

論文 周囲柱による拘束効果の違いが無補強レンガ壁付き RC 造架構の地震時挙動及び構造特性に与える影響に関する実験的研究

鳥畑 優太*1・Hamood Alwashali*2・晉 沂雄*3・前田 匡樹*4

要旨：無補強レンガ壁付き RC 造架構の柱耐力の違いが、架構全体の耐力・靱性能力及び破壊性状及び影響を検討した。RC 造架構の耐力が小さい試験体では、既往研究による無補強レンガ壁の耐力計算値と実験値に大きな差は見られないが、柱の耐力が大きい試験体では、無補強レンガ壁の耐力実験値が計算値を大きく上回り、過小評価されている。また、柱耐力が小さくなると柱のヒンジ位置が変化し可撓長さが短くなり、滑り変形によるレンガとモルタルの摩擦によりエネルギー吸収能力が上昇した。加えて、柱の拘束効果を考慮した場合、レンガ壁の耐力を精度良く評価できることが確認された。

キーワード：RC 造架構、無補強レンガ壁、柱の拘束効果、短柱化、対角圧縮ストラット、滑りせん断

1. はじめに

開発途上国などで多用されている、無補強レンガ壁を有する RC 造構造物は、地震発生時に甚大な被害をもたらしているため、その構造性能の定量化と性能向上が重要な課題である。既往の研究¹⁾により、RC 架構内に後積み無開口レンガ壁を設けることで架構の耐力や剛性が上昇し、変形性能が低下する傾向が明らかになっているが、一般的に開発途上国の構造設計及び耐震診断ではレンガ壁を非構造部材と見なし、RC フレームの構造性能に影響しないものとして無視しているのが現状である。これは、レンガ造壁は材質が不均質であり、正確な破壊モード、せん断強度、変形能力のばらつきも大きく、正確な破壊モードを推定することが難しいこと、周囲の RC 架構による拘束効果がせん断強度や破壊性状に及ぼす影響が十分には明らかにされていないことなどに起因すると考えられる。しかしながら、開発途上国のこれらの建築物の耐震性を正確に把握し、耐震補強などの対策を講じることは地震防災の観点から重要な課題である。

そこで本研究では、周囲架構による拘束効果が異なるレンガ壁付き RC フレーム試験体の静的加力実験を行い、周囲柱による拘束効果の違いが架構全体の耐力・変形能力や破壊性状などに与える影響を検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本研究の対象建物はバングラデシュで一般に用いられるレンガ壁付き RC 造建物であり、そのレンガ壁付き RC 造架構を模擬し、1/2 スケールに縮尺した試験体とした。図-1 と表-1 に試験体詳細及び試験体諸元を示す。RC 架構の耐力・剛性が架構全体の地震時挙動や耐震性能に及ぼす影響を調べるため、本研究では柱の寸法・配筋をパラメータとし、レンガ壁体への拘束効果が異なる

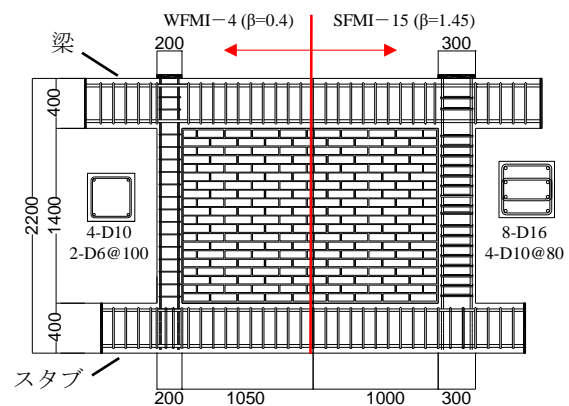


図-1 試験体の配筋図

表-1 試験体諸元

部材	試験体名	WFMI-4	SFMI-15
レンガ壁	壁高さ(mm)	1400	
	全長(mm)	2100	2000
	壁厚(mm)	100	
柱	断面b×D(mm)	200×200	300×300
	主筋	4-D10(SD345)	8-D16(SD345)
	補強筋	2-D6(SD345)@100	4-D10(SD345)@80
梁	断面b×D(mm)	600×400	
	主筋	10-D22(SD390)	
	補強筋	2-D13(SD390)@100	
せん断余裕度		1.66	2.22

2 体の試験体を作成した。周囲フレームによるレンガ壁への拘束度合を表すパラメータ β は式(1)により計算する。柱を含まないレンガ壁の耐力は文献³⁾に示されている式(2)によって求めた。また、無補強レンガ壁を有する RC 造建物では、周囲フレームに生じる降伏ヒンジ位置を予め特定することが困難な場合が多いため、本研究では周囲フレームの耐力を純フレームのそれと仮定し式(3)より算出した。

*1 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 博士前期課程 (学生会員)

*2 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 博士後期課程

*3 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 助教 博士(工学) (正会員)

*4 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 教授 博士(工学) (正会員)

$$\beta = \frac{\text{周囲フレームの耐力}}{\text{レンガ壁の耐力}} \quad (1)$$

$$Q = 0.05 \times f_m \times L \times t \quad (2)$$

$$Q_{mu} = \frac{4Mu}{h} \quad (3)$$

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + \frac{N \cdot D}{2} \cdot \left(1 - \frac{N}{0.85\sigma_B \cdot b \cdot D}\right) \quad (4)$$

ここで、 Q ：レンガ壁耐力(N)、 f_m ：プリズム圧縮強度(N/mm²)、 t ：壁厚(mm)、 L ：壁全長(mm)、 Q_{mu} ：周囲フレームの耐力(kN)、 M_u ：式(4)²による柱の曲げ終局モーメント(kN・m)、 a_t ：引張鉄筋総断面積(mm²)、 σ_y ：鉄筋の降伏強度(N/mm²)、 b ：柱幅(mm)、 D ：柱せい(mm)、 N ：軸力(N)、 h ：柱の内法寸法(m)、 σ_B ：コンクリート圧縮強度

試験体 WFMI-4、SFMI-15 でそれぞれ $\beta=0.40$ 、 $\beta=1.45$ と設定した。また、梁部材は剛強なものとし両試験体で共通とし、柱の主筋と断面寸法のみを変更し、柱曲げ破壊先行型の試験体と設計した。なお、実建物と同様にコンクリート打設は縦打ちで行い、レンガ壁は周囲フレームの作成後、後積みかつ長手積みとした。

2.2 材料特性

表-2~5 に本実験で使用した試験体の材料特性、図-2 に材料試験に用いたレンガ、プリズム及びレンガ押し抜き試験体の寸法図を示す。コンクリートは、バングラデシュの建物を想定し、強度の低い呼び強度 $f_c=18\text{MPa}$ を使用した。レンガは、日本産の JIS 相当品を使用し、モルタルはセメントと砂を質量比 1:2.5 で配合し、水セメント比は 0.45 とした。なお、SFMI-15 のモルタル材料試験は WFMI-4 の 3 週間に行われ、両者の強度が異なる結果になったと考えられる。レンガについては、レンガ圧縮試験、プリズム圧縮試験、及びレンガ押し抜き試験の 3 種類を行った(図-2)。表-6 にプリズム圧縮強度の補正係数一覧を示す。レンガ及びプリズムの圧縮試験は文献4)を参考にを行い、プリズム圧縮強度に関しては材料試験片の高さ及び幅の比 (h/t) の影響を考慮した値を使用する。プリズム圧縮実験では、 $h/t=3.36$ となるため補正係数一覧の値を直線補完し係数を求めると 1.1 となり、これによりプリズムの圧縮強度を補正した。

2.3 加力計画及び計測計画

加力装置図を図-3 に示す。本研究では、鉛直ジャッキ 2 本を用いて合計 400kN の一定軸力を柱に加え、水平ジャッキ 2 本を用いて静的載荷実験を行った。この際に、左右の水平ジャッキの荷重が等しくなるように制御し、層間変形角 R (加力点の水平変位/柱脚から加力点までの高さ) の 0.05、0.1、0.2、0.4、0.6、0.8、1.0、1.5 及び 2.0% を 2 回ずつ正負交番繰り返し載荷を実施した。なお、壁の反曲点位置は梁中央に来るよう設定した。

表-2 コンクリート材料試験結果

	コンクリート		
	圧縮強度(MPa)	ヤング係数(MPa)	割裂強度(MPa)
WFMI-4	24.2	2.3×10^4	2.06
SFMI-15	28.3	2.3×10^4	2.45

表-3 鉄筋材料試験結果

鉄筋		降伏強度(MPa)	引張強度(MPa)	ヤング係数($\times 10^4$ MPa)
径種	規格強度			
D6*	SD345	476	595	18.5
D10	SD345	384	547	18.2
D13	SD345	356	555	18.3
D16	SD345	370	556	19.5
D22	SD390	447	619	20.1

*D6のみ0.2%オフセット法による耐力を採用

表-4 モルタル材料試験結果

	モルタル		
	材齢(日)	圧縮強度(MPa)	割裂強度(MPa)
WFMI-4	11	20.2	2.61
SFMI-15	72	30.6	3.03

表-5 レンガ材料試験結果

	レンガ 圧縮強度(MPa)	プリズム			押し抜き 強度(MPa)
		圧縮強度(MPa)	材齢(日)	補正後圧縮強度(MPa)	
WFMI-4	38.1	15.7	11	17.3	0.70
SFMI-15		16.9	72	18.6	0.87

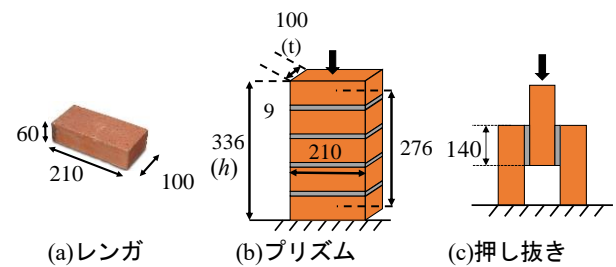


図-2 レンガ材料試験片図(単位: mm)

表-6 補正係数一覧

h/t	1.3	1.5	2	2.5	3	4	5
補正係数	0.75	0.88	1	1.04	1.07	1.15	1.22

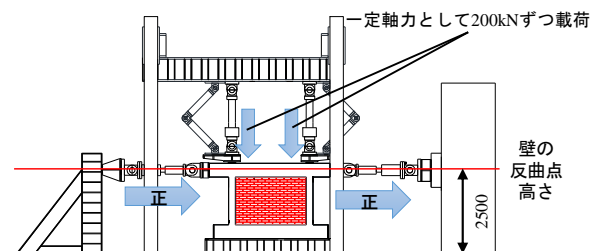


図-3 加力装置図

図-4 に主要な変位計の取り付け位置図を示す。変位計測は、架構全体の水平変位、柱のせん断変形及び材軸方向の曲率分布、梁の材軸方向の曲率分布、壁のせん断変形、壁と柱及び梁の目開き変形を計測した。また、危険断面位置を含む柱と梁の主要な箇所へ歪ゲージを貼り付け、主筋とせん断補強筋の歪を計測した。

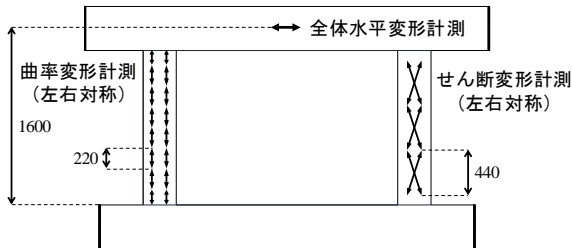


図-4 試験体の変位計取り付け位置図(単位 : mm)

3. 実験結果

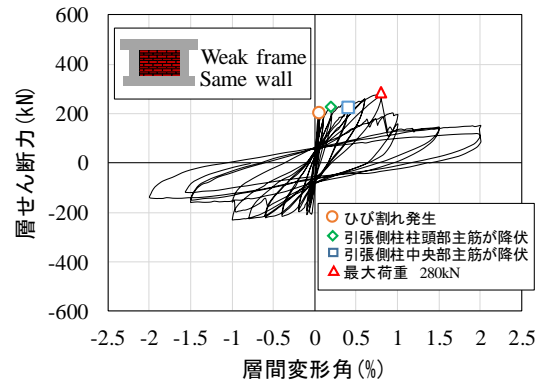
3.1 荷重-変形関係

図-5 に試験体 WFMI-4 と SFMI-15 の荷重-変形関係を示す。両試験体とも層間変形角 0.05%時にひび割れが発生した。その後、試験体 WFMI-4 は層間変形角 0.2, 0.4%時にそれぞれ引張側柱の柱頭部、柱の中央部の主筋が降伏した。試験体 SFMI-15 は最大耐力を迎えたとほぼ同時に引張側柱の柱頭部と柱脚部から 400mm の位置の主筋が降伏した。両試験体とも $R=0.6\sim 0.8\%$ 付近で最大耐力を迎え、試験体 WFMI-4 では 286kN、試験体 SFMI-15 では 571kN を記録した。その後、拘束効果が低い試験体 WFMI-4 では急激な耐力低下が生じたのに対し、試験体 SFMI-15 は $R=1.6\%$ 付近まで緩やかに耐力低下し、周辺 RC 造架構の拘束度合がレンガ壁の耐力低下に大きく影響した。また、仮に最大耐力の 80% 低下点を架構の終局材角 R_u に見なすと、試験体 WFMI-4 の R_u は $R=1.0\%$ となり、変形能力もかなり低下したと言える。両試験体の最大耐力時における残留せん断ひび割れ幅が 0.4 程度と小さく、層間変形角 2.0% においても柱脚・柱頭部の危険断面から約 1.0D 以内に位置する 3 つの補強筋全てが降伏せず主筋が降伏したため、柱がせん断破壊していないと考えられ、試験体の柱耐力は低下せず、両試験体に発生した耐力低下はレンガ壁の耐力低下に起因するものであると考えられる。

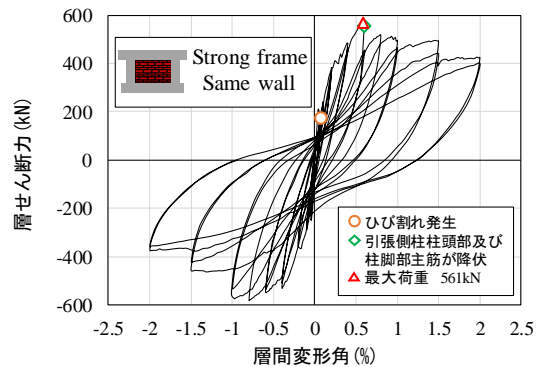
3.2 最終破壊状況

写真-2 に両試験体の最終破壊状況を、図-6 にひび割れ発生状況を示す。両試験体のレンガ壁には対角圧縮ストラットにより対角線上に目地部の階段状及びレンガを貫通するせん断ひび割れが生じ、試験体 WFMI-4 では最大耐力以降の耐力低下に伴い壁体中央部の滑り変形が増大した。レンガ壁単体の主な破壊モードが滑り破壊であることから、これは周囲フレームの拘束効果に起因するものと考えられる。この影響のため、特に試験体

WFMI-4 の引張側柱には高い位置まで曲げひび割れが発生した。一方、試験体 SFMI-15 では滑り変形よりも対角圧縮ストラットによるせん断ひび割れの進展が卓越し、両柱の上下部にほぼ均等な曲げ及びせん断ひび割れが生じた。



(a)試験体 WFMI-4



(b)試験体 SFMI-15

図-5 荷重-変形関係



(a)試験体 WFMI-4



(b)試験体 SFMI-15

写真-2 最終破壊状

3.3 最大ひび割れ幅の推移

各試験体の正側除荷時におけるレンガ壁及び引張側柱の最大残留ひび割れ幅の推移を図-7に示す。残留ひび割れ幅は、柱及び壁全面のすべてのひび割れについて計測した。レンガ壁については0.05~0.2%の層間変形角までは試験体間で大きな差は確認されなかった。一方、層間変形角0.2%を超えると試験体 SFMI-15 に比べ、試験体 WFMI-4 の最大ひび割れ幅が大きくなり、最大耐力を迎えた後の層間変形角1.0%以降は両試験体とも最大ひび割れ幅に大きな差は見られなかった。これは、柱の拘束効果が試験体 WFMI-4 に比べ、試験体 SFMI-15 の方が大きいため、壁体が拘束されひび割れが開かず、1.0%を超えると試験体 SFMI-15 のレンガ壁の剥落や壁を貫通する損傷が増加した。両試験体とも滑り変形により開いた縦目地のひび割れ幅が壁体内で最大のひび割れとなった。レンガ壁の残留ひび割れ幅は壁全面に対して測定し、層間変形角1.5%までは最大位置は変化せず、1.5%を超えると壁体の剥落や圧壊が増加したため、ひび割れ幅を測定しなかった。また、引張側柱についても、レンガ壁と同様に試験体 SFMI-15 に比べ試験体 WFMI-4 の最大ひび割れ幅が大きくなった。ひび割れは両試験体の引張側柱頭部の危険断面と、試験体 WFMI-4 では引張側柱脚部から約1000mm、試験体 SFMI-15 では引張側柱脚部から約400mmの位置に集中し、ひび割れ幅も最大となった。図-7(b)に示すように、試験体 WFMI-4 では最大5mmのひび割れ幅が生じたのに対し、試験体 SFMI-15 は層間変形角1.5%まで最大ひび割れ幅が2mmを超えることはなかった。

4. 柱の拘束効果が架構全体の構造性能に与える影響の検討

4.1 最大耐力についての検討

図-8に正載荷時の荷重-変形関係、表-8にレンガ壁の耐力寄与分(試験体の最大耐力実験値-周囲フレームの最大耐力計算値(式(3)))及びその計算値を示す。両試験体の周囲フレームとレンガ壁の耐力計算値を図-8に併せて示す。実験結果による両試験体の耐力は純フレームの耐力計算値より遥かに高く、レンガ壁が架構全体の耐力に大いに寄与した。両試験体の最大耐力実験値と純フレームの耐力計算値の差を壁体のせん断耐力寄与分(Q)とし、式(5)により求めた。また、式(6)によりレンガ壁のせん断応力度を求めた。

$$Q = Q_{max} - Q_{frame} \quad (5)$$

$$\tau = Q \div L \div t \quad (6)$$

ここで、Q:レンガ壁せん断耐力寄与分(N)、Q_{max}:試験体最大強度(N)、Q_{frame}:純フレーム計算値²⁾(N)、τ:レンガ壁せん断応力度(MPa)、t:壁厚(mm)、L:レンガ壁全長(mm)

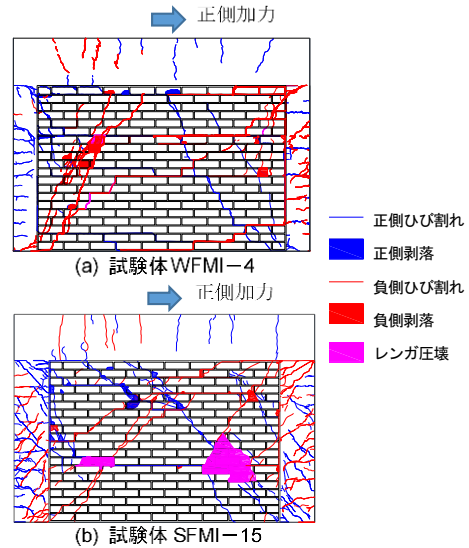
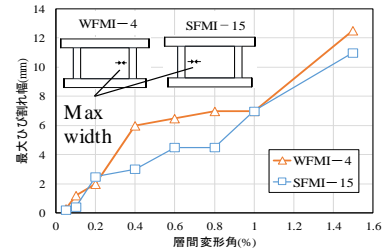
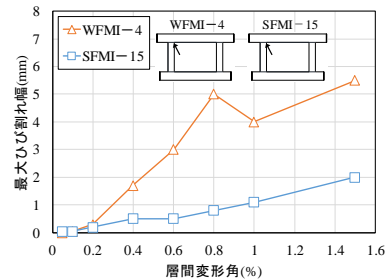


図-6 ひび割れ発生状況

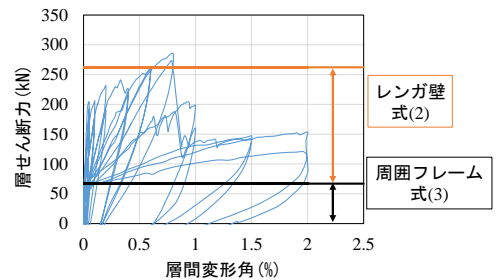


(a)レンガ壁

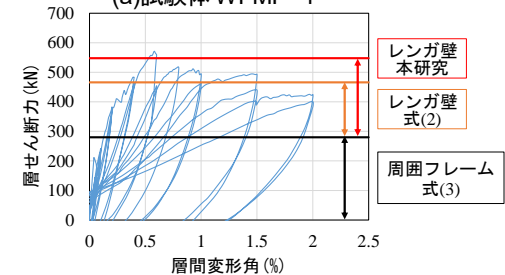


(b)引張側柱

図-7 試験体除荷時の残留ひび割れ幅推移



(a)試験体 WFMI-4



(b)試験体 SFMI-15

図-8 正載荷側の荷重変形関係及び耐力計算値

その結果、試験体 WFMI-4 と SFMI-15 で τ はそれぞれ約 0.9MPa, 1.45MPa となり、試験体 SFMI-15 で 1.5 倍程度上昇した。両試験体でレンガ壁の寸法は同程度であるため、レンガ壁の耐力の上昇は柱の拘束が強くなったためだと考えられる。

4.1.1 レンガ壁耐力の計算値と実験値の比較

図-8(a)のように、本実験から得られた試験体 WFMI-4 のせん断力は、式(2)によりほぼ評価できている。しかし、図-8(b) に示すように柱の拘束効果が強い試験体 SFMI-15 について実験結果から算出したレンガ壁の耐力寄与分に比べ式(2)による計算結果は 17%の誤差があり、式(2)は周囲フレームの拘束効果の違いによるレンガ壁の耐力変化までは再現できていない。よって、次項にて周囲架構の拘束効果を考慮し、既往式の補正を試みる。

4.1.2 RC 造架構の拘束効果を考慮した既往式の補正

本研究の実験結果を利用し、周囲柱の拘束効果を考慮した無補強レンガ壁付き RC 造架構の耐力評価を行うため、既往式を補正する。式(1)により計算した β に対して補正係数 λ を定義する。前述の通り、本実験によって得られた試験体 WFMI-4 のせん断力は式(2)により概ね評価できているため、 $\beta=0.4$ の時 $\lambda=1$ とする。補正した評価式を式(7)のように定義し、試験体 SFMI-15 においてレンガ壁耐力、レンガブリズム圧縮応力、壁厚及びレンガ壁全長を同式に代入すると $\lambda=1.4$ となる。なお、文献3)に示されている既往の実験結果を確認すると、 $\lambda=1.4$ とした式(7)により、レンガ壁の耐力寄与分(試験体の最大耐力実験値-周囲フレームの最大耐力計算値(式(3)))の上限値が概ね評価でき、これは本研究の補正と整合するものと考えられる。よって本研究では、試験体 WFMI-4 ($\beta=0.4$)の $\lambda=1$ を下限值、試験体 SFMI-15 ($\beta=1.4$)の $\lambda=1.4$ を上限值とし、 $0.4 < \beta < 1.4$ の範囲は下限値及び上限値の λ を直線補完することとする。

$$Q = 0.05 \times fm \times L \times t \times \lambda \quad (7)$$

$$\lambda = 1.0 \quad (\beta \leq 0.4)$$

$$1 < \lambda \leq 1.4 \quad (0.4 < \beta \leq 1.4)$$

$$\lambda = 1.4 \quad (\beta > 1.4)$$

表-9 に文献3)から引用した試験体ごとの β と耐力計算値/実験値の補正前後の比較、図-9 に耐力実験値と計算値の関係を示す。周囲フレームの拘束効果を考慮し補正した結果、補正前に比べ標準偏差は殆ど変わらず、その平均値が実験値により近づいたことが確認された(表-9 参照)。既往実験において様々な実験変数が異なる可能性があり未だ試験体数が十分ではないものの、この結果から、本研究の補正式により、レンガ壁の耐力寄与分の平均的な値を概ね捉えることができ、その評価精度の向上が見られたと考えられる。

4.2 エネルギー吸収能力の変化

図-10 に等価粘性減衰定数の推移を示す。ここで等価粘性減衰定数は、荷重-変形関係における各サイクルの2 回目ループの面積を用いて計算した。両試験体とも層間変形角が進むにつれて等価粘性減衰定数が上昇し、試験体 SFMI-15 に比べ試験体 WFMI-4 の減衰性能が 1.2 ~2 倍程度高いことが確認された。これは試験体 WFMI-4 の壁体内のレンガとモルタルの滑りせん断によるレンガ壁の損傷が大きく、摩擦によりエネルギー吸収が行われたためと考えられる。

表-8 試験体耐力の実験値及び計算値

	実験値 (kN)		周囲フレーム耐力式(3) (kN)	レンガ壁耐力式(5)		レンガ壁耐力式(2) (kN)	レンガ壁耐力式(7) (kN)
	正側	負側		正側	負側		
WFMI-4	280	229	71	209	158	182	182
SFMI-15	571	582	280	291	302	186	260

表-9 β と計算値/実験値の補正前後の比較

著者	試験体名	β	λ	計算値/実験値 本研究	計算値/実験値 文献3)	
Mehrabi et al	3	0.64	1.10	0.93	0.88	
	4	0.82	1.17	1.28	1.17	
	5	0.62	1.09	0.87	0.83	
	6	1.40	1.40	1.34	1.15	
	7	1.05	1.26	0.63	0.56	
	8	0.92	1.21	1.04	0.94	
	9	0.62	1.09	0.81	0.77	
	10	0.60	1.08	1.27	1.21	
	11	0.55	1.06	0.85	0.82	
	12	0.47	1.03	0.76	0.74	
	Jin et al	IFRB	2.95	1.40	1.02	0.93
		IFFB	2.95	1.40	0.97	0.85
T. Suzuki et al	1B-1S-H	1.21	1.32	0.90	0.79	
	1B-1S-v	1.21	1.32	1.03	0.90	
D. Kakaletsis et al	S	3.93	1.40	0.62	0.57	
B. Blackard et al	S	0.16	1.00	1.10	1.10	
Ali Mansouri et. Al	S	2.85	1.40	0.93	0.84	
Hanan AlNimry	IF4	0.27	1.00	0.82	0.82	
	IF5	0.23	1.00	0.82	0.82	
Imran et al	Model 1	2.13	1.40	0.71	0.63	
	Model 2	1.70	1.40	0.81	0.71	
Zovkic et al	Model 8	4.04	1.40	0.97	0.90	
今回の実験	WFMI-4	0.40	1.00	0.88	0.88	
	SFMI-15	1.40	1.40	0.98	0.83	
平均値				0.93	0.86	
標準偏差				0.18	0.17	

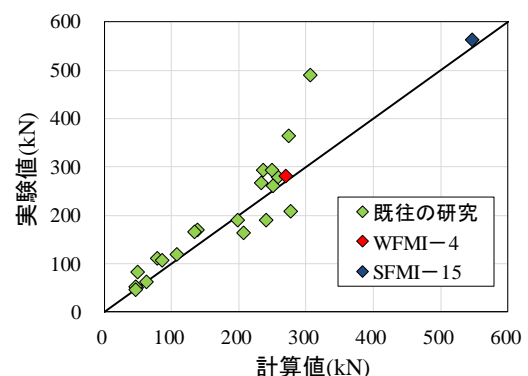


図-9 実験値と計算値の関係

4.3 引張側柱のヒンジ位置の変化

図-11 に層間変形角 0.8%時の引張側柱の曲率分布、層間変形角 0.8%時の引張側柱のせん断変形量及びヒンジ位置図を示す。同図の曲率分布及びせん断変形量は、図-4 の変位計データを用いて算出した。両試験体とも柱頭部の曲率が大きく、柱脚部の曲率が小さいことが確認できる。加えて、試験体 WFMI-4、試験体 SFMI-15 でそれぞれ柱高さ中央、柱脚危険断面から約 1D (D:柱せい) 付近の曲率が大きい。曲率分布、主筋の降伏及び前述のひび割れ発生状況から判断すると、試験体 WFMI-4 におけるヒンジ位置は柱頭部と柱高さ中央部に形成されたと考えられ、試験体 SFMI-15 に比べ引張側柱の可撓長さが非常に短い。そのため、試験体 SFMI-15 に比べ、試験体 WFMI-4 のせん断変形量が大きく (図-11 参照)、これらは 3.2 節にて述べた破壊性状と整合する。以上より、周囲フレームの拘束効果が架構全体の破壊パターンに大きく影響することが確認できた。

5. まとめ

周囲柱の拘束効果の違いが無補強レンガ壁付き RC 造架構の地震時挙動及び構造特性に及ぼす影響を検討した結果、以下の知見が得られた。

- 1)試験体 WFMI-4 ($\beta=0.4$)ではレンガ壁の最大せん断応力度が 0.9MPa、試験体 SFMI-15 ($\beta=1.45$)で 1.45MPa となり、周囲フレームの影響によりレンガ壁の最大せん断応力度が 1.5 倍程度上昇した。よって、周囲柱の拘束効果が大きくなると、レンガ壁のせん断強度が上昇するため、壁体の耐力寄与分を算出する際には柱の拘束効果を考慮する必要があると考えられる。また、レンガ造壁の耐力評価において既往式を周囲柱の拘束効果を考慮して補正した場合、実験値との誤差が小さくなり、平均値を
- 2)レンガ壁の破壊パターンの変化によって試験体 WFMI-4 ($\beta=0.4$)では層間変形 0.8%付近で壁体耐力が急減したのに対し、試験体 SFMI-15 ($\beta=1.45$)では加力最後まで緩やかに耐力低下し、壁体の変形性能が向上することが確認できた。
- 3)純 RC 造建物と同様に変形角が進むにつれて架構全体の等価粘性減衰定数が上昇するが、周囲柱による拘束効果が大きくなると、対角圧縮ストラットによる圧壊が卓越するため、壁体の損傷が大きく等価粘性減衰定数が低下することが確認された。
- 4)引張側柱のヒンジ位置の違いがみられ、試験体 WFMI-4 ($\beta=0.4$)では柱頭部と柱中央部、試験体 SFMI-15 ($\beta=1.45$)では純フレームの場合とほぼ同様な位置にヒンジが発生した。このことから、レンガ壁に比べ周囲フレームの耐力が相対的に弱くなると、柱にできる塑性ヒンジの位置が変化して短柱化が生じ、曲げ破壊を想定した

RC 造架構にせん断破壊が先行する可能性があると考えられる。

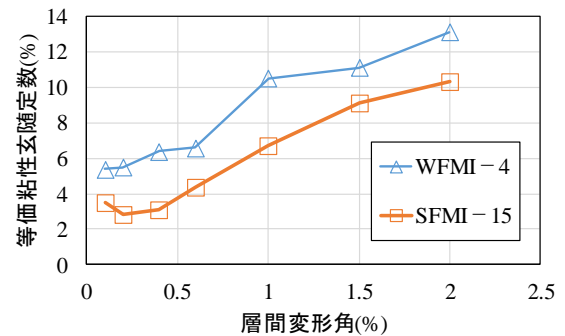


図-10 試験体の等価粘性減衰定数

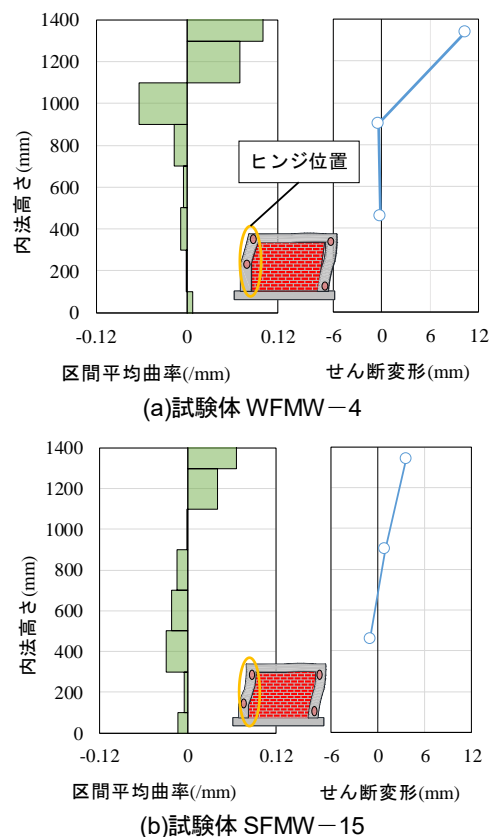


図-11 引張側柱の区間平均曲率及びせん断変形量

参考文献

- 1) Mainstone, R.J. : On the stiffnesses and strengths of infilled frames, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol.49, No.2, 1971
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010 年
- 3) AlWashali, H., Suzuki, Y. and Maeda, M. : Seismic evaluation of reinforced concrete buildings with masonry infill wall, 16WCEE, 2017
- 4) ASTM : Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms, C140,C1314, 2014