

モルタル吹き付けによる既存耐震壁の耐震補強工法の開発

Development of a Method of Seismic Strengthening of Existing Shear Walls by Spraying Polymer Cement Mortar

岸本 剛* 河野政典* 山上 聡* 服部晃三** 平松一夫***

要 旨

既存耐震壁の耐震補強工事の際の、コンクリートの打設に伴う騒音、コンクリートポンプ車や配管スペースのための広い施工スペースの確保、型枠の設置による工事期間の長期化等の問題を改善するため、コンクリートを打設する代わりにポリマー系セメントモルタルを吹き付けることにより既存耐震壁の増し打ちを行う耐震補強工法を開発した。また、増し打ち壁をエポキシ樹脂で既存躯体に接着接合する工法を採用しているため、あと施工アンカー工事に伴う騒音・振動も低減できる。構造実験から、開発した増し打ち補強は、耐震補強工法として有効であり、補強効果を考慮したせん断終局耐力算定式により増し打ち壁の設計ができることを確認した。

キーワード：耐震壁、増し打ち壁、吹き付け、ポリマーセメントモルタル

1. まえがき

耐震性能が不足する既存建物に壁を増設することは、耐震補強として有効な方法の一つである¹⁾。壁の増設には、オープンフレームに耐震壁を新設する方法（増設壁）や、既存の耐震壁の壁厚を増す方法（増し打ち壁）がある。増設壁については、補強効果に関する研究が数多く行われ²⁾³⁾、多くの実建物の補強に用いられている。また、最近では、作業を省力化するため、プレキャスト部材を現場で組み立てる方法も開発されている⁴⁾。

しかし、動線や採光等の意匠上の制約により、補強位置が限定され、増設壁を設置できない場合、増し打ち壁が採用される。増し打ち壁による耐震補強では、一般にコンクリートにより既存耐震壁を増厚するが、コンクリートの打設に伴う騒音、打設現場におけるコンクリートポンプ車や配管等のための広い施工スペースの確保、型枠の設置による工事期間の長期化が問題となっている。また、増し打ち壁と既存躯体は、あと施工アンカーにより一体化されるが、あと施工アンカー工事に伴う騒音や振動のため、建物を使用しながらの工事は難しく、一時的な移転が必要となる場合もある。

そこで、工事期間を短縮し、狭隘なスペースでの施工を可能とするため、コンクリートを打設する代わりにポリマー系セメントモルタル（以下、PCM）の吹き付けにより増し打ちする工法（以下、本工法）を開発した。また、あと施工アンカー工事に伴う騒音・振動を低減する目的で、増し打ち壁をエポキシ樹脂で既存躯体に接着

接合する工法も考案した。これらの補強効果を確認するため、構造実験を実施し、耐力評価を行った。本報では、工法概要と補強効果、および耐力評価法について報告する。

2. 工法概要

本工法の概要を図-1に示す。本工法では、既存耐震壁（以下、既存壁）の壁厚を増すことにより、耐震性能の向上を図る。建物を使用しながら施工することを考慮し、増し打ち壁と既存躯体の接合は、既存躯体に定着筋付き鋼板をエポキシ樹脂により接着する方法（以下、接着タイプ）とする。増し打ち壁が受ける地震時の水平力をPCM、および壁筋が負担し、その力は定着筋を介し接着接合部、さらには既存躯体に伝達される。なお、従来のあと施工アンカーを設置する方法（以下、アンカータイプ）も可能である。

本工法の特長には、①補強対象が既存壁の存在する位置なので建物を有効に利用できる、②PCMに高強度材料を使用するため壁厚を薄くできる、③あと施工アンカー工事がないため騒音や振動を低減できる、④省スペースでの施工（ポンプ車不要）、工期短縮（型枠不要）が可能となる、等が挙げられる。

3. 実験概要

3.1 試験体

*技術研究所 **西日本支社建築設計部 ***東日本支社建築設計部

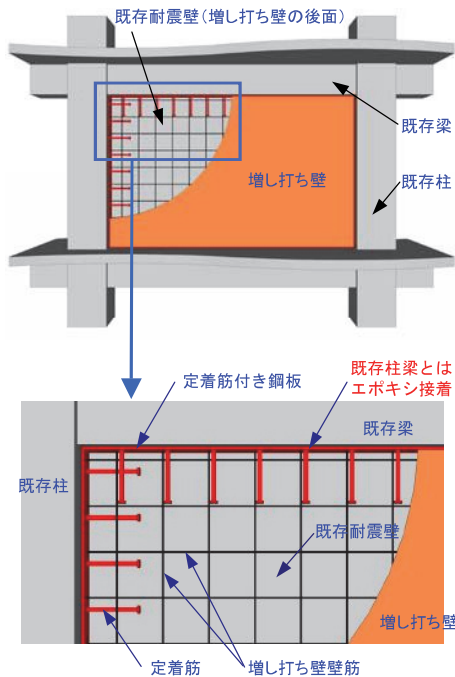


図-1 工法概要

表-1 に試験体一覧、図-2 に試験体形状を、表-2 に材料試験結果を示す。試験体は1層1スパンの縮尺約1/3のモデルで、試験体数は8体である。

試験体 No.1~4 は、補強の有無や種類による補強効果の確認を目的とした試験体で、実験パラメータは、増し打ち壁による補強の有無、増し打ち壁の種類（コンクリート打設、PCM 吹き付け）、増し打ち壁の既存躯体との接合方法（アンカータイプ、接着タイプ）とした。No.1 は無補強、No.2~4 は増し打ち補強した試験体で、No.2 はコンクリート打設により、No.3、4 は PCM 吹き付けにより補強した。なお、PCM による補強効果を確認するため、既存躯体のコンクリート強度、壁筋を含む配筋、および増し打ち壁の壁厚と配筋は各試験体とも同じとした。増し打ち壁と既存躯体とは、No.2、3 では、あと施工アンカーにより、No.4 では定着筋を溶接した鋼板をエポキシ樹脂で既存躯体に接着することにより一体化した。なお、あと施工アンカーには接着系を使用し、有効埋め込み長さは7d（d：鉄筋径）とした。

No.3 の増し打ち壁の施工は、既存壁の四周に、あと施工アンカーを打設後、壁筋を組み立て、PCM を吹き付ける手順とした。No.4 では、あと施工アンカーの代わりに定着筋付き鋼板をエポキシ樹脂で既存躯体に接着した。

No.5~8 では、既存建物の補強設計で想定される最低水準の状態での既存壁の補強効果を確認するため、No.5~7 のコンクリート強度を Fc18、No.8 で Fc13.5 とし、既存壁の壁筋比は0.2%を目指し、0.22%とした。

実験パラメータは、増し打ち壁の壁厚、増し打ち壁と既存躯体との接合方法（アンカータイプ、接着タイプ）、既存壁のコンクリート強度とした。増し打ち壁で想定さ

表-1 試験体一覧

No	増し打ち補強		既存壁		増し打ち壁			
	種類	既存壁との接合	Fc (N/mm ²)	壁厚 (mm)	壁筋	壁厚 (mm)	壁筋	あと施工アンカー (定着筋) ²⁾
1	無し	-	21	50	D4@75 シングル	-	-	-
2	RC	アンカー				50	D4@50 シングル	D6@100
3	PCM	接着タイプ	18	50	D4@125 シングル	25	D4@200 シングル	
4		接着タイプ						13.5

1) RC:現場打ちコンクリート、PCM:ポリマーセメントモルタル吹き付け
2) ()内は鋼板に溶接した定着筋

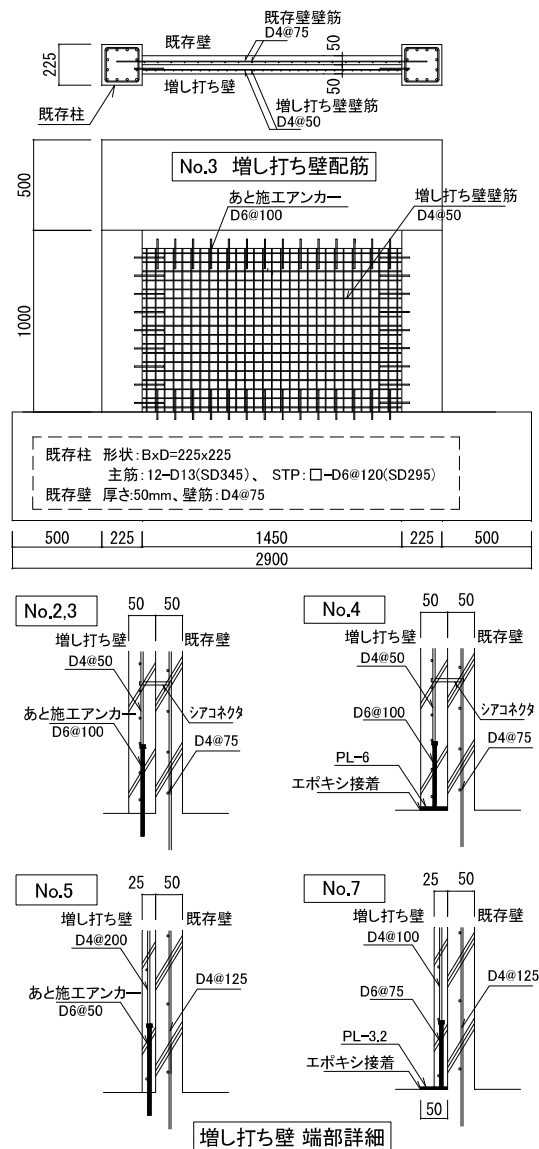


図-2 試験体形状

れるせん断破壊形式¹⁾は、既存壁と増し打ち壁が一体となって壁がせん断破壊する形式と、エポキシ樹脂による接着接合部で、せん断すべり破壊する形式に大別できる。

本実験では、それぞれの破壊形式のせん断終局耐力を確認できるように試験体を計画した。No.5、6 は、せん断すべり破壊に先行して壁のせん断破壊を生じるように、増し打ち壁厚を 25mm、15mm と既存壁の壁厚よりも小さくし、既存躯体との接合はアンカータイプ (D6@50) とした。また、接着タイプの No.7、8 は、接着接合部でせん断すべり破壊が生ずるように、No.5 よりも壁筋量を増して、増し打ち壁のせん断終局耐力を大きくした。ここで、接着タイプの接着接合部におけるせん断すべり破壊時の終局耐力は、接着面の面積に比例することから⁵⁾、壁がせん断破壊を生じない範囲でせん断すべり破壊時の終局耐力を大きくするため、接着幅は増し打ち壁厚の 2 倍とした。

増し打ち壁で補強された試験体 No.2~8 には、割裂防止筋を配筋していない。既存壁面は、グラインダーで汚れを除去する程度の表面処理とした。また、No.2~4 では、既存壁と増し打ち壁の間にシアコネクタを配筋したが、No.5~8 では、シアコネクタも配筋していない。

3.2 加力方法

加力方法を図-3 に示す。試験体両端の柱頂部に長期軸力に相当する荷重 (軸力比 0.15、一定) を加えた状態で、上部梁より水平力を加力した。加力は層間変形角 (R) で制御し、 $R = \pm 1/1000 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/500 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/250 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/166 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/100 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/67 \text{ rad}$ 、 $\pm 1/50 \text{ rad}$ を 2 回づつ繰り返した後、正方向に片押しした。層間変形角は、壁脚部から加力点までの水平変形量を加力点高さで除したものとした。

4. 実験結果

4.1 荷重-層間変形角関係と破壊状況

図-4 に各試験体の荷重-層間変形角関係を、写真-1 に壁がせん断破壊した No.5、接着接合部でせん断すべり破壊した No.7 の破壊状況を示す。

a. 試験体 No. 1~4

各試験体とも約 $R = 1/2000 \text{ rad}$ で、既存壁、および増し打ち壁にせん断ひび割れが生じた。発生時期、発生箇所は既存壁、および増し打ち壁とも、ほぼ同じであった。せん断ひび割れ後も荷重は増加し、No.1 では、 $R = 1/250 \text{ rad}$ で最大となり、その後急激に荷重は低下した。No.2 は、 $R = 1/166 \text{ rad}$ 近傍で荷重は最大となり、 $R = 1/100 \text{ rad}$ へ向かう途中で既存壁と増し打ち壁のせん断ひび割れが同時に大きく広がり、急激に荷重が低下した。

No.3 は、 $R = 1/166 \text{ rad}$ で荷重は最大となったが、その時点で既存壁と増し打ち壁のせん断ひび割れ幅は No.2 ほど進展していない。その後、 $R = 1/100 \text{ rad}$ に向かう途中で、増し打ち壁の脚部に水平方向のひび割れが発生し、層間変形角の増大に伴い、増し打ち壁脚部の水平接合面のすべり、既存壁の圧縮隅角部の圧壊がみられた。しかし、

表-2 材料試験結果

(a) コンクリート・PCM

試験体	部位	種類	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
No.1	既存壁・柱	コンクリート	22.6	-
No.2	既存壁・柱	コンクリート	23.5	23.5
	増し打ち壁		25.4	25.4
No.3	既存壁・柱	コンクリート	23.7	23.7
	増し打ち壁	PCM	72.3	72.3
No.4	既存壁・柱	コンクリート	24.0	24.0
	増し打ち壁	PCM	74.9	74.9
No.5	既存壁・柱	コンクリート	20.1	25.3
	増し打ち壁	PCM	42.0	24.0
No.6	既存壁・柱	コンクリート	20.2	27.8
	増し打ち壁	PCM	48.5	26.1
No.7	既存壁・柱	コンクリート	20.2	25.8
	増し打ち壁	PCM	47.1	27.5
No.8	既存壁・柱	コンクリート	12.7	23.0
	増し打ち壁	PCM	54.5	27.2

(b) 鉄筋・鋼板

鉄筋、鋼板 呼び名	種類	試験体	降伏強度	引張強度	ヤング係数
			σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	E (N/mm ²)
D4	SD295A	No.1-4	373	515	17200
		No.5-8	320	493	15810
D6	SD295A	No.1-4	361	517	17260
		No.5-8	365	510	17940
D13	SD345	No.1-4	383	564	18200
		No.5-8	779	1003	18930
PL-6	SS400	No.4	333	468	19120
PL-3.2	SS400	No.7,8	379	465	19550

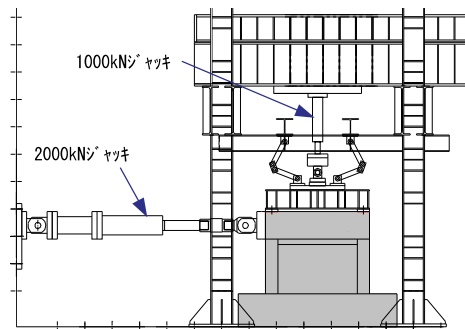


図-3 加力方法

急激な荷重の低下を示さなかった。No.4 は、接着タイプであるが、No.3 よりも最大荷重が若干小さいものの急激な荷重の低下を示さず、No.3 と同様の履歴性状を示した。No.2 の破壊形式は、増し打ち壁を含む壁のせん断破壊であった。No.3、4 では、増し打ち壁脚部を含む接合部のせん断すべり破壊であったが、既存柱の主筋が降伏ひずみに達しており、やや曲げ破壊を含むものであった。

以上のことから、PCM により補強された No.3 は、無補強の No.1 と比較して最大荷重が大きくなり、補強効果を確認した。また、No.3 の最大荷重はコンクリートを打設した No.2 より若干上昇した。

b. 試験体 No. 5~8

各試験体とも No.1~4 と同様に、約 $R = 1/2000 \text{ rad}$ で既存壁、および増し打ち壁にせん断ひび割れが生じた。発生時期、発生箇所は既存壁、および増し打ち壁とも、ほぼ同じであった。せん断ひび割れ発生後も荷重は増加し、No.5 では、 $R = 1/250 \text{ rad}$ で最大となり、その後急激に荷

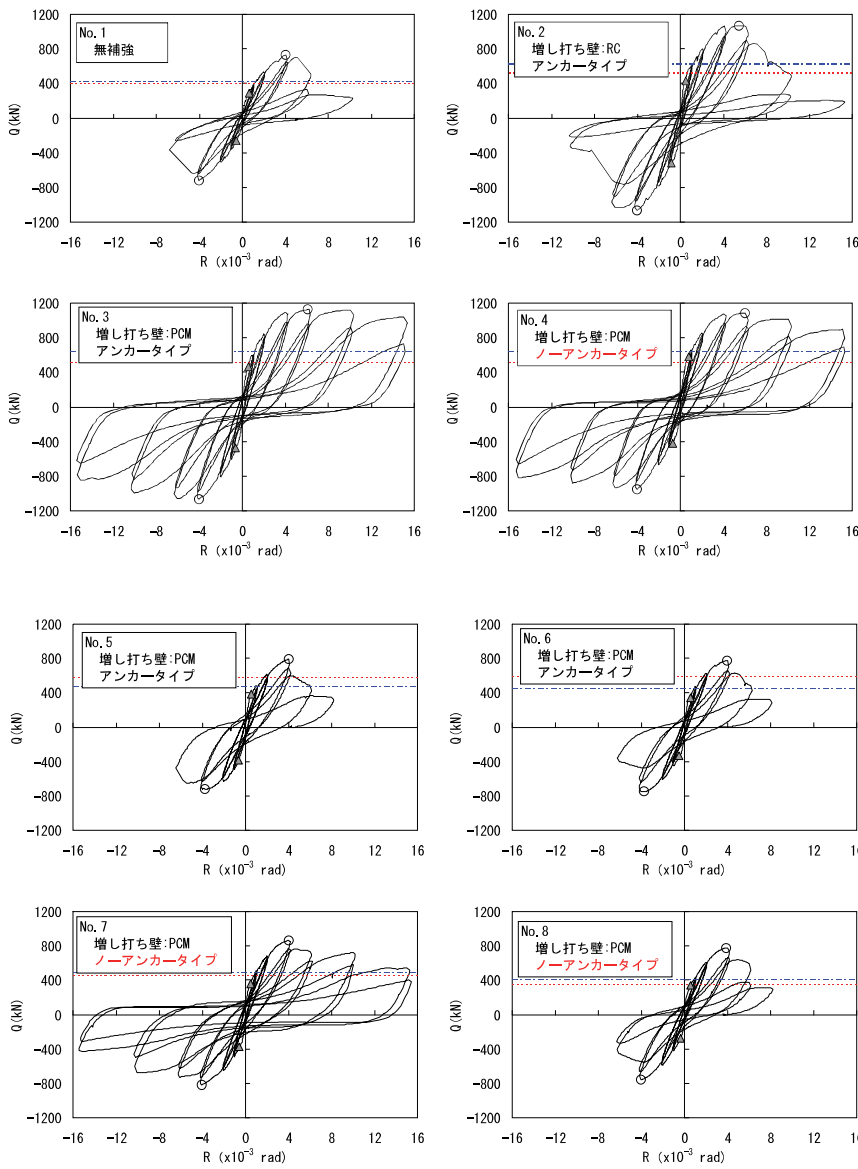
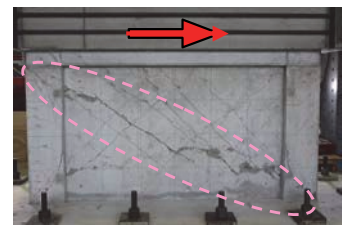
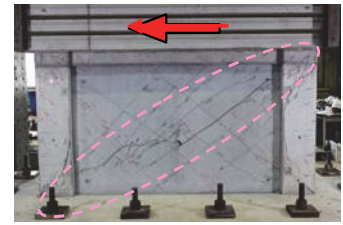


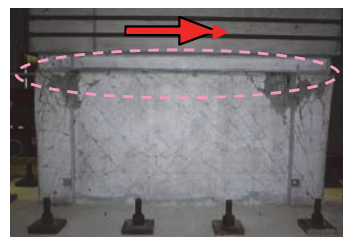
図-4 荷重-層間変形角関係



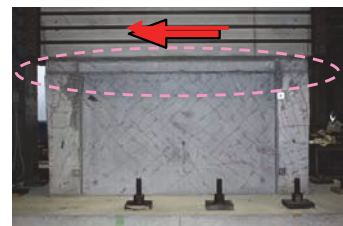
[No. 5 既存壁側]



[No. 5 増し打ち壁側]



[No. 7 既存壁側]



[No. 7 増し打ち壁側]

* 破綻位置は最終破綻位置
* 図中矢印は正方向

写真-1 破壊状況

重は低下した。破壊形式は、既存壁と増し打ち壁のせん断破壊であった。No.6 は、No.5 と同様であった。

接着タイプの No.7 では、 $R=1/250$ rad に向かう途中で、増し打ち壁と上梁間の接着接合部における上梁のコンクリートにひび割れが発生し、 $R=1/250$ rad で荷重は最大となった。その後、 $R=1/166$ rad に向かう途中で接着接合部のすべりが大きくなり、徐々に荷重が低下した。さらに、すべりの進展に伴い、既存壁上部と上梁下面の水平接合部にもすべりが生じた。接着接合部におけるすべりが生じた位置は、エポキシ樹脂とコンクリートの接着面ではなく、接着面から既存コンクリート側に入った位置であった。破壊形式は、既存壁、増し打ち壁とも壁上部の接着接合部、水平接合部のせん断すべり破壊であり、No.5、6 に生じた壁のせん断破壊はみられなかった。

No.8 も接着タイプで、接着接合部におけるせん断すべり破壊となるように計画したものの、No.5 と同様に

$R=1/250$ rad で荷重が最大となり、増し打ち壁、既存壁がせん断破壊し、荷重が低下した。

4.2 既存壁と増し打ち壁のせん断変形角

図-5 に、No.5、7、8 の層間変形角 (R) とせん断変形角 (γ) の関係を示す。No.5~8 には、既存壁、および増し打ち壁のせん断変形角を比較するため、同図中に示す位置に変位計を取り付け、せん断変形角を算出した。

既存壁のコンクリート強度を $Fc18$ とした No.5、7 では、層間変形角の増加に伴い、せん断変形角も増加している。また、増し打ち壁と既存壁のせん断変形角は同程度であり、既存壁の変形に応じて増し打ち壁も同程度変形していることが確認できる。この傾向は、荷重が最大となる $R=1/250$ rad まで見られるため、既存壁と増し打ち壁は最大荷重まで一体に動いていると推察される。これに対し、既存壁のコンクリート強度を $Fc13.5$ とした No.8 では、層間変形角の増加に伴い、せん断変形角も

増加するものの、既存壁に対し、増し打ち壁のせん断変形角が小さい。

図一六に、最大荷重時 (R=1/250 rad) における No.5、8 の増し打ち壁の変形量と増し打ち壁の既存躯体へのめり込み量の割合を示す。増し打ち壁の変形は、図一五に示す壁に取り付けた変位計の、めり込み量は既存躯体と増し打ち壁の境界に取り付けた変位計の値である。変形量を比較すると、No.5 では増し打ち壁の変形割合の方が大きく 60%程度であるが、No.8 は 20%と小さく、逆にめり込み量が 80%と大きくなった。

全体の変形量に対し、めり込み量が大きくなると、増し打ち壁の変形量が小さくなり、その分、増し打ち壁が負担できるせん断力が小さくなる。No.8 の増し打ち壁のせん断変形角が小さくなった理由として、既存躯体のコンクリート強度が $F_c13.5$ と小さいため、増し打ち壁との強度差が大きくなり、増し打ち壁が強度の低い既存躯体側に局部的にめり込みを生じ、増し打ち壁自体の変形量が小さくなったことによると考えられる。

5. せん断終局耐力の評価

5.1 評価方法

増し打ち壁のせん断破壊形式は、既存壁と一体となりせん断破壊する形式と、既存躯体との接着接合部でせん断すべり破壊する形式に分けられる。各破壊形式のせん断終局耐力算定式を以下に示す。

a. 既存壁と増し打ち壁の一体型せん断破壊形式

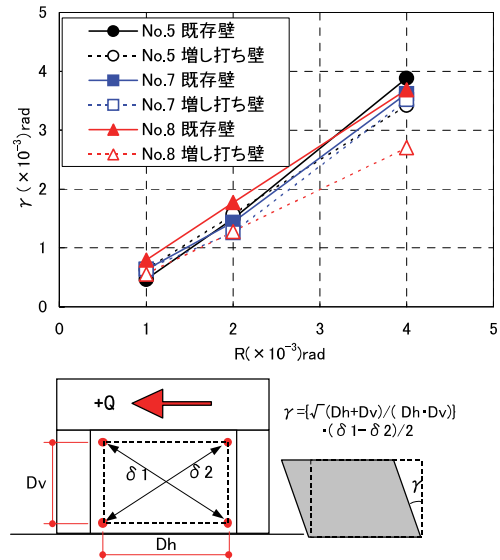
既存壁と増し打ち壁のひび割れ状況を比較すると、各試験体とも同じ位置に幅、長さとも同程度のひび割れを生じており、最終的に同じ位置のひび割れが進展し、せん断破壊に至った。さらに、最大荷重まで既存壁と増し打ち壁のせん断変形角はほぼ同じであった。このことから、増し打ち壁は既存壁と一体的に挙動すると考え、せん断終局耐力 (wQ_{su1}) は、式(1)を用い算出した。

$$wQ_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (18 + F_{clA})}{M / (Q \cdot l_w) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{seo} \cdot \sigma_{wyo}} + 0.1 \sigma_{oe} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \quad (1)$$

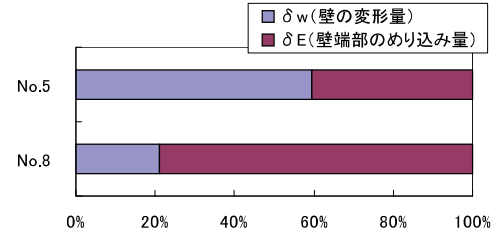
$$F_{clA} = (A_1 \cdot F_{cl1} + A_2 \cdot F_{cl2}) / (A_1 + A_2) \quad (2)$$

ただし、

- p_{te} : 等価引張鉄筋比(%)
- F_{clA} : 一体壁としてのコンクリート強度(N/mm²)
- l_w : 壁の全長(mm)、 σ_{wyo} : 等価強度(N/mm²)
- p_{seo} : 等価壁筋比、 M/Q : 反曲点高さ(mm)
- b_e : 等価壁厚(mm)、 j_e : 応力中心間距離(mm)
- p_{se} : 等価横筋比、 σ_{oe} : 等価軸方向応力度(N/mm²)
- A_1, F_{cl1} : 既存部分の壁や柱の水平断面積の和(mm²)と、既存コンクリートの圧縮強度(N/mm²)



図一五 層間変形角 (R) とせん断変形角 (γ) の関係



図一六 増し打ち壁と増し打ち壁端部の変形割合

A_2, F_{c2} : 増し打ち壁の水平断面積 (mm²)と、その部分の PCM の設計基準強度(N/mm²)

ここで、一体壁としてのコンクリート強度は、既存壁と増し打ち壁の断面積比による平均強度を用いることとした。ただし、4.2 節に示すように既存躯体のコンクリート強度が小さい場合、既存壁と増し打ち壁の強度差による影響を考慮するため、PCM の強度の上限を支圧強度⁵⁾とした。

b. 既存躯体と増し打ち壁の接着接合部のせん断すべり破壊形式

増し打ち壁の接着接合部ですべり破壊した試験体では、既存壁はせん断破壊せず、既存壁と既存躯体の水平接合部でスリップ破壊を生じた。これは、それぞれの壁が一体として挙動することにより、既存壁と増し打ち壁の破壊性状が一致したと考えられる。そこで、せん断すべり破壊形式のせん断終局耐力 (wQ_{su2}) は、式(3)に示すように、既存壁のスリップ破壊によるせん断終局耐力 (wQ_{su0_S}) と、増し打ち壁の接着接合部におけるせん断すべり終局耐力 (wQ_{su2_S}) との足し合わせとした。

$$wQ_{su2} = wQ_{su0_S} + wQ_{su2_S} \quad (3)$$

$$wQ_{su0_S} = \tau_{ul(ws)} \cdot t_{w1} \cdot l \quad (4)$$

$$\tau_{ul(ws)} = 2.4 \sqrt{F_{cl} + 3400} \cdot p_{slmin} \quad (5)$$

$$wQ_{su2_S} = Q_a \quad (\text{アンカータイプ}) \quad (6)$$

$$wQ_{su2_S} = 0.08 \cdot F_{cl} \cdot t_b \cdot l_{wo} \quad (\text{接着タイプ}) \quad (7)$$

ただし、

F_{cl} : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

t_{wl} : 既存壁の厚さ(mm)、 l : 既存壁の柱間距離(mm)

p_{smin} : 既存壁の壁筋比、 t_b : 接着接合部の幅(mm)

Q_j : 接着接合部のせん断耐力(N)、 l_{wo} : 接着接合部の長さ(mm)

Q_a : あと施工アンカーのせん断耐力(N)、

$\tau_{ul(vss)}$: スリップ破壊する時のせん断応力度(kg/cm²)

既存壁のスリップ破壊耐力は、式(3)に示す富井式⁶⁾で評価した。同式は、ひび割れ発生後の壁板の抵抗を、ひび割れ方向のコンクリートによる圧縮ブレースと、直交する方向の引張ブレースによると仮定し、多くの実験結果より導いた式である。また、今回の実験では、接着接合部のすべり破壊位置は、エポキシ樹脂とコンクリートの接着面ではなく、既存コンクリートに少し入った位置であった。この場合、接着接合部のせん断強度は割裂引張強度と概ね一致し、コンクリートの圧縮強度の0.08倍で安全に評価できる^{7,8)}。したがって、接着タイプの増し打ち壁の接着接合部におけるせん断すべり耐力は、式(6)とした。

5.2 実験結果との比較

試験体の実験時の最大耐力と計算値の比較を表-3に示す。無補強試験体のNo.1では、計算値に対する実験値の比(安全率)は1.81とかなり大きめに評価する結果となった。PCMで補強した試験体に着目すると、いずれの試験体も計算式は実験値を安全に評価していること、その安全率は1.66~2.15と無補強の1.81倍に対し±20%程度であり、同程度の安全率を有していること、さらに計算式により破壊性状を概ね推定できることが確認できた。No.5、6は、想定通り壁がせん断破壊し、計算値に対する実験値の比はそれぞれ1.66、1.68であった。No.3、4、7も想定通り接合部がせん断すべり破壊し、計算値に対する実験値の比は、それぞれ2.14、2.05、1.88であった。

6. まとめ

今回の実験により、以下の知見を得た。

- i. 既存壁と増し打ち壁のひび割れを比較すると、同じ位置に同程度のひび割れを生じており、また、それぞれの壁のせん断変形角は同程度であった
- ii. 増し打ち壁と既存壁の破壊形式は同じであり、増し打ち壁がせん断破壊した場合、既存壁もせん断破壊し、増し打ち壁の接着接合部ですべり破壊した場合、既存壁と上下梁との間でスリップ破壊を生じた
- iii. 壁がせん断破壊した試験体は、既存壁と増し打ち

表-3 最大耐力と計算値の比較

試験体	増し打ち壁		計算値		実験結果		実験値 / 計算値
			wQ_{su1}	wQ_{su2}	Q_{max}	破壊性状 ³⁾	
	種類 ¹⁾	一体化 ²⁾	kN	kN	kN		$Q_{max} / (wQ_{su1} + wQ_{su2})$
No.1	無し	-	430	404	730	S	
No.2	RC	A	633	527	1061	S	2.01
No.3	PCM		647	528	1128	Slip, M	2.14
No.4		NA	650	530	1086		2.05
No.5	PCM	A	475	582	789	S	1.66
No.6			459	585	771	S	1.68
No.7		NA	497	463	868	Slip	1.88
No.8	417		361	775	S	2.15	

1)種類 RC:現場打ちコンクリート、PCM:ポリマーセメントモルタル
 2)一体化 A:アンカータイプ、NA:ノーアンカータイプ
 3)破壊性状 S:壁のせん断破壊、Slip:壁と上下梁のすべり破壊
 M:全体曲げ破壊

壁を一体として評価した計算式により、また、せん断すべり破壊した試験体は、壁板のスリップによる耐力式と接着接合部のすべり耐力式を足し合わせた計算式により、算定できる

- iv. PCMによる補強は、従来の現場打ちコンクリートによる補強と比較して最大荷重は大きくなり、最大荷重後の荷重低下も小さく、同等以上の性能を有している

7. あとがき

PCM 吹き付けによる増し打ち補強は、耐震補強工法として有効であることが確認できた。本工法の適用場面は今後増えていくことが予想される。積極的に実建物に適用していきたい。

【参考文献】

- 1) 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指針・同解説」、2001
- 2) 黒正清治、林 静雄他、「後打ち圧入鉄筋コンクリート耐震壁に関する実験研究(第1報)、(第2報)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1976.10
- 3) 東 洋一、大久保全陵他、「RC建物の耐震補強法に関する実験研究(その1)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1975.10
- 4) 日本建築総合試験所、「GBRC性能証明 奥村組接着式耐震補強工法」、2008
- 5) 日本建築学会、「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」、1987
- 6) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料」、1987.9
- 7) 宮内靖昌、東端泰夫他、「鉄骨ブレースの接着接合より耐震補強されたRC架構の力学性状」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20、No.3、1998
- 8) 小宮敏明、益尾 潔、「鉄骨増設ブレース補強用の接着接合部および間接接合部の終局耐力」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.22、No.3、2000