

# PC造建物の地震応答性状

岡本 伸<sup>\*1</sup>・加藤 博人<sup>\*2</sup>

## 1. はじめに

PC部材の持つ低履歴減衰性が建築物の地震応答性状に及ぼす影響に関しては、古くから多くの議論があるところであり、1965年の第3回世界地震工学会議においてはJ. Despeyrouxの報告<sup>1)</sup>に対して、C.F. CandyおよびY. Guyonがこの問題を取りあげ討論を行っている。特に興味深いのは、Y. Guyonの討論<sup>2)</sup>において、あるレベルまでは確かにPC部材の履歴減衰はRC部材のそれに比べて相当小さいと思われるが、最大荷重近傍においては、両者の履歴減衰はあまり変わらないものになるのではないかとということが指摘されていること、ならびに、C.F. Candyの質問に対する著者の返答<sup>3)</sup>の中で、PC部材の履歴減衰の小さいことが地震応答に不利な影響を与えるとすれば普通鉄筋を加えることにより、履歴減衰性状を改善し得るであろうとの指摘がされていることである。以後、多くの研究者によって、PC部材・架構の耐震性状に関する実験的、理論的研究が行われてきており、この間の、研究成果に関しては、N.M. Hawkinsが1977年のERCBCのWorkshopにおいて詳細な報告を行っており、それがPCI Journalの1977年11-12月号に多くの参考文献とともに発表されている<sup>3)</sup>。

しかし、これら既往の研究成果のうち、PC造建築物の地震応答性状を直接取り扱った研究としては、わずかにR.A. Spencer<sup>4)</sup>の「多層PC造建築物の非線形地

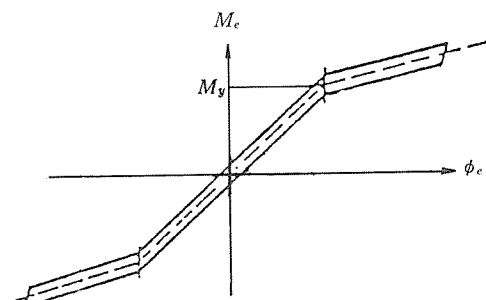
震応答性状」Kevin J. Thompson および Robert Park<sup>5)</sup>の「パーシャルプレストレストコンクリートの地震応答」および筆者の研究<sup>6), 7), 8)</sup>が見られるだけである。

本報告では、PC部材・架構の復元特性モデルの提案を行い、このモデルを用いて、PC造建物の弾塑性地震応答解析を行い、PC部材・架構の持つ高度な復元性が、PC造建物の地震応答性状に及ぼす影響を考察する。

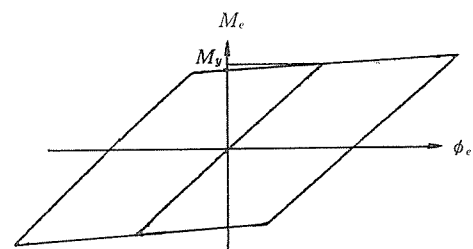
## 2. 既往の研究

### 2.1 R.A. Spencerの研究

PCおよびRC部材の曲げ降伏ヒンジ領域におけるモーメントと回転角との関係をそれぞれ図-1(a)および図-1(b)で表し、非線形動的フレーム解析の手法を用い、EL Centro 1940 NS成分(最大加速度320 gal)に対する20階建てPC造およびRC造の8つのモデル

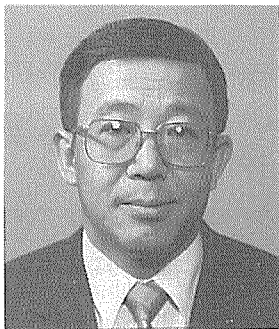


(a) プレストレストコンクリート部材の  $M_c - \phi_c$ 履歴ループ

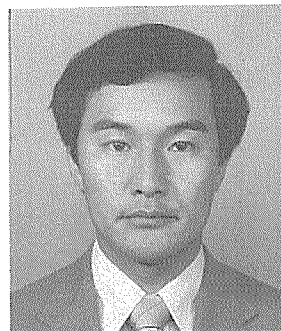


(b) 鉄筋コンクリート部材の  $M_c - \phi_c$ 履歴ループ

図-1 Spencerの解析に用いられた履歴ループ<sup>4)</sup>



\*1 Shin OKAMOTO  
建設省建築研究所  
国際地震工学部



\*2 Hiroto KATO  
建設省建築研究所  
第4研究部

表-1 Spencer の解析モデルおよび応答解析結果<sup>4)</sup>

モデル番号	構造	減衰定数		復元力特性		柱ダクティリティ		最大応答加速度 (g)	$D_{em}/D_{ei}$	$D_e/D_h$	$D_i$ (kip. ft.)
		$\xi_m$	$\xi_i$	$\rho$	$l$	部材	ヒンジ				
1	RC <sup>*2</sup>	0.1	-	0.05	-	2.9 (20) <sup>*1</sup>	7.2 (20) <sup>*1</sup>	0.82 (17) <sup>*1</sup>	-	0.70	626
2	RC	-	0.05	0.05	-	0.8 (1)	0.8 (1)	0.31 (1)	-	1.15	752
3	PC <sup>*3</sup>	0.1	-	B; 0.2 C; 0.5	B; 0.2 C; 0.05	1.7 (20)	3.0 (20)	0.84 (16)	-	2.28	684
4	PC	-	0.05	3と同じ	3と同じ	1.0 (1)	1.0 (1)	0.31 (1)	-	2.82	764
5	PC	0.01	0.02	3と同じ	3と同じ	1.9 (1)	1.1 (1)	0.43 (20)	0.22	1.91	704
6	PC	0.01	0.02	3と同じ	B; 0.4 C; 0.1	0.9 (1)	0.9 (1)	0.41 (20)	0.20	0.91	705
7	PC	0.01	0.02	B; 0.1 C; 0.25	6と同じ	0.9 (1)	0.9 (1)	0.36 (20)	0.20	0.92	706
8	PC	0.01	0.02	B; 0.2 C; 0.2	B; 0.4 C; 0.4	3.7 (1)	6.3 (1)	0.34 (20)	0.22	0.85	691

$\rho$  : 剛性低下係数  
 $l$  : ループ幅係数  
 $B$  : 梁部材  
 $C$  : 柱部材  
 $D_{em}$  : 質量比例型粘性エネルギー逸散  
 $D_{ei}$  : 層間粘性エネルギー逸散  
 $D_e$  : 全粘性エネルギー逸散  
 $D_i$  : 全エネルギー逸散  
 $D_h$  : 履歴エネルギー逸散  
<sup>\*1</sup> : この値が記録された層  
<sup>\*2</sup> : RC 部材 梁 :  $h=0.05$   
 柱 :  $h=0.07$   
<sup>\*3</sup> : PC 部材  $h=0.2$   
 $\rho_r = 2.0$   
 ただし,  $h$ ; 降伏ヒンジ領域/部材せい  
 $\rho_r$ ; 繰返し剛性係数

に関する地震応答解析を行っている。各モデルの概要ならびに応答解析結果の概要は表-1 に示すとおりである。

本解析では、内部減衰を(1)式に示すように質量に比例する部分  $\alpha$  とすべての梁を完全剛と仮定した純せん断型の変形を想定した場合の3次元の対角線マトリックスに比例する部分  $\beta$  に分けて与えている。

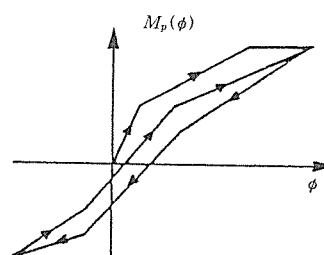
$$\left. \begin{aligned} \alpha &= 2 \omega_1 \xi_m \\ \beta &= \frac{2 \xi_i}{3.3 \omega_1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ただし剛性マトリックスとして、 $20 \times 20$  の正方形マトリックスを用いた場合の比例定数  $\beta$  と、対角線マトリックスを用いた場合の比例定数  $\beta'$  との関係は、解析の対象とした構造物に対しては、 $\beta' = 3.3 \beta$  で与えられるとしている。

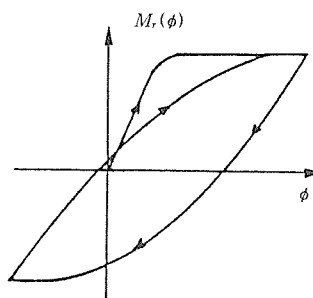
RC型の履歴性状とPC型の履歴性状が地震応答性状に及ぼす影響を直接比較できるのは、Model 1と3 (いずれも  $\xi_m=0.1, \xi_i=0$ ) および Model 2と4 (いずれも  $\xi_i=0.05, \xi_m=0$ ) である。PC型の場合、RC型に比べて、応答変形は平均 30% 程度大きくなっている。また、内部粘性減衰による消費エネルギー ( $D_e$ ) と履歴減衰による消費エネルギー ( $D_h$ ) の比率 ( $D_e/D_h$ ) は、RC型の場合が 0.7~1.15 であるのに比べて、PC型では 2.28~2.82 となっている。

### 2.2 K.J. Thompson および R. Park の研究

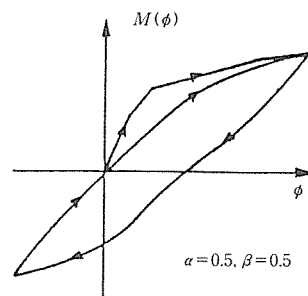
PC および RC 部材のモーメント-曲率関係をそれぞれ図-2 (a) および図-2 (b) のように与え、PRC 部材のモーメント-曲率関係 (図-2 (c)) は、普通鉄筋および PC 鋼材の曲げ終局モーメントに対する寄与率をもと



(a) Prestressed Concrete System



(b) Reinforced Concrete System



(c) Partially Prestressed Concrete System

図-2 Thompson & Park の解析に用いられた履歴ループ

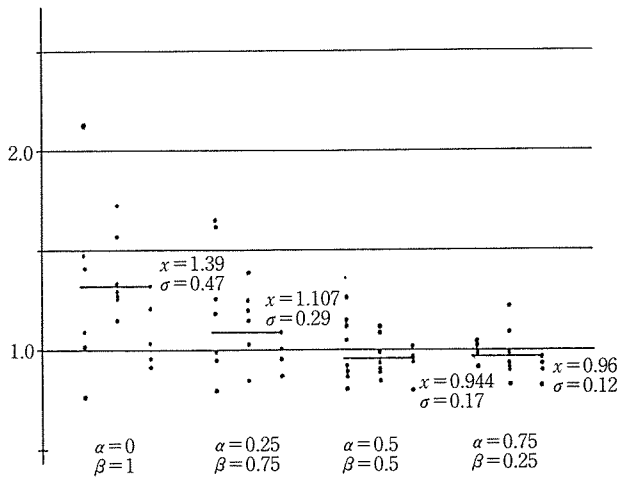


図-3 RC型 ( $\alpha=1, \beta=0$ ) に対する PC 型の応答変形の比率 (Thompson & Park の解析<sup>5)</sup> による)

に, (2)式で表されるとした。

$$M(\phi) = \alpha M_r(\phi) + \beta M_p(\phi) \dots \dots \dots (2)$$

$$\alpha = M_{ru} / M_u$$

$$\beta = M_{pu} / M_u$$

$$\alpha + \beta = 1$$

RC造, PC造, PRC造建物の荷重-変形関係が, 上述のモーメント-曲率関係のモーメント $M$ を荷重 $V$ に, 曲率 $\phi$ を変形 $\chi$ に置き換えることによって表されるという仮定のもとに,  $\alpha, \beta$ の比率, 内部粘性減衰 $h$ , 固有周期等をパラメーターとして, EL Centro 1940 NS および平均スペクトル強度が EL Centro の 1.5 および 1.0 となる 2つの人工地震波 A-2 および B-2 に対して弾塑性応答解析を行った。解析結果をもとに, RC型 ( $\alpha=1, \beta=0$ ) の応答変形を 1とした場合の PC型 ( $\alpha=0.75 \sim 0, \beta=0.25 \sim 1$ ) の応答変形の比率を求めると図-3 のようになる。地震波ならびに固有周期によって, RC型と PC型の応答変形の比率は大幅に変動するが,  $\alpha=0$  の場合の応答変形は,  $\alpha=1.0$  の場合に比べて平均的には約 40% 程度大きくなっている。

2.3 筆者の研究<sup>6)~8)</sup>

筆者は, 履歴減衰性状が PC造建築物の地震応答性状に及ぼす影響を検討する目的で, 図-4 に示すように, 残留変形  $OC$  が塑性変形  $AE$  の一次関数として,  $OC = \alpha \cdot AE$  という形で与えられるバイリニア型の復元力特性を用い,  $\alpha$  をパラメーターとして, 弾塑性応答解析を行った。このモデルでは, 第 2 勾配に入ってから以後の定常ループにおける等価粘性減衰定数は, 塑性率  $\mu$  および第 1 勾配と第 2 勾配の比率によって変化するが,  $\alpha=1$  で約 32%,  $\alpha=0.5$  で 5~10%,  $\alpha=0.3$  で 5~3% となる。

上記復元力特性を用い, 4層および 7層実施設計建物を対象とし純せん断型の質点系にモデル化し最大加速度を 300 gal とした 4種の地震波 (EL Centro 1940 NS,

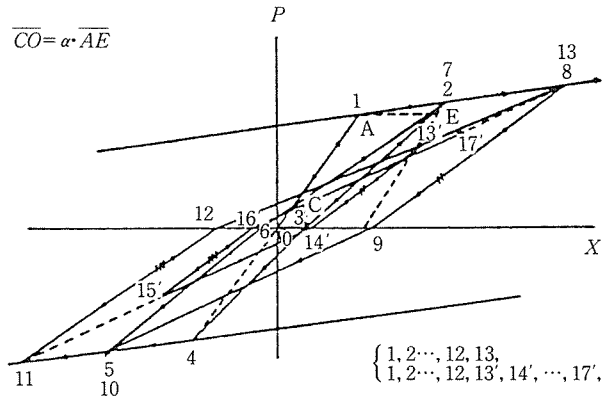


図-4 筆者の解析に用いられた PC 造建物の復元力特性モデル<sup>6)~8)</sup>

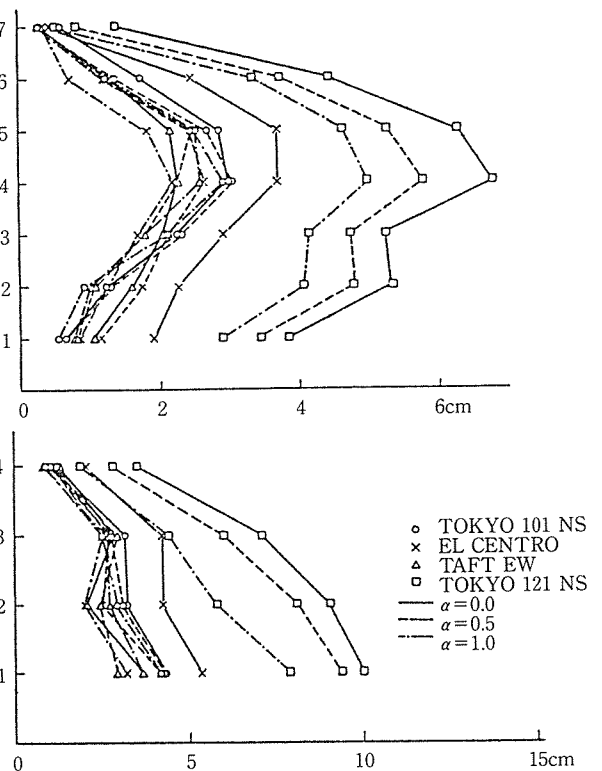


図-5 PC型復元力特性による弾塑性応答解析結果

Taft 1952 EW, Tokyo 101 NS, Tokyo 121 NS) に対する弾塑性応答解析を行った。応答解析結果により,  $\alpha=0, 0.5$  および 1.0 とした場合の各層の最大応答層間変形を図-5 に示す。また  $\alpha=0.1$  とした場合の応答変形を規準として,  $\alpha$  による応答変形の増大の様子を示すと図-6 のようになる。

いま, 鉄筋コンクリート造建物の復元特性が  $\alpha=0.1$  の場合に相当するものとすれば, 上述の実験結果から見て, プレストレストコンクリート部材の復元力特性に近いと思われる  $\alpha=0.3$  の復元力特性を有する PC造建物の応答変形は, RC造建物よりも 25% 程度増大する。また鉄筋コンクリート造の要素が多くなり  $\alpha=0.5$  にな

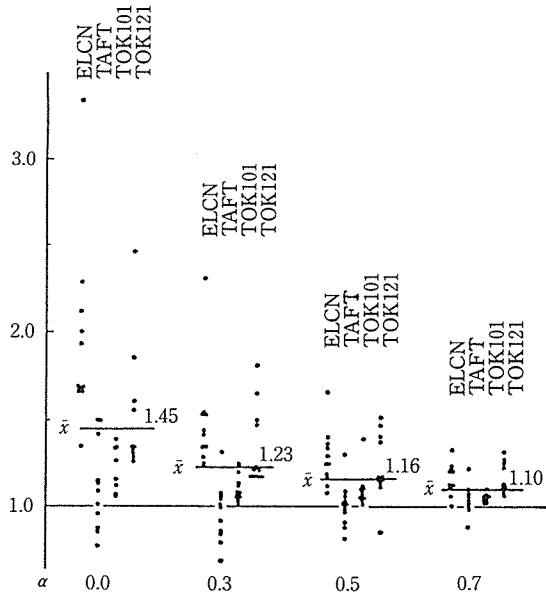


図-6  $\alpha$  による応答の増幅率

ると、応答変形の増大率は15%程度となる。

一方、図-7はPC部材と鉄筋コンクリート部材の復元力特性を比較したもので、主筋を有するT形断面の梁に、単純支持形式で2点荷重を行った時のスパン中央のたわみを示すものであり、SPがPC部材、S4Dが鉄筋コンクリート部材、SP2D、SP4Dは、普通鉄筋を持つPC部材である<sup>9)</sup>。図-7(a)をもとに最大変形  $\delta_{max}$  と回復変形  $\delta_x = \delta_{max} - \delta_x$  との関係を図示すると図-7(b)のようになる。同図には、残留変形  $\delta_x = \beta \cdot \delta_{max}$  とし、 $\beta = 0.2 \sim 0.8$  に相当する直線も同時に示してある。PC部材であるSP試験体の場合には、最大変形時でも残留変形は  $0.2 \delta_{max}$  以下であり非常に復元性が良いが、RC部材であるS4Dの場合には、最大変形時の残留変形が  $\delta_x \geq 0.8 \delta_{max}$  となり、除荷しても変形の8割以上は復元しない。SP2D、SP4Dの場合には両者の中間的な性状を示す。

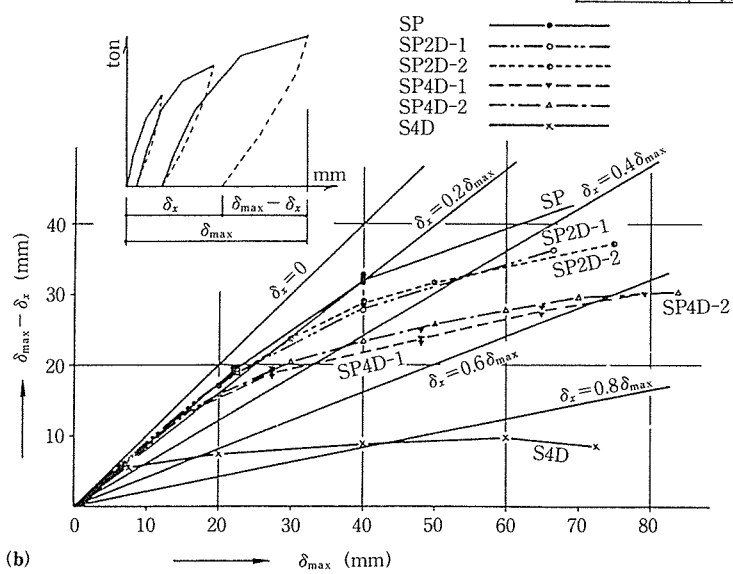
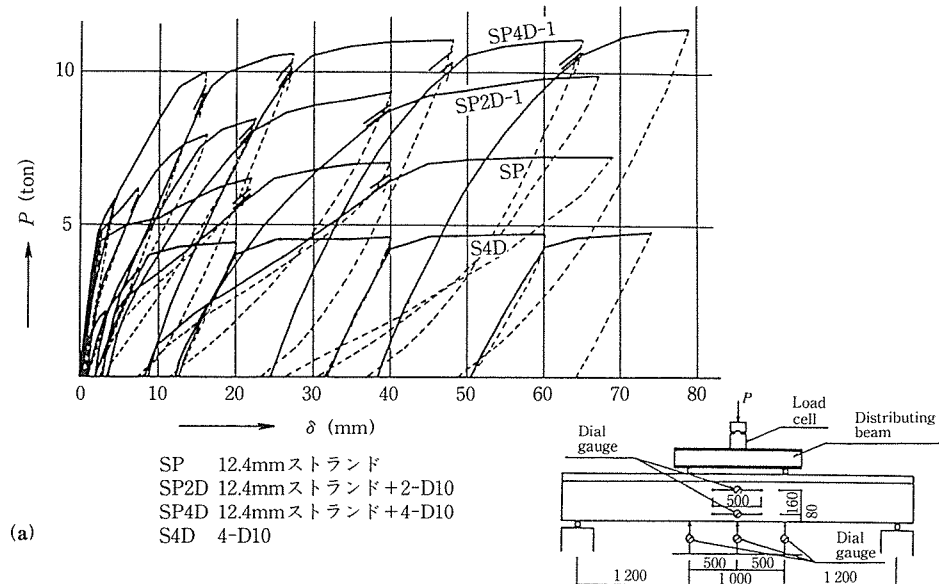


図-7 PC部材とRC部材の復元力特性の比較

### 2.4 ま と め

以上の研究結果より、PC 部材の示す低履歴減衰性が、PC 造建物の弾塑性応答性状に及ぼすおおよその傾向として次のようなことが指摘できる。

すなわち、フルプレストレスに近い設計をした PC 部材断面と同じような履歴性状を有する建物と、比較的鉄筋比の小さい曲げ降伏型の鉄筋コンクリート部材断面と同じような履歴性状を有する建物の弾塑性応答性状を比較した場合、保有水平耐力のレベルが同じ場合には、前者の応答変形は後者より 15～45% 程度増大する傾向にある。

しかし、これらの研究で用いられている復元力特性モデルと、我が国で PC 部材を用いた耐震架構として、ごく一般的な場所打ち一体式 PC 造建物、すなわち、柱を鉄筋コンクリート部材とし、大スパンを構成する梁をプレストレストコンクリート部材とした、PC・RC 併用構造物の復元力特性との関係は必ずしも明らかではない。

そこで次節においては、筆者らの行ったいくつかの実験結果をもとに、この種の建物の復元力特性のモデル化に関する考察ならびに実験結果に基づき提案した復元力特性モデルによる PC・RC 併用構造物の地震応答性状に関する考察を行う。

## 3. PC 部材・架構の復元力特性のモデル化

### 3.1 PC 部材・架構の等価粘性減衰定数

図-8 は、PC 部材・架構に関する正負繰返し加力実験結果から得られた履歴ループより求めた等価粘性減衰

定数  $h_{eq}$  と部材角または層間変形角  $R$  との関係を示すものである。図中丸印は片持ち梁形式の梁部材の正負繰返し加力実験結果によるもので、図中の黒丸はフルプレストレッシングに近い設計をした PC 部材 ( $\lambda_r=0.17\sim 0.29$ ,  $\lambda_p=0.83\sim 0.71$ ) を対象とした試験体を、白丸は普通鉄筋の多い PRC 部材 ( $\lambda_r=0.39\sim 0.68$ ,  $\lambda_p=0.61\sim 0.32$ ) を対象とした試験体を表す。三角印は場所打ち一体式 PC 造柱・梁接合部の正負繰返し加力実験結果によるもので、白三角は  $a/D=6.0$  の梁降伏型 (BY) および柱梁同時降伏型 (BCY) 試験体を示す。

一方、図中の×印は、場所打ち一体式 PC 架構をモデル化した 2 層 1 構面 1/3 スケール試験体の正負繰返し加力実験から得られたものであり、×印が梁降伏試験体を、⊗印が柱降伏試験体を示す。同図には比較のために、柱・梁ともに PC 造とした剛接骨組架構に関する実験結果 (◇印；中野博士の実験<sup>10</sup>、◆印：筆者の実験<sup>9</sup>) もあわせて示す。

### 3.2 復元力特性のモデル化

以上の実験結果から明らかなように、部材角の増大に伴う等価粘性減衰定数の増大の割合は、鉄筋コンクリート造の要素が多くなるに従って大きくなる。このような等価粘性減衰定数の傾向を比較的簡単に表現し得る復元力特性のモデルとして、図-9 に示すようなモデルが考えられる (以下 PS モデルと言う)。

すなわち、降伏変位以下では、除荷曲線の勾配が、 $\alpha' = 1.0$  で原点指向、 $\alpha' = 0$  で初期剛性と平行となるように (3) 式で与える。また、 $0 < \alpha' < 1.0$  では、除荷開始点

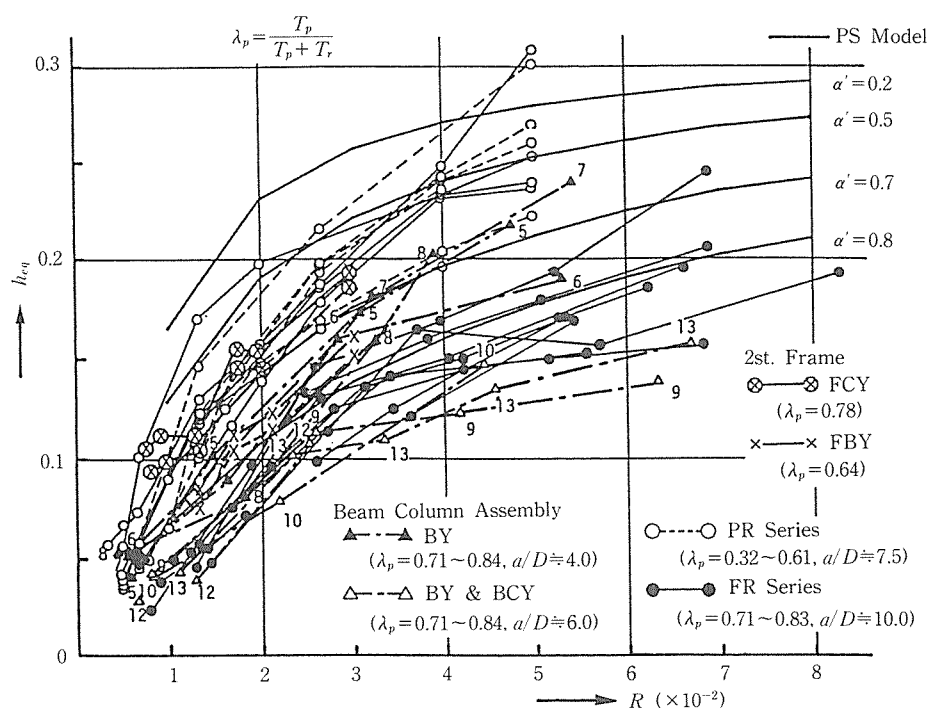
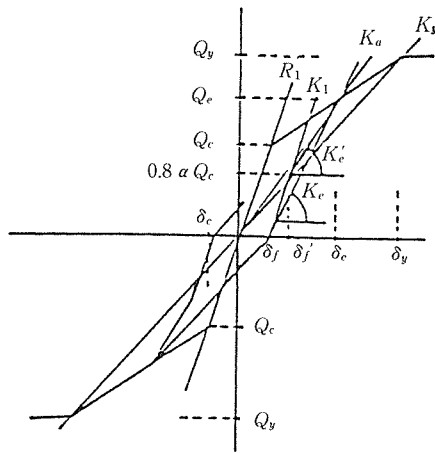


図-8 層間変形角と等価粘性減衰係数との関係



(a) 降伏前

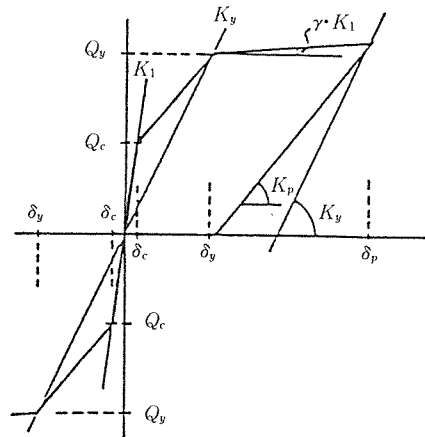
$$\delta_c < \delta \leq \delta_y$$

$$K_c = K_0 + (1 - \alpha') \cdot (K_1 - K_0)$$

$$K_c' = \frac{Q_c - 0.8 \cdot \alpha' \cdot Q_c}{\delta_c - \delta_j'}$$

$$\delta_j = \delta_c - \frac{Q_c}{K_c}$$

$$\delta_j' = \delta_j + \frac{0.8 \cdot \alpha' \cdot Q_c}{K_1}$$



(b) 降伏後

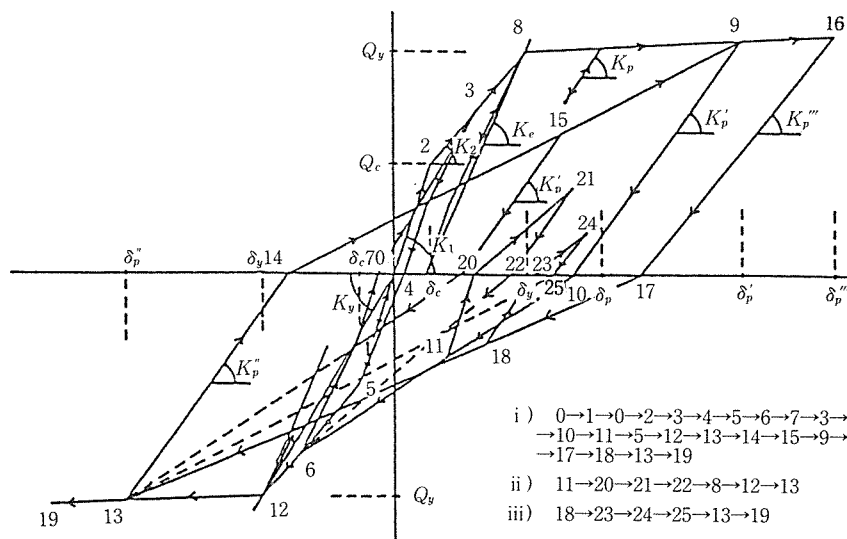
$$\delta_y < \delta$$

$$K_y' = K_y + (1 - \alpha') \cdot (K_1 - K_y)$$

$$K_p = \left\{ \frac{\alpha'}{\mu_p} + (1 - \alpha') \right\} \cdot K_y'$$

$$\mu_p = \frac{\delta_p}{\delta_y}$$

$$0 < \alpha' \leq 1$$



(c) 荷重履歴

- i) 0→1→0→2→3→4→5→6→7→3→8→9  
→10→11→5→12→13→14→15→9→16  
→17→18→13→19
- ii) 11→20→21→22→8→12→13
- iii) 18→23→24→25→13→19

図-9 提案した復元力特性モデル (PS モデル)

$(\delta_e, Q_e)$  と  $K_e$  から決まる残留変位  $\delta_f$ 、およびひびわれ荷重と  $\alpha'$  から決まる限界荷重  $0.8\alpha'Q_e$  を用い、 $\delta_f \leq \delta \leq \delta_f'$  では  $K_1$ 、 $\delta_f \leq \delta \leq \delta_e$  では  $K_e$  の剛性とする。

$$\delta_e < \delta_e < \delta_y$$

$$K_e = K_0 + (1 - \alpha') (K_1 - K_0) \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$K_e' = \frac{Q_e - 0.8\alpha'Q_e}{\delta_e - \delta_f} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\delta_f' = \delta_e - \frac{Q_e}{K_e} + \frac{0.8\alpha'Q_e}{K_1} \quad \dots\dots\dots (5)$$

降伏変位以後における除荷曲線の勾配  $K_p$  は、 $\alpha'$  に応じて、初期剛性  $K_1$  と降伏点剛性  $K_y$  の中間の値をとる  $K_y'$  をもとに (7) 式で与える。

$$\delta_e \geq \delta_y$$

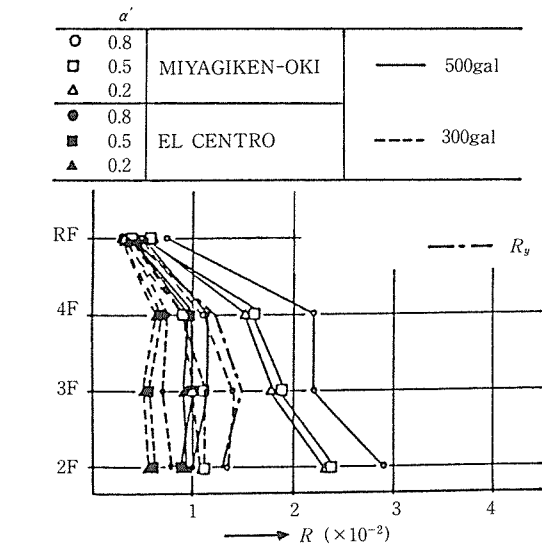
$$K_y' = K_y + (1 - \alpha') (K_1 - K_y) \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$K_p = \left\{ -\frac{\alpha}{\mu_p} + (1 - \alpha') \right\} K_y' \quad \dots\dots\dots (7)$$

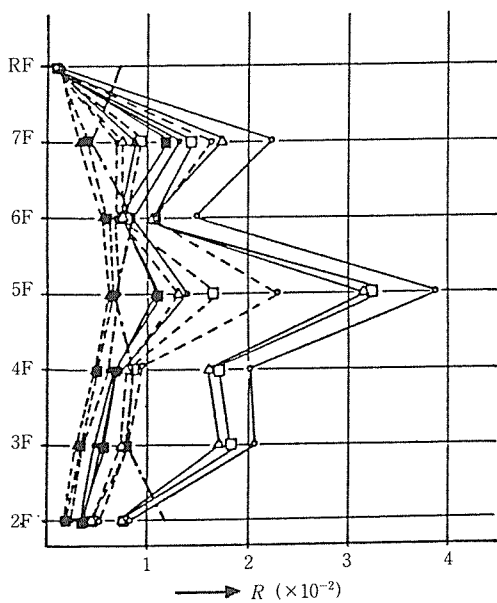
PSモデルに関するその他詳細なルールは、図-9(c)に示すとおりである。PSモデルの降伏以後の定常ループにおける等価粘性減衰定数は、図-8に示すように、 $\alpha' \approx 0.5$  の場合が、PC部材としての等価粘性減衰定数の上限、すなわち  $\lambda_p$  が0.3程度の普通鉄筋のきわめて多いPRC的な部材の等価粘性減衰定数を、また、 $\alpha' \approx 0.85$  の場合が、PC部材としての等価粘性減衰定数の下限、すなわち  $\lambda_p$  が0.8程度のフルプレストレスングの設計をしたPC部材としての等価粘性減衰定数を表しているといえる。また、梁降伏型のPCフレームの  $\alpha'$  の値は0.8程度、柱降伏型のPCフレームの  $\alpha'$  の値は0.6程度と考えてよい。

#### 4. PSモデルによる実施設計建物の弾塑性応答

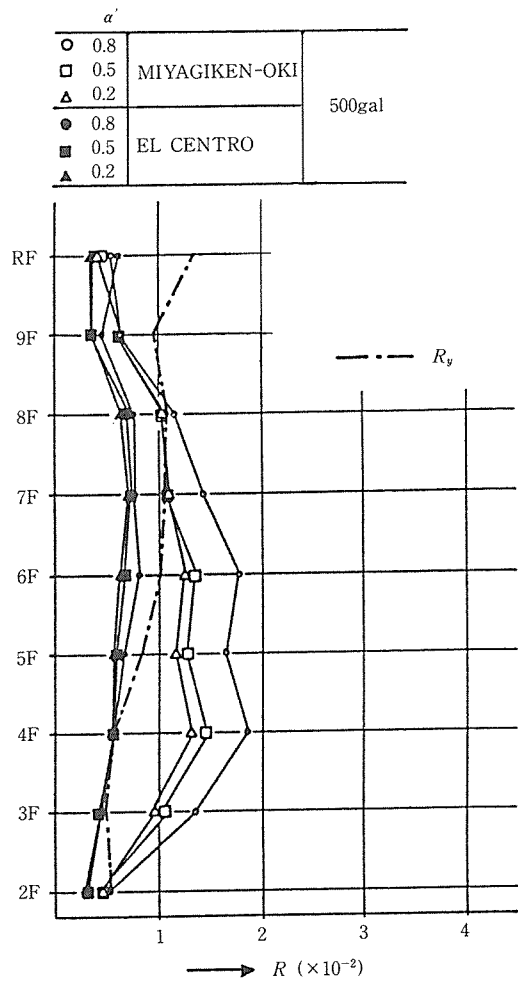
図-10には、4, 7および9階建て実施設計建物モデルA, BおよびCに関し、PSモデルの  $\alpha'$  および最大加速



(a) MODEL-A



(b) MODEL-B



(c) MODEL-C

図-10 PSモデルによる実施設計建物の弾塑性応答性状

表-2 応答解析モデル

(a) Model-A 諸元

純ラーメン構造 $T_1=0.74 \text{ sec}, h=5\%$						
階	W (ton)	$Q_{cr}/\Sigma W$	$Q_y/\Sigma W$	$K_1$ (ton/cm)	$K_y/K_1$	$K_3/K_1$
4	248	0.311	0.622	110.5	0.39	0.01
3	227	0.249	0.497	120.4	0.35	0.01
2	233	0.208	0.416	142.9	0.31	0.01
1	240	0.175	0.350	167.9	0.30	0.01

(b) Model-B 諸元

純ラーメン構造 $T_1=0.798 \text{ sec}, h=5\%$						
階	W (ton)	$Q_{cr}/\Sigma W$	$Q_y/\Sigma W$	$K_1$ (ton/cm)	$K_y/K_1$	$K_3/K_1$
7	69.6	0.391	0.781	86.8	0.29	0.01
6	71.2	0.312	0.624	73.8	0.38	0.01
5	72.1	0.271	0.542	72.4	0.38	0.01
4	73.3	0.242	0.483	79.4	0.42	0.01
3	76.7	0.217	0.434	93.6	0.42	0.01
2	76.7	0.196	0.392	114.4	0.40	0.01
1	85.8	0.175	0.350	161.2	0.24	0.01

(c) Model-C 諸元

耐震壁付きラーメン構造 $T_1=0.91 \text{ sec}, h=2\%$						
階	W (ton)	$Q_{cr}/\Sigma W$	$Q_y/\Sigma W$	$K_1$ (ton/cm)	$K_y/K_1$	$K_3/K_1$
9	3 687	0.386	0.772	2 245	0.29	0.01
8	2 527	0.326	0.652	3 254	0.29	0.01
7	2 501	0.291	0.583	3 958	0.23	0.01
6	2 517	0.265	0.530	4 738	0.22	0.01
5	2 532	0.244	0.488	5 502	0.21	0.01
4	2 532	0.227	0.453	6 508	0.23	0.01
3	2 596	0.210	0.420	8 315	0.23	0.01
2	3 038	0.193	0.385	11 074	0.25	0.01
1	3 322	0.175	0.350	15 772	0.20	0.01

W : 重量       $Q_{cr}$  : 龜裂耐力       $Q_y$  : 降伏耐力  
 $K_1$  : 初期剛性       $K_y$  : 降伏点剛性       $K_3$  : 第3勾配

度を変えた場合の応答層間変形角を示す。なお、応答解析モデルの諸元は表-2に示すとおりである。PC梁降伏型建物の履歴減衰性状に近い $\alpha' = 0.8$ の場合について見ると、300 gal および 500 gal の入力に対する応答層間変形角の最大値は、モデルAではいずれも2Fに生じ、その値は $13.5 \times 10^{-3}$  および  $29 \times 10^{-3}$ 、モデルBではいずれも5Fに生じ、その値は $23 \times 10^{-3}$  および  $39 \times 10^{-3}$ 、モデルDでは6Fおよび4Fに生じ、その値は $8 \times 10^{-3}$  および  $19 \times 10^{-3}$  である。この程度の応答変形角であれば、PC梁部材を十分崩壊限界状態以下に保持することが可能である。

なお、図-11には、 $\alpha' = 0.8$  (梁降伏型のPC造建物に近い履歴性状) と  $\alpha' = 0.5$  (RC造に近い履歴性状) の応答変位の比率  $\delta_{0.8}/\delta_{0.5}$  を示す。応答変位の増大率は、モデルA, B, およびCに対してそれぞれ平均1.25, 1.20 および 1.17 である。これらのモデルにおける各層

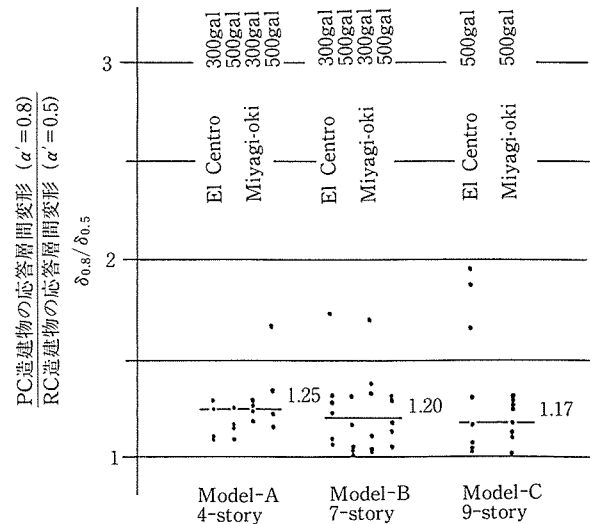


図-11 PC造多層建物の応答変形増大率

の降伏せん断力係数と入力震度の比、 $K_y/K_g$  の値は、モデルA, B およびCに対して300 galの場合がそれぞれ1.51 (1.07~2.27), 1.38 (0.95~3.14) および 1.47 (0.85~3.23), 500 gal の場合がそれぞれ0.89 (0.63~1.33), 0.83 (0.57~1.88) および 0.88 (0.51~1.94) である。

### 5. PSモデルによる最大応答塑性率

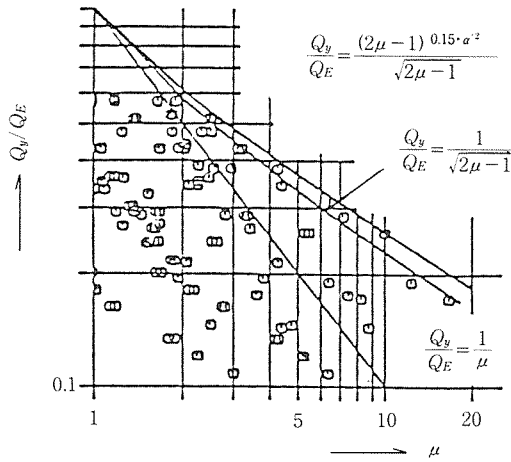
図-12にはPSモデルを用いて求めた、降伏せん断力と初期剛性に基づく弾性応答せん断力の比と応答塑性率の関係を示す。計算に用いたパラメータの範囲は、ひびわれ震度と降伏せん断力係数の比  $K_c/K_y=1/3, 1/2$ , 降伏せん断力係数と入力震度の比  $K_y/K_g=0.5, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5$ , 降伏点剛性に対する周期と初期剛性に対する周期  $T_y/T_1=2.0, \sqrt{2.0}$ ,  $\alpha' = 0.8, 0.5$  である。また、地震波としてはEL Centro NS および八戸 EWを用いた。なお、 $\alpha' = 0.8$  が、柱・梁ともにPC造とした架構、 $\alpha' = 0.5$  が鉄筋コンクリート造に近い架構と考えてよい。

図-12より弾塑性応答変位の上限を、降伏せん断力、 $Q_y$  と初期剛性に基づく弾性応答せん断力、 $Q_E$  をもとに推定する場合、 $\alpha'$  による応答塑性率の増大は、近似的に(8)式によって表される。

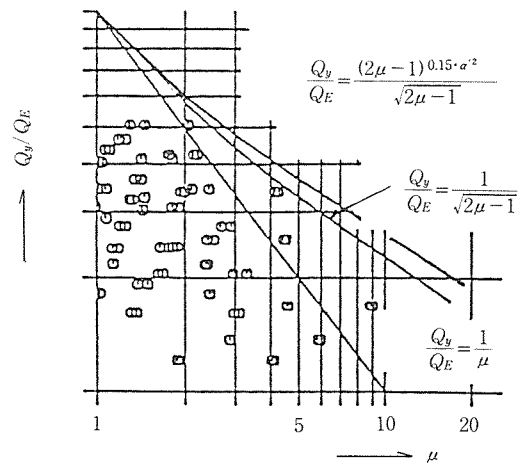
$$\frac{Q_y}{Q_E} = \frac{(2\mu - 1)^{0.15(\alpha')^2}}{\sqrt{2\mu - 1}} \dots\dots\dots (8)$$

図-13には $\alpha' = 0.8$  と  $\alpha' = 0.5$  の応答変位の比較  $\delta_{0.8}/\delta_{0.5}$  を  $K_y/K_g$  および地震波別に示す。図-11 および図-13より全体を平均的に見れば、 $\alpha' = 0.8$  の場合の応答変位は $\alpha' = 0.5$  の場合の1.16倍となった。



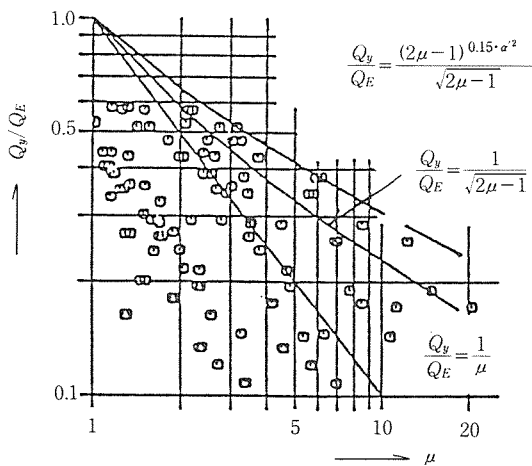


(1) Hachinohe-Tokachioki 1968

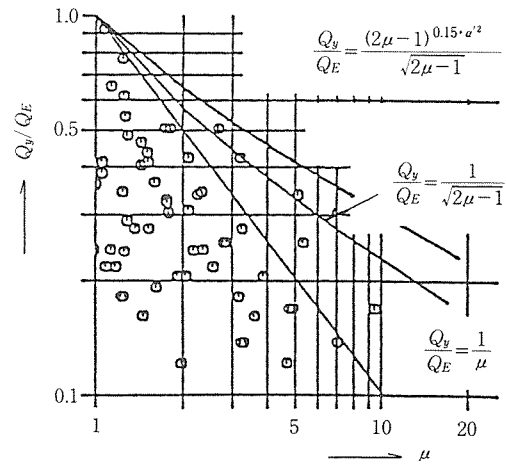


(2) El Centro 1940

(a) 鉄筋コンクリート造建物の場合 ( $\alpha=0.5$ )



(1) Hachinohe-Tokachioki 1968



(2) El Centro 1940

(b) PC造建物の場合 ( $\alpha=0.8$ )

図-12 応答塑性率

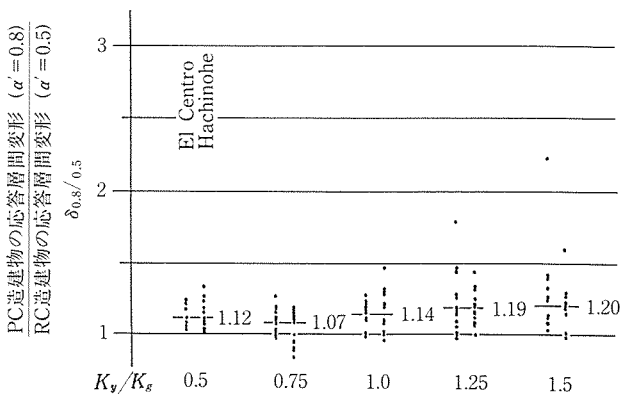


図-13 1質点系 PC 造建物の応答変形増大率

## 6. PSモデルによる地震応答と仮動的実験結果の比較

筆者らは図-14に示す実大の約1/3縮小モデルである2層PC架構構面実験(梁:PC造,柱:RC造)を行った。試験体は,RCの柱降伏型になるように設計したFCYとPC梁降伏型となるように設計したFBYの2種類で,FCYでは想定した試設計建物とほぼ同じ平均プレストレスとなるように, $\phi 12.4$ mmストランド(SWPR7A)4本を配線した。FBYは断面寸法をFCYと同じにし,かつ柱の引張鉄筋比を1%以下にするとい



う条件で梁降伏を実現するためφ12.4 mm スtrand 2本を配線した。梁をT形断面として計算した導入時平均軸方向応力は、FBYが24.5 kg/cm<sup>2</sup>、FCYが49.0 kg/cm<sup>2</sup>であった。また、実験では試験体に錘を載せ柱の軸力を合わせているが、1階柱の軸方向応力はFBYが11.72 kg/cm<sup>2</sup>、FCYが19.88 kg/cm<sup>2</sup>であった。これらの試験体を用いて2質点系としての仮動的実験を行った。入力地震波としては、1978年宮城県沖地震・東北大学NS成分を用い最大加速度を774 gal (3×258 gal:縮尺1/3を考慮して)とした。数値積分法としては、中央差分法を用い、その時間刻みは0.01/3秒とし減衰は0とした。実験の継続時間は実記録地震波の6秒前後までである。実験の詳細については、他の文献<sup>11),12)</sup>にゆずるものとし、ここでは、頂部変位の時刻歴応答(図-15)および全せん断力と頂部変形角(最上階の水平変位を高さで除した値)の関係(図-16)について、PSモデルを用いた地震応答解析結果と仮動的実験結果の比較を示す。PSモデルの等価粘性減衰を支配する $\alpha'$ の値としては、図-8を参照して、RC柱降伏型試験体FBYの場合には $\alpha'=0.6$ 、PC柱降伏型試験体の場合には $\alpha'=0.8$ とした。PSモデルによる解析結果は、仮動的実験結果をきわめて良く再現しているといえる。

## 7. おわりに

本報告では、まず、PC部材・架構に関する正負繰返し加力実験結果をもとに、PC部材・架構の復元力特性モデルの提案を行い、次に、このモデルを用いて、PC

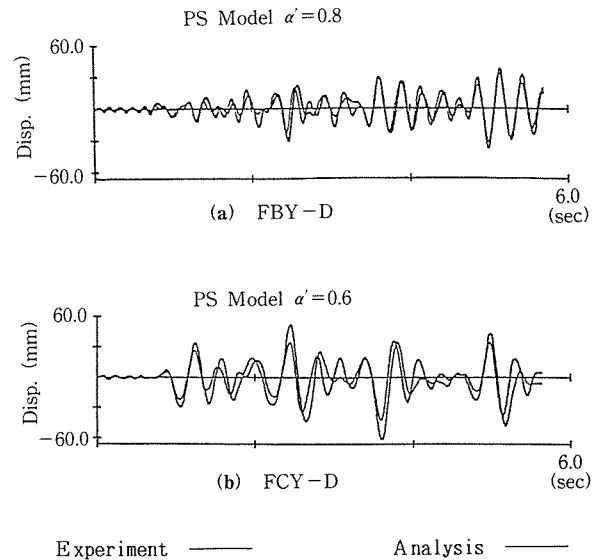
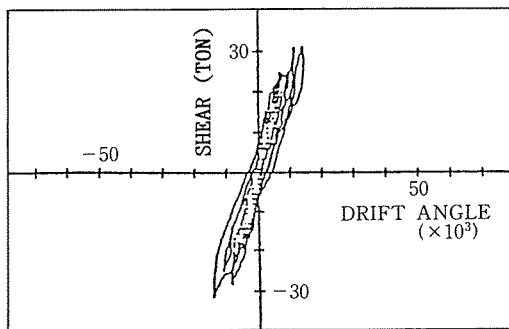
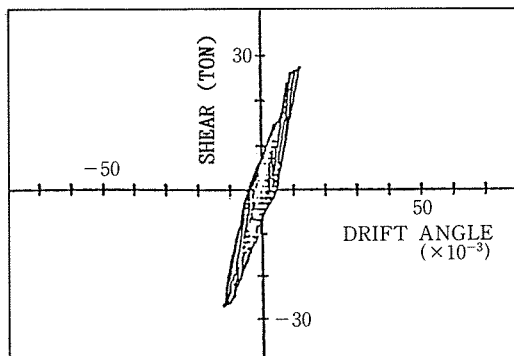


図-15 PSモデルを用いた地震応答解析結果と仮動的実験結果の比較(頂部変位の時刻歴応答)

実験

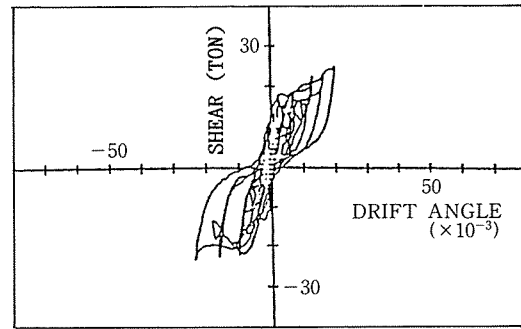


解析 (PS Model  $\alpha'=0.8$ )

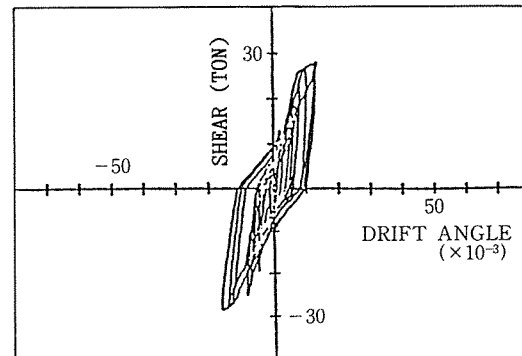


(a) FBY-D

実験



解析 (PS Model  $\alpha'=0.6$ )



(b) FCY-D

図-16 PSモデルを用いた地震応答解析結果と仮動的実験結果の比較(全せん断力と頂部変形角)

部材・架構の持つ低履歴減衰性が PC 造建物の地震応答性状に及ぼす影響を考察した。得られた結論を要約すると次のとおりである。

- 1) 提案した復元力特性モデル (PS モデル) において、履歴減衰を支配するパラメーター  $\alpha'$  の値は、PC 梁降伏型の PC 造建物の場合には  $\alpha'=0.8$ , RC 柱降伏型の PC 造建物の場合  $\alpha'=0.6$ , RC 造建物の場合  $\alpha'=0.5$  程度と考えるよい。
- 2)  $\alpha'=0.8$  とした PS モデルにより、4, 7, 9 階建ての PC 造実施設計建物に関する弾塑性応答解析を行った結果、300 gal および 500 gal の入力に対する最大応答層間変形角の値は、それぞれ  $23 \times 10^{-3}$  および  $39 \times 10^{-3}$  であった。
- 3) PC 造建物 ( $\alpha'=0.8$ ) の弾塑性応答変位は RC 造建物 ( $\alpha'=0.5$ ) に比べて平均 1.14 倍程度となる。
- 4) RC 造建物 ( $\alpha'=0.5$ ) の応答塑性率の上限は、等価エネルギー法によってよく近似できるが、PC 造建物 ( $\alpha'=0.8$ ) の応答塑性率の上限は、RC 造のそれより一般に大きな値となり、その値は (8) 式で近似できる。
- 5) 提案した復元力特性モデル (PS モデル) を用いると、仮動的実験結果を良く再現できる。

#### 参 考 文 献

- 1) Despeyroux, J., : "On the Use of Prestressed Concrete in Earthquake Resistant Design," Proceedings, 3 WCEE, New Zealand, V. III, Jan. 1965, pp. IV. 203-IV. 215
- 2) Guyon, Y., : "Energy Absorption by Prestressed Concrete Beams," Proceedings, 3 WCEE, New Zealand, V. III, Jan. 1965, pp. IV. 216-IV. 223
- 3) Hawkins, N.M., : "Seismic Resistance of Prestressed and Precast Concrete Structure," PCI Journal, Vol. 22, No. 6 Nov.-Dec. 1977, pp. 80-110
- 4) Spencer, R. A., : "The Nonlinear Response of a Multistory Prestressed Concrete Structure to Earthquake Excitation," Proceedings, 4 WCEE, Santiago, Chile, V. 2, Jan. 1969, pp. A 4139-A 4154
- 5) Thompson, K.J., and Park, R., : "Seismic Response of Partially Prestressed Concrete," ASCE, Vol. 103, No. ST 8, Aug. 1980, pp. 1755-1775
- 6) 岡本 伸, 福来知自, 山崎 裕 : "プレストレストコンクリート造建物の耐力実験" プレストレストコンクリート, Vol. 16, No. 6, Dec. 1974, pp. 1-14
- 7) 日本建築学会 : "地震荷重と建築構造の耐震性 (1976)"
- 8) 岡本 伸 : "プレストレストコンクリート構造物の耐震安全性" プレストレストコンクリート, Vol. 21, No. 4, Aug. 1979, pp. 38-54
- 9) 岡本 伸 : "コンクリート系構造物の構造性能評価手法 その 1 鉄筋コンクリートとプレストレストコンクリート部材の荷重-変形特性" 1974年度建築研究所年報
- 10) Nakano, K. : "Experiments on Behaviour of Prestressed Concrete Four Storeyed Model Structure under Lateral Force," Proceedings, 3 WCEE, New Zealand, V. III, Jan. 1965, pp. IV 572-IV 596
- 11) Okamoto, S., Yagishita, F., and Kato, H., : "Static and Pseudo Dynamic Tests on Prestressed Concrete Model Frames," Proceedings, 9 WCEE, Tokyo-Kyoto, Japan, Vol. IV, 1988, pp. IV 84-IV 94
- 12) 岡本 伸 : "プレストレストコンクリート造骨組架構の耐震性に関する基礎的研究" 学位論文, 1986年11月  
【1991年6月3日受付】

#### ◀刊行物案内▶

## 日本原子力敦賀 2 号機 PCCV

本書は、プレストレストコンクリート第 28 巻の特別号として発刊されたもので、我が国で初めて採用されたプレストレストコンクリート製原子炉格納容器 (日本原子力発電 (株) 敦賀発電所 2 号機) に関して、その各種模型実験、設計・施工に至る各分野にわたり詳述した貴重な資料です。

体 裁 : B 5 判 128 頁  
定 価 : 3 000 円 (送料 : 150 円)

◀刊行物案内▶

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

(第 30 回記念研究発表会——1990 年)

本書は、本協会が毎年開催している研究発表会が 30 回目にあたるのを記念して、金沢にて行われた表記シンポジウムの講演論文集である。最新の研究、工事報告が数多く盛り込まれ、充実した内容となっており、プレストレストコンクリートの動向を知るうえで貴重な図書であると確信する。

頒布価格：6 000 円（送料 450 円）

体 裁：B 5 判，箱入り

内 容：特別講演 4 編（26 頁），講演論文集 87 編（422 頁）

◀刊行物案内▶

第 29 回 研 究 発 表 会 講 演 概 要

体 裁：B 5 判 116 頁

頒布価格：3 000 円（送料：350 円）

内 容：(1) プレストレストコンクリート部材の累加最大曲げ耐力について、(2) プレストレストコンクリート梁と鉄骨柱との接合法に関する基礎実験、(3) プレストレスト鉄骨鉄筋コンクリート梁部材の曲げ強度について、(4) アウトケーブルを用いたはりの支持点の力学的性状試験、(5) 高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入した格子状変厚プレキャスト板に関する実験的研究、(6) プレストレスト鉄筋コンクリート合成断面部材の応力計算、(7) 新綾部大橋実橋載荷試験について、(8) 大反力ゴム支承を用いた PC 多径間連続橋の振動試験、(9) PC 鋼材突起定着部の設計手法に関する一考察（その 1）、(10) PC 鋼材突起定着部の設計手法に関する一考察（その 2）、(11) 生口橋 PC 桁部の設計、(12) 3%食塩水における PC 鋼より線の応力腐食割れ試験、(13) PC 板埋設型枠を用いた合成床スラブの多数回繰返し載荷実験、(14) プレキャスト PC 版を用いた床版打替工法用スラブ止めの実験、(15) PC 合成床版の耐火性について、(16) ポストテンション方式による PC 舗装版の摩擦低減試験およびジャッキアップ試験、(17) 沈下したプレキャストコンクリート舗装版のリフトアップ工法の開発、(18) ロックアンカーを用いた片持ち式ロックシェッドの載荷試験について、(19) 合成アーチ巻立て工法による城址橋の施工、(20) 三井野原ループ 6 号橋の施工、(21) 現場製作ケーブルを用いた PC 斜張橋（上妻橋）の施工、(22) 横浜博覧会「海のパビリオン」H.M.S. の設計と施工、(23) 横浜新道（拡幅）藤塚工事に伴う PC フレームアンカー工事、(24) プレキャストブロックによる PC 耐圧板工事、(25) 国道 115 号横向 1 号橋の設計と施工について、(26) 吊床版橋の設計施工と振動実験—鳥山城カントリークラブ歩道橋—、(27) 新十勝大橋（仮称）の設計と施工、(28) プレキャスト PC タンクの設計・施工、(29) 牛滝川橋の設計と施工、(30) 製紙用 PC タンクの設計について