

# 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

望月 洵<sup>\*1</sup>・小野里 憲一<sup>\*2</sup>・中村 勝<sup>\*3</sup>・倉持 春夫<sup>\*4</sup>・八木沼 宏己<sup>\*5</sup>

## 1. はじめに

本論でいうプレキャストプレストレストコンクリート耐震壁とは、プレキャストプレストレストコンクリートフレーム構造にプレキャストパネルを組み込み圧着接合した耐震壁をいう（以下、簡単のため Pca・PC 耐震壁と記す）。Pca・PC 耐震壁は、PC 構造の重層化に伴い、構造の保有耐力の確保と施工の省力化という要請に対して開発されたものである<sup>1)</sup>。筆者らは、昨年度、Pca・PC 耐震壁について基礎的な実験を行い、Pca・PC 耐震壁が十分な強度と変形性能を、また一体打ち耐震壁と同じ抵抗機構をもつことを確認した<sup>2),3)</sup>。しかし、以上の結果は、最大強度に達するまで Pca 部材の接合部の滑りが著しくない試験体に限定されるもので、滑り変形を含めたスケルトンカーブの評価は、必ずしも成功していない。一方、施工の簡略化と激震後の Pca パネルの修復、再利用という点からは、Pca パネルのシーすにグラウトしないのが望ましい。この場合、接合部の滑りが強度とスケルトンカーブにおよぼす影響は、特に著しくなる。

本論は、Pca パネルのシーすにグラウトしない Pca・PC 耐震壁の実験を行い、その破壊性状から滑りを考慮した Pca・PC 耐震壁の簡略化最大強度式を構築することを目的としている。なお、実験の詳細は他<sup>4)</sup>で発表しているため、ここではその概要にとどめる。

## 2. 実験の概要

### 2.1 試験体

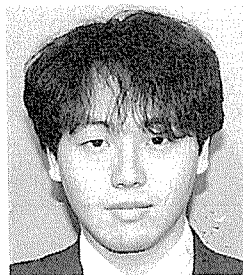
図-1 に試験体の形状、配筋、および加力方法を示す。上・下梁は連層耐震壁の第1層を模して十分な強度と剛性をもち、側柱はせん断破壊が生じないように補強されている。試験体 92 PCWb-1, 2 は図-2 (a) の Pca パネルを、試験体 92 PCWc-1, 2 は図-2 (b) の 2 枚に分割された Pca パネルを Pca・PC フレームに組み込み圧着接合している。Pca パネルの水平、鉛直、および中央接合部のディテールと試験体の組立手順は昨年度の試験体 PCWB, C と同じであるが、Pca パネルのシーすにはグラウトしていない。また、Pca パネルは PC 鋼棒の手締め（導入張力=4.6 tf/本程度）で圧着接合されている。表-1 に試験体の諸性質を示す。表には解析の際に引用するため、PCWB, C についても掲げている。

### 2.2 破壊性状

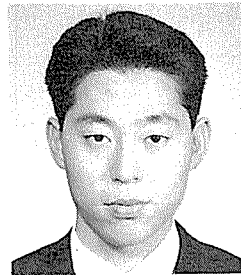
92 PCWb-1, 2 とともに亀裂の発生状態は、一体打ち耐震壁と PCWB-1, 2 で観察されたものと、大要、同じであった。滑り変形は、Pca パネル下端水平接合部と圧縮側柱下端接合部で、層間変形角  $R=6.0 (\times 10^{-3} \text{ rad.})$  までにそれぞれ 5 mm 弱と 2 mm 弱観察され、その後の繰返し加力の過程で持続的に滑りが生じた。92 PCWc-1, 2 の破壊性状は、92 PCWb-1, 2 と全く同じで、Pca パネルが 2 分割されている影響はなかった。これ



\*1 Makoto MOCHIZUKI  
工学院大学  
建築学科 教授



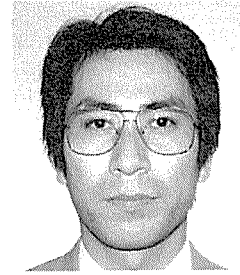
\*2 Norikazu ONOZATO  
O.R.S 事務所



\*3 Masaru NAKAMURA  
工学院大学 大学院  
建築学専攻



\*4 Haruo KURAMOCHI  
ドービー建設工業(株)  
建築建材事業部  
開発設計課 課長



\*5 Hiromi YAGINUMA  
ドービー建設工業(株)  
建築建材事業部  
開発設計課 主任

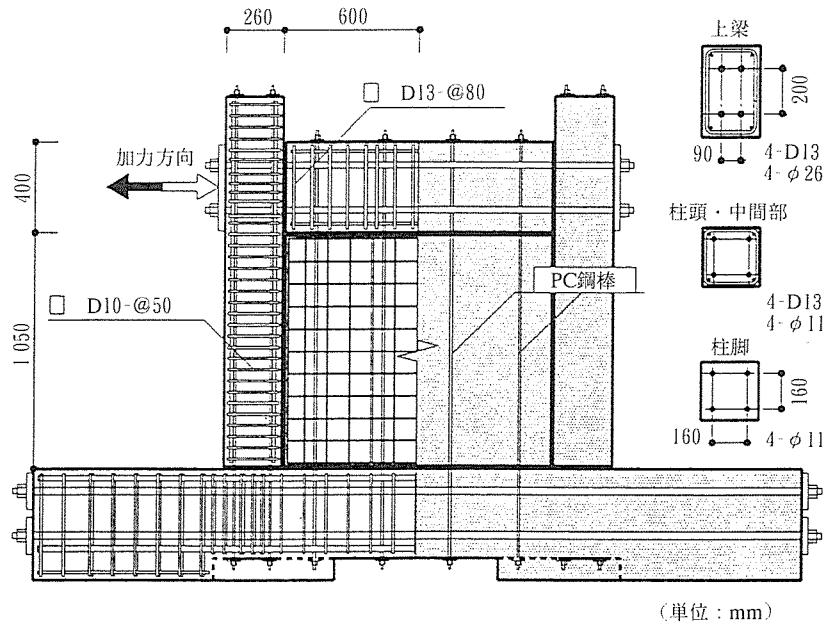


図-1 試験体の形状、配筋、および加力方法

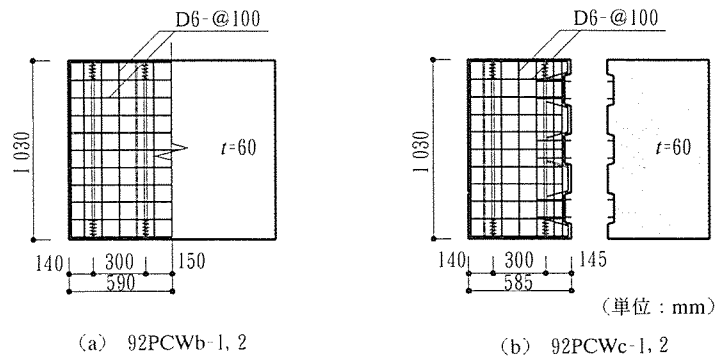
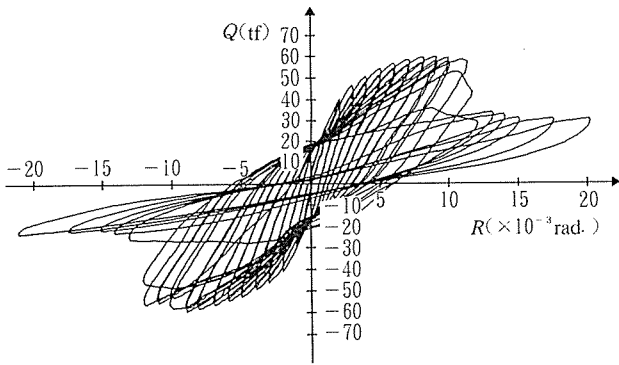


図-2 Pca パネル

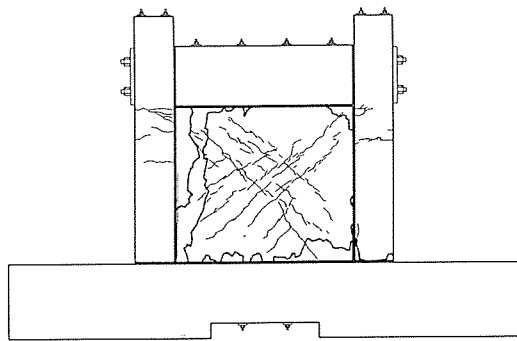
表-1 試験体の諸性質と実験結果

試験体	Pca パネル					側柱				モルタル	実験結果				
	$p_s$	$\sigma_y$	$\sigma_B$	$\Sigma N_i$	接合方法	$p_g$	$\sigma_y$	$\sigma_B$	$\Sigma N_i$		$\sigma_B$	$Q_{exp}$		$R_b$	
										+		-	+	-	
92 PCWb-1	0.53 D 6 @ 100 PC 鋼棒 4-φ 11	12167	300	18.5	アン ボン ド	1.31	φ 11	585	26.0	534	57.2	60.2	12.0	10.7	
92 PCWb-2			289					547	23.9	403	59.1	59.5	12.1	12.3	
92 PCWc-1			348					444	23.8	405	53.2	62.2	14.2	9.2	
92 PCWc-2			351					371	23.6	515	56.9	59.3	13.5	9.5	
PCWB-1		φ 11	11314	28.8		ボン ド	0.56	φ 11	467	30.7	339	74.8	-	-	-
PCWB-2				28.3					465	30.4	558	69.6	-	-	-
PCWC-1				277					469	28.7	416	69.6	-	20.0	-
PCWC-2				283					468	29.0	442	72.3	62.2	以上	-

【共通】 Pca パネル内法寸法 :  $l' \times h' = 120$  (cm)  $\times$  105 (cm) 側柱主筋 :  $\sigma_y = 3568$  (kgf/cm<sup>2</sup>), D 13  
 側柱寸法 :  $b \times D = 26$  (cm)  $\times$  26 (cm) 側柱帯筋 :  $\sigma_y = 3792$  (kgf/cm<sup>2</sup>),  $p_w = 1.09$  (%)  
 Pca パネルの厚さ :  $t = 6$  (cm) 壁筋 :  $\sigma_y = 3568$  (kgf/cm<sup>2</sup>), D 6  
 上梁 :  $\Sigma N_i = 164.4$  (tf), 4-φ 26 下梁 :  $\Sigma N_i = 240.0$  (tf), 4-φ 32 反曲点高さ :  $h' \cdot \gamma = 125$  (cm)  
 【記号】  $p_g$  (%) : 側柱主筋比  $\sigma_B$  (kgf/cm<sup>2</sup>) : コンクリート圧縮強度  $\Sigma N_i$  (tf) : 部材の全圧着力  
 $p_s$  (%) : Pca パネル補強筋比  $\sigma_y$  (kgf/cm<sup>2</sup>) : 鉄筋、PC 鋼棒の降伏点強度  
 $Q_{exp}$  (tf) : 実験の最大せん断強度  $R_b$  ( $\times 10^{-3}$  rad.) :  $0.8 Q_{exp}$  と包絡線の交点に対する層間変形角

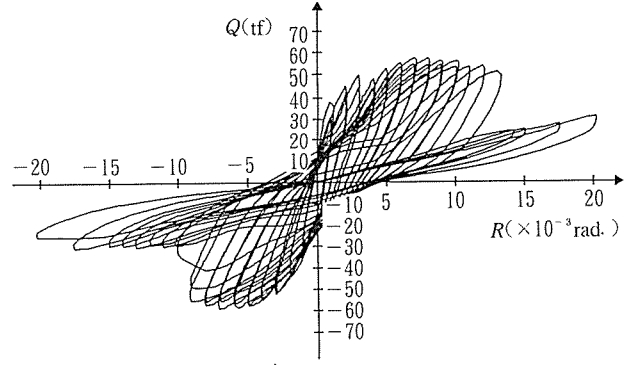


(a) 力-変形曲線

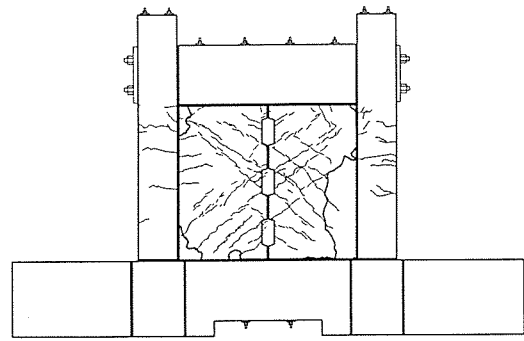


(b) 最終時亀裂状況

図-3 92 PCWb-2の実験結果



(a) 力-変形曲線



(b) 最終時亀裂状況

図-4 92 PCWc-2の実験結果

らの破壊性状からは、Pca・PC耐震壁は引張側柱の引張降伏後、圧縮側柱の曲げ・せん断抵抗とPcaパネルのアーチ作用で水平力に抵抗し、その最大強度は、Pcaパネルに滑りが生じた後、圧縮側柱下端接合部の滑り強度で限界づけられている、と判断される。

図-3, 4に92 PCWb-2と92 PCWc-2の力-変形曲線と最終時亀裂状況を示す。力-変形曲線は、PCWB, Cに比べて滑りの影響から履歴ループのふくらみが大きい。Pcaパネルの破損は、壁板隅角部で著しく、これを補強することで力-変形曲線の平滑域を拡げることができるものと考えられる。

表-1に正負加力域の最大せん断強度  $Q_{exp}$ 、および水平線  $0.8 Q_{exp}$  と包絡線の2つの交点のうちの大きいほうの値として定義される正負加力域の最大層間変形角  $R_b$  を示す。ただし、試験体の最大強度と最大層間変形角としては、正負加力域の2つの値のうちの小さいほうの値を採用する。

### 3. 接合部の滑り強度

既往のPca部材の接合部に関する研究の多くは、接合部の滑り強度  $_{sp}Q$  が作用軸力によるせん断摩擦抵抗と接合筋のホゾ抵抗の累加の形で、次の式で表されるとしている。

$$_{sp}Q = \mu \cdot N + \lambda \cdot N_y \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $\mu$  は摩擦係数、 $N$  は作用軸力、 $\lambda$  はホゾ抵抗に関わる係数、および  $N_y$  は接合筋の降伏強度である。

係数  $\mu$ 、 $\lambda$  については、多くの提案がある。例えば、軸力とせん断力をうける接合部の滑り強度として、文献5)では、

$$_{sp}Q = 0.7 \cdot N + 0.7 \cdot N_y \dots\dots\dots (2)$$

を示している。しかし、この値はフレームを形成する構造の場合、非安全側の評価を与えると報告されている。

一方、軸力、曲げモーメント、およびせん断力をうける接合部の最近の研究として、壁谷澤ら<sup>6)</sup>は次の式が適当であるとしている。

$$_{sp}Q = 0.6 \cdot N + 0.4 \cdot N_y \dots\dots\dots (3)$$

また、福田ら<sup>7)</sup>は次の式を提案している。

$$_{sp}Q = 0.5 \cdot N + 1/\sqrt{3} \cdot N_y \dots\dots\dots (4)$$

このように、係数  $\mu$ 、 $\lambda$  の値は提案者によって異なり、現時点で明確な、統一的な値となっていない。筆者らは文献4)で、筆者らの提案している耐震壁のマクロモデルに式(1)の形の滑り強度を導入し、係数  $\mu$ 、 $\lambda$  をパラメータとした最大強度を求める数値解析から、その解析値と実験値とが最もよく一致する係数  $\mu$ 、 $\lambda$  の組合せを求めた。ここでは解析法の概要と結果のみを示す。図-5にPca・PC耐震壁のマクロモデルを示す。マクロモデルは上・下梁、側柱、傾斜角  $\theta$  をもつ圧縮ストラット①、②、および縦引張補強筋 (PcaパネルのPC鋼

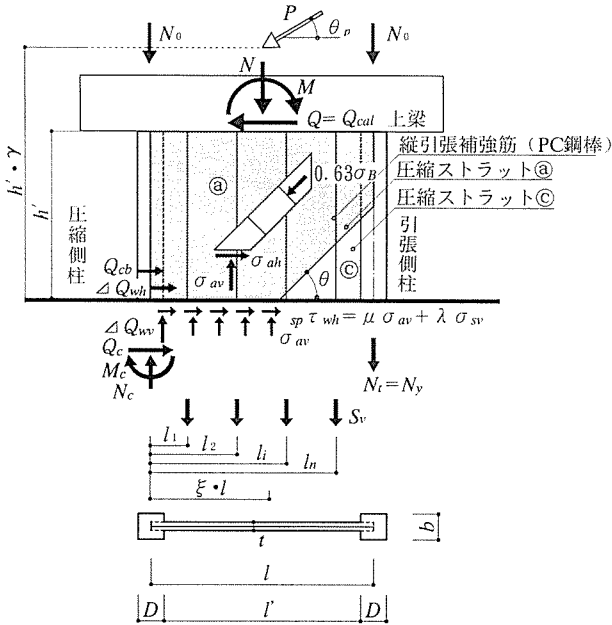


図-5 Pca・PC 耐震壁のマクロモデル

棒)より構成される。これらの構成部材は最大強度時において次の性質をもつと仮定される。

- 1) 上・下梁は剛体で破壊しない。
- 2) 側柱は上・下端で降伏し、その中間部で降伏しているか弾性域にある。側柱下端接合部の滑り強度  $sp Q_c$  は次の式で表される。

$$sp Q_c = \mu \cdot \bar{N} + \lambda \cdot N_y / 2 \dots \dots \dots (5)$$

ただし、 $\bar{N} = N_c + N_y / 2$  である。ここで、 $N_c$  は定軸力  $N_o$  と外力によって生じる側柱の軸力の和、および  $N_y$  は側柱の全 PC 鋼棒の降伏強度である。側柱はせん断破壊しない。

- 3) 圧縮ストラット②は、 $0.63 \sigma_B$  で降伏している。圧縮ストラット③は、交差する引張側柱の領域が曲げまたは引張降伏しているため除かれる。圧縮ストラットの水平と鉛直接合部の滑り応力  $sp \tau_{wh}$  と  $sp \tau_{wv}$  は次の式で表される。

$$\text{水平接合部 } sp \tau_{wh} = \mu \cdot \sigma_{av} + \lambda \cdot \sigma_{sv} \dots \dots \dots (6)$$

$$\text{鉛直接合部 } sp \tau_{wv} = \mu \cdot \sigma_{ah} \dots \dots \dots (7)$$

ただし、

$$\sigma_{av} = 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \sin \theta$$

$$\sigma_{ah} = 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

$\sigma_{sv}$  は縦引張補強筋の降伏強度  $S_v$  の均し応力である。

ここで、圧縮ストラットの降伏応力  $\sigma_a = 0.63 \sigma_B$  の水平成分  $\sigma_{ah}$  または鉛直成分  $\sigma_{av}$  と式 (6) または式 (7) との差は、それぞれ側柱または上・下梁の拘束反力とつりあう。

- 4) 縦引張補強筋はすべて降伏している。解析は、耐震壁が 1)~4) の状態にあると考え、極限

解析法の下界定理にもとづき、つりあい条件だけを満たす解のうちの最大値を耐震壁の最大強度としている。ここで、式 (5), (6), および (7) に含まれる未定係数  $\mu, \lambda$  を決めるのに、次の方法によっている。 $\lambda = 0.4$ , または  $1/\sqrt{3}$  に対し、 $\mu$  の値を 0.05 ごとに変動させ、それぞれの解析値と実験値の比の平均と標準偏差を求める。これから、最も平均が 1.0 に近く、標準偏差が小さい係数  $\mu, \lambda$  の組合せを最適値とする。なお、92 PCWb, c の解析にあたって、正負交番加力であるため、側柱下端接合部の滑り強度に関わる式 (5) の  $\bar{N}$  に含まれる第 2 項を省略している。これは壁谷澤ら<sup>6)</sup>の提案に基づいている。また、Pca パネルのシースのグラウトを省略したため、式 (6) の第 2 項を省略し、さらに、Pca パネルの板厚としてシースの断面欠損部を除いた有効壁厚を用いている。後者の取扱いは、鈴木ら<sup>8)</sup>の提案に基づいている。

解析結果によれば、係数  $\mu, \lambda$  の最適値の組合せは次の 2 組である。

- ①  $\mu = 0.6, \lambda = 0.4$
- ②  $\mu = 0.55, \lambda = 1/\sqrt{3}$

これらの係数の組合せの一つは、壁谷澤らの値に一致し、他の一つは福田らのそれに近く、大要、妥当であると考えられる。表-2 に、解析値および解析値に対する実験値の比を示す。比の平均と標準偏差は、係数  $\mu, \lambda$  の組合せ①に対して 0.98, 0.05, 組合せ②に対して 0.99, 0.05 である。

表-2 解析結果 (マクロモデルによる極限解析)

試験体名	$Q_{exp}$ (tf)	$\mu=0.60$	$\lambda=0.4$	$\mu=0.55$	$\lambda=1/\sqrt{3}$
		$Q_{cal}$ (tf)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal}}$	$Q_{cal}$ (tf)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal}}$
PCWB-1	74.8	70.7	1.06	70.5	1.06
PCWB-2	69.6	70.8	0.98	70.5	0.99
PCWC-1	69.6	69.7	1.00	69.4	1.00
PCWC-2	72.3	70.0	1.03	69.7	1.04
92 PCWb-1	57.2	59.3	0.97	58.6	0.98
92 PCWb-2	59.1	59.4	1.00	58.7	1.01
92 PCWc-1	53.2	58.8	0.90	58.1	0.91
92 PCWc-2	56.9	58.8	0.97	58.1	0.98

$Q_{exp}$ : 実験による最大強度  $Q_{cal}$ : 解析による最大強度

#### 4. 簡略化最大強度式の誘導

3. の極限解析に基づく強度解析の手法は、耐震壁の各部材と全体について、降伏条件とつりあい条件を満たすように解析されるため、一般に解析精度はよいが、反復計算を必要とし、設計式としては適当でない。筆者らは文献 3) で、筆者らの提案している耐震壁の簡略化マクロモデル<sup>9)</sup>を修正して、Pca・PC 耐震壁の反復計算を

必要としない簡略化最大強度式を誘導し、その解析結果が実験値をよく評価できることを示した。しかし、これは最大強度に達するまで接合部の滑りが著しくない Pca・PC 耐震壁に限定されるものであった。ここでは、接合部の滑りを考慮した反復計算を必要としない簡略化最大強度式を誘導する。

Pca・PC 耐震壁の簡略化マクロモデルは、圧縮ストラットの傾斜角  $\theta$  を  $45^\circ$  と固定する点を除いて図-5のマクロモデルと基本的に同じである。マクロモデルの構成部材は最大強度時において次の性質をもつと仮定される。

- 1) 上・下梁は剛体で破壊しない。
- 2) 引張側柱下端の曲げモーメントとせん断力は無視できるほど小さい。

圧縮側柱下端は曲げ降伏している。圧縮側柱下端接合部の滑り強度  $_{sp}Q_c$  は、式(5)で表される。側柱はせん断破壊しない。

- 3) 圧縮ストラット①は  $0.63\sigma_B$  で降伏している。圧縮ストラット②は、有効でないとして除かれる。

圧縮ストラットの水平と鉛直接合部の滑り応力  $_{sp}\tau_{wh}$  と  $_{sp}\tau_{uw}$  は、それぞれ式(6)と(7)で表される。

ただし、 $\sigma_{av}=\sigma_{ah}=0.63\sigma_B\cdot 1/2$  である。

ここで、圧縮ストラットの降伏応力  $\sigma_a=0.63\sigma_B$  の水平成分  $\sigma_{ah}$  または鉛直成分  $\sigma_{av}$  と式(6)または(7)との差は、それぞれ側柱または上・下梁の拘束反力とつりあう。

- 4) 縦引張補強筋はすべて降伏している。

図-5の応力状態のもとで、作用外力  $N, M, Q=Q_{cal}$  は次のように表される。

$$N=\tan\theta_p\cdot Q_{cal}+2N_o \dots\dots\dots (8)$$

$$M=(1-\gamma)h'\cdot Q_{cal} \dots\dots\dots (9)$$

$$Q_{cal}=Q_w+Q_{cb} \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 $Q_{cal}$  は求めようとする最大せん断強度、 $Q_w$  は圧縮ストラットのせん断力、 $Q_{cb}$  は後述の式(15)で定義される圧縮側柱下端のせん断力、および  $N_o$  は側柱1本あたりの定軸力である。

$Q_w$  と圧縮側柱下端の全せん断力  $Q_c$  について次の関係が成り立つ。

$$Q_w=S_c\cdot\xi\cdot l=_{sp}Q_{wh}+\Delta Q_{wh} \dots\dots\dots (11)$$

$$Q_c=Q_{cb}+\Delta Q_{wh}\leq_{sp}Q_c \dots\dots\dots (12)$$

ただし、 $S_c=\sigma_{ah}\cdot\bar{t}=0.63\sigma_B\cdot\bar{t}\cdot 1/2$

$$\begin{aligned} _{sp}Q_{wh} &=_{sp}\tau_{wh}\cdot\bar{t}\cdot\xi\cdot l \\ &=(\mu\cdot\sigma_{av}+\lambda\cdot\sigma_{sv})\bar{t}\cdot\xi\cdot l \end{aligned}$$

$\Delta Q_{wh}$  は圧縮側柱の拘束反力、 $\xi$  は圧縮ストラットの有効幅係数、および  $\bar{t}$  は Pca パネルの有効壁厚である。

#### 4.1 $Q_w$ の算定

図-5の下梁を除く上部の要素について、圧縮側柱下端回りのモーメントのつりあいを考えると、次の式が得られる。

$$\begin{aligned} M_c+M+N\cdot l/2-Q_{cal}\cdot h'+N_y\cdot l \\ -S_c(\xi\cdot l)^2/2+\Sigma S_v\cdot l_i \\ -(1-\mu)S_c\cdot y\cdot D/2=0 \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

ここで、式(13)の最後の項は下梁の拘束反力： $\Delta Q_{uw}=(\sigma_{av}-\mu\cdot\sigma_{ah})\bar{t}\cdot y=(1-\mu)S_c\cdot y$  のモーメントである(図-6)。

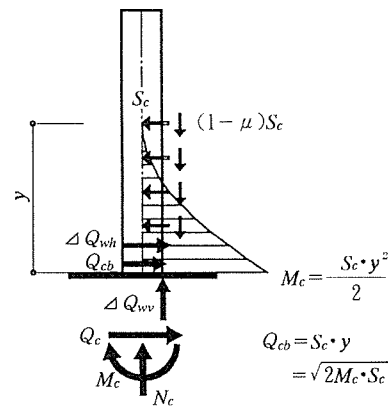


図-6 圧縮側柱の応力

式(13)に含まれる  $M_c$  と  $Q_{cb}$  に次の第一近似値を用いる。

$$M_c\approx N_y\cdot D/2 \dots\dots\dots (14)$$

$$Q_{cb}=\sqrt{2M_c\cdot S_c}\approx\sqrt{N_y\cdot D\cdot S_c} \dots\dots\dots (15)$$

式(15)は、図-6に示すように、圧縮側柱下部の応力状態として、一様分布をうけ、柱脚が曲げ降伏している片持ち柱を仮定したことに基づいている。なお、式(13)の  $\Delta Q_{uw}$  の算定にはこの片持ち柱の長さ  $y$  を用いている。

式(8)~(11)、および式(14)、(15)を式(13)に代入し、 $\xi$  について解くと、次の式が得られる。

$$\xi=\eta+\sqrt{\eta^2+\frac{2\Sigma S_v\cdot l_i}{S_c\cdot l^2}+\chi} \dots\dots\dots (16)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \chi &=2[\{\eta-(1-\mu)D/2l\}\sqrt{N_y\cdot D\cdot S_c} \\ &\quad +N_o+N_y(D/2l+1)]/S_c\cdot l \\ \eta &=\tan\theta_p/2-h'\cdot\gamma/l, \end{aligned}$$

ただし、 $\xi>1$  の場合、 $\xi=1$  とする。これは引張側柱下端が引張降伏していない場合に相当する。

式(16)の諸量はすべて既知量であるから、この  $\xi$  を用いて  $Q_w$  は式(11)： $Q_w=S_c\cdot\xi\cdot l$  から算定できる。

#### 4.2 $Q_{cb}$ の算定

$Q_{cb}$  の値は、すでに式(15)で第一近似値を与えられているが、ここでは側柱軸力を考慮した側柱下端の曲げ

降伏強度から第二近似値を求める。

図-5の下梁を除く上部の要素について、引張側柱下端回りのモーメントのつりあいを考えると、次の式が得られる。

$$M_c + M - N \cdot l / 2 - Q_{cal} \cdot h' + N_c \cdot l + Q_w (1 - \xi / 2) l - \sum S_v (l - l_i) - (1 - \mu) S_c \cdot y (l - D / 2) = 0 \dots\dots\dots (17)$$

式(8)~(11)、および式(14)、(15)を式(17)に代入し、 $N_c$ について解くと次の式が得られる。

$$N_c = \{ \eta' - (1 - \mu) (1 - D / 2 l) \} \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_c} + (\eta' + \xi / 2 - 1) Q_w + \frac{\sum S_v (l - l_i)}{l} + N_o - N_y \cdot D / 2 l \dots\dots\dots (18)$$

ただし、 $\eta' = \tan \theta_p / 2 + h' \cdot \gamma / l$ である。

圧縮側柱下端の曲げ降伏強度  $M_u$  は、式(18)の  $N_c$  を用いて、次の建築学会の曲げ強度の実用式<sup>10)</sup>から求められる。

$$M_u = (0.5 N_y + N_c) (0.5 D - 0.42 x_n) + 0.5^2 N_y \cdot e \dots\dots\dots (19)$$

ここで、 $x_n = (0.5 N_y + N_c) / 0.83 b \cdot \sigma_B$ 、 $e$ は側柱下端PC鋼棒の中心間距離である。

式(19)の  $M_u$  を式(15)の  $M_c$  に代入すれば、 $Q_{cb}$  の第二近似値として次の式が得られる。

$$Q_{cb} = \sqrt{2 M_u (N_c) \cdot S_c} \dots\dots\dots (20)$$

この  $Q_{cb}$  は、式(12)から最大値が次のように限界づけられる。

$$sp Q_c - \Delta Q_{wh} \geq Q_{cb} \dots\dots\dots (21)$$

また、 $Q_{cb}$  の最小値が次のように限界づけられる。

$$Q_{cb} \geq 2 M_u / h' \dots\dots\dots (22)$$

これは、 $Q_{cb}$  が側柱の上・下端に曲げ降伏が生じ、側柱に沿う横荷重が全くない時のせん断力より小さくならないことに基づく。

結局、最大せん断強度  $Q_{cal}$  は、式(16)の  $\xi$  を用いた式(11)の  $Q_w$  と、式(18)の  $N_c$  を用いた式(20)の  $Q_{cb}$  との和：式(10)として反復計算することなく求めることができる。

表-3と図-7は、表-1の試験体について3.の  $\mu, \lambda$  の二つ組合せを用いて行った解析結果である。解析にあたって、試験体PCWB, Cは正側のみの繰返し加力であるため、式(5)の  $\bar{N}$  に含まれる第2項を考慮し、またPcaパネルのシースにグラウトしているため、式(6)の第2項も考慮している。一方、PCWb, cは正負繰返し加力のため、式(5)の  $\bar{N}$  に含まれる第2項を省略し、またPcaパネルのシースにグラウトしていなため、式(6)の第2項を省略している。また、有効壁厚としてPCWB, Cには実厚  $l$  を、92PCWb, cには実厚からシース径  $\phi$  を引いた値  $\bar{l} = l - \phi$  を用いている。

表-3 解析結果(簡略化最大強度式)

試験体名	$Q_{exp}$ (tf)	$\mu=0.60$	$\lambda=0.4$	$\mu=0.55$	$\lambda=1/\sqrt{3}$
		$Q_{cal}$ (tf)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal}}$	$Q_{cal}$ (tf)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal}}$
PCWB-1	74.8	74.7	1.00	74.7	1.00
PCWB-2	69.6	74.7	0.93	74.7	0.93
PCWC-1	69.6	73.9	0.94	74.2	0.94
PCWC-2	72.3	74.1	0.98	74.3	0.97
92PCWb-1	57.2	56.0	1.02	54.8	1.04
92PCWb-2	59.1	55.3	1.07	54.2	1.09
92PCWc-1	53.2	57.9	0.92	56.7	0.94
92PCWc-2	56.9	58.3	0.98	57.0	1.00

$Q_{exp}$  : 実験による最大強度       $Q_{cal}$  : 解析による最大強度

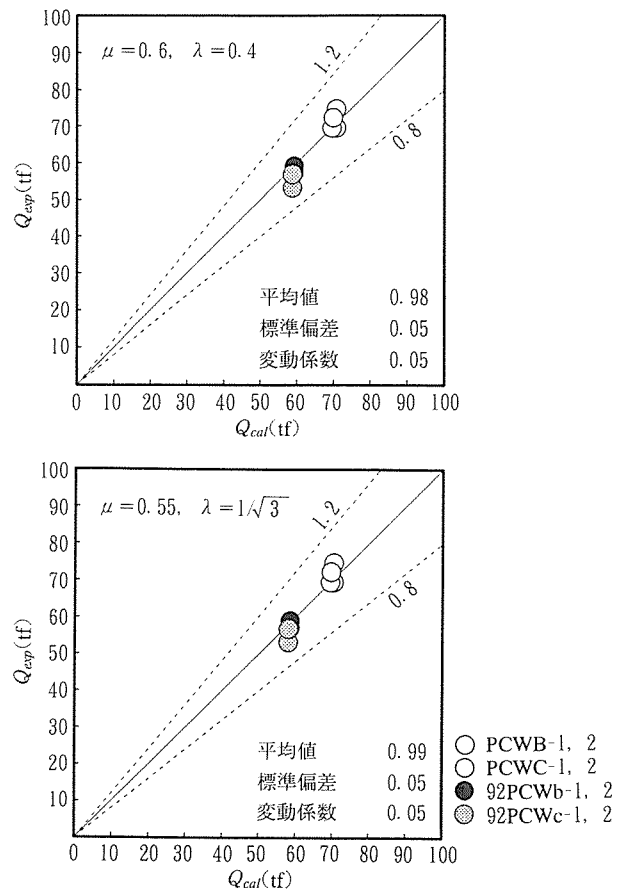


図-7 解析値と実験値の比較

解析結果は、 $\mu, \lambda$  の二つの組合せに対して、いずれも解析値がよく実験値を捉えており、解析のマクロモデルが妥当であることを示している。

### 5. Pca・PC耐震壁の簡略化最大強度の計算例

ここでは、4.で求めた簡略化最大強度式を用いて、Pca・PC耐震壁の最大せん断強度の計算例を示す。対象とするPca・PC耐震壁は、図-8に示す平面と立面をもつPCフレーム構造の主要な耐震要素として設けられた連層耐震壁の第一層である。図-9に形状と寸法を、

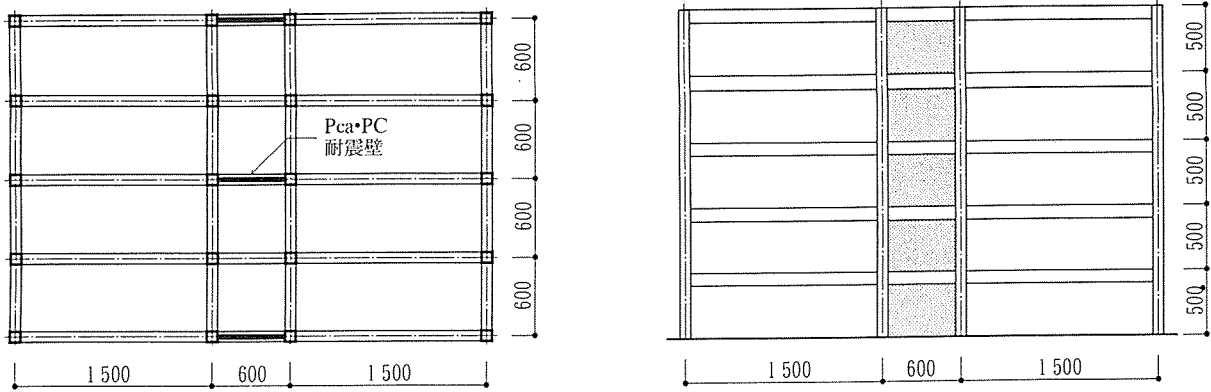


図-8 平面と立面

表-4 Pca·PC耐震壁の諸性状

	Pca パネル					接合方法	側柱				$h' \cdot \gamma$ (cm)
	$l \times h'$ (cm)	$t$ (cm)	$a_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\sigma_y$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$\sigma_B$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )		$b \times D$ (cm)	$p_g$ (cm)	$\sigma_y$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$\sigma_B$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	
Pca·PC耐震壁 I	600×400	20	5.31	8 000	300	ボンド	80×80	0.75	8 000	300	750
Pca·PC耐震壁 II		20	$\phi 26$			アンボンド					6- $\phi 32$

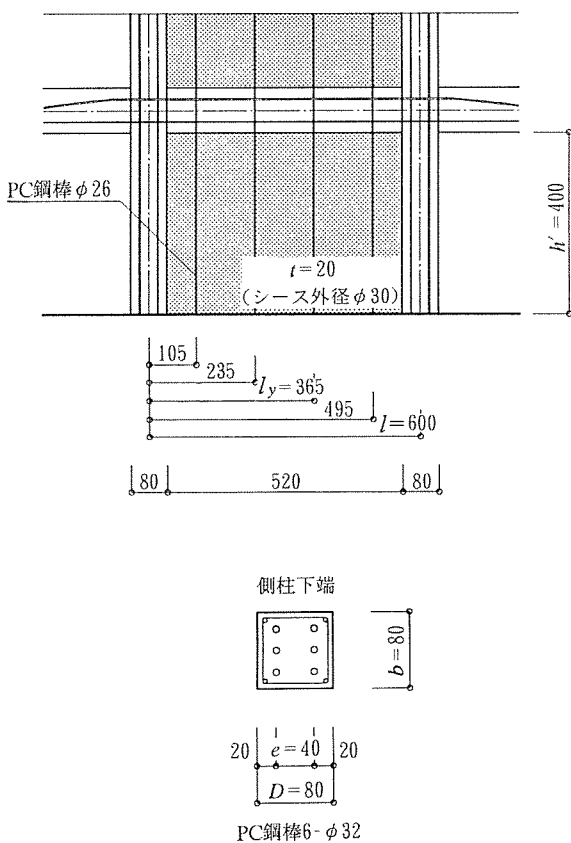


図-9 Pca·PC耐震壁の形状と寸法

表-4 に材料の諸性質を示す。重量の床面への均し荷重は  $1.4 \text{ tf/m}^2$  と仮定する。算定に必要な反曲点高さは、外力分布と連層耐震壁に連なる梁の強度と剛性に依存するが、ここでは簡単のため適宜に仮定して用いる。単位は  $\text{tf}$  と  $\text{cm}$  で統一する。

計算例 I 反曲点高さ  $h' \cdot \gamma = 750 \text{ (cm)}$  (2層中央高さ) をもち、Pca パネルのシースにグラウトする Pca·PC耐震壁の最大せん断強度

a) 基礎データ

$$\bar{t} = t = 20 \text{ (cm)}$$

$$\sigma_{ah} = \sigma_{av} = 0.63 \sigma_B \cdot 1/2 = 0.63 \cdot 0.3 \cdot 1/2 = 0.095 \text{ (tf/cm}^2\text{)}$$

$$S_c = 0.63 \sigma_B \cdot \bar{t} \cdot 1/2 = 0.63 \cdot 0.3 \cdot 20/2 = 1.89 \text{ (tf/cm)}$$

$$S_v = a_s \cdot s \sigma_y = 5.31 \cdot 8 = 42.48 \text{ (tf)}$$

$$\sigma_{sv} = \sum S_v / t \cdot l = 4 \cdot 42.48 / 20 \cdot 600 = 0.014 \text{ (tf/cm}^2\text{)}$$

$$N_y = a_g \cdot g \sigma_y = 6 \cdot 8.04 \cdot 8 = 385.92 \text{ (tf)}$$

$$N_o = \sum A_p \cdot W = 5 \cdot 1050 \cdot 600 \cdot 0.00014 = 441.0 \text{ (tf)}$$

$$\theta_p = 0$$

$$\mu = 0.6$$

$$\lambda = 0.4$$

b)  $Q_w$  の算定

$$\eta = \tan \theta_p / 2 - h' \cdot \gamma / l$$

$$= -750/600 = -1.25$$

$$\chi = 2 \{ \eta - (1 - \mu) D / 2l \} \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_c}$$

$$+ N_o + N_y (D / 2l + 1) / S_c \cdot l$$

$$= 2 \{ \{-1.25 - (1 - 0.6) 80 / 2 \cdot 600\} \sqrt{58351.1}$$

$$+ 441 + 385.92 (80 / 2 \cdot 600 + 1) / (1.89 \cdot 600)$$

$$= 0.96$$

$$\xi = \eta + \sqrt{\eta^2 + \frac{2 \sum S_v \cdot l_i}{S_c \cdot l^2} + \chi}$$

$$= -1.25 + \sqrt{(-1.25)^2 + \frac{2 \cdot 50976}{1.89 \cdot 600^2} + 0.96}$$

$$= 0.38$$

$$Q_w = S_c \cdot \xi \cdot l$$

$$= 1.89 \cdot 0.38 \cdot 600$$

$$= 430.92 \text{ (tf)}$$

$${}_{sp}Q_w = {}_{sp}\tau_{wh} \cdot \bar{t} \cdot \xi \cdot l$$

$$= (\mu \cdot \sigma_{ah} + \lambda \cdot \sigma_{sv}) \bar{t} \cdot \xi \cdot l$$

$$= (0.6 \cdot 0.095 + 0.4 \cdot 0.014) 20 \cdot 0.38 \cdot 600$$

$$= 285.46 \text{ (tf)}$$

$$\Delta Q_{wh} = Q_w - {}_{sp}Q_w$$

$$= 430.92 - 285.46$$

$$= 145.46 \text{ (tf)}$$

c)  $Q_c$  の算定

$$\eta' = \tan \theta_p / 2 + h' \cdot \gamma / l$$

$$= 750 / 600$$

$$= 1.25$$

$$N_c = \{ \eta' - (1 - \mu) (1 - D/2l) \} \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_c}$$

$$+ (\eta' + \xi/2 - 1) Q_w + \frac{\sum S_v (l - l_i)}{l}$$

$$+ N_o - N_y \cdot D/2l$$

$$= \{ (1.25 - (1 - 0.6) (1 - 80/2 \cdot 600)) \} \sqrt{58351.1}$$

$$+ (1.25 + 0.38/2 - 1) 430.92$$

$$+ \frac{50976}{600} + 441 - 385.92 \cdot 80/2 \cdot 600$$

$$= 901.56 \text{ (tf)}$$

$$x_n = (0.5 N_y + N_c) / (0.83 \cdot b \cdot \sigma_B)$$

$$= (0.5 \cdot 385.92 + 901.56) / (0.83 \cdot 80 \cdot 0.3)$$

$$= 54.95 \text{ (cm)}$$

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

$$= (0.5 \cdot 385.92 + 901.56) (0.5 \cdot 80 - 0.42 \cdot 54.95)$$

$$+ 0.5^2 \cdot 385.92 \cdot 40$$

$$= 22378.48 \text{ (tf} \cdot \text{cm)}$$

$$Q_{cb} = \sqrt{2 M_c \cdot S_c}$$

$$= \sqrt{2 \cdot 22378.48 \cdot 1.89}$$

$$= 290.84 \text{ (tf)}$$

$$\bar{N} = N_c = 901.56 \text{ (tf)}$$

$${}_{sp}Q_c = \mu \cdot \bar{N} + \lambda \cdot N_y / 2$$

$$= 0.6 \cdot 901.56 + 0.4 \cdot 385.92 / 2$$

$$= 618.12 \text{ (tf)}$$

$$Q_c = Q_{cb} + \Delta Q_{wh}$$

$$= 290.84 + 145.46$$

$$= 436.30 \text{ (tf)} < {}_{sp}Q_c = 618.12$$

$$\therefore Q_{cal} = Q_w + Q_{cb}$$

$$= 430.92 + 290.84$$

$$= 721.76 \text{ (tf)}$$

計算例Ⅱ 反曲点高さ  $h' \cdot \gamma = 1000$  (cm) (2層上梁位置) として, Pca パネルのシースにグラウトしない Pca・PC 耐震壁の最大せん断強度

a) 基礎データ

$$\bar{t} = t - \phi$$

$$= 20.0 - 3.0 = 17.0 \text{ (cm)}$$

$$\sigma_{ah} = \sigma_{av} = 0.63 \sigma_B \cdot 1/2$$

$$= 0.63 \cdot 0.3 \cdot 1/2 = 0.095 \text{ (tf/cm}^2\text{)}$$

$$S_c = 0.63 \sigma_B \cdot \bar{t} \cdot 1/2$$

$$= 0.63 \cdot 0.3 \cdot 17.0/2 = 1.61 \text{ (tf/cm)}$$

$$S_v = a_s \cdot s \sigma_y$$

$$= 5.31 \cdot 8 = 42.48 \text{ (tf)}$$

$$\sum S_v \cdot l_i = \sum S_v (l - l_i)$$

$$= 42.48 \cdot 1200 = 50976 \text{ (tf} \cdot \text{cm)}$$

$$N_y = a_g \cdot g \sigma_y$$

$$= 6 \cdot 8.04 \cdot 8 = 385.92 \text{ (tf)}$$

$$N_o = \sum A_F \cdot W$$

$$= 5 \cdot 1050 \cdot 600 \cdot 0.00014 = 441.0 \text{ (tf)}$$

$$\theta_p = 0$$

$$\mu = 0.6$$

$$\lambda = 0.4$$

b)  $Q_w$  の算定

$$\eta = \tan \theta_p / 2 - h' \cdot \gamma / l$$

$$= -1000 / 600$$

$$= -1.67$$

$$\chi = 2 \{ [\eta - (1 - \mu) D/2l] \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_c}$$

$$+ N_o + N_y (D/2l + 1)] / S_c \cdot l$$

$$= 2 \{ [-1.67 - (1 - 0.6) 80/2 \cdot 600] \sqrt{49706.5}$$

$$+ 441 + 385.92 (80/2 \cdot 600 + 1)] / (1.61 \cdot 600)$$

$$= 0.98$$

$$\xi = \eta + \sqrt{\eta^2 + \frac{2 \sum S_v \cdot l_i}{S_c \cdot l^2} + \chi}$$

$$= -1.67 + \sqrt{(-1.67)^2 + \frac{2 \cdot 50976}{1.61 \cdot 600^2} + 0.98}$$

$$= 0.32$$

$$Q_w = S_c \cdot \xi \cdot l$$

$$= 1.61 \cdot 0.32 \cdot 600 = 309.12 \text{ (tf)}$$

$${}_{sp}Q_w = {}_{sp}\tau_{wh} \cdot \bar{t} \cdot \xi \cdot l$$

$$= (\mu \cdot \sigma_{ah}) \bar{t} \cdot \xi \cdot l$$

$$= (0.6 \cdot 0.095) 17 \cdot 0.32 \cdot 600$$

$$= 186.05 \text{ (tf)}$$

$$\Delta Q_{wh} = Q_w - {}_{sp}Q_w$$

$$= 309.12 - 186.05$$

$$= 123.07 \text{ (tf)}$$

c)  $Q_c$  の算定

$$\eta' = \tan \theta_p / 2 + h' \cdot \gamma / l$$



$$\begin{aligned}
 &=1\,000/600=1.67 \\
 N_c &= \{ \eta' - (1-\mu) (1-D/2l) \} \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_c} \\
 &+ (\eta' + \xi/2 - 1) Q_{uw} + \frac{\sum S_v (l-l_i)}{l} \\
 &+ N_o - N_y \cdot D/2l \\
 &= \{ 1.67 - (1-0.6) \cdot (1-80/2 \cdot 600) \} \sqrt{49\,706.5} \\
 &+ (1.67 + 0.32/2 - 1) 309.12 \\
 &+ \frac{50\,976}{600} \\
 &+ 441 - 385.92 \cdot 80/2 \cdot 600 \\
 &= 1\,045.85 \text{ (tf)} \\
 x_n &= (0.5 N_y + N_c) / 0.83 b \cdot \sigma_B \\
 &= (0.5 \cdot 385.92 + 1\,045.85) / (0.83 \cdot 80 \cdot 0.3) \\
 &= 62.19 \text{ (cm)} \\
 M_c &= (0.5 N_y + N_c) (0.5 D - 0.42 x_n) + 0.5^2 N_y \cdot e \\
 &= (0.5 \cdot 385.92 + 1\,045.85) (0.5 \cdot 80 - 0.42 \\
 &\quad \cdot 62.19) \\
 &+ 0.5^2 \cdot 385.92 \cdot 40 \\
 &= 21\,054.13 \text{ (tf} \cdot \text{cm)} \\
 Q_{cb} &= \sqrt{2 M_c \cdot S_c} \\
 &= \sqrt{2 \cdot 21\,054.13 \cdot 1.61} \\
 &= 260.37 \text{ (tf)} \\
 \bar{N} &= N_c \\
 &= 1\,045.85 \text{ (tf)} \\
 {}_{sp}Q_c &= \mu \cdot \bar{N} + \lambda \cdot N_y / 2 \\
 &= 0.6 \cdot 1\,045.85 + 0.4 \cdot 385.92 / 2 \\
 &= 704.69 \text{ (tf)} \\
 Q_c &= Q_{cb} + \Delta Q_{wh} \\
 &= 260.37 + 123.07 \\
 &= 383.44 \text{ (tf)} < {}_{sp}Q_c = 704.69 \\
 \therefore Q_{cal} &= Q_{uw} + Q_{cb} \\
 &= 309.12 + 260.37 = 569.49 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

## 6. 結 び

本論では Pca・PC 耐震壁の実験を行い、その破壊性状をもとに、反復計算を必要としない簡略化最大強度式の構築を試みた。本論は次のようにまとめられる。

- 1) 接合部の滑りの発生を除けば、Pca・PC 耐震壁の破壊性状と抵抗機構は、一体打ちの耐震壁のそれと大きく変わらない。
- 2) 接合部の滑り強度に関わる  $\mu, \lambda$  の値の組合せは、(0.6, 0.4) または (0.55,  $1/\sqrt{3}$ ) が妥当である。
- 3) 簡略化最大強度式による解析値は実験値をよく捉

えている。

以上の結果は、試験体数、パラメータの範囲などの点で、さらなる検討が必要である。

また、Pca・PC 耐震壁の構造性能を改良するために、次の項目の検討が必要である。

- 1) 側柱のせん断強度の確保とこれを考慮した強度式の構築
- 2) Pca パネルの滑り拘束のためにコッターの導入
- 3) Pca パネルの隅角部の補強と目地モルタルの滑落防止

次の機会にこれらの検討成果を発表したい。

## 謝 辞

本論を終るにあたって、卒業研究として、実験を担当した工学院大学泉 秀知君、溝口 徹君にまた、試験体作製の際、PC 鋼棒を提供された住友電気工業(株)に感謝の意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 倉持春夫・八木沼宏己・中居純一：プレキャスト・プレストレストコンクリート構造耐震壁の提案，プレストレストコンクリート，Vol. 34, No. 3, pp. 58-63, 1992. 5, 6
- 2) 望月 洵・小野里憲一・中村 勝・倉持春夫：PC+PCa 耐震壁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. 843-848, 1992. 6
- 3) 望月 洵・中村 勝・倉持春夫・八木沼宏己：プレキャスト・プレストレスト耐震壁の最大強度式，第3回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp. 407-412, 1992. 11
- 4) 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, 1993. 6
- 5) 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，pp. 185-186, 1986
- 6) 金本清臣・壁谷澤寿海・倉本洋・五味学：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) 福田幹夫・窪田敏行：壁式プレキャスト構造水平接合部のずれ挙動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. 13, No. 2, pp. 647-652, 1991. 6
- 8) 鈴木就正・塩屋晋一：断面欠損型構造目地の力学特性に関する実験研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，構造Ⅱ，pp. 393-396, 1992. 8
- 9) 望月 洵・小野里憲一：連層耐震壁の簡略化最大強度式，第8回日本地震工学シンポジウム，pp. 1425-1430, 1990. 12
- 10) 日本建築学会：プレストレストコンクリートの設計施工規準・同解説，pp. 178-181, 1987

【1993年3月31日受付】