

# 論文 既存地下構造の再利用を目的としたRC補強梁柱接合部に 関する実験的研究

北條稔郎\*1・田淵基嗣\*2・孫 玉平\*3・田中 剛\*4

**要旨:** 既存地下構造の再利用を目的として、大梁を対象に曲げ耐力およびせん断耐力を既存の2倍程度の耐力に増し打ち補強を行ったRC補強梁柱接合部の構造性能確認実験を行った。梁の増し打ち補強部の主筋はあと施工とする必要があるため、柱梁接合部にシヤキーを有する穿孔を設けて主筋を挿入し、モルタルにより定着を行う。RC補強梁柱接合部の履歴特性は高い変形能力を有し、層間変形角が1/50までは安定した復元力特性を示し十分な補強効果があることを確認した。

**キーワード:** 増し打ち補強, あと施工アンカー, シヤキー, 定着板, 変形能力

## 1. まえがき

地球環境保全の見地より既存地下構造体の再利用が急務である。この場合、各種応力に対する架構の補強が不可欠となる場合が多い。

既報<sup>1)</sup>において、既存大梁を対象として2倍程度の耐力に増し打ち補強を行った補強梁の曲げせん断実験を行い、断面内にコンクリートの打継ぎを有し、コンクリートおよび鉄筋それぞれが2種類の材料特性の相違を持つ複合断面の打継ぎ面の目荒しの影響、あと施工アンカーで定着した補強部あばら筋の有効性が把握でき、履歴特性は一体打ちと比較して差が見られず、安定した変形能力を示し、十分な補強効果があることを確認した。

本研究は、既報の研究の続きとして梁の補強部主筋をあと施工により柱に定着して増し打ち補強を行った架構を、一体打ちと比較して構造性能を確認するものである。外部梁柱接合部を対象に、梁主筋端部定着方法が接合部の履歴性能に及ぼす影響の把握を具体的研究内容とする。

## 2. 実験

### 2.1 試験体

#### (1) 試験体形状

試験体は、**図-1**に示すT字型とし実構造物の1/2.5程度に相当するものである。**表-1**に試験体一覧を示す。補強梁主筋の定着方法を実験変数にとり次の3体について繰り返し載荷実験を行う。

**RG1:** 既存梁の側面および底面に増し打ち補強を行う。補強部主筋の端部に定着板を設ける。

**RG2:** RG1同様の形状であるが、補強部主筋の端部には定着板は設けない。

**RI:** 配筋および定着形状はRG1と同様であるが、コンクリートは一体打ちとする。コンクリート強度は既存部のもので統一している。

補強梁の既存部は、断面が $b \times D = 160\text{mm} \times 330\text{mm}$ とし、両側に厚さ60mm、幅70mmの床スラブを設けた。補強梁の補強部は既存部の周り両側面に厚さ70mm、底面に厚さ80mmでU字形に増し打ちを行ない、全体として断面形状  $b \times D = 300\text{mm} \times 410\text{mm}$  である。柱の断面は $360\text{mm} \times 360\text{mm}$ である。

定着板を用いた鉄筋の定着性状は接合部パネルのせん断余裕度に支配されることはよく知られている<sup>2)</sup>。ここで、せん断余裕度は接合部のせん断強度<sup>3)</sup>と梁降伏時せん断力<sup>4)</sup>との比で定義される。本試験体において、定着の影響が顕著に表れるように、せん断余裕度を材料試験結果に基づいて、0.8程度と小さく設定した。

#### (2) 配筋

既存部主筋は上下とも3-D16(SD295A)、あばら筋D6□-@125である。梁上部のスラブは梁軸方向筋2-D6(SD295A)、梁直交方向D6-@125を配筋した。既存部主筋は1990年頃の標準仕様を想定し、上端筋、下端筋ともL形曲げ下げ定着とした。

補強部は上下主筋に2-D19(SD345)を、あばら筋にD6□-@125(SD295A)を配筋した。

#### (3) 補強部主筋の定着

補強梁試験体RG1, RG2の補強部主筋はシヤキーを有する穿孔に挿入し、モルタルにより定着を行った。シヤキーは主筋軸方向に3個、モルタルの充填性を考慮して定着板の深さに1個で計4個とした。

穿孔は直径57mm、シヤキーは直径77mmである。定着板は直径48mm、厚さ18mmである。

本実験においては、試験体が実構造物の1/2.5スケールであり穿孔機器のセットが困難であることおよび既存部コンクリートが若材令であることより、既存部材への穿孔はコンクリートドリルおよび拡径ドリルの代わりにスタイロフォームを打ち込み溶融剤によってアンカー孔を形成する方法を採用した。また、実構造物では補強梁の主筋の定着

\*1 神戸大学 大学院工学研究科 博士課程後期(北條建築構造研究所) (正会員)

\*2 大手前大学 メディア・芸術学部 教授 工学博士 (正会員)

\*3 神戸大学 大学院工学研究科 教授 工学博士 (正会員)

\*4 神戸大学 大学院工学研究科 准教授 博士(工学) (正会員)

は水平方向であるが、本実験においては補強部主筋を鉛直方向に立て込み、無収縮モルタルを充填する方法を採用した。なお、本形状の穿孔が可能な拡径ドリル工法および水平方向に設置した場合でも良好なモルタル充填が可能である方法も確認している。

#### (4) 補強部あばら筋の定着

補強部あばら筋は、L形鉄筋とU形鉄筋からなり、あと施工アンカー(ビニルエステル樹脂とセメント混合の注入方式)で既存部にL形鉄筋を12d定着させ、これにU形筋を片面フレア溶接(溶接長60mm)により接合した。

#### (5) コンクリートの打設

試験体RG1とRG2の既存部分および試験体RIの製作は柱の外端型枠を下面として水平にし、梁を垂直に設置し、型枠のない柱内側から、つづいて梁端部からコン

クリートを打設した。

試験体RG1, RG2の補強部の製作は補強厚さが薄いため(側面70mm、底面80mm)、充填性を考慮して、梁底を上にして梁を水平に、柱を垂直に設置してコンクリートを打設した。

既報<sup>1),5)</sup>において、補強梁の既存部と補強部の打継ぎ面の目荒しの有無による剛性および耐力に及ぼす影響がなかったことをふまえて本実験においては、RG1, RG2においてコンクリート打継ぎ部は目荒しを行わない。

補強部梁の断面が柱と接する打継ぎ部はせん断力の伝達能力を付与するため、手はつりによって最大深さ5mmの目荒しを行なった。補強部主筋モルタルの注入は既存部打設の9日後に、補強部のコンクリート打設は既存部打設の16日後に行った。

### 2.2 材料の機械的性質

コンクリート強度の設定は既存部材に対して $F_c = 15 \text{ N/mm}^2$ 、補強部材に対して $F_c = 30 \text{ N/mm}^2$ とした。

また、鉄筋についても材料特性の相違を反映させるため、主筋は既存部に異形鉄筋SD295A、補強部にSD345を、あばら筋、帯筋、スラブ筋は異形鉄筋SD295Aを使用した。

材料試験結果を表-2に示す。コンクリートおよびモルタルは実験開始日(補強部コンクリート打設後31日後)の値である。実験終了日の材令によるコンクリートおよびモルタル強度の変動は5%以下の上昇であったので、実験開始日の値を用いてよいものと判断した。

### 2.3 載荷方法

載荷装置を図-2に示す。柱端でピン支持とし、長期軸力に相当する軸力( $0.15F_c$ )を一定に保持し、梁端に正負交番繰り返し載荷を行った。載荷履歴は層間変形角 $1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/25$ を各正負2回ずつ加力した。

なお、梁上端が引張となる場合を正載荷と定義する。

### 2.4 測定方法

図-3に示すように、試験体両面で測定用治具を柱上部はピン支持、下部は鉛直方向にローラー支持し、この治具に取り付けた変位計で梁加力点の鉛直変位、柱支点の

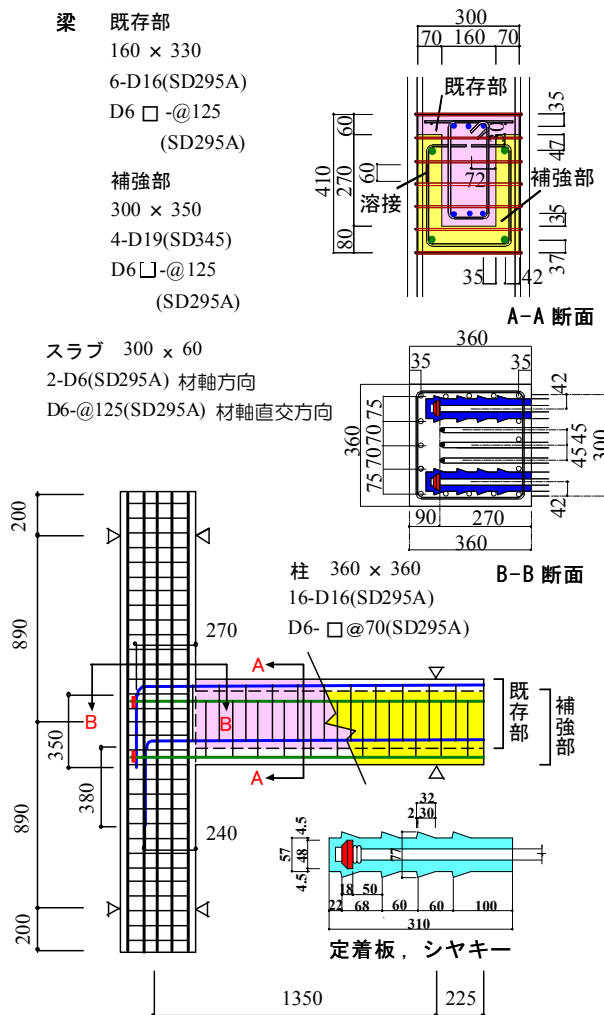


図-1 試験体詳細

表-1 試験体一覧

試験体	コンクリート打設	定着板	
		補強部主筋	定着板あり
RG1	既存部・補強部	補強部主筋	定着板あり
RG2		補強部主筋	定着板なし
RI	一体打	RG1と同じ	

表-2 材料試験結果

(a) コンクリート

試験体	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
RG1, RG2 (既存部), RI (全体)	20.3	2.36	2.1
RG1, RG2 (補強部)	38.2	2.87	3.9

(b) モルタル

部位	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
補強部主筋アンカー孔充填	63.8	2.32

(c) 鉄筋

名称	鉄筋	鋼種	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
主筋	D19	SD345	388	587	26.2
	D16	SD295A	341	480	21.5
せん断補強筋・スラブ筋	D6	SD295A	329	508	21.4

鉛直および水平変位, 接合部4隅の鉛直および水平変位, 梁主筋定着端部の抜け出し変位を測定した。また, 接合部4隅および梁ヒンジゾーンに埋め込んだボルトにより, 接合部および梁ヒンジゾーンの斜め方向および水平変位, 梁端部と接合部間の水平変位をボルト間の相対変位として測定した。

図-4に示すように主筋に溶接したボルトを外部に出示しておき, 梁主筋定着端部の抜け出しを測定した。

ひずみゲージは図-5に示すように, 既存部柱主筋, 補強部梁主筋, 既存部補強部の帯筋やあばら筋に貼付した。

### 3. 実験結果

#### 3.1 層せん断力-層間変形角関係

各試験体の層せん断力(Q)-層間変形角(R)関係を図-6に示す。各試験体とも層間変形角1/200(rad)で1段筋(正載荷:上端既存部主筋, 負載荷:下端補強部主筋)

が降伏する。層間変形角1/100(rad)で2段筋(正載荷:上端補強部主筋, 負載荷:下端既存部主筋)が降伏し, 明確な剛性低下が見られる。また, 層間変形角1/100(rad)において, 接合部のせん断ひび割れ幅の増大に伴って接合部中央の帯筋が降伏する。層間変形角1/100(rad)において, 梁ヒンジゾーンのせん断ひび割れ幅の増大に伴ない既存部および補強部ともあばら筋のひずみは増大するが降伏ひずみ以下であった。各試験体とも層間変形角1/50(rad)の2回目の繰返しにおいて逆S字の履歴ループを示した。試験体RG1およびRG2は正載荷, 負載荷とも層間変形角1/50(rad)で最大耐力に達した。一方, 一体打ち試験体RIの最大耐力は負載荷では層間変形角1/50(rad)で, 正載荷では層間変形角1/25(rad)で記録した。

各試験体のQ-R関係の包絡線を図-7に示す。図-7より明らかのように, 層間変形角1/50(rad)までは, 正負載荷とも

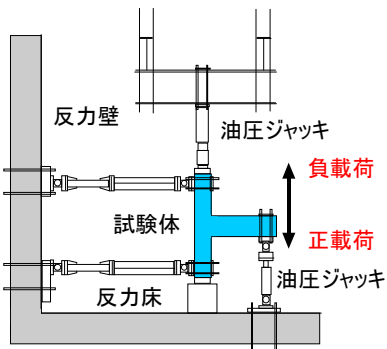


図-2 荷重装置

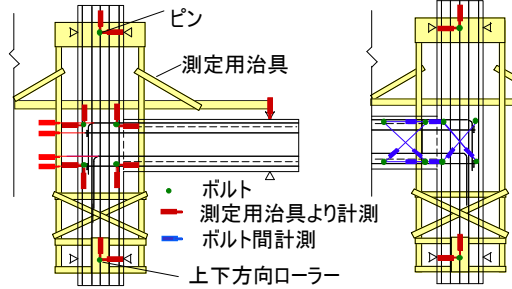


図-3 変位計測位置

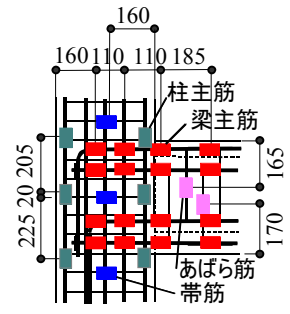


図-5 ひずみゲージ位置

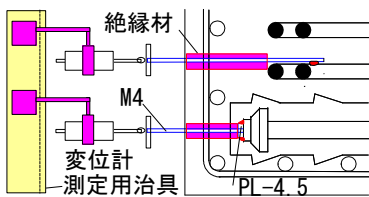


図-4 梁主筋定着端部の抜け出し計測詳細

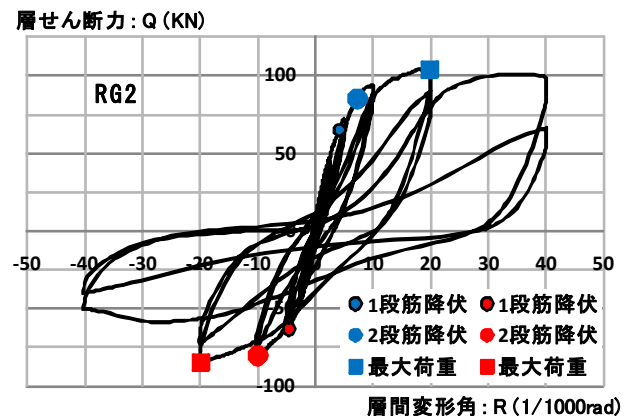
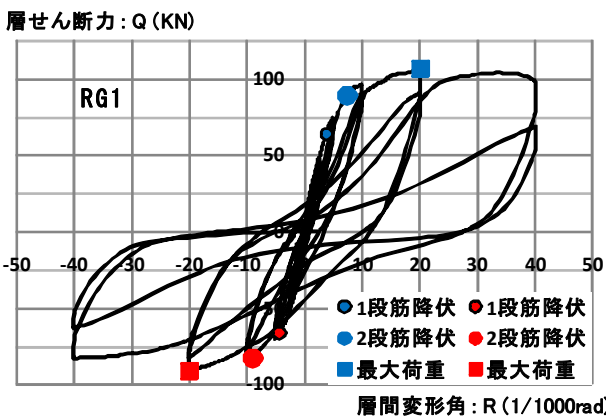
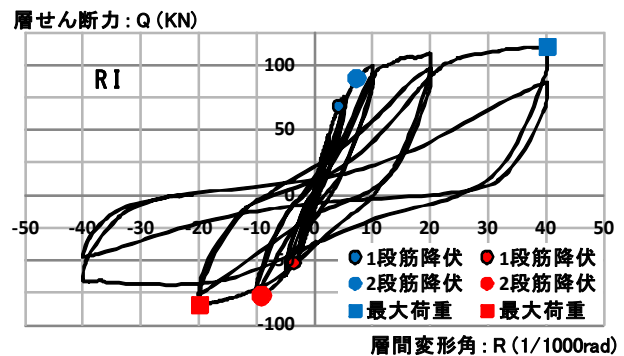


図-6 層せん断力-層間変形角関係

各試験体はほぼ同様の挙動を示し、安定したものであった。

層間変形角 $1/50$ (rad)以降の大変形時において、正載荷で補強梁RG1, RG2の層せん断力は一体打ちであるRIを僅かに下回った。これは補強部主筋をあと施工で定着していることが大変形時に影響したものであると思われるが、それぞれの最大耐力からの低下率は数%に過ぎなかった。

負載荷では逆にRIはRG1を下回る。この原因は3.2節で述べるようにRIの下端筋周辺のコンクリート強度が低く、曲げ剛性がRG1より低いことによると考えられる。

### 3.2 ひび割れおよび破壊性状

#### (1) 試験体RG1と試験体RIの比較

写真-1に試験体RG1の最終状況を示す。また、図-8に接合部のせん断ひび割れ幅 - 層間変形角関係、図-9に梁の曲げひび割れ幅 - 層間変形角関係を示す。

接合部の挙動は、RG1のひび割れ状況が各荷重段階において、一体打ちであるRIとほぼ同様である。3.1節で述べた図-7の層せん断力-層間変形角関係の比較からも、層間変形角 $1/50$ (rad)までは、補強梁で採用したあと施工の主筋周辺の接合部の一体性は問題がないものと判断できる。

梁については、RIは梁全体が低強度のコンクリートであるためRG1に比べひび割れの本数が多く、梁下端にRG1に見られない付着割裂ひび割れが観測された。図-7で負載荷時の層間変形角 $1/50$ (rad)以降に試験体RIの耐力がRG1にくらべて小さいことの原因は、文献6)で示されている引張鉄筋周辺のコンクリートによる曲げ耐力および剛性の向上の効果が、曲げひび割れおよび付着割裂ひび割れによって軽減したためと考えられる。

ひび割れ幅は最終段階でRG1およびRIとも接合部において正載荷側約2mm、負載荷側約4mmで、梁の曲げおよび曲げせん断ひび割れ幅より大きい。これは梁曲げ降伏に対する接合部のせん断余裕度を0.8と小さく設定したため、接合部のせん断破壊の方が梁の曲げ降伏より顕著となったためと考えられる。

層せん断力: Q (KN)

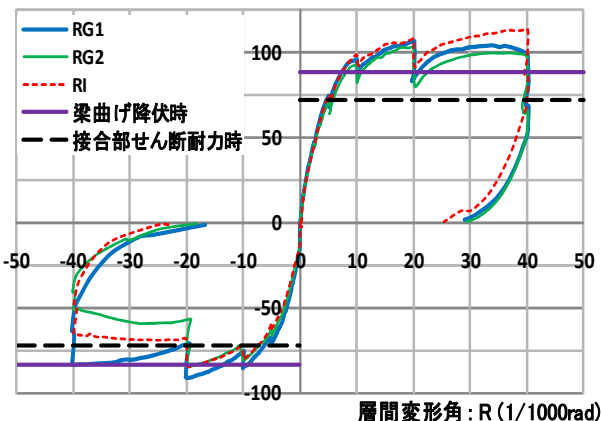


図-7 層せん断力 - 層間変形角関係包絡線

RG1, RIとも負載荷において、既存部下端主筋の柱へのL形曲げ下げ定着の折り曲げ部を起点として接合部から下部柱にかけて、最大のせん断ひび割れが観測された。下端筋曲げ下げ定着に起因して鉄筋の抜け出しが生じ、負載荷の耐力は正載荷を下回ったものと考えられる。

#### (2) 試験体RG1と試験体RG2の比較

正載荷において、定着板のない試験体RG2は定着板のある試験体RG1とほぼ同じ挙動を示す。これは、補強部上端主筋は2段筋となり1段筋より応力が小さいこと、1段筋である既存部主筋のL形曲げ下げ定着に拘束されたことにより、定着板がなくても接合部において圧縮ストラットを形成するに十分な付着力があったためと考えられる。

補強筋が引張最外縁となる負載荷においては試験体RG2は梁端部に抜け出しが見られた。これは負載荷では最外縁である補強部下端筋の端部に定着板がなく、また2段筋である既存部主筋が現行の仕様である接合部への曲げ上げ定着でなく、下部柱への曲げ下げ定着であることにより、接合部に対する拘束力が弱くなったと考えられる。

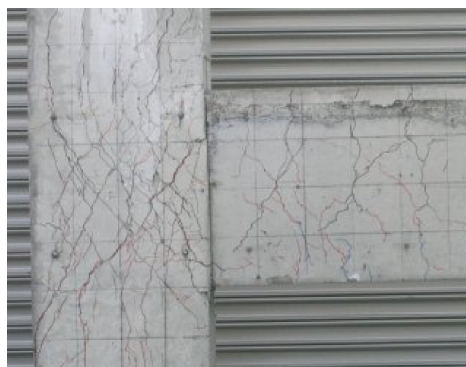


写真-1 試験体RG1の最終状況

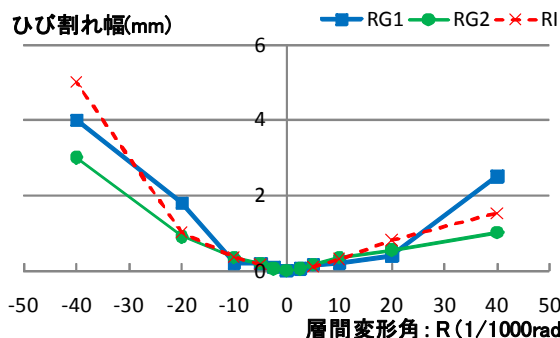


図-8 接合部のせん断ひび割れ幅 - 層間変形角関係

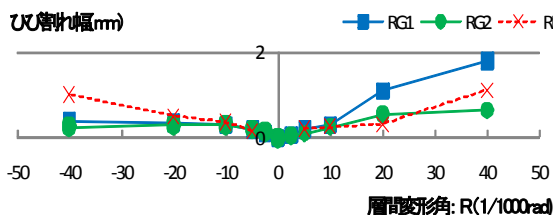


図-9 梁の曲げひび割れ幅 - 層間変形角関係

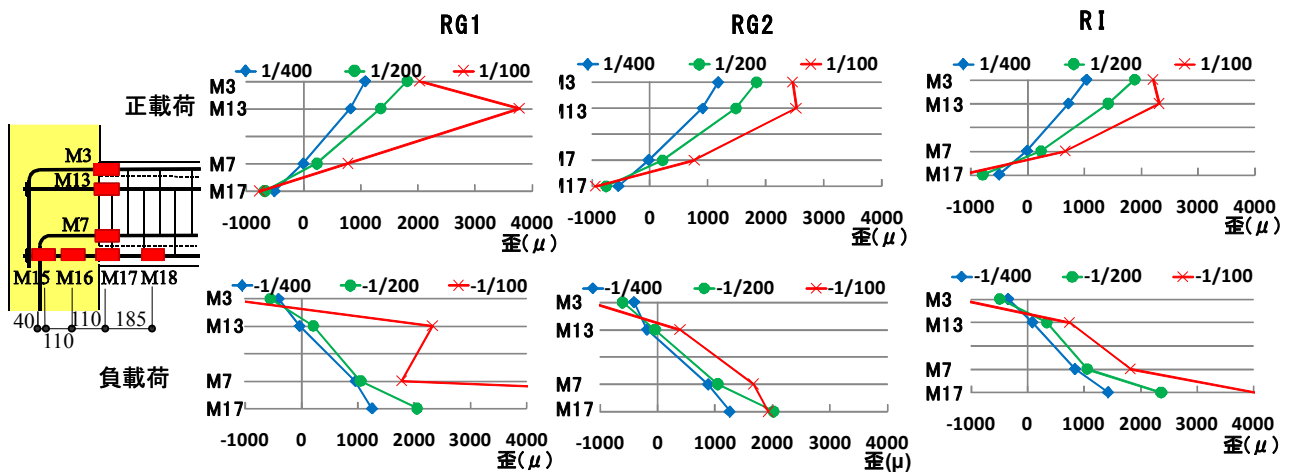


図-10 柱フェース位置梁主筋断面方向ひずみ分布 (M3, M13, M7, M17)

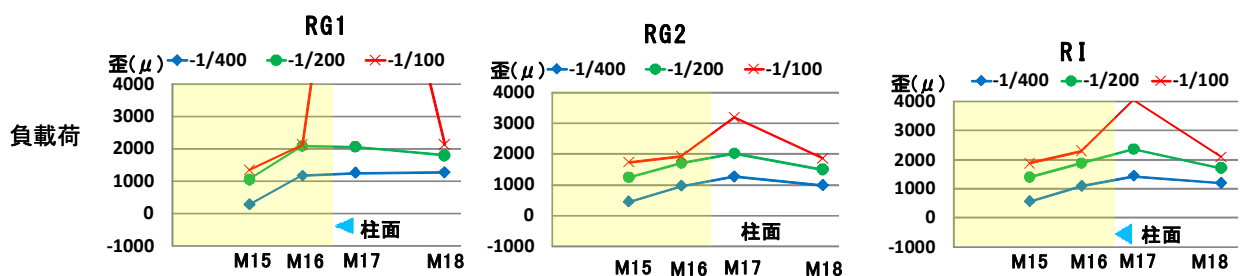


図-11 梁下端1段筋軸方向負載荷ひずみ分布 (M15, M16, M17, M18)

### 3.3 梁主筋のひずみ分布

図-10に梁主筋の柱フェース位置における断面方向のひずみ分布図を示す。層間変形角1/100(rad)までは各試験体ともほぼ同様の分布を示し、平面保持がほぼ成立しており、補強筋の定着も良好であったことが分かる。

図-11に、下端1段筋の負載荷時の軸方向ひずみ分布を示す。図-11から分かるように、層間変形角1/100(rad)までは各試験体ともほぼ同様のひずみ分布を示し、柱への定着深さ方向にひずみが漸減し、定着が確保されている。

以上より、補強梁において補強部主筋の定着板の有無によらず接合部に圧縮ストラットが形成されると判断できる。

### 3.4 梁主筋定着端部の抜け出し

図-12は図-4に示す計測値から接合部の回転などによる影響を補正した接合部中心点に対する各試験体の上端、下端の1段筋、2段筋の定着端部の抜け出し量を示す。

各試験体とも層間変形角1/100(rad)までは平面保持に対応した抜け出し量となっており、試験体による明瞭な違いはない。負載荷の下端筋の抜け出し量が正載荷の上端筋より大きい。これは既存部主筋が曲げ下げ定着であり接合部に対する拘束効果が上下主筋で相違しているためと考えられる。このことに起因して、本論3.1節に示したように同じ層間変形角において負載荷時の層せん断力が正載荷時の層せん断力を下回った。

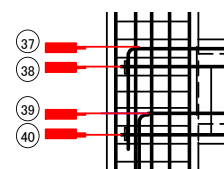
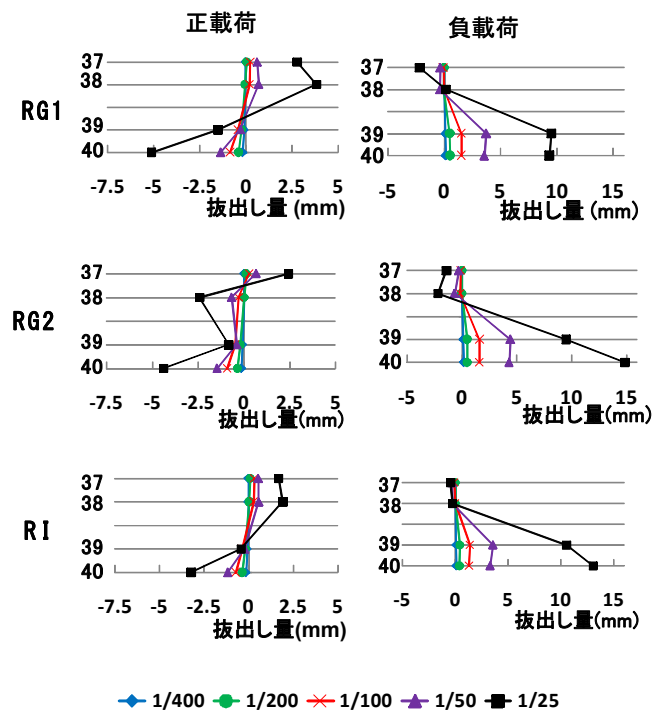


図-12 梁主筋定着端部抜け出し量

表-3 耐力の実験値と計算値の比較 ( )はRG 1に対する比

載荷	試験体	実験値		計算値			実験値/計算値		
		梁曲げ降伏時 $Q_y$ (KN)	最大荷重 $Q_{max}$ (KN)	梁曲げ降伏時 $bQ_{bm}$ (KN)	接合部せん断耐力時 $bQ_{PS}$ (KN)	余裕度 $\lambda$	$Q_y/bQ_{bm}$	$Q_{max}/bQ_{bm}$	$Q_{max}/bQ_{PS}$
正	RG1	88.8 (1.0)	106.4 (1.0)	88.7	71.8	0.81	1.00	1.20	1.48
	RG2	85.0 (0.96)	103.6 (0.97)	88.7	71.8	0.81	0.96	1.17	1.44
	RI	89.4 (1.05)	113.8 (1.06)	88.7	71.8	0.81	1.01	1.28	1.58
負	RG1	82.5 (1.0)	90.8 (1.0)	83.7	71.8	0.86	0.99	1.08	1.26
	RG2	80.7 (0.98)	84.6 (0.93)	83.7	71.8	0.86	0.96	1.01	1.18
	RI	77.7 (0.94)	84.8 (0.93)	83.7	71.8	0.86	0.93	1.01	1.18

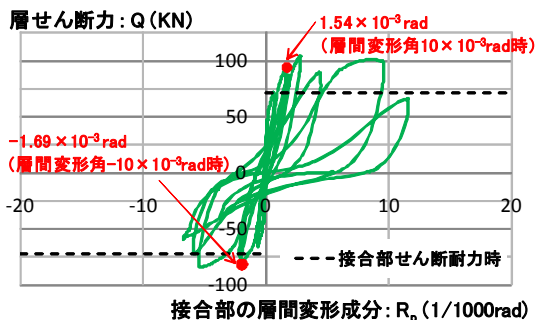


図-13 層せん断力-接合部層間変形成分関係(RG 2)

### 3.5 耐力の比較

各試験体の梁曲げ降伏時、最大荷重の実験値、既往の耐力式により求めた計算値を層せん断力に換算し、表-3に示す。ここで、文献5)の知見より得られたように、梁曲げ降伏実験値は2段筋の降伏時とし<sup>5)</sup>、梁曲げ降伏計算値は文献3)による慣用されている略算式を用いて、1段筋(スラブ筋考慮)と2段筋の降伏耐力の累加として求めている。

梁曲げ降伏実験値は正負載荷とも、各試験体で数%の差異となっている。最大荷重は負載荷側ではRG 2およびRIはRG 1より7%小さい。

梁曲げ降伏耐力は正負載荷ともほぼ計算値と一致する。この値は文献5)による補強梁の曲げ実験と同様の結果である。

また、最大耐力と梁曲げ降伏時計算値の比は正載荷で約1.2、負載荷で1.0~1.1であり、最大耐力と接合部せん断耐力時計算値の比は正載荷で約1.4、負載荷で約1.2である。文献2)による定着工法の接合部の研究において、本実験とほぼ同様のせん断余裕度の試験体の最大荷重が、接合部せん断耐力時計算値に対して約1.2であることと一致している。

図-13に試験体RG 2の層せん断力-接合部層間変形成分関係を示す。せん断余裕が0.8である本実験において、接合部の層間変形成分は1/100(rad)において約20%を示し、文献2)と比較すると少ない値に留まる。

以上より、本実験のRC補強梁柱接合部の定着性能は定着板の有無にかかわらず、アンカー部分をコンクリートに直接打ち込む一般的な通常の工法と同様と考えられる。

### 4. まとめ

梁柱接合部にシヤキーを設けて梁補強部主筋を挿入しモルタルにより定着した補強梁柱接合部の性能確認実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) 本試験体の接合部のせん断余裕度は0.8程度と小さく設定しているが、層間変形角1/50(rad)まで安定した履歴特性を示す。
- 2) 梁の曲げ降伏耐力に関しては既往の計算式を用いて精度よく評価できる。
- 3) 試験体の最大荷重は接合部のせん断耐力計算値に対して、正載荷で約1.4、負載荷で約1.2と安全側の値を示す。
- 4) 既存梁の補強に際してシヤキーを有する穿孔に対し、鉄筋を挿入してモルタルにより定着する梁主筋の定着性状はラーメン架構としてコンクリートに直接打ち込む一般工法と比較して、剛性、耐力および変形性能においてほぼ同等である。

### 参考文献

- 1) 北條稔郎, 田渕基嗣, 孫玉平, 田中剛: 既存地下構造の再利用を目的としたRC補強梁の曲げせん断性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 Vol. 31, 2009年
- 2) 田才晃, 川勝康志郎, 清原俊彦, 窪田敏行: 梁主筋を機械式定着した外部柱・梁接合部のせん断性状(その1)機械式定着工法の構造性能に関する研究(No. 8), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2000年9月
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート建造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999年8月
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 -許容応力度設計法-, 1999年11月
- 5) 北條稔郎, 田渕基嗣, 孫玉平, 田中剛, 森浩二, 奥山岳典: 既存地下構造の再利用におけるRC梁の補強に関する研究 -補強梁の曲げ実験 その1. 実験-その2. 実験結果の考察- 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2009年8月
- 6) 六車熙, 森田司郎, 岡本伸, 角徹三: RCはり断面の曲げ破壊耐理論計算に関する一考察, 日本建築学会論文報告集第89号, 昭和38年9月

### 謝辞

本研究は(株)浅沼組技術研究所井上重信氏, 森浩二氏ならびに神戸大学大学院工学研究科古谷祐希氏のご協力を得ました。ここに感謝の意を表させていただきます。