

(49) PC造建物の立体弾塑性挙動

(株)ピー・エス 建築技術部 正会員 ○傅 金華
 (株)ピー・エス 建築技術部 正会員 林 三雄
 東北大学 工学部建築学科 井上範夫
 東北大学 工学部建築学科 柴田明徳

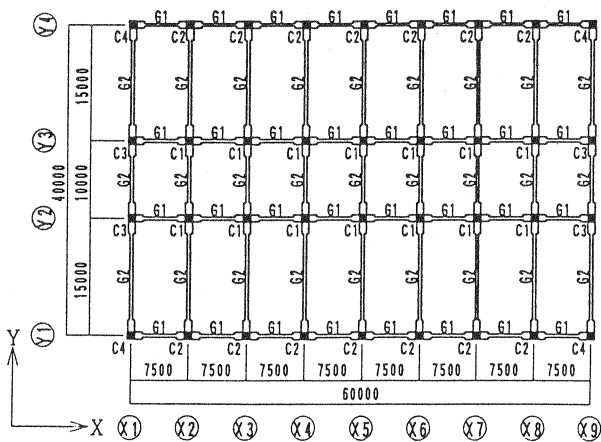
1. はじめに

PC造建物の地震応答に関する研究は、一般に平面フレームの非線形解析の結果を用いた等価せん断バネモデルや平面フレームの集合(直列あるいは並列)モデルを用いて、地震波の1方向入力によくおこなわれてきた。しかし、実際の地震動は、東西・南北・上下等あらゆる方向に動くために、1方向(例えば、東西、南北等)の加速度に較べ、建物に実際入力されるベクトル方向の加速度は確実に大きくなる。一方、平面フレームモデルは、一般に直交部材あるいは直交フレームの抵抗が無視され、建物の水平強度の評価は最小となる。このため、質量および剛性偏心の小さい建物では、一般に平面フレームの集合モデルに1方向入力した解析結果から、地震動に対する建物の安全性が評価されることが多い。

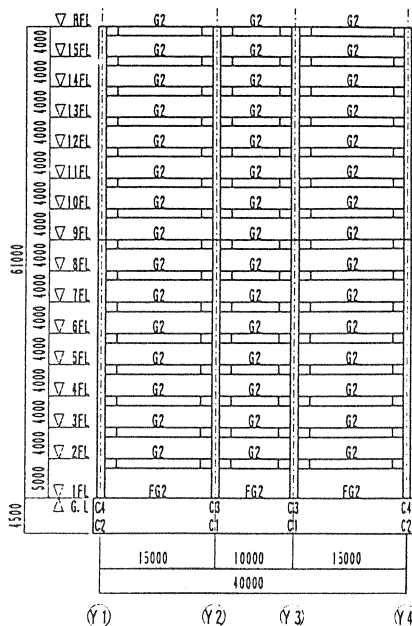
本研究は、平面フレームモデルに1方向の地震記録を入力した地震応答解析の結果と3次元疑似立体モデルに2方向(東西・南北)記録を入力した応答計算の結果から、解析モデルの違いによる応答の相違を検討したものである。解析対象建物は、試設計した純フレーム架構の15層プレキャスト(PCa)PC造建物で、さらに部材の履歴特性を替えて表現したプレストレスト鉄筋コンクリート造(PPC)および鉄筋コンクリート造(RC)建物の地震応答解析も実施した。平面と立体の2解析モデルを用い、1方向と2方向の地震入力によるPC造建物の地震応答特性について、解析結果を含めて概要を報告する。

2. 解析対象建物

解析対象にした建物は、試設計した15層のPCaPC造フレーム構造⁽¹⁾である。建物の平面は1層から15層まで同一で、X方向が8スパン(各7.5m)の60m、Y方向が3スパン(中央スパン:10m、両側スパン:各15m)の40mである。建物高さは、1層の階高が5mで、2層以上が各4mの61mである。建物の平面と軸組を図1に、柱の配置を図2に示す。また、各部材の断面寸法を表1に、柱の軸力と設計用地震力を表2および3に示す。使用材料の特性は、PCa造の柱・梁・スラブのコンクリート強度を630kgf/cm²(61.74MPa)とし、場所打ちコンクリートの強度を360kgf/cm²(35.28MPa)とした。柱の主筋はPC鋼棒(SBPR110/125)を用い、梁柱梁接合部にはPC鋼線(SWPR7B)を用いた。柱と梁の横補強筋には異形PC鋼棒(SBPD130/145)を用い、普通鉄筋はSD295とSD390の2種とした。PCa造床の固定荷重は基準階を460kg/m²(4.51KPa)、屋根は防水を含め660kg/m²(6.47KPa)とした。積載荷重は事務所を想定。屋根はフレームの設計と柱軸力の計算用に130kg/m²(1.27KPa)、地震力の計算は60kg/m²(0.58KPa)と仮定した。



平面 図-1 解析建物



軸組

3. 検討方針

建物の平面モデルに1方向の地震入力および立体モデルに2方向入力した各地震応答解析の結果から、PC造建物における両モデルによる応答の変化を検討する。解析モデル、履歴特性および使用地震記録は以下の通りとした。

3.1 解析モデル

建物の解析モデルは、建物を構成するX・Y各方向のフレームを剛な床でつなぎ剛床仮定が成立するものとして、2次元の平面フレームモデルおよび3次元の疑似立体モデルとした。

部材の解析モデルは線材置換による材端剛塑性曲げバネモデルとし、柱梁接合部は弾性シアパネルとした。柱の立体解析モデルは、X・Y各方向の曲げ強度を楕円補間する多方向曲げバネモデルとした。部材の非線形特性は、コンクリートのひび割れ強度および引張鋼材の降伏を折れ点とするトライリニア型で表した。部材の初期剛性(K_E)、降伏剛性低下率(α_y)、曲げひび割れ強度(M_c)および曲げ降伏強度(M_y)は下式1~4で求めた。

ただし、柱の曲げ降伏耐力は、引張鋼材の降伏あるいはコンクリートの圧縮限界歪(0.3%)で判定するACI方式とした。部材の解析モデルを図3に示す。

$$K_E = L / [L^2 / (3E_c \cdot I_c) + k / (G_c \cdot A_c)] \quad (1)$$

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

$$M_c = (1.8\sqrt{F_c + P_t/A_c}) \cdot Z_c \quad (3)$$

$$M_y = 0.9\sigma_y \cdot a \cdot d + f_{py} \cdot a_{pe} \cdot d_p (1 - 0.5q) \quad (4)$$

ここに、 $\eta = (P_c + N) / (F_c \cdot b \cdot D)$, $q = (f_{py} \cdot a_{pe}) / (F_c \cdot b \cdot d)$, L:部材フェースから反曲点までの距離, E_c および G_c :コンクリートの弾性係数とせん断弾性係数, I_c および Z_c :部材の有効断面2次モーメントと断面係数, A_c :コンクリートの断面積, k:せん断形状係数, n:コンクリートに対する鋼材の弾性係数比, P_t :PC鋼材を考慮した引張鉄筋比, a:シアースパン, Dおよびd:部材成と部材の有効成, F_c :コンクリートの圧縮強度, P_t :有効プレストレス力, N:軸力, σ_y :鉄筋規格強度の1.1倍, f_{py} :PC鋼材の規格降伏強度, a_c :鉄筋の断面積, a_{pe} :PC鋼材の有効断面積, d_p :PC鋼材に関する有効成。ただし, P_t の計算に用いるPC鋼材の断面積は、曲げ強度に有効断面積に(f_{py}/σ_y) $\cdot(d_p/d)$ を乗じた値とする。さらに、PC鋼材のみ配置した場合、PC鋼材の有効断面を3倍した値とする。

3.2 履歴モデル

本研究では、PC造の他に部材の履歴モデルを替えてPPCとRC造を表した建物の応答も検討することにした。ただし、部材の断面寸法と配筋はPC造に同じとした。RC、PCおよびPPC部材にPC部材モデル^[2]を用いた。PC部材モデルにおけるPC鋼材が占める曲げ終局耐力比に伴う係数 λ および降伏後の除荷剛性を決める指数 γ の値は文献[2]に従い、RC部材は武田モデルに一致する係数と指数($\lambda:0, \gamma:0.4$)を決めた。ただし、PC造は柱梁とも純PC部材(PC鋼材のみ配置)とし、PPC造は柱が純PC部材で、梁はPC鋼材が占める曲げ終局耐力比を0.5としてPCとRCの中間部材とした。PC部材モデルの概要を図4に示す。

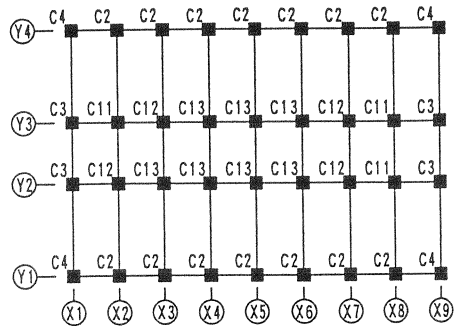


図-2 柱の配置

表1 部材の断面寸法(単位:mm)

Floor Story	Column	X-direction beam(G1)		Y-direction beam(G2)	
		Cener	end	Cener	end
R		400×1000	900×1000	400×1200	900×1200
15	1000×1000	400×1000	900×1000	400×1200	900×1200
14	1000×1000	400×1000	900×1000	400×1200	900×1200
13	1000×1000	400×1000	900×1000	400×1200	900×1200
12	1000×1000	400×1000	900×1000	400×1200	900×1200
11	1000×1000	400×1000	900×1000	400×1200	900×1200
10	1000×1000	400×1000	900×1000	400×1200	900×1200
9	1000×1000	450×1000	950×1000	450×1200	950×1200
8	1050×1050	450×1000	950×1000	450×1200	950×1200
7	1050×1050	450×1000	950×1000	450×1200	950×1200
6	1050×1050	450×1000	950×1000	450×1200	950×1200
5	1050×1050	450×1000	950×1000	450×1200	950×1200
4	1050×1050	450×1000	950×1000	450×1200	950×1200
3	1050×1050	450×1000	950×1000	450×1200	950×1200
2	1050×1050	450×1000	950×1000	450×1200	950×1200
1	1050×1050	800×4500	800×4500	800×4500	800×4500

表2 柱の軸力(単位:tonf)

Story	Weight	C ₁₁	C ₁₂	C ₁₃	C ₂	C ₃	C ₄
15	2958	105	107	107	78	80	57
14	2719	202	205	207	153	157	115
13	2719	298	304	307	228	235	173
12	2719	394	403	407	303	313	232
11	2719	490	502	507	377	390	290
10	2719	586	600	606	452	468	348
9	2719	683	699	706	527	546	406
8	2811	782	801	809	604	626	466
7	2847	882	903	913	682	707	527
6	2847	982	1006	1017	760	789	589
5	2847	1082	1108	1120	839	870	650
4	2847	1182	1211	1224	917	951	711
3	2847	1282	1314	1382	995	1032	772
2	2847	1382	1416	1432	1073	1114	833
1	2942	1484	1520	1537	1154	1199	898

表3 建物の設計用地震力(単位:tonf)

Story	層重量	Wi(t)	ΣWi(t)	α _i	A _i	C _i	Qi(t)
15	2958	2958	0.070	2.939	0.462	1368	
14	2719	5677	0.135	2.355	0.371	2104	
13	2719	8396	0.199	2.068	0.325	2733	
12	2719	11115	0.264	1.881	0.296	3290	
11	2719	13824	0.329	1.741	0.274	3791	
10	2719	16553	0.393	1.629	0.256	4244	
9	2719	19272	0.458	1.534	0.241	4654	
8	2811	22083	0.524	1.448	0.228	5034	
7	2847	24930	0.592	1.370	0.216	5377	
6	2847	27777	0.660	1.299	0.204	5680	
5	2847	30624	0.727	1.233	0.194	5943	
4	2847	33471	0.795	1.171	0.184	6169	
3	2847	36318	0.863	1.112	0.175	6357	
2	2847	39165	0.930	1.056	0.166	6508	
1	2942	42107	1.000	1.000	0.157	6627	

3.3 使用地震記録

使用地震記録は、El Centro(1940)・Taft(1952)・Tohoku University(1978)・兵庫県南部地震JMA Kobe(1995)の4記録とした。各地震記録の増幅は、地表の最大速度で50cm/secに規準化した。ただし、JMA Kobe記録は原波のまま用いることにした。また、各地震記録の入力は、Taft記録を除き、1方向および2方向入力とも建物のY方向にNS成分を入力した。表4に使用地震記録と解析継続時間を示す。

3.4 解析建物の耐震設計

解析建物の耐震設計は、"weak beam-strong column concept"で現行PC造建物に適用される設計指針を参考に平面フレームモデルを用いて非線形漸増解析により実施した。漸増荷重の層せん断力分布はA₁モードとし、X・Y方向とも最大層間変形角が1/200・1/100・1/50に達したときに、標準せん断力係数(C₀)で0.20・0.30・0.35を上回るようにした。

建物のX・Y方向における層せん断力と層間変形の関係を図5に示す。

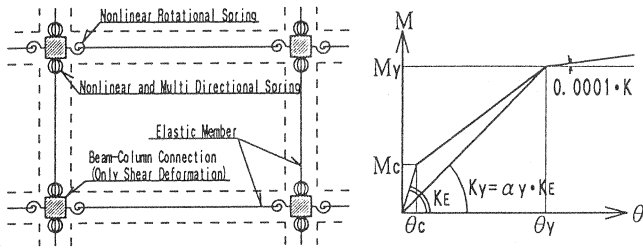


図-3 部材の解析モデル

表4 使用地震記録

地震波	方向	最大加速度 (cm/sec ²)	継続時間 (sec)
El centro	NS	510.76	12
	EW	284.59	
Taft	NS	485.69	10
	EW	496.75	
Tohoku Univ.	NS	356.97	10
	EW	367.37	
Jma Kobe	NS	820.57	15
	EW	619.20	

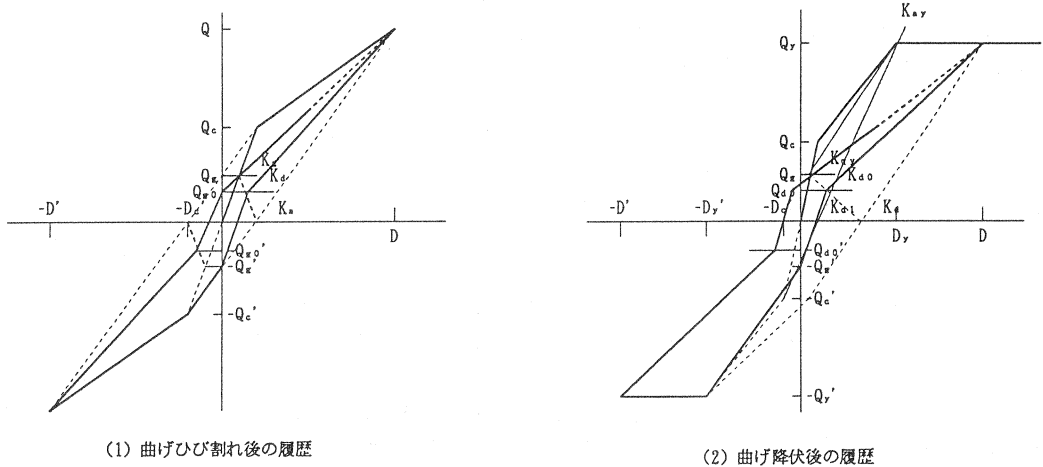


図-4 PC部材の履歴モデル

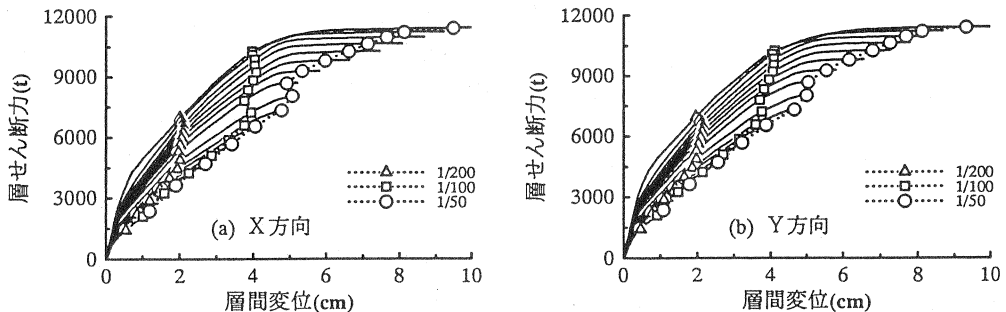


図-5 層せん断力と層間変形の関係

4. 地震応答解析

地震応答解析は、Newmarkの β 法($\beta=0.25$)による数値積分とした。減衰マトリクスは瞬間剛性に比例すると仮定して弾性1次モードに対する減衰定数を5%、高次モードに対しては振動数に比例すると仮定とした。解析結果の内、各建物における最大応答層間変形および梁の最大応答塑性率ならびに重心回りの捻れ応答回転角について、以下に述べる。

4.1 最大応答層間変形角

各地震記録によるY方向平面フレームモデルに1方向入力および立体フレームモデルに2方向入力した建物のY方向における最大応答層間変形を表5と図6に示す。いずれの地震記録においても、PPCおよびRC造に較べてPC造が最大応答を示した。使用地震記録の入力方法と各建物の最大応答層間変形との関係は、以下の通りであった。

El centro : PC造における最大応答層間変形は、1方向と2方向入力とも3層で、それぞれ3.77cm(1/106)と3.96cm(1/101)を示し、2方向入力による応答が幾らか大きい。PPC造の最大応答は、1方向が3層で2.61cm(1/153)、2方向は4層で2.53cm(1/158)を示した。また、RC造の応答では、1方向が2層で2.61cm(1/153)、2方向が4層で2.52cm(1/159)であった。本地震記録による最大応答は、4地震記録の中で最も小さくいずれの応答も最大層間変形角が1/100を下回り、さらに1方向および2方向入力による最大応答の違いは特に見られなかった。

Taft : PC造の最大応答は、1方向が10層で3.75cm(1/106)および2方向が10層で4.07cm(1/98)となり、2方向が1方向入力に較べ応答が約1.08倍になり幾らか大きい。また、PPC造の最大応答は、1方向が5層で3.48cm(1/115)、2方向入力も5層で3.50cm(1/114)を示し、さらにRC造では1方向が10層で2.64cm(1/151)と2方向が9層で2.59cm(1/154)を示し、2方向入力の応答が幾らか小さい。本地震記録による最大応答層間変形角が概ね1/100程度で、いずれの解析ケースでも1方向入力と2方向入力による応答差は小さい。

Tohoku University : PC造の最大応答は、1方向が5層で4.83cm(1/83)および2方向が6層で5.62cm(1/72)となり、2方向が1方向入力に較べ応答が約1.16倍大きい。また、PPC造の最大応答は、1方向が9層で3.95cm(1/101)と2方向入力も6層で4.18cm(1/96)、さらにRC造の応答は1方向が5層で3.58cm(1/112)と2方向が9層で3.67cm(1/109)を示し、2方向入力による応答が1方向入力に較べて幾らか大きい。

JMA Kobe : PC造の最大応答は、1・2方向入力とも9層でそれぞれ6.19cm(1/65)・6.48cm(1/62)を示して2方向の応答が幾らか大きい、その差は小さい。PPCとRC造も1・2方向入力とも9層で最大応答を示し、PPC造ではそれぞれ5.33cm(1/75)・5.70cm(1/70)、RC造は4.78cm(1/84)・4.76cm(1/84)であった。本地震記録による応答は4地震記録の中で最も大きく、いずれの応答層間変形角も1/100を上回った。ただし、1方向と2方向入力による応答差は特に見られず、概ね同等の応答と考えられた。

4.2 梁の最大塑性率

1方向と2方向入力による各層の梁の最大応答塑性率を図7に示す。各地震動記録における応答を較べると、JMA Kobe記録による応答が最も大きく、次いでTohoku University、TaftおよびEl centro記録の順に大きい。JMA Kobe記録による1方向と2方向入力における梁の最大応答塑性率は、PC・PPC・RC造がそれぞれ、10FのPC梁が2.17と2.29・10FのPPC梁が1.69と1.88・10FのRC梁は1.49と1.46を記録した。このため、構造別に見ると各地震記録ともPPCとRC造の応答に大きな差(1.28倍)はないが、PCとRC造の最大応答の比較ではPC造がRC造の約1.5倍を示した。ただし、平面フレームに1方向入力と立体フレームに2方向入力したときの各応答塑性率の比較では、その差は小さい。

4.3 床のねじれ回転角

各地震記録の2方向入力時における建物各層の床重心軸回りの累積(1層から最上層まで)ねじれ応答回転角を、図8に示す。最大ねじれ応答は、El centro波で記録され、PC・PPC・RC造のねじれ回転角が、それぞれ 1.86×10^{-4} ・ 1.31×10^{-4} ・ 1.17×10^{-6} を示した。また、PC造が最大応答を示したが、1階平面に対する最上層階までの累積ねじれ回転変形量は僅か約10mm程度で、数10cmにもおよび、1層から15層までの累積応答層間変形に較べて極めて小さい。このため、本解析によれば、偏心率の小さい建物では、地震時におけるねじれ応答は無視できる程度の回転角と言える。

表5 最大応答層間変形角

地震波	構造種別	平面解析		立体解析	
		最大層間変形角	場所	最大層間変形角	場所
EL CENTRO	PC	1/106	3F	1/101	3F
	PPC	1/153	3F	1/158	4F
	RC	1/153	2F	1/159	4F
TAFT	PC	1/106	10F	1/98	10F
	PPC	1/115	5F	1/114	5F
	RC	1/151	10F	1/154	9F
TOHOKU UNIV.	PC	1/83	5F	1/72	6F
	PPC	1/101	9F	1/96	6F
	RC	1/112	5F	1/109	9F
JMA KOBE	PC	1/65	9F	1/62	9F
	PPC	1/75	9F	1/70	9F
	RC	1/84	9F	1/84	9F

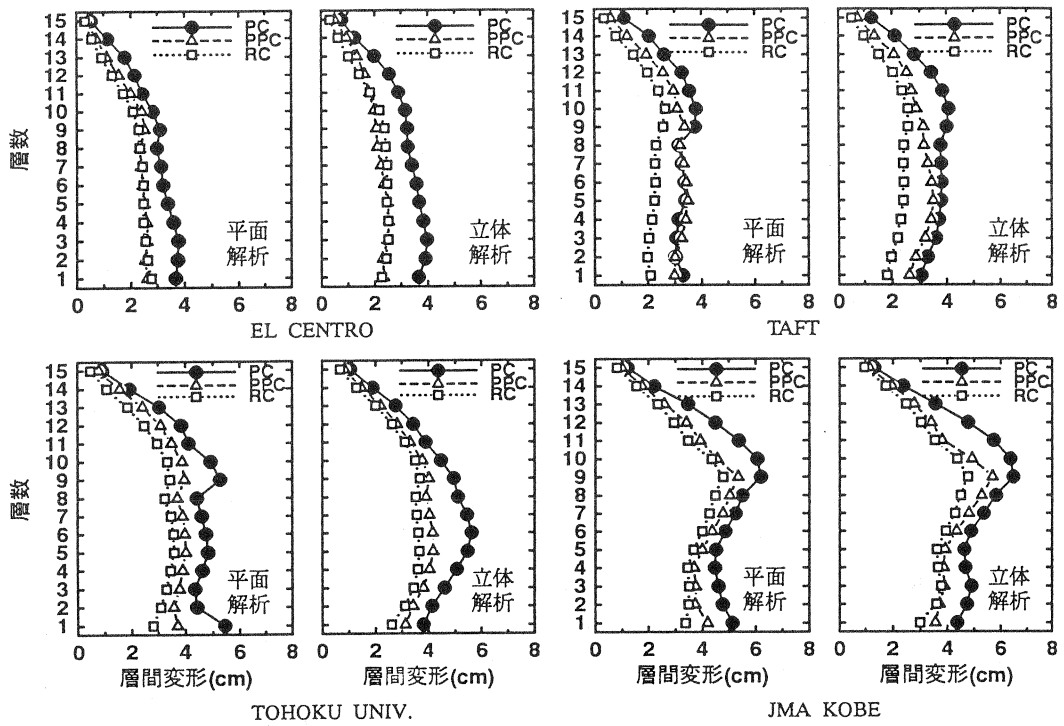


図-6 建物のY方向の最大層間変形

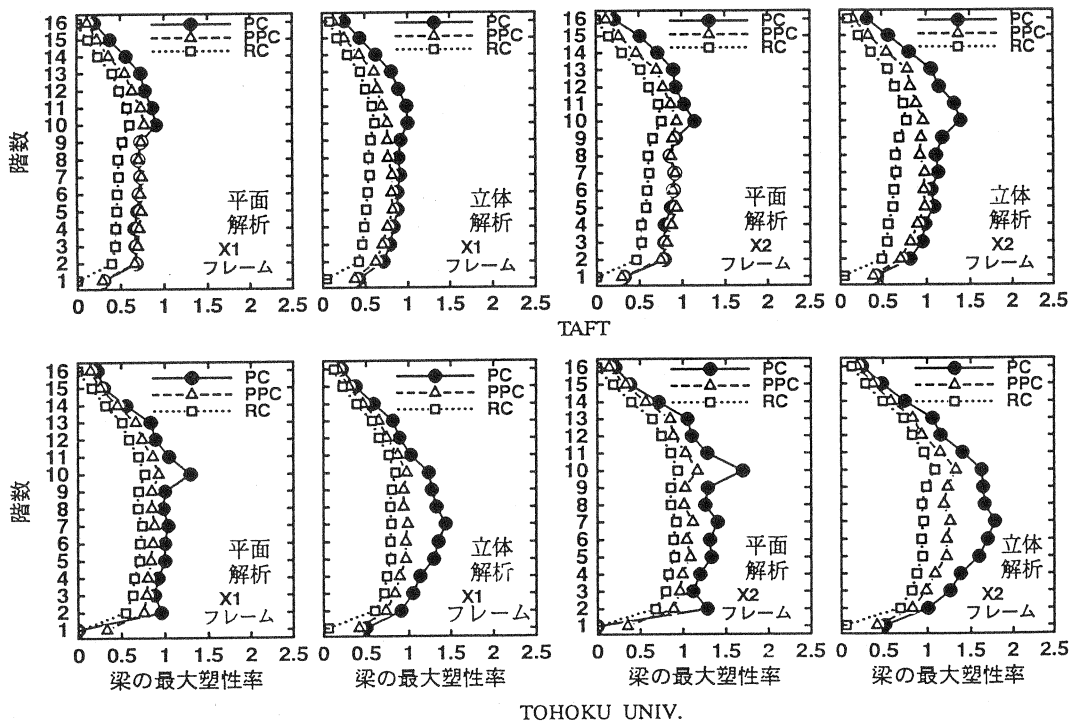


図-7 各層梁の最大応答塑性率

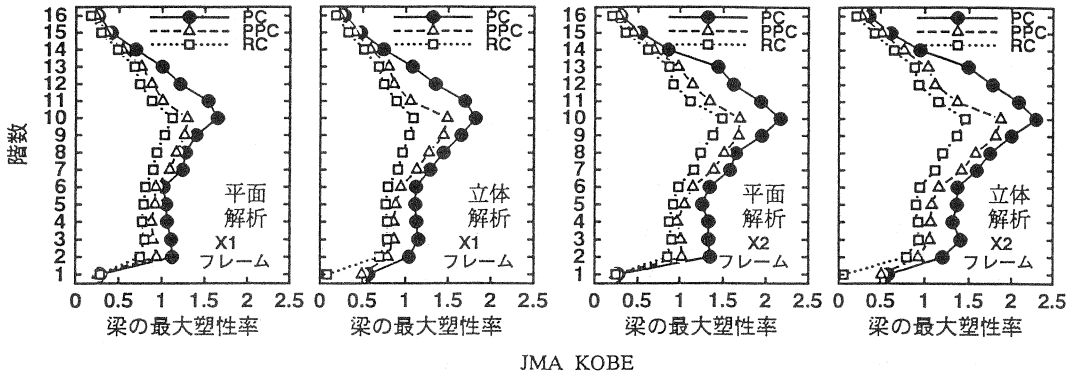


図-7 各層梁の最大応答塑性率

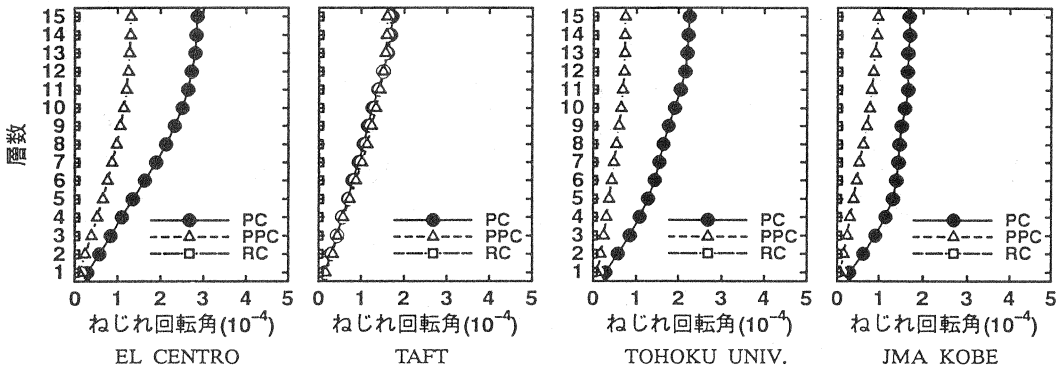


図-8 各層床のねじれ回転角

6. まとめ

本研究は、文献[2]で提案したPC部材の履歴モデルを用い、試設計された15層の純ラーメンPCaPC造建物を解析対象にして、平面フレームモデルに地震波を1方向入力および3次元の疑似立体モデルに2方向入力による応答解析を行った。さらに、部材の履歴モデルを替えて表現したPC、PPCおよびRC造の建物に対しても解析的な検討を実施した。

これらの解析結果から、建物の解析モデルと地震波の入力法の違いによるPC、PPCおよびRC造建物の地震応答性状について、以下の事柄を纏めることができた。

- 1). RCとPPC造建物の最大応答層間変形角に大きな差が見られないが、PC造建物の最大応答はRC造の約1.4倍に達した。
- 2). PC造建物の梁の最大応答塑性率は、RC造に較べて約1.5倍に達した。
- 3). 偏心率の小さい建物の地震時におけるねじれ応答は、概ね無視することができる。
- 4). 平面フレームモデルに1方向地震波の入力および3次元の立体モデルに2方向入力したときの最大応答を較べると、建物重心位置における応答層間変形角および梁の応答塑性率の差はともに小さく、概ね同程度の応答と見られた。

参考文献

[1] 日本建築学会/PC構造運営委員会/耐震設計小委員会WGの試設計, 1993.
 [2] 林,岡本,小谷,加藤,傅, "PC部材の履歴特性と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.37, No.4, pp.57-67, July 1995.
 [3] 林,傅,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", コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.731-736, 1995年7月.
 [4] 西山,渡辺,六車, "PC,PPCおよびRCの地震応答性状", コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.1125-1130,1993年6月.
 [5] 傅,林,井上,柴田, "地震時におけるPC造建物の立体弾塑性挙動", コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.233-238, 1996年7月.