

## 実大振動実験に基づく木造免震住宅の地震応答評価手法に関する研究

その1 実験結果ならびに1質点振動モデルを用いた解析的考察

A STUDY ON ESTIMATION METHOD OF SEISMIC RESPONSE BEHAVIOR OF  
BASE-ISOLATED WOODEN HOUSE BASED ON FULL SCALE VIBRATION TESTS

Part 1 Experimental results and analytical considerations using single-mass model

平野 茂\*, 三宅辰哉\*\*, 深堀美英\*\*\*, 花井 勉\*\*\*\*, 坂本 功\*\*\*\*\*

Shigeru HIRANO, Tatsuya MIYAKE, Yoshihide FUKAHORI,  
Tsutomu HANAI and Isao SAKAMOTO

In this paper, based on vibration tests of a conventional wooden house with base-isolation devices that were newly developed for light-weight building, base-isolation efficiencies of specimen and seismic behavior characteristics of slide-type base-isolated building were examined.

The leading results are as follows. 1) The specimen has enough base-isolation efficiency. 2) Vertical seismic motion has almost no effect to horizontal response displacement. 3) Maximum response displacement under two-way seismic motion nearly agrees with that under one-way seismic motion on principal axis of input velocity.

**Keywords :** full scale vibration test, conventional wooden house, base-isolation, two-way seismic motion, vertical seismic motion

実大振動実験, 在来木造住宅, 免震, 2方向地震動, 鉛直地震動

## 1. はじめに

木造住宅は我国における平成8年度の新築総延べ床面積の約40%を占め<sup>1)</sup>, 木造住宅の免震化は社会環境の耐震性向上に寄与するところが大きい。しかしながら木造住宅のような小規模建築物では免震化に対する技術的・経済的制約が厳しく、それが免震化を阻害する一つの要因になっている。

免震建築物に用いる免震装置の力学的機能は次の三点に分けて考えることができる。一点目は地盤との水平力伝達を絶縁しつつ建物の重量を支える鉛直荷重支持、二点目は変位を原点に引き戻すための弾性剛性、三点目は応答を抑制するための減衰性である。この三つの機能を一種類の装置で果たすものとして、高減衰積層ゴム支承および鉛プラグ入り積層ゴム支承がある。これらの積層ゴム支承は信頼性が高く低価格であるので、RC造建築のような重量建築物の免震化に多用されている。しかし木造住宅のような軽量建築物の免震化を行う場合には弾性剛性を極めて小さくする必要があり、積層ゴム支承を用いる場合は鉛直荷重支持機能との両立が困難になる。したがって免震装置に特別な工夫が必要となる。

平成10年12月までに日本建築センターの評定を終了した免震建築物は613件あり、その中で2階建て以下の木造建築物は12件である<sup>2)</sup>。これら12件のうち免震装置の構成が公開されているものを対象とし

てその変遷を見ると、初期の4件は積層ゴム支承あるいは積層ゴム支承にオイルダンパーを併用しているが、それ以降は積層ゴム支承以外に鉛直荷重支持機能を求めるようになり、ころがり系ベアリング支承に積層ゴム支承またはオイルダンパーを併用したものが4件、滑り支承に積層ゴム支承を併用したものが3件である。この他にゴム球を用いた木造免震住宅に関する基礎的な研究<sup>3)</sup>があるが、実用化の段階には無い。上記評定物件の中で、滑り支承を用いた3件はすべて本研究に関連するものであり、本研究で対象とする試験体の免震装置も同様の構成である。本免震装置では鉛直荷重支持機能と減衰機能は滑り支承により、弾性剛性機能と減衰機能の一部は積層ゴム支承によって与えられる。したがって積層ゴム支承の圧縮座屈による水平変形の制限はなく、また装置の構成が単純で安価である。

本試験体のような滑り系免震建物における滑り支承の復元力(摩擦力)はその移動方向にのみ生じる。そのためある1方向で観察される免震層の復元力特性はその直交方向の移動量に影響を受ける。したがって水平1方向加振とその直交方向成分を同時に入力する2方向加振では1方向への入力波が同一であっても同方向の応答量は両者で異なるものになると予想される。また振じれ応答の影響を予測する際には振じれ剛性の評価方法が問題となる。さらに摩擦力は上下動応答によって変化するため、水平方向の応答量が上下動の強さに

\* 一条工務店 研究部課長

\*\* 日本システム設計 常務取締役・工博

\*\*\* ブリヂストン 化工品材料開発部専門部員・工博

\*\*\*\* 日本システム設計 開発設計室長

\*\*\*\*\* 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 教授・工博

Manager, Ichijo Housing Company Co., Ltd.

Director, Nihon System Sekkei, Dr. Eng.

Manager, Materials Development Dept., Bridgestone Co., Dr. Eng.

Manager, Nihon System Sekkei

Prof., Dept. of Arch., Graduate School of Eng., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

影響を受けることも考えられる。

本研究で対象とする実大振動実験では、水平2方向と上下方向の同時加振が可能な三軸振動台を用いて、入力波、免震装置、入力方向、免震層の偏心量などをパラメータとして計120回を超える加振を行っている。入力波は既往の実地震波の他に建築基準法施行令に規定されるⅡ種地盤、Ⅲ種地盤の地表面波に相当する人工地震波を用いた。また、同一の上部架構について非免震の状態での加振も行っている。

本研究の目的は本振動実験結果に基づき、滑り系木造免震住宅の地震応答評価手法を策定することにある。本論では本振動実験うち計49回の加振結果を対象として、応答変位・応答層せん断力係数の最大値、2方向加振の影響、振れ応答量、上下動の影響の評価を行う。続いて、試験体上部架構を1質点系とした簡易な振動モデルによる応答解析を行い、実験値との比較により解析精度を検証した上で、解析値に基づき2方向加振の影響および振れ応答の影響の評価方法に関する考察を行う。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体

試験体の構成を図1および表1に示す。上部架構は2階建ての在来軸組木造住宅であり、鉄骨土台および免震装置を介して基礎に相当する鉄骨架台に接合される。鉄骨架台は振動台に固定され、上部架構を支持するために振動台から片持ち状に持ち出している。上部架構土台と鉄骨土台は1.8m以下の間隔でボルト(M12,SS400)により接合した。上部架構の耐力壁は主としてたすき掛けの筋かいで構成され、その平面長さの合計は各階とも建築基準法施行令第46条に規定

表1 試験体の構成材料

部位	断面	材質
鉄骨架台	H-600×200×11×17	SS400
鉄骨土台	土台梁	H-250×125×6×9
	ブレース	M20 ターンバックル付きブレース
上部架構	土台	120×120
	通し柱	120×120
	管柱	120×120
	梁	105×120~120×330
筋かい	105×45	105×45

される必要量の約1.5倍である。内装下地は厚さ12.5mmの石膏ボード、外壁下地は厚さ12mmのセメント系サイディングであり、釘により軸組みに固定されている。内装の仕上げはクロス張りとし、外壁は1階西面をタイル張りとするほかは仕上げを行っていない。屋根面は本来瓦を敷設するが本実験では瓦と同重量の砂袋を載せた。また室内空間の被害状況を観察する目的で各階に家具などの什器を配置した。家具の奥行きに対する高さの比は最大のもので5.14となっている。このほか人荷重などの積載荷重の不足を補うために石膏ボードを平積みにして床に固定した。

本実験では建物重量の偏心が応答に与える影響を確認するために偏心重量の有無をパラメータの一つとしている。偏心重量は計5tfであり図1に示すように南面に持ち出した鉄骨土台上に載荷する。偏心重量が無い状態を標準状態、有る状態を偏心状態と称する。構成材の公称重量から算定される、本試験体の鉄骨土台から上の部分の総重量は標準状態で38.3tf、偏心状態で43.3tfである。同部分の重心は図1中の1階平面図に示す位置にあり、標準状態では概ね図心に一致している。

本試験体は積層ゴム支承・滑り支承併用免震構造であり、図2に

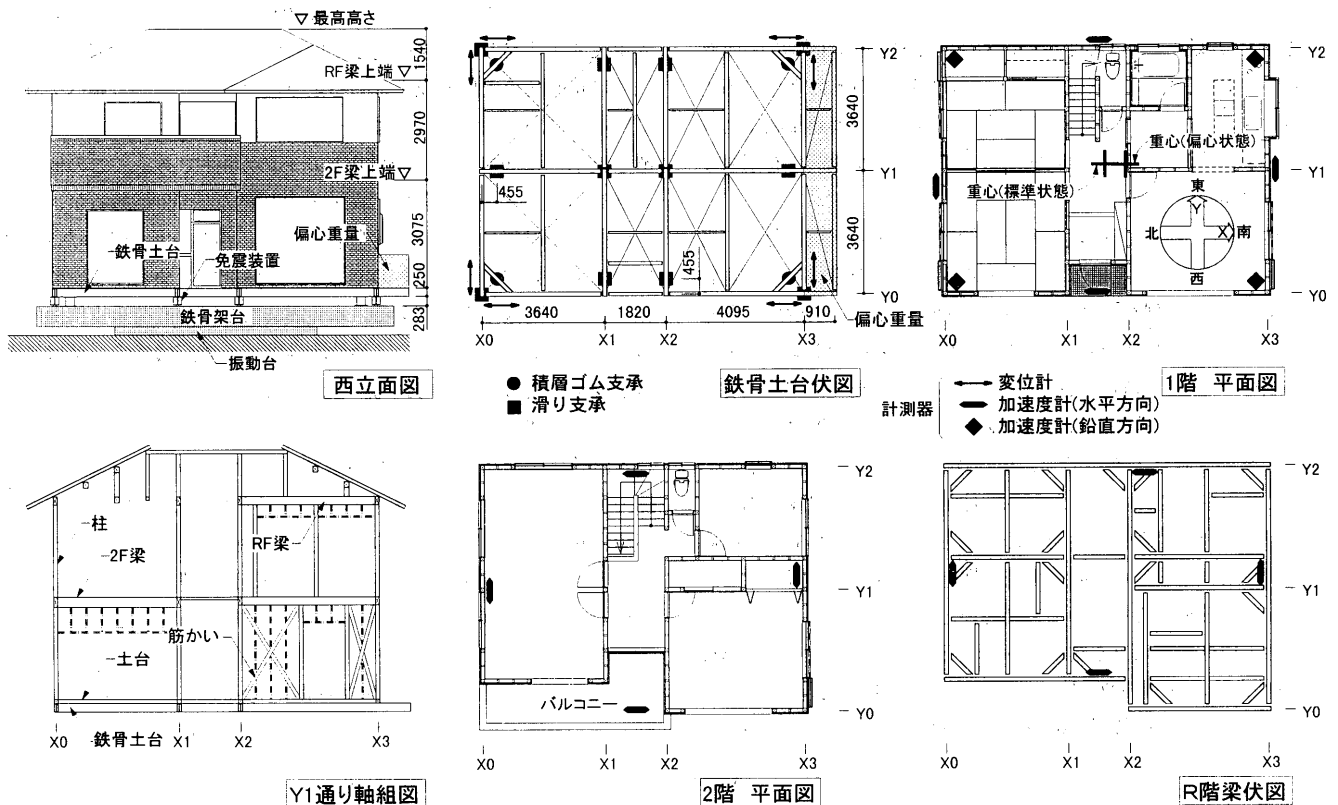
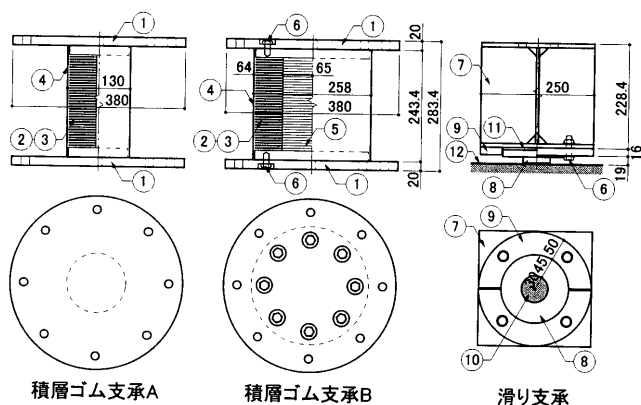


図1 試験体の構成

表2 積層ゴム支承の配置状態

期	積層ゴム支承		状態
	種類	重量支持	
1	A	無し	標準
2	B	有り	
3		無し	偏心
4	B	無し	標準

示すA,Bいずれかの積層ゴム支承と滑り支承を用いている。これらの免震装置はボルト(M16,F10T)により鉄骨土台および鉄骨架台に固定される。積層ゴム支承は建物平面の4隅近傍に配置し、その他の部分に滑り支承を配置する。建物重量は主として滑り支承によって支持されるが、積層ゴム支承に重量の一部が支持される状態も実験の対象とし、その場合は建物平面隅角部の4つの滑り支承を取り外した。構成材の公称重量から推計される積層ゴム支承および滑り支承1基当たりの最大支持重量は標準状態でそれぞれ2.65tf、4.60tf、偏心状態で3.73tf、7.10tfである。積層ゴム支承の種類、積層ゴム支承の重量支持の有無、および偏心重量の有無などにより表2のよう



符号	名称	材質
①	フランジ	SS400
②	内部鋼板	SPCC (t=1.6mm×49枚)
③	内部ゴム	天然ゴム (t=2.5mm×50層)
④	被覆ゴム	合成ゴム
⑤	ナイロン版	ナイロン (t=2mm×100枚)
⑥	ボルト	M12, F10T
⑦	鋼製ブロック	SS400
⑧	摺動子下地	SS400
⑨	固定金物	SS400
⑩	摺動子	SS400 (t=2.3mm)+テフロン樹脂コート
⑪	緩衝ゴム	天然ゴム (t=5mm)
⑫	滑り面	SUS304 (t=2.3mm)+テフロン樹脂コート

図2 免震装置

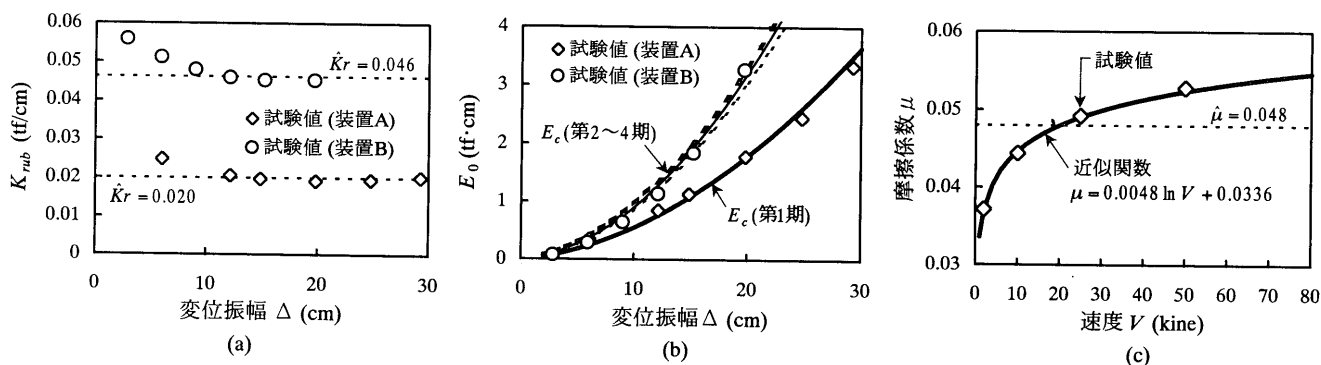


図3 免震装置の力学的特性

に1~4期の状態を設定し、この順序で実験を行った。

免震装置については本実験に先立って性能確認試験を行った。積層ゴム支承では2.50tfの鉛直荷重を載荷した状態で正負交番水平加力試験を行い、半サイクルごとの割線剛性  $K_{rub}$  および吸収エネルギー  $E_0$  と変位振幅  $\Delta$  の関係が図3(a),(b)のように得られている。滑り支承では2.83tfの鉛直荷重を載荷した状態で動的水平加力試験を行い、摩擦係数  $\mu$  と速度  $V$  の関係が図3(c)のように確認されている。ここで、積層ゴム支承の割線剛性および滑り支承の摩擦係数がそれぞれ変位振幅と速度に関わらず図3(a),(c)中に示す一定値  $\hat{K}_r$ 、 $\hat{\mu}$  をとるとして免震層の等価剛性  $K_{eq}$  を次のように算定する。

$$K_{eq} = N_r \hat{K}_r + \frac{\hat{\mu} \sum W_{si}}{\Delta} \quad (1)$$

ここで、 $N_r$  は積層ゴム支承の数、 $W_{si}$  は滑り支承の支持重量である。上部架構を剛体としたとき  $K_{eq}$  に基づく等価周期は変位振幅が25~30cmの場合、第1期で3.2sec程度、第2~4期で2.5sec程度である。

2.2 加振測定方法

加振装置は間組技術研究所所有の大型三軸振動台を用いた。本装置は直交する水平2方向(X・Y軸)と上下方向(Z軸)の同時入力が可能であり、試験体平面の長辺(南北)方向をX軸、短辺(東西)方向をY軸に割り当てた。

計測器の配置状態を図1に示す。変位計は鉄骨架台と鉄骨土台の間に配置し、外周4辺(X0, X3, Y0, Y2通り)における免震層の変形を測定した。振動台上には試験体平面中央位置のX, Y, Z各方向に加速度計を配置した。1,2階床レベルとR階梁レベルには試験体外周のX, Y各方向に加速度計を配置したほか、1階床レベルには試験体平面4隅のZ方向にも配置した。また主要な筋かいと柱に歪み計を貼付し部材の軸歪みを測定した。

2.3 入力波

入力波は実地震波としてKobe(JMA),1995を用いたほか、本実験用に作成した人工地震波を用いた。人工地震波はTaft,1952を元波としフリーエ位相特性は変化させずに振幅特性を速度応答スペクトルが所定のターゲットスペクトルに適合するように定めた。ターゲットスペクトルは文献4)に示されるⅡ種地盤およびⅢ種地盤それぞれ数例の地層構成について、文献5)に従って想定される地表波の速度応答スペクトルを作成し、その上限を包絡するように定めた。またこのとき地震動の強さとしてレベル1,2の2種類が考慮され、工学的基盤における最大速度をレベル1では25kine、レベル2では50kineと

表3 入力波の低減率・最大振幅

地震波	レベル	地盤種別	低減率			加速度 (gal, deg)					速度 (kine, deg)					変位 (cm, deg)				
			X	Y	Z	X	Y	Z	S	$\theta_{SA}$	X	Y	Z	S	$\theta_{SV}$	X	Y	Z	S	$\theta_{SD}$
Kobe(JMA)	-	-	1	0.69	1	814	430	339	823	-9	93.3	54.7	40.4	100	-23	18.5	12.2	9.0	21.2	-31
Art12	1	2	1	1	1	507	596	201	722	56	37.6	41.0	12.9	49.9	55	9.4	6.8	3.9	10.2	25
Art13	1	3	1	1	1	490	521	201	703	48	57.2	51.0	12.9	69.2	34	14.6	12.9	3.9	17.1	46
Art22	2	2	1	0.7	1	877	692	347	992	44	84.1	59.0	25.2	96.8	30	23.4	12.0	7.7	24.2	15
Art23	2	3	0.76	0.4	1	599	353	347	696	30	87.1	44.1	25.2	94.2	23	26.1	13.6	7.7	26.1	-4

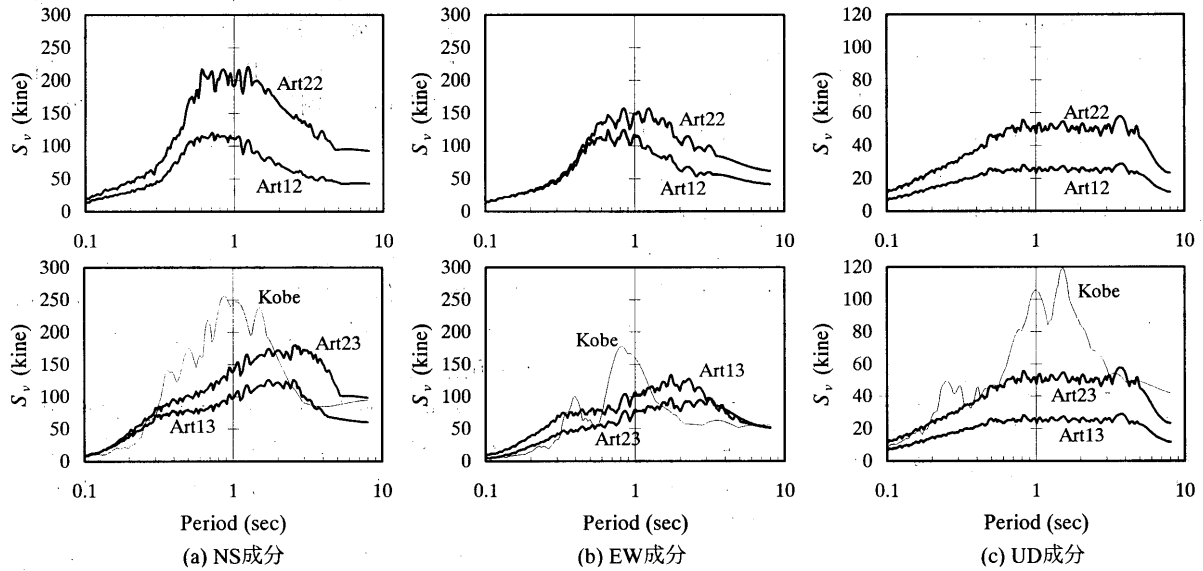


図4 入力波の速度応答スペクトル ( $h=0.05$ )

している。したがって地盤種別とレベルにより人工地震波は表3に示すArt12~23の4種類となる。これらの地震波はそれぞれNS, EW, UDの3成分を持ち、NS成分をX軸、EW成分をY軸、UD成分をZ軸に入力した。また加振装置の変位に関する限界性能を考慮して表3に示す低減率を加速度に乗じた。図4に入力波の速度応答スペクトル  $S_v$  を示し、表3に加速度、速度、変位の最大値を各方向別に示す。なお表3中のX, Y, Zは軸(方向)を表わす。また水平面の任意方向に軸を設定し、その軸に対してX, Y両成分を投影し両者の和をとることによってその軸上の成分が求められる。この合成成分の加速度・速度・変位の振幅は設定する軸の方向に依存し、それらが最大となる方向

を入力主軸と称する。表3中のSはこの入力主軸上の最大値であり、 $\theta_{SA}, \theta_{SV}, \theta_{SD}$  はX軸を $0^\circ$ として反時計回りに測った主軸角を示す。以降これらを総称する場合は $\theta_s$ と記す。

表4に本論で対象とする加振内容を示す。入力の強さが応答に与える影響を確認する目的で表3の値を下回る低減率を設定した加振も行っている。なお表4の低減率は各方向に共通であり、同表中の低減率欄に\*印を記したものは表3の低減率に従う。

表4 加振内容

地震波	入力方向	低減率	期			
			1	2	3	4
Kobe(JMA)	X, Y, Z	0.27	○	○	○	○
Kobe(JMA)	X, Y, Z	0.54	○	○	○	○
Kobe(JMA)	X, Y, Z	*	○	○	○	○
Art12	X, Y, Z	0.2	○	○		○
	X	*	○	○		
	Y	*	○	○		
	X, Y	*	○	○		
Art13	X, Y, Z	*	○	○	○	○
	X	*	○	○	○	
	Y	*	○	○	○	
	X, Y	*	○	○		
Art22	X, Y, Z	*	○	○		○
	X	*	○			○
	Y	*	○			○
	X, Y	*	○			○
Art23	X, Y, Z	*	○			○
	X	*	○			○
	Y	*	○			○
	X, Y	*	○			○

### 3. 実験結果概要

#### 3.1 実験の経緯

第1~4期の加振における目視観察による応答の大きさは第1期が最も小さく、第2,3期、第4期の順で大きくなったが、上部架構および免震層の損傷は全く確認されなかった。什器の損傷については第1期では皆無であり、第2~4期では一部の加振で家具の上に置いたこけしなどの重心の高い置物が転倒したが、家具の転倒などの人体に損傷を与える現象は発生しなかった。また上部架構柱・筋かいの最大歪みは約150microであった。表4の加振内容とは別に各期の実験前後に最大加速度30galのホワイトノイズによる加振を行った。この結果をもとに上部架構の共振曲線を求め1次固有振動数と減衰定数を調べたところ、実験前後においてそれらの値は全く変化していない。第1期と第2期の固有振動数はそれぞれ3.6Hz、3.0Hzであり、減衰定数は各期とも11%前後であった。

#### 3.2 免震層の応答変形

変形および後述の層せん断力係数などの最大応答値は入力の強さに依存する。入力の強さを表わす指標として加速度、速度、および変位の最大値が挙げられる。これらと本実験における免震層最大応

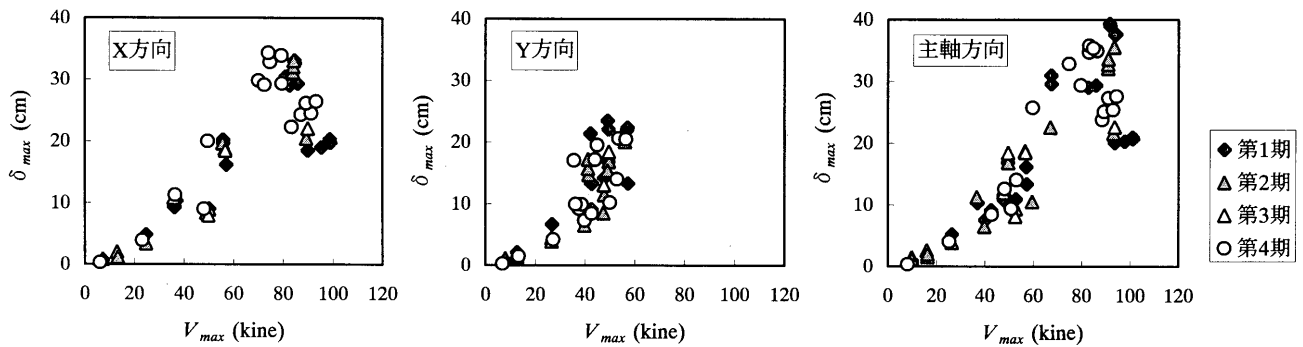


図5 免震層の最大応答変形

答変位  $\delta_{max}$  の相関係数を求めたところ、最大応答値に対して最も相関が強いのは入力最大速度  $V_{max}$  であった。

入力の強さと  $\delta_{max}$  の関係およびその各期ごとの差異を概観するために、表4に示す全加振について  $\delta_{max}$  と  $V_{max}$  の関係を図5に示す。ただし  $\delta_{max}$  は免震層の重心位置における値であり、試験体外周4辺に設置した二つの変位計の平均値を各辺位置の変形とし、各床は面内に剛であるとして求めた。X,Y軸に同時入力を行うと変形はXY平面上に履歴を描く。この変形平面履歴上の点と原点の距離が最大となる方向を応答主軸と称し、その角度  $\theta_R$  を入力主軸角と同様にX軸を  $0^\circ$  として定義する。図5中のX,Y方向については  $V_{max}$ 、 $\delta_{max}$ ともそれぞれの軸上の値である。主軸方向については  $V_{max}$  は入力主軸上の値であり、 $\delta_{max}$  は応答主軸上の値である。期による差異は明確には認められないが、同一の  $V_{max}$  に対して第4期の  $\delta_{max}$  が大きい傾向がある。

人工地震波加振では同一の地震波を用いてX,Y方向に単独で入力する1方向入力、X,Y方向に同時に入力する2方向入力、Z方向を加えた3方向入力を行っている。図6には1方向入力と2,3方向入力における  $\delta_{max}$  の関係を示す。X方向では両者はほぼ同じであるが、Y方向では2,3方向入力時の  $\delta_{max}$  が1方向入力時の2倍以上となる場合がある。2方向入力と3方向入力では両者にほとんど差が無く、本試験体のように滑り系の免震装置を用いる場合でも免震層の応答変位に与える上下動の影響は小さいことがわかる。

2,3方向入力の場合を対象として、 $\theta_{SA}, \theta_{SV}, \theta_{SD}$  と  $\theta_R$  の関係を図7(a)に示す。いずれの場合も概ね  $\theta_S = \theta_R$  の相関がある。 $\theta_S$  に対する  $\theta_R$  のばらつき具合を確認するために、図7(a)に示す各加振における  $\theta_S$  と  $\theta_R$  の差  $\theta_R - \theta_S$  を母集団として求めた度数分布を図7(b)に示す。 $\theta_R$  に対して  $\theta_{SV}$  が最も相関が強い。 $\theta_R$  が  $\theta_{SV}$  の  $\pm 10^\circ$  の範囲にある確率は約75%であり、 $\theta_R$  は  $\theta_{SV}$  に概ね一致する。

加振終了後の免震層停止位置と原点間の距離を残留変形とする。第1期では入力の強さに応じて残留変形が増加する傾向にあり、最

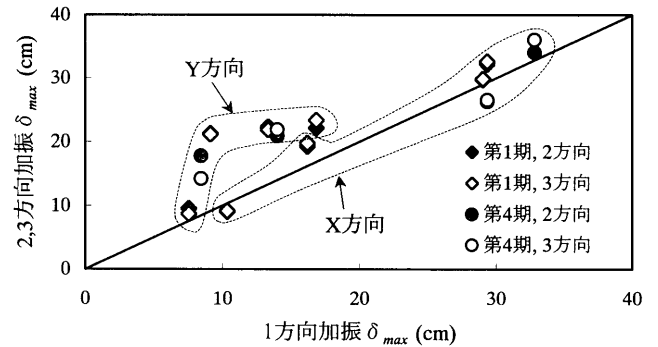


図6 加振方向数による応答変形の比較

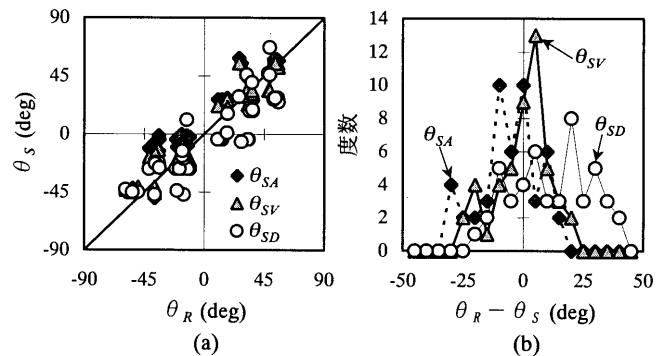


図7 入力と応答の主軸角の比較

大で7cm程度となっている。第2~4期では入力の強さにはほとんど依存せず、最大で約2cmであった。

### 3.3 応答層せん断力係数

本試験体の免震層から上の部分を3質点振動系とみなして応答加速度を用いて各層X方向の層せん断力係数を求めた。このとき各質点の質量は2.1項と同様に構材の公称重量をもとに算定し、応答加速度は各床レベル・X方向に設置した二つの加速度計の平均値と

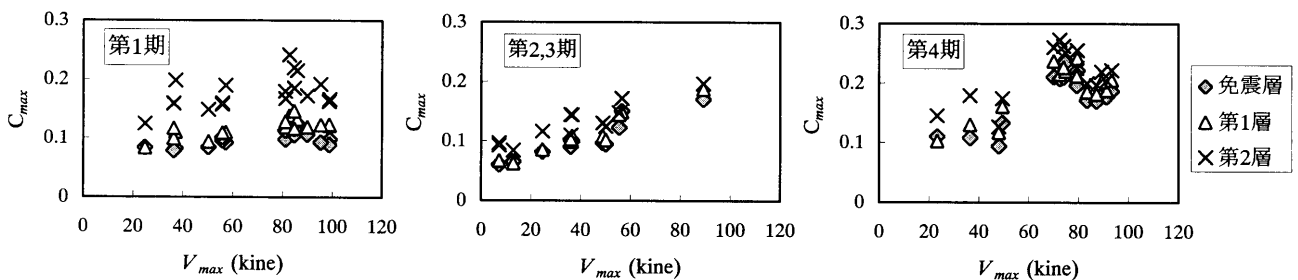


図8 応答層せん断力係数

した。各加振における最大層せん断力係数  $C_{max}$  と  $V_{max}$  の関係を図8に示す。同図では第2期と第3期は区別していない。免震層と上部架構第1層の  $C_{max}$  は第2~4期に対して第1期が小さく、 $V_{max}$  の値に関わらず0.1前後となっている。また第2層の  $C_{max}$  の第1層に対する比は第2,3期、第4期、第1期の順で大きくなっている。このことから免震層および第1層の応答は免震層の復元力が大きいほど大きいこと、および免震層の復元力に占める摩擦力の比率が大きいほど上層の応答が増加することが指摘できる。

4. 時刻歴応答解析

4.1 解析方法

本試験体の上部架構を剛体とみなし、免震層にX,Y方向と捩じれ( $\theta$ )方向の3自由度を持つ1質点系にモデル化して線形加速度法により時刻歴応答解析を行う。本モデルの変位  $x, y, \theta$  は次の増分型振動方程式に支配される。

$$\begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \ddot{x} \\ \Delta \ddot{y} \\ \Delta \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + [K] \begin{Bmatrix} \Delta x \\ \Delta y \\ \Delta \theta \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \ddot{x}_0 \\ \Delta \ddot{y}_0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

上式において  $m$  は質量、 $I$  は慣性モーメントであり、 $\Delta$  を付した変数はすべて応答解析  $j$  ステップと  $j+1$  ステップ間の増分であることを表す。 $\ddot{x}_0, \ddot{y}_0$  はX,Y方向の入力加速度である。質点の重量  $mg$  と重量慣性モーメント  $Ig$  および重心は2.1項と同様に構成材の公称重量に基づいて設定する。 $[K]$  は次のように表される。

$$[K] = \begin{bmatrix} \sum_i k_{xij} & 0 & \sum_i k_{xij} l_{yi} \\ 0 & \sum_i k_{yij} & - \sum_i k_{yij} l_{xi} \\ \sum_i k_{xij} l_{yi} & - \sum_i k_{yij} l_{xi} & \sum_i k_{xij} l_{yi}^2 + \sum_i k_{yij} l_{xi}^2 \end{bmatrix} \quad (3)$$

ここで、 $k_{xij}, k_{yij}$  は  $i$  番目の免震装置の  $j$  ステップと  $j+1$  ステップ間における接線剛性であり、 $l_{xi}, l_{yi}$  は重心を原点とした免震装置の座標である。

免震装置の復元力特性について、積層ゴム支承では割線剛性および半サイクルの吸収エネルギーと変位振幅  $\Delta$  の関係が図3(a),(b)のように得られている。割線剛性の  $\Delta$  への依存性は低いので本解析では積層ゴム支承の水平剛性は一定とし図3(a)中の  $\hat{K}_r$  とする。吸収エネルギーは粘性減衰により考慮する。粘性減衰係数を  $c$  とし、系が(1)式の  $K_{eq}$  に基づく等価円振動数  $\omega_{eq}$  の正弦波振動状態にある場合の  $c$  による半サイクル当たりの吸収エネルギー  $E_c$  は次式で求められる。

$$E_c = \frac{\pi \omega_{eq} c \Delta^2}{2} \quad (4)$$

積層ゴム支承A,Bについて、上式による  $E_c - \Delta$  関係が試験値に適合することを条件として試行錯誤的に  $c$  の値を0.00136, 0.0020とすれば、図3(b)に示すように  $E_c - \Delta$  関係は試験値に良く一致する。滑り支承については摩擦係数  $\mu$  の速度依存性を図3(c)中の近似関数により考慮する。ただし  $\mu$  は0.03を下回らないものとする。

応答解析  $j$  ステップの応答変位を  $x_j, y_j, \theta_j$  とし、次ステップの予測変位  $x_p, y_p, \theta_p$  を次のように求める。

$$\left. \begin{aligned} x_p &= x_j + \dot{x}_j dt + \frac{\ddot{x}_j}{2} dt^2 & y_p &= y_j + \dot{y}_j dt + \frac{\ddot{y}_j}{2} dt^2 \\ \theta_p &= \theta_j + \dot{\theta}_j dt + \frac{\ddot{\theta}_j}{2} dt^2 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

ただし、 $dt$  は解析上の刻み時間である。(5)式は次ステップの応答変位を表すテーラー展開式の未知数を含む右辺第4項以降を微小であるとして無視したものであり、精解値ではないが後に解析値を実験値と比較することで精度が検証される。このとき次ステップにおける各免震装置位置の変位は下式となり、

$$X_{ip} = x_p + l_{yi} \theta_p \quad Y_{ip} = y_p - l_{xi} \theta_p \quad (6)$$

原点からの距離  $D_{ip}$ 、 $j$  ステップと次ステップ間の移動距離  $\bar{D}_{ip}$  およびそのX,Y方向成分  $\bar{X}_{ip}, \bar{Y}_{ip}$  は次のようになる。

$$D_{ip} = \sqrt{X_{ip}^2 + Y_{ip}^2} \quad (7)$$

$$\bar{D}_{ip} = \sqrt{(X_{ij} - X_{ip})^2 + (Y_{ij} - Y_{ip})^2} \quad (8)$$

$$\bar{X}_{ip} = X_{ip} - X_{ij} \quad \bar{Y}_{ip} = Y_{ip} - Y_{ij} \quad (9)$$

次ステップにおけるX,Y方向復元力  $f_{xip}, f_{yip}$  は次のように求める。積層ゴム支承では、

$$f_{xip} = \left\{ \hat{K}_r D_{ip} + c \cdot \frac{D_{ip} - D_{ij}}{dt} \right\} \frac{X_{ip}}{D_{ip}} \quad (10)$$

$$f_{yip} = \left\{ \hat{K}_r D_{ip} + c \cdot \frac{D_{ip} - D_{ij}}{dt} \right\} \frac{Y_{ip}}{D_{ip}} \quad (11)$$

滑り支承では上下応答は入力に等しいとして、

$$f_{xip} = \mu_d W_{si} \left( 1 + \frac{\ddot{z}_0}{g} \right) \cdot \frac{\bar{X}_{ip}}{D_{ip}} \quad (12)$$

$$f_{yip} = \mu_d W_{si} \left( 1 + \frac{\ddot{z}_0}{g} \right) \cdot \frac{\bar{Y}_{ip}}{D_{ip}} \quad (13)$$

ここで、 $\mu_d = 0.0048 \ln V + 0.0336$

$V = \bar{D}_{ip} / dt$

$\ddot{z}_0$  : 上下(Z)方向入力加速度

$g$  : 重力加速度

$j$  ステップと次ステップ間の復元力の接線剛性はX,Y方向について次のように設定する。

$$k_{xij} = \frac{f_{xip} - f_{xij}}{\bar{X}_{ip}} \quad k_{yij} = \frac{f_{yip} - f_{yij}}{\bar{Y}_{ip}} \quad (14)$$

4.2 解析結果

前項の方法により入力波を振動台上で計測された加速度波として時刻歴応答解析を行う。ただし、前項の方法では変位の方向が反転する際などに接線剛性が極めて大きくなる場合があり、解析の発散を防ぐために(14)式による接線剛性に200tf/cmの上限値を設けた。また解析の時間刻み  $dt$  は1/200secとした。

免震層の層せん断力-層間変位曲線および応答変位平面履歴曲線について解析値と実験値を比較して図9に示す。応答履歴の全体形状、最大応答変位およびその発生方向はほぼ一致している。また本論で扱う全加振を対象として、応答主軸方向の最大応答変位につい

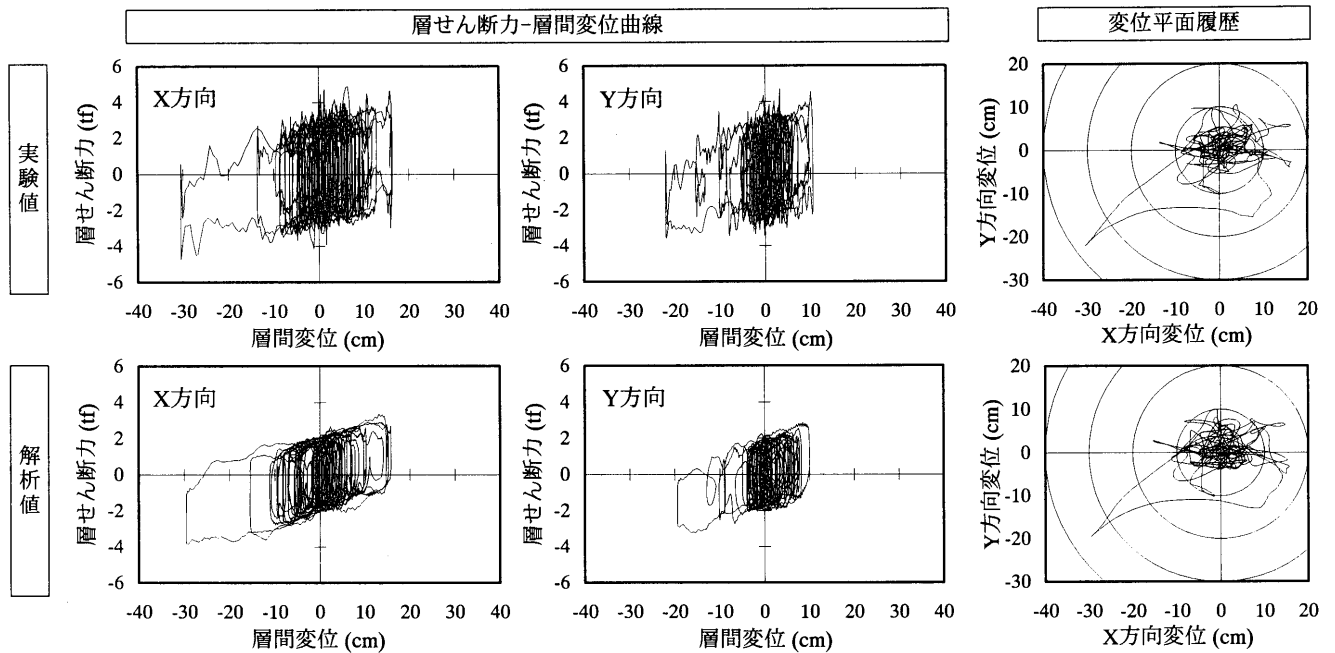


図9 実験値と応答解析値の比較 (第1期・入力波 Art22)

て実験値に対する解析値の比率、主軸角について実験値に対する解析値の差を求め、それらを母集団として統計処理を行ったところ、最大応答変位では平均値が0.993、標準偏差が0.107、主軸角では平均値が $-0.4^\circ$ 、標準偏差が $8.31^\circ$ であった。1質点系にモデル化するなどの単純化を行ったが応答変位については解析値は実験値に良く一致している。ただし層せん断力については実験値は解析値と比べ短周期の変動が大きい。この理由として鉄骨土台を振動台から持ち出したことによる上下動応答の増大、および上部架構の転倒モーメントによる滑り支承の摩擦力の変動が考えられる。しかし、それにもかかわらず水平方向変位については解析値と実験値はほぼ一致しており、この点からも本試験体のような滑り系免震構造の水平方向応答変位については上下動の影響は極めて小さいと言える。

## 5 解析に基づく考察

### 5.1 水平2方向入力の影響

水平2方向入力時の変位平面履歴のX,Y成分を任意の軸角度 $\theta_a$ に設定した軸上に投影し両者の和をとってその軸上の成分を求める。その絶対値の最大値を2方向最大値 $\Delta_{e2}$ とする。同様に入力加速度のX,Y成分について同軸上成分の時刻歴を求め、それを入力としてその軸方向の水平一方向入力時の応答変位を求める。その絶対値の最大値を1方向最大値 $\Delta_{e1}$ とする。第1期と第4期の試験体を対象として応答解析により任意の $\theta_a$ に対する $\Delta_{e1}$ 、 $\Delta_{e2}$ を求め、 $\Delta_{e2}$ に対する $\Delta_{e1}$ の比率 $\lambda_{12} = \Delta_{e1} / \Delta_{e2}$ と応答主軸角 $\theta_R$ に対する軸角度 $\theta_a$ の相対値 $\theta_{ar} = \theta_a - \theta_R$ の関係を図10に示す。入力波は表3に示す5種類の地震波および低減率を考慮しないKobe(JMA), Art22, Art23の計8種類の地震波とした。 $\theta_{ar} = 0$ 近傍では $\lambda_{12}$ は概ね1である。すなわち応答主軸近傍では1方向加振と2方向加振による最大応答変位はほぼ一致する。 $\theta_{ar} = 0$ から離れるにつれて $\lambda_{12}$ は低下する傾向があり、 $\theta_{ar} = \pm 90^\circ$ 近傍では $\lambda_{12}$ が0.5を下回る場合がある。

$\Delta_{e2}$ は軸角度 $\theta_a$ によって変化する。 $\theta_a = \theta_R$ のとき最大となり、

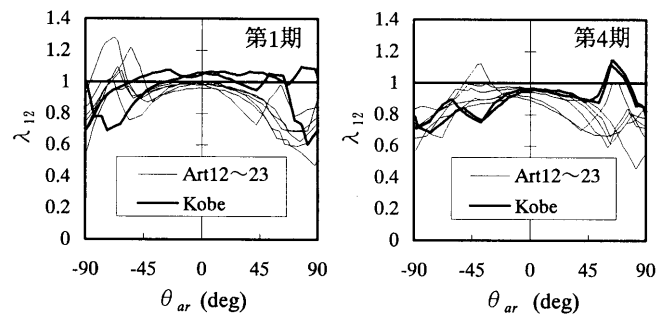


図10  $\lambda_{12} - \theta_{ar}$  関係

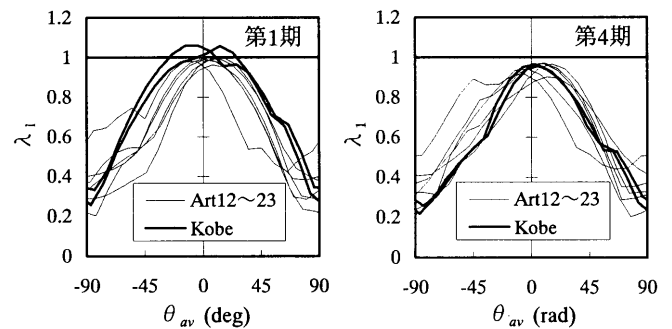


図11  $\lambda_1 - \theta_{av}$  関係

これを $\Delta_{e2,max}$ とする。図11には各解析ごとの $\Delta_{e2,max}$ に対する $\Delta_{e1}$ の比率 $\lambda_1 = \Delta_{e1} / \Delta_{e2,max}$ と入力速度の主軸角 $\theta_{SV}$ に対する軸角度 $\theta_a$ の相対値 $\theta_{av} = \theta_a - \theta_{SV}$ の関係を示す。 $\theta_{av} = 0$ における $\lambda_1$ は概ね0.9から1.1の範囲にあり、水平2方向成分を持つ地震動による最大応答値を速度の主軸方向成分を用いた1方向入力による最大応答値として予測してもその誤差は少ないことが分かる。

### 5.2 偏心の影響

重心位置における免震層の最大変形については第2期と第3期に差異が無く、偏心の影響は小さい。しかし免震構造物は一般に並進モ

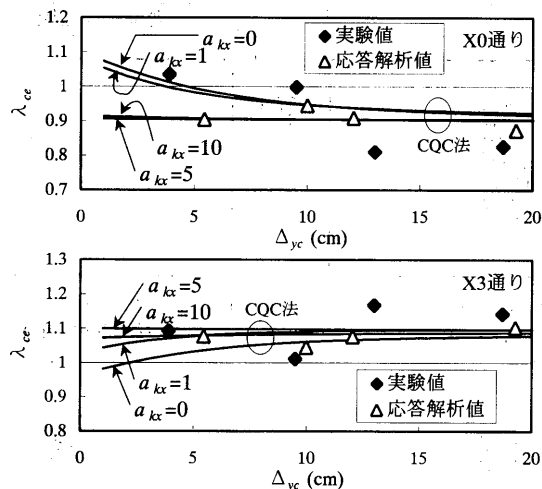


図 12 振じれ応答による応答変位の増加率

ードと振じれモードの固有周期が近接しており、建物外周部における免震層の変形についてはわずかな偏心で増大し得る。重心位置における免震層のY方向最大変形 $\Delta_{yc}$ に対するX0,X3通りのY方向最大変形 $\Delta_{ye}$ の比率 $\lambda_{ce} = \Delta_{ye} / \Delta_{yc}$ を第3期の各加振について求め、 $\Delta_{yc}$ との関係を図12に示す。 $\lambda_{ce}$ は $\Delta_{yc}$ により変化し、重心に近いX3通りにおける $\lambda_{ce}$ の最大値は1.17である。同図には4節の応答解析による解析値を併記した。

免震構造物の設計上このような振じれ応答の影響はモード解析によって検討されることが多い。ここでモード解析による $\lambda_{ce}$ の予測値を上述の実験値および応答解析値と比較する。モード解析に当たって本試験体を4.1項と同様に3自由度1質点系に置換する。本試験体のX方向の偏心量は微小であり無視できるとすればX方向の振動モードは独立となり、Y方向は並進と振じれが混在する二つのモードに分解され<sup>9)</sup>、これらを完全2次形式結合法(CQC法)により合成する。CQC法の基本式は次のようになる。

$$|\delta|_{\max}^2 = \sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^N \{ \beta u_j S_d(\omega_j) \} \cdot \rho_{jk} \cdot \{ \beta u_k S_d(\omega_k) \} \quad (15)$$

ここで、 $\beta u_j$ 、 $\omega_j$ はj次の刺激関数と円振動数、 $S_d$ は変位応答スペクトルである。 $\rho_{jk}$ は各次のモード減衰定数を等しく $h$ とし、固有円振動数比( $\omega_k / \omega_j$ )を $\chi$ とすれば次式のようになる。

$$\rho_{jk} = \frac{8h^2(1+\chi)\chi^{3/2}}{(1-\chi^2)+4h^2\chi(1+\chi)^2} \quad (16)$$

本方法はモード間の固有周期が近接する系においても良い近似を与える。モードを合成する際に仮定する $S_d$ は速度応答スペクトルを一定として、各モードの固有振動数に反比例するものとする。また免震層の等価剛性を(1)式とし、半サイクルの吸収エネルギーを $E_c + 2\hat{\mu}\Delta \sum W_{si}$ とすると、変位振幅 $\Delta$ が10~20cmのとき等価減衰定数は0.44~0.17となることを参考に、 $h=0.2$ とする。積層ゴム支承の水平剛性はX,Y方向とも $\hat{K}$ とする。滑り支承の水平剛性は前述のようにその移動方向に依存する。ここではY方向の剛性を $\hat{\mu}W_{si} / \Delta_{yc}$ とし、X方向の剛性はY方向の $a_{kx}$ 倍と設定する。 $a_{kx}$ の値を0, 1, 5, 10とした場合のモード解析による $\lambda_{ce}$ の予測値を図12に

併記した。応答解析値とモード解析値の適合性は高く、振じれ応答の影響は $a_{kx}=5$ としたモード解析値によりほぼ安全側に予測できる。これに対して実験値は特に $\Delta_{yc}$ が大きな領域でモード解析値より振じれ応答の影響が強く現れている。なお $h$ を大きくした場合はその傾向がより顕著になる。この原因は定かではないが、応答過程において上部架構の転倒モーメントによる付加軸力により滑り支承の支持重量にばらつきが生じ、偏心距離が増大したことが一つの要因として挙げられ、上部架構を3質点9自由度系などとして扱うことでモード解析値ならびに時刻歴応答解析値の実験値に対する適合性が向上する可能性がある。

## 6. まとめ

本論では積層ゴム支承・滑り支承併用の木造免震住宅を試験体とした実大振動実験の結果に基づいて基本的な免震性能の評価を行うとともに、滑り系免震建物特有の地震応答性状に関して考察した。結果は以下のように要約される。

- 1) 入力最大速度が100kinに達する極限的地震動に対して免震層の最大変形は約40cmであったが、免震層と上部架構の損傷および建物内部什器の被害は一切認められなかった。最大層せん断力係数は第1層で0.1~0.25、第2層で0.15~0.28であり、本試験体は免震建物としての必要性能を満足している。
- 2) 免震層の水平方向応答変形に対する上下動の影響は無視できる。
- 3) 応答主軸と入力速度の主軸の方向は概ね一致し、水平2方向入力による免震層の最大応答変形は入力主軸方向の水平1方向入力による値にほぼ一致する。
- 4) CQC法を用いたモード解析によって予測される振じれ応答による免震層の変形増大率は応答解析値に良く一致する。しかし実験値はモード解析値および応答解析値に対して大きくなる場合があり、今後検討を要する。
- 5) 本論の応答解析法では上部架構を1質点とみなすなどの近似を行ったが重心位置の免震層変形量について解析値は実験値に良く一致する。ただし層せん断力と振じれ応答の影響についてはやや過小評価となる。

## 参考文献

- 1) 住宅産業情報サービス：住宅産業ハンドブック'98, pp.5~7, 1998.2
- 2) 飯場正紀：免震住宅の性能に関する基本的な考え方と住宅用免震装置の特性，ビルディングレター'99.3, 日本建築センター, pp.17~27, 1999.3
- 3) 大庭 章, 新谷隆弘, 石丸辰治, 秦 一平, 魚津忠弘, 久保田雅春：ゴム球支承を用いた耐震構造システムに関する基礎的研究 その2 ゴム球支承の動的転倒実験，日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.507~508, 1998.9
- 4) 日本建築学会：地震荷重—地震動の予測と建築物の応答, pp.8~14, 1992.5
- 5) 建設省建築研究所, 日本建築センター：設計用地震動作成手法技術指針(案), pp.18~49, 1992.3
- 6) 柴田明德：最新耐震構造解析, 森北出版, pp.265~269, 1981.6

(1999年3月9日原稿受理, 1999年10月1日採用決定)