

# RMユニットを用いた増設耐震壁補強工法の開発

## Development of RM Retrofit Wall

森 浩二\* 井上 重信\*  
中澤 敏樹\*

### 要 旨

補強組積造の一種であるRM構造に使用されるユニット(RMユニット)を用いて、耐震壁を増設する補強工法の開発を行った。本工法の構造性能を確認するために、実大のRMユニットを使用した耐震壁を含むフレーム試験体を作成し、梁壁水平接合部のアンカー筋量をパラメータとした曲げせん断実験を行った。実験の結果、水平接合部のアンカー筋量が少ない場合には接合部のすべり破壊が先行する破壊形式となり、アンカー筋量が多い場合には柱と壁が一体となってせん断破壊する形式となること、また、それらの破壊形式を考慮した評価式によって、耐力を安全側に評価できることを確認した。

キーワード：補強組積造／RM構造／増設耐震壁／フレーム実験

### 1. はじめに

阪神淡路大震災以降、既存不適格建物に対する耐震補強の需要が急増している。日本建築防災協会の耐震改修設計指針に、耐震性能の不十分な既存建物のオープンフレーム内に新たに耐震壁を増設する工法が示されているが、使用中の建物へ適用するという状況からは、より簡易かつ施工期間の短縮可能な工法が求められている。このような背景をふまえてRM耐震補強工法の開発を行った。

て耐震壁を増設する工法である。RMユニットは鉄筋コンクリート組積造(RM構造)で使用される中空の組積ユニットであり、構造体であると同時に内部にコンクリートやモルタルを充填する際の型枠として用いることが可能なユニットである。したがって、RC耐震壁を増設す



写真-1 RMユニットの例

### 2. 工法概要

本工法の概要を図-1に、RMユニットの一例を写真-1に示す。RM耐震補強工法は、RMユニットを使用し

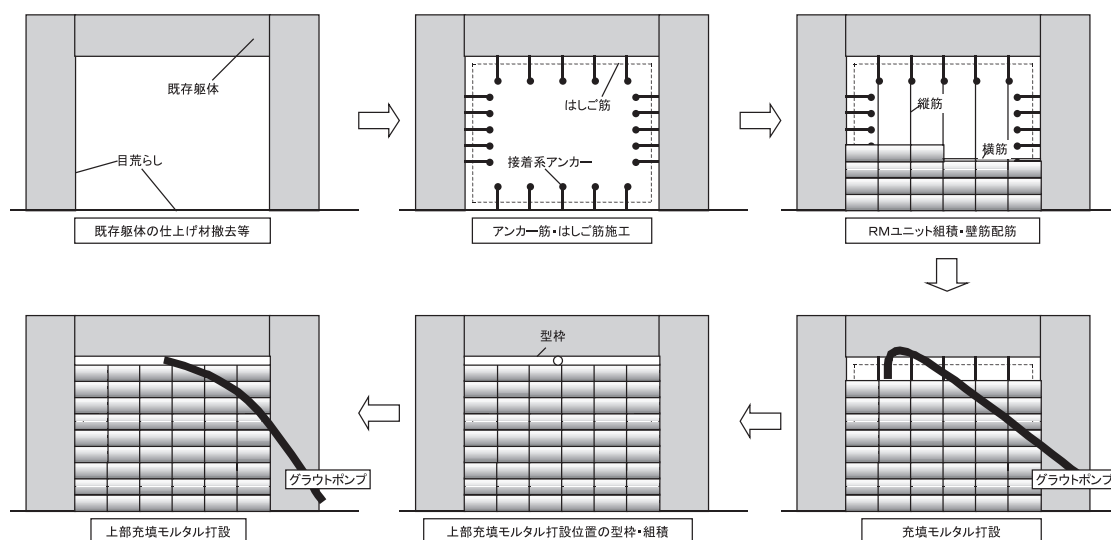
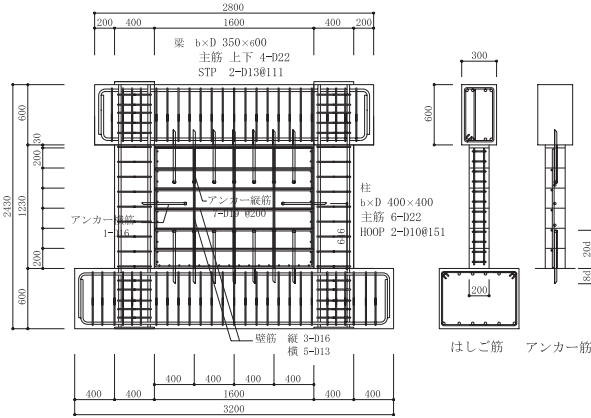


図-1 工法概要

\*構造研究グループ

表－１ 試験体一覧

| 試験体名 | 柱       |                           |                              | 梁       |                             |                              | 壁   |                               |                                  | ア ン カ ー                   |                           |
|------|---------|---------------------------|------------------------------|---------|-----------------------------|------------------------------|-----|-------------------------------|----------------------------------|---------------------------|---------------------------|
|      | 断 面     | 主 筋                       | せん断補強筋                       | 断 面     | 主 筋                         | せん断補強筋                       | 厚   | 縦                             | 横                                | 縦 筋                       | 横 筋                       |
| LJ   | 400×400 | 6-D22<br>( $p_t=0.73\%$ ) | 2D10@151<br>( $p_w=0.24\%$ ) | 350×600 | 上下4-D22<br>( $p_t=0.81\%$ ) | 2D13@111<br>( $p_w=0.65\%$ ) | 200 | 1-D16@400<br>( $p_n=0.25\%$ ) | 1-D13@200<br>( $p_{nn}=0.32\%$ ) | 3-D16<br>( $p_s=0.19\%$ ) | 1-D16<br>( $p_s=0.16\%$ ) |
| HS   |         | ( $p_t=1.94\%$ )          |                              |         |                             |                              |     |                               |                                  | 7-D19<br>( $p_s=0.75\%$ ) |                           |



図－２ 試験体配筋の一例



写真－２ 施工状況

る耐震補強工法と比べて、省スペース、省資源、工期短縮が可能となっている。

### 3. フレーム実験

#### 3.1 概要

RM増設耐震壁の構造性能を確認するため耐震壁フレーム荷重実験を行った。また、RM増設耐震壁の各構成要素の構造特性を確認するため、以下に示す要素実験をあわせて行った。

- ・プリズム圧縮試験（RM組積体の鉛直圧縮性能）
- ・押し抜きせん断実験（アンカー接合部性能）
- ・斜め圧縮実験（RM組積体の斜め圧縮性能）

#### 3.2 試験体

既存躯体に見立てたRCフレームの構面内に、実大のRMユニット（400×200×200）を配筋とともに組積し耐震壁を構築したものを試験体とした。試験体配筋の一例を図－２に、試験体の一覧を表－１に示す。パラメータは水平接合部のアンカー筋量とし、その他の仕様は同一とした。水平接合部のアンカー筋の配置は、試験体LJではRMユニットのジョイント部分に1箇所ずつ一列に配置（片側3箇所@400）し、試験体HSでは図－２に示したようにRMユニットのジョイント部分とRMユニット中央に1箇所ずつ配置（片側7箇所@200）した。試験体壁板部分は6段4列に組積した実大RMユニット、鉄筋、そして、ユニット内部に充填する高流動モルタルで構成される。既存フレーム部の内側は目荒しを行った後にあ

表－２ 鉄筋の力学的性質

| 使用部位    | 鉄筋の種類 | 材 質    | 降伏強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 引張強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 伸び率<br>(%) | ヤング係数<br>(×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> ) |
|---------|-------|--------|------------------------------|------------------------------|------------|------------------------------------------------|
| 柱梁主筋    | D22   | SD345  | 380                          | 580                          | 24.0       | 1.96                                           |
| 柱せん断補強筋 | D10   | SD295A | 366                          | 499                          | 27.8       | 1.81                                           |
| 梁せん断補強筋 | D13   | SD295A | 377                          | 515                          | 27.5       | 1.88                                           |
| 壁 横 筋   |       |        |                              |                              |            |                                                |
| 壁縦主筋    | D16   | SD295A | 356                          | 496                          | 25.0       | 1.97                                           |
| アンカー筋   | D16   | SD345  | 403                          | 604                          | 26.1       | 1.94                                           |
|         | D19   | SD345  | 390                          | 581                          | 22.9       | 2.03                                           |
| はしご筋    | D10   | SD295A | 363                          | 497                          | 15.3       | 1.67                                           |

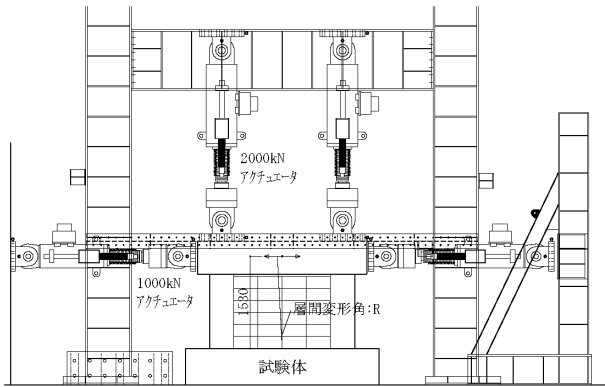
表－３ モルタル・RMユニットの力学的性質

| 試験体部位  | 材 料    | 圧縮強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | ヤング係数<br>(×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> ) |
|--------|--------|------------------------------|------------------------------------------------|
| 下部スタブ  | コンクリート | 26.2                         | 2.82                                           |
| 柱、梁    | コンクリート | 30.5                         | 3.29                                           |
| 壁 体    | モルタル   | 84.8                         | —                                              |
| 壁上部    | モルタル   | 81.1                         | —                                              |
| 目 地    | モルタル   | 36.6                         | —                                              |
| RMユニット |        | 47.1                         | —                                              |

と施工アンカーを施工した。既存フレームと壁板の接合部には、割裂補強筋（はしご筋D10@100－1段）を配置し、梁下とRMユニットとの空間（高さ30mm）には無収縮モルタルを充填した。試験体の施工状況を写真－２に、使用した材料の力学的性質を表－２、表－３に示す。

#### 3.3 実験方法

荷重装置を図－３に示す。鉛直荷重は柱スタブに0.15bDFc相当の一定軸力を、水平荷重は柱上部の左右スタブを押し引きで同荷重となるように行った。荷重は鉛直



図－3 荷重装置

荷重・水平荷重いずれもアクチュエータによる荷重制御で行った。荷重履歴は下部スタブに対する上部梁中央の水平変位から層間変形角 $R$ を算定し、 $R=1/1600$ ,  $1/800$ について各1回、 $R=1/400$ ,  $1/200$ ,  $1/100$ について各2回の正負交番荷重を行うものとした。

計測は、変位計による柱・梁各部の変形、壁のずれ変形など、ひずみゲージによる柱梁の鉄筋のひずみ、はしご筋・アンカー筋のひずみ、RMユニット表面のひずみなどについて行った。さらに、目視により、柱梁やRMユニット表面のひび割れの観察を行った。

### 3.4 実験結果

#### 1) 破壊状況

各試験体の破壊状況一覧を表－4に、実験終了後のひび割れ状況を図－4に、荷重-変形関係を図－5に示す。両試験体とも、 $R=1/1600$ のときに上部の梁に材軸に直行する方向のひび割れが発生し、その後、引張側柱脚部に曲げひび割れ、壁にせん断ひび割れが発生した。 $R=1/800$ のときにはせん断ひび割れが伸展し、剛性が低下した。

アンカー筋の少ない試験体LJでは、 $R=1/400$ の荷重時に、引張側の柱にせん断ひび割れが発生した後、壁の対角線方向のひび割れが発生した。 $R=1/200$ では柱主筋が降伏し、壁のせん断ひび割れが広がった。また、壁と下部スタブとの接合部分に顕著なずれ変形が観察された。 $R=1/80$ の時に両側の柱にせん断ひび割れが生じ、急激に耐力が低下した。

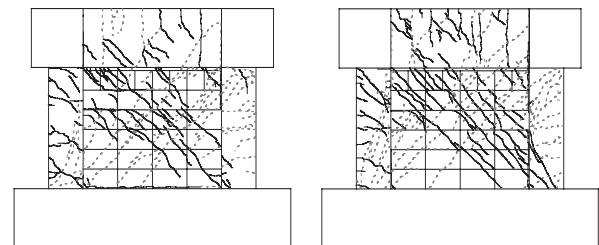
アンカー筋の多い試験体HSでは、 $R=1/400$ のときに壁のせん断ひび割れが広がるとともに、柱にせん断ひび割れが発生した。 $R=1/200$ では柱のせん断ひび割れが広がるとともに、柱脚部で圧壊が生じ急激に耐力が低下した。試験体LJと異なり、壁脚のずれは観察されなかった。

#### 2) ひずみ分布

a) RMユニットのフェイスシェル表面における水平方向

表－4 破壊状況一覧

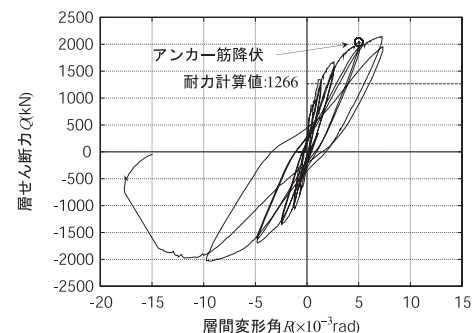
| 層間変形角  | LJ        |        |         | HS        |        |         |
|--------|-----------|--------|---------|-----------|--------|---------|
|        | 破壊状況      | 荷重(kN) | 部材角     | 破壊状況      | 荷重(kN) | 部材角     |
| 1/1600 | 梁軸に直角     | 637    | 1/9000  | 梁軸方向      | -505   |         |
|        | 柱曲げ       | 871    | 1/2615  |           |        |         |
|        | 壁せん断      | -701   | -1/1843 |           |        |         |
| 1/800  | 接合部横      | 427    | 1/7846  | 壁せん断      | 930    | 1/1378  |
|        | 梁せん断      | -1036  | -1/779  | 柱曲げ       | -864   | -1/1937 |
|        |           |        |         | 接合部横      | -1197  | -1/877  |
| 1/400  | 柱せん断      | 1533   | 1/512   | 梁せん断      | 1337   | 1/727   |
|        | 壁対角ひび割れ   | 1631   | 1/455   | 柱せん断      | 1556   | 1/437   |
|        |           |        |         | 壁対角ひび割れ   | 1518   | 1/406   |
| 1/200  | ブロックウェブ破断 | 1928   | 1/235   | ブロックウェブ破断 | 1885   | 1/205   |
|        | 壁下のずれが顕著  | 1893   | 1/204   |           |        |         |
|        |           |        |         |           |        |         |
| 1/100  | ブロック圧壊    | 1994   | 1/185   | 圧縮柱せん断破壊  | 1966   | 1/166   |
|        |           |        |         | 圧縮柱圧壊     | 1717   | 1/132   |



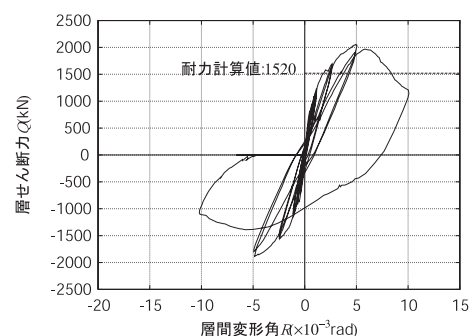
試験体LJ

試験体HS

図－4 実験終了後のひび割れ状況



試験体LJ



試験体HS

図－5 荷重変形関係

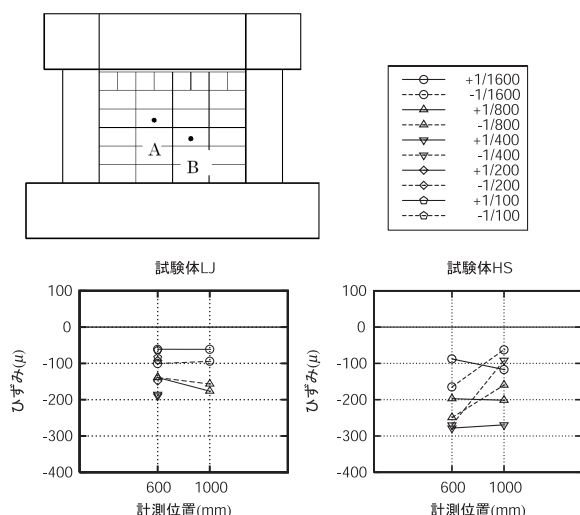


図-6 RMユニットフェイスシェル表面のひずみ

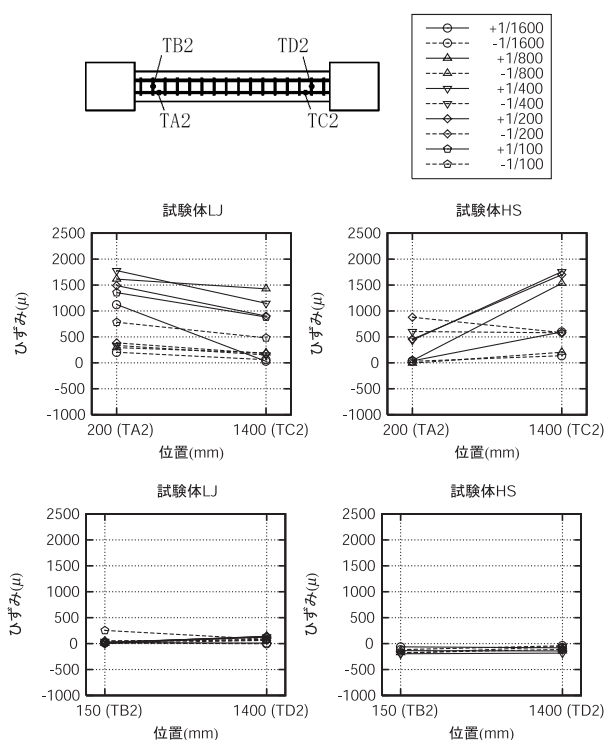


図-7 はしご筋のひずみ

のひずみを図-6に示す。フェイスシェルの最大ひずみは $350\mu$ 程度であり、斜め圧縮試験における最大耐力時のフェイスシェル表面ひずみと同程度の結果となった。既往の研究ではユニットのフェイスシェルが最大耐力までせん断力を負担していることが報告されているが、本実験においても最大耐力近傍の $Q=1900\text{kN}$ 程度までフェイスシェルの剥離は見られず、せん断力を負担していたと考えられる。

b) 上部梁の下側に配置したはしご筋のひずみを図-7に示す。アンカー筋量に関係なく梁軸直交方向のひずみ

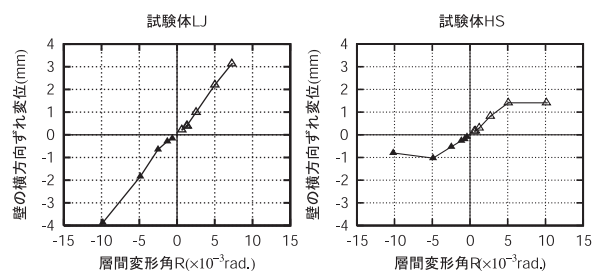


図-8 壁とスタブの相対変位

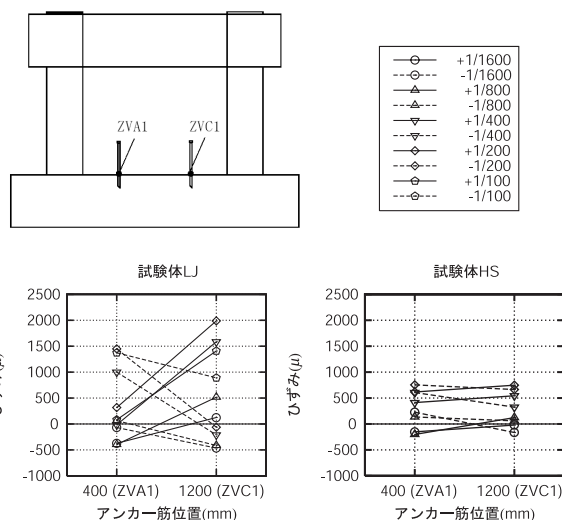


図-9 アンカー筋のひずみ

は小さく、最大で $300\mu$ 程度となっている。梁軸方向のひずみが降伏ひずみ( $2000\mu$ )程度となっているのは、この位置に入ったせん断ひび割れの影響によるものと考えられる。

c) 壁とスタブの相対変位を図-8に、アンカー筋のひずみを図-9に示す。試験体LJにおける壁-スタブ相対変位は $R=1/200$ で $2.0\text{mm}$ となっており、アンカー筋のひずみは降伏ひずみに達している。一方、試験体HSの壁-スタブ相対変位は $R=1/100$ で $1.0\text{mm}$ 程度であり、アンカー筋のひずみは最大で $1000\mu$ 程度と小さい。また、押し抜きせん断実験では、壁とスタブ間の相対変位が $1\sim 2\text{mm}$ のときに接合部のすべりによるアンカー筋ひずみの急激な増加が確認されており、本実験結果と一致している。

### 3) 破壊形式

試験体LJと試験体HSには、水平接合部のアンカー筋量の違いにより、接合部のすべりの有無という差異が生じた。接合部すべりの生じた試験体LJでは、梁壁間の接合部のすべり破壊の後、両側の柱のせん断破壊による耐力低下となったと考えられ、すべりの生じなかった試験体HSでは、壁は周辺フレームとの一体性を保っており、全体がせん断破壊するに至ったと考えられる。

● 一体打ち耐震壁のせん断終局強度

$$Q_{su1} = \left( \frac{0.053p_{te}^{0.23}(F_c + 18)}{M/Q\ell + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{se}\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right) b_e j_e \quad (1)$$

● 既存躯体と RM 壁板とが接合された耐震壁のせん断終局強度

$$Q_{su2} = Q_j + p Q_c + \alpha Q_c \quad (2)$$

$p_{te}$ : 等価引張鉄筋比  
 $p_{se}$ : 等価横筋比  
 $\sigma_{wy}$ : 横筋の降伏強度  
 $\sigma_0$ : 軸方向応力度  
 $F_c$ : コンクリート圧縮強度平均値

$M/Q$ : 反曲点高比  
 $\ell$ : 壁の全長  
 $b_e$ : 等価壁厚  
 $j_e$ : 応力中心間距離

$Q_j$ : 梁下面と壁板間の接合耐力  
 $p Q_c$ : 引張側柱頭部のパンチングシア耐力  
 $Q_c$ : 圧縮側柱の終局強度  
 $\alpha$ : 変形状態を考慮した低減係数

表－5 実験値と計算耐力の比較

| 試 験 体                                  |             | LJ           | HS         |
|----------------------------------------|-------------|--------------|------------|
| 初期剛性<br>( $\times 10^3 \text{kN/mm}$ ) | 実 験 値       | 1.76         | 1.65       |
|                                        | 計 算 値       | 2.07         | 2.07       |
|                                        | 実 / 計       | 0.85         | 0.80       |
| 曲げひび割れ<br>(kN)                         | 実 験 値       | 510          | 864        |
|                                        | 計 算 値       | 549          | 549        |
|                                        | 実 / 計       | 0.93         | 1.54       |
| 対角ひび割れ<br>(kN)                         | 実 験 値       | 1631         | 1518       |
|                                        | 計 算 値       | 1352         | 1352       |
|                                        | 実 / 計       | 1.21         | 1.12       |
| 最大耐力<br>(kN)                           | 破壊モード       | 接合部すべり＋せん断破壊 | 壁一体型せん断破壊  |
|                                        | 実 験 値       | 2147         | 2053       |
|                                        | 式 (1)       | 1520(1.41)   | 1520(1.35) |
|                                        | 式 (2)       | 1266(1.70)   | 1664(1.23) |
|                                        | 実 験 / 計算最小値 | 1.70         | 1.35       |
| 最大耐力時層間変形角                             |             | 1/138        | 1/202      |
| 限界変形角(R <sub>80</sub> )                |             | 1/66         | 1/125      |

表－6 実験データの範囲（耐力比較）

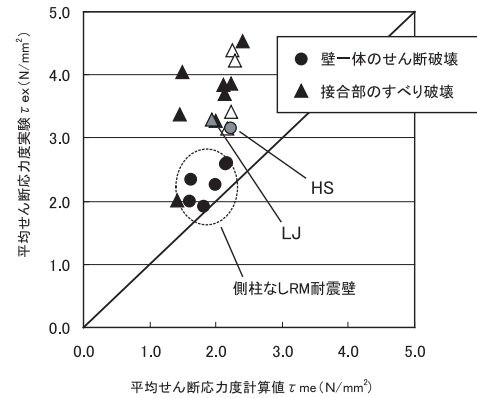
| 項 目                  | 既往実験の範囲                        | 本実験                      |
|----------------------|--------------------------------|--------------------------|
| デ ー タ 数              | 18                             | 2                        |
| ア ン カ ー 筋 量          | 0.00～0.75 (%)                  | 0.19, 0.75(%)            |
| 柱コンクリート強度            | 19.4～33.1 (N/mm <sup>2</sup> ) | 29.0(N/mm <sup>2</sup> ) |
| 壁コンクリート強度<br>(充填材強度) | 14.7～106.3(N/mm <sup>2</sup> ) | 84.8(N/mm <sup>2</sup> ) |
| プ リ ズ ム 強 度          | 17.9～34.5 (N/mm <sup>2</sup> ) | 32.0(N/mm <sup>2</sup> ) |
| 壁せん断補強筋比             | 0.17～1.17 (%)                  | 0.25 (%)                 |
| 壁せん断補強筋量             | 0.59～5.30 (N/mm <sup>2</sup> ) | 0.90(N/mm <sup>2</sup> ) |
| 柱せん断補強筋比             | 0.13～0.64 (%)                  | 0.24 (%)                 |
| 柱せん断補強筋量             | 0.48～2.50 (N/mm <sup>2</sup> ) | 0.88(N/mm <sup>2</sup> ) |
| 柱 引 張 鉄 筋 比          | 0.59～2.37 (%)                  | 0.73 (%)                 |
| 軸 力 比                | 1.96～5.88 (N/mm <sup>2</sup> ) | 4.35(N/mm <sup>2</sup> ) |
| シ ャ ス パ ン 比          | 0.45～1.13                      | 0.77                     |

## 4 構造的評価

### 4.1 耐力

本工法では、式(1)による既存躯体とRM増設壁を一体打ち耐震壁とみなして算定するせん断終局強度 $Q_{su1}$ と式(2)による既存躯体とRM壁板との接合強度によるせん断終局強度 $Q_{su2}$ のうち、小さいほうの値をせん断終局強度として採用することとした。その他の強度についてはRC耐震診断基準、中層RM構造設計指針に準拠している。これらの強度算定式による計算値と実験結果との比較を表－5に示す。実験結果による最大耐力は、式(1)、式(2)による計算耐力のいずれをも上回った。

さらに、せん断終局強度評価の妥当性を確認するため実験結果と既往の研究を用いて検討を行った。平均せん断応力度の計算値と実験値の比較を図－10に、実験データの範囲を表－6に示す。図中、●は壁一体せん断破壊の試験体、▲は接合部のすべり破壊の試験体である。また、黒色と灰色はせん断耐力式による破壊モードと実験結果が一致したもの、白色は破壊モードが実験結果と一致しないものを示す。既往の研究から参照した試験体は、



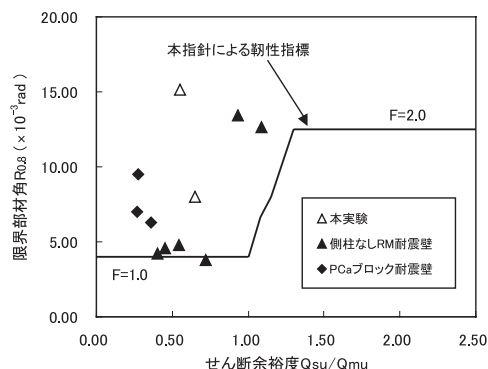
図－10 終局時平均せん断応力度の比較

既存フレームを有するプレキャストコンクリートブロック増設壁試験体4体、RC増設壁試験体9体、側柱のない壁単体のRM耐力壁試験体5体の計18体であり、いずれも壁一体のせん断破壊、または接合部のすべり破壊となった試験体である。

算定式から推定される破壊モードと異なる試験体が数体みられるが、一体壁のせん断強度と接合部強度の差が小さい(接合部強度／一体壁のせん断強度=1.01～1.20)

表－7 実験データの範囲（靱性比較）

| 項 目                  | 既往実験の範囲                        | 本実験                      |
|----------------------|--------------------------------|--------------------------|
| デ ー タ 数              | 11                             | 2                        |
| 柱コンクリート強度            | 25.3～27.1 (N/mm <sup>2</sup> ) | 29.0(N/mm <sup>2</sup> ) |
| 壁コンクリート強度<br>(充填材強度) | 24.7～106.3(N/mm <sup>2</sup> ) | 84.8(N/mm <sup>2</sup> ) |
| プ リ ズ ム 強 度          | 17.9～34.5 (N/mm <sup>2</sup> ) | 32.0(N/mm <sup>2</sup> ) |
| 壁 筋 比                | 0.25～0.33 (%)                  | 0.25 (%)                 |
| 柱 主 筋 比              | 3.15 (%)                       | 1.94 (%)                 |
| 軸 力 比                | 3.00～4.13 (N/mm <sup>2</sup> ) | 4.35(N/mm <sup>2</sup> ) |



図－11 せん断余裕度と限界部材角の関係

ためであると考えられる。計算値に対する実験値の比は平均で1.2倍以上であり、安全側の評価となっている。

#### 4.2 靱性

靱性指標はRC耐震診断基準に準拠し、曲げ終局時せん断耐力 $Q_m$ に対するせん断終局強度 $Q_{su}$ の余裕度に基づいて定めた。靱性指標の妥当性を確認するため、実験結果と既往の研究を用いて、靱性指標と曲げに対するせん断余裕度( $Q_{su}/Q_m$ )の関係についての検討を行った。

既往の研究から参照した試験体は、既存フレームを有するプレキャストコンクリートブロック増設壁試験体4体、側柱のない壁単体のRM耐力壁試験体7体（せん断破壊5体、曲げ破壊2体）の計11体である。実験データの範囲を表－7に示す。

曲げに対するせん断余裕度( $Q_{su}/Q_m$ )と限界部材角( $R_{0.8}$ )との関係を図－11に示す。ここで限界部材角 $R_{0.8}$ は試験体の耐力が最大強度の80%に低下した時点の層間変形角とし、せん断耐力値 $Q_m$ は4.1で示したせん断耐力式を用いて算定した。靱性指標F値と限界部材角との関係はRC耐震診断基準に基づき、 $F=1.0$ で1/250、 $F=1.27$ で1/150、 $F=1.5$ で1/125、 $F=2.0$ で1/80に相当すると仮定し、これらを結ぶ折れ線で近似した。仮定した靱性指標と限界部材角を比較すると、靱性指標F値は限界部材角のほぼ下限となっており、靱性指標の評価は妥当であると考えられる。

#### 5. まとめ

RM耐震補強工法による増設耐震壁の構造性能を評価するため、耐震壁フレーム試験体による曲げせん断実験を行った。その結果、梁壁間の水平接合部のアンカー筋量の違いによって異なる2種類の破壊形式、すなわち、①梁壁間の水平接合部のすべり破壊と柱のせん断破壊の組み合わせによる破壊形式、②壁と柱が一体となってせん断破壊する破壊形式となることがわかった。

また、本工法における増設耐震壁の構造性能が、提案する耐力式を用いて安全側に評価できることを確認した。

#### [参考文献]

- 1) 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年
- 2) アールエム建築推進協議会: 中層RM構造設計指針・同解説, 1994年1月
- 3) 日本建築総合試験所: 建築技術性能証明評価概要報告書 RM耐震補強工法, 2003年3月
- 4) 今西 他: RM 構造を用いた耐震補強工法に関する研究 その1 押し抜きせん断実験, 日本建築学会大会梗概集 C-2, pp.1037-1038, 2002年8月
- 5) 森 他: RM 構造を用いた耐震補強工法に関する研究 その2 斜め圧縮実験, 日本建築学会大会梗概集 C-2, pp.1039-1040, 2002年8月
- 6) 森, 井上 他: RM 構造を用いた耐震補強工法に関する研究 その3 フレーム実験の概要, 日本建築学会大会梗概集 C-2, pp.667-668, 2003年9月
- 7) 中澤, 井上 他: RM 構造を用いた耐震補強工法に関する研究 その4 フレーム実験の結果, 日本建築学会大会梗概集 C-2, pp.669-670, 2003年9月
- 8) 今西, 安居 他: RM 構造を用いた耐震補強工法に関する研究 その5 モルタル試験, 日本建築学会大会梗概集 C-2, pp.671-672, 2003年9月
- 9) 東, 井上 他: RM 構造を用いた耐震補強工法に関する研究 その6 充填性試験, 日本建築学会大会梗概集 C-2, pp.673-674, 2003年9月