

# 論文 RM構造を用いた増設耐震壁に関する実験研究

中澤 敏樹<sup>\*1</sup>・今西 達也<sup>\*2</sup>・東 健二<sup>\*3</sup>・安居 功二<sup>\*4</sup>

要旨：既存のフレーム内に RM 構造による補強組積造の耐力壁を構築し，増設耐震壁として機能させる耐震補強工法を開発した。本工法による補強性能を確認するために，RM 壁を組み込んだ鉄筋コンクリート造フレームの載荷実験を行った。実験の結果，補強フレームの初期剛性，曲げひび割れ時強度，せん断ひび割れ時強度およびせん断耐力は，RM 壁部分のブリズム圧縮強度をコンクリート強度とみなすことによって，既存の評価式により評価出来ることが確認できた。

キーワード：RM 構造，増設耐震壁，アンカー筋比，耐震補強

## 1. はじめに

補強組積造（以下，RM 構造）<sup>1)</sup>は，鉄筋コンクリート造と同等の耐震性を有すると同時に，高い耐久性と施工性を持つ構法である。筆者らは，この RM 構造による耐力壁を既存 RC 造建物の増設耐震壁として用いることのできる工法を開発するために，RM 構造を対象とした要素実験<sup>2)</sup>を行い，接合部の性状等について研究を行ってきた。本報では，RM 増設耐震壁の補強性能を確認するために，実大の RM 構造の増設耐震壁を組み込んだ RC フレームの載荷実験を行ったので，その結果について報告する。

本実験の目的は，アンカー筋量が最大せん断強度に及ぼす影響，RM 増設壁の耐力と変形性状および破壊状況を確認することである。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体の一覧を表 - 1 に，配筋詳細を図 - 1 に示す。試験体数は 2 体であり，実験因子はアンカー筋量とした。試験体 LJ のアンカー縦筋は 3-D16 (ps=0.19%)，試験体 HC は 7-D19 (ps=0.75%)とした。アンカー横筋は共通とし，1-D16 (ps=0.15%)とした。外周フレームは両試験体とも共通であり，柱はせん断破壊型，上部梁は曲げ破壊型となるような設計とした。

壁板は実大の RM ユニットを目地幅 3mm の薄目地工法によって組積したものであり，最上段は半割したユニットを用いた。ユニット空部には，鉄筋（縦 D16@400，横 D13@200）を配し，内部に高流動モルタルを充填することに

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	壁厚	縦筋	横筋	縦筋	横筋
LJ	400	6-D22 (pt=0.73%)	2-D10 @151 (pw= 0.24%)	350	上下 4-D22 (pt=0.81%)	2-D13 @111 (pw= 0.65%)	200	1-D16 @400 (pwv= 0.25%)	1-D13 @200 (pwh= 0.24%)	3-D16 (ps=0.19%)	1-D16 (ps=0.16%)
HS	400	(pg=1.45%)		600						7-D19 (ps=0.75%)	

\*1 (株)浅沼組 技術研究所建築構造研究室 課長 (正会員)

\*2 (株)松村組 技術研究所構造研究課 博士 (正会員)

\*3 (株)新井組 関西本店設計技術部 博士

\*4 (株)松村組 技術研究所構造研究課 課長 (正会員)

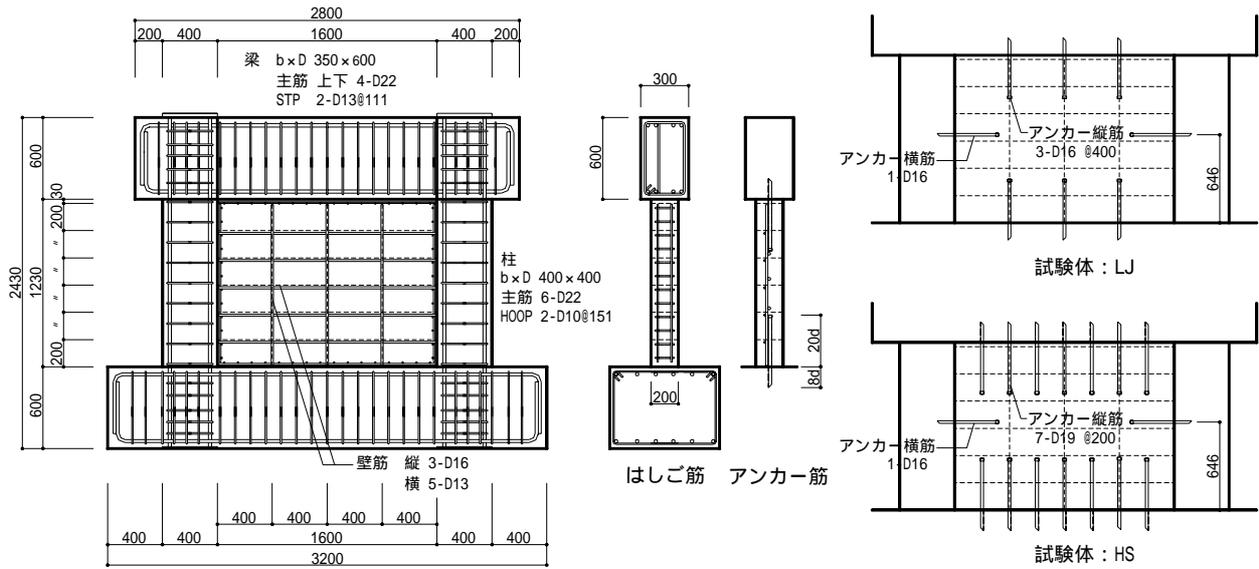


図 - 1 試験体形状および配筋

よって壁体を一体化した。RM 壁板とフレームとが接する4周には、割裂補強筋としてはしご筋 D10@100 を1段配筋した。目荒しの深さは、5mm 程度とし、打継ぎ面に対する目荒らしの面積は 2/5 程度とした。

実験に用いた鉄筋の力学的特性を表 - 2 に、コンクリートおよびモルタルの力学的特性を表 - 3 に示す。表中の RM 組積体の圧縮強度は、文献<sup>1)</sup>に示されるプリズム圧縮強度である。

### 2.2 荷重方法

加力装置を図 - 2 に示す。試験体は下部スタブで固定し、加力は、柱頂部の左右のスタブに 0.175bDFc 相当 (817kN, Fc は柱部コンクリート圧縮強度) の柱軸力を加えた状態で、試験体上部のスタブの左右に取り付けた 1000kN アクチュエータを用いて行った。荷重履歴は、スタブに対する梁の水平変位から算定した層間変形

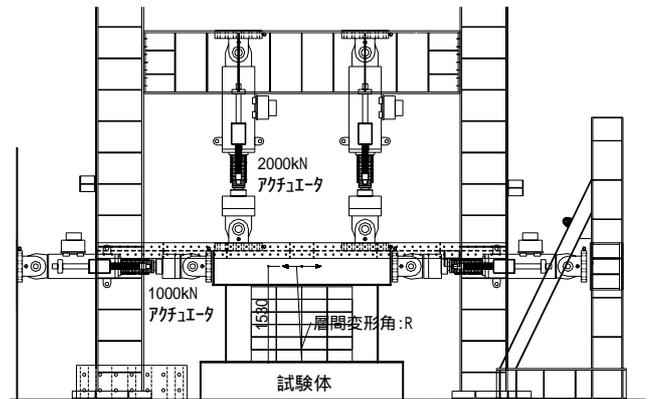


図 - 2 荷重装置

角: R= 1/1600, 1/800 で1回, R=1/400, 1/200 および 1/100 で2回繰り返した。

計測は、部材角を変位計により測定した。また、はしご筋、アンカー筋、および RM ユニットの主要な位置に歪みゲージを貼り付け、歪みの測定を行った。

表 - 2 鉄筋の力学的特性

使用部位	径	材質	降伏強度	引張強度	ヤング係数
			(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )
柱梁主筋	D22	SD345	380	580	1.96
柱せん断補強筋	D10	SD295A	366	499	1.81
梁せん断補強筋	D13	SD295A	377	515	1.88
壁横筋					
壁縦筋	D16	SD295A	356	496	1.97
アンカー筋	D16	SD345	403	604	1.94
	D19	SD345	390	581	2.03

表 - 3 コンクリートおよびモルタルの力学的特性

使用部位	材質	圧縮強度	ヤング係数
		(N/mm <sup>2</sup> )	(×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
下部スタブ	コンクリート	19.8	2.82
		29.1	3.08
RMユニット	モルタル	84.8	—
		壁	RM組積体*

\* RM組積体圧縮強度はプリズム試験による。

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊性状

各試験体の破壊状況一覧を表 - 4 に、最終破壊状況および荷重 - 変形関係を図 - 3 に示す。両試験体とも層間変形角  $R=1/1600$  の時に梁軸に直角方向のひび割れが発生した。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、 $R=1/800$  の時にせん断ひび割れが伸展し剛性が低下した。

LJ は、 $R=1/400$  の時に引張側の柱にせん断ひび割れが発生し、 $R=1/200$  の時に柱主筋が降伏するとともに壁のせん断ひび割れが拡がり、壁脚部で壁と梁のずれが顕著となった。 $R=1/100$  においても耐力の低下はみられず、 $R=1/80$  の時に両柱にせん断ひび割れが生じると同時に、急激に耐力が低下した。

HS は、 $R=1/400$  の時に壁のせん断ひび割れが拡がるとともに、柱にせん断ひび割れが発生した。LJ と異なり壁脚のずれはみられず、 $R=1/200$

で柱のせん断ひび割れが拡がるとともに、柱脚部で圧壊が生じ急激に耐力が低下した。

表 - 4 破壊状況一覧

LJ			HS		
状況	荷重 (kN)	部材角	状況	荷重 (kN)	部材角
a	427	1/7846	c	930	1/1378
b	871	1/2615	b	-864	-1/1937
c	-701	-1/1843	a	-1197	-1/877
d	-1036	-1/779	d	1337	1/727
e	1553	1/512	e	1556	1/437
f	1631	1/455	f	1518	1/406
g	1928	1/235	g	1885	1/205
h	1893	1/204	j	1966	1/166
i	1994	1/185	k	1717	1/132

破壊状況の説明 a. 接合部横ひび割れ  
 b. 柱曲げひび割れ, c. 壁せん断ひび割れ  
 d. 梁せん断ひび割れ, e. 柱せん断ひび割れ  
 f. 壁対角ひび割れ, g. ユニットウェブ破断  
 h. 壁下のずれが顕著, i. ユニット圧壊  
 j. 圧縮側柱せん断破壊, k. 圧縮側柱圧壊

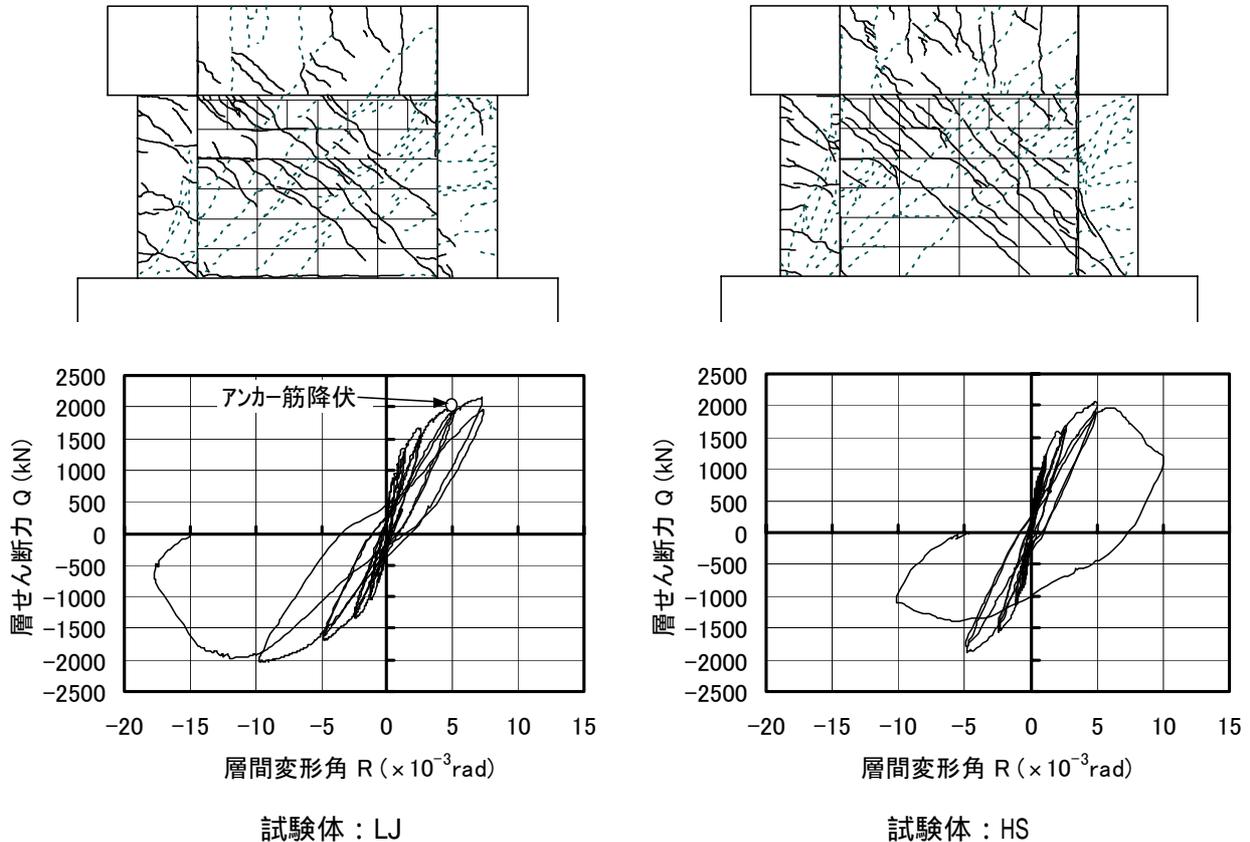
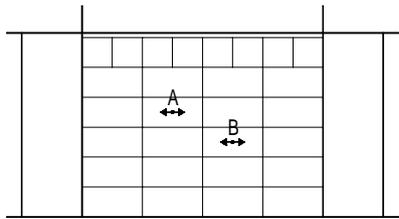
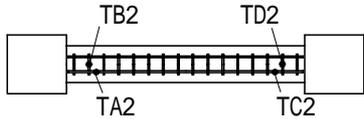


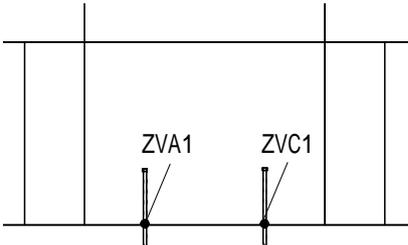
図 - 3 破壊状況および荷重 - 変形関係



RMユニットのひずみ測定位置



はしご筋のひずみ測定位置



アンカー筋のひずみ測定位置

図 - 4 各ひずみ計測位置

### 3.2 各ひずみの検討

#### (1) RMユニット

RMユニットのひずみを図-5に示す。LJの最大ひずみが200 $\mu$ 程度であるのに対し、HSでは350 $\mu$ 程度となっている。これは、LJではR=1/200付近で接合部がすべり出しており、それによってRM壁体の負担せん断力が小さくなったためであると考えられる。

#### (2) はしご筋

はしご筋のひずみを図-6に示す。アンカー量に関係なく、はしご筋段筋のひずみは小さく最大で300 $\mu$ 程度となっている。はしご筋縦筋のひずみは最大で2000 $\mu$ 程度となっているが、降伏ひずみには達していなかった。

#### (3) アンカー筋

アンカーのひずみを図-7に、壁とスタブの相対変位を図-8

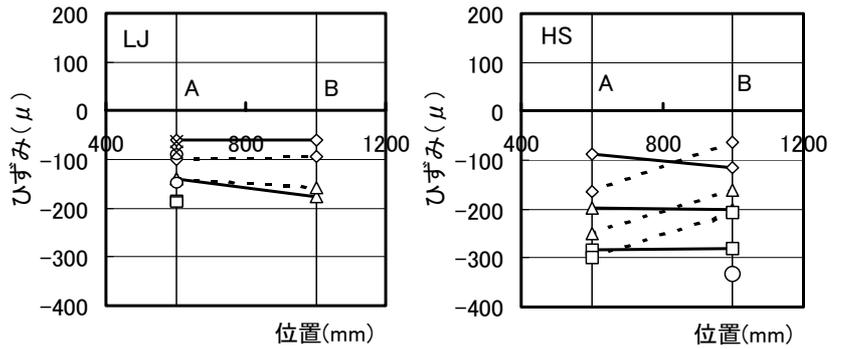
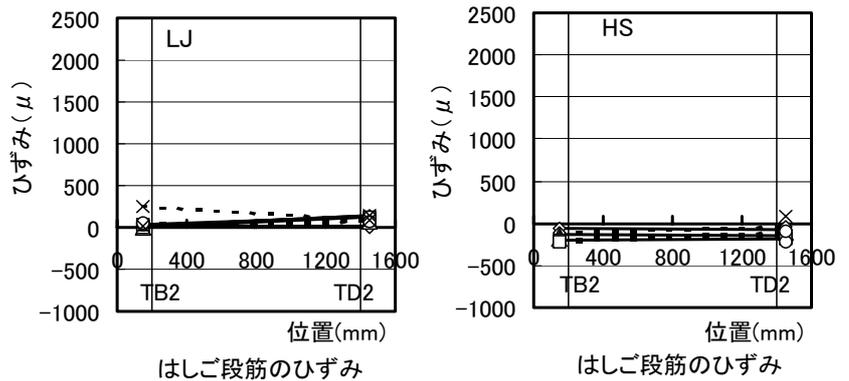
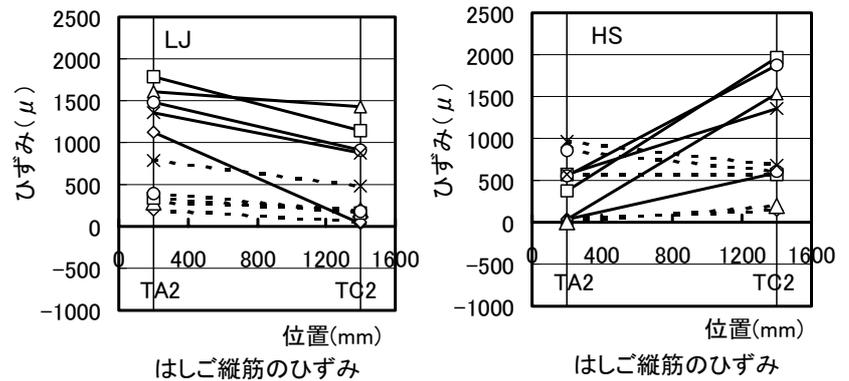


図 - 5 RMユニットのひずみ



はしご段筋のひずみ

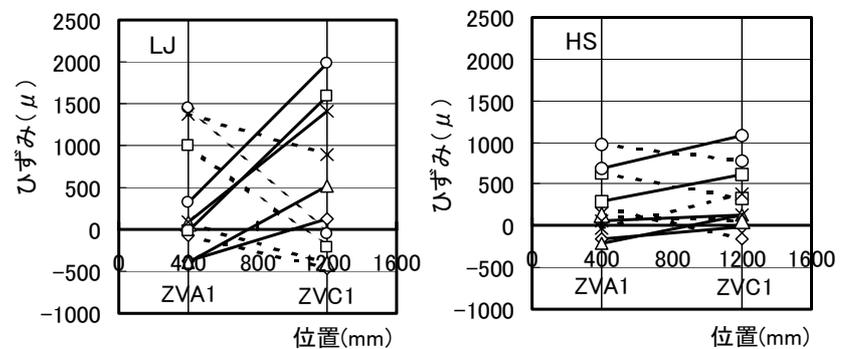
はしご段筋のひずみ



はしご縦筋のひずみ

はしご縦筋のひずみ

図 - 6 はしご筋のひずみ



符号の説明 (図 - 5, 6, 7 共通)  
 ◇ +1/1600 ▲ +1/800 □ +1/400 ○ +1/200 × +1/100  
 ◇ -1/1600 ▲ -1/800 □ -1/400 ○ -1/200 × -1/100

図 - 7 アンカー筋のひずみ

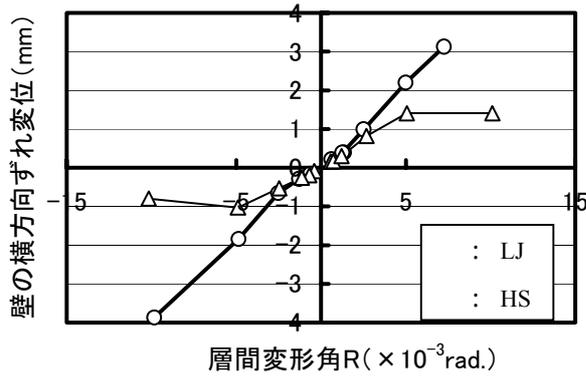


図 - 8 壁とスタブとの相対変位

に示す。LJのアンカー筋のひずみは $R=1/200$ で降伏ひずみに達しており、その時の相対変位は約2.0mmとなっている。HSのアンカー筋のひずみは最大で1000 $\mu$ 程度と小さく、せん断破壊時の相対変位量は1.0mm程度となった。

本実験に先がけて行った接合部押し抜きせん断実験の結果<sup>2)</sup>を図-9、10に示す。同実験によると、接合部がすべり出す時の躯体とRM壁との相対変位は2mm程度となった。また、すべり出し直後にアンカー筋が降伏した後、接合部のせん断荷重は徐々に増大した。LJでもすべり出し以降の耐力は増大しており、これらの結果と一致していた。

### 3.3 計算値と実験値との比較

表-5に各構造特性に関する計算値と実験結果との比較を示す。各構造特性の計算値は、RM壁体をRC壁に置き換えることによって、既存のRC増設壁の評価式<sup>3)</sup>によって算定した。ここで、RM壁体の強度にはプリズム圧縮強度を用いた。算定に用いた評価式を以下に示す。

・初期剛性： $K$

$$1/K = 1/K_B + 1/K_S \quad (1)$$

・曲げひび割れ時耐力： $M_C$

$$M_C = 0.57\sqrt{F_m} \cdot Z_e + \frac{N \cdot Z_e}{A_e} \quad (2)$$

・せん断ひび割れ時耐力： $wQ_{SC}$

$$wQ_{SC} = (1 + \sigma_0 / 15) \frac{0.085kc(F_m + 50)}{M/(Q\ell) + 1.7} b_e \cdot j_e \quad (3)$$

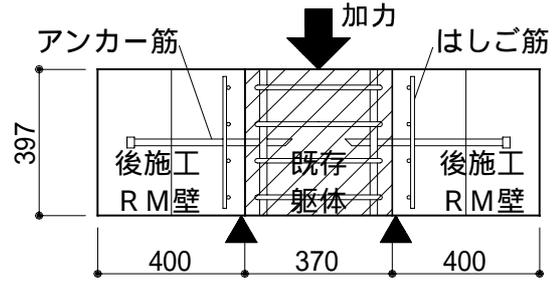


図 - 9 接合部押し抜きせん断実験

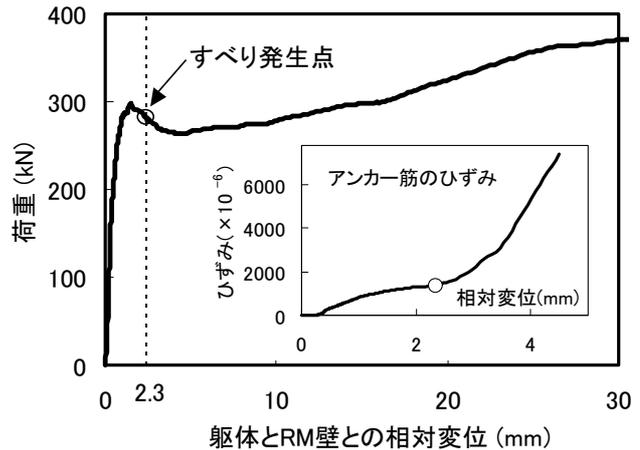


図 - 10 壁とスタブとの相対変位

表 - 5 計算値と実験値との比較表

試験体		LJ	HS
初期剛性 ( $\times 10^2$ kN/mm)	実験値	1.76 <sup>*1</sup>	1.65
	計算値	2.07	2.07
	実/計	0.85	0.80
曲げ ひび割れ (kN)	実験値	510	964
	計算値	549	549
	実/計	0.93	1.54
せん断 ひび割れ (kN)	実験値	701	930
	計算値	845	845
	実/計	0.83	1.10
対角 ひび割れ (kN)	実験値	1631	1518
	計算値	1352	1352
	実/計	1.21	1.12
最大耐力 (kN)	実験値	2147	2053
	(5)式	1520 (1.41) <sup>*2</sup>	1520 (1.35)
	(6)式	1266 (1.70)	1664 (1.23)
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	
最大耐力時層間変形角		1/138	1/202
限界変形角 <sup>*3</sup>		1/66	1/125

\*1 初期剛性は試験体に初めてひび割れが発生する荷重の1/3の時の剛性とした。

\*2 ( )内の数値は実験値/計算値を示す。

\*3 最大耐力の80%に耐力が低下した時の変形角とする。

・対角線ひび割れ時耐力： $Q_{DC}$

$$Q_{DC} = b_e \ell \sqrt{c \sigma_t^2 + \sigma_0 \cdot c \sigma_t} / 1.5 \quad (4)$$

・一体打ち耐震壁としてのせん断耐力： $Q_{su1}$

$$Q_{su1} = \left( \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/Q\ell + 0.12} \right. \\ \left. 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right) b_e \cdot j_e \quad (5)$$

・既存フレームと RM 壁板とが接合された耐震壁の耐力： $Q_{su2}$

$$Q_{su2} = Q_{j+p} Q_c + \alpha \cdot Q_c \quad (6)$$

ここで，式中の記号は以下による。

$K_B$ ：初期曲げ剛性 =  $12EI/h^3$  (kN/mm)

$K_S$ ：初期せん断剛性 =  $GA/h$  (kN/mm)

$F_m$ ：RM 組積体のプリズム強度

$Z_{e,A_e}$ ：主筋を考慮した有効断面係数 ( $\text{mm}^3$ )

および有効断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$N_{\theta}$ ：軸力 (kN) および軸応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$kc$ ：壁の長さによる補正値

$b_e, \ell$ ：壁厚 (mm) および壁の全長 (mm)

$M/QD$ ： $M$  と  $Q$  は危険断面に作用する曲げモーメントとせん断力

$j_e$ ：応力支点間距離 ( $j_e = 0.8 \ell$ )

$c_t$ ：コンクリートの引張強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$p_{te}$ ：引張側柱の等価引張鉄筋比 (%)

$F_c$ ：壁体とフレームとのコンクリート強度の平均強度 ( $F_c = 32 \text{N}/\text{mm}^2$ )

$p_{se}$ ：等価横筋比 (%)

$\sigma_{wy}$ ：横筋の降伏強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$Q_j$ ：水平部アンカー筋のせん断耐力の和

$\rho Q_c$ ：柱頭のパンチングシア耐力

：低減係数 (柱せん断破壊の場合 = 1.0)

$Q_c$ ：柱のせん断耐力

LJ, HS の初期剛性はほぼ一致し，実験値が計算値を僅かに下回った。LJ の曲げひび割れ時およびせん断ひび割れ時耐力の計算値は実験値に比べ小さくなっているが，HS では計算値は実験値を安全側に評価できた。対角ひび割れ時耐力については，LJ, HS とともに実験値と計算値は比較的良好一致した。

最大耐力の計算値は，LJ は(6)式，HS は(5)式によって決定する。これらの値に対して，実験値と計算値との比は，LJ で 1.70，HS で 1.41 となった。LJ は最終的には両側柱がせん断破壊したが，接合部の性状からすべり破壊をともなった破壊形式であると判断される。また，HS については，壁が周辺フレームと一体として挙動していると考えられ，破壊モードは壁と柱が一体としたせん断破壊であると判断される。以上より，LJ の最大耐力は(6)式の接合部の破壊による終局せん断耐力により定まり，HS は(5)式の一体打ち壁としての終局せん断耐力により定まることになり，破壊モードと実験結果は一致していると考えられる。

#### 4. まとめ

本実験の結果より以下の知見を得た。

- (1) 破壊モードが一体打ち壁としてのせん断破壊となる試験体の各種耐力は，RM 壁部分のプリズム圧縮強度をコンクリート強度とみなすことによって，既存の RC 増設壁の評価式により精度よく評価出来た。
- (2) アンカー筋が少なく，破壊モードが接合部破壊となる試験体では，曲げおよびせん断ひび割れ時耐力実験値が計算値を下回った。

#### 参考文献

- 1) 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
- 2) 今西達也ほか：RM 構造を用いた耐震補強工法に関する研究 (その 1, 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.1037-1040，2002.8
- 3) 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指針・同解説，2001

#### 謝辞

本実験は，RM 耐震補強工法研究会 (株)浅沼組，(株)新井組，(株)松村組) において実施されたものである。関係各位に感謝の意を表します。