

# 実大軽量コンクリートプレキャスト耐震壁の多数回繰り返し水平加力実験

武田 寿一  
竹本 靖  
吉岡 研三  
江戸 宏彰

## 概要

16階建SRC造高層住宅において、梁間方向に耐震壁としてプレキャストコンクリートパネル（以後PCパネルと呼ぶ）が使用された。この建物は5階以上は梁間方向が1スパンで、このスパン内に2枚のPCパネルを取り付け、柱・梁の現場打ちコンクリートと一体とすることによって耐震壁としている。

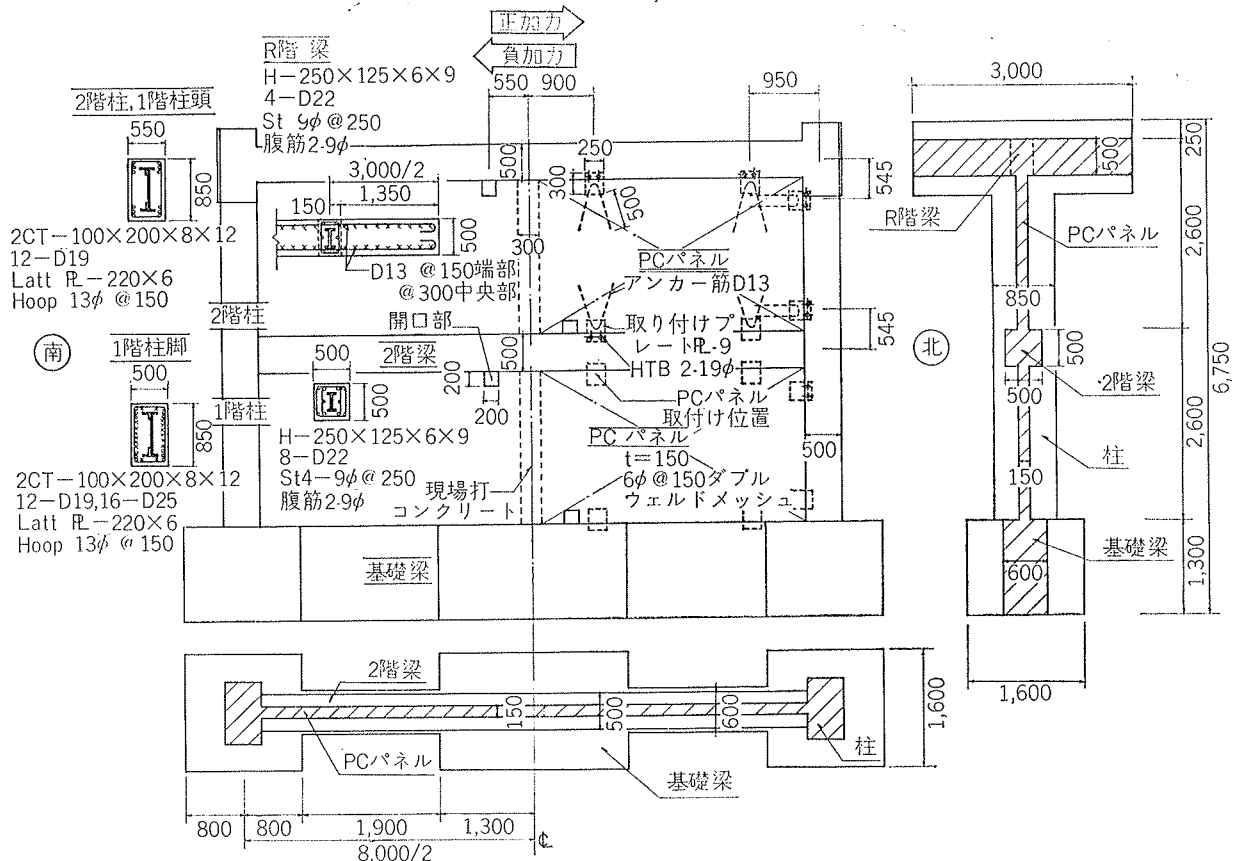
本実験は、このPCパネルの耐震壁としての性状を検討するために10～11階部分を対象とし、当研究所の大型構造物実験棟にてほぼ実大に近い大きさの2層1スパンの試験体を製作し、連動油圧ジャッキ（圧縮 300ton, 引張 100ton）4台で同時にR階床位置にて水平に20回正負交番繰り返し加力を行なったもので、PCパネル壁の耐力、変形状及びPCパネルとSRCフレームとの接合法の安全性などについて検討した。なお、コンクリートは軽量コンクリートである。

## 1. 試験体

### 1.1. 試験体の形状及び配筋

図一1に示すように、試験体は2層1スパンで、柱・梁はSRC造、壁はPCパネル（各層2枚）である。実際の建物ではスパン 9m30cm であるが、試験床の関係からスパンを 8m に縮めた。階高 2m60cm, 柱 B×D

=85cm×50cm, 壁厚 t=15cm は実物と同じである。PCパネル、柱の配筋及びPCパネルとフレームとの接合方法等も実物と同じである。実際の梁は B×D=30cm×50cm であるが、基礎梁は試験体を試験床に固定するため、R階梁は加力装置からの水平力を伝達するため大きな断面とし、2階梁はスラブの拘束効果を考慮して B×D=50cm×50cm にし、断面を大き



図一1 試験体の形状

くしたので梁筋も増加させた。なお、1階の柱脚では引張鉄筋が降伏しないように主筋を増加させた。

1.2. 試験体の製作

1.2.1. PCパネルの製作 PCパネルは壁厚 $t=15\text{cm}$ で、せん断補強筋として $6\phi@150$ (縦、横共)のウエルドメッシュをダブルに配筋し、最端部の鉄筋は2-D13とした。型枠は鋼製型枠を用い、コンクリート打設後蒸気養生を行なった。

1.2.2. PCパネルの取り付け方法 各PCパネル内には、梁・柱への取り付け用鋼製プレート(以後、取り付けプレートと呼ぶ)  $\text{E}-9 \times 250 \times 300$ を6個と、梁・柱へのアンカー筋  $D10@150$ (シングル)、及びPCパネルどうしを接合するためのアンカー筋  $6\phi@150$ (ダブル)があらかじめ埋め込まれている。PCパネルの鉄骨フレームへの取り付けは取り付けプレートをPIナット( $2-19\phi$ )で鉄骨フレームへ固定することで行ない、アンカー筋D10を柱及び梁のコンクリートの中に定着させた。同じ階の2枚のPCパネルどうしの接合は、横筋として2枚のパネルからのアンカー筋 $6\phi$ をover lapさせ、縦筋として $6\phi$ 筋を配筋したスパン中央の幅30cmの部分にコンクリートを打設して行なった。なお、PCパネルは柱及び梁のコンクリートの中に1.5cm組み込まれている。

1.2.3. 試験体の製作 試験体は実験を行なう場所(大型実験棟、試験床)にて製作した。最初に、鉄骨基礎梁を試験床に固定し、鉄骨柱及び鉄骨梁をかけてハイテンションボルトで締めつけた。次に、PCパネルを1階から取り付け、基礎梁・柱・梁及びR階床の配筋を行なった。コンクリートは生コンを用い、まず基礎梁のみを打設し、5日後に残りの1階及び2階部分を打設した。コンクリート打設後は実験までその場に放置した。

1.3. 使用材料の性質

表-1 a) にコンクリートの性質、表-2 b) に鉄骨、鉄筋及びウエルドメッシュの性質を示す。

コンクリートは軽量コンクリートで、設計規準強度は躯体もPCパネルもどちらも $FC=210\text{kg/cm}^2$ であるが、調合は異なり、スランブは躯体21cm、PCパネル8cm、水セメント比は躯体60%、PCパネル44%である。セメントは普通ポルトランドセメント、粗骨材は人工軽量骨材ニチライト(粒径10mm以下)、細骨材は海砂(粒径2.5mm以下)である。使用した鉄骨はSM50、鉄筋は柱、梁の主筋がSD40、せん断補強筋がSR24である。

2. 実験方法

2.1. 実験装置

実験は、図-2に示すように、当研究所の大型構造物実験棟試験床及び反力壁を使用して行なった。試験体の試験床への固定は、直径 $95\phi$ のボルト16本にボルトテンショナーによって約200tonの締め付け力を与えて行なった。水平力を加える油圧ジャッキは、試験体の両側の反力壁に2台ずつ計4台をR階梁の高さに取りつけた。このジャッキは圧縮300ton、引張100tonの複動ジャッキで、荷重あるいは変位によって4台のジャッキが連携で制御される。ジャッキの先端には球座が組み込まれており、ジャッキと耐力壁との間には鉛直方向のテフロン製ローラー支承を取り付け、変形に追随させた。

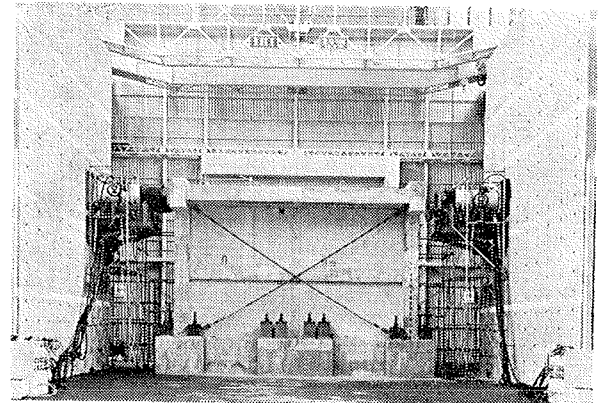


図-2 実験装置

	スランブ (cm)	$F_c$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\epsilon_B$ ( $10^{-6}$ )	$E_M$ ( $10^5\text{kg/cm}^2$ )	$F_t$ ( $\text{kg/cm}^2$ )
躯体	20.6	249	2710	1.48	18.6
PCパネル	8.6	345	2550	1.69	21.1

表-1 a) コンクリートの性質

	$\sigma_{max}$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\sigma_y$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\epsilon_y$ ( $10^{-6}$ )	$E_M$ ( $10^5\text{kg/cm}^2$ )	伸び率 (%)	備考
D25	6630	4750	2390	2.07	22.2	1階柱
D22	5980	4340	2220	2.03	22.3	梁
D19	5910	4130	2240	2.11	21.7	柱
D13	5720	3830	1930	2.09	18.3	R階床
13 $\phi$	3970	2990	1340	2.12	30.9	フープ
9 $\phi$	4200	3080	1460	2.12	17.9	スターラップ
6 $\phi$	5100	3940	1720	—	—	壁 (ウエルドメッシュ)
$\text{E}-12$	5390	3610	—	2.12	33.5	柱
$\text{E}-9$	5430	3910	—	2.06	30.9	梁

表-1 b) 鉄骨、鉄筋及びウエルドメッシュの性質

## 2.2. 加力方法

比較的实际に近いせん断力分布とするために、4台のジャッキを同一荷重にし、片側2台は圧縮、他方の2台は引張にして、R階スラブを通じて、正負交番20サイクル繰り返し加力を行なった。繰り返し加力は、最初に、平均せん断応力度（Total 荷重  $Q$  を、PCパネル厚  $t$  と柱中心間距離  $l$  との積で割った値） $\tau \doteq \pm 10 \text{ kg/cm}^2$  ( $Q = \pm 128 \text{ ton}$ ) で  $\pm 1 \sim \pm 3$  サイクル、その後、部材角（基礎梁と2階との相対変位を、基礎梁とR階梁下間の柱クリアスパンで割った値） $R = \pm 1/1000$  で  $\pm 4 \sim \pm 6$  サイクル、 $R = \pm 1/300$  で  $\pm 7 \sim \pm 9$  サイクル、 $R = \pm 1/150$  で  $\pm 10 \sim \pm 19$  サイクルの順で行ない、+20サイクルで最終破壊させた。

## 2.3. 測定方法

変位の測定は、基礎梁からの1階及び2階の相対変位を精度  $1/100 \text{ mm}$  のダイヤルゲージ、PCパネルと2階梁との間の迂り及び壁面の対角線方向の変位を精度  $1/1000 \text{ mm}$  のダイヤルゲージで行ない、柱の軸方向変形をコンタクトゲージ、鉄骨・鉄筋及びコンクリートの歪をワイヤストレインゲージで測定した。

## 3. 実験結果とその検討

### 3.1. 破壊状況

図-3に最終破壊状況を示す。せん断初亀裂は $\pm 1$ サイクル、 $Q = +129, -81 \text{ ton}$  ( $\tau = +10.72, -6.71 \text{ kg/cm}^2$ ) の時1階、2階ともにPCパネルの隅角部に発生し、特に、PCパネルと梁とを接合した取り付けプレート部分から発生したものが多し。 $\pm 6$ サイクル（部材角  $R = \pm 1/1000$ ）までは亀裂は少なく、亀裂幅も最大  $0.45 \text{ mm}$  と小さい。 $\pm 7 \sim \pm 9$  サイクル ( $R = \pm 1/300$ ) の時に各PCパネルに斜め亀裂が数多く分散

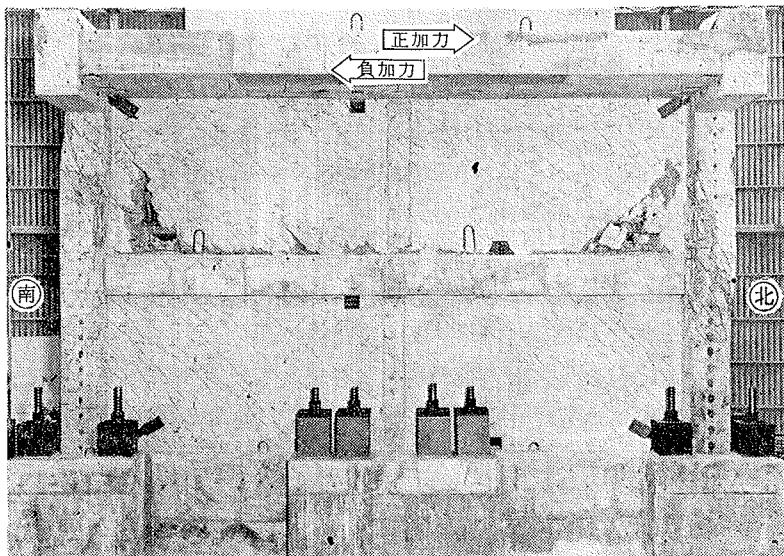


図-3 最終破壊状況

して発生し、柱にも軽微なせん断亀裂が発生した。 $R = \pm 1/150$ における最初の繰り返しサイクル、+10サイクル時に、 $Q = 360 \text{ ton}$  ( $\tau = 30.0 \text{ kg/cm}^2$ ) で2階のPCパネルが2階梁上で圧壊し、その後  $Q = 387 \text{ ton}$  ( $\tau = 32.3 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R = 1/150$ ) で正荷重時の最大荷重に達している。 $-10$ サイクル時に、 $Q = 337 \text{ ton}$  ( $\tau = 28.1 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R = 1/150$ ) で負荷重時の最大荷重に達し、2階北側のPCパネルの下隅角部（取り付けプレート部分）のせん断亀裂が幅約  $9.5 \text{ mm}$  に広がった。 $R = \pm 1/150$ における10回の繰り返しに伴って、2階のPCパネルの下隅角部のコンクリートが徐々に剝落し、この部分のウエルドメッシュが破断し、+15サイクル  $Q = 204 \text{ ton}$  ( $\tau = 17.0 \text{ kg/cm}^2$ ) の時、この部分のPCパネルの取り付けプレートに溶接されているアンカー筋D13が破断した。+20サイクルの最終破壊荷重は、 $Q = 280 \text{ ton}$  ( $\tau = 23.3 \text{ kg/cm}^2$ ,  $R = 1/40$ ) で、最大荷重の約7割であった。この時、南、北の柱が崩壊し、2階PCパネルが2階梁との間で大きく迂り、2階の変位が急激に増大して、耐力が著しく低下し、試験体が崩壊した。大きく迂った2階PCパネルの2階梁へのアンカー筋D10は破断していなかった。なお、1階のPCパネルには、せん断亀裂が多数発生したが、亀裂幅は小さく、他に特に破損した所はなかった。スパン中央に設けられたPCパネルどうしを結合する打ち継ぎ部分も、特に著しい損傷は受けていない。

この様に、一般の鉄筋コンクリート耐震壁が、壁の中央に約  $45^\circ$  方向に斜めに発生したせん断亀裂が原因で破壊するのに対して、この試験体では、2階PCパネルの下隅角部に発生した斜め亀裂が拡大後、2階PCパネルが、2階梁との間で大きく迂ったのが破壊の原因である。これは、PCパネルの迂りを拘束する梁

への取り付けプレートがある南及び北側の両下隅角部多数回のにて、最初に発生したせん断亀裂が拡大し、繰り返しによってコンクリートが剝落した結果、PCパネルのウエルドメッシュ及び取り付けプレートのアンカー筋D13のコンクリートの付着力がなくなり、これらが破断したために、PCパネルが迂り、柱を破壊したためである。

### 3.2. せん断初亀裂荷重及び最大荷重

3.2.1. せん断初亀裂荷重 表-2にせん断初亀裂が発生した時の荷重  $Q_{sc}$  を示す。表のせん断変形  $\gamma_{sc}$  は、3.4.で述べるように水平変位から曲げ変形を引いて求めた値で、一般のRC耐震壁の平均的値  $\gamma_{sc} \doteq 0.25 \times 10^{-3}$  より小さかった。平均せん断応力度

$\tau_{sc}$  の計算値は、建築学会RC規準のコンクリートの短期許容せん断応力度  $f_s$  で、下式で求めた。

$$\tau_{sc} = f_s = 0.9(7.5 + 0.015Fc)$$

実験値は、計算値の0.940倍(正荷重時)、0.588倍(負荷重時)で、計算値よりやや小さかった。

3.2.2. 最大荷重 表-3に最大荷重  $Q_u$  を示す。

	$Q_{sc}$ (ton)	$\tau_{sc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	計 $\tau_{sc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\frac{\tau_{sc}}{\text{計}\tau_{sc}}$	$\frac{\tau_{sc}}{F_c}$	$\gamma_{sc}$ (10 <sup>-3</sup> )
正荷重時	129	10.72	11.41	0.940	0.031	1階0.1872 2階0.1957
負荷重時	81	6.71		0.588	0.019	1階0.0978 2階0.132

表-2 せん断初亀裂荷重

	$Q_u$ (ton)	$\tau_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	計 $Q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\frac{Q_u}{\text{計}Q_u}$	$\frac{\tau_u}{F_c}$	$\gamma_u$ ( $\times 10^{-3}$ )
正荷重時	387	32.3	424	0.913	0.094	1階 2.48 2階 10.34
負荷重時	337	28.1		0.795	0.081	1階 2.30 2階 10.8

表-3 最大荷重

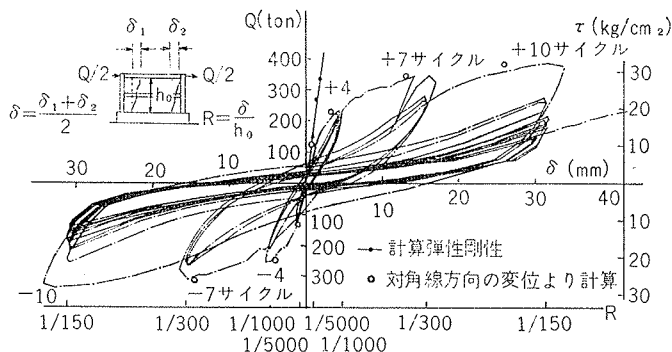


図-4 a) 荷重～変位曲線——2階相対変位

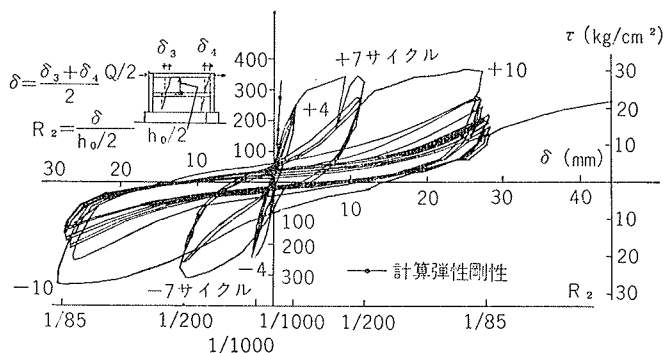


図-4 b) 荷重～変位曲線——2階層間変位

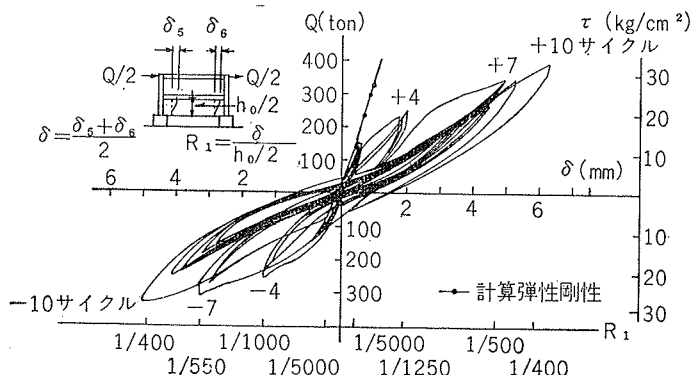


図-4 c) 荷重～変位曲線——1階層間変位

最大荷重は、±10サイクル ( $R = \pm 1/150$ ) の時の値である。計算値は、建築学会RC規準の耐震壁の短期許容せん断力に、柱の鉄骨が負担するせん断力を加えた次式で求めた。

$$\text{計} Q_u = Q_w + \sum Q_c$$

$$Q_w = p_s \cdot t \cdot l \cdot f_t$$

$$Q_c = b \cdot j \{ 1.5f_s + 0.5w_f t (p_w - 0.002) \} + t_s \cdot h_s \cdot f_s$$

ここに、 $t_s$  = 鉄骨の厚さ、 $h_s$  = 鉄骨のせい

$f_s$  = 鉄骨の短期許容せん断応力度

(その他の記号は、RC規準を参照)

実験値は、計算値の0.913倍(正荷重時)、0.795倍(負荷重時)と計算値より小さい。この時のせん断変形  $\gamma_u$  を、一般のRC耐震壁の平均的値  $\gamma_u = 4 \times 10^{-3}$  と比べると、1階では  $\gamma_u = +2.48, -2.30 \times 10^{-3}$  と小さく、2階では  $\gamma_u = +10.34, -10.8 \times 10^{-3}$  と非常に大きい。これは、1階のPCパネルはせん断破壊せず、2階PCパネルは、パネル中央でせん断破壊したのではなく、2階梁との間で亡って破壊したためである。

3.3. 荷重～変位曲線及び繰り返しによる剛性低下

3.3.1. 荷重～変位曲線 図-4 a)～c) に荷重～変位曲線を示す。図中の計算弾性剛性は、F. E. M. で計算した値で、実験の初期剛性と良く一致している。図を見ると、PCパネルにせん断亀裂が発生した  $\tau = 10 \text{ kg/cm}^2$  ( $\pm 1 \sim \pm 3$  サイクル) 程度から剛性低下が大きくなり、 $R = 1/1000$  ( $\pm 4 \sim \pm 6$  サイクル)、 $1/300$  ( $\pm 7 \sim \pm 9$  サイクル)、 $1/150$  ( $\pm 10 \sim \pm 19$  サイクル) における繰り返しにおいて、第1回目の履歴曲線と第2回目以後の履歴曲線とは形状が著しく異なり、2回目以後はエネルギーの吸収が急激に小さくなっている。1階と2階の層間変位を比較すると、±3サイクルまではほとんど等しく、±4サイクルから2階の層間変位の方が次第に大きくなり、±4サイクルで1階の約1.2倍、±7サイクルで約2倍、±10サイクルで約4倍になっている。±7サイクル以後、1階の層間変位はほとんど変わらず、2階の層間変位のみが2階PCパネルの下隅角部の破壊の進行に伴って大きくなっている。

3.3.2. 繰り返しによる剛性低下 図-5は、同じ部材角において繰り返した時の、繰り返し回数と平均剛性K(各サイクルの正負の最大荷重点を結ぶ直線の勾配)との関係を示す両対数グラフである。縦軸に、そのサイクルの平均剛性Kをその部材角における繰り返しの最初のサイクルの平均剛性  $K_1$  で割った値、横軸に繰り返し回数をとった。図から、同じ変形段階で繰り返した時の各サイクルと最初のサイクルとの平均剛性の比  $K/K_1$  は、繰り返し回数が大きくなるにつれ

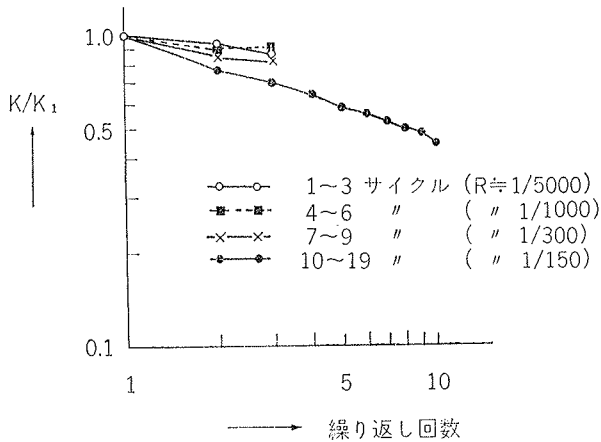


図-5 繰り返し回数と平均剛性

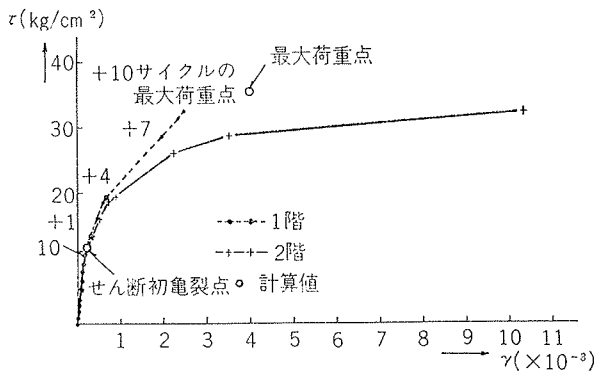


図-6 a)  $\tau \sim \gamma$  曲線

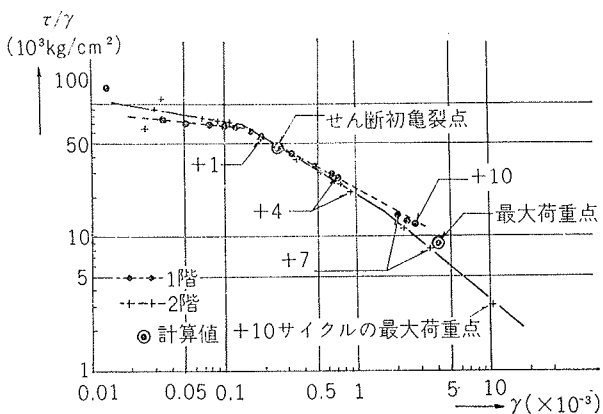


図-6 b)  $\tau/\gamma$  と  $\gamma$  との関係

て、両対数グラフ上でほぼ直線的に低下し、変形が大きい時ほど低下する割合が大きいたことが分かる。

### 3.4. せん断変形

1階及び2階の平均せん断応力度  $\tau$  ~ せん断変形  $\gamma$  曲線の正荷重時の包絡線を、図-6 a) に示す。図-6 b) は、 $\tau/\gamma$  を縦軸にとり、横軸に  $\gamma$  をとった両対数グラフである。 $\gamma$  は、水平変位から曲げ変形(コンタクトゲージによる柱の軸方向変形から梁の回転角を求め、モールの定理で求めた値)を引いて求めた。図中の計算せん断初亀裂点及び計算最大荷重点は、 $\gamma$  を一般のRC耐震壁の平均的値、それぞれ  $\gamma = 0.25 \times 10^{-3}$ ,  $4 \times 10^{-3}$  と仮定し、 $\tau$  は3.2. で求めた値を用いてプロ

ットした。

せん断変形の水平変位に占める割合は、1階で0.900~0.947、2階で0.865~0.943と非常に大きく、曲げ変形はわずかである。図-6 a) をみると、せん断亀裂が発生した+1サイクル後から、1階と比べ、2階のせん断変形が徐々に大きくなり、+4サイクル後から急激に大きくなっている。これは、2階PCパネルの下隅角部に発生したせん断亀裂が拡大し、2階PCパネルが2階梁との間で沁り始めたためと思われる。1階のせん断変形は、+4サイクル後平均せん断応力度の増加に伴って、ほぼ直線的に増加しており、+10サイクルの最大荷重点でも、1階はまだ終局耐力に達していないと思われる。図-6 b) をみると、 $\tau/\gamma$  は  $\gamma$  の増加とともに、両対数グラフ上でほぼ直線上にプロットされ、せん断亀裂の発生後、急激に減少し、計算せん断初亀裂点と計算最大荷重点を結ぶ直線とほぼ一致している。

## 4. まとめ

実大軽量コンクリートプレキャスト耐震壁の、多数回正負交番繰り返し水平加力実験結果をまとめると、

i) PCパネルのせん断初亀裂は、建築学会RC規準によって求めたコンクリートの短期許容せん断応力度の0.940倍(正荷重時)とやや小さく、この時のせん断変形は  $\gamma = 0.1872 \times 10^{-3}$  (1階),  $0.1957 \times 10^{-3}$  (2階) で、一般のRC耐震壁の平均的値  $\gamma = 0.25 \times 10^{-3}$  より小さかった。

ii) 最終破壊は、一般のRC耐震壁が  $\gamma = 4 \times 10^{-3}$  の時、壁の中央に発生したせん断亀裂が原因で破壊するのに対して、この試験体では、2階PCパネルの下隅角部に発生したせん断亀裂が拡大し、多数回の繰り返しによってコンクリートが剥落した結果、この部分のPCパネルのウエルドメッシュ及び取り付けプレートのアンカー筋D13のコンクリートの付着力がなくなって破断したため、2階PCパネルが2階梁との間で沁り、柱を破壊させたのが原因である。最大荷重は、建築学会RC規準の耐震壁の短期許容せん断力に、柱の鉄骨が負担するせん断力を加えて求めた計算値の0.913倍(正荷重時), 0.795倍(負荷重時)とやや小さく、この時の、2階のせん断変形は  $\gamma = +10.34$ ,  $-10.8 \times 10^{-3}$  と非常に大きかった。最終破壊荷重は、 $Q = 280\text{ton}$  (平均せん断応力度  $\tau = 23.3\text{kg/cm}^2$ , 全体部材角  $R = 1/40$ ) で、正荷重時の最大荷重  $Q = 387\text{ton}$  ( $\tau = 32.3\text{kg/cm}^2$ ,  $R = 1/150$ ) の0.723倍であった。

### 参考文献

建築学会：鉄筋コンクリート計算規準・同解説