

論文 窓型開口を有する枠組組積造壁体の補強法に関する実験的研究

黒木 正幸*1・菊池 健児*2・藤井 嘉敬*3

要旨：本論では、枠組組積造壁体の窓型開口の周辺に RC 造枠材を配置した場合のせん断補強効果を実験的に検討した。その結果、枠材を配置した壁体は無開口の壁体をも上回る最大荷重を示した。なお、偏在開口における枠材の補強効果は中央開口の場合に比べると小さかった。アーチ機構を仮定して算定したせん断終局強度は、枠材が計算上引張降伏しない範囲では実験結果と概ね一致した。一方、枠材が引張降伏する範囲では実験結果よりも高い強度を与えた。

キーワード：枠組組積造, れんが, 有開口, 途上国

1. はじめに

枠組組積造壁体とは、写真-1 に示すように組積体の周辺を壁厚に近い幅とせいを有する後打ちの鉄筋コンクリート (RC) 造柱・梁部材で囲むことにより構成される壁体で、英語では **Confined Masonry Wall** と呼ばれている。中南米諸国や東南アジアなどの開発途上国では、過去の地震被害の経験から無補強組積造に替わって、枠組組積造壁体が建物の鉛直荷重と地震による水平力に抵抗する耐力壁として広く利用されるようになってきている。しかしながら、枠組組積造壁体の耐震性能を組織的に検討し始めたのは、日本の政府開発援助 (ODA) によるペルーやメキシコの地震防災プロジェクトが本格化した 1980 年代後半からであり^{1), 2)}、その歴史は浅く未検討の課題も多い。

開口を有する壁体のせん断強度は建物の耐震性能上重要であり、要検討の課題である。既往の研究によれば、窓型開口を有する壁体のせん断強度の実験値は、れんが組積体のせん断ひび割れ強度計算値と、柱主筋の実測ひずみに基づく反曲点高さを代入した拘束柱のせん断強度の計算値を累加することにより概ね評価できること



写真-1 建設中の枠組組積造建物

が示されている³⁾。また、窓型開口の4辺に鋼管製や木製の枠を取り付ければ、無開口の壁体の最大耐力までは及ばないが耐力・変形性能がある程度改善できることが示されている⁴⁾。

本論では、窓型開口を有する壁体の補強として、壁厚と同じ幅を有する RC 造の枠材を配置した場合のせん断補強効果を明らかにすることを目的とする。

2. 試験体

本実験に用いた試験体の形状・寸法および配筋状況を図-1 に示し、試験体一覧を表-1 に示す。試験体はれんが壁体の両端が後打ちの RC 造柱で拘束された枠組組積造壁体で、試験体数は計 6 体である。すべての試験体に共通して、拘束柱の主筋には D19 を 1 本配筋し、せん断補強筋には D6 のスパイラル筋 (柱頭・柱脚部には 2 本のスパイラル筋) を用いている。試験体に用いたれんがの寸法は 210mm×100mm×60mm であり、れんが組積

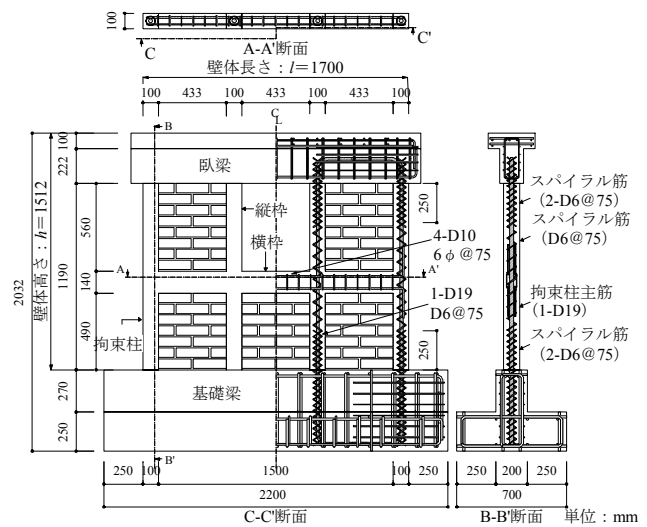


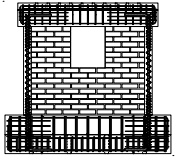
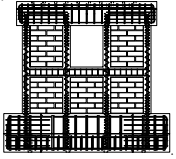
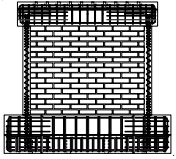
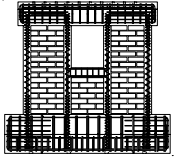
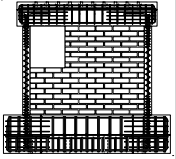
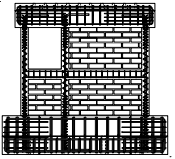
図-1 試験体の形状・寸法・配筋詳細 (試験体 CMW0-06)

*1 大分大学 工学部福祉環境工学科建築コース助教 博士(工学) (正会員)

*2 大分大学 工学部福祉環境工学科建築コース教授 工博 (正会員)

*3 大分大学大学院 工学研究科建設工学専攻

表-1 試験体一覧

試験体名			CMWO-05	CMWO-06	CMWO-07	CMWO-08	CMWO-09	CMWO-10
加力点高さ			0.67h (h : 壁体高さ)					
軸方向応力度			0.48 MPa					
拘束柱主筋			1-D19					
拘束柱帯筋			D6@75					
補強詳細	縦枠	断面	-	100×100 (mm)	-	100×100 (mm)	-	100×100 (mm)
		主筋	-	1-D19	-	1-D19	-	1-D19
横枠	断面	-	100×140 (mm)	-	100×140 (mm)	-	100×140 (mm)	
	主筋	-	4-D10	-	4-D10	-	4-D10	
試験体形状								

時の目地幅は 10mm である。

試験体 CMWO-05 は無補強の中央開口を有する壁体である。CMWO-06 は開口周辺を RC 造の枠材によって補強した壁体であり、縦枠および横枠をそれぞれ壁体の全高さと全長にわたって配置している。試験体 CMWO-07 は無開口の試験体である。試験体 CMWO-08 は中央開口の周辺を壁体の全高さにわたる縦枠と、開口下の横枠で補強したものである。試験体 CMWO-09 は偏在開口を有する壁体であり、開口周辺は無補強である。試験体 CMWO-10 は偏在開口の周辺を壁体の全高さおよび全長にわたる縦枠と横枠で補強したものである。

試験体 CMWO-06 および CMWO-10 では、横枠下端の高さまでれんがを組積した後、横枠および横枠天端の高さまでの拘束柱・縦枠のコンクリートを打設した。その後、コンクリートの硬化を待ち、横枠より上部のれんがの組積を行い、続けて残りの拘束柱・縦枠と上部臥梁のコンクリートを打設した。

表-2 に使用した材料の力学的性質を示す。

3. 実験方法

本実験に用いた加力装置を図-2 に示す。鉛直方向の油圧ジャッキにより一定の鉛直荷重（開口を含む壁体の全水平断面積に対する応力度にして 0.48MPa）を載荷した状態で、水平方向の複動油圧ジャッキにより変位漸増の正負繰返し加力を行った。水平荷重の加力点高さは、壁体脚部から測って壁体高さ (h=1512 mm) の 67% の位置とした。

表-2 使用材料の力学的性質

a) コンクリート・モルタル・プリズムの圧縮強度

試験体名	コンクリート		プリズム* (MPa)	モルタル (MPa)
	柱・枠材 (MPa)	臥梁 (MPa)		
CMWO-05	27.2	28.1	12.7	19.2
CMWO-06	26.8	28.1	11.0	19.2
CMWO-07	21.1	22.5	10.4	19.5
CMWO-08	22.0	22.5	11.1	19.5
CMWO-09	26.8	24.1	14.4	23.7
CMWO-10	25.1	24.1	13.6	23.3

*:れんが単体を目地幅 10mm で 4 段に積んだ組積体

b) 鉄筋

試験体名	呼び名	降伏点強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	破断伸び (%)
CMWO-05	6φ	428*	521	11
CMWO-06	D6	411*	508	15
CMWO-07	D10	361	512	19
CMWO-08	D19	395	614	15
CMWO-09	6φ	545*	620	-
CMWO-10	D6	437	523	20
	D10	361	512	19
	D19	401	626	18

*: 0.2% オフセット法による

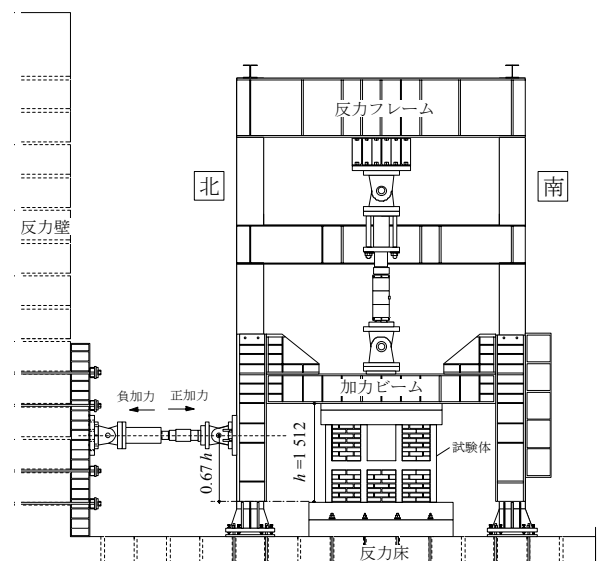


図-2 加力装置 (西面)

4. 実験結果および考察

4.1 荷重変形関係と破壊性状

図-3 に水平荷重 Q と層間変形角 R の関係を示す。右側の縦軸は Q を壁体の開口部を含む全水平断面積で除した平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ を示す。図中の点線はせん断ひび割れ強度 Q_{sc} の計算値で、実線はせん断終局強度の計算値 Q_{su} である。曲げ終局強度時せん断力の計算値は図中に数値で示す。これら各種強度の計算法については 4.5 節で述べる。図-4 に各試験体の $R=\pm 1.0 \times 10^{-2}$ rad の加力終了時のひび割れ状況を示す。また、実験により得られた各試験体の最大荷重と破壊モードを表-3 にまとめて示す。以下に各試験体の実験経過を示す。

(a) 試験体 CMW0-05

無補強の中央開口を有する試験体 CMW0-05 では、初せん断ひび割れは $R=-0.02$ および $0.05 (\times 10^{-2} \text{rad})$ 時で、開口部横の壁体部分で目地に沿って階段状に発生した。その後 $R=0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ 付近から開口部の上隅から拘束柱脚部へのひび割れが正・負加力ともに増加した。これらのひび割れの発生後は、荷重の増大はあまり見られなかった。 $R=\pm 1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ 以後は拘束柱を貫通する斜めのひび割れの発生や開口部横のれんがの脱落により荷重の低下が見られた。

(b) 試験体 CMW0-06

中央開口の周辺を RC 造の枠材により補強した試験体 CMW0-06 では、初せん断ひび割れは $R=0.1 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時で、開口部横の壁体部分において目地に沿って階段状に発生した。せん断ひび割れの発生後も荷重は増大し、正加力側では $R=0.89 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に最大荷重に達し、負加力側では $R=-0.65 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に最大荷重に達した。最大荷重到達時にはれんが壁体のせん断ひび割れが拘束柱と開口補強の縦枠に貫通し、縦枠主筋の降伏も確認された。その後の荷重低下は急激なものであった。

(c) 試験体 CMW0-07

無開口の試験体 CMW0-07 では、正加力側で $R=0.03$ 、負加力側で $R=-0.05 (\times 10^{-2} \text{rad})$ 時にれんが壁体に目地に沿ったせん断ひび割れが生じた。その後、荷重の増大はあまり見られず、最大荷重到達は正加力側で $R=2.65$ 、負加力側で $R=-0.30 (\times 10^{-2} \text{rad})$ 時であった。せん断ひび割れ幅の増大に伴い、両側の拘束柱がはらみ、 $R=1.00 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時には壁体の中央高さ位置における水平方向の膨張量が約 20mm に達した。 $R=0.60 \times 10^{-2} \text{rad}$ 以降、北側拘束柱主筋の中部と上部、南側拘束柱主筋上部に引張降伏が確認された。

(d) 試験体 CMW0-08

試験体 CMW0-08 では、正加力側で $R=0.05$ 、負加力側

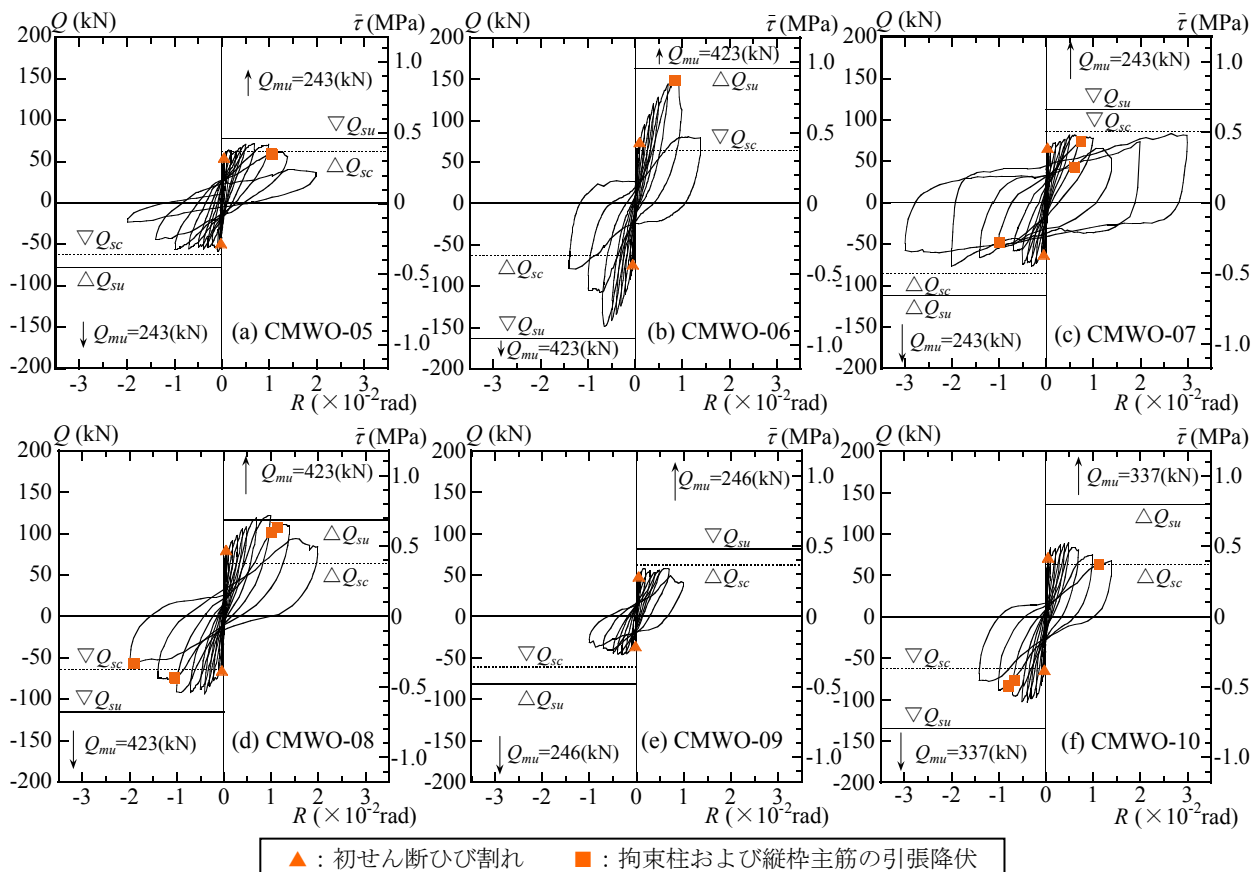


図-3 水平荷重 Q と層間変形角 R の関係

で $R=-0.04 (\times 10^{-2}\text{rad})$ 時に開口横のれんが壁体部分に目地に沿ったせん断ひび割れが生じた。その後も荷重は増大し、正加力側で $R=0.96$ 、負加力側で $R=-0.41 (\times 10^{-2}\text{rad})$ 時に最大荷重に到達した。最大荷重到達後の $R=1.00 \times 10^{-2}\text{rad}$ 以降、縦枠の主筋の降伏が確認され、荷重は徐々に低下した。

(e) 試験体 CMWO-09

無補強の偏在開口を有する試験体 CMWO-09 では、開口横の壁体部分に正加力側では $R=0.05$ 、負加力側では $R=-0.05 (\times 10^{-2}\text{rad})$ 時に目地に沿ったせん断ひび割れが生じた。その後は荷重の増大はあまり見られず、正加力側で $R=0.15$ 、負加力側で $R=-0.30 (\times 10^{-2}\text{rad})$ 時に最大荷重に到達した。 $R=-0.42 \times 10^{-2}\text{rad}$ 時には開口横のれんがの脱落が見られた。

(f) 試験体 CMWO-10

偏在開口の周辺を RC 造枠材で補強した試験体 CMWO-10 では、正加力側で $R=0.05$ 、負加力側で $R=-0.03 (\times 10^{-2}\text{rad})$ 時に開口横の壁体部分に目地に沿ったせん断ひび割れが生じた。その後も荷重の増大が見られ、正加力側で $R=0.49$ 、負加力側で $R=-0.40 (\times 10^{-2}\text{rad})$ 時に最大荷重に到達した。負加力側最大荷重時到達時には、南側上部から開口北側の下縁にかけてのひび割れが枠材を貫通し開口下のれんが壁体にもひび割れが確認された。最大荷重到達後は縦枠および拘束柱に貫通したひび割れ幅が増大し、壁体が水平方向に膨張した。 $R=-0.67 \times 10^{-2}\text{rad}$ 以降、縦枠主筋の中央と南側拘束柱の上部、縦枠主筋上部に引張降伏が確認された。

4.2 基準試験体の性能

図-5 に全試験体の $Q-R$ 関係包絡線を示す。図中の○印は水平荷重が包絡線上で最大荷重の 80%まで低下した時点の層間変形角で定義した、限界層間変形角 R_u 時を示している。

本図において無開口の試験体 CMWO-07 と有開口で RC 造枠材による補強のない試験体 (CMWO-05 : 中央開口, CMWO-09 : 偏在開口) に着目すると、いずれの試

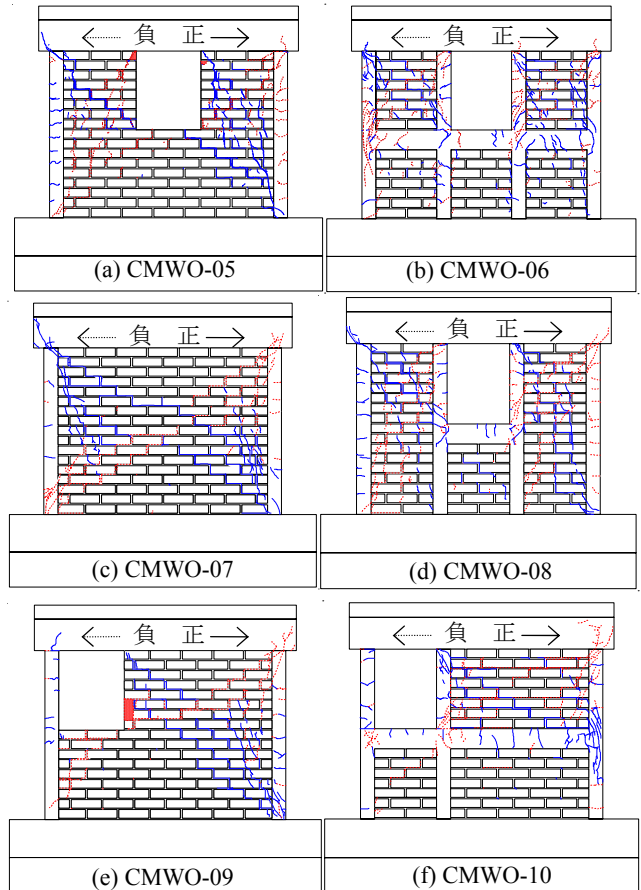


図-4 西面のひび割れ状況 ($R = 1.0 \times 10^{-2}\text{rad}$)

表-3 実験結果と計算結果一覧

試験体	加力方向	実験結果		計算結果				
		Q_{max} (kN)	破壊モード	Q_{sc} (kN)	Q_{mu} (kN)	Q_{su} (kN)	式	破壊モード
CMWO-05	正	72	せん断	62	243	78	3b	せん断
	負	59						
CMWO-06	正	152	せん断	63	423	163	3a	せん断
	負	148						
CMWO-07	正	83	せん断	86	243	112	3b	せん断
	負	77						
CMWO-08	正	122	せん断	64	423	116	3a	せん断
	負	94						
CMWO-09	正	58	せん断	62	246	82	3b	せん断
	負	47						
CMWO-10	正	89	せん断	63	337	135	3d	せん断
	負	103						

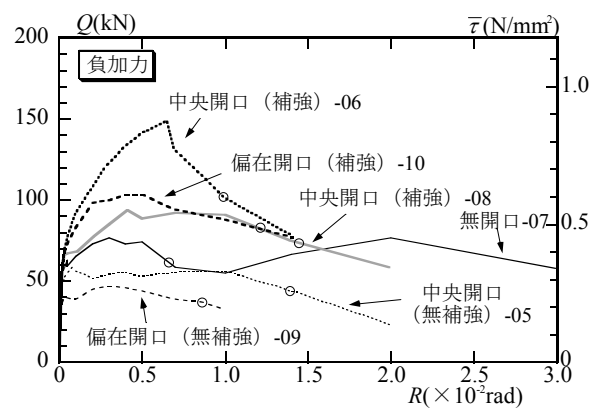
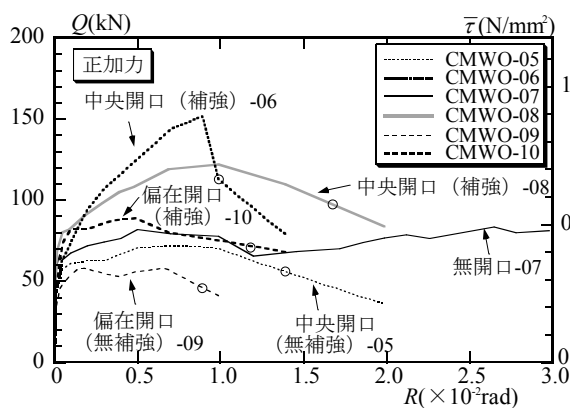




図-5 水平荷重 Q - 層間変形角 R 関係の包絡線

験体でも $Q-R$ 関係曲線が載荷初期のほとんど R がでない状態から初めて折れ曲がった後の荷重の増大はあまりなく変形が増大する性状を示している。最大荷重については、中央開口を有する試験体 CMWO-05 では無開口の試験体の 0.87 倍（正加力側）、0.77 倍（負加力側）となっている。偏在開口を有する試験体 CMWO-09 の場合は、最大荷重が無開口の試験体の 0.70 倍（正加力側）、0.61 倍（負加力側）となっており、開口による最大荷重の低下が更に大きい。

4.3 枠材配置による補強効果の違い


中央開口に関しては、二種類の RC 造枠材配置について実験を行った。試験体 CMWO-06、CMWO-08 がそれぞれ、によれば両試験体とも最大荷重が無開口の試験体 CMWO-07 を上回っており、せん断強度の大幅な増大が得られている。

RC 造枠材で補強した試験体間で比較すると、開口下の横枠を壁体の全長にわたって配置した試験体 CMWO-06 のほうが高いせん断強度を発揮している。これはのひび割れ状況からも理解されるように、横枠による拘束により正加力側で言えば開口より南側にある壁の剛性と強度が開口下の壁に拘束される北側壁のそれに近づいたからであると考えられる。

一方、試験体 CMWO-06 の R_u 値は横枠を開口の下辺のみに配置した試験体 CMWO-08 のそれよりも小さくなっている。これは、試験体 CMWO-06 のほうが北側と南側の壁が近い層間変形角でせん断破壊するため、最大荷重後の荷重低下が比較的急激となるからであると考えられる。

4.4 開口位置による補強効果の違い

試験体 CMWO-06 と CMWO-10 はそれぞれ中央開口と偏在開口の周辺を、壁体の全高さにわたる縦枠ならびに壁体の全長にわたる横枠で補強した試験体である。ここでは、両試験体の補強効果について比較検討する。

によれば、偏在開口の周辺を補強した試験体 CMWO-10 では無補強の試験体 CMWO-09 に対して最大荷重ならびに R_u 値ともに改善が見られる。特に最大荷重については無開口の試験体 CMWO-07 をも上回っている。しかしながら、偏在開口で補強のない試験体 CMWO-09 に対する最大荷重の増大幅に関しては、中央開口の場合（試験体 CMWO-06 と CMWO-05 の関係）よりも小さめである。この理由の一つは、せん断ひび割れの貫通を抑制する縦枠の本数が 1 本少ないことにあると考えられる。

また、試験体 CMWO-10 の正加力側では、最大荷重の増大幅がさらに小さくなっている。この要因は、せん断力伝達を支配する開口南側の壁に対して、開口下の壁による拘束が負加力側ほど期待できないことにあると考えられる。

4.5 最大荷重の実験値と計算値の比較

表-3 に各試験体の最大荷重の実験値 Q_{max} と各種強度の計算値を示す。 Q_{sc} はせん断ひび割れ強度の計算値で、次式により算定した。

$$Q_{sc} = \sqrt{\sigma_t(\sigma_t + \sigma_0)} tD / \kappa \quad (1)$$

ここに、 σ_t : れんが壁体の引張強度 $= 0.125 \sqrt{F_c}$ ⁵⁾, F_c : モルタルの圧縮強度 (MPa), σ_0 : 軸方向応力度, t : 壁体の厚さ, D : 壁長 (開口がある場合は、それを除いた長さ), κ : 形状係数 $= 1.5$ である。

壁体脚部を危険断面とした場合の曲げ終局強度時のせん断力 Q_{mu} は次式 ⁶⁾ で算定を行った。

$$Q_{mu} = (a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w) / h' \quad (2)$$

ここに、 a_t : 拘束柱主筋の断面積, σ_y : 拘束柱主筋の降伏点強度, l_w : 拘束柱主筋中心間距離, a_w : 壁中間部の縦筋の断面積, σ_{wy} : 壁中間部の縦筋の降伏点強度, N : 鉛直載荷軸力, h' : 反曲点高さである。なお、縦枠の主筋は壁中間部の縦筋として算入した。


せん断終局強度の計算値 Q_{su} は、式(3a)~(3d)によるものの最小値とした。

$$Q_{su} = \nu F_m \frac{tD}{2} \tan \theta_1 \quad (3a)$$

$$Q_{su} = q \tan \theta_1 \quad (3b)$$


$$Q_{su} = a_h \sigma_{hy} + \left(\nu F_m - \frac{2a_{hy} \sigma_{hy}}{tD \tan \theta_1} \right) \frac{tD}{2} \tan \theta_2 \quad (3c)$$

$$Q_{su} = a_h \sigma_{hy} + \left(\frac{2q}{tD} - \frac{2a_h \sigma_{hy}}{tD \tan \theta_1} \right) \frac{tD}{2} \tan \theta_2 \quad (3d)$$

式(3)の ν は斜め圧縮束の強度の有効係数であるが、れんが壁体に対するものは筆者らの調査の範囲では見当たらなかった。そこで、本論では式(4)⁷⁾に示すコンクリートの有効係数を準用した。 F_m はれんがプリズムの圧縮強度, t は壁厚である。 θ は斜め圧縮束の鉛直軸に対する角度 ( 参照) で、 $\tan \theta$ は式(5)による。 q は壁体に作用する鉛直荷重と拘束柱・枠柱の引張降伏耐力の和である。 a_h と σ_{hy} は横枠主筋の全断面積と降伏点強度である。

$$\nu = 0.7 - F_m / 200 \quad (F_m \text{ の単位は } \text{N/mm}^2) \quad (4)$$

$$\tan \theta = \left(\sqrt{D^2 + L^2} - L \right) / D \quad (5)$$

ここに、 D と L は壁体 (開口がある場合は、開口左右の部分壁体) のせいと反曲点高さの 2 倍である ( 参照)。

式(3a)~(3d) はアーチ機構によるせん断力の伝達に基づくものである。各式の機構条件を以下に示す。

- ・式(3a): 縦枠・拘束柱と横枠のいずれも引張降伏することなく、れんが組積体の斜め圧縮束が有効圧縮強度に達している。

- ・式(3b)：横枠は未降伏であるが、縦枠・拘束柱が引張降伏している。
- ・式(3c)：縦枠・拘束柱は未降伏であるが、横枠が引張降伏している。
- ・式(3d)：縦枠・拘束柱、横枠が引張降伏している。

図-6 に各試験体の圧縮束の形状を示す。また、せん断終局強度が算定された式番号を表-3 に示す。

表-3 および図-3 によれば、式(3a)でせん断終局強度が算定された試験体 CMWO-06, CMWO-08 では、計算値が実験値と概ね一致している。これは、式(4)で評価したれんが圧縮束強度の有効係数が概ね妥当であったことを意味している。

その他の試験体では、せん断終局強度の計算値が実験値よりも高い傾向がある。ここで、これらの試験体の計算値は式(3b)あるいは式(3d)で算定され、有効係数とは無関係となっている。これは圧縮束の鉛直投影せいを $D/2$ に固定し、式(3b)の θ_1 、式(3d)の θ_1 と θ_2 を式(5)で評価しているためである。斜め圧縮束が有効圧縮強度に達するという条件を追加すれば、有効係数に関係したせん断強度が算定できる。しかし、その場合はより大きな θ を選択することとなり、いま以上に高いせん断終局強度が算定される。一方、実験観察によれば、当該試験体ではれんが自体を貫通するせん断ひび割れよりも目地に沿う階段状ひび割れの伸展が顕著であった。以上より、拘束柱・枠材による拘束が十分でない場合のせん断強度をア

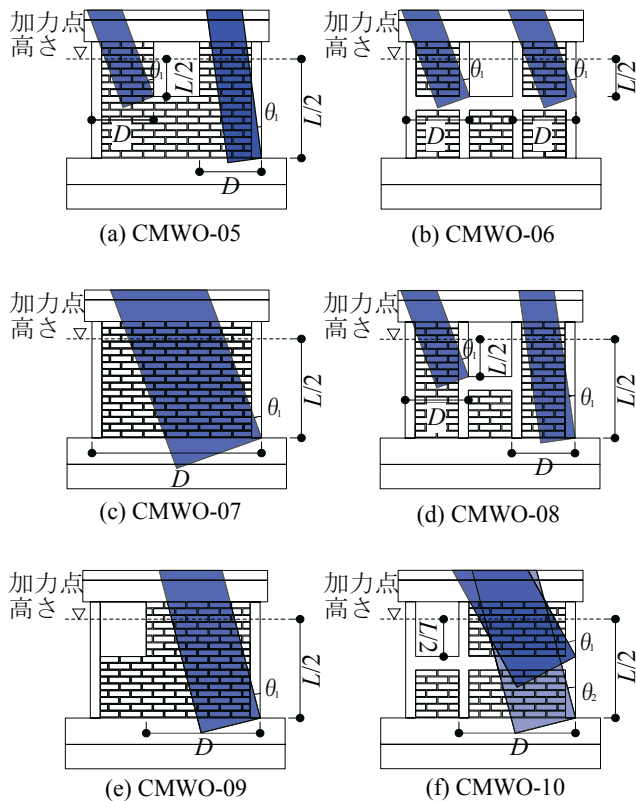


図-6 圧縮束の形状

ーチ機構により説明するためには、見かけ上の有効係数として式(4)よりも低いものを設定しなければならない。

5. まとめ

本論では、窓型開口を有する枠組積造壁体に対する RC 造枠材による補強効果について実験的に検討を行った。得られた結果を以下にまとめて示す。

1. 補強試験体はすべて無開口の試験体をも上回る最大荷重を示した。
2. 無補強の試験体では開口位置が最大荷重に及ぼす影響は小さかった。一方、補強試験体では、偏在開口付きのほうが中央開口付きの場合よりも補強効果が小さかった。
3. アーチ機構を仮定して算定したせん断終局強度は、RC 造枠材が計算上引張降伏しない範囲では実験結果と概ね一致した。一方、RC 造枠材が引張降伏する範囲では実験結果よりも高い強度を与えた。

謝辞

本研究は日本学術振興会の科学研究費補助金（基盤研究 C，課題番号：20560527，研究代表者：黒木正幸）を受けて実施した。実験に際し、大分大学技術職員・平松強氏と同大学 4 年生・佐藤啓太氏のご協力を得た。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 山崎裕，日本・ペルー地震防災センタープロジェクト-実施協議チームによる R/D 署名-，地震工学振興会ニュース，No.90，1986.9
- 2) 菊池健児，メキシコ国立防災センター地震防災プロジェクト，コンクリート工学，Vol.32，No.2，pp.62-65，1994.2
- 3) 小林英之，後藤康明，北野敦則，城攻：有開口 RC 枠組積造壁体のせん断抵抗に対する組積材特性および柱破壊形式の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.3，pp.457-462，2009.7
- 4) 峠貴道，後藤康明，北野敦則，城攻：RC 枠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，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.439-444，2008.6
- 5) National Standards of P. R. of China, Seismic Design Standard for Building Structures (GBJ 11-89), p.987, 1989, in Chinese
- 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，壁構造，p.593，1990.10.
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，(解 6.4.15)，(解 6.4.17)，p.151，1999.8.