

第4章 長周期地震動に対する超高層建築物の応答特性

4-1 検討で使用した入力地震動

本検討で用いた、超高層建物の時刻歴応答解析で用いられてきた既往観測波の最大速度値を $V_{max}=50\text{cm/s}$ に基準化した標準波と、観測波の位相特性を用いて告示スペクトルに一致するように作成された JSCA 波 (告示波)、本基準整備事業の提案する観測データによる方法で作成された提案波 1, 2 の検討用地震動一覧を表 4.1.1 に示す。

表中の f 値は、地震波が El Centro NS 波などの標準波何波分の入力エネルギーを持つかを示す係数であり、減衰定数 $h=0.1$ のときの周期 0~10 秒間のエネルギースペクトルの平均値 $\bar{V}_{E,h=0.1}$ と速度応答スペクトルの平均値 $\bar{S}_{V,h=0.1}$ から求める¹⁾。また、継続時間 t_0 は、地震動の

加速度波形のパワーの累積値 $\int_0^t f^2(t)dt$ を求め、全体のパワーの 5% 点と 95% 点をもって継続時間と定義する。地震波長さは提供された地震動の全長の時間を示す。なお、解析時間は残留変形を求めるため地震終了後自由震動を十分な長さを行うように、既往波は 50 秒~100 秒、提案波 1, 2 は 200 秒、地震波の後に 0 を追加したものであり、この波形で時刻歴応答解析を行っている。

建物の応答解析は、既往波 3 波と告示波 3 波、長周期地震動としては提案波 1 の南海地震の此花波 N-OSKH02.av, 東南海・東海地震の津島波 T-TN-AIC003.av と名古屋波 T-TN-AIC004.av, 新宿工学院大学波 T-TN-KGIN1F.av を用いる。地震波名の av は観測データによる方法の平均値を、sd は平均値+標準偏差で作成された地震波を表す。

表 4.1.1 検討用地震動一覧

地震	地点(位相)	地震波名	maxAcc. (cm/s^2)	f 値 -	t_0 (s)	地震波長さ (s)	解析時間 (s)	
既往波	ELCENTRO	EL_CENTRO_NS	510.8	1.082	24.44	53.8	103.8	
	HACHINOHE	HACHINOHE_EW	238.5	1.054	24.84	51.0	101.0	
	TAFT	TAFT_EW	496.5	0.950	28.88	54.4	104.4	
告示波	(HACHINOHE)	JSCA-八戸位相	356.3	1.517	101.40	164.0	264.0	
	(TOHIKU UNIV)	JSCA-東北学位相	292.4	0.868	30.38	60.0	110.0	
	(KOBÉ)	JSCA-JMA神戸位相	381.2	0.601	14.78	60.0	110.0	
提案波 1	南海(Mw8.5)	此花	N-OSKH02.av	70.9	1.518	177.60	625.4	825.4
		N-OSKH02.sd	105.2	1.783	198.84	625.4	825.4	
	東南海・東海(Mw8.3)	津島	T-TN-AIC003.av	221.1	1.880	192.26	645.4	845.4
			T-TN-AIC003.sd	332.2	1.958	267.50	654.4	854.4
	東南海・東海(Mw8.3)	名古屋	T-TN-AIC004.av	332.2	1.824	258.00	645.4	845.4
			T-TN-AIC004.sd	682.3	1.979	322.86	682.3	882.3
	東南海・東海(Mw8.3)	工学院大学	T-TN-KGIN1F.av	89.6	2.586	110.64	620.0	820.0
			T-TN-KGIN1F.sd	120.7	2.837	119.44	620.0	820.0
	東南海・東海(Mw8.3)	大手町	T-TN-OTEMAC.av	406.3	1.946	83.98	620.0	820.0
			T-TN-OTEMAC.sd	568.8	1.761	94.86	620.0	820.0
	東南海・東海(Mw8.3)	東京	T-TN-TKY0016.av	109.7	1.505	85.34	620.0	820.0
			T-TN-TKY0016.sd	177.3	1.540	96.90	620.0	820.0
	東南海・東海(Mw8.3)	横浜	T-TN-YOKOHAM.av	371.9	1.446	68.20	620.0	820.0
			T-TN-YOKOHAM.sd	641.9	1.477	83.80	620.0	820.0
提案波 2	南海・東南海(Mw8.6)	此花	N-TN-OSKH02.av	91.6	1.650	182.68	625.4	825.4
		N-TN-OSKH02.sd	167.1	1.886	254.86	625.4	825.4	
	南海・東南海(Mw8.6)	津島	N-TN-AIC003.av	218.8	1.979	165.46	625.4	825.4
			N-TN-AIC003.sd	334.7	1.806	186.72	625.4	825.4

各地震動の速度応答スペクトルを、エネルギースペクトルを図 4.1.1～4.1.4 に示す。エネルギースペクトルは、入力エネルギーの速度換算値 V_E と建物周期 T の関係で示される²⁾。 V_E は次式により求められる。

$$V_E = \sqrt{2E/M} \quad (4.1.1)$$

E : 総入力エネルギー入力, M : 建物の総質量

図 4.1.1 に標準波・告示波の速度応答スペクトル($h=5\%$)とエネルギースペクトル($h=10\%$)を示す。図 4.1.2～4.1.4 に平均値 av と平均値+標準偏差 sd に分けた提案波を大阪, 名古屋, 東京の地域ごとに速度応答スペクトル($h=5\%$)とエネルギースペクトル($h=10\%$)を用いて示す。

提案波の平均値の速度応答スペクトルは、大阪, 名古屋地区では概ね告示レベルを示し、特定の周期帯はその 1.5～2.0 倍の値を示す。東京地区は告示波レベルの 1/2 程度であり、特定の周期帯で告示波程度になる。平均値+標準偏差 sd 波は、 av 波の 1.5 倍程度のレベルを示す。

提供波の平均値のエネルギースペクトルは、大阪, 名古屋地区では標準波, 告示波より 1.2～1.5 倍大きく、特定の周期帯では 2.0 倍を超える値を示す。東京地区は概ね告示波レベルを示し、特定の周期帯では 1.5 倍程度になる。

図 4.1.5,4.1.6 に標準波, 告示波の加速度時刻歴波形を示す。図 4.1.7,4.1.8 に次項以降で解析に用いた提案波 1 と連動型地震の提案波 2 の加速度時刻歴波形を示す。

参考文献

- 1) 秋山宏, 北村春幸 : エネルギースペクトルと速度応答スペクトルの対応, 日本建築学会構造系論文集, 第 608 号, pp.37-43, 2006 年 10 月
- 2) 秋山宏 : エネルギーの釣り合いに基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999.1

速度応答スペクトル($h=5\%$)

エネルギースペクトル($h=10\%$)

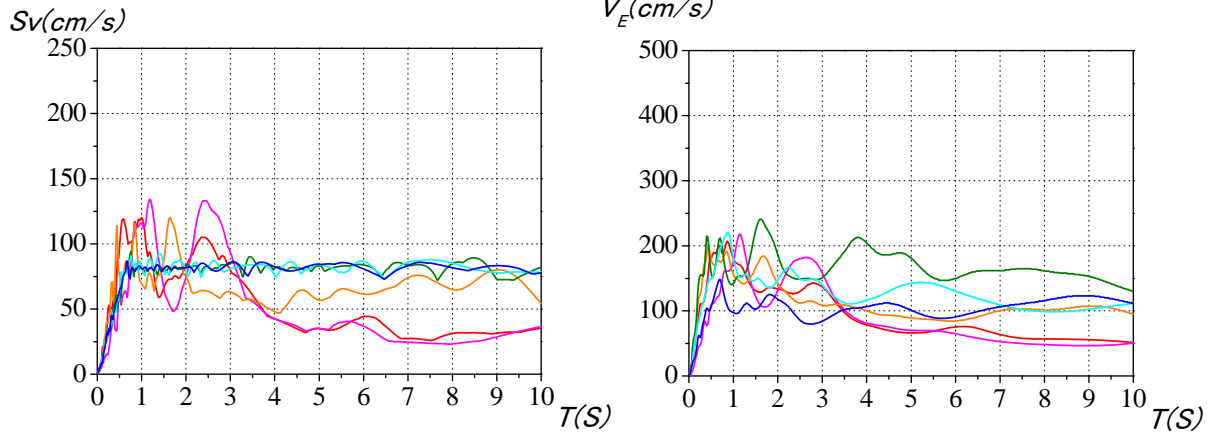
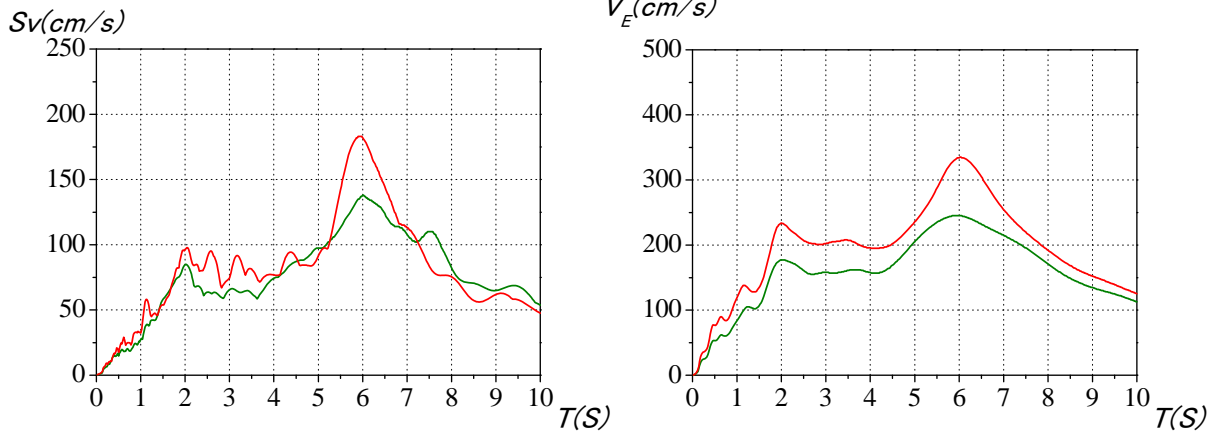


図 4.1.1 標準波・告示波の応答スペクトルとエネルギースペクトル

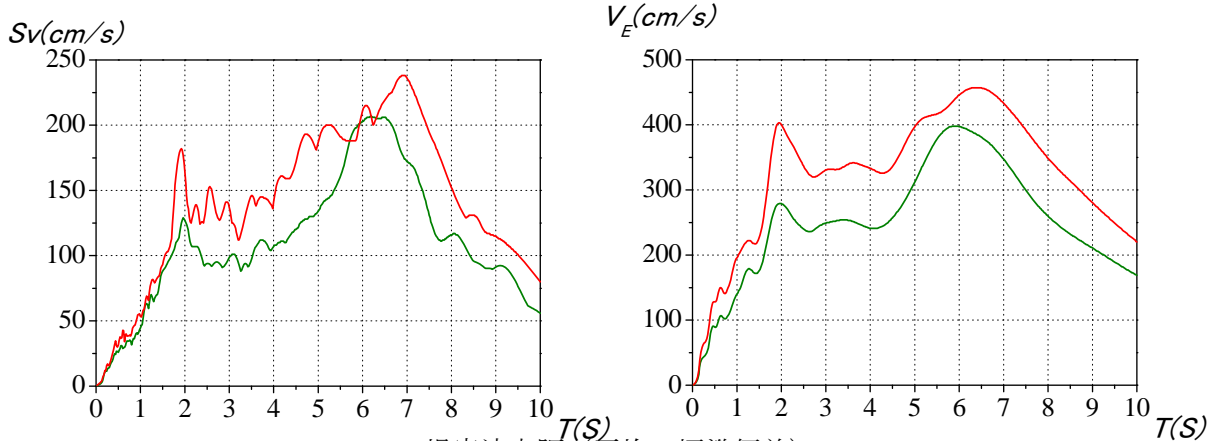


南海地震

南海・東南海地震連動



(a) 提案波大阪 (平均)

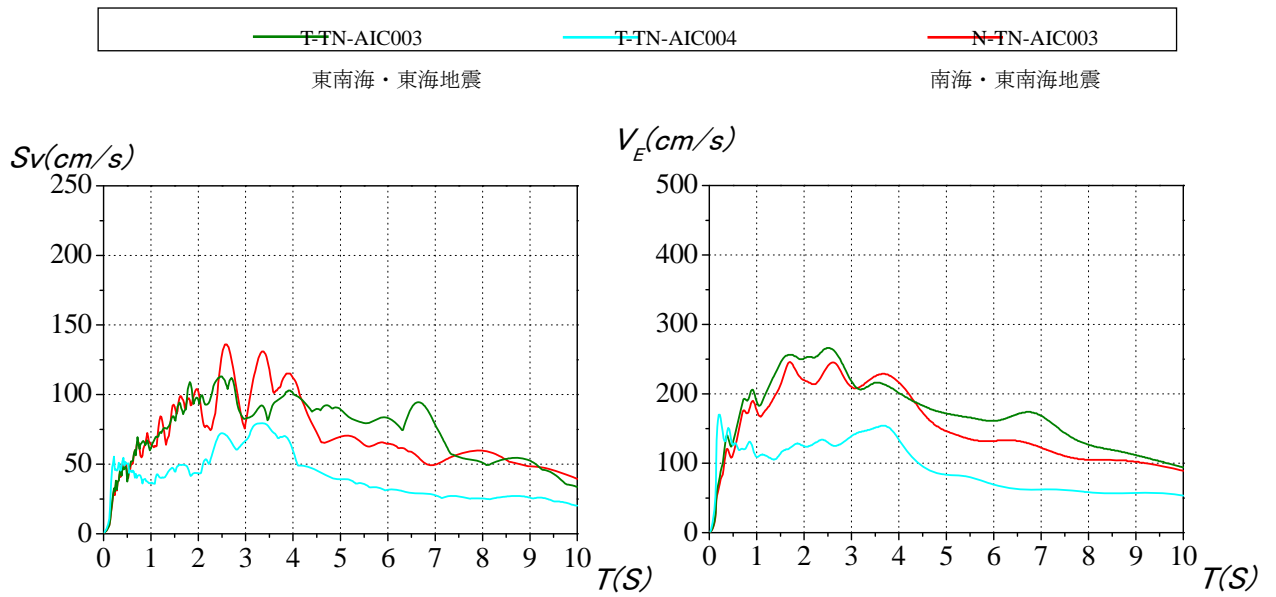


(b) 提案波大阪 (平均+標準偏差)

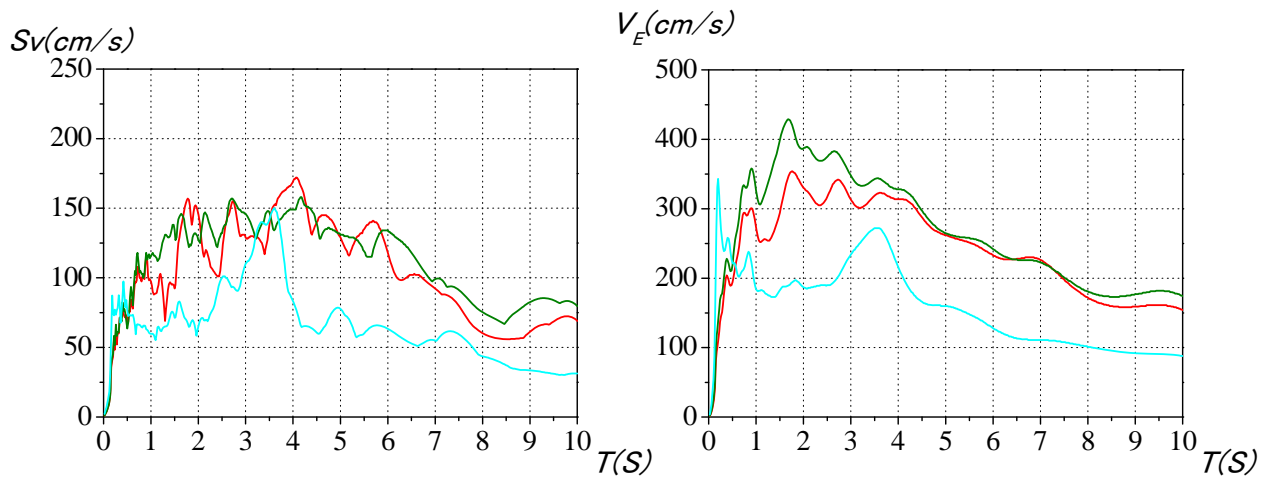
図 4.1.2 大阪における提案波の応答スペクトルとエネルギースペクトル

速度応答スペクトル($h=5\%$)

エネルギースペクトル($h=10\%$)



(a) 提供波名古屋 (平均)



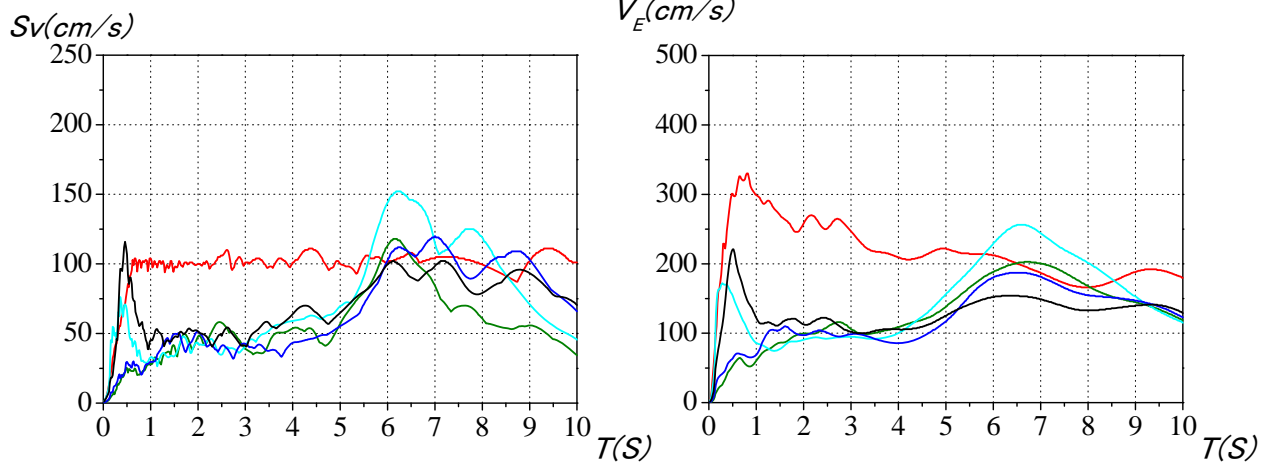
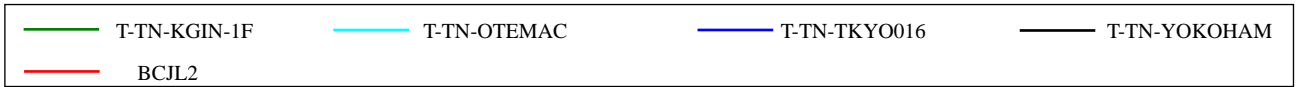
(b) 提案波名古屋 (平均+標準偏差)

図 4.1.3 名古屋予測波の応答スペクトルとエネルギースペクトル

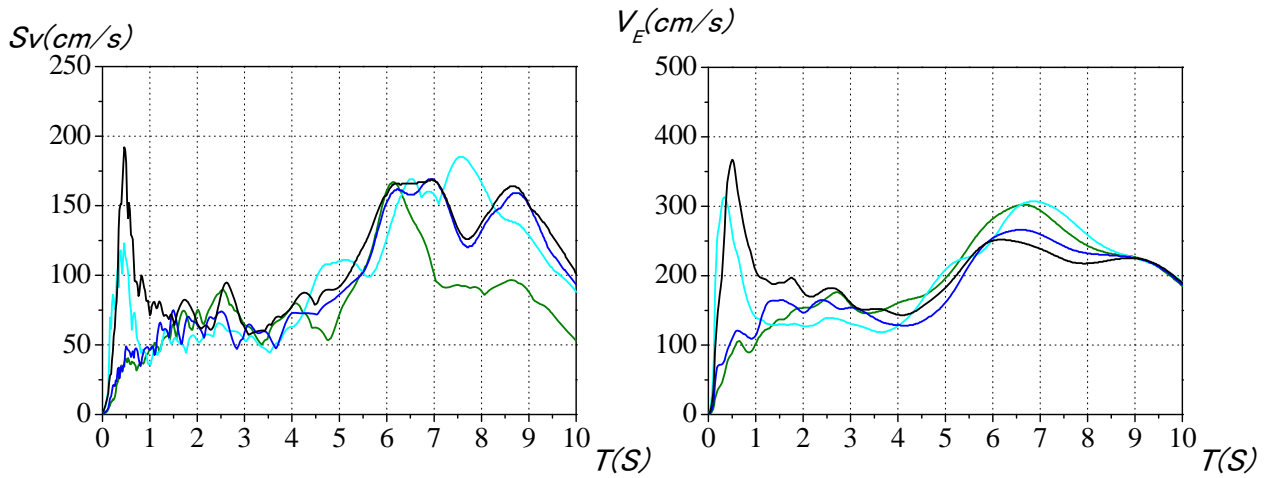
速度応答スペクトル($h=5\%$)

エネルギースペクトル($h=10\%$)

東南海・東海地震

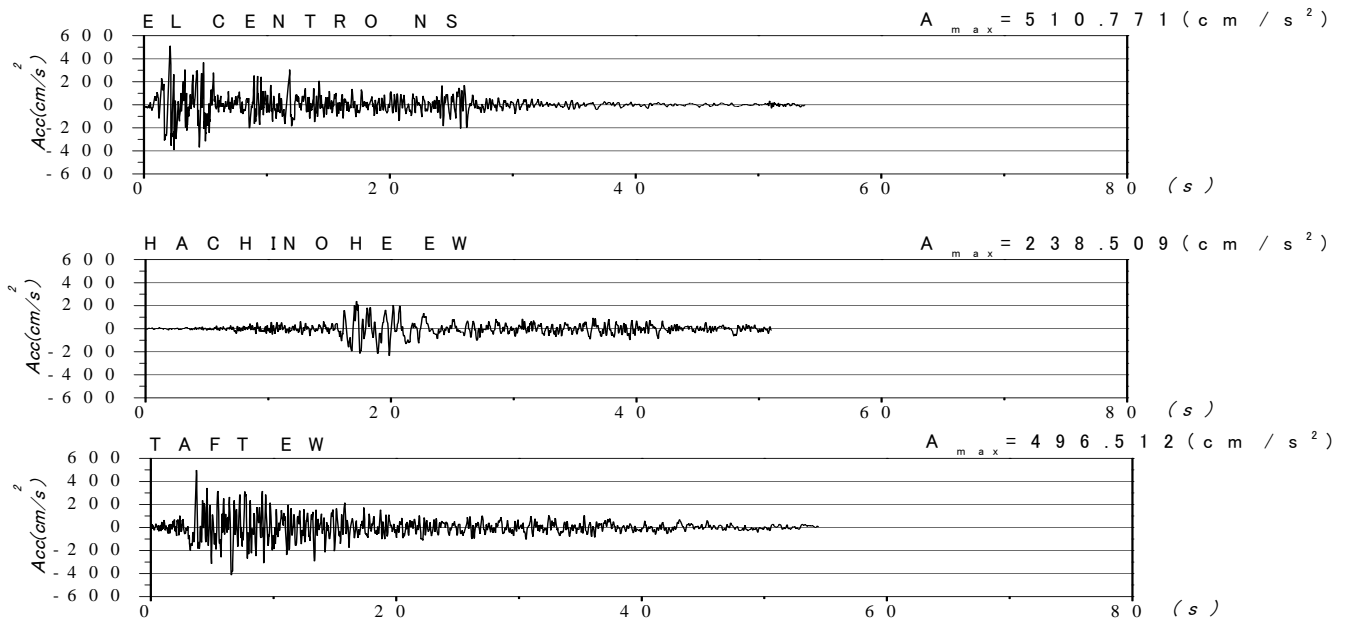


(a) 提案波東京 (平均)

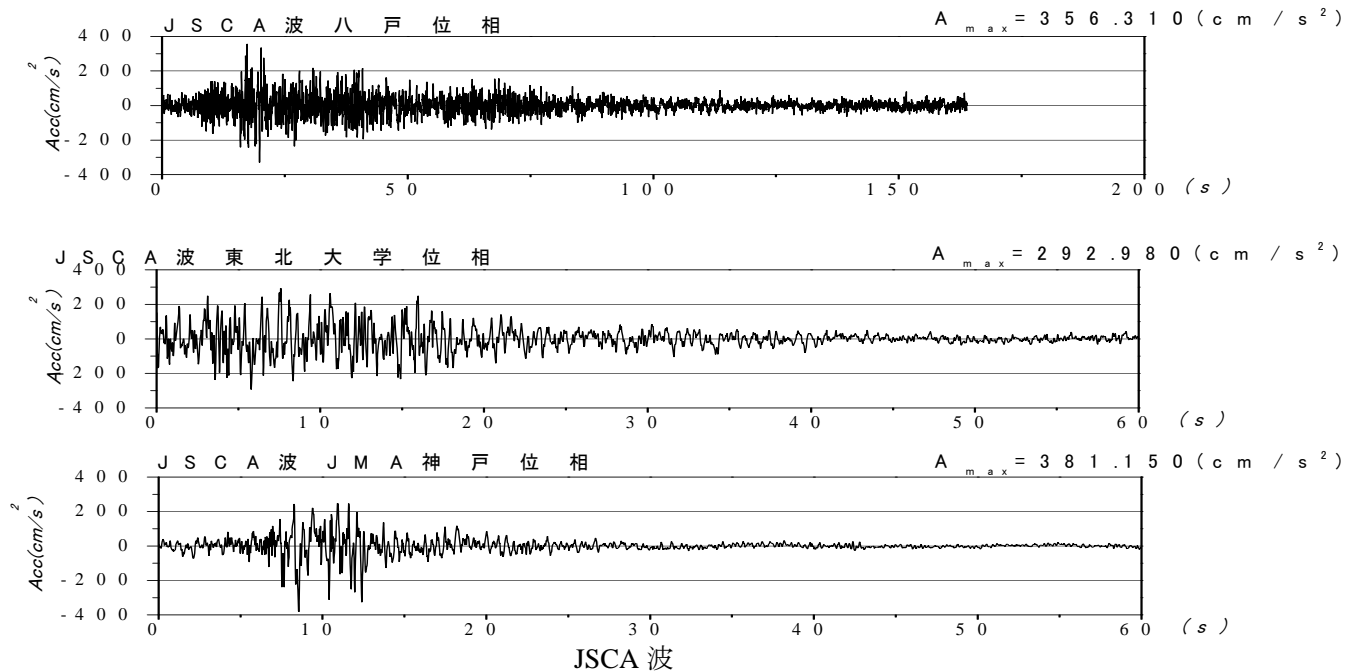


(b) 提案波東京 (平均+標準偏差)

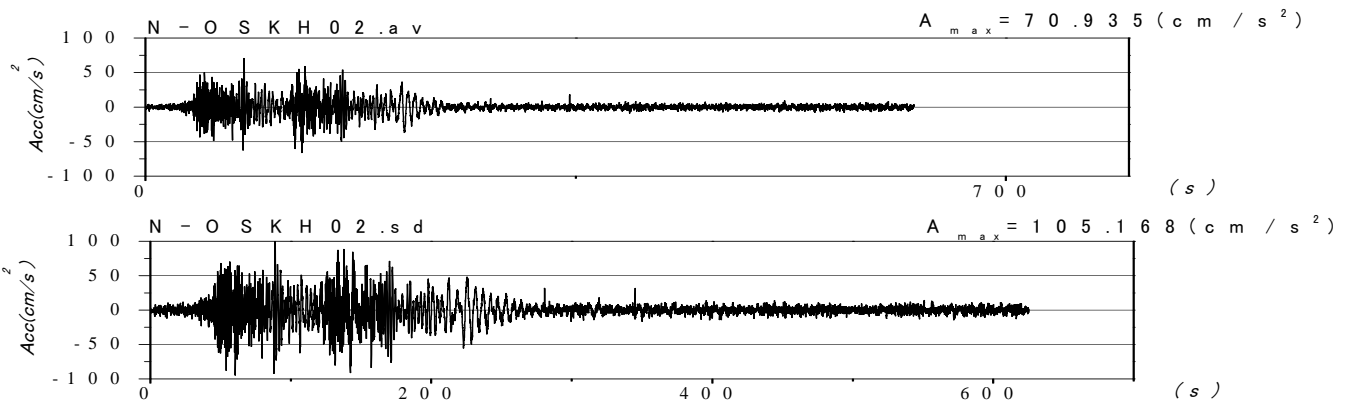
図 4.1.4 東京予測波の応答スペクトルとエネルギースペクトル



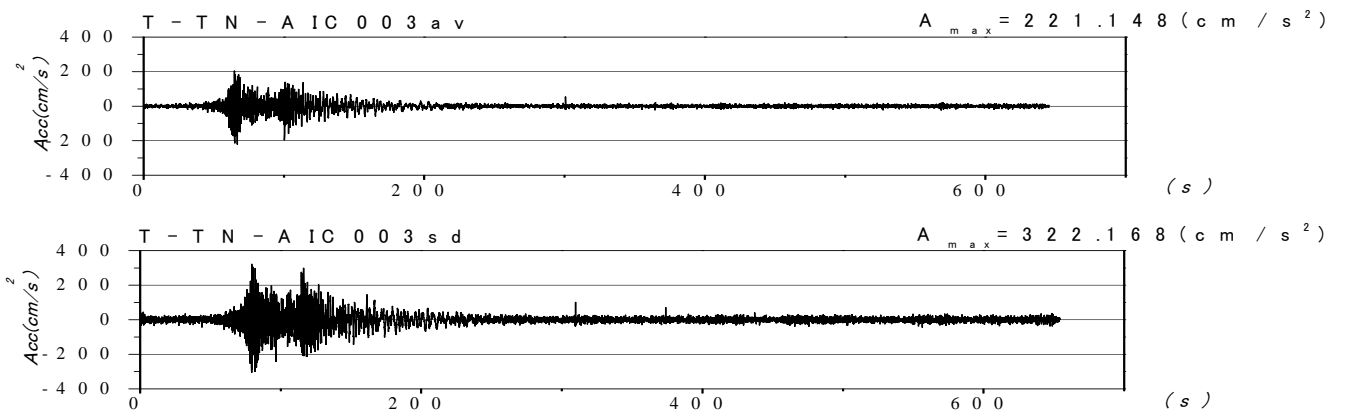
最大速度値を 50cm/s に基準化
 図 4.1.5 標準波の加速度波形



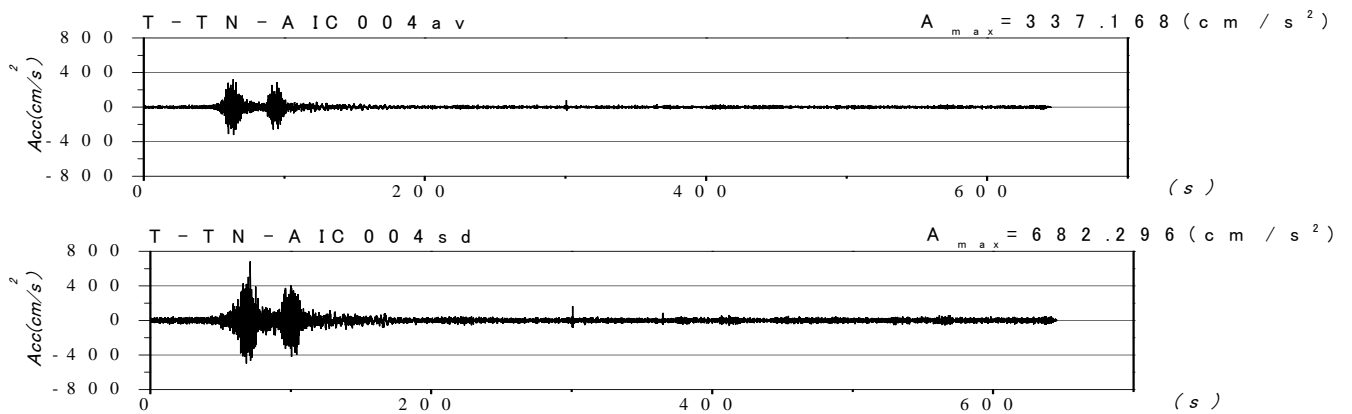
JSCA 波
 図 4.1.6 告示波の加速度波形



(a) 想定南海地震此花 OSKH02



(b) 想定東海・東南海地震の津島 AIC003



(c) 想定東海・東南海地震の名古屋 AIC004

図 4.1.7 提案波 1 の加速度波形

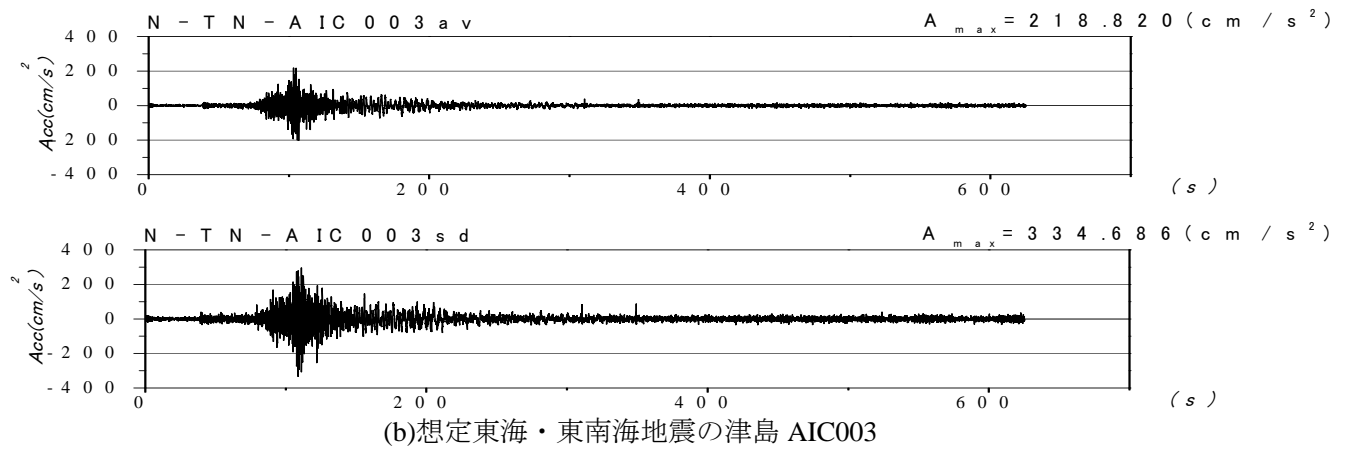
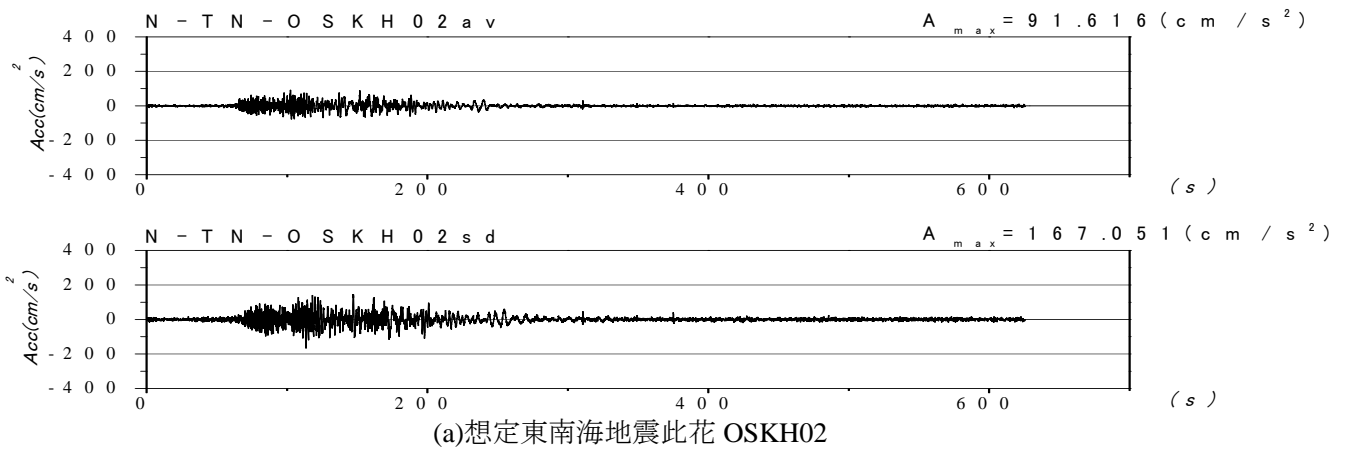


図 4.1.8 提案波の加速度波形

4-2 長周期地震動に対する超高層建築物の応答特性

4-2-1 検討方針

地震動 WG が提案する長周期地震動の波形作成法は、試行段階であり、その適用範囲や誤差等の扱いに関して、建物の応答性状からみた考察が必要である。また、長周期地震動に対する応答性状から、設計上の課題などを抽出することも重要である。

そこで、本章では、長周期地震動の影響を受けやすい約 100m 超の超高層建築物を対象に、地震動 WG が作成した検討用長周期地震動に対する地震応答解析を行った結果を紹介し、その結果を考察する。

超高層建築物に対する検討は「建物応答 WG」の下に設置された「超高層 SWG」を中心に行われた。解析した建物モデルは、実存する超高層建築物から、建物高さや構造形式にバリエーションをもたせるように選択し、建物が特定できないようにスパンや階高を適宜調整したものである。作業量を軽減するために、あえて耐力を揃えるなどの（設計変更に近い）大きな調整はしていない。そのため、比較的、実存する超高層建築物に近い性能になっていると思われる。一方、耐力のばらつきの影響を把握するために、標準化された超高層建物モデルを用いたパラメトリック・スタディも並行して実施した。さらに、P- δ 効果や復元力特性の繰り返し劣化性状など、応答結果に影響を及ぼすと考えられる要因について、別途、検討を行った。

なお、4.2.2、4.2.3、4.2.5 節については、第 1 章 1-1 の図 1.1a に示す「超高層 SWG」において詳細な解析を実施しているが、本章ではその要点のみ示す。

4-2-2 鋼構造超高層

(1) 検討用建物

表 4.2.1 に検討用超高層 S 造建物一覧表を示す。また、図 4.2.1 にプロポーシオンや略伏軸組図等を示す。

(2) 応答解析結果および考察

表 4.2.3 に、応答最大値の一覧を示す。また、図 4.2.2 および図 4.2.3 に、「平均波」および「平均+標準偏差波」に対する最大層間変形角の分布をそれぞれ示す。

以下に、応答結果の傾向を簡略に示す。

- ・ 平均波による応答では 230m 級建物で層間変形角 1/66、塑性率 2.8、また 250m 級建物で層間変形角 1/88、塑性率 1.9 といった大きな値が出ているが、他はほぼ従来のレベル 2 地震動に対するクライテリア以内である。
- ・ 高さ 200m 未満と 200m 以上で大きな応答値を示す入力地震動が変わり、前者が津島 (AIC003)、後者が此花 (OSKH02) であり、検討用長周期地震動の卓越周期とピーク高さによるものと推測される。名古屋 (AIC004) は短・中周期成分の入力が大きく、低層部で加速度応答が大きくなっている。
- ・ 建物毎にリダンダンシーも異なるはずであるが、その影響よりも地震動との共振レベルにあるかどうかということが、応答値を左右する。
- ・ 純ラーメン系の建物は、損傷が特定階に集中する傾向、ブレース系は損傷が分散する傾向にある。

- ・ 累積塑性変形倍率は、ポリリニアール系復元力の第一折れ点を基点に計算しているものと、当該復元力を履歴面積等価の完全弾塑性型復元力に置き換えたときの折れ点を基点に計算しているものがあり、算定の仕方を統一する必要がある。数字としては 50 ぐらいまで間でかなりばらつきがある。

表 4. 2. 1 検討用超高層 S 造建物一覽表 (諸元)

S 造	高さ	階	架構形式	平面形状 代表スパン	一次固有周期	柱代表断面(最大厚) 梁代表断面(最大厚)	鋼材種	特徴他
100m級	102m	25	純ラーメン構造	43. 2m × 43. 2m 3. 6m, 16. 8m	X 方向 : 2. 3sec Y 方向 : 2. 8sec	□-700 × 700 (50) H-800 × 350 (40)	SM490 SM520	センターコアー 外周 X@3600Y@4200 チューブ型
120m級	120m	26	制振部材付ラーメン構造	56. 0m × 27. 0m 6. 4m, 15. 8m	X 方向 : 3. 3sec Y 方向 : 3. 6sec	□-700 × 700 (60) H-900 × 350 (40)	SM490	片コアー 低降伏点鋼壁パネル・H 型間柱
140m級	142	35	ブレース付きラーメン構造	36. 0m × 72. 0m 7. 2m, 14. 4m	X 方向 : 3. 7sec Y 方向 : 3. 8sec	□-700 × 700 (70) H-800 × 300 (28)	SM490 SM490	センターコアー コア・外壁面に連層 K 型ブレース
200m級	200m	46	制振部材付ラーメン構造	53. 5m × 68. 0m 7. 2m, 17. 5m	X 方向 : 5. 4sec Y 方向 : 5. 4sec	□-800 × 800・CFT (60) H-900 × 400 (40)	HBL355 SM490	センターコアー (コの字型プラン) 束ブレース, 粘性系ダンパー
230m級	240m	53	制振部材付ラーメン構造	54. 0m × 75. 6m 7. 2m, 19. 8m	X 方向 : 6. 0sec Y 方向 : 7. 0sec	□-800 × 800・CFT (80) H-1000 × 400 (36)	SM490 SM520 SA440	センターコアー (コの字型プラン) ンドブレース, 粘性系ンパー 36 階で構造切替
250m級	256m	55	X : 純ラーメン構造 Y : ブレース付きラーメン構造	35. 0m × 70. 0m 3. 2m, 9. 6m	X 方向 : 5. 8sec Y 方向 : 5. 3sec	□-650 × 800 (70) H-900 × 400 (40)	SM490 SM520	センターコアー 一部に大組的な架構

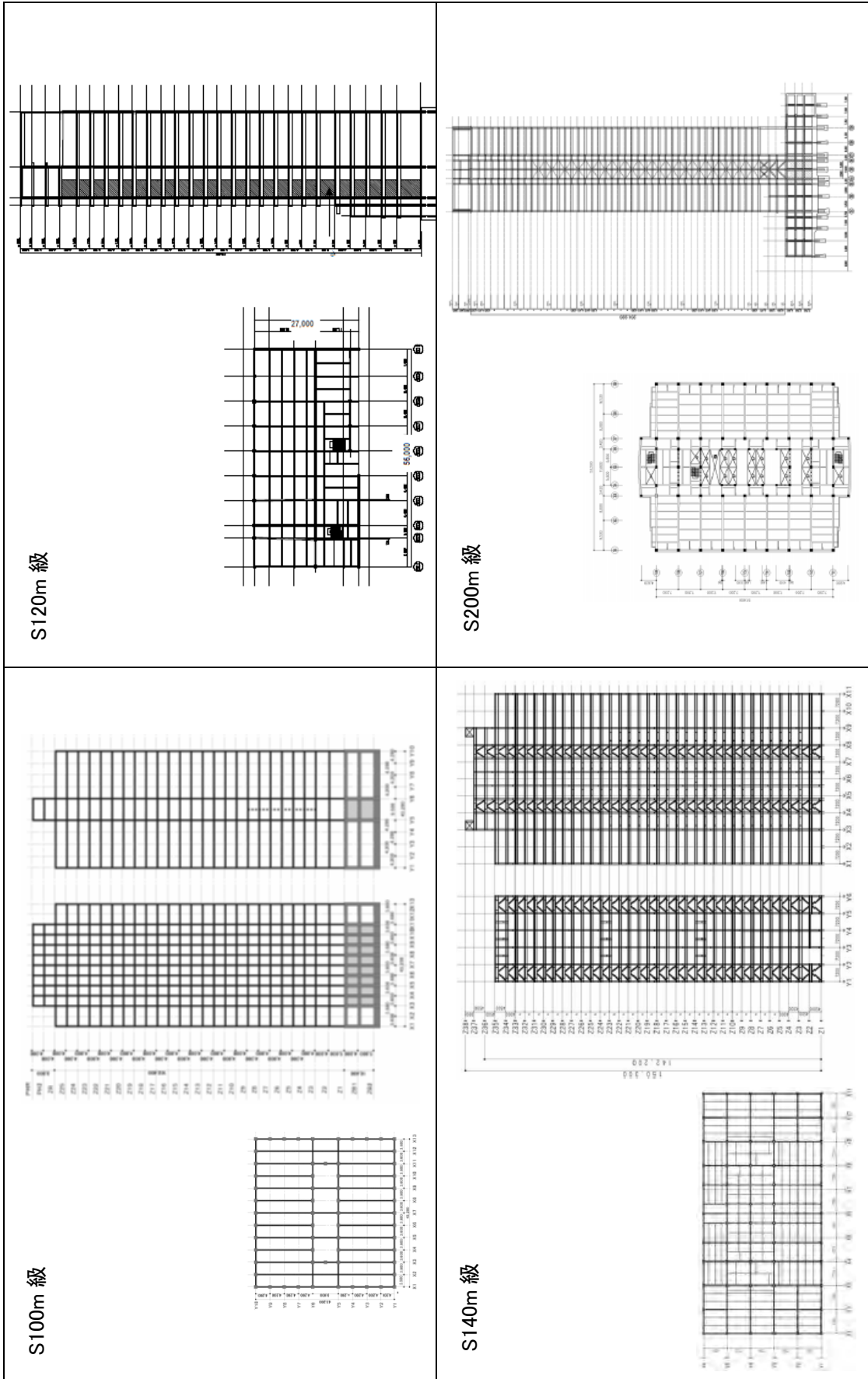


図 4.2.1 検討用超高層 S 造建物の伏図、軸組図

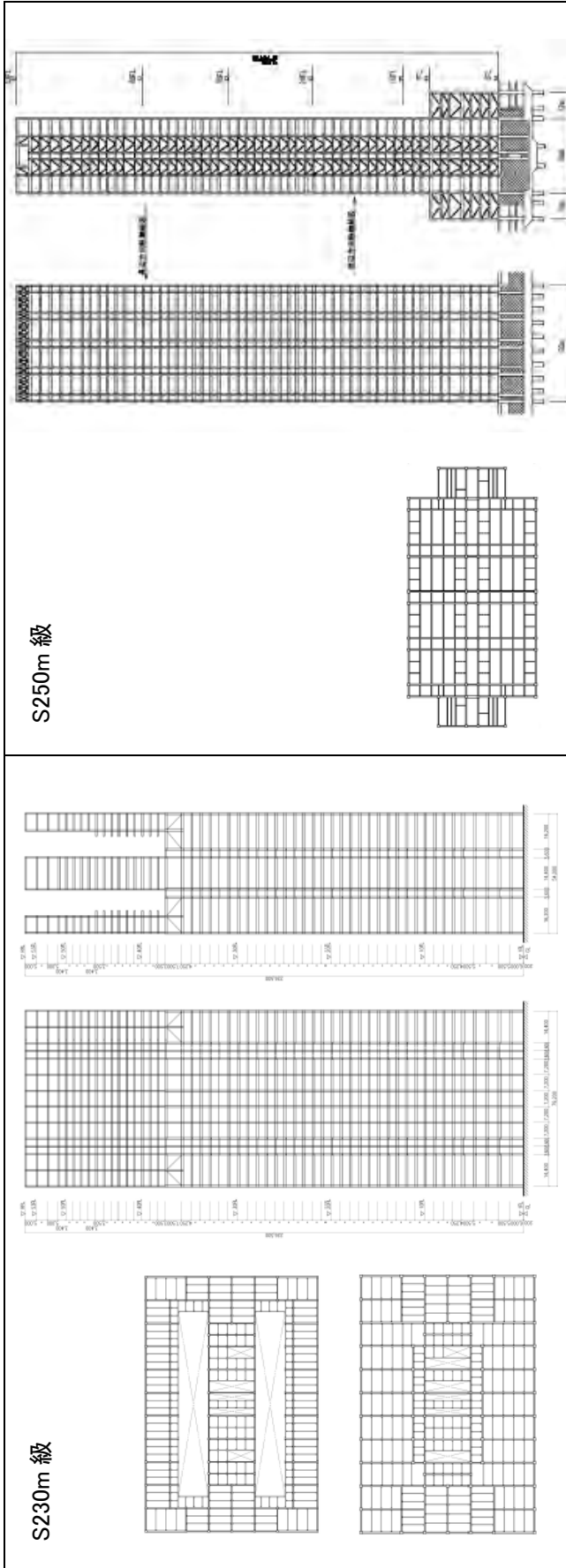


図 4.2.1 検討用超高層 S 造建物の伏図、軸組図 (つづき)

表 4.2.2 超高層 S 造建物検討結果一覽表

S 造	高さ 階数	設計用 C _B	応答解析モデル	応答最大値						
				平均波		平均+σ波 (付章参考値)		塑性率	塑性率	
				層間変形角	塑性率	層間変形角	塑性率			
100m級	102m 25	0.100	曲げせん断棒	X 方向 Y 方向	1/123 (5F : 津島 (AIC003)) 1/ 97 (10F : 津島 (AIC003))	1.34 (5F : 津島 (AIC003)) 1.58 (10F : 津島 (AIC003))	1/119 (10F : 津島 (AIC003)) 1/ 70 (10F : 津島 (AIC003))	1.37 (5F : 津島 (AIC003)) 2.21 (12F : 津島 (AIC003))		
120m級	120m 26	0.075	曲げせん断棒	X 方向 Y 方向	1/176 (6F : 津島 (AIC003)) 1/172 (3F : 津島 (AIC003))	1.27 (7F : 津島 (AIC003)) 1.05 (5F : 津島 (AIC003))	1/ 115 (7F : 津島 (AIC003)) 1/ 136 (6F : 津島 (AIC003))	2.09 (7F : 津島 (AIC003)) 1.37 (6F : 津島 (AIC003))		
140m級	140m 35	0.073	曲げせん断棒	X 方向 Y 方向	1/108 (14F : 津島 (AIC003)) 1/101 (16F : 津島 (AIC003))	2.09 (14F : 津島 (AIC003)) 2.16 (16F : 津島 (AIC003))	1/ 90 (11F : 津島 (AIC003)) 1/ 86 (16F : 津島 (AIC003))	2.53 (11F : 津島 (AIC003)) 2.71 (13F : 津島 (AIC003))		
200m級	200m 46	0.055	曲げせん断棒	X 方向 Y 方向	1/102 (21F : 此花 (OSKH02)) 1/111 (32F : 津島 (AIC003))	1.42 (7F : 此花 (OSKH02)) 1.42 (10F : 津島 (AIC003))	1/ 72 (18F : 此花 (OSKH02)) 1/ 85 (32F : 津島 (AIC003))	2.00 (19F : 此花 (OSKH02)) 2.07 (27F : 津島 (AIC003))		
230m級	230m 53	0.045	曲げせん断棒	X 方向 Y 方向	1/138 (16F : 此花 (OSKH02)) 1/ 66 (4F : 此花 (OSKH02))	1.95 (12F : 此花 (OSKH02)) 2.82 (17F : 此花 (OSKH02))	1/ 91 (16F : 此花 (OSKH02)) 1/ 46 (29F : 此花 (OSKH02))	2.96 (12F : 此花 (OSKH02)) 4.05 (17F : 此花 (OSKH02))		
250m級	256m 55	0.055~ 0.075	曲げせん断棒	X 方向 Y 方向	1/ 83 (11F : 此花 (OSKH02)) 1/170 (32F : 此花 (OSKH02))	1.9 (11F : 此花 (OSKH02)) 1.2 (33F : 此花 (OSKH02))	1/ 56 (11F : 此花 (OSKH02)) 1/123 (33F : 津島 (AIC003))	2.9 (11F : 此花 (OSKH02)) 1.7 (40F : 津島 (AIC003))		

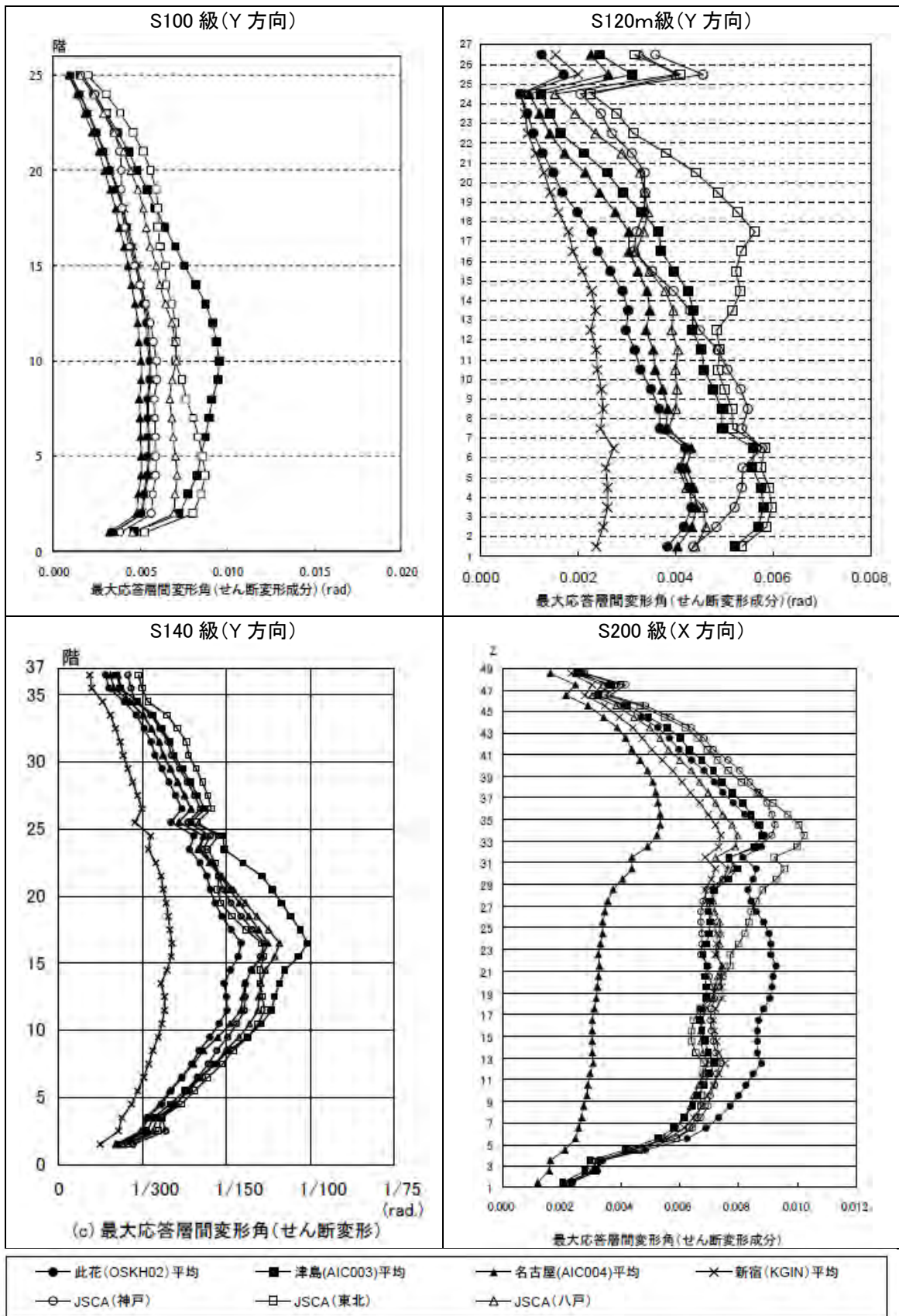


図 4.2.2 最大層間変形角の分布 (平均値)

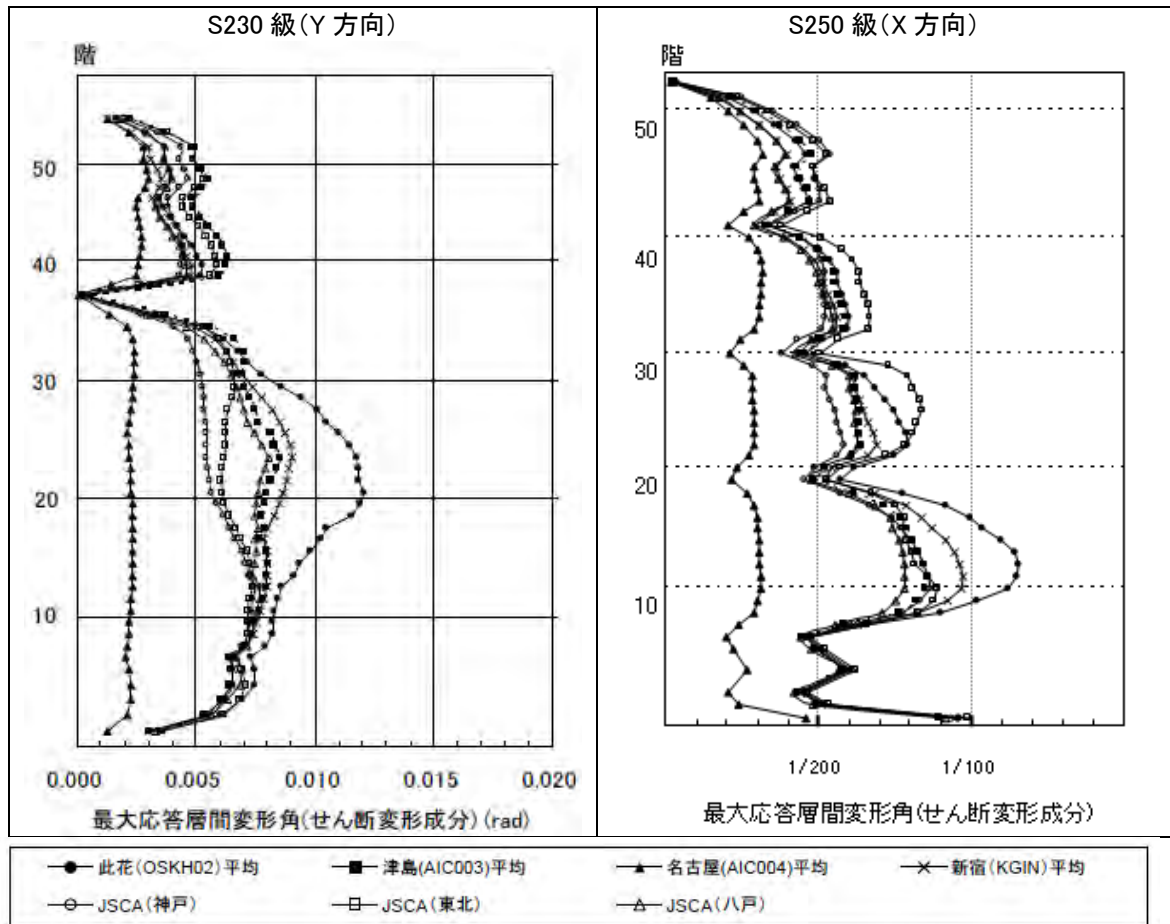


図 4.2.2 最大層間変形角の分布 (平均波、つづき)

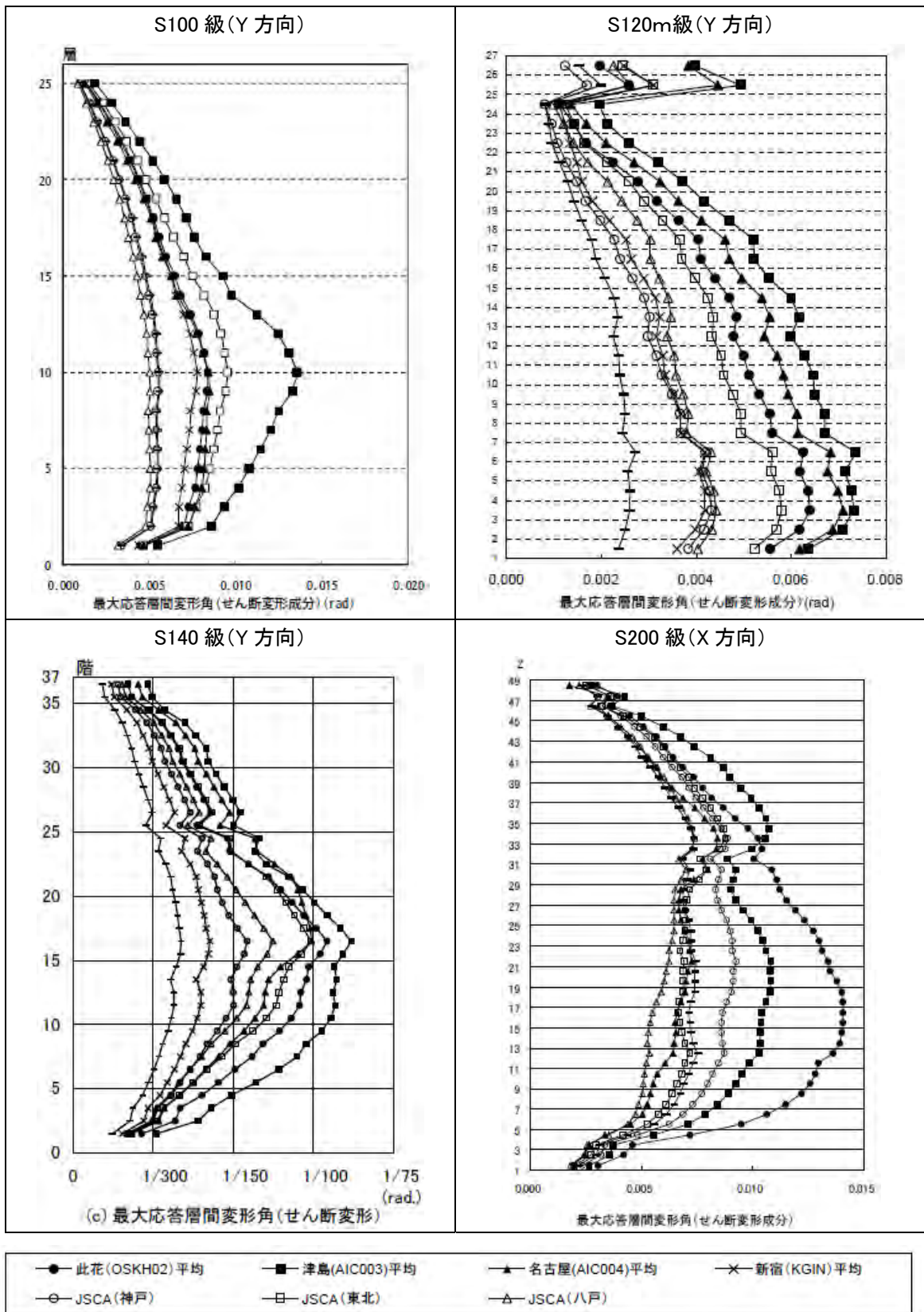


図 4.2.3 最大層間変形角の分布 (平均+標準偏差波)

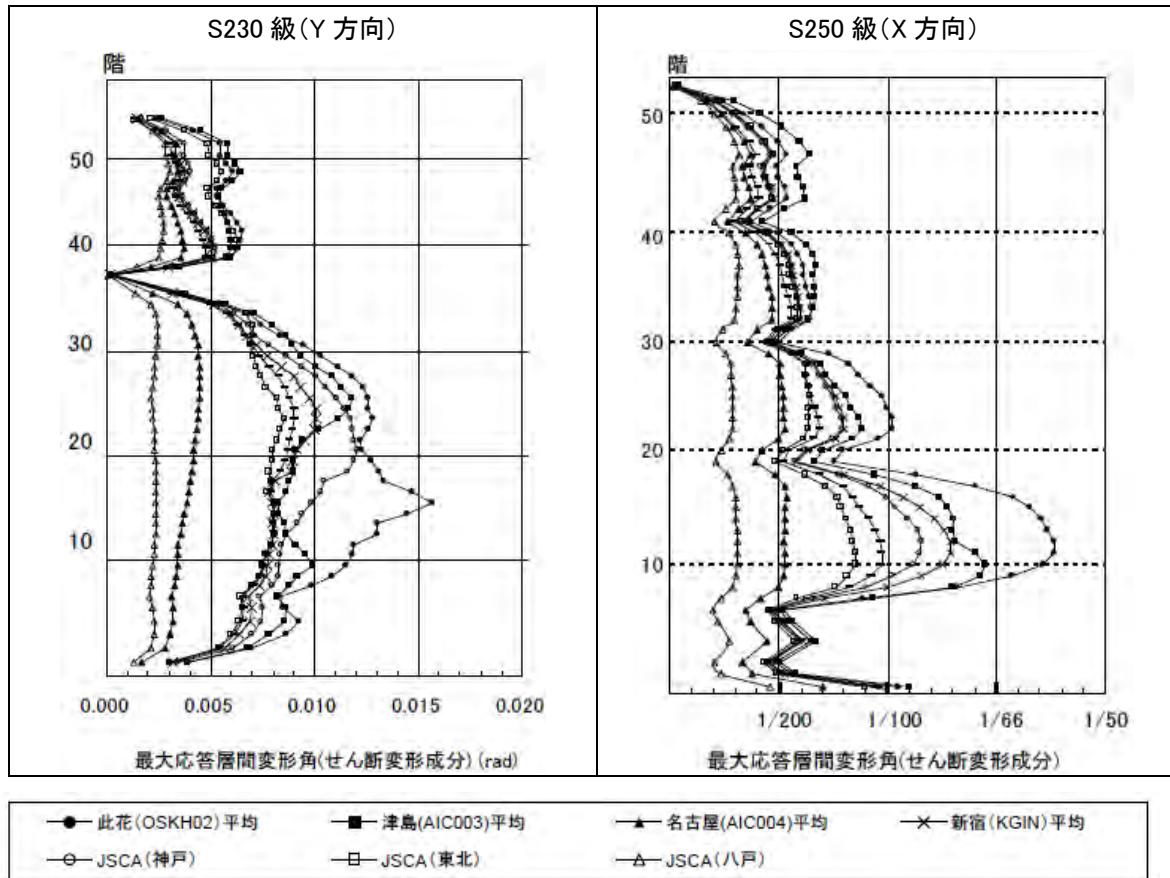


図 4.2.3 最大層間変形角の分布 (平均+標準偏差波、つづき)

4-2-3 鉄筋コンクリート造超高層

(1) 検討用建物

表 4.2.3 に検討用超高層 RC 造建物一覧表を示す。また、図 4.2.4 にプロポーシオンや略伏軸組図等を示す。

(2) 応答解析結果および考察

表 4.2.4 に、応答最大値の一覧を示す。また、図 4.2.5, 図 4.2.6 に、「平均波」および「平均+標準偏差波」に対する最大層間変形角の分布をそれぞれ示す。

以下に、応答結果の傾向を簡略に示す。

- ・ 平均波による応答では、180m 級建物でレベル 2 地震動に対するクライテリアを超えるが、他はほぼクライテリア以内である。
- ・ 90m 級及び 115m 級建物が大きな応答値を示す入力波は津島(AIC003)、その他は概ね此花(OSKH02)であり、検討用長周期地震動の卓越周期とピーク高さによるものと推測される。名古屋(AIC004)は短・中周期成分の入力が大きく、加速度応答が大きくなっている。
- ・ RC 造ラーメン系建物では、柱・梁の曲げひび割れ生起による剛性低下が生じ、弾性周期と比べて振動実効周期が 1.2~1.5 倍程度長くなるため、その周期帯域に卓越周期を持つ長周期地震動にのみ大きな応答値を呈している。
- ・ 検討対象建物は全てラーメン系の架構形式であり、モデル化にも因るが平均波+ σ 波による応答では特定の範囲の層に損傷が集中して層間変形角が増大する傾向も確認される。

表 4.2.3 検討用超高層 RC 造建物一覧表 (諸元)

RC 造	高さ	階	架構形式	平面形状 代表スパン	一次固有周期	柱代表断面 梁代表断面	Fc	主筋強度 せん断補強筋強度	特 徴 他
90m 級	93.1m	30	チューブ構造	27.6m×31.8m 6.1m, 6.4m	X 方向 : 1.99sec Y 方向 : 1.86sec	1000×1000~1100×1100 900×900~1000×650	Fc30~Fc60	SD345~SD685 SD390~SPR785	センターコア
115m 級	114.5m	36	ラーメン構造	30.0m×30.0m 6.0m	X 方向 : 2.16sec Y 方向 : 2.16sec	900×900~1000×1000 550×800~550×900	Fc30~Fc60	SD490 SD295~KSS785	検討建物
130m 級	132.0m	43	ラーメン構造	32.5m×32.5m 3.25m, 6.5m	X 方向 : 3.12sec Y 方向 : 3.04sec	750×850~1200×1200 440×850~680×1200	Fc30~Fc70	SD345~SD685 SD295~KSS785	中ボイド
150m 級 (その1)	150.5m	47	ラーメン構造	22.6m×62.0m 5.7m, 5.1m	X 方向 : 2.37sec Y 方向 : 3.48sec	1000×1000 700×1100、700×850	Fc30~Fc100	SD345~SD685 SD295~SD785	中廊下、タワー、
150m 級 (その2)	151.5m	44	ラーメン構造 一部耐震壁	31.2m×45.0m 6.5m, 6.1m, 9.5m	X 方向 : 2.92sec Y 方向 : 3.28sec	1000×1000~1200×1200 700×900~650×1200	Fc30~Fc80	SD390~SD490 SD295~KSS785	センターコア
180m 級	180.8m	54	ラーメン構造	44.0m×42.4m 6.0m, 8.4m, 10.0m	X 方向 : 4.23sec Y 方向 : 4.31sec	900×900~1000×1000 650×750~650×1400	Fc30~Fc160	SD390, SD490, USD685A SBPD1275/1420	中ボイド
240m 級	242.3m	70	チューブ構造	48.0m×48.0m 4.0m, 5.0m	X 方向 : 5.44sec Y 方向 : 5.44sec	900×900 600×850~600×1000	Fc48~Fc120	SD490, SD685 SD390~SPR785	中ボイド, 試 設計建物

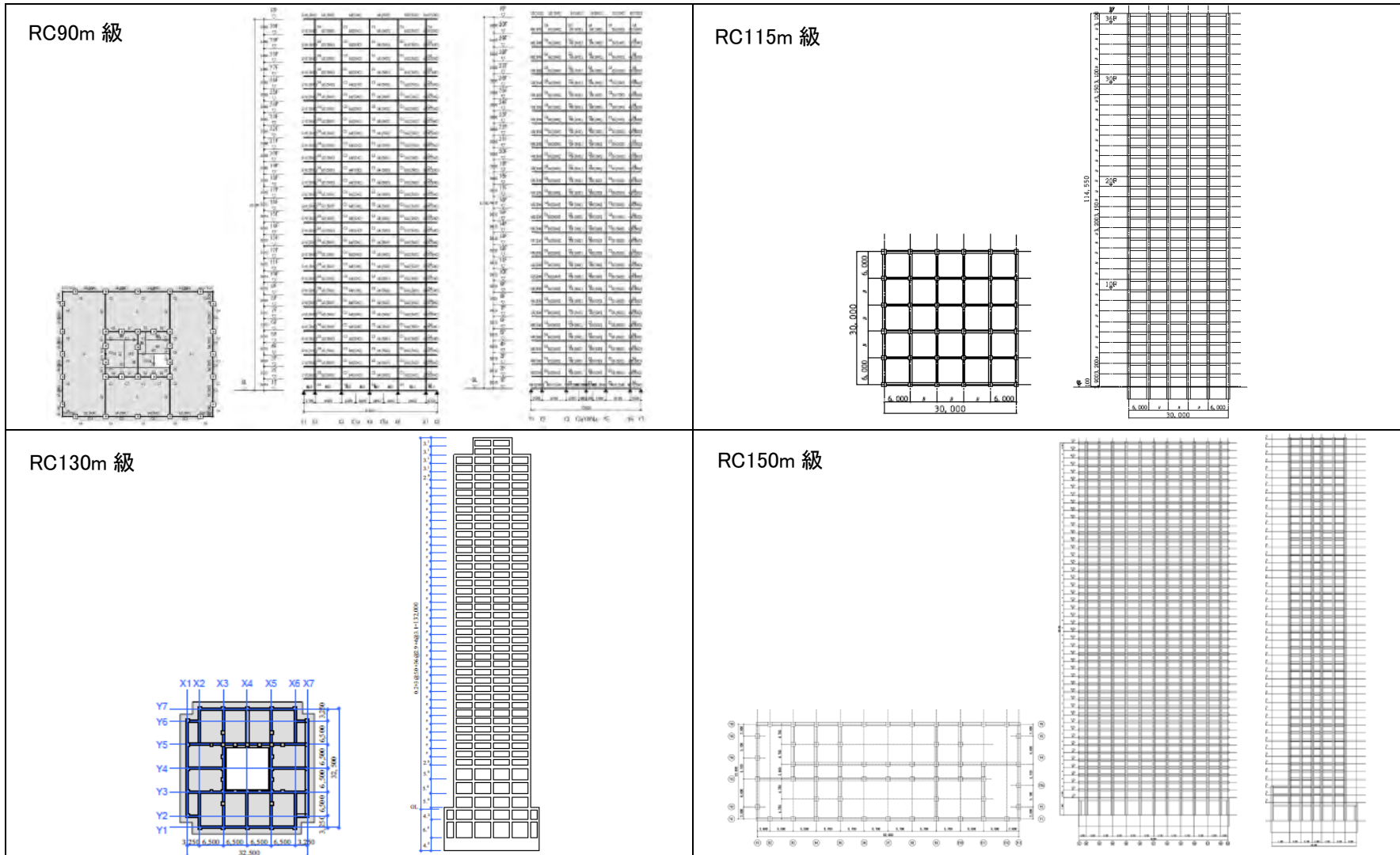


図 4.2.4 検討用超高層 RC 造建物の伏図、軸組図

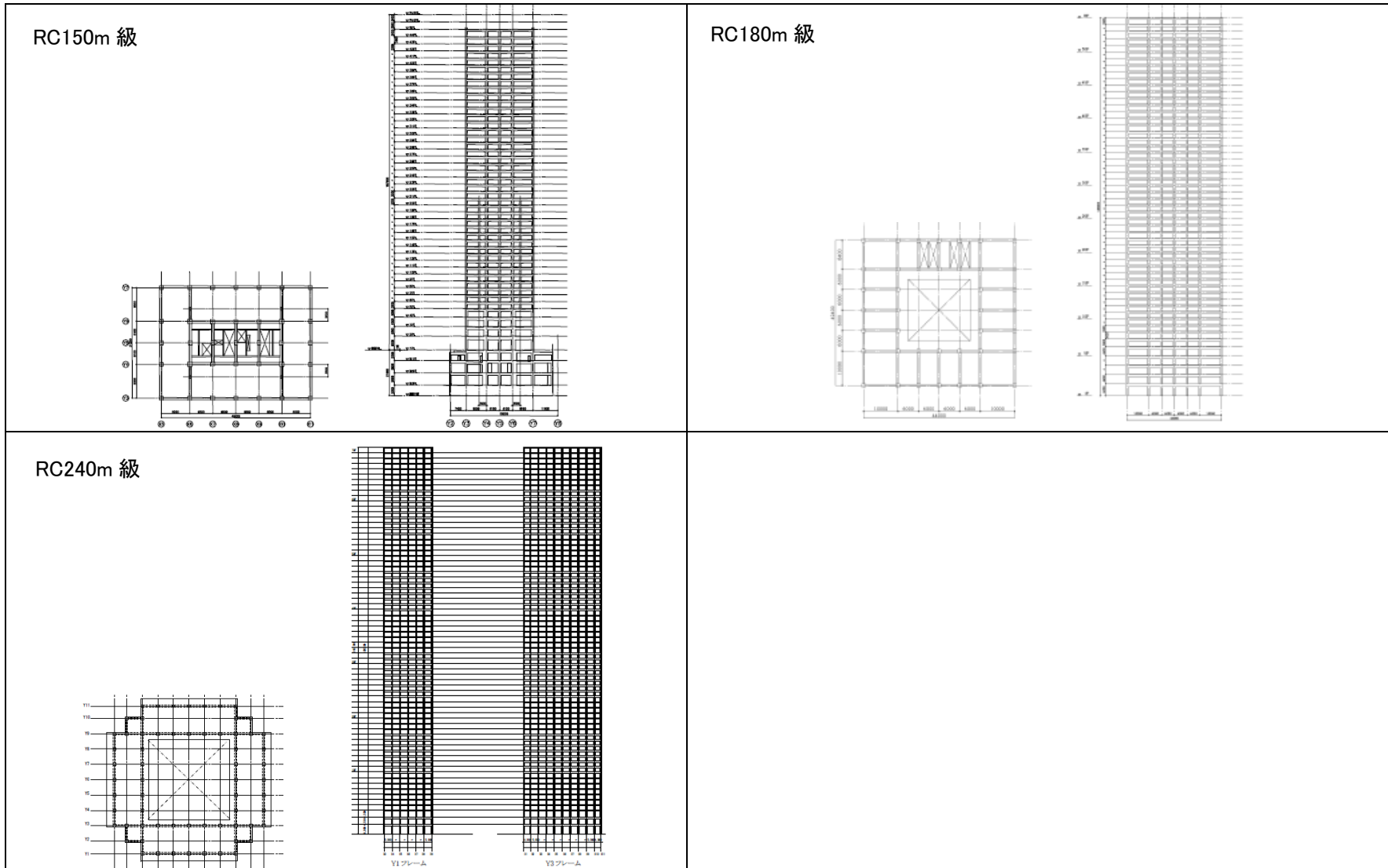


図 4.2.4 検討用超高層 RC 造建物の伏図、軸組図 (つづき)

表 4.2.4 超高層RC造建物検討結果一覧表

RC造	高さ階数	設計用 C_B	応答解析モデル	応答最大値				
				方向	平均波		平均+ σ 波 (付章参考値)	
					層間変形角	塑性率 ^{※1}	層間変形角	塑性率 ^{※1}
90m級	93.1m 30	0.103	部材精算モデル	X方向	1/185(13F:津島(AIC003))	0.93(19F:津島(AIC003))	1/119(19F:津島(AIC003))	1.70(19F:津島(AIC003))
				Y方向	1/209(10F:津島(AIC003))	1.05(19F:津島(AIC003))	1/122(19F:津島(AIC003))	3.03(19F:津島(AIC003))
115m級	114.5m 36		等価曲げせん断棒モデル	X方向	1/162(18F:津島(AIC003))	0.67(19F:津島(AIC003))	1/56(18F:津島(AIC003))	2.07(18F:津島(AIC003))
				Y方向	同上	同上	同上	同上
130m級	132.0m 43	0.073	等価せん断棒モデル	X方向	1/103(8F:此花(OSKH02))	1.49(9F:此花(OSKH02))	1/48(10F:此花(OSKH02))	3.41(10F:此花(OSKH02))
				Y方向	同上	同上	同上	同上
150m級 (その1)	150.5m 47	0.060	等価曲げせん断棒モデル	X方向	1/143(15F:津島(AIC003))	1.02(2F:津島(AIC003))	1/55(15F:津島(AIC003))	2.65(15F:津島(AIC003))
				Y方向	1/114(16F:此花(OSKH02))	0.92(8F:此花(OSKH02))	1/66(11F:此花(OSKH02))	1.73(8F:此花(OSKH02))
150m級 (その2)	151.5m 44	0.060	等価曲げせん断棒モデル	X方向	1/108(21F:此花(OSKH02))	1.51(1F:此花(OSKH02))	1/58(9F:此花(OSKH02))	2.63(9F:此花(OSKH02))
				Y方向	1/123(23F:此花(OSKH02))	1.67(1F:此花(OSKH02))	1/66(29F:津島(AIC003))	2.65(1F:此花(OSKH02))
180m級	180.8m 54	0.050	等価曲げせん断棒モデル	X方向	1/65(9F:此花(OSKH02))	2.12(7F:此花(OSKH02))	1/47(10F:此花(OSKH02))	2.88(10F:此花(OSKH02))
				Y方向	1/66(10F:此花(OSKH02))	2.00(10F:此花(OSKH02))	1/51(10F:此花(OSKH02))	2.62(7F:此花(OSKH02))
240m級	242.2m 70	0.032	部材精算モデル	X方向	1/118(22F:此花(OSKH02))	1.31(43F:此花(OSKH02))	1/97(19F:此花(OSKH02))	1.77(42F:此花(OSKH02))
				Y方向	同上	同上	同上	同上

※1 塑性率は、等価モデルの場合は層塑性率を、部材精算モデルの場合は部材塑性率を示す。

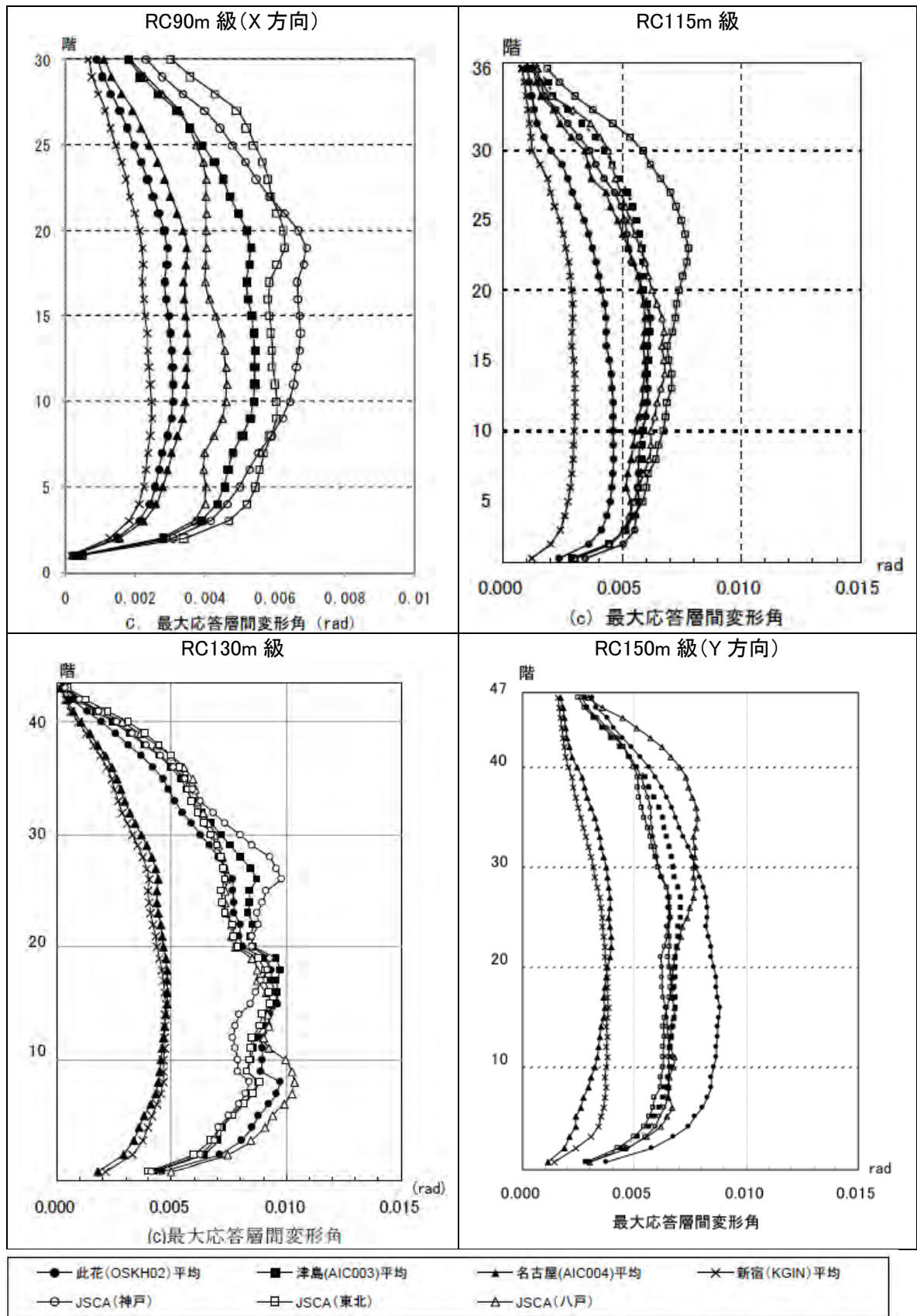


図 4.2.5 最大層間変形角の分布 (平均波)

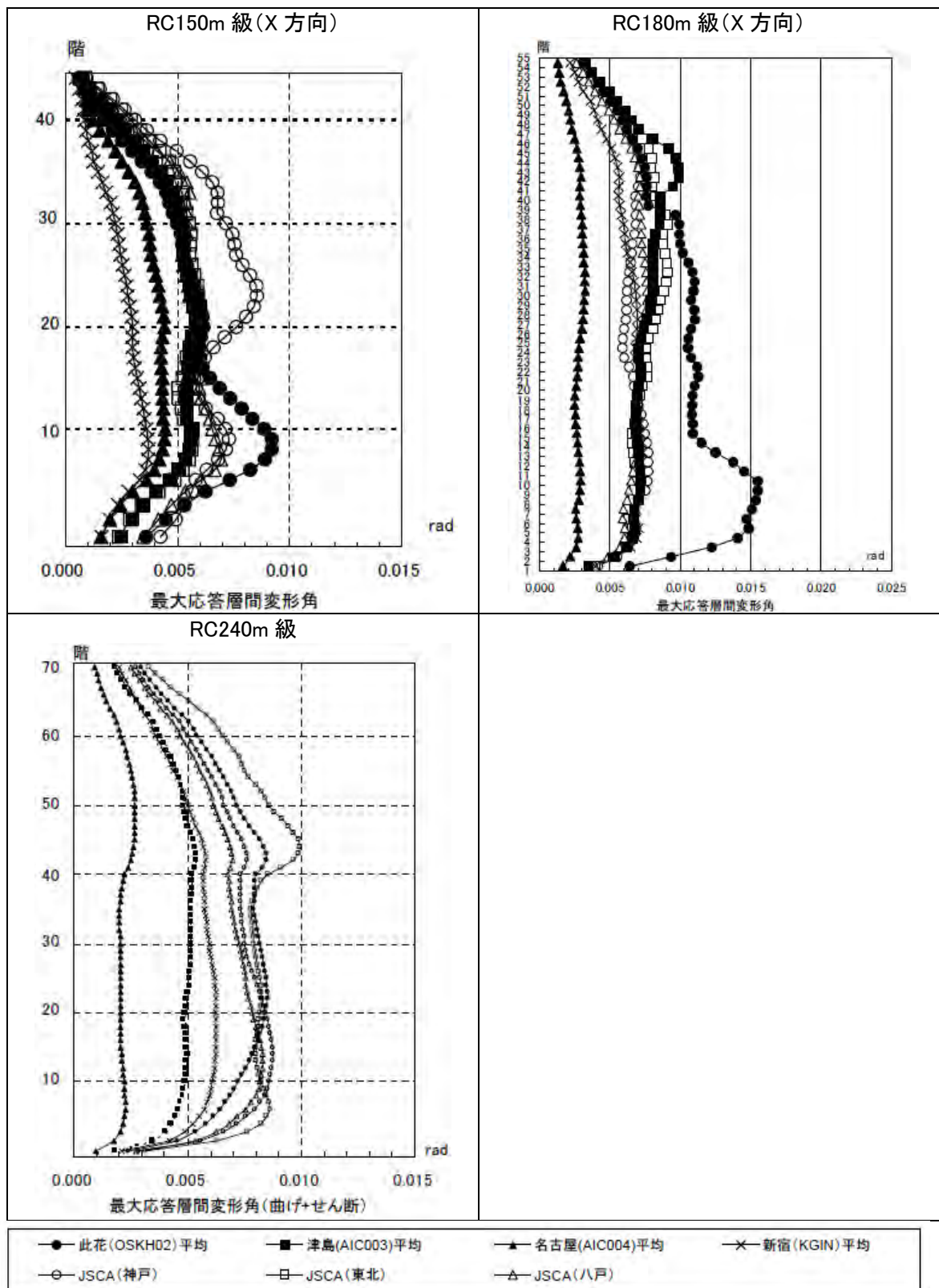


図 4.2.5 最大層間変形角の分布 (平均波、つづき)

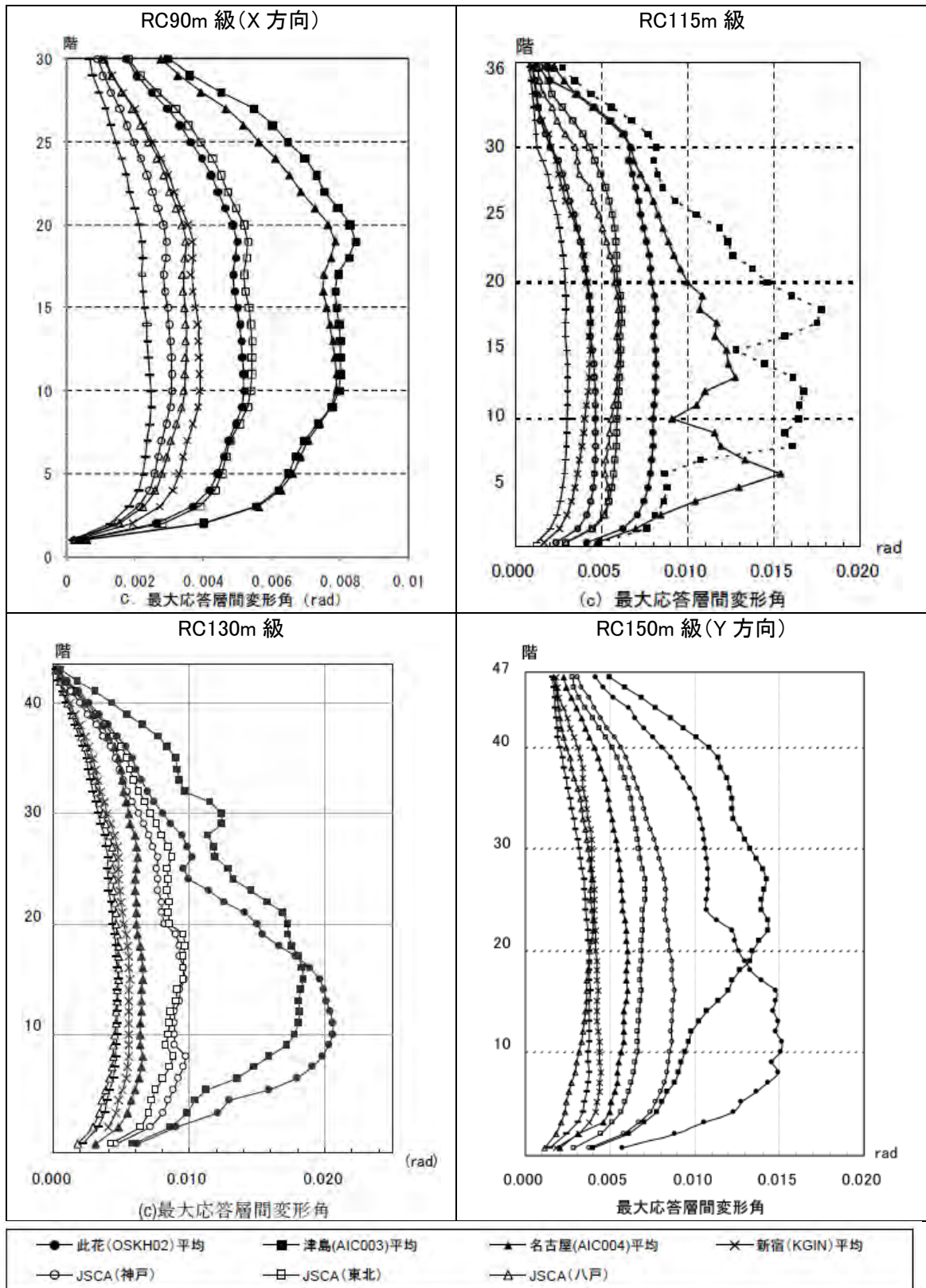


図 4.2.6 最大層間変形角の分布 (平均+標準偏差波)

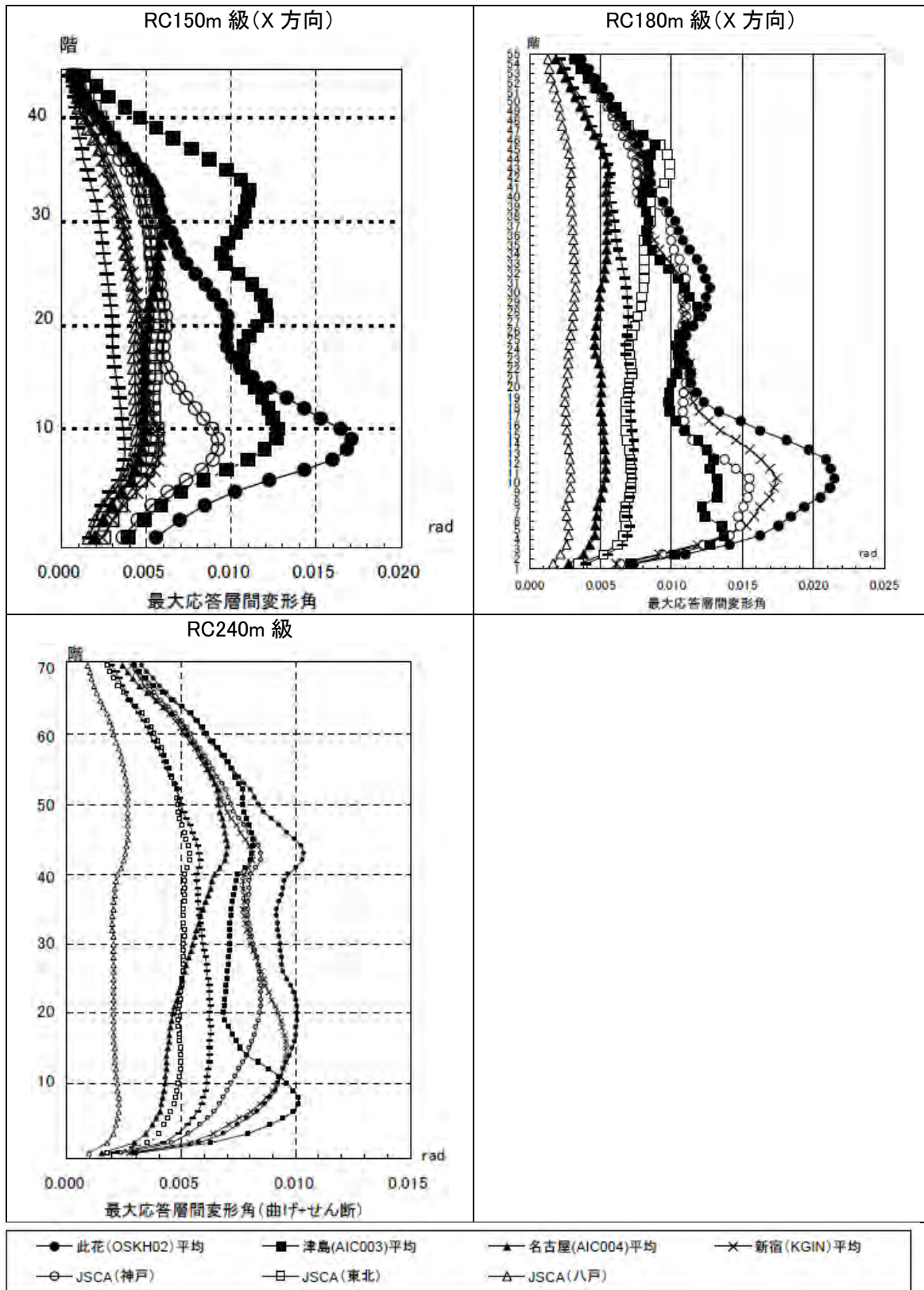


図 4.2.6 最大層間変形角の分布 (平均+標準偏差波、つづき)

4-2-4. 質点系によるパラメトリック解析

(1) 解析条件

a) 解析の目的

長周期地震動に対する超高層鉄骨造建物の地震応答性状を明らかにするために、ここでは既存の超高層鉄骨建物の評定資料の建物各層の耐力分布や質量分布等の統計的なデータに基づいて、超高層鉄骨造建物の標準化解析モデルを作成し、図 4.2.7 に示すような質点系モデルによる地震応答解析を行なう。本報告では、現在提案されている長周期地震動を用いて、この質点系標準化モデルを用いた地震応答解析を行ない、その結果得られた最大応答変形等について示す。

b) 超高層鉄骨造建物の質点系標準化モデルの作成方法

ビルディングレターや高層評定資料等に基づき、標準的な鉄骨造超高層建物のモデルを作成した。高層評定資料により求める場合には、1) 鉄骨ラーメン構造のもの（低層も含む）、2) 各層のスケルトンを作成する際にプッシュオーバー解析を行っているもの、3) 純せん断で解析モデルを作成しているもの、4) トリリニアモデルを用いており各折れ点の情報がある資料を抽出し、それらの平均から標準モデルを定めた。これらの条件を満たす建物は 16 棟あり、この 16 棟の平均的なモデルを作成する。16 棟の階数の範囲は 27 階から 46 階である。

各棟につき、ひとつの値や分布を定めている固有周期やベースシア係数、層せん断力係数分布については、ビルディングレターや既往の研究を参考にして、標準値を定めた。以下では、質点数（階数）を 30 質点とした場合の標準モデルを示す。

1) 固有周期 T_1

文献 (1) により T_1 は以下の式で表される。

$$T_1 = 0.108N \quad \text{よって} \quad T_1 = 3.24[\text{sec}]$$

2) ベースシア係数 CB

文献 (2) により CB は以下の式で表される。

$$CB = 0.31/T_1 \quad \text{により} \quad CB = 0.0957$$

3) 層せん断力係数分布

ビルディングレターを調査したところ、100m 以上の 291 棟の鉄骨造超高層では、149/291 が A_i 、112/291 が予備解析、30/291 がその他であった。

A_i 分布を仮定する。

4) 2) と 3) により設計用層せん断力係数分布 C_i を求める。

5) 重量分布 W_i

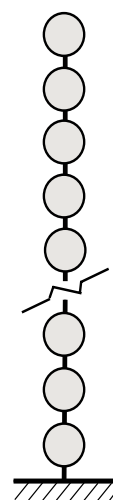


図 4.2.7 質点系モデル

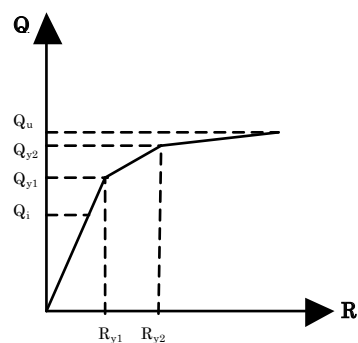


図 4.2.8 各折れ点の記号

調査した 16 棟を対象に基準高さに対する平均的な重量分布を求めた。(図 4.2.9(a)) 全重量を 30000t と仮定して、各層重量を求める。

$$\left(\text{重量分布} : \frac{W_i}{\sum_{k=1}^N (W_k/N)} = 1.93 - 8.73x + 30.5x^2 - 52.7x^3 + 45.7x^4 - 16.0x^5 \right. \quad \left. x \text{ は基準高さ} \right)$$

6) 各層の設計用層せん断力 (以下の記号は図 3.4-2 参照)

$$Q_i = C_i \times \sum W_i \quad \text{により定める。}$$

7) 第一折れ点の変形角 Ry1

調査した 16 棟を対象にして基準高さに対する第一折れ点の変形角の分布により各層の変形角 Ry1 を求める。(図 4.2.9(b))

$$\left(\text{第一折れ点の変形角の分布} : R_{y1} = 0.0025 + 0.0305x - 0.125x^2 + 0.264x^3 - 0.266x^4 + 0.0991x^5 \right. \\ \left. x \text{ は基準高さ} \right)$$

8) 第二折れ点の変形角 Ry2

調査した 16 棟を対象にして基準高さに対する第二折れ点の変形角の分布により各層の変形角 Ry2 を求める。(図 4.2.9(c))

$$\left(\text{第二折れ点の変形角の分布} : R_{y2} = 0.0038 + 0.0483x - 0.198x^2 + 0.201x^3 - 0.385x^4 + 0.137x^5 \right. \\ \left. x \text{ は基準高さ} \right)$$

9) 耐力比分布

Qy1/Qi の比の分布の平均は以下の通り。(図 4.2.9(d)) この分布を使い Qy1/Qi を定める。

$$Q_{y1}/Q_i = 1.59 - 1.67x - 4.46x^2 - 3.36x^3 - 0.667x^4 + 1.76x^5$$

Qy2/Qy1 の比の分布の平均は以下の通り。(図 4.2.9(e)) この分布を使い Qy2/Qy1 を定める。

$$Q_{y2}/Q_{y1} = 1.29 + 0.673x - 2.64x^2 + 4.25x^3 - 2.85x^4 + 0.550x^5$$

これらから、Qy1 と Qy2 を定める。

10) 剛性比 K3/K1

K3/K1 の分布を図 4.2.9(f) に示した。建物ごとに傾向が大きく異なり、高さ方向の平均を取ることにあまり意味がないため、全層の平均値を使うこととした。平均値は以下の通り。

$$K3 = K1 \times 0.272$$

以上の方法により定めた各層の値は、表 4.2.5 の通り。

11) 耐力の調整

上記に従って、各層のスケルトンを定め、結果として得られる固有周期が 1) と異なる場合には、折れ点の変形角はそのままにし、耐力を調整して、固有周期が一致するようにする。結果として得られるスケルトンを解析に用いる。

c) 本検討での応答解析モデルの設定

解析モデルの層数は、30 層、40 層、50 層の 3 種類とし、上記の標準化モデル作成方法により、できるだけ目標固有周期に近くなるように、解析モデルを設定する。また、各層の 0.01rad 以降の復元力の勾配は弾性剛性の 3% とし、4 折れ線の復元力特性とする。この解析では、既

往の観測波 (EL CENTRO NS、HACHINOHE EW、TAFT EW) 50kine、JSCA 波 (八戸位相、東北大学位相、JMA 神戸位相)、BCJ-L2 波を用いて、3 種類の強度レベルが異なる解析骨組を設定する。

図 4.2.10 には、これらの地震動の 2% 減衰の速度応答スペクトル及び 10% 減衰のエネルギースペクトルを示す。また、表 4.2.6 にそれぞれの最大加速度、継続時間を示す。この図から、3 秒以降の速度応答スペクトルの値は、観測波 50kine では 50 ~ 80cm/s 程度、JSCA 波は 100 ~ 120cm/s、BCJ-L2 は 150cm/s 程度であることがわかる。ここでは、このように異なるレベルの地震動 (異なる外力レベル) による応答解析を行ない、各層の最大層間変形角 1/100 未満、塑性率 2 未満を満足するように、30、40、50 層それぞれについて、H、M、L の 3 種類の異なる耐力の解析モデルを設定する。H モデルは、最も耐力が大きいモデルであり、表 3.4-2 に示した観測波 50kine、JSCA 波、BCJ-L2 の全てに対して、各層の最大層間変形角 1/100 未満、塑性率 2 未満を満足させる。M モデルは、BCJ-L2 は満足しないが、JSCA 波と観測波 50kine に対して目標性能を満足させる。L モデルは、最も耐力が小さい骨組であり、BCJ-L2 と JSCA 波に対しては満足しないが、観測波 50kine に対しては満足するものである。

このようなモデルの設定方針により、モデルの耐力を変化させた試行錯誤の応答解析を行ない、その結果、表 4.2.7 に示すような固有周期、耐力を有する解析モデルが設定された。表中の f_{ay1} 、 f_{ay2} は、解析モデルの復元力の第 1 折れ点、第 2 折れ点での、 A_i で基準化した各層の層せん断力係数の最も小さな値を示している。また、 C_0 はこの値を R_t で除した値である。30 層、50 層モデルでは、上記の条件を満足する解析モデルを設定できている。一方、40 層モデルでは、BCJ-L2 に対しては、耐力を低下させても応答変形が大きくならなかったため、40 層モデルについては、30 層、50 層モデルと概ね同様の耐力バランスになるように解析モデルの耐力を設定している。結果として 40-H、M、L の解析モデルはすべて、BCJ-L2 に対しては、目標性能を満足するものとなっている。なお、H、M、L モデルそれぞれは、表 2 の第 1 折れ点での層せん断力係数 (f_{ay1}) に示すように、おおよそ 1 割程度づつの耐力差があるモデルになっている。また、第 1 折れ点での C_0 は 0.34 ~ 0.4 程度となっている。

(2) 応答解析結果のまとめ

a) 提案されている提案波 (2009 年 8 月) による地震応答

JSCA 波と既往の観測波 (50kine) に対して、骨組の最大層間変形角 1/100 未満、塑性率 2 未満を満足するように設定した中間的な耐力を持つ 30-M、40-M、50-M モデルを解析対象として、現在提案されている長周期地震動^{(3)~(5)}を用いた質点系の地震応答解析を行ない、既往の観測波 (EL CENTRO NS、HACHINOHE EW、TAFT EW) 50kine、JSCA 波 (八戸位相、東北大学位相、JMA 神戸位相)、BCJ-L2 波による応答結果と比較する。地震応答解析における減衰は 2% 剛性比例型である。

図 4.2.11 は現在提案されている長周期地震動^{(3)~(5)}のうちの、想定南海地震 Mw8.5 の此花 OSKH02、想定東海・東南海地震 Mw8.3 の津島 AIC003 及び名古屋 AIC004 に対して計算した

提案波の2%減衰の速度応答スペクトル及び10%減衰のエネルギースペクトルである。また、avは回帰式の平均値を用いて作成された地震波であり、sdは回帰式の平均値+標準偏差を用いて作成された地震波である。表4.2.8には、これらの地震動の最大加速度、最大速度及び継続時間を示す。

OSKH02では、5秒～8秒にピークがあり、この周期での速度応答値は150～300cm/sで、エネルギースペクトルでは250～400cm/s程度である。図4.2.8に示した地震動に比べて、かなり大きくなっていることがわかる。avとsvでは、速度応答スペクトルでは50～100cm/s程度の差が見られ、エネルギースペクトルでは100～150cm/s程度の差が見られる。OSKH02-sdに対しては、5秒～7秒程度の周期の建物の応答がかなり大きくなることが予想される。

図4.2.12は30-Mモデルの各層の最大層間変形角について、表4.2.6に示した標準的な地震動による解析結果とOSKH02波、AIC003波及びAIC004波による解析結果を比較して示している。30-MモデルはAIC004-sd波に対する応答が最も大きく、最大層間変形角は、9層で0.012radを超過し、BCJ-L2の応答より大きくなっている。図4.2.13は40-Mモデルの結果である。40-Mモデルの各層の最大層間変形角については、AIC003-sdに対する応答が最も大きく、最大は29層で0.013rad程度となっている。OSKH02-sdに対しては、11層で0.012rad程度になっている。図4.2.14は50-Mモデルの結果である。50-Mモデルの各層の最大層間変形角については、OSKH02-sdに対する応答が最も大きく、14層で0.015rad程度になっている。また、AIC003-sdに対する応答も、13層で0.012rad程度である。

図4.2.15に参考として、文献(2)に示されている長周期地震動の速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルを示しておく。

b) 連動して発生する地震による地震応答比較

南海-東南海(N-TN)、東海-東南海(T-TN)のように地震が連動して発生する場合の地震応答を比較する。表4.2.9は、南海(N)、南海-東南海(N-TN)、東海-東南海(T-TN)のそれぞれの地震によって発生するOSKH02とAIC003地点のav(平均)とsd(平均+標準偏差)で作成した地震動の最大加速度、最大速度等を示す。ここでは、これらの地震動を用いた、30-Mモデル、40-Mモデル、50-Mモデルの骨組の応答解析結果を示す。

図4.2.16はこれらの地震動の、速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルである。図4.2.17は南海地震及び南海-東南海連動地震によるOSKH02の地震動を用いた応答解析の比較を示す。図4.2.18は東海-東南海連動地震と南海-東南海連動地震のAIC003の地震動の応答比較である。

図4.2.17から、南海地震と南海-東南海連動地震による応答比較では、30層ではav(平均)の地震動で差が見られ、sd(平均+標準偏差)では、ほとんど差がなかった。40層では、avでは差がないが、sdでは大きな差が見られた。50層ではav、sdともに、連動の方がやや応答が大きくなる結果となった。この解析からは、連動して発生する地震による応答は、連動

しない地震の応答よりかなり大きくなる場合も有るが、一方で、同程度となる場合も有ることがわかる。図 4.2.18 からは、建物の層数によって、応答が大きくなる地震は異なることがわかる。

c) 異なる乱数で作成された長周期地震動による応答比較

異なる乱数セットによって作成された地震動による応答比較を行なう。表 4.2.10 は、暫定波として配布された地震動の最大加速度等一覧である。表 4.2.11 は異なる乱数セットによって作成された地震動であり、その最大加速度等一覧を示す。図 4.2.19 にはこれらの地震動の速度応答スペクトルを示す。これらの地震動を用いた応答解析結果を図 4.2.20 に示す。表 4.2.11 の地震動の方が応答が大きくなる場合も有れば、小さくなる場合もある。これらの結果から、地震動作成段階の乱数の違いによるモデル建物の最大応答変形のばらつきは必ずしも小さくないことがわかる。

(3) 解析結果に関する考察

長周期地震動に対する超高層鉄骨造建物の地震応答性状を明らかにするために、既存の超高層鉄骨建物の評定資料の統計的なデータに基づく超高層鉄骨造建物の標準化解析モデルの作成方法を提示した。この方法を用いて、JSCA 波に対して現状の超高層建物のクライテリアを満足するレベルの 30 層、40 層、50 層の質点系解析モデルを作成し、現時点で提案されている長周期地震動を用いた地震応答解析を行なった。応答解析結果の概要を以下に示す。

1) 暫定波 (2009 年 8 月) による地震応答解析の結果、30 層モデルで最大層間変形角が 0.012rad を超過、40 層モデルでは 0.013rad、50 層モデルでは OSKH02-sd の地震動で 0.015rad 程度に達した。

2) 2 つの地震が連動して発生する場合の最大層間変形角は、連動しない地震の応答に比べ、かなり大きくなるが、一方で、それほど大きく変わらない場合もある。

3) 乱数が異なる地震動による建物応答の比較について、地震動作成段階の乱数の違いによるモデル建物の最大応答変形のばらつきは無視できるほど小さくはない。

【参考文献】

(1) 市村、他：超高層鋼構造物の弾性設計用パラメータに関する研究：(その 1) 各パラメータの定式化、日本建築学会大会、C-1 分冊、p. 867-868、2000.9

(2) 日本建築学会 長周期地震動と建築物の耐震性、2007.12

(3) 大川、他：長周期を含む広帯域地震動の回帰式に基づく想定地震の予測波形の作成 その 1：応答スペクトルの距離減衰式・増幅率マップ、日本建築学会大会梗概集、2009.9

(4) 佐藤、他：長周期を含む広帯域地震動の回帰式に基づく想定地震の予測波形の作成 その 2：位相特性の回帰式・継続時間マップ、日本建築学会大会梗概集、2009.9

(5) 西川、他：長周期を含む広帯域地震動の回帰式に基づく想定地震の予測波形の作成 その 3：想定巨大海溝型地震に対する時刻歴波形、日本建築学会大会梗概集、2009.9

表 4. 2. 5 30 層標準化モデルの各層の設定値

N	基準化高さ	基準化重量	各層重量	Ai	α_i	Ci	Qi	Qy1/Qi	Qy1	Qy2/Qy1	Qy2	R1	R2	K1	K3
30		0.6342	634.2	5.150316	0.021083	0.48619	308.3416	1.8082	557.5433	1.2717	709.0278	0.0056	0.0073	99561.31	27080.68
29	0.966667	0.731376	731.3765	3.809614	0.045397	0.359628	491.099	1.735081	852.0966	1.28715	1096.773	0.005481	0.007362	155468.7	42287.48
28	0.933333	0.803717	803.7175	3.207362	0.072115	0.302775	656.8079	1.676377	1100.401	1.29966	1430.149	0.005465	0.007517	201362.8	54770.69
27	0.9	0.856544	856.5442	2.845108	0.10059	0.268578	812.6743	1.628929	1322.163	1.3096	1731.506	0.005519	0.007728	239578.8	65165.42
26	0.866667	0.894313	894.3127	2.595683	0.13032	0.245032	960.5644	1.587802	1525.186	1.31731	2009.146	0.005615	0.007963	271611.2	73878.24
25	0.833333	0.920694	920.6936	2.409557	0.160927	0.227462	1101.109	1.556277	1713.63	1.32313	2267.361	0.005733	0.0082	298921.8	81306.74
24	0.8	0.938651	938.6506	2.262914	0.192132	0.213619	1234.61	1.530841	1889.991	1.32739	2508.751	0.005854	0.00842	322366.7	87820.56
23	0.766667	0.95052	950.5204	2.142722	0.22373	0.202273	1361.3	1.510178	2055.805	1.33038	2735.006	0.005966	0.00861	344605.8	93732.78
22	0.733333	0.958092	958.0917	2.04119	0.255581	0.192688	1481.409	1.493162	2211.984	1.3324	2947.258	0.00606	0.008764	365033.8	99289.06
21	0.7	0.962684	962.6843	1.953354	0.287584	0.184397	1595.177	1.478948	2359.025	1.33372	3146.281	0.00613	0.008878	384815.3	104669.8
20	0.666667	0.965229	965.2288	1.87589	0.319674	0.177084	1702.843	1.466462	2497.155	1.33457	3332.636	0.006175	0.008951	404404.3	109998
19	0.633333	0.968345	968.3452	1.806488	0.351796	0.170533	1804.637	1.455391	2626.453	1.33517	3506.773	0.006193	0.008988	424074.7	115348.3
18	0.6	0.968423	968.4227	1.743495	0.383924	0.164586	1900.768	1.445179	2746.95	1.33571	3669.128	0.006187	0.008992	443954.2	120755.7
17	0.566667	0.965699	965.6987	1.685693	0.416027	0.159129	1991.423	1.435515	2858.718	1.33633	3820.189	0.00616	0.00897	464052.8	126222.4
16	0.533333	0.964338	964.3381	1.632168	0.448085	0.154077	2076.772	1.426224	2961.942	1.33715	3960.562	0.006116	0.008928	484285.1	131725.5
15	0.5	0.962513	962.5125	1.582214	0.480083	0.149361	2156.972	1.417259	3056.989	1.33825	4091.016	0.006059	0.008875	504505.7	137225.5
14	0.466667	0.96048	960.4796	1.535273	0.512013	0.14493	2232.181	1.408684	3144.461	1.33968	4212.524	0.005995	0.008816	524544.6	142676.1
13	0.433333	0.958662	958.6622	1.490884	0.543882	0.140739	2302.565	1.400713	3225.233	1.34139	4326.291	0.005926	0.008757	544256.9	148037.9
12	0.4	0.957728	957.7277	1.448652	0.57572	0.136753	2368.313	1.393601	3300.483	1.34337	4433.763	0.005856	0.008691	563585.4	153295.2
11	0.366667	0.956667	956.6672	1.408213	0.60759	0.132935	2429.642	1.38737	3371.704	1.3455	4536.631	0.005787	0.008648	582635.8	158476.9
10	0.333333	0.962875	962.8749	1.36921	0.639599	0.129253	2486.803	1.383585	3440.704	1.34763	4636.811	0.005718	0.008595	601764.2	163679.9
9	0.3	0.972227	972.2271	1.331271	0.67192	0.125672	2540.078	1.381686	3509.59	1.34956	4736.398	0.005645	0.008537	621677.7	169096.3
8	0.266667	0.989162	989.1616	1.293985	0.704803	0.122152	2589.765	1.382645	3580.727	1.35101	4837.598	0.005564	0.008462	643555.9	175047.2
7	0.233333	1.016757	1016.757	1.256885	0.738604	0.11865	2636.152	1.38713	3656.886	1.35166	4942.602	0.005464	0.008382	669219.3	182027.6
6	0.2	1.058812	1058.812	1.219425	0.773803	0.115114	2679.468	1.395855	3740.148	1.35113	5053.414	0.005332	0.008286	701406.8	190782.7
5	0.166667	1.119924	1119.924	1.180963	0.811033	0.111483	2719.806	1.409576	3833.774	1.34895	5171.576	0.005151	0.007934	744297.5	202448.9
4	0.133333	1.20557	1205.57	1.140743	0.851111	0.107686	2757.002	1.429083	3939.985	1.34462	5297.765	0.004897	0.007559	804594.9	218849.8
3	0.1	1.322183	1322.183	1.097883	0.895065	0.10364	2790.447	1.455189	4060.628	1.33753	5431.196	0.004542	0.007016	893991.9	243165.8
2	0.066667	1.477235	1477.235	1.05136	0.944173	0.099248	2818.814	1.488722	4196.429	1.32702	5568.736	0.004053	0.006252	1035498	281655.3
1	0.033333	1.679313	1679.313	1	1	0.0944	2839.64	1.530515	4346.11	1.31235	5703.614	0.003388	0.005205	1282922	348954.8

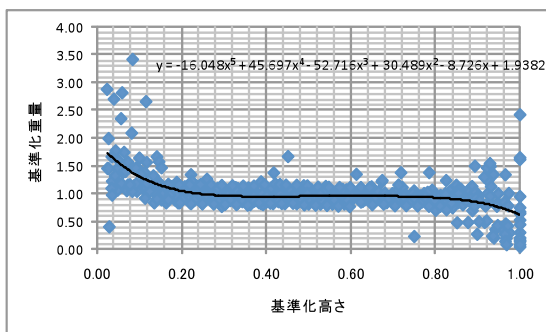


図 4. 2. 9(a) 基準化重量の分布

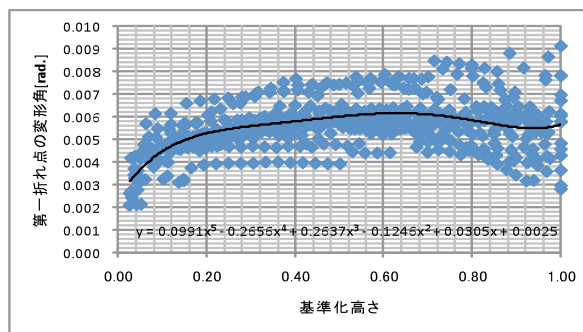


図 4. 2. 9(b) 第一折れ点の変形角の分布

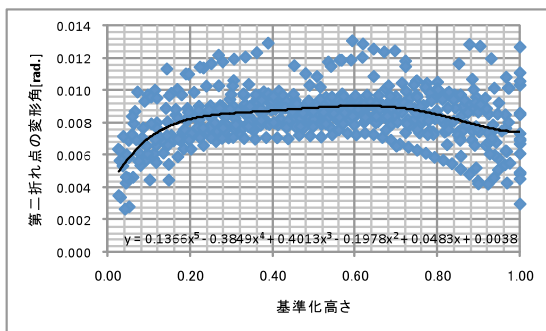


図 4. 2. 9(c) 第二折れ点の変形角の分布

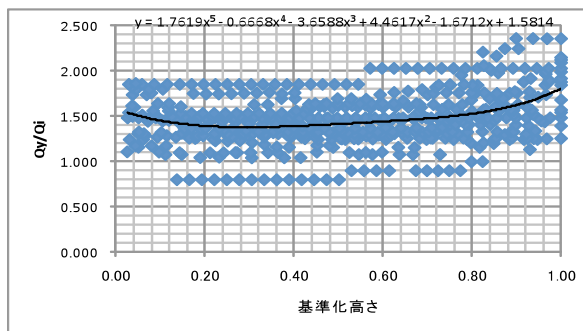


図 4. 2. 9(d) 耐力比 (Qy/Qi) の分布

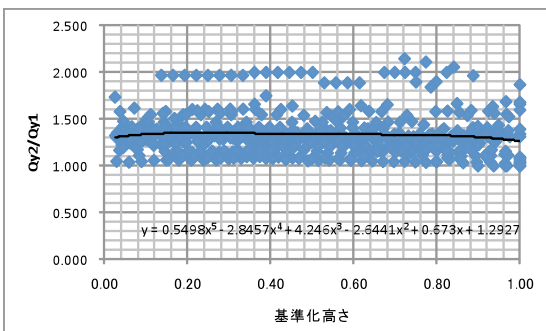


図 4. 2. 9(e) 耐力比 (Qy2/Qy1) の分布

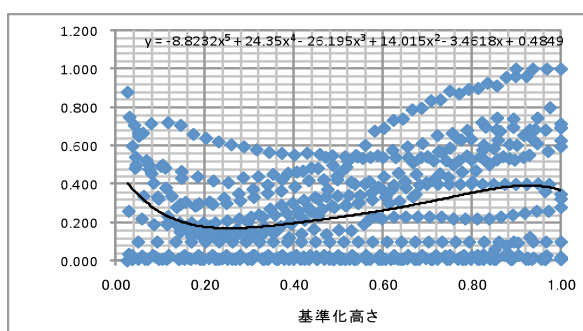


図 4. 2. 9(f) K3/K1 の分布

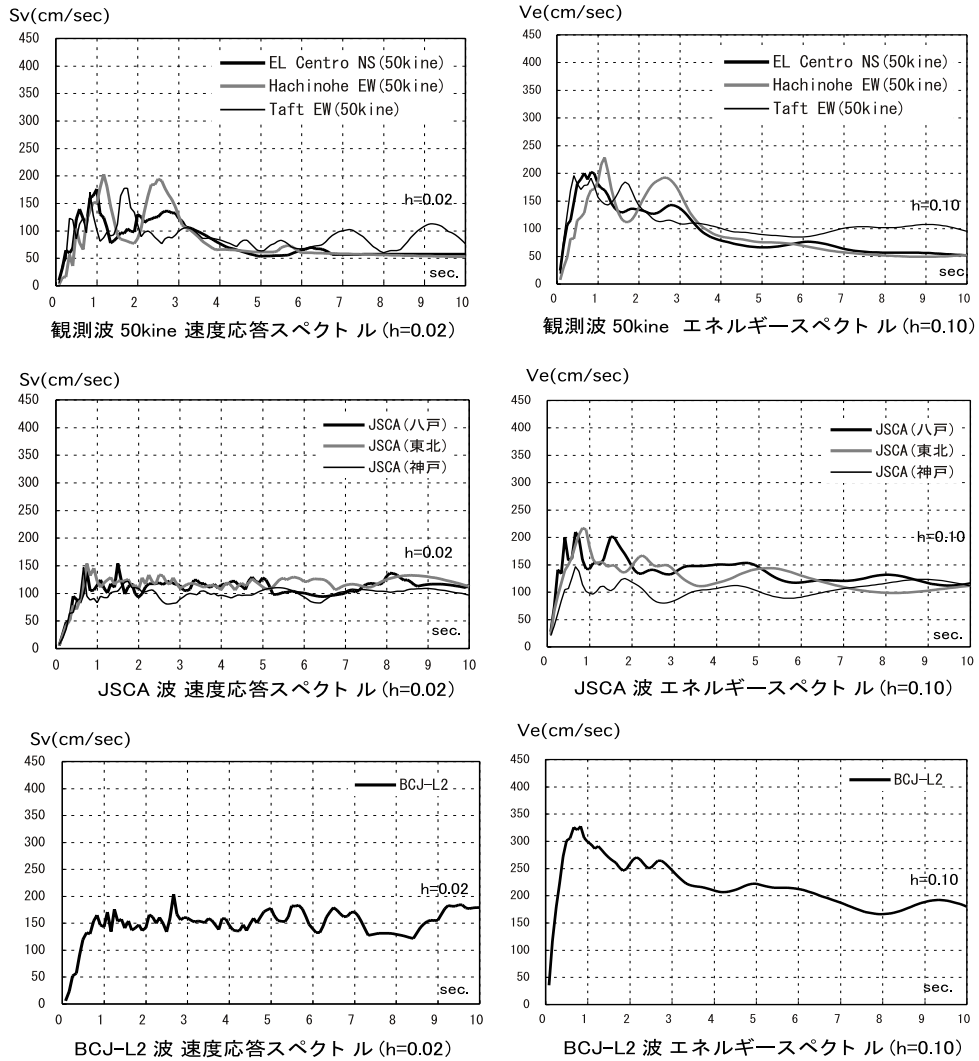


図 4. 2. 10 各種標準波の速度応答スペクトルとエネルギースペクトル

表 4. 2. 6 各種標準波の最大加速度、継続時間

入力地震動		Max. Acc. (gal)	継続時間(秒)
観測波 (50kine)	EL Centro NS	511.0	53.73
	Hachinohe EW	255.0	35.99
	Taft EW	497.0	54.38
JSCA波	八戸位相	349.0	60.00
	東北学位相	293.0	60.00
	JMA神戸位相	381.0	60.00
BCJ-L2		355.7	120.00

表 4. 2. 7 設定した解析モデルの固有周期、耐力等一覧

層数	モデル名称	固有周期 (秒)	第1折れ点での 層せん断力係数 ($r \alpha_{y1}$)	第2折れ点での 層せん断力係数 ($r \alpha_{y2}$)	Rt	第1折れ点での C_0
30	30-H	3.08	0.125	0.169	0.312	0.40
	30-M	3.26	0.112	0.151	0.294	0.38
	30-L	3.38	0.104	0.141	0.284	0.37
40	40-H	4.32	0.084	0.114	0.222	0.38
	40-M	4.54	0.076	0.103	0.211	0.36
	40-L	4.79	0.068	0.092	0.200	0.34
50	50-H	5.39	0.067	0.091	0.178	0.38
	50-M	5.63	0.062	0.083	0.171	0.36
	50-L	5.98	0.055	0.074	0.161	0.34

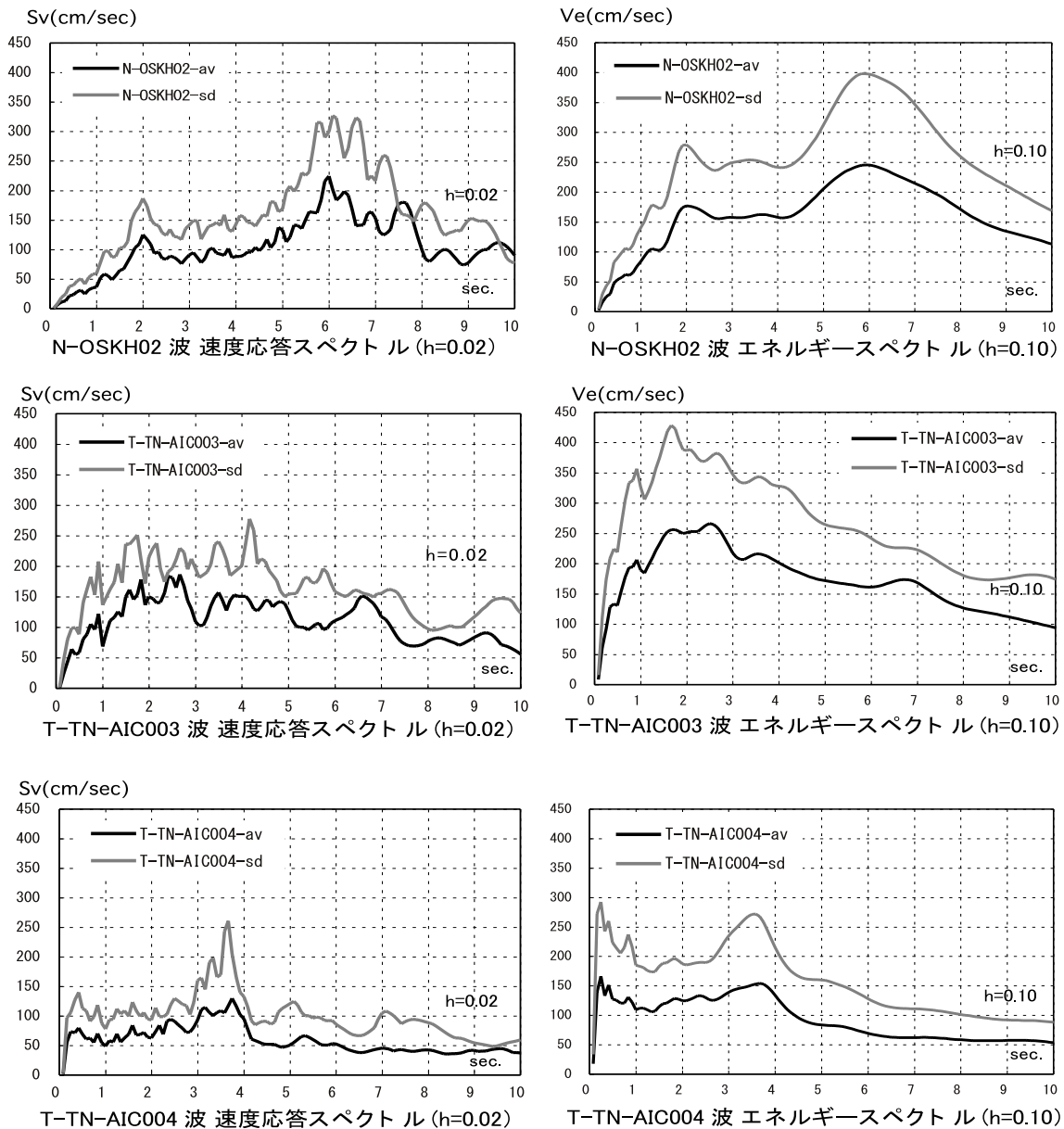
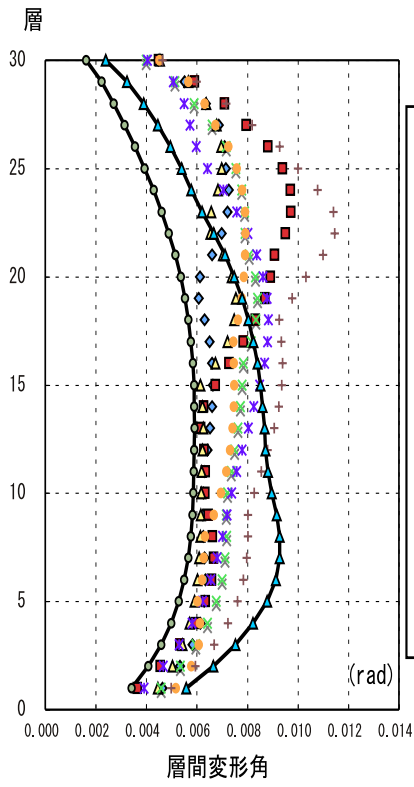


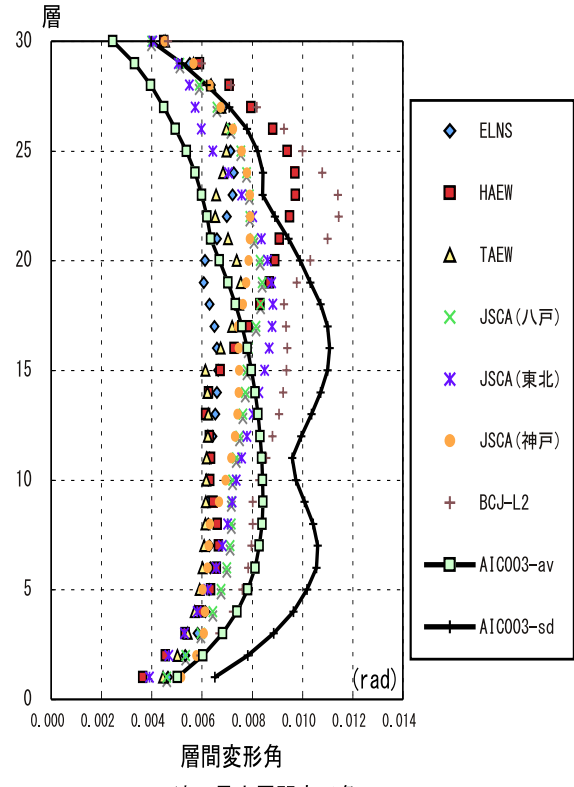
図 4. 2. 11 提案されている長周期地震動の速度応答スペクトル及びエネルギースペクトル

表 4. 2. 8 長周期地震動の最大加速度、継続時間

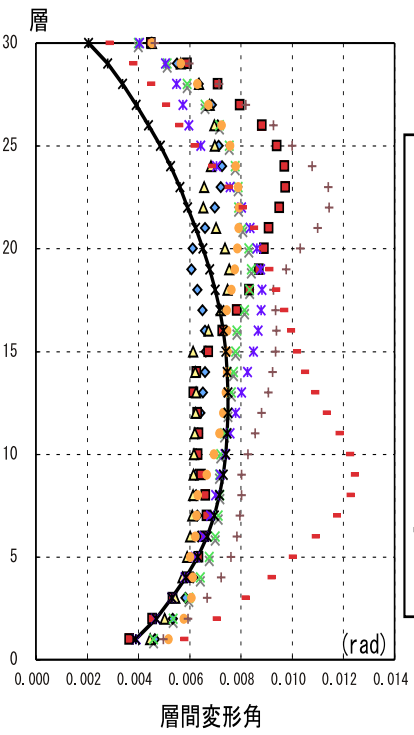
入力地震動		Max. Acc. (cm/s/s)	Max. Vel. (cm/s)	継続時間(秒)
N-OSKH02	av	70.9	33.8	625.36
	sd	105.2	46.9	625.36
T-TN-AIC003	av	221.1	31.0	645.36
	sd	322.2	48.4	654.38
T-TN-AIC004	av	323.0	20.6	645.36
	sd	682.3	37.6	645.36



OSKH02 波の最大層間変形角



AIC003 波の最大層間変形角



AIC004 波の最大層間変形角

図 4.2.12 30-M モデルの最大層間変形角の比較

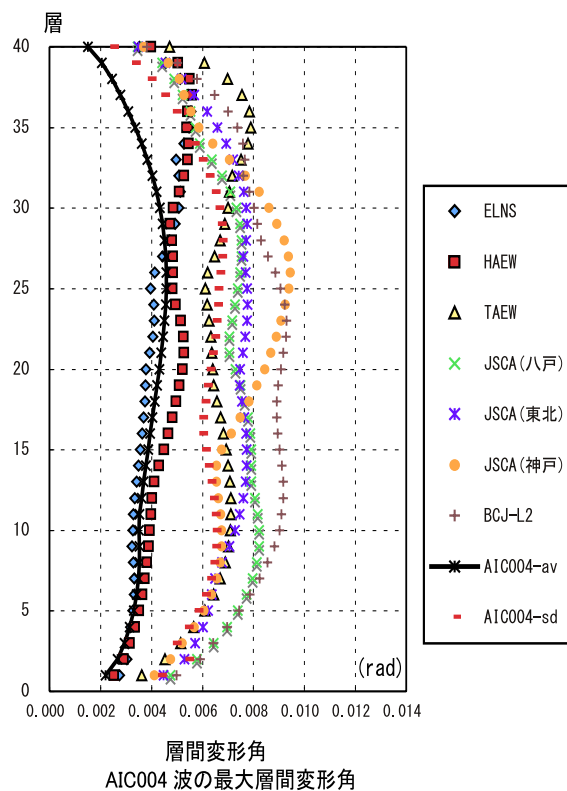
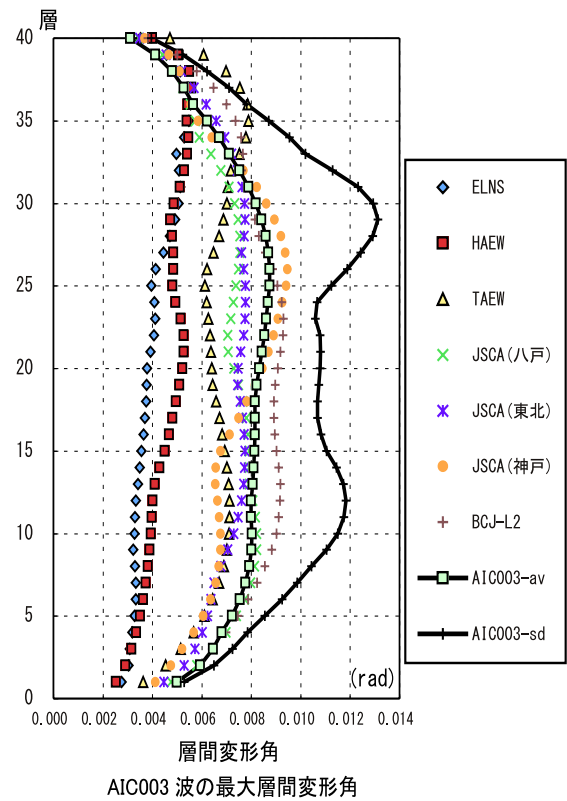
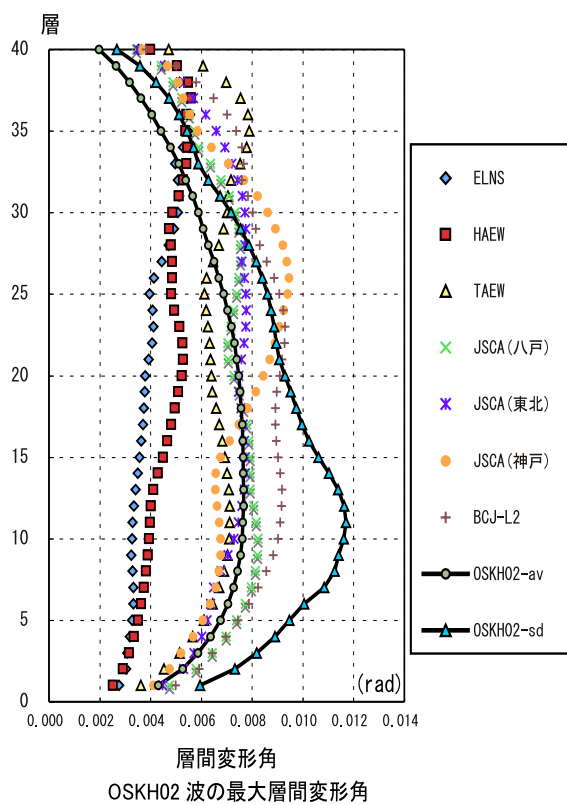
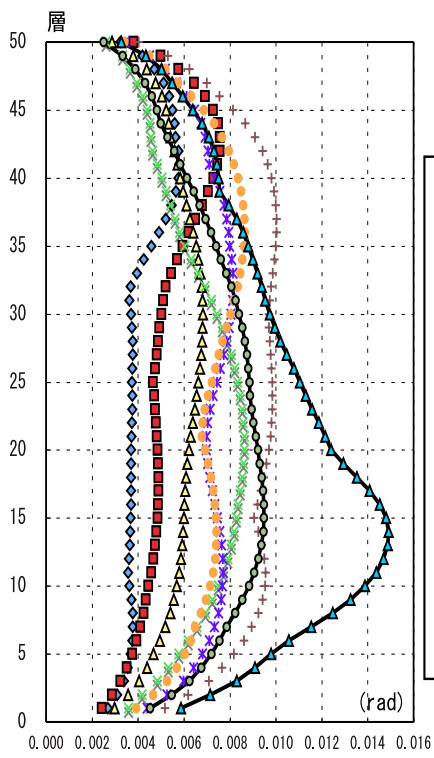
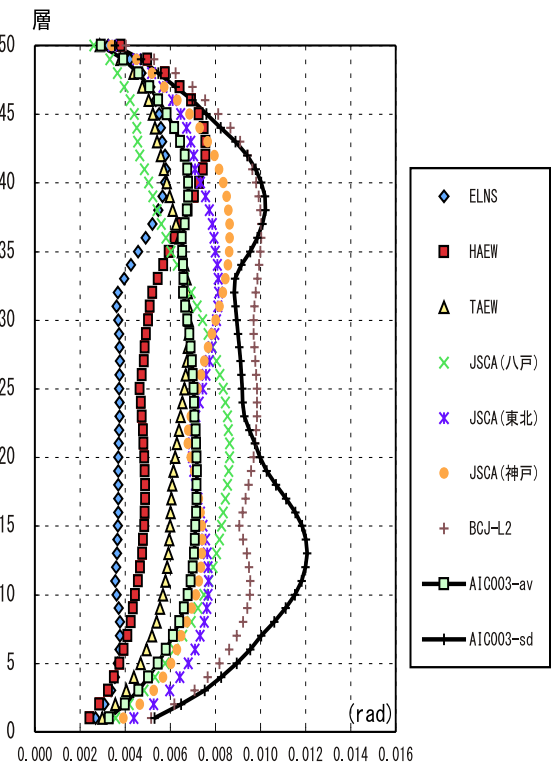


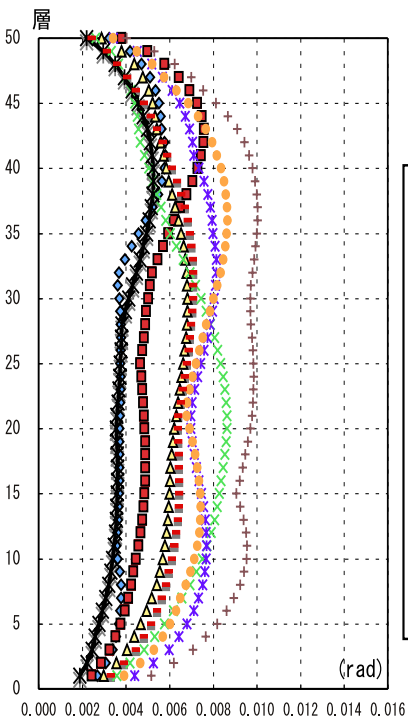
図 4.2.13 40-M モデルの最大層間変形角の比較



層間変形角
OSKH02 波の最大層間変形角



層間変形角
AIC003 波の最大層間変形角



層間変形角
AIC004 波の最大層間変形角

図 4.2.14 50-M モデルの最大層間変形角の比較

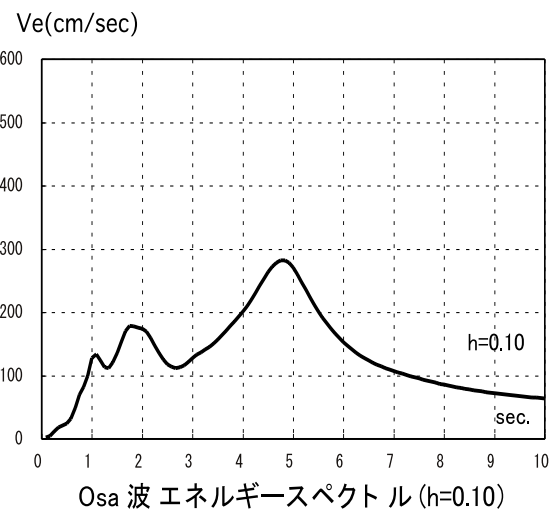
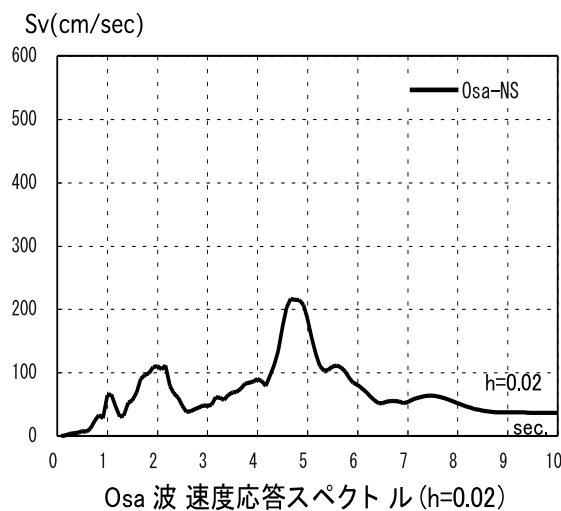
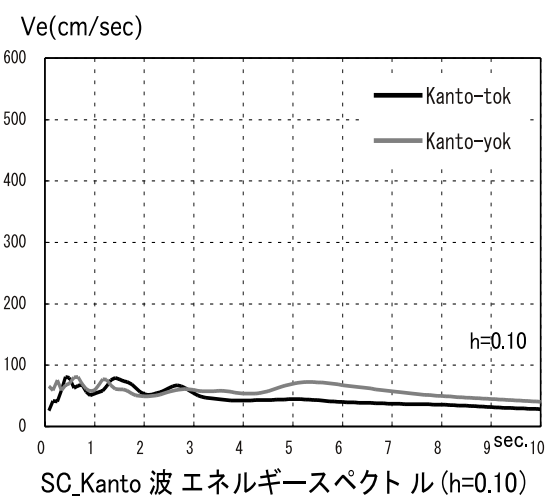
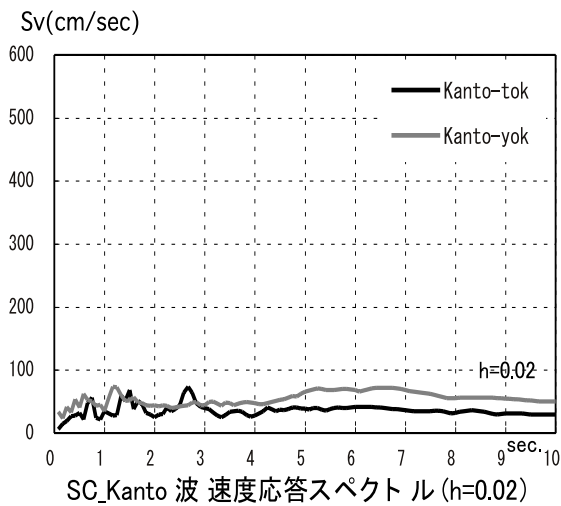
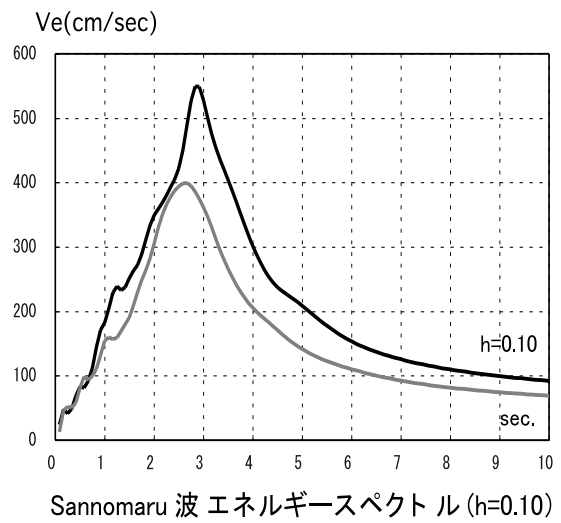
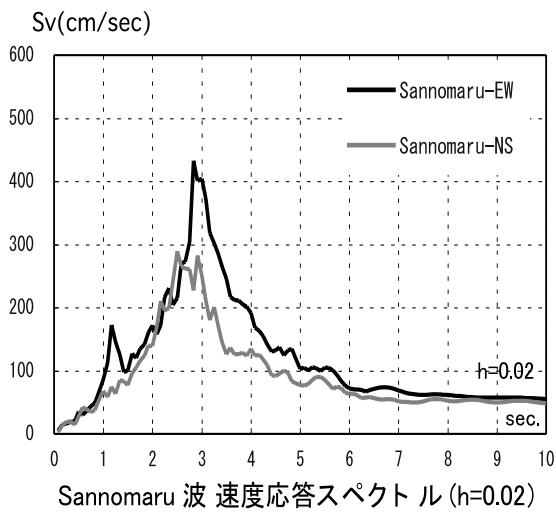


図 4.2.15 文献 (2) の長周期地震動の速度応答スペクトル及びエネルギースペクトル

表 4.2.9 南海 (N)、南海 - 東南海 (N-TN)、東海 - 東南海 (T-TN) による地震動の最大加速度等一覧

入力地震動		Max. Acc. (cm/s/s)	Max. Vel. (cm/s)	継続時間(秒)
N-OSKH02	av	70.9	33.8	625.36
	sd	105.2	46.9	625.36
N-TN-OSKH02	av	91.6	39.0	655.36
	sd	167.1	74.6	655.36
T-TN-AIC003	av	221.1	31.0	645.36
	sd	322.2	48.4	654.38
N-TN-AIC003	av	218.8	32.5	655.36
	sd	334.7	41.9	655.36

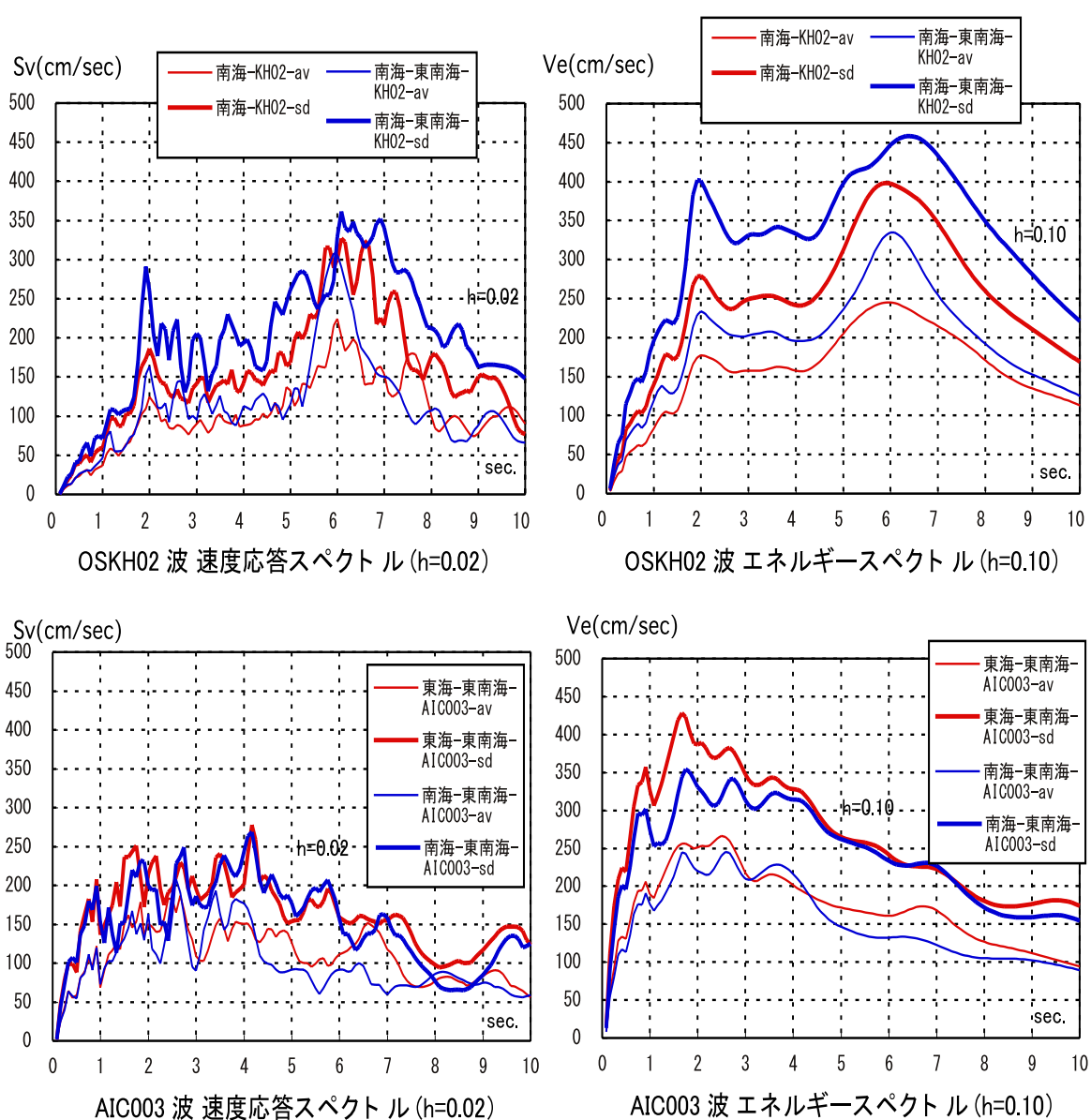
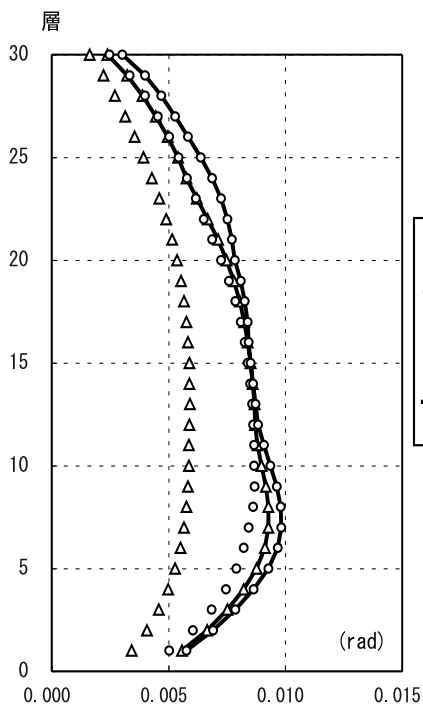
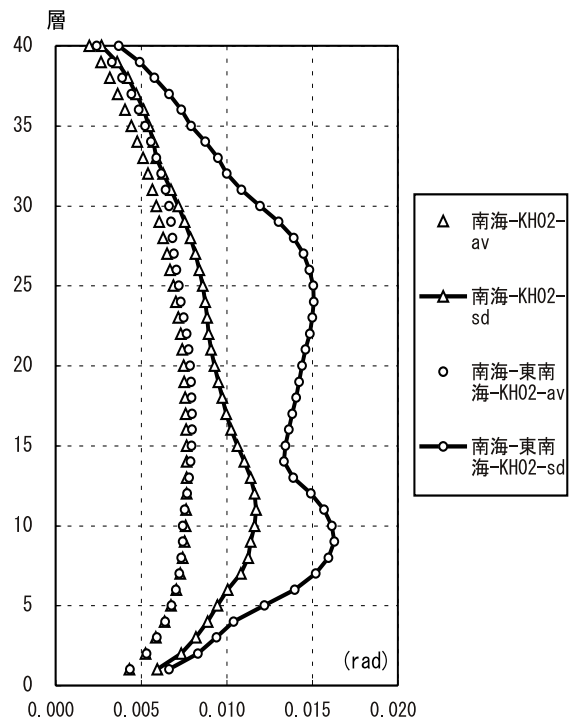


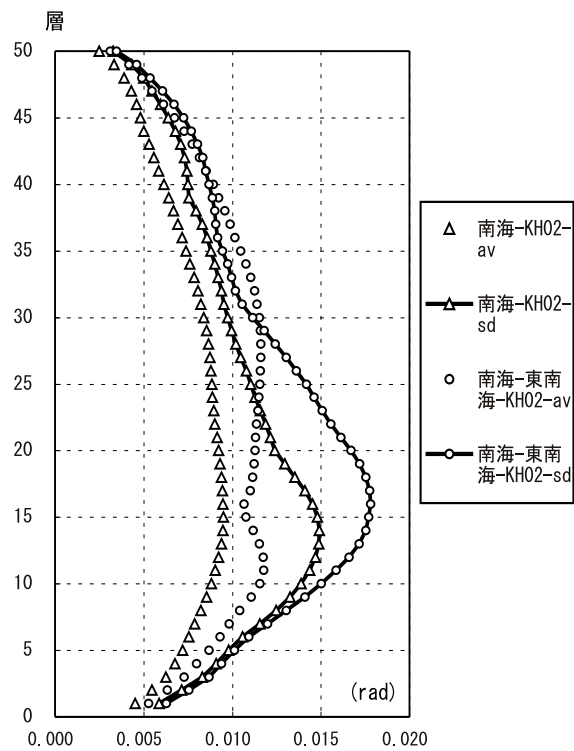
図 4.2.16 南海 (N)、南海 - 東南海 (N-TN)、東海 - 東南海 (T-TN) による地震動のスペクトル



30-M 骨組 OSKH02 の最大層間変形角比較

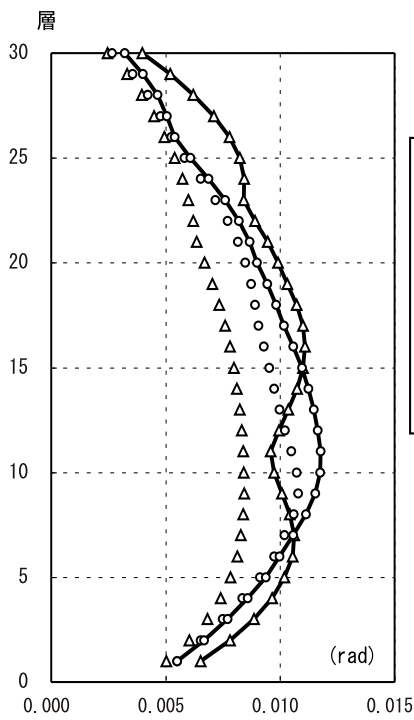


40-M 骨組 OSKH02 の最大層間変形角比較

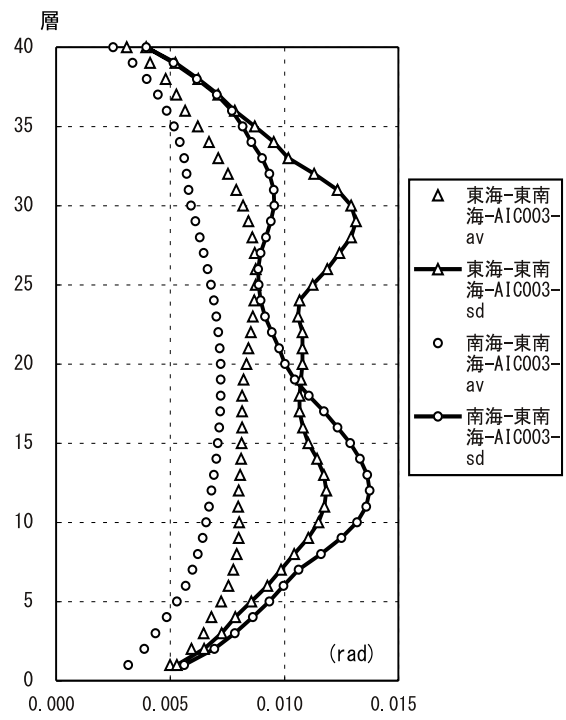


50-M 骨組 OSKH02 の最大層間変形角比較

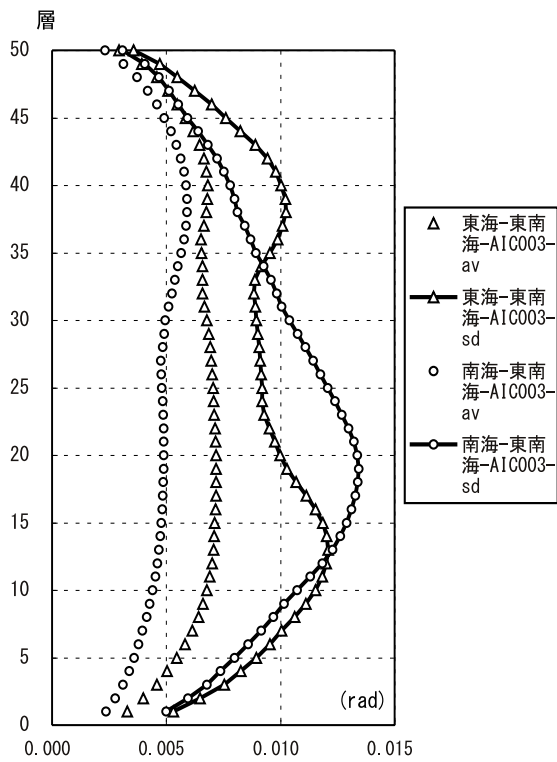
図 4.2.17 南海 (N)、南海 - 東南海 (N-TN) 地震による OSKH02 地点の地震動による地震応答比較



30-M 骨組 AIC003 の最大層間変形角比較



40-M 骨組 AIC003 の最大層間変形角比較



50-M 骨組 AIC003 の最大層間変形角比較

図 4.2.18 東海 - 東南海 (T-TN)、南海 - 東南海 (N-TN) 地震による AIC003 地点の地震動による地震応答比較

表 4.2.10 配布した長周期地震動の最大加速度、

入力地震動		Max. Acc. (cm/s/s)	Max. Vel. (cm/s)	継続時間(秒)
N-OSKH02	av	70.9	33.8	625.36
	sd	105.2	46.9	625.36
T-TN-AIC003	av	221.1	31.0	645.36
	sd	322.2	48.4	654.38
T-TN-AIC004	av	323.0	20.6	645.36
	sd	682.3	37.6	645.36

表 4.2.11 異なる乱数により作成された地震動

入力地震動		Max. Acc. (cm/s/s)	Max. Vel. (cm/s)	継続時間(秒)
N-OSKH02	av 2	72.9	30.4	625.36
	sd 2	96.2	45.1	625.36
T-TN-AIC003	av 2	202.8	32.6	645.36
	sd 2	339.8	53.9	645.36
T-TN-AIC004	av 2	364.0	20.5	645.36
	sd 2	560.8	32.3	645.36

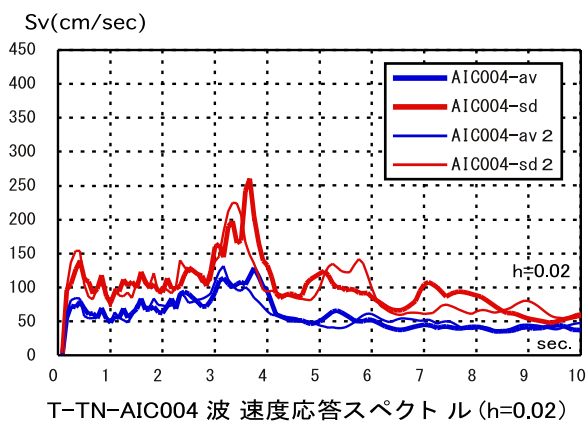
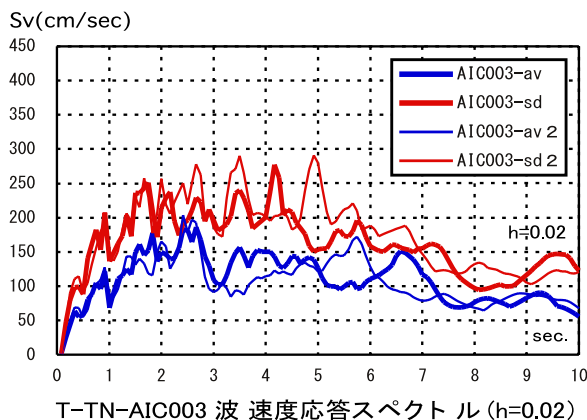
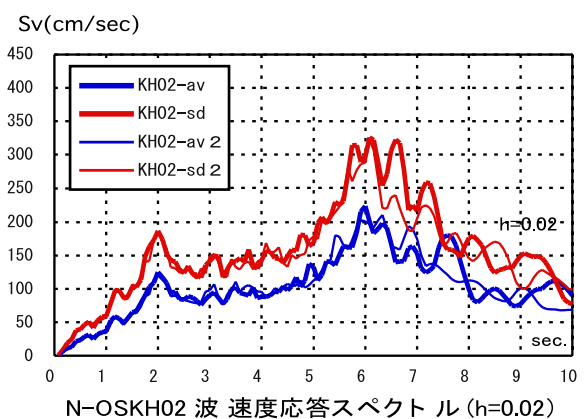


図 4.2.19 異なる乱数による作成された長周期地震動の速度応答スペクトルの比較

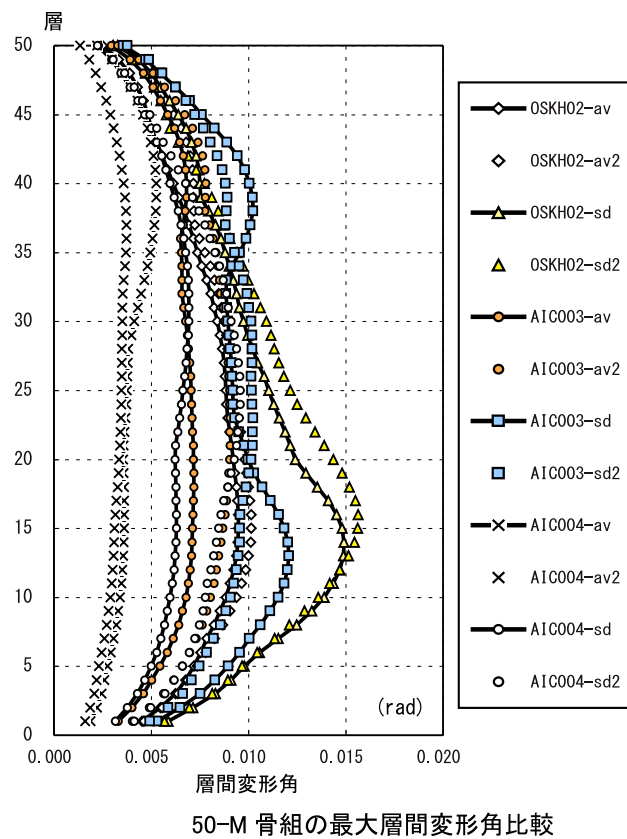
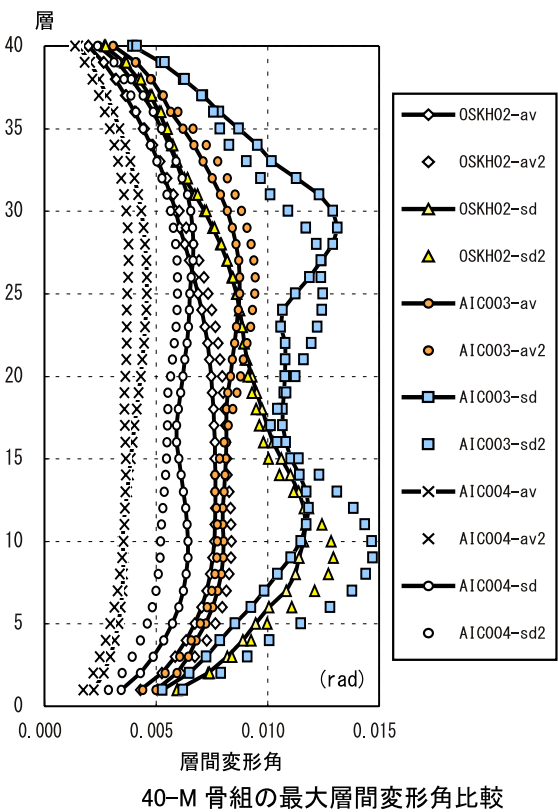
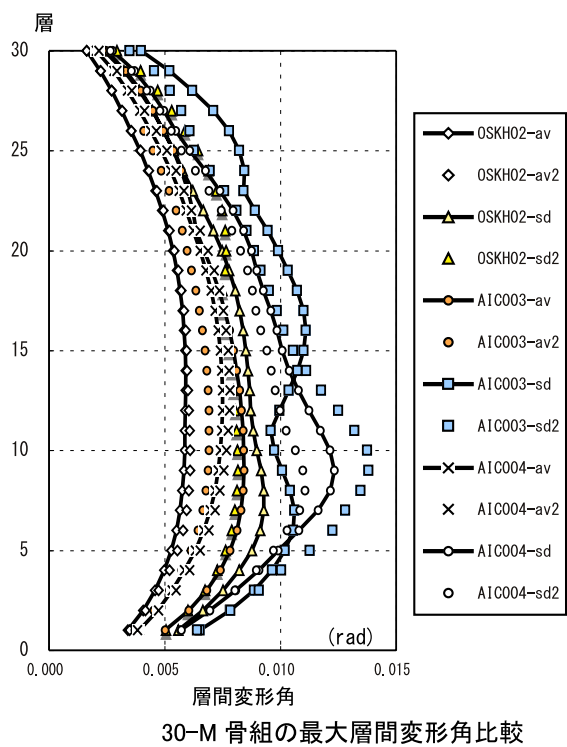


図 4.2.20 異なる乱数により作成された長周期地震動による応答比較

4-2-5 耐震性向上技術に関する検討

(1) 解析条件

ここでは、長周期地震動に対する超高層建物の耐震性の検討^{1),2)}で用いた、鋼構造 30 層純ラーメン架構（耐震モデル）と、その架構に履歴減衰型制振ブレースを付与した制振架構（制振ブレース付きモデル）を採用する。各階床重量は $10.4(\text{KN}/\text{m}^2)$ とし、耐震・制振架構モデルの伏図を図 4.2.21 に、軸組図を図 4.2.22 に、部材断面を表 4.2.12~14 に示す。制振ブレースの設置位置を図 4.2.21 中の四重実線で示し、図 4.2.22 に示すようにハの字形状に 1 階から 30 階まで連層に取り付ける。階高は 4m で 1 階のみを 5.5m とする。

部材断面は、標準層せん断力係数 $C_0=0.30$ 時の応力に対して許容応力度設計されている。また、柱の終局耐力を梁の 1.5 倍以上にした梁降伏型架構とする。荷重増分法による静的弾塑性解析より、架構は設計層せん断力の約 1.7 倍で梁部材が初めて全塑性モーメントに達し（弾性限耐力 $f_y\alpha_{y1}=0.14$ ）、終局耐力（ $f_y\alpha_{u1}=0.17$ ）は約 1.9 倍を示す。表 4.2.15 に解析モデルの諸元を示す。純ラーメンモデルの X 方向の 1 次固有周期は $T_1=3.36\text{s}$ 、制振ブレース付モデルは、若干短く $T_1=3.08\text{s}$ である。制振ブレースの降伏層せん断力係数 α_{y1} は、第 1 層で $\alpha_{y1}=0.03$ とし、高さ方向の分布は、Ai 分布を基本とする。

振動自由度は X 方向のみとし、質量を各階の重心位置に集約する。ただし、本解析では P- Δ 効果は考慮されていない。

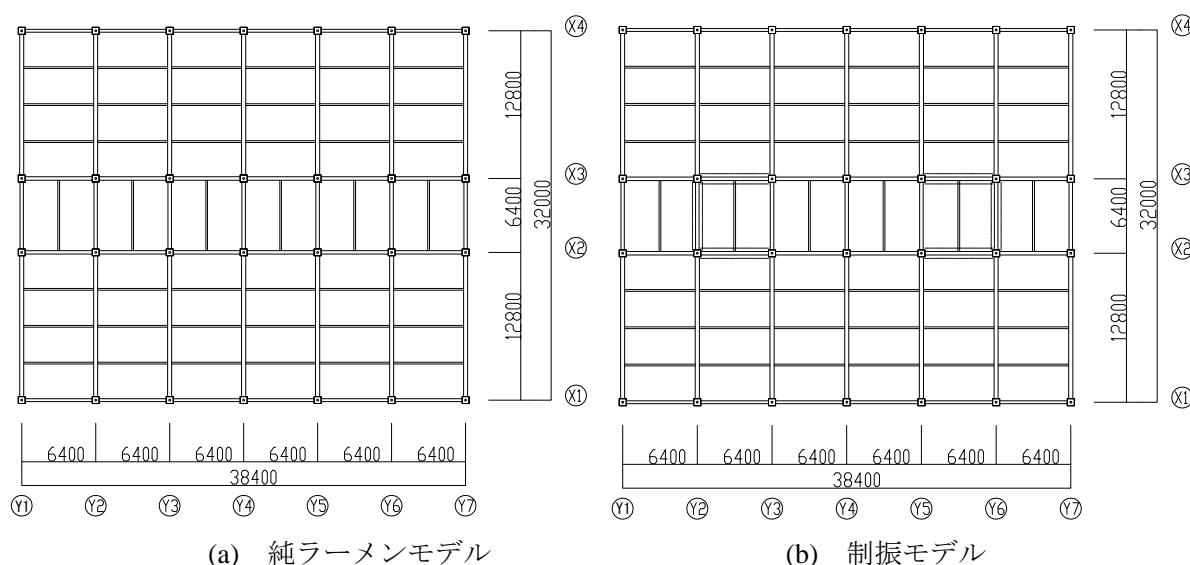
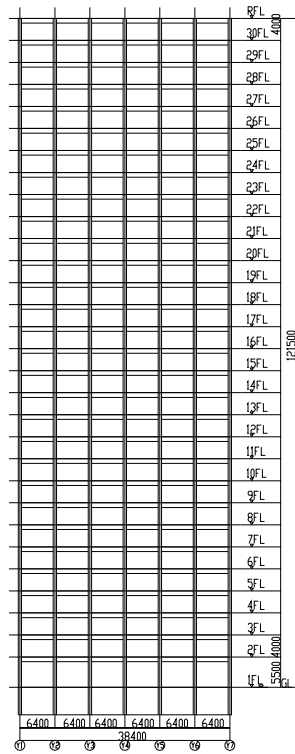
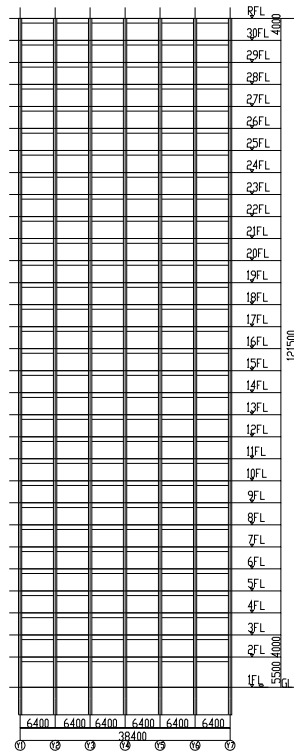


図 4.2.21 梁伏図

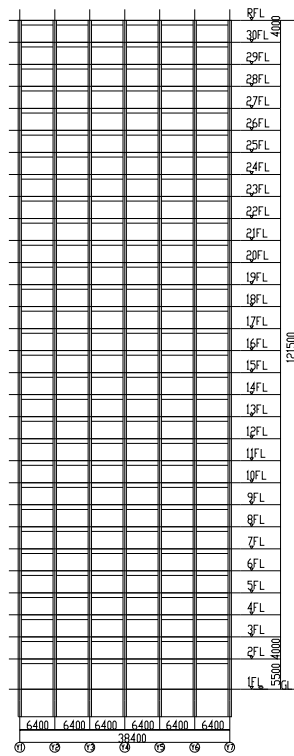


X1, X2 通り架構

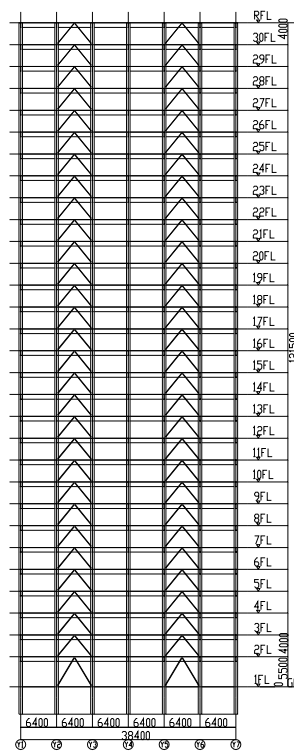


X3, X4 通り架構

(a) 純ラーメンモデル



X1, X2 通り架構



X3, X4 通り架構

(b) 制振モデル

図 4.2.22 軸組図

表 4.2.12 大梁断面表 X 方向

FL	G1	G2	G3
29~R	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19
26~28	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19
23~25	WH-850*200*16*19	WH-850*250*16*19	WH-850*200*16*19
20~22	WH-850*200*16*19	WH-850*250*16*19	WH-850*250*16*19
17~19	WH-850*250*16*19	WH-850*250*16*22	WH-850*250*16*22
14~16	WH-850*250*16*19	WH-850*300*16*22	WH-850*300*16*22
11~13	WH-850*250*16*22	WH-850*300*16*25	WH-850*300*16*25
8~10	WH-850*250*16*25	WH-850*300*16*25	WH-850*300*16*25
5~7	WH-850*250*16*25	WH-850*300*16*25	WH-850*300*16*25
2~4	WH-850*250*16*25	WH-850*300*16*25	WH-850*300*16*25

表 4.2.13 大梁断面表 Y 方向

FL	G4	G5	G6	G7
29~R	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19
26~28	WH-850*250*16*19	WH-850*250*16*19	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19
23~25	WH-850*300*16*22	WH-850*300*16*22	WH-850*200*16*19	WH-850*200*16*19
20~22	WH-850*300*16*25	WH-850*300*16*25	WH-850*200*16*22	WH-850*200*16*22
17~19	WH-850*350*16*25	WH-850*350*16*25	WH-850*250*16*22	WH-850*250*16*22
14~16	WH-850*350*16*25	WH-850*350*16*25	WH-850*250*16*22	WH-850*250*16*22
11~13	WH-850*350*16*25	WH-850*350*16*25	WH-850*250*16*22	WH-850*250*16*22
8~10	WH-850*350*16*25	WH-850*350*16*25	WH-850*250*16*25	WH-850*250*16*25
5~7	WH-850*350*16*25	WH-850*350*16*25	WH-850*300*16*25	WH-850*300*16*25
2~4	WH-850*350*16*25	WH-850*350*16*25	WH-850*300*16*25	WH-850*300*16*25

表 4.2.14 柱断面表

FL	C1	C2	C3
29~R	□-600*600*19*19	□-600*600*19*19	□-600*600*19*19
26~28	□-600*600*19*19	□-600*600*19*19	□-600*600*19*19
23~25	□-600*600*19*19	□-600*600*19*19	□-600*600*19*19
20~22	□-600*600*19*19	□-600*600*22*22	□-600*600*22*22
17~19	□-600*600*22*22	□-600*600*25*25	□-600*600*25*25
14~16	□-600*600*25*25	□-600*600*32*32	□-600*600*32*32
11~13	□-600*600*28*28	□-600*600*32*32	□-600*600*32*32
8~10	□-600*600*32*32	□-600*600*32*32	□-600*600*32*32
5~7	□-600*600*36*36	□-600*600*40*40	□-600*600*40*40
2~4	□-600*600*50*50	□-600*600*45*45	□-600*600*45*45

表 4.2.15 解析モデルの諸元

解析モデル	T_1	$f\alpha_v$	$f\alpha_u$	$s\alpha_v$
純ラーメンモデル	3.36	0.14	0.17	—
制振モデル	3.08	0.14	0.17	0.01

主架構や制振部材が吸収する履歴減衰エネルギーの基本式を提示するに当たって、主架構と制振部材の振動諸元を定義する。添え字の f は架構を、 d は制振部材を表す。降伏せん断力を ${}_f Q_y$ 、降伏変形を ${}_f \delta_y$ 、累積塑性変形を ${}_f \delta_{pi}$ 、最大塑性変形を ${}_f \delta_{pmi}$ 、累積塑性変形倍率を ${}_f \eta_i$ 、塑性変形倍率を ${}_f \mu_i$ とする。また、主架構の弾性時の最大層せん断力を ${}_f Q_{max}$ 、最大層間変形を δ_{imax} とする。主架構は、図 4.2.23 に示すように架構の増分法による静的弾塑性解析から得られる各層の荷重-変形関係を、最大層間変形 δ_{imax} 時の履歴面積が等しくなる（面積 $S1$ =面積 $S2$ ）完全弾塑性型復元力特性に置換する。この等価降伏耐力を ${}_f Q_{eq}$ 、等価降伏変形を ${}_f \delta_{eqi}$ とする。主架構の最大値 ${}_f \delta_{pi}$ 、 ${}_f \mu_i$ を下式で定義する²⁾。

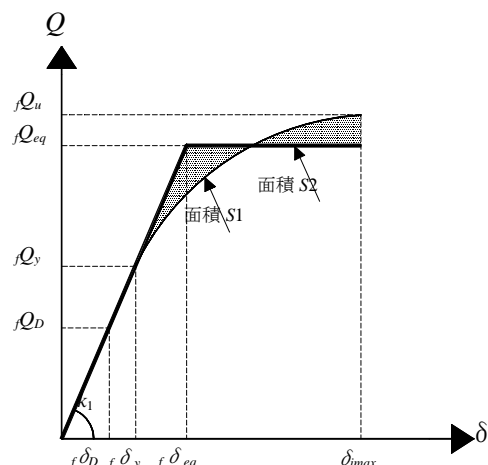


図 4.2.23 層の履歴曲線の Bi-linear 置換

$${}_f \delta_{pi} = \delta_{imax} - {}_f \delta_{eqi} \quad (3-5.1)$$

$${}_f \mu_i = {}_f \delta_{pi} / {}_f \delta_{eqi} \quad (3-5.2a)$$

架構の最大値は層間変形角 $1/R$ と塑性変形倍率 ${}_f \mu_i$ を、累積値は累積塑性変形倍率 ${}_f \eta_i$ と残留変形倍率 ${}_f \Delta \eta_i$ を、損傷評価指標として用いる。なお、残留変形 ${}_f \delta_{ri}$ 、 ${}_d \delta_{ri}$ は地震波の最後に 0 を十分長く追加して行った時刻歴応答解析の最終の変形とする。これらの算定式を以下に示す。

$${}_d \mu_i = \frac{\delta_{imax}}{\delta_{eqi}} - 1 \quad (3-5.2b)$$

$${}_f \eta_i = \frac{{}_f W_{pi}}{{}_f \delta_{eqi} \cdot {}_f Q_{eqi}} \quad (3-5.3)$$

$${}_f \Delta \eta_i = \frac{{}_f \delta_{ri}}{{}_f \delta_{eqi}} \quad (3-5.4)$$

$$R = \frac{H}{\delta_{imax}} \quad (3-5.5)$$

ここで、 i 層の δ_{imax} : 最大変形、 ${}_f W_{pi}$: 架構の塑性履歴エネルギー、 ${}_d W_{pi}$: 制振部材の塑性履歴エネルギーとする。

X 方向架構の荷重増分法による静的弾塑性解析を行い、その層せん断力-層間変形関係を図 4.2.24 に示す。

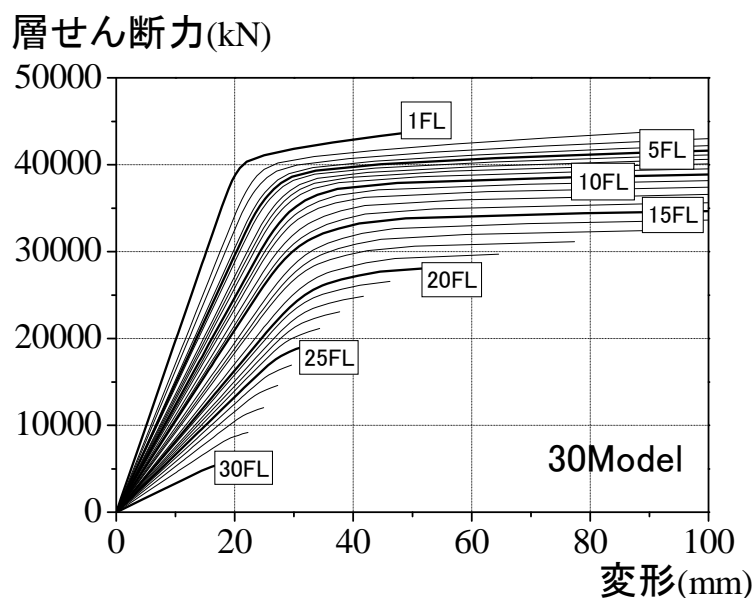
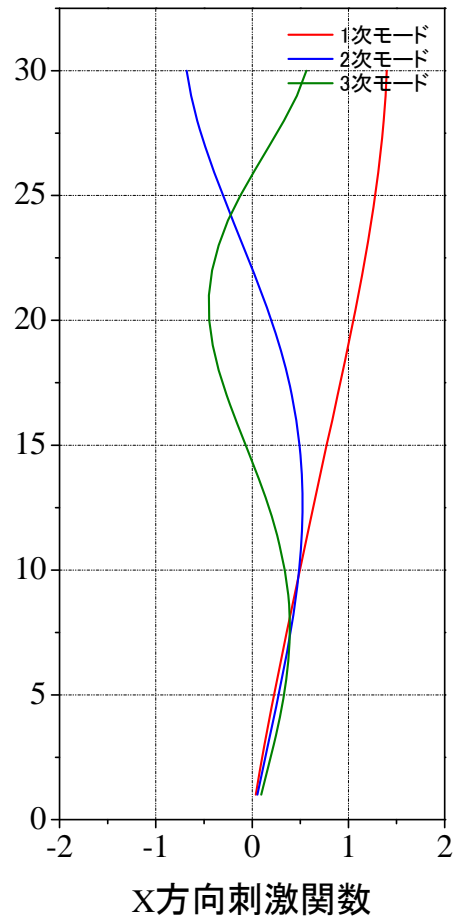


図 4.2.24 30層純ラメンモデルの層せん断力-層間変形関係

表 4.2.16 復元力特性諸元 $C_0=0.30$

階	K1	K2	Q_D	Q_y	Q_{eq}	Q_u	Q_y/Q_D	Q_{eq}/Q_y	δ_y	δ_{eq}	δ_u
	kN/cm	kN/cm	kN	kN	cm	kN			cm	cm	cm
R											
30	3276	33	2864	11456	40070	8016	4.00	3.50	3.50	12.23	1.93
29	4500	45	4584	14787	27432	12186	3.23	1.86	3.29	6.10	2.23
28	5289	53	6015	16708	27432	15195	2.78	1.64	3.16	5.19	2.49
27	5786	58	7295	17793	27432	17564	2.44	1.54	3.08	4.74	2.73
26	6267	63	8465	18402	27432	19403	2.17	1.49	2.94	4.38	2.96
25	6625	66	9549	20317	28056	20970	2.13	1.38	3.07	4.23	3.18
24	7040	70	10570	20725	28680	22251	1.96	1.38	2.94	4.07	3.43
23	7245	72	11528	21135	28680	23410	1.83	1.36	2.92	3.96	3.77
22	7527	75	12430	22374	23796	24651	1.80	1.06	2.97	3.16	4.17
21	7911	79	13284	22583	24989	26026	1.70	1.11	2.85	3.16	4.62
20	8103	81	14090	23483	26392	27486	1.67	1.12	2.90	3.26	5.41
19	8534	85	14850	24750	27236	29005	1.67	1.10	2.90	3.19	6.46
18	9105	91	15574	25956	28898	30427	1.67	1.11	2.85	3.17	7.74
17	9345	93	16256	26552	29948	31685	1.63	1.13	2.84	3.20	9.51
16	9707	97	16897	27598	30818	32854	1.63	1.12	2.84	3.17	11.36
15	10411	104	17500	28584	32054	33963	1.63	1.12	2.75	3.08	12.90
14	10750	108	18066	29508	32576	34977	1.63	1.10	2.74	3.03	14.42
13	11273	113	18592	30367	33124	35926	1.63	1.09	2.69	2.94	15.66
12	11778	118	19080	32436	34355	36804	1.70	1.06	2.75	2.92	16.69
11	12056	121	19530	33202	35199	37584	1.70	1.06	2.75	2.92	17.72
10	12315	123	19942	33902	36395	38284	1.70	1.07	2.75	2.96	18.53
9	13019	130	20318	34541	36531	38916	1.70	1.06	2.65	2.81	19.03
8	13250	133	20657	35116	37362	39458	1.70	1.06	2.65	2.82	19.31
7	13706	137	20958	35629	37451	39919	1.70	1.05	2.60	2.73	19.19
6	14429	144	21225	36082	38297	40341	1.70	1.06	2.50	2.65	18.40
5	14896	149	21455	36474	38473	40713	1.70	1.05	2.45	2.58	17.20
4	15362	154	21649	36803	38788	41045	1.70	1.05	2.40	2.52	15.16
3	16156	162	21807	37072	39971	41398	1.70	1.08	2.29	2.47	12.33
2	17000	170	21929	38010	40615	41834	1.73	1.07	2.24	2.39	9.23
1	19838	198	22014	38892	41542	42920	1.77	1.07	1.96	2.09	5.31

FL.



X方向架構 固有周期		
1次	2次	3次
3.36s	1.15s	0.65s

図4. 2. 25 純ラーメンモデルの固有周期と振動モード

(2) 応答解析結果のまとめ

a) 純ラーメンモデルと制振ブレース付きモデルの応答値の比較

表4.2.17,4.2.18に純ラーメンモデルの, 表4.2.19~20に制振ブレース付モデルの地震応答結果を示す.

表4.2.17 標準波,告示波の地震応答結果 (純ラーメンモデル)

項目	単位	EL CENTRO	HACHINOHE	TAFT	JSCA-HAC	JSCA-TOHO	JSCA-KOBE
方向		NS	EW	EW	-	-	-
応答ベースシア係数		0.117	0.137	0.127	0.147	0.135	0.152
最大層間変形角 (発生階)	rad 階	1/138 (17階)	1/116 (22階)	1/148 (23階)	1/122 (14階)	1/122 (20階)	1/146 (4階)
最大応答加速度 (発生階)	m/s^2 階	5.108 (1階)	5.047 (30階)	4.965 (1階)	4.212 (30階)	3.996 (30階)	3.947 (30階)
最大層間変形 (発生階)	cm 階	2.908 (17階)	3.448 (22階)	2.699 (23階)	3.278 (14階)	3.277 (20階)	2.743 (4階)
塑性率 (発生階)		0.91 (19階)	1.09 (22階)	0.90 (26階)	1.17 (4階)	1.02 (7階)	1.10 (3階)
累積塑性変形倍率 (発生階)		0.02 (17階)	0.13 (21階)	0.01 (4階)	0.59 (17階)	0.10 (21階)	0.21 (4階)
残留変形 (発生階)	cm 階	0.082 (17階)	0.251 (21階)	0.028 (20階)	0.295 (5階)	0.088 (7階)	0.254 (3階)

表4.2.18 提案波1の地震応答結果 (純ラーメンモデル)

項目	単位	N-OSKH02	N-OSKH02	T-TN-AIC003	T-TN-AIC003	T-TN-AIC004	T-TN-AIC004
モデル		av	sd	av	sd	av	sd
応答ベースシア係数		0.133	0.153	0.146	0.160	0.127	0.148
最大層間変形角 (発生階)	rad 階	1/149 (16階)	1/85 (4階)	1/104 (14階)	1/77 (5階)	1/129 (16階)	1/102 (14階)
最大応答加速度 (発生階)	m/s^2 階	2.264 (30階)	2.963 (30階)	3.463 (30階)	3.669 (30階)	3.230 (1階)	6.823 (1階)
最大層間変形 (発生階)	cm 階	2.684 (16階)	4.726 (4階)	3.838 (14階)	5.216 (5階)	3.090 (16階)	3.930 (14階)
塑性率 (発生階)		0.96 (4階)	1.87 (4階)	1.33 (5階)	2.02 (5階)	1.02 (13階)	1.46 (5階)
累積塑性変形倍率 (発生階)		0.05 (5階)	2.41 (4階)	0.63 (14階)	2.88 (4階)	0.08 (14階)	2.10 (14階)
残留変形 (発生階)	cm 階	0.026 (4階)	1.888 (4階)	0.604 (5階)	1.939 (5階)	0.083 (14階)	0.158 (5階)

最大層間変形角 $1/R \geq 1/100$
 塑性率 $\mu \geq 2$
 残留変形 $\delta_r \geq 1$

表4.2.19 既往波,告示波の地震応答結果 (制振ブレース付きモデル)

項目	単位	EL CENTRO	HACHINOHE	TAFT	JSCA-HAC	JSCA-TOHO	JSCA-KOBE
方向		NS	EW	EW	-	-	-
応答ベースシア係数		0.136	0.160	0.115	0.121	0.152	0.126
最大層間変形角 (発生階)	rad 階	1/139 (20階)	1/147 (19階)	1/205 (20階)	1/180 (14階)	1/145 (19階)	1/172 (10階)
最大応答加速度 (発生階)	m/s^2 階	5.108 (1階)	3.997 (30階)	4.965 (1階)	3.563 (1階)	3.569 (30階)	3.812 (1階)
最大層間変形 (発生階)	cm 階	2.88 (20階)	2.73 (19階)	1.95 (20階)	2.22 (14階)	2.76 (19階)	2.33 (10階)
塑性率 (発生階)		0.91 (21階)	0.91 (1階)	0.62 (4階)	0.75 (13階)	0.88 (4階)	0.81 (7階)
累積塑性変形倍率 (発生階)		0.08 (20階)	0.06 (14階)	0.00 (2階)	0.011 (14階)	0.055 (20階)	0.015 (11階)
残留変形 (発生階)	cm 階	0.083 (15階)	0.152 (19階)	0.091 (16階)	0.048 (14階)	0.083 (15階)	0.055 (21階)

表4. 2. 20 提案波1の地震応答結果（制振ブレース付きモデル）

項目	単位	N-OSKH02	N-OSKH02	T-TN-AIC003	T-TN-AIC003	T-TN-AIC004	T-TN-AIC004
モデル		av	sd	av	sd	av	sd
応答ベースシア係数		0.120	0.155	0.151	0.162	0.121	0.163
最大層間変形角 (発生階)	rad 階	1/213 (10階)	1/150 (10階)	1/164 (16階)	1/114 (14階)	1/210 (10階)	1/137 (7階)
最大応答加速度 (発生階)	m/s^2 階	2.028 (30階)	2.486 (30階)	2.681 (30階)	3.571 (30階)	3.230 (1階)	6.823 (1階)
最大層間変形 (発生階)	cm 階	1.88 (10階)	2.67 (10階)	2.44 (16階)	3.52 (14階)	1.91 (10階)	2.91 (7階)
塑性率 (発生階)		0.70 (4階)	0.98 (4階)	0.92 (4階)	1.19 (13階)	0.70 (4階)	1.10 (4階)
累積塑性変形倍率 (発生階)		0.00 (9階)	0.34 (6階)	0.06 (14階)	1.19 (13階)	0.00 (14階)	0.66 (5階)
残留変形 (発生階)	cm 階	0.052 (3階)	0.064 (4階)	0.044 (16階)	0.263 (5階)	0.020 (12階)	0.053 (8階)

最大値である最大層間変形角は、純ラーメンモデルの標準波・告示波では1/148～1/116を、提案波1のav波でも1/149～1/104と1/100以下の値を示すが、sd波では1/102～1/77と1/100を上回る大きな値を示す。一方、ブレース付きモデルの最大層間変形角は、標準波・告示波では1/205～1/139、提案波1のav波では1/213～1/164と、sd波では1/150～1/114と全ての地震動で1/100以下の値を示す。

最大床加速度は、純ラーメンモデルの標準波・告示波では3.95～5.11 m/s^2 を、提案波1のav波では2.26～3.46 m/s^2 と小さな値を示すが、sd波では2.96～6.82 m/s^2 と標準波・告示波を上回る値を示す。一方、ブレース付きモデルの最大床加速度は、標準波・告示波では3.56～5.11 m/s^2 、提案波1のav波では2.03～3.23 m/s^2 、sd波では2.49～6.82 m/s^2 であり、純ラーメンモデルとの差はほとんど見られず、制振の効果は期待出来ない。

塑性率は、純ラーメンモデルの標準波・告示波では0.90～1.171を、提案波1のav波でも0.96～1.33と概ね弾性範囲に留まっているが、sd波では1.46～2.02と2.0を若干上回る。一方、ブレース付きモデルの塑性率は、標準波・告示波では0.62～0.91、提案波1のav波では0.70～0.92と弾性範囲内に納まっている。sd波でも0.98～1.19と概ね弾性範囲に留まっており、制振ブレースにより架構の塑性化が抑制されている。

累積値である累積塑性変形倍率は、純ラーメンモデルの標準波・告示波では0.0～0.59を、提案波1のav波でも0.0～0.63と概ね弾性範囲に留まっており、sd波でも塑性化しているものの2.10～2.88とそれほど大きくはない。一方、ブレース付きモデルの塑性率は、標準波・告示波と提案波1のav波では全て0.0と無損傷に留まっている。sd波でも0.34～1.19とさらに小さな値に留まっており、制振ブレースの効果により架構は損傷をほとんど受けていない。

層間残留変形は、純ラーメンモデルの標準波・告示波では0.03～0.30cmを、提案波1のav波でも0.03～0.60cmとほとんど生じていないが、sd波では0.16～1.93cmと比較的大きな値を示す。一方、ブレース付きモデルの層間残留変形は、標準波・告示波では0.0～0.15cm、提案波1のav波では0.02～0.05、sd波でも0.05～0.26とわずかであり、制振ブレースの効果により架構の

残留変形が抑制されている。

b) 純ラーメンモデルと制振ブレース付きモデルの層応答の比較

図 4.2.26, 4.2.27 に純ラーメンモデルと制振ブレース付きモデルの床応答加速度, 層間変形角, 層の塑性率, 累積塑性変形倍率, 残留変形, 残留変形倍率の高さ方向分布を示す。

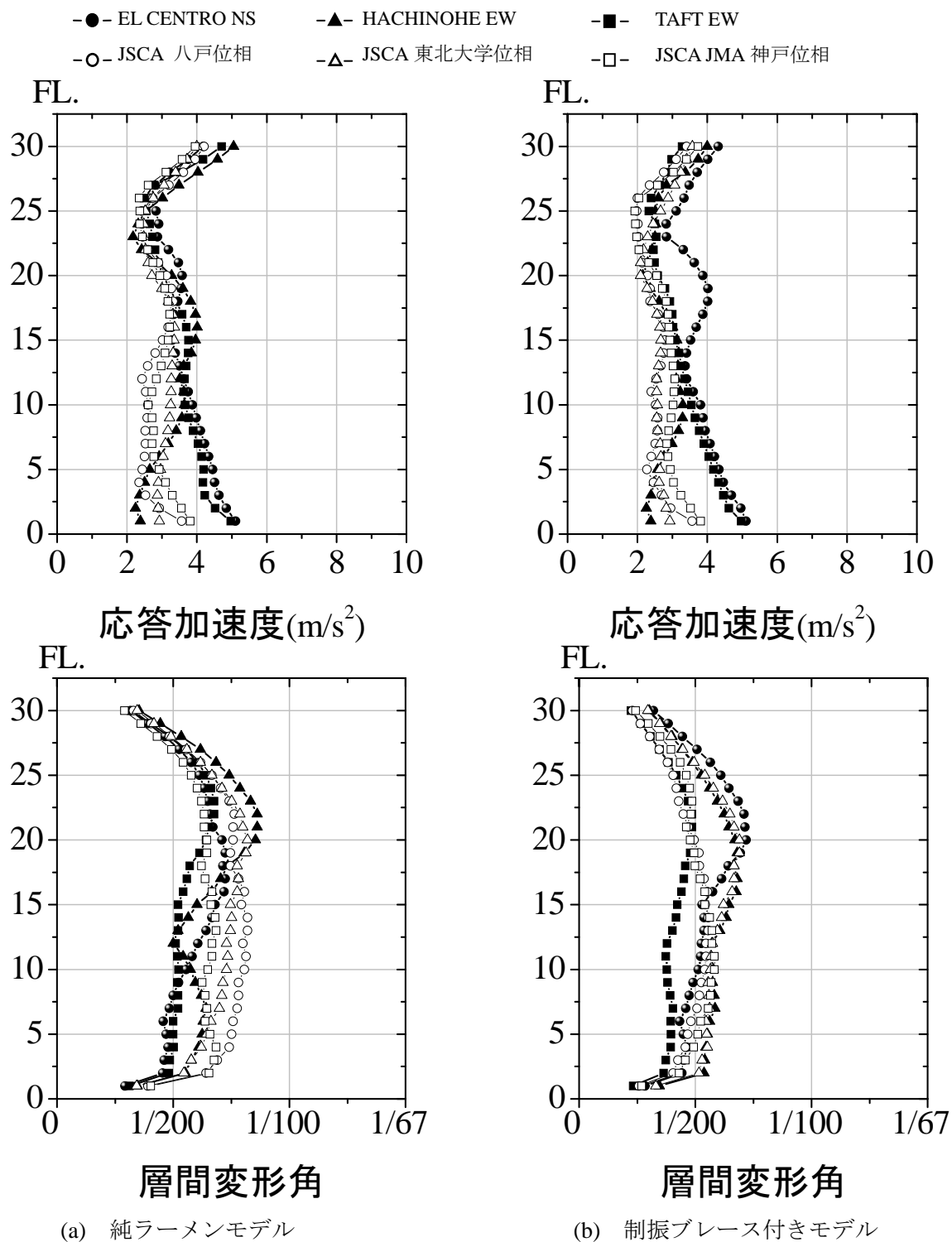
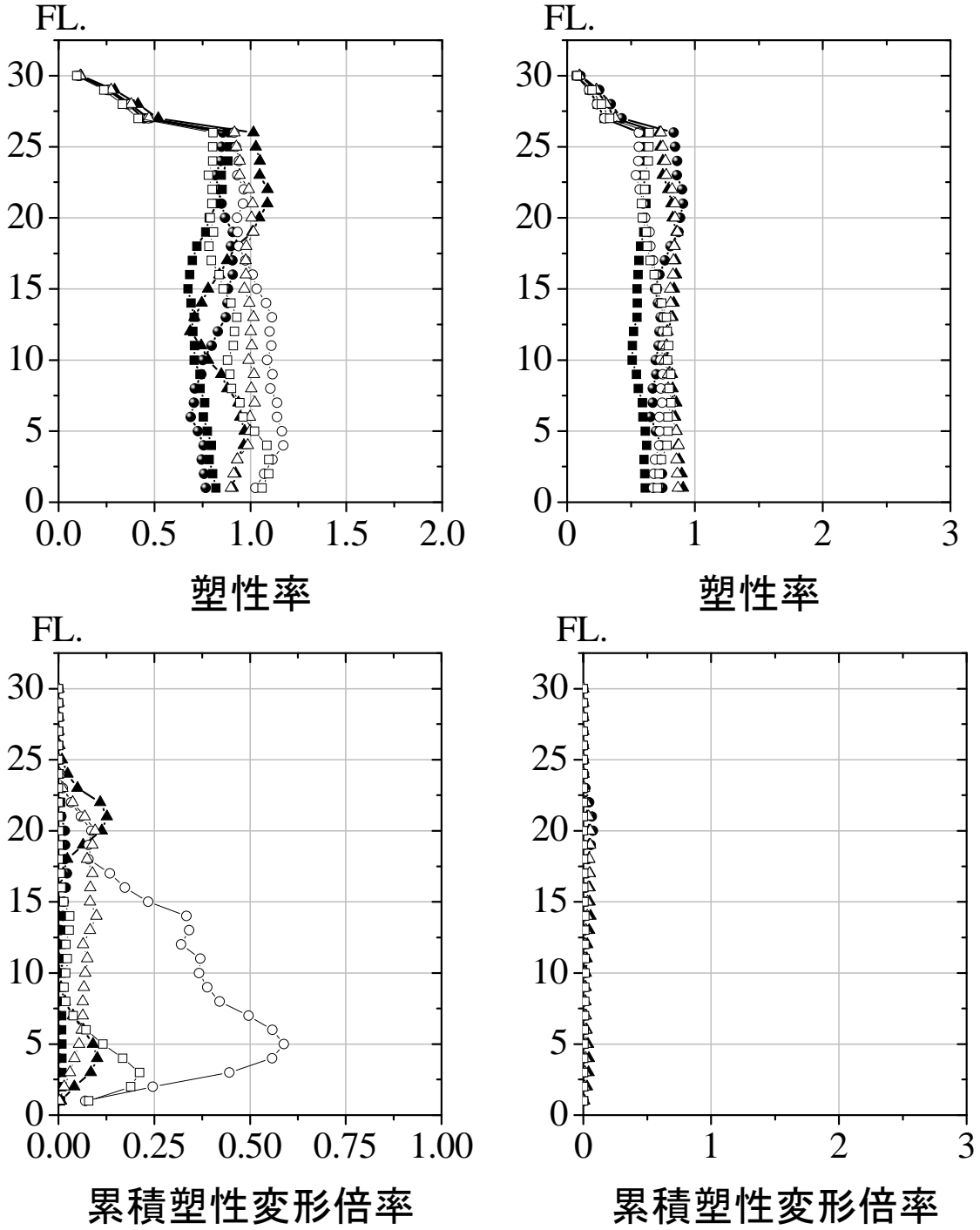


図4.2.26 標準波・告示波による層応答分布(1)

-●- EL CENTRO NS -▲- HACHINOHE EW -■- TAFT EW
 -○- JSCA 八戸位相 -△- JSCA 東北大学位相 -□- JSCA JMA 神戸位相

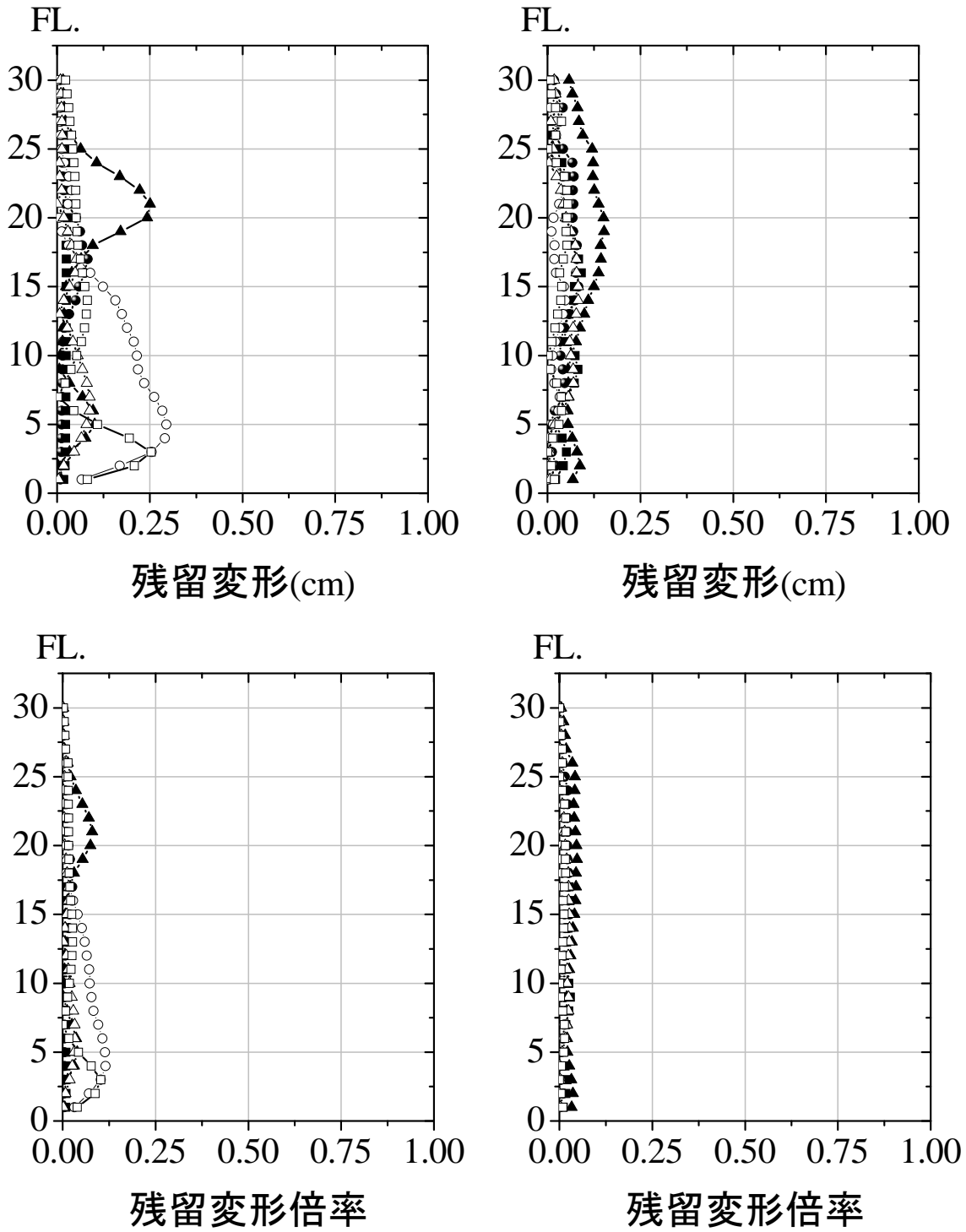


(a) 純ラーメンモデル

(b) 制振ブレース付きモデル

図4.2.26 標準波・告示波による層応答分布(2)

- EL CENTRO NS
- JSCA 八戸位相
- ▲- HACHINOHE EW
- △- JSCA 東北学位相
- TAFT EW
- JSCA JMA 神戸位相

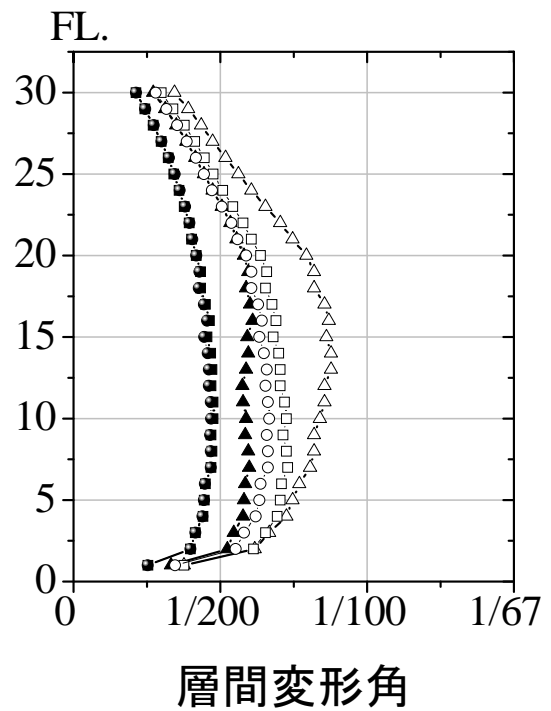
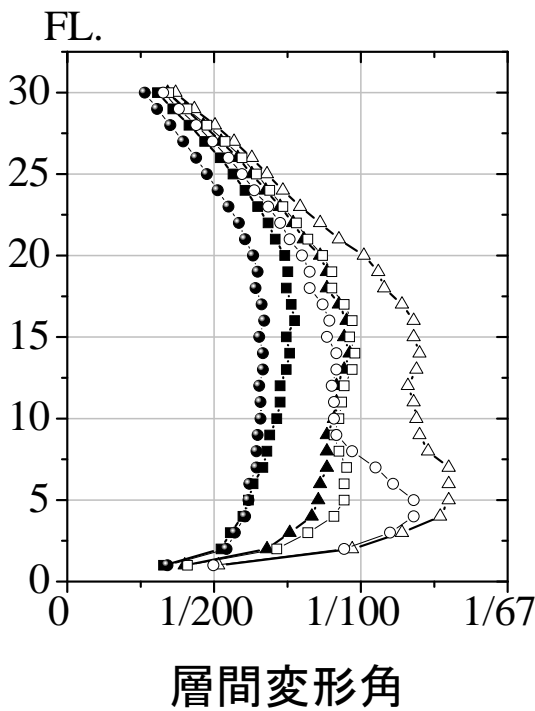
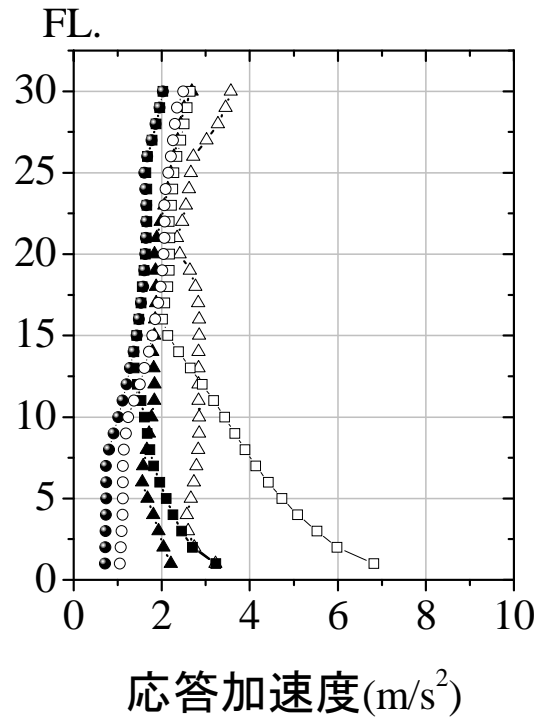
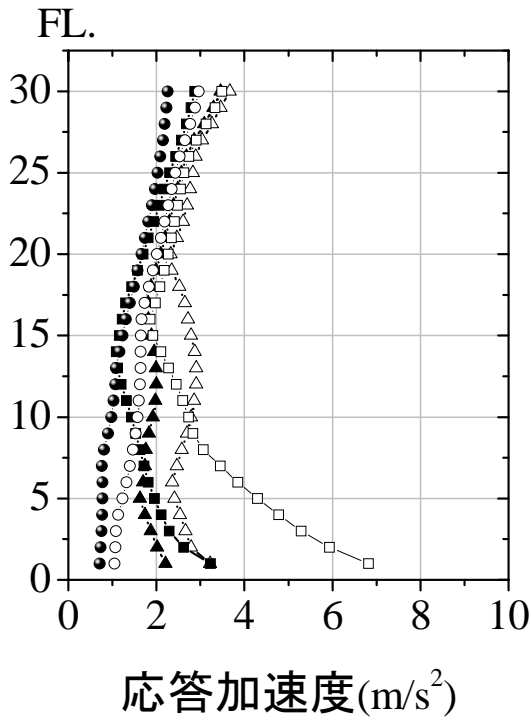


(a) 純ラーメンモデル

(b) 制振ブレース付きモデル

図4. 2. 26 標準波・告示波による層応答分布(3)

●- N-OSKH02av ▲- T-TN-AIC003av ■- T-TN-AIC004av
 ○- N-OSKH02sd △- T-TN-AIC003sd □- T-TN-AIC004sd

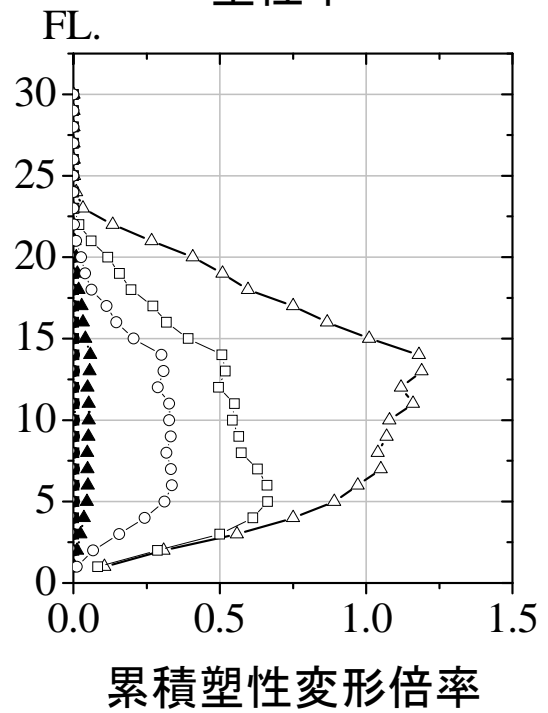
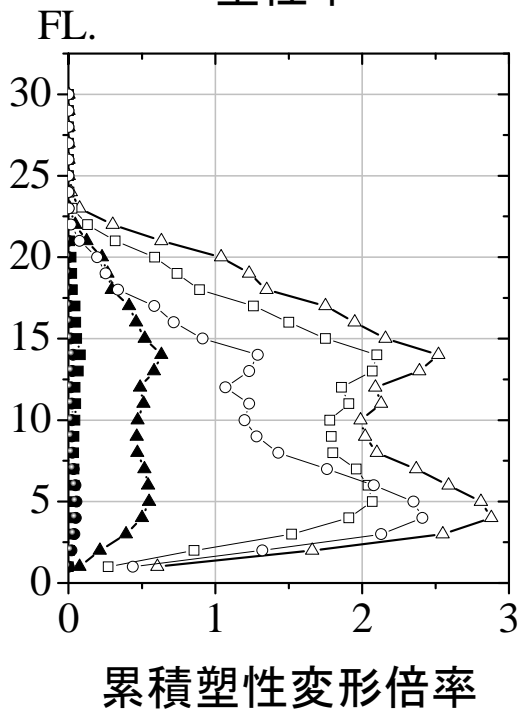
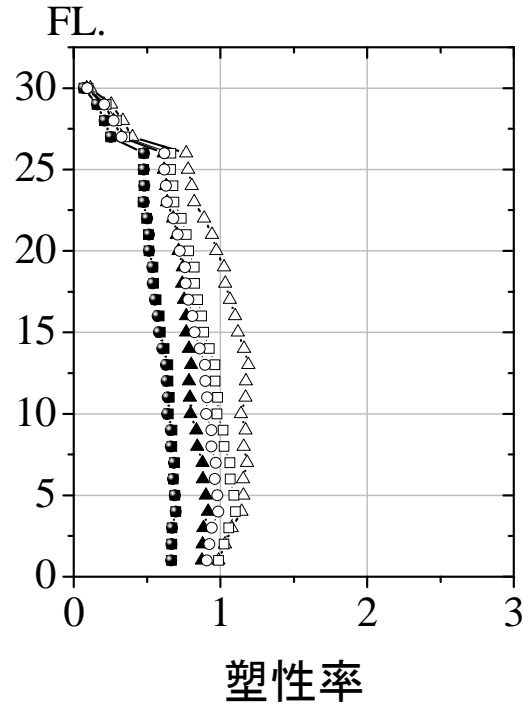
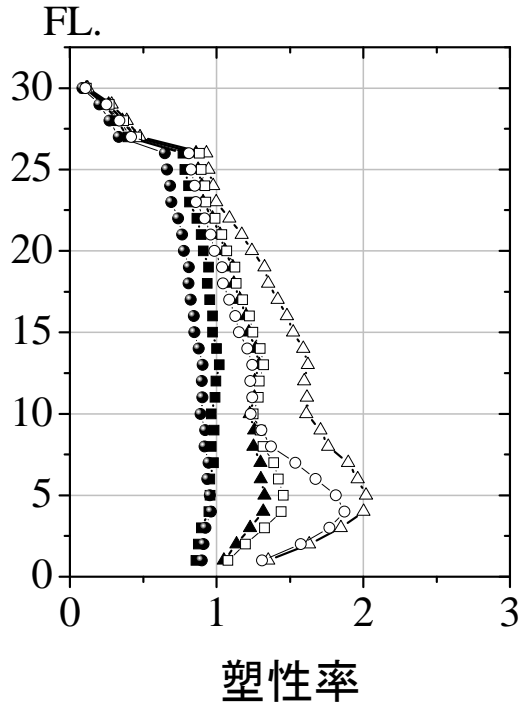


(a) 純ラーメンモデル

(b) 制振ブレース付きモデル

図 4.2.27 提案波 1 による累積値の層応答分布 (大阪・名古屋) (1)

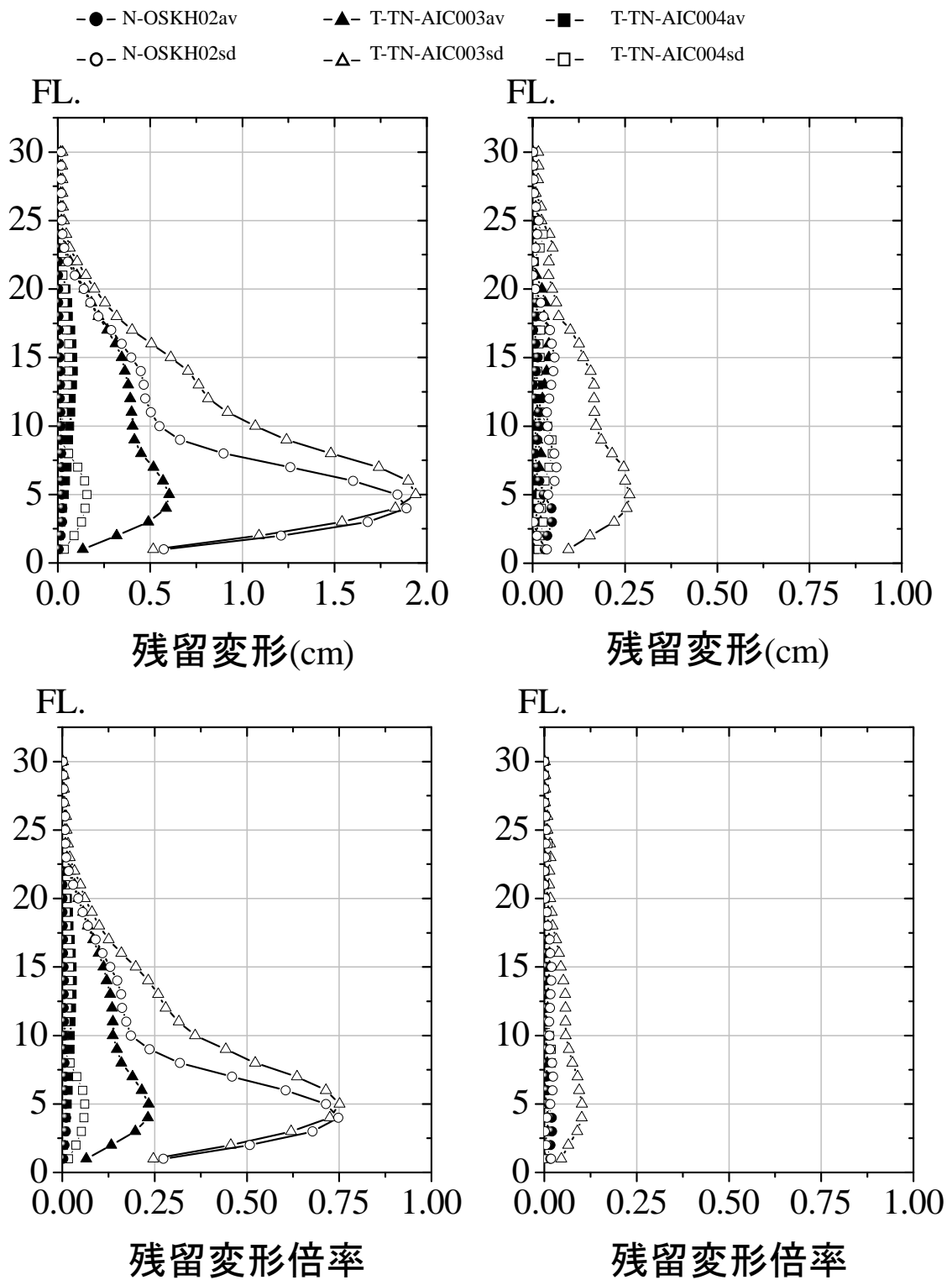
●- N-OSKH02av ▲- T-TN-AIC003av ■- T-TN-AIC004av
 ○- N-OSKH02sd △- T-TN-AIC003sd □- T-TN-AIC004sd



(a) 純ラーメンモデル

(b) 制振ブレース付きモデル

図 4.2.27 提案波 1 による累積値の層応答分布 (大阪・名古屋) (2)



(a) 純ラーメンモデル (b) 制振ブレース付きモデル

図 4.2.27 提案波 1 による累積値の層応答分布 (大阪・名古屋) (3)

最大値である最大床加速度は、純ラーメンモデルと制振ブレース付きモデルの差はほとんど見られない。標準波・告示波では最上層階で少し大きくなるが、下層階から上層階までほぼ同じ値を示す。

最大層間変形角は、純ラーメンモデルに対して制振ブレース付きモデルの最大値は大きく低減し、制振効果が現れる。標準波・告示波では中層階の15～25階で大きく、提案波1では5～20階に下中層階で大きい値を示す。

塑性率を見ると、純ラーメンモデルはわずかに架構が塑性化していたものが、制振ブレース付きモデルでは弾性範囲内にあり、制振効果が現れている。塑性率は標準波・告示波、提案波1ともに、1～26階までほぼ同じ値を示す。

累積値である累積塑性変形倍率は、純ラーメンモデルに対して制振ブレース付きモデルでの低減効果が大きく、最も制振効果が現れる評価指標である。標準波・告示波と提案波1のav波では小さく概ね弾性範囲に留まっているが、sd波では3～17階で大きく、制振ブレース付き架構ではそれが1/2～1/3にまで低減する。

層間残留変形は、純ラーメンモデルに対して制振ブレース付きモデルでの低減効果が大きく、最も制振効果が現れる。標準波・告示波と提案波1のav波では小さくほとんど生じないが、sd波では1～10階で大きく、制振ブレース付き架構ではそれがほとんど0まで低減する。

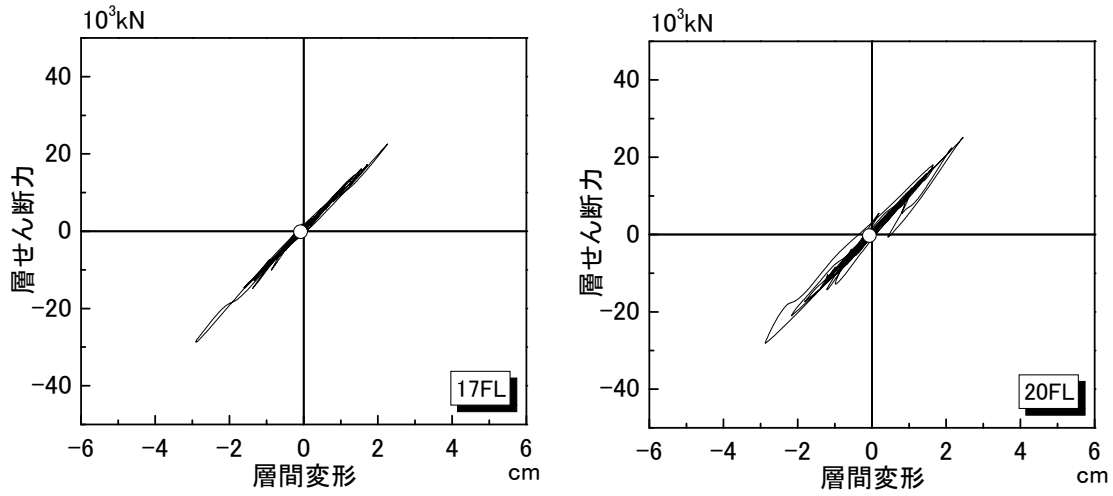
(3) 層の層せん断力-層間変形の履歴曲線

地震応答結果一覧より、層間変形角が最大になる層の層せん断力-層間変形の履歴曲線を図4.2.28～4.2.30に示す。なお、図中の○印は、地震終了時を示している。

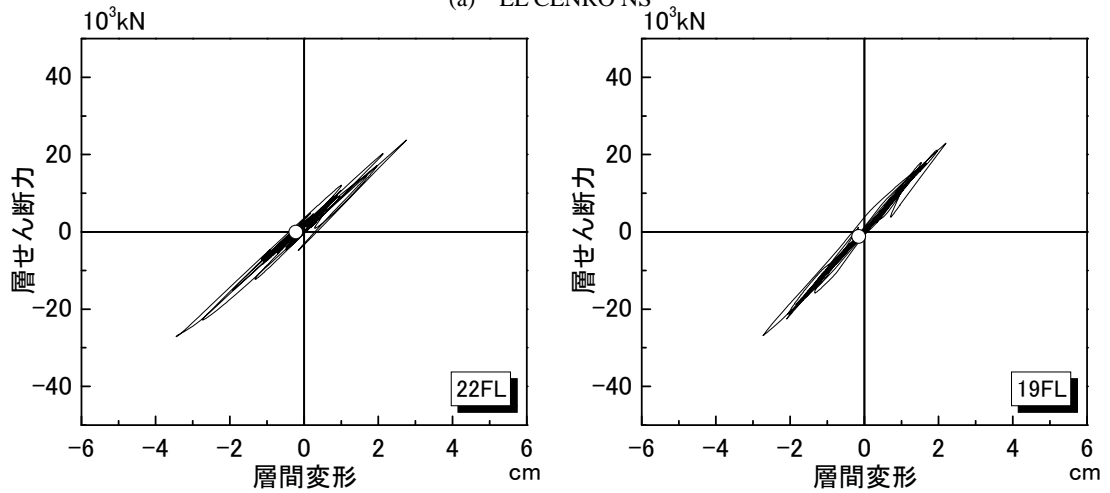
図4.2.28～4.2.29より、標準波・告示波はともに最大応答層においても履歴曲線はほとんど膨らみを持たず、地震終了時には原点に戻っている。図4.2.30より、提供波のav波は標準波・告示波と同様な履歴曲線を示すが、sd波による純ラーメンモデルの履歴ループは膨らみを持ち、地震時終了時にも原点に戻らず残留変形が生じている。制振ブレース付きモデルでは履歴ループの膨らみが減少し、地震終了時に原点に戻っている。

層せん断力-層間変形の履歴曲線

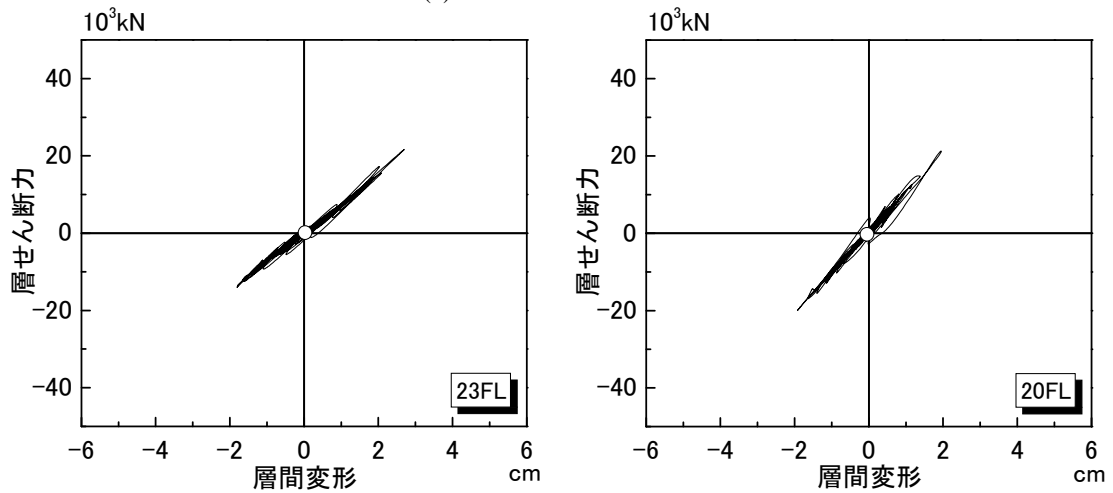
○ 地震終了時のプロット



(a) EL CENRO NS



(b) HACHINOHE EW



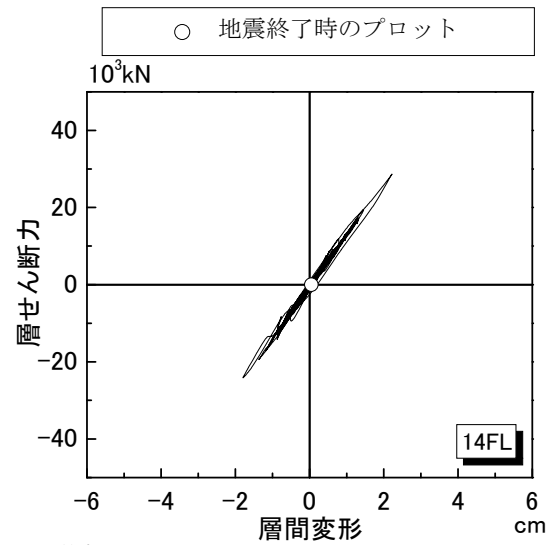
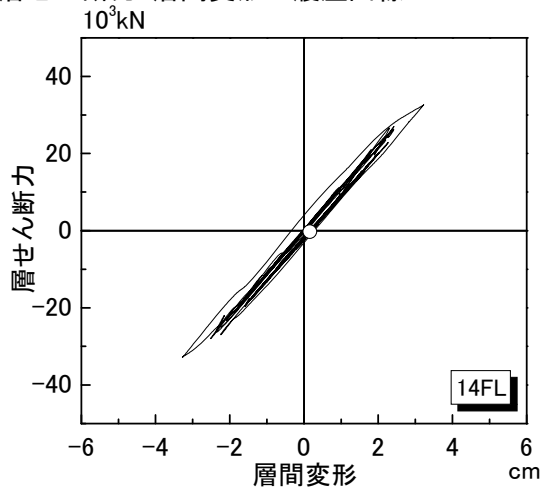
(c) TAFTA EW

(i) 耐震モデル

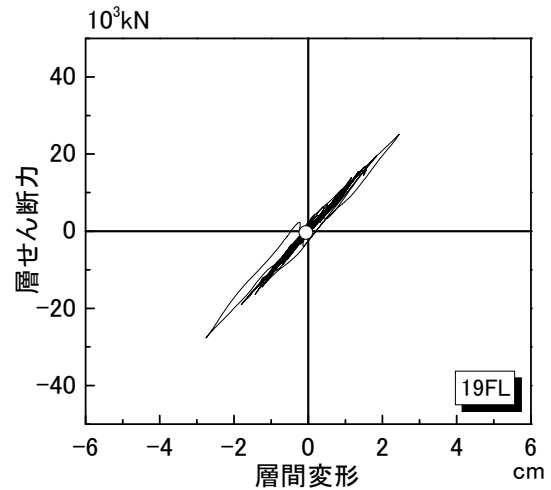
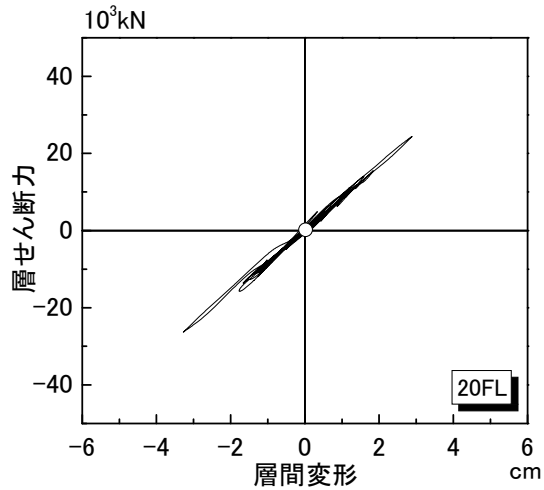
(ii) 制振モデル

図 4.2.28 標準波による層せん断力-層間変形の履歴曲線 (最大値発生層)

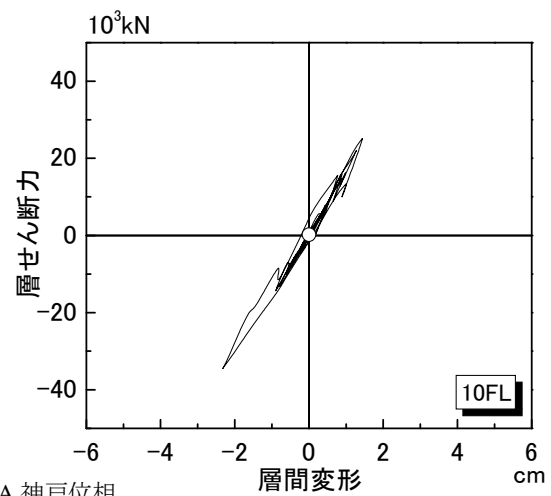
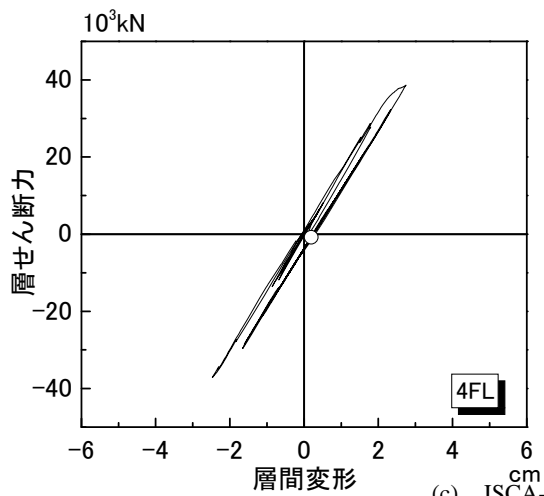
層せん断力-層間変形の履歴曲線



(a) JSCA-八戸位相



(b) JSCA-東北大学位相



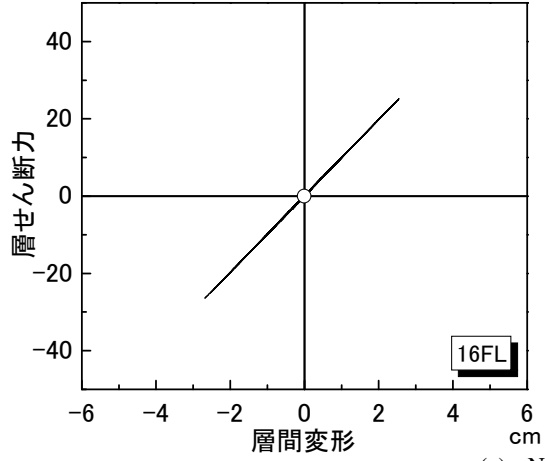
(c) JSCA-JMA 神戸位相

(i) 耐震モデル

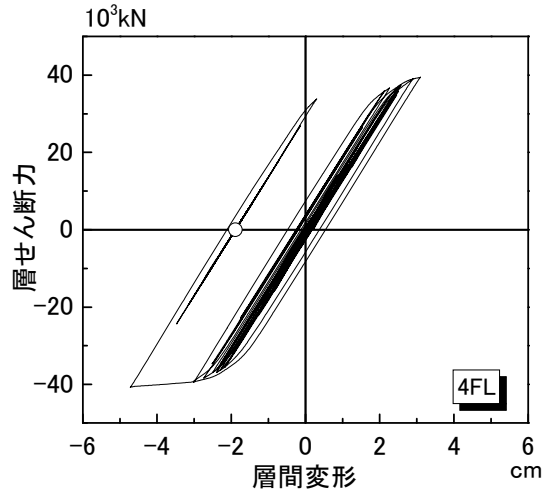
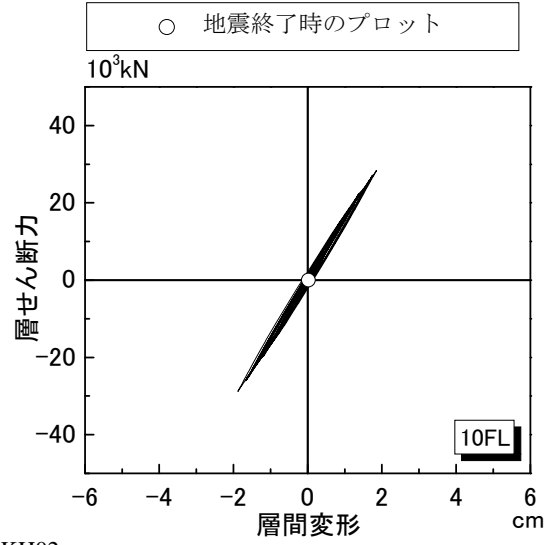
(ii) 制振モデル

図 4.2.29 告示波による層せん断力-層間変形の履歴曲線 (最大値発生層)

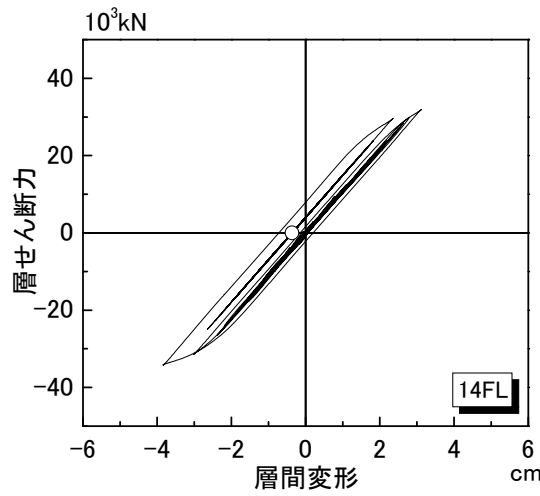
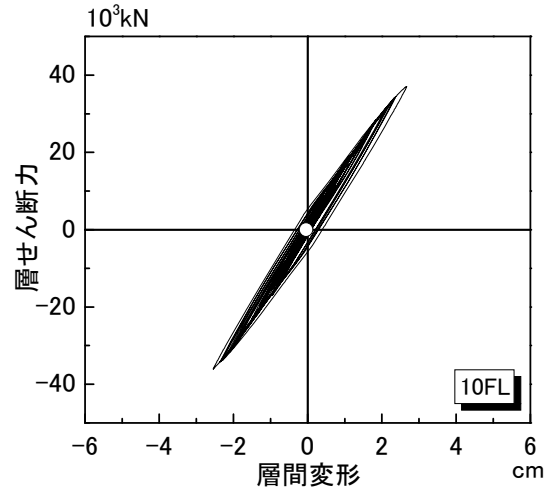
層せん断力-層間変形の履歴曲線
 10^3kN



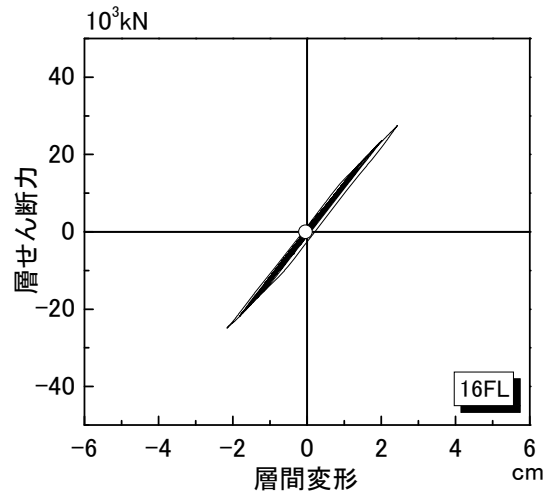
(a) N-OSKH02av



(b) N-OSKH02sd



(c) T-TN-AIC003av

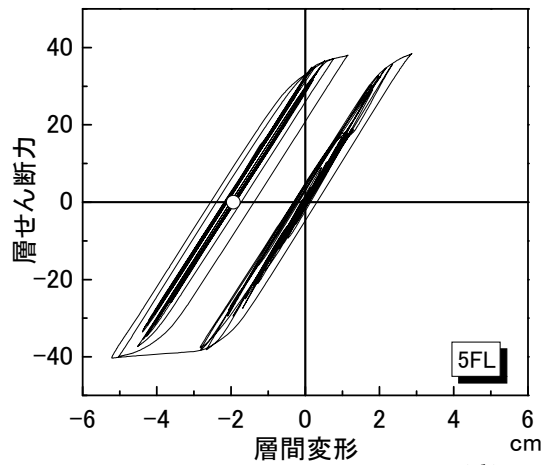


(i) 耐震モデル

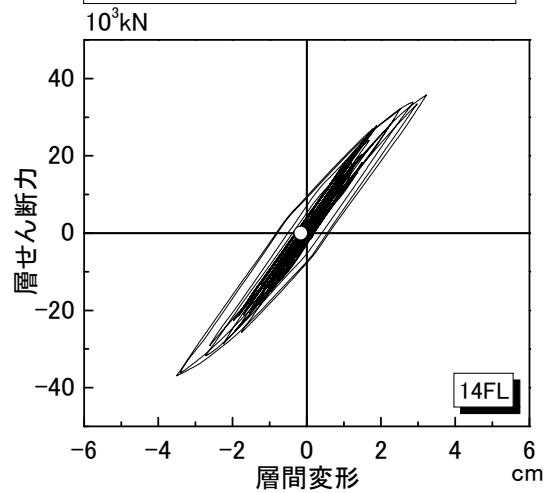
(ii) 制振モデル

図 4.2.30 提供波 1 による層せん断力-層間変形の履歴曲線 (最大値発生層) (1)

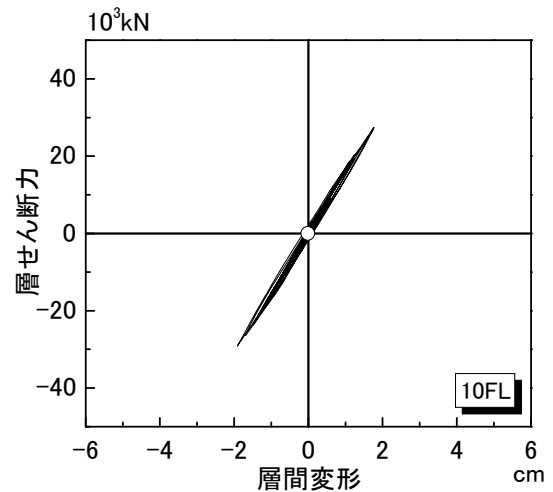
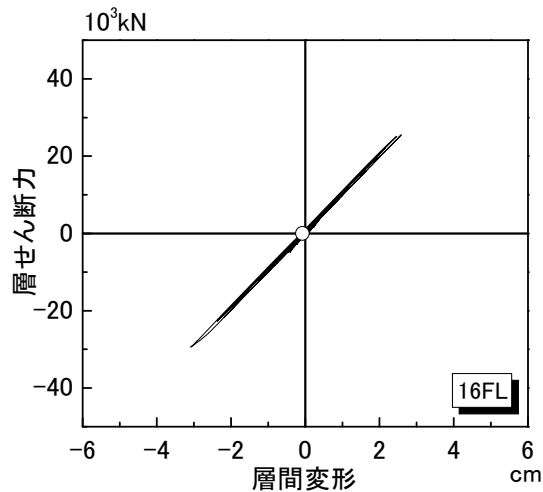
層せん断力-層間変形の履歴曲線
 10^3kN



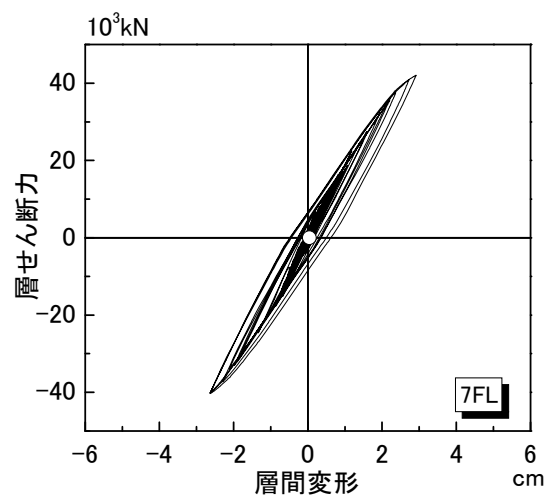
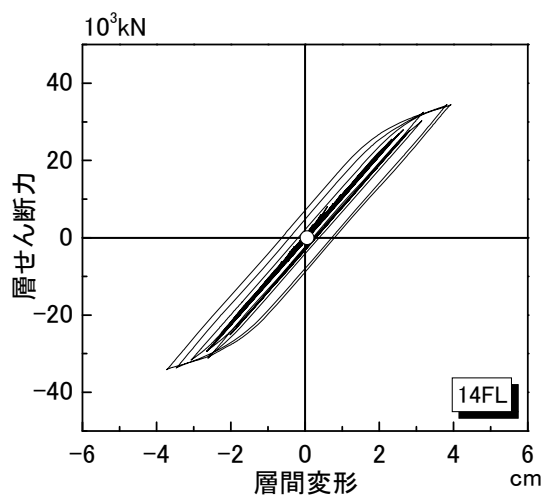
○ 地震終了時のプロット



(d) T-TN-AIC003sd



(e) T-TN-AIC004av



(f) T-TN-AIC004sd

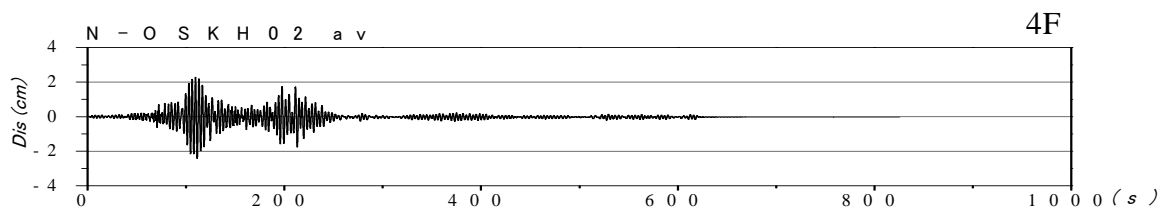
(i) 耐震モデル

(ii) 制振モデル

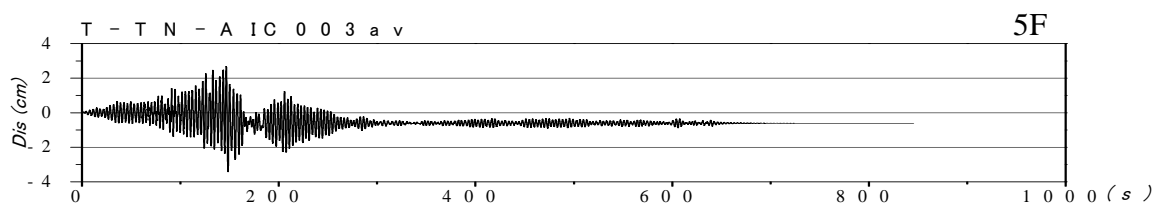
図 4.2.30 提供波 1 による層せん断力-層間変形の履歴曲線 (最大値発生層) (2)

(4) 層間変形の時刻歴

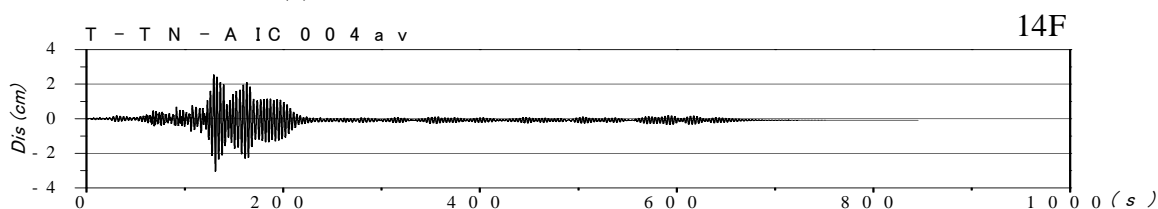
提案波 1, 2 の平均値 av 波形による純ラーメンモデルと制振ブレース付きモデルの最大応答値を示す層間変形の時刻歴波形を図 4.2.31, 4.2.32 示す。



(a) N-OSKH02av (南海 此花)

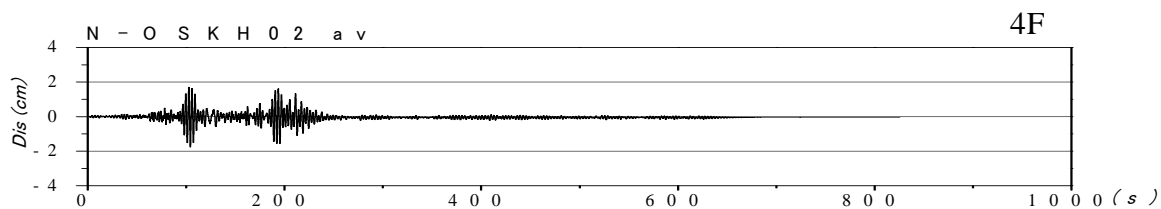


(b) T-TN-AIC003av (東南海・東海 津島)

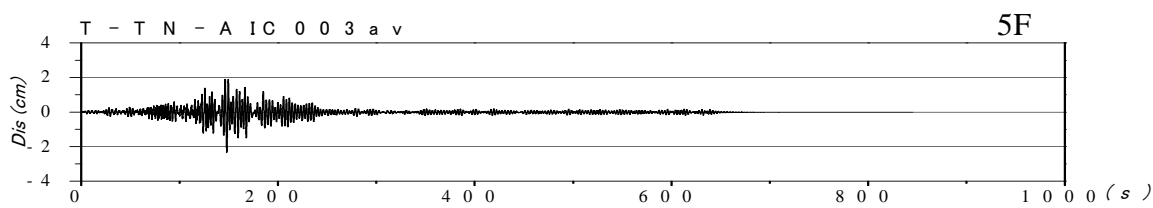


(c) T-TN-AIC004av (東南海・東海 名古屋)

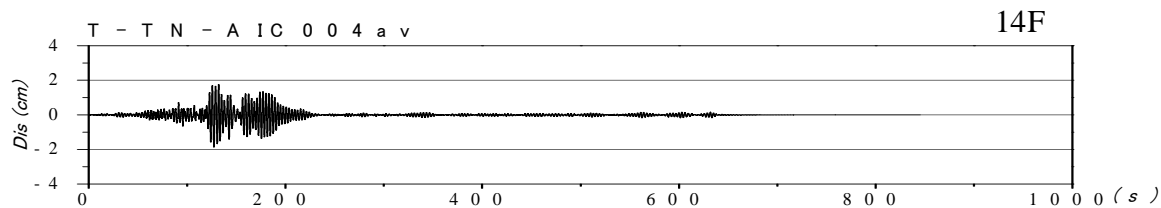
図 4.2.31 提案波の平均値 av 波形による純ラーメンモデルの層間変形の時刻歴



(a) N-OSKH02av (南海 此花)



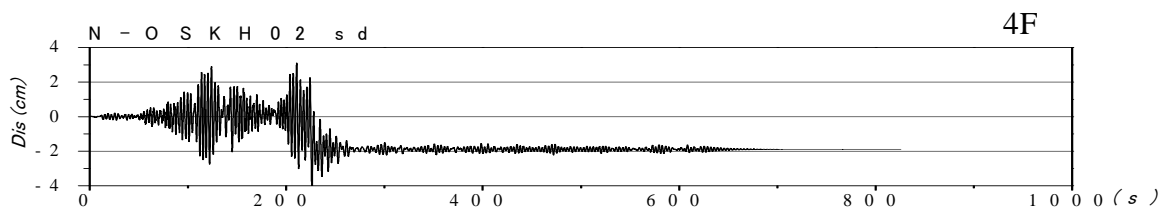
(b) T-TN-AIC003av (東南海・東海 津島)



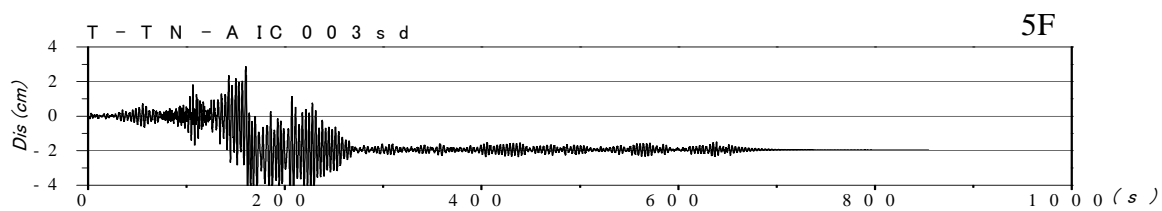
(c) T-TN-AIC004av (東南海・東海 名古屋)

図 4.2.32 提案波の平均値 av 波形による制振ブレース付きモデルの層間変形の時刻歴

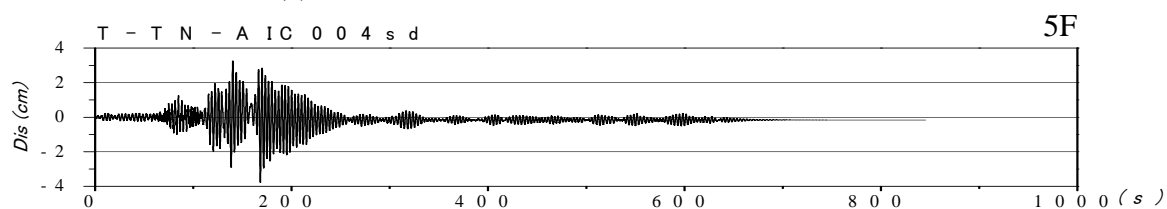
提案波 1, 2 の平均値 + 標準偏差 sd 波形による純ラーメンモデルと制振ブレース付きモデルの最大応答値を示す層間変形の時刻歴波形を図 4.2.33, 4.2.34 に示す。



(a) N-OSKH02sd (南海 此花)

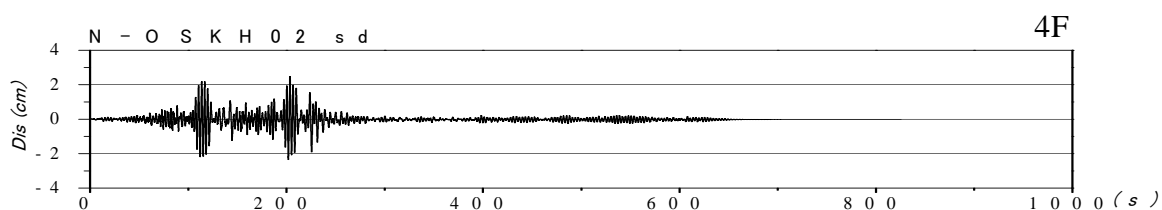


(b) T-TN-AIC003 sd (東南海・東海 津島)

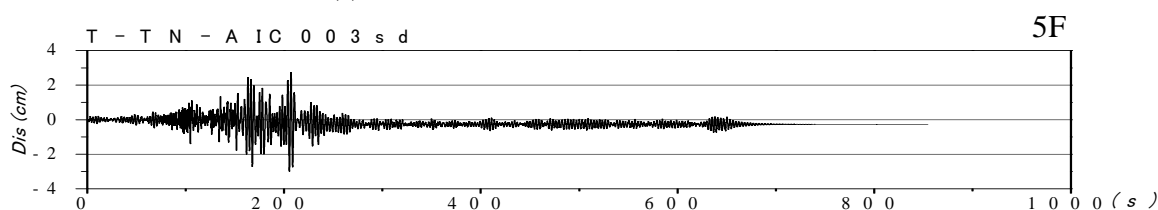


(c) T-TN-AIC004 sd (東南海・東海 名古屋)

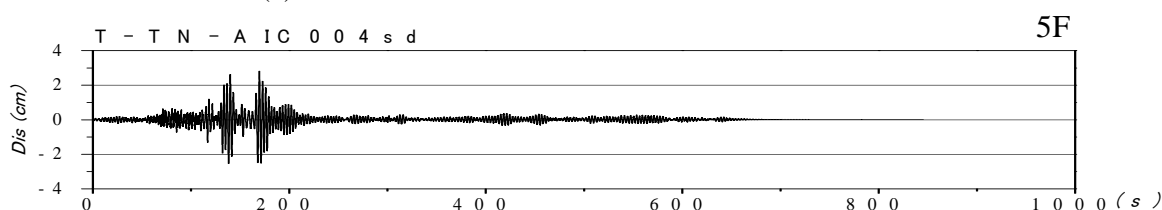
図 4.2.33 提案波 sd 波形による純ラーメンモデルの層間変形の時刻歴



(a) N-OSKH02sd (南海 此花)



(b) T-TN-AIC003 sd (東南海・東海 津島)



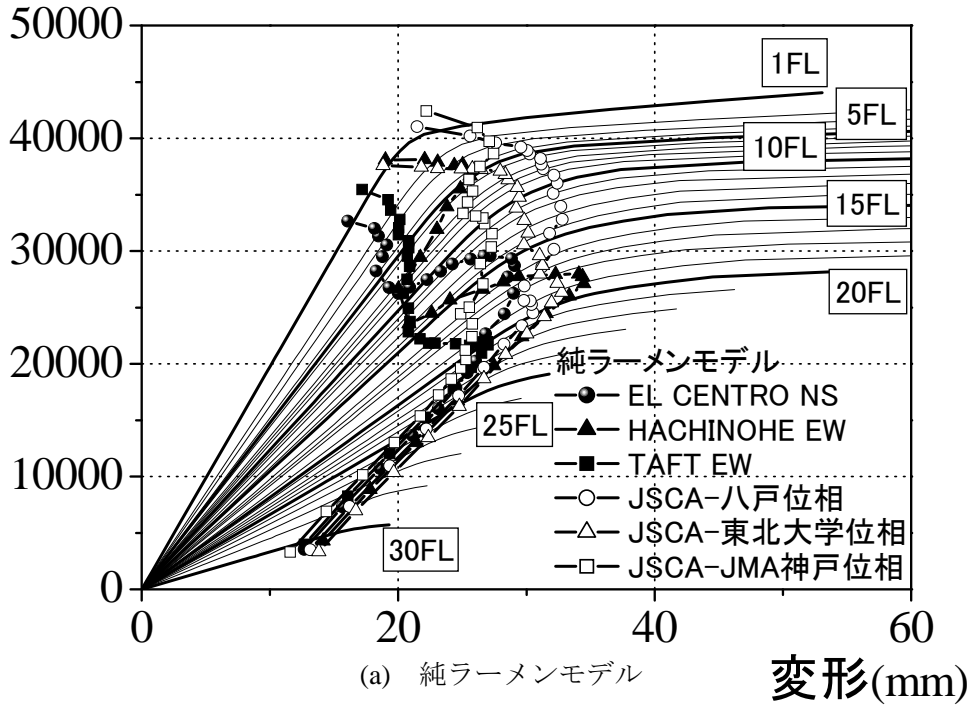
(c) T-TN-AIC004 sd (東南海・東海 名古屋)

図 4.2.34 提案波 sd 波形による制振ブレース付きモデルの層間変形の時刻歴

(5) 最大応答値の層せん断力-層間変形曲線へのプロット

最大応答値を荷重増分法による静的弾塑性解析から求めた層せん断力-層間変形曲線上にプロットし、図4.2.35～4.2.36に示す。

層せん断力(kN)



層せん断力(kN)

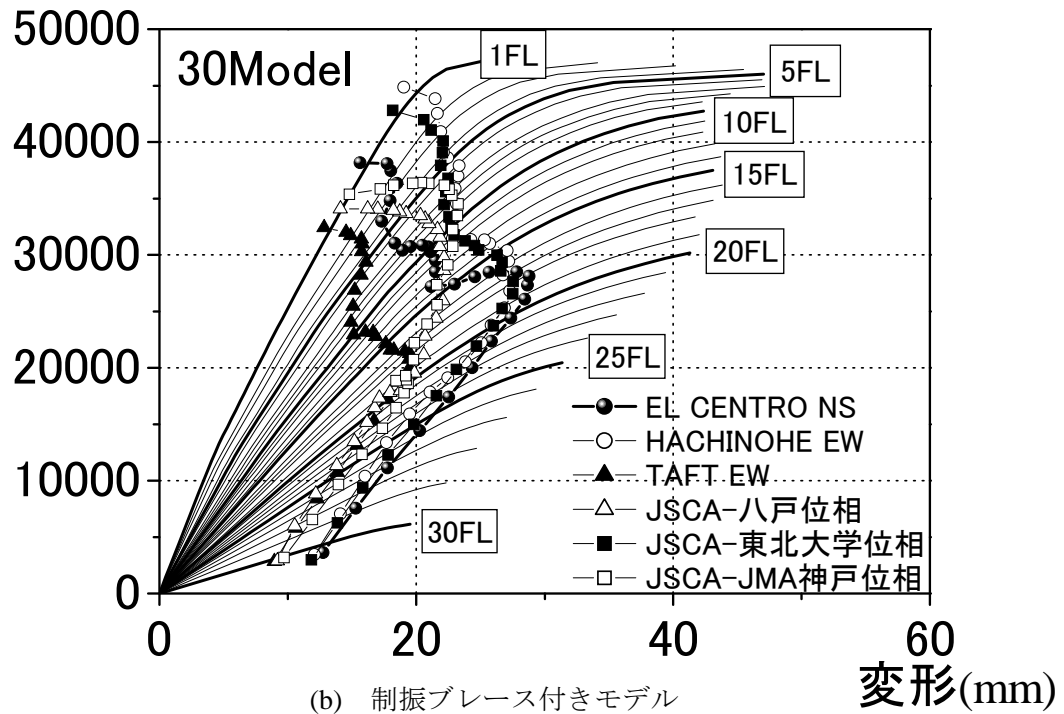
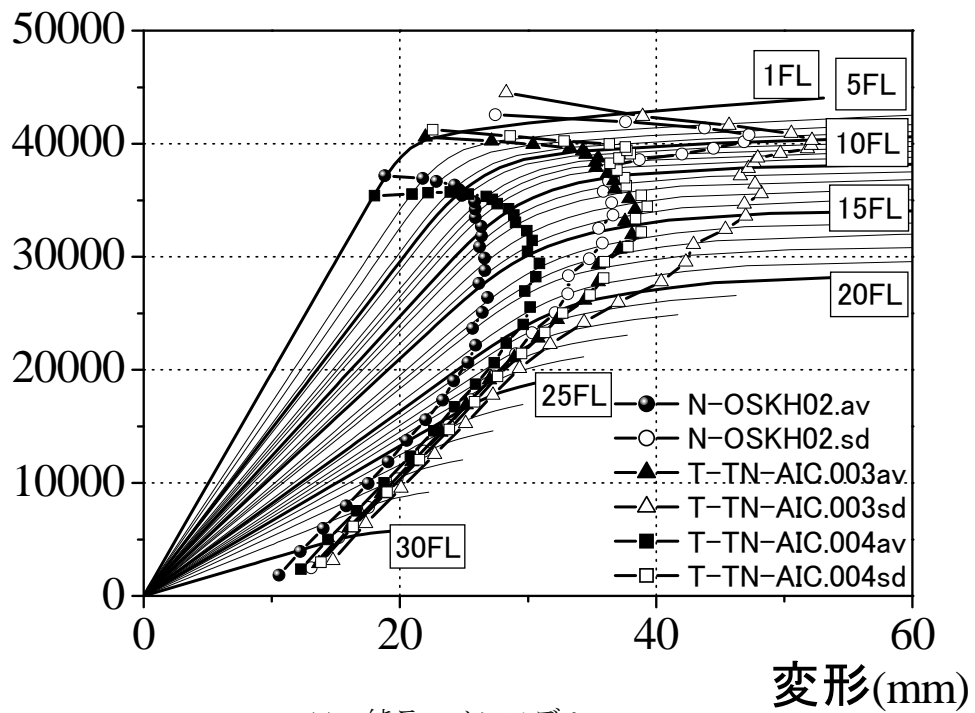


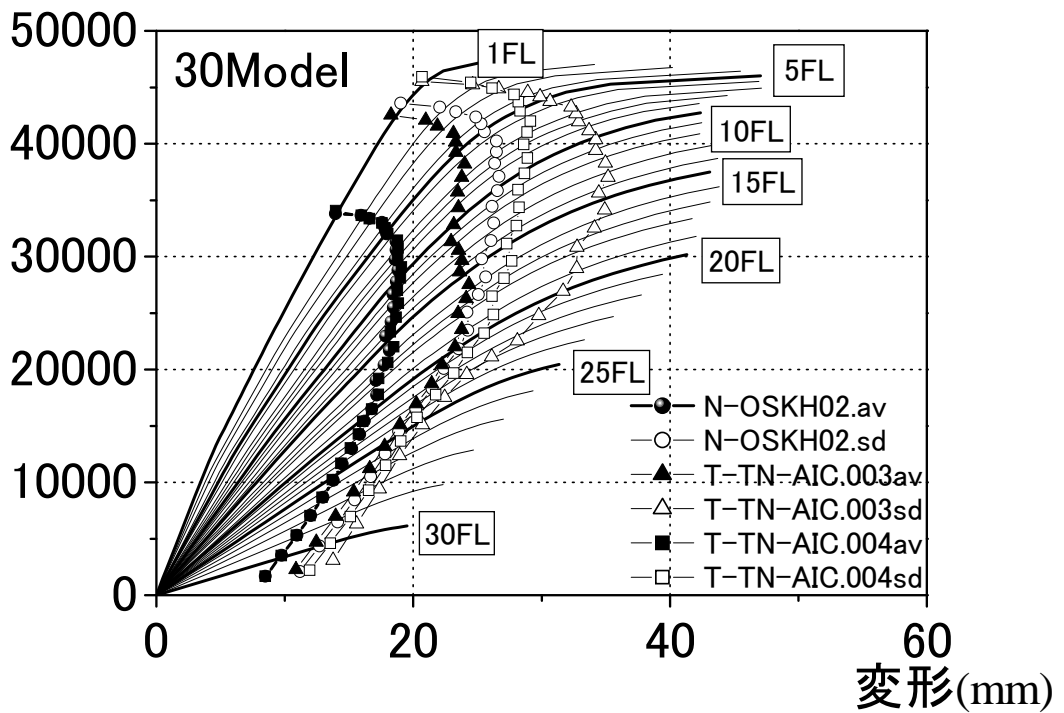
図 4. 2. 35 標準波・告示波の最大応答値の層せん断力-層間変形曲線上へのプロット

層せん断力(kN)



(a) 純ラーメンモデル

層せん断力(kN)



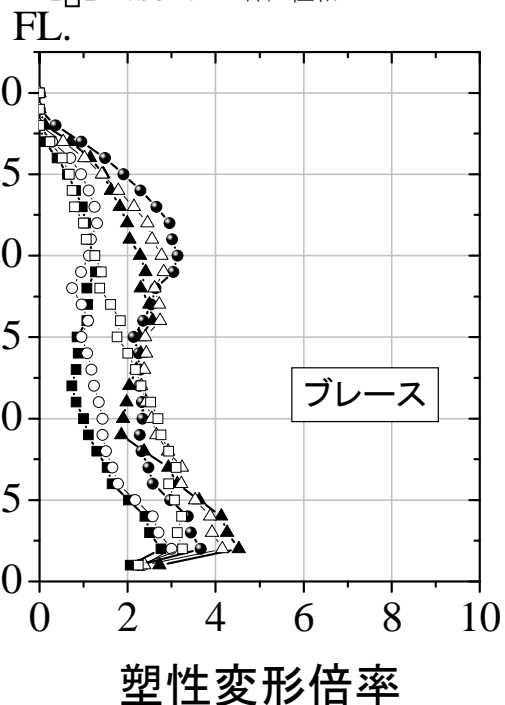
(b) 制振ブレース付きモデル

図 4.2.36 提案波 1 の最大応答値の層せん断力-層間変形曲線上へのプロット

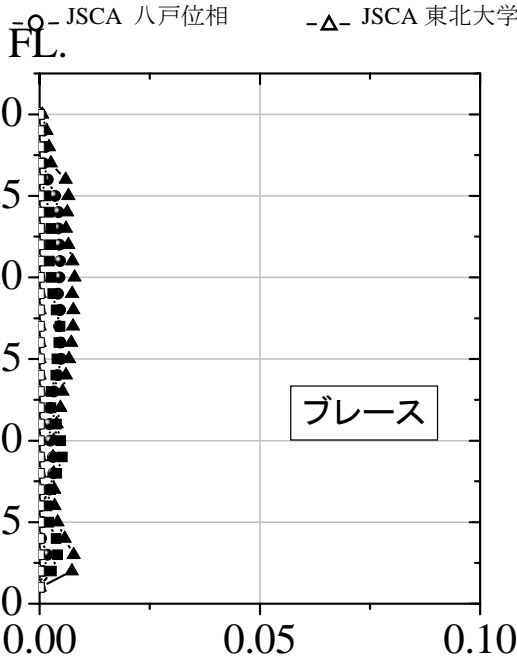
(6) 制振ブレースの応答評価

図 4.2.37,4.2.38 に制振ブレースモデルの制振ブレースの塑性変形倍率，残留変形倍率，累積塑性変形倍率の高さ方向分布を示す。

- EL CENTRO NS -▲- HACHINOHE EW -■- TAFT EW
- JSCA 八戸位相 -△- JSCA 東北学位相 -□- JSCA JMA 神戸位相



- EL CENTRO NS -▲- HACHINOHE EW
- JSCA 八戸位相 -△- JSCA 東北学位相



- TAFT EW
- JSCA JMA 神戸位相

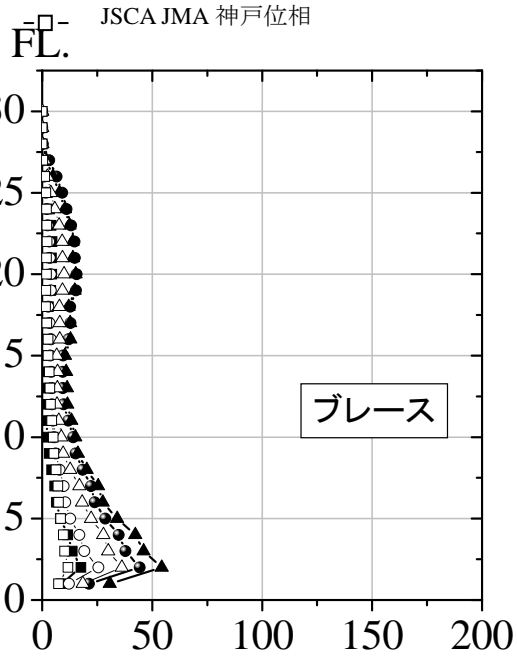
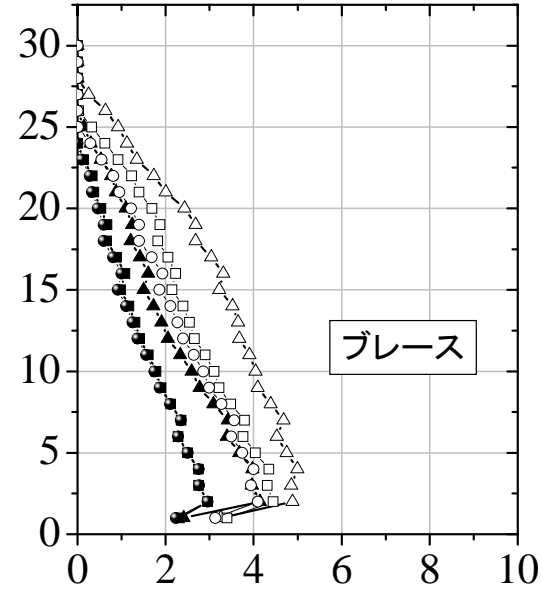


図 4.2.37 標準波・告示波による制振ブレースの高さ方向の応答分布

- N-OSKH02av -▲- T-TN-AIC003av -■- T-TN-AIC004av
- N-OSKH02sd -△- T-TN=AIC003sd -□- T-TN-AIC004sd

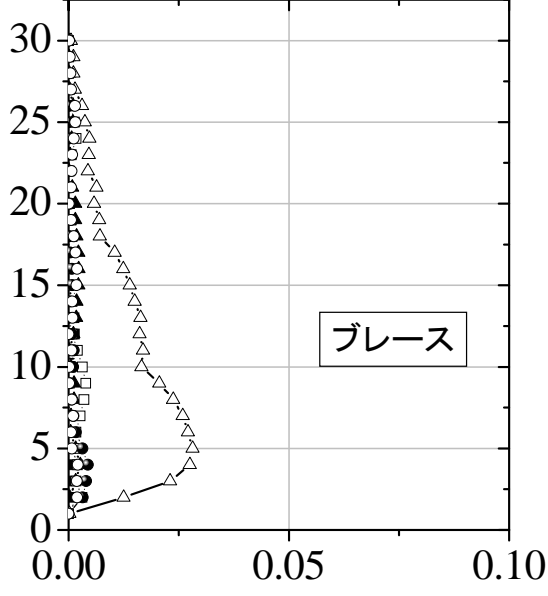
FL.



塑性変形倍率

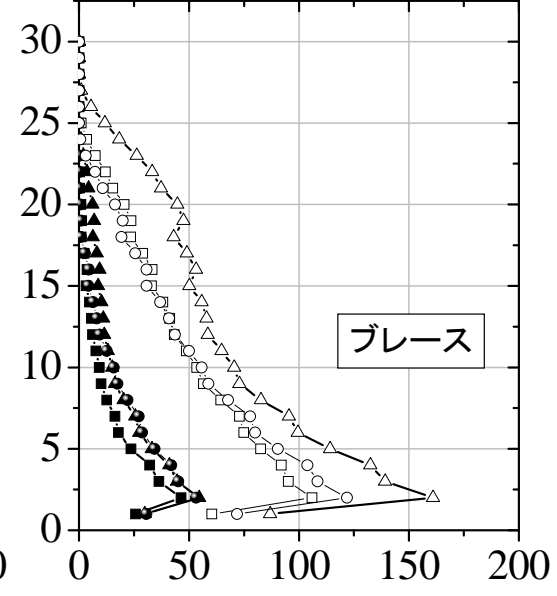
- N-OSKH02av -▲- T-TN-AIC003av -■- T-TN-AIC004av
- N-OSKH02sd -△- T-TN=AIC003sd -□- T-TN-AIC004sd

FL.



残留変形倍率

FL.



累積塑性変形倍率

図 4. 2. 38 提案波 1 による制振ブレースの高さ方向の応答分布

(7) 梁部材の平面的応答分布

一つの層における各梁部材端の最大値と累積値の平面的な分布を検討するために、X1 通り、X2 通りに着目する。検討の対象とする通りと梁端の位置を図 4.2.39 に示す。

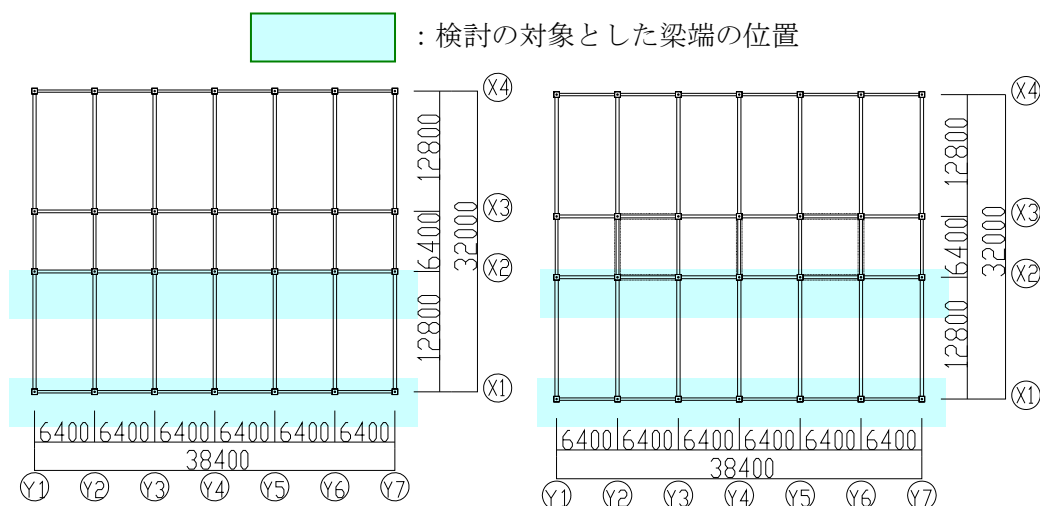


図 4.2.39 平面的な分布の検討の対象にする梁端位置

応答値が大きくなる 5F, 15F における X1 通り, X2 通りの梁部材端の最大値 (塑性変形倍率) と累積値 (累積塑性変形倍率) の平面的分布を求める。塑性変形倍率, 累積塑性変形倍率に対する評価は表 4.2.32 に示す JSCA 性能メニューの性能判断基準値表³⁾を用いて評価する。標準波・告示波と提案波 1 の 5F と 15F の塑性変形倍率を図 4.2.40~図 4.2.45 に, 標準波・告示波と提案波 1 の 5F と 15F の累積塑性変形倍率を図 4.2.46~51 に示す。

応答結果を表 4.2.21 に示す JSCA 性能メニューの性能判断基準値表に基づき, 終局耐震性能を評価する。JSCA 性能メニューでは, 層間変形角 R を性能評価項目の基準と考えており, 損傷限界値, 余裕度 I, 余裕度 II, 安全限界値を, それぞれ 1/200, 1/150, 1/100, 1/75 と規定している。最大値の安全限界値に対する比率は, 層間変形角の比率 ($100/75=1.33$, $150/75=2.0$) をそのまま採用し, 累積値は最大値の比率を二乗した値 ($1.33^2=1.77$, $2.0^2=4.0$) としている。また, 角形鋼管柱と H 型鋼梁の接合部を対象とする, 正負交番の静的漸増載荷または動的載荷実験に基づく柱・梁接合部の破壊性状に関する論文を収集し, 接合部詳細や接合形式ごとに整理し, 柱・梁接合部の塑性変形能力を評価して, 構造部材の安全限界値を設定している。実験データの多い, 工場で梁端部を柱に溶接したブラケットタイプで JASS6 型スカラップの場合を基準にして, ノンスカラップの場合, フランジを現場溶接, ウェブを高力ボルト接合した梁端混用形式について示している。累積塑性変形倍率は, 床スラブ付きの合成梁では中立軸の上昇によりフランジの歪が増大して早期に破断する影響と合成効果による全塑性モーメントの増大を考慮して, 純鉄骨に対して 2/3 倍の値としている。さらに, 架構の部材レベルの時刻歴応答解析から, 構造部材と構造骨組の応答値の関係を求め, 構造部材の安全限界値から構造骨組の安全限界値を定めている。

最大値である部材の塑性線形倍率は, 図 4.2.40, 4.2.41 より標準波では HCHINOHE EW 波により制振ブレース付きモデルの 15 階の X2 通りの境界梁 3 本が $\mu_m=1.2\sim 1.5$ の塑性変形倍率を

示すのみで、残りは全て弾性範囲に留まる。図 4.2.42,4.2.43 より、告示波では JSCA 八戸位相波により純ラーメンモデルの 5 階と 15 階の梁端部が全塑性モーメントに達し、 $\mu_m=1.2\sim 1.5$ を示す。JSCA 東北大位相波では 5 階で、JSCA 神戸位相波では 15 階でわずかに梁端部が全塑性モーメントに達する。制振ブレース付きモデルでは JSCA 東北大位相波により 15 階の X2 通りの境界梁 1 本が全塑性モーメントに達するのみで、残りは全て弾性範囲に留まる。図 4.2.44,4.2.45 より純ラーメンモデルは提案波 1 の av 波のうち T-TN-AIC003av の 5 階と 15 階、T-TN-AIC004av の 15 階で梁端が全塑性モーメントに達する。提案波 1 の sd 波では、全ての地震波で 5 階と 15 階の梁端部が全塑性モーメントに達し、 $\mu_m=0.5\sim 3.0$ を示す。制振ブレース付きモデルは純ラーメンモデルに比べて塑性化する梁端が減少しており、全塑性モーメントに達した梁端についてもその累積塑性変形倍率は小さくなっている。

表 4.2.21 性能判断基準値表³⁾

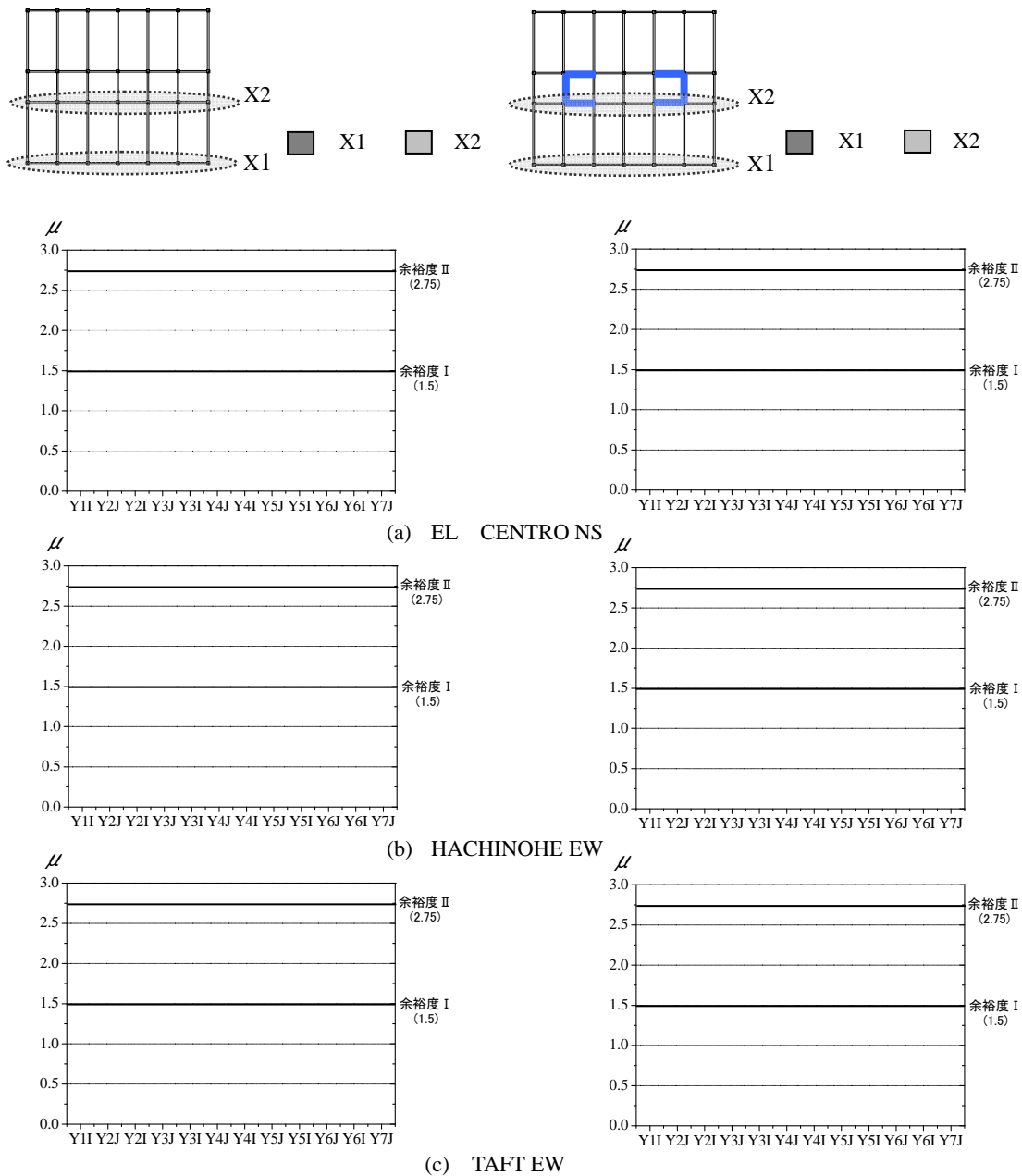
対象	性能評価項目	損傷限界	安全限界 余裕度 I	安全限界 余裕度 II	安全限界		
建物挙動	R (rad)	1/200	1/150	1/100	1/75		
	α (m/s ²)	—	2.5	5.0	10.0		
構造体	構造骨組	μ	0	1.0	2.0	3.0	
		η	JASS6 型	0	$2.6(\delta_y/\delta_{eq})$	$6.0(\delta_y/\delta_{eq})$	$10.7(\delta_y/\delta_{eq})$
			ノスカラップ°	0	$4.5(\delta_y/\delta_{eq})$	$10.2(\delta_y/\delta_{eq})$	$18.2(\delta_y/\delta_{eq})$
			梁端混用	0	$1.7(\delta_y/\delta_{eq})$	$3.7(\delta_y/\delta_{eq})$	$6.7(\delta_y/\delta_{eq})$
		γ (%)	0	30	60	100	
	構造部材	μ_m	0	1.5	2.75	4.0	
		η_m	JASS6 型	0	5.4	12.0	21.5
			ノスカラップ°	0	9.0	20.5	36.5
			梁端混用	0	3.5	7.5	13.5
		制振・免震部材	η_d	—	$\eta_{du}/4.0$	$\eta_{du}/1.77$	$\eta_{du}=400$
W_d	—		$W_{du}/4.0$	$W_{du}/1.77$	W_{du}		
δ_l	—		$\delta_{lu}/2.0$	$\delta_{lu}/1.33$	δ_{lu}		

注) R : 層間変形角, α : 床加速度, μ : 層の塑性変形倍率, η : 層の累積塑性変形倍率,
 γ : 塑性ヒンジ発生率, μ_m : 部材の塑性変形倍率, η_m : 部材の累積塑性変形倍率,
 η_d : ダンパーの累積塑性変形倍率, W_d : ダンパーのエネルギー吸収量, δ_l : アイソレータの変位

累積値である部材の累積塑性変形倍率は、図 4.2.46,4.2.47 より標準波では HCHINOHE EW 波により制振ブレース付きモデルの 15 階の X2 通りの境界梁 3 本の塑性変形倍率が僅かに値を持つのみで、残りは全て弾性範囲に留まる。図 4.2.48,4.2.49 より、告示波では JSCA 八戸位相波により純ラーメンモデルの 5 階と 15 階の梁端部が塑性化し、 $\eta_m=1.\sim 2.$ を示す。JSCA 東北大位相波では 5 階で、JSCA 神戸位相波では 15 階で梁端部が塑性化し、塑性変形倍率が僅かに値を持つ。制振ブレース付きモデルでは JSCA 東北大位相波により 15 階の X2 通りの

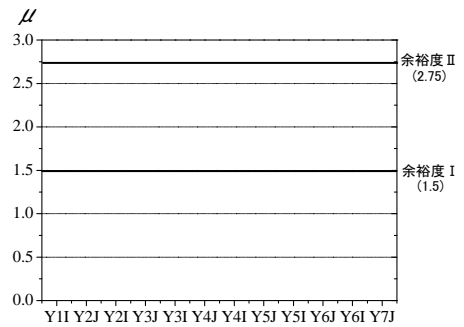
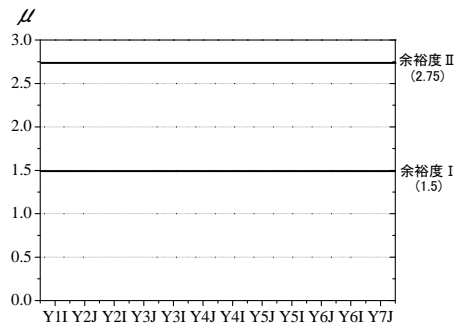
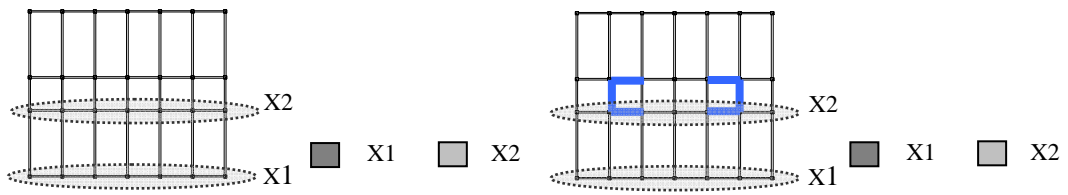
境界梁 1 本が塑性化し、塑性変形倍率が僅かに値を持つが残りは全て弾性範囲に留まる。
 図 4.2.50,4.2.51 より純ラーメンモデルは提案波の av 波のうち T-TN-AIC003av の 5 階と 15 階、
 T-TN-AIC004av の 15 階で梁端が塑性化するが、累積塑性変形倍率は $\eta_m=1. \sim 2.$ と小さい。提案波の sd 波では、全ての地震波で 5 階と 15 階の梁端部が塑性化し、 $\eta_m=3. \sim 12.$ を示す。制振ブレース付きモデルは純ラーメンモデルに比べて塑性化する梁端が減少しており、塑性化した梁端についてもその累積塑性変形倍率は小さくなっている。ただし、制振ブレースの境界梁については、純ラーメンモデルの梁端と同程度の累積塑性変形倍率を示す。

5F 塑性変形倍率 (標準波)

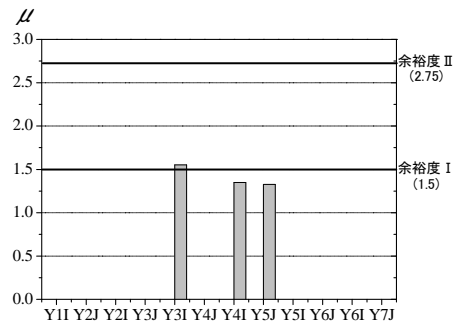
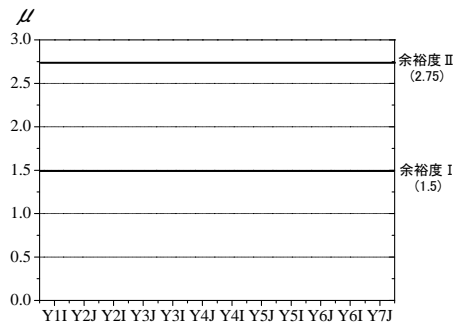


(i) 耐震モデル (ii) 制振モデル
 図 4.2.40 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(5F 標準波)

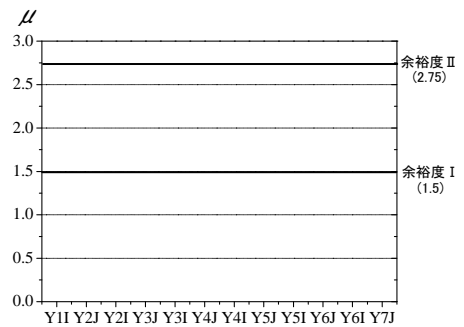
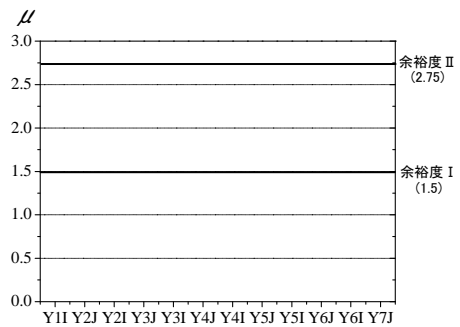
15F 塑性変形倍率 (標準波)



(a) EL CENTRO NS



(b) HACHINOHE EW



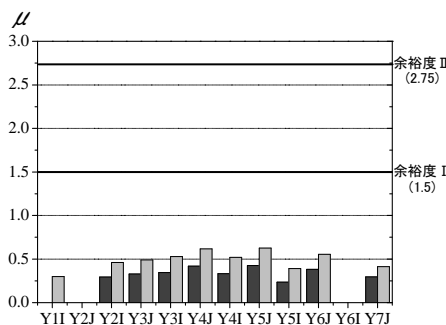
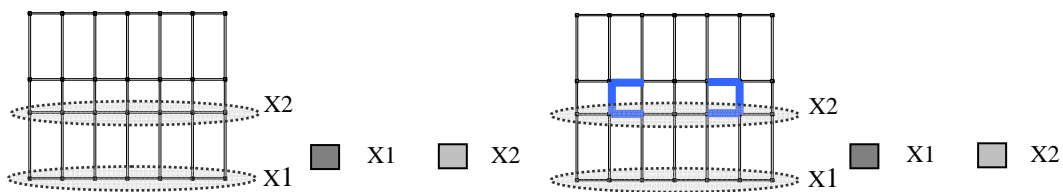
(c) TAFT EW

(i) 耐震モデル

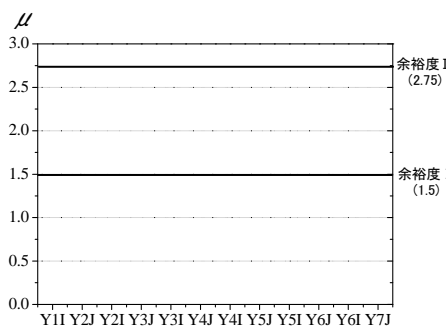
(ii) 制振モデル

図 4.2.41 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(15F 標準波)

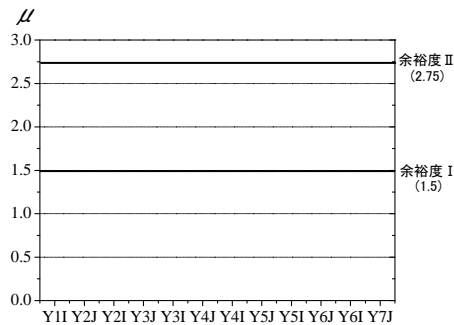
5F 塑性変形倍率 (告示波)



(a) JSCA 八戸位相



(b) JSCA 東北学位相



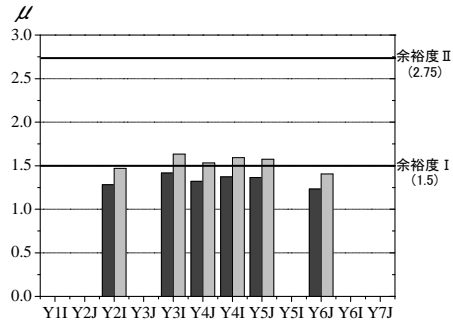
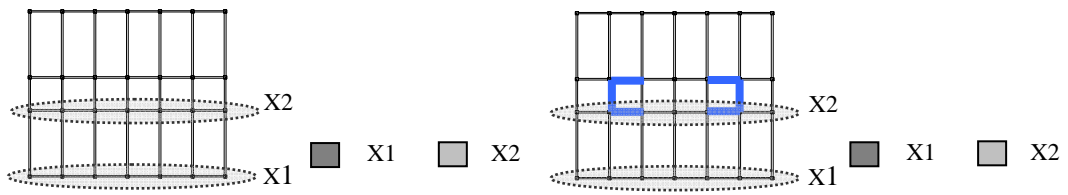
(c) JSCA JMA 神戸位相

(i) 耐震モデル

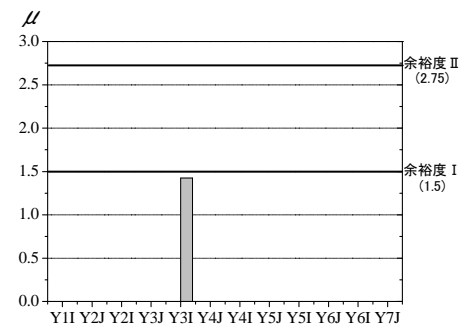
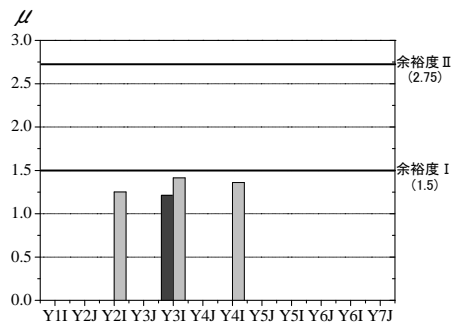
(ii) 制振モデル

図 4.2.42 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(5F 告示波)

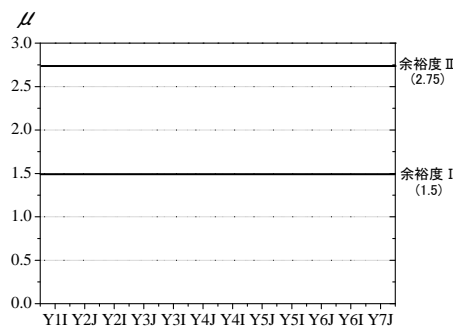
15F 塑性変形倍率 (告示波)



(a) JSCA 八戸位相



(b) JSCA 東北学位相



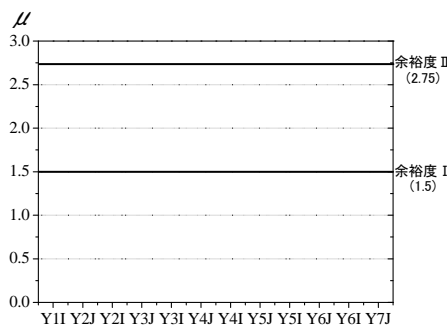
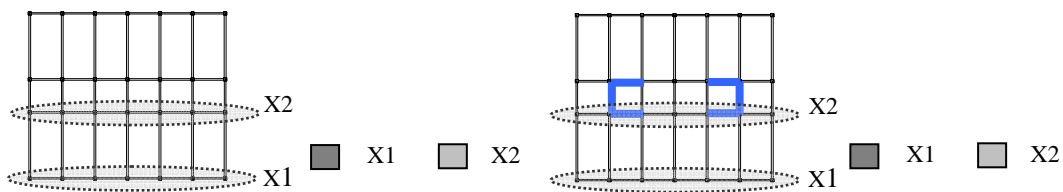
(c) JSCA JMA 神戸位相

(i) 耐震モデル

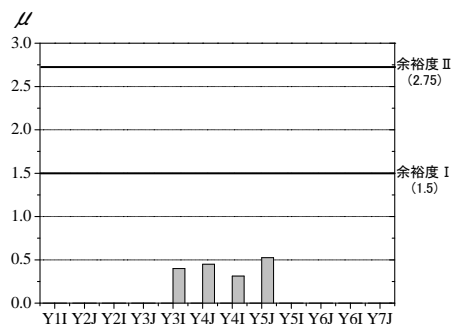
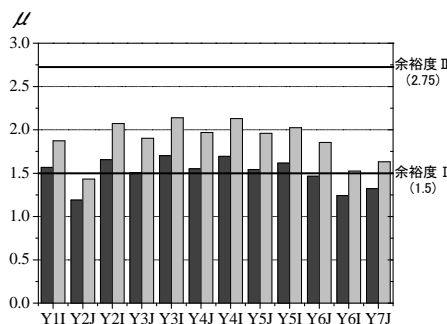
(ii) 制振モデル

図 4.2.43 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(15F 告示波)

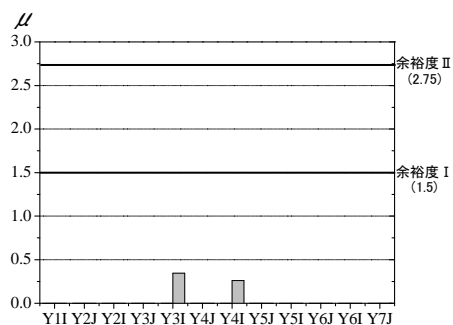
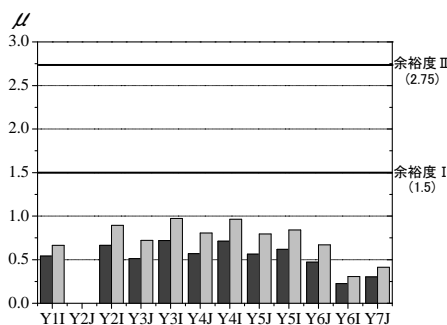
5F 塑性変形倍率 (提案波 1)



(a) N-OSKH02av



(b) N-OSKH02sd



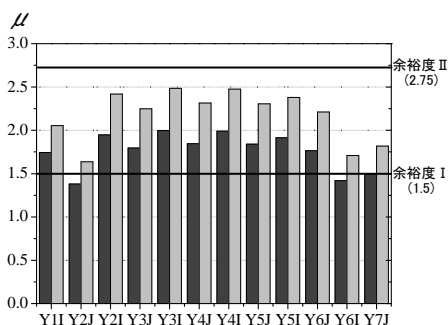
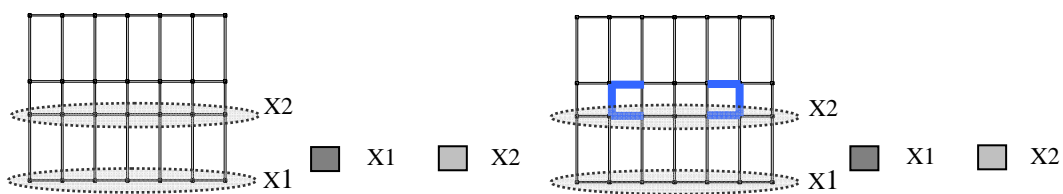
(b) T-TN-AIC003av

(c) (i) 耐震モデル

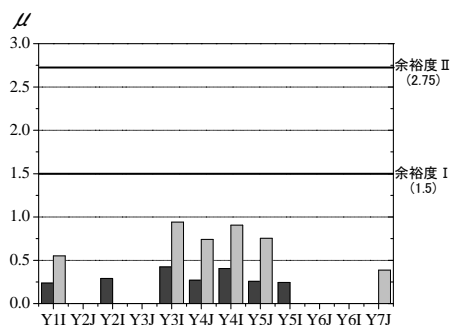
(ii) 制振モデル

(d) 図 4.2.44 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(5F 提案波 1)(1)

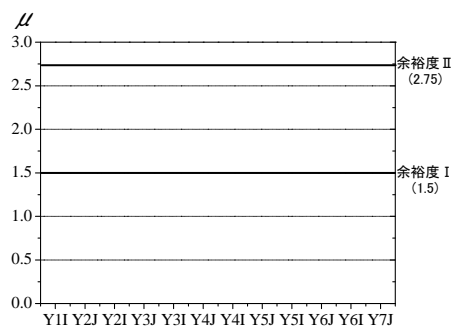
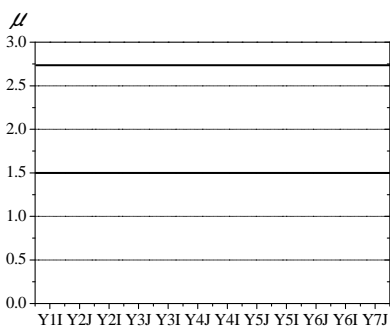
5F 塑性変形倍率 (提案波 1)



(d) T-TN-AIC003sd



(e) T-TN-AIC004av



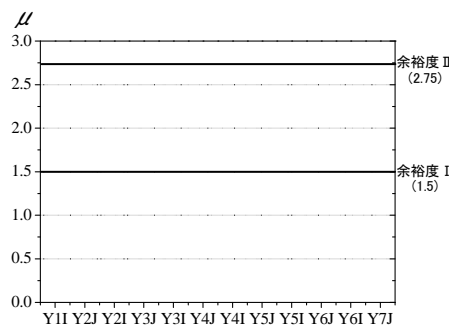
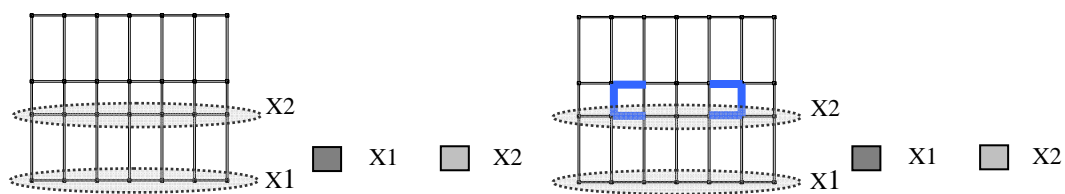
(f) T-TN-AIC004sd

(i) 耐震モデル

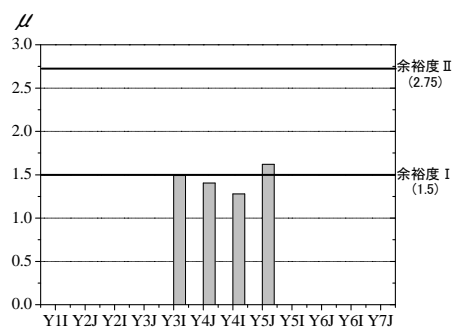
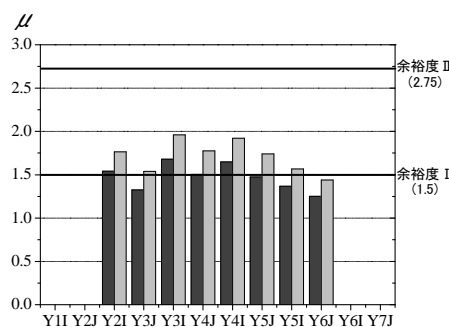
(ii) 制振モデル

図 4. 2. 44 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(5F 提案波 1)(2)

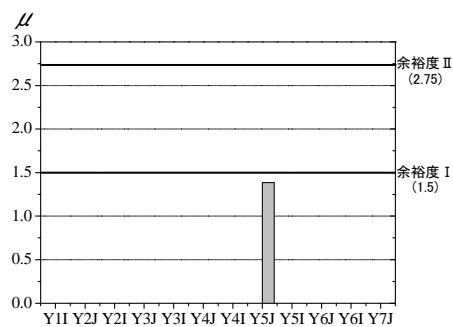
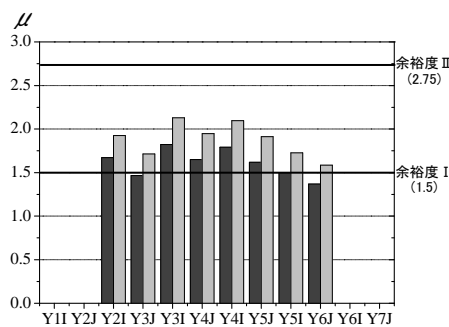
15F 塑性変形倍率 (提案波 1)



(a) N-OSKH02av



(b) N-OSKH02sd



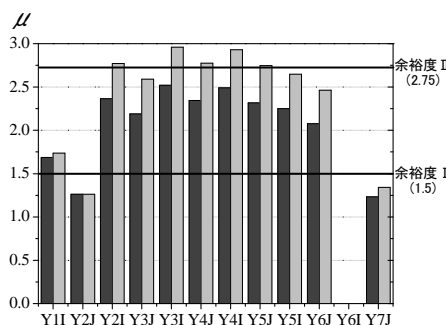
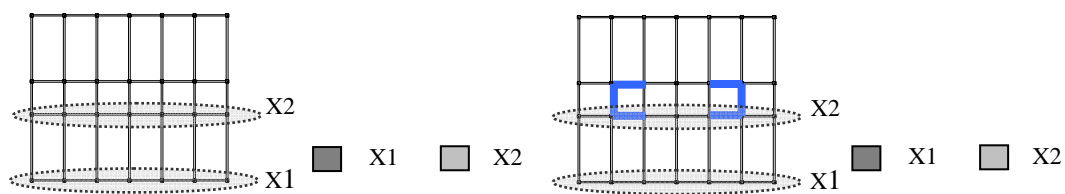
(c) T-TN-AIC003av

(i) 耐震モデル

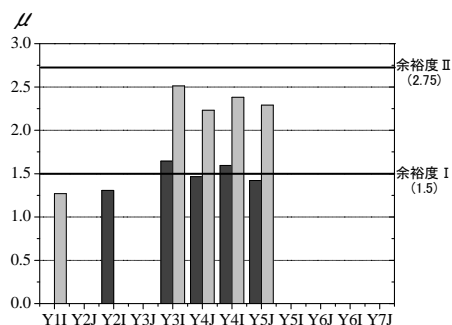
(ii) 制振モデル

図 4. 2. 45 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(15F 提案波 1)(1)

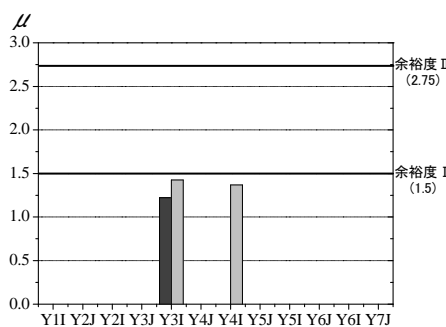
15F 塑性変形倍率 (提案波 1)



(d) T-TN-AIC003sd



(e) T-TN-AIC004av



(f) T-TN-AIC004sd

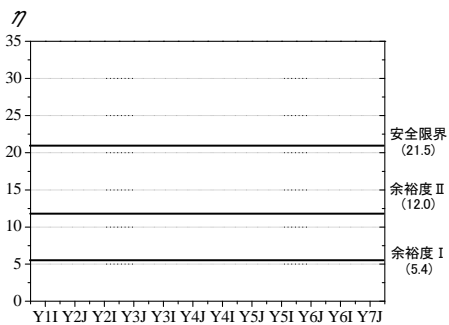
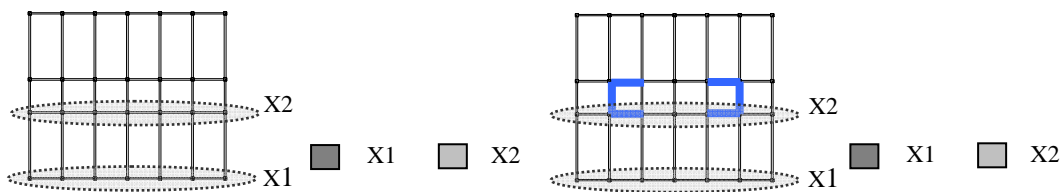


(i) 耐震モデル

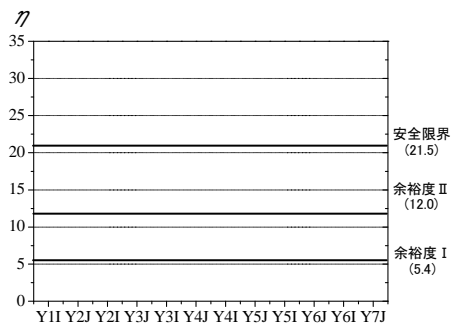
(ii) 制振モデル

図 4.2.45 梁部材端回転角の塑性変形倍率の平面的分布(15F 提案波 1)(2)

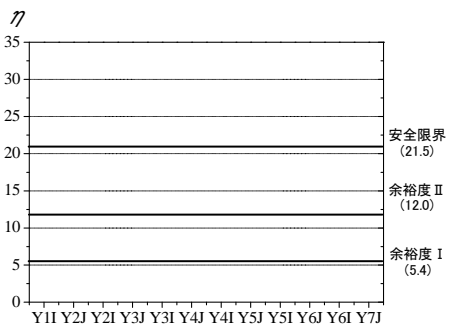
5F 累積塑性変形倍率 (標準波)



(a) EL CENTRO NS



(b) HACHINOHE EW



(c) TAFT EW

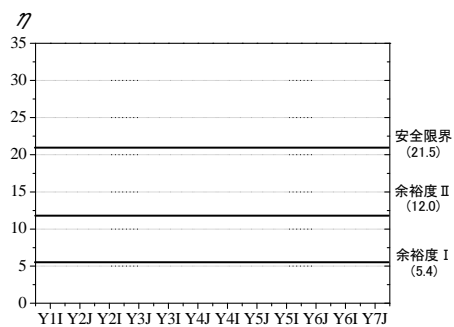
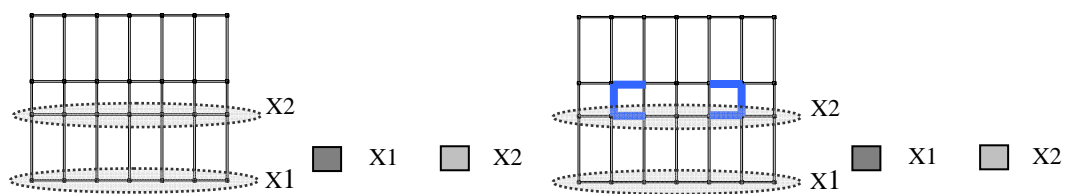


(i) 耐震モデル

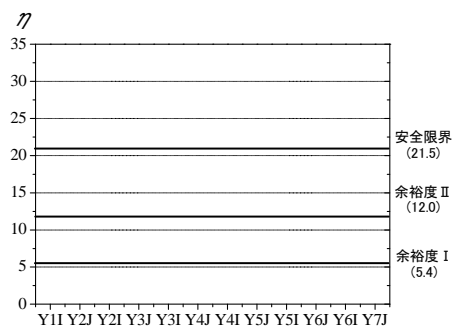
(ii) 制振モデル

図 4.2.46 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(5F 標準波)

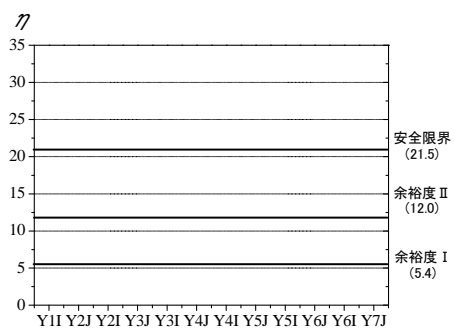
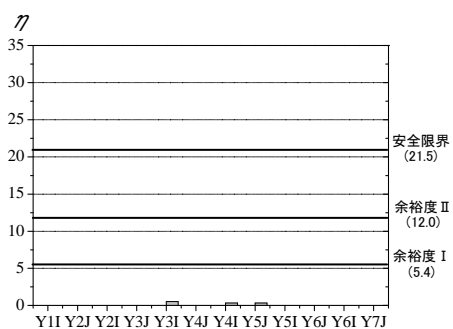
15F 累積塑性変形倍率 (標準波)



(a) EL CENTRO NS



(b) HACHINOHE EW



(c) TAFT EW



(i) 耐震モデル

(ii) 制振モデル

図 4.2.47 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(15F 標準波)

5F 累積塑性変形倍率 (告示波)

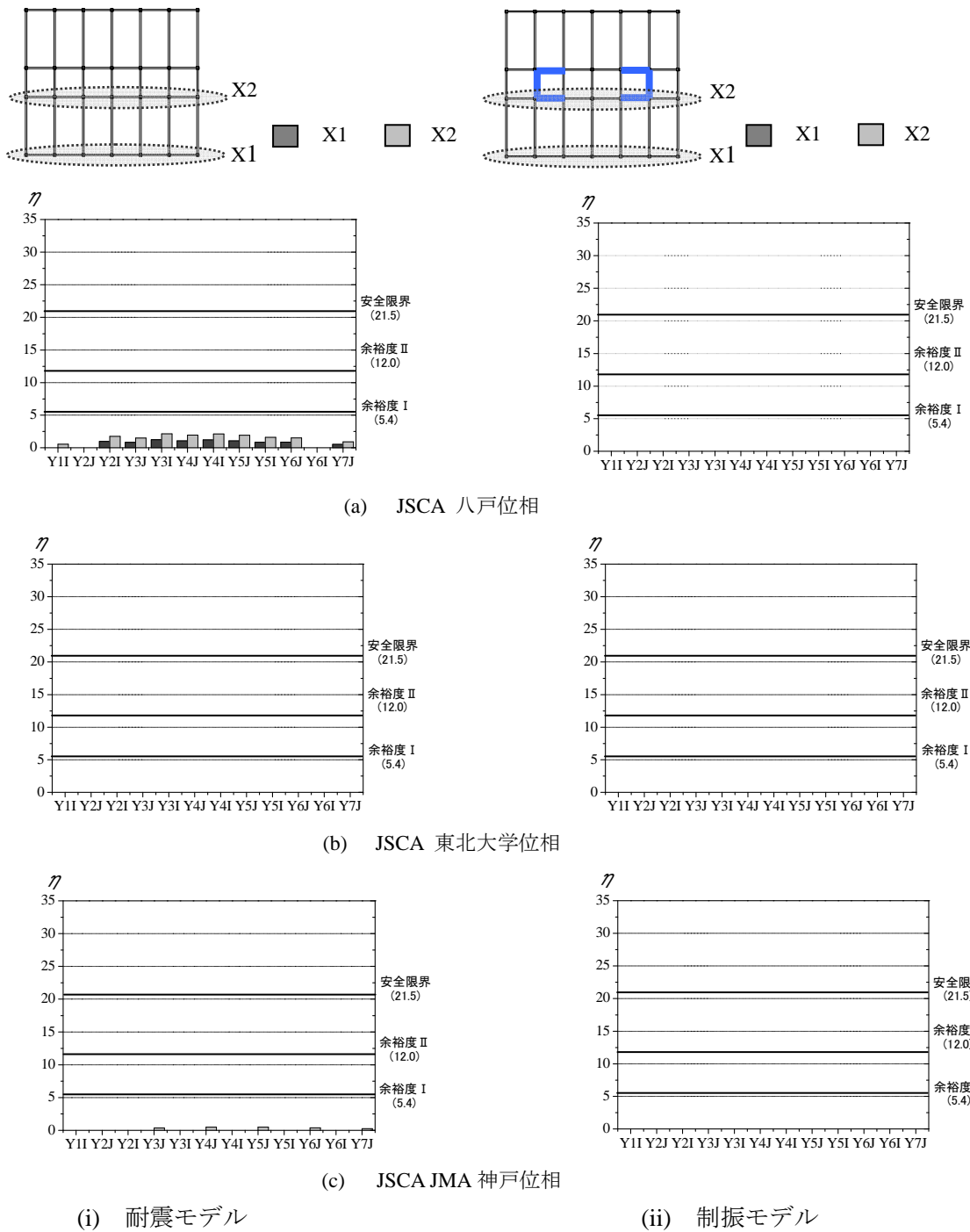
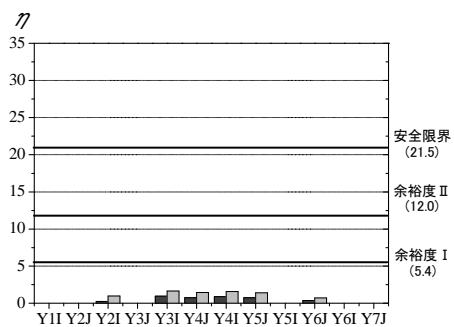
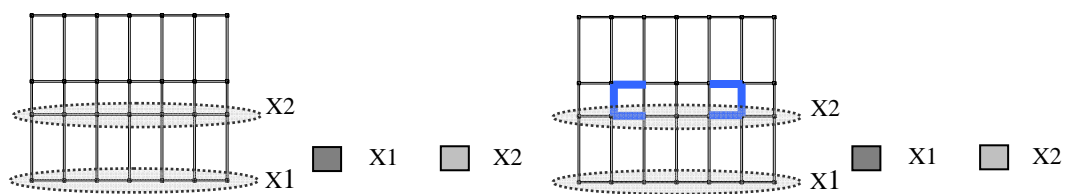
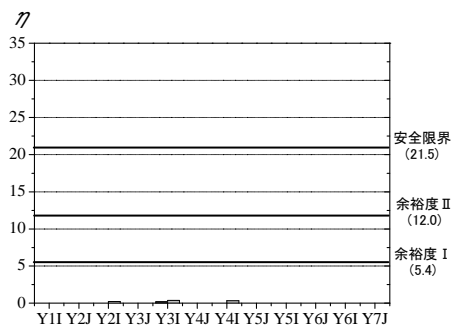
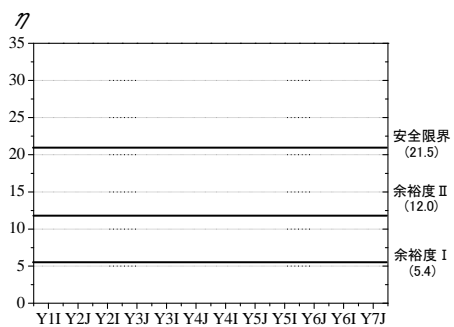


図 4.2.48 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(5F 告示波)

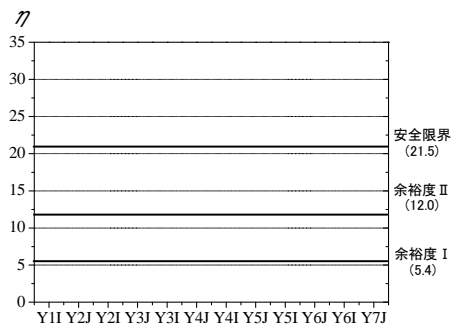
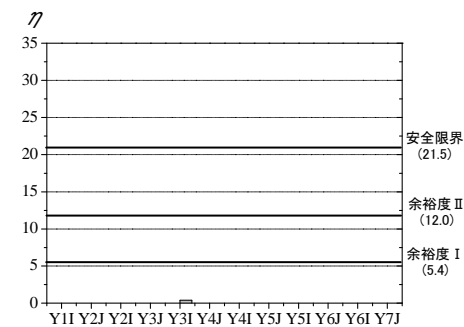
15F 累積塑性変形倍率 (告示波)



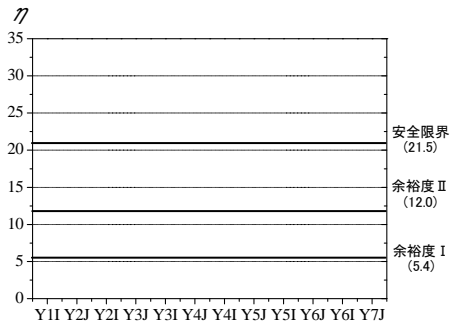
(a) JSCA 八戸位相



(b) JSCA 東北学位相



(c) JSCA JMA 神戸位相

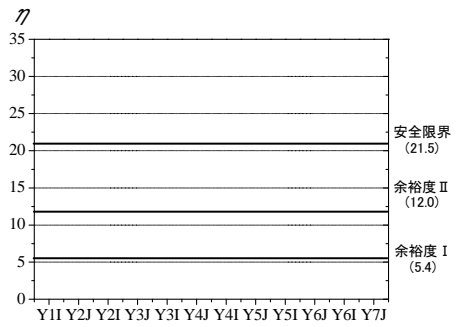
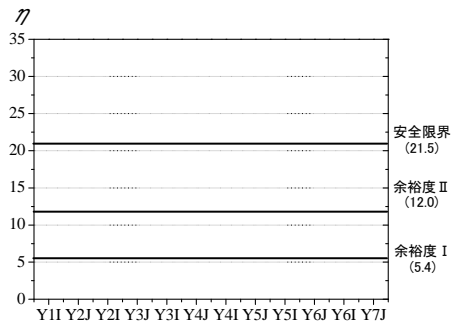
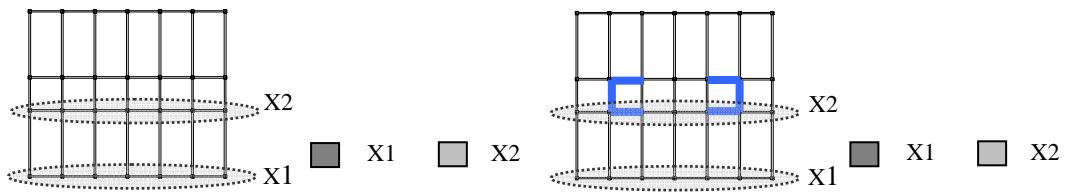


(i) 耐震モデル

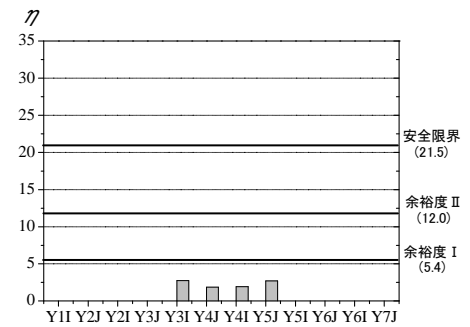
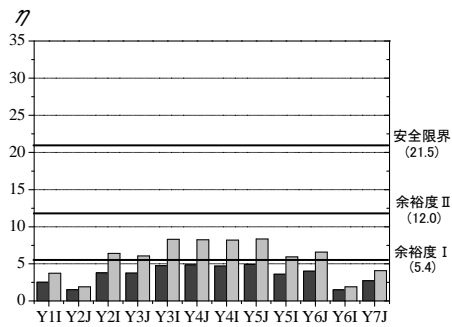
(ii) 制振モデル

図 4.2.49 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(15F 告示波)

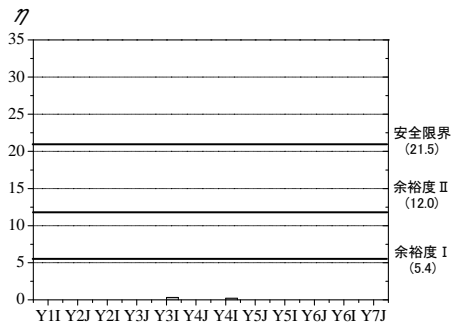
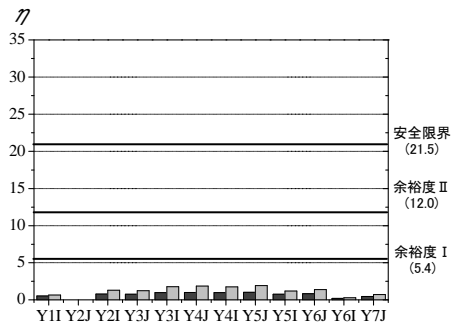
5F 累積塑性変形倍率 (提案波 1)



(a) N-OSKH02av



(b) N-OSKH02sd



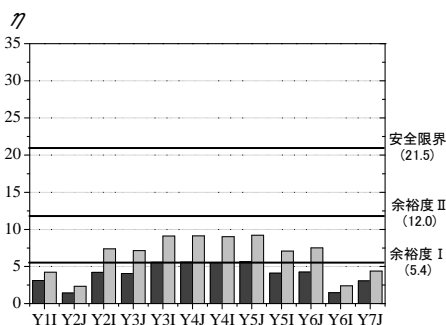
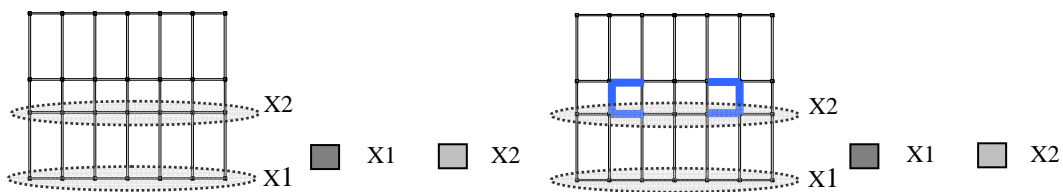
(c) T-TN-AIC003av

(i) 耐震モデル

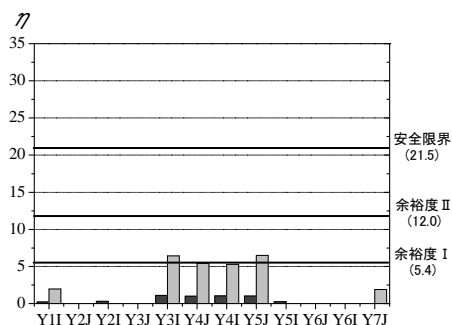
(ii) 制振モデル

図 4.2.50 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(5F 提案波 1)(1)

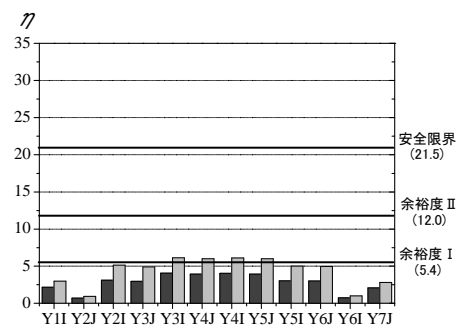
5F 累積塑性変形倍率 (提案波 1)



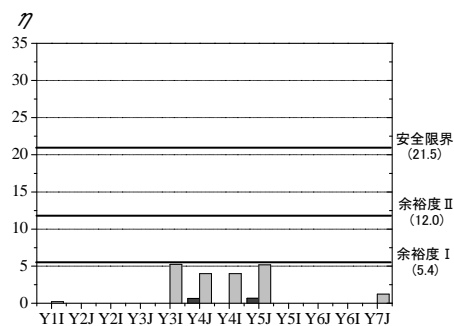
(d) T-TN-AIC003sd



(e) T-TN-AIC004av



(f) T-TN-AIC004sd

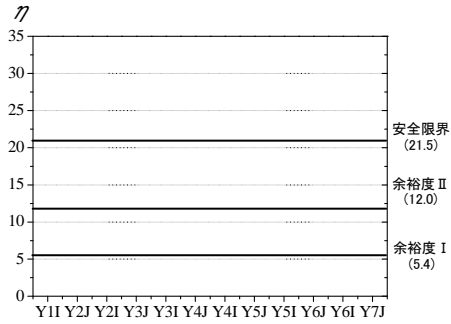
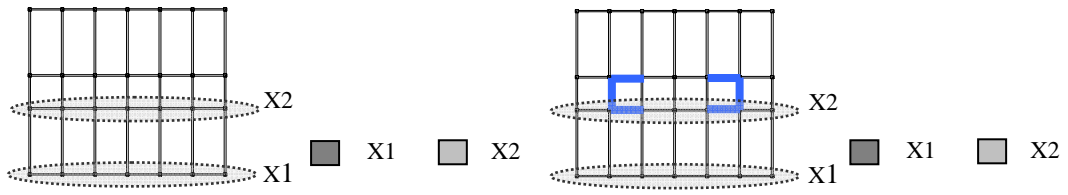


(i) 耐震モデル

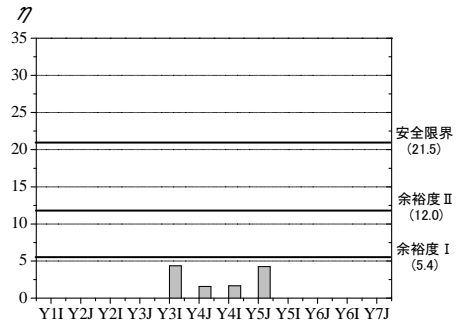
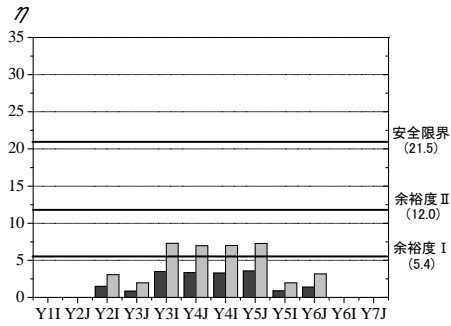
(ii) 制振モデル

図 4.2.50 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(5F 提案波 1)(2)

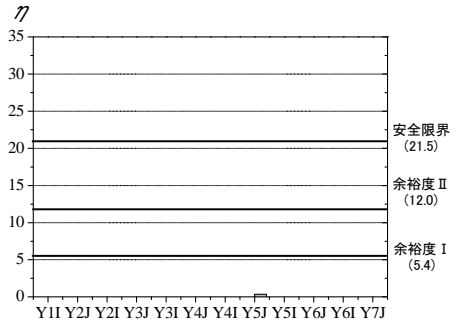
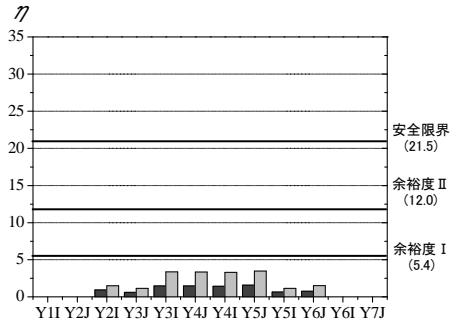
15F 累積塑性変形倍率 (提案波 1)



(a) N-OSKH02av



(b) N-OSKH02sd



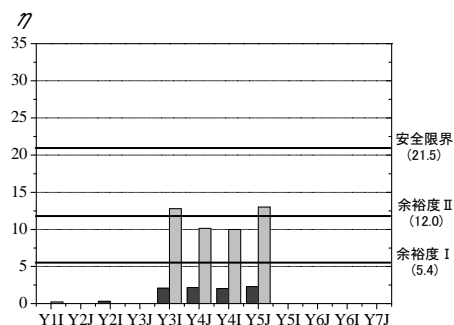
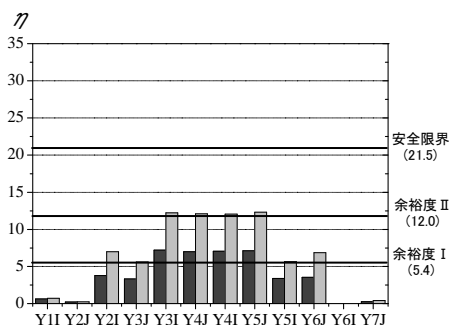
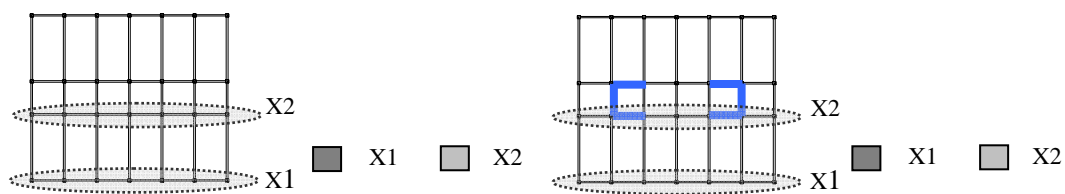
(c) T-TN-AIC003av

(i) 耐震モデル

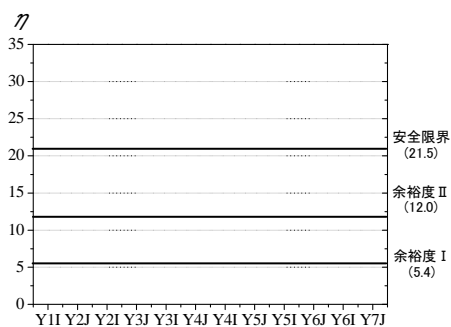
(ii) 制振モデル

図 4.2.51 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(15F 提案波 1)(1)

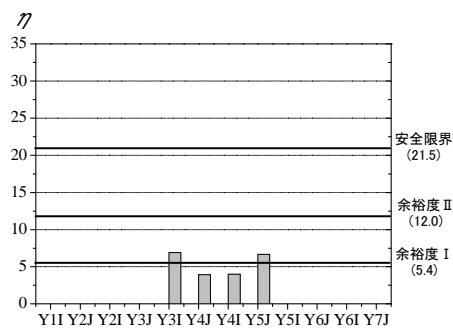
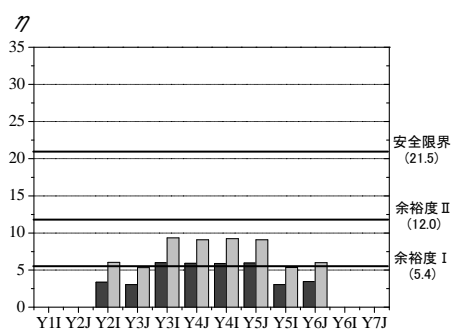
15F 累積塑性変形倍率 (提案波 1)



(d) T-TN-AIC003sd



(e) T-TN-AIC004av



(f) T-TN-AIC004sd

(i) 耐震モデル

(ii) 制振モデル

図 4.2.51 梁部材端回転角の累積塑性変形倍率の平面的分布(15F 提案波 1)(2)

(8) 解析結果に関する考察

1次固有周期 $T_1=3.36$ 秒の30階建て鋼構造純ラーメン架構モデルと、この純ラーメン架構モデルに履歴減衰型制振ブレースを設置して制振補強を行った制振ブレース付きモデルを対象に、標準波・告示波と提案波1の平均値 av 波、平均値+標準偏差 sd 波による応答解析を行った。この2つのモデルの応答解析結果を比較することにより、長周期地震動に対する制振補強の効果を検討し、以下の成果を得た。

- ・層応答の最大値である床加速度には制振構造による応答低減効果はほとんど期待出来ない。層間変形、層の塑性率に対する応答低減効果が期待出来る。提案波 sd 波では純ラーメンモデルでは、最大 $1/77$ を示したが制振ブレース付きモデルでは $1/114$ と $1/100$ 以下の応答に納まった。
- ・層の累積値である累積塑性変形倍率に対して制振補強が最も効果的であり、純ラーメンモデルでは、提案波 sd 波により最大 $\eta=2.10\sim 2.881/77$ を示したが、制振ブレース付きモデルでは $\eta=0.34\sim 1.19$ と小さな値に留まっており、架構の損傷が大幅に低減された。提案波 sd 波により純ラーメンモデルには層に残留変形が生じたが、制振ブレース付きモデルではほとんど生じなかった。
- ・制振ブレースの塑性変形倍率は標準波・告示波と提案波であまり違いが現れなかったが、累積塑性変形倍率では提案波の方が格段に大きくなった。
- ・部材応答の最大値である梁端部の塑性変形倍率は、純ラーメンモデルの応答値が制振ブレース付きモデルでは低減する。
- ・部材応答の最大値である梁端部の塑性変形倍率は、純ラーメンモデルの応答値が制振ブレース付きモデルでは大幅に低減する。ただし、制振ブレースの境界梁については、純ラーメンモデルの梁端と同程度の累積塑性変形倍率を示す。

参考文献

- 1) 日本建築学会東海地震等巨大災害への対応特別調査委員会：長周期地震動と建築物の耐震性，日本建築学会，2007年12月
- 2) 北村春幸，馬谷原伴恵，川崎恵：時刻歴応答解析結果をもとにエネルギーの釣合に基づく耐震設計法を適用した建築物の耐震性評価法の提案，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第632号，pp.1755-1763，2008年10月
- 3) 北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹：性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究—JSCA耐震性能メニューの安全限界値と余裕度レベルの検討—，日本建築学会構造系論文集，第604号，pp.183-191，2006年6月

4-2-6 耐震性評価に関わる技術的検討

(1) 質点系モデルとフレーム系モデルの比較検討

ここでは、3つの超高層建築物について、質点系としてモデル化した場合とフレーム系としてモデル化した場合のそれぞれについて地震応答解析を行い、その結果を比較する。両者の差は、とくに設計安全限界である 1/100 の層間変形角を超える応答から顕著になると考えられるため、以下には「平均+標準偏差」の波に対する結果のみを示す。

a) 解析事例1 (S造 140m級建物)

質点系モデルは、フレームごとの等価曲げせん断バネを各階で剛床により連結したモデルであり、フレームごとのせん断復元力特性はノーマルトリニア型とし、曲げ剛性は弾性としました。フレームごとに復元力を設定しているため、層全体ではマルチリニア型の復元力特性となっている。フレームモデルは、立体解析モデルであり、各部材は材端剛塑性バネを有するビーム要素、柱梁接合部はパネル要素としてモデル化した。

図 4.2.52 に最大応答層間変形角を比較したものを示す。白印が質点系モデル、黒印がフレーム系モデルの結果である。

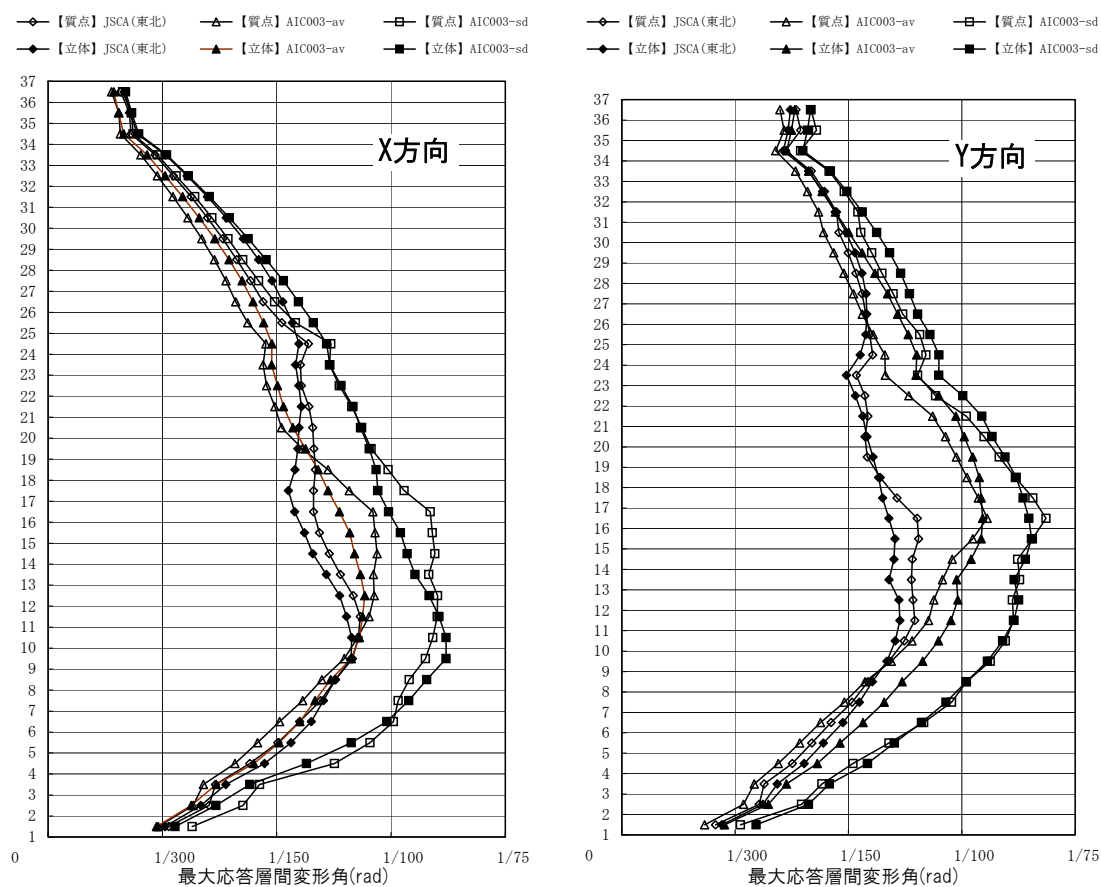


図 4.2.52 最大応答層間変形角の比較

以下に解析結果をまとめる。

- ・ 質点系モデルと立体モデルによる最大応答層間変形角の変化率は5%程度以下となった。
- ・ 高さ方向の応答値分布も大きな差異はみられないが、立体モデルでは高さ方向に各階の最大応答値が平均化される方向にある。
- ・ ここでの質点系の解析では、フレームごとに復元力特性を設定しており、各層全体ではマルチリニア型の復元力特性となっている。そのため、質点系と立体フレームでの履歴ループ、時刻歴応答も両者でよく一致する結果となった。
- ・ 以上より、質点系と立体では大きな応答の差異は見られず、適切にモデル化を行えば、最大応答層間変形角が1/80程度となる場合においても質点系での応答評価は妥当であると考えられる。
- ・ ただし、ここで用いた質点系モデルは等価曲げせん断型であり、各層の復元力特性もマルチリニア型となっているため、立体モデルによく近似した振動系モデルとなっている。等価せん断型あるいは各層で一つのトリリニア型の復元力特性とした場合等に関する検討により、質点系モデルのモデル化精度による変化を確認する必要があると考えられる。

b) 解析事例2 (RC造115m級建物)

質点系モデルの各層の復元力特性は、フレームモデルを用いた荷重増分法による各層の層間変形・層せん断力関係から、トリリニア型モデルとしてモデル化している。その復元力特性を図4.2.53に示す。

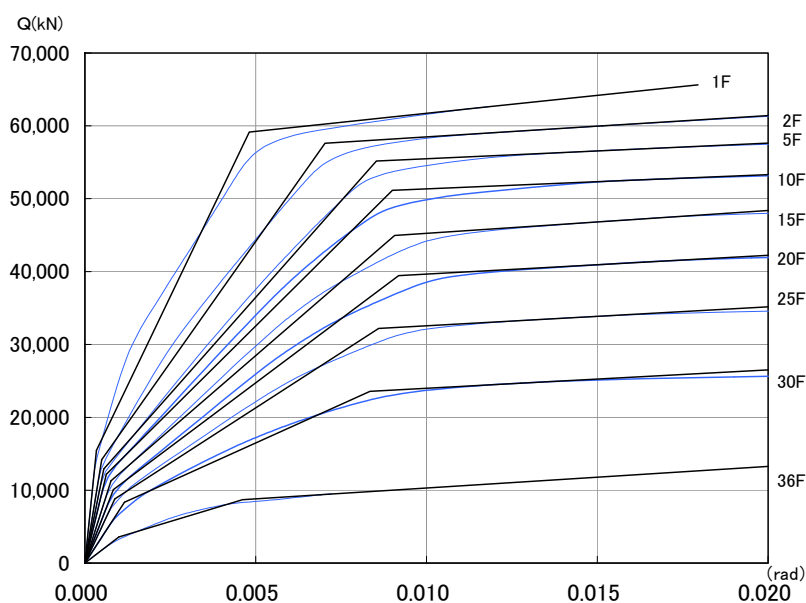


図 4.2.53 質点系モデルおよびフレーム系モデルの層の復元力特性

図 4.2.54 に最大応答層間変形角を比較したものを示す。白印が質点系モデル、黒印がフレーム系モデルの結果である。

(図中、白抜きが質点系モデルによる応答結果。)

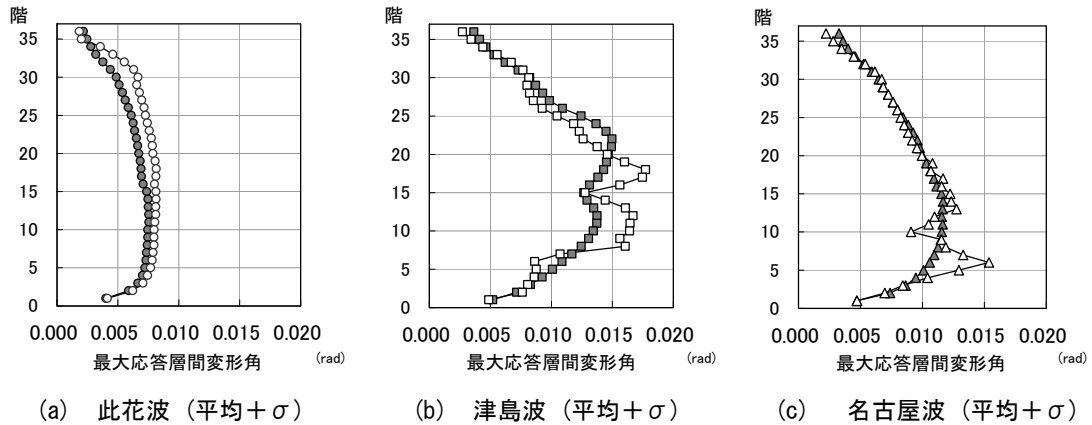


図 4.2.54 最大応答層間変形角の比較

以下に解析結果をまとめる。

①最大応答層間変形角

- ・ 此花波の最大応答はフレームモデルが全体的に小さくなっている。質点系モデルで第2折れ点を超えない値となっており復元力の履歴面積の差が応答結果に影響していると考えられる。津島波および名古屋波においては、質点系で応答が突出する層がフレームでは上下層でなだらかな分布を示すようになり、突出部が小さくなっている。

②最大応答水平変位、最大応答加速度

- ・ 層間変位に差がある場合も水平変位および応答加速度は、ほぼ同値で分布している。

③最大応答値の分布

- ・ 降伏した後の塑性変形が質点系応答において顕著に出ており最大値の差に現れている。

④頂部変位の応答時刻歴波形（残留変形）について

- ・ 残留変位については、フレーム応答の方が大きくなっている。この結果に対して、フレーム応答の結果を清算値ととらえると、塑性変形が大きくなる質点系モデルの結果がバラツキを持つとみられる。変形の偏りは、塑性変形が多数回繰り返された後に小さな変形に移行する時点で偏っており、小さな揺れが長時間継続しても偏った変形量が最終的に残留変形として残っている。

⑤代表階の応答時刻歴変位波形および応答履歴曲線

- ・ 変形が偏る状況は、各層においても確認される。フレーム応答では応答が小さくなってから安定しているが、質点系の応答ではドリフトする場合も見られる。層の応答履歴を比較すると、質点系モデルの場合で塑性化した後の変形倍率が大きくなりこの差が最大応答値の違いとなっていることが確認される。

c) 解析事例3 (RC造130m級建物)

ここでは、構造形式の違いによる影響を見るため、図4.2.55に示す3つのタイプについて、質点系モデルとフレーム系モデルの結果を比較した。なお、3つの構造形式とも、層数(40層)、階高、部材断面とも同じにしている。

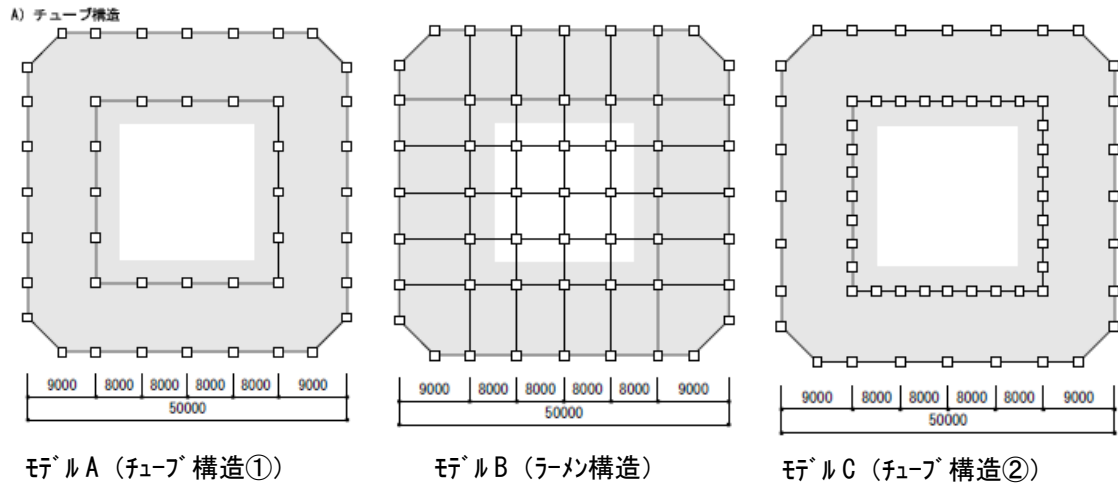


図4.2.55 検討対象モデル 基準階伏せ図

質点系モデルは、立体フレームの荷重増分解析結果にもとづいて曲げせん断型モデルを設定した。せん断変形成分に対しては Tri-Linear 型のスケルトンを設定し、履歴則は武田モデルとし、曲げ成分は弾性とした。各層の第一折れ点は、最初の曲げクラック発生時とし、最終折れ点は層間変形角 1/50 を目途とし、第2折れ点は面積等価により決定した。

図4.2.56に最大応答層間変形角を比較したものを示す。黒印が質点系モデル、白印がフレーム系モデルの結果である。

以下に解析結果をまとめる。

①最大応答値

- ・ フレーム系解析と質点系解析の比較では、応答レベルの低い名古屋波平均、新宿波平均の結果はほぼ一致するものの、応答が大きく非線形領域に大きく入る場合は差が顕著となる。
- ・ フレーム系解析では分布系が全体になめらかな形状となるが、質点系解析では分布形状の変化が不連続的になりやすく、局部的に大きな応答を示す傾向がある。特に層間変形角でこの傾向が強い。これは、層の荷重-変形関係で折れ点を超えるか否かに左右されていると考えられる。
- ・ 構造形式による差異はあるものの、フレーム系解析結果が質点系解析結果に対して小さめの評価になるとは限らない。特に平均+σ波に対する頂部変形は骨組解析が質点系解析を上回る。
- ・ フレーム系解析の梁部材塑性率に対して質点系解析の層塑性率は、概ね1.5~2倍程度となる。
- ・ 質点系解析の層塑性率が下層階で大きい。これは、スケルトンカーブの第一折れ点を架構内ファーストクラックとして面積等価により最終折れ点を定義したため下層階で最終折

れ点が低めに設定された影響と考えられる。

②エネルギー収支

- ・ 質点系とフレーム系で総入力エネルギーに差がみられるケースは、質点系の応答レベルが層塑性率 1.0 近傍にあり、質点系モデルのスケルトンカーブと荷重増分解析結果の差異が大きく、繰り返し回数も多いことが影響したためと考えられる。
- ・ 質点系モデルのスケルトンカーブが層間変形角 1/50 をターゲットとしたため、応答レベルの高いケースでは質点系解析とフレーム系解析のエネルギー収支に大きな差はない。

③層せん断力-層間変形関係

- ・ 応答レベルが低い場合、質点系解析はフレーム系解析に対して層の荷重変形関係が痩せる。このため総入力エネルギーがほぼ同等の場合でも、歪エネルギー量の占める割合はフレーム系解析で大きくなる。
- ・ 質点系解析では、応答値が折れ点を超える場合に層間変形が一気に進む傾向があり、層塑性率の分布を不連続にしている要因の一つと考えられる。

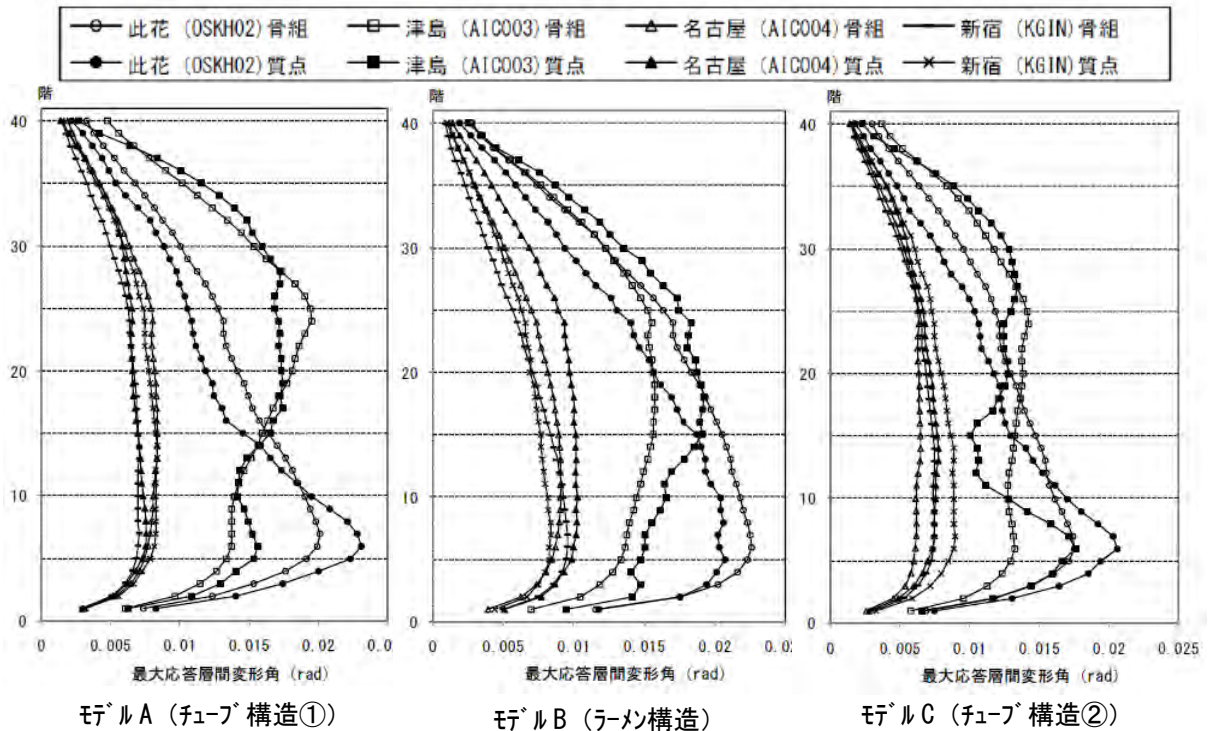


図 4.2.56 最大応答層間変形角の比較

(2) 耐震、制振の比較検討

ここでは、150m 級 RC 造集合住宅の Y 方向について、粘性体制震壁を組み込んだ制震構造モデルを作成し、耐震構造モデルとの応答比較を行う。

制震装置は、1 階～37 階に配置されている。制震壁の配置を図 4.2.57 に示す。

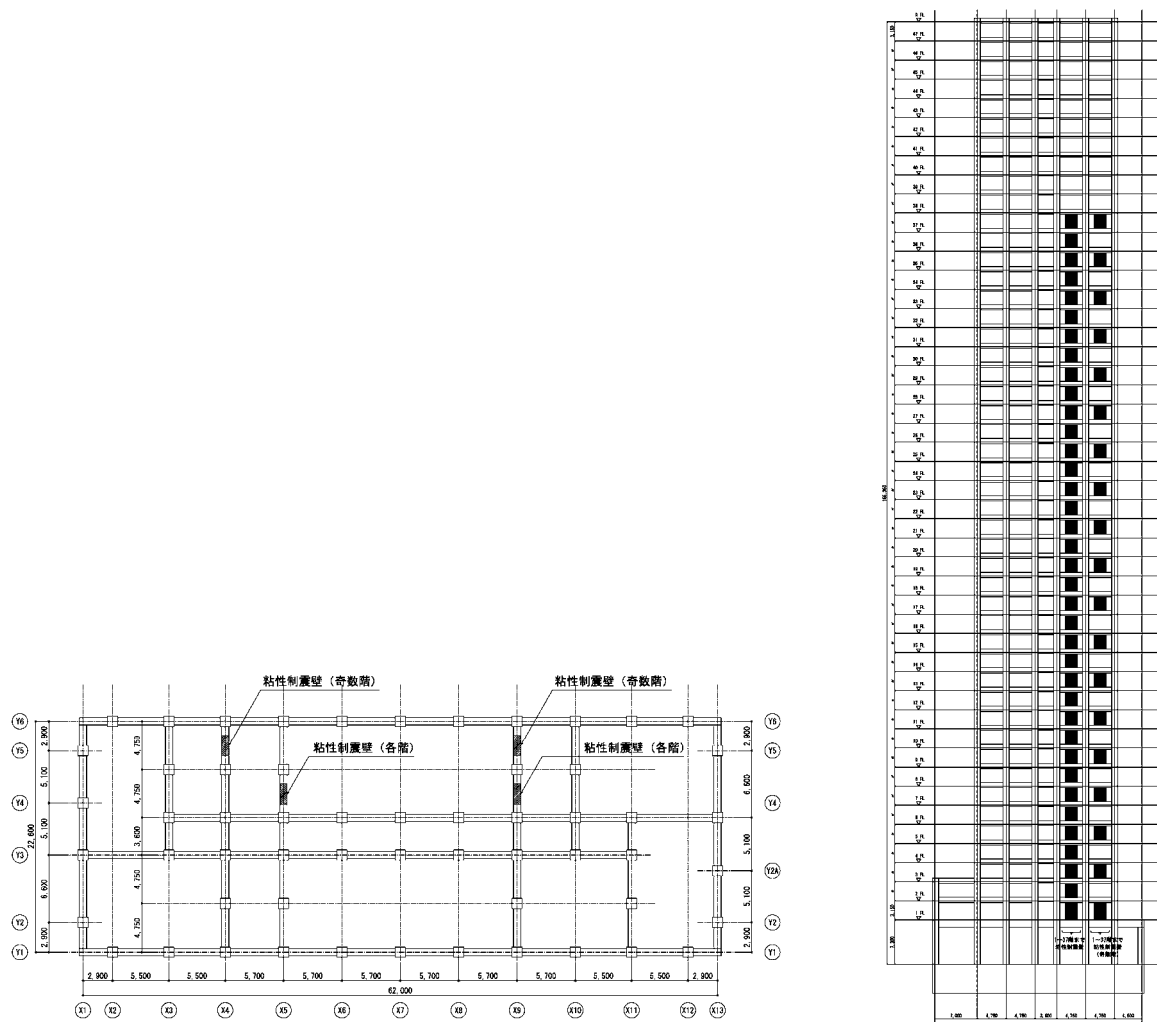


図 4.2.57 略伏図、略軸組図 (Y 方向)

図 4.2.58 に、応答値の大きかった此花(OSKH02)と津島(AIC003)の「平均」および「平均+標準偏差」の波に対する最大応答層間変形角について、耐震構造モデルと制震構造モデルとを比較した結果を示す。いずれも制震構造の方が応答は小さくなる事が分かる。

以下に解析結果をまとめる。

- ・ 全体的に制震構造のほうが応答は小さくなるが、応答値の大きい津島波、此花波においてその傾向が大きい。これら 2 波の最大層間変形角および塑性率は、制震構造とすることにより最大値が約 10% 低減し制震効果が現れている。
- ・ 全ての検討波において、耐震構造、制震構造とも最大塑性率は 2.0 以下 (第 2 折れ点以下)

である。また、耐震構造では最大層間変位は此花波（平均+ σ ）で約 1/65 に達しているが、制震構造ではこれが 1/75 程度まで低減されている。

- ・ 告示波相当である JSCA（神戸）波の総入力エネルギーは約 50,000kN・m である。長周期地震動（平均波）の総入力エネルギーは、名古屋波、新宿波はこれとほぼ同等、此花波、津島波は約 1.5 倍である。また、平均+ σ 波では、此花波が約 10 倍、津島波が約 7 倍と大きく、名古屋波は約 2.5 倍、新宿波は約 2 倍となっている。
- ・ 各波とも、耐震、制震の総エネルギー入力および内部減衰エネルギーはほぼ同じである。制震では、制震壁のエネルギー吸収により内部エネルギー（構造体の入力エネルギー）が減少しており、応答の大きい波ほど制震壁のエネルギー吸収が大きい。
- ・ 応答の大きい此花波について内部エネルギーを JSCA（神戸）波と比較すると、平均波は約 3 倍、平均+ σ 波では約 8 倍となっている。これは、応答値の比（例えば頂部変形の比は平均波で 1.2 倍、平均+ σ 波で 1.8 倍）よりかなり大きく、内部エネルギーが損傷に寄与するものであることを考えると、長周期地震動に対する設計において、入力エネルギーに関するクライテリアの必要性を示唆する。

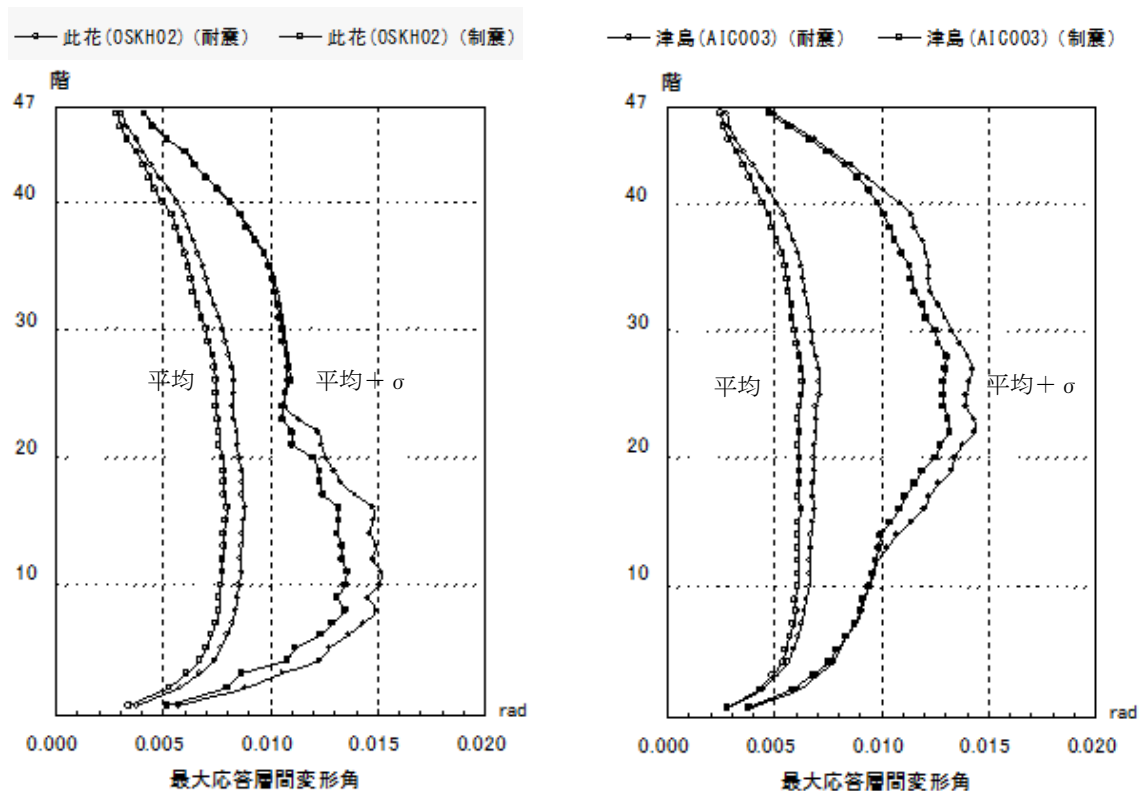


図 4.2.58 最大応答層間変形角の比較

(3) 復元力特性の影響検討

すでに(1)において、大変形領域において質点系モデルとフレーム系モデルとの応答結果に差があることが示された。そこで、2つの建築物について、質点系モデルの復元力特性をフレーム系モデルと大変形まで追従させた修正モデルを作成し、再度解析を行って結果を比較した。

a) 解析事例1 (RC造150m級建物)

図4.2.59に、質点系の各層のトリリニア近似曲線を大変形角(1/50)まで追従するよう修正したものを示す。点線が修正前の質点系モデル(ORG)、実線が修正後の質点系モデル(MOD)である。

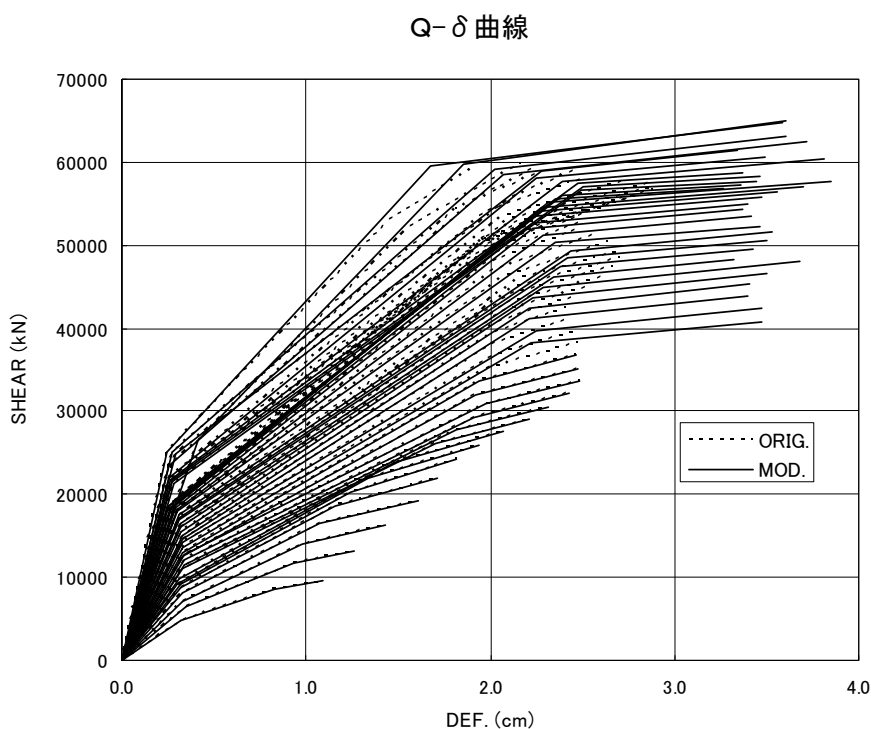


図 4.2.59 修正前と修正後の復元力特性

図4.2.60に此花(OSKH02-sd)の波に対する最大応答層間変形角の比較を示す。修正モデルの方が応答値が大きくなるのが分かる。

以下に解析結果をまとめる。

- ・ 復元力特性を大変形まで追従させることにより、層の変形角最大値および塑性率最大値が大きく変動した。
- ・ 層入力エネルギーにそれほど大きな変化は見られなかった。
- ・ トリリニア近似曲線の勾配は、応答変形に大きな影響を及ぼす。特に第3勾配の影響が大きい。塑性率が大きくなる場合は、トリリニア近似曲線以外の検討が望ましい。
- ・ これは、建物の等価周期(≒4.5秒)付近のスペクトルの大きさと一致する。

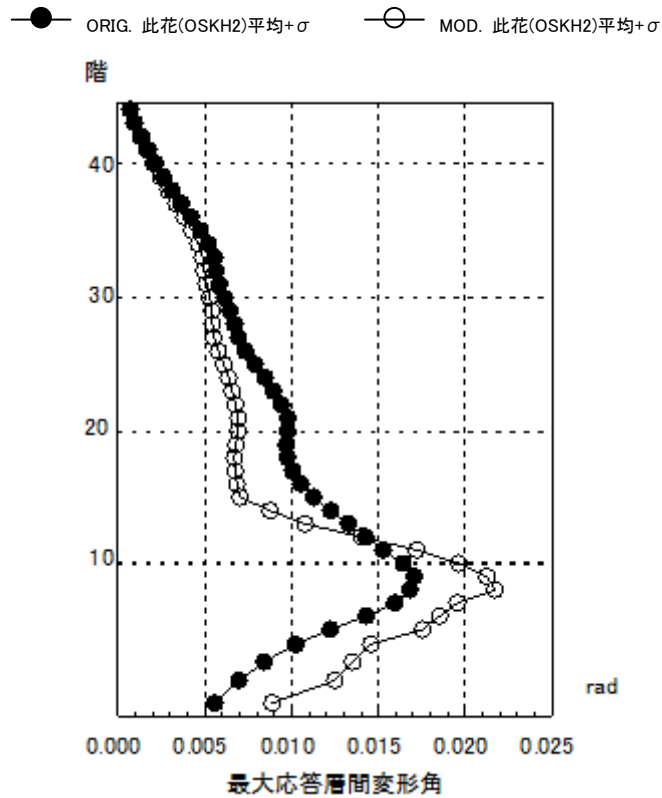


図 4.2.60 最大応答層間変形角の比較

b) 解析事例 2 (RC 造 180m 級建物)

振動系モデルは、質点系モデル 2 ケースおよび部材系モデル 1 ケースの計 3 ケースを設定する。モデルの詳細を以下に示す。

- CASE-1 耐震設計モデル(等価曲げせん断型質点系)
静的解析における最大層間変形角 1/100 時点でモデル化
- CASE-2 大変形モデル(等価曲げせん断型質点系)
最大応答層間変形角を満足する変形時点でモデル化
- CASE-3 立体モデル(部材系)

図 4.2.61 に此花 (OSKH02-sd) と津島 (AIC003-sd) の波に対する最大応答層間変形角の比較を示す。やはり、大変形まで追従するようにモデル化した CASE-2 の応答値が大きくなる事が分かる。

以下に解析結果をまとめる。

- ・ 本検討モデルにおいては、復元力特性(トリリニアカーブ)を設定する変形範囲の違いにより応答特性が大きく異なることはなかった。ただし、CASE-2 のように大変形領域で復元力を設定した場合、復元力特性の第 3 剛性が小さく設定されるため、応答層間変形角、応答層塑性率が極端に大きくなる場合があるので注意が必要である。
- ・ 復元力特性の設定変形の違いにより、塑性率の基点(第 2 折れ点)の変位が異なるので、層塑性率の評価値が若干異なるが、いずれの場合も応答層塑性率を 2 以下に抑えていけば部

材塑性率は概ね4以下となっており、設計クライテリアを満足する。

- ・ 質点系モデルの応答値は部材モデル(立体モデル)の応答値をほぼ包絡しており、本検討モデルにおいては質点系モデルは安全側の評価であると判断できる。また、部材モデルの応答値は、CASE-2の結果に見られるある特定層の応答値が極端に大きくなる現象は発生せず、CASE-1の応答値に近似している。
- ・ ただし、CASE-1は最大応答値を保証していないため、応答変形が大きくなる場合には、CASE-3のように部材モデルにより応答を評価することが適切である。

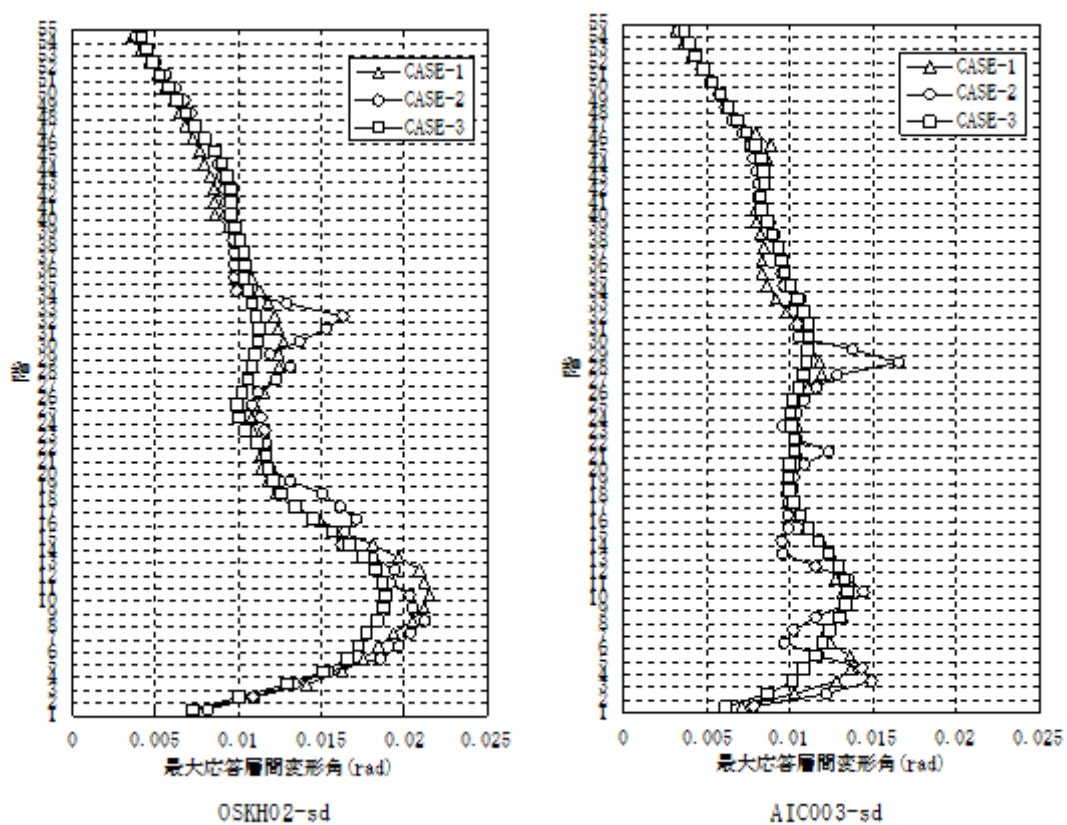


図 4.2.61 最大応答層間変形角の比較

(4) P- Δ 効果の影響検討

a) 解析事例 1 (S 造 120m 級建物)

質点系モデルの復元力特性を、図 4.2.62 に示すように、P- Δ 効果を考慮した荷重変形曲線を用いて作成することにより P- Δ 効果を評価する。

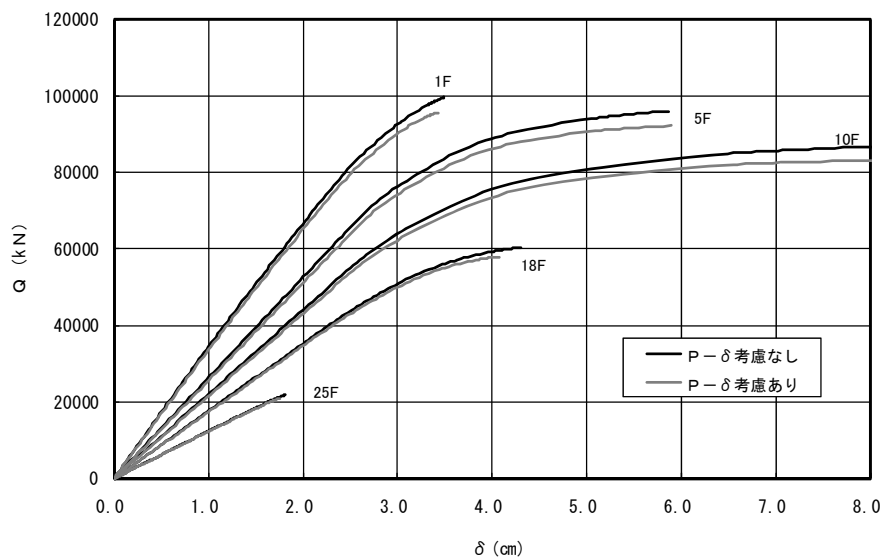


図 4.2.62 P- Δ 効果を考慮した荷重変形曲線

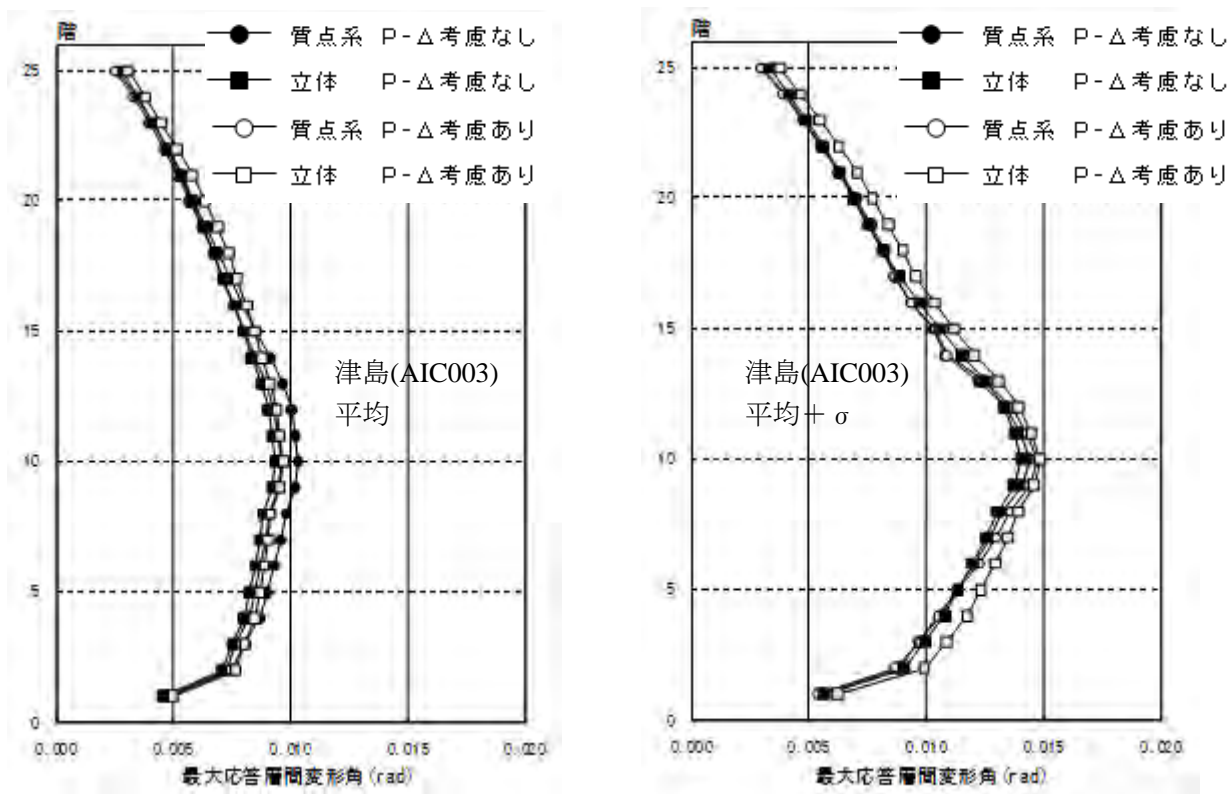


図 4.2.63 最大応答層間変形角の比較

図 4.2.63 に津島(AIC003)の「平均」および「平均+標準偏差」の波に対する最大応答層間変形角を比較したものを示す。これらの結果を以下にまとめる。

- ・ S100 級モデルでは、P-Δ 効果による応答層間変形角への影響は、質点系モデル、立体モデルいずれにおいても微少である。
- ・ 津島平均の質点系モデルでは、P-Δ 効果がある方が層間変形角が小さい、これは、P-Δ 効果により剛性が小さくなり固有周期が変動することが影響していると考えられる。

b) 解析事例 2 (RC 造 130m 級建物)

P-Δ 効果の考慮は、各層に、その層から上の建物重量をその層の階高で除して与えられる剛性を負剛性として質点系モデルの追加する方法で行った。

図 4.2.64 に最大応答層間変形角を比較を示す。応答がスケルトンの第 4 分枝となる大変形低剛性域では、変形角、塑性率とも 20%を超える増大となっている。なお、P-Δ 効果は剛性を負剛性として加算しているため、建物周期を伸ばすことになり、応答の小さな場合には、応答低減の結果が一部で現れている。

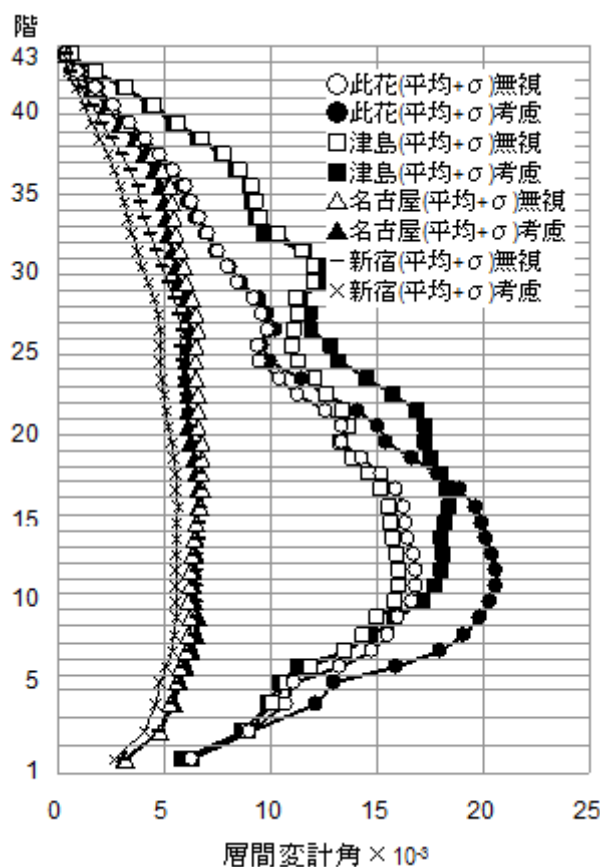


図 4.2.64 最大応答層間変形角の比較

(5) 繰り返し耐力劣化の影響検討

a) 解析事例1 (RC造115m級建物)

骨組解析モデルにおける梁部材の復元力特性に、スリップ性状や耐力劣化を考慮できるモデルを適用して、それらの影響が建物応答に与える影響を分析した。図4.2.65に、解析プログラムに用いられている梁部材の曲げ復元力特性のモデルを示す。

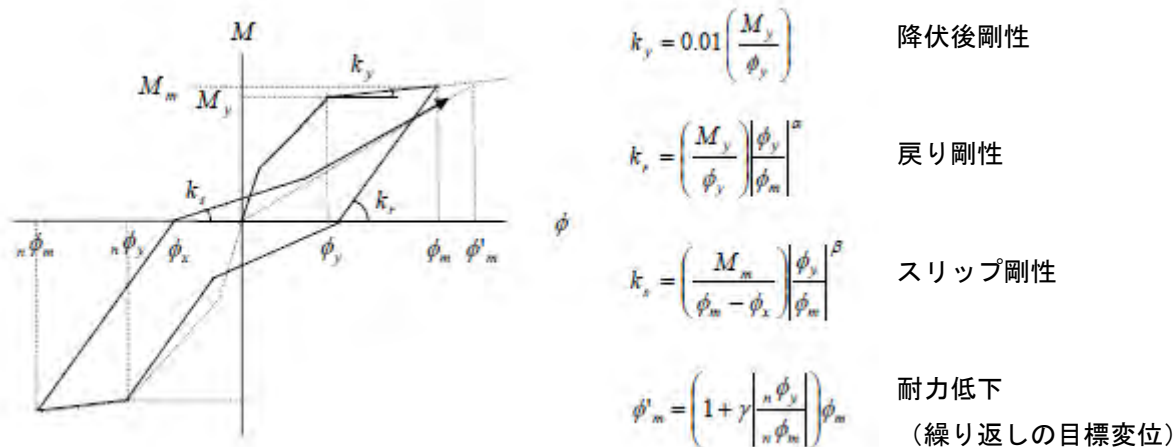


図 4.2.65 梁の曲げ復元力モデル

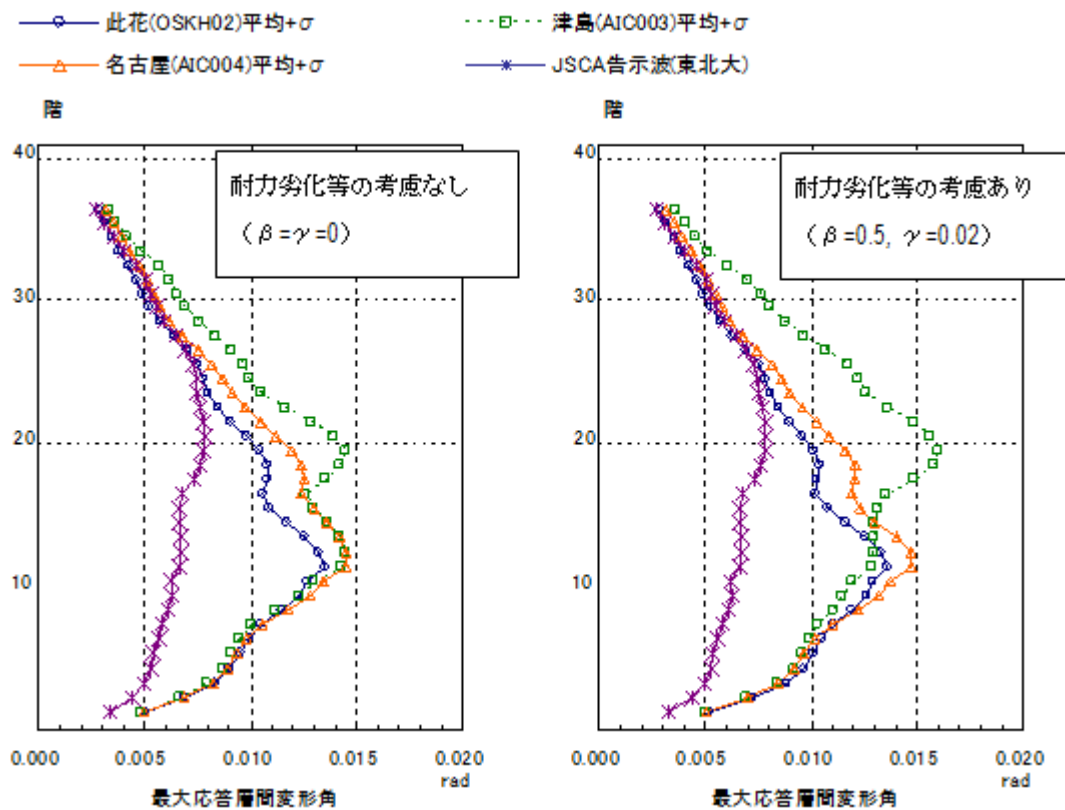


図 4.2.66 最大応答層間変形角の比較

図 4.2.66 に、最大応答層間変形角の比較を示す。津島(AIC003)において、耐力劣化等の考慮なしの場合の最大層間変形角が 1/69 だったものが、耐力劣化等の考慮ありの場合には 1/63 に増大しているが、その差は大きくはない。図 4.2.66 には、津島(AIC003)に対する骨組の塑性ヒンジ位置と最も塑性率が大きくなる梁端におけるモーメントー回転角関係を示す。

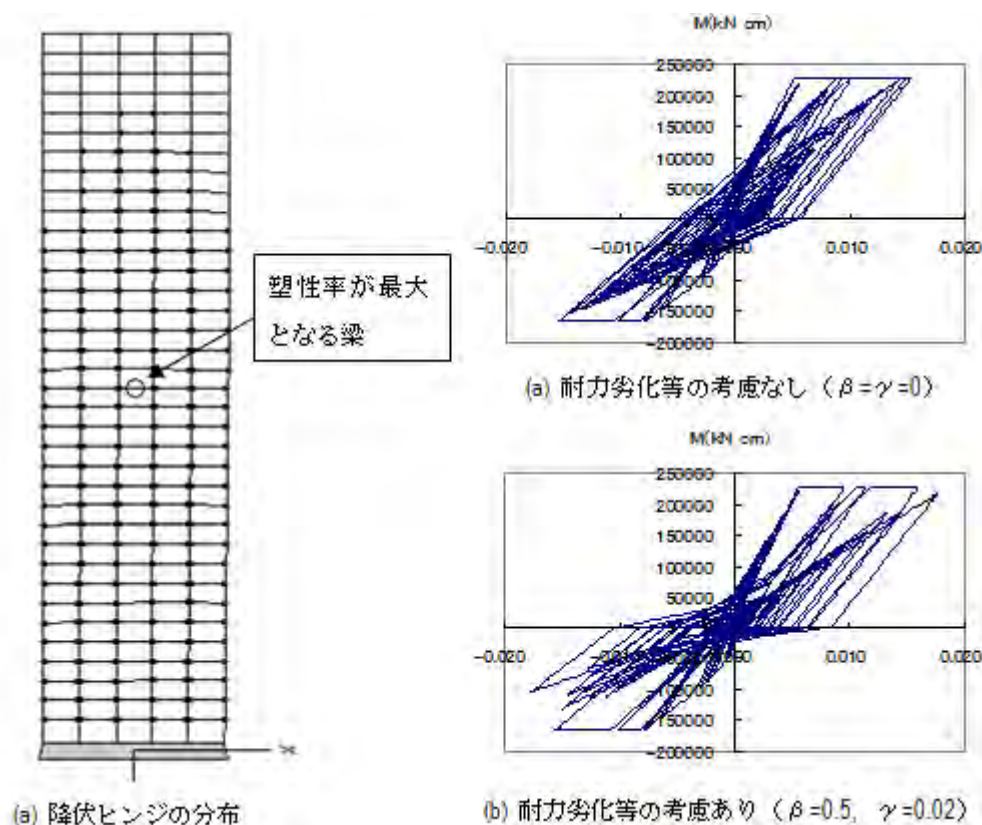


図 4.2.66 梁端のモーメントー回転角関係

b) 解析事例 2 (RC 造 180m 級建物)

梁部材に対して提案された耐力劣化型の履歴則を、ここでは簡単のため質点系モデルに集約して評価する。本検討では梁材はせん断設計を満足している条件で、せん断補強筋の降伏強度と鉄筋比の関係を以下の 2 ケースについて検討する。(1)は現設計モデル、(2)は故意にせん断変形が生じ易い様に調整したモデルである。

- (1) 補強筋材料：SBPD1275/1420 鉄筋比：0.003～0.004
- (2) 補強筋材料：SD295A 鉄筋比：0.0065

図 4.2.68 に、此花(OSKH02-sd) に対する最大応答層間変形角の比較を示す。また、図 3-6-18 には応答が大きくなった第 8 層の荷重変形関係を示す。以下に結果をまとめる。

- ・ 長周期地震動などにより大変形領域で繰り返し荷重を受けると、部材の耐力低下によりさらに変形が増大する危険性があるので、部材の変形性能に十分な設計的配慮が必要である。
- ・ 大変形領域での繰り返し荷重による耐力低下を防止する一つの手段として、部材のせん断補強筋に高強度鉄筋を用いることで、靱性能を向上させることが有効である。

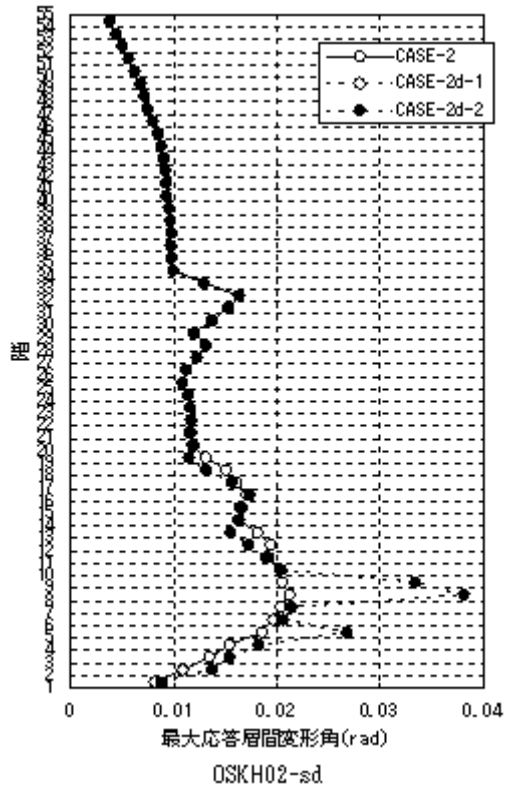
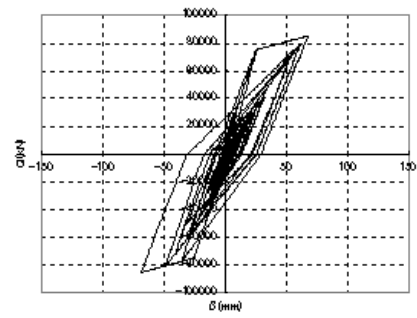
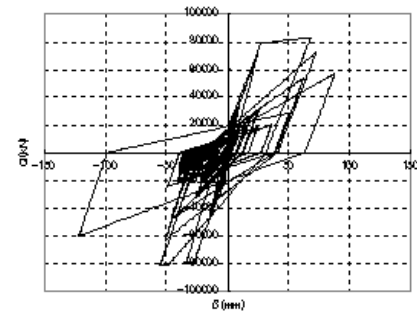


図 4.2.67 最大応答層間変形角の比較



(a)CASE-2 (8F)



(b)CASE-2d-2 (8F)

図 4.2.68 荷重変形関係の比較

4-2-7 まとめ

以下では、従来の建物の想定変形領域を大きく上回り、最大層間変形角が 1/50 に及ぶような建物応答の検討を行うに際して、問題提起された技術的課題やそれに対する考察等を列挙する。

□入力地震動・設計法一般

- ・ 工学的基盤での入力評価、表層地盤の非線形性考慮や相互作用検討等

□構造計画・設計法一般

- ・ 長周期入力地震動では、対象地域毎に特定の卓越周期に比較的大きな入力レベルを持つ場合が多く、その卓越周期に共振する建築物では損傷が増大する可能性が大きい。従って、架構の十分な耐震余裕度を確保する設計や、制震構造の採用等により建物の減衰性能を増加させる構造計画等が望まれる。
- ・ 長周期入力地震動は、対象地域毎に特定の卓越周期を有するため、建物の振動周期がその周期帯域に無ければ、応答の増幅はあまり大きくは無い。従って、長周期地震動に共振しないような建物の設計が合理的ではあるが、地震動の不確定性や建物の振動特性のばらつきを考慮に入れた慎重な検討・設計が必要である。特に剛性のばらつきが大きいと考えられる RC 系建物では注意を要する。

□解析モデル

- ・ 質点系モデル（簡略モデル：等価曲げせん断棒モデル等）とフレーム系モデル（部材精算モデル）では、適切なモデル化が行われれば解析結果の差異は大きく無い。但し、質点系モデルでは塑性変形が大きくなる層が集中する傾向にあり、フレーム系モデルではそれが緩和される結果となった。
- ・ 多折れ線型復元力特性モデル（部材あるいは等価モデル）の設定では、増大する応答値の範囲を考慮し、大変形領域（最終勾配等）までの妥当性を検証することが必要である。一方で、塑性率の基点をどのように定めるかについては、塑性化の程度などの現象を踏まえた検討が必要である。
- ・ 架構の層間変形角がレベル 2 地震動のクライテリアである 1/100 程度であれば、P- δ 効果の影響はほとんど無いが、1/50 にも及ぶ大変形を許容する場合には P- δ 効果の考慮の有無が応答値に 20%程度の変動が生じる可能性がある。
- ・ RC 系部材の大変形領域の繰り返し加力による部材耐力劣化の影響は、解析モデルの設定にも関係するが、層塑性率が 2.0 以下であればその影響は小さい。
- ・ RC 系柱部材では、建物の大変形に伴い部材応力が高軸力領域に及ぶため、曲げ-軸力耐力相関関係のモデル化の妥当性を検証する必要がある。

□建物・部材の設計クライテリア

- ・ 長周期地震動は、レベル1やレベル2地震動とは異なり発生確率の高い海洋型地震に対して周期の長い建物に考慮しなければならない新しい位置づけの地震動であるため、建物クライテリアの設定においてもレベル1、2地震動とは異なる新しい考え方にに基づき定められるべきである。
- ・ 長周期地震動の継続時間の長さによる入力エネルギーおよび歪エネルギーや繰り返し回数の増大に対して、エネルギー収支や残留変形など新たな指標に対する設計クライテリアの確立や部材性能の検証方法を確立する必要がある。
- ・ 鉄骨系では累積塑性変形倍率による評価指標が確立（算定方法統一は必要）されているが、RC系部材では評価指標を含め未確立であり、耐力劣化域での部材性能を含め評価方法の検討が必要である。

4-3 長周期地震動に対する免震建築物の応答性状

4-3-1 検討方針

免震建築物は、建物を積層ゴムなどの支承で支持することで長周期化させるとともに、ダンパーにより地震のエネルギーを吸収し、建物に作用する地震力を低減する構造である。長周期化された固有周期は2～6秒程度であり、長周期地震動の卓越する周期帯と近いため、長周期地震動による影響が懸念されている。本章では、地震動WGにおいて作成された長周期地震動に対する免震建物の応答を求め、長周期地震動を受けた場合の免震建物の挙動を検討し、問題点を把握することを目的としている。

検討に用いた解析モデルは、実際に建設された建物の設計において使用されたモデルとし、40棟を選定した。免震建物には、天然ゴム系積層ゴム+ダンパーを用いた免震システムや、高減衰積層ゴムや鉛プラグ入り積層ゴムのように支承と減衰機能が一体となった免震システムなど様々なシステムがある。また、免震建物が初めて日本に建設されてから約40年が経過しているが、技術の進歩はめざましく、建設時期により免震建物の性状も異なると考えられる。このため、モデル建物の選定にあたっては、建設時期・建物高さ・免震システムなどがバランスよく網羅されるように配慮している。また、それとは別に、戸建住宅に対する検討も行っているが、戸建住宅に関しては実建物ではなく、標準的な建物モデルを用いて検討を行った。

長周期地震動は継続時間が長く、免震部材は長時間の大振幅繰り返し変形を受けることになり、大きなエネルギー吸収能力が必要とされる。本委員会では、長周期地震動に対する免震部材のエネルギー吸収能力や剛性・減衰の低下などの品質変動に対する調査、検討も行うこととした。このエネルギー吸収能力に関する検討においては、建築基準整備促進補助金事業12 免震建築物の基準の整備に資する検討委員会と共同で行った。

4-3-2 検討用建物

検討に用いた建物は設計時期・建物高さ・免震システムなどがバランスよく網羅されるように選定した。

設計時期は第一期（1994年以前）、第二期（1995年～1999年）、第三期（2000年以降）の3期に分類した。第一期は免震構造の黎明期であり、建設会社などがダンパーを独自に開発するなど、研究開発を行いながら設計していた時代である。免震建物の固有周期は比較的短いものが多く、上部建物のベースシア係数は0.15以上で設計されていた。また、積層ゴムの変形能力小さく、ピットクリアランスも小さいものが多い。棟数は少なく80棟程度である。

第二期は阪神淡路大震災から2000年の建築基準法改正以前の建物で、免震建物が急激に普及した時代である。様々な支承やダンパーが開発され市販され、研究者ではない一般の設計者による設計が可能となった。せん断弾性率の小さい積層ゴムや弾性すべり支承も開発されるとともに、積層ゴムの使用面圧も高くなり、免震建物の固有周期を3秒以上に長くすることが可能になり、上部建物のせん断力係数も0.15以下で設計されるものも増えてきた。設計用入力地震動はレベル2で標準波の50cm/sとして設計されているが、余裕度検討レベルとして標準

波 75cm/s の検討もされている。また、サイト波や建築センター波を用いた解析も多くの建物で行われており、第一期に比べると格段に性能が向上していると思われる。この時期に設計されている建物は約 650 棟あると思われる。

第三期は 2000 年以降で、超高層建物や鉄骨造の高層建物など、周期の長い建物にも免震構造が採用され適用範囲が拡大してきている。従来の標準波に加え建告第 1461 号に定められた告示波により設計が行われてきている。入力が増大に伴い、免震部材の限界変形やピットクリアランスも大きくとった建物も増えている。

建物高さは低層（20m未満）、中高層（20m～60m未満）、超高層（60m以上）の3つに分類した。一般に、低層のものほど固有周期を長くすることが困難で、高層になるほど固有周期は長くなっていると考えられる。低層から超高層までの建物をバランスよく選定することにより、幅広い固有周期の免震建物を選定できると考えている。

免震システムは大きく、天然ゴム+ダンパー、鉛プラグ入り積層ゴム、高減衰積層ゴムの3つに分類し、天然ゴム+ダンパーは履歴ダンパー、粘性ダンパー、すべり支承の3つに細分している。

表 4.3.1 にモデル建物分類を、表 4.3.2 に分類表に記入された建物の概要を示す。図 4.1 に検討に用いたモデルの建物高ささと 200%ひずみ時の固有周期の関係を示す。建物高さが高いほど、固有周期が長い傾向にあり、20m以下の低層建物では2～4秒程度、20m～60mの中高層建物では3～5秒程度、60m以上の超高層建物では概ね4秒以上となっており、100mを越えるものは6秒程度となっている。

表 4.3.1-モデル建物分類表

		低層(20m未満)			中高層(20m～60m未満)			超高層(60m以上)		
		第一世代 (1994まで)	第二世代 (1995～1999)	第三世代 (2000以降)	第一世代 (1994まで)	第二世代 (1995～1999)	第三世代 (2000以降)	第一世代 (1994まで)	第二世代 (1995～1999)	第三世代 (2000以降)
天然ゴム+ダンパー (NR+D)	天然ゴム+履歴ダンパー	H-1		H-3	H-2	<u>E-2</u> <u>J-1</u>	C-1 D-3 I-2		B-2	<u>H-4</u>
	天然ゴム+粘性ダンパー	B-1		<u>B-3</u>		G-3	<u>G-4</u>			B-4
	天然ゴム+すべり支承			D-1		F-2	<u>F-3</u>			F-4
鉛プラグ入り積層ゴム (LRB)		A-1	I-3		C-2	E-1 G-2 C-3 J-3	<u>D-2</u> E-4 J-4		J-2	<u>C-4</u> E-3 D-4
高減衰積層ゴム (HDR)			I-4	A-4	A-2 G-1	<u>I-1</u>	<u>A-3</u>			F-1

総計 40件

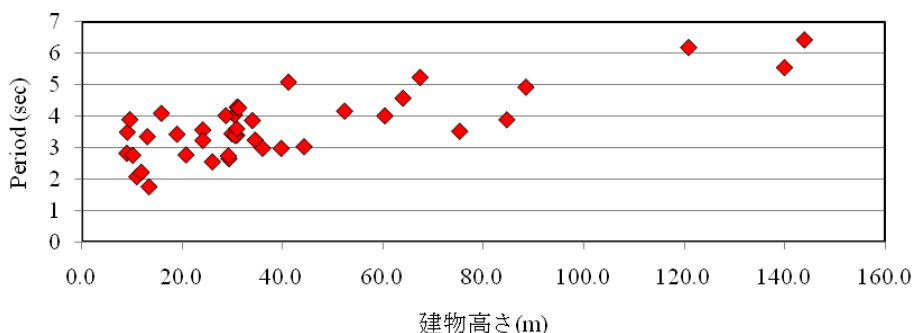


図 4.3.1-建物高ささと固有周期の関係

表 4.3.2-モデル建物リスト

記号	分類	軒高 (m)	設計年	構造種別	免震システム	固有周期	
						基礎固定 (s)	200%ひずみ時 (s)
A-1	低層第1世代	13.4	1987	RC	LRB+NR	0.41	1.77
A-2	中高層第1世代	29.4	1991	SRC	HDR	0.61	2.66
A-3	中高層第3世代	34.6	2003	RC	HDR+NR	0.73	3.25
A-4	低層第3世代	9.1	2008	RC	HDR	0.16	3.5
B-1	低層第1世代	11.0	1985	RC	NR+粘性D	0.42	2.089
B-2	超高層第2世代	84.7	1997	RC	NR+鉛D	2.192	3.895
B-3	低層第3世代	13.1	2000	RC	NR+SL+OD	0.217	3.36
B-4	超高層第3世代	120.9	2006	RC	NR+SL+OD	3.16	6.19
C-1	中高層第3世代	52.4	2005	SRC	NR+LRB+鋼D+OD	1.28	4.17(300%)
C-2	中高層第1世代	36.1	1994	SRC、S	LRB	0.82	2.99(100%)
C-3	中高層第2世代	30.5	1998	SRC、S	LRB+HDR	0.44	4.05
C-4	超高層第3世代	88.5	2008	RC	LRB+NR	2.27	4.93
D-1	低層第3世代	9.0	2003	S	NR+LRB+SL	0.577	2.83
D-2	中高層第3世代	29.9	2007	RC	LRB+NR	0.863	3.45
D-3	中高層第3世代	30.9	2007	RC	NR+鉛D+鋼D	0.74	3.4
D-4	超高層第3世代	144.0	2006	RC	LRB+転がり+OD	3.45	6.43
E-1	中高層第2世代	30.6	1996	RC	LRB+NR	0.79	3.4
E-2	中高層第2世代	26.1	1996	RC	NR+鉛D+鋼D	0.68	2.56
E-3	超高層第3世代	67.4	2004	RC	LRB+転がり	1.78	5.24
E-4	中高層第3世代	34.0	2004	RC	LRB	0.87	3.87
F-1	超高層第3世代	64.0	2002	S	HDR+OD	2.55	4.58
F-2	中高層第2世代	19.0	1996	RC	NR+SL	0.166	3.435
F-3	中高層第3世代	31.0	2006	S	NR+SL	1.81	4.3
F-4	超高層第3世代	140.0	2006	RC	NR+SL	3.49	5.55
G-1	中高層第1世代	39.8	1994	SRC+S	HDR	1.09	2.986
G-2	中高層第2世代	30.9	1996	SRC+S	LRB+NR	1.07	3.611
G-3	中高層第2世代	28.7	1997	CFT+S	NR+OD	1.32	4.027
G-4	中高層第3世代	24.2	2001	S	NR+OD	1.039	3.573
H-1	低層第1世代	11.9	1990	RC	NR+鉛D	0.27	2.23
H-2	中高層第1世代	20.8	1989	RC	NR+鉛D+摩擦D	0.61	2.78
H-3	低層第3世代	10.2	2000	S	NR+鉛D	0.48	2.77
H-4	超高層第3世代	60.4	2002	S	NR+鉛D+鋼D	1.82	4.02
I-1	中高層第2世代	31.3	1996	RC	HDR	1.1	4.27
I-2	中高層第3世代	41.2	2000	RC	NR+SL+鉛D+鋼D	1.57	5.09
I-3	低層第2世代	9.6	1996	RC	LRB	0.59	3.9
I-4	低層第2世代	15.9	1997	RC	HDR+SL	0.91	4.1
J-1	中高層第2世代	44.3	1999	RC	NR+転がり+鋼D+OD	0.5	3.04
J-2	超高層第2世代	75.3	1999	RC	LRB+転がり+OD	0.98	3.53
J-3	中高層第2世代	29.2	1998	RC	LRB	0.095	2.75
J-4	中高層第3世代	24.2	2003	SRC	LRB+転がり+OD	0.151	3.24

エネルギー検討

4-3-3 応答解析結果

(1) 検討用入力地震動

検討に用いた地震動は、地震動 WG により作成された長周期地震動のうち、大阪平野の地震動として南海地震に対する大阪・此花の地震動（平均、平均+標準偏差）を、濃尾平野の地震動として東海-東南海地震に対する愛知県津島市の地震動（平均、平均+標準偏差）、東海-東南海地震に対する愛知県名古屋市の地震動（平均、平均+標準偏差）を、関東平野については、東海-東南海地震に対する新宿の地震動（平均、平均+標準偏差）を用いた。

(2) 大阪平野・濃尾平野の地震動に対する検討

ここにおいて、検討用入力地震動のうち大阪平野の長周期地震動(N-OSKH02-AV,SD)および濃尾平野の長周期地震動(T-TN-AIC003-AV,SD T-TN-AIC004-AV,SD)に対する検討を行う。

a) 標準状態に対する検討

免震部材には、製造ばらつき・温度依存性・経年変化などによる品質変動があり、設計においては、標準状態(Normal)、剛性大・減衰大(Hard)、剛性小・減衰小(Soft)の3つの状態に対して安全性の検証が行われるが、ここでは標準状態についての検討を行った。解析結果のまとめを表4.3.3に示す。上部構造については最大加速度、最大層間変形角、ベースシア係数、建物の状態を示した。ここにおいて、建物の状態を、短期許容応力度以下・弾性限界以下・保有耐力以下・保有耐力以上の4つに分類した。

免震層に関しては、最大変位、最大速度、せん断力係数、状態を示した。ここにおいて免震層の状態を、許容変形以内・限界変形以内・限界変形以上の3つに分類した。

図4.3.2に応答ベースシア係数を加速度応答スペクトル($h=0.2$)/gとともに示す。図4.3.3に免震層の応答変位を変位応答スペクトル($h=0.2, 0.3$)とともに示す。図4.3.4に上部建物および免震層の状態を示す。

応答ベースシア係数はN-OSKH02のAVでは固有周期2秒付近で $C_b=0.2$ のものがあるが、それ以外は $C_b=0.05\sim 0.1$ である。SDでは固有周期3秒以上では $C_b=0.1$ 程度で、固有周期3秒以下では $0.15\sim 0.2$ 程度で $C_b=0.3$ となっているものもある。T-TN-AIC003のAVでは固有周期4秒以上では $C_b=0.05$ 程度であり、固有周期4秒以下では概ね $C_b=0.10\sim 0.15$ 程度だが、固有周期2秒付近で急に大きくなり $C_b=0.25$ 程度のものもある。SDでは固有周期4秒以上で $C_b=0.05\sim 0.10$ 程度。固有周期3秒以下で急に大きくなり $C_b=0.15$ を越え、2秒では $C_b=0.3$ 程度になる。T-TN-AIC004のAVでは $C_b=0.15$ 以下、SDでは固有周期3秒付近で $C_b=0.15\sim 0.20$ と大きくなる。

免震層の応答変位はN-OSKH02のAVでは固有周期4秒以下では0.3m以下だが、6秒付近で急に大きくなり0.5m程度となっている。SDでは固有周期4秒を超えると急激に大きくなり0.5mを越えるものも多く最大で0.8mとなっている。T-TN-AIC003のAVではほとんど0.3m以下だが、SDでは0.3mを越えるものがほとんどで0.5m~0.6mのものも多い。T-TN-AIC004のAVはほとんどが0.1m以下と小さく、SDでも最大で0.4m程度である。

上部構造の状態はAVでは短期許容を越えるものが若干あるが、ほとんどが短期許容以内であり、保有耐力を越えるものはない。SDになると短期許容を越えるものが10~30%程度あり、保有耐力を越えるものも一部ある。地震動ではAIC003が最も厳しい。上部構造の層間変形角はAVではほとんど1/200以下となっており、1/100以上のものは無い。SDではOSKで1/100以上が1件あるが、ほとんどが1/200以下である。免震層の変形はAVでは許容変形を越えるものがOSKとAIC003で1件あるがそれ以外は許容変形以下。SDでは許容変形を越えるものが10~15%ある。限界変形を越えるものもOSKとAIC003で2件程度ある。

表 4.3.3-応答結果のまとめ

記号	分類	200% 凸部み幅 固有周期	M-OSKH2-AV			M-OSKH2-SD			T-TN-AIC003-AV			T-TN-AIC003-SD			T-TN-AIC004-AV			T-TN-AIC004-SD				
			最大変位 (m)	状態	免震層	最大変位 (m)	状態	免震層	最大変位 (m)	状態	免震層	最大変位 (m)	状態	免震層	最大変位 (m)	状態	免震層	最大変位 (m)	状態	免震層		
A-1	低層第一世代	1.77	1.992	短周期側面	0.63	許容範囲内	1/158	乗車感低下	0.10	許容範囲内	1/191	乗車感低下	0.16	許容範囲内	1/371	乗車感低下	0.02	許容範囲内	1/111	乗車感低下	0.04	許容範囲内
A-2	中高層第一世代	2.66	1.130	短周期側面	0.14	許容範囲内	1/465	乗車感低下	0.19	許容範囲内	1/537	乗車感低下	0.34	許容範囲内	1/730	乗車感低下	0.13	許容範囲内	1/460	乗車感低下	0.24	許容範囲内
A-3	中高層第一世代	3.25	1.024	短周期側面	0.12	許容範囲内	1/915	短周期側面	0.22	許容範囲内	1/886	短周期側面	0.41	許容範囲内	1/1082	短周期側面	0.18	許容範囲内	1/601	短周期側面	0.37	許容範囲内
A-4	中高層第一世代	3.90	1.050	短周期側面	0.13	許容範囲内	1/950	短周期側面	0.18	許容範囲内	1/850	短周期側面	0.35	許容範囲内	1/1333	短周期側面	0.10	許容範囲内	1/850	短周期側面	0.23	許容範囲内
B-1	低層第一世代	2.09	1.310	乗車感低下	0.20	許容範囲内	1/314	乗車感低下	0.30	許容範囲内	1/160	乗車感低下	0.25	許容範囲内	1/242	乗車感低下	0.12	許容範囲内	1/466	乗車感低下	0.18	許容範囲内
B-2	中高層第一世代	3.36	1.202	短周期側面	0.10	許容範囲内	1/152	乗車感低下	0.22	許容範囲内	1/212	短周期側面	0.17	許容範囲内	1/272	短周期側面	0.21	許容範囲内	1/185	短周期側面	0.21	許容範囲内
B-3	中高層第一世代	3.36	1.12183	短周期側面	0.11	許容範囲内	1/810	乗車感低下	0.20	許容範囲内	1/810	乗車感低下	0.16	許容範囲内	1/2662	短周期側面	0.09	許容範囲内	1/623	短周期側面	0.24	許容範囲内
B-4	中高層第一世代	6.18	1.271	乗車感低下	0.46	許容範囲内	1/146	乗車感低下	0.80	許容範囲内	1/271	乗車感低下	0.35	許容範囲内	1/387	乗車感低下	0.14	許容範囲内	1/291	乗車感低下	0.39	許容範囲内
C-1	中高層第一世代	4.17(200%)	1.485	短周期側面	0.10	許容範囲内	1/269	短周期側面	0.16	許容範囲内	1/460	短周期側面	0.33	許容範囲内	1/464	短周期側面	0.11	許容範囲内	1/365	短周期側面	0.25	許容範囲内
C-2	中高層第一世代	2.07(100%)	1.972	短周期側面	0.12	許容範囲内	1/608	短周期側面	0.18	許容範囲内	1/836	短周期側面	0.21	許容範囲内	1/1043	短周期側面	0.07	許容範囲内	1/798	短周期側面	0.14	許容範囲内
C-3	中高層第一世代	4.05	1.5105	短周期側面	0.11	許容範囲内	1/495	短周期側面	0.18	許容範囲内	1/345	短周期側面	0.23	許容範囲内	1/1987	短周期側面	0.09	許容範囲内	1/2264	短周期側面	0.32	許容範囲内
C-4	中高層第一世代	4.93	1.335	短周期側面	0.18	許容範囲内	1/311	乗車感低下	0.43	許容範囲内	1/293	短周期側面	0.37	許容範囲内	1/420	短周期側面	0.13	許容範囲内	1/238	短周期側面	0.23	許容範囲内
D-1	低層第一世代	2.83	1.380	短周期側面	0.13	許容範囲内	1/450	短周期側面	0.18	許容範囲内	1/485	短周期側面	0.26	許容範囲内	1/377	短周期側面	0.11	許容範囲内	1/408	短周期側面	0.15	許容範囲内
D-2	中高層第一世代	3.40	1.1031	短周期側面	0.12	許容範囲内	1/1034	短周期側面	0.43	許容範囲内	1/746	短周期側面	0.25	許容範囲内	1/573	短周期側面	0.32	許容範囲内	1/649	短周期側面	0.42	許容範囲内
D-3	中高層第一世代	3.40	1.1464	短周期側面	0.13	許容範囲内	1/982	短周期側面	0.21	許容範囲内	1/625	短周期側面	0.27	許容範囲内	1/510	短周期側面	0.15	許容範囲内	1/583	短周期側面	0.38	許容範囲内
D-4	中高層第一世代	6.47	1.213	短周期側面	0.38	許容範囲内	1/207	乗車感低下	0.84	許容範囲内	1/331	短周期側面	0.36	許容範囲内	1/205	短周期側面	0.09	許容範囲内	1/288	短周期側面	0.21	許容範囲内
E-1	中高層第一世代	3.40	1.1154	短周期側面	0.11	許容範囲内	1/718	短周期側面	0.16	許容範囲内	1/642	短周期側面	0.21	許容範囲内	1/1002	短周期側面	0.07	許容範囲内	1/432	短周期側面	0.28	許容範囲内
E-2	中高層第一世代	2.56	1.810	短周期側面	0.087	許容範囲内	1/408	短周期側面	0.140	許容範囲内	1/366	短周期側面	0.133	許容範囲内	1/269	短周期側面	0.06	許容範囲内	1/373	短周期側面	0.13	許容範囲内
E-3	中高層第一世代	5.24	1.370	短周期側面	0.206	許容範囲内	1/155	短周期側面	0.670	許容範囲内	1/318	短周期側面	0.423	許容範囲内	1/216	短周期側面	0.11	許容範囲内	1/243	短周期側面	0.27	許容範囲内
E-4	中高層第一世代	3.87	1.1097	短周期側面	0.163	許容範囲内	1/807	短周期側面	0.175	許容範囲内	1/774	短周期側面	0.360	許容範囲内	1/1064	短周期側面	0.66	許容範囲内	1/572	短周期側面	0.29	許容範囲内
F-1	高層第一世代	4.58	1.207	短周期側面	0.16	許容範囲内	1/224	短周期側面	0.28	許容範囲内	1/263	短周期側面	0.31	許容範囲内	1/300	短周期側面	0.13	許容範囲内	1/209	短周期側面	0.27	許容範囲内
F-2	中高層第一世代	3.44	1.706	短周期側面	0.08	許容範囲内	1/628	短周期側面	0.14	許容範囲内	1/276	短周期側面	0.29	許容範囲内	1/680	短周期側面	0.11	許容範囲内	1/472	短周期側面	0.15	許容範囲内
F-3	中高層第一世代	4.30	1.372	短周期側面	0.10	許容範囲内	1/357	短周期側面	0.20	許容範囲内	1/249	短周期側面	0.35	許容範囲内	1/422	短周期側面	0.14	許容範囲内	1/332	短周期側面	0.32	許容範囲内
G-1	高層第一世代	5.55	1.231	短周期側面	0.33	許容範囲内	1/173	乗車感低下	0.50	許容範囲内	1/233	短周期側面	0.18	許容範囲内	1/161	乗車感低下	0.07	許容範囲内	1/164	乗車感低下	0.11	許容範囲内
G-2	中高層第一世代	2.86	1.586	短周期側面	0.134	許容範囲内	1/480	短周期側面	0.237	許容範囲内	1/474	短周期側面	0.240	許容範囲内	1/382	短周期側面	0.383	許容範囲内	1/407	短周期側面	0.39	許容範囲内
G-3	中高層第一世代	3.61	1.602	短周期側面	0.112	許容範囲内	1/563	短周期側面	0.206	許容範囲内	1/548	短周期側面	0.254	許容範囲内	1/405	短周期側面	0.372	許容範囲内	1/465	短周期側面	0.365	許容範囲内
H-1	低層第一世代	3.57	1.922	短周期側面	0.148	許容範囲内	1/465	短周期側面	0.387	許容範囲内	1/518	短周期側面	0.306	許容範囲内	1/339	短周期側面	0.455	許容範囲内	1/728	短周期側面	0.328	許容範囲内
H-2	中高層第一世代	2.78	1.1890	短周期側面	0.103	許容範囲内	1/290	短周期側面	0.265	許容範囲内	1/609	短周期側面	0.164	許容範囲内	1/375	短周期側面	0.275	許容範囲内	1/1041	短周期側面	0.225	許容範囲内
H-3	中高層第一世代	2.77	1.300	短周期側面	0.091	許容範囲内	1/270	短周期側面	0.180	許容範囲内	1/130	短周期側面	0.159	許容範囲内	1/1000	短周期側面	0.081	許容範囲内	1/830	短周期側面	0.222	許容範囲内
H-4	中高層第一世代	4.02	1.670	短周期側面	0.094	許容範囲内	1/500	短周期側面	0.178	許容範囲内	1/460	短周期側面	0.339	許容範囲内	1/340	短周期側面	0.124	許容範囲内	1/350	短周期側面	0.131	許容範囲内
I-1	中高層第一世代	3.04	1.2922	短周期側面	0.149	許容範囲内	1/262	短周期側面	0.209	許容範囲内	1/239	短周期側面	0.372	許容範囲内	1/709	乗車感低下	0.127	許容範囲内	1/442	乗車感低下	0.292	許容範囲内
I-2	中高層第一世代	3.53	1.2282	短周期側面	0.112	許容範囲内	1/764	短周期側面	0.183	許容範囲内	1/1776	短周期側面	0.362	許容範囲内	1/1282	短周期側面	0.111	許容範囲内	1/1140	短周期側面	0.259	許容範囲内
I-3	低層第一世代	2.75	1.33118	短周期側面	0.042	許容範囲内	1/21349	短周期側面	0.118	許容範囲内	1/22416	短周期側面	0.231	許容範囲内	1/5002	短周期側面	0.027	許容範囲内	1/24188	短周期側面	0.085	許容範囲内
I-4	低層第一世代	3.24	1.11853	短周期側面	0.117	許容範囲内	1/1031	短周期側面	0.174	許容範囲内	1/10888	短周期側面	0.171	許容範囲内	1/8804	短周期側面	0.089	許容範囲内	1/11457	短周期側面	0.140	許容範囲内
J-1	中高層第一世代	4.27	1.1168	短周期側面	0.289	許容範囲内	1/203	短周期側面	0.541	許容範囲内	1/956	短周期側面	0.205	許容範囲内	1/396	短周期側面	0.202	許容範囲内	1/832	短周期側面	0.383	許容範囲内
J-2	中高層第一世代	5.09	1.742	短周期側面	0.158	許容範囲内	1/248	乗車感低下	0.484	許容範囲内	1/328	短周期側面	0.468	許容範囲内	1/328	短周期側面	0.135	許容範囲内	1/292	短周期側面	0.395	許容範囲内
J-3	中高層第一世代	3.00	1.2754	短周期側面	0.096	許容範囲内	1/1946	短周期側面	0.151	許容範囲内	1/943	短周期側面	0.342	許容範囲内	1/1413	短周期側面	0.004	許容範囲内	1/722	短周期側面	0.300	許容範囲内
J-4	中高層第一世代	4.10	1.815	短周期側面	0.071	許容範囲内	1/639	短周期側面	0.141	許容範囲内	1/374	短周期側面	0.259	許容範囲内	1/917	短周期側面	0.073	許容範囲内	1/430	短周期側面	0.168	許容範囲内

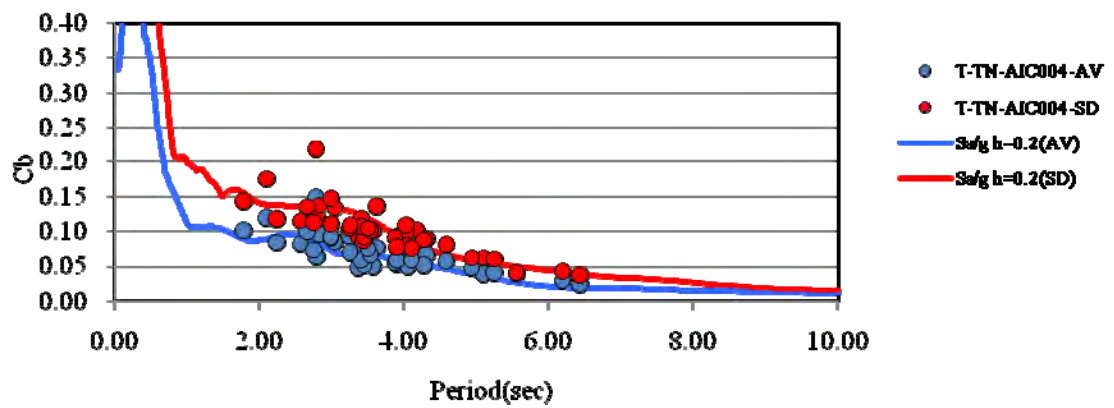
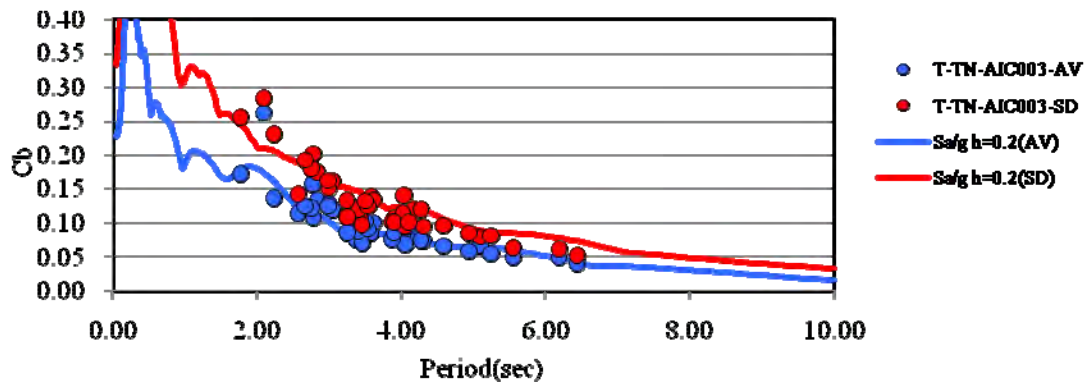
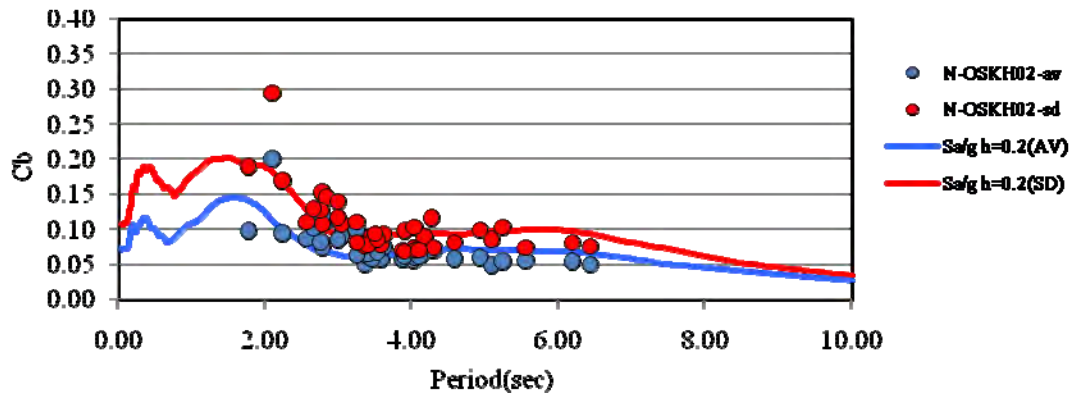


図 4.3.2-応答ベースシア係数

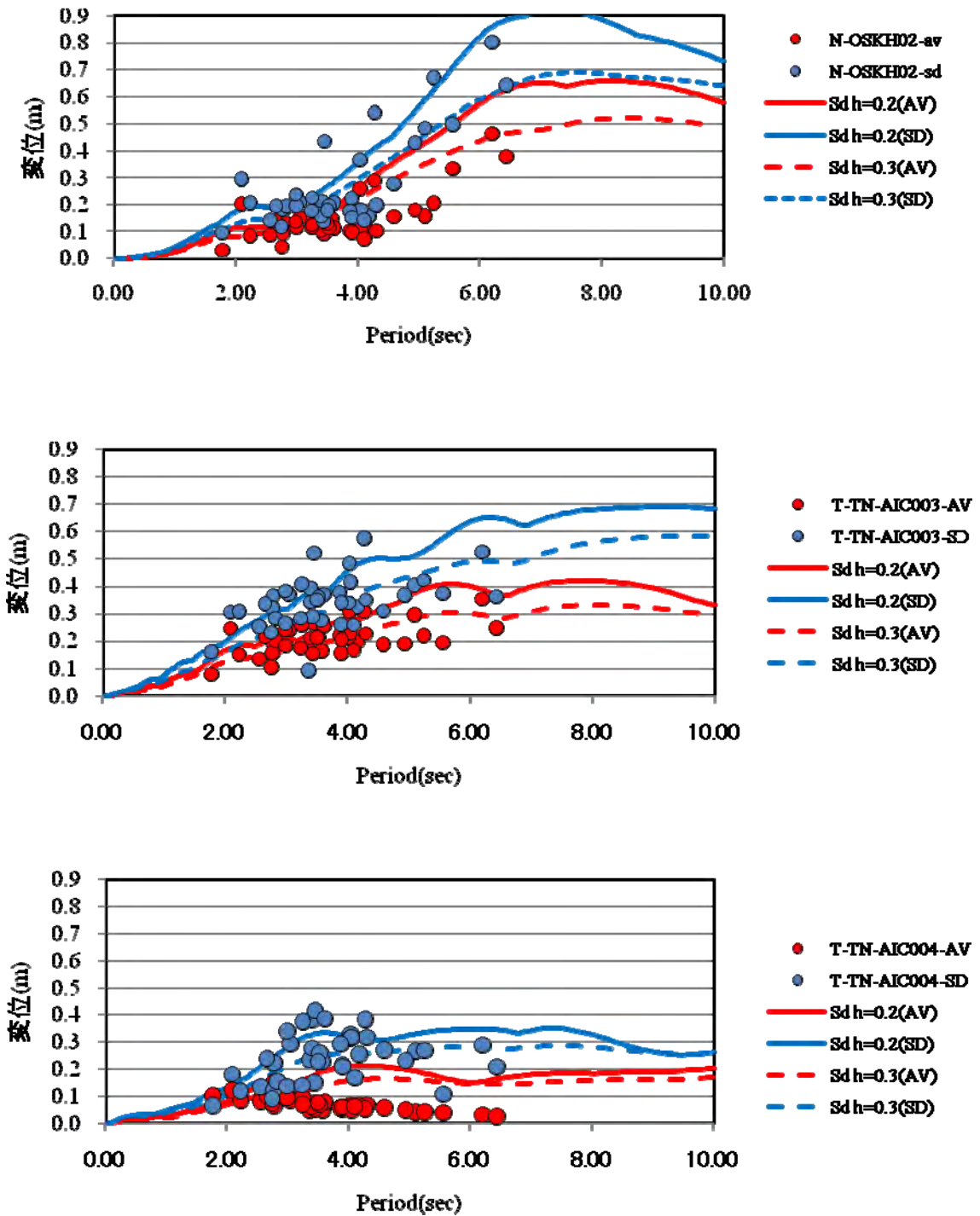


図 4. 3. 3-免震層の応答変位

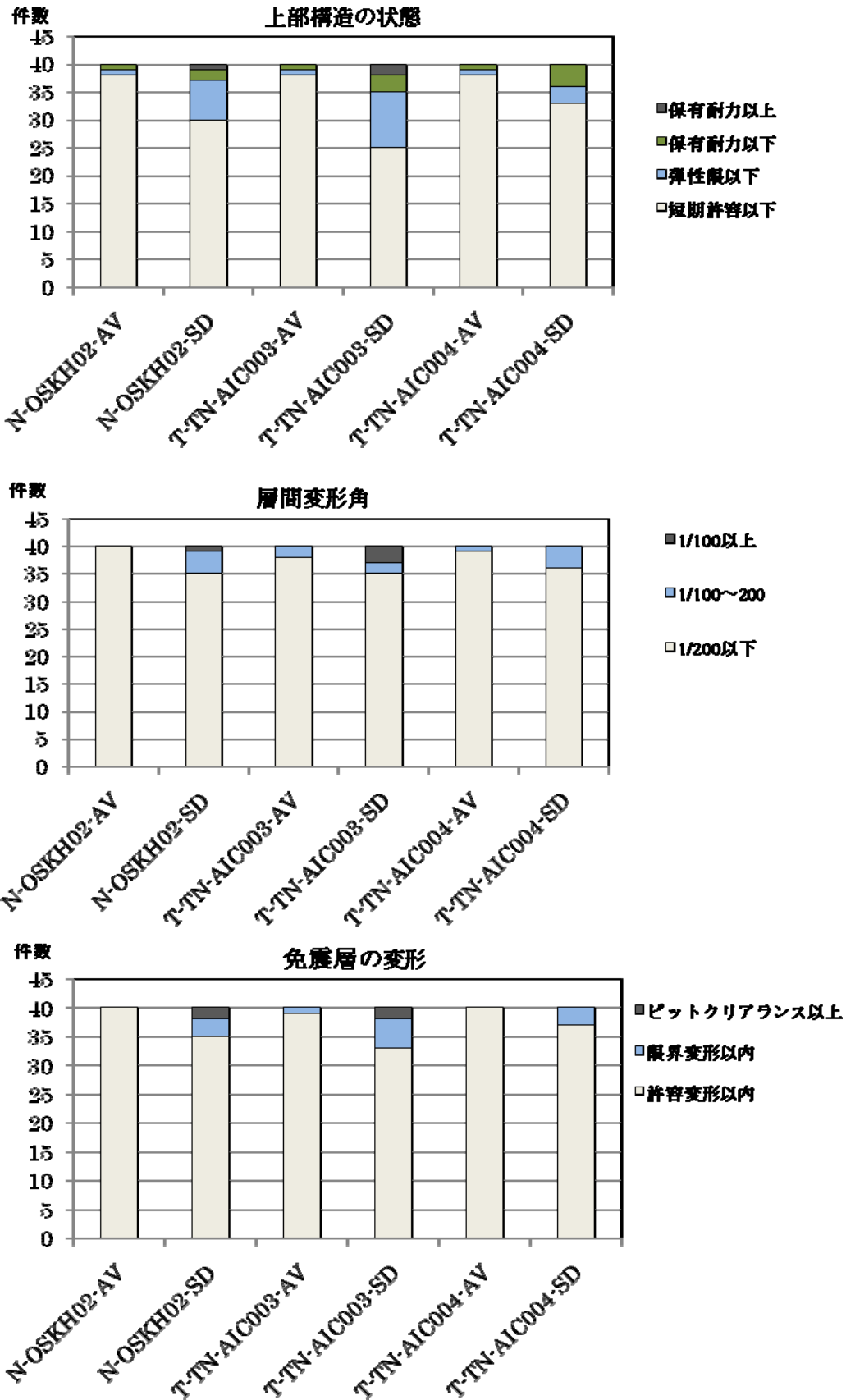


図 4.3.4-上部建物および免震層の状態

b) 免震部材の品質変動を考慮した検討

免震部材の性能の変動を考慮した検討を行った。モデル建物は a) で行った建物の中から 10 棟選択した。ここでは、標準状態 (Normal=N)、剛性・減衰が小さくなる状態 (Soft=S)、剛性・減衰が大きくなる状態(Hard=H)の 3 つの状態について検討した。

表 4.3.4 に解析結果の層間変形角、上部構造の状態、免震層の変位、免震層の状態についてまとめた表を示す。

免震部材の性能のばらつきを考慮した場合、ほとんどの場合で Soft の場合に免震層の応答変位が大きくなり、Hard の場合にはせん断力係数が大きくなる。Cb の変動率は最大で 1.44、平均では Cb で 1.12 であり、変位の変動率は最大で 2.21 と非常に大きく、平均では 1.17 となっている。

検討した 10 棟×6 波=60 の解析ケースのうち、上部構造の状態では Normal では短期許容以下であったものが弾性限以下となったものが 8 ケース、Normal では短期許容以下であったものが保有耐力以下となったものが 3 ケースある。Normal では弾性限以下であったものが保有耐力以下となったものが 1 ケースある。また、Normal では許容変形以内であったものが限界変形以内となったものが 6 ケース、Normal では許容変形以内であったものが限界変形以上となったものが 1 ケース、Normal では限界変形以内であったものが限界変形以上となったものが 1 ケースあった。

40 棟の中から、今回選定した建物は応答の比較的大きいものを選んでいるので、Normal 状態で限界値に対する余裕が小さいと考えられるが、品質変動を考えると許容値を越える建物の数はかなり増加すると考えられる。

表 4.3.4-解析結果のまとめ

区画	分類	30% ひびく時 固有周期 (s)	N-QSKH2-AV			N-QSKH2-SD			T-TN-AIC003-AV			T-TN-AIC003-SD			T-TN-AIC004-AV			T-TN-AIC004-SD				
			最大変位 (cm)	状態	最大変位 (m)	最大変位 (cm)	状態	最大変位 (m)	最大変位 (cm)	状態	最大変位 (cm)	状態	最大変位 (m)	最大変位 (cm)	状態	最大変位 (cm)	状態	最大変位 (m)	最大変位 (cm)	状態		
A-3	中高層階級型	3.25	1/1224	短期許容以下	0.12	許容変位以内	1/915	短期許容以下	0.22	許容変位以内	1/896	短期許容以下	0.41	許容変位以内	1/1069	短期許容以下	0.16	許容変位以内	1/661	短期許容以下	0.37	許容変位以内
			1/1552	短期許容以下	0.19	許容変位以内	1/795	短期許容以下	0.45	許容変位以内	1/1097	短期許容以下	0.26	許容変位以内	1/660	短期許容以下	0.70	許容変位以内	1/625	短期許容以下	0.41	許容変位以内
B-4	超高層階級型	6.19	1/1215	短期許容以下	0.12	許容変位以内	1/656	短期許容以下	0.18	許容変位以内	1/633	短期許容以下	0.21	許容変位以内	1/433	短期許容以下	0.10	許容変位以内	1/632	短期許容以下	0.24	許容変位以内
			1/2271	塑性懸下	0.46	許容変位以内	1/146	塑性懸下	0.89	許容変位以内	1/271	短期許容以下	0.35	許容変位以内	1/226	短期許容以下	0.14	許容変位以内	1/291	短期許容以下	0.29	許容変位以内
C-4	超高層階級型	4.83	1/291	塑性懸下	0.51	許容変位以内	1/177	塑性懸下	0.85	許容変位以内	1/213	短期許容以下	0.36	許容変位以内	1/287	塑性懸下	0.53	許容変位以内	1/370	短期許容以下	0.35	許容変位以内
			1/271	塑性懸下	0.40	許容変位以内	1/95	塑性懸下	0.66	許容変位以内	1/256	短期許容以下	0.32	許容変位以内	1/197	短期許容以下	0.13	許容変位以内	1/236	短期許容以下	0.25	許容変位以内
D-4	超高層階級型	6.43	1/335	短期許容以下	0.18	許容変位以内	1/131	短期許容以下	0.43	許容変位以内	1/293	短期許容以下	0.19	許容変位以内	1/185	短期許容以下	0.37	許容変位以内	1/420	短期許容以下	0.23	許容変位以内
			1/295	短期許容以下	0.23	許容変位以内	1/112	短期許容以下	0.57	許容変位以内	1/201	短期許容以下	0.21	許容変位以内	1/202	短期許容以下	0.14	許容変位以内	1/480	短期許容以下	0.24	許容変位以内
E-3	超高層階級型	5.24	1/316	短期許容以下	0.11	許容変位以内	1/143	短期許容以下	0.32	許容変位以内	1/204	短期許容以下	0.15	許容変位以内	1/148	短期許容以下	0.36	許容変位以内	1/327	短期許容以下	0.21	許容変位以内
			1/313	短期許容以下	0.38	許容変位以内	1/207	塑性懸下	0.64	許容変位以内	1/231	短期許容以下	0.25	許容変位以内	1/264	短期許容以下	0.36	許容変位以内	1/268	短期許容以下	0.21	許容変位以内
F-4	中高層階級型	4.30	1/471	短期許容以下	0.14	許容変位以内	1/369	短期許容以下	0.44	許容変位以内	1/248	短期許容以下	0.26	許容変位以内	1/213	短期許容以下	0.39	許容変位以内	1/323	短期許容以下	0.34	許容変位以内
			1/348	短期許容以下	0.10	許容変位以内	1/210	短期許容以下	0.18	許容変位以内	1/312	短期許容以下	0.16	許容変位以内	1/150	塑性懸下	0.38	許容変位以内	1/385	短期許容以下	0.21	許容変位以内
G-4	中高層階級型	4.03	1/647	短期許容以下	0.26	許容変位以内	1/465	短期許容以下	0.37	許容変位以内	1/518	短期許容以下	0.31	許容変位以内	1/329	短期許容以下	0.49	許容変位以内	1/728	短期許容以下	0.33	許容変位以内
			1/592	短期許容以下	0.34	許容変位以内	1/451	短期許容以下	0.44	許容変位以内	1/614	短期許容以下	0.31	許容変位以内	1/355	短期許容以下	0.54	許容変位以内	1/254	短期許容以下	0.32	許容変位以内
H-4	低層階級型	2.23	1/236	短期許容以下	0.18	許容変位以内	1/479	短期許容以下	0.26	許容変位以内	1/483	短期許容以下	0.26	許容変位以内	1/301	短期許容以下	0.39	許容変位以内	1/627	短期許容以下	0.35	許容変位以内
			1/2000	短期許容以下	0.08	許容変位以内	1/2000	短期許容以下	0.15	許容変位以内	1/470	短期許容以下	0.15	許容変位以内	1/470	短期許容以下	0.31	許容変位以内	1/4030	短期許容以下	0.12	許容変位以内
I-4	中高層階級型	3.04	1/2835	短期許容以下	0.15	許容変位以内	1/2362	短期許容以下	0.21	許容変位以内	1/2302	短期許容以下	0.24	許容変位以内	1/1709	短期許容以下	0.37	許容変位以内	1/2052	短期許容以下	0.29	許容変位以内
			1/2349	短期許容以下	0.14	許容変位以内	1/2568	短期許容以下	0.25	許容変位以内	1/2488	短期許容以下	0.26	許容変位以内	1/1952	短期許容以下	0.38	許容変位以内	1/2516	短期許容以下	0.37	許容変位以内
J-1	中高層階級型	4.27	1/2036	短期許容以下	0.14	許容変位以内	1/1687	短期許容以下	0.24	許容変位以内	1/1702	短期許容以下	0.23	許容変位以内	1/1314	短期許容以下	0.30	許容変位以内	1/1313	短期許容以下	0.17	許容変位以内
			1/1186	短期許容以下	0.29	許容変位以内	1/303	短期許容以下	0.54	許容変位以内	1/556	短期許容以下	0.31	許容変位以内	1/396	短期許容以下	0.58	許容変位以内	1/1081	短期許容以下	0.20	許容変位以内
			1/1492	短期許容以下	0.25	許容変位以内	1/312	塑性懸下	0.69	許容変位以内	1/988	短期許容以下	0.28	許容変位以内	1/488	短期許容以下	0.58	許容変位以内	1/1565	短期許容以下	0.38	許容変位以内
			1/1348	短期許容以下	0.11	許容変位以内	1/795	短期許容以下	0.27	許容変位以内	1/729	短期許容以下	0.24	許容変位以内	1/307	短期許容以下	0.43	許容変位以内	1/281	短期許容以下	0.46	許容変位以内

c) 関東平野の地震動に対する検討

関東平野の地震動（T-TN-KGIN1F-AV, T-TN-KGIN1F-SD）を入力し、モデル建物 40 棟の応答解析を行った。

表 4.3.5 に T-TN-KGIN1F-AV の解析結果を、表 4.3.6 に T-TN-KGIN1F-SD の解析結果を示す。図 4.3.5 に応答ベースシア係数を $h=0.3$ の加速度応答スペクトルを重力加速度 g で除した図と共に示す。図 4.3.6 に免震層の応答変位を $h=0.2, 0.3$ の変位応答スペクトルと共に示す。

応答ベースシア係数もほとんどが SD でも 0.1 以下となっている。免震層の応答変位は周期 6 秒程度のもはや大きいですが、それ以外は SD でも 0.2m 以下となっている。周期 6 秒程度ではやや変位は大きいですが SD でも 0.5m 以下となっている。

上部建物の状態は AV ではすべて短期許容応力度以下であり、SD で短期許容を越え弾性限以下のものが 2 件、弾性限を越え保有耐力以下が 1 件ある程度である。免震層の変位はすべて許容変形以内であり、問題ないと考えられる。

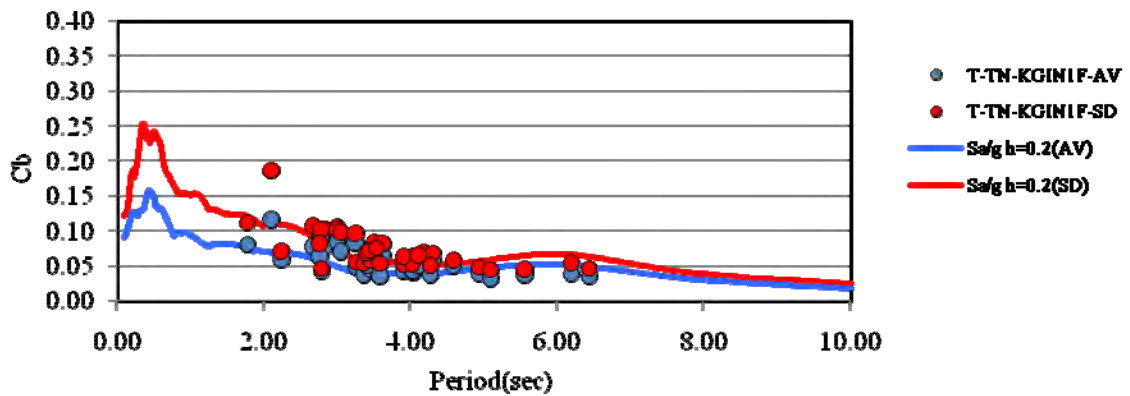


図 4.3.5-応答ベースシア係数

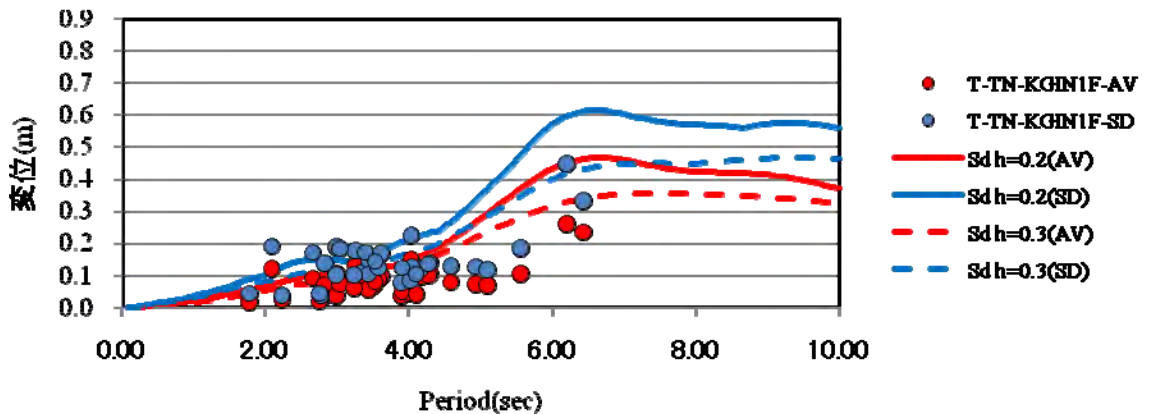


図 4.3.6-免震層の応答変位

表 4.3.5-解析結果 (T-TN-KGIN1F-AV)

旧記号	記号	分類	軒高 (m)	設計年	構造種別	免震システム	解析方向	基礎固定		固有周期		最大加速度 (m/s ²)	最大変位 (m)	最大変位 (m/s)	状態
								(a)	(b)	200%のみみ	200%のみみ				
SM-1	A-1	低層第1世代	13.4	1987	RC	LRB	Y	0.41	1.77	0.053	0.56	1.28	0.01	0.10	許容変位以内
SM-2	A-2	中高層第1世代	28.4	1991	SRC	HDR	X	0.61	2.66	0.060	0.98	0.91	0.09	0.24	許容変位以内
SM-3	A-3	中高層第3世代	34.6	2003	RC	HDR	X	0.73	3.25	0.028	0.94	1.01	0.13	0.26	許容変位以内
SM-4	A-4	低層第3世代	9.1	2008	RC	HDR	X	0.16	3.00	0.040	0.81	0.57	0.07	0.19	許容変位以内
TK-1	B-1	低層第1世代	11.0	1985	RC	NR+粘性D	X	0.42	2.09	0.030	1.009	1.161	0.120	0.344	許容変位以内
TK-2	B-2	中高層第2世代	84.7	1997	RC	NR+粘D	X	2.19	3.90	0.031	0.928	2.372	0.036	0.085	許容変位以内
TK-3	B-3	低層第3世代	13.1	2000	RC	NR+SL+オイルD	X	0.22	3.36	0.039	0.801	0.468	0.065	0.129	許容変位以内
TK-4	B-4	中高層第3世代	121.0	2006	RC	NR+SL+オイルD	X	3.16	6.19	0.025	1.373	0.850	0.260	0.332	許容変位以内
RM-1	C-1	中高層第3世代	52.4	2005	SRC	NR+LRB+鉛線D+オイルD	X	1.23	4.17	0.070	0.94	0.92	0.10	0.19	許容変位以内
RM-2	C-2	中高層第1世代	36.1	1994	SRC/S	LRB	X	0.32	2.99	0.053	0.83	1.43	0.04	0.18	許容変位以内
RM-3	C-3	中高層第2世代	30.5	1998	SRC/S	LRB+HDR	X	0.44	4.05	0.026	0.71	0.78	0.10	0.14	許容変位以内
RM-4	C-4	超高層第3世代	88.5	2008	RC	NR+LRB	X	2.27	4.93	0.028	1.16	1.22	0.07	0.14	許容変位以内
NH-1	D-1	低層第3世代	9.0	2003	S	NR+LRB+SL	X	0.56	2.83	0.050	0.83	0.92	0.069	0.204	許容変位以内
NH-2	D-2	中高層第3世代	29.9	2007	RC	LRB	Y	0.66	3.45	0.032	0.85	1.13	0.083	0.178	許容変位以内
NH-3	D-3	中高層第3世代	30.9	2007	RC	LRB+SD+LD	X	0.74	3.40	0.038	0.91	1.38	0.094	0.182	許容変位以内
NH-4	D-4	超高層第3世代	144.0	2006	RC	LRB+オイルD	X	3.45	6.43	0.018	1.34	0.76	0.233	0.277	許容変位以内
IS-1	E-1	中高層第2世代	30.6	1996	RC	LRB	X	0.79	3.40	0.035					
IS-2	E-2	中高層第2世代	26.1	1996	RC	NR+粘D+鋼棒D	X	0.68	2.56	0.068					
IS-3	E-3	中高層第3世代	67.4	2004	RC	LRB+粘D+G	X	1.78	5.24	0.024					
IS-4	E-4	中高層第3世代	34.0	2004	RC	LRB	X	0.87	3.87	0.039					
TS-1	F-1	高層第1世代	64.0	2002	S	HDR+オイルD	X	2.55	4.56	0.041	1.06	0.948	0.076	0.135	許容変位以内
TS-2	F-2	中高層第2世代	19.0	1996	RC	NR+SL	Y	0.17	3.44	0.060	0.77	1.50	0.056	0.166	許容変位以内
TS-3	F-3	中高層第3世代	31.0	2006	S	NR+SL	Y	1.81	4.30	0.040	0.87	1.528	0.103	0.225	許容変位以内
TS-4	F-4	高層第3世代	140.0	2006	RC	NR+SL	X	3.49	5.55	0.030	1.06	1.069	0.069	0.159	許容変位以内
OB-1	G-1	中高層第1世代	39.8	1994	SRC+S	HDR	X	1.09	2.988	0.031	1.115	1.323	0.106	0.284	許容変位以内
OB-2	G-2	中高層第2世代	30.9	1996	SRC/S	LRB+NR	Y	1.07	3.61	0.038	1.061	1.226	0.086	0.255	許容変位以内
OB-3	G-3	中高層第2世代	28.7	1997	CFT+S	NR+オイルD	Y	1.32	4.03	0.041	1.114	0.428	0.130	0.214	許容変位以内
OB-4	G-4	中高層第3世代	24.2	2001	S	NR+オイルD	Y	1.04	3.57	0.094	1.069	0.925	0.088	0.167	許容変位以内
NK-1	H-1	低層第1世代	11.9	1990	RC	NR+履歴D	Y	0.27	2.23	0.042	0.489	0.790	0.024	0.100	許容変位以内
NK-2	H-2	中高層第1世代	20.8	1989	RC	NR+履歴D	Y	0.61	2.76	0.030	0.471	1.371	0.026	0.818	許容変位以内
NK-3	H-3	低層第3世代	10.2	2000	S	NR+履歴D	Y	0.48	2.77	0.038	0.249	2.698	0.022	0.975	許容変位以内
NK-4	H-4	超高層第3世代	60.4	2002	S	NR+履歴D	Y	1.82	4.02	0.035	0.767	1.058	0.044	0.850	許容変位以内
KJ-1	I-1	中高層第2世代	31.3	1996	RC	HDR+SL	X	0.90	3.04	0.030	0.87	1.07	0.071	0.232	許容変位以内
KJ-2	I-2	中高層第2世代	41.2	2000	RC	NR+履歴D+粘D+SL	X	0.98	3.53	0.036	0.84	0.93	0.077	0.185	許容変位以内
KJ-3	I-3	低層第2世代	9.6	1996	RC	LRB	X	0.10	2.75	0.052	0.55	0.85	0.016	0.105	許容変位以内
KJ-4	I-4	低層第2世代	15.9	1997	RC	HDR+SL	X	0.15	3.24	0.058	0.81	0.86	0.057	0.200	許容変位以内
OR-1	J-1	中高層第2世代	44.3	1999	RC	NR+粘D+オイルD+鋼棒D	X	1.10	4.27	0.020	0.92	0.691	0.087	0.203	許容変位以内
OR-2	J-2	超高層第3世代	75.3	1999	RC	LRB+粘D+オイルD	X	1.57	5.09	0.020	0.81	1.025	0.067	0.182	許容変位以内
OR-3	J-3	中高層第2世代	29.2	1996	RC	LRB+SL	X	0.59	3.90	0.040	0.71	1.032	0.045	0.156	許容変位以内
OR-4	J-4	中高層第3世代	37.1	2003	SRC/S	LRB+粘D+オイルD	X	0.91	4.10	0.040	1.34	1.097	0.039	0.133	許容変位以内

上部構造の状態とは、短期降震以下、降震耐力以下、降震耐力以上から選択して記入してください。降震変形は/##と記入してください。
免震層の状態とは、許容変位以内、許容変位以内、許容変位以上、またはヒットリアランス以上、履歴変位以上、またはヒットリアランス以上から選択して記入してください。

表 4.3.6-解析結果 (T-TN-KGINIF-SD)

上部構造の状態とは、短期許容以下、保有耐力以下、保有耐力以上から選択して記入してください。欄間変形係数は1/##と記入してください。
 免震層の状態とは、許容変形以内、限界変形以内(またはヒットアラリアス以内)、限界変形以上(またはヒットアラリアス以上)から選択して記入してください。

旧記号	記号	分類	軒高 (m)	設計年	構造種別	免震システム	斜折 方向	基礎固定 割合	200%ひずみ時 (%)	α_y	V _e (m/s)	最大加速度 (m/s ²)	上部構造		免震層	
													最大変位 (m)	最大変位 (m/s)	状態	状態
SM-1	A-1	低層第1世代	13.4	1987	RC	LRB	Y	0.41	1.77	0.053	1.09	1.571	1/622	許容変形以下	許容変形以内	
SM-2	A-2	中高層第1世代	29.4	1991	SRC	HDR	X	0.61	2.66	0.060	1.49	1/661	1/661	短期許容以下	許容変形以内	
SM-3	A-3	中高層第1世代	34.6	2003	RC	HDR	X	0.73	3.25	0.028	1.45	1.295	1/1631	短期許容以下	許容変形以内	
SM-4	A-4	低層第2世代	9.1	2008	RC	HDR	X	0.16	3.50	0.040	1.34	0.840	1/10556	短期許容以下	許容変形以内	
TK-1	B-1	低層第1世代	11.0	1995	RC	NR+粘土性	X	0.42	2.09	0.030	1.558	2.087	1/381	保有耐力以下	許容変形以内	
TK-2	B-2	中高層第2世代	34.7	1997	RC	NR+粘土性	X	2.19	3.90	0.031	1.413	3.987	1/246	短期許容以下	許容変形以内	
TK-3	B-3	低層第3世代	13.1	2000	RC	NR+SL+オイルD	X	0.22	3.36	0.039	1.366	0.688	1/11310	短期許容以下	許容変形以内	
TK-4	B-4	中高層第1世代	121.0	2006	RC	NR+SL+オイルD	X	3.16	6.19	0.025	2.021	1.068	1/271	許容変形以下	許容変形以内	
KM-1	C-1	中高層第3世代	52.4	2005	SRC	NR+LRB+鋼棒D+オイルD	X	1.28	4.17	0.070	1.43	1.13	1/565	短期許容以下	許容変形以内	
KM-2	C-2	中高層第1世代	36.1	1994	SRC.S	LRB	X	0.82	2.99	0.053	1.43	2.35	1/643	短期許容以下	許容変形以内	
KM-3	C-3	中高層第2世代	30.5	1998	SRC.S	LRB+HDR	X	0.44	4.05	0.026	1.28	1.11	1/4994	短期許容以下	許容変形以内	
KM-4	C-4	中高層第3世代	88.5	2008	RC	NR+LRB	X	2.27	4.93	0.028	1.84	1.54	1/352	短期許容以下	許容変形以内	
NH-1	D-1	低層第3世代	9.0	2003	S	NR+LRB+SL	Y	0.58	2.63	0.050	1.38	1.21	1/641	短期許容以下	許容変形以内	
NH-2	D-2	中高層第3世代	29.9	2007	RC	LRB	Y	0.68	3.45	0.032	1.40	1.60	1/791	短期許容以下	許容変形以内	
NH-3	D-3	中高層第3世代	30.9	2007	RC	RB+SD+LD	Y	0.74	3.40	0.038	1.41	1.82	1/1073	短期許容以下	許容変形以内	
NH-4	D-4	超高層第3世代	144.0	2006	RC	LRB+オイルD	X	3.45	6.43	0.018	2.02	0.89	1/351	短期許容以下	許容変形以内	
IS-1	E-1	中高層第2世代	30.6	1996	RC	LRB	X	0.79	3.40	0.035						
IS-2	E-2	中高層第3世代	26.1	1996	RC	NR+粘土+鋼棒D	X	0.68	2.56	0.068						
IS-3	E-3	超高層第3世代	67.4	2004	RC	LRB+粘土	X	1.78	5.24	0.024						
IS-4	E-4	中高層第3世代	34.0	2004	RC	LRB	X	0.87	3.87	0.039						
TS-1	F-1	高層第3世代	64.0	2002	S	HDR+オイルD	Y	2.55	4.58	0.041	1.63	1.306	1/341	短期許容以下	許容変形以内	
TS-2	F-2	中高層第2世代	19.0	1996	RC	NR+SL	Y	0.17	3.44	0.060	1.25	1.192	1/643	短期許容以下	許容変形以内	
TS-3	F-3	中高層第3世代	31.0	2006	S	NR+SL	Y	1.81	4.30	0.040	1.38	1.792	1/269	短期許容以下	許容変形以内	
TS-4	F-4	高層第3世代	140.0	2006	RC	NR+SL	X	3.49	5.55	0.030	1.69	1.400	1/219	短期許容以下	許容変形以内	
OB-1	G-1	中高層第1世代	39.8	1994	SRC+S	HDR	X	1.09	2.86	0.031	1.503	1.850	1/573	短期許容以下	許容変形以内	
OB-2	G-2	中高層第2世代	30.9	1996	SRC+S	LRB+NR	Y	1.07	3.61	0.038	1.471	1.442	1/622	短期許容以下	許容変形以内	
OB-3	G-3	中高層第2世代	28.7	1997	CFT+S	NR+オイルD	Y	1.32	4.03	0.041	1.633	0.674	1/735	短期許容以下	許容変形以内	
OB-4	G-4	中高層第3世代	24.2	2001	S	NR+オイルD	Y	1.04	3.57	0.094	1.653	0.813	1/971	短期許容以下	許容変形以内	
NK-1	H-1	低層第1世代	11.9	1990	RC	NR+鋼棒D	Y	0.27	2.23	0.042	0.723	0.877	1/4800	短期許容以下	許容変形以内	
NK-2	H-2	中高層第1世代	20.8	1989	RC	NR+鋼棒D	Y	0.61	2.78	0.030	0.713	1.682	1/1660	短期許容以下	許容変形以内	
NK-3	H-3	低層第3世代	10.2	2000	S	NR+鋼棒D	Y	0.48	2.77	0.038	0.360	3.260	1/300	短期許容以下	許容変形以内	
NK-4	H-4	超高層第3世代	60.4	2002	S	NR+鋼棒D	Y	1.82	4.02	0.035	1.259	1.500	1/720	短期許容以下	許容変形以内	
KJ-1	I-1	中高層第2世代	31.3	1996	RC	HDR+SL	X	0.50	3.04	0.030	1.64	1.09	1/2649	短期許容以下	許容変形以内	
KJ-2	I-2	中高層第2世代	41.2	2000	RC	NR+鋼棒D+粘土+SL	X	0.98	3.53	0.036	1.32	1.33	1/1942	短期許容以下	許容変形以内	
KJ-3	I-3	低層第2世代	9.6	1996	RC	LRB	X	0.10	2.75	0.052	1.06	0.82	1/32941	短期許容以下	許容変形以内	
KJ-4	I-4	低層第2世代	15.9	1997	RC	HDR+SL	X	0.15	3.24	0.058	1.25	0.95	1/12327	短期許容以下	許容変形以内	
OR-1	J-1	中高層第2世代	44.3	1999	RC	NR+粘土+オイルD+鋼棒D	X	1.10	4.27	0.020	1.43	0.909	1/1313	短期許容以下	許容変形以内	
OR-2	J-2	超高層第3世代	75.3	1999	RC	LRB+粘土+オイルD	X	1.57	5.09	0.070	1.27	1.515	1/896	短期許容以下	許容変形以内	
OR-3	J-3	中高層第2世代	29.2	1998	RC	LRB+SL	X	0.59	3.90	0.040	1.23	1.423	1/1983	短期許容以下	許容変形以内	
OR-4	J-4	中高層第3世代	37.1	2003	SRC.S	LRB+粘土+オイルD	X	0.91	4.10	0.040	1.25	1.327	1/987	短期許容以下	許容変形以内	

d) 戸建住宅に対する検討

戸建て免震住宅の代表的な免震システムである、転がり系とすべり系による検討を行った。表 4.3.7 に免震システムの特性を示す。上部建物は 2 階建てとし、3 質点系による解析を行った。

表 4.3.7- 免震層の代表モデルの特性

免震システム	摩擦係数	接線剛性	粘性減衰定数
転がり系	$\mu = 0.005$	$T_t = 3s$	$h_v = 25\%$ ($T_t = 3s$ 時の剛性 k_t 比例型)
すべり系	$\mu = 0.05$	$T_t = 4s$	$h_v = 0\%$

転がり支承では理想的な免震応答状態となり、どの地震動でも免震層変位は一般的な戸建て用免震装置の限界変位（約 35cm）に対して、上部架構は降伏せん断力係数（ $\zeta = 0.3$ ）に対して十分余裕がある結果となっている。免震層の変位は AV では 20cm 以下であり、すべて許容変形以内となっている。SD では AIC003 で 25cm を超えているが、設計限界変位以内といえる。

すべり系においては、その摩擦係数の高さに起因して上部架構にある程度の加速度応答が生じる特徴を持つが、どの地震動でも各層の層間変形角は 1/400 以下と小さく、免震層応答も十分余裕がある結果である。免震層の変位は SD でも 20cm 弱の応答に留まっている。免震周期に共振しやすい長周期地震動でも、ある程度のパワーがなければ摩擦係数を超えて滑り出さないことが影響しているようである。

4.3.4 解析結果に関する考察

- ・ 平均的な波（AV）に対する応答は、ベースシア係数で概ね 0.15 以下であり、従来の地震動（告示波や標準波）による応答値と同程度であると思われる。上部構造はほとんどが短期許容応力度以下で層間変形角も 1/200 以下となっている。免震層の応答変形も 0.4m 以下であり、従来の地震動による応答値と同程度であると考えられる。応答変形はすべて限界変形以下となっている。
- ・ 平均+標準偏差の波（SD）に対する応答は、建物の固有周期によっては非常に大きくなるものもあり、0.2 以上になる場合もある。上部構造は短期許容を越えているものも多くあり、保有水平耐力を越えているものもある。免震層の応答変位も固有周期によっては非常に大きくなり 0.4m 以上となるものも多く、最大で 0.8m 程度になる場合もある。免震部材の許容変形を越えているもの若干あり、ピットクリアランス以上となっているものもある。
- ・ 関東平野の地震動に対する応答は、大阪平野や濃尾平野に比べると小さく、AV ではすべて許容値以下、SD でも若干許容値を超えているものもあるが、すべて限界値以下である。
- ・ 免震部材のばらつきを考慮すると、応答ベースシア係数や応答変形は 10~20% 程度増大する。これにより、標準状態では許容値以下であったものが、ばらつきを考慮すると許容値や限界値を超えているものもある。

- ・戸建住宅に関しては、固有周期が短いこともあり、応答値はSDの場合でもすべて限界値以下となっている。

4.3.5 耐震性評価に関わる技術的検討

(1) エネルギー吸収に関する検討

免震部材のエネルギー吸収能力に関する検討に関しては、平成21年度建築基準整備促進補助金事業「12 免震建築物の基準整備に資する検討」の日本免震構造協会に設置されたWG2-SWG1において行われている。当委員会では、「12 免震建築物の基準整備に資する検討」（以下、補助金事業12と呼ぶ）と協力して、長周期地震動時における免震部材の健全性に関する検討を行った。検討にあたっては、当委員会よりモデル建物の結果を補助金事業12へ提供し、免震部材の健全性、品質変動、応答値に対する影響などの検討を依頼した。

a) モデル建物の免震部材の吸収エネルギー量

検討にあたっては、建物モデル40棟の中から、すべての種類の免震部材を網羅できるように10棟を選択し、検討を行う。選定したモデル建物は表4.3.2に黄色で着色した建物である。これらの建物について、各免震部材ごとに吸収エネルギーや累積塑性変形などのエネルギー吸収に係わると思われる値を求めた。エネルギー吸収に係わる指標として、鉛プラグ入り積層ゴムでは、吸収エネルギーEを鉛プラグの体積 V_p で除した E/V_p とした。高減衰積層ゴムはEをゴム体積 V_r で除した E/V_r とした。また、すべり支承では総滑動距離、鋼材ダンパーや鉛ダンパーでは1台あたりの吸収エネルギーEの他に、累積塑性変形を求めた。オイルダンパーに関しては吸収エネルギーEとダンパーの鉄部の重量を示した。表4.3.8にエネルギー吸収量を一覧表にまとめたものを示す。なお、検討用地震動は5.1.1の結果を踏まえ、エネルギーの大きいN-OSKH02-AV,SD及びT-TN-AIC003-AV,SDの4波とした。

これによると、鉛プラグ入り積層ゴムでは E/V_p が、N-OSKH02-AVで47.7~76.6N/mm²、N-OSKH02-SDで227.0~327.1N/mm²であり、T-TN-AIC003-AVで65.0~206.5N/mm²、T-TN-AIC003-SDで159.0~452.6N/mm²となっている。高減衰積層ゴムでは E/V_r が、N-OSKH02-AVで3.9~4.9N/mm²、N-OSKH02-SDで9.8~13.8N/mm²であり、T-TN-AIC003-AVで11.2N/mm²、T-TN-AIC003-SDで20.0~25.2N/mm²となっている。滑り支承では、滑動距離がN-OSKH02-AVで2.4~12.4m、N-OSKH02-SDで6.3~24.3mであり、T-TN-AIC003-AVで4.7~18.4m、T-TN-AIC003-SDで10.9~33.8mとなっている。鋼材ダンパーは1台あたりのエネルギー吸収量がN-OSKH02-AVで136.5~433.5kNm、N-OSKH02-SDで381.3~1919.3kNmであり、T-TN-AIC003-AVで556.8~1416.8kNm、T-TN-AIC003-SDで1285.2~4016.0mとなっている。鉛ダンパーは1台あたりのエネルギー吸収量がN-OSKH02-AVで221.3~672.1kNm、N-OSKH02-SDで461.2~1811.1kNmであり、T-TN-AIC003-AVで575.0~1359.6kNm、T-TN-AIC003-SDで1038.9~3296.9mとなっている。オイルダンパーでは1台あたりのエネルギー吸収量がN-OSKH02-AVで1231~13594kNm、N-OSKH02-SDで2997~34907kNmであり、T-TN-AIC003-AVで2300~23344kNm、T-TN-AIC003-SDで5601~49654mとなっている。

表 4.3.8-エネルギー検討結果の一覧

記号	分類	軒高 (m)	免震システム	固有周期		α	地震動	免震層の免震 取正 値 (kNm)	エネルギー の速度換算値 (Vetms)	最大変位 (m)	総変位距離 (m)	LRB		HDR		揺り支承 耐力 距離	鋼材D		木造D					
				基礎固定 (s)	固有周期 (s)							E/Vp (N/mm ²)	E/Vp (N/mm ²)	E/σ _y (kNm)	E/σ _y (kNm)		E/σ _y (kNm)	E/σ _y (kNm)						
A-3	中高層 第3世代	34.6	HDR	0.73	3.25	0.028	N-OSKH02-AV	5.12E+04	1.45	0.12	11.4													
							N-OSKH02-SD	1.46E+05	2.44	0.22	20.4													
							T-TN-AIC003-AV	1.19E+05	2.22	0.26	19.2													
							T-TN-AIC003-SD	2.66E+05	3.31	0.41	34.4													
B-3	低層 第3世代	13.1	NR+SL -木造D	0.22	3.36	0.039	N-OSKH02-AV	1.82E+03	1.37	0.11	4.2					4.2				310				
							N-OSKH02-SD	5.44E+03	2.37	0.20	11.0												1137	
							T-TN-AIC003-AV	4.60E+03	2.17	0.17	8.6													1063
							T-TN-AIC003-SD	1.12E+04	3.39	0.27	17.9													
C-4	超高層 第3世代	88.5	NR+LRB	2.27	4.93	0.028	N-OSKH02-AV	2.61E+04	2.01	0.18	7.8													
							N-OSKH02-SD	1.27E+05	4.18	0.43	19.4													
							T-TN-AIC003-AV	3.61E+04	2.45	0.19	11.2													
							T-TN-AIC003-SD	8.84E+04	3.71	0.37	19.9													
D-2	中高層 第3世代	29.9	LRB	0.86	3.45	0.032	N-OSKH02-AV	2.64E+04	1.30	0.12	11.1													
							N-OSKH02-SD	1.13E+05	2.65	0.44	26.1													
							T-TN-AIC003-AV	7.11E+04	2.14	0.25	22.8													
							T-TN-AIC003-SD	1.56E+05	3.15	0.49	34.7													
E-2	中高層 第2世代	26.1	NR -鉛D-鋼材D	0.68	2.56	0.068	N-OSKH02-AV	2.37E+03	1.32	0.09	7.1													
							N-OSKH02-SD	5.52E+03	2.01	0.14	10.9													
							T-TN-AIC003-AV	7.37E+03	2.37	0.13	12.6													
							T-TN-AIC003-SD	1.50E+04	3.40	0.25	20.7													
F-3	中高層 第3世代	31.0	NR+SL	1.81	4.30	0.040	N-OSKH02-AV	9.67E+03	1.44	0.11	12.8													
							N-OSKH02-SD	2.56E+04	2.32	0.22	18.8													
							T-TN-AIC003-AV	1.90E+04	2.07	0.23	17.2													
							T-TN-AIC003-SD	4.40E+04	3.13	0.35	30.6													
G-4	中高層 第3世代	24.2	NR+木造D	1.04	3.57	0.094	N-OSKH02-AV	3.94E+04	1.61	0.15	13.0													
							N-OSKH02-SD	9.59E+04	2.51	0.20	21.0													
							T-TN-AIC003-AV	7.36E+04	2.20	0.16	17.1													
							T-TN-AIC003-SD	1.79E+05	3.44	0.28	27.8													
H-4	超高層 第3世代	60.4	NR -鉛D-鋼材D	1.82	4.02	0.035	N-OSKH02-AV	1.45E+04	1.42	0.09	6.9													
							N-OSKH02-SD	4.07E+04	2.37	0.18	14.0													
							T-TN-AIC003-AV	2.74E+04	2.11	0.21	12.4													
							T-TN-AIC003-SD	6.88E+04	3.28	0.34	23.7													
I-1	中高層 第2世代	31.3	HDR+SL	0.50	3.04	0.030	N-OSKH02-AV	8.99E+03	1.44	0.15	24.5													
							N-OSKH02-SD	2.26E+04	2.29	0.21	39.2													
							T-TN-AIC003-AV	2.59E+04	2.45	0.24	43.4													
							T-TN-AIC003-SD	4.60E+04	3.27	0.37	45.8													
J-1	中高層 第2世代	44.3	NR+転小力 木造D -鋼材D	1.10	4.27	0.020	N-OSKH02-AV	1.29E+05	1.56	0.17	12.4													
							N-OSKH02-SD	3.83E+05	2.69	0.42	24.3													
							T-TN-AIC003-AV	2.34E+05	2.1	0.26	18.4													
							T-TN-AIC003-SD	5.21E+05	3.13	0.49	33.8													

b) 免震部材のエネルギー吸収性能

・鉛プラグ入り積層ゴム

既往の実験によると鉛プラグ入り積層ゴム(LRB)は長周期地震動により、破損等の損傷が生じることはないと考えられるが繰り返し加力による温度上昇に伴い、降伏荷重が低下する。これまでの研究によると、降伏荷重の低下率 ${}_{LRB}k_{min}$ は LRB が吸収するエネルギー ${}_{LRB}W_p$ を鉛プラグの体積 V_p で除した ${}_{LRB}W_p/V_p$ の関数として式 4.3-1 で評価できるとされている。

$${}_{LRB}k_{min} = -0.06 + 1.25 \times \exp\left(-\frac{{}_{LRB}W_p}{V_p} \times \frac{1}{360}\right) \quad (4.3-1)$$

このような、降伏耐力の低下により、応答変位は増大するものと考えられる。この影響に関しては、温度上昇に伴う特性変化を考慮することが可能な、運動方程式と熱伝導方程式を並行して解く応答解析手法により精度よく評価できる手法が提案されている。また、より簡易的に、エネルギーの釣合いに基づき、温度上昇を考慮しない解析から、温度上昇を考慮した応答値を予測する手法も提案されている。式 4.3-2 に提案されている推定式を示す。

$$\delta'_{max} = \frac{1}{k_f} \left\{ -\frac{(1+{}_{LRB}k_{min}){}_{LRB}W_p}{2\delta_{max}} + \sqrt{\left(\frac{(1+{}_{LRB}k_{min}){}_{LRB}W_p}{2\delta_{max}}\right)^2 + k_f^2 \cdot \delta_{max}^2 + 2k_f \cdot {}_{LRB}W_p} \right\} \quad (4.3-2)$$

ここにおいて、

δ'_{max} : 温度上昇を考慮した最大変形

δ_{max} : 温度上昇を考慮しない最大変形

k_f : 柔要素の水平剛性 (LRB の 2 次剛性)

・高減衰積層ゴム

既往の実験によると高減衰積層ゴムも LRB と同様に長周期地震動により、破損等の損傷が生じることはないと考えられるが繰り返し加力による温度上昇に伴い、等価剛性が低下する。これまでの研究によると、等価剛性の低下率 $K_{eq}/{}_0K_{eq}$ は高減衰積層ゴムが吸収するエネルギー E を高減衰積層ゴムの体積 V_r で除した E/V_r の関数として式 4.3-3 で評価できるとされている。

$$\frac{K_{eq}}{{}_0K_{eq}} = -2.56 + 0.18 \times \exp\left(-\frac{E}{2V_r}\right) + 3.36 \exp\left(-\frac{E}{3000V_r}\right) \quad (4.3-3)$$

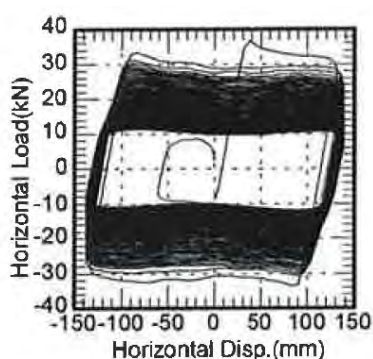
図 4.12 に $K_{eq}/{}_0K_{eq}$ と E/V_r の関係を示す。 E/V_r が $5N/mm^2$ 程度までに急激に $K_{eq}/{}_0K_{eq}$ は低下するが、 $5N/mm^2$ 以上では大きな変化はなく、概ね 0.8 程度である。高減衰積層ゴムは LRB に

比べエネルギーを吸収する体積が大きいため、温度上昇は小さく、剛性の低下の程度もさほど大きくない。高減衰積層ゴムは繰り返し変形だけでなく、様々な依存性を有しているため、その評価は難しく、現状ではそれを考慮した解析手法は確立されていないが、LRB に比べ繰り返し変形の影響は小さいと考えられる。

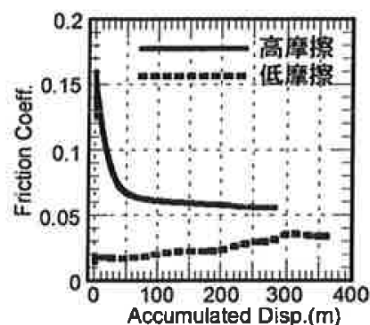
・弾性すべり支承

弾性すべり支承には、高摩擦タイプ（摩擦係数 $\mu=0.13$ 程度）、中摩擦タイプ（ $\mu=0.075$ 程度）、低摩擦タイプ（ $\mu=0.015$ 程度）の3タイプある。これまでに、それぞれのタイプの弾性すべり支承の繰り返し実験が行われているが、いずれも繰り返しによりすべり材の温度が上昇し、それによらず摩擦係数が変動している。図 4.3.7 に高摩擦タイプの履歴曲線を示すが、繰り返しに伴い、摩擦力（摩擦係数）が低下してゆくことがわかる。図 4.3.8 に高摩擦タイプと低摩擦タイプの累積すべり変位と摩擦係数の関係を示す。高摩擦タイプは累積変位が40mまで、急激に摩擦係数が低下し約50%程度となるが、40mを越えると低下は著しく減少する。低摩擦タイプでは40m程度まで摩擦係数はほぼ一定であるが、それ以降はなだらかに増加している。

中摩擦タイプは累積変位が10m程度まで、急激に摩擦係数が低下し約70%程度となるが、10mを越えると低下は著しく減少する。また、時間をおいて再度加振すると特性はほぼ、元に戻っている。



曲線



図

図 4.3.7-累積すべり変位と摩擦係数

図 4.3.8-累積すべり変位とすべり板温度

・鋼材ダンパー

鋼材ダンパーは鋼材の塑性変形によりエネルギーを吸収するものであり、長時間の繰り返し荷重をうけると疲労破壊する。疲労特性については、定振幅繰り返し荷重試験をもとに疲労曲線が求められており、ダンパーの時刻歴応答変位をもとにマイナー則により疲労予測を行うことができる。ここでは、近年よく用いられている U 型ダンパーについて疲労曲線を示す。

U 型ダンパーには5種類のサイズがあるが、ここでは真ん中のシリーズである NSUD50 シリーズの疲労曲線を示す。図 4.3.9 に小～大振幅の疲労特性を示す。U 型ダンパーには方向性があり、図中に30度、45度、60度、90度の実験結果を示すが、0度方向が最も厳しいので0度方向の実験結果をもとに疲労曲線が定められている。ここにおいて、(1)式は中～大振幅の実験結果をもとに定めた疲労曲線で、(4)式は小～大振幅の試験結果をもとに定めた疲労曲線

である。

$$Nd=10.5 \times \delta^{-1.363} \quad (4.3-4)$$

Nd : 破断までの繰り返し回数 δ : 片振幅(m)

$$\gamma_t = 35 \times Nf^{0.15} + 3620 \times Nf^{0.80} \quad (4.3-5)$$

Nf : 破断までの繰り返し回数 γ_t : 全振幅/ダンパーロッド高さ

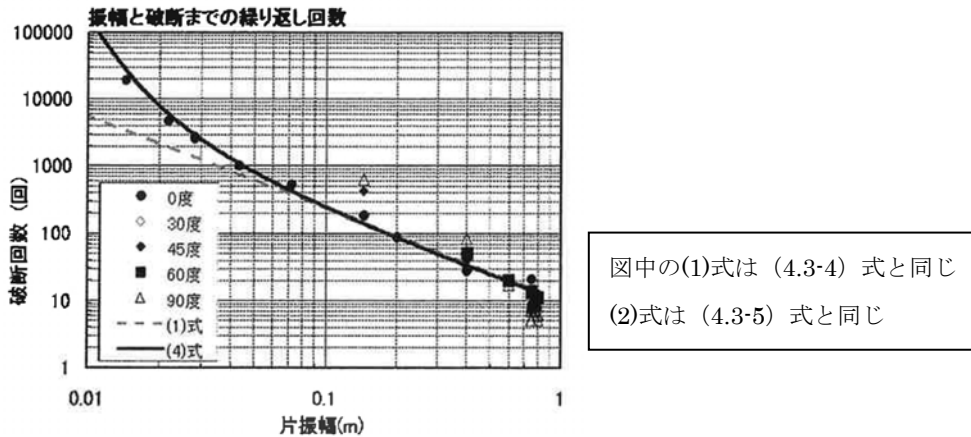


図 4.3.9-U 型ダンパーの疲労特性

・鉛ダンパー

鉛ダンパーは鉛の塑性変形によりエネルギーを吸収するものであり、長時間の繰り返し载荷をうけると破断する。破断と繰り返し回数の関係については、定振幅繰り返し载荷試験をもとに式が求められており、ダンパーの時刻歴応答変位をもとにマイナー則により疲労予測を行うことができる。図 4.3.10 に鉛ダンパーの振幅と破断時繰り返し回数の関係を示す。鉛ダンパーには U180 タイプと U2426 タイプがあるが、ダンパー種類にかかわらず破断時繰り返し回数は以下の式で表現できる。

$$Nd=8.84 \times 10^5 \times \delta^{-1.74} = 8.84 \times 10^5 \times (\Delta/2)^{-1.74} \quad (4.3-6)$$

Nd : 破断までの繰り返し回数 δ : 片振幅(mm) Δ : 全振幅(mm)

また、鉛ダンパーは繰り返し载荷により、エネルギー吸収量が低下する特性がある。25 サイクル目では 1 サイクル目との約 70% にエネルギー吸収性能が低下する。

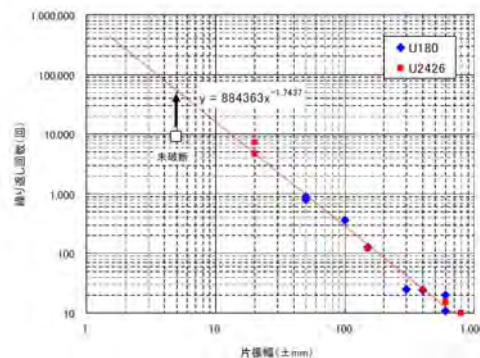


図 4.3.10-鉛ダンパーの振幅と破断時繰り返し回数の関係

・オイルダンパー

オイルダンパーは、温度上昇や繰返し回数によって、エネルギー吸収性能は変化しないことは知られている。しかし、単位時間当たりの入力熱量がオイルダンパーの熱容量を超え、外壁温度が上昇していくと作動油の滲み出しが生じるという知見がある。

設計限界温度は、タンク室の油量は余裕があるので直ちに減衰低下は生じないので、現状は余裕を見て外壁温度 80℃を許容値としている。また、パッキンについては熱劣化試験を行い温度と寿命の関係データから安全を確認している。

オイルダンパーの温度上昇については、地震動は瞬間的であり、放熱量が小さいため、入力エネルギーのほとんどが温度上昇に反映されると考えると、下式により推定することができる。

$$T_m = \frac{Q_m}{V_s \rho_s C_s + V_o \rho_o C_o} + t_a \dots \dots \dots (4.3-7)$$

ここで、 Q_m ：オイルダンパへの総入力熱量、 T_m ：表面温度

V_s ：鉄鋼部品の体積、 V_o ：オイル体積、 ρ_s ：鉄鋼部品の密度、

C_s ：鉄鋼部品の比熱比、 ρ_o ：オイル密度、 C_o ：オイルの比熱比

c) モデル建物に対する考察

・鉛プラグ入り積層ゴム

a) に示したモデル建物について、(4.3-1) 式、(4.3-2) 式に基づき LRB の温度上昇を考慮した場合の降伏荷重の低下と免震層最大変形を予測した。対象とする建物は D-2 であり、計算結果を表 4.3.9 に示す。

表 4.3.9-温度上昇を考慮した場合の予測値

入力地震動	${}_{LRB}W_p$ (kNm)	δ_{max} (m)	${}_{LRB}W_p/V_p$ (N/mm ²)	${}_{LRB}k_{min}$	δ'_{max} (m)
N-OSKH02-AV	2.64×10^4	0.12	76.6	0.950	0.12
N-OSKH02-SD	1.13×10^5	0.44	327.1	0.444	0.58
T-TN-AIC003-AV	7.11×10^4	0.25	206.3	0.644	0.30
T-TN-AIC003-SD	1.56×10^5	0.49	452.6	0.296	0.76

これによると、鉛のエネルギー吸収量が小さい、N-OSKH02-AV では温度上昇を考慮しない場合と同じであるが、鉛のエネルギー吸収量が多くなるほど温度上昇を考慮しない場合に比べ変形は大きくなり、T-TN-AIC003-AV で 1.20 倍、N-OSKH02-SD では 1.32 倍、T-TN-AIC003-SD では 1.55 倍になっている。

また、より詳細な検討方法として、繰返し加力による温度上昇に伴い、降伏荷重が低下する特性を考慮した地震応答解析を実施し、その影響評価を行った。これは LRB の温度について熱伝導解析を行いながら、鉛プラグ部の温度によって LRB の降伏荷重 Q_d を変化させながら行う手法である。解析は簡便のため、D-2 建物を 1 質点系に置き換えたモデルとした。

表 4.3.10 に非考慮解析と考慮解析の結果を比較して示す。これより、考慮解析の免震層水平変形は、非考慮と比較して 0.99～2.34 倍、免震層における吸収エネルギーは 0.98～1.51 倍となった。特に N-OSKH02-SD の場合、入力地震動の周期特性として 4 秒以降 6 秒程度にかけて大きなピークを持つことから、温度上昇による降伏荷重の低下とそれに伴う周期変化における入力の増大の相乗効果により応答値の増大率が大きくなったものと考えられる。考慮解析の結果と簡易的な (4.3-1) 式、(4.3-2) 式による予測値を比較すると N-OSKH02-SD を除き、 $\delta'_{\max} / \delta_{\max}$ の値は 0.98～1.02 となっており、本評価法による予測値と温度上昇を考慮した解析結果は概ね一致している。

表 4.3.10-温度上昇を考慮・非考慮の比較

入力地震動	免震層水平変形(cm)			免震層吸収エネルギー(kNm)		
	非考慮	考慮	考慮/ 非考慮	非考慮	考慮	考慮/ 非考慮
N-OSKH02-AV	10.3	10.1	0.99	2.459×10^4	2.605×10^4	1.06
N-OSKH02-SD	17.7	41.4	2.34	7.290×10^4	1.101×10^5	1.51
T-TN-AIC003-AV	21.7	27.4	1.26	8.130×10^4	8.561×10^4	1.05
T-TN-AIC003-SD	40.8	62.4	1.53	1.771×10^5	1.731×10^5	0.98

・高減衰積層ゴム

a) に示したモデル建物について、(4.3-3) 式を用いて、等価剛性の低下率 $K_{eq}/_0K_{eq}$ を求めた。対象とする建物は A-3 である。計算結果を表 4.3.11 に示す。建物の条件が異なるので単純に比較することはできないが、 $K_{eq}/_0K_{eq}$ の値は、入力が大きくなっても LRB の $_{LRB}k_{\min}$ と比較して大きな値となっている。HDR では LRB よりも履歴吸収エネルギーの増加に伴う特性の低下が小さく、繰り返し変形が応答特性に及ぼす影響も小さいと推察される。

HDR は繰り返し変形だけでなく様々の依存性を有していることから、これらの影響についても適切に評価する必要があるとあり、LRB と比較して評価手法が複雑となっている。その精度についての検証は不十分であり、今後の研究が待たれるところである。

表 4.3.11-等価剛性の低下率

入力地震動	E (kNm)	δ_{\max} (m)	E/V_r (N/mm ²)	$K_{eq}/_0K_{eq}$
N-OSKH02-AV	5.12×10^4	0.12	4.8	0.811
N-OSKH02-SD	1.46×10^5	0.22	13.8	0.784
T-TN-AIC003-AV	1.19×10^5	0.26	11.2	0.788
T-TN-AIC003-SD	2.66×10^5	0.41	25.2	0.772

・弾性すべり支承

a) に示した、モデル建物について弾性すべり支承の検討を行った。弾性すべり支承は繰り返しにより摩擦係数が変化する。B-3 建物の低摩擦タイプでは最大でもすべり距離は 17.9m であり、ほとんど摩擦係数の変化はみられない。F-3 建物の中摩擦タイプでは最大ですべり距離は 10.9m であり、摩擦係数が 0.04 程度まで低下している。

累積すべり距離に応じて摩擦係数が変動するモデルを用いて F-3 建物の応答解析を行った。解析は簡便化するため、上部建物を 1 質点に集約した 2 質点モデルとした。表 4.3.12 に解析結果を示す。これによると、変位に関しては OSKH02 では AV,SD とともに変位が摩擦係数の低下を考慮しない場合よりも大きくなっているが 10%程度である。また、AIC003 では AV,SD とともに摩擦係数の低下を考慮しない場合とほとんど同じである。せん断力係数に関しては OSKH02、AIC003 とともに 20%程度増加している。このように、摩擦係数の低下を考慮した場合には、変位、せん断力係数ともやや増加する傾向にあるが、その程度は 10~20%程度である。

表 4.3.12-摩擦係数の変動を考慮した解析結果の比較

入力地震名称	繰り返し依存性の考慮	δ_{max} (m)	C_1	$\sum \delta_s$ (m)	摩擦係数比 $\frac{\mu(fainal)}{\mu(3cycle)}$	免震層の最大 応答変位比		建物の 層せん断力比	
						$\frac{\delta_{max} \text{ (考慮)}}{\delta_{max} \text{ (非考慮)}}$	$\frac{C_{max} \text{ (考慮)}}{C_{max} \text{ (非考慮)}}$	$\frac{C_{max} \text{ (考慮)}}{C_{max} \text{ (非考慮)}}$	$\frac{C_{max} \text{ (考慮)}}{C_{max} \text{ (非考慮)}}$
N-OSKH02-AV	未考慮	0.091	0.079	1.79	1.00	1.10		1.19	
	考慮	0.100	0.094	1.56	1.03				
N-SKH02-SD	未考慮	0.164	0.090	4.63	1.00	1.09		1.20	
	考慮	0.178	0.109	5.23	0.82				
T-TN-AIC0003-AV	未考慮	0.187	0.092	4.26	1.00	0.99		1.18	
	考慮	0.186	0.109	4.20	0.85				
T-TN-AIC0003-SD	未考慮	0.289	0.105	8.92	1.00	1.01		1.11	
	考慮	0.291	0.117	9.89	0.72				

・鋼材ダンパー

a) に示した、モデル建物について鋼材ダンパーの疲労に対する検討を行った。検討はダンパーの時刻歴応答変位をレインフロー法により、振幅毎のサイクル数を計数し、振幅毎の疲労損傷度 D_i を下式により算定するマイナー則による方法と、地震応答によりダンパーが吸収した累積吸収エネルギー量とその地震での最大応答変位における破断に至る吸収エネルギーとの比を求め、疲労損傷度とする 2 つの方法を用いた。モデル建物の応答結果に対する鋼材ダンパーの疲労検討結果を表 4.3.13 に示す。各検討方法のうち中～大振幅の疲労曲線からマイナー則で検討したものが、大きめの予測値となる傾向にあるが最大でも 0.6 程度となっている。

表 4.3.13-鋼材ダンパーの疲労検討結果

建物	J-1				H-4		E-2	
	AIC003-SD		AIC003-AV		AIC003-SD	AIC003-AV	AIC003-SD	AIC003-AV
ダンパー	UD50×4	UD45×4	UD50×4	UD45×4	UD45×4		70φR285(L)	
最大変位(cm)	49.1		26.3		33.9	21.2	25.3	13.3
累積吸収エネルギー量(kNm/台)	4414	3262	1788	1418	4016	1416	1285	558
疲労検討								
a.マイナー則(4.1.4.1-3.4)式	0.314	0.403	0.119	0.136	0.227	0.079	-	-
b.マイナー則(4.1.4.1-3.1)or (5) 式	0.354	0.596	0.154	0.268	0.383	0.18	0.389	0.219
c.累積吸収エネルギー評価	0.377	0.536	0.133	0.207	0.304	0.098	0.171	0.051

建物	J-1				H-4		E-2	
	OSHK02-SD		OSHK02-AV		OSKH02-SD	OSKH02-AV	OSKH02-SD	OSKH02-AV
ダンパー	UD50×4	UD45×4	UD50×4	UD45×4	UD45×4		70φR285(L)	
最大変位(cm)	41.8		17.4		17.8	9.4	14.0	8.7
累積吸収エネルギー量(kNm/台)	3106	2463	953	756	1919	433	381	136
疲労検討								
a.マイナー則(4)式	0.219	0.281	0.056	0.281	0.098	0.025	-	-
b.マイナー則(1)or (5) 式	0.244	0.413	0.089	0.158	0.191	0.091	0.389	0.219
c.累積吸収エネルギー評価	0.249	0.412	0.065	0.101	0.13	0.028	0.035	0.011

地震終了後のダンパーの1サイクルのエネルギー吸収能力の低下に関しては、建物 J-1 の地震動 AIC003-SD に対する NSUD50×4 のダンパー1 台の累積エネルギー吸収量は 4414kN・m であり、この累積吸収エネルギーに相当する 17 サイクル目では 1 サイクル目に比べ 94% に低下してする。このように、長周期地震動時でもエネルギー吸収量の低下量は 6% 程度であり、大きな影響はないと考えられる。

・鉛ダンパー

1) に示した、モデル建物について鉛ダンパーの疲労に対する検討を行った。検討方法は鋼材ダンパーと同様に、ダンパーの時刻歴応答変位をレインフロー法により、振幅毎のサイクル数を計数し、振幅毎の疲労損傷度 D_i を算定し、その後、全振幅に渡り D_i を累積しダンパーの疲労損傷度を求めた。また、鉛ダンパーの温度上昇やエネルギー吸収量の変動についても検討した。表 4.3.14 に鉛ダンパーの検討結果を示す。マイナー則により検討した結果は最大で 0.18 程度であり、十分に余裕がある。また、最大温度上昇は 35℃ 程度であり、鉛の融点 327℃ に比べてかなり小さい。

U2426 タイプを用いた H-4 モデル建物の累積塑性変形量からエネルギー吸収量の変化を求めると約 70% に低下する。これにより、応答変位が増大することが予想されるが、鉛ダンパーは鋼材ダンパーと併用される場合が多く、鋼材ダンパーは繰り返しによるエネルギー吸収の低下がほとんどないことから、鉛ダンパーと鋼材ダンパーが 1:1 の比率で採用されている場合には、建物としての減衰量の低下は約 15% 程度となる。これは、免震部材の品質変動や製造ばらつきで考慮している変動程度であり、4.1.2 で検討しているように、応答変位は 10~20% 程度増大する可能性があると考えられる。

表 4.3.14-鉛ダンパーの検討結果

建物	E-2			
ダンパー	U180			
ダンパーの降伏荷重 Qd (kN)	90			
鉛重量(kg)	410			
地震動	OSKH02-AV	OSKH02-SD	AIC003-AV	AIC003-SD
最大変位(m)	0.09	0.14	0.13	0.25
累積塑性変形量 δt (m)	2.51	5.2	6.46	11.65
累積吸収エネルギー量(kNm/台)	221.3	461.2	575	1038.9
疲労検討 マイナー則			0.046	0.102
上昇温度	4.2	8.7	10.9	19.6

建物	H-4			
ダンパー	U2426			
ダンパーの降伏荷重 Qd (kN)	220			
鉛重量(kg)	740			
地震動	OSKH02-SD	OSKH02-AV	AIC003-SD	AIC003-AV
最大変位(m)	0.09	0.18	0.21	0.34
累積塑性変形量 δt (m)	3.06	8.23	6.18	14.99
累積吸収エネルギー量(kNm/台)	672.1	1811.1	1359.6	3296.9
疲労検討 マイナー則			0.057	0.183
上昇温度	7.1	19.2	14.2	34.5

・ オイルダンパー

a) に示した、モデル建物について温度上昇の推定を行った。表 4.3.15 に結果を示す。入力エネルギーの範囲の場合では、外気温度 20℃の時外壁温度は発熱量を考慮しない簡略式で計算しても最大事例で 52℃であった。

表 4.3.15-温度上昇の推定

モデル	J-1		TK-3	
	限界荷重 2000kN		限界荷重 1000kN	
ダンパー種類	吸収エネルギー (kNm/台)	T (℃)	吸収エネルギー (kNm/台)	T (℃)
N-OSKH02-AV	13,590	26.3	309	20.6
N-OSKH02-SD	34,910	52.1	1,137	22.1
T-TN-AIC003-AV	23,340	30.7	1,063	22.0
T-TN-AIC003-SD	49,650	42.9	3,017	25.6

4.3.6 長周期地震動に対する免震建築物の安全性に関する考察

(1) 結果のまとめ

a) 平均的な波（AV 波）の検討結果

- ・一部の建物で許容値（短期許容応力度、免震部材許容変形）をやや超えるものもあるが、その程度は小さく、すべて限界値（保有水平耐力、限界変形）以下となっている。
- ・関東平野の地震動は大阪平野や濃尾平野の地震動に比べ応答は小さく、すべて許容値以下となっている。
- ・第一世代の建物は上部構造の耐力が比較的小さいものが多く、またピットクリアランスも小さいものも多いが、AV 波では上部構造、免震層とも限界値を越えるものはない。
- ・戸建免震は固有周期が短いこともあり、応答値は小さく、告示波や標準波の応答値以下となっている。

b) 平均+標準偏差の波（SD 波）の検討結果

- ・上部構造については許容値（短期許容応力度）を越えるものが多くなり、T-TN-AIC003 では 40%程度が許容値を超えている。また、限界値（保有水平耐力）を越えるものも若干（2 棟程度）でている。
- ・免震層については、許容値（許容変形）を越えるものが数棟あり、OSKH02 や T-TN-AIC003 では 12%程度が許容値を超えている。また、限界値（限界変形、ピットクリアランス）を越えるものも、若干（2 棟程度）でている。
- ・地震動のピークとなる周期（OSKH02 では 2 及び 6 秒付近、T-TN-AIC003 では 2~4 秒）に近い固有周期の建物は応答が非常に大きくなる。第一世代の建物は周期 2 秒程度のものが多く、上部構造の耐力・ピットクリアランスも小さく限界値を越えるものも多い。また、OSKH02 による超高層免震の応答値は大きく、免震層の変形が限界値を越えるものも多い。
- ・関東平野の地震動は大阪平野や濃尾平野の地震動に比べ応答は小さく、許容値を越えるものが若干あるが、すべて限界値以下である。
- ・戸建免震は固有周期が短いこともあり、応答値は小さく、告示波や標準波の応答値をやや超える場合もあるが、限界値以下となっている。

c) 免震部材のばらつきを考慮した検討結果

- ・免震部材のばらつきを考慮した場合、応答値は 10~20%程度増加するため、標準状態では許容値以内でも、ばらつきを考慮すると許容値や限界値を超えるものがいくつか見られた。

d) 免震部材のエネルギー吸収能力の検討結果

- ・鉛プラグ入り積層ゴムでは長周期地震動のように継続時間の長い地震動では吸収するエ

エネルギーが大きくなり、発熱により減衰力が大きく低下する。それにより、応答変位はさらに増大することが予測される。

- ・高減衰積層ゴムは温度上昇が小さく、長周期地震動による品質変動の程度は小さく、大きな問題はないと思われるが、まだ未解明な部分も多く、今後ならなる研究が必要である。
- ・滑り支承ではタイプによっては、発熱により摩擦係数が大きく低下する。それにより、応答変位はやや増大することが予測される。
- ・鋼材ダンパーや鉛ダンパーは今回解析した地震動の範囲では疲労破壊が生じることはないと思われる。しかしながら、鉛ダンパーではエネルギー吸収能力が低下することにより、応答変位はやや増大することが予測される。
- ・オイルダンパーは今回解析した地震動の範囲ではシールが切れる可能性のある温度まで温度上昇が生じることはなかった。

(2) 今後の課題

- ・平均的な波(AV)では従来の地震動とほぼ同程度だと思われるが、免震部材で吸収するエネルギーが大きくなるため、温度上昇による剛性や減衰力の低減を考慮して検討する必要がある。
- ・平均+標準偏差の波(SD)では応答が非常に大きくなる。特に免震度の変位は AV に比べ非常に大きくなり、限界値を超える場合も多い。AV と SD ではエネルギーが約 2 倍にもなっており変位は 2 倍以上になっているものも多い。SD に対しては通常の許容値以下とした設計をすることは非常にきびしく過剰な設計になるとと思われる。しかしながら、SD レベルの地震動が発生する可能性もあるため、そのような最大限の地震動に対し、上部構造や免震部材はどの程度の状態に留めるように設計するかについて議論・検討する必要がある。
- ・長周期地震動は建設地により、卓越する周期が異なる。設計にあたっては、その建設地の特性を反映した地震動で検討する必要がある。建物の固有周期が地震動の卓越周期に近い場合は、そのことを考慮し、十分に余裕を持った設計とする必要がある。
- ・積層ゴムは変形が大きくなると、ハードニングが生じる。解析的にハードニングは考慮されていないので、応答変形は小さくなる可能性があるが、せん断力はもっと大きくなると考えられる。積層ゴムに限らず、大変形を考えるならば、限界状態までの免震部材の特性を把握し、解析モデルにも反映する必要がある。このために、免震部材の終局限界を把握する実機レベルでの実験を行い、終局限界までの特性変動などを解明し、解析モデルに反映できるようにする必要がある。
- ・免震部材の中には、長周期地震動のように継続時間の長い地震動では吸収するエネルギーが大きくなり、降伏耐力や剛性が変動するものが少なくない。変動を考慮した解析モデルがないと正確な応答予測は困難である。数々の実験を行い、品質変動を明らかにし、解析モデルに反映できるようにする必要がある。

- 地震動の作成において乱数の与え方により地震動のレベルが大きく変わる。従って、今回検討した波よりももっと大きなレベルになる可能性もある。検討においては、1波の検討だけでなく多くの波を作成し、検討を行うことにより性能を把握する必要がある。乱数によるばらつきに対し、すべてを許容値以下にすることは非常に過大な設計となると考えられ、多くの地震動の応答値から総合的に建物の安全性を評価するような設計法も必要である。
- 地震動には不確定な部分も多く、想定以上の地震動となる可能性もある。想定外の入力に対し建物をどのように設計するかを検討する必要がある。免震部材の限界変形以上にピットクリアランスをとりピットへの衝突の前に免震部材が終局状態となる方が良いのか、免震部材が終局状態よりも先にピットに衝突させたほうが良いのか、上部構造はどこまで耐力を確保するのか、などを議論する必要がある。また、免震クリアランスはできるだけ大きくした方が良いが、むやみに大きくすることは出来ない。免震ピットに衝突した場合の建物の状態については、まだ十分に研究されていない。早急に、各種の実験・解析を行い、衝突時の挙動を把握する必要がある。

4-4 応答特性のまとめ

東海・東南海・南海地震などの海溝型の巨大地震は約 100 年間隔で発生すると言われている。そのため、超高層建築物などの重要建築物は建物の供用年間の間にこれらの巨大地震に遭遇する確率が高い。前回の地震は終戦の前後に起きた東南海地震と南海地震であるため、超高層建築物が本格的に建設されてからまだ巨大地震の洗礼を受けていないことになる。

一方、地震学の進歩により巨大地震の際の地面の揺れが再現できるようになってきた。とくに長周期の成分は現行シミュレーション手法の適用範囲であり、多くの研究者が巨大地震にともなう長周期地震動の予測波形を作成している。同時に、解析の仮定によって結果は大きくばらつくことも分かっている。

本検討は、巨大地震にともなう長周期地震動によって固有周期の長い超高層建築物や免震建築物に設計で想定する以上の大きな揺れが発生する可能性が指摘されたことに端を発している。これまでも長周期地震動によってエレベーター・ロープの切断や絡まりなどの被害が発生しているが、建築物が構造的被害を受けた事例はないため、極めてばらつきの大きな地震動予測に基づいて対策を講じることの是非については、本検討においても様々な議論があった。

本検討では、「地震動 WG」が作成した長周期地震動の「平均波」に対しては、超高層建築物も免震建築物も応答値は従来のレベル 2 地震動の設計クライテリアに収まる程度の結果が得られた。このことから、「平均波」のレベルの長周期地震動に対しては、建築物の揺れの継続時間の長さやエネルギー入力の高さに留意しながら、現行の設計クライテリアを満足する設計が可能と考えられる。

一方、「平均+標準偏差波」のレベルの長周期地震動に対しては、超高層建築物も免震建築物も従来の設計クライテリアを大きく超える応答になる場合があることが示された。地震動作成手法における回帰式の誤差など予測波形のばらつきは極めて大きく、建物応答の結果からも「平均+標準偏差波」のレベルは設計で考慮するには過大な入力であると考えられる。

しかしながら、万が一起きるかもしれない「平均+標準偏差波」に対しても超高層建築物や免震建築物が大破・倒壊しないことを検証するためには、応答値が設計安全限界を超えた場合の建築物の挙動を追跡できる解析方法や、そのモデル化に必要な構造実験の蓄積が不可欠であるが、本検討結果からも、それらの研究はまだ不十分であることがわかる。

また、本検討において、制震ダンパーの設置により応答値を小さくできるとともに柱・梁などの架構の損傷を大幅に減らすことが可能であることが示された。既存の超高層建築物に対しても制震ダンパーの設置は極めて有効であり、今後、長周期地震動に対する本格的な対策に向けて、必要な補強量を決める方法や施工方法や、建築物の終局性能の把握や対策方法に関わる研究の推進と設計者が参考にできる技術資料の蓄積が望まれる。

