

(46) プレストレストコンクリート造建物の地震応答特性  
(その1 質点系モデルによる応答特性)

(株)ピーエス 建築技術部 正会員 ○ 林 三雄  
 日本建築センター 建築技術研究所 正会員 岡本 伸  
 東京大学 工学部建築学科 正会員 小谷 俊介  
 (株)ピーエス 建築技術部 正会員 傅 金華

1.はじめに

プレストレストコンクリート(PC)造建物は、PC部材の設計法(PC~PPC部材)および構造各部位の組み合わせによって純PC造(PC鋼材のみ配置された純PC部材で構成)から鉄筋コンクリート(RC)造に近い力学的性状を示すプレストレスト鉄筋コンクリート(PPC)造まで幅広く存在する。しかしながら、PCからPPC造部材に至る設計手法は、常時荷重による部材の設計応力を対象とするもの(部材の曲げ引張応力或いはひび割れ幅の制限)で、構造或いは部材の履歴エネルギーの消費を考慮した耐震設計には特に生かされていない。また、一般にRC部材と比較した純PC部材特有の力学的特性、a)弾塑性域に於ける履歴エネルギーの消費が小さい、およびb)弾性的な挙動を示す、等がよく知られることから、PC造建物の耐震性の評価が煩雑との指摘も受けている。

このため、筆者らは、純PC~RC造に至るコンクリート造建物の地震応答性状を把握するために、3種類のログスパンを持つPC造7~10、10および15層の事務所ビルを想定)を設計し、質点系モデルおよび平面フレームモデルによる地震応答解析を実施した。

本報(その1)は、質点系モデルによる地震応答解析および非線形漸増増解析の結果について、建物の静的解析に用いた耐震設計のクリテリアを含めて報告する。

2.建物の概要

解析に用いた建物は、X方向:60m(7.5m×8スパン)およびY方向:40m(両サイド15mおよび中央10mの3スパン)のプレキャストPC造建物である。建物の高さは、21m(5層)、41m(10層)、および61m(15層)の純7~10層構造で、各階の高さは1階を5mおよび2階以上を各階共4mである。ただし、各建物共、Y方向の中央17~10層(15、10、および15mの3スパン)を解析に用いることにした。各PC7~10層共通の平面を図.1に示し、10層7~10層の軸組を図.2に示す。

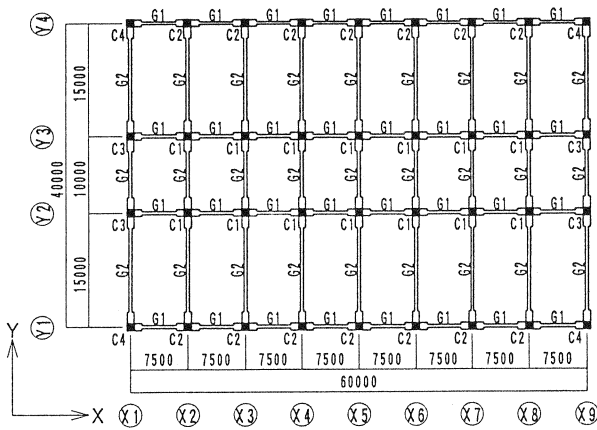


図.1 建物の平面図

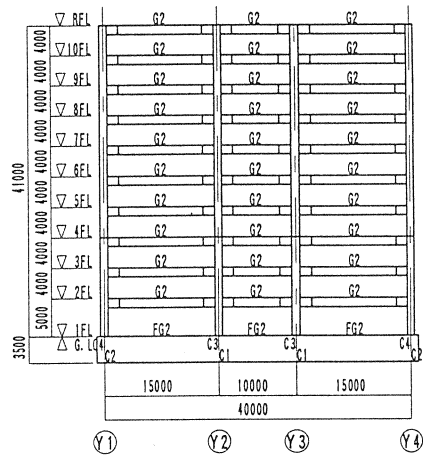


図.2 10層7~10層の軸組図

使用材料: プレキャストコンクリート部材(柱、梁およびスラブ)の圧縮強度は630kgf/cm<sup>2</sup>とし、場所打ちコンクリートの強度は360kgf/cm<sup>2</sup>とした。柱の主筋にはPC鋼棒(SBPR110/125)を用い、梁および柱梁接合部はPC鋼線(SWPR7B)を用いた。また、柱および梁の横補強筋として、異形PC鋼棒(SBPD130/145)を用いた。普通鉄筋については、SD295およびSD390の2種類とした。

仮定荷重: 床の固定荷重は、基準階:460kg/m<sup>2</sup>および屋根:660kg/m<sup>2</sup>と仮定した。基準階の積載荷重は事務所荷重を仮定した。屋根については、7~10層用および地震用荷重として、各々130kg/m<sup>2</sup>および60kg/m<sup>2</sup>を仮定した。各7~10層の柱の軸力を表.1に示し、柱および梁の断面寸法を表.2に示す。

表.1 7F~Mの柱軸力(unit: tonf)

	Story	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>		Story	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>
5F	5	105	78	15F	15	105	78
	4	202	153		14	202	153
	3	298	228		13	298	228
	2	394	303		12	394	303
	1	490	377		11	490	377
10F	10	105	78	10	586	452	
	9	202	153	9	683	527	
	8	298	228	8	782	604	
	7	394	303	7	882	682	
	6	490	377	6	982	760	
	5	586	452	5	1082	839	
	4	683	527	4	1182	917	
	3	782	604	3	1282	995	
	2	882	682	2	1382	1073	
	1	982	760	1	1484	1154	

表.2 各7F~Mの断面寸法(unit:mm)

Floor story	柱	Y 方向		Floor story	柱	Y 方向		
		中央部	端部			中央部	端部	
5F	R	400×1000	800×1000	15F	R	400×1200	900×1200	
	5	900×900	400×1000		15	1000×1000	400×1200	900×1200
	4	900×900	400×1000		14	1000×1000	400×1200	900×1200
	3	900×900	400×1000		13	1000×1000	400×1200	900×1200
	2	900×900	400×1000		12	1000×1000	400×1200	900×1200
10F	1	900×900	700×3000	11	1000×1000	400×1200	900×1200	
	R	400×1200	900×1200	10	1000×1000	400×1200	900×1200	
	10	1000×1000	400×1200	9	1000×1000	450×1200	950×1200	
	9	1000×1000	400×1200	8	1000×1000	450×1200	950×1200	
	8	1000×1000	400×1200	7	1000×1000	450×1200	950×1200	
	7	1000×1000	400×1200	6	1000×1000	450×1200	950×1200	
	6	1000×1000	400×1200	5	1000×1000	450×1200	950×1200	
	5	1000×1000	400×1200	4	1000×1000	450×1200	950×1200	
	4	1000×1000	400×1200	3	1000×1000	450×1200	950×1200	
	3	1000×1000	400×1200	2	1000×1000	450×1200	950×1200	
15F	2	1000×1000	400×1200	1	1000×1000	700×4500		
	1	1000×1000	700×3500					

3. 静的解析

地震力に対する各7F~Mの静的解析は、非線形漸増載荷解析によるものとした。部材の解析モデルは線材置換による材端剛塑性バネ法とし、柱梁の接合部は弾性のジョイントモデルとした。部材の非線形特性は、コンクリートの曲げひび割れ、およびPC鋼材の曲げ引張降伏を折れ点とするトライアールモデルとし、逆対称荷重を受ける端部モーメントと回転角の関係を表す部材の復元力特性として、初期剛性(K<sub>E</sub>)、降伏剛性低下率(α<sub>y</sub>)、曲げひび割れ強度(M<sub>c</sub>)、および降伏強度(M<sub>y</sub>)を下式で表現した。ただし、柱の曲げ降伏強度については、ストロークを用いたACI方式とした。

$$K_E = L / \{ (L^2 / 3E_c \cdot I_c) + (K / (G \cdot A_c)) \}$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 \cdot n \cdot p_t + 0.043a/D + 0.33 \eta) \cdot (d/D)^2$$

$$M_c = (1.8 \sqrt{F_c + P_c / A_c}) \cdot Z_c$$

$$M_y = f_{py} \cdot a_{pc} (1 - 0.5q) \cdot d$$

ここに、η=(P<sub>c</sub>+N)/(b・D・F<sub>c</sub>)、q=(a<sub>pc</sub>・f<sub>py</sub>)/(b・D・F<sub>c</sub>)、L:部材フェースから反曲点までの距離、E<sub>c</sub>およびG:コンクリートの弾性係数およびせん断弾性係数、I<sub>c</sub>およびZ<sub>c</sub>:部材の断面2次モーメントおよび断面係数、A<sub>c</sub>:部材のコンクリート断面積、a<sub>pc</sub>:PC鋼材の曲げ引張有効断面積、f<sub>py</sub>:PC鋼材の規格降伏強度、k:せん断形状係数、n:コンクリートに対するPC鋼材の弾性係数比、d:部材の有効成、D:部材成、P<sub>c</sub>:有効プレストレス、およびN:柱の軸力を表す。ただし、p<sub>t</sub>の計算に用いるPC鋼材の断面積は部材の曲げ降伏に有効な鋼材とする。

地震荷重: 静的解析に用いる地震荷重(各層の水平せん断力:Q<sub>i</sub>)は、政令88条で定められた式(Q<sub>i</sub>=Z・R<sub>t</sub>・A<sub>i</sub>・C<sub>0</sub>・W<sub>i</sub>)に従い計算した。ここに、Z:地域係数(1.0)、R<sub>t</sub>:振動特性係数(5層:1.0、10層:0.975、および15層:0.79)、A<sub>i</sub>:層せん断力の分布係数(建告第1793号)、C<sub>0</sub>:標準せん断力係数(0.2)、およびW<sub>i</sub>:i層以上の建物重量を表す。計算した各7F~Mの地震荷重を表.3に示す。

設計方針: 7F~Mの崩壊メカニズムは、1階柱の柱脚の降伏を許容する梁降伏型(weak beam strong column)とした。また、各7F~Mに必要なせん断強度については、漸増載荷解析による最大の層間変形角が、1/200、1/100、および1/50に達する時に標準せん断力係数(C<sub>0</sub>)で、それぞれ、0.2、0.3、および0.35以上を確保した。更に、部材の塑性率については、現行のPC造建物の耐震設計に適用される荷重係数を用いた終局強度式(M<sub>y</sub>=G+P+1.5K)を考慮し、標準せん断力係数(C<sub>0</sub>)が0.3に相当する

表.3 各7F~Mの地震荷重(unit:tonf)

Story	層重量 W <sub>i</sub> (t)	ΣW <sub>i</sub> (t)	α <sub>i</sub>	A <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	Q <sub>i</sub> (t)	Story	層重量 W <sub>i</sub> (t)	ΣW <sub>i</sub> (t)	α <sub>i</sub>	A <sub>i</sub>	C <sub>i</sub>	Q <sub>i</sub> (t)		
5F	5	330.0	330.0	0.214	1.725	0.345	113.8	15F	15	330.0	330.0	0.072	2.913	0.459	151.5
	4	303.6	633.6	0.410	1.428	0.286	180.9		14	303.6	633.6	0.138	2.335	0.368	233.2
	3	303.6	937.2	0.607	1.252	0.250	234.6		13	303.6	937.2	0.205	2.050	0.323	302.9
	2	303.6	1240.8	0.803	1.116	0.223	277.0		12	303.6	1240.8	0.271	1.864	0.294	364.5
	1	303.6	1544.4	1.000	1.000	0.200	308.9		11	303.6	1544.4	0.337	1.725	0.272	419.9
10F	10	330.0	330.0	0.108	2.392	0.466	153.7	10	303.6	1848.0	0.403	1.613	0.254	469.8	
	9	303.6	633.6	0.207	1.945	0.378	239.7	9	303.6	2151.6	0.470	1.518	0.239	514.7	
	8	303.6	937.2	0.306	1.712	0.333	312.2	8	303.6	2455.2	0.536	1.435	0.226	555.1	
	7	303.6	1240.8	0.405	1.552	0.302	374.9	7	303.6	2758.8	0.602	1.359	0.214	591.0	
	6	303.6	1544.4	0.504	1.428	0.278	429.3	6	303.6	3062.4	0.669	1.290	0.203	622.7	
	5	303.6	1848.0	0.603	1.324	0.258	476.2	5	303.6	3366.0	0.735	1.226	0.193	650.4	
	4	303.6	2151.6	0.703	1.232	0.240	516.0	4	303.6	3669.6	0.801	1.165	0.184	674.0	
	3	303.6	2455.2	0.802	1.149	0.224	549.1	3	303.6	3973.2	0.867	1.108	0.175	693.8	
	2	303.6	2758.8	0.901	1.072	0.209	575.7	2	303.6	4276.8	0.934	1.053	0.166	709.7	
	1	303.6	3062.4	1.000	1.000	0.195	595.9	1	303.6	4580.4	1.000	1.000	0.158	721.9	

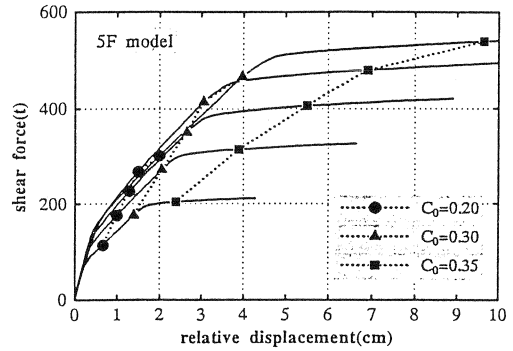
地震力に対しては、引張柱を除く、PC部材の未降伏とした。また、標準せん断力係数( $C_0$ )が0.35に相当する地震力に対しては、部材塑性率が2.0以下となるよう設計した。適用した非線形漸増載荷解析による7Fモデルの耐震設計クライテリアを表.4に示す。ここに、GおよびP:固定および積載荷重による部材応力、およびK: $C_0$ が0.2に相当する地震力による部材応力を示す。

表.4 静的解析のクライテリア

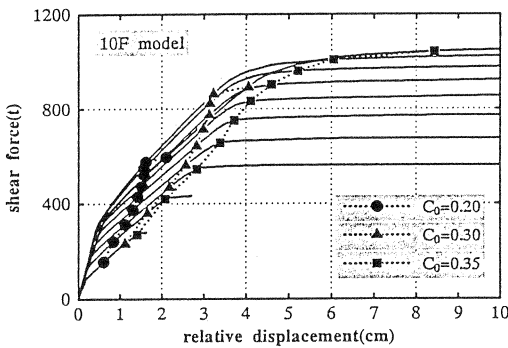
標準せん断力係数 ( $C_0$ )	最大層間変形角 (Radian)	部材塑性率 ( $\mu$ )
0.20	1/200 以下	—
0.30	1/100 以下	未降伏
0.35	1/50 以下	2.0 以下

4.非線形漸増載荷解析の結果

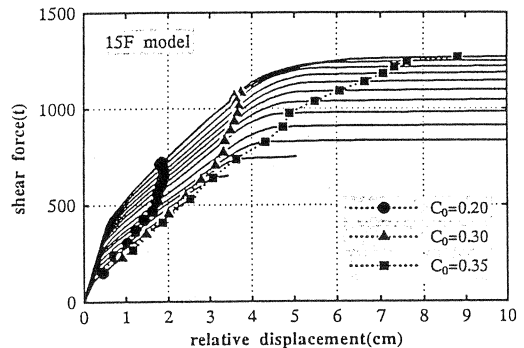
3種類のPC7Fモデル(5層:21m,10層:41m,および15層:61m)の非線形漸増載荷解析を実施した。各7Fモデル共、標準せん断力係数( $C_0$ )が0.3に達した時、最大層間変形角が1/100以下を示し、また、降伏ヒックについては、10層および15層7Fモデルに於ける1階の引張柱脚を除き、発生は見られなかった。非線形漸増載荷解析による各7Fモデルの崩壊壊壊メカニズム、層せん断力と層間変形の関係、および各部材の塑性率については、設定した設計クライテリアを満足した。解析結果の内、各7Fモデルの層せん断力と層間変形の関係を図.3に示す。



(a)5層モデル



(b)10層モデル



(c)15層モデル

図.3 層せん断力と層間変形の関係

5.質点系地震応答解析

地震応答解析は、New-markの $\beta$ 法による数値積分法( $\beta=0.25$ )とした。解析モデルは、7Fモデルの非線形解析による層せん断力と層間変形の関係より、各層を1質点および1等価せん断バネとする振動モデルとした。各層の等価せん断バネの復元力特性をトライリニアモデルとし、層せん断力と層間変形の関係を表す包絡線で囲まれる面積が等しくなるようモデル化した。応答解析の減衰モデルは、剛性比例型とし、瞬間剛性に比例すると仮定した。また、弾性1次モードに対する減衰定数を5%とし、高次モードに対しては振動数に比例すると仮定した。地震応答解析に用いた37Fモデルの質点系モデルに於ける各層の重量および等価せん断バネを表.5に示す。

表.5 各層の重量及び等価せん断バネ

Story	層重量 $W_i$ (t)	$D_c$ (cm)	$D_y$ (cm)	$Q_c$ (t)	$Q_y$ (t)	Story	層重量 $W_i$ (t)	$D_c$ (cm)	$D_y$ (cm)	$Q_c$ (t)	$Q_y$ (t)		
5F	5	330.0	0.251	1.758	87.2	198.1	15	330.0	0.305	3.054	145.3	435.8	
	4	303.6	0.353	2.531	128.5	302.7	14	303.6	0.351	3.510	189.7	569.1	
	3	303.6	0.402	2.964	148.6	387.8	13	303.6	0.428	4.279	244.5	733.5	
	2	303.6	0.485	3.443	183.9	454.8	12	303.6	0.440	3.117	260.5	643.9	
	1	303.6	0.533	4.297	189.7	511.4	11	303.6	0.509	3.577	310.2	737.4	
10F	10	330.0	0.134	1.336	77.4	269.0	15F	10	303.6	0.495	3.822	308.1	823.5
	9	303.6	0.258	2.000	161.7	422.5		9	303.6	0.529	4.086	339.9	900.4
	8	303.6	0.322	2.288	207.3	550.4		8	303.6	0.630	4.680	418.0	969.8
	7	303.6	0.434	3.569	285.2	654.2		7	303.6	0.651	4.666	440.0	1031.3
	6	303.6	0.466	3.706	312.2	747.4		6	303.6	0.669	4.752	459.7	1085.4
	5	303.6	0.504	3.917	344.2	828.1		5	303.6	0.679	4.820	474.8	1132.2
	4	303.6	0.542	3.857	375.3	884.9		4	303.6	0.682	4.769	485.0	1173.4
	3	303.6	0.573	4.028	404.1	939.0		3	303.6	0.673	4.679	490.5	1201.0
	2	303.6	0.611	3.856	439.1	972.9		2	303.6	0.654	4.582	499.3	1227.1
	1	303.6	0.578	4.570	381.5	983.2		1	303.6	0.568	4.427	490.5	1227.1

**地震波記録:** 使用地震波記録は、高層建築物の地震応答解析によく用いられている代表的な記録から、El centro 1940 NS, Taft 1952 EW, およびHachinohe 1968 NSの3地震波記録とした。使用する各地震波記録の増幅については、大地震動を想定して地表の最大速度で、50 cm/secに規準化した。規準化した各地震波記録の最大加速度を表.6に示す。

表.6 各地震波記録の最大加速度

入力地震波	最大力口速度 (50cm/sec相当)	継続時間 (sec)
El centro 1940 NS	511 cm/sec <sup>2</sup>	20.0
Taft 1952 EW	497 cm/sec <sup>2</sup>	20.0
Hachinohe 1968 NS	330 cm/sec <sup>2</sup>	20.0

**履歴モデル:** 等価せん断バネの履歴モデルは、PCおよびPPC造建物の履歴特性を表す岡本モデル、およびRC造建物の履歴特性を表す武田履歴モデルの2つを用いることにした。また、岡本履歴モデルの復元時の剛性低下を決める係数( $\alpha$ )は、実施したPPC供試体の実験結果と比較し、純PC造モデルには0.99、およびPPC造モデルに対しては0.94の値とした。武田履歴モデルに於ける降伏後の塑性率に伴う復元剛性の低下を決める係数( $\gamma$ )の値は0.4とした。岡本履歴モデルの概要を図.4に示す。

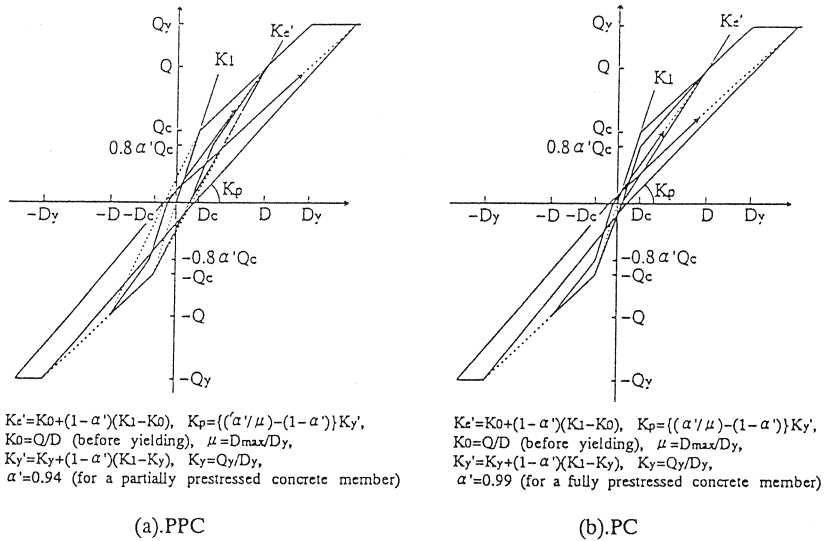


図.4 岡本履歴モデルの概要

6.地震応答解析の結果

各PC造モデル(5層:21m,10層:41mおよび15層:61m)の非線形漸増載荷解析の結果を用いて作成した質点系モデルの地震応答解析を、2履歴特性モデルと3地震波記録を用いて実施した。これら解析結果の内、各質点系モデルの弾性モード及び周期を図.5に示し、各地震波記録によるモデルの最大応答層間変形を図.6に示す。

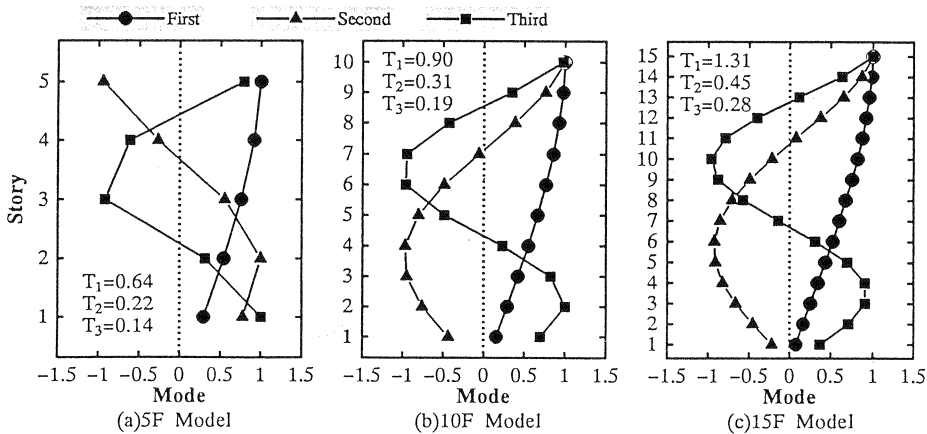
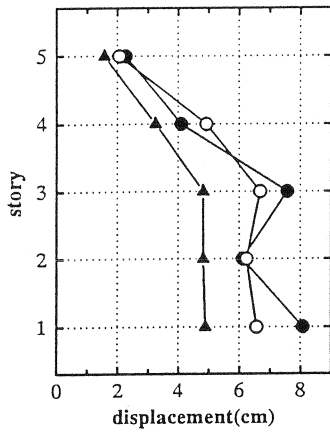
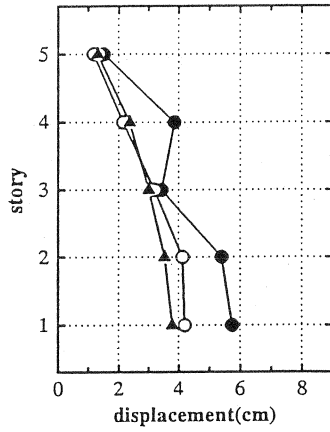


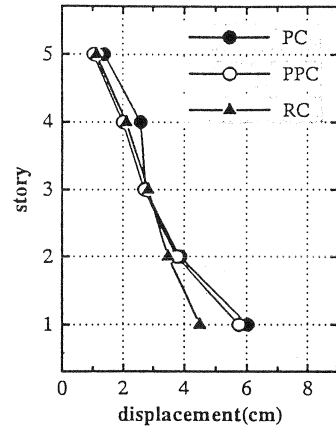
図.5 各モデルの固有モード及び周期



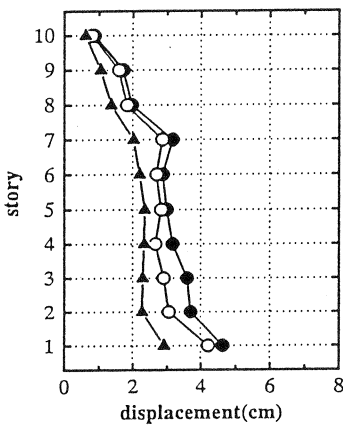
(a) El centro 1940 NS



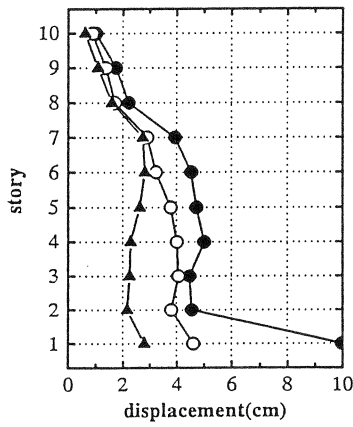
(b) Taft 1952 EW



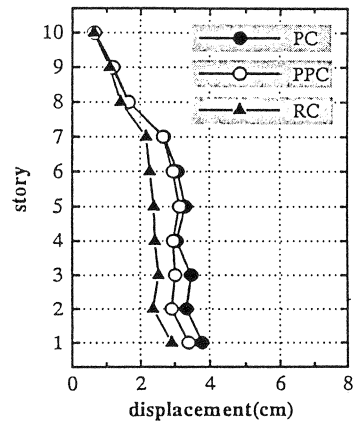
(c) Hachinohe 1968 NS



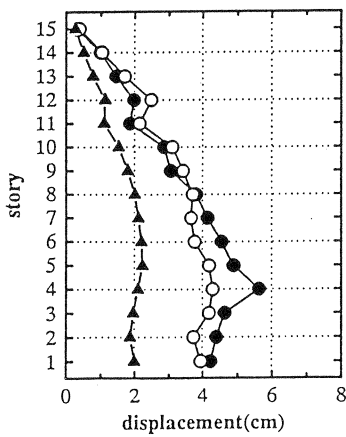
(d) El centro 1940 NS



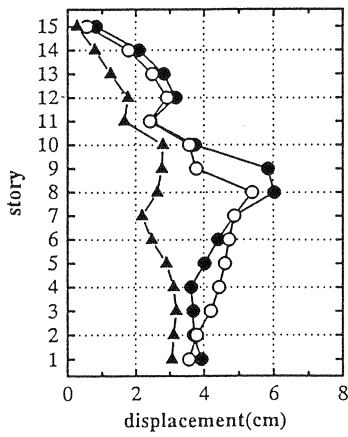
(e) Taft 1952 EW



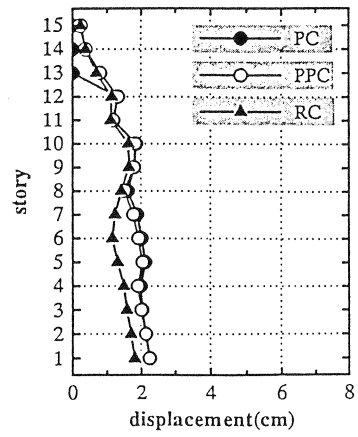
(f) Hachinohe 1968 NS



(g) El centro 1940 NS



(h) Taft 1952 EW



(i) Hachinohe 1968 NS

図.6 質点系モデルの最大層間変形

### 6.1.各地震波記録に於ける応答性状

各高さの7r-ムを対象に、各構造の履歴特性(純PC,PPC,およびRC造)と各地震波記録の組み合わせによる最大応答層間変形の比較から、RC,PPCおよび純PC7r-ムの順に大きい応答を示した。各地震波記録に於ける7r-ムの応答性状を述べる。

**El centro 1940 NS:** 純PC7r-ム(岡本7r-ム)の応答は、10層,15層および5層の順に応答変形が大きくなり、RC造(武田7r-ム)の応答と異なる傾向を示した。また、15層7r-ムは、特にRC7r-ムとの応答差が著しく、純PCはRC7r-ムの2倍を超える応答を示した。PPC7r-ムの応答は、純PCに較べて幾らか小さいが、概ね同程度と考えられる応答を示した。一方、RC7r-ムの応答については、5層,10層,および15層の順に、7r-ムの高さが増す(周期が長くなる)のに伴い小さくなる応答性状を示した。また、5層のRC7r-ムの応答は、10層および15層のRC7r-ムに較べて約2倍の応答変形を示した。ただし、10層と15層のRC7r-ムの応答は、概ね同等を示し特に差は見られなかった。

**Taft 1952 EW:** 純PC7r-ムの応答は、5層,15層および10層の順に大きくなり、El centro 1940 NS記録とは逆の応答性状を示し、特に10層7r-ムの1階で著しい応答変形を示した。PPC7r-ムの応答は、純PCに較べ全体的に小さいが、10層,5層,および15層の順に大きくなり、純PCとは異なる応答性状を示した。RC7r-ムの応答については、10層,15層,および5層の順に大きくなり、El centro 1940 NS記録と違った応答性状を示した。

**Hachinohe 1968 NS:** 純PC,PPC,およびRCの順に各7r-ムの応答が小さくなり、また、全ての7r-ムが、5層,10層,および15層(周期が長くなる)のに伴い応答が小さくなる傾向を示した。

### 6.2.各高さの7r-ムに於ける応答性状

各高さ(5層,10層および15層)の7r-ムについて、その応答性状を記述する。

**5層7r-ム(21m):** 最大応答は、37r-ム(純PC,PPC,およびRC造)共、El centro 1940 NS記録で計算され、その最大応答が層間変形角で、何れも1/100を上回る応答を示した。また、他の2地震波記録についても、純PC,およびPPC7r-ムの層間変形角が1/100を超える応答を示したが、RC7r-ムの層間変形角は、1/100以下の応答を示した。

**10層7r-ム(41m):** 各7r-ム共、最大応答は、Taft 1952 EW記録で計算され、純PC7r-ムのみ、層間変形角が1/100を上回る応答を示したが、PPC,およびRC7r-ムは層間変形角で1/100以下の応答を示した。また、他の2地震波記録による最大応答は、層間変形角で、何れも1/100以下の応答を示した。

**15層7r-ム(61m):** 各7r-ム共、10層の各7r-ムと同様に最大応答は、Taft 1952 EW記録で計算された。純PC,およびPPC7r-ムは、El centro 1940 NSおよびTaft 1952 EW記録に於いて、層間変形角が1/100を上回る応答を示したが、RC7r-ムについては、各地震波記録による応答が何れも1/100以下の応答を示した。

### 7.まとめ

5層,10層,および15層の純PC7r-ムを、現行のPC造建物の耐震設計指針を用いて非線形漸増増荷解析により設計した。また、これら静的解析の結果を基にして作成した各質点系モデルを対象に、PCからPPC造建物の履歴特性を表す岡本モデルおよびRC造建物の履歴特性を表す武田モデルならびに代表的な各地震波記録を用いて地震応答解析を行った。

これら質点系モデルによる地震応答解析の結果から、PC造建物の地震応答性状について、以下のことを記述できる。

- 1).純PC, PPC, およびRC造建物の最大応答は、各構造の弾塑性域に於ける履歴エネルギーの消費に伴い、RC, PPC, および純PC7r-ムの順に大きくなる応答性状を示す。
- 2).純PCおよびPPC7r-ムの最大応答は、弾性1次周期の変化に伴う傾向が顕著でない。
- 3).RC7r-ムの最大応答は、弾性1次周期が長くなるのに伴い、小さくなる応答性状を示す。

### 参考文献

- 1)Takeda,T., M.A. Sozen, and N.N. Nielsen, "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake", Proceedings, ASCE, Vol.96, No.ST12, December 1970.
- 2)岡本伸, 加藤博人, "PC造建物の地震応答性状"プレストレストコンクリート技術協会誌, Vol.33, No.4.
- 3)戸淵, 林, 大沼, 川股, 加藤, 岡本, "PC造建物の動的応答(その1)PC部材の履歴性状" 日本建築学会学術講演梗概集(東海大会), 1994年9月.
- 4)Hayashi,M., T. Ishii, S. Otani, H. Kato, and S. Okamoto, "Earthquake Response on Prestressed Concrete Structures", 第9回日本地震工学シンポジウム, Proceedings, Vol.2, No.281, December 1994.