

# 接着型増設プレキャスト工法の構造性能

白都 滋\* 小澤 潤治\* 青木 雅秀\*\*

**要約：** 従来の増設耐震壁工法で用いられるあと施工アンカーの代わりにスタッド付きプレートを経存躯体フレームに接着接合し、増設または増打ちする壁板との一体化を図る耐震補強工法の補強性能を確認するために1/3スケール1層1スパン試験体3体の正負繰り返し載荷実験を行った。試験体は、プレキャスト板の増設、現場打設による壁板の増設、ならび増打ちにより補強した。その結果、本補強工法が従来の増設耐震壁工法とほぼ同程度の補強性能を示すことを確認した。また、既往の実験結果を含め、本補強工法の性能評価法を提案し、実験結果を十分安全側に評価できることを確かめた。

**キーワード：** 鉄筋コンクリート造建物、耐震補強、接着接合、スタッド付きプレート、最大せん断耐力

目次：	1. はじめに	3. 実験結果
	2. 実験概要	4. まとめ

## 1. はじめに

1995年1月に発生した兵庫県南部地震は、特に新耐震設計法(1981年施行)以前の旧耐震基準による建物に甚大な被害をもたらし、現行基準に適合しない既存建物(既存不適格建物)の耐震診断・補強が急務となっている。しかし、耐震補強が必要と診断され、実際に補強が行われている建物は、例えば特定建築物(多数の者が利用する一定規模の建物)では、わずか6%程度であり、耐震補強工事は十分に推進されていないのが現状である[1]。

耐震補強は新築建物の設計とは異なり、補強工事中に発生する振動、騒音、粉塵が建物の継続的使用を妨げることが問題となり、補強工事が実施できない場合がある。既存建物の耐震補強工事が進まないのは、コスト的な問題のほか、工事中に発生する振動、騒音、粉塵等の低減に対応できる補強技術が開発されていないことが原因のひとつとして挙げられる。

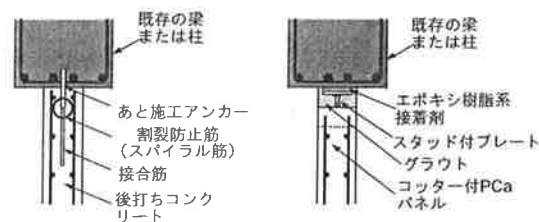
このような背景のもと、補強工事中に発生する振動、騒音、粉塵を従来の増設耐震壁工法より大幅に低減した接着型増設プレキャスト(以下PCa)工法(以下本工法)の開発に取り組んできた。

本工法は、従来型の増設耐震壁工法で用いられるあと施工アンカーの代わりにスタッド付きプレートを既存の柱、梁の接合面に接着剤で貼り付け、PCa板を建て込んだ後、隙間にグラウト材を充填し一体化を図る工法である(図1)。本工法では、あと施工アンカーの打設が大幅

に省略できるため、従来の増設耐震壁工法より振動、騒音、粉塵の低減が可能となる。

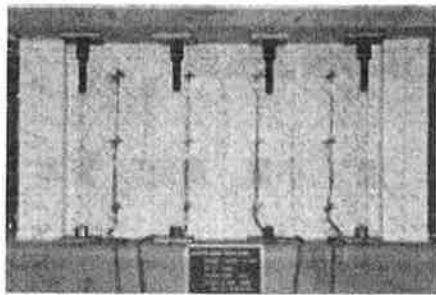
昨年度までに実施した構造実験では、PCa板の運搬、建て込み時に大掛かりな揚重機を必要とせず、また、現場でのハンドリングを容易とするために従来のコンクリートの比重の約半分(比重1.3)である超軽量ビニロン繊維補強発泡骨材モルタルを増設するPCaパネルに使用し、その補強効果を確認した。その結果、最大耐力時の破壊性状は一体打ち耐震壁とほぼ同程度であったこと(図2(a))、最大耐力は既往の計算式[2]で安全側に評価できること(図2(b))、また、最大耐力発現時部材角は、 $R=1/200$ であり、靱性指標 $F=1$ の評価が可能なることを確認した[3]。

本研究は、本工法の適用範囲を拡大するために、PCa板に普通コンクリートを用いた場合、PCa板の代わりに現場打設コンクリートで壁板を増設または増打ちした試験体の実験結果を示し、既往の実験結果を含

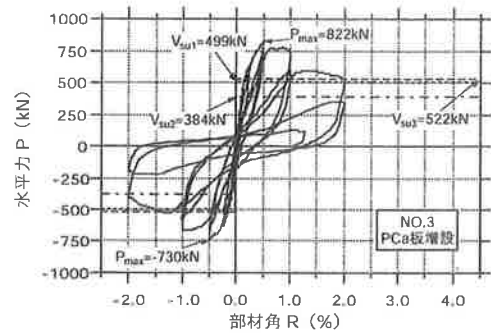


(a) 在来型増設耐震壁工法 (b) 本工法

図1 補強工法の概要図



(a)最大耐力時(部材角R=1/200)の破壊状況



(b)水平力-部材角関係

図2 本工法による既往の実験結果

め本補強工法の性能評価法を提案し、実験結果と比較した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体図例を図3に示す。試験体数は3体(NO.4～NO.6)とし、各試験体の形状、寸法および柱主筋量、帯筋量は同じとした上下に比較的剛な梁を有する1層1スパン型耐震壁である。壁パネルの厚さ $t_w$ および柱内のり長さ $l_w'$ は、それぞれ6cm、176cm、柱の幅 $b$ とせい $D_c$ はそれぞれ24cm、主筋比 $p_g$ は2.65% (12-D13)、帯筋比 $p_w$ は0.17% (2-D6@160)とした。

壁板の増設補強方法は、左右の柱および上下の梁の接合面にスタッド付プレートにエポキシ系樹脂接着剤で圧着により接着した後、NO.4では溶接金網(3.2φ@50,  $p_s=0.27\%$ )を配置した4分割したPCaパネルを所定の位置に取り付け、隙間に無収縮グラウト材を注入した。NO.5は、PCa板の代わりに従来の増設耐震壁工法同様、普通コンクリートを上側梁下面より20cmの高さまで打設し、残りの部分にグラウト材を注入した。NO.6は、既存耐震壁(厚さ6cm、壁筋比 $p_s=0.27\%$ 、縦横筋ともD6@200シングル)を増打ち補強(厚さ6cm)した試験体であり、既存壁板コンクリート面を目荒らした後、NO.5と同様にコンクリートを打設した。NO.5、NO.6の増設または増打ち壁板内には補強筋として $p_s=0.27\%$ (縦横筋ともD6@200シングル)を配置したが、柱、梁には定着されていない。また、NO.4のPCaパネルの4辺には、高さ9mm、付け根部長さ56mm(上辺50mm)の凸状のコッターを84mmピッチで設けた。

### 2.2 荷重方法

荷重装置を図4に示す。試験体の左右の柱に一定の軸力 $N (=1/6bD_c\sigma_B)$ 、 $\sigma_B$ はコンクリートの圧縮強度)を荷重した。加力点高さ $h_w$ は下側梁上面から140cmとし、水平力は荷重点位置での部材角 $R (= \Delta/h_w)$ 、 $\Delta$ は荷重点位置での水平変形)制御とし、漸増振幅の正負交番繰返し荷重とした。荷重履歴は、 $R=1/800$ を1回、 $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/25$ を各2回繰り返すこ

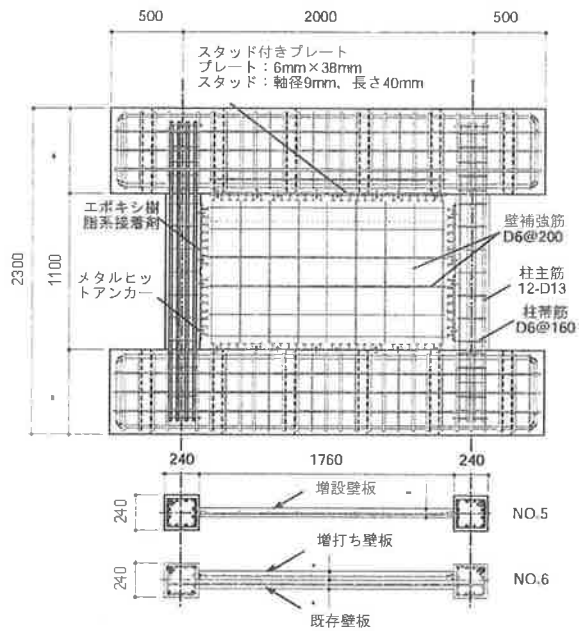


図3 試験体の配筋詳細図例 (NO.5,NO.6)

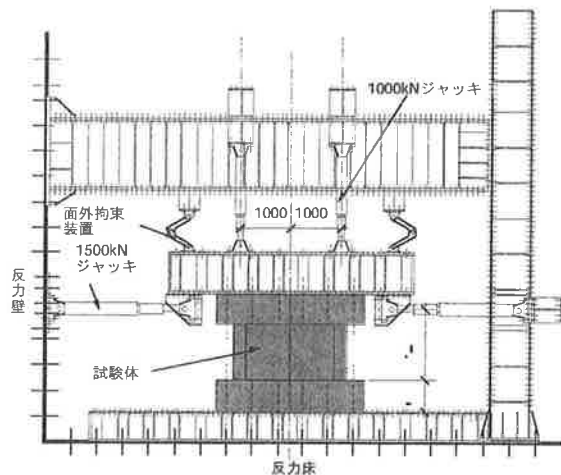


図4 荷重装置

とを目標とした。

2.3 試験体の製作および材料試験結果

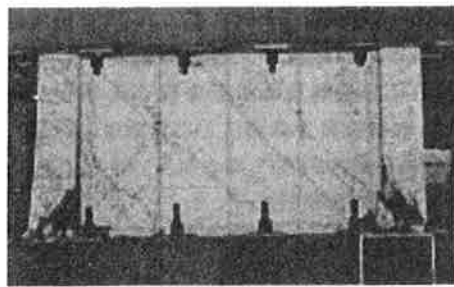
各試験体の既存架構フレームである梁、柱（NO.6では既存壁板を含む）を水平方向打設した後、試験体を立て起こし、補強工事を実施した。使用したコンクリート、グラウトおよび鋼材の材料試験結果を表1に示す。

3. 実験結果

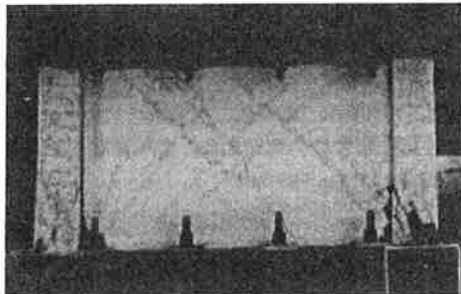
3.1 水平力-部材角関係および破壊性状

最終ひび割れ状況を写真1に、水平力-部材角関係を図5に示す。実験および計算結果一覧を既往の実験結果（NO.1:一体打ち試験体、NO.2~NO.3:PCa板に超軽量ビニロン繊維補強発泡骨材モルタルを使用した試験体）を含めて表2に示す。

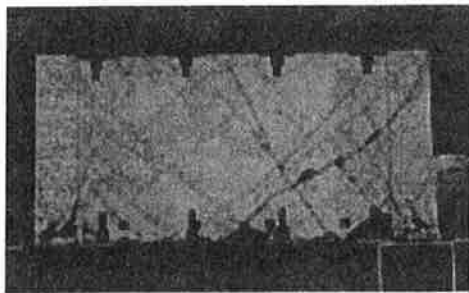
各試験体とも、部材角 $R=1/800$ の載荷時に側柱の曲げひび割れ、壁パネルのせん断ひび割れが発生し、 $R=1/400$ の繰返し時において曲げひび割れ、せん断ひび割れが試験スパン全域に発生し、進展し



(a)NO.4



(b)NO.5



(c)NO.6

写真1 最終破壊状況

表1 材料試験結果

(a)コンクリート、グラウト

試験体	部位	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
NO.4	柱,梁	24.7	2.06	19.8
	PCa板	28.0	2.64	21.6
	グラウト	51.8	-	19.9
NO.5	柱,梁	24.8	2.68	19.1
	増設壁板	35.7	2.74	23.4
	グラウト	45.8	-	19.1
NO.6	柱,梁,既存壁板	27.0	2.53	19.0
	増打ち壁板	38.4	2.55	22.0
	グラウト	56.2	-	20.2

1)封鎖養生、構造実験の実施日と同じ日に実施

(b)鋼材

鉄筋、鋼材の種類	使用部位	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
D13 (SD345)	柱主筋	365	517	25.6
D6 (SD295A)	壁補強筋, 帯筋	342*	503	27.5
3.2φ (溶接金網)	PCa板補強筋	582*	624	-
PL-6 (SS400)	スタッド付プレート	332	483	38.1

\*0.2%オフセット耐力

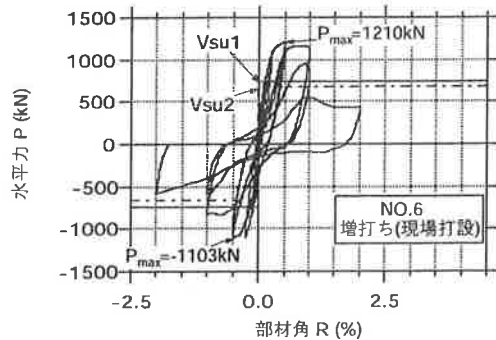
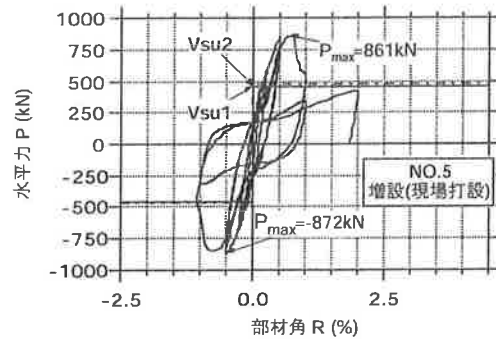
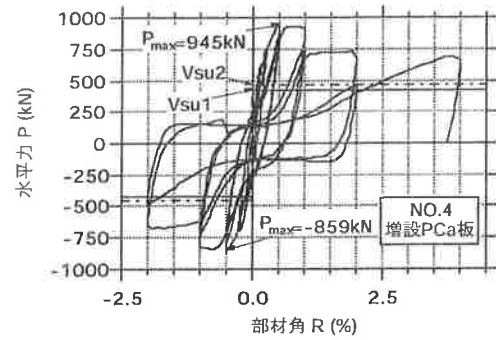


図5 水平力-部材角関係

た。また、壁パネルと下側梁の水平接合面にひび割れが発生した。R=1/200の1サイクル目に最大耐力が得られ、壁パネル内のせん断ひび割れが圧縮側柱へ進展し、圧縮側柱に圧壊が観察された。R=1/100の载荷時に壁パネル脚部の引張り側隅角部における水平および鉛直接合面のひび割れが進展、拡大し、水平接合面のすべり、壁パネル圧縮隅角部に圧壊が見られた。その後の部材角の増大に伴い壁パネル圧縮隅角部の圧壊、圧縮側柱のせん断ひび割れの拡大、圧壊が顕著となった。最終的な破壊状況は、側柱脚部のせん断破壊および壁パネル脚部における接着接合面のせん断破壊であったが、増打ち補強NO.6では、やや曲げ型を含む破壊状況であった。また、NO.6の既存壁側と増打ち壁側でのひび割れ状況に有為な差は見られなかった。

### 3.2 せん断耐力

接着型増設耐震壁工法によるせん断耐力 $V_{su}$ を改修指針[3]を参考にし、以下の式で評価した。

$$V_{su1} = \beta \cdot \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot l) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{ny}} + 0.1 \sigma_{oe} \right\} \cdot b_e \cdot j_c$$

$$V_{su2} = V_j + p V_c + \alpha V_c \quad (NO.2 - NO.5)$$

$$V_{su2} = V_{su1} + \min({}_w V_{su}, V_j) \quad (NO.6)$$

ここに、 $V_{su1}$ ：一体打ちとしてのせん断耐力(低減係数 $\beta=1.0$ 、NO.6では既存耐震壁のせん断耐力)、 $p V_c$ ：片側柱のパンチングシア耐力、 $V_c$ ：もう一方の柱の曲げまたはせん断耐力のうち小さい方、 ${}_w V_{su}$ ：増打ち壁板のせん断耐力、 $V_j$ ：梁下面にある接合材のせん断耐力(接着接合部、スタッドボルトおよびコッターのせん断耐力のうち最も小さな値)、 $\alpha$ ：変形の状態を考慮した低減係数

なお、既存フレームに定着されていない壁筋は無視して計算した。

本工法による計算せん断耐力 $V_{su}$ に対する試験体の最

表2 実験および計算結果一覧

試験体	最大耐力の実験値 $P_{max}$ (kN)	せん断耐力 $V_{su1}^1$ (kN) [ $V_{max}^1 / V_{su1}$ ]	せん断耐力 $V_{su2}^2$ (kN) [ $V_{max}^2 / V_{su2}$ ]	せん断耐力 $V_{su}^3$ (kN) [ $V_{max}^3 / V_{su}$ ]	備考
NO.1	931	572 [1.63]	-	572 [1.63]	一体打ち
NO.2	853	497 [1.72]	492 [1.73]	492 [1.73]	増設PCa(超軽量 繊維強化コンクリート)
NO.3	822	499 [1.65]	522 [1.57]	499 [1.65]	
NO.4	945	421 [2.24]	463 [2.04]	421 [2.24]	増設PCa(普通 コンクリート)
NO.5	872	453 [1.92]	464 [1.88]	453 [1.92]	増設(現場打 設)
NO.6	1210	736 [1.64]	662 [1.83]	736 [1.64]	増打ち(現場打 設)

1)  $V_{su1}$ ：一体打ちとしてのせん断耐力、低減係数 $\beta=1.0$

2) NO.2~NO.5： $V_{su2} = V_j + p V_c + \alpha V_c$

NO.6： $V_{su2} = V_{su1} + \min({}_w V_{su}, V_j)$

3)  $V_{su} = \min(V_{su1}, V_{su2})$

大耐力 $P_{max}$ の比は、1.64~2.24となり、1体打ち耐震壁(NO.1)の安全率(1.63)と同程度以上の安全率で評価できた。

### 4. まとめ

本工法による増設耐震壁は、R=1/200で最大耐力を発現し、最終破壊状況は、側柱脚部のせん断破壊および壁板と下側梁境界面の接着接合面のせん断破壊であった。改修指針を参考にした計算せん断耐力 $V_{su}$ に対する試験体の最大耐力 $P_{max}$ の比は、1.64~2.24となり、実験値を安全側に評価した。

### 参考文献

- [1] 日本コンクリート工学協会：耐震補強の評価に関する研究委員会 報告書・論文集，2000年6月
- [2] 財団法人 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
- [3] 白都滋，大岡督尚，渡部憲：接着型プレキャストパネル工法による増設耐震壁の構造性能，日本建築学会学術講演梗概集.2002年8月，pp.693-694

## SEISMIC RETROFIT OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS WITH ADDING STRUCTURAL WALLS USING EPOXY RESIN

S. Hakuto J. Ozawa and M. Aoki

Three one-third scale reinforced concrete frames were constructed and retrofitted by adding structural walls using stud bolts welded to the plates. Those plates were attached to the existing frame by epoxy resin to reduce the noise and dust during the construction work. The test units were tested under simulated seismic loadings to investigate the effectiveness as a retrofit measure. The test results showed that the retrofit method used in this study was very effective in terms of increasing the stiffness and strength of existing frames. The design equations to evaluate the maximum shear strengths of the retrofitted structural walls were also proposed and its validity was examined using the test results.