# 2. RM ユニットを用いた増設耐震壁補強工法の開発

## -その3 増打ち壁による補強工法およびエポキシ樹脂による接着接合-

Development of RM Retrofit Shear Wall

-Part 3 Thickening Existing Shear Wall and Joint Method using Epoxy Resin-

森 浩二\*1 中澤 敏樹\*1 山下 勝司\*1

## 要 旨

既開発の RM 耐震補強工法の適用範囲を拡大するため、増打ち RM 壁補強および接着工法を開発し、フレーム 実験による耐震補強性能の検証を行った。増打ち RM 壁補強は既存耐震壁の増厚による補強であり、接着工法は 増設 RM 壁と既存躯体をエポキシ樹脂により接着接合する工法である。実験によって、増打ち RM 壁補強につい ては、既存耐震壁と増打ち RM 壁板の累加強度式によって終局せん断耐力の評価が可能なこと、増打ち RM 壁板 が周辺フレームとの一体性を確保しており荷重伝達が適切に行われていることを確認した。また、接着工法につ いては、接着強度に関する既存の評価式を用いることによって接合部破壊時の終局せん断耐力を安全側に評価で きること、接着接合を行わない柱壁間のせん断強度を安全側に評価できることを確認した。 **キーワード**: RM 耐震補強工法/RM ユニット/増打ち/あと施工アンカー/接着/エポキシ樹脂

1. はじめに

## 1.1 背景

筆者らは、RM 耐震補強工法として RM ユニットを用い て増設耐震壁を構築する補強工法を開発してきた。RM 耐 震補強工法は、RC 増設耐震壁による耐震補強工法と比べ て、施工性が良く、工期が短縮できるなどのメリットがあ る。これまでに行った構造実験では、耐震補強性能に関し て RM 増設耐震壁が RC 増設耐震壁と同等であることを確 認している<sup>1)</sup>。

従来の RM 耐震補強工法(図-1)は、既存建築物のオ ープンフレーム内に増設耐震壁を構築するため、既存建築 物の内部空間の機能に与える影響が大きく、適用可能なケ ースが限定されていた。また、既存躯体と増設 RM 壁との 接合にあと施工アンカーを用いるため、施工時の騒音・振 動・粉塵を低減する工法が望まれていた。

そこで、前者に対しては既存耐震壁の増厚(増打ち RM 壁)による補強工法を、後者に対しては接合部を接着接合 とする補強工法の開発を行った。増厚補強は内部空間の機 能への影響が非常に小さく、接着接合は施工時の騒音・振 動・粉塵の低減が可能となる。本報では、これらの補強工 法による耐震補強性能を検証することを目的として行っ た構造実験<sup>2),3</sup>について報告する。





\*1 技術研究所構造研究グループ

## 1.2 増打ち補強の概要および実験目的

対象となる耐震壁は柱型および梁型を有する耐震壁と し、既存躯体の柱梁型の内側に、既存の壁に並列させる形 でRM壁を構築する。既存柱および梁とRM壁はあと施工 アンカーで連結される。既存の壁とRM壁は、RCによる 増打ち壁補強の場合と異なり、接合を行わない。RM壁へ の荷重の伝達は全て柱梁によって行われ、既存の壁とRM 壁の伝達力には期待しない。

本工法は既存の壁の仕上げ材の撤去、目荒らし、ジベル 筋の打設が省略され、工法が簡略化できるといったメリッ トがある反面、既存の壁と RM 壁との一体性が欠けること によって耐震壁としての性能が十分に発揮できない恐れ がある。

仕上げ材撤去の有無について比較した RC の増打ち壁補 強に関する既往の実験<sup>4)</sup>では、両者の性状に大きな違いは ないことが報告されており、既存の壁と増打ち壁を接合し ない場合にも、増打ちによる補強効果が得られることが期 待される。しかし、増打ち RM 壁による補強においても同 様の結果となることは自明ではないため、実験によってそ の補強効果を確認することとした。

## 1.3 接着工法の概要および実験目的

既存躯体の柱梁と補強部材との接合に接着剤を用いて 接合する方式は、鉄骨ブレースによる補強やRC 増設耐震 壁などでエポキシ樹脂を注入する方式のものが既に使用 されているが、あと施工アンカーのように仕様が一般化さ れておらず、実績もあと施工アンカーに比べると少ない。 また、粘性の異なる2種類のエポキシ樹脂を使用する必要 があり、施工が煩雑である。

そこで本工法では、接合筋を溶接した鋼板を既存躯体の 柱および梁面に圧力を加えて接着(圧着)する方式を採用 した。圧着式で使用するエポキシ樹脂は1種類で、施工は 簡易である。一方、柱面の圧着は施工が困難であるため、 本工法では柱面には鋼板を接着せず、一体性確保の効果を 期待して面積比15%程度の目荒らしを行うこととした。

既往の研究<sup>5),6)</sup>により、エポキシ樹脂とコンクリート、 鋼板との接着接合部のせん断試験ではコンクリート側の 母材破断となることが知られている。また、接着面の強度 はコンクリートの引張強度で表すことができ、接着方法に は依存しない<sup>6)</sup>。したがって、本工法においても接着面の 強度は既存の評価式によって評価可能として、実験での確 認を行った。

また、梁壁間と柱壁間の接合部の仕様が異なるため、柱 と RM 壁との接合部が破壊する際の終局せん断耐力を確 認するための実験を併せて行なった。

#### 2. 実験概要

## 2.1 試験体

(1) シリーズ1 (増打ち RM 壁試験体)

1層1スパンの RC 耐震壁に、RM 耐震補強工法による 壁の増打ち補強を行った試験体を1体製作した(RM-T)。 試験体の配筋図を図-2(a)に示す。既存壁厚を60mm、増 打ち壁厚を100mmとし、増打ち後の壁厚(160mm)の中 心が載荷面に位置するようにした。既存壁の表面は無処理 とし、ジベル筋などの接合筋の配置や目荒らしなどの処理 は行わなかった。一方、柱および梁は面積比約15%の目荒 らしを行ない、有機系カプセル型の接着剤によるあと施工 アンカーを施工した。

試験体に使用する RM ユニットは縮小モデルの加工精 度の都合により、縦目地のみが打込み目地仕様となってい る。そのため、縦目地は打込み目地とし、フェイスシェル の側面に接着剤を塗布し、予備接着を行った。横目地は目 地厚さ 3mm の薄目地とし、既調合モルタルを目地モルタ ルに使用した。また、最下段の RM ユニットと梁上との間 は 3mm 程度の高さの根付モルタル(目地モルタルと同材 料)を塗った。

RM ユニットの割付はスパン中央に対して左右対称とし、 寸法調整のための RM ユニットの切断は行わないことと した。RM ユニットと左右の柱面との間に生じる約 20mm の空隙は、壁体部に充填するモルタルを同時に充填した。

梁下の空隙には、スパイラル筋(φ3、外径 75mm)を 配置し、無収縮グラウトを充填した。

配筋量は、補強前、補強後ともにせん断破壊型となるように設定した。

## (2) シリーズ2 (接着工法試験体)

梁下の接合部破壊を想定した試験体1体(RM-EB)と、 柱と RM 壁との接合部破壊を想定した試験体1体 (RM-EC)を製作した。RM-EB では1層1スパンの RC 柱梁架構に、接着工法を用いた RM 耐震補強工法による耐 震補強を行った。RM-EC では1層1/2 スパンの RC 柱梁架 構に RM 耐震補強を行なった後、柱が試験体の上部に位置 するように 90 度回転させた。図-2(b)、(c)に試験体 RM-EB、RM-EC の配筋図を示す。

既存躯体と壁との接合部は、梁壁間を接着接合とし、柱 壁間は目荒らしのみとした。すなわち、上下梁の接合面(壁 と接合する面)には接合プレートを接着剤(エポキシ樹脂) で圧着し、柱の接合面は面積比15%の目荒らしを行った。

配筋量は、RM-EB、RM-EC ともに、想定した接合部破 壊型となるように設定した。その他の、RM ユニットの組 積方法などの仕様はシリーズ1と同様とした。

## 淺沼組技術研究報告 No. 22 (2010)



<sup>(</sup>c) 試験体 RM-EC (接着工法、90 度回転)

図-2 試験体図

## 2.2 使用材料

試験体に使用したコンクリート、モルタル、RM ユニット、鉄筋の材料試験結果を表-1 に示す。また、RM ユニット、接合プレートは以下のものを使用した。

(1) RM ユニット

RM ユニットの 1/2 縮小モデル (200mm×100mm×
97mm)を使用した。RM ユニットの水平接合面は薄目地 仕様、鉛直接合面は打込み目地仕様による。

(2) 接合プレート

鋼材種別 SS400、板厚 6mm の鋼板を使用し、接着面(既 存躯体側) はショットブラスト加工(SIS-Sa 1/2、 SSPC-SP10) により黒皮を除去した後、防錆塗料としてエ ッチングプライマーを塗布した。定着面(RM 壁側) は異 形筋スタッド(D13) を溶接した。

## 表-1 材料試験結果

(a) コンクリート・モルタル

種別	圧縮強度 σ <sub>B</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	イング係数 E <sub>c</sub> (×10 <sup>4</sup> N/mm²)		
柱·梁·既存壁	31.7	2.87		
下スタブ	32.3	2.70		
壁体部充填モルタル	68.6	2.59		
上部充填モルタル	71.8	2.26		
目地モルタル	46.1	2.36		

(b) RM ユニット

	圧縮強度	ヤング係数		
種別	$\sigma_{\rm B} ({\rm N/mm^2})$	$E_c$ (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )		
RMユニット	52.5	_		
プリズム圧縮強度	44.0	2.99		

(c) 鉄筋

使用部位	呼び (鋼種)	降伏点強度 σ <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 σ <sub>u</sub> (N/mm²)	伸び (%)
柱帯筋、既存壁筋 RM壁筋	D6 (SD295A相当)	316	532	20.8
RM壁筋 アンカー筋	D10 (SD295A)	367	506	17.8
柱主筋 RM壁筋	D13 (SD295A)	367	503	17.0
異形筋スタッド	異形筋スタッド D13 (SD295A)		588	23.0

#### 2.3 載荷装置および載荷スケジュール

図-3に示す載荷装置により、油圧ジャッキを用いて左 右から梁を押し引きし、左右のジャッキの荷重がほぼ等し くなるように制御した。試験体 RM-T、RM-EB では、試験 体両側の柱の頂部に柱軸力比 0.15 の一定軸力を載荷し、 RM-EC に対しては軸力は加えないものとした。

左右の荷重の合計をせん断力 Q、下スタブと梁との相対 変位( $\delta$ h)を載荷点高さ(H)で除したものを変形角 R とした。

載荷スケジュールは変形角 R=0.5/1000、2/1000、5/1000、 10/1000、15/1000(各3回)、20/1000(1回)の正負交番 載荷とした。



## 3. 実験結果 (シリーズ1)

## 3.1 実験経過(試験体 RM-T)

試験体の荷重変形関係を図-4 に、最終状況を写真-1 に示す。

試験体は、変形角 R=0.5/1000 までに RC 壁板、RM 壁板 ともにせん断ひび割れが発生し、柱に曲げひび割れが発生 した。その後、柱頭部にせん断ひび割れ、梁下に接合面に 沿ったひび割れが生じ、R=5/1000 までに引張側柱脚の柱主 筋が全て引張降伏した後、最大荷重となった。

変形角 R=10/1000 では柱にせん断ひび割れが生じ、 R=15/1000 の負方向載荷時で柱頭の柱主筋が降伏し、RC 壁板のスリップ破壊と見られるひび割れが生じた。このと き、RM 壁側では RM ユニットの目地のずれが生じており、 RM ユニット内部では、RC 壁板同様のスリップ破壊を生 じていた可能性が考えられる。

その後の繰り返し載荷で RC 壁板、RM 壁板のスリップ 破壊が顕著になり、荷重が大きく低下したため、R=20/1000 の繰り返しを1回行った後、載荷を終了した。限界層間変 形角 R<sub>80</sub>は 15/1000 となった。



図ー4 荷重変形関係 (RM-T)



写真-1 試験体 RM-T 最終状況

## 3.2 破壊形式

実験経過をみると、試験体は変形角 R=5/1000 で引張側 柱脚の柱主筋が引張降伏しており、曲げ降伏が先行してい た。その後の耐力低下は、R=-13/1000 で壁板にスリップ破 壊が生じるまでは緩やかで、破壊形式は曲げ降伏後のせん 断破壊型であった。

変形角 R=10/1000 時の既存 RC 壁、増打ち RM 壁に発生 したひび割れ(図-5)を比較すると、ひび割れの分布、 角度などが類似している。このことから、壁板の応力状態 は両者でほぼ同様であったと考えられ、RM 壁板への荷重 伝達は既存壁と同程度であったといえる。

前述したように、試験体の破壊形状は既存 RC 壁側、増 打ち RM 壁側ともに壁板のスリップ破壊である。破壊はほ ぼ同時期、変形角 R=-13/1000 の付近で生じた。この破壊 が同時に発生したものか、もしくは、一方が破壊した後に もう一方に荷重が集中して破壊したのかは不明であるが、 試験体に大きなねじれが生じていないことから、ほぼ同時 か、少なくとも間をおかずに連続して破壊したことがわか る。



(b) 増打ち RM 壁側 図-5 試験体 RM-T ひび割れ図(R=10/1000 時)

## 3.3 終局せん断耐力

RC 耐震改修指針<sup>7)</sup>や SRC 耐震改修指針<sup>8)</sup>では、増打ち 壁の耐力に関する資料が少ないことを理由に、増打ち壁の 耐力評価は増設壁の評価方法を準用するとされているの みで具体的な評価方法は明示されていない。

一方、(財)日本建築総合試験所の鉄筋コンクリート増設 壁耐震補強設計・施工指針<sup>4)</sup>では、増打ち壁の終局せん断 耐力評価式として、既存壁の終局せん断耐力と増打ち壁板 の終局せん断耐力を累加した式を用いている。

$${}_{w}Q_{su} = {}_{w}Q_{su1} + {}_{w}Q'_{su2} \tag{1}$$

<sub>w</sub>Q<sub>su</sub>: 増打ち耐震壁の終局せん断耐力

wQ<sub>sul</sub>:既存耐震壁の終局せん断耐力

wQ'su2: 増打ち壁板部分の終局せん断耐力

この式は、通常の増打ち壁の実験結果のほか、既存壁と増 打ち壁を接合しない実験結果についても適合している。し たがって、本試験体でも式(1)を用いて評価を行った。なお、 増打ち壁板部分の終局せん断耐力 wQ'su2 は RM 造を RC 造 と同等とみなし、式(2)を使用した。

$${}_{w}Q'_{su2} = \tau'_{su2} \cdot t_{w2} \cdot \ell_{wo}$$
(2)  
$$\tau'_{su2} = \sigma_{B2}/20 + 0.5 p_{w2} \cdot \sigma_{wy2}$$

 $t_{w2}$ :増打ち RM 壁板の厚さ、 $\ell_{wo}$ :増打ち RM 壁板 の長さ、 $\sigma_{B2}$ :増打ち RM 壁板のプリズム圧縮強度、  $p_{w2}$ :増打ち RM 壁板の壁筋比、 $\sigma_{wy2}$ :増打ち RM 壁板の壁筋の降伏強度

表-2 に各種耐力の算定結果と実験結果の比較を示す。 表中には、既存耐震壁と増打ち RM 壁を一体打ち壁とみな して算定した終局せん断耐力<sup>9)</sup>wQ<sub>su0</sub>、および曲げ終局時せ ん断力<sup>9)</sup>wQ<sub>mu</sub>を併せて示した。

累加による終局せん断耐力  $_wQ_{su}$  と一体打ち壁とみなし た終局せん断耐力  $_wQ_{su0}$  はほぼ等しい。また、実験時最大 せん断力  $Q_{max}$  は終局せん断耐力  $_wQ_{su}$  の 1.4 倍であり、曲げ 終局時せん断耐力の 1.0 倍であった。試験体の破壊形式を 考慮すると、実験時最大せん断力  $Q_{max}$  は曲げ終局時せん 断力  $_wQ_{mu}$ に対応し、終局せん断耐力の安全率は 1.4 以上で あると考えられる。

## 3.4 初期剛性

実験時初期剛性 $K_e$ と計算剛性 $K_c$ の比較を図-6に示す。 実験時初期剛性 $K_e$ は荷重変形関係の折れ曲がり点における割線剛性とした。増打ち部分を含めて一体打ち壁とみなした場合の計算剛性 $K_c$ に対する実験時初期剛性 $K_e$ の比は0.89であった。また、梁下のずれ変位がR=0.5/1000時で0.04mmと小さいことから、RM増打ち壁板と既存壁の変形はほぼ一致していたと考えられる。



	計算値					実験結果		
試験体	wQ <sub>su1</sub>	<sub>w</sub> Q' <sub>su2</sub>	$_{\rm w} {\sf Q}_{\rm su}$	wQsu0	wQmu	Q <sub>max</sub>	<b>Q</b> <sub>max</sub>	<b>Q</b> <sub>max</sub>
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	$\rm /_wQ_{su}$	$\rm /_wQ_{mu}$
RM-T	562	390	952	959	1368	1376	1.4	1.0

<sub>w</sub>Q<sub>su1</sub> 既存耐震壁の終局せん断耐力

<sub>w</sub>Q'<sub>su2</sub> 増打ちRM壁板部分の終局せん断耐力

<sub>w</sub>Q<sub>su</sub>既存耐震壁と増打ちRM壁板の累加強度(<sub>w</sub>Q<sub>su1</sub>+<sub>w</sub>Q'<sub>su2</sub>)

<sub>w</sub>Q<sub>su0</sub>一体打ち壁としての終局せん断耐力(RC耐震診断基準)

wQmu曲げ終局時せん断力(RC耐震診断基準)

Q<sub>max</sub> 実験時最大荷重



図ー6 初期剛性の比較 (RM-T)

- 4. 実験結果 (シリーズ 2)
- 4.1 実験経過
- (1) 試験体 RM-EB

試験体 RM-EB の荷重変形関係を図-7(a)に、最終状況 を写真-2に示す。

変形角 R=0.5/1000 で柱脚に曲げひび割れが生じ、 R=2/1000 で壁にせん断ひび割れが発生した。R=5/1000 ま でに柱頭にパンチングによるひび割れが生じた後、最大荷 重となった。

変形角 R=5/1000~6/1000 までに壁板や柱のせん断ひび 割れ幅が拡大し、柱帯筋、壁横筋が降伏した。その後、荷 重が大きく低下し始めたため、R=10/1000 の繰り返しで載 荷を終了した。限界層間変形角 R<sub>80</sub>は7.9/1000 であり、載 荷終了時まで柱主筋や異形筋スタッドは降伏しなかった。 また、梁とエポキシ樹脂との界面にひび割れはなく、接合 鋼板と無収縮モルタルとの間にひび割れが生じていた。

## (2) 試験体 RM-EC

試験体 RM-EC の荷重変形関係を図-7(b)に示す。

変形角 R=0.5/1000 の繰り返しで梁に曲げひび割れが発 生し、グラウト部分に曲げひび割れが発生した。R=1/1000 ~2/1000 までに壁にせん断ひび割れが発生し、R=2/1000





写真-2 試験体 RM-EB 最終状況

で引張側梁下部の主筋が全て降伏した。

変形角 R=5/1000 で、上部柱壁間の接合部分にひび割れ が発生し、梁上部にはパンチングによるひび割れが発生し た。R=8/1000 で引張側梁上部の外側主筋が降伏し、 R=10/1000 で最大荷重となった。その後の載荷では、引張 側梁下部の開き、圧縮側梁下部のせん断ひび割れ、壁のせ ん断ひび割れが顕著になり、R=20/1000 でフェイスシェル が剥離した。

## 4.2 破壊形式

梁とRM壁の接合部破壊を想定した試験体RM-EBでは、 梁と壁の接合部のずれによる破壊は生じなかった。変形角 R=5/1000以前に柱頭部に発生したひび割れは、水平方向に 対して約30°であり、パンチングによるひび割れであると 考えられるが、その後の変形では、やや下に発生した45° 方向のせん断ひび割れが支配的となった。破壊形式はせん 断破壊型である。

柱とRM壁の接合部破壊を想定した試験体RM-ECでは、 柱と壁の打ち継ぎ部のずれによる破壊は生じなかった。変 形角 R=2/1000 で梁スタブ側端部の主筋が引張降伏してお り、曲げ降伏が先行し、その後せん断破壊に至った。

### 4.3 終局せん断耐力

## (1) 水平方向の終局せん断耐力

接着による接合方式と、従来のあとアンカーによる接合 方式との違いは、周辺フレームと増設壁板との接合部分の みである。したがって、周辺フレームと増設壁板が一体打 ち壁として破壊する場合の終局せん断耐力は、ともに一体 打ち壁の終局せん断耐力の評価式で評価できる。接合部で 破壊する場合の終局せん断耐力は RC 耐震改修指針<sup>7)</sup>に基 づき、両側柱の耐力と接合部の耐力を累加して算定する。

$${}_{a}Q_{su} = Q_{j} + {}_{p}Q_{c} + \alpha Q_{c} \tag{3}$$

<sub>a</sub>Q<sub>su</sub>:接合部破壊時の終局せん断耐力

- $Q_j$ :梁下の接着面のせん断耐力  $_pQ_c$ :柱のパンチングシア耐力
- $\alpha Q_c$ :変形状態を考慮した柱のせん断耐力

(せん断破壊の時α=1)

梁下の接着面のせん断耐力は、接着接合に関する既往の研究<sup>5)</sup>を基に、接着面積と既存躯体のコンクリート強度から式(4)により算定できるものとした。

$$Q_j = 0.08\sigma_B A_b \tag{4}$$

 $\sigma_B$ :既存躯体コンクリートの圧縮強度  $A_b$ :梁下の接着部の面積

表-3 に算定結果を示す。試験体 RM-EB の実験時最大 せん断力 Q<sub>max</sub>は、一体打ち壁の終局せん断耐力 <sub>w</sub>Q<sub>su</sub>の 1.2 倍、接合部破壊時の終局せん断耐力 <sub>a</sub>Q<sub>su</sub>の 1.3 倍となって いる。破壊形式は一体打ち壁としてのせん断破壊と考えら れるため、接合材のせん断耐力の直接的な評価は困難であ るが、安全率が 1.3 以上の評価となっている。

## (2) 鉛直方向の終局せん断耐力

柱壁間の鉛直接合部は、梁壁間の水平接合部と異なり、 接着接合を行わない。そのため、接合材のせん断耐力は0 として評価を行う。増設壁により、引張側梁の破壊形式は パンチングシアと考えられるため、RC 耐震改修指針式の 柱と梁を読み替え、式(5)によって算定を行う。

$${}_{a}Q'_{su} = {}_{p}Q'_{c} + \alpha Q'_{c} \tag{5}$$

 ${}_{a}Q_{su}$ :接合部破壊時の終局せん断耐力  ${}_{p}Q_{c}'$ :梁のパンチングシア耐力  $\alpha Q_{c}'$ :変形状態を考慮した梁のせん断耐力 (せん断破壊の時 $\alpha = 1$ )

算定結果は表-3 に併せて示した。試験体 RM-EC の実 験時最大せん断耐力 Q<sub>max</sub> は、接合部破壊時の終局せん断 耐力<sub>a</sub>Q<sub>su</sub>の 2.0 倍、曲げ終局時せん断力<sub>w</sub>Q<sub>mu</sub> の 1.3 倍とな った。曲げ終局時せん断力 <sub>w</sub>Q<sub>mu</sub> は梁主筋降伏時のせん断

表-3 耐力算定結果(RM-EB、RM-EC)

	計算値						実験結果			
試験体	$_{\rm w} {\sf Q}_{\rm su}$	Q	<sub>p</sub> Q <sub>c</sub>	αQ <sub>c</sub>	${}_{a}Q_{su}$	wQmu	Q <sub>max</sub>	Q <sub>max</sub>	Q <sub>max</sub>	Q <sub>max</sub>
	(kN)	(kŃ)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	$/_{\rm w} Q_{\rm su}$	$/_{\rm a}Q_{\rm su}$	$/_{\rm w} Q_{\rm mu}$
RM-EB	834	355	329	115	799	1225	1009	1.2	1.3	0.8
RM-EC	510	0	157	60	216	315	425	0.8	2.0	1.3

 $_wQ_{su}$ :一体打ち壁としての終局せん断耐力、 $Q_j$ :梁下の接着面のせん断耐力、 $_pQ_c$ :圧縮側 柱のパンチングシア耐力、 $\alpha Q_c$ :柱のせん断耐力( $\alpha$ =1.0)、 $_aQ_{su}$ :接合部破壊時の終局せ ん断耐力、 $_wQ_{mu}$ :曲げ終局時せん断力、 $Q_{max}$ :実験時最大荷重

RM-ECでは、 $_aQ_{su}$ ,  $_pQ_c$ ,  $\alpha Q_c$ として $_aQ'_{su}$ ,  $_pQ'_{su}$ ,  $\alpha Q'_c$ をそれぞれ記載した。

カと一致しているので、梁主筋の降伏後、鉄筋のひずみ硬 化などによって耐力が上昇し、せん断破壊に至ったと考え られる。破壊形式は曲げ降伏後のせん断破壊であり、梁と 壁の接合部の破壊は生じなかったため、接合部強度の直接 の評価は困難であるが、打継ぎ面の摩擦や目荒らしによる コッターのせん断強度が存在すると考えられる。

## 4.4 初期剛性

試験体 RM-EB の初期剛性を図-8 に示す。図中の荷重 は計算剛性で正規化した。実験時初期剛性は荷重変形関係 の折れ曲がり点における割線剛性とした。一体打ち壁とみ なした場合の計算剛性に対する実験時初期剛性の比は 0.73 であった。前報<sup>1)</sup>によるアンカー接続による増設壁試 験体 RM-F の実験結果と比較すると、変形角 0.1/1000 まで は試験体 RM-EB の剛性が高く、その後の荷重変形関係は ほぼ同等となっている。また、変形角 R=0.5/1000 の時点で は梁壁接合面のひび割れは観察されず、ずれ変形は認めら れなかった。以上のように、接着接合による試験体 RM-EB の初期剛性はアンカー接合による試験体 RM-Fと同等以上 であった。

### 5. まとめ

RM 耐震補強工法の適用範囲を拡大するため、増打ち RM 壁補強と接着工法に関するフレーム実験を行ない、そ れぞれについて以下の結果を得た。

## (1) 増打ち RM 壁補強

① 既存耐震壁のせん断耐力と増打ち RM 壁板のせん断 耐力の累加による評価式は、試験体の終局せん断耐力を安 全側に評価できる。

② 変形の初期段階から破壊まで、増打ち RM 壁へのせん 断力伝達は良好であり、剛性や変形について、増打ち RM 壁板と既存耐震壁との一体性は確保されていた。

#### (2) 接着工法

既存の評価式は、接着工法による梁と壁の接合部が破壊する際の終局せん断耐力を安全側に評価できる。

② 柱と壁の接合部が破壊する際の終局せん断耐力は、接合部のせん断耐力を0とすることにより、安全側に評価できる。

③ 初期剛性は、アンカー接合による場合と同等以上である。

以上のように、増打ち RM 壁補強および接着工法それぞ れについて、耐力・剛性の評価は妥当であった。また、両 者について、増設耐震壁としての著しく脆性的な挙動も観 察されないため、既存の RC 増設壁補強に準じた取り扱い を行うことができる。



図-8 初期剛性の比較 (RM-EB)

[謝 辞]

本研究は、RM 耐震補強研究会(株式会社淺沼組、株式 会社新井組、株式会社松村組、太陽サーブ株式会社)によ って行われました。関係各位に謝意を表します。

## [参考文献]

 森浩二,井上重信,中澤敏樹:RMユニットを用いた 増設耐震壁補強工法の開発 その2 開口を有する増設耐 震壁,淺沼組技術研究所報,No.19, pp.1-8, 2007.11.

 2) 森浩二,柏木隆男,山内正明:RM 増設耐震壁に関する実験研究 その1 増打ち壁,日本建築学会大会学術講 演梗概集,C-2,構造 IV, pp.661-662, 2010.9.

3) 蘓鉄盛史,中澤敏樹,佐藤武: RM 増設耐震壁に関す る実験研究 その2 接着工法,日本建築学会大会学術講 演梗概集, C-2,構造 IV, pp.663-664, 2010.9.

4) 日本建築総合試験所:鉄筋コンクリート増設壁耐震補 強設計・施工指針,日本建築総合試験所,2001.

5) 小宮敏明, 益尾潔:鉄骨増設ブレース補強用の接着接 合部および間接接合部の終局耐力,コンクリート工学年次 論文集, Vol.22, No.3, pp.1657-1662, 2000.

 宮内靖晶,毛井崇博:エポキシ樹脂を用いた接着接合 部の力学性状に関する研究,コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.967-972, 2001.

7) 日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の 耐震改修設計指針 同解説,日本建築防災協会,2001.

8) 日本建築防災協会:既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針 同解説,日本建築防災協会,2009.
9) 日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説,日本建築防災協会,2001.