

RC造架構内の無補強レンガ壁のフェロセメントによる耐震補強方法の開発

DEVELOPMENT OF SEISMIC RETROFIT METHOD BY FERRO-CEMENT OF RC FRAME WITH UNREINFORCED MASONRY INFILLED

鳥畑 優太 (性能制御システム学分野)
Yuta TORIHATA

Abstract

This study aims to develop an ease retrofitting scheme for unreinforced masonry infilled RC frame. The experimental investigation has been divided in two segments. The first experimental campaign consisted of five half scale masonry infilled RC frames to understand the overall behavior under cyclic lateral load, where main parameter is relative lateral strength of surrounding RC frame to masonry infill. The experimental results showed that the lateral strength of infilled masonry and ductility of overall masonry infilled RC frame are improved with the increase of relative strength of surrounding frame due to the good confinement provided by relatively strong RC frame. However, the initial stiffness of masonry infilled RC frame is not strongly affected by relative strength of surrounding frame. The second experimental campaign consisted of several small scale specimens (masonry prism and triplet) and two half scaled masonry infilled RC frames laminated by Ferro-cement. The small scale experimental results revealed that Ferro-cement technique is more effective to shear strength than compressive strength of masonry. The experimental result of retrofitted half scaled masonry infilled RC frames, with two different composition of Ferro-cement lamination, showed that Ferro-cement lamination could help in increasing the lateral strength about two times. Simple prediction models have also been investigated and it could estimate the lateral strength of Ferro-cement laminated masonry infilled RC frame.

Keywords : RC frame, Ferro-cement, Wire mesh, Masonry infill, Seismic strengthening.
RC造架構、フェロセメント工法、金網、無補強レンガ壁、耐震補強

1. はじめに

発展途上国では大規模な無補強レンガ壁を有するRC造建築物が存在し、地震による多くの被害をもたらしている。しかし、建築物の耐震性能を評価する実用的かつ有効な方法がなく、これらの被害による世界経済への影響も懸念される。加えて、技術者が都市全体の建築物の耐震性能を評価するために必要となる時間も少なくない。また、レンガ壁が取り付けくことにより架構の耐力の上昇や靱性の向上などの影響がみられるが、破壊モードが不明瞭であり、加えてフェロセメントなどの耐震補強方法に関しても建設時の詳細な指針が存在しない。これらの理由から無補強レンガ壁を有するRC造建築物の耐震性を精確に把握し、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。

本研究では耐震補強方法のうち低コストであり、高度な技術を必要とせず、比較的軽量で面外方向の安定性の向上が見込まれるフェロセメントに着目する。実験のパラメータを最も影響度の高いと考えられる金網の補強比とし、地震被害の低減及び既存のレンガ壁を有するRC造建築物に現行の設計基準・耐震診断基準を満足させるための組積造壁の補強方法の確立を目的にレンガの補強方法について加力実験を行い耐力や靱性等の構造性能を明らかにしようとするものである。

2. 無補強レンガ壁を有するRC造架構の静的加力実験

2.1. 実験概要

表1に試験体諸元、表2に鉄筋材料試験、図1に試験体配

表1 試験体諸元

試験体名		F-0.6	WM	WB
レンガ壁	高さ	1400		1475
	全長	2100		
	壁厚	100		
柱	断面 b × D(mm)	200 × 200		
	主筋	4-D16(SD345)		
	補強筋	D10@50(SD345)		
梁	断面 b × D(mm)	600 × 400	200 × 250	
	主筋	6-D13(SD345)	10-D2(SD390)	
	補強筋	D6@100(SD345)	D16@100(SD345)	
柱梁強度比		5.9		0.7
コンクリート強度(MPa)		25.5	25.8	23.6
ブリズム圧縮強度(MPa)		19.5	13.3	19.5

表2 鉄筋材料試験

径	材種	降伏強度	引張強度	ヤング係数
		(MPa)	(MPa)	($\times 10^4$ MPa)
D6	SD345	346	546	18.8
D10	SD345	370	576	19.1
D13	SD345	380	568	20.1
D16	SD345	380	563	19.4
D22	SD390	390	566	19.7

筋図、図2に加力装置図を示す。本研究の対象モデルとした建物はバングラデシュ4層1スパンのレンガ壁付きRC造建築物であり、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。本研究では、(1)RC柱耐力とレンガ壁耐力の比、(2)RC梁の剛性及び耐力、(3)モルタルの強

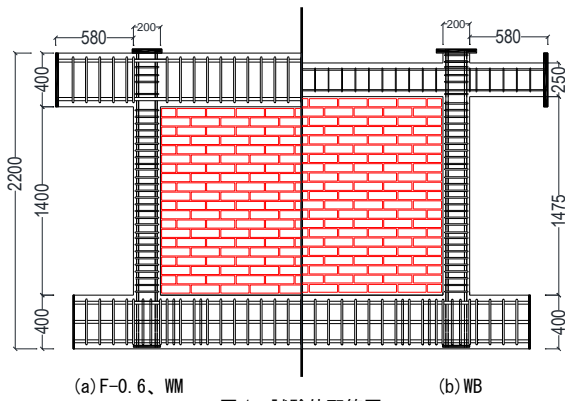


図1 試験体配筋図

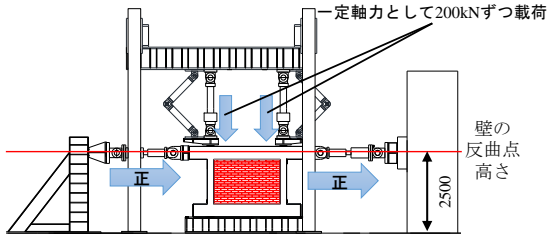


図2 加力装置図

度をパラメータとした実験である。

本研究ではRC造架構によるレンガ壁の拘束の度合いを分類するため、 β を使用する。 β は、RC造架構によるレンガ壁への拘束度合を表すパラメータであり式(1)により計算する。

$$\beta = \frac{\text{RC造架構の耐力}}{\text{レンガ壁の耐力}} \quad (1)$$

2.2. 実験結果

図3に各試験体の荷重—変形角関係を示す。試験体 WM-0.8を除く2試験体で、層間変形角0.05%時に、レンガ壁体隅の目地モルタルやレンガに幅0.1mm以下の斜めひび割れが発生し始めた。層間変形角0.1%時に全試験体でレンガ壁体とRC造架構の両方のひび割れが確認された。全試験体については、最大耐力に達する層間変形角0.6%~0.8%時に柱主筋の降伏がみられた。F-0.6及びWB-0.4では引張側柱で柱の中間と柱頭部もしくは梁端部に塑性ヒンジの形成が確認され、柱の可撓長さが短くなった。試験体F-0.6では、レンガ壁の目地部ですべり変形を生じたが耐力低下緩やかであった。このとき発生した水平方向のすべり変形は、柱の可撓長さが短くなったためと考えられる。試験体WM-0.8では、純フレームと同様に柱脚及び柱頭部に塑性ヒンジの形成が確認された。梁の弱い試験体WB-0.4では、梁の耐力を除いて同一の設計である試験体F-0.6と比較して、10%程度層せん断力が減少した。

2.4. 各パラメータによる架構の耐震性能への影響

本検討には文献1)の既往実験も含める。全ての試験体でレンガ壁の寸法は同程度である。試験体F-1.5以外の試験体のレンガ壁の平均せん断強度は0.8~0.9MPaの範囲に集中している。試験体F-1.5のせん断応力度は1.48N/mm²であり、これは他の試験体の約1.5倍である。図4にプリズム圧縮強度で基準化したレンガ壁せん断応力度の値と β の比較を示す。図5に示すように、 β の上昇と共にせん断応力度が上昇する結果となった。これは、RC造架構の拘束による効果だと考え

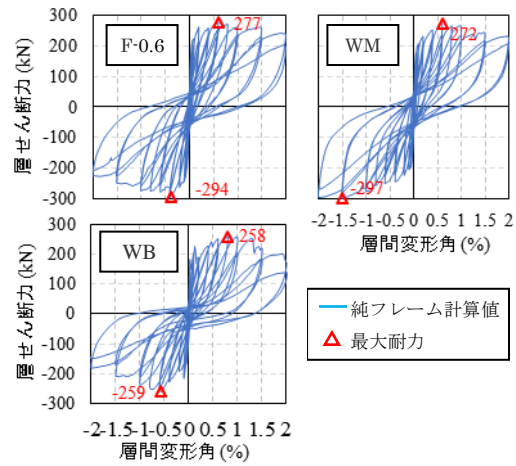


図3 荷重—変形関係

表3 レンガ壁のせん断応力度

試験体名	V_{max}	V_{frame}	V_{infill}	τ_{infill}
F-1.5	576.5	280	296.5	1.48
F-0.4	257.5	71	186.5	0.88
F-0.6	286	113	173.0	0.82
WB-0.4	258.5	88	170.5	0.81
WM-0.8	284	113	171	0.81

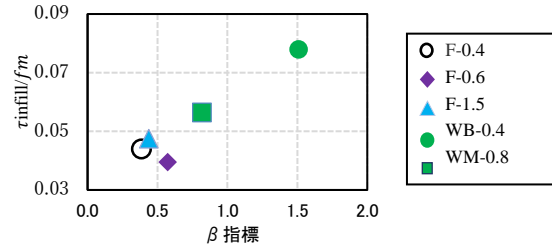


図4 各試験体の β とプリズム圧縮強度で基準化したレンガ壁せん断応力度の比較

られる。また、レンガ壁せん断応力度 τ は、プリズム圧縮強度 f_m の4~6%の範囲である。ここで、図4は、せん断応力度はRC造架構が純フレームと同様に柱脚と柱頭部に塑性ヒンジが形成されると仮定し、算出した計算値を使用しているため、今後可撓長さの変化による影響等も検討する必要がある。

3. フェロセメントで補強したレンガ壁要素の性能評価実験

3.1. 試験体概要

プリズム圧縮試験及び押し抜き試験を行った。表4に試験体諸元を示す。試験体はレンガ壁の一部を取り出したプリズムの圧縮試験及び押し抜き試験を行い、無補強のものと、側面(長辺のみと4面の2種類)をフェロセメントで補強したものを用意し、耐力、破壊性状などの構造性能の評価を行った。図5に示すように加力を行い、フェロセメントによる補

表4 試験体諸元

試験体名	補強面数	ビス	補強面	補強比	
プリズム	PC	—	なし	—	
	P2FC1L	2	なし	—	0.06%
	P2SFC1L	2	あり	前後面	0.06%
	P4FC1L	4	なし	—	0.06%
	P2FC2L	2	なし	—	0.10%
押し抜きせん断	SC	—	なし	—	—
	S2FC1L	2	なし	—	0.06%
	S2SFC1L	2	あり	前後面	0.06%
	S2EFC1L	2	あり	側面	0.06%
	S4FC1L	4	なし	—	0.06%
	S2FC2L	2	なし	—	0.10%

強効果は、図6に示すように金網が純せん断で抵抗すると考え計算を行った。

3.2. 実験結果

プリズム圧縮試験では、全試験体で試験体中央の割裂による破壊が確認された。また、押し抜きせん断試験では、全試験体で目地部の滑りせん断破壊が確認された。プリズム圧縮試験、押し抜きせん断試験の双方で大きなばらつきが確認された。これは、レンガが目地モルタルの水分を吸収したことによる接着不良やフェロセメント層の施工の不備に寄るものと考えられる。

3.3. 補強方法による比較

プリズム圧縮試験において、圧縮強度は全試験体で大きな差異は見られず補強効果は確認されなかった。押し抜きせん断試験では、フェロセメントによる補強効果が顕著にみられた。押し抜きせん断試験は拘束が大きい試験体ほど補強効果が発揮された。試験体 S2FC1L に比べ試験体 S2SFC1L がより大きいせん断応力度を示した。これは金網を固定することにより応力がフェロセメント層へ流れたためと考えられる。

3.4. フェロセメントの耐力評価

より高い補強効果が確認された押し抜きせん断試験について実験結果と計算値の比較を行う。まず、補強後の試験体の強度から補強前の試験体の耐力の差し引くことで補強により上昇した耐力分を求める。フェロセメント層の耐力 v_s は式(2)により求める。式(2)は、図6に示す通り、ひび割れ発生後の金網の純せん断を考慮した計算式である。

$$v_s = 2 \times 0.7 \times \frac{\pi d^2}{4} \times \sigma_s \times \frac{L}{S} \quad (2)$$

ここで、 d : 金網の径(mm)、 σ_s : 金網の引張強度(N/mm²)、 S : 金網の間隔(mm)、 L : 補強部分長さ(mm)

計算結果を表に示す。計算結果に比べ、ほとんどのシリーズで実験結果がかなり大きな値を示した。また、フェロセメント層の補強比が大きい試験体 S2FC2L については実験結果をおおむね安全側に評価できているが、他の試験体と同様にモルタルの影響を考慮する必要がある。

4. フェロセメントで補強した無補強レンガ壁を有する RC 造架構の静的加力実験

4.1. 実験概要

既往実験結果^{2)~7)}による金網の補強割合とフェロセメント層のせん断強度を図8に示す。ここで、 A_{hs} は水平方向の金網強の総面積、 A_{mas} はレンガ壁の水平断面積である。図8にみられるばらつきは金網の接続方法の違いなどが考えられる。本実験では補強比の下限と上限を焦点とし、補強比を0.16%、0.56%と設定した。試験体の配筋や寸法、材料については文献1)の試験体 F-0.4 と同様である。試験体の補強の詳細を図9に示す。モルタルの厚さは25mmであり、金網は、図に示すように、ボルトと鋼板で周囲のRC造架構に接続した。金網は32mmの釘でレンガ壁に水平方向と垂直方向に図に示す間隔で接着剤を使用し固定した。7日後、厚さ15mmのモルタル層を塗布した。

4.3. 実験結果

図10に荷重変形角関係、図11に最終破壊時のひび割れ図及

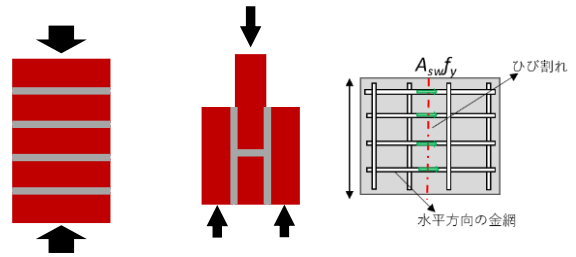


図5 要素実験加力方法

図6 フェロセメントの概念図

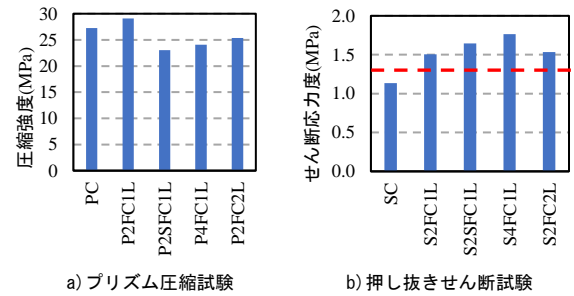


図7 各試験体最大耐力

表5 フェロセメント層耐力の計算結果

試験体名	最大耐力(MPa)	耐力差(kN)	v_s (kN)
SC	1.13	—	—
S2FC1L	1.51	15.69	9.5
S2SFC1L	1.64	21.46	
S2EFC1L	1.28	6.03	
S4FC1L	1.76	26.50	
P2FC2L	1.66	22.13	19.0

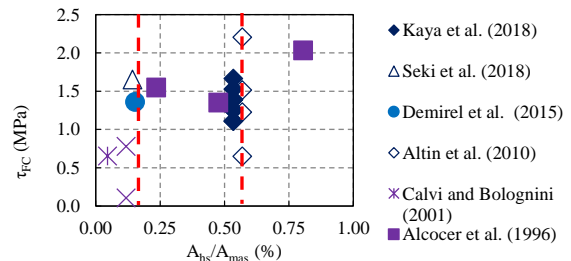


図8 金網の補強割合とフェロセメント層のせん断強度

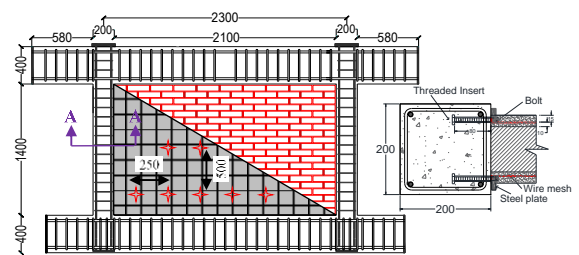


図9 補強の概要

表6 試験体諸元

試験体名	柱断面 (mm)	金網			プリズム 圧縮強度 (MPa)
		径 (mm)	間隔 (mm)	面積比 (%)	
IM-FC1	200×	0.9	5.45	0.16	27.3
IM-FC2	200	1.6	4.75	0.56	

び破壊モードを示す。試験体 IM-FC1 は、0.05%サイクル時に引張側柱で最初のひび割れが確認されるまで剛性は一定であった。0.1%、0.4%サイクル時、引張側柱柱脚の主筋が降伏した。0.6%サイクル時、最大耐力に到達したとともにフェロセメント層にひび割れが開き、金網が張力で破断し、耐力が急激に低下した。約1%サイクル時では、水平方向のずれによ

る引張側柱頭の鉄筋の曲げが発生した。その後、コンクリートの剥落が発生し、圧縮側柱脚の主筋が座屈した。試験体は2%サイクル時まで最大耐力の約75%を維持した。試験体 IM-FC2 は、0.6%サイクル時まで試験体 IM-FC1 と同様の挙動を示した。その後、緩やかに耐力が低下し、1.5%に引張側柱の鉄筋が破断し最大耐力の50%まで耐力が低下した。

5. フェロセメントによる耐震補強効果の検討

小変形角時は、両試験体ともに曲げ変形が卓越したが、最大耐力経験後、補強比の小さい試験体 IM-FC1 のみ大きな亀裂の発生とともに破壊モードがせん断へ移行した。これらの挙動を踏まえ試験体耐力を評価するため、試験体曲げ及びせん断耐力を式(3)~(11)⁸⁾により計算した。壁体損傷後の試験体の曲げ耐力 Q_{f1} 及びせん断耐力 Q_{su} は、式(3)~(7)⁸⁾により計算した。これは、RC造耐震壁の評価式である。

$$Q_{f1} = M_u / h_o \quad (3)$$

$$M_u = a_r \cdot f_y \cdot I_w + 0.5 \sum (a_{wy} \cdot f_{wy}) I_w + 0.5 N I_w \quad (4)$$

$$Q_{su} = w \cdot Q'_{su} + 2 \cdot \alpha \cdot Q_c \quad (5)$$

$$w \cdot Q'_{su} = \max(p_w \cdot \sigma_y, F_{FC} / 20 + 0.5 p_w \cdot \sigma_y) t_{FC} l_{w0} + s \cdot Q_{infill} \quad (6)$$

$$s \cdot Q_{infill} = 0.05 f_m \cdot L \cdot t \quad (7)$$

試験体 IM-FC1 では最大耐力経験後は梁との接続部分に沿って壁体の滑りが確認された。加えて、引張側柱でパンチングシア破壊が確認された。また、圧縮側柱は純フレームと同様に位置にヒンジができると考え計算した。したがって、せん断耐力 Q_{sf} は、式(8)~(9)⁸⁾から計算できると考えられる。

$$Q_{sf} = f \cdot Q_{fc} + s \cdot Q_{wm} + ds \cdot Q_{cc} \quad (8)$$

$$f \cdot Q_{fc} = 2M_c / h_o \quad (9)$$

$$s \cdot Q_{wm} = \sum a_{wm} \tau_y \quad (10)$$

$$ds \cdot Q_{cc} = K_{min} \tau_o b D \quad (11)$$

計算値を表7に示す。図12より曲げ耐力計算値は、試験体耐力を概ね評価できることが分かる。最大耐力経験後についても、上記のせん断耐力計算式によりおおむね評価できることが分かる。これは、レンガ壁の浮きが確認されなかったことから合理的である。

6. まとめ

1. 試験体最大耐力から純フレームの計算値を差し引いたレンガ壁耐力寄与分とし、レンガ壁のせん断耐力を求めた。せん断応力度をブリズム圧縮強度で除した値を比較すると β の上昇に伴いせん断応力度が上昇することが確認されました。したがって、 β が小さい試験体において靱性と耐力の低下が予想されるため耐震補強が必要であると考えられる。
2. 要素実験において、計算値と実験値の比較を行ったところ計算値に比べ実験値が大きく上回る結果となった。理由としては、使用した計算式が金網の純せん断を考慮したものであり、モルタルの影響を考慮していないことなどが挙げられる。
3. フェロセメント層は、試験体の破壊モードをせん断破壊から曲げ破壊へと移行させた。RC壁の曲げ耐力モデルによりフェロセメントで補強したレンガ壁を有するRC造架構の層せん断耐力を予測することができる。フェロセメント層を考慮しない場合の曲げ耐力は、補強されたレンガ壁を有するRC造架構の耐力を評価することが可能である。最大耐力経験後の耐力はせん断耐力に大まかに評価できる。

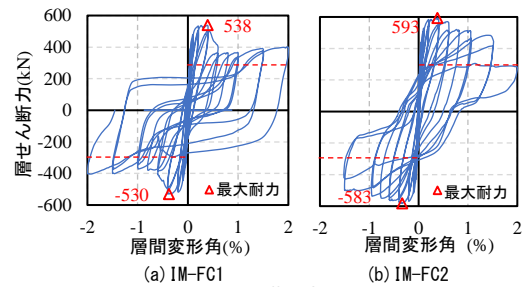


図10 荷重変形関係

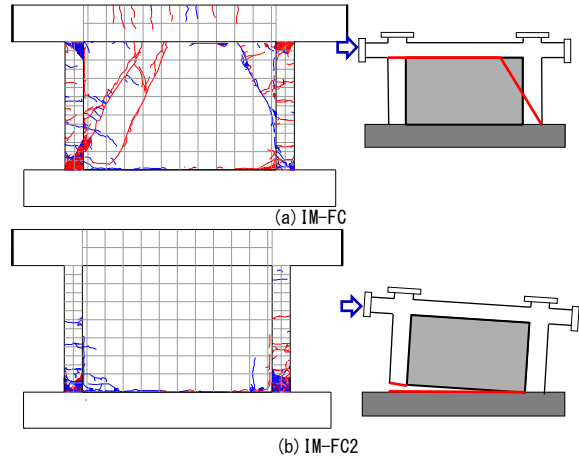


図11 最終破壊状況

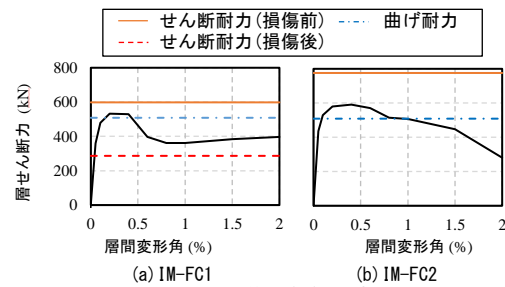


図12 試験体包絡線と予想耐力

表7 試験体耐力実験値と計算値の比較

耐力(KN)	試験体		
	F-0.4	IM-FC1	IM-FC2
実験値			
最大耐力	256	534	591
残存耐力	-	373	447
計算値			
曲げ耐力 (補強無視)	-	509	552
せん断耐力 (ひび割れ発生前)	-	598	776
せん断耐力 (ひび割れ発生後)	-	286	-

参考文献

- 1) Alwashali, H, Suzuki, Y. and Maeda, M.: Seismic evaluation of reinforced concrete buildings with masonry infill wall, 16WCEE, 2017
- 2) Kaya, F., Tekeli, H., and Anil, Ö.: Experimental behavior of strengthening of masonry infilled reinforced concrete frames by adding rebar - reinforced stucco, Struc. Conc., pp. 1-14, 2018.2
- 3) Seki, M., Popa, V., Lozinca, E., Dutu, A., and Papurcu, A.: Experimental study on retrofit technologies for RC frames with infilled brick masonry walls in developing countries, In Proceedings of the 16th ECEE, Romania, 2018.6
- 4) Demirel, I. O., Yakut, A., Binici, B. and Canbay, E.: An Experimental Investigation of Infill Behaviour in RC Frames, In Proc. of the 10th PCEE, Australia, 2015.11
- 5) Altun, S., Anil, Ö., Koprman, Y., and Belgin, Ç.: Strengthening masonry infill walls with reinforced plaster, In Proc. of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, 163, pp. 331-342, 2010
- 6) Calvi, G. M., & Bolognini, D.: Seismic response of reinforced concrete frames infilled with weakly reinforced masonry panels, Jour. of Earthq. Engg., Vol. 5, pp. 153-185, 2001
- 7) Alcocer, S. M., Ruiz, J., Pineda, J. A., and Zepeda, J. A.: Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh, In Proc. of the 11th WCEE, 1996.6
- 8) 日本建築防災協会, 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針, 2001年