

# プレキャスト・プレストレストコンクリート耐震壁の簡略最大強度式とその解析精度

望月 洵\*1・小野里 憲一\*2・鳥屋 隆志\*3・兼平 雄吉\*4

## 1. はじめに

筆者らは、プレキャスト・プレストレストコンクリート（以後、PCa・PCという）構造の保有耐力を高める耐震要素として、PCa・PC構造のフレームにPCaパネルを組み込んだPCa・PC耐震壁を提案し、その破壊性状を捉えるための実験を試みてきた<sup>1),2)</sup>。また、鉄筋コンクリート（以後、RCという）耐震壁の最大強度を評価するためのマクロモデルとこれに基づいた簡略最大強度式を提案し、これらが500体余のRC耐震壁の最大強度をよく評価できることを示した<sup>3)</sup>。PCa・PC耐震壁とRC耐震壁の破壊性状の基本的な相違は次の点にある。

- 1) PCa・PC耐震壁のパネルとフレームとの接合部に滑りが生じる。
- 2) PCa・PC耐震壁の圧縮側柱に滑りが生じ、この滑りがPCa・PC耐震壁の最大強度を限界づける要因の一つとなる。

この基本的な相違点1),2)を、RC耐震壁のマクロモデル<sup>4)</sup>に導入することによって、PCa・PC耐震壁の最大強度が評価できると考えられる。本研究は、この考えに立って、パネルとフレームの剛強な上下梁とをいろいろな方法で接合した、PCa・PC耐震壁のマクロモデルと簡略最大強度式を構築し、これを筆者らが実験した50体のPCa・PC耐震壁に適用して、その解析精度を検討することを目的として

いる。ここで、上下梁を剛強としたのは対象とするPCa・PC耐震壁を連層と想定したことによる。

## 2. PCa・PC耐震壁と接合方法

図-1はPCa・PC耐震壁の試験体の形状と配筋の例である。PCa・PC耐震壁は両側柱、上下梁、およびパネルから構成される。両側柱は、せん断破壊が生じないように十分に補強、補剛されている。同様に、上下梁は連層耐震壁の1層または剛強な上下梁をもつ単層耐震壁を模して、曲げ破壊とせん断破壊が生じないように補強、補剛されている。パネルは搬送を考慮して分割されている。

図-2にパネルと上下梁との水平接合部の例を示す。すべての接合部に共通して接合面は平滑で、目地には無収縮モルタルが圧入される。これを補強、補剛するために図のような接合が用いられる。図-2(a)はPC鋼棒による接合で、パネルの横倒れを防ぐため、パネルと上下梁を貫通するPC鋼棒に手締め程度の圧着力が導入される。ただし、圧着力によるせん断抵抗は、圧着力導入の不確かさ、およびひび割れ発生による圧着力の減退などの理由から、期待しない。PC鋼棒のシースには、無収縮モルタルが圧入される場合とされない場合がある。圧入しないのは、施工性の改善と地震の際に破損したパネルの取替えを容易にするためである。この場合、耐久性の配慮は別途される。図-2(b)は接合筋による接合で、図-2(c)はホゾ筋による接

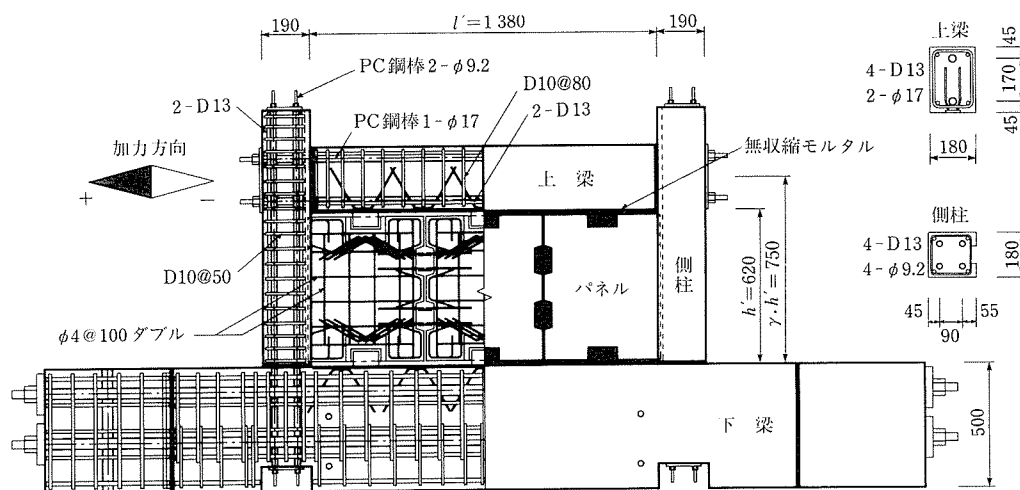


図-1 試験体の形状と配筋の例 (98PCWW-1)

\*1 Makoto MOCHIZUKI : 工学院大学 名誉教授  
 \*2 Norikazu ONOZATO : 工学院大学 建築都市デザイン学科  
 \*3 Takashi TORIYA : ドービー建設工業(株) 技術部  
 \*4 Yukichi KANEHIRA : 工学院大学 客員研究員

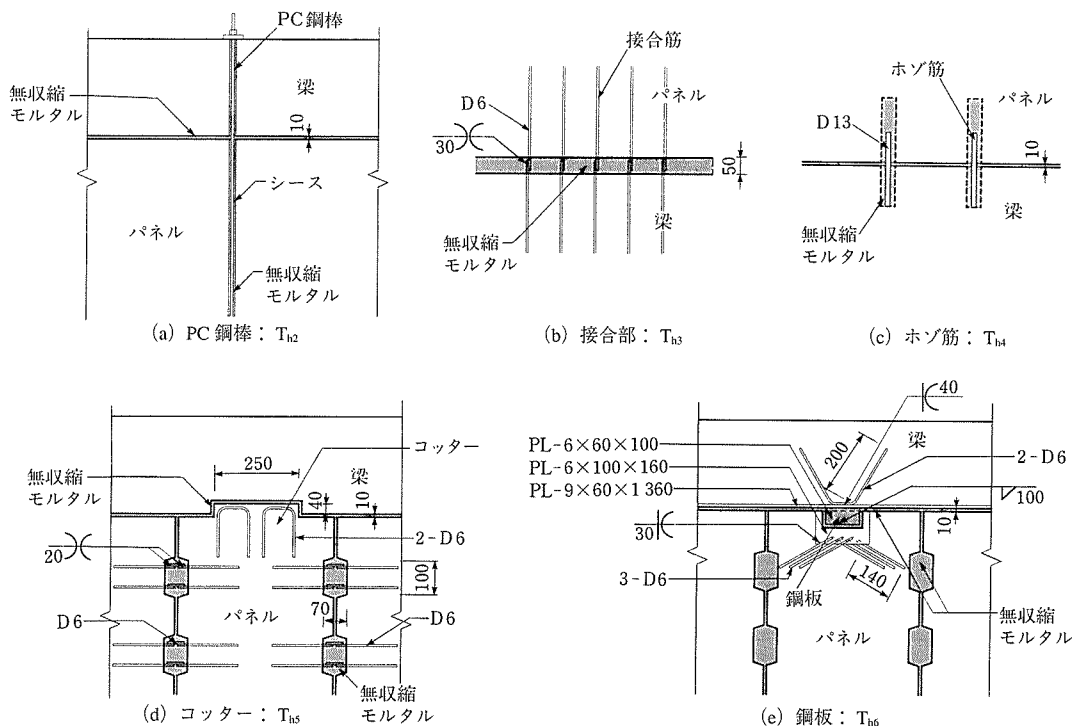


図-2 パネルと上下梁との水平接合部

合である。図-2 (d) はコッターによる接合で接合筋は用いない。図-2 (e) は鋼板による接合で、梁とパネルにそれぞれ定着された2枚の鋼板が現場溶接される。図-2 (d), (e) には分割されたパネル間の鉛直接合部の例も示してある。分割されたパネル間の接合は、コッター、接合筋、および鋼板などによる接合が用いられ、接合目地には無収縮モルタルが圧入される。

図-3 はパネルと側柱との鉛直接合部の水平断面で、施工性を考慮して平滑または溝型の凹部をもつ形状である。

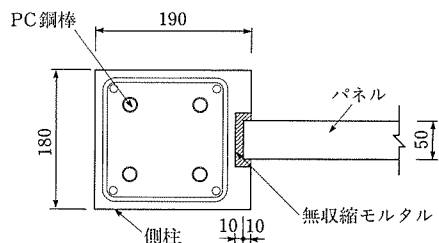


図-3 パネルと側柱との鉛直接合部

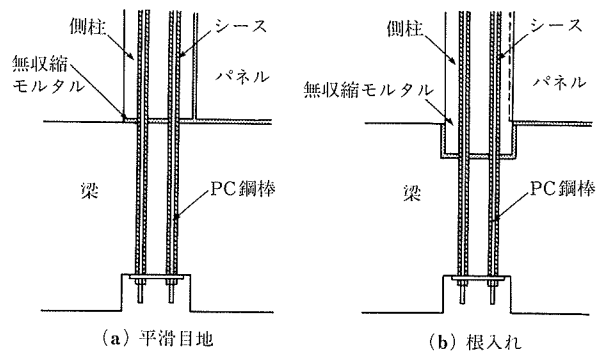


図-4 側柱脚部の接合部

後者の場合、パネルは板厚に応じて側柱に10~20 mm程度組み込まれる。いずれの場合も、原則として接合筋は用いないが目地には無収縮モルタルが圧入される。なお、4.で展開される簡略最大強度式の誘導にあたっては、汎用性を考えて鉛直接合部に接合筋がある場合も考慮している。図-4 は側柱脚部の接合部の例で、平滑な目地のままか、または下梁に根入れされる。いずれの場合も、目地に無収縮モルタルを圧入した後にPC鋼棒で圧着接合される。

### 3. PCa・PC耐震壁の破壊性状

簡略最大強度式は、PCa・PC耐震壁の最大強度時における破壊性状から簡単な静的許容応力場を仮定し、誘導される。ここでは、実験で観察されたPCa・PC耐震壁の破壊性状の概要を述べる。上梁に正負交番水平荷重を受けるPCa・PC耐震壁は、多くの場合、次のような破壊性状を示す。

- 1) 層間変形角  $R = 1 \sim 2 \times 10^{-3} \text{rad}$ . 程度でパネルに初斜めひび割れ、引張側柱下端目地に水平ひび割れが生じる。
- 2) その後、パネルの主対角域にほぼ直交する斜めひび割れ網が形成され、さらに斜めひび割れは全域に広がる。また両側柱の上下端部および中間部に曲げと引張りによる水平ひび割れが生じる。
- 3)  $R = 5 \times 10^{-3} \text{rad}$ . 前後からパネルの対角域に局所的な離と圧壊が生じる。また、PC鋼棒の全主筋比が小さい、または背高な形状をもつPCa・PC耐震壁の場合、引張側柱下端で引張降伏が生じる。
- 4) 引張側柱の引張降伏が生じない場合、水平荷重はさらに増大し、これに伴いパネルのはく離と圧壊の範囲が広がる。この前後で、十分なコッター、接合筋、お

よび鋼板などの接合が設けられていない場合、側柱とパネルとの鉛直接合部にある目地モルタルの滑落とともにパネルに滑りが観察される。この滑りは、圧縮側柱の滑り抵抗が十分な場合、拘束を受け、PCa・PC耐震壁は水平荷重に持続して抵抗できる。

- 5) 4) で圧縮側柱下端はほぼ曲げ降伏の状態にある。
- 6) 最大荷重には、 $R=5\sim6 \times 10^{-3}\text{rad}$ 。以降に生じるパネルの全面的圧壊が隅角部の圧壊、または圧縮側柱下端の滑りの発生で達する。その後、パネルの圧壊の程度に応じて、荷重は漸減または急減する。
- 7) 3) で引張側柱下端の引張降伏が生じた場合、その後の荷重の増大は著しくなく、最大荷重に達した後、力-変形関係の包絡線は大きな平滑域を形成する。その後、パネルの圧壊または圧縮側柱の滑りによって荷重は漸減する。
- 8) 6), 7) のいずれの場合においても、柱のせん断破壊は多くの場合に生じない。パネルの圧壊によって抵抗能力が低下した後、フレームとしての抵抗に変わり、力-変形関係の包絡線は再び平滑域を形成する。

以上の破壊性状は、パネルと圧縮側柱に滑りが生じることを除いて、RC耐震壁の一般的な破壊性状と同じものといえる。PCa・PC耐震壁の破壊性状の1例を図-5に示す。図は、5.で解析の対象とする試験体96PCWB-1の最終ひび割れ状況と力-変形関係である。この試験体は、比較的

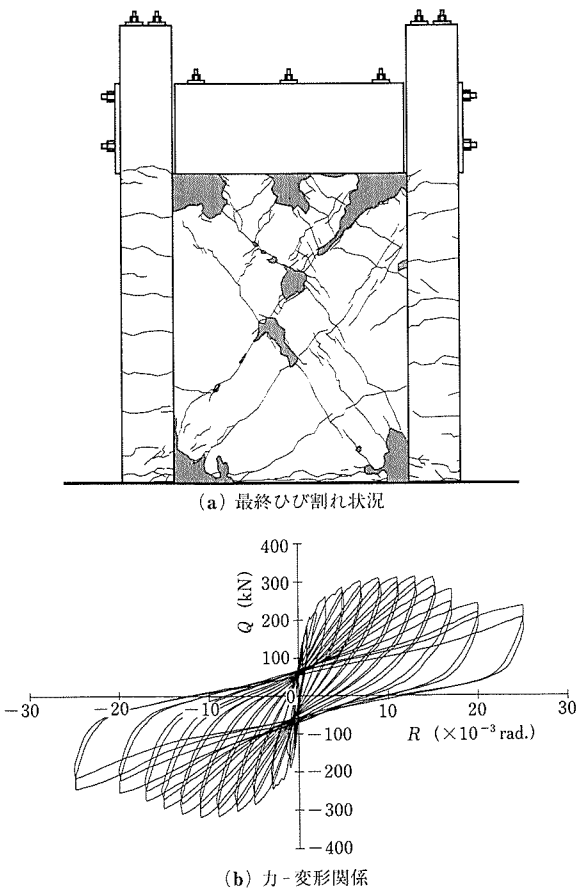


図-5 PCa・PC耐震壁の破壊性状の例(96PCWB-1)

小さい層間変形角で側柱の全長に水平ひび割れが生じ、 $R=8 \times 10^{-3}\text{rad}$ 。程度で側柱下端が引張降伏して最大強度に達している。このため、力-変形関係の包絡線は大きな平滑域を形成している。パネルの水平接合部はコッターによる接合であり、側柱下端は根入れされているため、パネルと圧縮側柱下端の滑りは生じていない。

#### 4. PCa・PC耐震壁の簡略最大強度式

##### 4.1 マクロモデルと応力状態の設定

ここでは、3.で述べたPCa・PC耐震壁の破壊性状から最大強度を評価するためのマクロモデルとその静的許容応力場を設定する。マクロモデルは、図-6に示すように剛強な上下梁、両側柱、同じ傾斜角 $\theta$ をもつ圧縮ストラットaとc、縦横補強筋、および接合部より構成される。上下梁を剛強としているのは、2.の初めに述べたように上下層のパネルの拘束効果を考慮したためである。圧縮ストラットは、斜めひび割れが十分伸展して1軸応力状態になったパネルを表し、その傾斜角はRC耐震壁の実験値と解析値の関係から得られた式(1)<sup>3)</sup>の値をもつものとする。

$$\left. \begin{aligned} \kappa < 0.8 & \quad \theta = 25^\circ \cdot \kappa + 25^\circ \\ 0.8 \leq \kappa < 1.2 & \quad \theta = 45^\circ \\ 1.2 \leq \kappa < 1.8 & \quad \theta = 25^\circ \cdot \kappa + 15^\circ \\ \kappa < 1.8 & \quad \theta = 60^\circ \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 $\kappa = h/l'$ はパネルの辺長比、 $l' \cdot h'$ はパネルの内法寸法である。縦横補強筋はパネルのせん断補強筋を表している。接合部には、その接合の詳細に応じて、せん断抵抗、圧縮抵抗、および引張抵抗が、単独にまたは組み合わせたかたちで生じる。

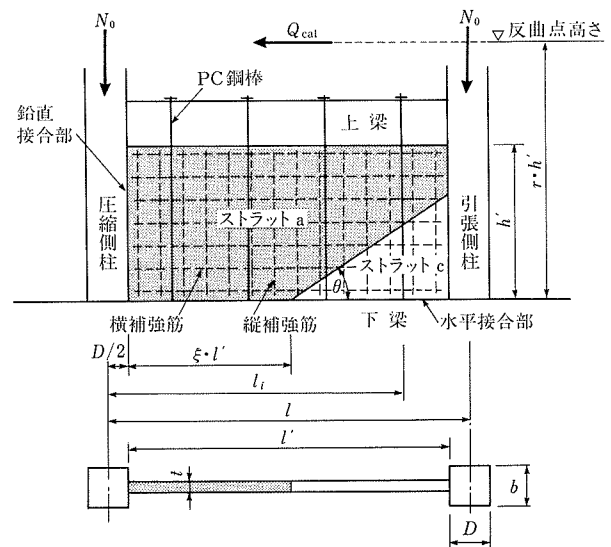


図-6 マクロモデル

RC耐震壁の最大強度は、静的許容応力場と釣り合いの条件だけを満たす荷重は真なる最大強度より大きくないとする極限解析法の下界定理に基づいて求められる。一方、PCa・PC耐震壁の簡略最大強度式は、側柱下端、圧縮スト

ラット、および縦横補強筋または接合筋の静的許容応力が釣り合い条件に加えて、滑り強度を超えないとする制約条件を満たす解として求められる。最大強度時においてマクロモデルの応力状態は次のように仮定される。

- 1) 上下梁は剛強で、破壊しない。
- 2) 圧縮側柱は下端で曲げ降伏している。圧縮側柱下端のせん断力は滑り強度より大きくない。
- 3) 引張側柱は脚部で引張降伏している。このため、引張側柱下端に曲げモーメントとせん断力は生じない。
- 4) 側柱にはせん断破壊は生じない。
- 5) 圧縮ストラット a は有効圧縮強度で降伏している。圧縮ストラット c は、下梁上端に沿う水平ひび割れの発生、または圧縮ストラット c と交差する引張側柱脚部の引張降伏のために、力の釣り合いが形成できず、抵抗力が消失した状態にある。
- 6) 下梁上端の水平接合部のせん断力  $Q_w$  と水平接合部の滑り強度  $spQ_{wh}$  との差  $\Delta Q_{wh}$  は、圧縮側柱下端に伝わる。
- 7) 圧縮側柱とパネルとの鉛直接合部のせん断力  $T_{av}$  と鉛直接合部の滑り強度  $spT_{vw}$  との差の和  $\Delta Q_{wv}$  は、下梁に伝わる。
- 8) パネルの縦横補強筋、接合筋、PC 鋼棒、および鋼板接合の定着筋は引張降伏している。

以上の応力状態の仮定は、接合部の滑り強度を考慮している点を除けば、RC 耐震壁のマクロモデルで仮定されるものと変わらない。図 - 7 に、ここで仮定された応力状態と応力の記号を示す。

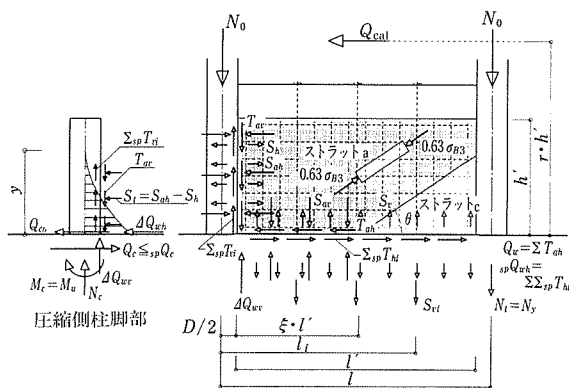


図 - 7 応力状態と応力の記号

#### 4.2 構成部材の降伏強度と滑り強度

構成部材の降伏強度と接合部の滑り強度として、次の諸式を採用する。なお、側柱下端の圧縮破壊およびせん断破壊は考えない。また、構成部材は降伏強度または滑り強度に達した後、その値を保持するものとする。

##### (1) 側柱

##### 1) 引張側柱下端の引張降伏強度

$$N_y = P_g \cdot b \cdot D \cdot \sigma_{y1} \dots (2)$$

##### 2) 圧縮側柱下端の曲げ降伏強度<sup>5)</sup>

$$\left. \begin{aligned} Mu &= (N_c + 0.5N_y)(0.5D - 0.42X_n) + 0.5^2 N_y \cdot e \dots (3) \\ X_n &= (N_c + 0.5N_y) / 0.83b \cdot \sigma_{B1} \end{aligned} \right\}$$

##### 3) 圧縮側柱下端の滑り強度

$$spQ_c = 0.6 \{ N_c + (1 + \alpha) N_y / 2 \} + 0.4 N_y / 2 + b \cdot h_0 \cdot \sigma_{B2} \dots (4)$$

ここで、 $P_g$ : 側柱の PC 鋼棒の全主筋比、 $b \cdot D$ : 側柱の断面寸法、 $\sigma_{y1}$ : PC 鋼棒の降伏強度、 $N_c$ : 圧縮側柱下端の軸力、 $e$ : PC 鋼棒の応力中心間距離、 $\sigma_{B1}$ : 側柱のコンクリートの圧縮強度、 $h_0$ : 根入れ深さ、 $\sigma_{B2}$ : 目地モルタルの圧縮強度、 $\alpha$ :  $N_y$  に対する PC 鋼棒の全圧着力  $N_p$  の比で、プレストレスの減退に基づく低減係数を包含している。

式(4)の第1項が平滑目地の摩擦抵抗、第2項が PC 鋼棒の dowel 作用によるせん断抵抗、および第3項は根入れによる受圧抵抗を表わしており、圧縮側柱下端の滑り強度はこれらの累加としている。ただし、式(4)でシースにグラウトしない場合は係数 0.4 を 0 と扱う。式(4)の圧縮側柱下端の滑り強度は、次のようにして求められる。全圧着力  $N_p = \alpha \cdot N_y$ 、鉛直荷重および水平荷重による軸力  $N_c$ 、および曲げ降伏モーメント  $M_c = Mu$  を受ける圧縮側柱下端の軸力は、図 - 8 のように分解できる。滑り強度は、圧縮力による摩擦抵抗と PC 鋼棒の dowel 作用による抵抗の和である考えると、次のように表される。

$$spQ_c = \mu \{ N_c + \alpha \cdot N_y + (1 - \alpha) N_y / 2 \} + \lambda \cdot N_y / 2 \dots (5)$$

ここで、 $\mu$  は摩擦係数、 $\lambda$  は dowel 作用に関わる係数である。壁谷沢ら<sup>6)</sup> は、PCa 柱の接合部の実験から  $\mu = 0.6$ 、 $\lambda = 0.4$  が適当であるとしている。これを考慮すると、式(4)の第1項および第2項が得られる。

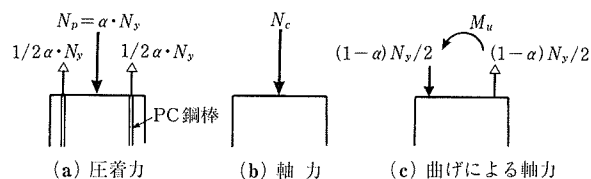


図 - 8 圧縮側柱下端の軸力

##### (2) 圧縮ストラット

##### 1) 有効圧縮強度<sup>7)</sup>

$$\sigma_a = 0.63 \sigma_{B3} \dots (6)$$

##### 2) 鉛直接合部<sup>8)</sup>

平滑目地による鉛直接合部単位長さあたりの滑り強度

$$spT_{v1} = 0.7S_{ah} \dots (7)$$

水平接合筋による鉛直接合部単位長さあたりの滑り強度

$$spT_{v2} = 0.7Sh \dots (8)$$

##### 3) 水平接合部<sup>8)</sup>

平滑目地による滑り強度の和

$$\Sigma spT_{h1} = 0.7S_{av} \cdot \xi \cdot l' \dots (9)$$

PC 鋼棒による滑り強度の和

$$\Sigma spT_{h2} = \Sigma 0.7S_{vi} \dots (10)$$

ただし、シースに無収縮モルタルが圧入されない場合、 $\Sigma spT_{h2} = 0$

ホゾ筋による滑り強度の和

$$\Sigma spT_{h3} = \Sigma 0.7Svj \dots\dots\dots(11)$$

鉛直接合筋による滑り強度の和

$$\Sigma spT_{h4} = 0.7Sv \cdot \xi \cdot \ell' \dots\dots\dots(12)$$

コッターによる滑り強度の和

$$\Sigma spT_{h5} = 0.1 \Sigma Asc \cdot \sigma_{B4} + \Sigma As \cdot \sigma_{y2} \dots\dots\dots(13)$$

鋼板接合による滑り強度の和

$$\Sigma spT_{h6} = \Sigma Qs \dots\dots\dots(14)$$

ここで、 $\sigma_a$ ：パネルのコンクリートの有効圧縮強度、 $spTv_1$ ：平滑目地の摩擦抵抗に基づく鉛直接合部単位長さあたりの滑り強度、 $spTv_2$ ：水平接合筋の dowel 作用に基づく鉛直接合部単位長さあたりの滑り強度、 $\Sigma spT_{h1}$ ：水平接合部の平滑目地の摩擦抵抗に基づく滑り強度の和、 $\Sigma spT_{h2}$ ：PC 鋼棒の dowel 作用に基づく滑り強度の和、 $\Sigma spT_{h3}$ ：ホゾ筋の dowel 作用に基づく滑り強度の和、 $\Sigma spT_{h4}$ ：鉛直接合筋の dowel 作用に基づく滑り強度の和、 $\Sigma spT_{h5}$ ：コッターのせん断抵抗に基づく滑り強度の和、 $\Sigma spT_{h6}$ ：鋼板接合のせん断抵抗に基づく滑り強度の和、 $\sigma_{B3}$ ：パネルのコンクリートの圧縮強度、 $\xi$ ：圧縮ストラット a の有効幅係数、 $\ell'$ ：パネルの横幅寸法、 $Svj$ ：PC 鋼棒の降伏強度、 $Svj$ ：ホゾ筋の降伏強度、 $Sh$ ：水平接合筋の接合部単位長さあたりの降伏強度、 $Sv$ ：鉛直接合筋の接合部単位長さあたりの降伏強度、 $\Sigma Asc$ ：コッターの水平断面積の和、 $\Sigma As$ ：コッターの上下方向補強筋の断面積の和、 $\sigma_{B4}$ ：コッターのコンクリートの圧縮強度、 $\sigma_{y2}$ ：コッターの補強筋の降伏強度、 $Qs$ ：鋼板接合による滑り強度、 $Sah$  および  $Sav$ ：鉛直接合部および水平接合部単位長さあたりの圧縮力で、次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} Sah &= 0.63 \sigma_{B3} \cdot te \cdot \cos \theta \cdot \cos \theta \\ Sav &= 0.63 \sigma_{B3} \cdot te \cdot \sin \theta \cdot \sin \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(15)$$

ここで、 $te = t - \phi$ 、 $t$  はパネルの厚さ、 $\phi$  はシースの内径である。ただし、シースに無収縮モルタルが圧入される場合、 $\phi = 0$  とする。

式(6)の係数 0.63 は、薄いパネルに加力方向に平行なひび割れが生じている場合のコンクリートの有効圧縮強度係数で、筆者らが RC 耐震壁の一連の実験から求めたものを準用している。一般に、有効圧縮強度係数はコンクリートの圧縮強度に関係し、高強度コンクリートの場合に低下するといわれている。しかし、 $\sigma_B = 40 \sim 80 \text{N/mm}^2$  の RC 耐震壁の場合、有効圧縮強度係数を 0.63 の定値と扱ったマクロモデルによる最大強度の解析値が実験値をよく評価できたことから<sup>9)</sup>、本研究では 0.63 の定値としている。

圧縮ストラット、すなわちパネルの接合部の滑り強度については、その接合方法に応じて多くの提案がなされているが、明確とはいえないのが現状である。ここでは、日本建築学会の「プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工」<sup>8)</sup>に規定されている設計強度式を準用している。複数の接合方法が併用されている場合、その滑り強度は個々の接合強度の累加で表されるとする。これから鉛直接合部の滑り強度は次式で表される。

$$spT_{wv} = spTv_1 + spTv_2 \dots\dots\dots(16)$$

ここで、 $spT_{wv}$  は平滑目地と水平接合筋を併用した鉛直接

合部の滑り強度で、鉛直接合部単位長さあたりの値である。一方、水平接合部の滑り強度は式(17)のように表される。

$$\begin{aligned} spQ_{wh} &= \Sigma spT_{h1} + \Sigma spT_{h2} + \Sigma spT_{h3} + \Sigma spT_{h4} \\ &+ \Sigma spT_{h5} + \Sigma spT_{h6} \dots\dots\dots(17) \end{aligned}$$

ここで、 $spQ_{wh}$  は水平接合部の滑り強度である。式(10)、(11)、(13)、(14)で和をとる水平接合部の範囲をパネルの辺長とする。これは、圧縮ストラット  $c$  が形成された場合でも、これらの接合はパネルの辺長の全域で滑り抵抗を保持していると、実験で観察されたことに基づいている。

#### 4.3 簡略最大強度式

マクロモデルの荷重として、図 - 7 に示すように、曲げモーメント分布の反曲点高さに作用するせん断力  $Qcal$  と常時荷重による柱の定軸力  $No$  を考える。これらの荷重を上梁中央下端に働く力  $M$ 、 $N$ 、および  $Qcal$  として移すと、次の関係が成り立つ。

$$\left. \begin{aligned} N &= 2No \\ M &= (1 - r) h' \cdot Qcal \\ Qcal &= Qw + Qcb \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(18 - a,b,c)$$

ただし、

$$\left. \begin{aligned} Qw &= Tah \cdot \xi \cdot \ell' \\ Tah &= 0.63 \sigma_{B3} \cdot te \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(19 - a,b)$$

ここで、 $r \cdot h'$ ：曲げモーメント分布の反曲点高さ、 $Qcal$ ：求めようとする最大強度（せん断力）、 $Qw$ ：パネルの水平接合部のせん断力、 $Qcb$ ： $Sah$  と  $Sh$  の差 ( $St = Sah - Sh$ ) に基づく側柱下端のせん断力、 $Tah$ ：水平接合部単位長さあたりのせん断力である。

圧縮側柱下端のせん断力、パネルの水平接合部のせん断力、および全せん断力が相応する滑り強度を超えないとする制約条件は次のように表される。

$$\left. \begin{aligned} Qc &\leq spQc \\ Qw &\leq spQwh \\ Qw + Qcb &\leq spQwh + spQc \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(20 - a,b,c)$$

ここで、 $Qc$ ：圧縮側柱下端のせん断力である。本研究では 4.1 の 6) で述べたように  $Qw$  と  $spQwh$  の差 ( $\Delta Qwh = Qw - spQwh$ ) は圧縮側柱下端に伝わるとしているから、式(20 - b)は不要となる。また、式(20)は次のように書き換えられる。

$$Qc = Qcb + \Delta Qwh \leq spQc \dots\dots\dots(21)$$

$Qcal$  を求める式(18 - c)において、 $Qw$  と  $Qcb$  が未知量で、以下のようにして誘導される。

#### (1) $Qw$ の計算

式(19 - a)の未知量は  $\xi$  である。図 - 7 において、マクロモデルに働く力の圧縮側柱下端に関するモーメントの釣り合いに、式(18 - a, b, c)、式(19 - a)、および  $Mc$  の第 1 近似値として次の式(22)を考慮する。

$$Mc = Mu = (Ny/2)D \dots\dots\dots(22)$$

この結果、モーメントの釣り合い式として式(23)が得られる。

$$\begin{aligned} No \cdot \ell - Tah \cdot \xi \cdot \ell' \cdot r \cdot h' - Qcb \cdot r \cdot h' + Ny \cdot \ell \\ - \frac{Sav \cdot \xi \cdot \ell' (\xi \cdot \ell' + D)}{2} + \frac{Sv \cdot \ell' (\ell' + D)}{2} \\ + \Sigma Svi \cdot \ell i + \frac{Ny \cdot D}{2} - \frac{\Delta Qwv \cdot D}{2} = 0 \end{aligned} \dots\dots\dots(23)$$

ここで、ホゾ筋のモーメントの釣り合いへの寄与は、その定着長さが短いため省略している。また、式(22)には曲げ降伏強度に与える軸力の効果が省略されている。このため、応力中心間距離を大きく設定している。

式(23)の  $Q_{cb}$  の第1近似値として、圧縮側柱を図-9のように下端で曲げ降伏している片持ち柱とみなし、その下端のせん断力を採用する。

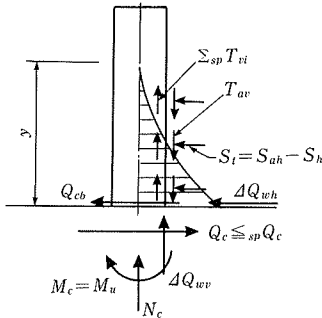


図-9 圧縮側柱脚部の応力状態

曲げモーメントと片持ち柱に働く横荷重  $St$  の関係から、 $Mc = St \cdot y^2/2$ ,  $\therefore y = \sqrt{2Mc/St} = \sqrt{Ny \cdot D/St}$  …(24) となる。これから、

$$Q_{cb} = St \cdot y = \sqrt{2Mc \cdot St} = \sqrt{Ny \cdot D \cdot St} \dots\dots\dots(25)$$

式(25)で  $St$  が小さいとき、側柱の上下端が曲げ降伏している時のせん断力より  $Q_{cb}$  が小さくなる場合が生じる。しかし、圧縮側柱は上下端が曲げ降伏している時のせん断力に抵抗できるから、 $Q_{cb}$  の下限値として次の値を設定する。

$$Q_{cb} \geq 2Mu/h' \dots\dots\dots(26)$$

ここで、簡単のため柱の上端と下端の曲げ降伏強度を同じとしている。

式(23)の末項の  $\Delta Q_{wv}$  は、鉛直接合部単位長さあたりのせん断力と滑り強度の差の和である。この和をとる長さとして、式(24)で求めた片持ち柱の長さ  $y$  を採用する。これから  $\Delta Q_{wv}$  は次のようになる。

$$\begin{aligned} \Delta Q_{wv} &= (Tav - spTww)y = (Tav - spTww)\sqrt{Ny \cdot D/St} \\ &= \frac{(Tav - spTww)}{St} \sqrt{Ny \cdot D \cdot St} \dots\dots\dots(27) \end{aligned}$$

式(25)と(27)を式(23)に代入すれば、次の式が得られる。

$$\begin{aligned} No \cdot \ell - Tah \cdot \xi \cdot \ell' \cdot r \cdot h' - \sqrt{Ny \cdot D \cdot St} \cdot r \cdot h' \\ + Ny \cdot \ell - \frac{Sav(\xi \cdot \ell')^2}{2} - \frac{Sav \cdot \xi \cdot \ell' \cdot D}{2} + \frac{Sv \cdot \ell(\ell + D)}{2} \dots\dots\dots(28) \\ + \sum Svi \cdot \ell i + \frac{Ny \cdot D}{2} - \frac{(Tav - spTww)D}{2St} \sqrt{Ny \cdot D \cdot St} = 0 \end{aligned}$$

式(28)を  $\xi$  について整理すると、 $\xi$  に関する次の2次方程式に帰着される。

$$\begin{aligned} \xi^2 - 2 \left( \eta \cdot \frac{Tah}{Sav} - \frac{D}{2\ell'} \right) \xi - \frac{Ny \cdot D}{Sav \cdot \ell'^2} - \eta \cdot \frac{2}{Sav \cdot \ell'} \\ \sqrt{Ny \cdot D \cdot St} - \frac{2\ell'(No + Ny)}{Sav \cdot \ell'^2} - \frac{Sv(\ell + D)}{Sav \cdot \ell'} \dots\dots\dots(29) \\ - \frac{2\sum Svi \cdot \ell i}{Sav \cdot \ell'^2} + \frac{D}{Sav \cdot \ell'^2} \left( \frac{Tav - spTww}{St} \right) \sqrt{Ny \cdot D \cdot St} = 0 \end{aligned}$$

式(29)を  $\xi$  について解けば、 $\xi$  の解は式(30)で表される。

$$\xi = \eta \cdot \frac{Tah}{Sav} - \frac{D}{2\ell'} + \sqrt{\left( \eta \cdot \frac{Tah}{Sav} - \frac{D}{2\ell'} \right)^2 + x} \dots\dots\dots(30)$$

ただし、

$$\begin{aligned} \eta = -\frac{r \cdot h'}{\ell'}, x = \frac{2}{Sav \cdot \ell'} \left[ \frac{Ny \cdot D}{2\ell'} + \left\{ \eta - \frac{D}{2\ell'} \left( \frac{Tav - spTww}{St} \right) \right\} \right. \\ \left. \sqrt{Ny \cdot D \cdot St} + \frac{(No + Ny)\ell}{\ell'} + \frac{Sv \cdot \ell}{2} + \frac{\sum Svi \cdot \ell i}{\ell'} \right] \end{aligned}$$

ここで、 $\xi > 1.0$  の場合、 $\xi = 1.0$  とする。

式(30)の  $\xi$  は 1.0 より大きくなることがある。これは、せん断破壊モードで終る場合、引張側柱下端に引張降伏が生じていないのに引張降伏を仮定したことに起因している。このような状況は、扁平な PCa・PC 耐震壁の場合や側柱の PC 鋼棒の全主筋比または側柱の軸荷重が大きい場合に生じる。

$Q_w$  は式(30)の  $\xi$  を用いて式(19-a)から求めることができる。

(2)  $Q_{cb}$  の計算

$Q_{cb}$  の第1近似値は、すでに式(25)で与えられている。ここでは、圧縮側柱下端の軸力  $N_c$  を考慮した曲げ降伏強度  $M_u$  から  $Q_{cb}$  の第2近似値を計算する。軸力  $N_c$  は、引張側柱下端に関するモーメントの釣り合いから求める。図-7から、 $N_c$  は次の式で表される。

$$\begin{aligned} N_c = \left\{ \eta' - \frac{(Tav - spTww)}{St} \left( 1 - \frac{D}{2\ell'} \right) \right\} \sqrt{Ny \cdot D \cdot St} \\ + \left\{ \eta' - \frac{Sav}{Tah} \cdot \frac{\ell'}{\ell} \left( 1 - \frac{\xi}{2} + \frac{D}{2\ell'} \right) \right\} Q_w + No \dots\dots\dots(31) \\ + \frac{Sv \cdot \ell'^2}{\ell} \left( 1 - \frac{D}{2\ell'} \right) + \frac{\sum Svi(\ell - \ell i)}{\ell} - \frac{Ny \cdot D}{2\ell} \end{aligned}$$

ただし、 $\eta' = \frac{r \cdot h'}{\ell'}$

結局、圧縮側柱下端の曲げモーメントは、式(31)の  $N_c$  を用いて式(3)の曲げ降伏強度  $M_u$  ( $N_c$ ) として計算される。これを用いて  $Q_{cb}$  の第2近似値は次の式から得られる。

$$Q_{cb} = \sqrt{2Mu(N_c) \cdot St} \dots\dots\dots(32)$$

以上を整理すれば、滑り強度に関する制約条件を適用する前の PCa・PC 耐震壁の簡略最大強度  $Q_{cal}$  は、式(30)を用いた式(19-a)の  $Q_w$  と式(31)を導入した式(32)の  $Q_{cb}$  の和として求めることができる。

(3) 制約条件と簡略最大強度式

上に述べた簡略最大強度式には、圧縮側柱下端のせん断力が滑り強度を超えないとする制約条件を表わす式(21)が適用されていない。圧縮側柱下端のせん断力と滑り強度の大小関係は、次の4つのCaseに分けることができる。

$$\begin{aligned} \text{Case 1: } Q_w \leq spQ_{wh} \cap Q_c = Q_{cb} \leq spQ_c \\ \text{Case 2: } Q_w > spQ_{wh} \cap Q_c = Q_{cb} + \Delta Q_{wh} \leq spQ_c \\ \text{Case 3: } Q_w \leq spQ_{wh} \cap Q_c = Q_{cb} > spQ_c \\ \text{Case 4: } Q_w > spQ_{wh} \cap Q_c = Q_{cb} + \Delta Q_{wh} > spQ_c \end{aligned} \dots\dots\dots(33)$$

Case 1 は圧縮側柱、圧縮ストラットのせん断力がともに滑り強度を超えない場合で、Case 2 は圧縮ストラットのせん断力が滑り強度を超えているが、圧縮側柱が十分な拘束を与えている場合である。Case 3 は圧縮ストラットのせん断力が滑り強度を超えていないが、圧縮側柱のせん断力が滑り強度を超えている場合で、Case 4 は圧縮ストラットと

圧縮側柱のせん断力がともに滑り強度を超えている場合である。ここでは、制約条件を満たすため PCa・PC 耐震壁の簡略最大強度を、 $Q_w$  と  $spQ_{wh}$  のうちの小さい値と  $Q_c$  と  $spQ_c$  のうちの小さい値の和として定義する。この結果、簡略最大強度は式 (33) の Case に応じて次のように表される。

$$\left. \begin{array}{l} \text{Case 1: } Q_{cal} = Q_w + Q_{cb} \\ \text{Case 2: } Q_{cal} = spQ_{wh} + Q_{cb} + \Delta Q_{wh} = Q_w + Q_{cb} \\ \text{Case 3: } Q_{cal} = Q_w + spQ_c \\ \text{Case 4: } Q_{cal} = spQ_{wh} + spQ_c \end{array} \right\} \dots(34)$$

(4) 解の修正

式(34)の Case 1 と Case 2 の応力状態は釣り合い条件と制約条件を満たしており、仮定された静的許容応力場に相応した解である。一方、Case 3 と Case 4 の応力状態は、強制的に制約条件を満たすようにしたため、逆に釣り合い条件が乱されたものになっている。試験体はどのような状態においても、釣り合い条件と制約条件を満たしている。解析の際、これが成り立たないのは、試験体の製作と実験精度も一因ではあるが、多くはマクロモデルと応力状態の設定に起因している。すなわち、引張側柱の降伏の仮定、圧縮ストラットの傾斜角の設定、コンクリートの有効圧縮強度の設定、および構成部材の滑り強度の設定などが適切でないことに起因している。本研究では、引張側柱の降伏の仮定のほかは実験的事実に基づいている。一方、引張側柱の降伏の仮定は解析の簡略化のためである。とくに側柱の PC 鋼棒の全主筋比が大きい場合、および形状が極めて扁平な場合、必ずしも引張側柱下端の引張降伏は生じない。そして、最大強度の大ききな評価に結びつき、制約条件を満たさないことが多い。このため、制約条件  $Q_c \leq spQ_c$  を満たすための修正方法として、引張側柱下端の引張軸力を  $N_y$ ,  $0.9N_y$ ,  $0.8N_y$ ,  $0.7N_y$  と段階的に減じ、制約条件が成り立つまで(1)~(3)の計算を繰り返す方法が適切といえる。このとき、その応力状態は釣り合い条件と制約条件をともに満たしたものになる。

5. 最大強度の解析

5.1 解析の対象とした試験体

解析の対象とした PCa・PC 耐震壁の試験体は、筆者らが実験した 50 体である (表 - 1)。試験体 No.29 を除いて 1 スパン 1 層の耐震壁で、上下梁は剛強な断面をもっている。両側柱は  $150 \times 150 \sim 260 \times 260$  mm の断面寸法で、上下梁に圧着接合されている。パネルは厚さ 50~60 mm で、その鉛直接合部には試験体 No.1, 2 を除いていずれの試験体も水平接合筋がない。水平接合部は多様な方法で接合されている。表 - 1 には引用文献とともに PCa パネル接合部の接合方法を示してある。接合方法の記号は、鉛直接合部： $T_{v1}$ =平滑目地,  $T_{v2}$ =水平接合筋, 水平接合部： $T_{h1}$ =平滑目地,  $T_{h2}$ =PC 鋼棒,  $T_{h3}$ =ホゾ筋,  $T_{h4}$ =鉛直接合筋,  $T_{h5}$ =コッター, および  $T_{h6}$ =鋼板による接合を示す。試験体の荷重は試験体 No.29 を除いて上梁中心高さに作用する水平交番力で、両側柱に定軸力を与えていない。試験体の主なパラメータの変域は次のようである。

- 1) 形状比  $\kappa = h/l$  : 0.41~1.38
- 2) シヤースパン比  $r \cdot h/l$  : 0.48~1.28
- 3) 側柱の寸法  $b \cdot D$  :  $150 \times 150 \sim 260 \times 260$  mm
- 4) PC 鋼棒の全主筋比  $p_g$  : 0.49~1.63 %
- 5) 側柱の定軸力  $N_0$  : 0 kN
- 6) PC 鋼棒の圧着力 : 110.0~333.4 kN
- 7) 有効パネル厚  $t_e$  : 35~60 mm
- 8) パネルのコンクリート強度  $\sigma_{B3}$  : 24.1~68.9 N/mm<sup>2</sup>
- 9) 接合方法 側柱：PC 鋼棒, PC 鋼棒+根入れ  
PCa パネル：PC 鋼棒, 接合筋, ホゾ筋, シヤークッター, 鋼板による接合  
(いずれの接合でも接合面は平滑目地で無収縮モルタルが圧入される。)

解析にあたって、形状寸法は設計寸法を、材料強度には実験値を用いた。いくつかの試験体については次のような取扱いをしている。

- 1) 試験体 No.1, 2 は、側柱の PC 鋼棒の下梁部分にあるシースにモルタルが圧入されていない。このため、側柱下端の滑り強度式(4)の第 2 項を省略している。
- 2) 試験体 No.29 は 3 スパン 2 層、その中央スパンに耐震壁がある複合構造で、水平交番荷重は 2 層上梁中心高さに作用している。このため、1 層の耐震壁の最大強度を求めるのに必要な曲げモーメントの反曲点高さは事前に与えられない。ここでは、簡単のため、耐震壁に連続する梁の内端と外柱の上下端が曲げ降伏値の 2/3 の値で降伏しているとして反曲点高さを求めた。この係数 2/3 は主筋ひずみの計測値に基づいている。梁の曲げ降伏値の算定にあたって、軸力の効果を省略した。
- 3) 試験体 No.9, 10, 46~49 のパネルは、2 枚または 3 枚のパネルをその内部鉛直接合部で鋼板接合またはコッターによって接合したものであるが、上下方向に滑りが生じなかったことを考慮して、1 枚パネルとして扱った。
- 4) 試験体 No.50 のパネルは、3 枚のパネルを水平方向に貫通する PC 鋼棒 2-D 7.1 によって圧着接合して一体化したものである。これも滑りが生じなかったことを考慮して、1 枚パネルとして扱った。

5.2 解析結果

表 - 1 に PCa・PC 耐震壁の最大強度の実験値  $Q_{exp}$ 、簡略最大強度式による解析値  $Q_{cal}$ 、および解析値に対する実験値の比を示した。表 - 1 で式(34)の Case 欄に 4→2 と記した試験体は、4.3(4)に基づく解の修正を行った結果 Case 2 に相当したものである。

実験値/解析値の平均、標準偏差、および変動係数はそれぞれ 0.991, 0.126, および 0.127 であり、RC 耐震壁について得られている簡略最大強度式の解析精度と同じ程度である。ここでは、正負加力域における最大強度を 2 つの標本値とし、全標本数が 93 として求めている。実験値/解析値が 0.8 を下回った標本数は 3, 1.2 を上回った標本数は 6 である。5.1 の 2) で述べた試験体 No.29 の取扱いは、事前に反曲点高さが不明だという点で汎用性がない。梁の内端

表 - 1 解析結果

No	試験体名	Qexp(kN)		Qcal(kN)	Qexp/Qcal		鉛直接合の方法	水平接合の方法	式 (34) の Case	出典
		+	-		+	-				
1	PCWA-1	503	—	548	0.92	—	$T_{v1}, T_{v2}$	$T_{h1}, T_{h4}$	2	10)
2	PCWA-2	522	—	550	0.95	—	$T_{v1}, T_{v2}$	$T_{h1}, T_{h4}$	2	
3	PCWB-1	734	—	675	1.09	—	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	1	
4	PCWB-2	683	—	675	1.01	—	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	1	
5	PCWC-1	683	—	665	1.03	—	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	1	
6	PCWC-2	709	—	667	1.06	—	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	1	
7	92PCWB-1	561	590	678	0.83	0.87	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	2	11)
8	92PCWB-2	580	584	671	0.86	0.87	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	2	
9	92PCWC-1	522	610	692	0.75	0.88	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	2	
10	92PCWC-2	558	582	688	0.81	0.85	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	2	
11	93PCWA-1	454	474	455	1.00	1.04	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h3}$	2	12)
12	93PCWA-2	496	499	456	1.09	1.09	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h3}$	2	
13	93PCWA-3	560	565	610	0.92	0.93	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h3}$	2	
14	93PCWA-4	539	510	611	0.88	0.83	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h3}$	2	
15	93PCWA-5	—	672	733	—	0.92	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h3}$	2	
16	93PCWB-1	266	281	260	1.02	1.08	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h3}$	1	
17	93PCWB-2	255	281	261	0.98	1.08	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h3}$	1	
18	93PCWB-3	329	342	345	0.95	0.99	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h3}$	1	
19	93PCWB-4	344	358	344	1.00	1.04	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h3}$	1	
20	93PCWB-5	416	426	412	1.01	1.03	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h3}$	1	
21	94PCWA-1	447	428	417	1.07	1.02	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	2	13)
22	94PCWA-2	398	421	413	0.96	1.02	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	2	
23	94PCWA-3	483	484	555	0.87	0.87	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	2	
24	94PCWA-4	459	482	548	0.84	0.88	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	2	
25	94PCWB-1	292	317	296	0.99	1.07	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	2	
26	94PCWB-2	297	324	292	1.02	1.11	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	2	
27	94PCWB-3	366	316	388	0.94	0.81	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	2	
28	94PCWB-4	399	419	384	1.04	1.09	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	2	
29	94PCWF-1	486	506	500	0.97	1.01	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}$	2	
30	95PCWA-1	469	457	351	1.33	1.30	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h5}$	1	15)
31	95PCWA-2	508	496	395	1.29	1.26	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h5}$	1	
32	95PCWA-3	573	572	513	1.12	1.12	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h5}$	1	
33	95PCWB-1	334	351	328	1.02	1.07	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h5}$	1	
34	96PCWA-1	498	513	402	1.24	1.28	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h5}$	1	16)
35	96PCWA-2	586	570	534	1.10	1.07	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h5}$	1	
36	96PCWA-3	530	535	510	1.04	1.05	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h5}$	1	
37	96PCWC-1	441	435	506	0.87	0.86	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h5}$	1	
38	96PCWB-1	317	313	272	1.17	1.15	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h5}$	1	
39	96PCWB-2	345	337	359	0.96	0.94	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h5}$	1	
40	96PCWB-3	380	367	455	0.83	0.81	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h5}$	1	
41	96PCWB-4	419	386	564	0.74	0.69	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h5}$	1	
42	97PCWA	449	447	444	1.01	1.01	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h5}$	1	17)
43	97PCWD	415	428	423	0.98	1.01	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h5}$	1	
44	97PCWE-1	346	357	314	1.10	1.14	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h5}$	2	
45	97PCWE-2	454	440	494	0.92	0.89	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h2}, T_{h5}$	2	
46	98PCWW-1	504	496	508	0.99	0.98	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h6}$	4 → 2	18)
47	98PCWW-2	469	451	508	0.92	0.89	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h6}$	4 → 2	
48	98PCWC-1	564	591	564	1.00	1.05	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h5}$	1	
49	98PCWC-2	551	623	564	0.98	1.10	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h5}$	1	
50	98PCWP	441	452	529	0.83	0.85	$T_{v1}$	$T_{h1}, T_{h6}$	2	

Qexp/Qcal : 平均値 0.991, 標準偏差 0.126, 変動係数 0.127

注 1. 試験体 No.1, 2 の側柱 PC 鋼棒のシースには基礎梁部分でグラウトされていない。

注 2. 試験体 No.11~No.41, No.44, 45 のパネルを貫通する PC 鋼棒のシースにはグラウトされていない。

と外柱の上下端が曲げ降伏の状態にあるとして求めると、試験体 No.29 の解析精度は 0.83 と 0.87 となり、いくぶん非安全側になるが、工学的に十分な精度の範囲にある。図 - 10 に、最大強度の実験値と解析値の関係を、図 - 11 に

PCa パネルの接合方法と解析精度の関係を示す。図 - 11 は、二、三の試験体を除けば、いずれの接合方法も同じ程度の解析精度を示している。以上の結果は、簡略最大強度式が汎用性に優れ、かつ工学的に十分なものであることを示し



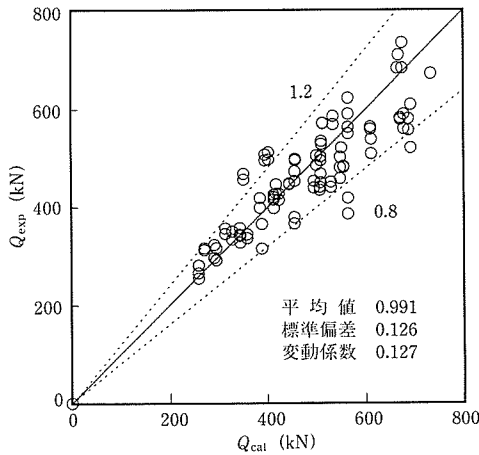


図 - 10 最大強度の実験値と解析値の比較

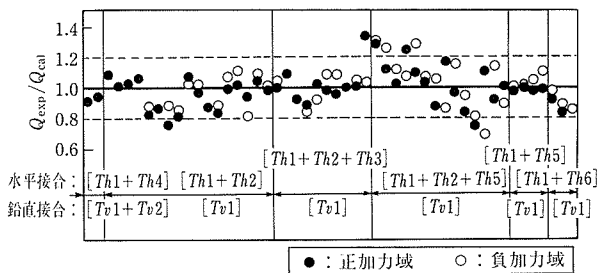


図 - 11 パネルの接合方法と解析精度

ている。

## 6. おわりに

本研究では、PCa・PC 耐震壁の破壊性状に基づくマクロモデルと簡略最大強度式を構築し、筆者らが実施した 50 体の試験体について解析を試みた。その結果は、PCa・PC 耐震壁のマクロモデルと簡略最大強度式が多様な接合方法によく対応して、その最大強度を工学的に十分評価できることを示している。しかし、実験上の制約から試験体のパラメータの変域が限定されており、また上下梁が十分な剛性と強度をもつことを前提にしている。このため、さらなる検証が必要といえる。とくに、中間層にある単層 PCa・PC 耐震壁の場合、上下梁の剛性と強度が小さいため、PCa・PC 耐震壁の最大強度を低下させる可能性がある。これについては別の機会に報告したい。

## 謝 辞

本研究は、ドービー建設工業(株)との共同研究として行ったものであり、試験体は同社の提供によるものであります。また実験は、ドービー建設工業(株) 倉持春夫氏、および修論・卒論として参加した工学院大学の学生諸君の協力のもとで行われたものであります。記して感謝の意を表わします。

## 参考文献

- 1) 望月洵・小野里憲一・中村勝・倉持春夫・八木沼宏己：プレキャストプレストレストコンクリート耐震壁の滑りを考慮した簡略化最大強度式，プレストレストコンクリート，Vol.35，No.4，pp.71-79，1993.7
- 2) 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強度評価，プレストレストコンクリート，Vol.37，No.4，pp.68-77，1995.7
- 3) 望月洵・小野里憲一・中島直子：修正簡略化モデルによる耐震壁 573 体の解析精度，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.205-206，1997.9
- 4) 望月洵・小野里憲一：連層耐震壁の簡略化最大せん断強度式，第 8 回日本地震工学シンポジウム，pp.1425-1429，1990
- 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，pp.190-193，1998
- 6) 金本清臣・五味学・壁谷沢寿海・倉本洋：曲げ降伏型プレキャスト接合面のせん断伝達に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.2，pp.465-470，1992.6
- 7) 望月洵・小野里憲一・竹原雅夫：強剛な付帯フレームをもつ耐震壁のスリップ破壊せん断強度，日本建築学会構造系論文報告集，No.416，pp.79-89，1990.10
- 8) 日本建築学会：プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工，1986
- 9) 望月洵・小野里憲一・藤原達仁・渡辺大介： $\sigma_B = 500\text{kgf/cm}^2$  レベルの連層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.16，No.2，pp. 1349-1354，1994
- 10) 中村勝・望月洵・小野里憲一・倉持春夫：PC + PCa 耐震壁の破壊性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.869-870，1992.8
- 11) 中居純一・望月洵・中村勝・倉持春夫：プレキャスト・プレストレスト耐震壁とその修復耐震壁の破壊性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.653-654，1993.9
- 12) 鳥屋隆志・望月洵・小野里憲一・倉持春夫：滑りを拘束したプレキャスト・プレストレスト耐震壁の破壊性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.319-320，1994.9
- 13) 鳥屋隆志・望月洵・倉持春夫・高見徹也：側柱の滑りを完全に拘束した PC・PCa 単独耐震壁の破壊性状と最大強度の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.169-170，1995.8
- 14) 高見徹也・望月洵・倉持春夫・鳥屋隆志：側柱の滑りを完全に拘束した PC・PCa 連層耐震壁の破壊性状と最大強度の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.171-172，1995.8
- 15) 藤野一郎・望月洵・倉持春夫・高見徹也：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，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.519-520，1996.9
- 16) 奈良純・望月洵・倉持春夫・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，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.221-222，1997.9
- 17) 鳥屋隆志・柴田辰正・奈良純・望月洵：超軽量コンクリート PCa パネルを用いた PCa・PC 耐震壁の破壊性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.893-894，1998.9
- 18) 鳥屋隆志・倉持春夫・清水大亮・望月洵：無開口および有開口 PCa・PC 耐震壁の破壊性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.407-408，1999.9

【2002 年 7 月 1 日受付】