

論文 開口形状およびシア・スパン比の異なる RC 枠組組積造壁体のせん断抵抗に関する実験的検討

兼古 学^{*1}・後藤 康明^{*2}・北野 敦則^{*3}・城 攻^{*4}

要旨 : RC 枠組組積造は, 組積造壁体を内蔵する RC 柱梁構造形式である。本検討においては, 無開口壁を基準試験体として 1 体, 開口形状が異なる 2 体および柱間距離を短縮させてシア・スパン比を増加させた 1 体の, 計 4 体からなる無補強レンガブロック壁を内蔵する RC 柱梁枠組試験体に, 正負繰返水平加力を与えた。全試験体ともに, 組積壁に発生したせん断亀裂の拡幅によって最大耐力が決定された。正負加力時で壁水平目地亀裂を共有し, 同一サイクル正負で包絡線は一致しない。中央開口面積が等しい場合, 開口形状の耐力への影響は小さい。終局せん断耐力算定について, 既往の耐力評価式を用いた適応を検討した。

キーワード : RC 枠組組積造壁体, レンガ, 開口形状, シア・スパン比, 終局せん断耐力

1. はじめに

現在, 発展途上国において多く採用される構造形式に, RC 枠組組積造がある。これは, 有孔陶製ブロックの組積壁を面内方向に拘束する目的で, RC 柱梁枠組を併用したものである。長所としては, 建設費用が安く, 施工性に優れ, かつ中層化が容易な点が挙げられる。一方で, 型枠設置の都合上, 壁幅がそのまま柱梁幅になる施工が多く, 柱梁断面面積が不足し, かつ低配筋量となりやすく, 十分な耐震性能を有しない建築物が多く建てられているのが現状である。

本実験は, 耐震性の高い RC 枠組組積造の開発における予備試験として, その基本的性状把握を目的とする。有孔陶製ブロックは材料力学的に異方性を有し, 目地モルタルを含む複合材料であることから, ブロック単体の 2 方向の一軸圧縮試験およびプリズム圧縮試験を実施した。繰返し載荷の耐力への影響は, 包絡線を試験体ごとに比較して検討する。耐力算定は, 既存の終局強度略算式の適用を試みる。なお RC 枠組組積造の施工に際し, 壁を積み上げてから RC 柱梁

を打設する方式(Confined Masonry)とその逆の手順を踏む方法(Infilled Masonry)の 2 種類あるが, 本検討では前者を実験対象とする。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

(1) 想定実物モデルおよび各試験体形状

想定実物モデルには壁厚約 200mm の 1 スパン 3 層建物を選択した(図-1)。試験体はその第 1 層部分を採りだした約 1/2 縮小模型である。

作成した試験体は計 4 体である。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 と 01 より始まる通し番号を組合せて表記する。CMW-01 は無開口基準試験体である。組積壁内法寸法は $1,750 \times 1,050(\text{mm}^2)$, 側柱断面寸法は $225 \times 100(\text{mm}^2)$ とした。CMW-02 と CMW-03 は CMW-01 の壁体部からほぼ同数のレンガを抜いた開口付試験体である。開口部寸法は, CMW-02 が $890 \times 560(\text{mm}^2)$ で窓型開口を想定し, CMW-03 が $450 \times 1,050(\text{mm}^2)$ で通路型開口を想定した。CMW-04 は, 組積壁内法寸法を 1,000

*1 戸田建設(株) 工修 (正会員)

*2 北海道大学大学院 工学研究科教授 工博 (正会員)

*3 北海道大学大学院 工学研究科助手 工博 (正会員)

*4 北海道大学大学院 名誉教授 工博 (正会員)

×1,050(mm²), 側柱断面寸法を 115×100(mm²)とした試験体で, CMW-01 に比較してシア・スパン比 $S(=H/D; H=加力点高さ; D=壁全長=外法長さ; 図-1 参照)$ を増加させた無開口試験体である。試験体と実験変数の一覧を表-1 に示す。

(2) 使用材料

有孔陶製ブロックには, 図-2 に示す有孔素焼レンガを採用した。寸法は 100×60×210(mm³)であり, 100(mm)辺を壁厚とした。目地モルタルは水セメント比 66%の配合で作成し, 縦横目地ともに間隔は 10(mm)である。側柱の柱主筋は, 曲げ降伏の先行を避けて, CMW-01~03 では 6-D13(KSS785), CMW-04 では 4-D13(同上)とした。柱せん断補強筋は 4 体とも 6φ@50(SD345 相当)とし, 組積壁が先行破壊するように計画した。コンクリート設計強度は $\sigma_B=30(\text{MPa})$ とした。各材料の力学的性状を表-2 および表-3 に示す。

(3) 要素実験

組積壁の基準強度を得るために, レンガ単体とプリズム体の一軸圧縮試験を行った。レンガ単体では図-2 に示すように, x または z 方向より载荷した。 z 方向の圧縮応力度算定には外形断面積(6000 mm²)を用いた。プリズム体は 3 段組積と 5 段組積を载荷し, 表-4 に示す結果を得た。

(4) 試験体作製

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。脱型および移動時には, 組積壁体に亀裂が発生しないよう溝型鋼で上下スタブ間を連結拘束した。

2.2 加力方法

(1) 軸力

想定実物モデルの第 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た。CMW-01~03 では $N=100(\text{kN})$ を, CMW-04 では $N=52(\text{kN})$ を, 水平スライド支承を有するアクチュエータを用いて一定に制御した。

(2) 水平力

水平加力は変位漸増正負繰返静的载荷を行っ

た。ピーク変位は偶数サイクルで新変位を与え, 奇数サイクルで前サイクル同一変位による繰返しとした。水平力はジャッキに接続された鋼製加力梁を介して, 試験体上スタブに導入した。試験体と実験の概要を図-2 に示す。

表-1 試験体と実験変数

CMW-01/無開口 $S=1.05$	CMW-02/窓型開口
CMW-03/通路型開口	CMW-04/無開口 $S=2.09$

表-2 コンクリートとモルタルの力学的性状

CMW	コンクリート			目地モルタル		
	σ_B (MPa)	$E_{1/3}$ (GPa)	$E_{2/3}$ (GPa)	f_{σ_B} (MPa)	$E_{1/3}$ (GPa)	$E_{2/3}$ (GPa)
01	31.7	25.2	21.6	32.1	21.9	18.5
02	31.2	24.1	20.5	32.1	22.7	19.1
03	30.0	23.8	20.6	34.0	22.2	18.8
04	34.9	25.7	22.3	39.1	21.7	18.6

表-3 鉄筋の力学的性状

部材		種類	P_y (kN)	σ_y (MPa)	$E_{1/3}$ (GPa)	ϵ_u (%)
側柱	主筋	D13 (KSS785)	10.0	380	218	20.6
	せん断補強筋	6φ (345 相当)	27.0	394	188	17.6
上下スタブ	主筋	D22 (SD345)	130	1021	187	10.0
	せん断補強筋	D10 (SD345)	143	378	196	20.9

表-4 レンガブロックの力学的性状

種類		P_u (kN)	σ_B (MPa)	$E_{1/3}$ (GPa)	$E_{2/3}$ (GPa)
単体	x 方向	327	15.0	12.0	11.3
	z 方向	257	45.9	20.7	20.1
プリズム	3 段	389	17.8	11.6	10.9
	5 段	341	15.8	10.0	10.0

3. 実験結果とその考察

3.1 破壊性状

(1) 正加力時

CMW-01 は、層間変形角 $R=+7.6(\times 10^{-3}\text{rad})$ 、以下単位省略)時に壁のせん断亀裂が拡幅し、東柱下部で被りコンクリートが剥落して耐力が低下した。CMW-02 は、 $R=+4.6$ 時に東側袖壁のせん断亀裂が発生、 $R=+5.0$ 時には東柱と壁の境界上に達してこの部位で剥落が発生し、耐力が低下した。 $R=+25.0$ 時には東側袖壁が完全に破壊された。CMW-03 は、 $R=+5.0$ 時に壁と西柱境界上で亀裂が拡幅し、耐力が低下した。 $R=+9.6$ 時に東側袖壁は縦目地に沿って分離し、開口端側に押し出された。そのため、東柱が独立挙動するに至った。CMW-04 は、 $R=+6.4$ 時に壁中央部にせん断亀裂が発生した。この亀裂は $R=+15.0$ 時に拡幅して剥落が発生し、耐力が低下した。

(2) 負加力時

CMW-01 は、 $R=-2.0$ 時に壁対角線上にせん断亀裂が発生した。この亀裂は $R=-10.0$ 時に拡幅し、同時に西柱下部で被りコンクリートが剥落した。CMW-02 は、 $R=-3.2$ 時に壁東側上部を起点とするせん断亀裂が、壁対角線上に発生した。 $R=-20.0$ 時には、西柱下部で被りコンクリートが剥落し、耐力が低下した。CMW-03 は、 $R=-2.7$ 時に西側袖壁にせん断亀裂が発生した。この亀裂の拡幅に伴って、西側袖壁と西柱は分離した。CMW-04 は、 $R=-0.8$ 時に、壁中央部で目地に沿った階段状の亀裂が発生した。その後この亀裂が拡幅して、耐力が低下した。 $R=-20.0$ 時には壁上部でせん断亀裂が拡幅し、同部位で剥落が発生した。

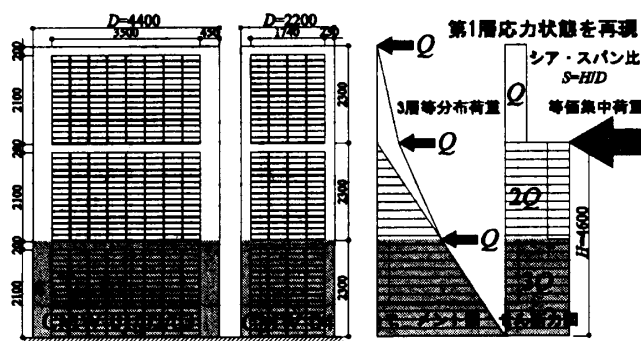
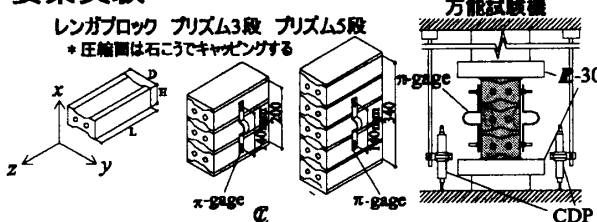
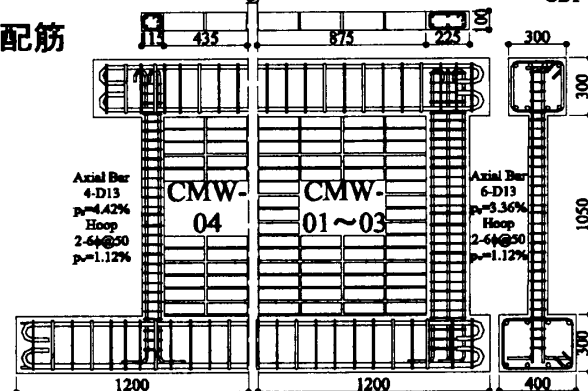


図-1 想定実物モデル

要素実験



配筋



加力方法

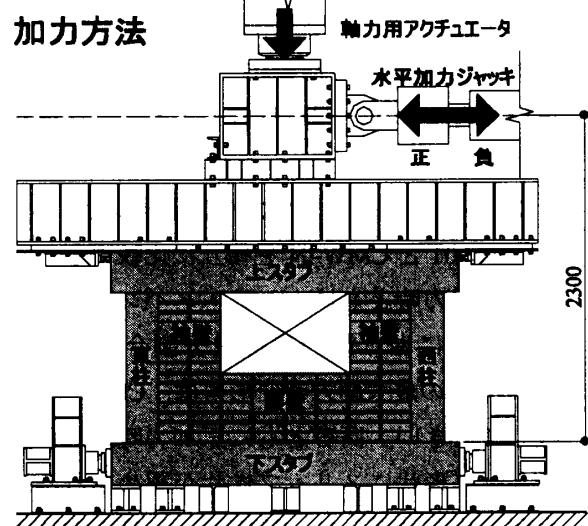


図-2 試験体および実験の概要

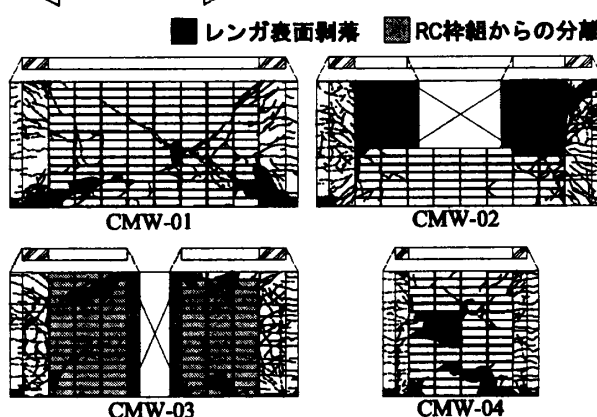
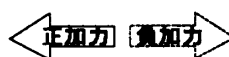


図-3 最終破壊状況 (北面)

3.2 荷重変形関係

荷重変形曲線と包絡線を図-4に示す。荷重 Q は平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ に変換して示す。

(1) 開口形状による比較

CMW-01, 02, 03 を相互に比較する。

初期剛性についてみると、CMW-02 と CMW-03 はともに、CMW-01 に比較して低く、開口の影響が初期段階において現れた。CMW-02 は正負加力時ともに $R=\pm 20.0$ を過ぎると、耐力が低下した。これは、東西袖壁が破壊され大規模に剥落し始めた頃に一致している。CMW-03 は、正加力時で $R=+5.0$ 、負加力時で $R=-2.0$ 以降、柱と壁の境界上に亀裂が発生し、剛性低下がみられた。ループ形状でみると、CMW-02 と CMW-03 とともに $\pm R=10.0$ 以降は逆 S 字型への以降がみられ、エネルギー吸収性能が低下した。包絡線全体で比較すると、CMW-02 と CMW-03 に大きな違いはみられず、開口形状による差は明確には認められなかった。

(2) シア・スパン比の大小による比較

CMW-01 と CMW-04 を相互に比較する。

正負加力時ともに、シア・スパン比がより大きいために曲げ型の変形成分割合が高くなる CMW-04 の最大耐力時変形角は、CMW-01 に比較して大きい。両者ともに正加力時最大耐力時のループ形状にスリップ性状が認められる。最大耐力時を過ぎると、CMW-01 と CMW-04 とともに急速に耐力劣化が進行した。特に CMW-04 では、最終サイクル時の耐力は最大耐力時の約 4 割にまで低下した。終局状況においては、いずれの試験体も組積壁の破壊が進み、RC 側柱がその多くを負担するようになる。側柱の柱せい、主筋量ともに CMW-04 の方が CMW-01 に比較して小さいが、その差が CMW-01 と CMW-04 の終局耐力の違いとして現れた。

(3) 正負加力時における包絡線形状の不一致

同一変位時の正加力時と負加力時で比較すると、包絡線の形状が一致しない。特に最大耐力時変形角が正負で一致した試験体は一体もなかった。CMW-01 では正負加力時の最大耐力も大

きく異なる。これは、ある時点で壁中央近傍で発生した水平目地亀裂が、その逆方向加力時においても水平目地亀裂として共有するためであり、X 状に斜めせん断亀裂を生じる RC 造の壁体とは大きく異なる性質である。

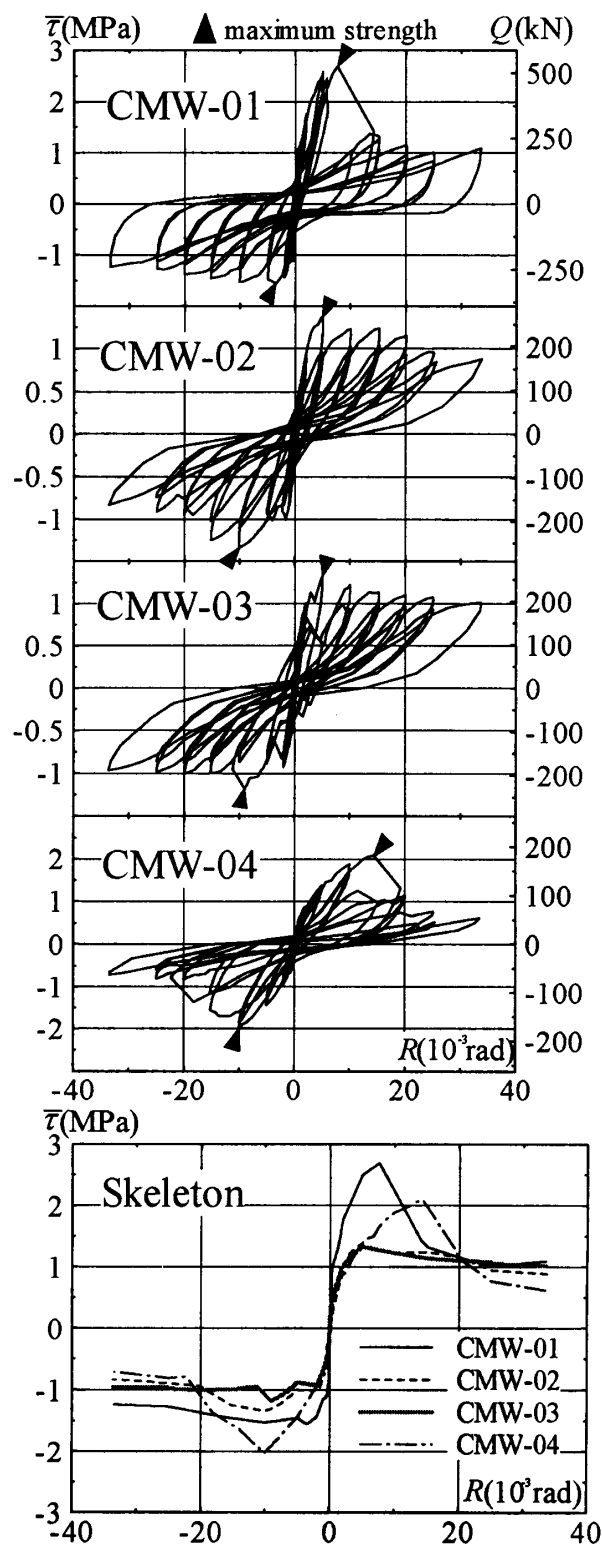


図-4 荷重変形曲線

3.3 壁パネルせん断変形

図-5 に正加力時 $R=+10.0$ 時の変形状況および RC 枠組層間変形角の一覧を示す。変位は壁面に設置した標点変位で 10 倍に拡大している。

(1) 変形状況

無開口試験体同士で比較すると、CMW-01 では圧縮ストラットが形成される壁パネルのせん断変形が顕著だが、CMW-04 では側柱が S 字型に変形し、中央高さのパネルにせん断変形が集中している。有開口試験体はいずれも、袖壁が開口端部で押し出されている。CMW-02 では、腰壁のせん断変形は小さい一方で、せん断変形は上部に集中し、2 層構造的挙動である。

(2) RC 枠組層間変形角

全体層間変形角 GAM と、高さ方向に 3 分割した層間変形角 G-1, G-2, G-3 を相互に比較する。

CMW-01 は、正加力時 $R=+15.0$ 以降東柱下部の圧壊が進行したことにより、G-1 と G-3 の変形角の差が拡大した。CMW-02 は、正負加力ともに G-3 の変形角が大きく、下部と上部で剛性の違いが著しい。正加力時 $R=+20.0$ 以降は腰壁が圧壊し隙間が拡大したため、G-2 の変形角が増大した。CMW-03 は正加力時、全変位を通じて変形角がリニアに増加している。これは RC 枠組が袖壁による局所的な拘束を受けず、独立挙動したことを示している。CMW-04 は正加力時、G-2 と G-3 の変形角の差が拡大し、せん断変形が壁中央部に集中したことがわかる。

4 耐力算定

RC 壁および CB 壁終局せん断耐力式を用いて無開口試験体 CMW-01 と CMW-04 の実験値との比較を試みる。有開口試験体 CMW-02 と CMW-03 については、開口低減率 γ を乗じる。

4.1 終局せん断耐力

(1) 広沢式 Q_{cal1}

これは RC 造耐震壁の終局せん断耐力算定式として実験値を平均的にまとめたものである¹⁾。なお σ_B には、3 段プリズム強度と x 方向単体強度を 45° 方向に楕円補正した F_{me} を用いた(表-3)。

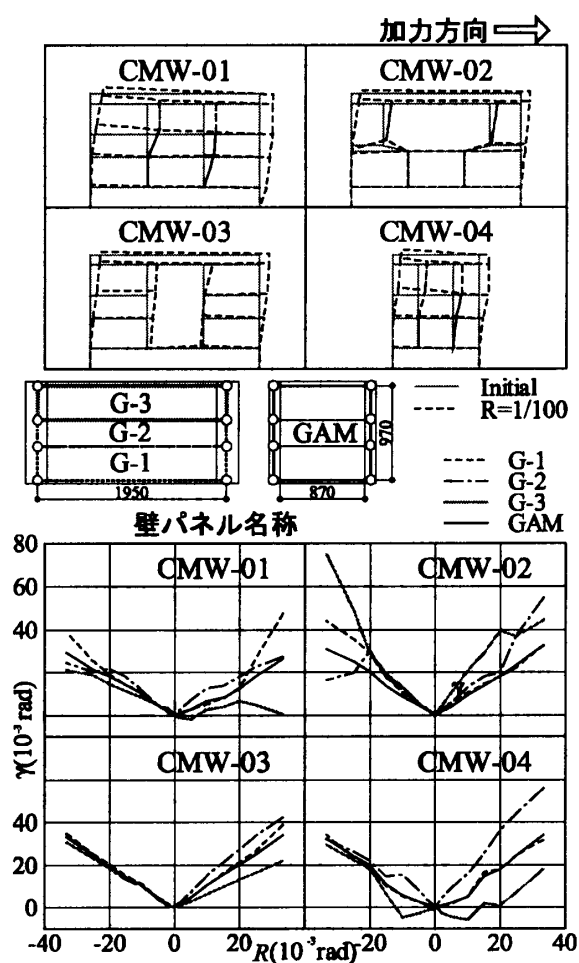


図-5 変形状況および RC 枠組層間変形角

$$Q_{cal1} = \gamma \left\{ \frac{0.068 p_{*}^{0.23} (\sigma_B + 17.7)}{\sqrt{M/(Q \cdot D)} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{sy} + 0.1 \sigma_0} \right\} b_e \cdot j \quad (1)$$

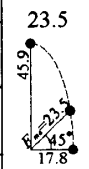
- p_{te} : 等価引張主筋比(=100 $a_t/(b_e \cdot d)$ %)
- σ_B : ここでは楕円補正プリズム強度 F_{me} (MPa)
- σ_0 : 平均軸方向応力度(MPa)
- $M/(Q \cdot D)$: シア・スパン比(=1.05 又は 2.09)
- D : 柱中心間距離(=2200mm 又は 1100mm)
- b_e : 長方形断面の場合は壁厚(=100 mm)
- d : 圧縮端・引張側柱中心間距離(=2087.5mm, CMW-04 は 1042.5mm)
- j : 応力中心距離(=(7/8) d mm)

(2) 松村式 Q_{cal2}

これは補強コンクリートブロック壁せん断強度式である。反曲点高さを壁高の 1/2 に設定した CB 耐力壁の水平加力実験より導出された²⁾。

$$Q_{cal2} = \gamma \left\{ k_u \cdot k_p \left(\frac{0.76}{h/d + 0.7} + 0.012 \right) \sqrt{F_m} + 0.18 \sqrt{p_h \cdot \sigma_{sy} \cdot F_m + 0.2 \sigma_0} \right\} b \cdot j \quad (2)$$

表-3 算定結果一覧

CMW	F_{me} (MPa)	F_m (MPa)	方向	Q_{max} (kN)	R (10^{-3} rad)	開口低減率			σ_0 (MPa)	Q_{cal1} (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_{cal1}}$	Q_{cal2} (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_{cal2}}$	破壊 モード
						γ_{exp}	γ_{min}	γ						
01		17.8	+	459.2	7.64	1.00	1.00	1.00	0.46	364.6	1.259	442.1	1.039	せん断
-			-265.2	-3.48	1.00	せん断								
02			+	232.0	4.70	0.51	0.69	0.62	0.46	226.4	1.028	274.1	0.846	せん断
-			-228.4	-10.1	0.86	せん断								
03			+	226.5	5.03	0.49	0.63	0.60	0.46	217.7	1.040	265.3	0.854	せん断
-			-200.8	-9.06	0.76	せん断								
04			+	182.8	14.3	-	-	1.00	0.47	142.2	1.286	173.3	1.055	せん断
-			-177.4	-10.1	-	せん断								

k_u : 低減係数 (完全目地充填=1.0)

k_p : $1.16p_t^{0.3}$

p_t : 端部曲げ補強筋比(= $a_f/(t \cdot d)$ %)

h : 耐力壁クリア高さ(=1050 mm)

d : 圧縮端・引張側柱中心間距離(mm)

F_m : プリズム強度(3段を採用 17.8MPa)

σ_0, d, j は式(1)凡例を参照のこと

(3) 開口低減率 γ

開口形状を考慮するため、形成された圧縮ストラットが開口部では無効になると考え、式(3)として算出した³⁾。対応の詳細を図-6に示す。

$$\gamma = (A_{st} - A_{emp}) / A_{st} \quad (3)$$

A_{st} : ストラット全面積(mm^2)

A_{emp} : 開口部無効ストラット面積(mm^2)

4.2 算定結果の考察

算定結果一覧を表-3に示す。無開口試験体CMW-01とCMW-04では、式(1)は組積壁圧縮強度として、 z 方向プリズム強度と x 方向単体強度を 45° 方向に楕円補正した F_{me} の適用を試みたが、実験値を過小評価する。一方で式(2)は平均的評価をする傾向にある。但し、これは反曲点を壁中央高さに設けた逆対称加力によって求めた耐力式であり、 h は本来反曲点高さの2倍であるが、本実験に適用すると耐力計算値は約半分に低下するため、ここでは試験体クリア高さを代入した。両式ともにその適用については更なる検討を要する。なおCMW-01の負加力時最大耐力は、正加力時の水平目地亀裂が負加力時の耐力低下に影響し、両算定値より相当に小さい。

開口試験体では、CMW-01に対する耐力実験値の割合として求めた低減率 γ_{exp} の正負加力時の平均 γ_{min} と比較すると、式(3)による γ の値はやや大きい。一方でCMW-02の方がCMW-03より

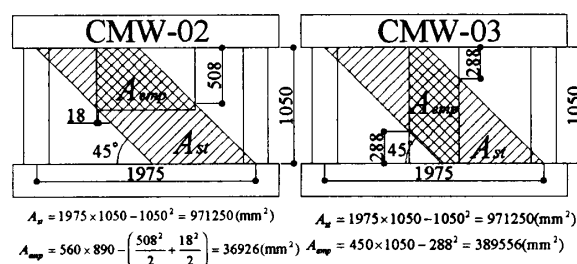


図-6 開口低減率 γ の対応詳細

も実験値が大きくなる現象は反映している。

5. 結論

- 1) RC 枠組無補強組積造壁のせん断耐力は、既往の終局せん断耐力算定式により概ね推定できる。但し、壁圧縮強度や反曲点高さの取り扱いに不明な点がある。負加力時の最大耐力低減については更なる検討を要する。
- 2) 中央開口面積が等しい場合、形状の違いが最大耐力に与える影響は小さい。また無補強の袖壁は開口端側に押し出され、終局耐力時に水平力を負担しなくなる。
- 3) 組積壁では、正負加力時で壁水平目地亀裂を共有するために正負の包絡線は一致しない傾向がある。特に最大耐力付近の差は大きい。

参考文献

- 1) 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
- 2) A. Matsumura, Shear Strengthen of Reinforced Masonry Walls, Proc.9th World Conference on Earthquake Engineering, pp.VI-121-126, 1988.8
- 3) 手塚慎一ほか: 炭素繊維シートおよびグリッドを用いた RC 造有開口耐震壁の耐震補強・補修効果に関する実験的研究, コンクリート工学, Vol.25, No.2, pp-1501-1506, 2003.6