筋及び幅止め筋は線材要素ではなく、コンクリート要素に剛性を重ね合わせる埋込み鉄筋として表した。本解析における要素はすべて 1 次要素とした。

コンクリートについては、図-6 に示すように、スタブ、かぶり部、コア部の三つの部位ごとに異なる配筋、材料モデルを定義した。コンクリートは等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルにより表し、ひび割れは非直交分散ひび割れモデル³⁾により表した。使用した材料モデル^{4)~8)}の一覧を表-1 に示す。鉄筋の応力～ひずみ関係の骨格曲線はバイリニアモデルとした。本解析では、主として鉄筋降伏前後の変形レベルにおける挙動に注目したため、降伏後の剛性は初期剛性の 1/1000 と仮定した。繰り返し応力下における履歴特性は Ciampi らのモデル⁹⁾を適用した。コンクリートの圧縮強度、鉄筋の降伏応力及びそれぞれのヤング率は表-2、表-3 に示す材料試験により得られた値を用い、コンクリートの引張強度は「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」¹⁰⁾（以下、靱性指針）を参考に、圧縮強度の平方根に 0.33 を乗じた値とした。主筋とコンクリート間の付着応力～すべり関係は Elmorsori らのモデルを適用し、付着強度時の鉄筋のすべり量は 1.0mm とした¹¹⁾。拘束が大きいスタブ内の付着強度は 20N/mm² とした¹¹⁾。壁最外縁主筋、その他の壁主筋及び梁主筋の付着強度は、靱性指針による付着信頼強度¹⁰⁾として、それぞれ 3.0N/mm²、

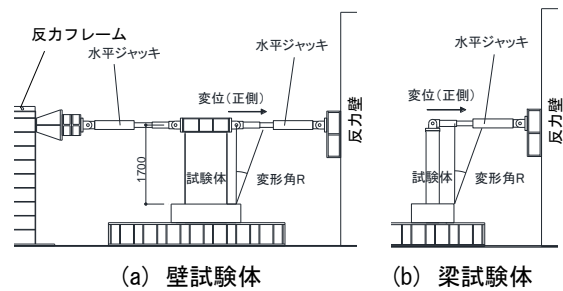


図-3 荷重装置

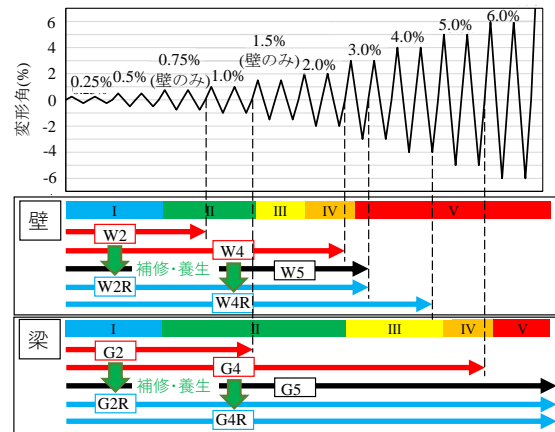


図-4 加力計画

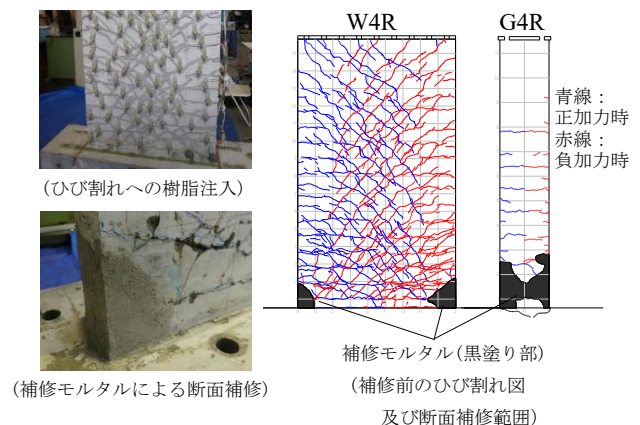


図-5 試験体の補修前のひび割れ状況及び補修状況

5.0N/mm², 4.7N/mm² とした。コンクリートの応力～等価一軸ひずみ関係、鉄筋の応力～ひずみ関係及び付着応力～すべり関係の履歴特性の概念を図-7 に示す。

解析の加力は、図-6 に示すように、壁又は梁の下端から 1700mm の位置に強制変位を与え、加力サイクルは実験の載荷サイクルと同様とした。

4. 補修を想定した材料モデル

3 章で示した材料モデルは、新設状態の部材を対象とした有限要素解析において用いられるものである。4 章では、既往実験による補修後部材の初期剛性の回復度²⁾を参考として材料モデルを調整した。以下、3 章で述べた材料モデルによる解析をケース 1、4 章で述べる材料モデルによる解析をケース 2 と呼ぶ。

実験では、補修後の部材の初期剛性が新設時に比べて

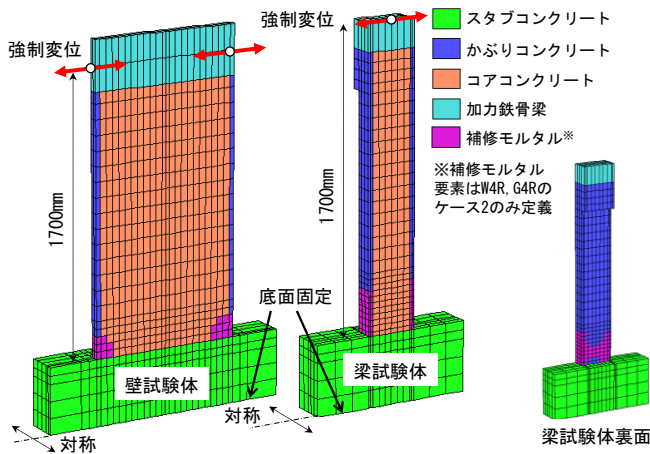


図-6 解析モデルの概要

表-2 コンクリート及び補修モルタルの材料特性値

試験体名	コンクリート						補修モルタル	
	W5	W2R	W4R	G5	G2R	G4R	W4R	G4R
ヤング率($\times 10^4$ N/mm ²)	3.26	3.23	3.29	3.27	3.34	3.27	1.88	1.29
圧縮強度(N/mm ²)	46.1	49.3	50.2	49.3	52.7	53.2	90.5	71.0
引張強度(N/mm ²)	2.24	2.32	2.34	2.32	2.40	2.41	3.14	2.78

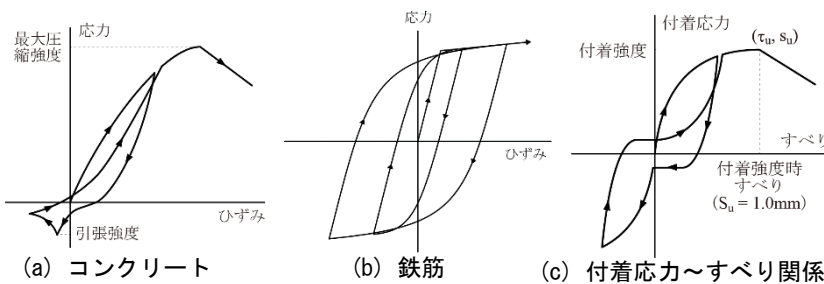


図-7 材料モデルの概念

表-1 コンクリートの材料モデル

テンションステイフニング特性	壁：長沼・山口のモデル ⁴⁾ 梁：出雲らのモデル(C=1.0) ⁵⁾
圧縮特性	修正 Ahmadモデル ⁶⁾
破壊条件	Willam-Warnkeの5パラメータモデル(大沼らの係数) ⁶⁾
ひび割れ後の圧縮強度低減方法	長沼の提案式 ⁷⁾ により低減
ひび割れ後の圧縮強度時ひずみ低減	スタブ・コア：低減無し かぶり：低減有り
圧縮応力軟化域特性	Nakamuraらのモデル ⁸⁾ *
ひび割れ後のせん断伝達特性	長沼の提案モデル ⁷⁾

*かぶり部はひずみ軟化域曲線の勾配が大きくなるように調整

表-3 鉄筋の材料特性値

鉄筋径	鉄筋	
	D6 (補強筋)	D13 (主筋)
ヤング率($\times 10^5$ N/mm ²)	1.76	1.87
降伏応力(N/mm ²)	546	562

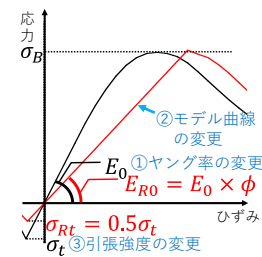


図-8 補修後コンクリートの応力～ひずみ関係の概念

50%～60%程度に低下する現象が観察された。この現象を再現する方法として、解析モデルではコンクリート、鉄筋、コンクリートと鉄筋間の付着すべり特性の三つを調整することが考えられる。この内、鉄筋については塑性化し残留変形がある状態から再載荷したときの剛性は塑性化前の剛性と殆ど変わらないと考えられる。また、田からは付着割裂が生じた部材をエポキシ樹脂注入で補修した場合には付着強度が大きく増大することを実験的に確認している¹²⁾。これらのことから、本研究では調整対象をコンクリート材料モデルに絞り、補修後部材の剛性低下を表すため、以下の4点を変更した。最初の3点は部材全体に生じたひび割れの注入補修の影響を表し、4点目は部材脚部の断面補修の影響を表すものである。

第一に、コンクリートのヤング率を文献2)で提案された初期剛性回復係数(ϕ)を乗じた値とした。初期剛性回復係数は、新設状態で載荷した試験体 W5, G5 の初期剛性に対する補修後の試験体の初期剛性の比であり、W2R と W4R は 55%, G2R は 54%, G4R は 56%であった。なお、文献2)では初期剛性は、正載荷時荷重が正側最大荷重の 1/3 となる点の割線剛性と定義している。ここで、

初期剛性回復係数は部材レベルでのマクロ的な剛性低下を表す値である。しかしながら、現時点ではひび割れ注入補修したコンクリートの剛性低下の程度に関する材料レベルでの知見が無いため、本研究では簡易的に初期剛性回復係数を試用した。

第二に、コンクリートの主応力～等価一軸ひずみ関係を修正 Ahmad モデルから線形モデルに変更した。補修部材のコンクリートは一度圧縮力を受け、内部に微細なひび割れを生じて非線形化したコンクリートである。このひび割れ幅は極めて小さく、エポキシ樹脂注入では完全な復旧が難しいと考えられる。そのため、補修部材のコンクリートの圧縮応力上昇曲線は、図-7(a)に示す再載荷時のように、新設時に比べて直線的になると仮定した。

第三に、コンクリートの引張強度をケース1の0.5倍に低減した。これは、ひび割れに注入したエポキシ樹脂が全てのひび割れに完全には浸透、接着しなかったことによる、見掛けの引張強度の低下を考慮したものである。ただし、この低下率を定量的に評価することは現状困難であったため、本研究では解析結果が最も実験に適合した0.5を採用した。図-8にケース1とケース2にお

る、コンクリートの応力～ひずみ関係の概念を示す。

第四に、W4R、G4Rの解析モデルでは、実験で断面修復を行った箇所に相当する六面体要素（図-5、図-6参照）に、補修モルタルを模擬した材料モデルを適用した。補修モルタルの材料モデルはかぶりコンクリートの材料モデルを準用した。補修モルタルの材料特性値は表-2に示すものである。圧縮強度とヤング率は補修モルタルの材料試験によって得られた値とし、引張強度はコンクリートと同様に圧縮強度から算定した。

5. 解析結果

5.1 荷重～変形関係の比較

図-9に新設部材W5及びG5について解析（ケース1）と実験における荷重～変形関係の比較、図-10に補修部材について解析（ケース1及びケース2）と実験における荷重～変形関係の包絡線の比較を示す。

壁新設試験体W5ではケース1と実験の荷重～変形関係はよく対応しており、同一変形角における水平荷重の差（解析値と実験値の差を実験値で除した値。以下、荷重差）は最大11%に留まった。W5については、ケース1

の材料モデルによって実験を適切に評価できたといえる。壁補修試験体W2RとW4Rのケース1では、解析の初期剛性が実験値を大きく上回り、最大で54%の荷重差が生じた。このことから、ひび割れへのエポキシ樹脂注入では、新設状態を対象としたコンクリート材料モデルを適用できるまでには回復されないと考えられる。一方で、W2RとW4Rのケース2は、ケース1と比較して、実験の荷重～変形関係との対応が改善された。荷重差はW4Rの部材角0.25%時に最大で15%であり、部材角0.5%以降の荷重差は-6%～6%であった。壁補修試験体では、ケース2の材料モデルを用いることで、最大耐力に至るまでの挙動がケース1から大きく改善された。

梁新設試験体G5のケース1では、正側の部材角0.25%までは荷重差が-15%程度であり、解析値が実験値を過小評価したが、部材角0.5%以降は荷重差が-6%～5%であり、実験値と解析値はよく対応した。一方で、負側は、部材角-0.5%を超えたあたりから荷重差が大きくなり、部材角-2.0%時に最大の15%となった。この正負の差は、実験の荷重～変形関係がやや非対称であったために生じたものである。従って、G5についてはケース1の材料モ

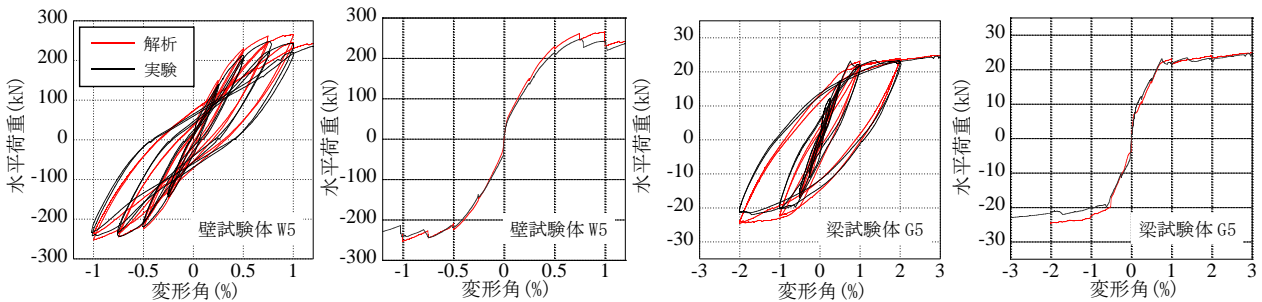


図-9 新設試験体の荷重～変形関係及びその包絡線

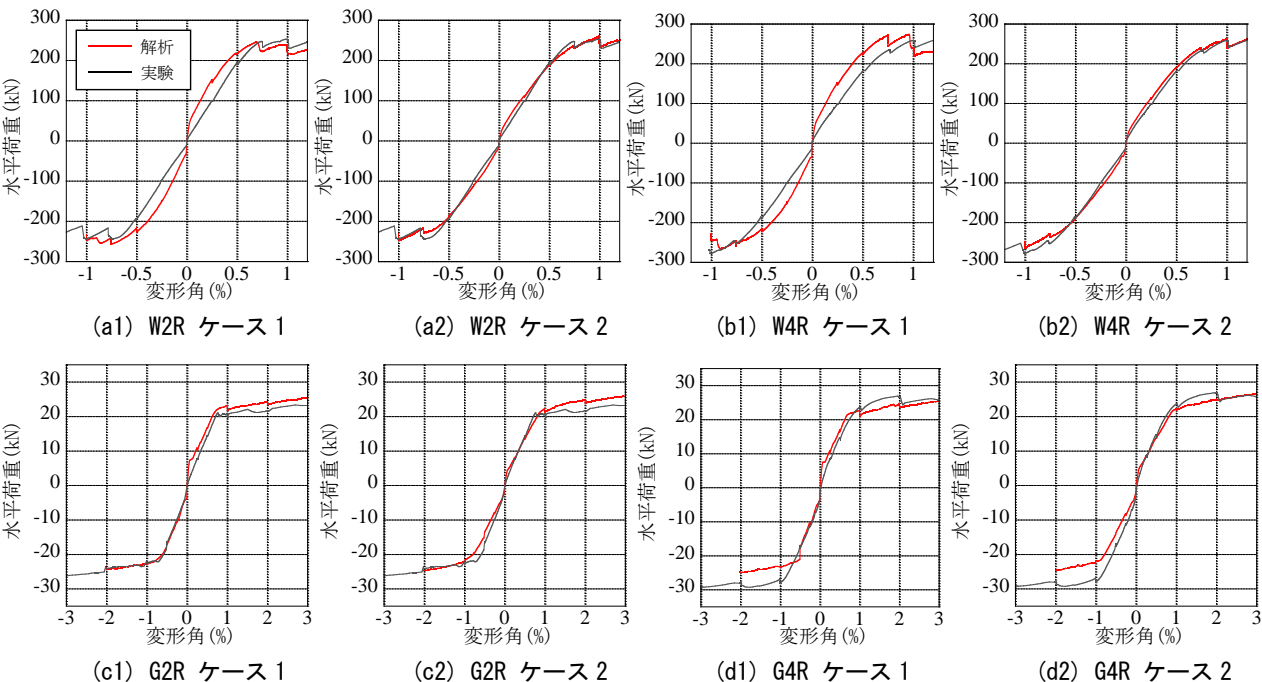


図-10 補修試験体の荷重～変形関係の包絡線の比較

デルで適切に評価できたと考えられる。梁補修試験体 G2R のケース 1 では、正側は初期剛性が実験を上回り、部材角 0.25%到達時には荷重差は 40%であった。その後、最大耐力に近付くほど荷重差は小さくなり、部材角 1%以降では荷重差は 8%~12%となった。負側に関しては、加力全体を通じて荷重差は-3%~6%であり、荷重~変形関係が実験と解析ではほぼ一致した。梁補修試験体 G4R では、初期剛性は解析値が実験値を上回るものの、変形角 $\pm 1.0\%$ 以降の水平荷重は、解析が実験を過小評価した。梁補修試験体 G2R 及び G4R のケース 2 では、剛性については正側では適切に評価出来たものの、負側では過小評価した。この理由として、文献 2)の初期剛性回復係数は正加力側の荷重~変形関係の包絡線を基に定義したものであることが考えられる。梁補修試験体の実験では正加力時の荷重よりも負加力時の荷重の方が大きい傾向があった。そのため、負加力時において解析は実験の剛性を過小評価したものと推定される。また、耐力については、G2R は解析と実験で概ね対応したが、G4R は解析が実験を過小評価した。この理由としては、鉄筋のひずみ時効硬化¹³⁾の影響が考えられる。ひずみ時効硬化は、一度降伏した鉄筋において、時間経過と共に降伏強度や引張強度が上昇する現象である。G4R は補修前荷重から補

修後の荷重までの期間が約 3 か月半あり、一連の実験の中で最も長かった。また、G4R は補修前荷重で鉄筋が降伏した範囲が広がった。そのため、特に G4R ではひずみ時効硬化の影響が大きくなり、実験の耐力が上昇したと考えられる。

5.2 主筋のひずみ分布の比較

図-11 に、補修試験体 4 体について、実験と解析における主筋のひずみ分布の比較を示す。壁試験体は部材角 +0.25%, +0.5%, +0.75%, +1.0%の初回到達時、梁試験体は部材角 +0.25%, +0.5%, +1.0%, +2.0%の初回到達時のひずみである。壁試験体に関しては、最外縁の鉄筋 (A 列, F 列)に加えて、部材芯付近の鉄筋 (D 列)の 3 本のひずみ分布を示す。

壁試験体 W2R, W4R では、鉄筋の未降伏領域の殆どで、実験と解析のひずみ量がよく対応した。ただし、W4R の A 列においては、解析が加力初期のひずみを過大評価する傾向があった。この原因としては、W4R では、壁脚部のかぶり剥落部を補修モルタルで塞いだ状態でひび割れ注入が行われたため、補修前荷重においてスタブ内に主筋の付着劣化が生じていた場合、その回復は期待できない。従って、補修後荷重においてはスタブからの主筋の抜け出しの影響があったと考えられる。また、降伏後

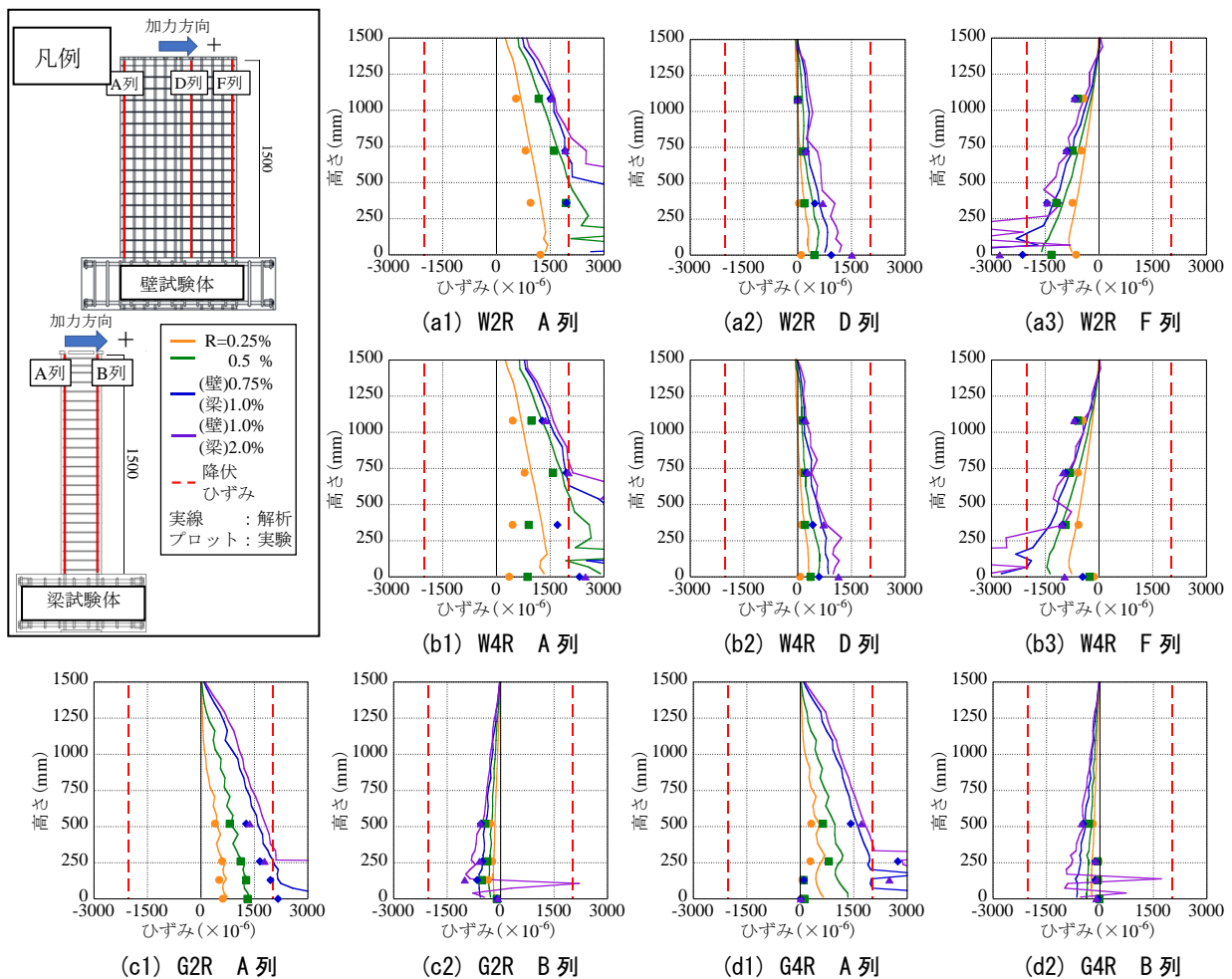


図-11 補修試験体の主筋ひずみ分布の比較

のひずみは解析により定量的に評価することは難しいが、主筋の降伏範囲は解析によって概ね再現できた。

梁試験体 G4R は、加力初期において梁端部から高さ 250mm 以内の範囲でひずみの実験値が殆ど 0 であった。実験において G4R 脚部の曲げひび割れはスタブに入り込むように生じ、梁端部のゲージ位置より下の領域が大きく変形した。そのため、加力初期はゲージ位置における鉄筋の伸びが殆ど無かったと推定される。解析では、梁端部における変形が支配的であったため、ひずみ分布に差が生じたものと考えられる。なお、高さ 250mm 以上の鉄筋の未降伏領域については、実験と解析でひずみ量がよく対応した。また、主筋の降伏範囲は、壁と同様、解析によって概ね再現できた。実験における局所的な損傷による多少の違いはあるものの、全体としては解析によって実験の主筋ひずみ分布を再現できた。

以上のように、ケース 2 の材料モデルにより、補修後の RC 構造物の挙動を再現することができた。

6. 結論

非線形有限要素解析によって、被災後に補修した曲げ降伏型 RC 造耐震壁及び梁の構造性能を評価するため、補修後の材料性状の変化を表す手法として、以下の四つの調整を行った。

- (1) コンクリートのヤング率に補修による初期剛性回復係数を乗じる。
- (2) コンクリートの主応力～等価一軸ひずみ関係における応力上昇曲線を線形とする。
- (3) コンクリートの引張強度を低減する。
- (4) 断面補修部のコンクリート要素の材料特性値を、補修に使用したモルタルの値に置き換える。

これにより、補修後の部材の非線形挙動を FEM で精度良く再現できる可能性を示した。ただし、梁部材に関しては、実験の荷重～変形関係の正負非対称性や、梁端部における局所的な損傷状況の違いから、荷重やひずみ分布の一部が解析では再現できなかった。

本検討においては、部材全体でコンクリートの材料モデルを一様に変更する方法を試みた。しかし、部材内の損傷の程度に応じて材料特性を定義すれば、解析精度を更に高められる可能性がある。それには、材料レベルでの知見の蓄積が必要である。また、補修後のコンクリートと鉄筋の付着特性に関しても単純な仮定を用いてモデル化したのが、これにも改善の余地があると考えられる。

謝辞

本研究は東北大学と大林組の共同研究として実施したもので、実験データは東北大学前田研究室よりご提供いただきました。また、研究に当たり、東北大学前田匡

樹教授、東京工業大学 Shegay Alex 助教、建築研究所関松太郎様及び東北大学前田研究室の皆様より貴重なご意見を賜りました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2015 年改訂版 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2016.3
- 2) 参川朗，永井智基，他：RC 造曲げ降伏型部材の補修後の構造性能と損傷性状に関する静的載荷実験（その 1～5），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp.425-434，2022.9
- 3) 米澤健次，長沼一洋，江戸宏彰：RC 構造部材の三次元繰り返し FEM 手法，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp.13-18，2001
- 4) 長沼一洋，山口恒雄：面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.649-650，1990.10
- 5) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No. 87.9-1，pp. 107-120，1987.9
- 6) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 474 号，pp.163-170，1995.8
- 7) 長沼一洋：鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究（その 1），日本建築学会構造系論文報告集，第 421 号，pp.39-48，1991.3
- 8) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, Oct. 1999
- 9) Ciampi, V., et al.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov. 1982
- 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.8
- 11) Elmorsi, M., Kianoush, M. R. and Tso, W. K.: Modeling bond-slip deformation in reinforced concrete beam-column joints, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.27, pp.490-505, 2000
- 12) 田才晃，小谷俊介，青山博之：エポキシ樹脂注入補修後の付着割裂強度，日本コンクリート工学会年次論文報告集，Vol. 15，No. 2，pp.193-198，1993
- 13) Shegay, A., et al.: Characteristics of Strain Ageing in SD345 Reinforcement and Its Effects on Repaired Structures, Proceeding of the 17th Annual Meeting of JAEE, Paper No. TS_20220091, Dec. 2022