

兵庫県南部地震における芦屋浜高層住宅の地震応答

1. 序

1995年1月17日5時46分に発生した兵庫県南部地震は、神戸市を中心に大きな被害をもたらしたが、なかでも芦屋浜高層住宅に生じた角形鋼管柱の母材破断^{1,2,3,4)}は、その原因が特定されないまま現在に至っている。ここでは、芦屋浜高層住宅のうち比較的多くの損傷が認められた24階建ての建物を対象に、解析的にその地震応答性状を検討した。

2. 構造概要⁵⁾

芦屋浜の高層住宅は、兵庫県芦屋市の海岸埋立地に昭和52年に建てられた高層集合住宅である。層数はここで取り挙げた24階建てのもの他、14階建て、19階建て、29階建てのものがあるが、29階建てでは柱の破断は観察されておらず、最も低層の14階建てにも少ない。19階建て、24階建てに柱破断が数多く観察されている³⁾。

住棟の基準平面は、図1に示すように各階4戸の住戸で構成されている。図2に示すように、ここで解析対象とする24階建ての桁方向（X方向）架構は、トラス柱とトラス梁で構成されるメガストラクチャである。トラス柱は、階段コアに設けられており、鉛直材は箱形断面柱（以下では「弦材」と呼ぶ）で構成され、水平材と斜材はH形鋼である。トラス梁は共用階に設けられ、最下のトラス梁は7階で、それより上層では5層毎に配置されている。図2に示す架構は、図1にA、Dで示す2面に設けられており、これが桁方向の耐震架構である。

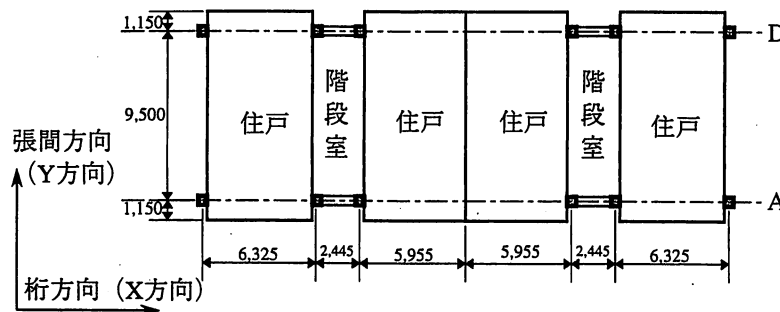


図1 基準平面

部材の断面寸法を表1～3に示す。弦材は、コ形の2つの圧延形鋼を多層盛サブマージアーク溶接して製造された箱形断面であり、柱脚部では溶接4面ボックスを使用している。弦材の最大板厚は60mmである。なお、表1～3において、材質を特記していないものは、SM50である。

住戸は、最下部分を除き、4層分がトラス梁の上に乗っている。水平荷重時には、住戸の変形は架構の変形に追随できるように設計されている。

設計用ベースシャ係数 C_B は次式に基づいている。

$$C_B = \frac{0.33}{T} \quad (T \text{ は基本固有周期}) \quad (1)$$

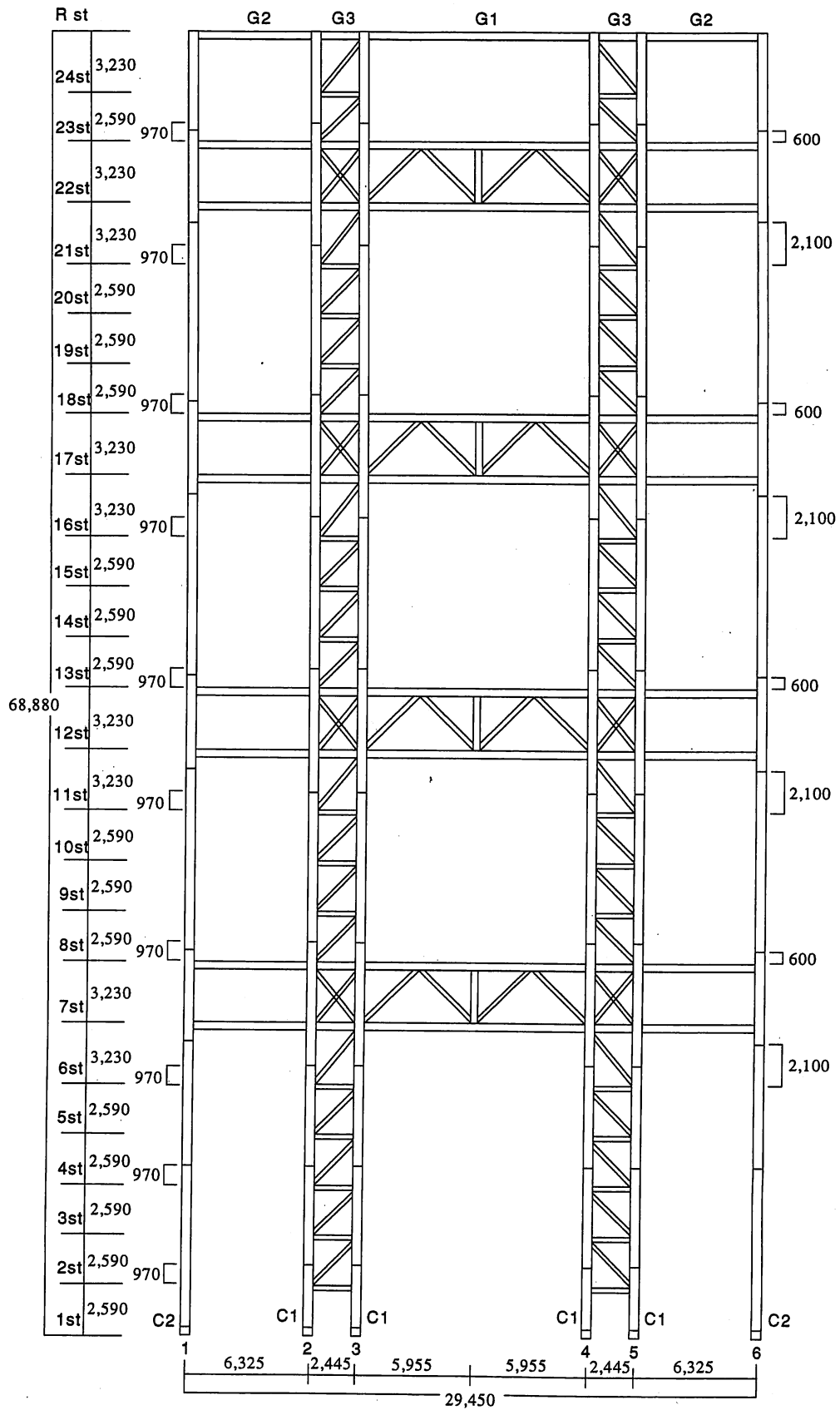


图2 桁方向架構

一方、現行の告示に従い、 $D_s = 0.25$ 、強剛な基礎をもつので第一種地盤相当とすると、 C_B は次のようになる。

$$C_B = D_s R_t = 0.25 \cdot \frac{1.6 \cdot 0.4}{T} = \frac{0.16}{T} \quad (2)$$

現行法に比べかなり強い構造物である。

表1 トラス柱弦材断面

階	C1	C2
24	UB-482,482,16 ss41	UB-476,476,13 ss41
23	UB-482,482,16 ss41	UB-476,476,13 ss41
22	UB-482,482,16 ss41	UB-476,476,13 ss41
21	UB-482,482,16 ss41	UB-476,476,13 ss41
	UB-488,488,19 ss41	
20	UB-488,488,19 ss41	UB-476,476,13 ss41
19	UB-488,488,19 ss41	UB-476,476,13 ss41
18	UB-488,488,19 ss41	UB-476,476,13 ss41
	UB-488,488,19	
17	UB-488,488,19	UB-476,476,13 ss41
16	UB-488,488,19	UB-476,476,13 ss41
15	UB-488,488,19	UB-476,476,13 ss41
14	UB-488,488,19	UB-476,476,13 ss41
13	UB-488,488,19	UB-476,476,13 ss41
	UB-494,494,22	
12	UB-494,494,22	UB-476,476,13
11	UB-494,494,22	UB-476,476,13
10	UB-494,494,22	UB-476,476,13
9	UB-494,494,22	UB-476,476,13
8	UB-494,494,22	UB-476,476,13
	UB-500,500,25	
7	UB-500,500,25	UB-494,494,22
6	UB-500,500,25	UB-494,494,22
5	UB-500,500,25	UB-494,494,22
4	UB-500,500,25	UB-494,494,22
	UB-522,522,36	
3	UB-522,522,36	UB-494,494,22
2	UB-522,522,36	UB-494,494,22
	UB-544,544,47	
1	UB-544,544,47	UB-494,494,22
	570,570,60 SM53	
柱脚	570,570,60 SM53	UB-494,494,22

表2 トラス柱斜材断面

階	軸ブレース
24	H-248,249,8,13 ss41
23	H-248,249,8,13 ss41
22	H-300,300,10,15 ss41
21	H-300,300,10,15 ss41
20	H-300,300,10,15 ss41
19	H-300,300,10,15 ss41
18	H-300,300,10,15 ss41
17	12WF85(318,307,12.6,20.2)
16	12WF79(314,307,11.9,18.7)
15	12WF79(314,307,11.9,18.7)
14	12WF79(314,307,11.9,18.7)
13	12WF79(314,307,11.9,18.7)
12	14WF111(365,371,13.7,22.2)
11	12WF79(314,307,11.9,18.7)
10	12WF79(314,307,11.9,18.7)
9	12WF79(314,307,11.9,18.7)
8	12WF79(314,307,11.9,18.7)
7	14WF111(365,371,13.7,22.2)
6	12WF85(318,307,12.6,20.2)
5	12WF85(318,307,12.6,20.2)
4	12WF85(318,307,12.6,20.2)
3	12WF85(318,307,12.6,20.2)
2	12WF85(318,307,12.6,20.2)
1	

表3 梁断面

階	G1	G2	G3
R	H-400,400,13,21 ss41	H-346,174,6,9 ss41	H-390,300,10,16 ss41
24			H-294,200,8,12 ss41
23	上弦材H-350,357,19,19 ss41 下弦材H-350,350,12,19 ss41	H-346,174,6,9 ss41	H-340,250,9,14 ss41
22	ラチス12WF79(314,307,11.9,18.7)ss41 12WF79(314,307,11.9,18.7)ss41	H-346,174,6,9 ss41	H-340,250,9,14 ss42
21			H-300,300,10,15 ss41
20			H-300,300,10,15 ss41
19			H-300,300,10,15 ss41
18	上弦材H-406,403,16,24 下弦材H-406,403,16,24	H-346,174,6,9 ss41	H-400,400,13,21 ss41
17	ラチス12WF92(321,309,13.8,21.7) 12WF92(321,309,13.8,21.7)	H-346,174,6,9 ss41	H-400,400,13,21 ss41
16			H-300,300,10,15 ss41
15			H-300,300,10,15 ss41
14			H-300,300,10,15 ss41
13	上弦材H-406,403,16,24 下弦材H-406,403,16,24	H-346,174,6,9 ss41	H-400,400,13,21 ss41
12	ラチス14WF111(365,371,13.7,22.2) 14WF95(359,369,11.8,19.0)	H-346,174,6,9 ss41	H-400,400,13,21 ss41
11			H-300,300,10,15 ss41
10			H-300,300,10,15 ss41
9			H-300,300,10,15 ss41
8	上弦材H-414,405,18,28 下弦材H-406,403,16,24	H-346,174,6,9 ss41	H-400,400,13,21 ss41
7	ラチス14WF111(365,371,13.7,22.2) 14WF95(359,369,11.8,19.0)	H-346,174,6,9 ss41	H-400,400,13,21 ss41
6			12WF79(314,307,11.9,18.7)
5			12WF79(314,307,11.9,18.7)
4			12WF79(314,307,11.9,18.7)
3			12WF79(314,307,11.9,18.7)
2			H-588,300,12,20
1			BH-800,300,16,40

3. 解析の概要

地震応答解析には、任意形平面骨組の非線形解析プログラム (club.f) を用いた⁶⁾。このプログラムでは、部材は一般化ヒンジ法を用いてモデル化されているので、軸力と曲げモーメントの降伏相関関係が考慮されており、線形歪硬化や塑性変形による材長変化も考慮できる。また、P- Δ 効果や座屈を含む幾何学的非線形を考慮している。更に、接合部パネルのせん断変形や、その塑性挙動も考慮できる。

解析に用いた架構モデルを図3に示す。柱脚部は固定としている。図中、●印は部材端以外の節点位置であるが、座屈が想定される斜材およびトラス梁の端部弦材には部材中間に節点を設け、座屈によって部材中央が降伏することを考慮できるようにしている。また、□印は接合部パネルであり、これらの節点では接合部パネルのせん断変形を考慮している。

材料はすべて、降伏応力度は4.0tf/cm²、ヤング係数は2100tf/cm²、せん断弾性係数810tf/cm²としている

が、硬化係数は柱については0.02、その他の部材については0.01としている。

慣性質量はすべて節点に集中させているが、住戸に作用する鉛直方向力と水平方向力ではその伝達経路が異なることを考慮し、各節点の鉛直方向慣性質量と水平方向慣性質量には異なる値を用いている。すなわち、前項で述べたように、4層分の住戸は直下のトラス梁に載っているため、鉛直方向には直下のトラス梁と同じ加速度を生じ、その鉛直方向慣性力は直下の梁に作用する。したがって、住戸の鉛直方向慣性質量は直下の梁の上弦材の節点に分配した。一方、水平方向には、住戸は骨組と同じように変形し、それぞれの住戸に生じる水平方向慣性力はその層のトラス柱に直接伝達されるため、各層の住戸の水平方向慣性質量はその層のトラス柱節点に分配した。

固有値解析によると、架構の1次固有周期は1.99秒、2次固有周期は0.66秒である。

減衰は粘性減衰とし、1次および2次の減衰定数が1%のRayleigh型減衰を仮定している。

運動方程式の数値積分にはNewmark β 法を用い、時間刻みは1/500秒とした。

ここで入力地震外乱として採用したのは表4に示す4種である。kobe-mxは神戸海洋気象台で観測されたN-S成分とE-W成分を合成して作成した任意方向水平地動の中で、スペクトル強度SIが最大となる方向の水平地動である。また、fukiai-mxは、kobe-mxと同様に、葺合で観測された強震記録のx方向成分とy方向成分を合成して作成した水平地動である。兵庫県南部地震の水平地動の強震記録としてはこの2種を用い、神戸海洋気象台では鉛直方向地動も記録されているので、鉛直地動を入力した場合と無視した場合の両方について解析した。また、表4のelcentroは、El centro, N-S, 1940を最大地動速度が40kineになるように増幅したもので、比較のために採用した。この骨組の実施設計ではEl centro, N-Sの実記録（最大加速度341.7gal）が用いられている。地震応答解析は、表5に示す4種の場合について行った。

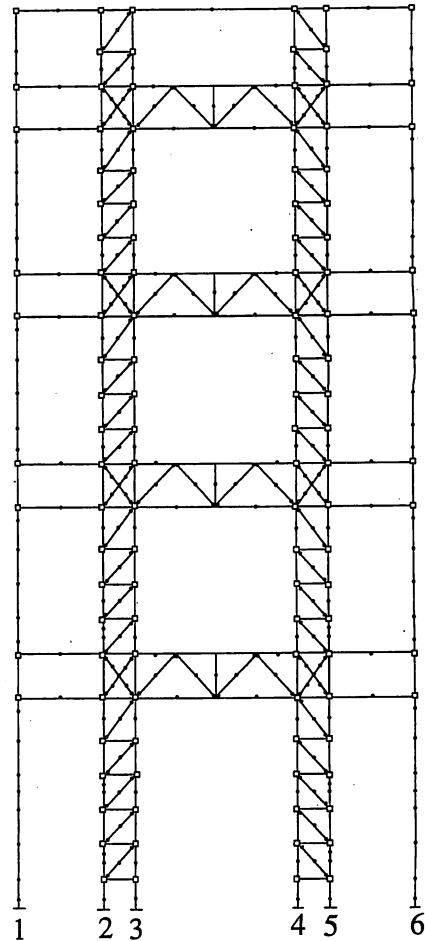


図3 解析モデル

表4 入力外乱

	観測地	観測日	最大加速度	継続時間
kobe-mx	神戸海洋気象台	1995.1.17	846.4 gal	20 秒
kobe-ud	神戸海洋気象台	1995.1.17	333.3 gal	20 秒
fukiai-mx	葺合	1995.1.17	829.7 gal	20 秒
elcentro	El centro, N-S	1940.5.18	408.8 gal	20 秒

表5 解析名

解析名	水平地動	鉛直地動
kobe-mx	kobe-mx	-
kobe-mxud	kobe-mx	kobe-ud
fukiai-mx	fukiai-mx	-
elcentro	elcentro	-

ここで採用した水平地動の速度スペクトル S_v （減衰定数=0.01）を図4に示す。kobe-mxの S_v は周期0.6~1秒程度で非常に大きく、その最大値は500kineを超えているが、長周期域では小さくなり、周期2秒では200kine弱になっている。kobe-mxに比べると、fukiai-mxの S_v の最大値は小さいが、fukiai-mxの S_v は

長周期域まで概ね一定した値であり、周期2秒でも300kineを超えている。いずれにしても、kobe-mxおよびfukiai-mxの S_v は、最大地動速度を40kineに増幅したEl centro, N-Sに比べてもはるかに大きな値となっている。

4. 解析結果と考察

地動による全入力エネルギーを、全歪エネルギー E_e と運動エネルギー E_i の和から静的鉛直荷重によって為された仕事 E_c を減じた値の最大値 $(E_e + E_i - E_c)_{\max}$ として算定し、表6に示す。kobe-mxにおける全入力エネルギーはelcentroの3.7倍であり、また、fukiai-mxではelcentroの5.7倍にもなっており、兵庫県南部地震がいかに大きなエネルギーを架構に入力したかがわかる。鉛直地動を考慮したkobe-mxudは、無視したkobe-mxに比べて全入力エネルギーの増大量は5%程度であり、鉛直地動による入力エネルギー量は相対的に小さい。

表6中の V_E は、上記の全入力エネルギーを次式で速度表示した値である。

$$(E_e + E_i - E_c)_{\max} = \frac{1}{2} \cdot \frac{W}{g} V_E^2 \quad (3)$$

ここで、 W は架構の全重量(2730tf)であり、 g は重力加速度である。この V_E の値は、図4中にも、□、◇、○の記号で示しているが、全入力エネルギーの速度換算値 V_E は速度スペクトルともよく対応している。

各層の層せん断力の最大応答値を架構の重量 W で無次元化して図5に示す。この図の最下層での値が応答ベースシャ係数であるが、その値はいずれも0.3を超えており、この架構が(1)式で示した設計時の設定値の2倍程度の耐力を有していることが分かる。kobe-mxおよびkobe-mxudについて11層付近で層せん断力応答が小さくなっているのは、図4の速度スペクトルの形状からも予測できるように、2次モードが卓越したためであろう。kobe-mxとkobe-mxudの応答値はほとんど一致しており、鉛直地動の影響は認め難い。

図6は、各層の最大層間変形角を示したものである。最大層間変形角は、トラス梁を設けた共有階では小さく、他の層では大きくなる傾向がある。elcentroにおける最大層間変形角は、ほ

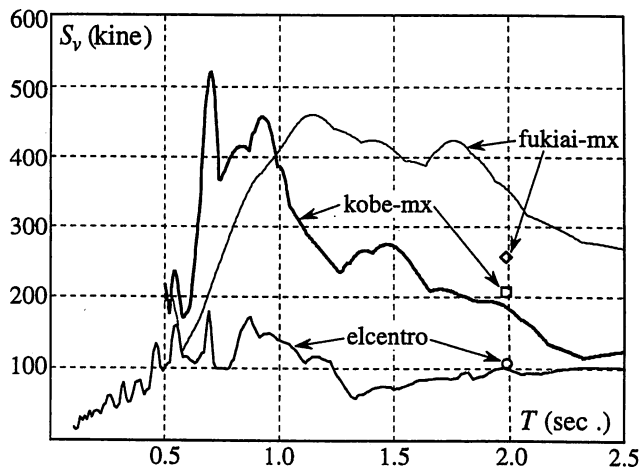


図4 速度スペクトル

表6 全入力エネルギー

解析名	$(E_e + E_i - E_c)_{\max}$	V_E (kine)
kobe-mx	60334 tfcm	208.1
kobe-mxud	63413 tfcm	213.4
fukiai-mx	92459 tfcm	257.6
elcentro	16265 tfcm	108.1

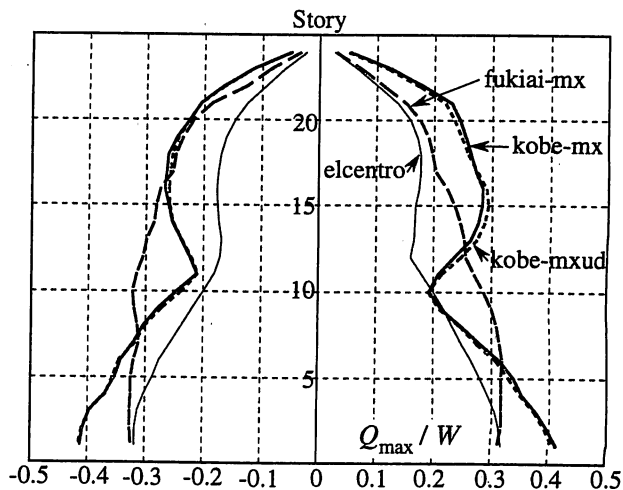


図5 層せん断力の最大応答値

は0.01程度以下に収まっており、設計時には設定された目標条件（層間変形角 <0.01 ）を満足していたことが推察される。一方、kobe-mxやkobe-mxudでは、層間変形角の最大値は0.02にも達しており、fukiai-mxでは0.03に近い値も生じている。したがって、この架構は兵庫県南部地震において設計時の想定値を超える大変形を受けたことが推察される。

図7は、地震終了後の残留層間変形角を示したものである。elcentroの残留変形に比べると、他の応答解析結果の残留変形は大きい。残留層間変形角の最大値は、kobe-mxおよびkobe-mxudでは0.002程度、fukiai-mxでも0.008程度であり、最大層間変形角に比べるとかなり小さな値になっている。したがって、地震終了後の残留塑性変形の大きさから、最大塑性変形を推測することはできない。芦屋浜高層住宅において大きな残留変形を観測した記録はないようであるが、これが最大層間変形角が小さかったことを示唆するものではない。

図8(a)～(d)は、各解析における塑性ヒンジ形成位置を、形成時の軸力によって、次の3種に分けて示している。

- 引張軸力下と圧縮軸力下の両方
- 引張軸力下
- 圧縮軸力下

図8によると、いずれの解析においても、塑性ヒンジは主にトラス梁構成材、トラス架構と外側の柱を繋ぐ梁材、トラス柱のウェブ材に多く生じており、トラス柱の弦材に生じた塑性ヒンジは比較的少ない。これが、図6に示したように全層の最大層間変形角が概ね一定した値となる原因であろう。

図8(a)に示すelcentroでは、トラス柱弦材の塑性ヒンジは最下層柱脚部のみであり、圧縮力の作用下でのみ塑性ヒンジが形成されている。

図8(b)に示すkobe-mxでは、最下層の他、トラス梁直上または直下のトラス柱弦材に塑性ヒンジが生じており、特に、最下層の弦材塑性ヒンジは、圧縮軸力下だけでなく、引張軸力作用下でも形成されていることが注目される。また、13層の弦材には、引張軸力の作用下のみで生じた塑性ヒンジも認められる。

図8(c)に示す鉛直地動を考慮したkobe-mxudの塑性ヒンジ形成状況は、kobe-mxとほとんど変わっていない。

図8(d)に示すfukiai-mxでは、kobe-mxやkobe-mxudと比べても、トラス柱弦材に形成された塑性ヒンジの

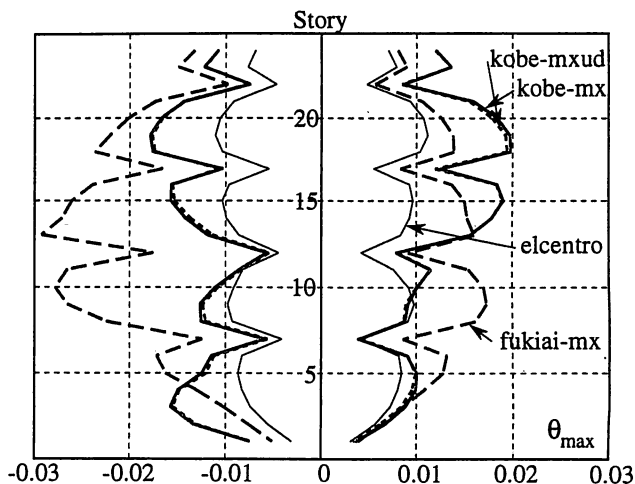


図6 最大層間変形角

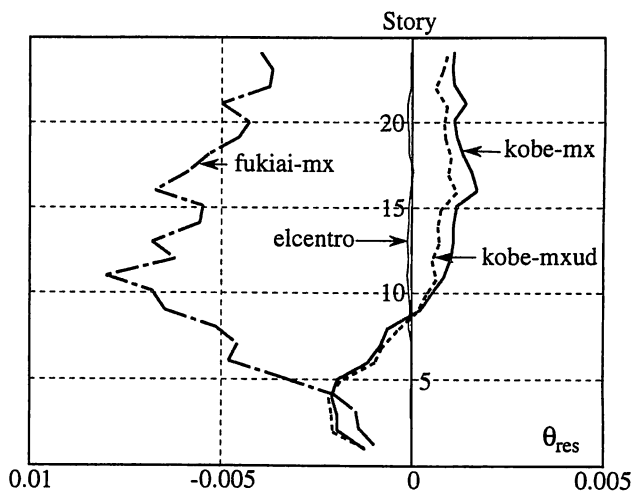


図7 残留層間変形角

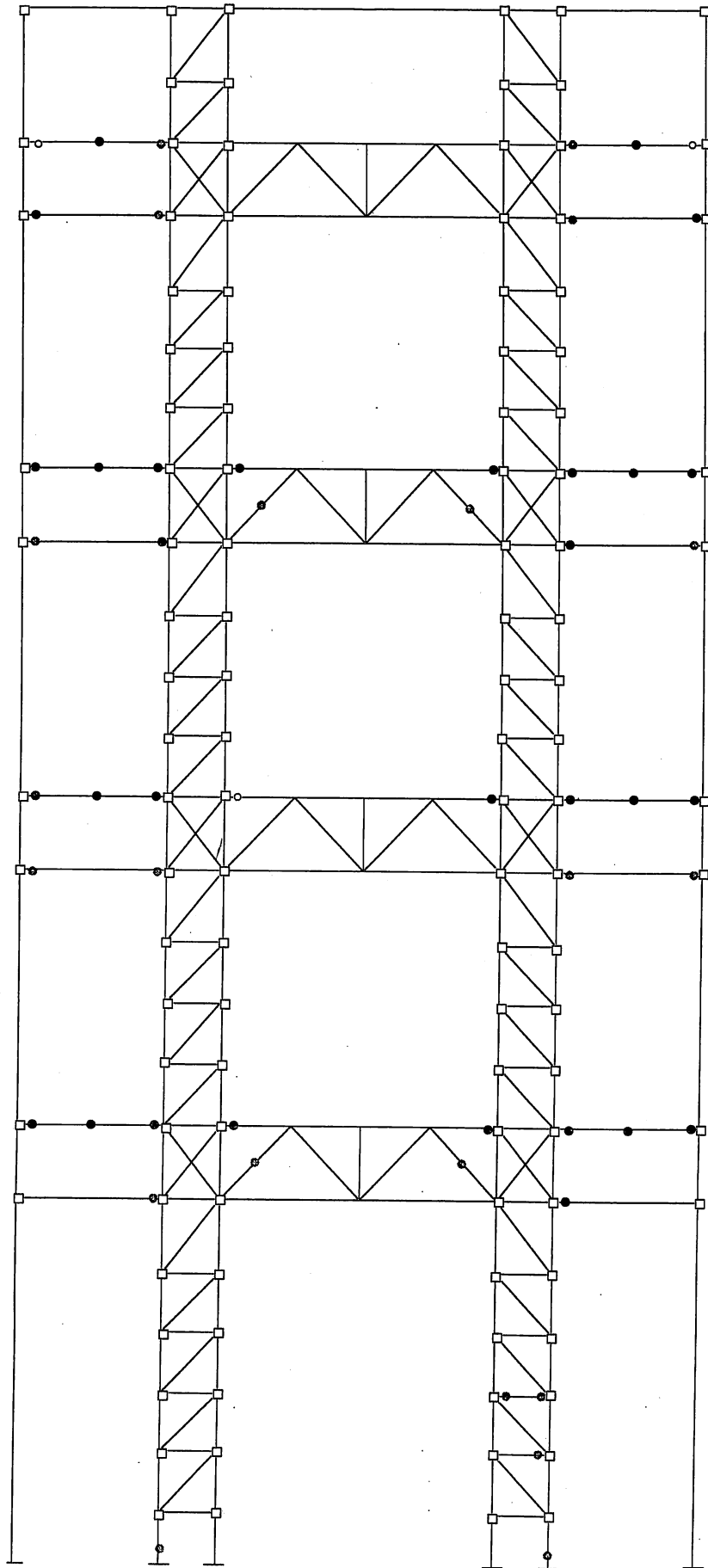


図8(a) elcentroにおける塑性ヒンジ形成状況

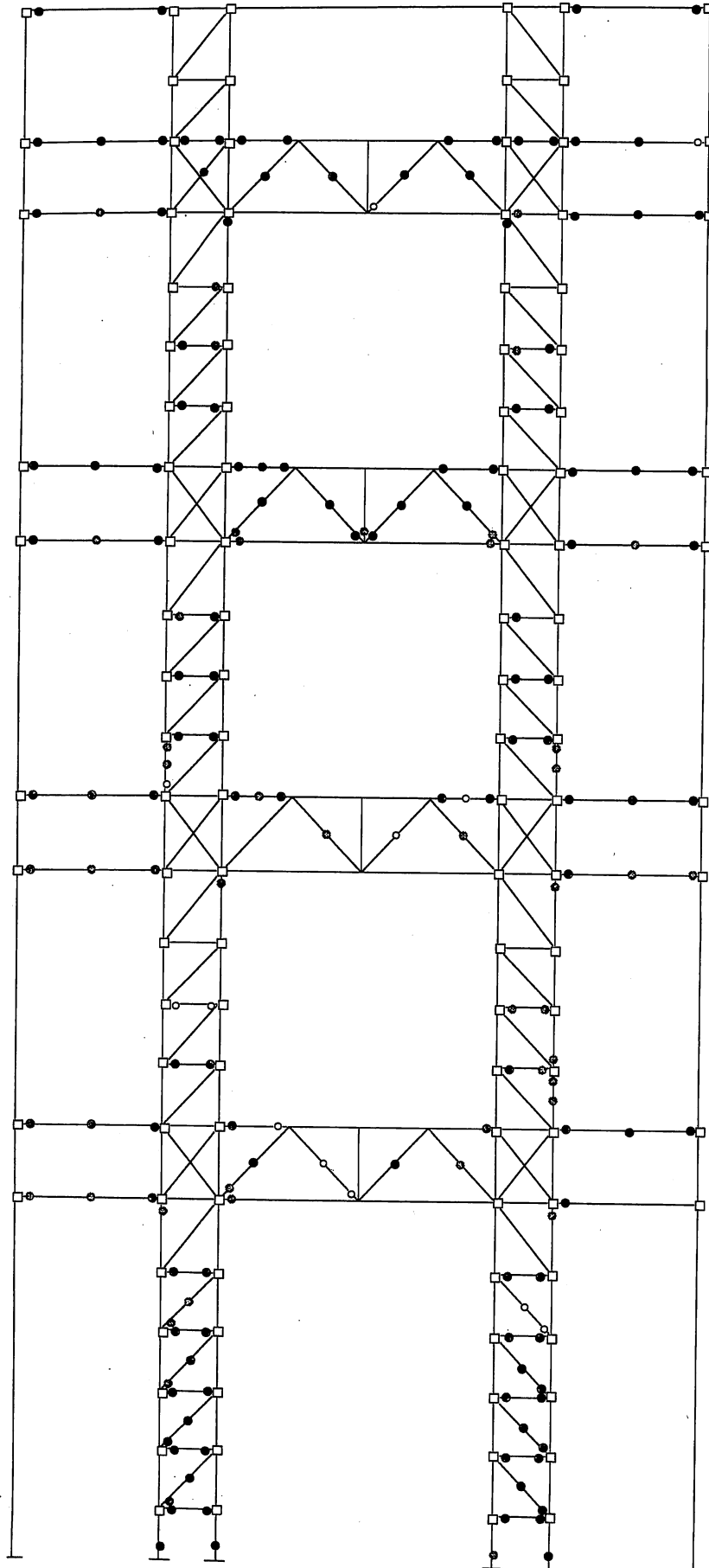


図8(b) kobe-mxにおける塑性ヒンジ形成状況

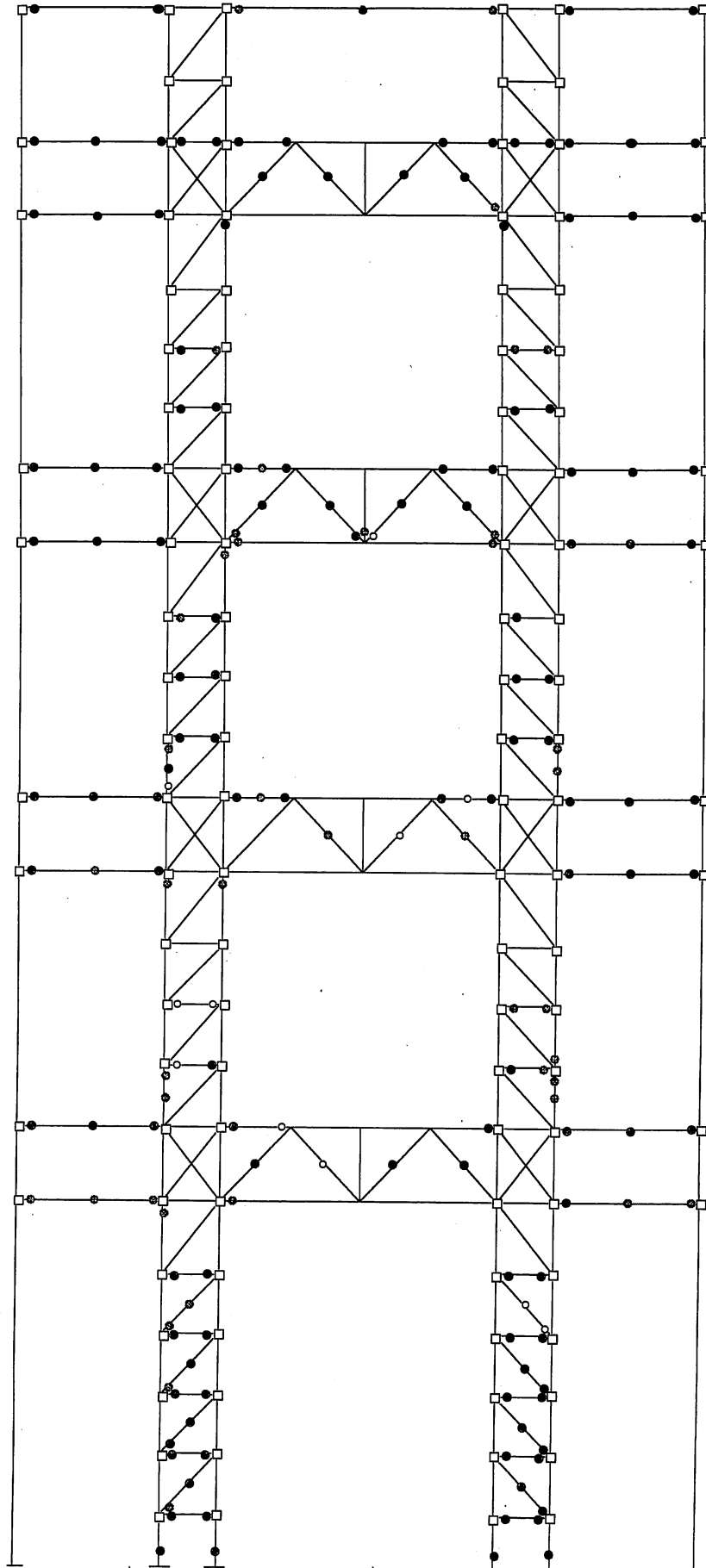


図8(c) kobe-mxudにおける塑性ヒンジ形成状況

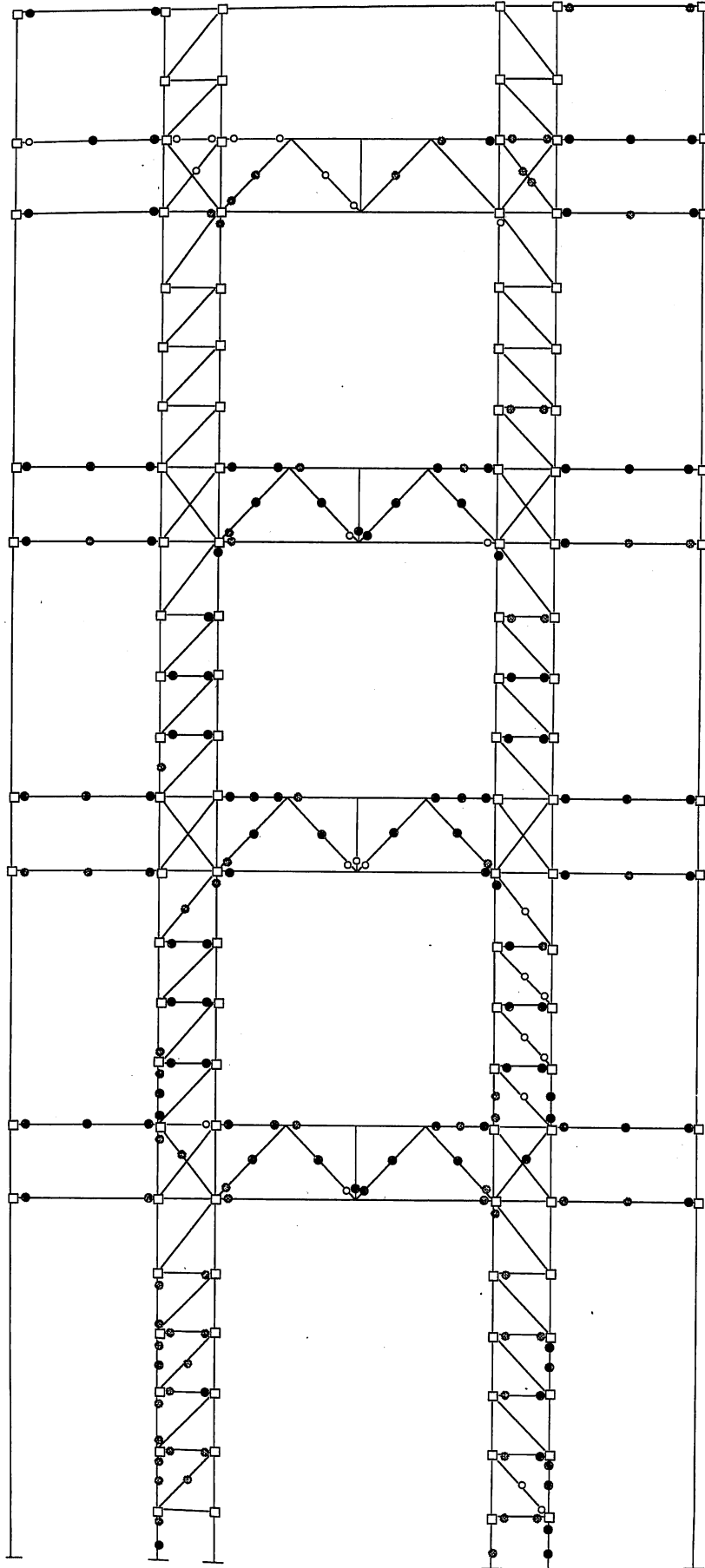


図8(d) fukiai-mxにおける塑性ヒンジ形成状況

数が増えており、そのおよそ半数が、圧縮軸力下と共に、引張軸力作用下でも形成されている。

また、図8では全体的に、トラス柱弦材の塑性ヒンジは、トラス柱の外側弦材（図2または図3に示す2および5通りの柱）に多く形成されていることも注目される。なお、いずれの解析例においても、接合部パネルは降伏していない。

図9は、8, 2, 1層のトラス柱弦材における各塑性ヒンジの正負2方向の累積回転角を示している。ただし、材端反時計周りを正としている。ヒンジ回転角は、2および5通りの弦材柱脚部で特に大きくなり、その値はkobe-mxやkobe-mxudでは最大0.01程度、fukiai-mxでは0.014程度であり、正負回転角は概ね同じ値になっている。これらの部材の弾制限回転角は、曲げモーメント分布や軸力の大きさに依存するが、逆対称曲げを受けるとし、両端が全塑性モーメントに達したときの値として求めると、0.002程度の値となる。したがって、兵庫県南部地震における最下層柱脚部の弦材は、正負2方向に、それぞれ弾制限回転角の数倍の累積塑性変形を受けたと推測される。

図10は、8, 2, 1層の柱の軸力の最大値と最小値を示したものである。繰り返し曲げを受けるトラス柱の端部弦材であるので当然ではあるが、軸力の変動幅は、1および6通りの柱材に比べて、2~5通りの弦材ではかなり大きくなっている。また、3, 4通りの弦材に比べても、2および5通りの弦材の軸力変動の大きいことが注目される。

図10によると、最下層5通りの弦材の軸力比の最大値は、kobe-mx, kobe-mxud, fukiai-mxそれぞれについて0.59, 0.63, 0.88であり、図9に示したこの弦材の負側塑性ヒンジ回転角は、このような高い引張軸力作用下で生じて

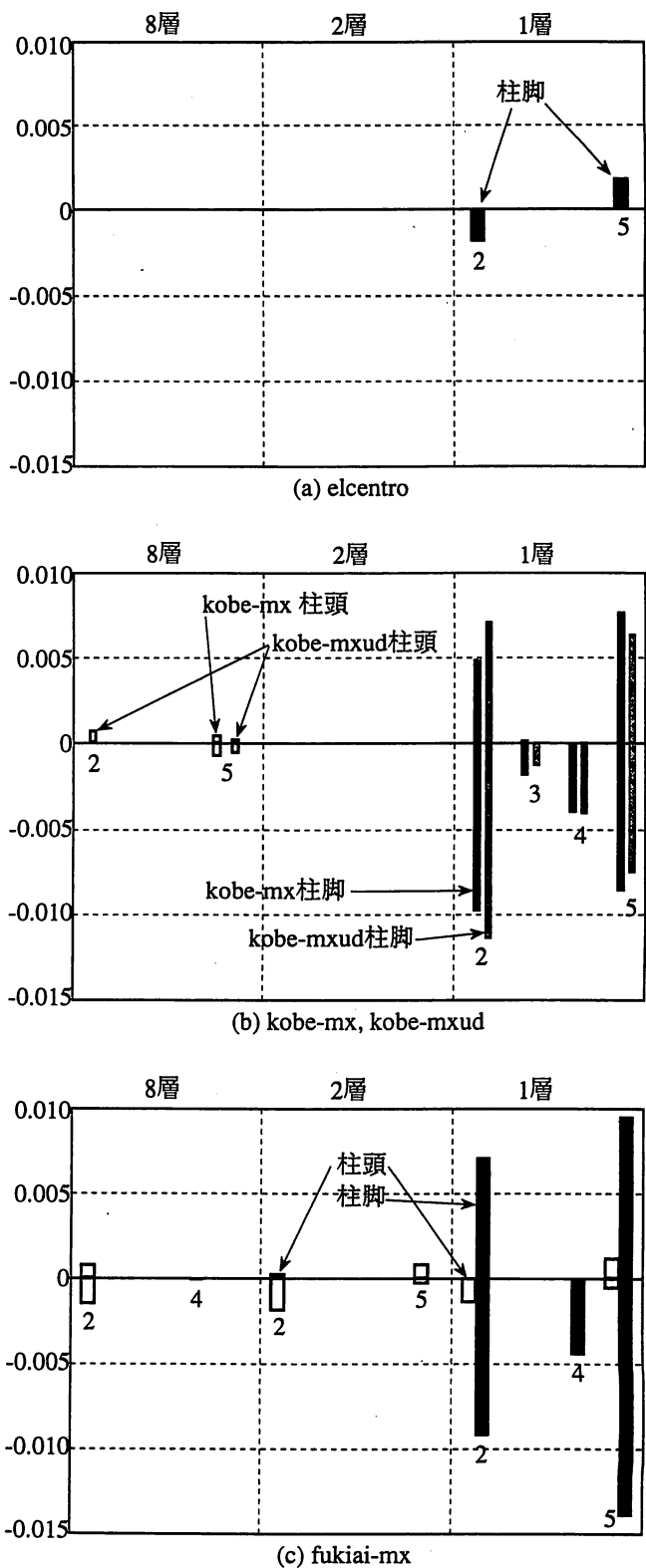


図9 塑性ヒンジの累積回転角

いる。

ここで示した解析は、塑性ヒンジ法によるものであり、断面に生じる歪度や歪速度を捉えることはできない。歪速度を考える一つの資料として、最下層2および5通りの弦材についての変形速度を表7に示しておく。この表で、 \dot{u} は部材の伸び率の速度（伸び速度/材長）であり、 $\dot{\theta}_p$ は柱脚塑性ヒンジの回転速度で、それぞれ絶対値の最大値を示している。この表の値が、どの程度の歪速度に対応するかは強引な仮説によるしかないが、kobe-mxudの軸方向変形速度 \dot{u} がkobe-mxより2割程度増大していることが注目される。

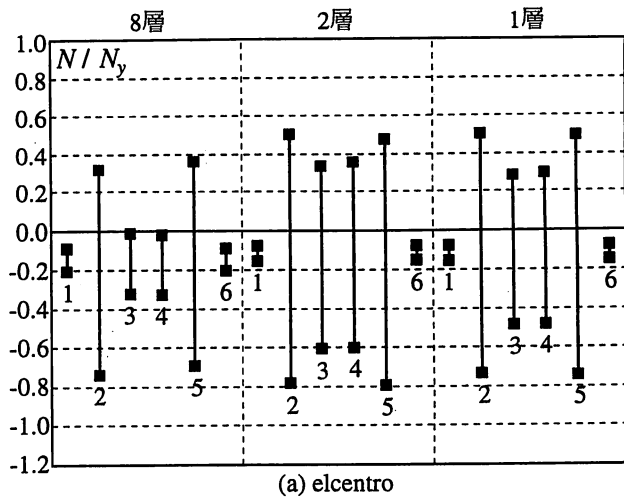
表7 最下層弦材の変形速度

解析名	2通り		5通り	
	\dot{u}	$\dot{\theta}_p$	\dot{u}	$\dot{\theta}_p$
elcentro	0.0072	0.0228	0.0056	0.0194
kobe-mx	0.0136	0.0558	0.0130	0.0520
kobe-mxud	0.0162	0.0700	0.0160	0.0517
fukiai-mx	0.0116	0.0289	0.0115	0.0433

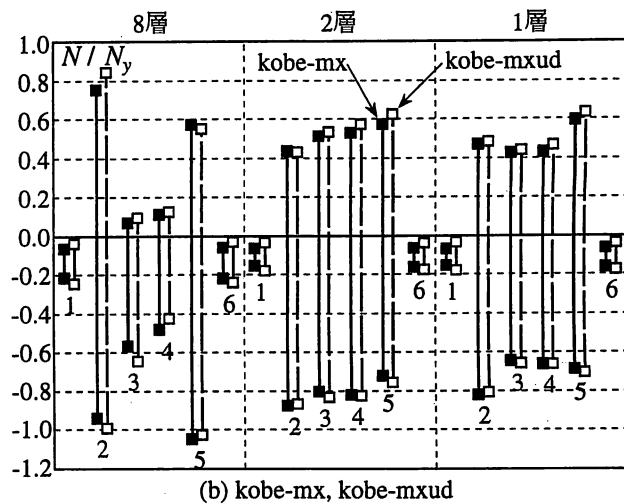
図11には、5通り最下層弦材の軸力と伸び速度の時刻歴の一部を、kobe-mxとkobe-mxudについて示す。kobe-mxの時刻歴に比べ、kobe-mxudの時刻歴には0.2秒程度の短い周期の振動が認められる。これは、鉛直地動によって比較的周期の短い鉛直方向振動が誘起されるためである。図10(b)に示すように、鉛直地動の有無による軸力の変動幅の違いは明確でないことから分かるように、鉛直振動によって生じる軸力自体は小さいが、周期の短い振動であるが故に変形速度には、影響を及ぼす可能性が高い。この点が、鉛直地動の影響として、本解析結果中で最も注目される点である。

5. 結論

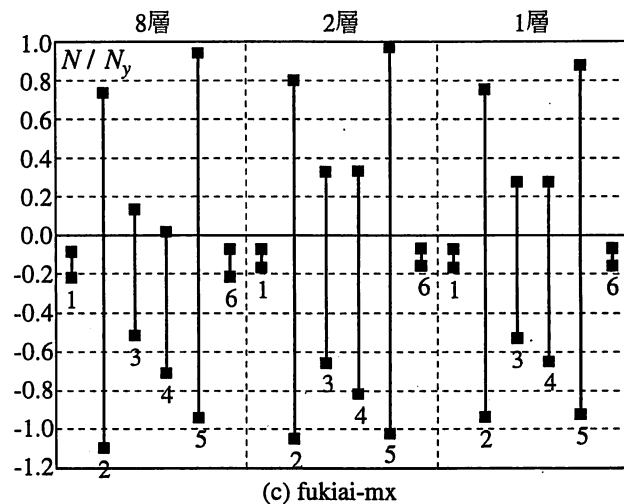
ここでは、兵庫県南部地震において角形鋼管柱の母材破断が認められた芦屋浜高層住宅を対象に、複合非線形解析プログラム (club.f) に



(a) elcentro



(b) kobe-mx, kobe-mxud



(c) fukiai-mx

図10 柱の軸力比

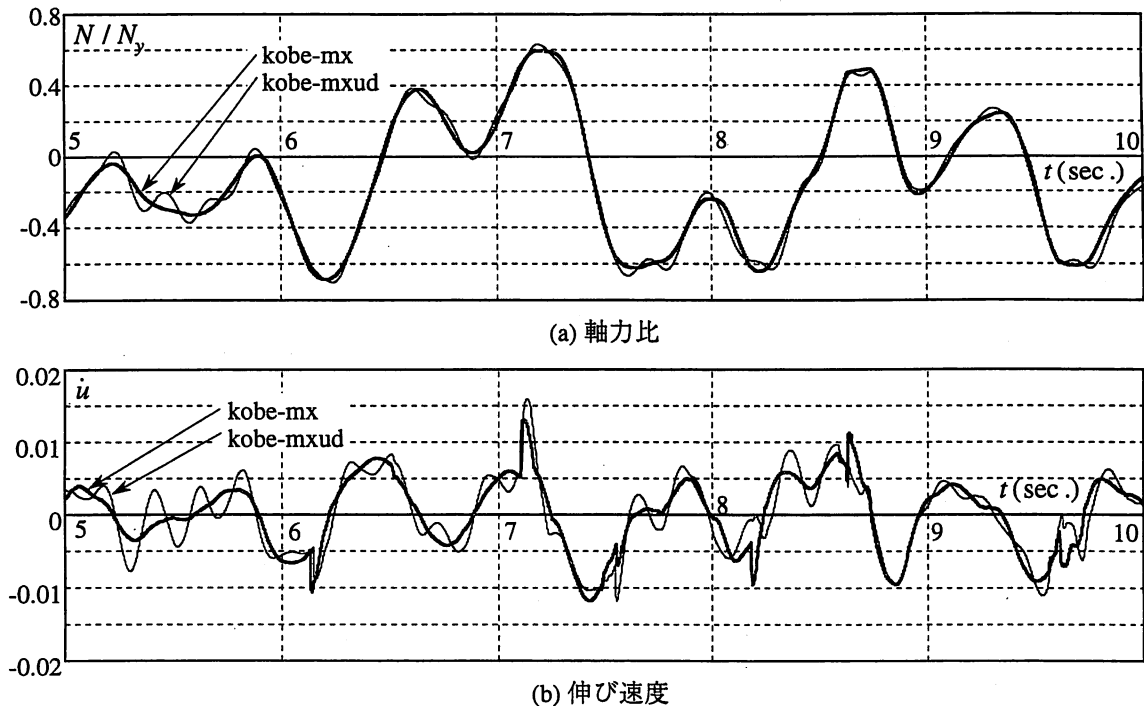


図11 5通り最下層弦材の時刻歴

よる解析結果を示した。局所的な歪履歴、材料特性に依存する脆性破壊を、このような塑性ヒンジ法による解析で究明することは当然不可能である。本解析結果の範囲で、特に最下層トラス柱の外側弦材について、想像される脆性破壊の要因を列挙すると次のようになる。

- [1] 軸力比0.5を超える大きな引張軸力作用下では、かなり大きな曲げ塑性変形を受けている。
- [2] この引張軸力下の曲げで引張側となるフランジ面は、逆方向載荷時には、降伏軸力に近い圧縮力を受ける曲げ材の圧縮側フランジとなり、かなり大きな繰返し塑性歪履歴を受けたと推測される。
- [3] 鉛直地動による鉛直振動は柱の歪速度に重要な影響をもつ可能性が高い。

謝辞

ここで解析に用いた葺合の強震記録は、大阪ガス(株)から提供いただいたものであり、同社 技術部 篠原 祥氏に多大の便宜をはかって頂いた。ここに記して深謝いたします。

参考文献

- 1) 荒井組技術本部：平成7年（1995年）兵庫県南部地震被害調査速報、41頁、1995.2
- 2) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震災害調査速報、189頁、1995.3
- 3) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書、82-83頁、1995.5
- 4) (株)竹中工務店：阪神大震災（兵庫県南部地震）調査報告、第4報、52-58頁、1995.10
- 5) ASTM企業連合：芦屋浜高層住宅プロジェクト構造計画及び設計概要、高層建築物構造評定委員会提出資料No.2、1974.7
- 6) 小川厚治、多田元英：柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発、第17回情報・利用・技術シンポジウム論文集、79-84頁、1994.12