

(47) 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2 フレームモデルによる応答特性)

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

1.はじめに

建物の非線形地震応答解析を行う場合、一般に建物各層の復元力特性を1質点および1等価せん断バネに簡略化した質点系モデルと建物或いはフレームを構成している各主要耐震部材(例えば、柱、梁および耐力壁)の復元力特性に基づくフレームモデルによる解析の2通りの方法が採られている。しかしながら、質点系モデルによる解析は、フレームモデルに比べ、1)静的解析で仮定した外力分布モードに従い応答する、2)層の復元力特性に基づく応答変形および応答せん断力は計算されるが、各部材の応答応力および応答変形が計算できない、3)層の水平変形に伴う部材の応答応力および変形量の変化(P-Δ効果)が表現できない、等の違いがある。従って、質点系モデルによる地震応答解析は、建物の応答傾向は解るが、各部材の応力およびダメージならびに部材の塑性化に伴う(変形が大きくなる)建物の応答性状については、精度よく表せない。このため、本報(その1)で報告したPC造建物を用いて、フレームモデルにより地震応答解析を行い、純PC〜RC造に至るコンクリート造建物の地震応答性状の把握を試みた。解析に用いた地震波記録は、本報(その1)に同じとし、また、履歴特性モデルについては、RC造には武田モデルを用い、純PCおよびPPC造については、筆者らが提案したPC部材のための履歴モデル(PSモデル)を用いた。本報(その2)では、フレームモデルによる地震応答解析の結果を基に質点系モデルによる結果との比較を含め、純PC、PPC、およびRC造建物の地震応答性状について、報告する。

2.建物の概要

解析に用いた建物は、本報(その1)で設計した3種類:21m(5F),41m(10F),および61m(15F)のPCフレームとした。建物の平面は、X方向:60m(7.5m×8間隔),およびY方向:40m(両サイド15mおよび中央10mの3間隔)の長方形型である。ただし、地震応答解析には各建物共、Y方向の中央1フレーム(15,10,および15mの3間隔)を用いた。各PCフレーム共通の平面を図.1に示し、各高さのフレームの軸組を図.2に示す。

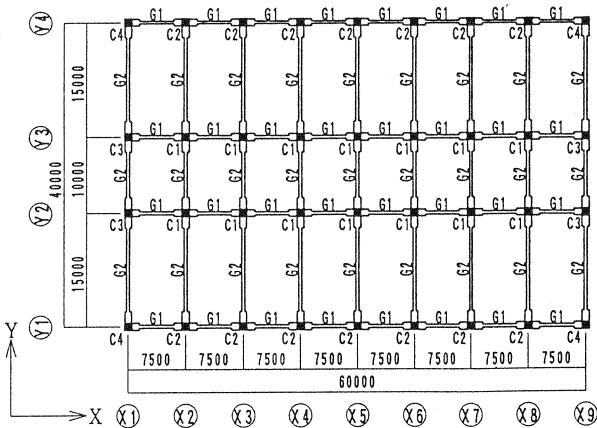
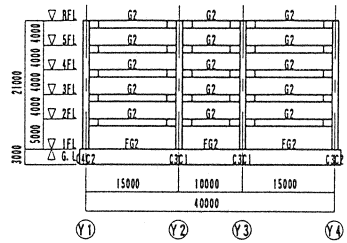
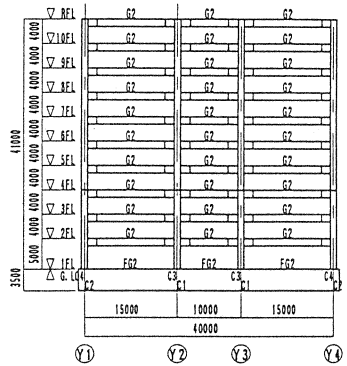


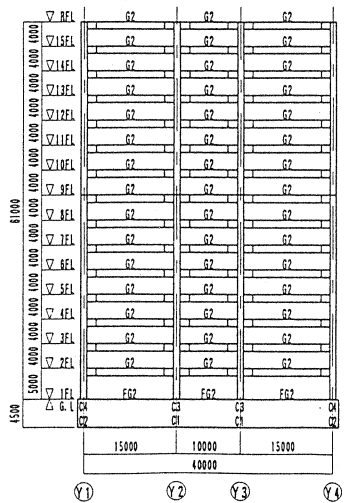
図.1 建物の平面図



(a) 5層フレーム



(b) 10層フレーム



(c) 15層フレーム

図.2 各フレームの軸組

**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, 柱および梁の横補筋筋として, 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:660kgf/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, ラーフ用および地震用荷重として, 各々130kg/m<sup>2</sup>および60kgf/m<sup>2</sup>を仮定した。各フロアの柱の軸力を表.1に示し, 柱および梁の断面寸法を表.2に示す。

**設計方針:** フロアの設計方針は, 崩壊メカニズムを1階柱脚の降伏を許容する梁降伏型(weak beam strong column)とした。また, 各フロアの必要水平せん断強度については, 非線形漸増荷重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以上を確保できるようにした。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終局強度式(M<sub>u</sub>=G+P+1.5K)を考慮し, 標準せん断力係数(C<sub>0</sub>)が0.3に相当する水平せん断力対し, 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<sub>0</sub>)が0.35に相当する水平力に対しては, 部材塑性率が2.0以下となるよう設計した。

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<sub>0</sub>が0.2に相当する地震力による部材応力を示す。

表.1 フロアの柱軸力(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 各フロアの断面寸法(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	
2	1000×1000	400×1200	1	1000×1000	700×4500			
1	1000×1000	700×3500						

3.地震応答解析

地震応答解析は, New-markのβ法による数値積分法(β=0.25)とした。部材の解析モデルは線材置換による材端剛塑性法とし, 柱梁の接合部は弾性のシア・パネルモデルとした。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リニアールモデルとした。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, ストレスロックを用いるACI方式とし, 変動軸力および層間変形に伴うP・Δの影響を考慮した。部材の解析モデルを図.3に示す。

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

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

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

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

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:部材フレ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A<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>:有効プレストレス力, およびN:柱の軸力を表す。

ただし, p<sub>t</sub>計算用のPC鋼材断面積は, 部材の曲げ降伏に有効な鋼材とした。

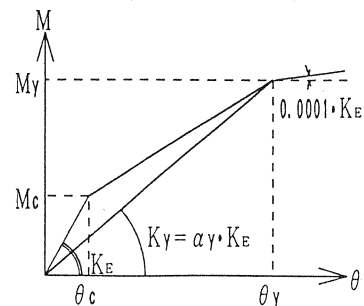
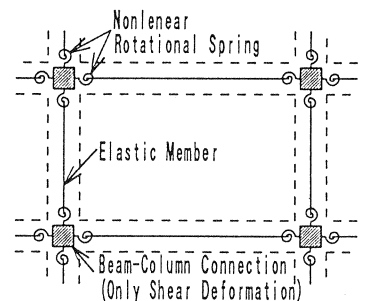


図-3 部材の解析モデル

**地震波記録:** 使用地震波記録は本報(その1)に同じとし, El centro 1940 NS, Taft 1952 EW, および Hachinohe 1968 NSの3地震波記録とした。使用する地震波記録の増幅は, 地表の最大速度で50cm/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.3に示し,各地震波記録による弾性応答加速度スペクトルを図.4に示す。

**履歴モデル:** 部材の履歴モデルは, 純PCおよびPPC部材の履歴を表すPSモデルおよびRC部材の履歴を表す武田履歴モデルの2つを用いた。また, PSモデルのPC鋼材量(プリストル)の影響を決める係数( $\lambda$ )および武田履歴モデルと同様に降伏後の復元剛性の低下を決める係数( $\gamma$ )は, 純PC造7F- $\lambda$ ( $\lambda$ :1.0,  $\gamma$ :0.8)およびPPC造7F- $\lambda$ ( $\lambda$ :0.3,  $\gamma$ :0.7)とした。また, 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。PSモデルの概要を図.5に示す。

4.地震応答解析の結果

各PC造7F- $\lambda$ (5F:21m,10F:41mおよび15F:61m)について, 2履歴特性モデルと3地震波記録を用い, 7F- $\lambda$ モデルによる地震応答解析を実施した。解析結果の内, 各7F- $\lambda$ モデルの弾性モード及び周期を図.6に示し, 各地震波記録による7F- $\lambda$ の最大応答層間変形を図.7に示す。

また, 各高さの7F- $\lambda$ に於いて, 履歴モデルと地震波記録の組み合わせの中で最大応答を示した結果と本報(その1)の質点系モデルによる結果の応答比較を図.8に示す。

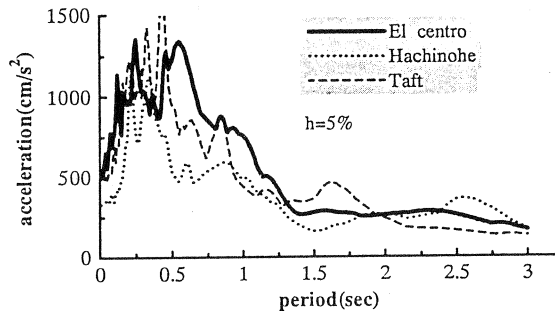
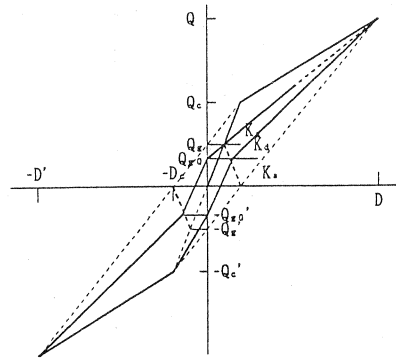
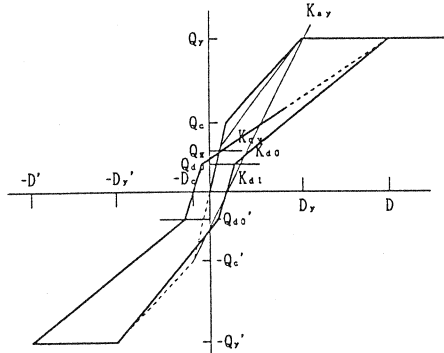


図.4 各地震波記録の弾性応答加速度スペクトル

入力地震波	最大加速度 (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



(a) ひび割れ後



(b) 降伏後

図.5 PSモデルの履歴概要

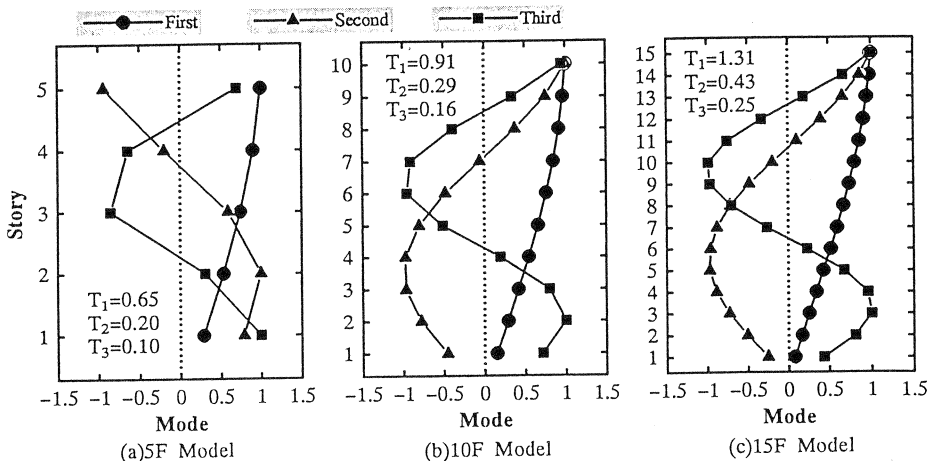


図.6 各7F- $\lambda$ の固有モードおよび周期

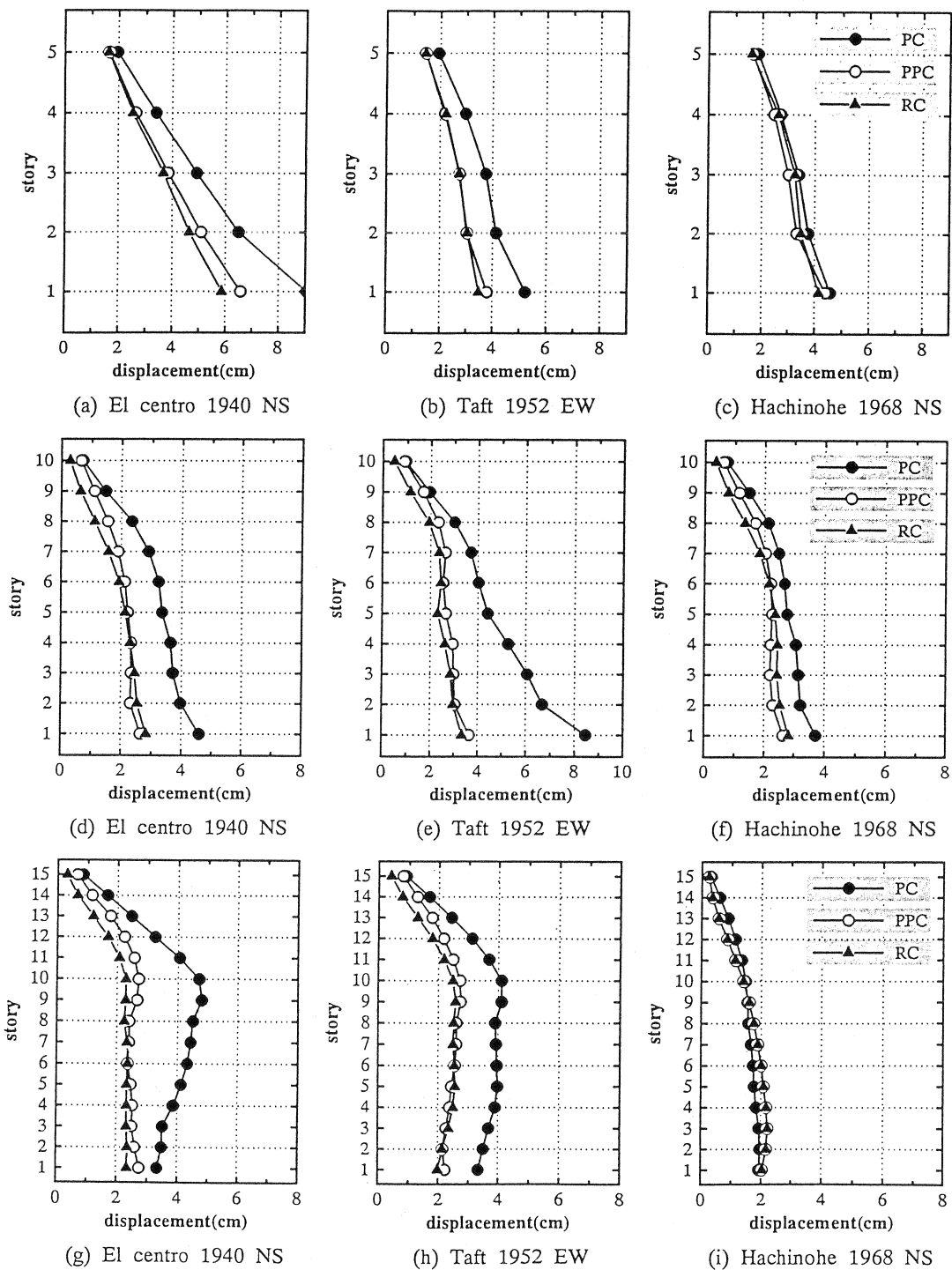
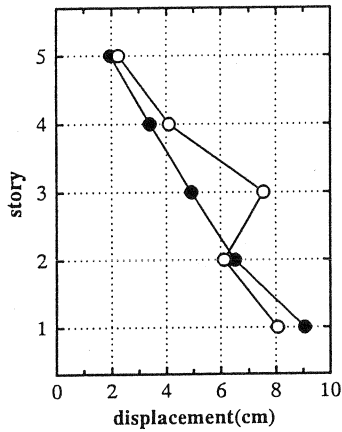
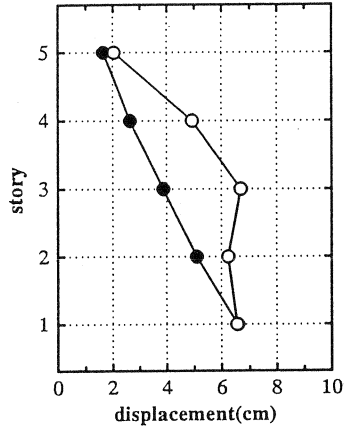


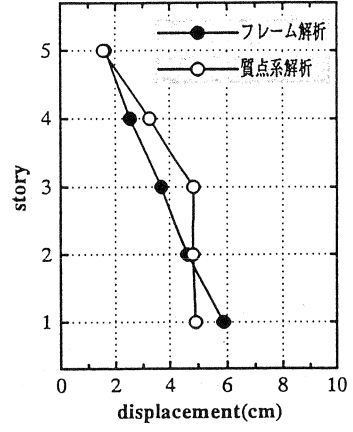
図.7 各地震波記録による最大応答層間変形



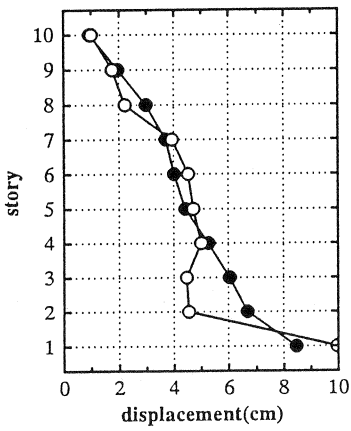
(a) 5層PC



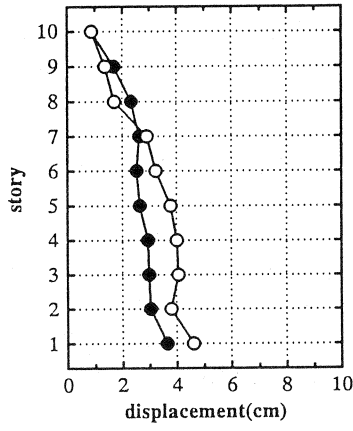
(b) 5層PPC



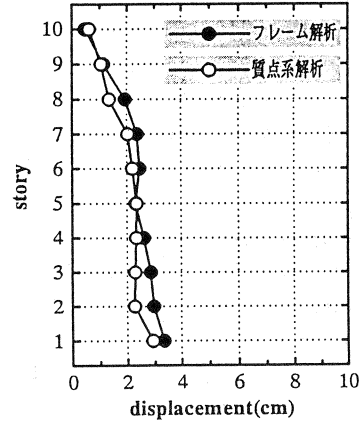
(c) 5層RC



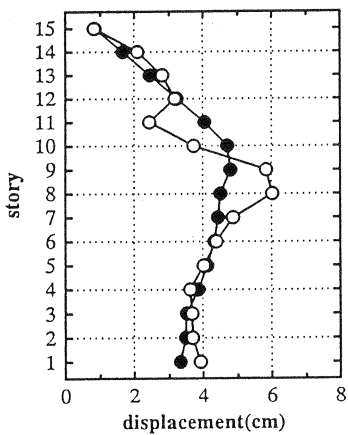
(d) 10層PC



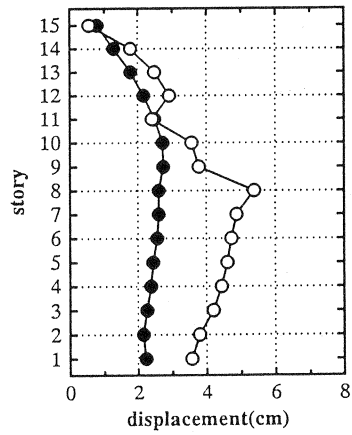
(e) 10層PPC



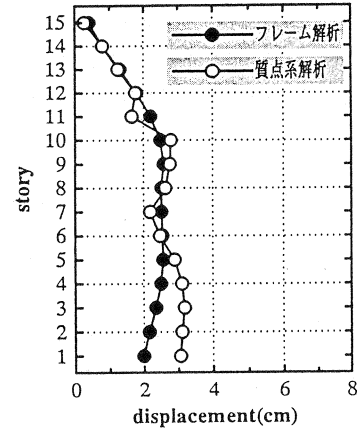
(f) 10層RC



(g) 15層PC



(h) 15層PPC



(i) 15層RC

図.8 フレームおよび質点系モデルによる最大応答層間変形の比較

#### 4.1.各7r-4の応答性状

各地震波記録を用い、7r-4と履歴特性7r-4(純PC,PPC,およびRC造)の組み合わせによる最大応答層間変形の比較から、PS7r-4による純PC7r-4は、全般的にPS7r-4によるPPC7r-4および武田7r-4によるRC7r-4に較べ、大きい応答を示した。一方、PPCとRC7r-4の応答比較では、概ね同程度の応答性状を示した。以下、各7r-4に於ける応答の特徴を記述する。

**5層7r-4(21m):** 最大応答層間変形は、37r-4(純PC,PPC,およびRC造)共、El centro 1940 NS記録で計算され、その最大層間変形角が何れも1/100を上回った。他の2地震波記録による応答は、純PC,PPC,およびRC7r-4共、最大層間変形角が1/100程度を示した。また、PPCとRC7r-4に於ける応答は、概ね同程度であった。

**10層7r-4(41m):** 各7r-4共、最大応答層間変形は、Taft 1952 EW記録で計算され、純PC7r-4の最大応答層間変形角のみ1/100を大きく上回り、PPCおよびRC7r-4の最大応答に較べ2倍を超える応答を示した。他の2地震波記録による応答は小さく、全ての7r-4が層間変形で1/100以下の応答であった。

**15層7r-4(61m):** 純PC7r-4最大応答は、El centro 1940 NS記録で計算され、層間変形角が1/100を僅かに上回った。一方、PPCおよびRC7r-4の最大応答はTaft 1952 EW記録で計算され、その層間変形角は1/150程度の小さい応答を示した。

#### 4.2 質点系7r-4と7r-47r-4の最大応答比較

各高さの7r-4に於いて、3地震波記録による7r-47r-4の解析で最大応答を示した示した地震波記録による質点系7r-4の結果を用いて、7r-47r-4と質点系7r-4の応答比較を行った。両解析7r-4による最大応答の比較から、RC7r-4については概ね同程度であると見られたが、純PCおよびPPC7r-4については著しい差異が見られた。以下、各高さの7r-4について、両7r-4による応答の特徴を記述する。

**5層7r-4(21m):** 純PCおよびPPC7r-4の両結果の比較では、層によって著しい応答差が見られた。一方、RC7r-4の両結果については、一致しないものの、極端な差異は見られない。また、7r-47r-4による応答は、1次モードに近い滑らかな応答性状を示したのに対し、質点系7r-4は層によっては、鋭角的な挙動を示した。

**10層7r-4(41m):** 純PCおよびPPC7r-4の両結果の比較は、両7r-4共、質点系7r-4による応答の方が幾らか大きい、純PC7r-4の下層階を除き、概ね同程度の応答傾向が見られた。RC7r-4の結果は、両7r-4による応答がよく一致した。

**15層7r-4(61m):** 純PC7r-4の結果比較では、7r-47r-4に対して質点系7r-4の応答が幾らか大きく、また、8~11層の間で極端な応答の変化を見せた。PPC7r-4の両結果は、最大応答が大きく異なり、質点系7r-4の応答は7r-47r-4の2倍以上の応答を示した。また、RC7r-4の両結果は、質点系7r-4が層によっては幾らか激しい変化を見せているが、概ね同程度の応答層間変形を示した。

#### 5.まとめ

本報(その1)で用いた5層,10層,および15層の純PC7r-4を対象にして、PCからPPC部材の履歴特性を表すPS7r-4およびRC部材の履歴特性を表す武田7r-4を用いて代表的な3地震波記録による7r-4地震応答解析を行った。

これら7r-47r-4による地震応答解析の結果および質点系7r-4による結果との比較から、PC7r-4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7r-4の地震応答の比較から、各部材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PC造の順に応答が大きい。
- 2).PPCおよびRCの地震応答性状は、概ね一致する。
- 3).PPCおよびRC造7r-4の地震応答は、弾性1次周期が長くなるのに伴い、小さくなる傾向を示す。
- 4).7r-47r-4と質点系7r-4の応答比較から、RC7r-4は概ね同等の応答を示すが、純PCおよびPPC7r-4については著しく異なる応答性状を示す。

#### 参考文献

- 1)林,岡本,小谷,博, "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7r-4による応答特性)", プレストレストコンクリート協会, 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(島根)1995年10月。
- 2)Takeda, T., M. A. Sozen, and N. N. Nielsen, "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake", Proceedings, ASCE, Vol.96, No.ST12, December 1970, pp.59-64.
- 3)林,博,小谷,岡本, "プレストレストコンクリート造部材の非線形性状および履歴特性", 日本コンクリート工学協会, 年次論文報告集, (広島), 1995年6月。