

柱の拘束効果が無補強レンガ壁付き RC 造架構の耐震性能に及ぼす影響に関する実験的研究

Experimental Study on seismic capacity of RC Frame with Unreinforced Masonry Infill considering different RC Frame strength
性能制御システム学研究室 鳥畑 優太

Structural Performance Control Laboratory Yuta TORIHATA

生じ、試験体SFMI-15では対角圧縮ストラットによるせん断ひび割れが卓越し、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。

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受けることが多いため、その耐震性能の評価と性能向上が地震防災対策として重要な課題である。しかし、開発途上国の構造設計及び耐震診断ではレンガ壁を RC フレームの構造性能に影響しない非構造部材としてとみなしており、それ性能には未だ不明な点が多い。そこで本研究では、レンガ壁付き RC 架構試験体の静的加力実験を行い RC 柱によるレンガ壁の拘束効果の違いが架構全体の耐力・変形能力及び破壊性状などに与える影響を検討する。

2. 実験概要

本研究の対象建物はレンガ壁付き RC 造建物であり、図-1と表-1に試験体詳細及び試験体諸元を示す。逆対称モーメントを想定した柱の曲げ終局時せん断力 Q をレンガ壁のせん断耐力計算値(式(1))²⁾で除した値 β を壁体への拘束度合を表すパラメータとし、周囲フレームによる拘束効果が異なる2体の試験体を作成した。

$$Q = 0.05 \times fm \times L \times t \quad (1)$$

ここで、 Q : レンガ壁耐力(N)、 fm : レンガプリズム圧縮応力(N/mm²)、 t : 壁厚(mm)、 L : レンガ壁全長(mm)

β は試験体WFMI-4、SFMI-15でそれぞれ0.40、1.45と設定した。梁部材は両試験体共通で剛強なものとし、柱の主筋と断面寸法を変更して柱曲げ破壊先行型と設計した。荷重は、両側の柱に取り付けた鉛直ジャッキを用いて合計400kNの一定軸力を柱に加え、梁の左右に固定した水平ジャッキにより、梁に水平力を作用させた。

3. 実験結果

図-2に試験体WFMI-4とSFMI-15の正載荷時の荷重-変形関係を示す。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と柱頭部から400mmの位置の主筋が降伏した。試験体SFMI-15は最大耐力を迎えたときほぼ同時に引張側柱の柱頭部と柱頭部から1000mmの位置の主筋が降伏した。両試験体とも層間変形角0.6~0.8%付近で最大耐力を迎えた。その後、RC架構による拘束効果が低い試験体では急激な耐力低下が生じたが、試験体SFMI-15はR=1.6%付近まで緩やかに耐力低下し、周囲フレームの拘束度合がレンガ壁の耐力低下に大きく影響した。層間変形角2%でも柱の補強筋が降伏せず柱は曲げ降伏しせん断破壊していないことから、両試験体の耐力低下はレンガ壁の耐力低下に起因する。

図-3にひび割れ発生状況を示す。試験体WFMI-4では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が弱いことに起因する。この影響で、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

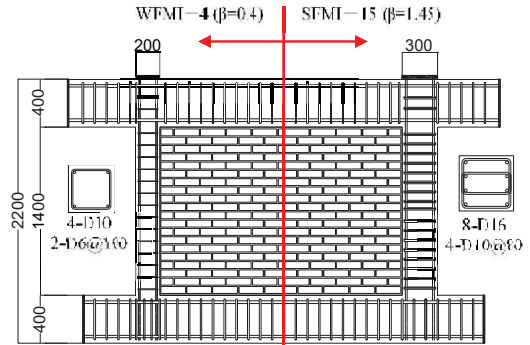


図-1 試験体詳細図

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	2000
	全長(mm)	2100	2000
	壁厚(mm)	100	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	600×400
	主筋	10-D22(SD390)	10-D22(SD390)
	補強筋	2-D13(SD345)@100	2-D13(SD345)@100
コンクリート強度(N/mm ²)		26.25	
モルタル圧縮強度(N/mm ²)		26.4	
レンガプリズム強度(N/mm ²)		17.95	
β		0.4	1.45

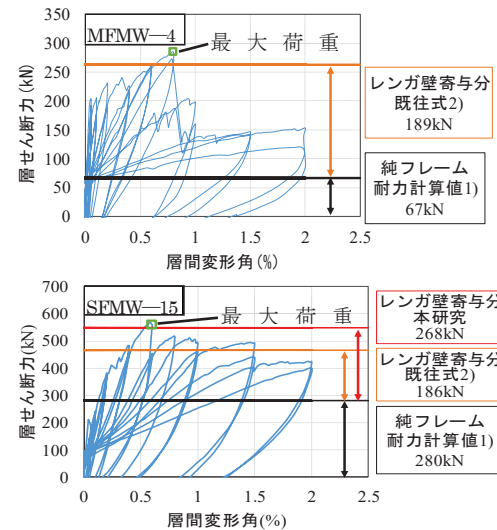
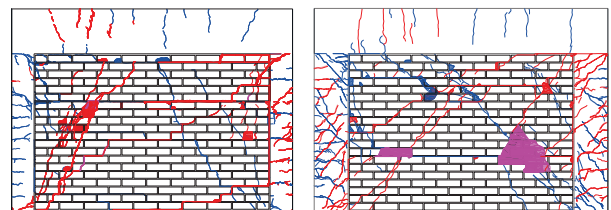


図-2 正載荷時の荷重-変形関係



(a) WFMI-4

(b) SFMI-15

図-3 ひび割れ発生状況

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. レンガ壁の耐力寄与分

両試験体の周囲柱とレンガ壁の耐力計算値を図-2に併せて示す。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分である壁体のせん断耐力寄与分とし、レンガ壁のせん断応力度 (τ) を式(3)により算出した。

$$\tau = Q \div L \div t \quad (3)$$

ここで、 τ : レンガ壁耐力(MPa)、 Q : レンガ壁負担せん断力(N)、 t : 壁厚(mm)、 L : レンガ壁全長(mm)

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。これは柱による拘束が強かったためと考えられる。

4.2. RC造架構の拘束効果を考慮した既往の耐力評価式の補正

本研究の実験結果を用い、RC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、 β に対して補正係数 λ を定義し、既往式(1)を補正する。試験体WFMI-4のせん断力は式(1)より概ね評価できたため、 $\beta=0.4$ 時の λ を1とする。補正した評価式を式(2)のように定義し、試験体SFMI-15のレンガ壁耐力実験値、 f_m 、 t 及び L を同式に代入すると $\lambda=1.4$ となる。なお、文献2)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(2)により、無補強組積造壁による耐力寄与分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、下限値を $\lambda=1$ 、上限値を $\lambda=1.4$ とし、 $0.4 < \beta < 1.4$ の範囲は下限値及び上限値の λ を直線補間することとする。

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

($\lambda=1.0$ ($\beta \leq 0.4$), $1 < \lambda \leq 1.4$ ($0.4 < \beta \leq 1.4$), $\lambda=1.4$ ($\beta > 1.4$))

表-2 に試験体ごとの β と耐力実験値/計算値²⁾の補正前後の比較、図-4 に耐力実験値と計算値の関係を示しており、補正前に比べ補正後の評価精度が向上していることが確認できた。

4.3. 引張側柱のヒンジ位置の変化

図-5 に層間変形角 0.8%時の引張側柱の曲率分布、せん断変形量及びヒンジ位置図を示す。両試験体とも柱頭部の曲率が大きく、試験体 WFMI-4、SFMI-15 では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。曲率分布及び主筋の降伏から判断すると、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い。以上より、柱の拘束効果が低下すると可撓長さが短くなり、せん断変形量が増加することが確認できた。

5. まとめ

周囲柱の拘束効果の異なる無補強レンガ壁付き RC 造架構の静的載荷実験を行い、以下の知見が得られた。

1) レンガ壁により架構全体の耐力と剛性が大幅に上昇したが、周囲フレームの拘束効果が小さい試験体では、早い段階で耐力低下が生じ変形能力が低下した。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、精度が向上した。

2) 特に引張側柱のヒンジ位置に違いがみられ、周囲柱の拘束効果が小さくなると、柱にできる塑性ヒンジの位置が変化し、可撓長さが極端に短くなり短柱化してしまう。柱が短柱化することにより、引張側柱でのせん断変形及びせん断ひび割れが卓越するため、柱の拘束効果が弱まったと考えられる。また、曲げ破壊が先行する設計の RC 造架構がせん断破壊し、架構全体の変形性能や強度に影響を与える可能性がある。

[参考文献]

1)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 2)AlWashali, H, Suzuki, Y and Maeda, M: Seismic evaluation of reinforced concrete buildings with masonry infill wall, 16WCEE

表-2 試験体ごとの β と計算値/実験値の補正前後の比較

著者	試験体名	β	λ	実験値/計算値 本研究	実験値/計算値 文献3)	
Mehrabi et al	3	0.64	1.10	1.08	1.14	
	4	0.82	1.17	0.78	0.86	
	5	0.62	1.09	1.15	1.21	
	6	1.40	1.40	0.75	0.87	
	7	1.05	1.26	1.59	1.79	
	8	0.92	1.21	0.96	1.06	
	9	0.62	1.09	1.24	1.30	
	10	0.60	1.08	0.79	0.83	
	11	0.55	1.06	1.17	1.22	
	12	0.47	1.03	1.32	1.34	
	Jin et al	IFRB	2.95	1.40	0.98	1.08
		IFFB	2.95	1.40	1.03	1.18
T. Suzuki et al	1B-1S-H	1.21	1.32	1.11	1.27	
	1B-1S-v	1.21	1.32	0.97	1.12	
D. Kakaletsis et al	S	3.93	1.40	1.62	1.75	
B. Blackard et al	S	0.16	1.00	0.91	0.91	
Ali Mansouri et. Al	S	2.85	1.40	1.08	1.19	
Hanan AlNimry	IF4	0.27	1.00	1.22	1.22	
	IF5	0.23	1.00	1.22	1.22	
Imran et al	Model 1	2.13	1.40	1.41	1.59	
	Model 2	1.70	1.40	1.23	1.41	
Zovkic et al	Model 8	4.04	1.40	1.03	1.12	
今回の実験	WFMI-4	0.40	1.00	1.04	1.13	
	SFMI-15	1.40	1.40	1.02	1.20	
平均値				1.11	1.21	

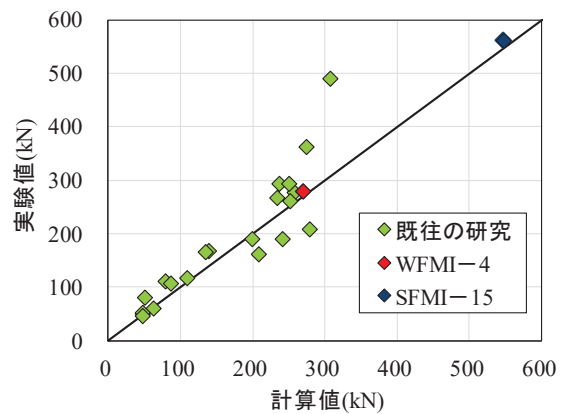


図-4 耐力実験値と計算値

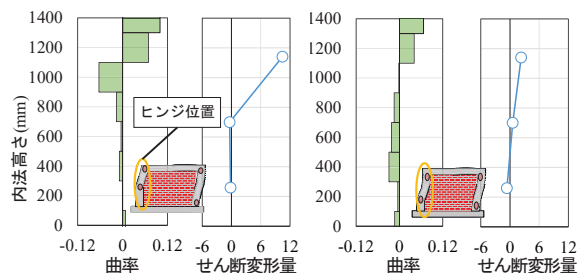


図-5 曲率分布、せん断変形量及びヒンジ位置図