

その2 免震建物の設計例

1 はじめに

その1で述べた浅沼免震構法を開発する際、実建物2物件の実施設計を同時におこなった。ここでは、そのうちの1つである大阪府堺市に現在建設中の7階建建物の設計について、その概要を述べる。

2 建築概要

本建物の概要を表2.1に、配置図、基準階平面図および断面図を図2.1、図2.2および図2.3に示す。

本建物は、下部構造（基礎部分）と上部構造との間に免震装置を取り付けた地上7階、建物高さ21.05mの鉄筋コンクリート造の共同住宅である。各階の平面形状は、X方向6.0m×8スパン、Y方向9.0m×1スパンの長方形であり、立面形状も長方形の建物である。建物の周囲には、ドライエリアを設け、上部構造と下部構造との接触を避けるためクリアランスを設けている。

架構形式は、X方向についてはラーメン構造とし、Y方向については、戸境壁を耐震壁とした耐震壁付ラーメン構造としている。

免震装置は、鉛プラグの塑性変形によりエ

ネルギーを吸収するダンパー内蔵型の積層ゴム(LRB)を採用している。

3 地盤概要

建設地は、大阪盆地南縁の泉北丘陵の北端部付近に位置する。その地層は、地表面より沖積粘性土が層厚60cmで分布し、その下に段丘堆積層、大阪群層の順で分布している。段丘堆積層は、部分的に粘性土が挟在している。大阪群層は、砂質土、粘性土および礫質土の互層状になっており、粘性土が混入することを除けばN値が60以上と全体によく締まった地盤である。粘性土は、N値が20以上と非常に硬質である。地盤種別

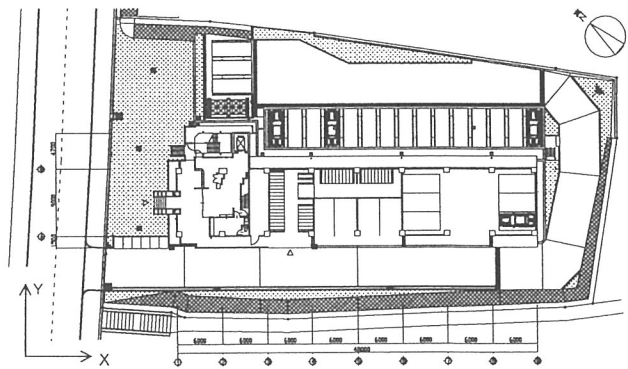


図2.1 配置図

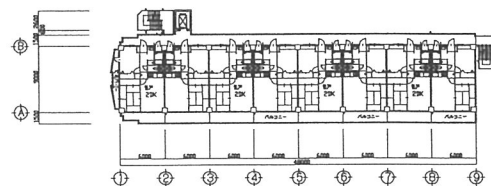


図2.2 基準階平面図

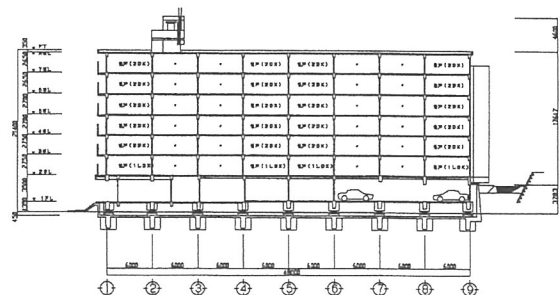


図2.3 断面図

表2.1 建物概要

建設地	大阪府堺市宮山台
建物用途	共同住宅
敷地面積	2045.97㎡
建築面積	606.60㎡
延床面積	3293.74㎡
階数	地上7階、塔屋1階
軒高	21.05m
最高高さ	26.00m
構造種別	鉄筋コンクリート造
構造形式	桁行方向：ラーメン構造 梁間方向：耐震壁付ラーメン構造
基礎	場所打ちコンクリート杭基礎 (アースドリル工法)
免震装置	鉛プラグ入り積層ゴム (LRB19基、RB1基、計20基)

表3.1 地盤概要

土質 及び N値	現状地盤面 からの深さ	地層	N値
	0.00m～0.60m	表土層	—
	0.60m～1.00m	粘土	11
	1.00m～7.35m	シルト質砂	16～31
	7.35m～10.15m	礫混り砂	31～21
	10.15m～12.15m	シルト質砂	21～57
	12.15m～14.10m	砂	51～60
	14.10m～	礫混り砂	58～60

は、PS検層結果および常時微動測定結果から第2種地盤である。本地盤は、建築基礎構造設計指針により検討した結果、液状化はしないと判断した。杭の支持地盤は、現GL-12.0m以深の大阪層群砂質土である。

4 構造設計概要

4.1 設計方針

本建物の構造設計は、地域特性、地盤特性などから入力地震動を設定し、その入力地震動に対して、エネルギースペクトル論^[1]に基づく簡単な応答予測をおこない、免震層の基本的な特性目標値および上部構造の1階の層せん断力係数を決定する。

耐震性能目標は、レベル2の地震動に対する上部構造の応答性状および免震装置の応答性状の組み合わせによって表4.1に示すA、BおよびCの3種類に分類しており、本建物では、レベル2の地震動に対する性能目標をAとした。耐震性能目標Aを表4.2に示す。

表4.1 レベル2の地震動に対する分類

上部構造	免震装置	
	水平変形が安定変形 ^(a) 以内	水平変形が安定変形 ^(a) を超えるものの性能保証変形 ^(b) 以内
部材応力度が許容応力度以内	A	B
一部の部材が曲げ降伏しても層全体としては降伏に至らない	C	—

表4.2 耐震性能目標A

地震動レベル	上部構造	免震装置	下部構造
レベル2	部材の応力度は許容応力度以内 層間変形角は1/200以下 応答層せん断力は設計用層せん断力以下	水平変形が安定変形 ^(a) 以内 ^(b) 引き抜き力が生じないこと	部材の応力度は許容応力度以内

(注)

・終局限界変形

積層ゴム支承については、水平方向に対して破断もしくは座屈により軸力を保持できなくなる変形、ダンパーについては、可動不能もしくは部材の破断或いは抵抗板と粘性体の接触面に異常が生じる変形のうちの最初に起こる変形。

・安定変形

終局限界変形に対して、十分余裕をもって設定される変形で、免震装置の支持性能、復元性能および減衰性能などの要求性能を安定して発揮する変形。(終局限界変形に対して2以上の安全率を有する。ただし、ダンパーについては安定的な変形性能を有する変形とする)

・性能保証変形

終局限界変形に対して、余裕度を考慮して設定される安定変形以上の変形で、免震装置の支持性能、復元性能および減衰性能などの要求性能を失わない変形。(終局限界変形に対して4/3以上の安全率を有する。ダンパーについては安定的な変形性能を有する変形とする)

4.2 入力地震動の設定

設計に使用するための入力地震動（以後、設計用入力地震動という）および建物の耐震安全余裕度を検討するために用いる入力地震動（以後、耐震安全余裕度検討用入力地震動という）の設定をおこなう。

(1) 入力地震動の種類

設計用入力地震動の種類は、標準的な地震動としてEL CENTRO 1940 NS、TAFT 1952 EW、長周期成分を含む地震動としてHACHINOHE 1968 EW、建設地の地域特性および地盤特性を考慮して作成した模擬地震動（以後、模擬地震動1という）の4波とする。

耐震安全余裕度検討用入力地震動の種類は、設計時に建物の応答値が大きい設計用入力地震動を2波、日本建築センター指針^[2]に準じて作成した模擬地震動（以後、模擬地震動2という）、さらに兵庫県南部地震(1995.1.17)の合計4波とした。

(2) 入力地震動の強さ

設計用入力地震動では、EL CENTRO 1940 NS、TAFT 1952 EWおよびHACHINOHE 1968 EWの最大速度値を50cm/secとし、模擬地震動1の強さは、地域特性などを考慮して速度応答スペクトルポイントによって設定することとした。

耐震安全余裕度検討用入力地震動では、設計用入力地震動の2波は、その設計時の速度値(50cm/sec)を建物の終局状態まで増幅することとし、模擬地震動2は、模擬地震動1の速度応答スペクトルを上回るように速度応答スペクトルポイントを設定し、兵庫県南部地震動は、神戸海洋気象台において観測された原波とした。

(3) 模擬地震動1の作成

(a) 作成方針

模擬地震動1の作成手順は、まず建設地付近で過去に発生した地震の活動度等を調査をおこない、これによって当建設地に影響をおよぼすような対象地震およびそれらの対象地震によって生じる当建設地の最大加速度値などの推定をおこなう。次に、それらの対象地震および建設地の地盤特性などを考慮して、当建設地の地震時の速度応答スペクトルを設定し、それに適合するように模擬地震動の時刻歴波形を作成をおこなう。

(b) 建設地付近の地震活動度

建設地付近における地震活動度の検討をおこなう。

① 過去の地震の加速度値

当建設地付近(半径約100km程度)で過去(西暦679~1995年:1317年間)に発生した地震について調査をおこ

ない、それらの地震が発生した場合の当建設地の最大加速度値を式(4.1)を用いて計算をおこなった。その最大加速度値が比較的大きい地震を表4.3に示す。この結果、建設地における過去の地震による最大加速度値は、 455.8cm/sec^2 であることが推定される。

(建設省土木研究所提案式：第2種地盤)

$$A_{\max} = (232.5 \times 10^{0.313M}) \times (\Delta + 30)^{-1.218} \dots (4.1)$$

$A_{\max}$: 最大加速度振幅 (cm/sec^2)

M : 地震のマグニチュード

Δ : 震央距離 (km)

表4.3主な歴史地震

(気象庁の“地震月報”，宇佐美の“新編 日本被震総覧”による)

震源地域	M	緯度 (度)	経度 (度)	深さ (km)	震央 距離 (km)	震源 距離 (km)	算定 加速度 (Gal)
近江・山城・大和	7.4	35.0	135.8	30	62	69	196.4
摂津・河内	6.8	34.6	135.6	18	14	23	311.3
京都・および近内	7.5	34.6	135.6	33	19	38	455.8
東海(安政東海)	8.4	34.0	137.8	68	219	229	119.7
東海(安政南海)	8.4	33.0	135.0	68	173	186	153.2
紀伊半東南東部	7.0	34.1	136.1	22	71	74	131.5
河内大和	6.4	34.6	135.7	0	22	22	192.4
東海沖(東南海)	7.9	33.8	136.6	30	129	132	144.0
南海道沖(南海)	8.0	33.0	135.6	20	163	165	121.7
奈良県中部(吉野)	6.8	34.5	135.8	60	26	65	232.9
兵庫県南部	7.2	34.6	135.0	20	48	52	207.7

②加速度値の期待値分析

当建設地付近の過去の地震データを基に、当建設地における加速度値の期待値分析をおこなった結果、加速度値の100年期待値は 180cm/sec^2 程度であった。

③活断層分布

建設地付近の活断層分布から、将来地震が発生すると考えられる活断層は、六甲山地から淡路島北部を通る断層および和歌山県境界付近を通る断層の2ヶ所と推定できる。これらの活断層において過去に発生した地震の断層モデル^[3]の諸元を表4.4に示す。将来、この断層においてマグニチュードが8.0程度の地震が発生した場合、当建設地における最大加速度値は、距離減衰式を用いて算定すると約 500cm/sec^2 となる。

(c)模擬地震動1の時刻歴波形

表4.4に示した断層に対して、翠川・小林の手法^[4]を用いて当建設地での速度応答スペクトルを算定し、それを包絡するように表4.5に示す速度応答スペクトルポイントを設定した。その速度応答スペクトルポイントに適合するように作成した模擬地震動の加速度時刻歴波形を図4.1に示す。この模擬地震動1の最大加速度値は 585.5cm/sec^2 であり、地震活動度等から推定した当建設地における最大加速度値(500.0cm/sec^2)よりも大きいことから、設計用入力地震動とした。

表4.4 断層モデルの諸元

断層モデル	長さ (km)	幅 (km)	震源距離 (km)	M	立ち上り 時間 (km)	破壊伝播 速度 (km/sec)
断層1	42	18	75	7.2	1.7	3.0
断層2	120	80	30	8.0	2.0	3.0

表4.5 設計目標速度応答スペクトルポイント

周期(秒)	0.02	0.2	1.4	3.0	6.0	10.0
応答速度値 (cm/sec)	1.5	45.0	120.0	120.0	100.0	100.0

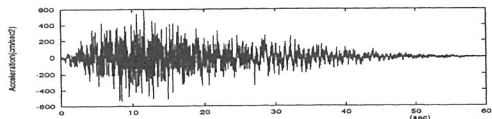


図4.1 模擬地震動1の加速度時刻歴波形

(4)設計用入力地震動

設計に用いる入力地震動の種類、それらの最大加速度値および速度値を表4.6に示す。また、それぞれの速度応答スペクトルを図4.2に示す。

表4.6 設計用入力地震動

地震名	加速度 (cm/sec^2)	速度 (cm/sec)
EL CENTRO 1940 NS	510.8	50.0
TAFT 1952 EW	496.9	
HACHINOHE 1968 EW	255.4	
模擬地震動1	585.5	53.7

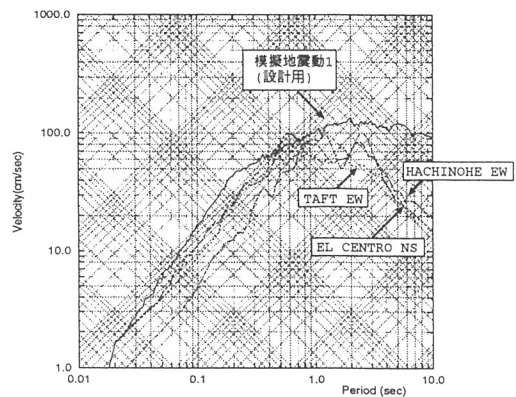


図4.2 設計用入力地震動の速度応答スペクトル

(6)耐震安全余裕度検討用入力地震動

耐震安全余裕度検討用入力地震動の種類、それらの最大加速度値および最大速度値を表4.7に示す。模擬地震動2および兵庫県南部地震の時刻歴波形を図4.3(a)、(b)に示す。

表4.7 耐震安全性余裕度検討用入力地震動

地震名	加速度 (cm/sec^2)	速度 (cm/sec)
設計用入力地震動(2波)	—	50.0以上
模擬地震動2	854.6	69.2
兵庫県南部地震	818.5	90.5

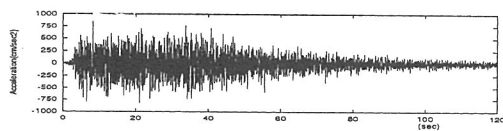


図4.3(a) 模擬地震動2の加速度時刻歴波形

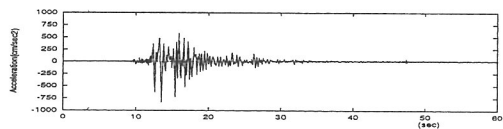


図4.3(b) 兵庫県南部地震の加速度時刻歴波形

4.3 応答予測

応答予測は「エネルギースペクトルによる性能設計—粘性&履歴ダンパーを有する系の応答特性—」^[1]に基づいておこなう。

(1)設計用スペクトル

応答予測に用いる設計用スペクトルは、「4.2入力地震動」で設定した設計用入力地震動の減衰40%の擬似速度応答スペクトル(pSv_{40})を包絡した台形スペクトル(S_{AVD})とする(図4.4)。

(2)建物総重量および設計目標値

床面積当たりの荷重および各階の床面積より算定した結果、当建物の総重量は約5000tfとなる。応答目標値は、設計用入力地震動に対して、上部構造物の最大応答加速度($\bar{A}_{max}$)を200cm/sec²程度、免震層の最大応答変位($\bar{D}_{max}$)を30cm程度以下、振動中のみかけの周期(T')を2.0、2.5および3.0secとする。

(2)設計性能基準値の設定

設計用目標値の見かけの周期(T')に対して設計用台形スペクトル(図4.4)から、当該周期における加速度(A_{40})、速度(pSv_{40})、変位(D_{40})の値を読みとる。それらの値を表4.8に示す。

次に、免震層は履歴減衰を有するものとし、バイリニア係数 $P=0.1$ 、 $P=0.2$ の場合について検討をおこなう。 $P=0.1$ とした場合の応答変位倍率 $\bar{D}_{max}/\bar{D}_{40}$ と $\bar{V}_y/pSv_{40}$ の関係を図4.5に、応答加速度倍率 $\bar{A}_{max}/A_{40}$ と $\bar{V}_y/pSv_{40}$ の関係を図4.6に示す。これらの図より、 $\bar{V}_y/pSv_{40}$ 、減衰定数 $h(h=0$ とする)、塑性率 μ の値が等しくなる $\bar{A}_{max}/A_{40}$ 、 $\bar{D}_{max}/D_{40}$ の値を求める。その結果、減衰定数 $h=0$ 、 $\mu=20$ 程度、 $T'=2.0$ sec程度が要求される目標値を満足させる値であると考えられる。さらに、 $\bar{A}_{max}/A_{40}=1.5$ 、 $\bar{D}_{max}/D_{40}=2.0$ 、 $\bar{V}_y/pSv_{40}=0.22$ を読みとり、見かけの周期(T')は2.12secとなる。

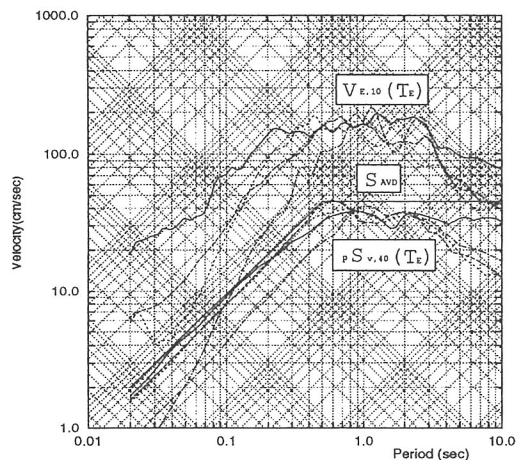


図4.4 設計用スペクトル

表4.8 設計用スペクトル値および設計基準値

周期 T' (sec)	A_{40}	pSv_{40}	D_{40}	$\frac{\bar{A}_{max}}{A_{40}}$	$\frac{\bar{D}_{max}}{D_{40}}$
2.0	141	45	14.3	1.42	2.09
2.5	113	45	17.9	1.77	1.68
3.0	94	45	21.5	2.13	1.40

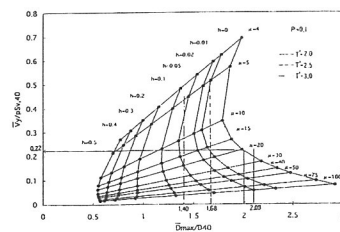


図4.5 応答変位倍率

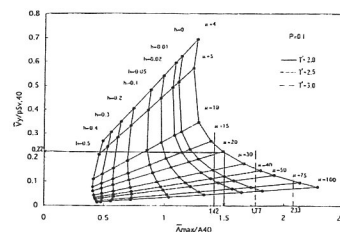


図4.6 応答加速度倍率

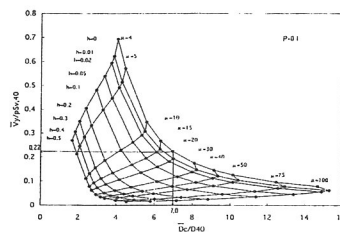


図4.7 応答累積塑性倍率

これらの値を基準値として以下の検討をおこなう。

○擬似降伏速度 $\bar{V}_y$

$$\bar{V}_y/pSv_{40}=0.22 \quad \bar{V}_y=0.22 \times 45=9.9\text{cm/sec}$$

○見かけの固有周期 T' の伸びの割合 T'/T_E

$$T'/T_E=2.278$$

○弾性時の固有振動数 ω_0

$$T'=2.12\text{secより}$$

$$\omega'=2.96 \quad \omega_0=2.278 \times 2.96=6.74$$

○弾性限変形 δ_e

$$\bar{V}_y=\omega_0 \cdot \delta_e$$

$$\delta_e=\bar{V}_y/\omega_0=9.9/6.74=1.46\text{cm}$$

となる。

対象とする建物の総重量は5000tfであることから、免震装置の初期のパネ定数は、 $K=\omega_0^2 \cdot m$ より227.1tf/cm、積層ゴムのパネ定数はバイリニア係数を $P=0.1$ としていることから22.7tf/cm、弾塑性ダンパーの初期剛性は227.1-22.7=204.4tf/cm(降伏耐力:204.4×1.46=298.4tf)と設定できる。

累積塑性変形量は、総エネルギーの速度換算スペクトル $\bar{V}_{E,10}$ と pSv_{40} の比率 γ_{40} ($\bar{V}_{E,10}=179\text{cm/sec}$ 、 $pSv_{40}=45.0\text{cm/sec}$ 、 $\gamma_{40}=\bar{V}_{E,10}/pSv_{40}=3.98$)を導入した $\bar{V}_y/pSv_{40}$ と応答累積塑性変形倍率 $\bar{D}_c/D_{40}$ の図4.7より、 $\bar{V}_y/pSv_{40}=0.22$ 、 $h=0.0$ 、 $\mu=20$ とすると

$$\bar{D}_c/D_{40}=7.0 \quad \bar{D}_c=14.3 \times 7.0=100.1\text{cm}$$

となる。

○累積塑性率 μ_c

$$D_c=(\mu_c-1)\delta_e \text{より}$$

$$\mu_c=69.6 \text{ となる。}$$

バイリニア係数 $P=0.2$ の場合も同様に検討し、その結果を以下に示す。

○擬似降伏速度 $\bar{V}_y$

$$\bar{V}_y/pSv_{40}=0.525 \quad \bar{V}_y=0.525 \times 45=23.63\text{cm/sec}$$

○見かけの固有周期 T' の伸びの割合 T'/T_E

$$T'/T_E=1.44$$

○弾性時の固有振動数 ω_0

$$T'=2.02\text{secより} \quad \omega'=3.11 \quad \omega_0=4.48$$

○弾性限変形 δ_e

$$\bar{V}_y=\omega_0 \cdot \delta_e$$

$$\delta_e=\bar{V}_y/\omega_0=5.27\text{cm}$$

○積層ゴムのパネ定数

$$20.1\text{tf/cm}$$

○弾塑性ダンパーの初期剛性

$$80.3\text{tf/cm(降伏耐力:}80.3 \times 5.27=423.2\text{tf)}$$

○累積塑性変形量 D_c

$$D_c=14.3 \times 6.6=94.4\text{cm となる。}$$

○累積塑性率 μ_c

$$\mu_c=18.9$$

となる。

4.4 許容応力度設計

レベル2の地震動に対する応答予測の結果を参考として1階の層せん断力係数を0.18とし、各層の層せん断力係数を A_i 分布により定めている。この設計用層せん断力に対して許容応力度設計をおこなっている。

設計用層せん断力による層間変形角の最大値は、X方向の3階で1/878、Y方向5階で1/5062であった。

また、剛性率は、各階とも0.6以上、偏心率は0.15以下であった。基礎の設計は、設計震度 $k=0.2$ とし、設計用層せん断力に対して許容応力度設計をおこなっている。

4.5 免震装置の設計

(1)設計方針

応答予測に基づき設定した免震装置の特性目標値に対して免震装置の形状、大きさおよび個数を設定し、免震装置の特性値が目標値を満足することを確認する。

免震装置の降伏せん断力は、建物に強風が作用しても免震装置に大きな変形が生じないように風荷重を上回るように定める。また、免震層にできるだけ偏心が生じないように免震装置を配置する。

(2)免震装置の設計条件および特性目標値

免震装置は鉛プラグ入り積層ゴム(バイリニア係数 $P=0.1538$)を使用することから、特性目標値は、応答予測に基づきバイリニア係数 $P=0.1 \sim P=0.2$ の場合の平均値とし、積層ゴムのパネ定数 $K_r=22.0\text{tf/cm}$ 、降伏耐力 $Q_y=360\text{tf}$ 程度とする。表4.9に免震装置の設計条件および特性目標値を示す。

表4.9 免震装置の設計条件および特性目標値

水平方向固有周期		約2.0秒以上 (積層ゴムのせん断ひずみ率 $\gamma=100\%$ 時)
鉛直方向固有振動数		13.0Hz以上とする。
免震装置	面圧	長期面圧100kg/cm ² 以下 短期面圧200kg/cm ² 以下
	降伏耐力	360.0tf程度
	水平剛性	$K_r=20.1 \sim 22.7\text{tf/cm}$ 程度

(3)免震装置の形状、大きさの設定

本建物に使用する免震装置の諸元を表4.10に示す。

表4.10 使用する免震装置の諸元

	LRB750	LRB700	LRB650	RB650
個 数	2	13	4	1
ゴム直径(mm)	750.0	700.0	650.0	650.0
鉛プラグ径(mm)	150.0	150.0	150.0	—
ゴム層厚(mm)	180.0	180.0	180.0	180.0
一次形状係数	31.25	29.17	27.08	25.0
二次形状係数	4.17	3.89	3.61	3.61
Kd_{so} (kgf/cm)	1511.8	1337.9	1175.1	1007.9
Qd_{so} (tf)	15.0	15.0	15.0	—

(4) 免震装置の配置設定および面圧の検討

図4.8に免震装置の配置および長期面圧の値を示す。免震装置の長期面圧は、いずれも許容面圧(100kgf/cm²)以下であった。

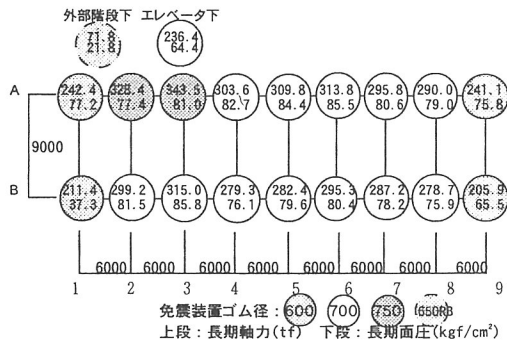


図4.8 面震装置の配置および長期面圧

(5) 免震装置の特性

免震装置の特性はせん断歪み50%の場合を基準として算出した。その結果を表4.11に示す。

表4.11 免震装置の特性値

免震装置の剛性 () 内は設計目標値)	
水平剛性 ΣKd_{so}	25.1tf/cm (22.0tf/cm)
鉛の降伏耐力 ΣQ_y	337.3tf (360.0tf)
降伏せん断力係数 C_y	0.066
周期特性	
水平方向固有周期 T_h 100%せん断歪時	2.26sec
鉛直方向固有振動数 F_v	14.7Hz

(6) 座屈の検討

免震装置の座屈の検討をおこなう。表4.12に免震装置の最大軸力と座屈荷重を示す。これより、各免震装置には座屈ないと考えられる。

表4.12 免震装置の最大軸力と座屈荷重

	最大軸力 N_s (tf)	座屈荷重 N_w (tf)	安全率 N_w/N_s
LRB750	541.3	3514.14	6.4
LRB700	480.1	2667.05	5.6
LRB650	345.7	1982.86	5.7

(7) 偏心率の検討

等価剛性 (Keq_{100}) 時による免震層の偏心率を検討した結果を表4.13に示す。これより、免震層の偏心率は小さいことがわかる。

表4.13 偏心率の検討

建物重心位置	$S_y = 4.82m$	$S_x = 22.42m$
建物剛心位置	$G_y = 4.84m$	$G_x = 22.30m$
偏 心 距 離	$E_y = 0.023m$	$E_x = 0.126m$
ね じ れ 剛 性	$Kc = 10253 \text{ tf} \cdot \text{mf/cm}$	
弾 力 半 径	$Re = 16.03m$	
偏 心 率	$R_{ex} = 0.00147$	$R_{ex} = 0.00786$

(8) 復元力特性の設定

LRBの復元力特性は、鉛プラグ及び積層ゴムのせん断特性を組み合わせた特性であることから、変位依存性のBi-Linearループを示す。そのBi-Linearループは、積層ゴムのせん断歪み率 $\gamma = 0.5$ を基準として、歪みレベルに応じて修正係数 Ckd 、 Cqd を用いて補正する。

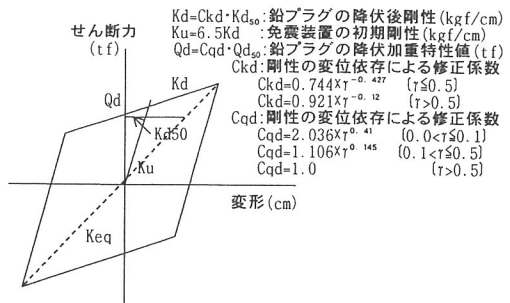


図4.15 免震装置の復元力特性

(9) 免震装置の剛性変動の範囲

本建物の免震装置は、オイレス社製の鉛プラグ入り積層ゴムを使用する。免震装置の水平剛性は、製品誤差、経年変化、環境温度などにより変動する。その剛性変動幅を表4.14に示す。これらより、免震装置の剛性変動幅は、上限剛性で約35%、下限剛性で16%となる。

表4.14 剛性変動

	上限剛性	下限剛性
製品間のばらつき	+10.0%	-10.0%
経年変化	+13.2%	-0.0%
使用環境温度	+12.0%	-6.0% *
剛性変動の合計	+35.2%	-16.0%

* 大阪における日最低(最高)気温の月平均値
(理科年表 1961~1990年までの平均値)

4.6 静的弾塑性解析

荷重増分法による静的弾塑性解析をおこない、各層の保有水平耐力およびスケルトンカーブを設定する。

(1) 解析条件

(a) 解析プログラム

解析プログラムは、(株)構造計画研究所が開発した「建築物の2次元フレーム弾塑性解析プログラムRESP-F」を使用した。

(b) 解析仮定

① 解析フレームは、各階床位置で同一水平変位とした平面フレームとし、1階柱脚下の免震装置位置をピン支持とする。

② 外力分布は設計用地震力と同じ分布とする。また、柱、梁には初期応力として長期応力を考慮する。

③ メカニズムは、ある層で層間変形角が1/75程度になった時、または支点到浮き上りを生じた時とする。

④ 各部材に考慮した変形要素を表4.15に示す。

(c) 解析モデル

梁部材の両端に取り付く剛塑性回転パネにより、ひび割れと降伏時剛性低下率を考慮した、トリリニアのスケルトンカーブにモデル化する。せん断変形は弾性とする。

(2) 保有水平耐力の算定結果

静的弾塑性増分解析による保有水平耐力の算定結果を表4.16(a)、表4.16(b)に示す。保有水平耐力はメカニズム時の層せん断力とした。メカニズムは、X方向は1階で層間変形角が1/75となる時点、Y方向はA-9通りの支点到浮き上がりが生じた時点である。保有水平耐力の設計用地震力に対する比は、X方向1.56、Y方向1.30である。

(3) 上部構造のスケルトンカーブのモデル化

スケルトンカーブは、以下のA～Cに示す方法により3折線にモデル化した。

① 第1勾配線は弾性剛性 K_e を表す直線とする。

② 第3勾配線は層間変形角が1/100の部分に接する直線とする。

③ 第2勾配線は図4.10に示すA1とA3の面積の和がA2の面積と等しくなり(歪エネルギーが等価)、かつA2の面積が最小となる直線とする。

等価せん断剛性の算定には以下の式を用いた。

$$GA_{ei} = Q_i \cdot h_i / \delta_i$$

GA_{ei} : i層の等価せん断剛性

Q_i : i層の層せん断力

δ_i : i層の層間せん断変形

表4.15 部材の変形要素 (○: 考慮する)

	曲げ変形	せん断変形	軸方向変形
柱	○	○	○
梁	○	○	—
耐震壁	○	○	○
柱接合部	—	○	—

表4.16(a) 保有水平耐力算定結果 (X方向)

階	設計用地震力		保有水平耐力		層間変形角
	C_i	Q_i	C_{ui}	Q_{ui}	
7	0.363	188.2	0.547	283.6	1/330
6	0.294	322.8	0.443	486.4	1/219
5	0.259	438.4	0.390	660.5	1/162
4	0.234	537.6	0.353	810.1	1/130
3	0.215	623.8	0.323	939.9	1/104
2	0.197	695.7	0.297	1048.3	1/85
1	0.180	759.4	0.271	1144.2	1/76

表4.16(b) 保有水平耐力算定結果 (Y方向)

階	設計用地震力		保有水平耐力		層間変形角
	C_i	Q_i	C_{ui}	Q_{ui}	
7	0.363	188.2	0.472	244.7	1/4035
6	0.294	322.8	0.382	419.6	1/3846
5	0.259	438.4	0.337	569.9	1/3800
4	0.234	537.6	0.305	699.0	1/3924
3	0.215	623.8	0.279	810.9	1/4246
2	0.197	695.7	0.257	904.5	1/4959
1	0.180	759.4	0.234	987.2	1/5868

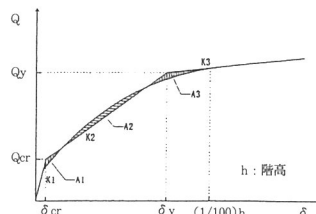


図4.10 スケルトンカーブのモデル化

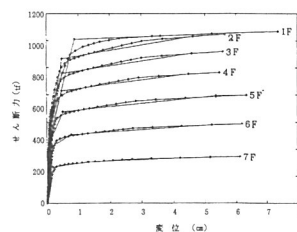
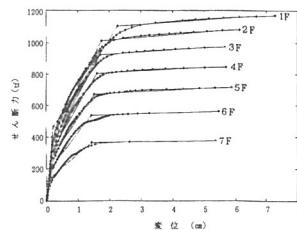


図4.11 上部構造の各層スケルトンカーブ

4.7 地震応答解析

(1) 解析方針

解析は、免震装置が標準剛性の場合、および経年変化、環境温度、製品のバラツキ等によって免震装置の性状が異なることを考慮して免震装置の剛性を+35%、-20%（上限剛性および下限剛性とよぶ）とした場合についておこなう。

(2) 解析モデル

解析モデル、解析仮定および解析手法を以下に示す。

① 応答解析に用いるプログラムは、(株)構造計画研究所が開発した「擬似立体動的弾塑性解析プログラム R ESP-M3」とした。

② 振動モデルは図4.12に示すような、各階質量を床位置に集中させた擬似立体多質点系せん断型スウェイ・ロッキングモデルとする。

③ 各免震装置下部は固定とする。

④ 2階から上の各層の自由度は、重心に関する水平2方向変形と鉛直軸まわりの回転変形の合計3自由度とする。基礎（1階床）は水平2方向変形と3軸まわりの回転変形の合計5自由度とする。

⑤ 上部構造のスケルトンカーブは、静的荷重増分解析より得られる層せん断力－層間変形の関係を3折れ線にモデル化し、等価せん断バネとする。復元力特性は、Degrading Tri-Linearモデル(TAKEDAモデル)とする。

⑥ 免震層のバネは、図4.13に示すような水平方向をお互いに独立な4本の弾塑性バネ、鉛直方向を1本の弾性バネとしてモデル化する。弾塑性バネの復元力特性は歪み依存修正Bi-linearとする。

⑦ 上部構造の減衰は剛性比例型とし、1次振動数に対して3%とする。免震装置の内部粘性減衰は0%とする

(4) 固有値解析結果

表4.17に標準剛性の場合の固有周期を、また図4.14に標準剛性の場合の固有振動モード図を示す。

表4.17 標準剛性の場合の固有周期(秒)

	方向	微少振幅(5%)	レベル1(40%)	レベル2(130%)
標準剛性	長辺	1.01	1.81	2.44
	短辺	0.92	1.76	2.41

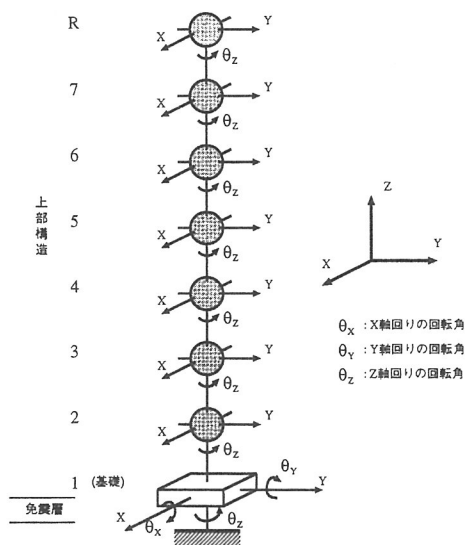


図4.12 水平方向の解析モデル

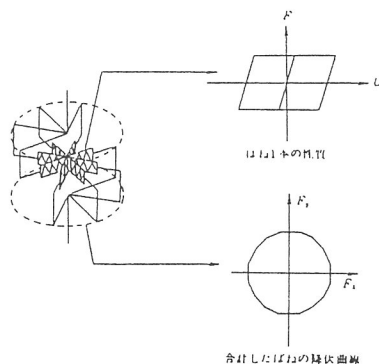


図4.13 免震層のバネのモデル化

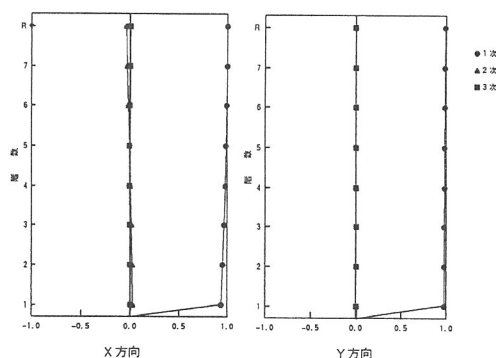


図4.14 固有振動モード
(標準剛性、レベル2)

(5)地震応答解析結果

(a)レベル1入力時の地震応答解析結果を以下に示す。

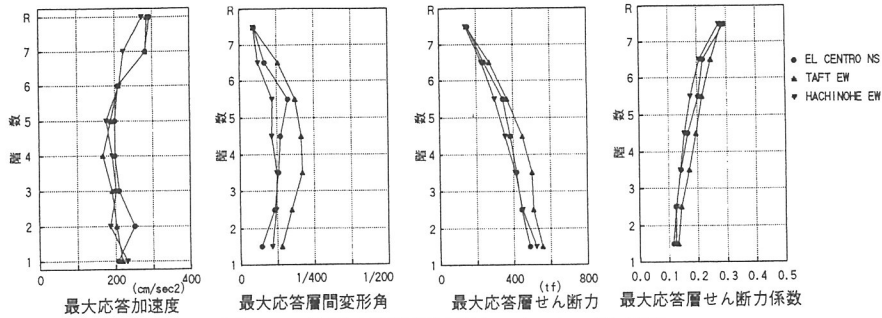


図4.15 地震応答解析結果(レベル1、X方向)

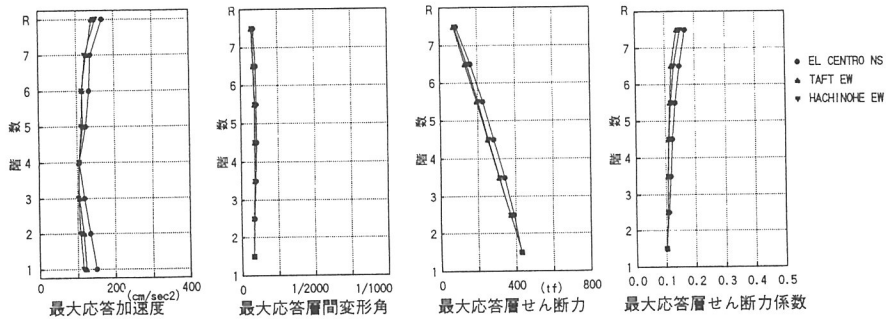


図4.16 地震応答解析結果(レベル1、Y方向)

(b) レベル2入力時の地震応答解析結果を以下に示す。

・標準剛性の場合

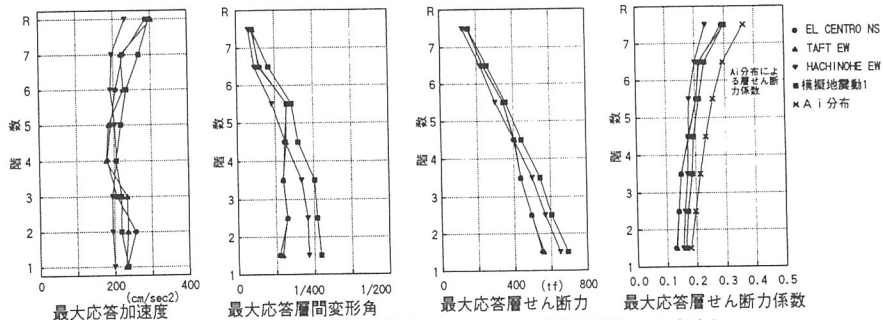


図4.17 地震応答解析結果(レベル2、標準剛性、X方向)

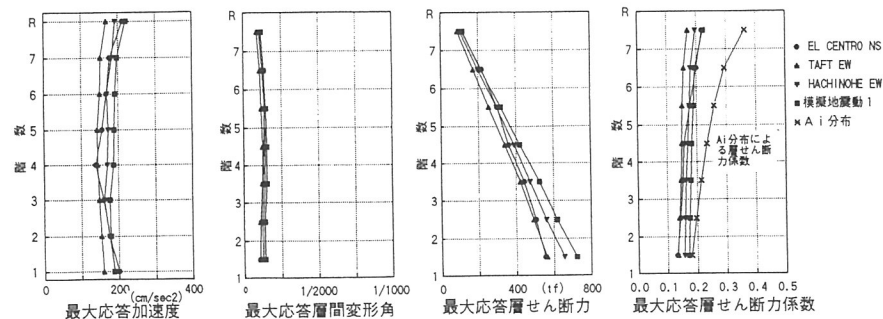


図4.18 地震応答解析結果(レベル2、標準剛性、Y方向)

・上限剛性(+35%)の場合

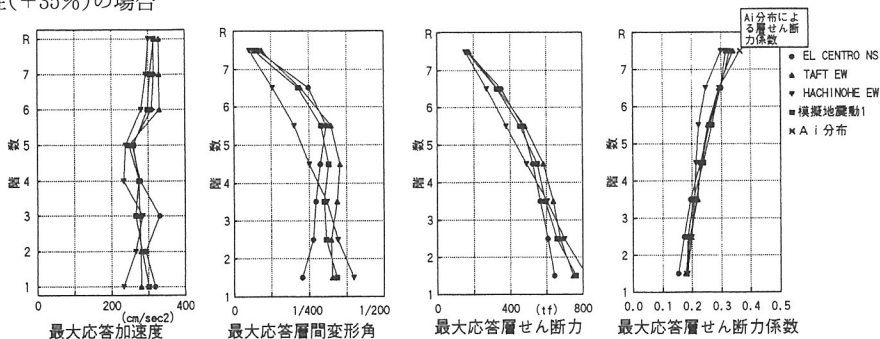


図4.19 地震応答解析結果(レベル2、上限剛性、X方向)

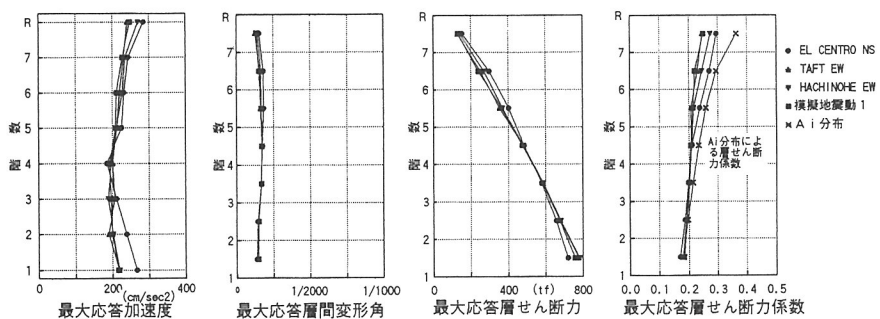


図4.20 地震応答解析結果(レベル2、上限剛性、Y方向)

・下限剛性(-20%)の場合

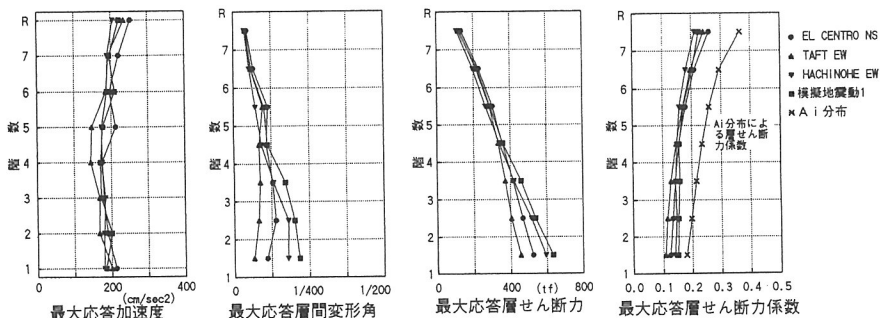


図4.21 地震応答解析結果(レベル2、下限剛性、X方向)

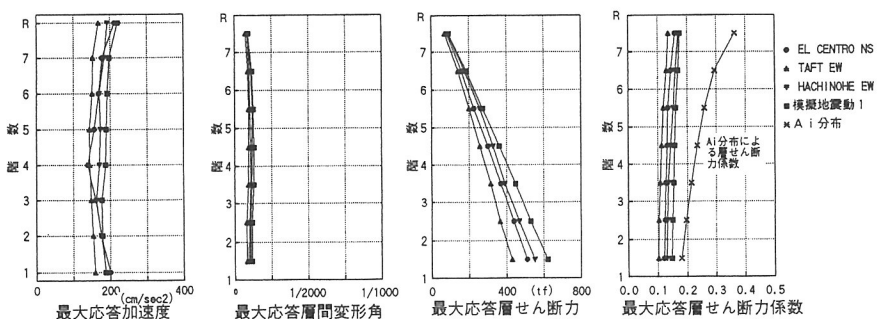


図4.22 地震応答解析結果(レベル2、下限剛性、Y方向)

4.8 耐震性能目標の確認

地震応答解析の結果から、耐震性能目標を満足することを確認した。

(1) 上部構造の耐震安全性

レベル1に対する応答では、最大応答層せん断力係数は、設計用層せん断力係数以下であり、上部構造は許容応力度以内であること、および最大層間変形角は1/200以下であることを確認した。

レベル2に対する応答では、上限剛性時の最大応答層せん断力係数が設計用層せん断力係数を若干上回るが部材応力度が許容応力度以内であることを確認した。

最大層間変形角はHACHINOHE EWのX方向入力時に1階で1/250であり1/200以下であることを確認した。

(2) 免震装置の耐震安全性

(a) 最大水平変位

レベル2に対する免震層の最大水平変位応答は、下限剛性の場合に、X方向では27.82cm($\gamma=1.54$)、Y方向では26.9cm($\gamma=1.49$)であり、いずれも水平方向の変形は安定変形以内であることを確認した。

(b) 免震装置の面圧および引き抜きについて

レベル2に対する応答結果から、代表的な軸力による結果を表4.18に示す。以上より、最大面圧は短期許容面圧200kgf/cm²以下であり、また、免震装置に引抜き力は生じていないことを確認した。

表4.18 免震装置の面圧および引き抜き力

標準剛性の場合		位置	入力地震動
最大軸力	518.2 tf	3-B通り	模擬地震動1
最小軸力	113.4 tf	1-A通り	模擬地震動1
最大面圧	133.4 kgf/cm ²	3-A通り	模擬地震動1
上限剛性(+35%)の場合			
最大軸力	526.3 tf	3-B通り	HACHINOHE EW
最小軸力	97.5 tf	9-A通り	模擬地震動1
最大面圧	135.6 kgf/cm ²	3-A通り	HACHINOHE EW
下限剛性(-20%)の場合			
最大軸力	487.7 tf	3-B通り	模擬地震動1
最小軸力	122.2 tf	9-A通り	模擬地震動1
最大面圧	125.1 kgf/cm ²	3-A通り	模擬地震動1

(3) 下部構造（基礎構造）の耐震安全性

レベル2に対する免震層の最大応答層せん断力は、X方向938.9tf、Y方向909.8tfである。X方向の最大応答層せん断力が基礎設計時に用いた免震層上部の層せん断力 918.63tfを上回るが、基礎構造は許容応力度以内であることを確認した。

以上の結果より本建築物は、レベル2の地震動に対して上部構造、免震装置、下部構造は耐震性能目標を満足しているといえる。

4.9耐震安全余裕度の確認

レベル2の入力地震動の強さを上回る地震動に対して地震応答解析をおこない、下記の①～③に示す項目を最も早く確認した時の地震動の強さを安全余裕度とする。入力地震動はHACHINOHE EW、模擬地震動1、模擬地震動2および兵庫県南部地震の4波とした。
①上部構造または基礎構造が保有水平耐力に達する時
②免震装置に生じる変形が性能保証変形を超える時、または上部構造と下部構造との間に設けられたクリアランスより大きい時

③免震装置に引き抜き力が生じた時

(1) 上部構造の安全余裕度

上部構造の最大応答層せん断力は、X方向加振時に模擬地震動1およびHACHINOHE EWにおいて、最大値を示し、それらが保有水平耐力以下であることを、またその時に免震層に引き抜きが生じていないことを確認した。Y方向加振時は模擬地震動1において1階で1059.9tf、2階で911.73tf、HACHINOHE EWにおいて1階で1104.6tf、2階で954.8tfとなり、これらの値は建物の保有水平耐力(1階は987.2tf、2階は904.5tf)を上回るが、この時の転倒モーメントが保有水平耐力時より小さく引抜きが生じていないことから保有水平耐力以下であることを確認した。

(2) 免震層の安全余裕度

免震層に生じる最大応答水平変位は、X方向加振時にHACHINOHE EWで44.75cm、Y方向加振時にHACHINOHE EWで46.82cmを示しており、これらが性能保証変形47.0cm以下であること、また、免震装置の最大面圧は154.0kg/cm²であり、これが短期許容面圧200kg/cm²以下であることを確認した。

以上のことから、概ね安全余裕度の地震動強さはHACHINOHE EWで80cm/secであり、設計時の入力地震動強さに対して約1.6倍の安全余裕度があることを確認した。

(3) 下部構造の安全余裕度

下部構造（基礎構造）については安全余裕度検討用の最大応答層せん断力に対して下部構造の各部が終局状態に達しないことを確認した。

4.10 風外乱に関する居住性の検討

(1)検討方針

風外乱に対する居住性の検討は、日本建築学会編「建築物の振動に関する居住性の評価指針・同解説」（以下、居住性能指針という）に基づいておこなった。

風応答評価方法は、応答評価Aとし、性能評価基準はランクⅡとする。解析に用いる風速は、日本建築学会編「建築物荷重指針・同解説」（1993年）において再現期間2年、粗度区分Ⅲとして算出する。解析に用いた建物の固有値は、免震層の剛性を初期剛性とした場合のものをを用いた。建物の減衰は剛性比例型とし、風外乱に対する建物応答は地震時に比べて小さく減衰も小さくなることを考慮し、減衰定数は1次に対して2%とした。空力減衰の影響は考慮しないものとする。

なお、検討は見つけ面積の大きいY方向についてのみおこなった。

(2)検討結果

建物の用途を住居、性能評価基準をランクⅡとする等級はH-2となる。1次固有振動数(1.095Hz)は、居住性能指針の対象とする振動数0.1~1.0Hzの範囲外となったが、1.0Hzに近い本指針に準じて検討をおこなった。これより評価基準値 $\alpha_{\max}$ は次のように求まる。

$$\alpha_{\max} = 1.52 \times 1.095^{-0.43} = 1.462 \text{ cm/sec}^2$$

表4.19に各層の最大応答加速度値を示す。これより、評価基準値に対する各層の最大応答加速度値の比は0.30~0.28であり、居住性能を満足している。

表4.19 各層の居住性能評価

層	$g(i)$	$\nu(i)$ (s^{-1})	$\sigma a(i)$ (cm/s^2)	$\alpha(i)_{\max}$ (cm/s^2)	$\frac{\alpha(i)_{\max}}{\alpha_{\max}}$	判定
8	3.815	1.336	0.115	0.439	0.30	O.K.
7	3.795	1.238	0.114	0.433	0.30	O.K.
6	3.787	1.200	0.113	0.429	0.29	O.K.
5	3.783	1.182	0.112	0.425	0.29	O.K.
4	3.781	1.176	0.111	0.419	0.29	O.K.
3	3.781	1.175	0.109	0.413	0.28	O.K.
2	3.783	1.182	0.109	0.411	0.28	O.K.
1	3.792	1.225	0.106	0.403	0.28	O.K.

5 まとめ

浅沼免震構法による建物の設計例を示したが、設計建物は耐震性能目標を満足しており、本構法による設計手法を確立することができた。

[参考文献]

- 1) 石丸辰治 エネルギースペクトルによる性能設計シンポジウム論文集「耐震設計の新しい方向」
- 2) 財団法人日本建築センター「設計用入力地震動作成技術指針(案)」
- 3) 佐藤良輔編著「日本の地震断層パラメーター・ハンドブック」
- 4) 翠川三郎・小林啓美「地震断層を考慮した地震動スペクトルの推定」日本建築学会論文報告集282号,1979
- 5) 財団法人日本建築センター「免震構造設計指針」