

# 論文 PCa・PC 耐震壁による既存 RC 造の耐震補強に関する実験

奈良純<sup>\*1</sup>・鳥屋隆志<sup>\*2</sup>・倉持春夫<sup>\*3</sup>・望月洵<sup>\*4</sup>

**要旨:** PCa・PC 耐震壁を、既存の RC フレーム造に PC 鋼棒で圧着接合する耐震補強工法の有効性を検討するために、RC フレームの破壊型と PCa パネルの開口の有無をパラメータとした試験体について実験を行い、破壊性状の把握と最大強度の簡略モデルによる解析を試みている。実験と解析の結果は、いずれの試験体も十分な保有耐力をもち、その最大強度を、大要、評価できること、また最大強度についてほぼ累加則が成り立つことを示している。

**キーワード:** PCa・PC 耐震壁、耐震補強、簡略モデル、保有耐力、累加則

## 1. はじめに

既存 RC 造の耐震補強に有効な方法として、現場打ち RC 耐震壁による方法が多用されている。この方法は、保有耐力の確保が容易であることに特長があるが、既存 RC フレームの損傷、建物の使用性の阻害など施工性に問題がある点は否めない。一方、PCa・PC フレームに PCa パネルを組み込んだ PCa・PC 耐震壁を既存 RC フレームに圧着接合する工法は、施工性での問題は少ない。しかし、使用範囲が外構面に限定される。

筆者らの実験<sup>1), 2)</sup>によれば、PCa・PC 耐震壁が十分な保有耐力と柱の全主筋量に応じた韌性ある変形能力をもつことが認められている。このため、PCa・PC 耐震壁を既存 RC フレームと協同させることによる耐震補強は有効な方法と考えられる。この方法は、施工上の有効性に加えて、次の特長をもつことが予測できる。PCa・PC 耐震壁の韌性に起因して構造の保有耐力について累加則が成り立つこと、および現場打ち耐震壁の場合に生じやすい側柱のせん断破壊を防止できることなどである。

本研究は、PCa・PC 耐震壁で耐震補強された RC フレームの試験体の実験から、その破壊性

状を捉えるとともに簡略モデルによる最大強度の解析、特に保有耐力の累加則について検討したものである。

## 2. 耐震補強の方法

耐震補強の方法は、次の手順とディテールによる（図-1）。

- 必要とする保有水平耐力をもつ PCa・PC 耐震壁を製作する。このとき、柱がせん断破壊しないように十分に補強する。また、接合面を平面にするため柱と梁の幅と同じとする。

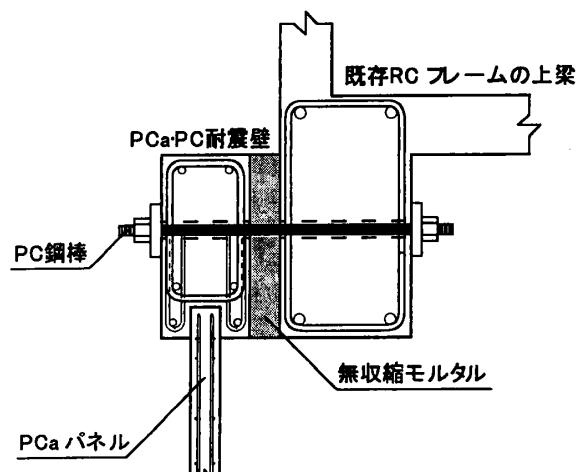


図-1 耐震補強のディテール

\*1 工学院大学大学院 工学研究科 建築学専攻 (正会員)

\*2 ドーピー建設工業(株) 技術部 工修 (正会員)

\*3 ドーピー建設工業(株) 技術営業部 (正会員)

\*4 工学院大学教授 工学部 建築学科 工博 (正会員)

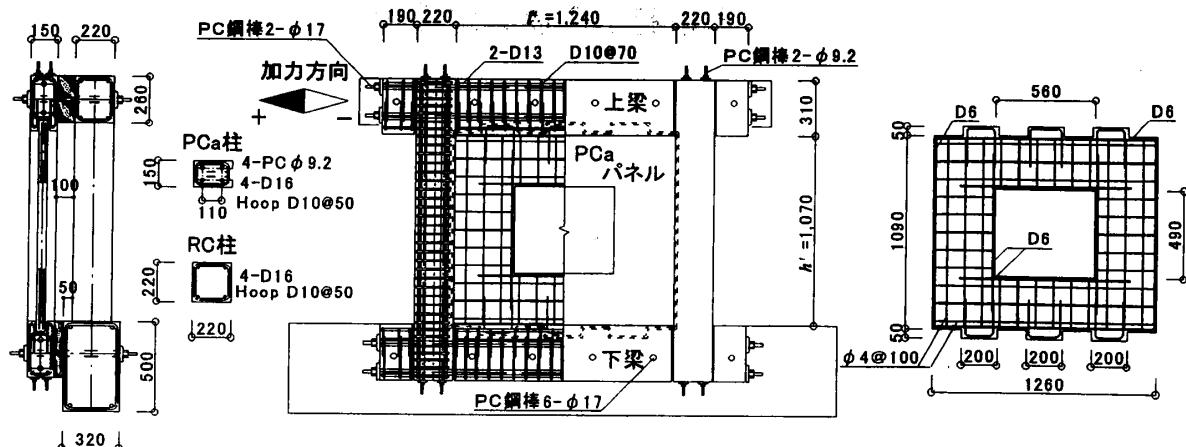


図-2 98PCWO の形状と配筋(単位:mm)

- b) 既存 RC フレームの梁にのみ、その中央高さ位置に接合用 PC 鋼棒の貫入孔を設ける。PCa・PC 耐震壁の負担せん断力は、梁を介して PC 鋼棒による圧着接合で伝達させるものとし、柱面での接合は行わない。
- c) PCa・PC 耐震壁を既存 RC フレームに仮締めし、梁の接合面に  $\sigma_b=50 \text{ N/mm}^2$  グレードの無収縮モルタルを打設する。
- d) 無収縮モルタルの硬化後、PC 鋼棒に必要引張力を与え、圧着接合する。

### 3. 実験計画

#### 3.1 試験体

試験体は、RC フレームに PCa・PC 耐震壁を圧着接合した 98PCWB の 2 体、98PCWS の 2 体、および PCa パネルに開口を設けた 98PCWO の 2 体、計 6 体である。図-2 に 98PCWO の形状と配筋を示す。PCa・PC 耐震壁は、剛強な上・下梁、せん断補強規準を満たす補強筋をもつ柱、および上・下水平接合部にのみコッターをもつ PCa パネルで構成されている。鉛直接合部は、目地モルタルの滑落を防ぐため PCa パネルが柱に深さ 10 mm だけ貫入されているが、接合筋はない。98PCWB は、PCa パネルに開口を設けていない。それ以外は、98PCWO と形状、配筋は同じである。98PCWB、O の RC フレームの柱主筋は 4-D16 で、曲げ降伏型のフレームとし、98PCWS は 4-D19 を用い、せん断破壊の可能性

をもつ曲げ降伏型である。

PCa・PC 耐震壁の試験体は、次の手順で組立てられる。初めに、各部材を所定の位置に設置し、柱と梁の接合目地に無収縮モルタルを充填する。養生後、柱と梁を PC 鋼棒で圧着接合し、シースにグラウトする。最後に PCa パネルの接合目地に無収縮モルタルを充填する。いずれの試験体も、PC 鋼棒の圧着力はひずみの計測で制御される。その後、2 の手順で RC フレームに PCa・PC 耐震壁を圧着接合する。表-1 に試験体の諸性質と実験結果を示す。

#### 3.2 加力と計測

加力は、アクチュエータによる正負繰返し水平力で、RC フレームの上梁に作用する。加力サイクルは層間変形角  $R = 1.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$  まで  $R = 0.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$  ごと 1 回、 $R = 4.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$  まで  $R = 1.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$  ごと 1 回、 $R = 4.0 \sim 8.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$  まで  $R = 1.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$  ごと 2 回、以降  $R = 20 \times 10^{-3} \text{ rad}$  まで  $R = 1.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$  ごと 1 回である。変形の計測には、上・下梁の相対変位および PCa 柱の PC 鋼棒と RC 柱主筋の梁内端位置におけるひずみを、それぞれ変位計およびひずみゲージを用いて行った。試験体は加力に対して偏心している。このため、柱頭位置で横方向の変位を拘束した。

### 4. 実験結果

#### 4.1 破壊性状

表-1 試験体の諸性質と実験結果

試験体名	PCa パネル					PCa 柱					接合目地	Q <sub>exp</sub>		R <sub>b</sub>	
	l'×h'	P <sub>s</sub>	t	σ <sub>B</sub>	目地σ <sub>B</sub>	柱脚P <sub>g</sub>	PC鋼棒σ <sub>y</sub>	σ <sub>B</sub>	N <sub>p</sub>	目地σ <sub>B</sub>		+σ <sub>B</sub>	-σ <sub>B</sub>	+	-
98PCWB-1	124.0 × 107.0	0.5	5.0	14	50	1.67	1340 (φ9.2)	36	216 (4-φ9.2)	60	47	402	463	18.0	13.5
98PCWB-2				22	50			23		63	59	452	471	20 以上	20 以上
98PCWS-1				14	50			36		59	47	579	542	17.6	17.5
98PCWS-2				22	48			23		61	54	564	567	11.5	11.2
98PCWO-1				22	48			36		60	59	349	382	21.5	16.1
98PCWO-2				22	48			30		61	65	341	385	17.2	13.9

【記号】 l'(cm)×h'(cm):PCa パネルの寸法, P<sub>s</sub>(%):PCa パネルの補強筋比, t(cm):壁厚, σ<sub>B</sub>(N/mm<sup>2</sup>):コンクリート, モルタルの圧縮強度

N<sub>p</sub>(kN):部材の全圧着力, P<sub>g</sub>(%):柱の全主筋比, σ<sub>y</sub>(N/mm<sup>2</sup>):鋼材の降伏点強度, Q<sub>exp</sub>(kN):実験による最大強度

R<sub>b</sub>(×10<sup>3</sup>rad):変形限界(0.8 Q<sub>exp</sub>時の層間変形角)

【共通】 PCa パネル:補強筋 タイコガブリ φ4@100, σ<sub>y</sub>=509(N/mm<sup>2</sup>), 上 梁:2-φ17, N<sub>p</sub>=333(kN), PCa 梁と RC 梁の接合:12-φ17, N<sub>p</sub>=2000(kN)

柱(PCa):b×D=15(cm)×22(cm), 主筋 4-D10, σ<sub>y</sub>=348(N/mm<sup>2</sup>), 帯筋 D10@50, σ<sub>y</sub>=348(N/mm<sup>2</sup>)

梁(PCa):b×D=15(cm)×31(cm), 主筋 4-D13, σ<sub>y</sub>=352(N/mm<sup>2</sup>), 帯筋 D10@70, σ<sub>y</sub>=348(N/mm<sup>2</sup>)

柱(RC):b×D=22(cm)×22(cm), 主筋 4-D16, σ<sub>y</sub>=335(N/mm<sup>2</sup>), 帯筋 D10@50, σ<sub>y</sub>=348(N/mm<sup>2</sup>):98PCWB, 98PCWO

柱(RC):b×D=22(cm)×22(cm), 主筋 6-D19, σ<sub>y</sub>=354(N/mm<sup>2</sup>), 帯筋 D6@50, σ<sub>y</sub>=280(N/mm<sup>2</sup>):98PCWS

梁(RC):b×D=22(cm)×26(cm), 主筋 4-D16, σ<sub>y</sub>=335(N/mm<sup>2</sup>), 帯筋 D10@100, σ<sub>y</sub>=348(N/mm<sup>2</sup>):98PCWB, 98PCWO, 98PCWS

RC フレームのコンクリート強度 σ<sub>B</sub>=28(N/mm<sup>2</sup>):98PCWB, 98PCWO, σ<sub>B</sub>=24(N/mm<sup>2</sup>):98PCWS

### (1) 98PCWB-1, 2

98PCWB-1, 2 は、同じ形状と配筋である。

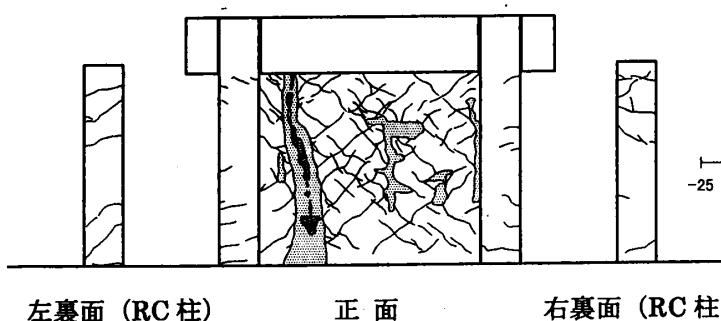
98PCWB-1 は、層間変形角 R = 1.0~3.0 × 10<sup>-3</sup> rad. で RC フレームの柱脚に曲げひびわれ、PCa パネルの主対角領域に斜めひびわれが生じた。R = 4.0~5.0 × 10<sup>-3</sup> rad. で PCa・PC 耐震壁の PCa 柱にも曲げひびわれが生じた。R = 6.0 × 10<sup>-3</sup> rad. から PCa パネルに斜めひびわれ、PCa・PC 耐震壁と RC フレームの柱の頭部・脚部に曲げひびわれが多数発生した。R = 7.0 × 10<sup>-3</sup> rad. で最大強度に達し、その後、PCa パネルの圧壊とともに、強度は緩やかに低下した。最大強度以降、変形がすすむと RC フレームの引張柱脚部に浮きが生じ、最終状態では 4 mm に達した。図-3 に最終ひびわれ状況および水平力と層間変形角の関係

を表す力-変形関係を示す。破壊性状は曲げ破壊モードといえる。98PCWB-2 も同じ破壊性状であった。

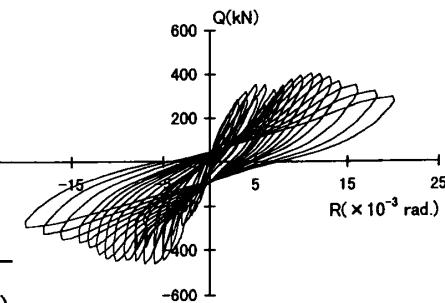
### (2) 98PCWS-1, 2

98PCWS-1, 2 は、同じ形状と配筋である。

98PCWS-1 は、R = 1.0 × 10<sup>-3</sup> rad. で、PCa パネルの主対角領域に斜めひびわれ、RC フレームの柱脚に曲げひびわれが生じた。R = 5.0 × 10<sup>-3</sup> rad. で PCa・PC 耐震壁の PCa 柱に曲げひびわれが生じ、R = 12.0 × 10<sup>-3</sup> rad. で最大強度に達した。最大強度以降、PCa パネルの剥離が拡がるとともに、強度が緩やかに低下した。最大強度は、RC フレームの保有強度が大きいのに相応して 98PCWB に比べて大きくなつたが、RC フレームの柱の全主筋比が大きく、せん断破壊の



(a) 最終ひびわれ状況



(b) 力-変形関係

図-3 98PCWB-1

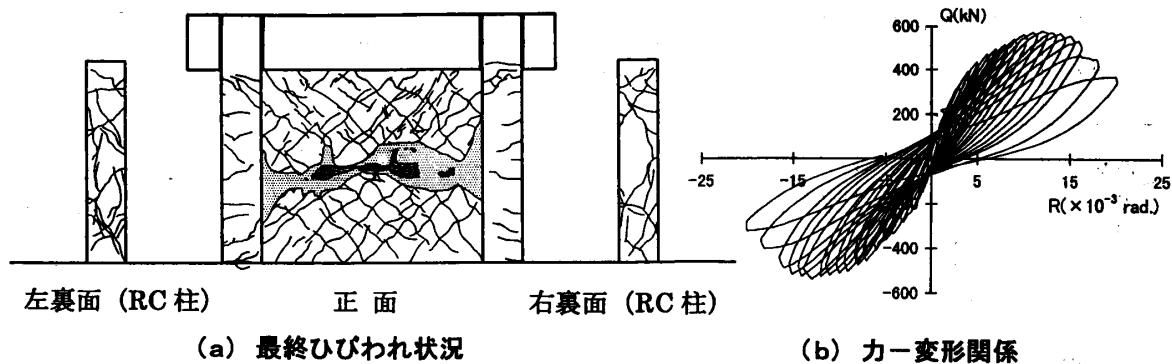


図-4 98PCWS-1

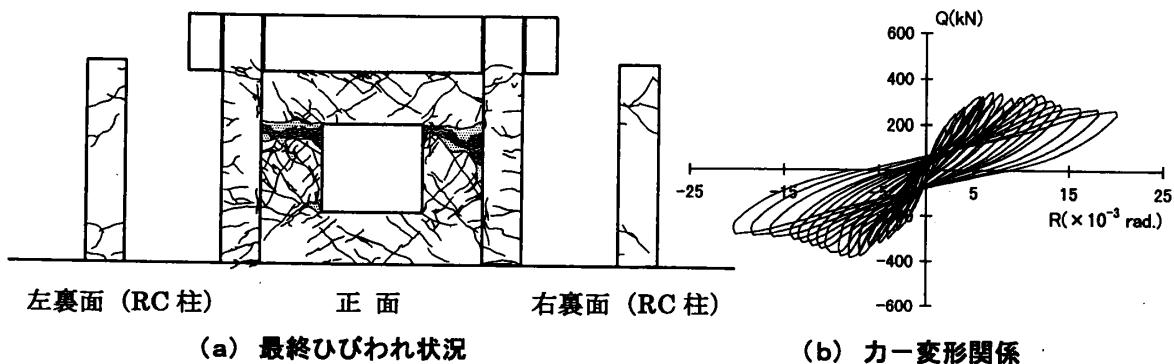


図-5 98PCWO-2

可能性をもつ曲げ降伏型のため、柱のひびわれ、特に斜めひびわれが著しかった。図-4に最終ひびわれ状況と力一変形関係を示す。破壊性状は曲げ・せん断破壊モードといえる。これにも、RCフレームの性状が反映している。98PCWS-2も同じ破壊性状であった。

### (3) 98PCWO-1, 2

98PCWO-1, 2は、同じ形状と配筋である。98PCWO-2は、 $R = 1.0 \times 10^{-3}$  rad. でPCaパネル開口部の隅から斜めひびわれ、RCフレームの柱脚に曲げひびわれが生じた。 $R = 3.0 \times 10^{-3}$  rad. でPCa・PC耐震壁のPCa柱にも曲げひびわれが生じ、 $R = 8.0 \times 10^{-3}$  rad. で最大強度に達した。最大強度以降、PCaパネルの圧壊とともに強度は緩やかに低下した。 $R = 9.0 \times 10^{-3}$  rad. 付近で発生したRCフレームの引張柱の浮きは、最終状態で5mmに達した。図-5に最終ひびわれ状況と力一変形関係を示す。破壊性状は曲げ破壊モードといえる。98PCWO-1も同じ破壊性状であった。

すべての試験体に共通して、最大強度時における(1)引張柱は下端で引張降伏、圧縮柱は下端で曲げ降伏している。

いてPCa・PC耐震壁の引張柱脚部は曲げ降伏の状態に達していないが、RC柱脚部は両側柱とも曲げ降伏に近い状態にあった。また、いずれの試験体も変形限界は $R_b = 11 \sim 20 \times 10^{-3}$  rad. 以上で、十分な変形能力をもつといえる。なを、PCa・PC耐震壁とRCフレームとの変位のずれは観察されなかった。

## 5. 最大強度の解析

### 5.1 PCa・PC耐震壁の解析

筆者らは、一体打ち有開口RC耐震壁の最大強度を評価するための簡略モデル<sup>3)</sup>を提案している。これを有開口PCa・PC耐震壁の簡略モデルとして図-6に準用する。開口をもたないPCa・PC耐震壁は、開口寸法を零と扱うことで適用できる。モデルは剛強な上・下梁、柱、傾斜角 $\theta$ をもつ圧縮ストラットによって構成され、最大強度時に次の状態にあるとされる。

(1) 引張柱は下端で引張降伏、圧縮柱は下端で曲げ降伏している。

(2) 圧縮ストラット $a$ は $0.63\sigma_u$ で降伏してい

る。開口を横切る圧縮ストラットと圧縮ストラットcは有効でないとして除かれる。

- 3) PCaパネルの水平と鉛直接合部のせん断力と滑り強度の差 $\Delta Q_{wh}$ と $\Delta Q_{wv}$ は、それぞれ圧縮柱の脚部と下梁で抵抗をうける。

本実験の試験体の場合、柱は滑ることがないから、柱のせん断力は柱の滑り強度で限界づけられない。結局、図-6の簡略モデルは一体打ち有開口RC耐震壁と、大要、同じといえる。

これらを考慮すると、PCa・PC 耐震壁の最大強度式は力のつりあいだけから表-2のようにまとめられるとしている。

## 5.2 試験体の最大強度

試験体の最大強度  $Q_{cal}$  は、強度の累加則の成立を仮定して RC フレームの解析値  $Q_{cal\ I}$  と PCa・PC 耐震壁の解析値  $Q_{cal\ II}$  の和として求める。このとき、RC フレームは柱の上・下端が曲げ降伏の状態にあるとしている。PCa・PC 耐震壁の圧縮ストラットの傾斜角は、壁板の形状比の関数で表される RC 耐震壁の推定式<sup>4)</sup>から求める。ここでは  $\theta = 45^\circ$  である。表-3に解析結果を、図-7に解析値と実験値の比較を示す。

図の●印は、試験体 98PCWB, O の RC フレームとほぼ同じもののデータである。RC フレーム

表-2 PCa・PC 耐震壁の最大強度式

$$Q_{\text{cal}} = Q_w + Q_{cb} \quad \dots(1)$$

$$Q_w = T_{ah} \xi \cdot \ell - X_a \quad \dots (2)$$

$$Q_{cb} = S_{ah} \cdot Y_c = S_{ah} \cdot \left( \sqrt{Y_b^2 + \frac{2 \cdot M_u}{S_{ah}}} - Y_b \right) \quad \dots (3)$$

$$\xi = \eta \left( \frac{T_{ah}}{S_{av}} \right) + \sqrt{\eta^2 \left( \frac{T_{ah}}{S_{av}} \right)^2 + \frac{1}{\ell^2} \left\{ 2\ell(-X_a) \cdot \eta \cdot \left( \frac{T_{ah}}{S_{av}} \right) + X_a^2 \right\} + \chi} \quad \dots (4)$$

$$S_{\pm} = 0.63 \sigma_B \cdot \cos \theta \cdot \cos \theta \cdot t$$

$$S_{\perp} = 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \sin \theta + t$$

$$T_{ab} = 0.63 \sigma_B \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \cdot t$$

$$T_{\text{av}} = 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot t$$

$$_{sp}T_{wv} = \mu \cdot S_{sh}$$

$$\mu = 0.7$$

$$\chi = \frac{2}{S_{av} \cdot \ell} \left[ \left\{ \eta \cdot S_{ah} - \frac{(T_{av} - sp T_{wv}) \cdot D}{2\ell} \right\} \left( \sqrt{Y_b^2 + \frac{N_y \cdot D}{S_{ah}}} - Y_b \right) + N_0 + N_y \left( \frac{D}{2\ell} + 1 \right) \right] \quad \dots (5)$$

ただし、式(4)で  $\xi > 1.0$  の場合  $\xi = 1.0$ ,  $\eta = -\frac{h' \cdot r}{\ell}$

$$M_c = M_u(N_c) \quad \cdots(6)$$

$$N_c = \left\{ \eta' \cdot S_{ah} - \left( T_{av} - s_p T_{wv} \right) \left( 1 - \frac{D}{2\ell} \right) \right\} \left[ \sqrt{\frac{Y_b^2 + \frac{N_y \cdot D}{\ell}}{\ell}} - Y_b \right] + N_0 - \frac{N_y \cdot D}{2\ell}$$

$$+ (\xi \cdot \ell - X_a) (\eta' \cdot T_{ab} - S_{av}) + \frac{S_{av}}{2\ell} (\xi^2 \cdot \ell^2 - X_a^2)$$

$$\text{ただし, } \eta' = \frac{\mathbf{h}' \cdot \mathbf{r}}{\ell}$$

ムの解析精度がよいことを示している。表-3と図-7は、試験体の解析値が実験値を大要捉えており、最大強度についてほぼ累加則が成り立つことを示しているが、解析値が実験値を大きめに評価している。これは簡略モデルで仮定されている PCa・PC 耐震壁の PCa 柱の応力状態と実状との相違に起因している。

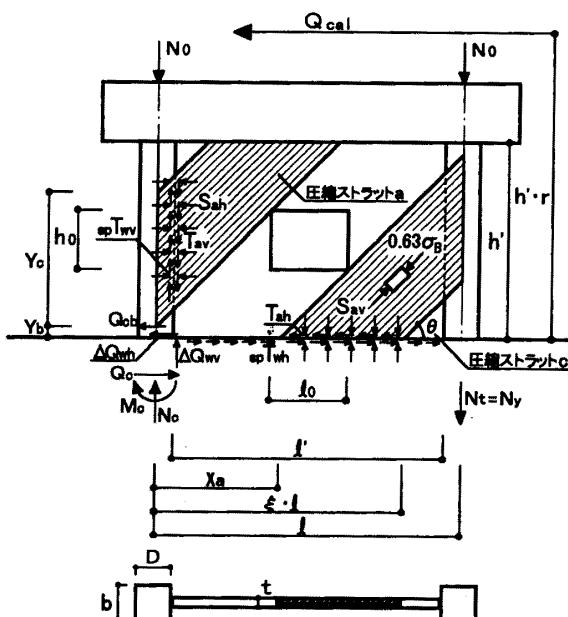


図-6 PCa・PC 耐震壁の簡略モデル

表-3 解析結果

試験体名	Qexp (kN)		Qcal I (kN)	Qcal II (kN)	Qcal (kN)	Qexp /Qcal	
	+	-				+	-
98PCWB-1	402	463	84	410	494	0.81	0.94
98PCWB-2	452	471	84	439	523	0.86	0.90
98PCWS-1	579	542	192	410	602	0.96	0.90
98PCWS-2	564	567	192	439	631	0.89	0.90
98PCW0-1	349	382	84	344	428	0.81	0.89
98PCW0-2	341	385	84	338	422	0.81	0.91

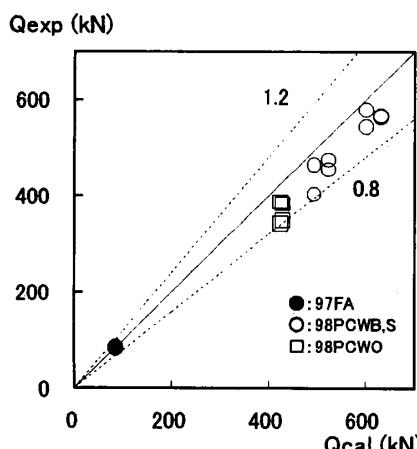


図-7 最大強度の解析値と実験値の比較

## 6. 結び

本研究は、耐震補強の新しい工法として、PCa・PC 耐震壁を既存 RC フレームの外構面に PC 鋼棒で圧着接合する耐震補強工法の有効性を検討するため、耐震補強された RC フレームの試験体の実験を行い、次のような結果を得た。

- 1) PCa・PC 耐震壁を RC フレームに圧着接合することで、保有耐力が増す耐震補強の効果が得られる。
- 2) 試験体の破壊性状は RC フレームの破壊型に依存する。
- 3) 試験体の最大強度は RC フレームと PCa・PC 耐震壁の最大強度の累加でほぼ評価できる。

## 表2の記号

- Qcal：最大強度の解析値
- Qc：圧縮柱下端のせん断力
- Qw：圧縮ストラットのせん断力
- Mc：圧縮柱下端の曲げモーメント
- Mu：圧縮柱下端の曲げ降伏強度

Nc：圧縮柱下端の軸力

N<sub>0</sub>：定軸力

Ny：引張柱下端の軸降伏強度

$\xi$ ：圧縮ストラットの水平有効幅係数

Sah：鉛直接合部の法線力

Sav：水平接合部の法線力

Tah：水平接合部のせん断力

Tav：鉛直接合部のせん断力

<sub>sp</sub>T<sub>wv</sub>：鉛直接合部の滑り強度

<sub>sp</sub>T<sub>wh</sub>：水平接合部の滑り強度

$\mu$ ：摩擦係数

$\sigma_B$ ：PCa パネルのコンクリートの圧縮強度

## 参考文献

- 1) 望月 淳・小野里憲一・中村 勝・倉持春夫：プレキャスト・プレストレスコンクリート耐震壁の強度と変形、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 15, No.2, pp. 1201-1206, 1993
- 2) 望月 淳・倉持春夫・高見徹也、藤野一郎：滑りを完全に拘束したプレキャスト・プレストレスコンクリート耐震壁の破壊性状と強度評価、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 18, No.2, pp. 1007-1012, 1996
- 3) 竹原雅夫・小野里憲一・望月 淳・鈴木章司：有開口連層耐震壁の最大強度式、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 14, No.2, pp. 885-890, 1992
- 4) 望月 淳・小野里憲一・中島直子：修正簡略マクロモデルによる耐震壁 573 体の最大強度の解析精度、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2, 構造IV, pp205-206, 1997.9