# 論文 RC 枠組組積造壁体のせん断抵抗に対する柱断面形状および補強方法 の影響に関する実験的研究

峠 貴道\*1・後藤 康明\*2・北野 敦則\*3・城 攻\*4

要旨: RC 枠組組積造は、組積壁体を内蔵する RC 柱梁構造形式である。本研究においては、柱断面積が異なる無開口試験体、開口部に木材で補強を施した試験体、壁パネル全体にワイヤーメッシュおよびモルタルで補強を施した試験体に正負繰返水平加力を加え、破壊性状および耐力評価法を検討した。その結果、木補強により、初期剛性に変化はなかったが、最大耐力および変形性能が向上した。また、ワイヤーメッシュ補強により、初期剛性および変形性能は向上しなかったが、最大耐力は向上した。

キーワード: RC 枠組組積造壁体,レンガ,柱断面形状,補強方法,終局せん断耐力

#### 1. はじめに

RC 枠組組積造は、発展途上国を中心に現在多数建設 されている構造形式である。これは、組積造壁体を壁厚 にほぼ等しい小断面 RC 柱梁フレームにより、周辺から 面内方向に拘束し耐震性を向上させたものである。長所 としては、建設費用が安く、施工性に優れ、かつ建設後 の多層化が容易な点が挙げられる。一方で、壁幅がその まま柱梁幅になる構造のため、柱梁断面積が不足し、か つ低配筋量となりやすく, 充分な耐震性能を有しない建 築物が多く建てられている。有孔陶製ブロックが材料力 学的に異方性をもち, 目地モルタルを含む複合構造であ るために、壁体内応力状態が複雑であり、RC 枠組と組 積壁間の応力伝達メカニズムが不明解である。本研究で は、柱断面積および補強方法を実験変数として、RC 枠 組組積造壁体の正負繰返水平加力による破壊性状およ び耐力評価法を検討する。また補強方法では、過年度の 実験 1) から鋼管による開口補強により耐力・変形性能が

法の提案を目的とする。

#### 2. 実験概要

## 2.1 試験体概要

柱主筋 6-D13 p=6.57%

# (1) 各試験体概要および使用材料

想定実物モデルは壁厚約 200mm の 1 スパン 3 層建物で,試験体はその 1 スパン第 1 層部分を取りだした約 1/2 縮小模型である。

J−7 □-6φ

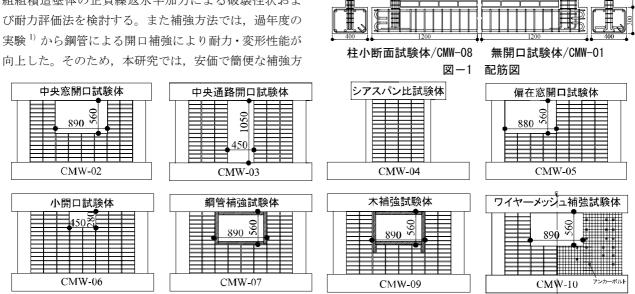


図-2 試験体概要

- \*1 株式会社 大林組 工修 (正会員)
- \*2 北海道大学大学院教授 工学研究科空間性能システム専攻 工博 (正会員)
- \*3 北海道大学大学院助教 工学研究科空間性能システム専攻 工博 (正会員)
- \*4 北海道大学名誉教授 工博 (正会員)

試験体は計3体製作した。配筋図を図-1に、試験体 と実験変数の一覧を図-2に示す。各試験体の呼び名は、 枠組組積造壁体であることを示す記号 CMW (Confined Masonry Wall)と通し番号を組み合わせて表記する。試験 体の基準外形寸法は組積壁内法寸法を 1750× 1050(mm<sup>2</sup>), 側柱断面寸法を 100×225(mm)とし, 組積 壁幅は側柱幅と等しく 100(mm)とする。上下には RC 梁 スタブを有している。本年度製作した試験体は, 通し番 号 08~10 で、①側柱せいを 115(mm)に減少させた、無開 口の柱小断面試験体 CMW-08(図-1参照), ②開口部の縦 及び横寸法(以下同じ)が 560×890(mm²)の窓開口が中央 上部に存在し、開口周囲を木枠で補強を施した木補強試 験体 CMW-09, ③560×890(mm<sup>2</sup>)の窓開口が中央上部に 存在し、組積壁部および側柱全体をワイヤーメッシュに より補強を施したワイヤーメッシュ補強試験体 CMW-10 の3体である。これらの比較に用いる過年度試験体1)は, ④無開口基準試験体 CMW-01, ⑤上述した②で無補強の 中央窓開口試験体 CMW-02, ⑥1050×450 (mm²)の縦長通 路開口が中央に位置し、壁を2つに分断している中央通 路開口試験体 CMW-03, ⑦シア・スパン比(詳細は後述) を増大させるために組積壁長さを870 (mm), 側柱せいを 115 (mm)とした無開口シア・スパン比増大試験体 CMW-04, ®560×880 (mm<sup>2</sup>)の窓開口が偏在する偏在開 口試験体 CMW-05, 9280×450 (mm²)の通風開口が中央 上部に存在する小開口試験体 CMW-06, ⑩上述した②の 開口周囲を鋼管で補強を施した中央開口補強試験体 CMW-07 の 7 体である。

各使用材料の力学的性状を表-1,表-2,表-3に示 す。配筋は、側柱の曲げ降伏やせん断破壊より先行して 組積壁を破壊させるために、柱主筋は 6-D13(KSS785)と して, せん断補強筋は 6 ¢ @50 (SD345 相当 p<sub>w</sub>=1.12%) とした。組積壁部分の配筋および周辺柱梁への定着は一 切行っていない。組積材料には、図-3に示す有孔焼成 レンガを代用した。 規格寸法は D:100×H:60×L:210(mm) であり、D: 100(mm)辺を壁厚とした。縦横目地ともにモ ルタルを充填し, 目地幅は 10(mm)である。

CMW-09 の開口補強は、大変形時に袖壁が柱梁フレー ムから分離するのを防ぐ目的で、 $20 \times 50 (mm^2)$ の木材を 使用し、壁厚 100mm と同一になるよう 5 列に並べて接 着し,窓枠型の補強材を作製した。上スタブ側の接合部 では、縦材・横材を交互に配置し接着することで固定端 とし、曲げモーメントを負担する施行を行った。これを 目地モルタル打設前のレンガ設置時に型枠上に配置し て打設した。補強材とレンガの間には壁部分と同様に 10(mm)幅の目地を設けた。組積壁部および上スタブへの 定着を目的とした特別な表面加工や接合筋は用いてい ない。

表-1 鉄筋の力学的性状

	部材	種類	P <sub>y</sub> (kN)	$\sigma_y$ (MPa)	ε <sub>y</sub> (%)	E <sub>s</sub> (GPa)
側柱	主筋	D13 (KSS785)	137.3	1083	0.717	209
	せん断 補強筋	6φ (345相当)	10.5	346	0.185	186
イト	主筋	D22 (SD345)	143.0	381	0.222	185
スタブ	せん断 補強筋	D10 (SD345)	28.7	421	0.214	194

表-2 コンクリートとモルタルの力学的性状

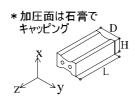
ſ			ンクリー	-	目地モルタル			
ı	CMW	$\sigma_B$	$E_{1/3}$	$E_{2/3}$	$_{j}\sigma_{B}$	$E_{1/3}$	$E_{2/3}$	
l		(MPa)	(GPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)	
ſ	-08	30.1	25.0	20.4	33.3	20.8	17.8	
ſ	-09	32.6	25.5	20.8	34.8	21.9	18.3	
I	-10	30.2	26.1	21.8	33.8	21.9	18.1	

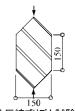
表-3 補強材の力学的性状

木材(7	トワイトウ	ッド)	ワイヤーメッシュ (2.8 🕏 @50)			
	曲げ強度	ヤング係数	降伏強度	ヤング係数		
比重	$\sigma_{\rm b}$	$E_b$	$\sigma_{\mathrm{y}}$	Е		
	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)		
0.43	58.1	8.82	538	195		

表一4 レンガの力学的性状

\*<u>外形断面</u> レンガ単体圧縮試験 プリズム試験 斜め圧縮プリズム試験 断面積 加力 断面積※  $_{h}\sigma_{R}$ 断面積  $F_d$  $S(\text{mm}^2)$ (MPa) (MPa) (MPa)  $S (mm^2)$  $S(mm^2)$ 21600 *x* 方向 17.1 15000 21700 21.8 18.4 z方向 5600 49.0





レンガ単体

プリズム試験体 斜め圧縮プリズム試験体

図-3 要素実験概要

CMW-10 の補強は、組積壁部分の片面に対して行い、 2.8 φ @50 のワイヤーメッシュを, 組積壁部分では 6 φ ボ ルト (平均約 18 本/m²) の後施工アンカー, 柱部分では 同形状の埋め込みアンカーで固定し、その後、15(mm) 厚のモルタルを増し打ちした。考察では偏心による影響 は考慮していない。

# (2) 要素実験

組積壁部分の強度を推定するために、レンガ単体とプ リズム試験体の一軸圧縮試験を行った。要素試験体概要 を図-3 に、レンガの力学的性状を表-4 に示す。レン ガ単体では、x あるいはz 方向に載荷した。z 方向の圧縮 応力度算定には外形断面積(約 5600 mm²)を用いた。プリ ズム試験体はレンガを3段積みにし、目地部にモルタル を充填させたもので高さ/厚さ比が約2.0である。斜め圧 縮プリズム試験体ではプリズム試験体を斜め 45° 方向に加力を行った。

# (3) 試験体制作

目地強度を均質化するために壁面を平置きし、型枠上にレンガブロックを等間隔に配置して目地モルタルを打設した。3日間の養生の後、RC枠組部の配筋を行いコンクリートを打設した。脱型時の正立および移動の際には、組積壁体に亀裂が発生しないよう型鋼で上下スタブ間を連結拘束した。

#### 2.2 加力方法

加力装置概要を $\mathbf{Z}-\mathbf{4}$  に示す。実物モデルの第 1 層柱 が負担する上層支配床面積における固定荷重と積載荷重を算定し,両柱上部に限定した鋼板を設置することで,N=100(kN)となる一定軸力を両柱上部に伝達するように導入した。

水平加力は,等分布水平力を受ける 3 層建物の第 1 層応力状態を再現するために,シア・スパン比 S(=m力点高さ  $h_p$ /柱中心間距離  $l_0$ )1.17 となる加力点高さに変位漸増正負繰返静的載荷を行った。ただし, CMW-04 は  $l_0$ =985(mm)となるため S=2.34,CMW-08 は  $l_0$ =1865(mm)となるため S=1.23 である。制御方法は,壁内法高さにおける層間変形角を R とし,R=0.5×10 $^3$ (rad)(以降,×  $10^3$ (rad)は省略)で±1回,R=1.0,2.0,5.0,10.0,15.0,20.0,25.0 で各±2回,R=30.0 で±1回加力した。

#### 3. 実験結果および考察

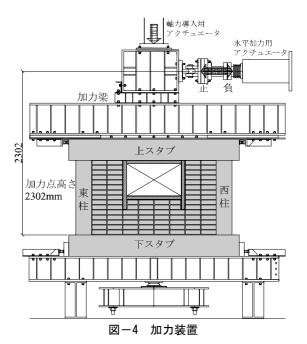
## 3.1 破壊性状

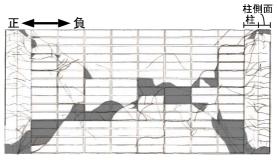
最終破壊状況を図-5,荷重変形曲線に図-6に示す。 柱小断面 CMW-08の正加力時においては、R=+4.67に 壁対角線上のせん断亀裂が伸展および拡幅した。同時に 圧縮側柱下部ではかぶりコンクリートの剥落が起こり、 フープ筋が降伏し最大耐力となった。R=+20.0 に引張側 壁中央部のレンガ部分の圧壊が進行し耐力が低下した。

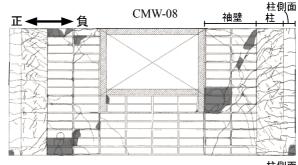
負加力時において、R=-5.0 に壁対角線上の亀裂の伸展 および引張側柱上部の剥落により最大耐力となった。そ の後、変形が進むにつれて壁対角線上のせん断亀裂周辺 部および圧縮側柱下部の剥落が進行し、この位置のフー プ筋が降伏した。

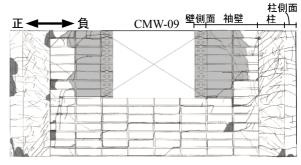
木補強 CMW-09 の正加力時において,R=+10.0 に引張側柱上部,引張側袖壁および圧縮側壁下部のせん断亀裂の発生および拡幅により最大耐力となった。その後引張側柱上部の剥落が進行しフープ筋が降伏した。R=+15.0 以降は引張側袖壁の目地部分に亀裂が発生し,袖壁が細分化された。そのため,細分化されたレンガにより,木材縦材中央部が加力方向に押し出されることで,変形が集中し縦材中央部側面で破断が起こった。

負加力時において、R=-15.2 に引張側袖壁および引張側









CMW-10
■ レンガ表面剥落 □ RC枠組からの分離
図-5 最終破壊状況

柱上部でせん断亀裂が発生しフープ筋が降伏した。同時に圧縮側壁対角線上にせん断亀裂が発生し、最大耐力となった。その後、壁体部のせん断亀裂の拡幅と圧縮側

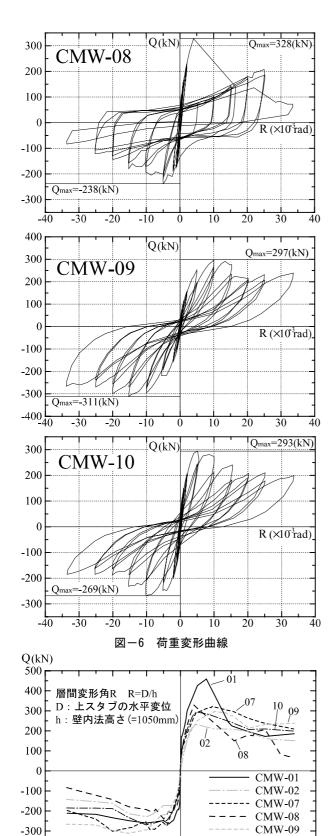


図-7 荷重変形曲線の包絡線

-20

-400<u>4</u>0

が発生した。同時に圧縮側壁下部のせん断亀裂が拡幅し 最大耐力となった。その後、引張側袖壁の増し打ちモル タルでは腰壁高さおよび柱境界上で剥落が発生し、ワイ 柱下部でフープ筋の降伏が見られるとともに、補強材が せん断変形して開口周辺のレンガを拘束することで、目 地やレンガの面外方向へのはらみ出しや剥落が発生し、 緩やかに耐力が低下した。

ワイヤーメッシュ補強 CMW-10 の正加力時において、R=+4.6 に引張側袖壁および引張側柱上部にせん断亀裂ヤーメッシュの破断が起こった。R=15.0 以降は増し打ちモルタルと組積壁部分の分離が発生し、引張側袖壁は目地に沿って分離し、開口端側に押し出された。

負加力時において、R=-8.6 時に引張側袖壁および引張側柱上部にせん断亀裂が発生および伸展した。同時に圧縮側壁対角線上にせん断亀裂が発生し最大耐力となった。その後、引張側柱の増し打ちモルタルでは柱中央部から上部で剥落発生し、ワイヤーメッシュの破断が起こった。R=+15.0 以降は正加力時と同様の破壊性状となったので省略する。

## 3.2 荷重変形関係

荷重変形曲線の包絡線を図-7 に示す。正加力時について示す。

## (1) 柱断面積の違いによる比較

柱小断面 CMW-08 と無開口 CMW-01 を用いて比較する。

初期剛性,最大耐力,最大耐力時層間変形角ともに CMW-08 が小さく,柱断面積がこれらに影響を与えることが分かる。最大耐力直後に急激な耐力低下を示し, CMW-08 が CMW-01 よりも大きな割合で耐力が低下している。このことから,柱断面積が小さくなることで柱部分のせん断力負担が減り,脆性的な破壊挙動を示すことがわかる。

# (2) 開口補強効果の検討

木補強 CMW-09, 無開口 CMW-01, 中央開口 CMW-02, 鋼管補強 CMW-07 を用いて検討を行う。

初期剛性は CMW-01 が著しく高く, CMW-09, CMW-02, CMW-07 はほぼ等しくなった。これにより, 初期剛性に関して開口補強効果はほとんど見られない。また, 剛性の異なる材料を用いて開口補強を施しても, 初期剛性に違いは見られないことがわかる。

最大耐力は、CMW-01、CMW-07、CMW-09、CMW-02 の順に大きく、最大耐力時層間変形角は補強試験体 2 体が CMW-01、CMW-02 よりも大きくなっている。これにより、無開口と同等の最大耐力までは期待できないが、開口補強効果により耐力・変形性能が向上することがわかる。CMW-09 と CMW-07 では開口補強によって袖壁の分離を防ぎ、緩やかに耐力低下していき、靭性的な破壊挙動を示すことがわかる。このことから、木材程度の剛性および強度があれば、鋼管による開口補強と同等の効果を期待できることがわかる。

CMW-10

 $R (\times 10^3 \text{rad})$ 

表-5 算定結果

			2		<del></del>	~				
CMW	方向	Q <sub>max</sub> (kN)	$R_{max}$ (×10 <sup>-3</sup> rad)	Q call	$\frac{Q_{exp}}{Q_{call}}$	Q cal2 (kN)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal2}}$	破壊モード		
	正	+459	+7.6	385	2 call 1.19	399	2 cal2 1.15	壁柱せん断破壊		$Q_{cal1}$
-01	負	-265	-3.5	397	0.67	430	0.62	壁柱せん断破壊	$       _{h_c}$	2 call
	正	+232	+4.7	187	1.24	254	0.02	壁柱せん断破壊		
-02	負	-228	-10.1	195	1.17	228	1.00	壁柱せん断破壊	<del></del>	
	IE.	+227	+5.0	240	0.94	246	0.92	壁せん断破壊	·	
-03	負	-201	<b>-9.1</b>	244	0.82	246	0.82	壁せん断破壊		
	正	+187	+14.3	162	1.15	169	1.11	壁せん断破壊	$h_c$	
-04	負	-179	-10.1	172	1.04	176	1.02	壁せん断破壊	J → nc	
0.5	正	+207	+15.3	236	0.87	267	0.77	壁柱せん断破壊		$Q_{cal2}$
-05	負	-272	-4.7	219	1.24	237	1.15	壁せん断破壊		Qcal2
0.6	正	+334	+5.0	298	1.12	363	0.92	壁柱せん断破壊		
-06	負	-350	-4.0	317	1.10	332	1.05	壁柱せん断破壊		
-07	正	+324	+9.6	286	1.13	337	0.96	壁せん断破壊		
-07	負	-301	-20.0	290	1.04	310	0.97	壁柱せん断破壊	図-9	反曲点高さの設定
-08	正	+328	+4.0	341	0.96	351	0.93	壁柱せん断破壊	,	+
-08	負	-238	-5.0	344	0.69	348	0.68	壁柱せん断破壊		
-09	正	+297	+10.0	214	1.39	248	1.20	壁柱せん断破壊	X	
-09	負	-311	-15.2	221	1.40	271	1.15	壁柱せん断破壊	$F_m$	$F_{me}$
-10	正	+293	+5.2	284	1.03	285	1.03	壁柱せん断破壊		
-10	負	-269	-10.1	277	0.97	339	0.79	壁柱せん断破壊		18.4MPa <b>¥</b>
lo hw		eQw Zy		0		\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\		$Q_{v}$ $Q_{v}$ $Q_{v}$ $Q_{v}$	図-1	の ストラット角度
•	CMW-08				CMW-09			)		

CMW-08 CMW-08 CMW-10 CMW-10

 $cQ_w(tQ_w)$ : 圧縮側(引張側)壁せん断力  $cQ_c(tQ_c)$ : 圧縮側(引張側)柱せん断力  $Q_{cal}=Q_w+Q_c=cQ_w+tQ_w+cQ_c+tQ_c$ 

図-11 補強材縦材変形

#### (3) 補強効果の検討

ワイヤーメッシュ補強 CMW-10, 無開口 CMW-01, 中央開口 CMW-02 を用いて検討を行う。

初期剛性は、CMW-01 が著しく高く、CMW-02 と CMW-10 はほぼ等しかった。これにより、初期剛性に関して、開口補強効果はほとんど見られない。

最大耐力は、CMW-01、CMW-10、CMW-02 の順に大きい。これは補強による壁厚および柱幅の増大が影響したためだと考えられる。最大耐力時層間変形角はCMW-01 が大きく、CMW-10 と CMW-02 はほぼ変わらないことから、補強による変形性能の向上は期待できないことがわかる。最大耐力後は、CMW-10 の増し打ちモルタルは柱部分から分離しなかったことにより、引張側柱上部のせん断破壊の進行を抑制できた。

## 3.3 終局せん断耐力算定

最大耐力時の実験値と算定値の比較を**表-5** に示す。 耐力算定は、組積壁部と側柱の部材強度を累加して行う。 組積壁部はひび割れ耐力式,側柱には柱終局せん断耐力式を用いる。

# (1) ひび割れ耐力式 Qw

組積壁部は補強筋が一切配筋されていないため、せん 断亀裂の発生後の塑性変形能力が乏しく、すぐに終局状態になると考えて用いる。なお、 $\sigma_B$ には直線補正プリズム強度  $F_{me}$  を用いた(式(3))。せん断力は分割した組積壁部分の対角線上に伝達されると考え、同部分に圧縮ストラット域を設定する。

$$Q_{w} = \left\{ k_{c} \left( 49 + \sigma_{B} \right) \frac{0.085}{M/(Q \cdot D) + 1.7} \right\} b_{w} \cdot j_{w} \quad (1)$$

 $k_c$ : 寸法効果(部材せい 400mm 以上では 0.72)  $\sigma_B$ : ここでは,直線補正プリズム強度(MPa)  $M/(Q\cdot D)$ : シア・スパン比で,ここでは壁幅  $D_w$ ,壁

b<sub>w</sub>:壁厚(=100mm)

 $j_w$ : 部材の有効せいで、壁幅  $D_w$  として((7/8) $D_w$ (mm))

高さ  $h_w$  として  $h_w/D_w$ (図-8 参照)

# (2) 柱終局せん断耐力式 $Q_c^{2)}$

算定に柱反曲点高さが必要なため、柱主筋歪度分布実 測値から求める。

$$Q_{c} = \begin{cases} \frac{0.068 p_{t}^{0.23} (\sigma_{B} + 18)}{M/(Q \cdot D) + 0.12} \\ + 0.85 \sqrt{c p_{w} \cdot c \sigma_{y}} + 0.1\sigma_{0} b \cdot j_{c} \end{cases}$$
(2)

 $p_t$ : 引張鉄筋比(=100 $a_t/(b \cdot D_c)$ %)

 $M/(Q \cdot D) : シア・スパン比(=h/D_c)$ 

 $h_c$ : 反曲点高さ(図-9 参照)  $D_c$ : 柱せい(mm)

 $_{c}p_{w}$ : 柱せん断補強筋比 $(a_{w}/(b \cdot x_{w})$ 

 $c\sigma_{v}$ : 柱せん断補強筋強度(N/mm<sup>2</sup>)

 $j_c$ : 柱応力中心距離(=7/8) $D_c$ (mm)

 $\sigma_0$ : 軸方向応力度(=N/A(N/mm<sup>2</sup>))

 $N: 導入軸力(=100 \times 10^{3} \text{N})$   $A: 側柱断面積(mm^{2})$ 

## (3) 直線補正プリズム強度 $F_{me}$

x 方向プリズム強度  $F_m$  と z 方向レンガ単体強度 b  $\sigma_{BZ}$  および 45° 方向プリズム強度の実験値は x-z 座標上でほぼ直線上に並ぶことから,各主ストラット角度方向のプリズム強度  $F_{me}$  を  $F_m$  と b  $\sigma_{BZ}$  の直線補正により算出した。

$$F_{me} = F_m \cdot_b \sigma_{BZ} / ({}_b \sigma_{BZ} \cdot \tan \theta + F_m) \cos \theta \qquad (3)$$

 $\theta$ : ストラット角度

# (4) 補強による耐力増分⊿QR

補強による耐力増分を表-6 に示す。木補強 CMW-09 および鋼管補強 CMW-07 は補強材が図-11 のように変形することで負担した水平力 $\triangle Q_R$ を、木補強では縦材上下の歪計測値  $\epsilon$  、鋼管補強では縦材上下に歪ゲージを貼り付けていないため変形量をもとに、それぞれ $\triangle Q_{Rw}$  および $\triangle Q_{Rw}$  の計算式を以下に示す。

$$\Delta Q_{Rw} = M / h \tag{4}$$

$$\Delta Q_{R_s} = 12E_s I\delta/l^3 \tag{5}$$

Es:鋼管ヤング係数(=210(GPa))

I: 鋼管断面 2 次モーメント(=408×10<sup>3</sup>(mm<sup>4</sup>))

ワイヤーメッシュ補強 CMW-10 は広沢修正式 $^{2}$ を用いて算出し、 $Q_{cal}$  に累加する。

$$\Delta Q_{Rm} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (\sigma_m + 18)}{M/(Q \cdot D) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} b_m \cdot j_w$$
(6)

 $p_{te}$ : 等価引張ワイヤーメッシュ比(= $100 \cdot a_t/(b_m \cdot j)$ %)

 $a_t$ : ワイヤーメッシュ断面積(mm)

*b<sub>m</sub>*: モルタル厚(=15mm)

 $\sigma_m$ : モルタル圧縮強度(35.2N/mm²)

 $j_w$ : 応力中心距離(=(7/8) · l(mm))

l: 引張側,圧縮側の壁幅  $D_w$ +柱せい  $D_c$ (mm)

 $p_{we}$ : 等価横筋比(等価横筋比(= $a_t/b_m$ ·s))

表-6 補強による耐力増分

		CMV	W-07	CMV	W-09	CMW-10	
		$Q_{cal 1}$	$Q_{cal 2}$	$Q_{cal 1}$	$Q_{cal 2}$	$Q_{cal 1}$	$Q_{cal 2}$
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
$\Delta Q_R$		78.8		3.0		86.2	
0 + 40	正	286	337	214	248	284	285
$Q_{cal} + \Delta Q_R$	負	290	310	221	271	277	339

## (5) 耐力算定の考察

ここで、柱終局せん断力式において、柱反曲点高さを 柱脚から算出したものを  $Q_{cl}$ , 上図のように柱部分の破 壊状況に対応させ, 反曲点位置が柱頭側にある場合は柱 頭側からシア・スパン比を設定する。この算定値を $Q_{\alpha}$ とし、それぞれの算定値を $Q_w$ に累加することで $Q_{call}$ お よび $Q_{call}$ とする。 $Q_{call}$ では、CMW-03 を除き概ね実験値 を過小評価する傾向がある。特に開口試験体において過 小評価する傾向がある。これは、腰壁のある開口試験体 では、引張側柱が腰壁高さよりも上部で変形が集中し反 曲点位置が柱上部にあるためである。 $Q_{call}$ では、木補強 試験体を除き概ね実験値と対応が良くなっている。これ は、シア・スパン比を破壊状況に対応させて設定したこ とで、引張側柱のせん断力負担分を評価できたためであ る。木補強では、補強材縦材の歪度から耐力増分を累加 したが、 開口補強材を介さないせん断力の伝達機構も発 生していたと考えられ、更なる検討を要する。

#### 4. 結語

- 1. 窓開口部内側に配置した木補強により、袖壁の分離 を防止でき、鋼管補強と同程度の最大耐力および変 形性能の向上が期待できる。
- 2. ワイヤーメッシュ補強により、最大耐力の向上を期待できるが、最大耐力後に増し打ちモルタル部と組積壁部が肌離れを起こしたため、最大耐力後の補強効果に検討の余地がある。
- 3. RC 枠組組積造壁体のせん断耐力は、組積壁部と側柱 の累加強度を用い破壊状況に対応させることにより 概ね推定できる。ただし、木補強試験体の補強効果 については更なる検討を要する。

# 謝辞

本研究は、科学研究補助金(基盤 B(2) 16360270) により行った。北大農学研究科 平井教授に木材の提供および助言を頂いた。記して謝意を示す。

#### 参考文献

- 1) 早崎 登ほか:開口を有する RC 枠組組積造壁体の せん断抵抗および開口補強効果に関する実験的研 究,コンクリート工学年次論文集,Vol.29, No.3, pp-337-342, 2007.6
- 日本建築学会,建築耐震設計における保有耐力と変 形性能(1990),日本建築学会,pp.401-402,2000.4