

# 論文 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

望月 洵<sup>\*1</sup>・倉持 春夫<sup>\*2</sup>・高見 徹也<sup>\*3</sup>・藤野 一郎<sup>\*3</sup>

**要旨**：本研究は、柱とPCaパネルの滑りを完全に拘束したPCa・PC耐震壁、およびリブつきPCaパネルを柱との間にスリットをもつように組み込んだ耐震壁の実験から、その破壊性状を捉え、最大強度の評価を行ったものである。滑りを拘束したPCa・PC耐震壁は高い強度と靱性を示し、既往のマクロモデルの方法で強度の評価が可能であった。また、リブつきPCaパネルを組み込むことで柱の損傷が少なくなり、主架構の破壊を制御できることがわかった。

**キーワード**：PCa・PC耐震壁、破壊の制御、滑りの拘束、最大強度、マクロモデル

## 1. はじめに

筆者らは、先にプレキャスト・プレストレストコンクリートフレームにプレキャストパネルを組み込んだ耐震壁（以下、PCa・PC耐震壁という）がRC耐震壁と同じ程度の高い強度と靱性をもつことを実験から示した[1]。このとき、柱はその脚部で深い根入れをもち、滑りが完全に拘束されていたが、PCaパネルは上・下梁とPC鋼棒で圧着接合されているだけで、目地モルタルの滑落にともなうPCaパネルの滑りの発生は避けられなかった。滑りが生じることで不明確な要因が増加し、PCa・PC耐震壁の強度と変形、およびそれらの評価にばらつきが生じた。一方、PCa・PC耐震壁の圧縮柱の脚部には、RC耐震壁の場合と同じようにPCaパネルからのせん断力が集中し、脚部のせん断破壊の可能性がある。これは構造の全体的な崩壊の要因となる。このため、PCaパネルが破壊した際、フレームに著しい破損または破壊が生じないことが耐震設計上望ましいといえる。本研究は、柱脚部の深い根入れとPCaパネルの水平接合部のコッターによって滑りを完全に拘束したPCa・PC耐震壁、および鉛直スリットをもつようにリブつきPCaパネルを組み込むことによって柱のせん断破壊の制御を意図したPCa・PC耐震壁の実験から、その破壊性状を捉え、さらに強度評価を行ったものである。

## 2. 実験計画

**試験体** 実験はタイプA 3体、タイプB 1体、およびタイプC 1体のPCa・PC耐震壁について行われた。図1にタイプAの試験体95PCWA-1, 2, 3の形状、配筋、および加力方法を示す。形状と寸法は、上・下梁を除いて実物の1/5程度に設定した。試験体は、連層PCa・PC耐震壁の基層を想定した剛強な上・下梁、せん断補強規準を満たす補強筋と深い根入れをもつ柱、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。フレームとPCaパネルは鉛直PC鋼棒の手締めによって圧着接合されている。このシーはグラウトされていない。柱脚部およびPCaパネ

\* 1 工学院大学教授 工学部建築学科、工博（正会員）

\* 2 ドーピー建設工業（株）、（正会員）

\* 3 工学院大学大学院、工学研究科建築学専攻

ルの水平と鉛直接合部の目地には樹脂モルタルがグラウトされている。タイプBの試験体95PCWB-1は試験体95PCWA-2とPCaパネルの形状比だけが異なる。タイプCの試験体95PCWC-1は柱のせん断破壊の制御を意図したもので、試験体95PCWA-2と同じ形状と配筋であるが、そのPCaパネルにはリブがあり、柱との間に35mmのスリットが設けてある。リブのシーはグラウトされている。いずれの試験体も、PC鋼棒の圧着力Pはプレストレストコンクリート設計施工規準に規定された導入張力で、その値は歪ゲージの計測で制御された。図2(a)および(b)にそれぞれタイプAとBおよびタイプCの試験体のPCaパネルを示す。PCパネルのコンクリート圧縮強度はPCパネルの破壊を先行させるため柱に比べて小さい値にした。表1に試験体の諸性質と実験結果を示す。

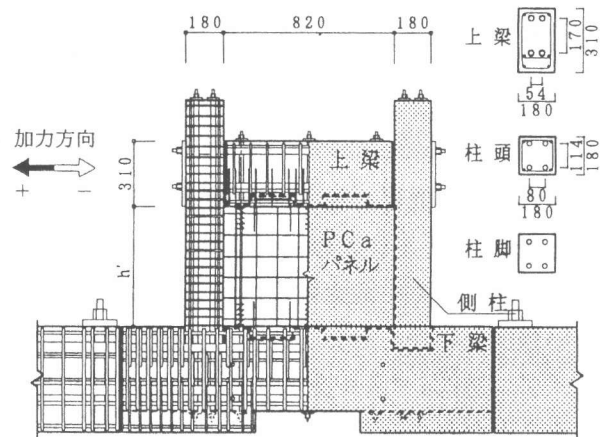


図1 試験体95PCWA, B

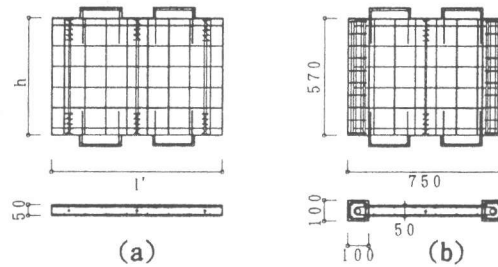


図2 PCaパネル

表1 試験体の諸性質と実験結果

試験体名	PCaパネル					目地 $\sigma_B$	側柱				柱・梁 接合部 $\sigma_B$	実験結果				
	$l' \times h'$	$P_s$	$t_e$	$\sigma_B$	$\Sigma P_p$		$P_g$	$\sigma_y$	$\sigma_B$	$\Sigma P_c$		Q <sub>exp</sub>		R <sub>b</sub>		
95PCWA-1	82×57	0.5	4.0	277	12.0	296	1.37	0.49	14192	632	16.0(4-D7.1)	460	47.8	46.6	11.1	10.1
95PCWA-2				246		296	1.70	0.82	13363	580	20.0(4-φ9.2)	460	51.8	50.6	12.1	12.7
95PCWA-3				321		572	2.05	1.17	13910	550	32.0(4-φ11.0)	419	58.4	58.3	10.6	10.7
95PCWB-1	82×107			292		282	1.70	0.82	13363	611	20.0(4-φ9.2)	410	34.1	35.8	9.1	8.8
95PCWC-1	*1			270	*2	282	1.70	0.82	13363	537	20.0(4-φ9.2)	419	36.0	36.0	12.4	12.5

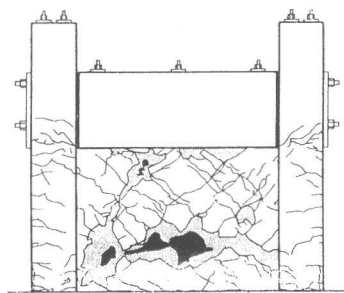
- 【記号】  $l'$  (cm) ×  $h'$  (cm) : PCaパネル寸法  
 $t_e$  : 有効壁厚  $t - \phi = (\text{壁厚}) - (\text{シー径})$   
 $P_g(\%)$  : 柱全主筋比  
 $\sigma_y(\text{kgf/cm}^2)$  : 鉄筋, PC鋼棒の降伏点強度  
 $Q_{exp}(\text{tf})$  : 最大強度の実験値  
 $P_s(\%)$  : PCaパネル壁筋比  
 $\sigma_B(\text{kgf/cm}^2)$  : コンクリート圧縮強度  
 $\sigma_B(\text{kgf/cm}^2)$  : 目地モルタルの圧縮強度  
 $\Sigma P_i(\text{tf})$  : 部材の全圧着力  
 $R_b(\times 10^{-3} \text{ rad.})$  : 0.8 $Q_{exp}$ と包絡線の交点に対する層間変形角
- 【共通】 PCaパネル : 壁筋 4 $\times$ 4 $\phi$ 40 $\times$ 100,  $\sigma_y=5306(\text{kgf/cm}^2)$   
側柱 :  $b \times D=18(\text{cm}) \times 18(\text{cm})$  : 主筋 4-D10,  $\sigma_y=3624$   
: 帯筋 D6 $\times$ 40,  $\sigma_y=4115$   
上梁 :  $\Sigma P_b = 68.0(\text{tf}), 4-\phi 17$   
(タイプCのみ)  
\*1 壁部分 :  $l' \times h' = 55(\text{cm}) \times 57(\text{cm})$   
\*2 :  $P_p = 4.0(\text{tf}), 1-D7.1$   
リブ部分 :  $b' \times D' = 10(\text{cm}) \times 10(\text{cm})$   
:  $\Sigma P_r = 8.0(\text{tf}), 2-\phi 9.2$

**加力と計測の方法** 荷重は、アクチュエータを用いた正負繰返し水平力で、変位制御で試験体の上梁に加えた。加力サイクルは、層間変形角  $R=1.0 \times 10^{-3} \text{ rad.}$  までは  $0.25 \times 10^{-3} \text{ rad.}$  ごと1回、以降  $R=25.0 \times 10^{-3} \text{ rad.}$  まで  $1.0 \times 10^{-3} \text{ rad.}$  ごと2回とした。変形の計測は、上・下梁の相対変位および上梁下端と下梁上端における柱と補強リブのPC鋼棒の歪を、それぞれ変位計および歪ゲージを用いて計測した。

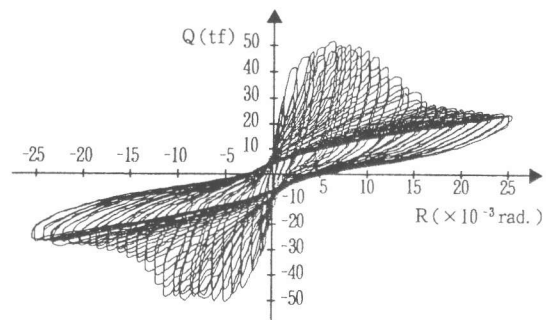
### 3. 実験結果

**破壊性状** 破壊性状は次のようにまとめられる。

**試験体95PCWA-1, 2** 両試験体とも同じ破壊性状を示した。層間変形角  $R = 1.0 \times 10^{-3}$  rad. でPCaパネルに斜め亀裂、引張柱脚部に曲げ亀裂が生じ、 $R = 2.0 \sim 3.0 \times 10^{-3}$  rad. で引張柱脚部の曲げ亀裂が進展し、頭部にも生じた。 $R = 4.0 \sim 6.0 \times 10^{-3}$  rad. でPCaパネルに斜め亀裂網が形成され、上・下水平接合部に水平亀裂が生じた。最大強度に  $R = 5.0 \times 10^{-3}$  rad. で達し、 $R = 9.0 \times 10^{-3}$  rad. まで、その強度を保持した。その後、PCaパネルの圧壊が生じ、強度が漸減した。上・下水平接合部のコッターは、水平亀裂のほかに著しい破損は認められなかった。 $R = 15.0 \times 10^{-3}$  rad. 以降、力-変位関係の包絡線は安定な平滑域を示した。図3に試験体95PCWA-2の最終破壊状況と力-変位関係を示す。力-変位関係は、コッターののない既往の実験結果に比べて著しく原点で絞られた形を示している。これは他の試験体についても共通している。



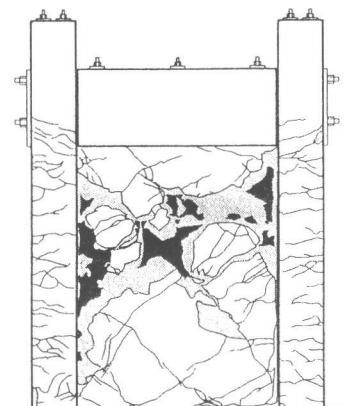
(a) 最終破壊状況



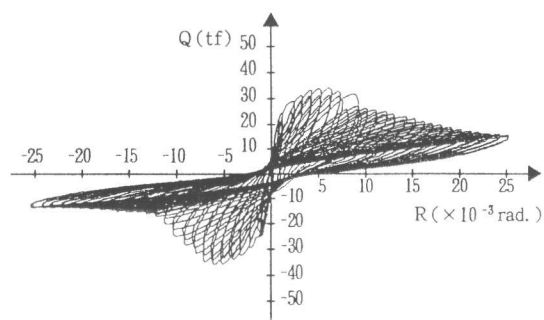
(b) 力-変位関係

**試験体95PCWA-3** この試験体は、95PCWA-1, 2と比べて柱の接合PC鋼棒の断面積が大きい。このため、最大強度は大きくなったが、破壊性状は95PCWA-1, 2と変わらなかった。

**試験体95PCWB-1**  $R = 1.0 \sim 2.0 \times 10^{-3}$  rad. でPCaパネルに斜め亀裂、PCaパネルの下水平接合部に水平亀裂、および引張柱脚部から頭部にかけて曲げ亀裂が生じた。最大強度に  $R = 5.0 \times 10^{-3}$  rad. で達し、 $R = 8.0 \times 10^{-3}$  rad. までその強度を保持したが、PCaパネルの圧壊とともに漸減した。この試験体もまた接合部の上・下コッターに水平亀裂のほかに著しい破損は認められなかった。95PCWAおよび95PCWBの試験体に共通して、最大強度時近傍におけるPCaパネルの鉛直接合部の目開きは著しくなかった。図4に95PCWB-1の最終破壊状況と力-変位関係を示す。



(a) 最終破壊状況



(b) 力-変位関係

**試験体95PCWC-1**  $R = 1.0 \sim 2.0 \times 10^{-3}$  rad. でPCaパネルに斜め亀裂と引張柱頭部と圧縮柱脚部に曲げ亀裂が生じ、またリブの頭部と脚部に水平亀裂および斜め亀裂が生じた。最大強度に  $R = 4.0$

$\times 10^{-3}$  rad. 程度で達し、PCaパネルの圧壊が著しくなったが、柱の亀裂は頭部と脚部の曲げ亀裂のみで軽微な損傷であった。最大強度以降の強度低下は極めてゆるやかで、 $R = 15.0 \times 10^{-3}$  rad. 以降、力-変位関係の包絡線は平滑となり、 $Q = 24.0$  tf程度の高い抵抗力を保持した。図5に最終破壊状況と力-変位関係を示す。

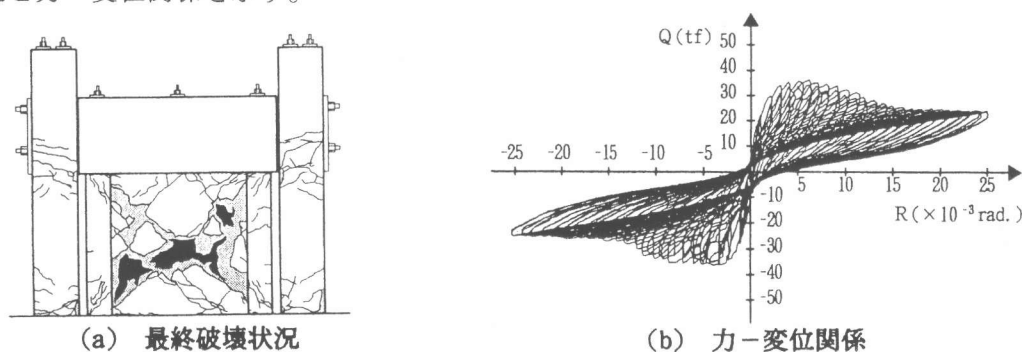


図5 試験体95PCWC-1の破壊性状

**PC鋼棒の歪と滑り** 図6に試験体PCWA-2の右柱脚部における4本のPC鋼棒の歪とRの関係を、図7に試験体PCWC-1の左リブ脚部における1本のPC鋼棒の歪とRの関係を示す。PC鋼棒の歪は導入張力による元歪からの増分を表している。これから最大強度時近傍で、柱は正負加力時とも曲げ降伏またはこれに近い状態に、リブは正加力時で曲げ降伏に近い状態に、また負加力時で引張降伏の状態にあることがわかる。図8は試験体PCWA-3の左柱脚部の滑り変位を示す。柱脚部に滑りが生じていない。このような状況は他の試験体に共通している。

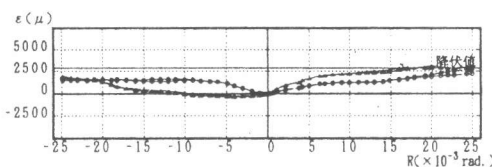


図6 試験体95PCWA-2の右柱脚PC鋼棒の歪

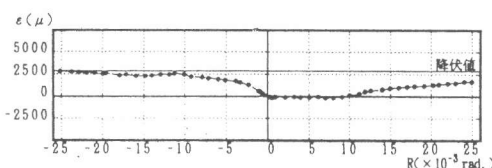


図7 試験体95PCWC-1の左リブPC鋼棒の歪

以上の結果から、耐震壁は最大強度時において大要次の状態にあったといえる。

- a) 試験体PCWAおよびPCWBは、RC耐震壁と同じように、圧縮柱脚部で曲げ降伏、引張柱脚部で引張降伏の状態にある。また、PCaパネルは圧縮ストラットの状態にあって、引張柱とアーチ機構を形成している。柱とPCaパネルの滑りは生じていない。
- b) 試験体PCWCの柱は頭部と脚部で曲げ降伏の状態にあり、リブつきPCaパネルは上梁の曲げ拘束をうけた耐震壁として抵抗している。

#### 4. 最大強度の解析

タイプAとBの試験体について簡略化マクロモデルによる解析を、またタイプCの試験体についてマクロモデルを用いた弾塑性解析を試みる。

**簡略化マクロモデルによる解析** 図9は3で観測された状態を考慮したPCa・PC耐震壁の簡略化マクロモデルとその仮定される応力状態である。図には下水平接合部と左鉛直接合部を介して作

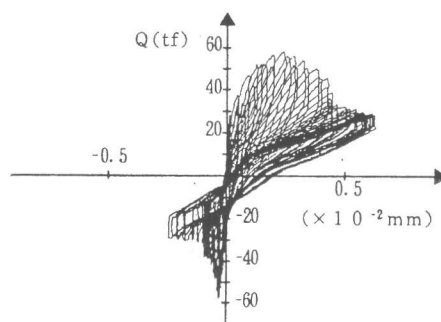


図8 試験体95PCWC-1の左リブ脚部の滑り

用する応力の縦横の成分だけが示されている。実験では、PCaパネルの水平接合部に十分なコッターがあり、滑りが生じていない。また、柱脚部は深い根入れをもち、目地にモルタルが充填されているため滑りが生じない。このため、図の下水平接合部のせん断力 $T_{ah}$ と柱下端せん断力 $Q_c$ は、それぞれの滑り強度によって限界づけられない。また、鉛直接合部のせん断力 $T_{av}$ とその滑り強度 $sT_{av}$ との差は下梁の反力 $\Delta Q_{wv}$ によってつりあう。これを考慮すると簡略化マクロモデルにもとづく最大強度式は表2のようになる。この誘導の過程は滑りが存在する場合[1]と基本的に同じであるので、結果のみを示してある。表2の最大強度式を適用するにあたって、圧縮ストラットの傾斜角 $\theta$ として実験で観察された主対角域の斜め亀裂の傾斜角を用いた。有効壁厚 $t_e$ は実測の壁厚からシースの径10mmを差し引いた値としている。また、圧縮柱脚部の曲げ降伏強度 $M_u$ には、接合PC鋼棒のほかに引張側補強筋2-D10の断面積の1/2を考慮した。これは、ほぼ同じ位置にあるPC鋼棒の増分歪の大きさとコンクリートの定着強度から略算的に決めた。表3は簡略化モデルによる最大強度の解析値と解析値に対する実験値との比である。図10は解析値と実験値の関係である。

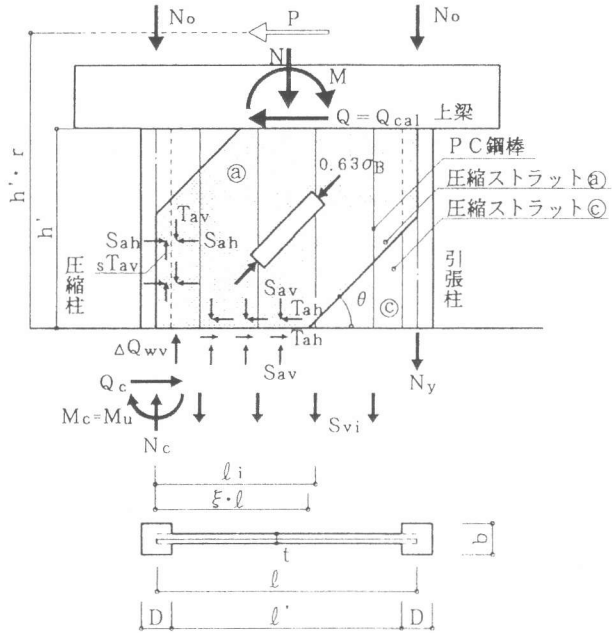


図9 簡略化マクロモデルと応力状態

表2 最大強度式

PCa・PC耐震壁の最大強度の解析値 $Q_{cal}$ は式(1)のように圧縮ストラットのせん断力 $Q_w$ と圧縮柱下端のせん断力 $Q_c$ の和として与えられる。

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

ここで、

$$Q_w = T_{ah} \cdot \xi \cdot l$$

$$Q_c = \sqrt{2 \cdot \mu \cdot S_{ah}} \geq 2 \cdot \mu / h'$$

$$\xi = \eta \cdot \frac{T_{ah}}{S_{av}} + \sqrt{\left(\eta \cdot \frac{T_{ah}}{S_{av}}\right)^2 + \frac{2 \cdot \sum S_{vi} \cdot l_i}{S_{av} \cdot l^2} + X}$$

ただし、 $\xi > 1.0$ の場合、 $\xi = 1.0$  とする。

$$X = \frac{2}{S_{av} \cdot l} \left[ \left\{ \eta - \left( \frac{T_{av}}{S_{ah}} - \mu \right) D/2l \right\} \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_{ah}} \right.$$

$$\left. + N_o + N_y (D/2l + 1) \right]$$

$$\eta = -h' \cdot \gamma / l$$

$$N_c = \left[ \eta - \left( \frac{T_{av}}{S_{ah}} - \mu \right) (1 - D/2l) \right] \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_{ah}}$$

$$+ \left[ \eta - \frac{S_{av}}{T_{ah}} (1 - \xi/2) \right] Q_w + \frac{\sum S_{vi} (l - l_i)}{l} + N_o - N_y \cdot D/2l$$

ただし、 $\eta = h' \cdot \gamma / l$

$$M_u = (0.5N_y + N_c) (0.5D - 0.42X_n) + 0.5^2 N_y \cdot e$$

ただし、 $X_n = (0.5N_y + N_c) / 0.83b \cdot \sigma_B$

$Q_{cal}$  : 最大強度の解析値

$Q_c$  : 圧縮柱下端のせん断力

$Q_w$  : 圧縮ストラットのせん断力

$M$  : 作用モーメント

$M_c$  : 圧縮柱下端の曲げモーメント

$M_u$  : 圧縮柱下端の曲げ降伏強度

$N$  : 作用軸力 ( $= 2N_o$ )

$N_o$  : 定軸力

$N_c$  : 圧縮柱下端の軸力

$N_y$  : 引張柱下端の軸降伏強度

$S_{vi}$  : PCaパネルPC鋼棒の降伏強度

$t_e$  : 有効壁厚

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度

$\xi$  : 圧縮ストラットの水平有効幅係数

$\mu$  : 摩擦係数 (0.6と設定)

$\theta$  : 圧縮ストラットの傾斜角

$S_{av}$  : 水平接合部の法線力

( $= 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \sin \theta \cdot t_e$ )

$S_{ah}$  : 鉛直接合部の法線力

( $= 0.63 \sigma_B \cdot \cos \theta \cdot \cos \theta \cdot t_e$ )

$T_{av}$  : 接合部のせん断力

( $= T_{ah} = 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot t_e$ )

表3 最大強度の解析結果

試験体	Q <sub>exp</sub> (tf)		Q <sub>cal</sub> (tf)		Q <sub>exp</sub> / Q <sub>cal</sub>		θ (deg.)	
	+	-	+	-	+	-	+	-
95PCWA-1	47.80	46.60	42.01	42.01	1.14	1.11	40	40
95PCWA-2	51.80	50.60	47.18	47.18	1.09	1.07	40	40
95PCWA-3	58.40	58.30	56.12	56.12	1.04	1.04	50	50
95PCWB-1	34.10	35.80	36.46	34.10	0.94	1.05	50	55
95PCWC-1	36.00	36.00	30.60	30.60	1.17	1.17	40	40

**試験体95PCWC-1の解析** この試験体のリブつきPCaパネルに作用する曲げモーメント分布の反曲点高さが不明であるため、表2の最大強度式を適用することができない。このため、図11に示す分割された剛体要素と接合バネ、圧縮ストラット、および縦横の引張補強筋から構成されるマクロモデルの弾塑性解析を行った。その解析仮定と手順は既往の方法[2]によったが、圧縮ストラットの傾斜角には斜め亀裂の実測値を用いた。解析結果は先の表3と図10併せて記載してある。

以上の最大強度の解析結果は実験値をよく評価しており、仮定したマクロモデルと解析方法の妥当性を示している。

### 5. 結び

柱とPCaパネルの滑りを拘束したPCa・PC耐震壁およびとリブつきPCaパネルをスリットをもつように組み込んだ耐震壁の実験と解析から、次のまとめを得た。

- 1) 滑りを拘束したPCa・PC耐震壁はRC耐震壁と同じ性状を示し、その最大強度は簡略化マクロモデルにもとづく最大強度式でよく評価できる。
- 2) リブつきPCaパネルをスリットをもつように組み込むことによって柱のせん断破壊を制御でき、またリブつきPCaパネルは耐震壁として挙動する。

ただし、2)については試験体が1例にすぎないため、より多くの実験例が必要である。

### 参考文献

- [1] 望月洵・倉持春夫・鳥屋隆志・高見徹也：側柱の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最大強度の評価，プレストレストコンクリート，Vol. 37, No. 4, pp. 68-77, 1995.3
- [2] 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, 1993

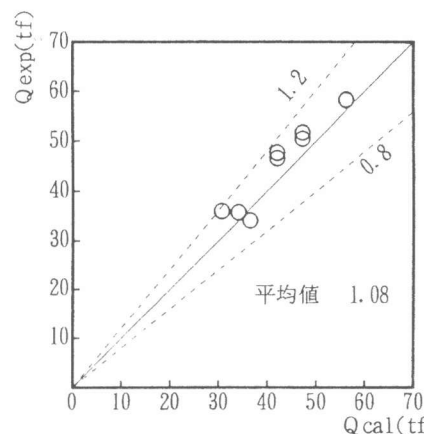


図10 最大強度の解析値と実験値の関係

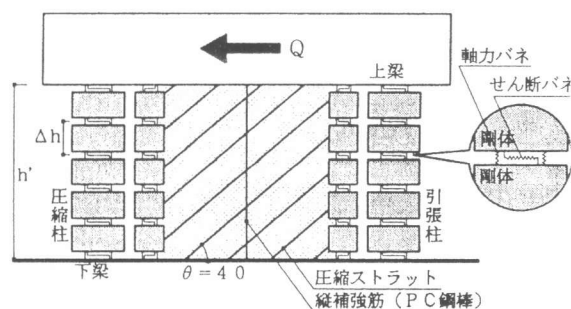


図11 弾塑性解析のマクロモデル