

# 論文 RC 枠組組積造壁の耐震性能に及ぼす組積材と目地強度及び側柱形状の影響

後藤 康明<sup>\*1</sup>・宝剣 真優美<sup>\*2</sup>・北野 敦則<sup>\*3</sup>・城 攻<sup>\*4</sup>

**要旨：** RC 枠組組積造は、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た構造形式である。本研究では、RC 枠組組積造の構造性能に与える影響を明らかにするため、組積材と目地モルタルの強度および側柱形状をパラメータとし、無開口試験体に正負繰返水平加力を行い、破壊性状および耐力評価法を検討した。その結果、本研究における試験体では、壁体部がスリップ破壊に類似した形式となった。また、各パラメータは最大耐力後の挙動に影響を与えていた。終局耐力算定は、破壊性状に合わせた耐力算定式をそれぞれ用い、その適応性を検討した。

**キーワード：** RC 枠組組積造壁、れんが、目地強度、柱破壊形式、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、十分な耐震性能を有しない建築物が多く建てられており、大地震の発生に伴って多大な被害が生じている。また、組積材が材料力学的に異方性を持ち、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を評価することが難しい。わが国は耐震技術の分野における先進国という立場であるが、本構造形式を対象とした研究はほとんど行われておらず適切な技術指導を行うことができないのが現状である。耐震技

術先進国として、本構造形式の耐震設計法、耐震補強法の開発に貢献することは我々に課せられた責務である。本研究では、組積材強度、目地強度および柱形状を実験変数とした。RC 枠組組積造壁試験体を用いた正負繰返水平加力を行い、破壊性状およびそれに対応した耐力評価法を検討する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

(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 層耐力壁で、試験体はその第 1 層部分を取りだした約 1/2 縮小模型である。対象試験体は計 9 体である。配筋図を図-1 に、変数の一覧を表-1 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

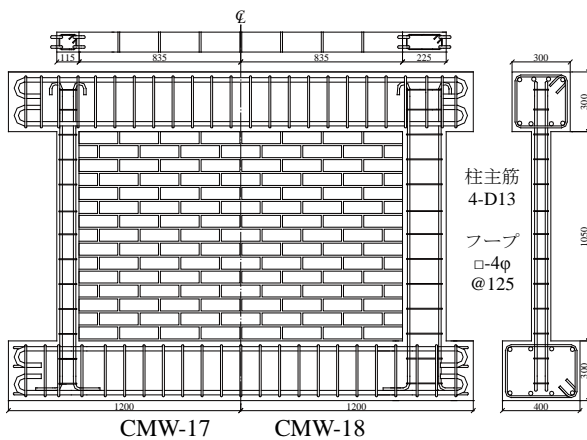


図-1 配筋図(本研究実施試験体)

表-1 試験体変数一覧

文献	CMW	試験体名	れんが	目地モルタル設計強度	コンクリート設計強度	柱主筋
1)	-01	柱大断面	高強度1	30MPa	30MPa	6-D13 (KSS785)
	-04	シアスパン比小				4-D13 (KSS785)
2)	-08	無開口	低強度1	30MPa	21MPa	6-D13 (KSS785)
3)	-11	柱曲げ先行				4-D13 (SD295)
	-13	れんが比較	6-D13 (KSS785)			
4)	-14	低強度目地	高強度2	10MPa	21MPa	4-D13 (SD295)
	-15	柱低耐力				4-D6 (SD295)
本論文	-17	壁低耐力	低強度2			4-D13 (KSS785)
	-18	柱大断面壁低耐力				

\*1 北海道大学大学院 工学研究院空間性能システム部門教授 博(工) (正会員)

\*2 防衛省 自衛官 修(工) (非会員)

\*3 北海道大学大学院 工学研究院空間性能システム部門助教 博(工) (正会員)

\*4 北海道大学名誉教授 工博 (正会員)

わせて表記する。本研究における試験体の柱基準仕様は過年度<sup>2)</sup>の試験体 CMW-08 の RC 枠組を採用した。組積壁内法寸法はれんが寸法の違いにより CMW-01,08, 11, 13 では 1750×1050 (mm), CMW-14,15,17,18 では 1670×1050 (mm), シアスパン比の小さい CMW-04 は 870×1050 (mm)である。側柱幅は組積壁幅と等しく 100(mm)とし側柱せいは CMW-01, 18 のみ 225(mm)とし、他試験体は 115(mm)とした。上下には RC 梁スタブを有している。本研究で製作した試験体名は通し番号 17, 18 で、使用れんがを新規に変更し、目地モルタル強度は過年度全試験体 CMW-14,15 に共通の 10MPa とし、柱の配筋を柱主筋:4-D13(KSS785),柱せん断補強筋: □-4φ@125 (SR295)とした壁低耐力試験体 CMW-17, これに対して柱断面を 100×225(mm)に変更した柱大断面壁低耐力試験体 CMW-18 である。組積材に対して目地モルタル強度が弱い場合には、れんがの積み方が破壊の様相に影響すると考えられるため、CMW-14, 15, 17, 18 は実際の仕様である破れ目地とした。各使用材料の力学的性状を表-2, 表-3, 表-4 に示す。組積壁部分の配筋および周辺柱梁への定着は行っていない。組積材料の規格寸法は CMW-01, 04, 08, 11, 13 に使用した高強度 1, および低強度 1 のれんが(D:100×H:60×L:210(mm))と CMW-14, 15, 17, 18 に使用した高強度 2, 低強度 2 のれんが D:100×H:60×L:200(mm)で異なる。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。組積壁部や上スタブへの定着を目的とした表面加工や接合筋は用いていない。

(2) 要素実験

組積壁部分の強度を推定するために、れんが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-2 に、れんがの力学的性状を表-4 に示す。れんが単体では、x あるいは z 方向に载荷した。また、加力軸方向の歪度の測定は試験機の球座-台座間に取り付けた 4 つの変位計から得られた値を平均して求めた。プリズム試験体はれんがを 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。要素圧縮試験は試験体上下端面に十分に剛な鋼板を介して加力を行った。プリズム試験ではれんがと目地が一体となった破壊が見られた。

(3) 試験体製作

目地強度のばらつきを小さくするため、平置きした型枠にれんがを並べ、側面から全目地にモルタルを打設し、3 日間の養生後、RC 枠組の配筋を行い、枠組にコンクリートを打設した。コンクリートの設計基準強度は CMW-01,04,08, 13 で 30(MPa)とし、CMW-11,14,15,17,18 は 21(MPa)とした。また、目地幅が狭いためモルタルの充填が不十分な箇所には脱型後にモルタルを追加した。

表-2 鉄筋の力学的性状

使用位置	径	降伏強度 $\sigma_y$ (MPa)	降伏歪度 $\epsilon_y$ (%)	引張強度 $\sigma_{max}$ (MPa)	ヤング係数 $E_s$ (GPa)
柱主筋	CMW-01,04	1021	0.574	1178	187
	CMW-08	1083	0.717	1207	209
	CMW-11	352	0.192	492	183
	CMW-13	853	0.732	1008	160
	CMW-14	373	0.191	542	196
	CMW-15	351	0.392	496	184
	CMW-17,18	D6	988	0.667	1096
フープ	CMW-01,04	380	0.179	421	218
	CMW-08	346	0.185	399	186
	CMW-11,13	335	0.397	476	171
	CMW-14	351	0.392	496	184
	CMW-15	336	0.166	402	200
	CMW-17,18	4φ	547	0.473	592
梁主筋	D22	533	0.372	759	195
スターラップ	D10	359	0.193	486	187

表-3 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		
	圧縮強度 $\sigma_B$ (MPa)	ヤング係数		圧縮強度 $j\sigma_B$ (MPa)	ヤング係数	
		$E_{1/3}$ (GPa)	$E_{2/3}$ (GPa)		$E_{1/3}$ (GPa)	$E_{2/3}$ (GPa)
-01	31.7	25.2	21.6	32.1	21.9	18.5
-04	34.9	25.7	22.3	39.1	21.7	18.6
-08	30.1	25.0	20.4	33.3	20.8	17.8
-11	24.0	21.6	17.3	39.2	21.2	18.0
-13	31.5	25.1	21.4	32.5	20.9	17.9
-14	25.6	23.7	19.7	11.0	-	-
-15	24.5	22.7	18.8	13.7	-	-
-17	23.1	22.1	18.5	15.9	14.4	11.4
-18	22.7	23.4	20.0	-	-	-

表-4 れんがの力学的性状

種類	孔	れんが単体圧縮試験				プリズム試験	
		加力方向	断面積 $S$ (mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 $\sigma_B$ (MPa)	ヤング係数 $E_{1/3}$ (GPa) $E_{2/3}$ (GPa)		$F_m$ (MPa)* $[j\sigma_B$ (MPa)]
高強度1	有	x	21523	17.1	5.03	4.83	21.8
		z	5470	49.0	10.8	9.93	[32.9]
低強度1	無	x	10537	17.8	1.08	1.06	15.6
		z	6219	19.9	3.91	3.88	[29.4]
高強度2	無	x	9981	71.6	5.70	4.38	40.1
		z	6070	53.5	20.4	18.9	[10.9]
低強度2	無	x	9890	16.0	-	2.87	11.7
		z	5985	14.1	-	5.65	[14.0]

\* $F_m$ :プリズム強度,  $j\sigma_B$ :目地モルタル強度

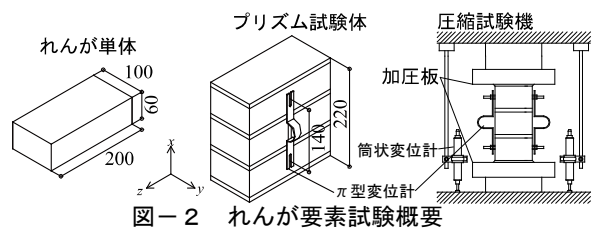


図-2 れんが要素試験概要

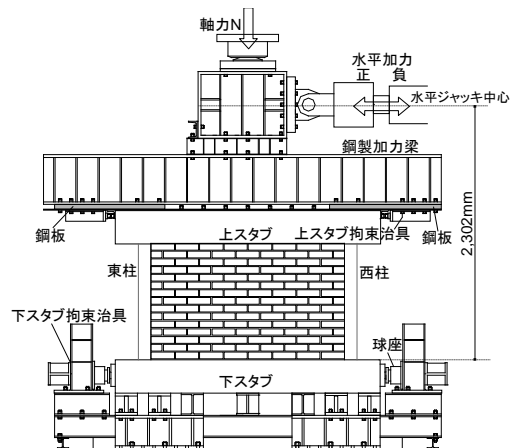


図-3 加力装置概要

## 2.2 加力方法

加力装置概要を図-3に示す。実物モデルの第1層柱が負担する上層支起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、一定軸力  $N=100(\text{kN})$ (CMW-04のみ  $N=52(\text{kN})$ )を両柱上部に伝達させて導入した。柱軸力比は、側柱せいが225(mm)の試験体では0.21、115(mm)の試験体では0.11、シアスパン比の小さいCMW-04では0.40である。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、加力点高さを想定第3層スラブ高さに設定し変位漸増正負繰返静的載荷を行った。(制御方法は文献<sup>1)</sup>参照)

## 3. 実験結果および考察

### 3.1 破壊性状

本研究で実験を行ったCMW-17,18に加えて比較対象のCMW-01,08の荷重変形曲線および最終破壊状況を図-4に示す。壁低耐力試験体CMW-17において正加力時は、 $R=+3.90\sim 5.00(\times 10^{-3}\text{rad})$ 、以下単位省略時に西柱上部と東柱下部のせん断亀裂が伸展したことにより、同サイクル $R=+5.00$ 時に $Q=164.7\text{kN}$ に達した。その後、組積壁の破壊により一度は耐力が低下したが、再び上昇し、 $R=+20.0$ 時に東柱下部のせん断亀裂の拡幅と圧壊の進行により最大耐力 $222.8\text{kN}$ となった。負加力時では、初亀裂から間もなくして発生したせん断亀裂が壁西側下部から西柱下部にかけて伸展し、西柱下部のせん断亀裂周辺の剥落と圧壊、東柱上

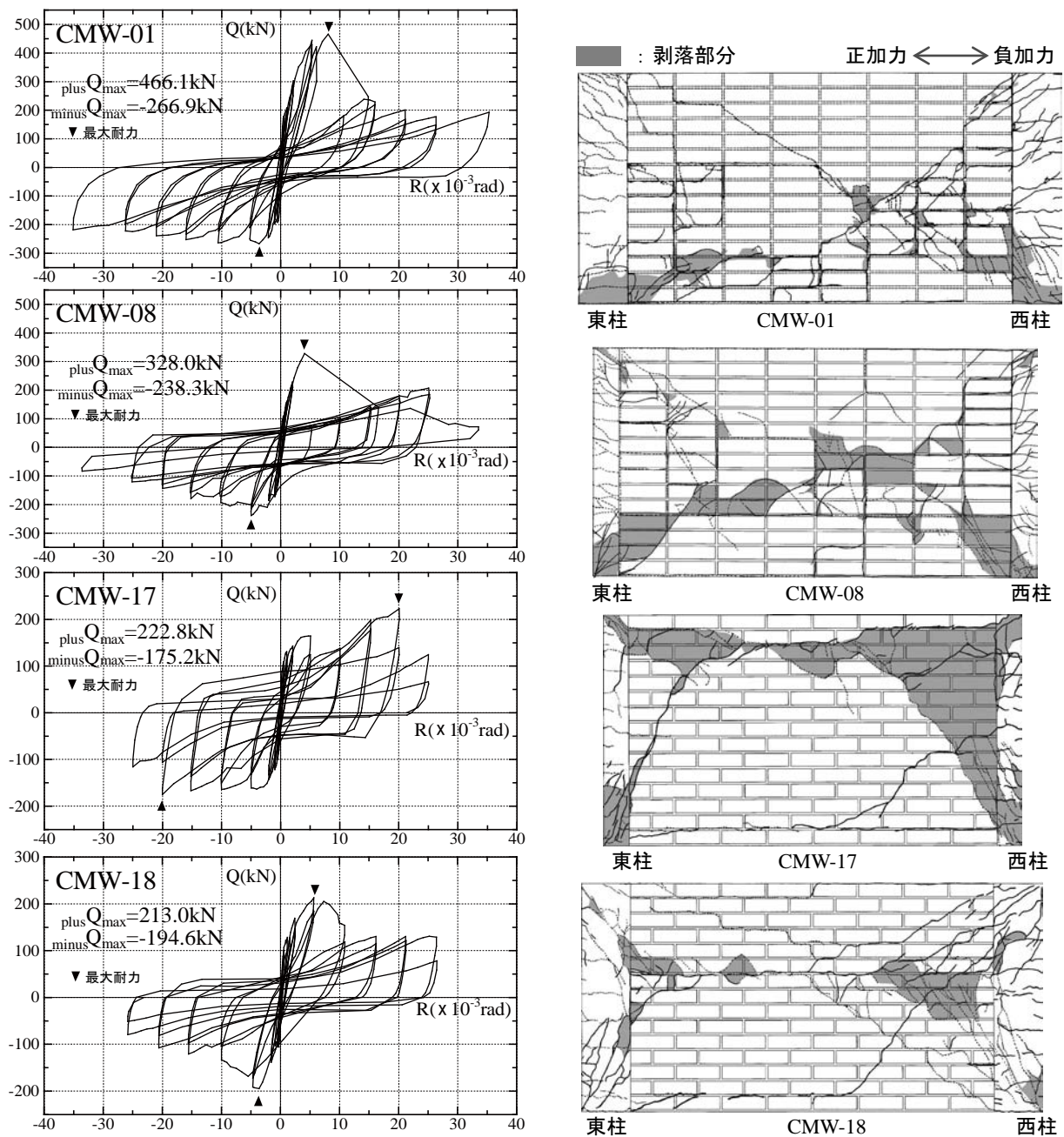


図-4 荷重変形曲線および最終破壊状況



部のせん断亀裂周辺の剥落が進行したことにより、R=-20.0時に最大耐力 175.3kN となった。CMW-18 の正加力時は、R=+3.59 時に西柱上部に発生したせん断亀裂が、壁西側上部から壁東側下部へ伸展し、また亀裂の拡幅も進行したため、R=+5.03 時に最大耐力 212.0kN となった。負加力時は、R=-0.69 時に東柱上部から壁西側下部に発生したせん断亀裂がその後西柱下部に伸展、拡幅したことにより、R=-4.00 時に最大耐力 194.6kN となった。

本研究で実験を行った CMW-17,18 は、ともに水平目地に亀裂が発生し、滑りを伴う変形が見られた。しかし、CMW-18 では壁中央、CMW-17 では壁上部と発生箇所の違いがあり、CMW-18 の柱により多くのせん断亀裂が発生した。

過年度試験体(CMW-01,08)は、どちらも壁対角線上に亀裂が発生したが、CMW-08 では壁中央付近の水平目地沿いに発生した亀裂による滑りで、急激に変形が進んだ。

### 3.2 荷重変形関係

正加力時の荷重変形曲線の包絡線を図-5に示す。

最大耐力は、目地強度・使用れんが強度の大きい CMW-01 と CMW-08 では、柱断面の大きい CMW-01の方が大きかったが、目地強度・使用れんが強度の小さい CMW-17 と CMW-18 では、柱断面の小さい CMW-17の方が大きかった。また、CMW-01,18 では最大耐力後、急激に耐力が低下しているが、CMW-08,17 では一度低下した耐力が大変形時に再び上昇している。特に CMW-17 は再び上昇した耐力が最大耐力となっている。これは、CMW-17 では、組積壁部の破壊が先行して起こり、スリップしたことで耐力が一時的に失われたが、その後大変形で柱の壁に対する拘束が有効になったことで壁が耐力を発揮できたものと考えられる。CMW-18 では、柱壁一体となる破壊線が形成されたことにより、小変形で耐力を迎えた。結果として柱断面が大きいため変形性能が悪く、柱小断面の CMW-17 より耐力が小さくなったと考えられる。

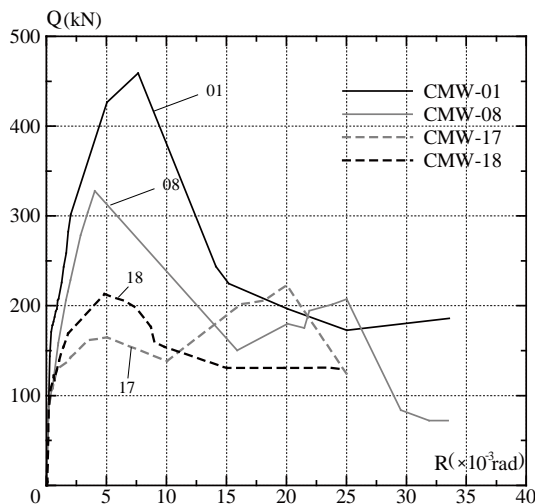


図-5 荷重変形曲線の比較(正加力包絡線)

## 4. 終局耐力算定

CMW-01, 08, 17, 18 に過年度無開口試験体 CMW-04, 11, 13, 14, 15 を加えて計 9 体で、破壊形式に合わせた耐力算定式を用いてその適合性を検討する。

最大耐力時の実験値と算定値の比較を表-5に示す。

### 4.1 終局せん断耐力式

終局せん断耐力算定には、当研究室提案式<sup>1)</sup>および耐震壁の水平せん断耐力算定式<sup>1)</sup>を使用する。

(1) 当研究室提案式  ${}_sQ_{cal1}$ ,  ${}_sQ_{cal2}$

式(1)は図-6(a)の軸力が導入された RC 耐震壁の終局せん断耐力推定式として提案されている広沢式<sup>5)</sup>を便宜的に第一項がアーチ機構、第二項がトラス機構と考え、これを図-6(b)のような枠組組積壁に適用した。本研究では、RC 枠組と組積壁部を等価な壁パネルに置き換えて、アーチ機構と軸力効果は壁体部全体に作用し、トラス機構は壁体部が無補強のため柱部にのみ作用すると考え適用している。ここで等価枠組壁強度  ${}_p\sigma_{Be}$  を求める際に斜め方向プリズム強度  $F_{me}$  を使用した結果を  ${}_sQ_{cal1}$ 、目地モルタル圧縮強度  ${}_j\sigma_B$  を使用した結果を  ${}_sQ_{cal2}$  とする。等価枠組壁強度  ${}_p\sigma_{Be}$ 、斜め方向プリズム強度  $F_{me}$  については後述する。

$${}_sQ_{cal} = \left[ \frac{0.068p_{te}^{0.23}({}_p\sigma_{Be}+18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D)+0.12}} + 0.1\sigma_0 \right] b_e \cdot j \quad (1)$$

$$+ 0.85\sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{sy}} \cdot b_e \cdot 2j_c$$

${}_p\sigma_{Be}$ : 等価枠組壁強度(MPa)

$p_{wh}$ : 柱せん断補強筋比(= $a_w/(b_e \cdot x_w)$ )

$a_w$ : 柱せん断補強筋断面面積(mm<sup>2</sup>)  $b_e$ : 壁厚(=100mm)

$x_w$ : 柱せん断補強筋の補強間隔(=50mm)

$\sigma_{sy}$ : 柱せん断補強筋降伏応力度(MPa)

$j_c$ : 柱応力中心距離(=(7/8) $D_c$  (mm))

他の記号は文献<sup>5)</sup>参照

i) 等価枠組壁強度  ${}_p\sigma_{Be}$

図-6(b)のように壁体部に設定する圧縮ストラット域には柱部分も含むため、枠組壁のせん断耐力算定には壁体部強度  $F$  に加えて柱コンクリート強度  $\sigma_B$  を考慮した等価枠組壁強度  ${}_p\sigma_{Be}$  を用いる。ストラット(アーチ)機構が作用する断面の各部の面積比は、高さ位置により変化するため、各部の見付面積により等価枠組壁強度  ${}_p\sigma_{Be}$  を求めた。ここで、壁厚と柱幅が等しいので式(2)で算出される。壁体部強度  $F$  には後述の斜め方向プリズム強度  $F_{me}$  を用いてせん断耐力の算定を行った。

$${}_p\sigma_{Be} = \{A_{wall} \cdot F + A_{col} \cdot \sigma_B\} / A_{st} \quad (2)$$

$F$ : ここでは  $F_{me}$  (斜め方向プリズム強度(MPa))

もしくは  ${}_j\sigma_B$  (目地モルタル圧縮強度(MPa))

太枠は破壊状況と対応している算定値

表-5 算定結果

C M W	加力 方向	最大耐力実験値		当研究室提案せん断耐力s1				耐震壁のせん断耐力s2				枠組壁全体曲げ耐力b				破壊* モード
		exp (kN)	maxR ( $\times 10^{-3}$ rad)	プリズム強度cal1		モルタル強度cal2		壁スリップcal1		柱せん断cal2		降伏強度cal1		引張強度cal2		
				cal1 (kN)	exp cal1	cal2 (kN)	exp cal2	cal1 (kN)	exp cal1	cal2 (kN)	exp cal2	cal1 (kN)	exp cal1	cal2 (kN)	exp cal2	
CMW-01	正負	459 -265	7.60 -3.50	409	1.12 0.65	530	0.87 0.65	269	1.71 0.99	259	1.78 1.02	659	0.70 0.40	754	0.61 0.35	A
CMW-04	正負	187 -179	14.3 -10.1	179	1.04 1.00	263	0.71 1.00	148	1.27 1.21	133	1.40 1.34	319	0.59 0.56	367	0.51 0.49	A
CMW-08	正負	328 -238	4.03 -4.99	361	0.91 0.66	460	0.71 0.66	258	1.27 0.92	208	1.57 1.14	639	0.51 0.37	708	0.46 0.34	A
CMW-11	正負	190 -189	4.70 -5.03	264	0.72 0.71	460	0.41 0.71	280	0.68 0.67	133	1.43 1.42	161	1.18 1.18	209	0.91 0.90	C
CMW-13	正負	334 -305	6.75 -6.75	291	1.15 1.05	454	0.74 1.05	255	1.31 1.19	189	1.76 1.61	516	0.65 0.59	603	0.55 0.50	A
CMW-14	正負	187 -143	6.67 -2.00	392	0.48 0.36	454	0.41 0.36	142	1.31 1.01	131	1.43 1.09	163	1.15 0.88	220	0.85 0.65	C
CMW-15	正負	93 -90	7.66 -2.02	276	0.34 0.33	182	0.51 0.33	159	0.59 0.57	116	0.81 0.78	66	1.41 1.36	79	1.19 1.15	D E
CMW-17	正負	223 -175	20.0 -20.0	217	1.03 0.81	264	0.84 0.81	171	1.30 1.03	167	1.33 1.05	390	0.57 0.45	429	0.52 0.41	B
CMW-18	正負	213 -195	5.03 -4.00	257	0.83 0.76	310	0.69 0.76	181	1.17 1.07	219	0.97 0.89	425	0.50 0.46	467	0.46 0.42	B

\*A:柱壁せん断, B:柱せん断壁スリップ, C:柱曲げ壁せん断, D:柱曲げ, E:柱壁曲げ

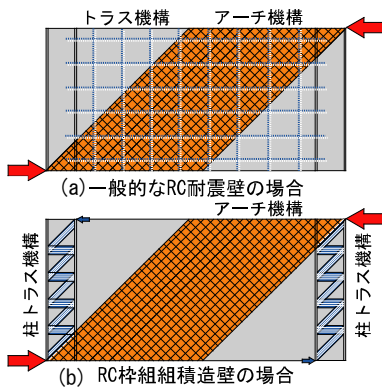


図-6 当研究室提案式のご概念

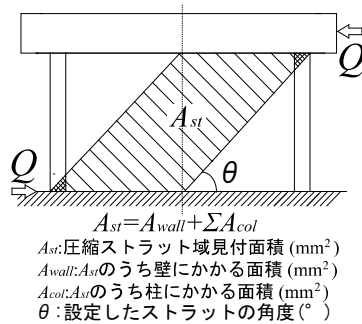


図-7 圧縮ストラット域の設定  
および等価枠組壁強度の算出

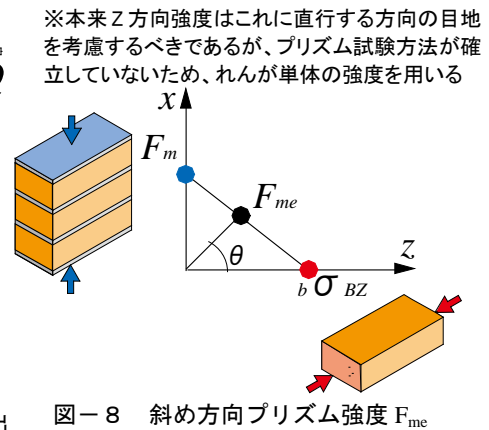


図-8 斜め方向プリズム強度  $F_{me}$

ii) 斜め方向プリズム強度  $F_{me}$

圧縮ストラット域は図-7のように枠組壁端部から枠組壁長さの1/2を繋いだ線に囲まれるエリアとし、ストラット角度  $\theta$  を算出した。これより、壁体部を構成する組積材にせん断力が伝達されると考えるストラット方向の強度(=斜め方向プリズム強度)を算出する。過年度の研究<sup>2)</sup>から図-8のようにプリズム強度  $F_m$  と  $z$  方向れんが単体強度  ${}_b\sigma_{BZ}$  および  $45^\circ$  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がわかってる。これより、各主ストラット角度方向  $\theta$  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。

$$F_{me} = F_m \cdot {}_b\sigma_{BZ} / ({}_b\sigma_{BZ} \cdot \sin\theta + F_m \cos\theta) \quad (3)$$

$\theta$ : ストラット角度  ${}_b\sigma_{BZ}$ :  $z$  方向れんが単体強度(MPa)  
 $F_m$ :  $x$  方向プリズム強度(MPa)

(2) RC耐震壁の水平せん断耐力  ${}_s2Q_{cal1}$ 、 ${}_s2Q_{cal2}$

せん断破壊を起こす耐震壁の破壊形式は2つに大別され、いずれの破壊形式となるかは付帯ラーメン部材のせん断耐力に関する。すなわち、付帯ラーメン部材のせん断耐力が小さい場合は付帯ラーメン部材がせん断破壊を起こし、そのせん断力が增大するとともに耐震壁の

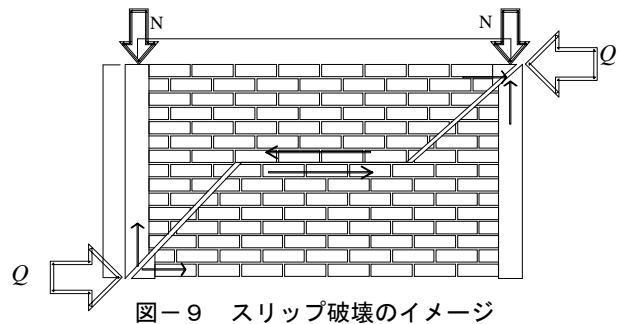


図-9 スリップ破壊のイメージ

水平せん断力も増大する。しかし、付帯ラーメン部材のせん断耐力がある一定以上になれば、柱および梁はせん断破壊を起こさず、壁板がスリップ破壊を起こすので、水平せん断力は壁板のスリップ破壊によって決まる。

CMW-17,18 など一部の試験体で、図-9に示すように水平目地上に亀裂が発生し滑り挙動が見られたため、スリップ破壊したと仮定し、1層1スパン耐震壁の水平せん断耐力式<sup>9)</sup>を用いて算定する。

i) 壁板がスリップ破壊を起こすとき

$${}_s2Q_{cal1} = r t l (2.4 \sqrt{\sigma_B} + 3400 p_s) \quad (4)$$

ここで  $\sigma_B$  はスリップ破壊面の強度であるから目地モルタル強度を代入して検討する。

ii) 側柱がせん断破壊を起こすとき

本研究における試験体では梁は十分に剛強であるため柱がせん断破壊する場合(式(5))のみを検討する。

$$s_2 Q_{cal2} = \frac{p_s \sigma_y \left( \frac{h'}{l'} - \frac{2D_c}{h'} \right) + 8.6 \frac{2b_p D_c}{l'} + 0.37 \frac{2a_{gc} \sigma_y}{l'} + 0.26 \left( p_s \sigma_y + \frac{2N}{l'} \right)}{0.26 - 0.24 \frac{2D_c}{l'} + 0.74 \frac{h'}{l'}} \quad (5)$$

$p_s$ : 壁板の直交する各方向のせん断補強筋比

$\sigma_y$ : 各補強筋の降伏点

$l$ : 柱中心間の距離

$l', h'$ : 壁板の内法長さおよび内法高さ

$D_c$ : 柱せい  $b_c$ : 柱幅

$a_{gc}$ : 柱主筋の全断面積

$t$ : 壁厚

他の記号は文献<sup>9)</sup>参照

#### 4.2 曲げ終局耐力式 $bQ_{call} \cdot bQ_{cal2}$

無開口試験体は枠組壁全体が一体として挙動すると仮定し、RC 拘束柱を有する壁体の曲げ降伏耐力式<sup>5)</sup>を用いる。ここで、CMW-11, CMW-14 では最大耐力時に柱主筋に降伏棚程度までの歪度が発生していたのに対し、CMW-15 では歪硬化域まで達していたことが実験時の歪度計測結果より明らかとなっている。そのため、柱主筋の強度として降伏強度  $\sigma_y$  を使用した算定  $bQ_{call}$  に加え、引張強度  $\sigma_{max}$  を使用した算定  $bQ_{cal2}$  も行った。

$$bQ_{cal} = M_u / h_p \quad (6)$$

$$M_u = a_c \cdot \sigma_c \cdot j + 0.5 \cdot a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot j + 0.5(N+w)j$$

$h_p$ : 加力点高さ(=2302mm)  $w$ : 壁自重(kN)

$\sigma_c$ : 柱主筋強度(ここでは降伏強度  $\sigma_y$ )

もしくは引張強度  $\sigma_{max}$  (MPa)

$a_w$ : 壁体縦筋の断面積(=0mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{wy}$ : 壁体縦筋の降伏強度(MPa)

他の記号は文献<sup>5)</sup>参照

#### 4.3 算定結果の考察

せん断破壊した CMW-01,04,08,13 は、斜め方向プリズム強度を用いた  $s_1 Q_{call}$  との対応が良く、曲げ破壊であった CMW-11,14 は、柱主筋降伏強度  $\sigma_y$  を用いた  $bQ_{call}$  と、CMW-15 も柱主筋引張強度  $\sigma_{max}$  を用いた  $bQ_{cal2}$  とそれぞれ対応が良く、破壊モードとも一致している。

$s_1 Q_{call}$  は CMW-18 で過大評価となっているが、CMW-17 の最大耐力実験値は数値上  $s_1 Q_{call}$  との対応が良い。これは CMW-17 が一度、壁体部のスリップおよび柱脚部がせん断破壊に至ったものの、スリップの発生位置が上部であり破壊線が  $s_1 Q_{call}$  が仮定する壁体部のアーチ機構を形成する領域に発生していないため、耐力が上昇したと考えられる。しかし、破壊性状を見ると壁上部水平目地の滑りが発生しておりスリップ破壊が起こったと考えられるのでこれに対応する  $s_2 Q_{cal2}$  に着目すると CMW-17 の一度目の耐力低下時直前の耐力  $Q=164.7\text{kN}(R=+5.00 \text{ 時})$  との対応が良い。一方で CMW-18 は  $s_2 Q_{cal2}$  とよく対応しており破壊モードとも一致している。

$s_2 Q_{cal2}$  は RC 耐震壁の耐力算定式をほぼそのまま用いているため補強筋比の取り扱いには検討の余地がある。またスリップ破壊となる場合  $s_1 Q_{call}$  では過大評価となるため、破壊モードの特定が重要となる。

#### 5. 結語

RC 枠組積造壁の加力実験を行い、既往データを加えた考察により以下のことが明らかになった。

1. RC 枠組積造壁は壁柱が一体として挙動し、せん断破壊に至る場合と、壁体部のスリップにより破壊する場合があります、側柱耐力がより小さければ曲げ破壊となる。
2. 一体壁として挙動する場合、RC 枠組積造のせん断耐力は、アーチ機構と軸力効果は壁体部全体にトラス機構は柱部にのみ作用すると仮定した提案式を用いることで、また壁体部のスリップが先行する場合には耐震壁の水平せん断耐力式を用いることで、対応良く評価できた
3. 側柱断面積が大きければ耐力は上昇するが、側柱断面積が小さい場合、耐力が一度低下し、再び上昇する傾向があり、断面積が大きい方が、急激な耐力低下が生じる傾向がある。

#### 謝辞

本研究において試験体の製作に材料を提供していただいた、太平洋セメント、北菱産業に感謝申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 兼古学ほか：開口形状およびシア・スパン比の異なる RC 枠組積造壁体のせん断抵抗に関する実験的検討、コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp-457-462, 2006
- 2) 峠貴道ほか：RC 枠組積造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
- 3) 小林英之ほか：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.2, pp-457-462, 2009
- 4) 印部琢也ほか：有開口 RC 枠組積造壁の耐震性能に対する目地強度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.32, No.2, pp-373-378, 2010
- 5) 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), 2000
- 6) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—, 1999