論文 有開口 RC 枠組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

印部 琢也*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。本研究では、組積壁体の目地モル タルの強度が構造性能に与える影響を明らかにするため、強度を過年度の 30MPa から 10MPa に変更した。曲 げ耐力を 2 水準とした柱曲げ降伏が先行する無開口・有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、目地モルタル強度が低い場合は最大耐力や剛性低下には影響を与え ず、最大耐力後の挙動に影響を与えた。側柱耐力が小さい場合、枠組壁全体の曲げ破壊となった。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。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。本研 究では,開口の有無,目地強度および柱主筋量を実験変 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5体である。配筋図を図-1に,実験変数の一覧を表-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 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²⁾の無開口柱曲げ降伏先行試験体 CMW-11 の RC 枠 組 を 採 用 し た 。 組 積 材 は 市 販 の 無 孔 れ ん が (100×60×200mm)を用いたため、組積壁内法寸法はれん が寸法の違いにより CMW-11,12 では 1750×1050 mm, CMW-14,15,16 では 1670×1050 mm である。側柱断面寸法 は 100×115(mm)とし、側柱幅は組積壁幅と等しく 100(mm)とする。上下には RC 梁スタブを有している。



*2 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 工博 (正会員)

- *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 工博 (正会員)
- *4 北海道大学名誉教授 工博 (正会員)

本年度製作した試験体名は,通し番号 14~16 で,(1)目 地モルタル強度を過年度全試験体に共通な 30MPa から 10MPa に変更し,柱の配筋を柱曲げ降伏先行試験体 CMW-11(柱主筋:4-D13(SD295))と同じとする低強度目地 試験体 CMW-14 (2)CMW-14 と同じ目地強度で柱主筋を 4-D6(SD345 相当),柱せん断補強筋を 2-4 ¢ @125 に変更 した無開口柱低耐力試験体 CMW-15(図-1参照),(3) CMW-15 と同じ配筋,同じ目地強度で 560×850(mm²)の 窓開口が中央上部に存在する有開口柱低耐力試験体 CMW-16 の 3 体である。

各使用材料の力学的性状を表-2,表-3,表-4に 示す。CMW-15 および CMW-16 の側柱の配筋は,本構造 が採用されている国で実際に使用されている配筋に近 付けるために,側柱を 4-D6(SD345 相当),せん断補強筋 は 2-4 ϕ @125(SR295 pw=0.21%)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-2に示す市販の無孔れんがを本研究で使用 した。規格寸法は CMW-11 および CMW-12 に使用した 無 孔 れ ん が (D:100×H:60×L:210(mm))とは 異 な り D:100×H:60×L:200(mm)である。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 方向に載荷した。また、加力 軸方向の歪度の測定は試験機の球座-台座間に変位計 を取り付けて求めた。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を石 こうでキャッピングし、充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 枠にれんがを置いて全目地にモルタルを打設した。3日 間の養生後,RC 枠組の配筋を行い、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全試験体共通で 21(MPa)とした。

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, 一定軸力 N=100(kN)を両柱上部に伝達させて導入した。 水平加力は,等分布水平力を受ける3層建物の第1層応

体田位署	使用鉄筋	降伏強度	降伏歪度	引張強度	ヤング係数	
使用位直		σ_y (MPa)	$\mathcal{E}_y(\%)$	σ_{max} (MPa)	$E_s(\text{GPa})$	
柱主筋(CMW-11,-12)	D13 🔆 1	352	0.192	492	183	
柱主筋(CMW-14)	D13 🔆 1	373	0.191	524	196	
柱主筋(CMW-15,-16) フープ(CMW-14)	D6 ※2	351	0.392	496	184	
フープ(CMW-11,-12)	D6 🔆 2	335	0.397	496	171	
フープ(CMW-15,-16)	$4\phi \times 3$	336	0.166	402	200	
梁主筋	D22 🔆 1	393	0.194	564	204	
スターラップ	D10 🔆 4	399	0.208	562	192	
×1 SD295 ×2	SD3/15 相	1当 ※	3 SR 205	- X:4 SD3/	15	

表-3 コンクリートとモルタルの力学的性状

	コンクリート			目地モルタル		
CMU	圧縮強度	ヤング係数		圧縮強度	ヤング	ブ係数
CIVIW	$\sigma_{\rm B}$	E _{1/3}	E _{2/3}	$_{j}\sigma_{B}$	E _{1/3}	E _{2/3}
	(MPa)	(GPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
-11	23.9	21.6	17.3	39.3	21.2	18.0
-12	24.5	20.6	16.1	39.6	21.1	17.9
-14	25.6	23.7	19.7	11.0	-	-
-15	24.5	22.7	18.8	8.71	-	-
-16	23.3	19.0	16.7	10.5	-	-

表-4 れんがの力学的性状

れんが単体圧縮試験						プリズム試験
	加力	断面積	圧縮強度	ヤング係数(GPa)		プリズム強度 F _m (MPa)
	方向	S(mm ²)	$_{\rm b} \sigma_{\rm B}({\rm MPa})$	E _{1/3}	E _{2/3}	[目地モルタル強度(MPa)]
温左由	Х	10537	17.8	1.08	1.06	15.6
迥午皮	z	6219	19.9	3.91	3.88	[29.4]
今年度	Х	9981	71.6	5.70	4.38	40.1
マ牛皮	z	6070	53.5	20.4	18.9	[10.9]





カ状態を再現するため、シア・スパン比 S(=加力点高さ h_p/柱中心間距離 l₀)1.23 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。(制御方法は文献^{1),2)} 参照)

3. 実験結果および考察

3.1 破壊性状

荷重変形曲線および最終破壊状況を図-4に示す。 低強度目地試験体 CMW-14 の正加力時は初亀裂発生



直後, 壁西側上部から壁中央下部にかけてせん断亀裂が 発生し、剛性が低下した。R=+6.67(×10⁻³rad)(以下単位省 略)時に東柱下部及び,東柱下部壁東側下部のせん断破壊 により、最大耐力となった。また負加力時は、初亀裂か ら間もなく、壁東側中央部から壁中央部にかけて発生し たせん断亀裂が壁西側下部に伸展したことに加え、東柱 主筋が下部から上部にかけて降伏し, R=-1.90時に最大 耐力を迎えた。無開口柱低耐力試験体 CMW-15 の正加力 時は西柱曲げ初亀裂発生直後,西柱下部で主筋が降伏し, 壁西側下部から東側下部にかけて曲げ亀裂が発生した。 その後, R=+7.66 時に西柱の主筋が4本全て降伏したこ とより西柱全域に曲げ亀裂が発生し、最大耐力を迎えた。 負加力時は, 東柱曲げ初亀裂発生後間もなくして東柱下 部および壁東側下部目地部分に曲げ亀裂が発生し, R=-2.02時に、それらの亀裂が拡幅したことにより最大耐力 を迎えた。有開口柱低耐力試験体 CMW-16 の正加力時は R=+4.67時に西柱中央部及び下部の主筋が降伏し, 西柱 全面に曲げ亀裂が多数発生した後、西側袖壁の水平目地 部分に曲げ亀裂が発生して最大耐力となった。負加力時 は R=-1.81 時に東柱中央部及び下部の主筋が降伏した 後, 東側袖壁の水平目地部分に曲げ亀裂が発生して最大 耐力となった。正負加力時ともに、引張側袖壁と腰壁の 境界の目地に亀裂が発生し、その後は引張側袖壁と腰壁 が別々の挙動を示した。

本研究で実験を行った3体は目地に沿った亀裂が見ら れた。これは目地モルタル強度を低くしたことで、目地 部分に破壊が集中したためだと考えられる。しかし、 CMW-16については、圧縮側腰壁にれんがと目地が一体 となるような亀裂が発生していた。また、側柱の耐力を 小さくした CMW-15 では壁下部の水平目地沿いに亀裂 が発生し、それ以降は正負加力時ともに、圧縮側柱の脚 部を支点として枠組壁が一体となって回転するよう な挙動を示した。その結果、大変形時には引張側柱脚部 で柱主筋の破断が生じた。

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。

(1) 側柱耐力による比較

目地強度・使用れんがが同じ CMW-14 と CMW-15 を 比較すると、最大耐力は CMW-14 の方が大きかった。最 大耐力直後は CMW-14 が急激な耐力低下を示す一方で、 CMW-15 は緩やかな耐力低下を示した。これは、CMW-15 の枠組壁全体が曲げ挙動したためで、その後層間変形角 R=+20.0 以降に主筋が破断したため急激な耐力低下を 示した。

(2) 目地強度による比較

側柱の仕様が同じである CMW-11 と CMW-14 を比較す ると、最大耐力には目立った差は無かった。これより、 最大耐力に目地強度はあまり影響を与えていないこと がわかる。最大耐力後は CMW-11, CMW-14 共に脆性的 な耐力低下が見られたが、CMW-14 の方が CMW-11 より 急激に低下した。これは、目地モルタル強度が低いこと により 亀裂がれんがを通らずに目地に集中して発生し たことが影響していると考えられる。

(3) 開口による比較

柱曲げ先行試験体 CMW-11,-12 と柱低耐力試験体





CMW-15,-16 を比較すると,最大耐力は正負加力時共に 柱耐力が高い方が大きく,また柱耐力が等しいものは有 開口より無開口の方が大きい値を示した。柱耐力が低い と開口の有無による最大耐力差が小さく,正負加力時共 に CMW-15 と CMW-16 の最大耐力にほとんど差はなか った。これにより,今回の実験のように側柱耐力が小さ く開口の有無によらず壁体に比べ側柱の破壊が先行す る場合には,柱主筋量で最大耐力が決まっていることが わかる。

4. 終局耐力算定

無開口試験体と有開口試験体では破壊状況が異なり,無 開口試験体は壁体部と RC 枠組が一体となり挙動するが, 有開口試験体は RC 枠組と組積壁部が別々の挙動をして いる。そこで,開口の有無により破壊状況に対応する耐 力算定法をそれぞれ用いることとする。

4.1 無開口試験体の終局耐力算定

無開口試験体の最大耐力時の実験値と算定値の比較 を表-5に示す。

4.1.1 無開口試験体の終局せん断耐力式 _sQ_{cal1}, _sQ_{cal2}

無開口試験体の終局せん断耐力算定には、当研究室提 案式¹⁾を使用する。当研究室提案式 <u>Scal</u>(式(1))は広沢式 ³⁾を基に、図-8のように枠組壁にアーチ機構とトラス 機構が作用すると考え修正を加えた。本研究の場合、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 $_{s}Q_{call}$ 目地モルタル 圧縮強度 $_{f}\sigma_{B}$ を使用した結果を $_{s}Q_{cal2}$ とする。斜め方向プ リズム強度 F_{me} 、等価枠組壁強度 $_{p}\sigma_{Be}$ については後述す る。

$${}_{s}Q_{cal} = \left[\frac{0.068p_{te}^{0.23}({}_{p}\sigma_{Be}+17.7)}{\sqrt{M/(Q \cdot D)}+0.12} + 0.1\sigma_{0}\right]b_{e} \cdot j$$
(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積(mm²) b_e :壁厚(=100mm) x_w :柱せん断補強筋の補強間隔(=50mm) σ_{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³参照

(1) 直線補正ストラット方向プリズム強度 Fme

圧縮ストラット域は**図**-6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 θ 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 方向の強度を算出する(以後、この強度を斜め方向プリズ ム強度と呼ぶ)。過年度の研究²⁾から**図**-7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°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 ぶことがわかっている。これより、各主ストラット角度 方向 θ のプリズム強度 F_m を F_m と $_b\sigma_{BZ}$ の直線補正により 算出した。

$$F_{me} = F_m \cdot_b \sigma_{BZ} / ({}_b \sigma_{BZ} \cdot \tan \theta + F_m) \cos \theta$$
(2)

 θ :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) 等価枠組壁強度 poBe

図-6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、無開口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 σ_B を考慮 した等価枠組壁強度 $\rho\sigma_B$ を用いる。ここで、壁厚と柱幅 が等しいので式(3)で算出される。壁体部強度Fには前述 の斜め方向プリズム強度 F_{me} に加え、目地モルタル圧縮 強度 ρ_B を用いて2通りのせん断耐力の算定を行った。

 ${}_{p}\sigma_{Be} = \left\{ A_{wall} \cdot F + A_{col} \cdot \sigma_{B} \right\} / A_{st}$ (3)

 $F: ここでは F_{me}$ (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))

4.1.2 無開口試験体の曲げ終局耐力式 _bQ_{cal1}, _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³⁾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 σ_y を使用した算定 ${}_{b}Q_{call}$ に加え、 引張強度 σ_{max} を使用した算定 ${}_{b}Q_{call}$ も行った。

$${}_{b}Q_{cal} = M_{u}/h_{p}$$

$$M_{u} = a_{i} \cdot_{c} \sigma \cdot j + 0.5 \cdot_{w} a_{w} \cdot \sigma_{wy} \cdot j + 0.5 (N+w)j$$
(4)

算定使用

材料強度

部

 F_{me}

 σ_B

Fme

 σ_B

 \mathbf{F}_{me}

 σ_B

Fme

iΩp

柱主 壁体

筋

 σ_{v}

 σ_{max}

 σ_v

 σ_{max}

 $c\sigma: 柱主筋強度(ここでは降伏強度 <math>\sigma_y$ もしくは引張強度 σ_{max}) (MPa) $wa_w: 壁体縦筋の断面積(=0mm^2)$

σ_{wy}:壁体縦筋の降伏強度(MPa)

他の記号は文献 ³⁾参照

maxR

(×10⁻³rad)

5.01

-5.00

5.00

-4.97

最大耐力時実験値

maxQexp

(kN)

155

-137

85.8

-81.9

С

Μ

W

-12

-16

上段: 正加力 下段: 負加力 表一6 有開口試験体の算定結果

壁パネル全体

曲げ耐力

maxQexp

bQcal3

0.97

0.86

0.74

0.66

1.30

1.24

1 09

1.04

bQcal3

(kN)

160

209

66.0

78.4

引張側袖壁耐力_tQ_w考慮

柱曲げ耐力累加

maxQexp

bQcal4

1.03

0.91

1.00

0.88

0.88

0.77

0.85

0.75

0.72

0.69

1.05

1.00

0.69

0.66

0.98

0.93

bQca44

(kN)

151

151

155

155

177

177

181

182

119

119

81.6

82.1

124

125

87.1

87.8

4.2 有開口試験体の終局耐力算定

有開口試験体の最大耐力時の実験値と算定値の比較 を表-6に示す。有開口試験体に対する終局せん断耐力 算定には、組積壁部 Qwと側柱 Qcの部材強度を累加して 行う。ここでは、組積壁の破壊状況と対応するように壁 体強度を斜め方向プリズム強度 Fme と目地モルタル強度 _iσ_Bの2通りを用いて算定を行う。また,引張側袖壁がフ レームから分離する場合があるため、引張側袖壁を考慮 した算定と無視した算定を行う。側柱ではせん断耐力。 Q_c および曲げ耐力 "Ocを算出し、耐力値の小さい方の値を 側柱終局耐力とし、結果として全試験体で曲げ耐力を累 加した。柱耐力算定式では柱反曲点高さhcが必要なため, 柱主筋歪度分布実測値からシア・スパン比が小さくなる 値を求めた。また, 柱主筋の歪度が歪硬化域まで達して いたので柱主筋の降伏強度 σ_v と引張強度 σ_{max} を用いて算 定を行った。ただし、CMW-16 については壁にせん断ひ び割れが生じる前に柱の曲げ破壊により最大耐力が決 まったため, 壁体部のせん断耐力は壁体部が保有すると 考えられるせん断耐力として累加している。実験値との 比較を行って耐力計算方法を検討する。

(1) 壁体部せん断耐力式 Q_w

組積壁部は補強筋が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、ひび割れ耐力を最大耐力として評価する。

$$Q_{w} = \left\{k_{c}\left(49 + \sigma_{B}\right)\frac{0.085}{M/(Q \cdot D) + 1.7}\right\}b_{w} \cdot j_{w} \quad (5)$$

k_c: 寸法効果(部材せい 400mm 以上では 0.72)
 σ_B: ここでは F_{me}(斜め方向プリズム強度(MPa))
 もしくは_j σ_B(目地モルタル圧縮強度(MPa))
 M/(Q・D): シア・スパン比で,ここでは壁幅 D_w,
 壁高さ h_wとして h_w/D_w(図-9参照)

 $b_w: 壁厚(=100 \text{mm}) \qquad j_w: 部材の有効せいで, 壁幅$

破壊





点線は破壊状況と対応している算定値

* A 柱曲げ B 柱せん断 a 壁曲げ b 壁せん断

引張側袖壁耐力_tQ_w無視

柱曲げ耐力累加

maxQexp

bQcal5

1.50

1.33

1.32

1.16

1.20

1.06

1.08

0.95

1.44

1.37

1 84

1.74

1.32

1.25

1.65

1.55

bOcal5

(kN)

103

103

118

118

129

130

144

144

59.5

59.9

46.5

47.0

65.0

65.7

52.0

52.7



D

(2) 側柱耐力 _sQ_c, _bQ_c

側柱のせん断耐力には, RC 柱の終局せん断耐力式³⁾ を用いる。側柱の曲げ耐力には, RC 柱の終局曲げ耐力 式³⁾を用いる。算定式一覧を**表-7**に示す。柱反曲点位 置*h*_cは枠組壁の破壊状況により移動するため,最大耐力 時の柱主筋歪度分布から,シア・スパン比が小さくなる 方に設定して算定を行う。

図-10 側柱反曲点高さ h_c

4.3 算定結果の考察

無開口試験体において、目地に関係なく対角線上にせん断亀裂が発生した CMW-11 では ${}_{s}Q_{cal1}$ より ${}_{s}Q_{cal2}$ の計算値が小さく、主に目地部分に亀裂が発生した CMW-14,15 では ${}_{s}Q_{cal2}$ の計算値が小さくなった。これから、本研究の試験体は全て曲げ破壊したためせん断耐力で評価をすると過大評価となるが、斜め方向プリズム強度を用いた ${}_{s}Q_{cal1}$ と目地モルタル強度を用いた ${}_{s}Q_{cal2}$ との比較により、壁板の主な亀裂が発生した箇所に対応する強度を用いることで、耐力が対応良く評価できることがわかる。 ${}_{b}Q_{cal1}$ は、CMW-11,14 において比較的よく対応しているが、CMW-15 では過小評価であった。これは ${}_{b}Q_{cal1}$ では 柱主筋降伏強度 σ_{y} を用いているのに対し、CMW-15 は最大耐力時に柱主筋の歪度が歪硬化域まで達していたことが考えられるため、主筋引張強度 σ_{max} を用いた ${}_{b}Q_{cal2}$ の方が CMW-15 と対応が良く、破壊形式とも一致した。

有開口試験体において,側柱耐力の算定では側柱耐力の大きい試験体 CMW-12 では柱主筋降伏強度 σ_yを使用した算定の対応が良く,側柱耐力の小さい試験体 CMW-16 では柱主筋の歪硬化域までの歪度が計測されたため,柱主筋の引張強度 σ_{max}を使用した算定の対応が良かった。壁体部のせん断耐力算定では,組積壁の破壊状

F_{me}と目地モルタル強度_jo_Bの2通りを用いて算定を行っ たが,無開口試験体とは異なり,れんがと目地が一体と なった破壊が見られたため,斜め方向プリズム強度 F_{me} を用いた算定の方が全体的に対応が良かったと言える。 しかし,CMW-16については算定で仮定した壁体部の圧 縮ストラット域の設定と実際の圧縮ストラット域に違 いが見られたため,対応が悪かった。このことから,圧 縮ストラット域を仮定するために,れんがの歪度分布や 側柱の変位分布などから今後更に検討する必要がある。

5. 結語

本研究によって以下のことが明らかになった。

- 本研究の試験体は全て曲げ破壊したためせん断終局 耐力計算値は過大評価となったが、計算値の比較に より、最大耐力を決定する亀裂の発生箇所を判別で きた。
- 側柱耐力が小さい無開口試験体では、壁全体の曲げ 挙動によって最大耐力時に柱主筋が歪硬化域に至っ たことから、耐力算定において曲げ終局耐力式に主 筋の引張強度を用いると対応良く評価できた。
- 有開口柱低耐力試験体の耐力算定における計算値と 実験値の対応が悪かったのは、算定で仮定した壁体 部の破壊形式と実際の破壊形式に違いが見られたた めである。

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
- 小林英之ほか:有開口 RC 枠組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, 2009.7
- 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