

(33) PCa・PC 耐震壁によって耐震補強された既存 RC フレームの破壊実験

工学院大学大学院 ○守屋 嘉晃
 ドービー建設工業(株) 正会員 鳥屋 隆志
 ドービー建設工業(株) 正会員 倉持 春夫
 工学院大学 建築学科 正会員 望月 洵

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震以降、既存 RC フレーム構造の現場打ち RC 耐震壁による耐震補強が積極的に行われている。この方法は保有耐力の確保が容易であるが、既存 RC フレームの損傷、建物の使用性の阻害など施工上に問題がある。一方、PCa・PC フレームに PCa パネルを組み込んだ PCa・PC 耐震壁は、筆者らの実験的および解析的研究^{1), 2)}によれば、十分な保有耐力と柱全主筋量に応じた靱性ある変形性能をもつことが認められている。この成果に基づいて、筆者らは PCa・PC 耐震壁を既存 RC フレームと圧着接合することで耐震補強する工法を提案している³⁾。この工法には、PCa・PC 耐震壁の靱性に起因して、最大強度についての累加則が成り立つこと、および現場打ち RC 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などの構造上の特長が予測できる。また、さきに指摘した現場打ち RC 耐震壁の施工上の問題は、この工法の場合ほとんどないといえる。しかし、適用部位が外構面に限定される、重量が増加するなどの問題が残る。

本研究は、PCa・PC 耐震壁で補強された RC フレームの試験体の破壊実験からその破壊性状を捉え、さらに簡略モデルによる PCa・PC 耐震壁の最大強度の解析を行い、試験体の最大強度について累加則の成立の可能性を検討したものである。

2. 耐震補強の方法と力の伝達

a) 耐震補強の方法(図-1)

- 1) 必要とする保有耐力をもつ PCa・PC 耐震壁を製作する。
- 2) 既存 RC フレームの梁にのみ、その中央高さ位置に圧着接合に用いる PC 鋼棒の貫入孔を設ける。
- 3) PCa・PC 耐震壁を既存 RC フレームに PC 鋼棒で仮締めし、PCa 梁と RC 梁の接合面に $\sigma_B = 50 \text{ N/mm}$ グレードの無収縮モルタルを打設する。
- 4) 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。

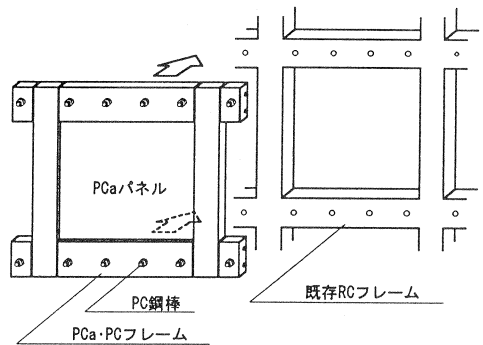


図-1 耐震補強の方法

b) 力の伝達

- 1) 既存 RC フレームからのせん断力は、圧着接合された PCa 梁と RC 梁の接合面に生じる摩擦力によって PCa・PC 耐震壁に流れる。
- 2) このせん断力は、主に PCa パネルの中を流れ、せん断力によって生じるモーメントは、PCa 柱の引張力と圧縮力の軸力に置換される。
- 3) PCa パネルのせん断力は下部接合面、また PCa 柱の軸力は上部および下部接合面の摩擦力によって再び既存 RC フレームに流れる。

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(a)に 98PCWB の形状と配筋を示す。PCa・PC 耐震壁は、剛強な上・下 PCa 梁、せん断補強規定を満たす PCa 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 パネルが深さ 20 mm の溝をもつ PCa 柱に 10 mm だけさし込まれているが、接合筋はない。98PCWO は PCa パネルに開口(図-2(b))があること以外は 98PCWB と同じである。98PCWB、O の RC フレームの柱主筋は 4・D16 で曲げ降伏型、98PCWS は 4・D19 でせん断破壊の可能性をもつ曲げ降伏型のフレームである。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、 $R = 1.0 \sim 4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 。で $R = 1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 。ごと 1 回、 $R = 4.0 \sim 8.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 。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。変形の計測は、上・下梁の相対変位には変位計を、また PCa 柱の PC 鋼棒と RC 柱の主筋の梁内端位置におけるひずみには、ひずみゲージを用いた。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。

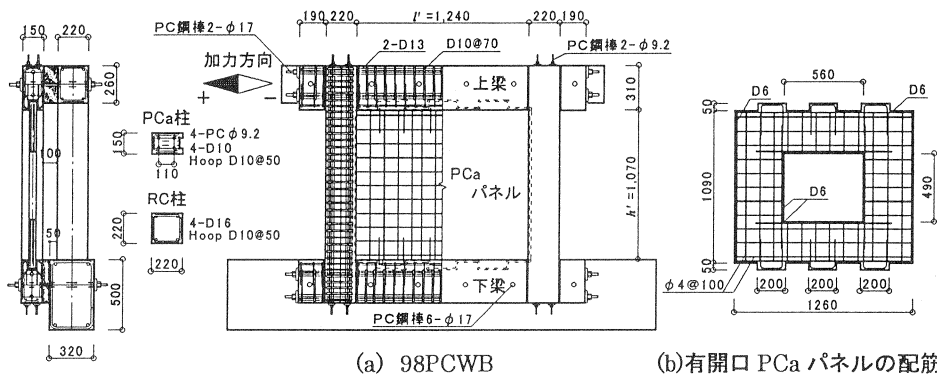


図-2 試験体の形状と配筋(単位: mm)

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 _{exp}		R ₀	
	l'×h'	P _s	t	目地	柱脚 P _g	PC 鋼棒 σ _y	σ _B	N _p	目地	σ _B	+	-	+	-
				σ _B					σ _B					
98PCWB-1	124.0 × 107.0	0.5	5.0	14 50	1.67	1340 (φ9.2)	36	216	60	47	402	463	18.0	13.5
98PCWB-2				22 50					63	59	452	471	20 以上	20 以上
98PCWS-1				14 50					59	47	579	542	17.6	17.5
98PCWS-2				22 48					61	54	564	567	11.5	11.2
98PCWO-1				22 48					60	59	349	382	21.5	16.1
98PCWO-2				22 48					61	65	341	385	17.2	13.9

【記号】 l'(cm)×h'(cm):PCa パネルの寸法, P_s(%)PCa パネルの補強筋比, t(cm):壁厚, σ_B(N/mm²):コンクリート, モルタルの圧縮強度

N_p(kN):部材の全圧着力, P_g(%)柱の主筋比, σ_y(N/mm²):鋼材の降伏点強度, Q_{exp}(kN):実験による最大強度

R₀(×10⁻³rad):変形限界(0.8 Q_{exp}時の層間変形角)

【共通】 PCa パネル:補強筋 37コトア #φ4@100, σ_y=509(N/mm²), PCa 梁と PCa 柱との接合: 2-φ17, N_p=333(kN)

PCa 梁と RC 梁の接合: 12-φ17, N_p=2000(kN)

PCa 柱:b×D=15(cm)×22(cm), 主筋 4-D10, σ_y=348(N/mm²), 帯筋 D10@50, σ_y=348(N/mm²)

PCa 梁:b×D=15(cm)×31(cm), 主筋 4-D13, σ_y=352(N/mm²), 帯筋 D10@70, σ_y=348(N/mm²)

RC 柱:b×D=22(cm)×22(cm), 主筋 4-D16, σ_y=335(N/mm²), 帯筋 D10@50, σ_y=348(N/mm²): 98PCWB, 98PCWO

RC 柱:b×D=22(cm)×22(cm), 主筋 6-D19, σ_y=354(N/mm²), 帯筋 D6@50, σ_y=280(N/mm²): 98PCWS

RC 梁:b×D=22(cm)×26(cm), 主筋 4-D16, σ_y=335(N/mm²), 帯筋 D10@100, σ_y=348(N/mm²): 98PCWB, 98PCWO, 98PCWS

RC フレームのコンクリート強度 σ_B=28(N/mm²): 98PCWB, 98PCWO, σ_B=24(N/mm²): 98PCWS

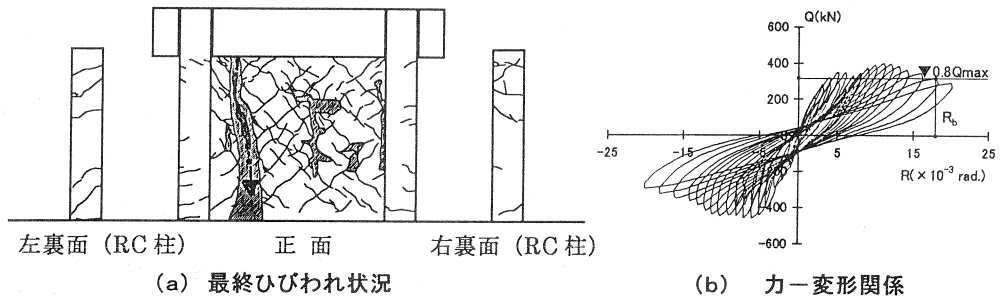


図-3 98PCWB-1

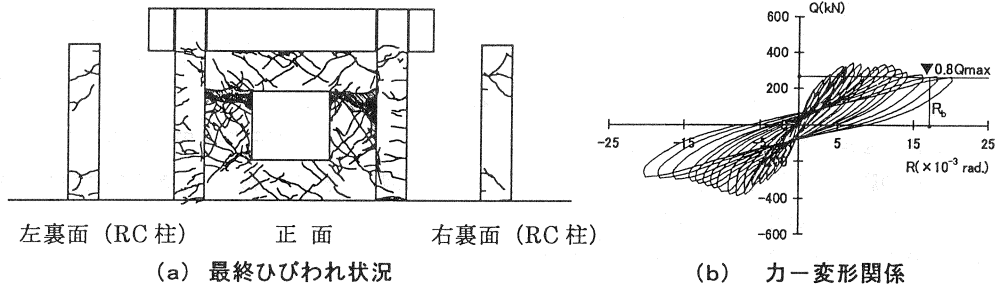


図-4 98PCWO-2

4. 実験結果

4.1 破壊性状

98PCWB-1,2 98PCWB-1は、 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ でPCaパネルの主対角領域に斜めひびわれが生じ、また $R=3.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ でPCa柱とRC柱に曲げひびわれが発生した。その後、ひびわれが伸展し、 $R=7.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で最大強度に達し、PCaパネルの圧壊とともに強度は緩やかに低下した。図-3に最終ひびわれ状況と力-変形関係を示す。破壊性状は曲げ破壊モードを示しているといえる。

98PCWS-1,2 両試験体とも破壊経過は98PCWBと大要同じであったが、RC柱の全主筋比が大きいことに起因して、RC柱に斜めひびわれが多く生じた。最大強度もまた、RCフレームの保有耐力が大きいのに相応して98PCWBに比べて大きい。力-変形関係は、最大強度以降PCaパネルの剥離が拡がるとともに、強度が漸減する曲げ・せん断破壊モードであった。

98PCWO-1,2 両試験体ともPCaパネルに開口があるため、98PCWBに比べてPCa柱の中間域にもひびわれが多く生じ、最大強度も98PCWBと比べて2割ほど小さい。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。図-4の最終ひびわれ状況と力-変形関係は曲げ破壊モードを示している。

すべての試験体に共通して、計測されたひずみから、最大強度時においてPCa・PC耐震壁の引張柱脚部は引張降伏の状態に近く、また圧縮柱脚部は曲げ降伏の状態に近かったが完全な降伏状態に達していないと判断された。一方、RC柱脚部は両側柱ともほぼ曲げ降伏の状態にあった。また、いずれの試験体も変形限界は $R_b=11 \sim 20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 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

a) 簡略モデル

一般に、耐震壁の最大強度は、最大強度時においてメカニズムを形成する降伏状態を仮定して、つりあい

条件だけを考慮して評価される。特に下梁直上の断面とその近傍にのみ降伏状態を想定するものを、筆者らは簡略モデルとよんでいる。図-5は有開口PCa・PC耐震壁の簡略モデルである。無開口の場合、開口寸法を零と扱うことで適用が可能である。モデルは剛強な上下梁、柱、傾斜角 θ 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 $0.63\sigma_B$ 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 パネルの水平接合部と鉛直接合部のせん断力と滑り強度の差 ΔQ_{wh} と ΔQ_{wv} は、それぞれ圧縮柱の脚部と下梁で抵抗をうける。

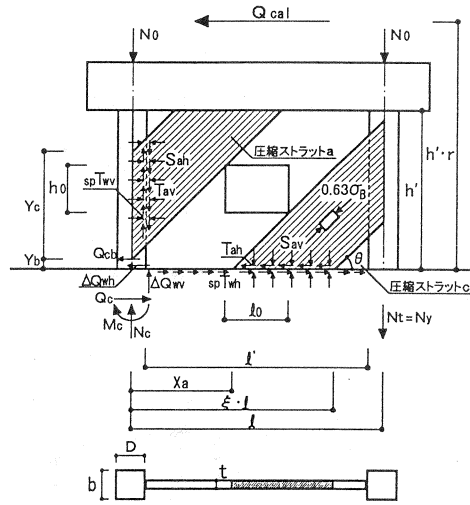


図-5 有開口PCa・PC耐震壁の簡略モデル

本実験の試験体の場合、柱は滑ることがないから、

図-5の簡略モデルは有開口RC耐震壁と、大要、同じといえる。

b) 有開口PCa・PC耐震壁における最大強度式

最大強度式は、有開口PCa・PC耐震壁と同じ方法⁴⁾で力のつりあい条件だけを用いて誘導され、図-5の記号を用いて、次のようにまとめられる。

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

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

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

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \eta \left(\frac{T_{ah}}{S_{av}} \right) + \sqrt{\eta^2 \left(\frac{T_{ah}}{S_{av}} \right)^2 + \frac{1}{\ell^2} \left\{ 2\ell(-X_a)\eta \left(\frac{T_{ah}}{S_{av}} \right) + X_a^2 \right\}} + \chi \\ \eta &= -h' \cdot r / \ell \\ \chi &= \frac{2}{S_{av} \cdot \ell} \left\{ \eta \cdot S_{ah} - \frac{D(T_{av} - T_{wv})}{2\ell} \right\} \left\{ \sqrt{Y_b^2 + \frac{N_y \cdot D}{S_{ah}}} - Y_b \right\} + N_0 + N_y \left(\frac{D}{2\ell} + 1 \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

$$\left. \begin{aligned} M_u &= (0.5N_y + N_c)(0.5D - 0.42X_n) + 0.5^2 N_y \cdot e \\ X_n &= \frac{(0.5N_y + N_c)}{0.83 \cdot b \cdot \sigma_B} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

$$\left. \begin{aligned} N_c &= \left\{ \eta' \cdot S_{ah} - (T_{av} - T_{wv}) \left(1 - \frac{D}{2\ell} \right) \right\} \left\{ \sqrt{Y_b^2 + \frac{N_y \cdot D}{S_{ah}}} - Y_b \right\} + N_0 - \frac{N_y \cdot D}{2\ell} \\ &\quad + (\xi \cdot l - X_a) \left(\eta' \cdot T_{ah} - S_{av} \right) + \frac{S_{av}}{2\ell} (\xi^2 \cdot \ell^2 - X_a^2) \\ \eta' &= h' \cdot r / \ell \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

$$\left. \begin{aligned} T_{ah} &= 0.63\sigma_B \cdot \cos\theta \cdot \sin\theta \cdot t \\ T_{av} &= 0.63\sigma_B \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta \cdot t \\ S_{ah} &= 0.63\sigma_B \cdot \cos\theta \cdot \cos\theta \cdot t \\ S_{av} &= 0.63\sigma_B \cdot \sin\theta \cdot \sin\theta \cdot t \\ T_{wh} &= \mu \cdot S_{ah} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

式(1)は水平方向のつりあい、式(4)は圧縮柱下端まわりのモーメントのつりあい、および式(6)は引張柱下端まわりのモーメントのつりあいから誘導されている。また、式(3)は、圧縮柱下端が曲げ降伏している片持ち柱と扱うことで誘導され、式(5)はPC構造設計規準の曲げ降伏強度である。

c) 試験体 98PCWS-1 の PCa・PC 耐震壁の解析(無開口)

■基礎データ

$b \times D = 15\text{cm} \times 22\text{cm}$, $l' \times h' = 124\text{cm} \times 107\text{cm}$, $X_a = 0(\text{cm})$, $Y_b = 0(\text{cm})$, $l_0 = 0(\text{cm})$
 $l = 146\text{cm}$, $t = 5.0\text{cm}$, $h' \cdot r = 125\text{cm}$, $\theta = 45^\circ$, $\sigma_B = 138\text{kgf/cm}^2$ (パネル), $\sigma_B = 363\text{kgf/cm}^2$ (柱),

$$\eta = -\frac{h' \cdot r}{l} = -\frac{125}{146} = -0.856, \quad \eta' = \frac{h' \cdot r}{l} = \frac{125}{146} = 0.856, \quad N_0 = 0(\text{tf})$$

$$T_{ah} = 0.63 \times 0.138 \times \frac{1}{\sqrt{2}} \times \frac{1}{\sqrt{2}} \times 5.0 = 0.217 (\text{tf/cm}), \quad T_{ah} = S_{av} = S_{ah} = T_{av} = 0.217 (\text{tf/cm})$$

$$N_y = \Sigma A_g \cdot \sigma_y = 46.42(\text{tf})$$

$e = 12.0(\text{cm})$, (柱主筋とPC鋼棒の応力間距離)

■ Q_w の計算

$$T_{wv} = 0.7 \times 0.217 = 0.15 (\text{tf/cm})$$

$$\chi = \frac{2}{0.217 \times 146} \left[\left\{ (-0.856) \times 0.217 - \frac{22}{2 \times 146} (0.217 - 0.152) \right\} \times \left(\sqrt{\frac{46.42 \times 22}{0.217}} - 0 \right) + 46.42 \left(\frac{22}{2 \times 146} + 1 \right) \right]$$

$$= 2.321$$

$$\xi = -0.856 + \sqrt{(-0.856)^2 + 2.321} = 0.89$$

$$Q_w = 0.217 \times (0.891 \times 146 - 0) = 28.29 (\text{tf})$$

■ Q_{cb} の計算

$$N_c = \left\{ 0.856 \times 0.217 - (0.217 - 0.152) \left(1 - \frac{22}{2 \times 146} \right) \right\} \left(\sqrt{\frac{46.42 \times 22}{0.217}} - 0 \right) - \frac{46.42 \times 22}{2 \times 146}$$

$$+ (0.891 \times 146 - 0) (0.856 \times 0.217 - 0.217) + \frac{0.217}{2 \times 146} \left((0.891 \times 146)^2 - 0^2 \right)$$

$$= 13.68(\text{tf})$$

$$X_n = \frac{0.5 \times 46.42 + 13.68}{0.83 \times 15 \times 0.363} = 8.16 (\text{cm})$$

$$M_u = (0.5 \times 46.42 + 13.68) (0.5 \times 22 - 0.42 \times 8.16) + 0.5^2 \times 46.42 \times 12.0 = 419.55 (\text{tf} \cdot \text{cm})$$

$$Q_{cb} = 0.217 \times \left(\sqrt{\frac{2 \times 419.55}{0.217}} - 0 \right) = 13.51 (\text{tf})$$

■ Q_{cal} の計算

$$Q_{cal} = Q_{cb} + Q_w = 13.51 + 28.29 = 41.80 (\text{tf}) = 409.89(\text{kN})$$

5. 2 試験体の最大強度の解析

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

表-2 解析結果

試験体名	Q _{exp} (kN)		Q _{cal} I (kN)	Q _{cal} II (kN)	Q _{cal} (kN)	Q _{exp} / Q _{cal}	
	+	-				+	-
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
98PCWO-1	349	382	84	344	428	0.81	0.89
98PCWO-2	341	385	84	338	422	0.81	0.91

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、RC 耐震壁の推定式から求める。ここでは $\theta=45^\circ$ である。表-2に解析結果を、図-6に解析値と実験値の比較を示す。図の●印は、試験体98PCWB、○のRCフレームとほぼ同じもののデータである。RC フレームの解析精度がよいことを示している。表-2と図-6は、試験体の解析値が実験値を大要捉えており、最大強度についてはほぼ累加則が成り立っていることを示しているが、解析値が実験値をやや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。

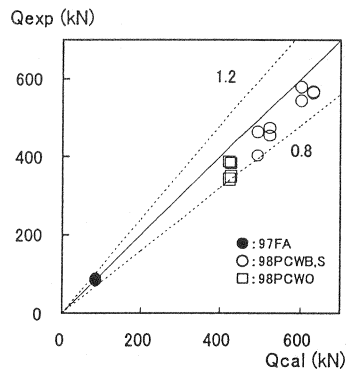


図-6 最大強度の解析値と実験値の比較

6. 結び

本研究は、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新しい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) 試験体の破壊性状は RC フレームの破壊型に依存する。
 - 2) 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。
- 1),2)に基づけば、PCa・PC 耐震壁を既存 RC フレームに圧着接合する耐震補強工法では、PCa・PC 耐震壁のもつ耐力だけ保有耐力が増す耐震補強の効果が得られるといえる。

参考文献

- 1) 望月 洵・小野里憲一・中村 勝・倉持春夫：プレキャスト・プレストレスト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 洵・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・プレストレスト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) 鳥屋 隆志・倉持 春夫・奈良 純・望月 洵：プレキャスト・プレストレスト耐震壁による耐震補強工法の提案と予備実験，プレストレストコンクリート，Vol. 40, No.4, pp. 14-21, 1998
- 4) 竹原雅夫・小野里憲一・望月 洵・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
- 5) 望月 洵・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