

実大免震建物の振動実験と強震観測

Vibration tests and earthquake observation on base isolated full scale building

長谷川 泰稔*¹, 飛田 潤*², 福和 伸夫*³八木 茂治*¹, 北村 敏也*⁴

Yasutoshi HASEGAWA, Jun TOBITA, Nobuo FUKUWA

Shigeharu YAGI and Toshiya KITAMURA

The purpose of this study is to confirm static and dynamic characteristics of base isolated full scale building. Static loading test, microtremor measurement, free vibration test and earthquake observation are carried out. The results of these tests are used to find out the equivalent stiffness and damping ratio of structure with rubber bearing only, rubber bearing & damper, and compared them with design value or the value by product test. And based on the free-vibration test and microtremor-vibration test and earthquake observation record, the amplitude dependency of the dynamic properties such as natural period and damping ratio are examined. Also the base isolated effect is confirmed by analyzing the earthquake observation system.

Keywords : base isolated full scale building, static loading test, free vibration test, microtremor, earthquake observation, dynamic property

実大免震建物, 静的加力実験, 自由振動実験, 常時微動, 強震観測, 動的特性

1. はじめに

免震構法に関する研究は1980年代より現在に至るまで、免震装置の開発をはじめ、免震建物の実証試験など盛んに行われ研究成果として数多く報告されている^{1)~11)}。たとえば、須賀川らは⁹⁾、在来構法と免震構法による2棟の試験建屋を用いて、それぞれの構造特性を比較することにより、免震構法の特性を検証している。兵庫県南部地震を契機として、免震建物の需要は急増し都市圏を中心に普及してきている。また、これに伴って多くの地震観測記録が得られてきており^{12),13)}、これらから免震建物の有効性が実証されてきている。しかしながら、地盤との動的相互作用、特に杭およびロッキング、ねじれを含めた振動実験・地震観測記録は少ない。今後、免震装置の長周期化に伴い都市の軟弱地盤上に高層の免震建物が建設されることが予想され、地盤との動的相互作用や立体振動特性を含めた検討が重要となる。

免震建物を設計する場合は地震応答解析を行い、地震時の応答性状を把握することが不可欠であり、そのために

は上部構造および免震装置を振動モデルに置換する必要性が生じる。上部構造については、これまでに数多くの研究と実績があり、場合に応じて設計者の判断でモデル化の選択が可能である。しかし、免震装置に関しては、装置メーカーの資料に依存しているのが現状である。さらに、地盤・下部構造のモデル化に当たっては不明な点も多い。

本報は、このような観点から、実大免震建物を用いて行った実験的研究を報告するものである。対象とした建物は、名古屋市の南東部に1998年11月に建設した、基礎免震構法を採用した鉄筋コンクリート造4階建の事務所兼寮である。竣工直前に本建物を使用し、実大免震建物の免震装置特性および基本振動特性の確認を目的として、静的加力実験、常時微動測定、自由振動実験を行った。さらに、実地震における免震建物の挙動を把握する目的で強震観測システムを構築した。強震観測位置は、ねじれ、ロッキングおよび動的相互作用も考慮できるように建物、地中部に強震計を設置し、地震時の杭の挙動を把握するために、側杭および中杭の杭頭部にひずみ計を設置した。

*¹ 株式会社飯島建築事務所

*² 名古屋大学工学部社会環境工学科・助教授・工博

*³ 名古屋大学先端技術共同研究センター・教授・工博

*⁴ 名工建設株式会社建築部

Iijima Structural Design Office

Assoc. Prof., Dept. of Civil Eng. and Architecture, Nagoya Univ., Dr. Eng. Prof., CCRAS, Nagoya Univ., Dr. Eng.

Building Dept., MEIKO CONSTRUCTION CO., LTD

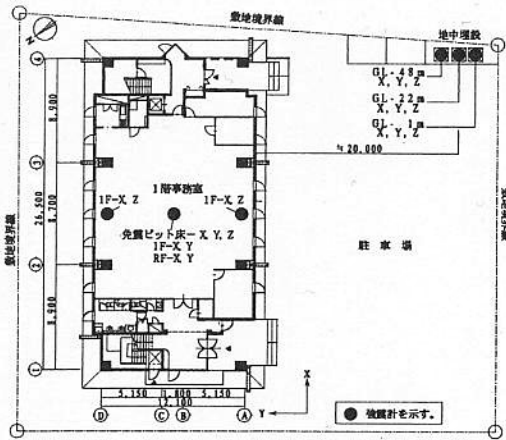


図1 配置図及び強震観測位置

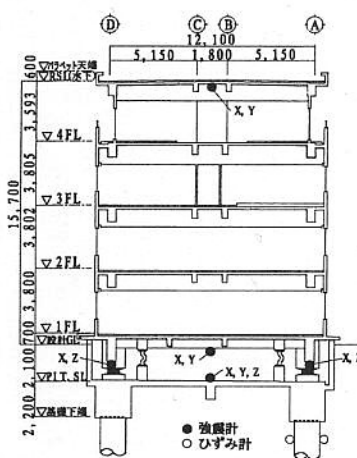


図2 断面図

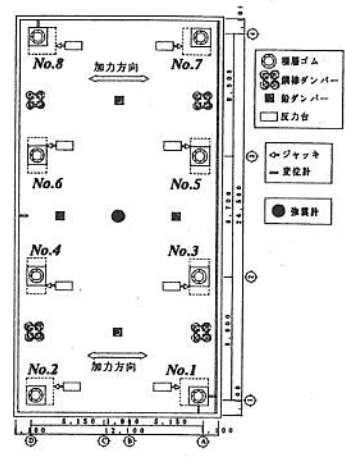


図3 免震装置配置図

表1 建物概要

建物用途	事務所兼寮
敷地面積	2,562.05m ²
建築面積	355.42m ²
延床面積	1,360.47m ²
階数	地上4階、塔屋1階
軒高	15.7m
最高高さ	16.3m
構造種別	鉄筋コンクリート造
構造形式	X, Y方向共純ラーメン構造
基礎	拡張場所打ちコンクリート杭基礎 杭径:1500φ(拡張部1900~2500φ) 杭長:18.1~19.6m

表2 免震装置概要

積層ゴム	種類	天然ゴム系積層ゴム	
	個数	8	
	ゴム直径(mm)	700	
	ゴム層厚(mm)	137.8	
	二次形状係数	5.1	
	水平剛性(tf/cm)	0.98/1基(設計値)	
ダンパー	種類	鋼棒ダンパー	鉛ダンパー
	個数	4	4
	弾性限変形(cm)	3.0	1.0
	水平剛性(tf/cm)	7.0/1基(設計値)	7.14/1基(設計値)

表3 積層ゴムばらつき(製品検査時)

装置 Rot.No.	水平ばね定数 K(tf/cm)	製品のばらつき K/(ΣK/8)
1	0.983	0.965
2	1.029	1.010
3	1.045	1.026
4	1.026	1.007
5	1.037	1.018
6	1.068	1.049
7	0.974	0.956
8	0.986	0.968
ΣK	8.148	

まず、本建物の設計に用いた免震装置の仕様(メーカー資料による)と、本実験で得られた結果を比較分析し、装置の製品誤差などの考察を行う。次に、本免震建物の固有振動特性を実験的に考察する。ここでは、常時微動測定、自由振動実験さらに強震観測の結果を用いることにより幅広い振幅レベルでの分析を行う。強震観測では、1999年1月~7月までに得られた主な2地震の記録を用いて、杭の挙動とあわせて地震観測記録の分析を行う。なお、いずれの結果も、積層ゴムのみ、積層ゴム+ダンパーのそれぞれの条件で記録が得られており、ダンパーの効果の把握も可能である。本報は、各種実験内容、実験結果とあわせて強震観測システムで得られた地震記録について、固有振動特性を中心に報告するものである¹⁴⁾。

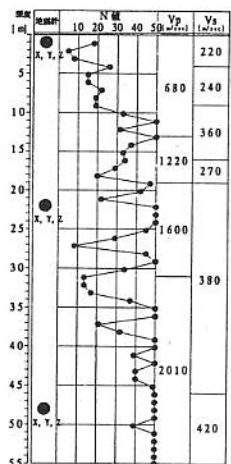
2. 建物・免震装置・地盤概要

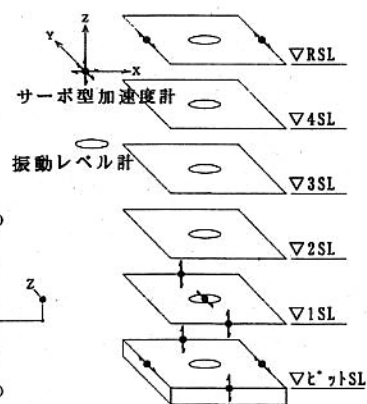
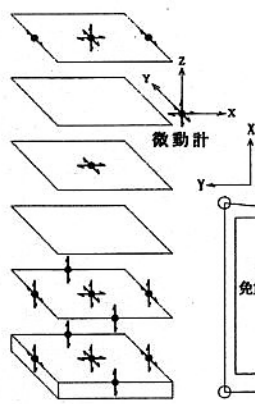
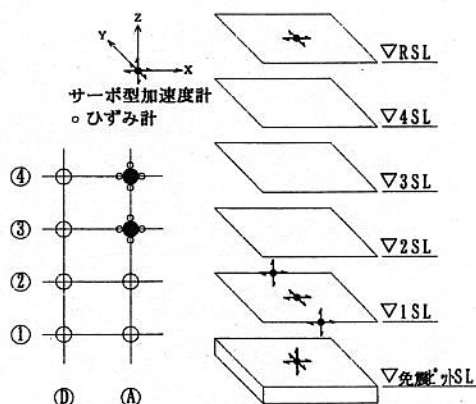
対象建物は、名古屋市の南東部の洪積台地上に建設された免震建物である。表1に建物概要、図1~2に配置図および断面図を示す。本建物は、地上4階、塔屋1階の鉄筋コンクリート造純ラーメン構造で、平面形状は長辺方向26.5m(3スパン)、短辺方向12.1m(1スパン)の長方形平面を持った整形な建物である。設計上において、剛心と重心はほぼ一致している。

免震装置は、積層ゴムに天然ゴム系積層ゴム、減衰装置に鋼棒ダンパーおよび鉛ダンパーを採用し、1階床下部と基礎の間に設置した基礎免震とした。免震装置の配置図を図3に示す。積層ゴム8基、鋼棒ダンパー、鉛ダンパーがそれぞれ4基設置されている。表2に免震装置概要を、表3に積層ゴムのばらつき(製品検査時)を示す。

建設地は、濃尾平野東縁部の丘陵地に位置し、更新世の八事・唐山層が薄く広がり、その下位には鮮新世の東海層群矢田川累層が分布している。図4に建設地の土質柱状図を示す。地層は、矢田川累層を支持層(GL-21.5~23.0m)とする拡張場所打ちコンクリート杭基礎とし、杭径は1500φ(拡張部1900~2500φ)である。なお、設計時の工学的基盤はGL-46.0m($V_s=420\text{m/sec}$)で定義している。

図4 土質柱状図及び地震観測位置





3. 強震観測システム

強震観測位置を図1～5にあわせて示す。免震層よりも上部（以下、上屋）のみ・上屋+免震層・上屋+免震層+基礎・地盤の各固有振動特性の把握を目的として、最上階・1階中央部にそれぞれ水平2成分（計4ch）と免震ピット中央部に水平2成分+上下成分（計3ch）、ロッキングおよびねじれ振動検出用に1階南北の2ヶ所に水平・上下各1ch（計4ch）、地盤の増幅特性把握のために地中3ヶ所GL-1.0m（ $V_s=220\text{m/sec}$ ）、23.4m（ $V_s=380\text{m/sec}$ ）、48.0m（ $V_s=440\text{m/sec}$ ）に水平2成分+上下成分（各3ch、計9ch）のサーボ型加速度計（総計20ch）を設置した。記録周波数特性はDC～41Hzで振幅・位相ともに保証されている。トリガーレベルはGL-48m位置で0.6galに設定した。免震ピットと1階との相対変位を計測するために、北側中央・北東角に各

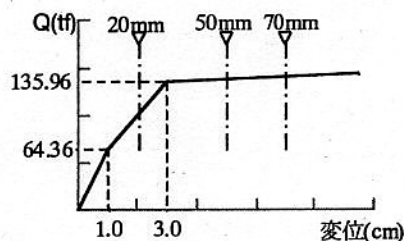


図8 免震装置の復元力特性

表4 設計一次固有周期(秒)

状態	方向	微小変形時	ゴムのせん断歪率		
			15%(20mm)	36%(50mm)	51%(70mm)
積層ゴムのみ	X	3.61	3.61	3.61	3.61
	Y	3.60	3.60	3.60	3.60
積層ゴム+ダンパ	X	1.30	1.46	1.85	2.06
	Y	1.28	1.45	1.84	2.05
固定状態	X	0.42	-	-	-
	Y	0.32	-	-	-

表5 実験ケース一覧

実験ケース	静的加力実験 20,50,70mm	常時微動測定	自由振動実験 20,50,70mm
積層ゴムのみ	○	○	○
積層ゴム+ダンパー	○	○	○
固定状態	—	○	—

1chと南西角に2chのひずみゲージ式変位計(計4ch)を、免震ピット中央部にけがき式変位計を設置している。また、地震時の杭の挙動・軸力および曲げ変動の把握を目的に側杭(A通り-4軸)および中杭(A通り-3軸)の杭頭部4箇所にはずみ計を設置した。

データ収録装置は、A/D変換解像度22bit・サンプリング100Hz・20秒間の遅延メモリ機能を持ったものを使用した。また、観測された加速度記録は、ICカードに記録されたのち、電話回線を利用してデータ回収可能である。なお、建物竣工前にダンパーを固定せずに積層ゴムのみで支持していた状態で、強震観測システムの試験運用をしており、積層ゴムのみでの支持状態の地震記録も得られている。

4. 実験概要

4.1 実験ケース

本検討では、ダンパーを取り外した状態(以下、積層ゴムのみ)、ダンパーを取り付けた状態(以下、積層ゴム+ダンパー)、免震層の水平変形をジャッキにより拘束した状態(以下、固定状態)の3ケースで行った。表4に各実験ケースの設計一次固有周期(積載荷重を含まない)、表5に実験内容一覧を示す。また、設計時の免震装置の復元力特性を図8に示す。復元力特性はTri-linear型であり、第1、第2降伏荷重は、それぞれ鉛ダンパー(降伏変位1cm)、鋼棒ダンパー(降伏変位3cm)の降伏点に対応している。

4.2 実験方法

1) 靜的加力實驗

静的加力実験は、図3に示すように免震ピットに設けられた反力台に油圧ジャッキ(100t)を設置して上部建物を水平方向(短辺方向)に加力する方法で行った。加力速度は1mm/sec、変形量は20、50、70mm、載荷方法は一定変位繰返し載荷と漸増変位載荷で行った。

2) 常時微動測定

図6に微動計設置位置を示す。常時微動測定は、免震ピット、1階にそれぞれ5ヶ所、3階に1ヶ所、また、R階

に3ヶ所(計25ch)の微動計(動コイル型速度計、固有周期5秒)を設置して行った。さらに、敷地周辺地盤にも3ヶ所(計5ch)の微動計を設置し同時測定を行った。

3) 自由振動実験

自由振動実験は、瞬時に荷重を解放することが可能なジャッキを用いて上部建物を所定の変形量まで水平方向(短辺方向)に加力し、その後急速解放を行って自由振動を発生させる方法で行った。変形量は、20、50、70mm、計測位置は図7に示すようであり、振動レベル計とサーボ型加速度計を用いて計測を行った。振動レベル計の分析に際しては、1階中央でのサーボ型加速度計記録との伝達関数を用いて補正を行った。

5. 静的加力実験結果

5.1 免震層の復元力特性

静的加力実験で得られた荷重-変形関係を図9～11に示す。なお、変位は免震ビットに設置したひずみゲージ式変位計、荷重はジャッキの油圧により測定した。図9は積層ゴムのみのもので、製品検査時の等価剛性に面圧、ひずみ、および温度による補正をかけて得られた荷重-変形関係とほぼ一致していることが確認できた。除荷時に荷重が見かけ上低下するのは、オイルジャッキ2基を用いて制御を行っているため、オイルジャッキのバイアスが付加されたものと考えられる。図10は、「積層ゴムのみ」、「積層ゴム+鉛ダンパー」と「積層ゴム+鉛ダンパー+鋼棒ダンパー」の履歴曲線から逆算した、「鉛ダンパーのみ」、「鋼棒ダンパーのみ」の一定変位繰返し載荷時の復元力特性を、図11は積層ゴム+ダンパーの一定変位繰返し載荷時と漸増変位載荷時の結果を比較して示したものであり、いずれも設計値の最大荷重とほぼ一致することが確認できた。

5.2 等価剛性

積層ゴム+ダンパーの実験から得られた等価剛性を図12(a)に示す。図より、一定変位繰返し載荷の1サイクル目と2サイクル目を比較すると、2サイクル目の剛性が1サイクル目を上回っており、ダンパーの繰返し依存性が現れている。また、一定変位繰返し載荷と漸増変位載荷では、ほぼ結果が対応している。

5.3 等価減衰定数

一定変位繰返し載荷による積層ゴム+ダンパーでの各変形に対する等価減衰定数を図12(b)に示す。この等価減衰定数は1サイクルのループ面積(ΔW)と弾性エネルギー(W)より算出したものである。図より、変形が進むに従い等価減衰定数

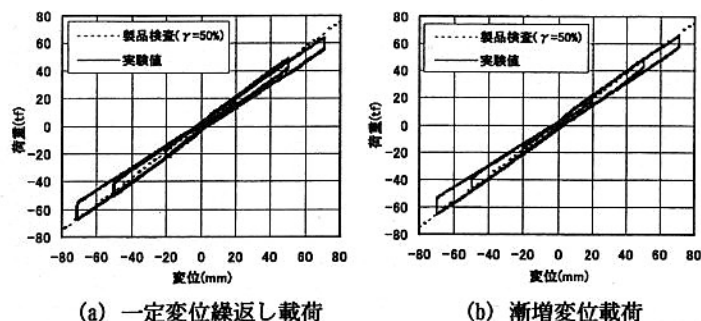


図9 荷重-変形関係(積層ゴムのみ)

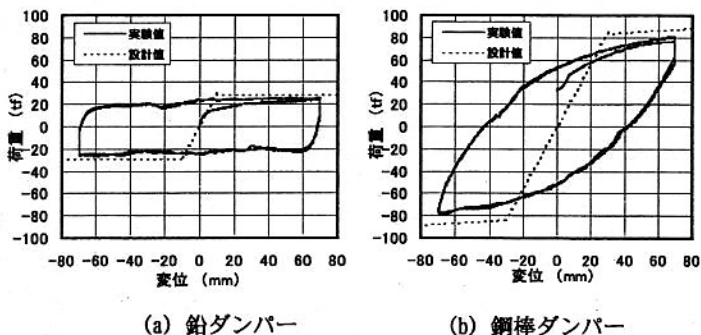


図10 荷重-変形関係(ダンパーのみ、一定変位繰返し載荷)

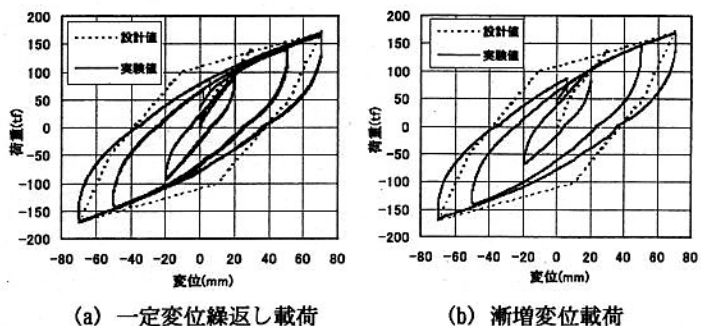


図11 荷重-変形関係(積層ゴム+ダンパー)

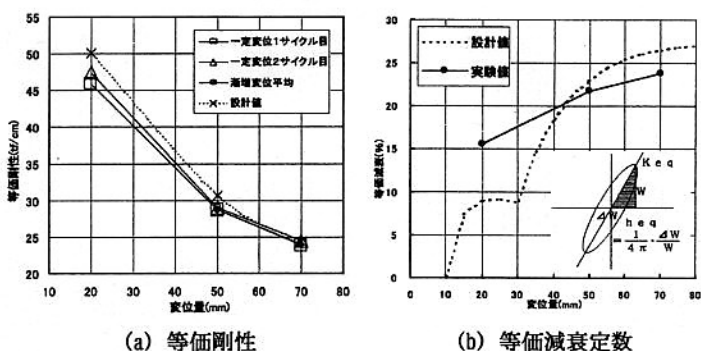


図12 一定変位繰返し載荷時の装置特性(積層ゴム+ダンパー)

が緩やかに上がって行くことが確認できる。変形が44mm辺りで設計値と実験値の大小関係が入れ替わっている。ダンパーの減衰効果あまり発揮されない20mm変形時において設計値を上回っているのは、設備配管等のジョイント部変形によって生じる減衰が関与しているものと思われる。また、ダンパーの減衰効果が十分

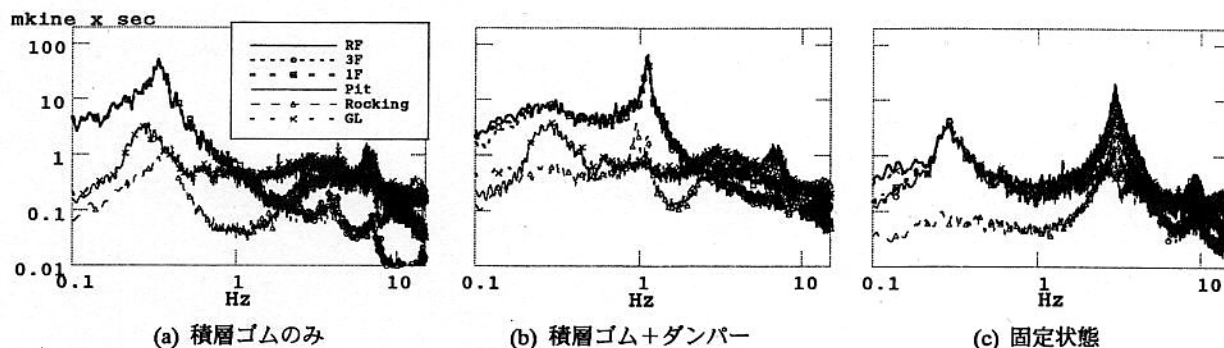


図13 常時微動のフーリエスペクトル

に発揮される50,70mm変形時に設計値が上回るのは、設計値で設定されている減衰定数が200~300mm変形時を対象としており、そのために生じる誤差と思われる。

6. 動的実験結果と強震観測記録

6.1 常時微動計測

図13に積層ゴムのみ・積層ゴム+ダンパー・固定状態における常時微動の平均フーリエスペクトルを示す。R階での卓越振動数は、積層ゴムのみで0.33Hz、積層ゴム+ダンパーで1.12Hz、固定状態で2.96Hzである。積層ゴム+ダンパーにおいて静的加力試験より得られた初期剛性から算出した固有振動数0.9Hzと微動時の卓越振動数は比較的近い値を示している。また、地盤上の記録にみられる0.3Hzの卓越振動数は、敷地周辺でのやや長周期領域における地盤周期と考えられる。なお、固定状態以外では、計測時の風が強かったため、建物振幅が比較的大きい。

6.2 自由振動実験

図14に各実験ケース・各振幅レベル毎の最上階自由振動波形とフーリエスペクトルから求めた1次固有振動数、図15に初期変位70mmにおけるフーリエスペクトルを示す。図より、ダンパー設置の有無によって、固有振動数・減衰定数に明確な差異があることがわかる。また、初期変位20mmでの固有振動数は、積層ゴムのみ、積層ゴム+ダンパーともに微動時の卓越振動数とほぼ一致しており、積層ゴム+ダンパーの固有振動数には、顕著な振幅依存性が認められる。なお、自由振動実験時のねじれはほとんどみられなかった。

6.3 強震観測記録

強震観測システムにより得られた主な地震記録として、

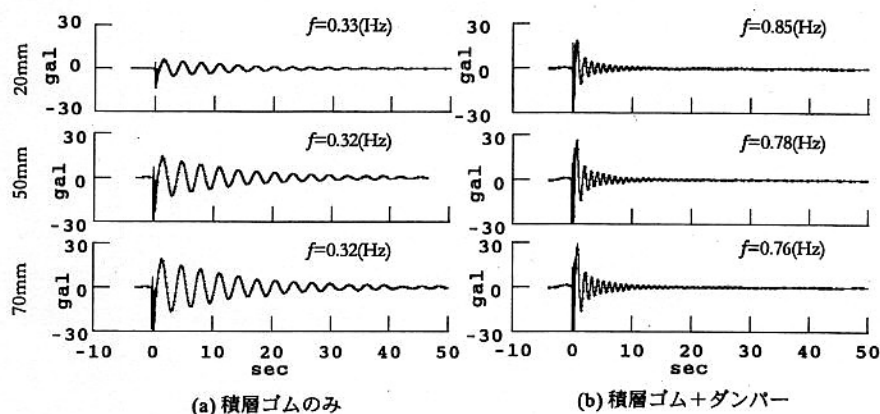


図14 自由振動実験波形

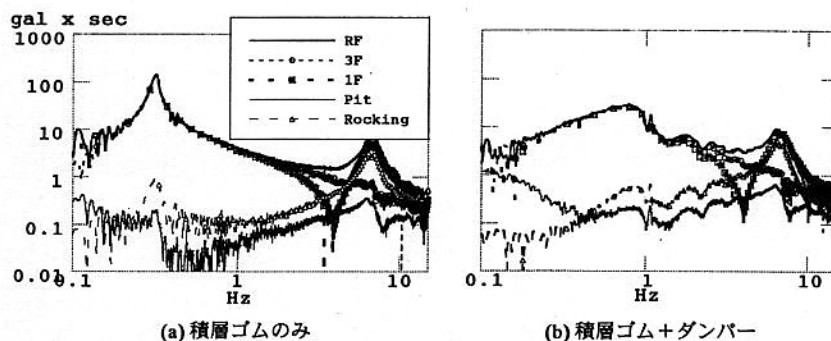


図15 自由振動実験(70mm)フーリエスペクトル

積層ゴムをみの条件('99.1.28、震源:長野県中部、M:4.7、震央距離:170km、最大地表加速度4.37gal(EW))と積層ゴム+ダンパーの条件('99.3.16、震源:滋賀県北部、M:5.1、震央距離:85km、最大地表加速度13.26gal(NS))の2つがある。図16に地表(GL-1m)、ピット、1階、R階の地震記録波形と、ピットと1階の相対加速度を、図17にフーリエスペクトルを示す。

記録波形は、ピットに比べ、1階での加速度振幅レベルが低減されていることから、免震効果が十分に発揮されていることを示している。また、ピットと1階の相対加速度波形がピットの加速度波形と酷似していることから、上屋はほぼ不動状態にあることがわかる。

フーリエスペクトルから求めた1次固有振動数は、積

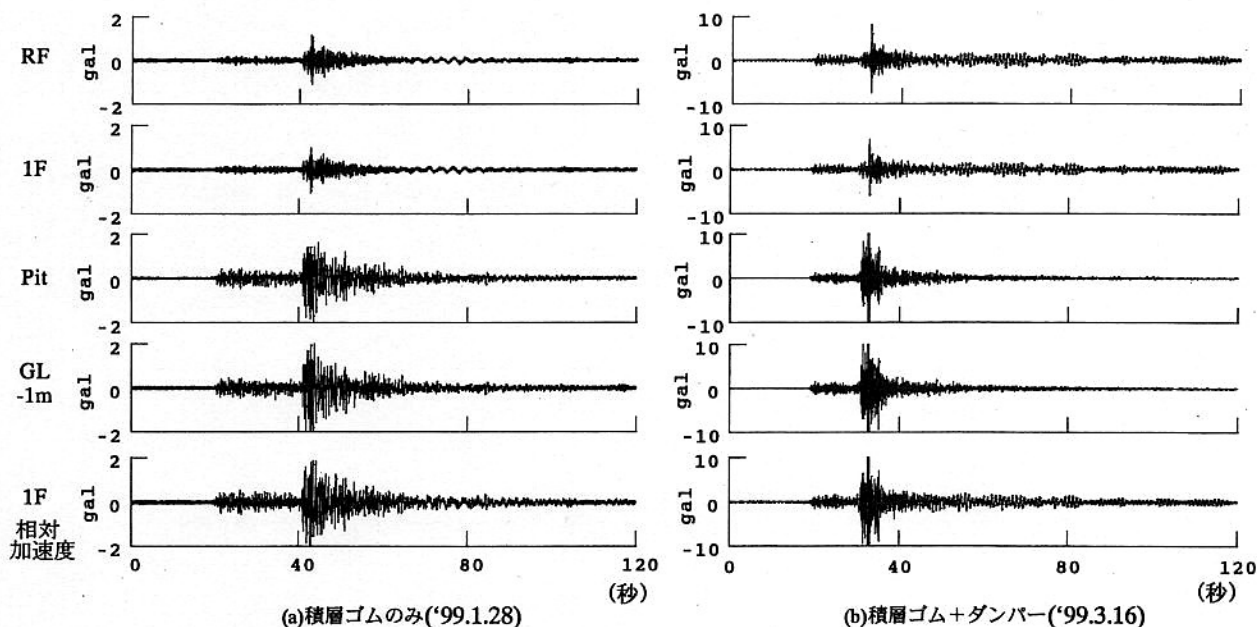


図16 地震記録波形 (NS方向)

層ゴムのみで0.34Hz、積層ゴム+ダンパーで1.05Hzである。これらの地震波の振幅レベルが初期変位20mmの自由振動実験時以下(免震層相対変位0.42mm)であることを勘案すると、前述の実験結果と対応していることがわかる。また、'99.3.16における1階、R階の地震記録で45秒以降に長周期成分がみられるが、これは入力地震波の後続位相に長周期成分が卓越していることと、振幅が微小であることから、ダンパーの減衰効果が発揮されず、応答が増幅されたためと考えられる。

6.4 地震応答時の振動システム

図18～19に水平2方向の屋上、1階およびピットの伝達関数、鉛直方向の1階とピットの伝達関数¹⁹⁾を示す。1次固有振動数に関しては安定した振幅ピークと位相特性が得られており、ダンパーの有無による差は大きい。水平2方向の性質はほぼ一致している。伝達関数をフィッティング¹⁹⁾することにより推定した1次モードの固有振動数を表6に示す。NSよりEWの減衰が若干大きい傾向がある。他は2方向の差はほとんどなく、固有振動数は積層ゴムのみで0.34Hz、積層ゴム+ダンパーで1.05Hz付近にあって、6.3節で示した値とも一致している。しかし、減衰定数に関しては、非定常な地震入力に伴い、伝達関数の形状が乱され、過大に評価されている。

2次固有振動数(7Hz前後)のピークは自由振動実験に比べて乱れており、特に位相角は明確な地盤入力のシステムとはなっていない。従って、伝達関数から妥当な振動パラメータの推定ができない。しかし、卓越振動数そのものは自由振動実験の2次振動数とほぼ同じ振動数に現れてお

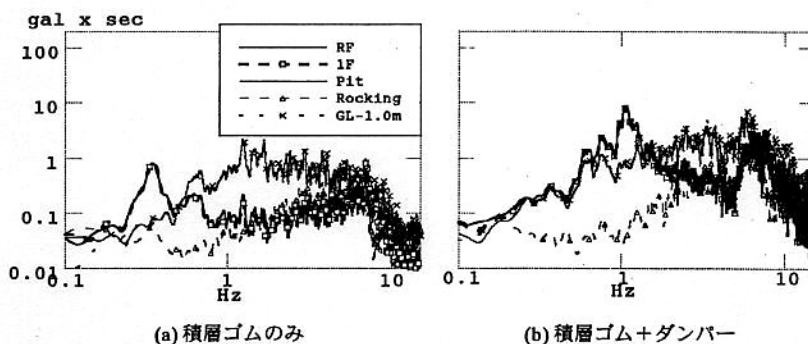


図17 地震波フーリエスペクトル (NS方向)

り、振動数とピーク形状(即ち減衰)にはダンパーの有無や方向による差はほとんど見られない。

1階と屋上の伝達関数から上部構造の固有振動数がわかるはずであるが、ここでの伝達関数にはほとんどピークが認められず、振幅の乱れと位相の反転から概ね2～3Hzにあると推定される。

1階と免震層の上下動の伝達関数振幅は、10Hz前後にある固有振動数以下でほぼ1.0となっており、波形の最大加速度でもほとんど増幅していない。

7. 固有振動特性

7.1 減衰と固有周期の振幅依存性

1次固有振動数と減衰定数の振幅依存性を考察する。自由振動実験結果については、各実験ケース・各振幅レベル毎の自由振動波形に0.1～2.0Hzのバンドパスフィルターをかけたものに対して、減衰定数は対数減衰率、固有振動数はゼロ・クロッシング法により求めた。常時微動につい

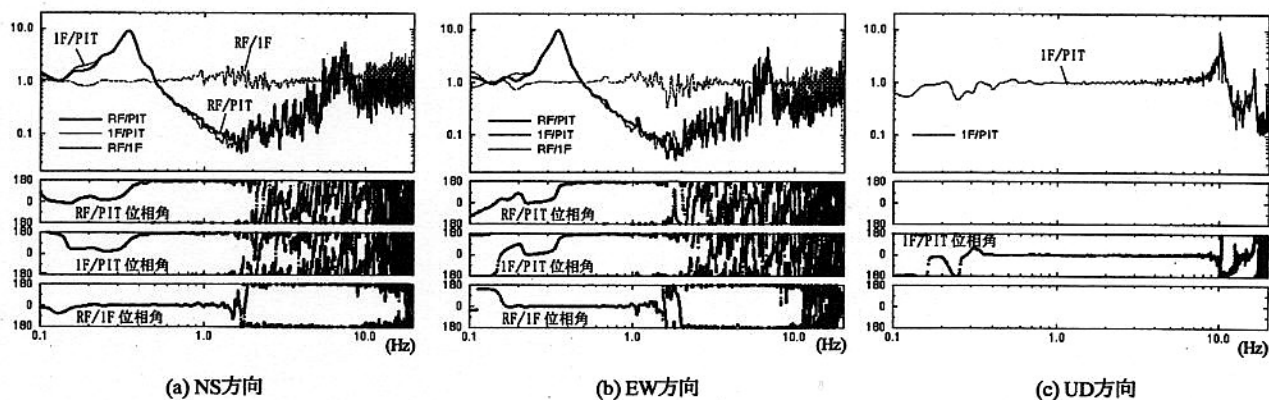


図18 積層ゴムのみの場合の地震応答時の伝達関数

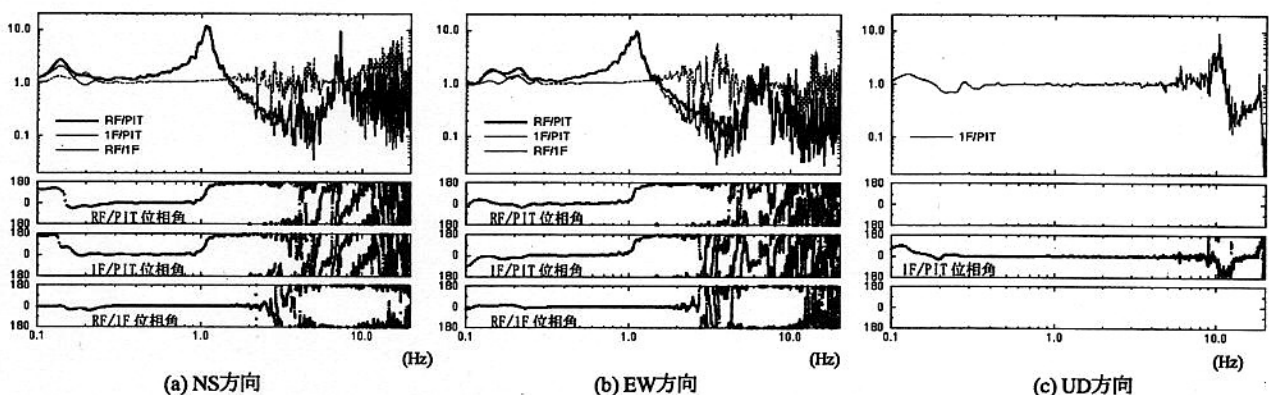


図19 積層ゴム+ダンパーの場合の地震応答時の伝達関数

表6 地震応答記録による1次固有振動特性の同定

	積層ゴムのみ		積層ゴム+ダンパー	
	NS	EW	NS	EW
固有振動数 (Hz)	0.34	0.34	1.1	1.1
減衰定数 (%)	5.3	8.2	5.3	7.5
1次モードの屋上での刺激関数	0.99	1.0	1.0	1.1

表7 1次固有振動成分と2次固有振動成分の応答加速度

	積層ゴムのみ		積層ゴム+ダンパー	
	NS	EW	NS	EW
屋上最大加速度 (gal)	1.1	0.81	8.0	5.8
0.1~2Hz成分最大加速度 (gal)	0.10	0.11	1.5	1.9
2~10Hz成分最大加速度 (gal)	1.1	0.76	7.0	4.8

ては、固有振動数・減衰定数はRD法¹⁷⁾、地震時での固有振動数はフーリエスペクトル比の卓越振動数、減衰定数は1/2h法により求めた。これらの結果を図20~21に示す。積層ゴムのみでは、微動~地震時~自由振動実験時のいずれの場合も固有振動数は0.3Hz、減衰定数は4%付近に集中しており振幅依存性は認められない。一方、積層ゴム+ダンパーでは振幅がダンパーの塑性領域まで及んでいるため、振幅が大きくなるにつれて固有振動数は低下し、減衰は増大している。この結果は、設計時に想定したダンパーの性能が十分に発揮されていることを示している。

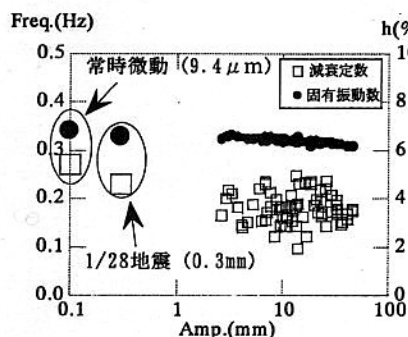


図20 積層ゴムのみでの振幅依存性

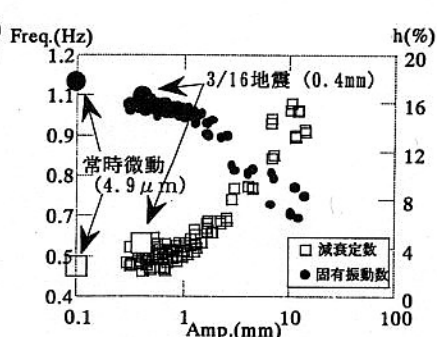


図21 積層ゴム+ダンパーでの振幅依存性

7.2 立体振動特性

1) モード形状

常時微動や地震応答に比べて、自由振動実験のスペクトルがもっとも安定した形状をしているので、図15に示し

た加速度フーリエスペクトルの1次および2次固有振動数におけるスペクトル振幅と位相からNS（短辺）方向の振動モード形を求めた。結果を、図22～23の(a)に示す。積層ゴムのみと積層ゴム+ダンパーの場合について、各モードの屋上振幅を1.0に基準化して示している。1次モードに関して固有振動数はダンパーの有無によって大きく異なるが、モード形状はほぼ共通しており、上部構造の変位のほとんどが免震層の水平変形により生じている。図15から屋上、1階およびロッキング成分のピーク高さを読むと、1次固有振動数において上部の変形はほとんどなく、ロッキング成分の占める割合も1%～数%程度であることがわかる。

一方、2次固有モードは免震層の水平変形とロッキングが逆方向に現れるモード形状（逆せん断モード）となっており、積層ゴム配列が短辺方向で1スパンとなっていることの影響も考えられる。上部構造の変形は1次モードよりは大きく出ているが、屋上変位にしてロッキングの数分の一程度である。振動数・モード形共にダンパーの有無による差異は少ない。

常時微動および地震波のフーリエスペクトル（図13、図17）から求めた1次モード形を図22～23の(b),(c)に示す。いずれも自由振動実験の結果とほぼ一致している。なお、これらの観測で2次モードは必ずしも安定して励起されていないため、図は省いた。

2) ねじれ振動

地震動の非定常性によって励起されるねじれ応答の特性を検討するために、1階南北端EW成分の差の1/2を求め、1階各点のEW成分と共にスペクトルを図24に示す。ねじれ成分のピークは、ダンパーの有無によらず並進1次固有振動数に近接した位置に現れており、振幅は並進成分

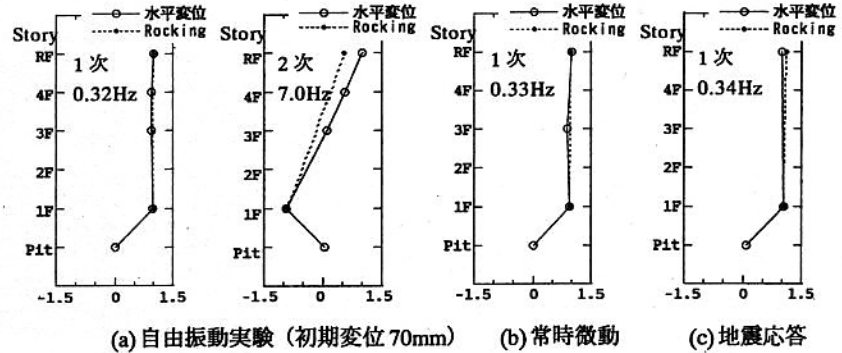


図22 積層ゴムのみの場合のNS（短辺）方向モード形

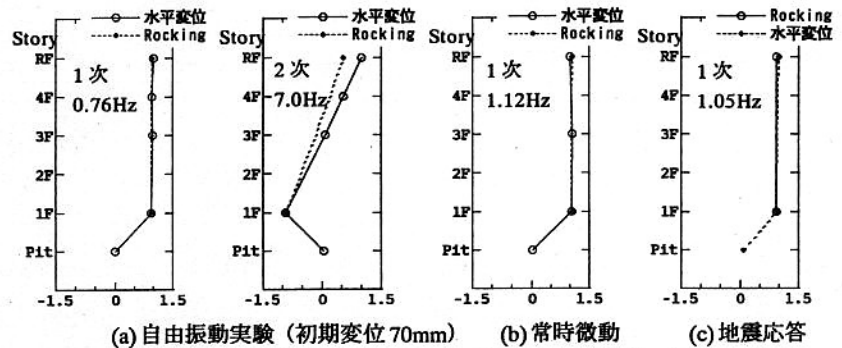
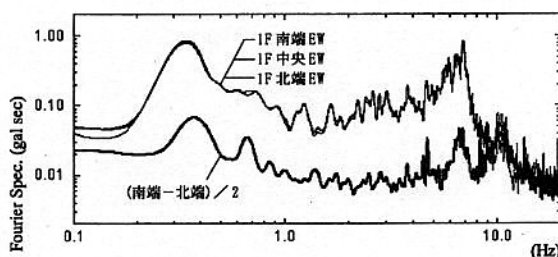


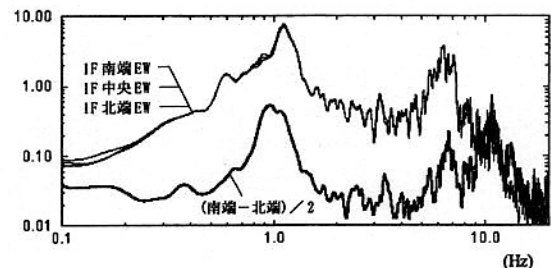
図23 積層ゴム+ダンパーの場合のNS（短辺）方向モード形

のおよそ1割となっている。比較的偏心率の小さな建物にも関わらず並進の1割ものねじれが生じた理由として、本建物は水平二方向とねじれの固有振動数が近接しており、免震建物にみられる並進・ねじれの連成モードが大きく関与している¹⁰⁾と思われる。このことは、免震建物を設計する際に偏心率が小さい系でもねじれの影響を十分留意しなければならないことを示している。また、7Hz以上の高次成分も現れている。

屋上の応答波形から、1次固有振動と2次固有振動の成分を便宜的に2Hzを境にしたフィルタで分離し、その最大加速度を表7に示す。スペクトルや伝達関数における2次固有振動のピーク高さは1次固有振動よりやや低い程度であるが、加速度最大値では2～数倍あり、免震建物の上部構造の設計において高次モードの影響は無視できないことがうかがえる。



(a) 積層ゴムのみ



(b) 積層ゴム+ダンパー

図24 ねじれ成分のスペクトル特性

7.3 動的相互作用

動的相互作用の特性を検討するために、GL-1mに対するピット中央部の相対加速度からピットのスウェイを、杭断面の端部の応力度の平均値から杭の軸応力度を、応力度の差の1/2から曲げ応力度を求めた。また、あわせて上屋のロッキングが杭の挙動に与える影響を考察する。

図25に地表(GL-1m)に対するピットのスウェイ、上屋のロッキング振動分と杭頭部の軸応力度と曲げ応力度波形を、図26にそれらのフーリエスペクトルを示す。図より、ロッキングは2次モードの固有振動数において卓越振動数を有しており、前節での考察結果と一致している。また、図26(a)と(b)を比較すると(b)の卓越振動数が高振

動数側にシフトしており、これは地震波の特性とダンパー設置に伴う剛性の増大による影響と考えられる。杭の変動応力度は曲げが軸力と比べて大きく、ピットのスウェイが卓越する振動数領域において、ピットのスウェイと杭の曲げ応力度で高いコヒーレンスが得られており、位相についても同位相となっていることから、ピットのスウェイによって杭頭部に曲げ応力度を生じたものと考えられる(図27)。また、曲げ応力度・軸応力度はいずれも側杭が中杭よりも大きくなっており、群杭効果によるものと考えられる。今後は、地中記録から地盤の増幅度を求め、より詳細な杭応力の検討を行う予定である。

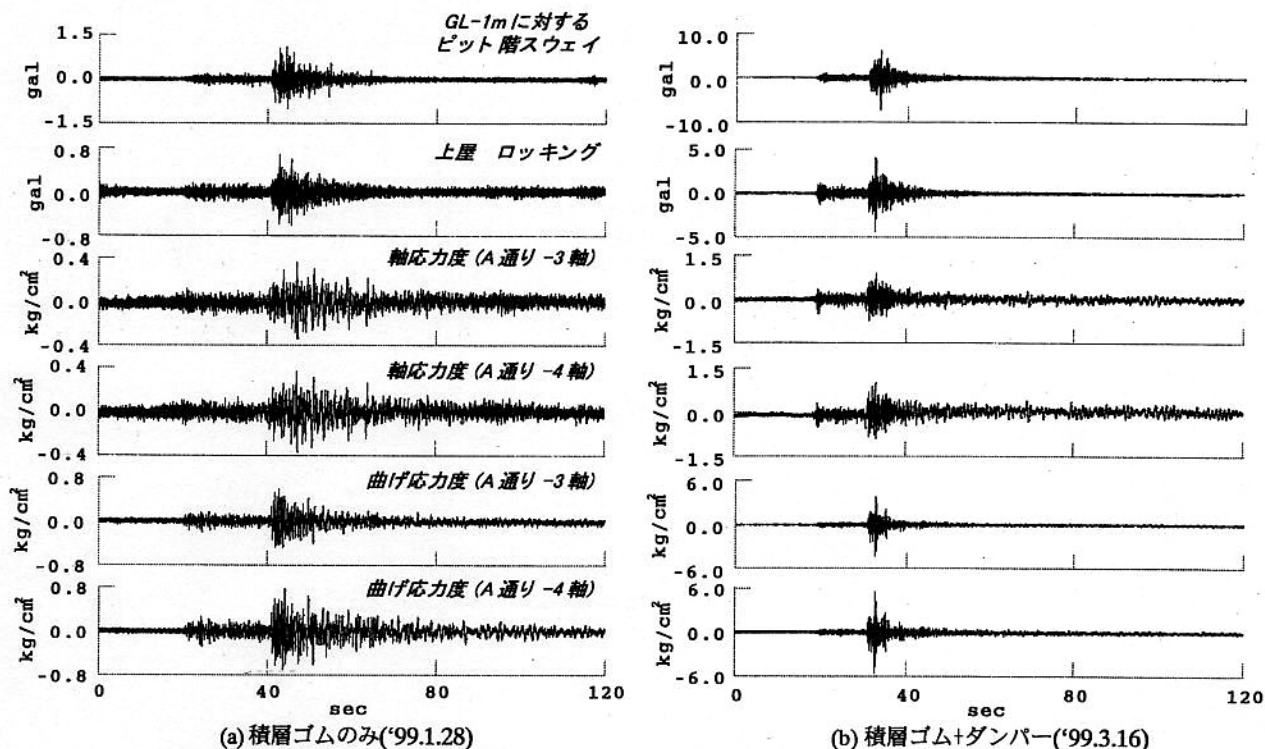


図25 ピットのスウェイと上屋のロッキングおよび杭頭部の軸応力度と曲げ応力度の波形

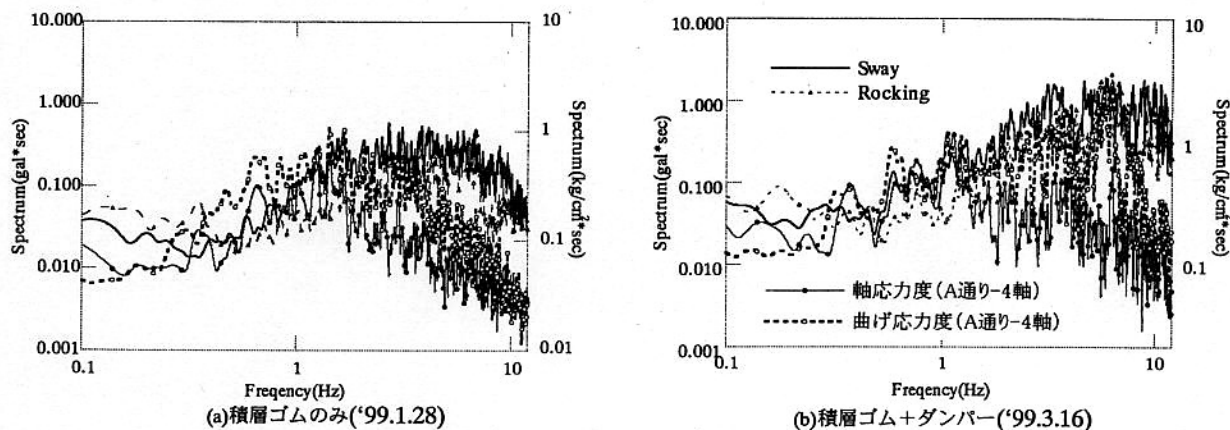
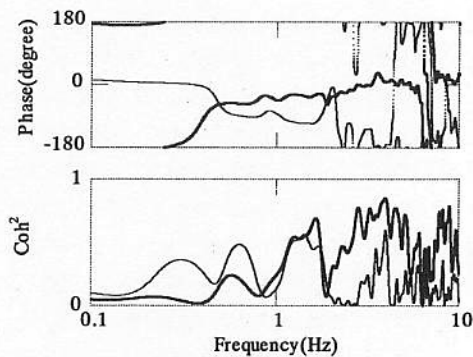
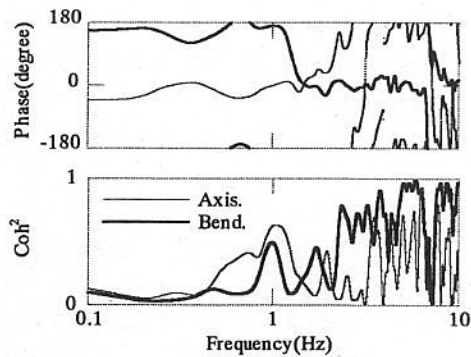


図26 ピットのスウェイ成分、上屋ロッキング成分と杭頭部応力度フーリエスペクトル



(a) 積層ゴムのみ('99.1.28)



(b) 積層ゴム+ダンパー('99.3.16)

図27 ピットのスウェイ成分に対する杭頭部応力度位相遅れ・コヒーレンス

8. まとめ

実大免震建物を使用して、静的加力実験、常時微動測定、自由振動実験および強震観測記録に基づいて免震装置の特性、建物の固有振動特性の考察を行った。その結果、以下の結論を得た。(1)免震装置の等価剛性、復元力特性は、静的加力実験の結果により設計値と概ね一致している。(2)常時微動測定、自由振動実験および強震観測記録により得られた固有振動特性は良い対応を示しており、その振幅依存性は積層ゴムのみでは認められないが、積層ゴム+ダンパーではダンパーの履歴減衰により顕著に認められる。(3)強震記録から得られた動的相互作用効果として、ロッキング動およびピットのスウェイと杭の曲げ応力との高い相関性が確認された。(4)地震応答時において、免震効果が十分に発揮されていることが確認できた。

今後は、強震観測を継続し、得られた地震記録を用いて免震建物の地盤との動的相互作用についてより詳細な分析を行い、シミュレーション解析などと組み合わせて設計に反映しうる検討を行っていきたい。

謝辞

本研究において実施しました振動実験では、名古屋大学 美原義正技官、名古屋大学大学院建築学専攻構造設計工学講座の各位に多くのご協力を頂きました。ここに厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 多田 英之、高山 峯夫 他：免震構法に関する実物実験 その1～その21，日本建築学会大会学術講演梗概集 B. 構造 I，1983.9.～1990.10.
- 2) 岡田 宏、関松 太郎 他：構造物の免震に関する研究 その1～その24，日本建築学会大会学術講演梗概集 B. 構造 I，1984.10.～1991.9.
- 3) 八坂 厚彦、飯塚 真臣 他：建物の免震防振構法の開発 その1～その29，日本建築学会大会学術講演梗概集 B. 構造 I，1985.10.～1992.8.
- 4) 須賀川 勝、猿田 正明 他：免震構法に関する実証実験 その1～その4，日本建築学会大会学術講演梗概集 B. 構造 I，1987.10.,pp.767-774
- 5) 中野 清司、下田 郁夫 他：LRB 免震建物の実物実証実験 その1～その5，日本建築学会大会学術講演梗概集 B. 構造 I，1987.10.,pp.775-784
- 6) 小野 徹郎、松谷 輝雄 他：免震構法の開発 その1～その4，日本建築学会大会学術講演梗概集 B. 構造 I，1990.10.,pp.707-714
- 7) 柳沢 延房、石原 哲哉 他：粘性ダンパーと標準積層ゴム 支承を用いた免震構造建築の設計法に関する研究 その1～その3，構造工学論文集，1992.3.,1993.3
- 8) 田中 義成、長山 浩二 他：免震構造建物の実証実験と地震観測 その1～その3，日本建築学会大会学術講演梗概集 B. 構造 I，1993.9.,pp.567-572
- 9) 菊池 優、猿田 正明 他：建物免震用積層ゴムの復元力特性に関する研究，構造工学論文集，1994.3.,pp.177-188
- 10) 菊池 優、林 章二 他：免震・防振システムの振動特性に関する研究，構造工学論文集，1995.3.,pp.69-78
- 11) 山本 裕 北村 春幸 他：免震建物の設計と振動実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2. 構造 II，1995.8.,pp.571～572
- 12) 日本建築センター：免震建築物の地震観測記録 その1～その4，ビルディングレター，1987.8,1988.5,1990.6,1992.6
- 13) 日本免震構造協会：免震建築の地震観測速報，MENSIN，1998.11.,pp.28～38
- 14) 北村 敏也、植田 三月、飛田 潤 他：実大免震建物の振動実験と強震観測 その1～その3，日本建築学会大会学術講演論文集，1999.09.，pp.605-610
- 15) 理論地震動研究会：地震動，鹿島出版会，1994.2
- 16) Tobita, J.: Evaluation of Nonstationary Damping Characteristics of Structures under Earthquake Excitations, J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.59, Nos.2,3, 283-298, 1996.
- 17) 田村 幸雄 他：RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価，日本建築学会構造系論文報告集，1996, pp.101-110
- 18) 新倉 正也、石丸 辰治 他：免震構造の基本的応答特性 その2，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2. 構造 II，1996.9.，pp.799-800