

論文 ポリマーセメントモルタルによる既存鉄筋コンクリート造耐震壁への増打ち補強に関する研究

相澤 恩^{*1}・田才 晃^{*2}・山本 泰稔^{*3}・窪田 敏行^{*4}

要旨: ポリマーセメントモルタルによる増し打ち補強の効果を, RC 造平板を用いた要素実験と柱梁付き耐震壁を用いた本実験の結果によって検証した。要素実験によってポリマーセメントモルタル板のせん断補強効果における特徴が明らかとなり, 本実験では増し打ちした壁板部分と周辺架構との定着が耐力改善に重要な役割をはたすという既往の増打ち工法が有効であると再確認された。

キーワード: 耐震補強, 増し打ち, 平板, 耐震壁, ポリマーセメントモルタル, せん断

1. はじめに

こて塗りにより施工可能なポリマーセメントモルタル (以下 PCM) の特徴を生かし, 既存 RC 造壁板に対して補強部分を薄くし, 補強部の補強筋量を相対的に大きくした場合の補強効果に着目した一連の実験結果について報告する。まず, せん断破壊に対する補強効果がどの程度期待できるかを探るために RC 平板を用いた要素実験を行なった。その結果をふまえて周辺架構のある耐震壁試験体による実験を行い, 周辺架構との定着の有無による補強効果の発現性を調べた。

巻いた D16 を上下端部に配し, 鋼板に溶接した。No. 1 のみ同じものを 2 体用意した。補強部は片面に厚さ 25mm で縦横補強筋 D6 を配したコンクリート板 (No. 2, No. 3, No. 4) または PCM 板 (No. 2-P, No. 3-P, No. 4-P) とし, 補強筋量を主変数とした。曲げ補強筋 D16, 既存部および補強部の横補強筋は端部鋼板に溶接した。PCM 板補強は既存部コンクリート硬化後に行い, コンクリート板補強のコンクリートは既存部と一体に打設した。使用材料の材料特性を表-2 に示す。

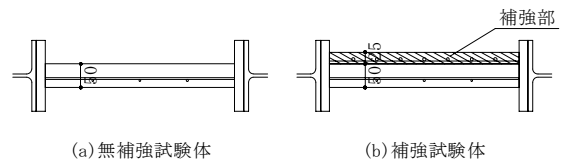


図-1 試験体断面図

2. 平板要素実験¹⁾

既存耐震壁板の一部を切り出し, PCM によるせん断に対する補強効果をみることを目的とした。

2.1 試験体概要

試験体断面および試験体一覧をそれぞれ図-1, 表-1 に, 加力治具を取り付けた状態での試験体平面を図-2 に示す。既存 RC 造壁の一部を縮小して模した 400mm×400mm, 厚さ t=50mm の正方形 RC 板を既存補強対象試験体とした。加力治具を取り付けるために左右端部に鋼板を設け, 試験体へ円滑にせん断力を伝達させるための山形金物を溶接した。曲げ補強筋としてスパイラルを

表-1 試験体一覧

試験体名	F_c [Mpa]	p_{s1} [%]	F'_c [Mpa]	p_{s2} [%]	p_s [%]
No. 1	21~24	0.26	—		0.26
No. 2			21~24 (コンクリート)	1.28	0.60
No. 3				1.71	0.74
No. 4				2.56	1.03
No. 2-P			30 (PCM)	1.28	0.60
No. 3-P				1.71	0.74
No. 4-P	2.56	1.03			

F_c : 既存部コンクリート設計強度, p_{s1} : 既存部壁筋比
 F'_c : 補強部材料設計強度, p_{s2} : 補強部壁筋比
 p_s : 壁全体の壁筋比

*1 横浜国立大学 大学院工学府社会空間システム学専攻 (正会員)

*2 横浜国立大学 大学院工学研究院 教授 (正会員)

*3 ガル建築コンサルタント事務所 (正会員)

*4 近畿大学 理工学部建築学科 教授 (正会員)

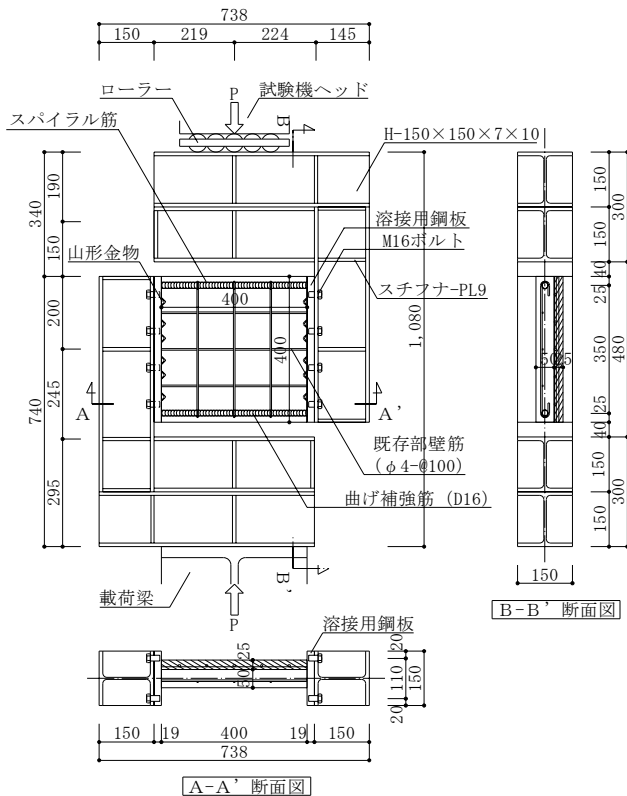


図-2 加力治具図

表-2 材料特性

(a)鉄筋

	降伏強度 [MPa]	引張強度 [MPa]	降伏歪み [%]	ヤング係数 [Mpa]	伸び率 [%]
φ4(SWM)	479.6	510.3	0.44	203900	11.4
D6(SD295)	357.5	500.0	0.39	188900	21.5
D16(SD345)	392.4	594.6	0.21	192200	18.7

(b)コンクリート, PCM

	圧縮強度 [MPa]	割裂強度 [MPa]	ヤング係数 [MPa]	ポアソン比
コンクリート	26.5	2.2	20700	0.18
P.C.M	25.2	3.6	18900	0.15

2.2 実験方法

加力には 2000kN 万能試験機を用い、図-2 に示したように L 形の加力治具を介して試験体にせん断力が加わるよう、一方向単調載荷で行った。補強面を表としてひび割れを観察し、裏面には鋼板にマグネットを使って変位計を取り付け、試験体鉛直方向変位を計測した。損傷が生じた後の試験体の横膨張を拘束しないよう上端部の接地面にローラーを設置した。

2.3 実験結果

実験結果一覧を表-3 に、最終時のひび割れ状態を図-3 に、実験から得られた荷重 - 鉛直変位関係を図-4 に示す。

各試験体ともに斜めひび割れの発生とその進展に伴い剛性低下を生じた。PCM 板補強試験体では、補強部のひび割れ発生が既存部より遅れる傾向にあり、それぞれのひび割れの進展が緩やかであった。全てのコンクリート板補強試験体及び No. 2-P では既存部と補強部のひび割れ位置がほぼ同一であったが、補強量の多い No. 3-P 及び No. 4-P では既存部と補強部のひび割れ位置が必ずしも一致していなかった。これら 2 体の試験体では最大耐力以降既存部のみの損傷が進展し、補強部はほとんど変形せず、片側の端部鋼板と PCM 板との間にすべりが生じた。すなわち、最大耐力以降、既存部コンクリートと PCM 板に相対的なズレが生じ、明らかに PCM 板のもつ耐力が発揮されるに至らなかった。

最大耐力に至る剛性は補強部の補強筋量によらず、コンクリート板補強と PCM 板補強でほとんど同一であった。補強部の補強筋量が多くなるとともに最大耐力が増加する傾向は、コンクリート板補強、PCM 板補強ともに見られた。無補強試験体に対する最大耐力の増加量もまたどちらの補強方法でもほぼ同程度であったが、 $p_s = 1.03\%$ の場合は、PCM 板補強の増加率がやや小さかった。

表-3 実験結果一覧

試験体名	Q_{cr} [kN]	$exp Q_{max}$ [kN]	No.1に対する 耐力上昇率
No.1-1	32.1	73.7	1.00
No.1-2	20.0	72.5	1.00
No.2	34.3	98.7	1.35
No.3	33.4	112.9	1.54
No.4	33.5	129.9	1.78
No.2-P	42.6	101.1	1.38
No.3-P	43.6	115.2	1.58
No.4-P	38.8	122.8	1.68

Q_{cr} : 実験値ひび割れ耐力, $exp Q_{max}$: 実験値最大耐力

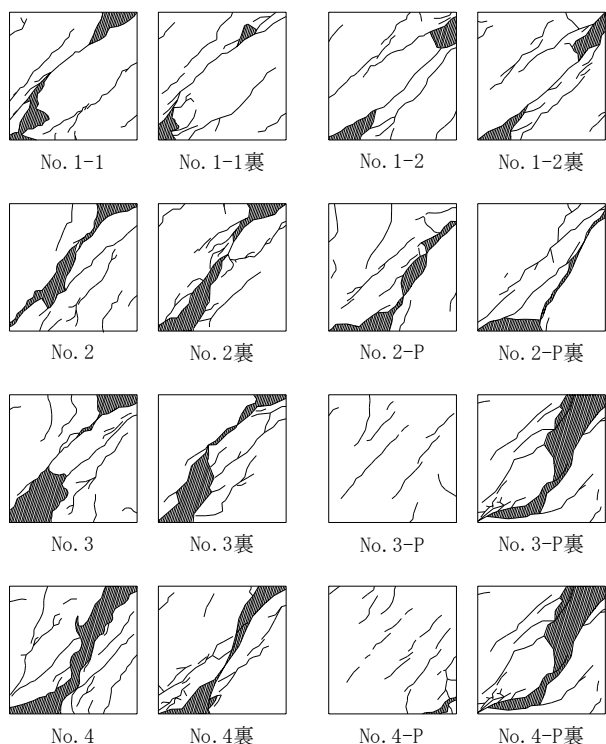


図-3 最終時ひび割れ状況

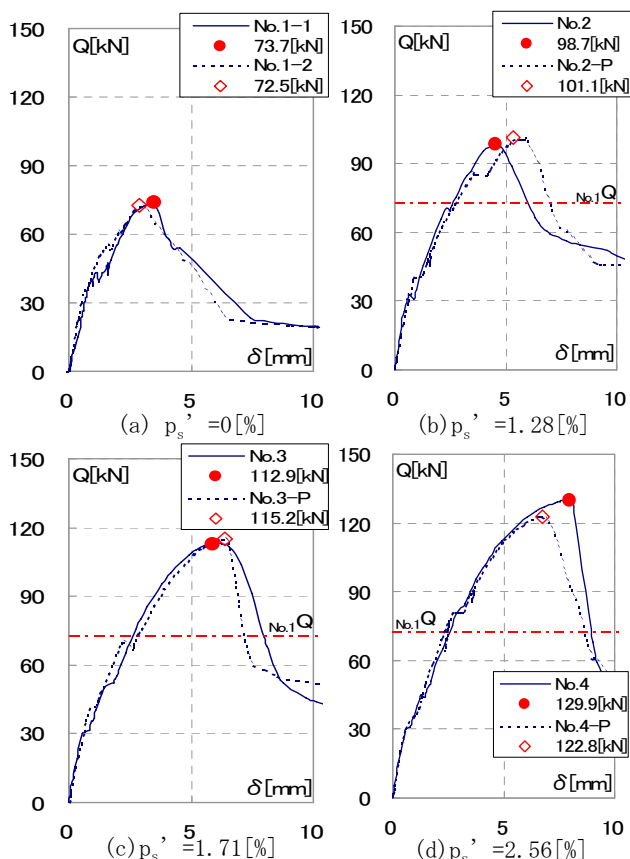


図-4 荷重-変位関係

2.4 補強効果

同じ厚さで増打ちした場合、既存部と一体打ちされたコンクリートとほぼ同等の補強効果がPCM補強によって得られた。しかし補強部の鉄筋

量が過大になると補強部の耐力が十分に発揮される前に既存部と補強部が剥離してしまう現象が観察された。このことから本実験においてPCM補強の効率的な補強部鉄筋量は $p_{s2} = 0.74\%$ 程度であった。PCM補強により壁板のせん断耐力が向上したが耐震壁に適用した場合、周辺架構が耐力に及ぼす影響は小さくないことから次章の実験を行った。

3. 耐震壁補強実験

3.1 試験体概要

試験体一覧および試験体図をそれぞれ表-4、図-5に示す。一般的な既存建物の1/3程度を試験体の寸法とし、一層一スパン柱梁付の耐震壁を無補強試験体及び補強試験体の既存部とした。周辺架構との定着の有無と補強部材料・鉄筋量が主変量である。No.1は無補強既存壁で、内法高さ750mm、内法長さ1200mm、厚さ50mmの壁と両側柱200×200×750mm、上下梁300×200×2200mmから構成される。No.2は文献²⁾にしたがって通常の鉄筋コンクリート板増し打ち補強とした。既存部-補強部間の力が円滑に伝達されるよう後施工アンカーD10とピッチ20mmのスパイラル筋1.8φを設けた。No.3は周辺架構に沿ってアンカー孔のあるアングルを挟んで後施工アンカーを設け、PCMにより補強した。No.4は既存部-補強部間に何も設けずPCMにより補強した。No.2、No.3、No.4の補強部補強筋量は同一とした。No.5はNo.4と同様に周辺架構との定着を設けず、補強部の鉄筋量を他試験体より多くした。全ての試験体においてコンクリート打設及び補強施工は横打ちで行った。使用材料の材料特性を表-5に示す。

表-4 試験体一覧

試験体名	F_c [MPa]	p_{s1} [%]	F_c' [MPa]	p_{s2} [%]	周辺架構との定着
No. 1	18	0.26	21 (コンクリート)	1.71	有
No. 2					有
No. 3					有
No. 4					有
No. 5					無

F_c : 既存部コンクリート設計強度, p_{s1} : 既存部壁筋比

F_c' : 補強部材料設計強度, p_{s2} : 補強部壁筋比

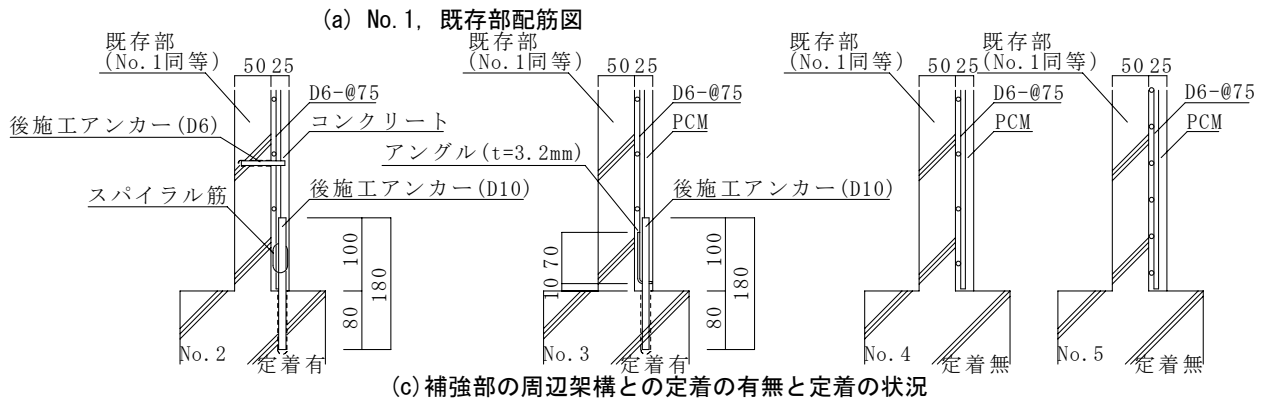
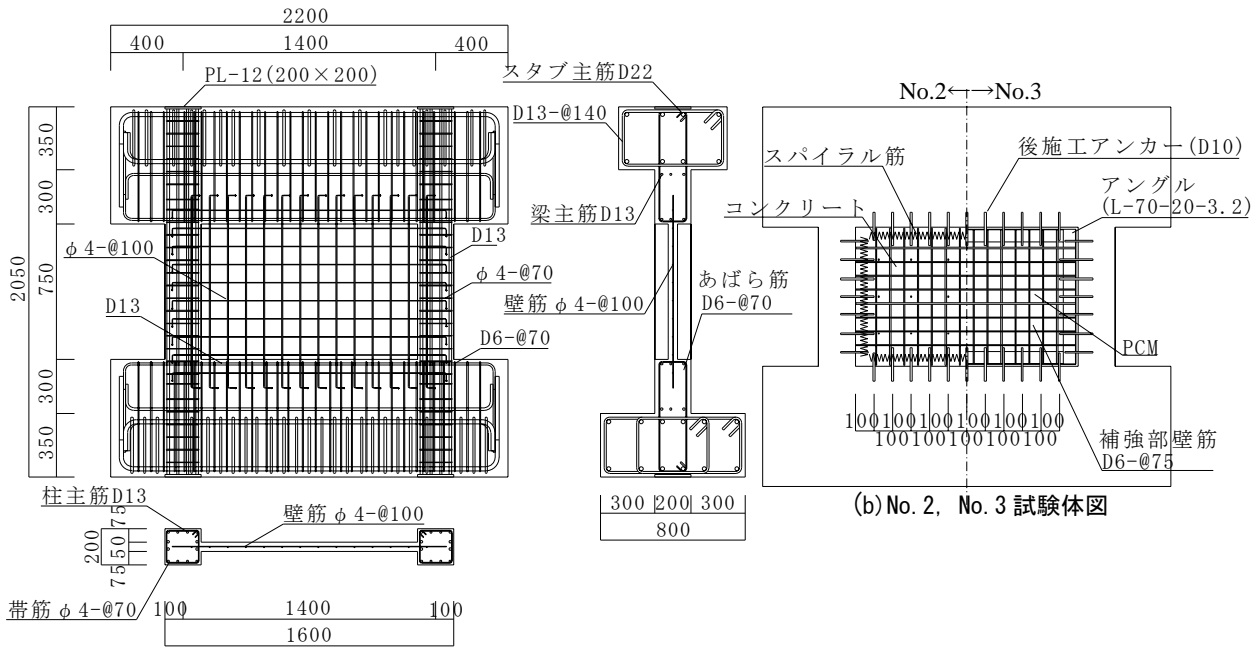


図-5 試験体図

表-5 材料特性

(a)鉄筋

	降伏強度 [Mpa]	降伏歪み [%]	引張強度 [Mpa]	ヤング係数 [MPa]
φ4(SR235)	558.6	0.48	613.1	214500
D6(SD295)	360.5	0.43	498.5	192500
D10(SD345)	376.7	0.25	531.8	203200
D13(SD345)	372.9	0.34	616.4	199200

(b)既存部コンクリート

	圧縮強度 [MPa]	割裂強度 [MPa]	ヤング係数 [MPa]
No1	22.3	2.21	20600
No2	21.7	1.79	20300
No3	23.6	2.12	22300
No4	24.5	2.44	22800
No5	24.3	2.18	23200

(c)補強部コンクリート, PCM

	圧縮強度 [MPa]	割裂強度 [MPa]	ヤング係数 [MPa]
No2	20.9	2.01	21600
No3(PCM)	20.1	1.98	17800
No4(PCM)	25.2	1.97	15500
No5(PCM)	26.3	1.96	15400

3.2 実験方法

加力装置図を図-6に示す。試験体の上下には十分に剛な加力用スタブを設け、そのスタブをベッド及び反力床、加力ビームにPC鋼棒を使用して圧着し、鉛直力及び水平力を加えた。水平力は同じ高さに並列する2本の油圧ジャッキを使用し、加力ビームを介して試験体既存部の梁の軸心に正負繰返しの加力を行った。補強要素がこの加力面からずれており、試験体の抵抗力の重心が加力芯と一致しないので生じるねじれモーメントを拘束するための治具を設けた。軸力は2本の鉛直油圧ジャッキを使用し、試験体に対して軸力を一定に保った。柱断面に対し軸力比0.15と想定し、その大きさを300[kN]とした。加力履歴は変位制御として、層間変形角 $R = \pm 1/2000$ [rad], $\pm 1/1000$ [rad], $\pm 1/500$ [rad], $\pm 1/250$ [rad], $\pm 1/150$ [rad], $\pm 1/83$ [rad], \pm

1/50[rad], ±1/25[rad]を目標とした。

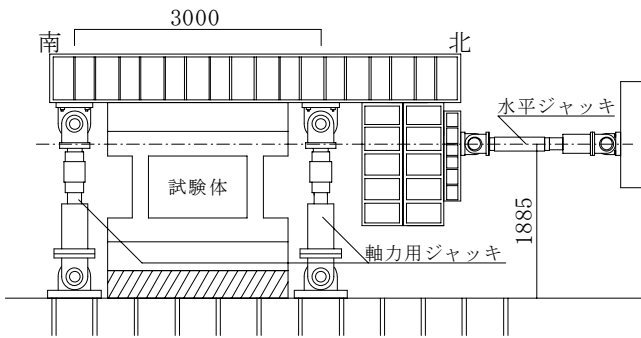


図-6 加力装置図

3.3 破壊性状

実験から得られた荷重 - 変位関係を図-7 に、実験結果一覧を表-6 に、最終時破壊状況を図-8 に示す。

No. 1 は層間変形角 $R=-1/200$ [rad]で最大耐力に達した後、次の振幅のサイクル途中 $R=+6/1000$ [rad]で壁と北柱柱頭にせん断ひび割れが発生してせん断破壊した。

No. 2 は $+9/1000$ [rad]で最大耐力に達した後、北柱柱頭から南柱柱脚に向かってせん断ひび割れが発生してせん断破壊した。

No. 3 は $R=+1/150$ [rad]で最大耐力に達した後、次の振幅のサイクル途中 $R=+8/1000$ [rad]で北柱柱頭と補強部壁にせん断ひび割れが発生し、補強部 PCM 壁の一部が既存部から剥離して補強部壁筋が露出してせん断破壊した。せん断ひび割れが発生した際、軸力が低下し、北柱において定めた値まで戻らなかった。

No. 4 は補強部壁・柱の斜めひび割れが増加した後、 $R=\pm 1/150$ [rad]のサイクルで補強部壁と柱との接着部の剥離を確認した。その後、補強部 PCM 壁にひび割れはほとんど増加せず、柱の斜めひび割れが増加した。 $R=\pm 1/50$ [rad]サイクルで柱に発生した斜めひび割れは変形にしたがって開いたが、急激な耐力低下はなかった。裏面の柱梁付近の壁に、周辺架構に対し水平にひび割れが発生していた。最終的に定着をとらなかった周辺架構に沿って壁板がスリップ状に破壊した。

No. 5 は補強部壁・柱の斜めひび割れが増加した後、 $R=-1/250$ [rad]で補強部壁と柱との接着

部の剥離を確認した。その後、補強部壁にひび割れはほとんど増加せず、柱の斜めひび割れが増加した。 $R=\pm 1/83$ [rad]のサイクルで柱脚に発生した斜めひび割れは変形にしたがって開いたが、急激な耐力低下はなかった。裏面の下梁付近の壁に、下梁に対し水平にひび割れが発生していた。最終的に定着をとらなかった周辺架構の下梁に沿って壁板がスリップ状に破壊した。

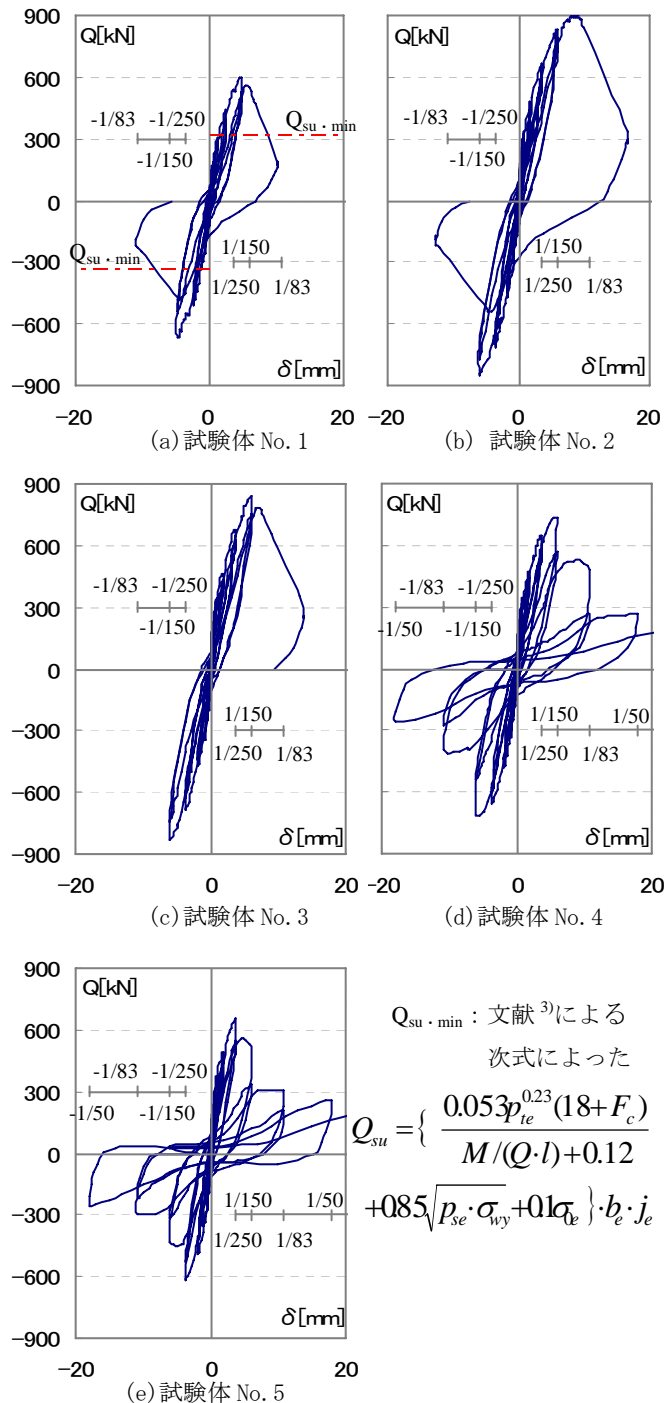


図-7 荷重 - 変位関係

$Q_{su \cdot \min}$: 文献³⁾による
次式によった

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot l) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \alpha_k} \right\} \cdot b_e \cdot j_e$$

表-6 実験結果一覧

試験体名		$exp Q_{max}$ [kN]	$R_{exp Q_{max}}$ [rad]	$exp Q_{max}$ 正負平均	No.1に対する
					耐力上昇率
No.1	正	602.7	+6/1000	633	1
	負	-663.4	-5/1000		
No.2	正	897.7	+9/1000	875	1.38
	負	-852.8	-5/1000		
No.3	正	842.3	+7/1000	837	1.32
	負	-831.6	-7/1000		
No.4	正	736.4	+7/1000	721	1.14
	負	-705.2	-7/1000		
No.5	正	660.0	+4/1000	639	1.01
	負	-618.3	-4/1000		

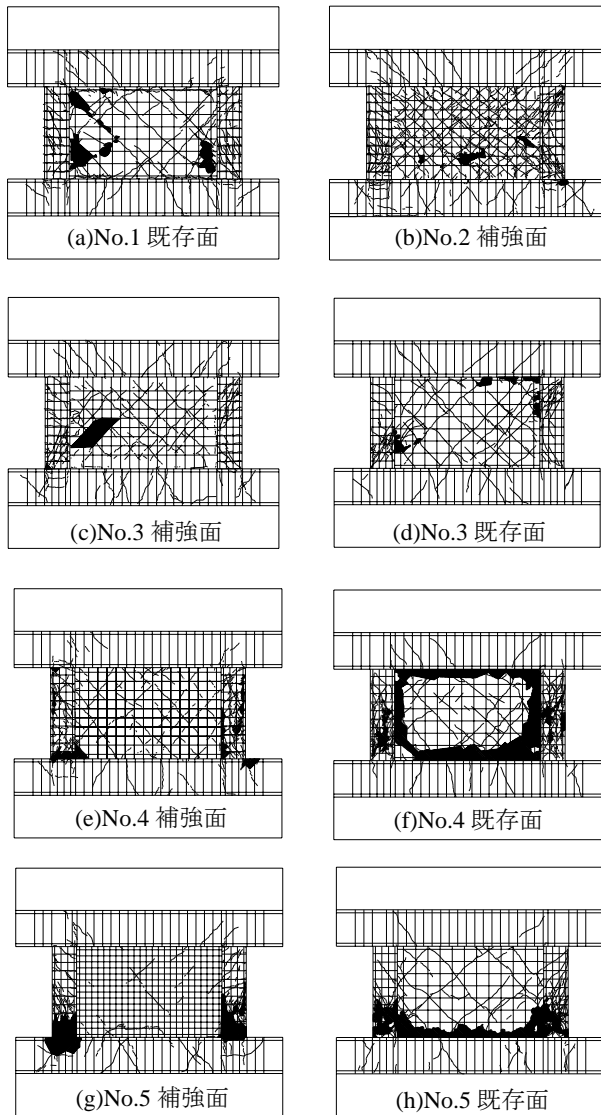


図-8 最終時破壊状況

3.4 耐力に対する補強効果

無補強試験体 No. 1 の最大耐力に対し, No. 2 は後施工アンカーを用いたコンクリートによる増し打ちによって 38%, No. 3 は後施工アンカーを用いた PCM による増し打ちによって正負の平均

で 32%, No. 4 は周辺架構との定着部材を持たない PCM による増し打ちによって 14%, 耐力が上回った。これにより後施工アンカーを用いる既往の増し打ち工法が有効であることが再確認された。また周辺架構に対して壁板全周がスリップ状の破壊をした No. 4 の結果から, 周辺架構との定着がない状態でも既存部壁板と補強部壁板の接着があれば耐力と変形能力をある程度改善できる。下梁付近で壁板がスリップ状に破壊した No. 5 の結果から, スリップ状に破壊することで壁脚に損傷が集中する場合は耐力の改善効果はなかった。

4. まとめ

- (1) PCM 板補強により壁要素のせん断耐力は最大で 70%程度上昇した。
- (2) 耐震壁に対する PCM による増し打ちはコンクリートによる増し打ち同様, 後施工アンカーを用い周辺架構との定着を確保することでせん断耐力の改善ができた。
- (3) 周辺架構との定着をとらない場合の PCM 壁板補強では耐力上昇は最大で 20%程度であった。

[謝辞] 本研究は (社) 建築研究振興協会に設けられたポリマーセメントモルタル耐震改修工法委員会の研究活動の一環として実施したものである。使用したポリマーセメントモルタルの提供及び試験体への補強施工はマグネ化学 (株) の協力を得た。ここに関係各位に感謝致します。
[参考文献]

- 1) 相澤恩ほか：特殊ポリマーセメントモルタルを用いた鉄筋コンクリート造平板のせん断補強に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2005 年, C-2 分冊, p. 613, 2005. 9
- 2) 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同解説 pp. 87-116, pp. 259-280, 2001. 2
- 3) 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診断基準同解説 pp. 36, 2001. 2