

論文 接着工法を採用したRM増設耐震壁に関する実験研究

蘆鉄 盛史*1・森 浩二*2・横田 誠司*3

要旨: 既存柱梁フレーム内にRMユニットを積み上げて増設耐震壁とするRM耐震補強工法において、壁板と既存躯体との接合にアンカーを使用せず、柱躯体面は目荒しのみとし、梁壁間は鋼板を介しグリース状のエポキシ樹脂で接着する工法を考案して、その性状を確認する実験を行った。接着強度確認の要素実験では4試験体を単調載荷し、約1/2縮小1層1スパンの増設壁フレーム実験では一定軸力下で繰り返し水平載荷を行った。その結果、本工法の増設耐震壁は、せん断強度が接着強度を既存躯体コンクリート圧縮強度の0.08倍とする評価式で安全に評価でき、初期剛性はアンカー接合によるものと同様以上であることが確認された。

キーワード: RM増設耐震壁, RMユニット, 接着工法, RM造

1. はじめに

RM耐震補強工法は既存建物の柱梁フレーム内にRM造¹⁾で用いられる高強度・高精度な補強組積ブロックのRMユニット(写真-1)を積み上げて増設耐震壁を構築する工法であり、筆者らは従来の場所打ちコンクリートを用いた増設耐震壁に代わる省力化工法として開発を行ってきており、これまでは増設壁と既存躯体である柱梁との接合をあと施工アンカーで行っていた。^{2),3)}しかし、あと施工アンカーは既存躯体の鉄筋やRMユニットのウェブを避けて施工する必要があり打設位置に制約が大きく、また、アンカー工事の取止めによる騒音・振動・粉塵のさらなる低減も望まれていた。そこで、既存躯体と増設壁の接合方式を接着接合とした補強工法を考案し、その性状を確認するための実験を行った。本報ではその内容について報告する。



写真-1 RMユニット

2. 接着接合の概要と実験の種類

既存躯体の柱梁とRM増設壁との接合方法の概要を図-1に示した。梁壁間については鋼板を介したグリース状のエポキシ樹脂による接着接合とし、柱壁間については、柱側を目荒しのみ行い、RMユニット内部の高強度モルタルの充填施工をもって接合するものとした。な

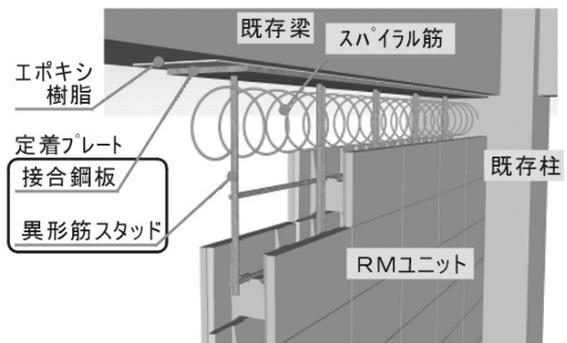


図-1 接着接合部の概要図

お、鋼板にはRMユニット内部に定着される異形筋がスタッド溶接されている。実験は、接合部のせん断強度を確認するための接合部の要素実験と、増設壁の耐力と変形状を確認するためのフレーム実験を行った。

3. 接合部の要素実験

3.1 試験体

断面400mm×400mmのRC躯体部の両側に、RM壁体を接着工法によって設置したものを試験体とした。試験体は4体作製し、実験パラメータを既存躯体のコンクリート強度と、曲げ破壊モードを抑制するために試験体の両側から与える一定の外部拘束力による面圧とした。

試験体一覧を表-1に、試験体を図-2に示した。

表-1 試験体一覧

試験体	コンクリート強度 σ_B (N/mm ²)	面圧 σ_o (N/mm ²)*1
No. 1	24	0.50
No. 2		2.00
No. 3	12	0.50
No. 4		2.00

*1 面圧は拘束力を接着接合部の面積で除したもの

*1 (株)新井組 建築本部技術部 (正会員)

*2 (株)浅沼組 技術研究所 (正会員)

*3 太陽サーブ(株) 営業工事 (正会員)

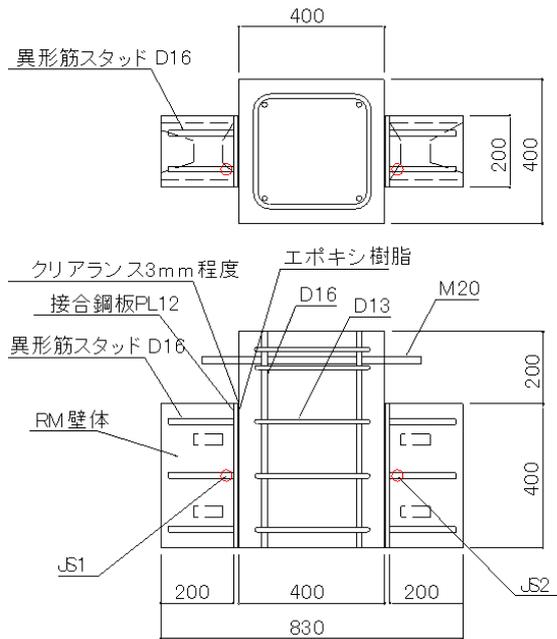


図-2 試験体図

既存躯体側コンクリートおよび壁体部充填モルタルの強度試験結果を表-2に示した。既存躯体側の接着面はグラインダーで表面の脆弱性を除去した。接合鋼板は、板厚12mmの鋼板(SS400)を使用し、接着面をショットブラスト加工(徐錆度SIS-Sa2 1/2, 表面粗度100 μ m以下)し、防錆塗料のエッチングプライマー(ビニルブチラール樹脂系長ばく形, 2液形)を塗布した。また, RMユニット側の面に異形筋スタッド(D16)を溶接した。鋼材の材料試験結果を表-3に示した。

表-2 コンクリートとモルタルの強度試験結果

種別	試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (10 ⁴ N/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
既存躯体 コンクリート	No.1, No.2 No.3, No.4	33.7 19.2	2.84 2.59	3.00 1.90
充填モルタル	共通	62.3	—	—

表-3 鋼材の材料試験結果

板厚 (mm)	鋼種	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
12	SS400	264	435	25

3.2 実験方法

実験装置図を図-3に示した。試験体は両側のRM壁体部を球座(下部にテフロン板を設置)で支持した。前述の曲げ破壊モードを抑制するための一定の外部拘束力は試験体の両側から油圧ジャッキを用いて与えた。試験体中央の既存躯体に対して2Qとした鉛直力を単調載荷し, 既存躯体部と両側RM壁体部との鉛直方向のずれ変位を測定した。接合面のせん断力伝達に有効な面積

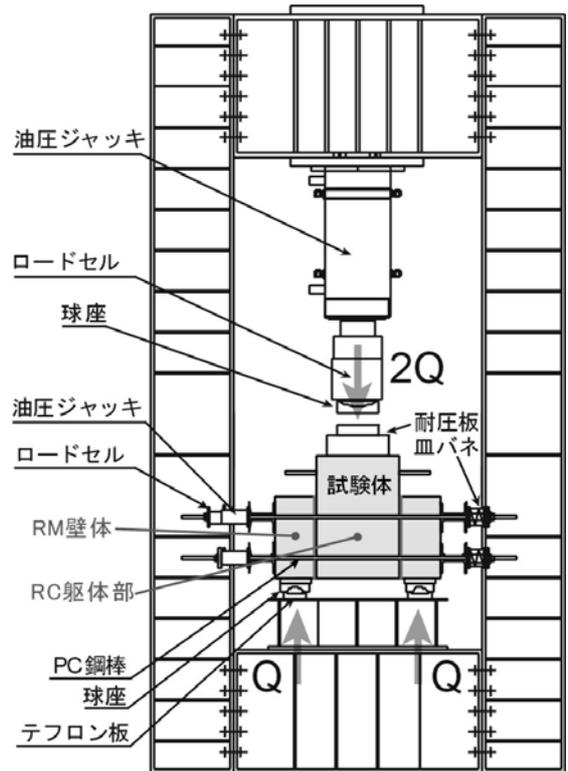


図-3 実験装置図

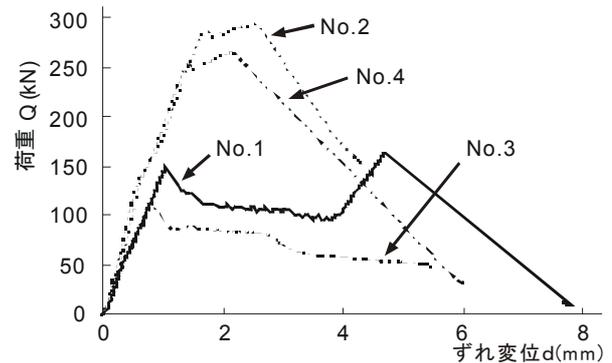


図-4 荷重変形関係

の算出のため, 接合面の開き量と異形筋スタッドのひずみ量を計測した。

3.3 実験結果

(1) 荷重変形関係と結果一覧

荷重変形関係を図-4に, 実験結果の一覧を表-4に示した。試験体は, 接合面のせん断破壊に先行して接合部下端に開きが生じ, 開き発生時の荷重は, 面圧0.5の試験体では56~57kN, 面圧2.0の試験体では141~144kNとなった。開き発生後も荷重は増加し, ずれ変形1~2mmに荷重のピークが見られた。試験体No.1~3では既存躯体コンクリートの剥離による破壊となり, No.1では, 既存躯体コンクリートの曲げせん断ひび割れも観察された。試験体No.4では既存躯体コンクリート下部75%程度に剥離が見られたものの, 最終破壊位置は, エッチン

表-4 実験結果一覧

試験体	σ_B (N/mm ²)	面圧 (N/mm ²)*1 [拘束力P (kN)]	最大荷重 (kN)	開き時荷重 (kN)	破壊性状*2
No. 1	33.7	0.5 [40]	162	57	A
No. 2	33.7	2.0 [160]	293	141	B
No. 3	19.2	0.5 [40]	111	56	B
No. 4	19.2	2.0 [160]	265	144	C

*1 面圧は、拘束力Pを接着接合部の面積（400mm×200mm）で除したものの

*2 破壊性状は、
Aが既存躯体コンクリートの剥離+曲げせん断
Bが既存躯体コンクリートの剥離
Cがエッチングプライマーの剥離90%
+既存躯体コンクリートの剥離10%

グプライマーの剥離90%と、既存躯体コンクリート上部の剥離10%となった。なお、エッチングプライマーの剥離部は両側全面にエッチングプライマーが付着しており、エッチングプライマーを重ね塗りしたことが剥離の主な原因と考えられた。

(2) 接合部強度

各試験体の接着接合部のせん断強度を表-5に示した。せん断強度の評価のための接着接合部の面積は、実験中の接合部下端の開きによる影響を考慮した有効面積比kを乗じたものとし、その有効面積比kは、異形筋スタッドのひずみ計測値により接着接合面の応力分布を推定し、文献6)によるせん断剛性低下率 β ($\beta=1/(1+50w)$, w:ひび割れ幅)を用いて接合面が負担するせん断力が等価となるように算定した。⁵⁾⁶⁾ なお、せん断強度時の荷重は、接着部コンクリートが剥離破壊した試験体No.1~No.3では初回ピーク時の荷重とし、最大荷重時にエッチングプライマーで破断した試験体No.4では最大荷重とした。最大荷重時にエッチングプライマーの破断した試験体No.4は破断直前までエッチングプライマーの全断面がせん断力を負担したと考え全断面有効で評価した。

各試験体のせん断強度値を既往の実験結果と比較し

表-5 接合部強度の評価結果一覧

試験体	有効面積比k	拘束力P (kN) [σ_{OT} *1 (N/mm ²)]	強度 Q_{ju} (kN) [$b\tau_{ju}$ *2 (N/mm ²)]	$\frac{b\tau_{ju}}{b\tau_{ju1}}$ *3	
				$\frac{b\tau_{ju}}{b\tau_{ju1}}$ *3	$\frac{b\tau_{ju}}{b\tau_{ju2}}$ *4
No. 1	0.55	40 [0.90]	148 [3.34]	1.06	0.77
No. 2	0.57	160 [3.50]	286 [6.25]	1.41	1.11
No. 3	0.54	40 [0.93]	111 [2.57]	1.29	0.96
No. 4	1.00	160 [2.00]	265 [3.31]	1.31	1.03

*1 $\sigma_{OT}=P/kA_b$ (A_b :接合部面積)

*2 $b\tau_{ju}=Q_{ju}/kA_b$

*3 $b\tau_{ju1}=0.08\sigma_B+0.5\sigma_{OT}$

*4 $b\tau_{ju2}=0.115\sigma_B+0.5\sigma_{OT}$

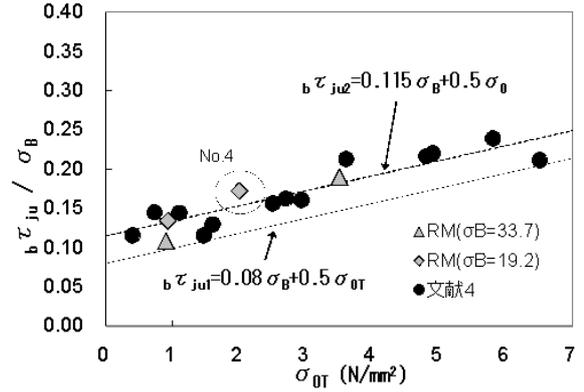


図5-接合強度と既往の研究との比較

て図-5に示した。図の縦軸は接着によるせん断強度 $b\tau_{ju}$ をコンクリート強度 σ_B で基準化した。図中には文献4)に基づく接着接合部のせん断評価式(1)と本実験結果の回帰式(2)の直線を併記した。

$$b\tau_{ju1} = 0.08\sigma_B + 0.5\sigma_{OT} \quad \dots (1)$$

$$b\tau_{ju2} = 0.115\sigma_B + 0.5\sigma_{OT} \quad \dots (2)$$

σ_B : 既存躯体コンクリート強度

σ_{OT} : 等価拘束応力度

本実験による接合強度は、既存の式(1)の評価より安全側となっており、式(2)と概ね一致することがわかった。

4. 増設壁のフレーム実験

4.1 試験体

試験体の諸元を表-6に、材料試験結果を表-7、表-8に示した。試験体の概要を図-6に示した。試験体は、縮小率が約1/2の1層1スパンのRC柱梁架構内にRM増設壁を構築したものであり、形状と各部材の配筋量は梁一壁の接着接合部の接合部破壊型となるよう定めた。

柱梁とRM増設壁の接合方式については、柱壁間では面積比15%程度の目荒しのみとし、梁壁間では要素実験と同様に、鋼板を介したエポキシ樹脂による接着接合と

表-6 試験体の諸元

試験体の符号	柱		RM壁			想定破壊形式
	B×D (mm)	主筋 HOOP	壁厚 t (mm)	内法長さ (mm)	壁筋	
RM-EB	250×250	12-D13 D6@100	100	1440	横: D10@100 縦: D13@200	梁壁間接合部破壊

表-7 材料試験結果 (コンクリート、モルタル)

種別	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)
柱・梁	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

し、梁側の接着面はグラインダーで表面の脆弱性を除去して、鋼板側はショットブラスト処理を行った後に防錆塗料を塗布した。なお、鋼板のRM壁体側には定着のための異形筋をスタッド溶接している。

RM増設壁部は、RMユニットの縮小モデル(200×100×97)を用い、ユニットと壁筋を配置した後、ユニット内には高流動のモルタルを充填した。また、梁下にはスパイラル筋を配置し、無収縮グラウトを充填した。

4.2 実験方法

載荷方法を図-7に示した。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、油圧ジャッキを用いて左右の梁を押し引きし、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。左右の荷重の合計をせん断力 Q 、下スタブと梁の相対変位を載荷点高さ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 $R=0.5/1000, 2/1000, 5/1000$ (各3回)、 $10/1000$ (1回)の正負交番載荷とした。

4.3 実験結果

(1) 実験経過

荷重変形関係を図-8に最終破壊状況を写真-2に示した。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 $R=5/1000\sim 6/1000$ までに壁板や

表-8 材料試験結果

(a) 鉄筋				(b) RMユニット、プリズム圧縮試験		
使用部位	呼び(鋼種)	降伏点強度 $\sigma_y(N/mm^2)$	引張強度 $\sigma_u(N/mm^2)$	種別	圧縮強度 $\sigma_B(N/mm^2)$	ヤング係数 $E_c(\times 10^4 N/mm^2)$
柱帯筋	D6 (SD295A相当)	316	532	RMユニット*1	52.5	—
RM壁横筋	D10 (SD295A)	367	506	プリズム圧縮強度*2	44.0	2.99
柱主筋、 RM壁縦	D13 (SD295A)	367	503			

*1 RMユニットの圧縮強度は単体のRMユニットに対するもの。
*2 プリズム圧縮強度は縮小RMユニットを3段組積し、壁体部充填モルタルを充填した試験体で圧縮試験を行ったもの。

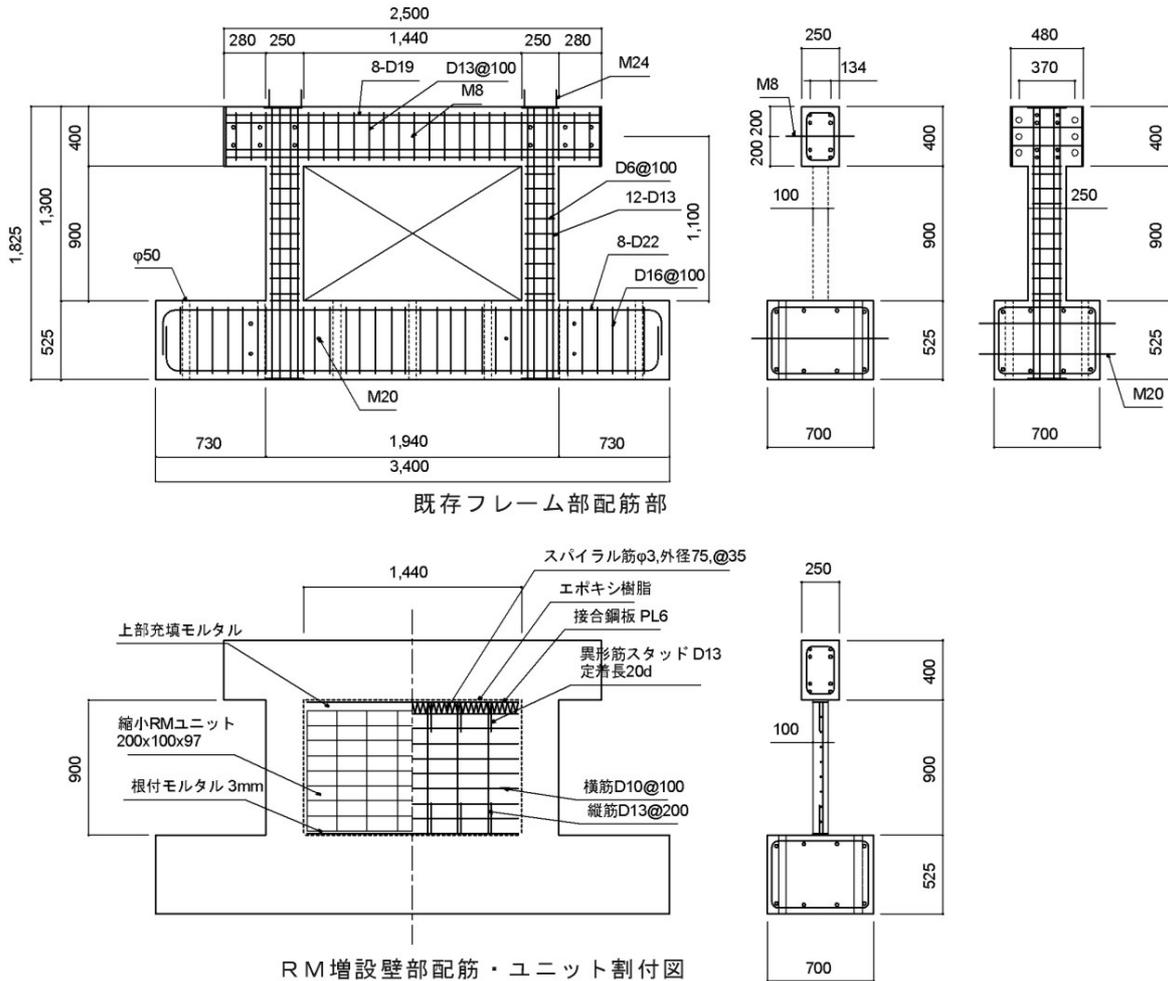


図-6 試験体図

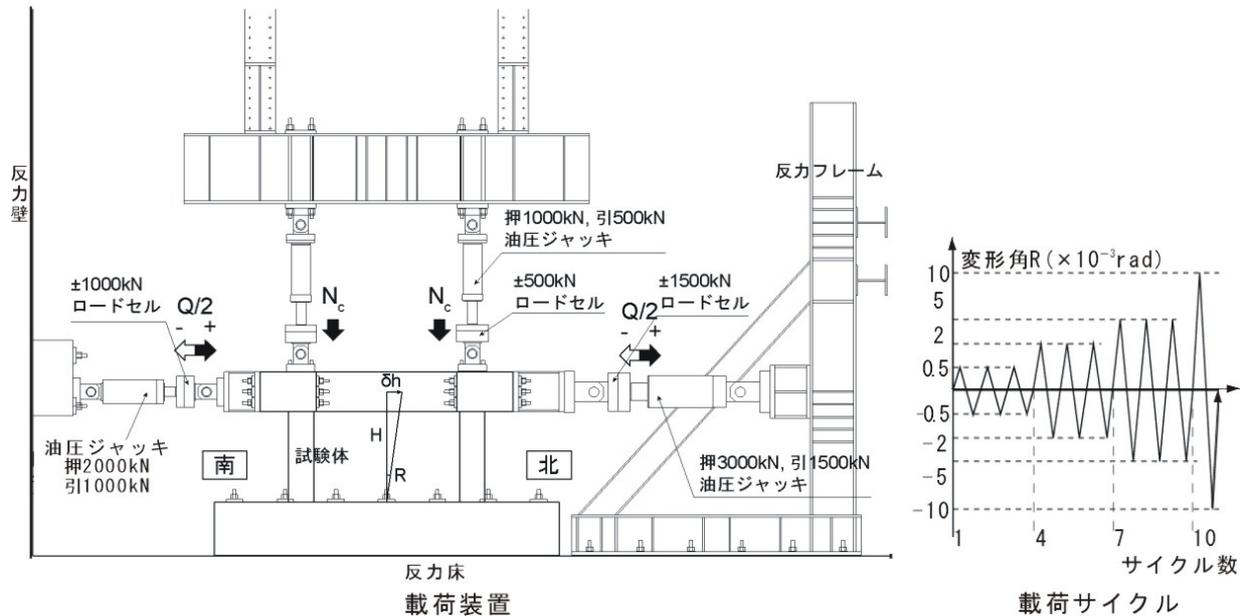


図-7 荷重方法

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、 $R=10/1000$ の繰り返して荷重を終了した。なお、荷重終了時まで柱主筋や異形筋スタッドは降伏せず、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。荷重が最大耐力の 80% の大きさに低下した時の変形角である限界部材角 R_{80} は $7.9/1000$ であった。

(2) 終局耐力

実験時最大荷重と計算耐力の一覧を表-9 に示す。試験体の計算耐力は RC 耐震改修指針⁷⁾の式(3)で算定した。ただし、梁下面の接合材のせん断耐力は、フレーム実験の試験体では実施工の場合と同じように、RM 増設壁を既存フレーム内に後構築することから接着接合面への拘束力が期待できないので、要素実験で確認した接着接

合のせん断強度の評価式(3)において等価拘束応力度の効果 $0.5 \sigma_{OT}$ を考慮しない形の、評価式 (4)を用いて算定した。

接着接合のせん断強度を $0.08 \sigma_B$ とした場合のせん断強度 aQ_{su} に対する実験時最大荷重の比は 1.3 であり、安全側の評価となっている。

また、せん断余裕度 aQ_{su}/wQ_{mu} は 0.65 で、せん断破壊型となっている。試験体の限界部材角 R_{80} は $7.9/1000$ であり、RC 耐震診断基準によるせん断破壊型壁の靱性指標 $F=1.0$ で想定される限界部材角 $1/250$ ($4/1000$) を上回っている。



写真-2 最終破壊状況

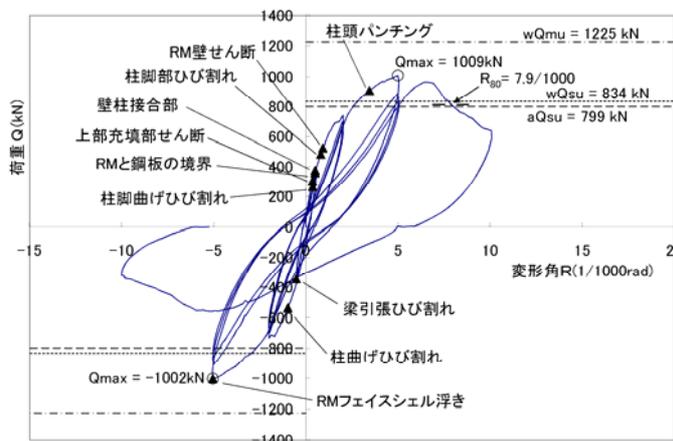


図-8 荷重変形関係

表-9 耐力一覧

計算値					実験結果				
wQ_{su} (kN)	Q_j (kN)	pQ_c (kN)	αQ_c (kN)	aQ_{su} (kN)	wQ_{mu} (kN)	Q_{max} (kN)	Q_{max} / wQ_{su}	Q_{max} / aQ_{su}	Q_{max} / wQ_{mu}
834	355	329	115	799	1225	1009	1.2	1.3	0.8

wQ_{su} : 一体打ち壁としてのせん断強度、 Q_j : 梁下面の接合材のせん断耐力の和、 pQ_c : 圧縮側柱のパンチングシア耐力、 αQ_c : 柱のせん断強度 ($\alpha=1$)、 aQ_{su} : 接合部を考慮したせん断強度、 wQ_{mu} : 一体打ち壁としての曲げ降伏時のせん断強度、 Q_{max} : 実験時最大荷重

$${}_a Q_{su} = Q_j + {}_p Q_c + \alpha Q_c \dots (3)$$

$$Q_j = 0.08 \sigma_B \cdot A_b \dots (4)$$

Q_j : 梁下面の接合材のせん断耐力の和

${}_p Q_c$: 柱のパンチングシア耐力

αQ_c : 変形状態を考慮した柱のせん断耐力
(せん断破壊のとき)

σ_B : 既存躯体コンクリートの圧縮強度

A_b : 梁下面の接着部の面積

(3) 初期剛性

試験体の初期剛性を図-9に示す。図中には、既存の柱梁躯体との接合をアンカー接合とした既往の研究³⁾での試験体 RM-F (本試験体と壁厚が同じでコンクリート強度などが同等)の結果も併記した。なお、図の縦軸は実験場所も載荷方式も異なる試験体 RM-F との比較のため、荷重を計算剛性で正規化している。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。折れ曲がり点は、試験体にせん断ひび割れの発生をとまらぬ剛性低下が生じた点とし、荷重変形関係における剛性の低下とひび割れ観察結果、柱帯筋および壁横筋ひずみの値の変化をもとに決定している。

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 0.73 であった。試験体 RM-F によるフレーム実験の結果と比較すると、変形角 $R=0.1/1000$ までは本試験体の剛性が若干高くなっているが、これは載荷装置など試験の諸条件が異なることが要因と考えられる。その後の荷重変形関係はほぼ同等となっているのが把握できる。なお、変形角 $R=0.5/1000$ の時

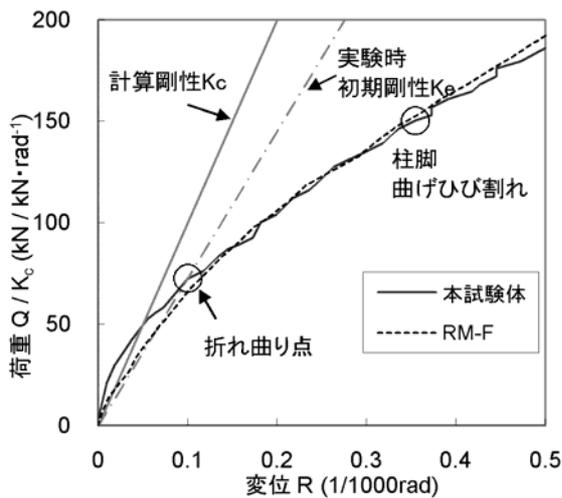


図9-初期剛性

点では接合面のひび割れは観察されず、ずれ変形は生じていなかったと考えられる。

5. まとめ

- 1) 要素実験による接着接合部のせん断強度は、文献⁴⁾に基づく設計式より安全側となった。
- 2) 接着接合方式を採用した RM 増設耐震壁の初期剛性は、アンカー接合によるものと同等以上であった。
- 3) 接着接合方式を採用した RM 増設耐震壁のせん断強度は、接着強度を $0.08 \sigma_B$ (σ_B は既存躯体のコンクリート強度) として安全側に評価できた。
- 4) 接着接合方式を採用した RM 増設耐震壁の限界部材角は $7.9/1000$ であり、耐震診断基準の靱性指標で想定される変形性能を有していることが分かった。

謝辞

本研究はRM耐震補強研究会 (榊浅沼組, 榊新井組, 榊松村組, 太陽サーブ(株)) によって行われました。また、本実験を行うに当たり、(財) 日本建築総合試験所の益尾潔審議役 (工学博士) にご指導をいただきました。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 建築研究振興協会：鉄筋コンクリート組積造 (RM 造) 建築物の構造設計指針・同解説, 2004
- 2) 中澤敏樹, 今西達也, 東健二, 安居功二：RM構造を用いた増設耐震壁に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1543-1548, 2003.7
- 3) 森浩二, 山内正明, 柏木隆尾, 中澤敏樹：開口を有するRM増設耐震壁に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1201-1206, 2008.7
- 4) 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
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編] (2007年制定)
- 6) 篠原保二, 金子葉：コンクリートの破壊進行領域における圧縮せん断挙動に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 525 号, 1999 年 11 月, pp.1~6
- 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, 2001