

科学研究費助成事業（科学研究費補助金）研究成果報告書

平成 24 年 5 月 31 日現在

機関番号：17501

研究種目：若手研究（B）

研究期間：2010～2011

課題番号：22760420

研究課題名（和文） 煉瓦組積造耐力壁の耐震性能向上と補強法の開発研究

研究課題名（英文） Research for Improving Seismic Performance of Brick Masonry Walls

研究代表者

野中 嗣子（NONAKA HIDEKO）

大分大学・工学部・助手

研究者番号：50274741

研究成果の概要（和文）：途上国における安全な住環境づくりのため、既存組積造壁体の有効な耐震補強法の開発研究を行った。その結果、ポリマーセメントモルタル（PCM）により壁体を増厚することにより最大耐力に関して顕著な補強効果が得られた。また、PCM 補強されたブロック造壁体のせん断終局強度の実験値は、ブロック造壁体と PCM 壁体それぞれのせん断強度の計算値を単純累加することにより概ね評価できた。しかしながら、無補強れんが造壁体の場合は、計算値が過大となる傾向が得られた。

研究成果の概要（英文）：To improve seismic performance of the existing houses in developing countries, an investigation to propose a seismic retrofit method for masonry walls was carried out. Results are summarized as follows. Lateral load carrying capacities of the partially grouted and the unreinforced masonry walls could be enhanced remarkably by reinforced polymer cement mortar (PCM) overlay. Experimental shear capacity of the partially grouted masonry wall after retrofit could be predicted by summation of the theoretical strengths of masonry wall and PCM overlay. However, the summation of theoretical strengths exceeds experimental shear capacity of the unreinforced masonry wall after retrofit.

交付決定額

（金額単位：円）

	直接経費	間接経費	合計
2010年度	800,000	240,000	1,040,000
2011年度	900,000	270,000	1,170,000
年度			
年度			
年度			
総計	1,700,000	510,000	2,210,000

研究分野：工学

科研費の分科・細目：建築構造・材料

キーワード：国際貢献，自然災害，防災，耐震

1. 研究開始当初の背景

2009年にインドネシアで発生した二つの地震（ジャワ島西部地震とスマトラ島西部地震）、2010年に入り発生したハイチ地震などにおいては、組積造住宅の倒壊により甚大な人的被害をもたらす大災害となっている。これより、既存建物の耐震化が将来の地震災害

の軽減のために急務であると考えられる。

2. 研究の目的

本研究では途上国における安全な住環境づくりのため、既存組積造壁体の有効な耐震補強法の開発を行うことを目的とした。対象とした組積造は、補強コンクリートブロック

造と、無補強れんが造の2種類とした。

3. 研究の方法

(1) 補強コンクリートブロック造壁体

①実験概要

試験体の形状・寸法・配筋詳細を図-1に、試験体の一覧を表-1に示す。試験体は4体で、日本建築学会の補強ブロック造設計規準の1955年版や1964年版を参考にして設計した。試験体は実大の1/2スケールとし、縮小サイズの空洞コンクリートブロック(194mm×94mm×75mm、旧C種ブロックの強度を目標に製作)を用いた。

試験体HW-Eは無補強の試験体で、他の3つの試験体が補強試験体である。PCMの厚さは試験体HW-P1、HW-P2が30mm、試験体HW-P3が40mmで、いずれも3層に分けて塗り付けた。縦補強筋は実施工の際に定着がとれることを想定し、上下の部材に埋込んだ。表-2に使用材料の力学的性質を示す。

実験は一定鉛直荷重(軸方向応力度 $\sigma_0=0.49$ (MPa))を載荷した状態で、耐力壁の内法高さ($h_0=700$ mm)の50%の位置(図-1に大きな矢印で示す。)が反曲点となるような静的繰返し水平荷重を加えた。

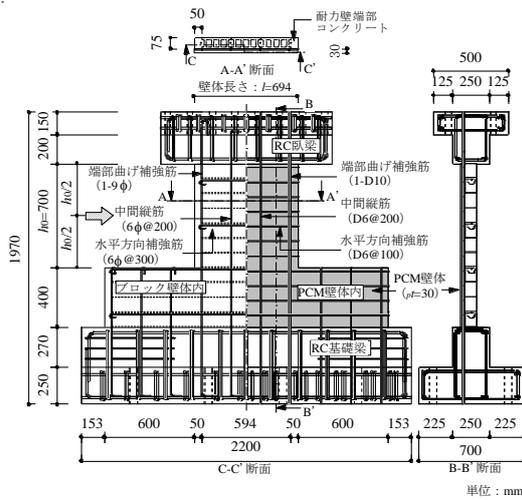


図-1 試験体の形状・寸法(試験体HW-P2)

表-1 試験体一覧

試験体	ブロック壁体				PCM補強詳細			
	厚さ(mm)	端部曲げ補強筋	中間縦筋	水平方向補強筋	厚さ(mm)	端部曲げ補強筋	水平方向補強筋	中間縦筋
HW-E	-	-	-	-	-	-	-	-
HW-P1	75	1-9φ	6φ@200	6φ@300	30	1-D10	D6@300	D6@200
HW-P2	75	1-9φ	6φ@200	6φ@300	30	1-D10	D6@100	D6@200
HW-P3	75	1-9φ	6φ@200	6φ@300	40	1-D6	D6@100	D6@300

表-2 使用材料の力学的性質

(a) 鉄筋 (b) モルタル等

種類	降伏点強度(MPa)	引張強度(MPa)	圧縮強度(MPa)			
			HW-E	HW-P1	HW-P2	HW-P3
6φ	475*	516	11.1	11.1	16.8	16.8
9φ	306	447	23.4	23.4	19.9	19.9
D6	372*	505	9.0	9.0	11.8	11.8
D10	379	533	15.6	15.9	17.8	18.8
PCM			29.7	29.7	30.2	30.2

*0.2%オフセット法により求めた

②補強効果の検討

図-2に水平荷重 Q と層間変形角 R の関係の包絡線を示す。図中の○印は水平荷重が包絡線上で最大荷重の80%まで低下した時点の層間変形角である限界層間変形角 R_u 時を示している。

PCM補強した3体の試験体の最大荷重は、無補強の試験体HW-Eと比較し2.4~2.8倍高くなっている。限界層間変形角 R_u はPCM補強した試験体が無補強の試験体の1.9~3.1倍となり、PCM補強により変形性能も向上している。

表-3に最大荷重実験値 Q_{max} と終局強度計算値を示す。PCM補強試験体の曲げ終局強度時せん断力 Q_{mu} およびせん断終局強度 Q_{su} はブロック壁体とPCM壁体それぞれの計算値の単純累加により求めた。なお、軸力はすべてブロック壁体が負担するとした。

試験体HW-Eはせん断破壊し、最大荷重は Q_{su} と概ね一致した。PCM補強の試験体HW-P1、HW-P2もせん断破壊し、最大荷重は Q_{su} と概ね一致した。試験体HW-P3では、ブロック壁体およびPCM壁体の端部曲げ補強筋の降伏が確認された後、RC臥梁と耐力壁との境界面においてすべりが確認され始めた。最大荷重到達は正加力側では $R=0.30 \times 10^{-2}$ rad時、負加力側で $R=-0.40 \times 10^{-2}$ rad時であった。最大荷重発揮後は緩やかな耐力低下を示し、RC臥梁のすべりが全体変位に対して支配的となった。 Q_{max} は Q_{mu} および、式(1)で算定したすべり耐力 Q_{sl} と近い結果となった。

$$Q_{sl} = \mu \{ N + \sum (a_i \sigma_y) + a_w \sigma_{wy} + \sum (p_i a_i \cdot p \sigma_y) + p a_w \cdot p \sigma_{wy} \} \quad (1)$$

ここに、 μ : 摩擦係数 (=0.85¹⁾), N : 耐力壁の軸方向力である。

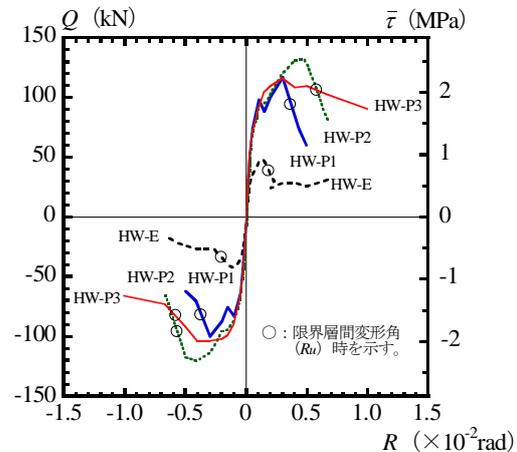


図-2 水平荷重 Q -層間変形角 R 関係の包絡線

表-3 最大荷重実験値 Q_{max} と終局強度計算値

試験体	実験値		計算値						Q_{st} (kN)	
	Q_{max} (kN)	破壊 モード	Q_{mu} (kN)			Q_{su} (kN)				破壊 モード
			${}_b Q_{mu}$	${}_p Q_{mu}$	計	${}_b Q_{su}$	${}_p Q_{su}$	計		
HW-E	正 47.7 負 -42.4	せん断	78.6		78.6	37.1		37.1	せん断	77.6
HW-P1	正 117 負 -103	せん断	78.6	69.1	148	37.1	57.7	94.8	せん断	144
HW-P2	正 132 負 -120	せん断	78.6	69.1	148	41.9	69.6	112	せん断	144
HW-P3	正 116 負 -104	すべり	78.6	31.7	110	41.9	75.6	118	曲げ	108

$${}_b Q_{mu} = (a_l \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w) / (h_0 / 2)^2 \quad 2)$$

$${}_p Q_{mu} = ({}_p a_l \cdot {}_p \sigma_y \cdot l' + 0.5 {}_p a_w \cdot {}_p \sigma_{wy} \cdot l') / (h_0 / 2)^3 \quad 3)$$

$${}_b Q_{su} = \left[k_u \cdot 1.16 p_t^{0.3} \left\{ \frac{0.76}{h_0/d + 0.7} + 0.012 \right\} \sqrt{F_m} + 0.108 \sqrt{{}_p h \cdot \sigma_y \cdot F_m + 0.2 \sigma_0} \right] t j \quad 4)$$

$${}_p Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 {}_p p_t^{0.23} (f_{PCM} + 18)}{\sqrt{M/(QD)} + 0.12} + 0.85 \sqrt{{}_p p_w \cdot {}_p \sigma_{wy}} \right\} {}_p t \cdot {}_p j \quad 5)$$

N : 軸方向力, l_w : 曲げ補強筋中間距離, F_m : プリズム圧縮強度 [MPa], p_t : PCM の厚さ, ${}_p a_l$, ${}_p \sigma_y$: PCM 壁体内曲げ補強筋の断面積と降伏点強度, ${}_p a_w$, ${}_p \sigma_{wy}$: PCM 壁体内中間縦筋の断面積と降伏点強度, f_{PCM} : PCM の圧縮強度 [MPa], ${}_p p_w$: PCM 壁体の横補強筋比, ${}_p \sigma_{wy}$: 横筋の降伏点強度 [MPa]

※その他の記号については、原典を参照願う。

(2) 無補強れんが造壁体

①実験概要

試験体の形状・寸法および配筋詳細を図-3に、試験体の一覧を表-4に示す。れんが壁体は、粘土焼成れんが(210mm×100mm×60mm)を6列17段に破れ目地で組積したものである。

試験体 No.5 はれんが壁体のみで、補強が全くされていない。試験体 No.6 は曲げ補強とせん断補強がされた試験体である。端部にD10を4本、中間縦筋としてD10を200mm間隔で、水平補強筋として4φを200mm間隔で配筋した。その上から壁体全面にPCMを厚さ20mmを目標として塗付けた。写真-1にPCM塗付け状況を示す。塗付け厚さの実測値は平均22.5mmであった。試験体 No.7 も曲げ補強とせん断補強がされた試験体で、端部にD13を4本、中間縦筋としてD10を200mm間隔で、水平補強筋としてD6を200mm間隔で配筋した。その上から壁体全面にPCMを厚さ35mmを目標として塗り付けた。実測値は平均34.7mmであった。耐震補強の試験体 No.6, No.7 では端部の縦筋、中間縦筋はともに実施工時に定着が取れることを想定し、あらかじめ上スタブと下スタブに埋込んで定着してある。一方、水平補強筋の端部にフックなどは設けていない。なお、既存部とPCM間は接着力のみで応力伝達をする。

表-5に使用した補強筋の力学的性質を示し、表-6にれんが単体、目地モルタルおよびれんが組積プリズム、PCMの圧縮試験結果を示す。なお、れんが組積プリズムはれんがを

目地幅10mmで4段組積したものである。

実験は鉛直方向の油圧ジャッキにより一定鉛直軸力を載荷した状態で、水平方向の複動油圧ジャッキにより変位漸増正負繰返し加力を行った。本実験で採用した一定鉛直軸力の大きさは応力度にして1.8MPaであり、水平荷重の加力点高さは壁体脚部から測って1265mmである。

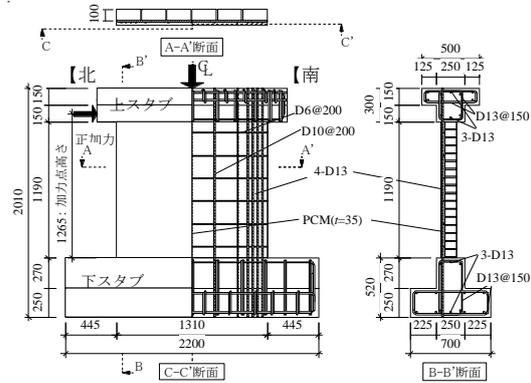


図-3 試験体の形状・寸法および配筋状況 (試験体 No.7)

表-4 試験体一覧

試験体名	No.5	No.6	No.7
PCM 補強壁	補強厚さ (mm)		20
	端部曲げ補強筋		4-D10
	中間縦筋		D10@200 定着あり
	水平補強筋		4φ@200
水平断面			
配筋図			



写真-1 PCM塗付け状況

表-5 補強筋の力学的性質

呼び名	降伏点強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	伸び (%)
4φ*	490	514	7.3
D6*	355	482	19.4
D10	383	531	22.5
D13	362	518	20.1
D19	377	581	17.5

*0.2% オフセット法により求めた

表-6 れんが単体, 目地モルタル 組積プリズム, PCM の圧縮強度

試験体名	れんが単体 (MPa)	目地モルタル (MPa)	組積プリズム (MPa)	PCM (MPa)
No.5	55.1	19.6	12.3	
No.6		19.6	12.3	36.3
No.7		19.5	12.8	34.9

②補強効果の検討

図-4 に $Q-R$ 関係の包絡線を示す。なお、○印は各試験体の水平荷重が包絡線上で最大荷重の 80% まで低下した時点の変形角である限界層間変形角 R_u 時を示している。

試験体 No.6 は、無補強の試験体 No.5 に比べ、最大荷重が正加力方向で約 1.5 倍、負加力方向で約 1.5 倍となった。試験体 No.7 の最大荷重は無補強の試験体 No.5 に比べ、正加力方向では約 2.2 倍、負加力方向では約 2.1 倍となった。限界層間変形角 R_u は正加力方向では $R_u = 0.64 \times 10^{-2}$ rad 前後、負加力方向では $R_u = 0.52 \times 10^{-2}$ rad 前後となり、補強の有無による大きな相違は見られなかった。

表-7 に各試験体の最大荷重と破壊モードの実験値、終局強度の計算値を示す。最大荷重実験値は正・負加力時の平均値である。終局強度の計算値は表-7 の下段に示す算定式により求めた。なお、PCM 厚さは実測値によった。各試験体の曲げ終局強度時せん断力 Q_{mu} は、れんが壁体と PCM 壁体それぞれの曲げ終局強度時せん断力 (bQ_{mu} , pQ_{mu}) の単純累加により求めた。また、せん断終局強度 Q_{su} も、れんが壁体と PCM 壁体それぞれのせん断終局強度 (bQ_{su} , pQ_{su}) の単純累加により求めた。なお、鉛直軸力は全てれんが壁体に作用し、PCM 壁体は負担しないものとした。

Q_{mu} と Q_{su} の大小関係により評価した破壊モードは全ての試験体でせん断破壊となり、実験結果と一致している。また、無補強試験体 (試験体 No.5) のせん断終局強度計算値 Q_{su} は最大荷重実験値 Q_{max} に対して控えめの評価を与えたが、補強試験体 (試験体 No.6, No.7) の Q_{su} は Q_{max} を上回った。

4. 研究成果

既存補強コンクリートブロック造壁体の耐震補強に関する研究の結果を、以下にまとめて示す。

(1) PCM により壁体を増厚することにより

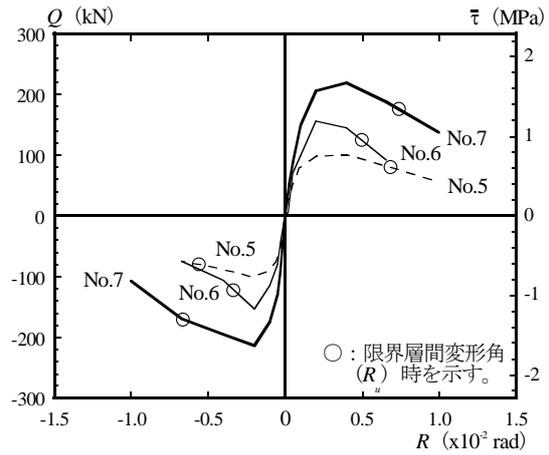


図-4 $Q-R$ 関係の包絡線

表-7 実験値と計算値一覧

試験体	Q_{max} (kN)	Q_{mu} (kN)			Q_{su} (kN)		
		bQ_{mu}	pQ_{mu}	計	bQ_{su}	pQ_{su}	計
No.5	102	125		125	95		95
No.6	154		165	290	95	85	180
No.7	220		234	359	95	132	227

$$bQ_{mu} = (N + w)l / 2h$$

$$pQ_{mu} = pM_u / h$$

$$pM_u = \sum(a_i \cdot \sigma_y) l + 0.5 \sum(a_{wy} + \sigma_{wy}) l^3$$

$$bQ_{su} = \left\{ f_v \frac{1}{1.2} \sqrt{1 + 0.45 \frac{\sigma_0}{f_v}} \right\} A^6$$

$$pQ_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_i^{0.223} (f_{PCM} + 18)}{M/(Ql) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{why}} \right\} t j^7$$

N : 軸方向力, w : 上スタブの自重, l : 壁体長さ, h : 加力点高さ, f_v : れんが壁体のせん断強度 (MPa), σ_0 : 軸方向応力度 (MPa), A : れんが壁体の断面積 (mm^2), f_{PCM} : PCM の圧縮強度 (MPa)

※その他記号については、原典を参照願う。

最大荷重に関して顕著な補強効果が得られた。

(2) PCM 補強されたブロック造壁体のせん断終局強度の実験値は、ブロック造壁体と PCM 壁体それぞれのせん断強度の計算値を単純累加することにより概ね評価できた。

また、無補強れんが造壁体の耐震補強に関する研究の結果を、以下にまとめて示す。

(3) PCM は無補強れんが造壁体の耐震補強にも有効である。

(4) れんが造壁体と PCM 壁体それぞれの耐力の計算値を単純累加して求めたせん断強度の計算値は、補強試験体の実験値に対して若干過大となった。計算値の精度向上は今後の課題である。

参考文献

- 1) 吉田和彦, 菊池健児, 黒木正幸, 吉田正人: 型枠コンクリートブロック造耐力壁脚部のすべり破壊性状に及ぼす摩擦効果に関する要素実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.427-432, 2011
- 2) 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), 壁構造, 式 (2.4), p.593, 1990
- 3) 日本建築学会: 壁式構造関係設計規準集・同解説(壁式鉄筋コンクリート造編), 式 (補 9.2), p.196, 2003
- 4) A. Matsumura, Shear Strength of Reinforced Masonry Walls, Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering, VI, pp.121-126, 1988
- 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), 鉄筋コンクリート構造, 式 (4.14.a), p.401, 1990
- 6) National Standards of P.R. of China, Seismic Design Standard for Building Structures (GBJ 11-89), 1989, p.987, in Chinese
- 7) 日本建築学会: 壁式構造関係設計規準集・同解説(壁式鉄筋コンクリート造編), 式 (補 9.6), p.201, 2003

5. 主な発表論文等

[雑誌論文] (計 1 件)

- ① 野中嗣子, 神崎慶, 菊池健児, 黒木正幸, 既存れんが造壁体の耐震補強に関する実験的研究—ポリマーセメントモルタルを用いたせん断補強の効果—, 大分大学工学部研究報告, 査読無, 第 59 号, 2012, pp.1-6

[学会発表] (計 4 件)

- ① 神崎慶, 野中嗣子, ポリマーセメントモルタルにより補強されたれんが造壁体の耐震性能に関する実験的研究 (その 2 壁体のせん断補強に関する実験), 日本建築学会九州支部研究報告会, 2012 年 3 月 4 日, 西日本工業大学 (福岡県)
- ② 江口智啓, 野中嗣子, 補強コンクリートブロック造壁体の耐震補強法に関する実験的研究 (その 2 ポリマーセメントモルタルにより補強された壁体の水平加力実験), 2012 年 3 月 4 日, 西日本工業大学 (福岡県)
- ③ 桐村匠, 野中嗣子, 既存補強コンクリートブロック造壁体の耐震補強に関する研究 (その 1 ポリマーセメントモルタル補強の予備実験), 日本建築学会大会学術講演会, 2011 年 8 月 24 日, 早稲田大学 (東京都)
- ④ 桐村匠, 野中嗣子, 補強コンクリートブロック造壁体の耐震補強法に関する実験的研究 (その 1 ポリマーセメントモ

ルタルにより補強された壁体の予備実験), 日本建築学会九州支部研究報告会, 2011 年 3 月 6 日, 鹿児島大学 (鹿児島県)

[図書] (計 0 件)

[産業財産権]

○出願状況 (計 0 件)

○取得状況 (計 0 件)

[その他] (計 0 件)

6. 研究組織

(1)研究代表者

野中 嗣子 (NONAKA HIDEKO)

大分大学・工学部・助手

研究者番号: 50274741

(2)研究分担者

無

(3)連携研究者

無