

# 免震構法研究開発第二期共同研究（その1） 最終報告書

（核燃料サイクル開発機構・大成建設株式会社共同研究報告）

1998年4月

核燃料サイクル開発機構  
大成建設株式会社

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記にお問い合わせください。

〒319-1194 茨城県那珂郡東海村大字村松4-33  
核燃料サイクル開発機構 東海事業所  
運営管理部 技術情報室

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to:  
Technical Information Section,  
Administration Division,  
Tokai Works,  
Japan Nuclear Cycle Development Institute  
4-33 Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki-ken, 319-1194  
Japan

© 核燃料サイクル開発機構 (Japan Nuclear Cycle Development Institute)  
1999

## 免震構法研究開発第二期共同研究（その1）最終報告書 （核燃料サイクル開発機構・大成建設株式会社共同研究報告）

瓜生 満* <sup>1</sup>	塩谷 功* <sup>1</sup>
寺田 修司* <sup>1</sup>	平野 欣郎* <sup>1</sup>
河村 壮一* <sup>2</sup>	久野 雅祥* <sup>2</sup>
高木 政美* <sup>2</sup>	日比野 浩* <sup>2</sup>
青木 弘之* <sup>2</sup>	鈴木 隆夫* <sup>2</sup>

### 要 旨

民間建設会社が開発した免震構法は、平成10年現在、国内で500棟あまりの建物に適用されており、地震観測等により上部構造物への地震入力低減効果が確認されている。

民間技術の有効性と限界を把握し、非常に厳しいクライテリアを要求される核燃料施設にこの免震構法を適用するために昭和63年から平成3年にかけて実施した共同研究（第一期）に引き続き、すべり方式の免震構造物の地震観測データの蓄積等を目的として、平成4年から平成10年にかけて動燃事業団と大成建設(株)が第二期共同研究を実施した。

この研究では、共同研究（第一期）で動燃事業団東海事業所に設置した、すべりを利用した免震構造縮小モデル（2 t用すべり支承4台使用）を利用し、平成9年2月まで観測を続けた。

この間にすべりを利用した免震装置の点検を行うと共に観測記録の分析を実施した。

---

\* 1 核燃料サイクル開発機構  
\* 2 大成建設(株)

# 目 次

1. まえがき .....	1
2. 研究概要 .....	1
2. 1 研究目的 .....	1
2. 2 研究内容 .....	2
2. 3 研究体制及び研究分担 .....	4
2. 4 研究工程 .....	5
3. 研究成果 .....	6
3. 1 免震装置の点検 .....	6
3. 1. 1 概要 .....	6
3. 1. 2 点検結果 .....	13
3. 1. 3 点検結果のまとめ .....	21
3. 2 既往観測記録の分析 .....	22
3. 2. 1 概要 .....	22
3. 2. 2 分析結果 .....	24
3. 3 エネルギー的観点からみた応答の評価 .....	44
3. 3. 1 概要 .....	44
3. 3. 2 分析結果 .....	45
4. まとめ .....	47
5. あとがき .....	50

## 1. まえがき

構造物へ入力される地震力を低減させることを目的とした免震構法が一般建築物において実用化されており、既に数多くの免震建築物が建設されている。

免震構法を原子力施設に導入するためには、研究蓄積の少ない免震構造物に不利となるやや長周期地震動の研究、免震装置の信頼性確立、設計指針の整備、動的解析手法の確立、保守基準・方法の整備など、解決すべき問題が山積みしていた。

本共同研究は、免震構法を原子力施設に導入することを目的として実施され、研究段階により第1期と第2期に分けられる。第1期共同研究は、昭和63年より約3年間にわたり、免震装置の信頼性をサポートする機構の確立を目的としたフェイルセーフ機構の開発、免震機構の地震時の動特性の確認と、やや長周期地震動の研究を目的とした免震構造物を模擬したモデルの地震観測による地震動研究を実施し、さらに最終年度には、免震装置、フェイルセーフ機構の性能確認、設計上の課題抽出を目的として実施設を対象に免震構法の試設計を実施した。その結果、当初予定の成果を得ることができた。

第2期共同研究では、フェイルセーフ機構が作動（すべりの発生）するまでの十分大きな地震観測記録が得られなかったことを踏まえて、免震機構の地震時の動特性の確認とやや長周期地震動の研究のためにさらにデータを蓄積することを目的として、平成4年度から5年間の予定で地震観測を継続し、観測結果をまとめた。さらに、観測結果から、地震動の違いによる免震構造物の応答の差異ならびにエネルギーの釣り合いからみた応答の簡易評価法の検討を行った。

## 2. 研究概要

### 2.1 研究目的

免震構造物においては、その耐震安全性は免震装置に全面的に依存することになる。したがって、万一、想定する設計用地震動を上回る巨大地震や、やや長周期の卓越した地震が発生した場合には、過大な変形の発生によって、免震装置が破壊される可能性が生じることになる。その場合、上部構造物には設計用の入力を超過する地震力が作用することになり、構造物全体として耐震安全性が損なわれ、場合によっては、一挙に崩壊に至る可能性が生じる。

特に、耐震重要性の高い原子力施設においては、このような万一の場合でも、その耐震安全性を損なう事態は許されないため、免震装置が当初の性能を喪失することが想定される場合は、その免震機能をバックアップするフェイルセーフな機能が要求されると考えられる。

第1期共同研究では、大成建設の開発したすべり支承と水平ばねの組合せによる免震構造物

を想定した縮小モデルを設計し、併せてこの免震装置に最適な免震装置の信頼性をサポートする機構の確立を目的としたフェイルセーフ機構の開発を実施した。また、この縮小モデルに対して、振動台試験により基本的な振動特性を把握した後、自然地震による免震機構の性能確認とやや長周期地震動の研究を目的とした地震観測を実施した。さらに、これらの成果を踏まえて、実施設を対象に免震構法の試設計を実施し、免震装置、フェイルセーフ機構の性能確認ならびに設計上の課題の抽出などを行った。

第2期共同研究では、フェイルセーフ機構が作動するまでの十分大きな地震観測記録が得られなかったことを踏まえて、免震機構の地震時の動特性の確認とやや長周期地震動の研究のためにさらにデータを蓄積すると共に、フェイルセーフ機構作動時の免震機構の動特性の確認を目的とした地震観測を平成7年度から3年間の予定で継続した。観測結果から、免震機構の地震時の動特性の確認とやや長周期地震動の研究のためのデータの蓄積を図るとともに、地震動の違いによる免震構造物の応答の差異ならびにエネルギーの釣り合いからみた応答の簡易評価法の検討を行う。なお、地震観測を継続するに際しては、免震装置の点検を行い、経年変化を確認する。

## 2.2 研究内容

### 1) 免震装置の点検

地震観測の対象となる縮小モデルは、設置後3年以上の年月が経っているため、一般の免震建物に対して行われている免震装置の点検を実施し、免震装置の経年変化について調べた。

点検項目は、

- ① 免震装置に関する目視および接触診断による点検
- ② 弾性すべり支承の高さ
- ③ 弾性すべり支承と水平ばねの外周寸法
- ④ 弾性すべり支承、水平ばね、フェイルセーフのゴム硬度

である。

### 2) 観測記録及び入力地震動の策定

振動台試験によって、基本的な振動特性を把握した免震構造モデルを、動燃事業団・東海事業所構内に設置して自然地震観測を実施している。この地震観測により、免震構造モデルの地震応答特性の確認を行い、かつ、中地震時に遭遇した場合に滑ることによる免震装置の性能の実証を狙っている。また、遠方で発生する大地震による表面波、若しくは、特殊な地震発生機

構に基づくと考えられるやや長周期地震動の観測を狙っている。

そのため、敷地の基盤（第三紀砂質泥岩層）、地表面、基礎マット、免震構造モデルに加速度計および変位計を設置している。

第1期共同研究では、東海事業所における地震観測結果、過去の被害地震等に基づき、限界と考えられる地震動を求めた。地盤モデルは東海サイトの地下約1.6kmまでの速度構造を考慮し、一次元波動理論を用いて上記限界地震動を上昇させ地表面における時刻歴波形を求めた。さらに、この波形の速度応答スペクトルをターゲットとして免震構造用入力地震動を作成した。

第2期共同研究では、免震機構の地震時の動特性の確認とやや長周期地震動の研究のためにさらにデータを蓄積すると共に、フェイルセーフ機構作動時の免震機構の動特性の確認を目的とした地震観測を3年間継続した。

### 3) 免震構造物の応答評価

観測結果から、免震機構の地震時の動特性の確認とやや長周期地震動の研究のためのデータの蓄積を図るとともに、地震動の違いによる免震構造物の応答の差異ならびにエネルギーの釣り合いからみた応答の簡易評価法の検討を行った。

## 2.3 研究体制及び研究分担

動燃事業団及び大成建設による共同研究の分担内容を表2.1に、研究の体制を図2.1に示す。

表 2.1 研究分担表

項目	分担者	動燃事業団	大成建設	備考
1. 免震構造体の設置 ① 免震構造モデル ② 基礎コンクリート ③ 仮設上屋 ④ 電源設備 ⑤ 免震装置の点検		○ ○ ○ ○	○	
2. 地震観測装置 ① デジタル集録装置 ② チューナー ③ 無停電電源装置 ④ 加速度計 (I) 地中用 3成分×1 (II) 地表面 3成分×1 (III) 基礎用 1成分×8 (IV) モデル用 1成分×5 ⑤ 変位計 (I) モデル用 1成分×3 ⑥ 増幅器 (I) 加速度計用 (II) 変位計用 ⑦ ボーリング 1=32m ⑧ 土質試験 ⑨ 延長ケーブル		○ ○ ○ ○(1) ○(1) ○(8) - - ○(14) - ○ ○ ○	- - - ○(5) ○(3) ○(4) ○(3) - - ○	( )内は個数を表す。  掘削 86φ 拡孔 126φ 各々の担当分
3. 記録読取, データ作成		○	-	年5回程度
4. 解析, 評価, 報告書作成 ① 解析 ② 評価 ③ 報告書作成		○ ○ ○	○ ○ ○	年3回程度



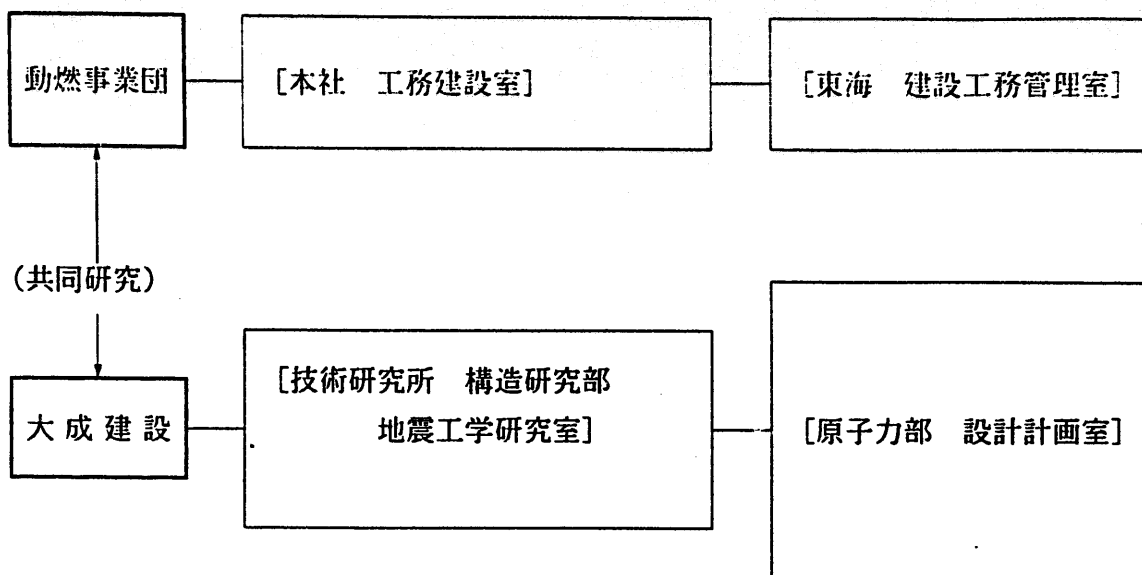


図 2.1 共同研究の実施体制

## 2.4 研究工程

研究工程は以下のとおりである。

自 平成4年 4月

至 平成10年 3月

### 3. 研究成果

#### 3.1 免震装置の点検

##### 3.1.1 概要

###### 1) 目的

第2期共同研究では、第一期共同研究でフェイルセーフ機構が作動するまでの十分大きな地震観測記録が得られなかったことを踏まえて、免震機構の地震時の動特性の確認とやや長周期地震動の研究のためにさらにデータを蓄積すると共に、フェイルセーフ機構作動時の免震機構の動特性の確認を目的とした地震観測を5年間の予定で継続した。地震観測の対象となる縮小モデルは設置後、点検時に3年以上の歳月が経っていたが、観測地点に設置されたままになっていた。地震観測を継続するに際して、免震装置経年変化の確認ならびに装置整備を目的として、一般の免震建物に対して行われている免震装置の点検を実施した。

###### 2) 実施概要

実施内容、実施者、実施場所ならびに実施日時は以下のとおりである。

###### ① 実施内容

- ・ 免震装置に関する目視および接触診断による点検
- ・ 弾性すべり支承の高さ測定
- ・ 弾性すべり支承と水平ばねの外周寸法測定
- ・ 弾性すべり支承、水平ばね、フェイルセーフのゴム硬度測定
- ・ 免震装置周辺の清掃

図3.1.1～3.1.3に免震構造模型、免震装置の形状を、免震構造模型、免震装置の外観を写真3.1.1～3.1.3に示す。

###### ② 実施者

大成建設技術研究所 地震工学研究室 高木政美  
大成サービス（株） 計測エンジニアリング部 武井泰行  
金森英幸

###### ③ 実施場所

動燃事業団 東海事業所構内

図3.1.4免震構造模型の構内設置位置を示す。

###### ④ 実施日時

平成4年10月16日 11:00～16:30

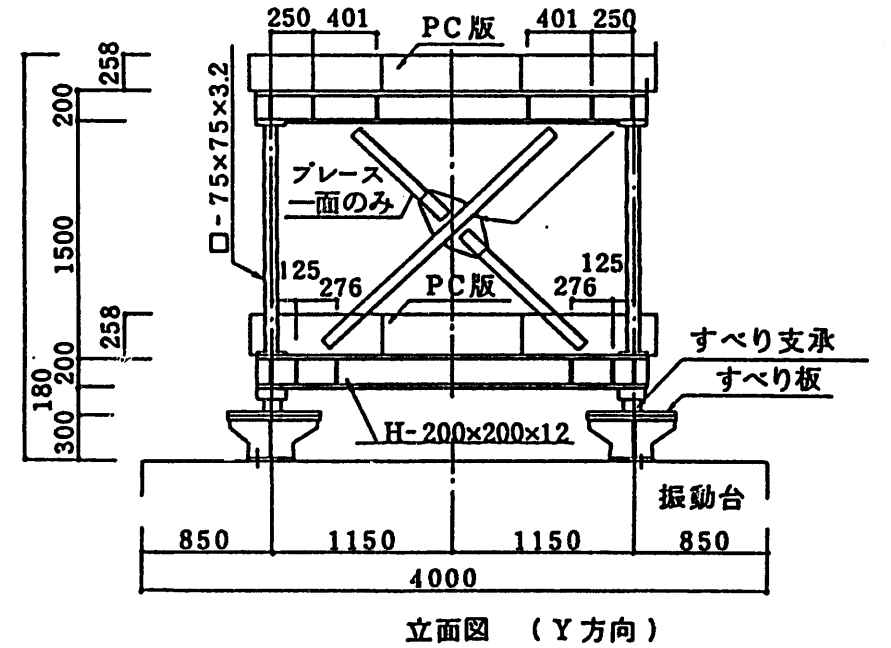
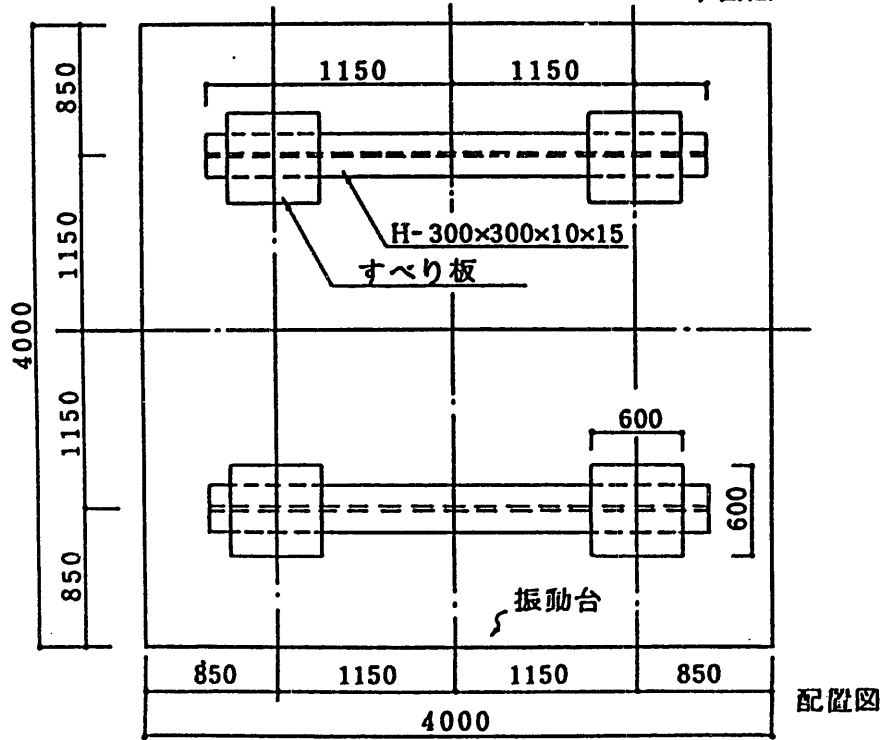
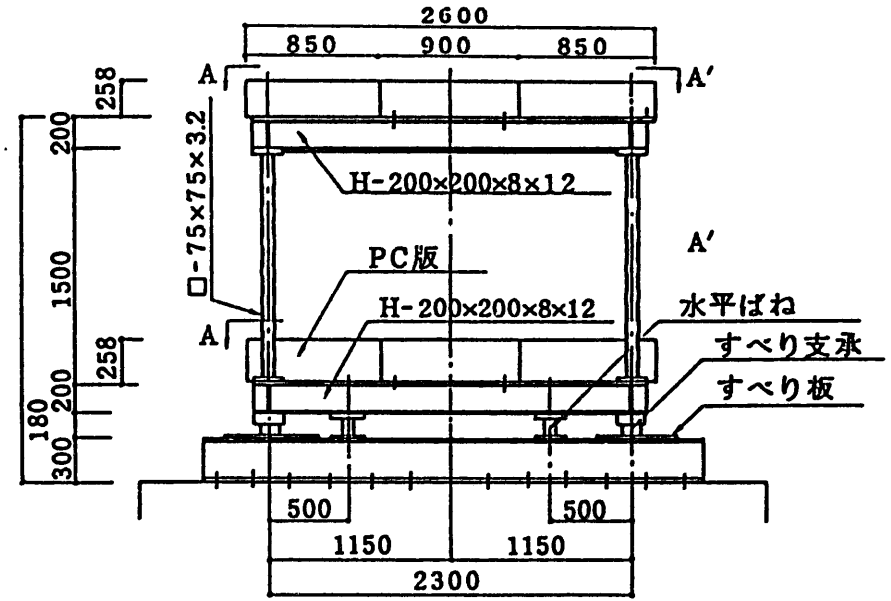
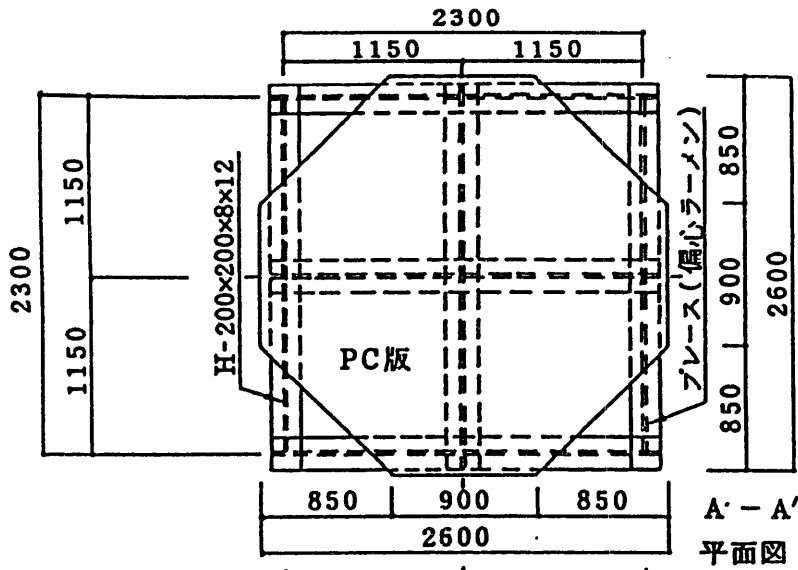
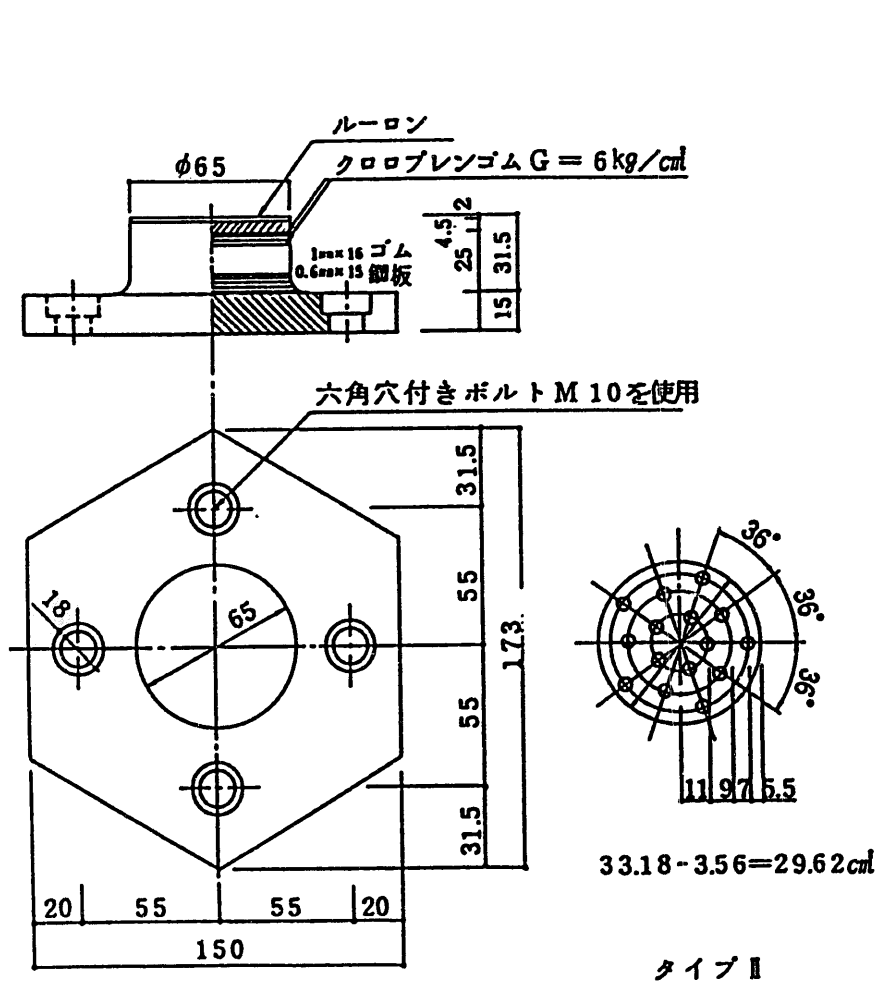
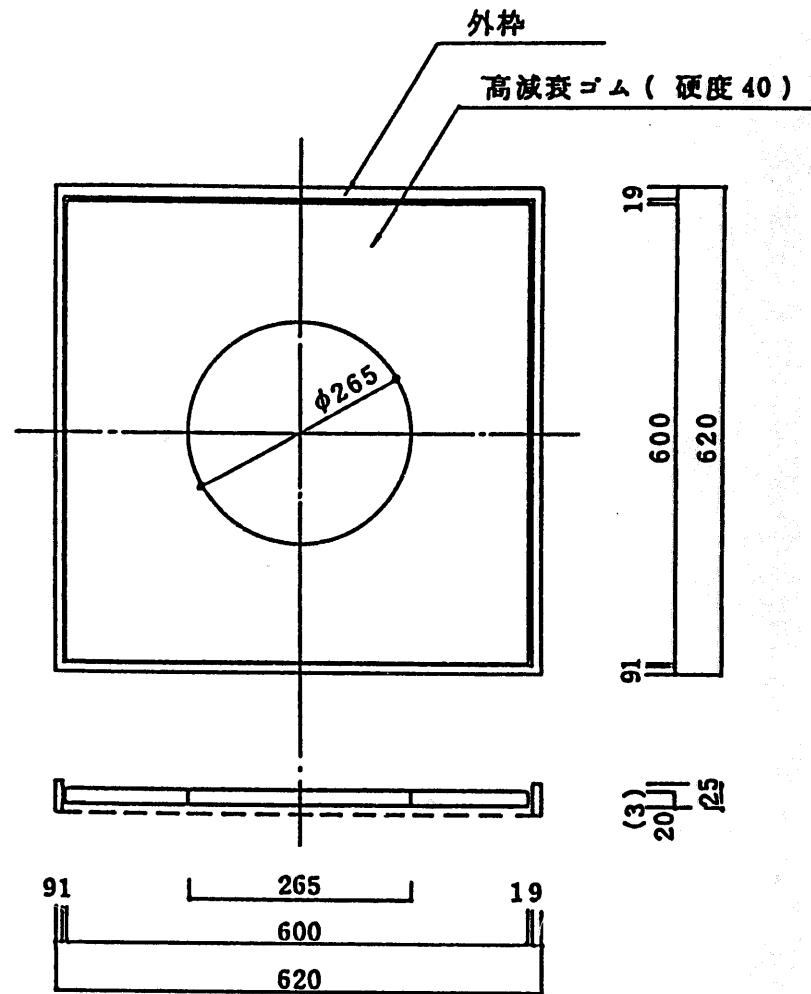


図 3.1.1 上部構造模型

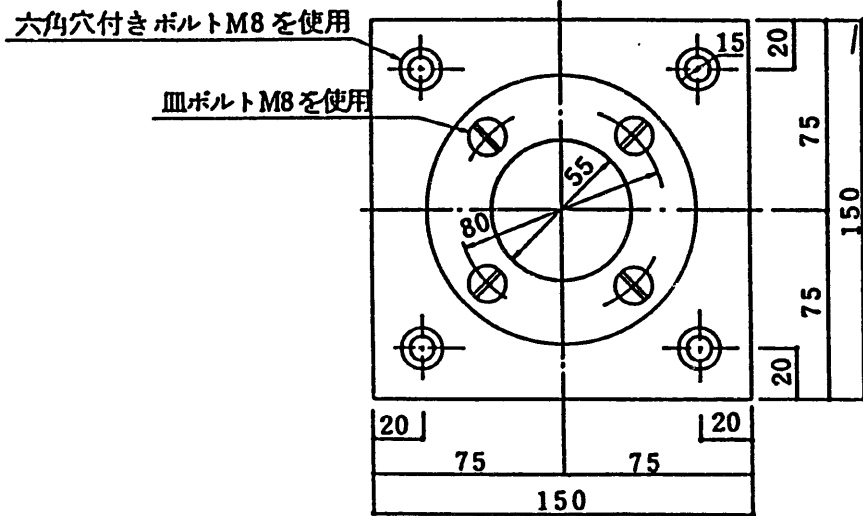
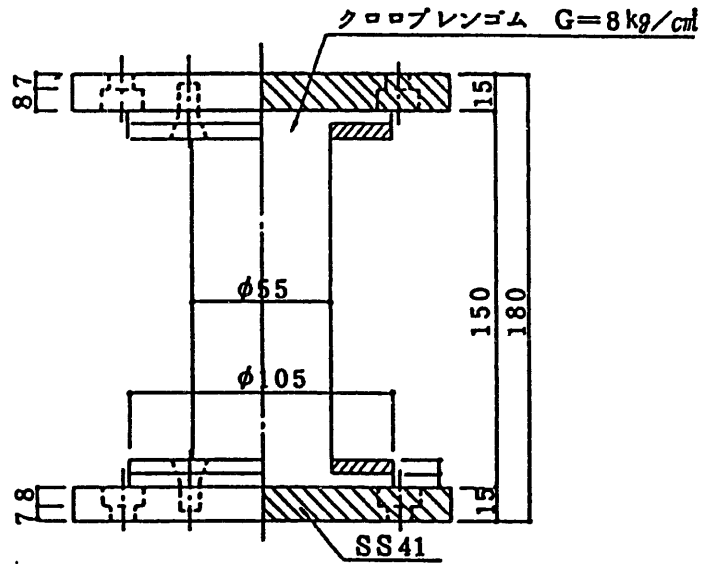


(a) 弾性すべり支承

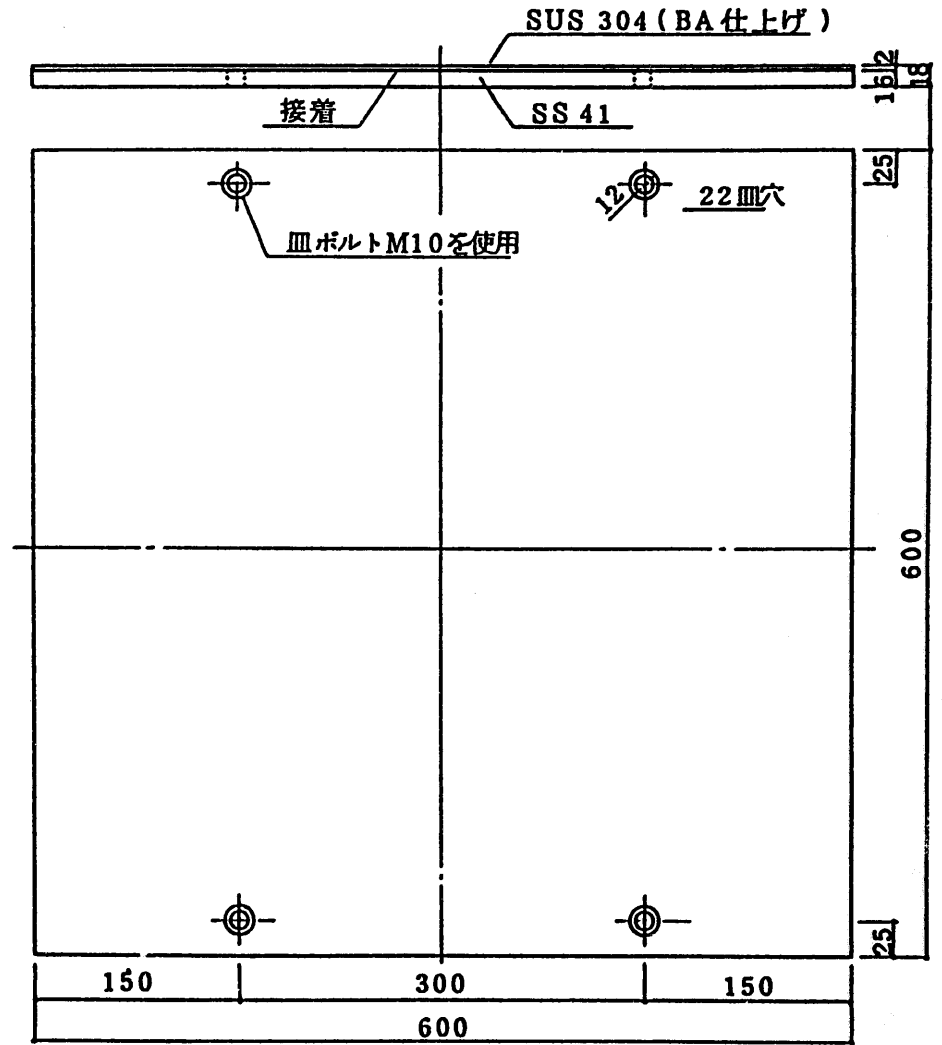


(b) ゴムストッパー

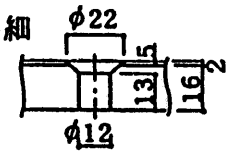
図 3.1.2 弾性すべり支承とフェイルセーフ



(a) 水平ばね



皿穴詳細



(b) すべり板

図 3.1.3 水平ばねとすべり板

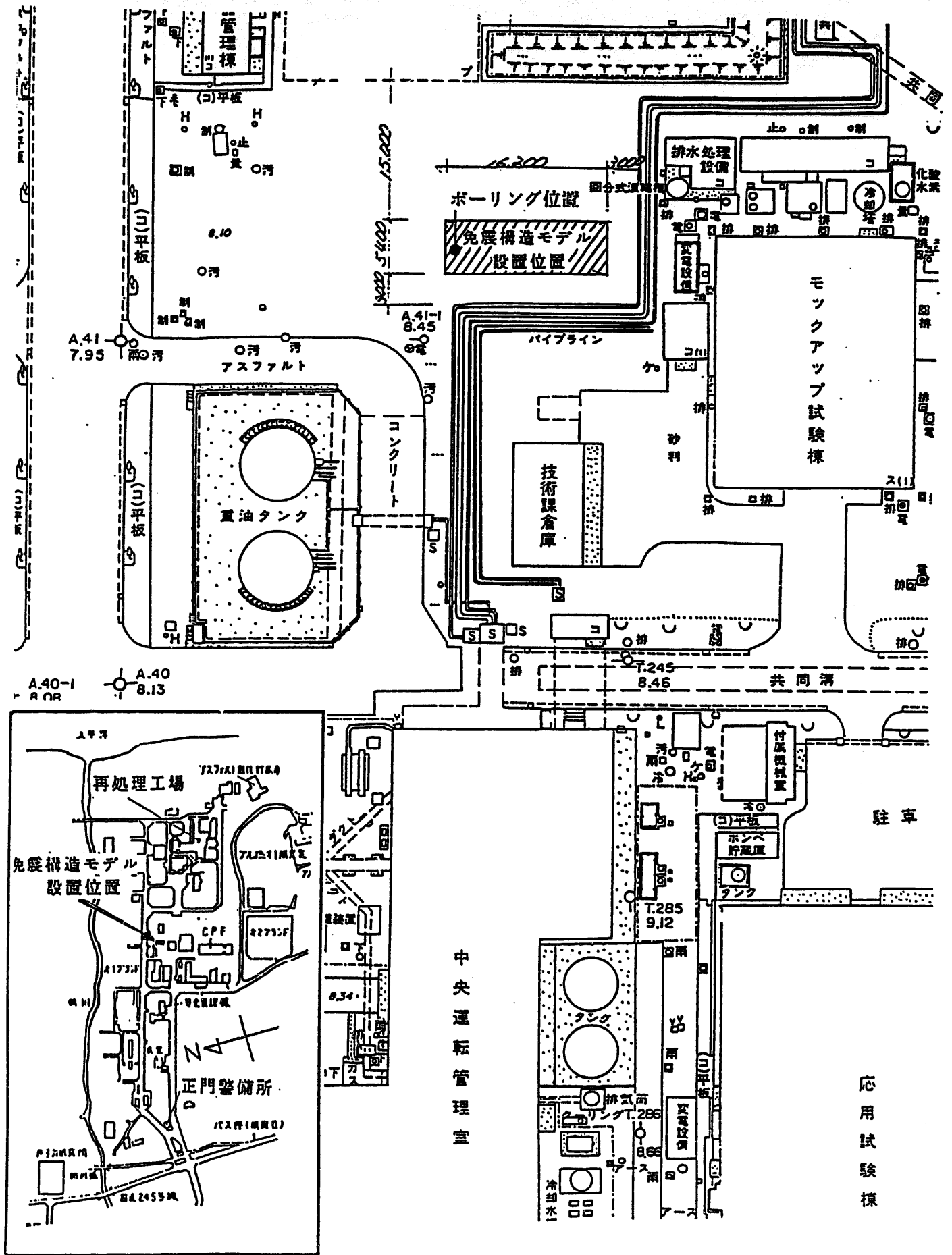


図 3.1.4 免震構造モデル設置位置

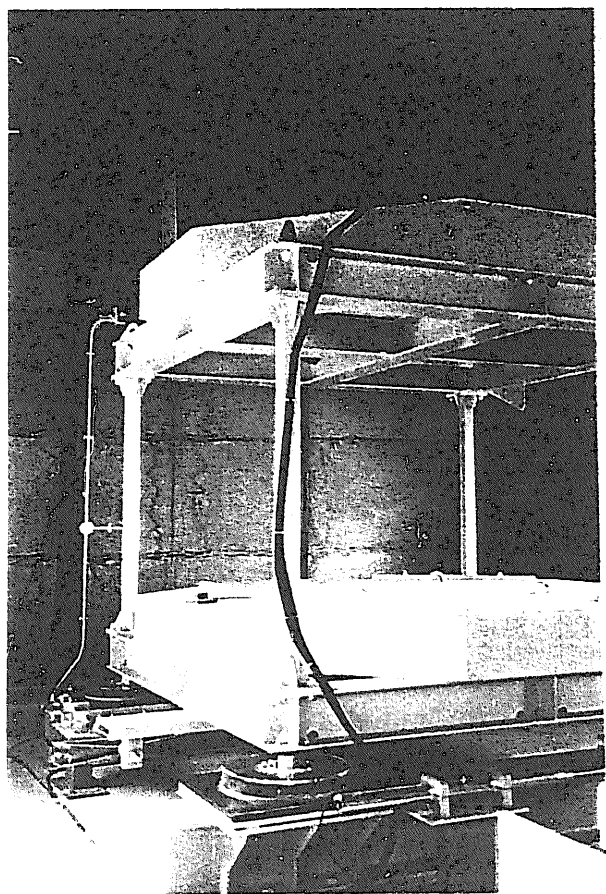


写真 3.1.1 免震構造模型

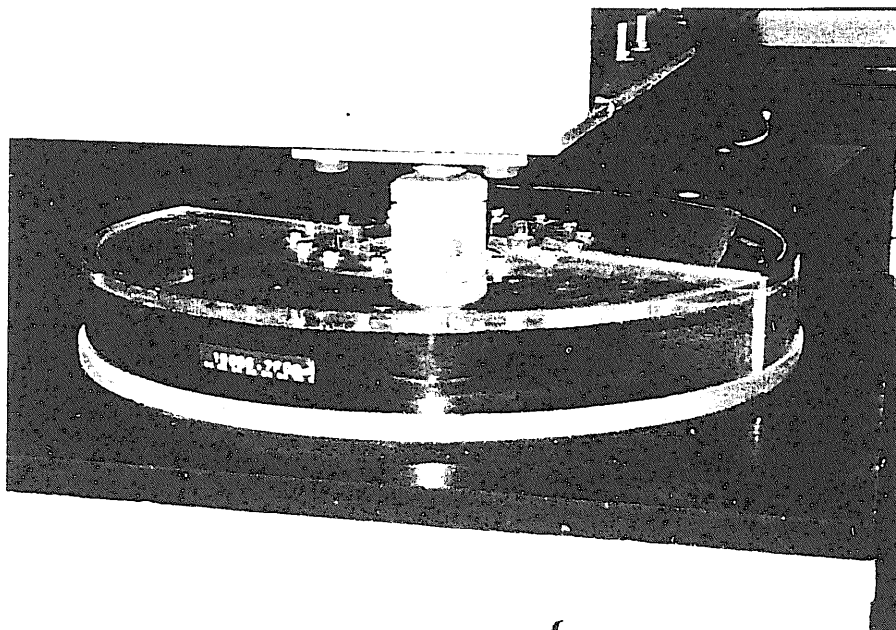


写真 3.1.2 弾性すべり支承 (支承No.1)

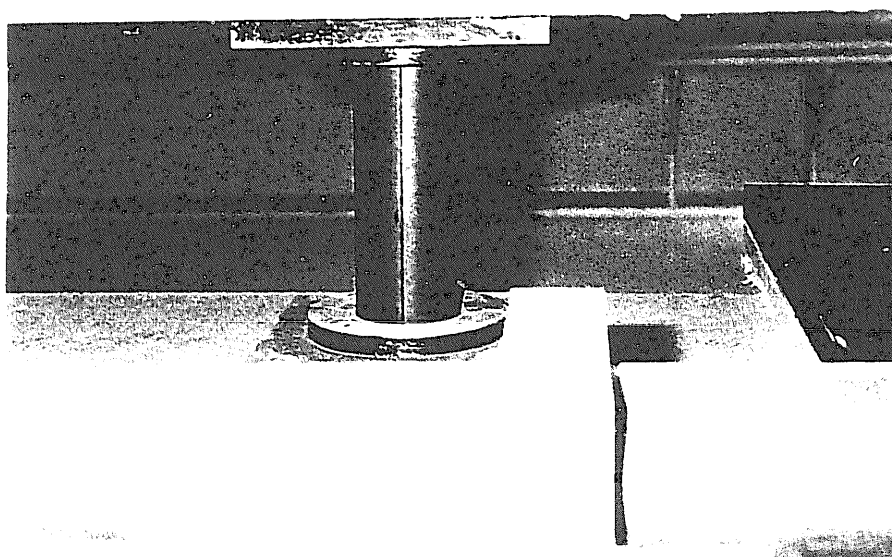


写真 3.1.3 水平ばね (ばねNo.2)



3.1.2 点検結果

1) 免震装置に関する目視および接触診断による点検

目視および接触診断による点検が可能な項目について点検記録用紙に記入し、点検時に実施可能な対処措置に関しては、その処置方法を記入した。

表 3.1.1に点検記録を示す。

表 3.1.1 点検記録 (1/2)

東海動燃免振構造模型定期点検記録		実施者	大成チ-ビス(株) 金森・武井		
		担当者	大成建設(株)技術研究所 高木	実施日	H4. 10. 16
検査対象	検査項目	判定	状況	処置	
弾性滑すべり支承	ゴムの変色	有・ <input checked="" type="radio"/> 無			
	ゴムの亀裂	有・ <input checked="" type="radio"/> 無			
	異物付着	有・ <input checked="" type="radio"/> 無			
	取付部の状態・錆	<input checked="" type="radio"/> 有・無	赤錆がボルト頭部に見られた	錆落とし・防錆スプレー塗布	
	ボルト・ナットの緩み	有・ <input checked="" type="radio"/> 無			
	ゴム表面硬度	別紙		ゴム硬度計により測定	
	高さ寸法	別紙		シリンダーゲージにより測定	
水平ばね	外周寸法	別紙		巻き尺により測定	
	ゴムの変色	有・ <input checked="" type="radio"/> 無			
	ゴムの亀裂	有・ <input checked="" type="radio"/> 無			
	異物付着	有・ <input checked="" type="radio"/> 無			
	取付部の状態・錆	<input checked="" type="radio"/> 有・無			
	ボルト・ナットの緩み	有・ <input checked="" type="radio"/> 無			
	ゴム表面硬度	別紙		ゴム硬度計により測定	
外周寸法	別紙		巻き尺により測定		

表 3.1.1 点検記録 (2/2)

検査対象	検査項目	判定	状況	処置
すべり板	汚れ・水滴・ゴミ付着	有・無	灰、少々有り	布、化学雑巾で清掃
	傷	有・無		
	錆	有・無		
フェイルセーフ	ゴムの変色	有・無	防塵カバーの内側が白く変色	硬度測定による弾性確認追加
	ゴムの亀裂	有・無		
	ゴム表面硬度	別紙		ゴム硬度計により測定
防塵カバー	傷	有・無		
	可動性	良好・不良		
	密封性	良好・不良		
装置周辺	障害物の有無	有・無		
備考 (メモ)	<p>次回点検申し送り事項</p> <p>1) 防塵カバーの取り外しは、支承と構造模型を接続している4本のネジ(ナット頭17mm)を外す。</p> <p>2) 点検用具として六角レンチ、鉛筆とスプレー、17mmラチェットが必要である。</p>			

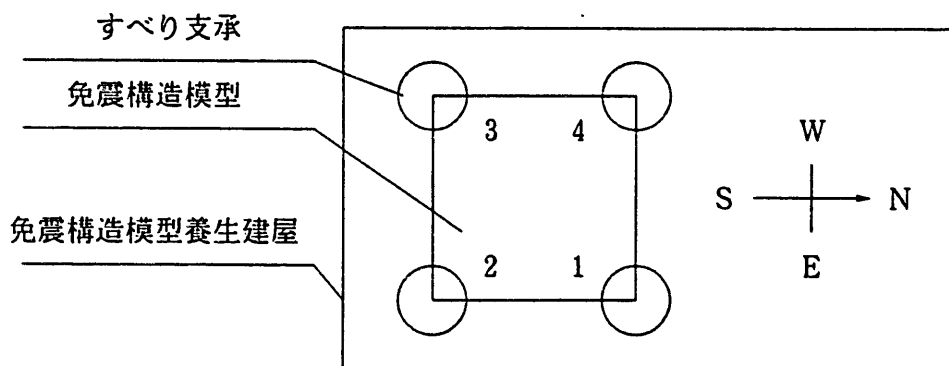
2) 弾性すべり支承の高さ測定

弾性すべり支承の高さは、ダイヤルゲージを使用して測定した。ただし、弾性すべり支承の高さ（弾性すべり支承が接着されている鉄製プレート（厚さ15mm）とすべり板間の距離）が使用したダイヤルゲージの最低測定範囲よりも低いため、すべり板と構造物模型の脚部の鉄製プレート間の距離を測定し、〔測定値－15mm〕を支承高さとした。支承高さは、1支承についてNS、EW方向の4箇所を測定した。

表 3.1.2に測定結果を示す。

表 3.1.2 弾性すべり支承の高さ

すべり支承	支承の高さ（単位mm）				
	N 側	S 側	E 側	W 側	平均
1	31.05	30.82	30.54	31.01	30.86
2	31.02	30.53	30.77	30.74	30.77
3	30.5	31.17	30.01	31.53	30.80
4	30.76	31.44	31.49	30.58	31.07

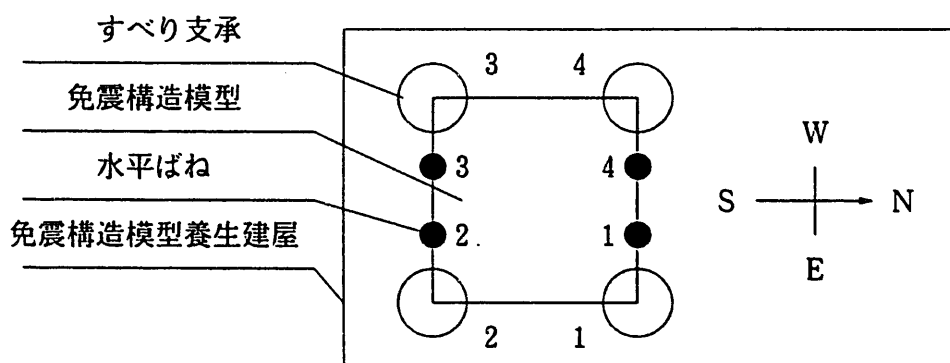


3) 弾性すべり支承と水平ばねの外周寸法

弾性すべり支承と水平ばねの外周寸法はその中央部を巻尺により測定した。外周寸法から求めた直径を表 3. 1. 3に示す。

表 3. 1. 3 弾性すべり支承と水平ばねの直径

すべり支承 1	すべり支承 2	すべり支承 3	すべり支承 4
66.2mm	66.8mm	66.7mm	67.2mm
水平ばね 1	水平ばね 2	水平ばね 3	水平ばね 4
54.4mm	54.7mm	54.6mm	54.4mm



## 4) 弾性すべり支承、水平ばね、フェイルセーフのゴム硬度測定

ゴム硬度の測定は、硬度計を用いてゴムの高さ方向の中央部の周囲4箇所で測定した。また、フェイルセーフのゴム（黒色）の防塵カバー内側表面が白色に変色していたため、フェイルセーフのゴムの硬度測定を行い、ゴムの性質が変化しているかどうか確認した。フェイルセーフのゴムの硬度は4つのゴムストッパーそれぞれの防塵カバー内側2箇所、外側2箇所において測定した。測定結果を表 3.1.4に示す。

表 3.1.4 ゴム硬度測定結果

	No.	測定位置	硬 度				平 均
弾 性 すべり支承	1	中 央	48	53	54	50	51.25
	2	中 央	51	54	53	53	52.75
	3	中 央	53	53	55	52	53.25
	4	中 央	50	56	51	52	52.25
水平ばね	1	中 央	54	48	54	53	52.25
	2	中 央	53	54	53	53	53.25
	3	中 央	54	53	53	54	53.5
	4	中 央	53	54	52	53	53.0
フェイル セーフ	1	内 側	42	42	—	—	42.0
		外 側	—	—	42	43	42.5
	2	内 側	43	42	—	—	42.5
		外 側	—	—	43	43	43.0
	3	内 側	42	43	—	—	42.5
		外 側	—	—	44	44	44.0
	4	内 側	42	42	—	—	42.0
		外 側	—	—	43	43	43.0

## 5) 免震装置周辺の清掃

布により防塵カバー、フェイルセーフ等、免震装置周辺の埃を払い、化学雑巾で払拭清掃してすべり板をアセトンを用いて清掃した後に、シリコングリスをすべり支承接地部およびすべり板上に塗布した。

装置の点検の様子、装置の状況を写真 3.1.4～3.1.9に示す。

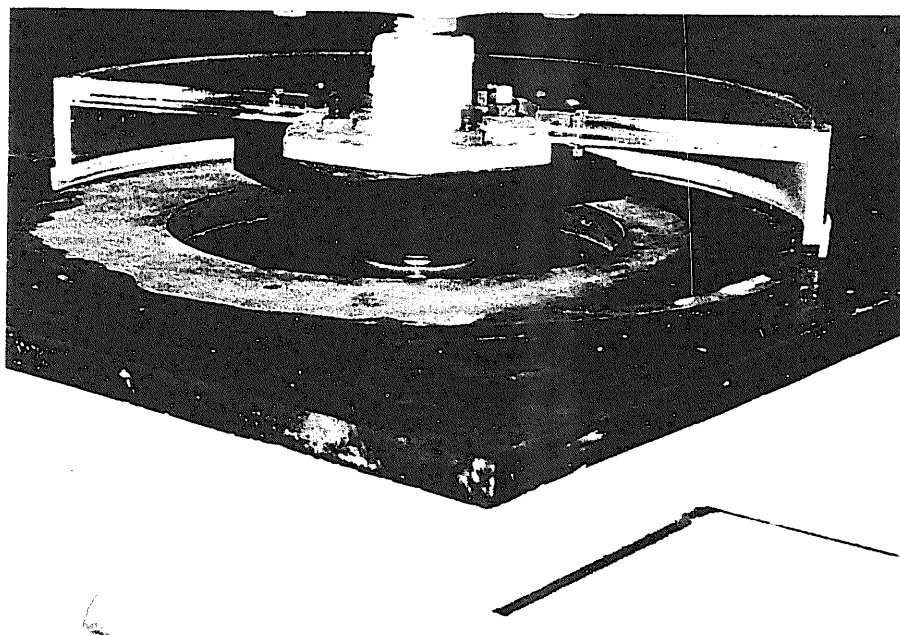


写真 3.1.4 フェイルセーフゴムの変色状況 (支承No.4)

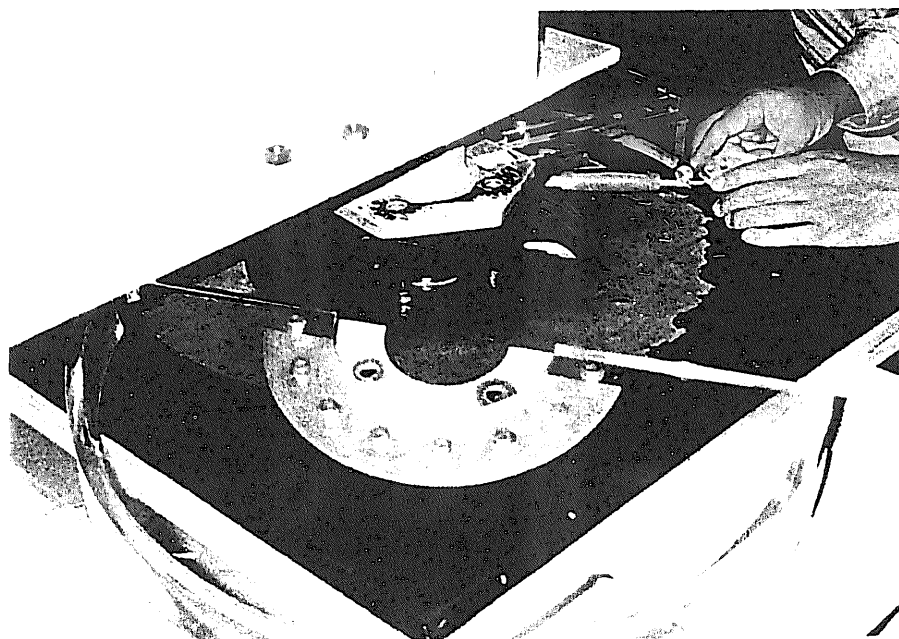


写真 3.1.5 支承高さ測定状況

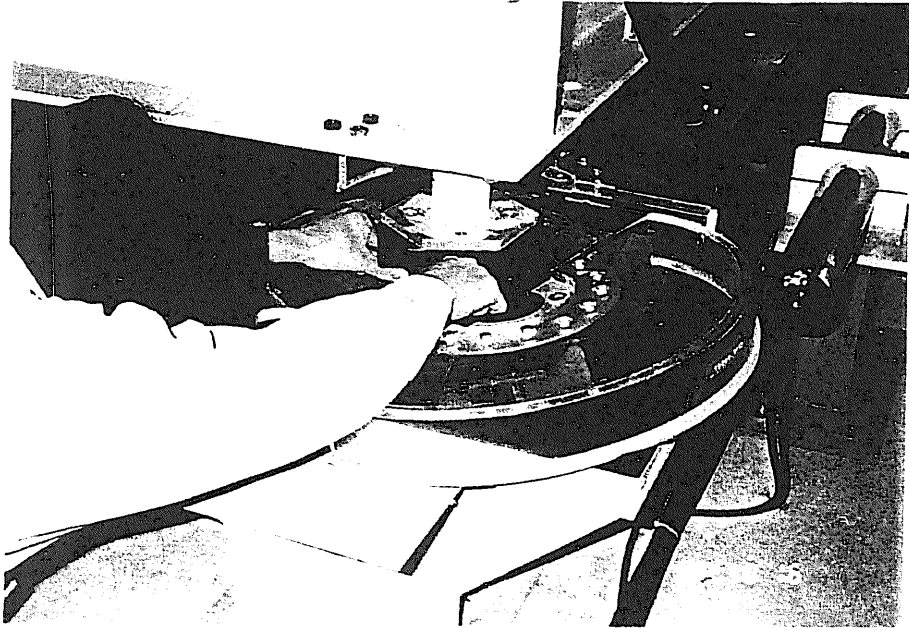


写真 3.1.6 弾性すべり支承ゴム硬度測定状況

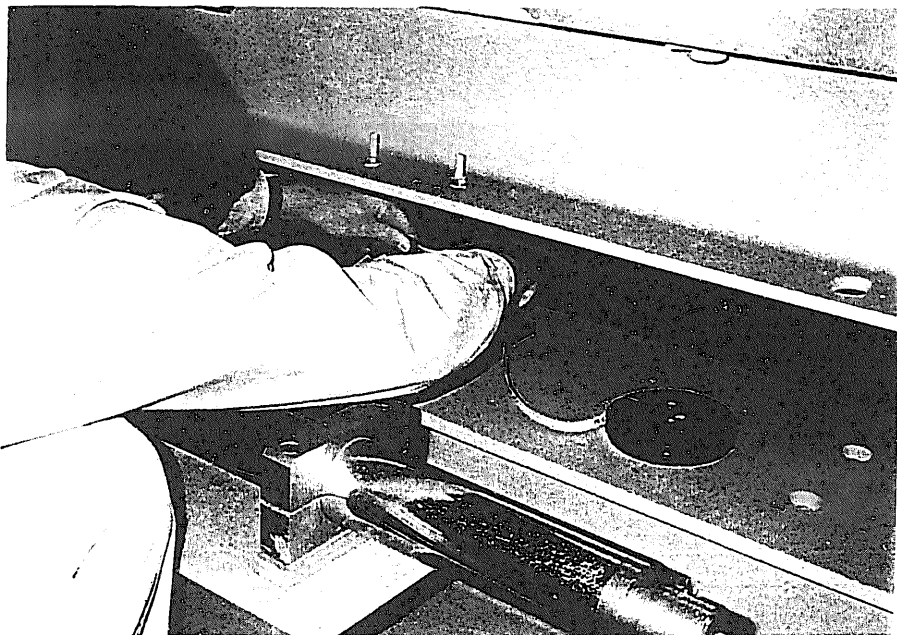


写真 3.1.7 水平ばね外周寸法測定状況

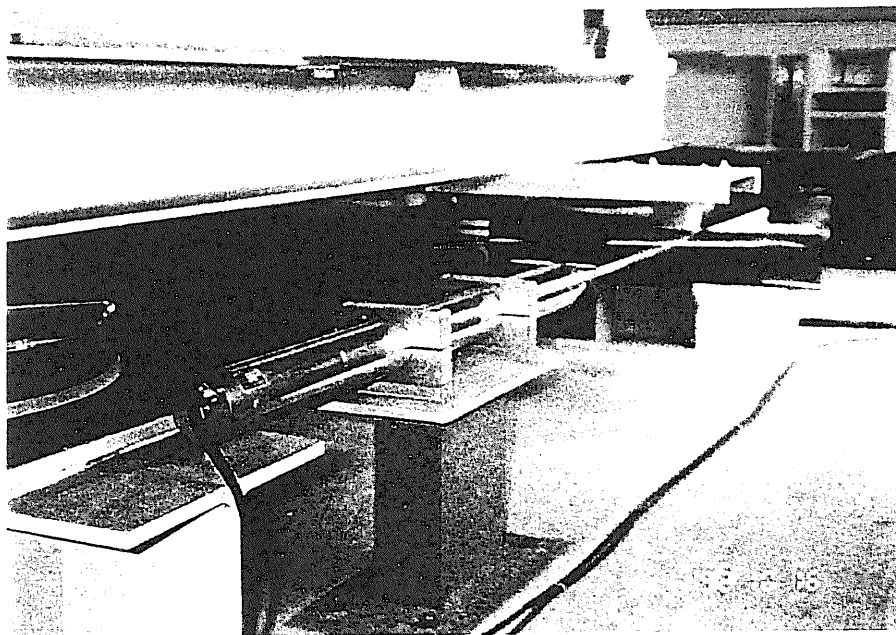


写真 3.1.8 変位計（東側）

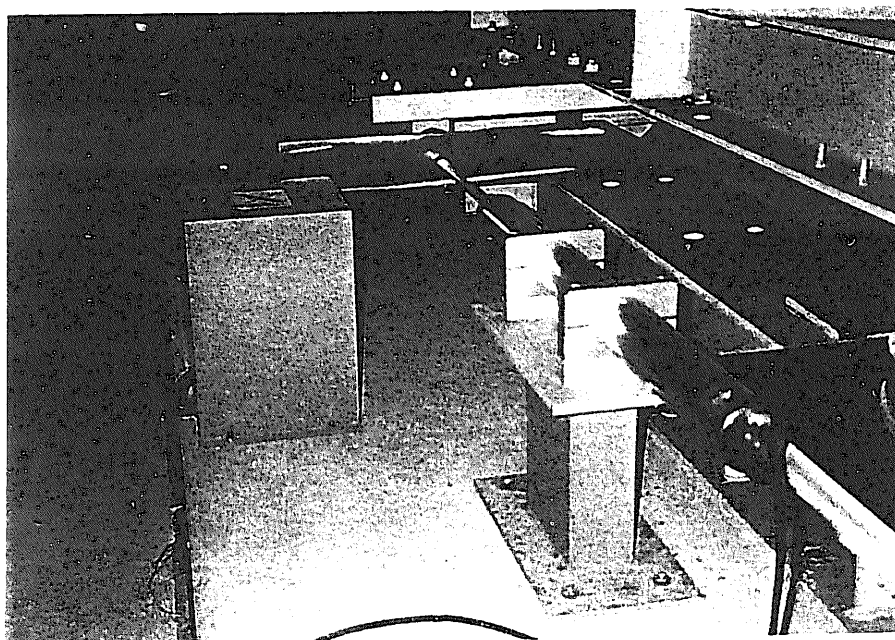


写真 3.1.9 変位計（南側）



### 3.1.3 点検結果のまとめ

測定結果をまとめると以下のとおりである。今回の測定結果と比較する過去のデータは無いが、免震装置の初期性能は維持されていると考える。

- ① 弾性すべり支承高さは $30.75 \pm 0.74$ mmの範囲にある。弾性すべり支承の製品寸法は $31.5$ mmであり、クリープ変形が進んでいるとは考えられない範囲である。
- ② 弾性すべり支承、水平ばねの外周寸法測定結果から求めた直径は、弾性すべり支承が $66.5 \pm 0.3$ mm、水平ばねが $54.5 \pm 0.2$ mmであった。それぞれの直径製品寸法は、弾性すべり支承が $65.0$ mm、水平ばねが $55.0$ mmである。特にゴムが孕み出しているとは考えられない。
- ③ ゴム硬度の測定結果は、弾性すべり支承の各平均値で硬度 $52.2 \pm 1.0$ 、水平ばねの各平均で硬度 $52.9 \pm 0.6$ であった。
- ④ フェイルセーフのゴム硬度は $43 \pm 1$ であった。フェイルセーフ設置時のゴム硬度は $40$ であり、やや硬くなっている。白色変色部分（防塵カバー内側）と無変色部分（防塵カバー外側）のゴム硬度差は $0.5 \sim 1.5$ であり、測定結果からは防塵カバー外側の方が若干硬い傾向は伺えるものの、測定精度を含めて考えると硬度差は殆ど無く、性能には問題ないと考えられる。
- ⑤ 白色変色した原因は、防塵カバーの固定ネジを締め込む際に瞬間接着剤で仮固定したこと等が考えられるが、特定はできない。

## 3.2 既往観測記録の分析

## 3.2.1 概要

## 1) 目的

免震機構の動特性ならびに地震動の違いによる免震構造模型の地震応答性状の変化を調べることを目的として、今までに観測された記録の分析、再整理を行った。

## 2) 実施内容

地震の震源位置によって地震動特性が異なることが予想される。そこで、今までに観測された記録のうち震源位置をゾーン分類し、比較的観測点での加速度が大きかった地震を選定し、分析、再整理を行った。使用した観測記録の地震諸元を表 3.2.1 に、震源位置とゾーン分類を図 3.2.1 示す。

分析は、波形作図、スペクトル分析、最大値分布の作図を行い、地震動の違いによりこれらがどのように変化するか調べた。

表 3.2.1 使用した観測記録の地震諸元

発生年月日	震源	M	水戸震度	ゾーン分類
1988.10.19 09:08	福島県沖 N37° 02' E141° 51'	5.8	Ⅱ	1
1994.10.04 22:22	北海道東方沖 N43° 22' E147° 40'	8.1	Ⅲ	
1989.12.09 02:23	茨城県沖 N36° 36' E141° 05'	5.6	Ⅳ	2
1992.06.01 22:51	茨城県沖 N36° 40' E141° 14'	5.7	Ⅲ	
1990.08.05 12:36	茨城県沖 N36° 24' E141° 06'	5.8	Ⅳ	3
1990.05.03 16:45	鹿島灘 N36° 30' E140° 38'	5.3	Ⅳ	4
1990.10.06 23:33	鹿島灘 N36° 29' E140° 37'	5.0	Ⅳ	
1989.02.19 21:27	茨城県南西部 N36° 00' E139° 55'	5.6	Ⅳ	5
1990.07.04 03:32	茨城県南部 N36° 00' E140° 08'	5.1	Ⅲ	
1989.03.06 23:39	千葉県北部 N35° 42' E140° 44'	5.9	Ⅲ	6
1990.06.01 10:20	千葉県東方沖 N35° 38' E140° 44'	6.0	Ⅲ	
1992.02.02 04:04	東京湾 N35° 14' E139° 48'	5.9	Ⅲ	7

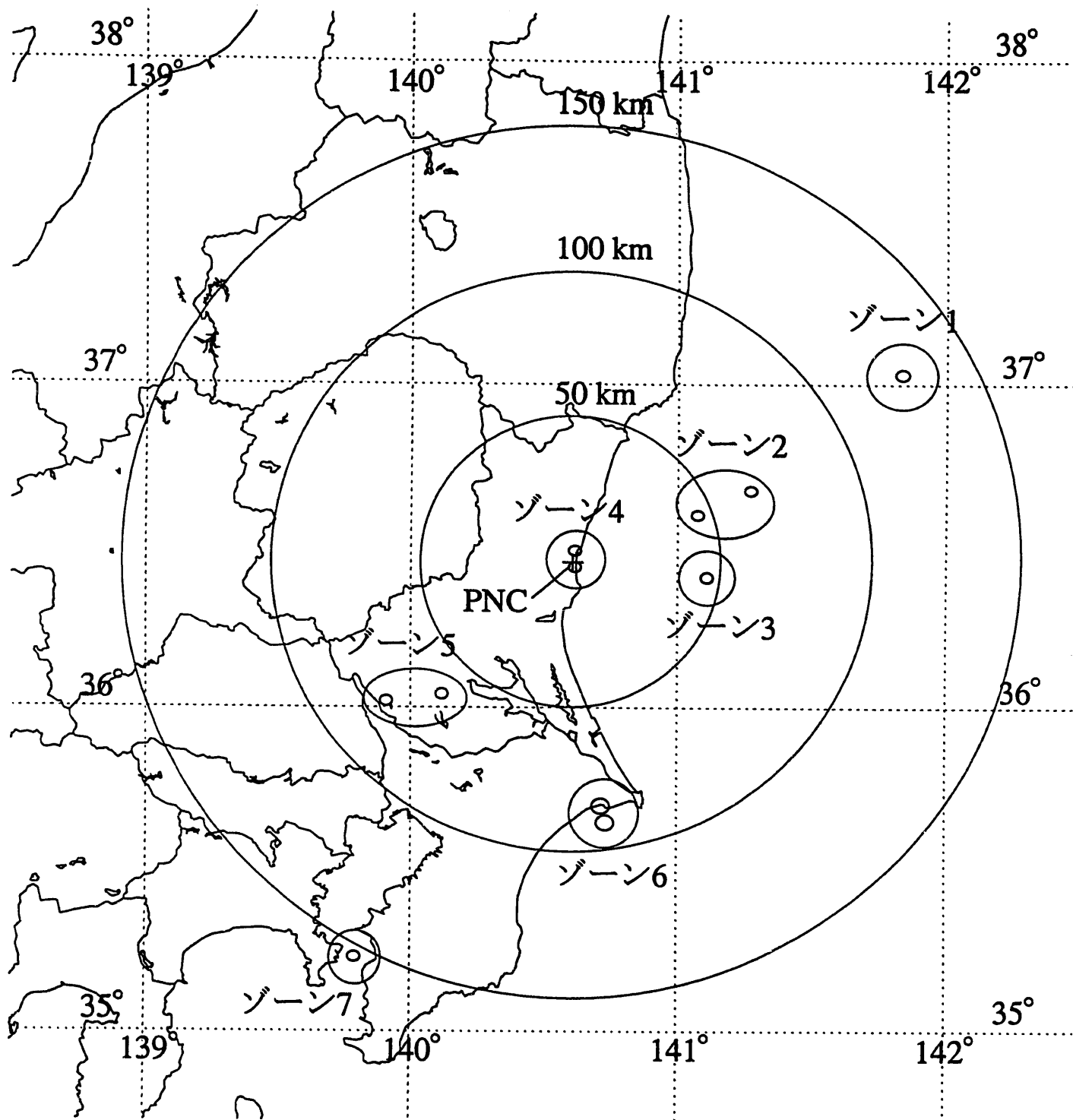


図 3.2.1 使用した観測記録の震源位置とゾーン分類

### 3.2.2 分析結果

#### 1) 観測記録

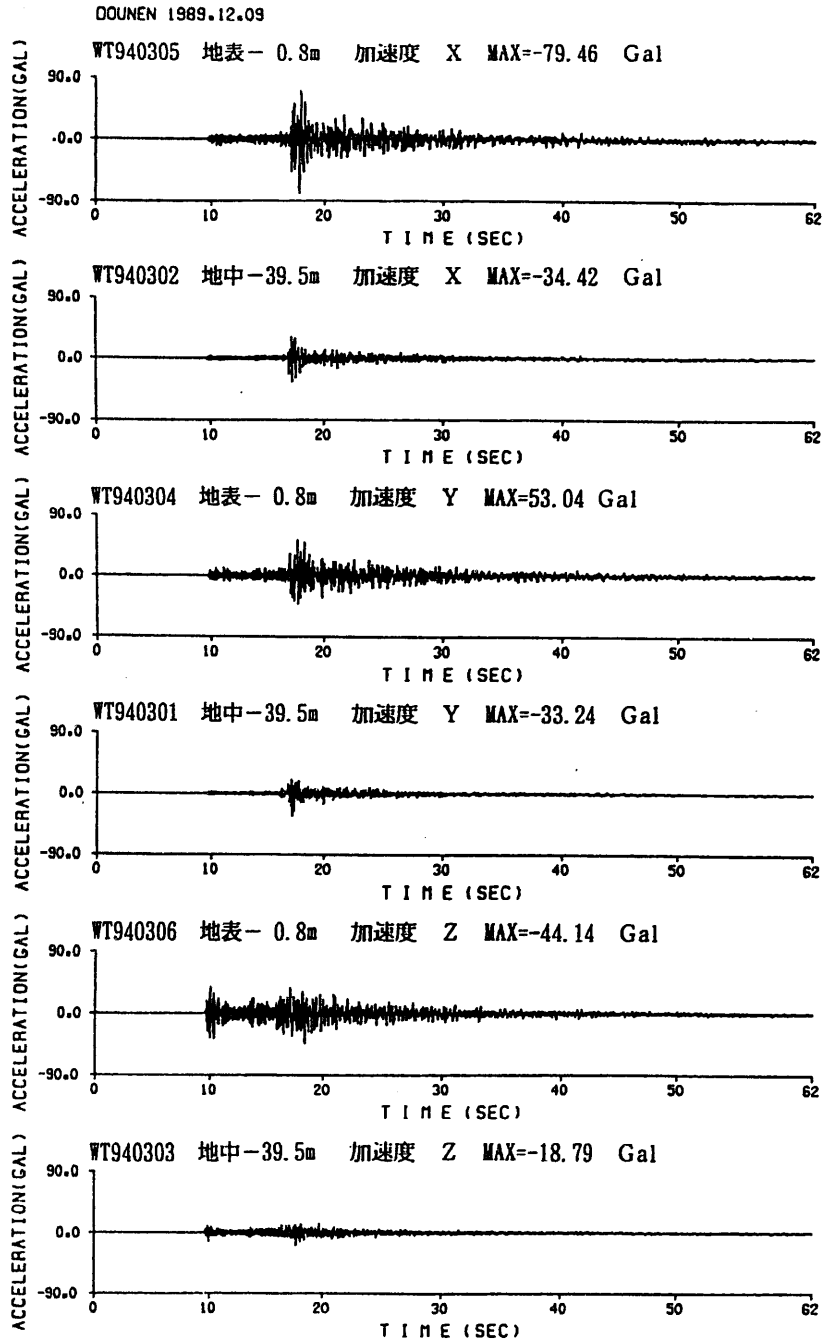
観測結果一覧を表3.2.2に、観測波形例として震源のゾーンが異なり加速度の大きい2地震(1989年12月9日と1990年10月6日)の記録波形を図3.2.2、3.2.3に示す。

12地震の観測記録において、GL-39.5m ( $V_s=750\text{m/sec}$ であり、以下、基盤という)での最大加速度は2.98~101.2galであり、一番大きな値を示したのは1990年10月6日の地震のX方向である。地表面での最大加速度は5.66~157.68galの範囲にあり、1990年5月3日の地震のX方向で最大となった。模型部分の最大加速度は、基礎マット、模型頂部でそれぞれ6.51~183.7gal、8.46~112.6galであった。基礎マットでの最大値は1990年10月6日の地震で生じているが、この地震の場合には免震効果が見られ、模型頂部の加速度は低減している。模型頂部で最大となるのは1990年5月3日の地震のY方向112.6galである。

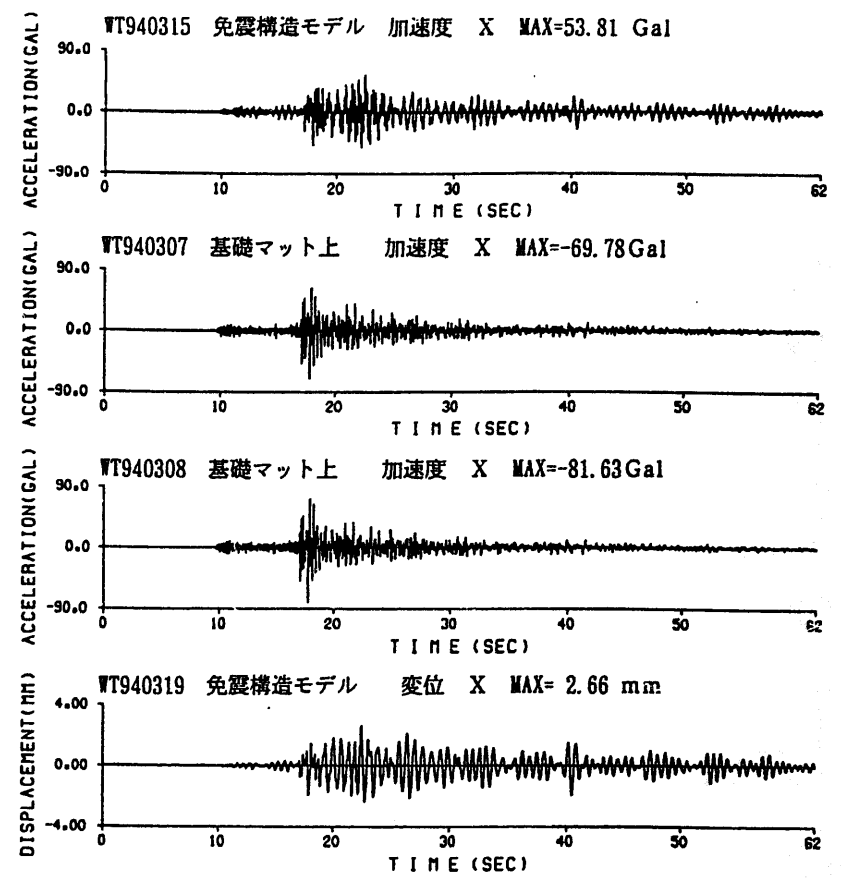
基礎マットに対する免震模型下部の相対変位は最大でも0.73~13.53mmである。1990年5月3日と1990年10月6日の地震では、模型頂部のY方向加速度が112.6gal、96.01gal、相対変位も13.53、10.89mm程度あり、免震装置は滑っていると考えられる。

表 3.2.2 最大応答値一覧

ゾーン 種 別	地震種別	部 位															
		X								Y							
		模型 頂部	基礎 マット	応答 倍率	地表面 GL-0.8	地中 GL-39.5	応答 倍率	相对 変位	卓越 振動数	模型 頂部	基礎 マット	応答 倍率	地表面 GL-0.8	地中 GL-39.5	応答 倍率	相对 変位	卓越 振動数
1	1988.10.19	8.46	6.72	1.26	6.79	2.99	2.27	0.74	3.1, 1.5	8.72	6.51	1.34	5.66	2.98	1.90	0.73	3.3, 1.5
1	1994.10.4	46.45	40.68	1.14	40.02	11.67	3.43	4.13	1.35, 2.9	49.48	23.47	2.11	23.80	11.80	2.02	4.15	1.15, 3.85
2	1989.12.9	53.81	81.63	0.66	79.46	34.42	2.31	2.66	3.2, 5~7.7	51.52	59.82	0.86	53.04	33.24	1.60	3.51	1~12
2	1992.6.1	24.43	21.11	1.16	21.20	8.74	2.43	1.44	1~12	16.16	23.46	0.69	23.78	7.99	2.98	0.92	1~12
3	1990.8.5	78.70	55.13	1.43	57.61	28.30	2.04	7.50	2.6, 1.5, 5.0	55.73	53.92	1.03	46.10	15.95	2.89	5.12	1.1~8, 8.8~13
4	1990.5.3	90.16	154.96	0.58	157.68	90.92	1.73	6.13	5.0, 1.1~10	112.60	133.97	0.84	130.85	53.57	2.44	13.53	2.0, 5.0, 8.8
4	1990.10.6	106.53	144.73	0.74	143.14	101.18	1.41	4.11	5.0, 2.9, 8.1	96.01	183.66	0.52	111.03	62.63	1.77	10.89	1.7, 8.8, 10.4
5	1989.2.19	103.34	43.05	2.40	50.75	23.12	2.20	10.47	1.5, 3.1, 5.0	58.31	38.03	1.53	43.91	19.18	2.29	5.49	1.5, 3.8, 5.0
5	1990.7.4	19.23	13.42	1.43	13.61	7.16	1.90	1.02	1.7, 5.0, 3.3	15.47	15.43	1.00	13.49	4.48	3.01	0.95	8.1, 1.9, 9.0
6	1989.3.6	39.25	23.28	1.69	23.72	7.88	3.01	3.39	1.3, 2.9, 3.3	46.16	18.08	2.55	16.91	5.97	2.83	3.87	1.7
6	1990.6.1	22.92	15.47	1.48	15.67	7.37	2.13	1.74	1.3, 3.3, 5.6	18.57	15.62	1.19	12.12	5.43	2.23	1.53	1.7, 3.5, 4.8
7	1992.2.2	24.77	17.79	1.39	16.40	12.30	1.33	1.26	6.0, 3.3, 1.7	29.59	19.56	1.51	19.40	6.20	3.13	1.53	7.9, 6.3, 1.7

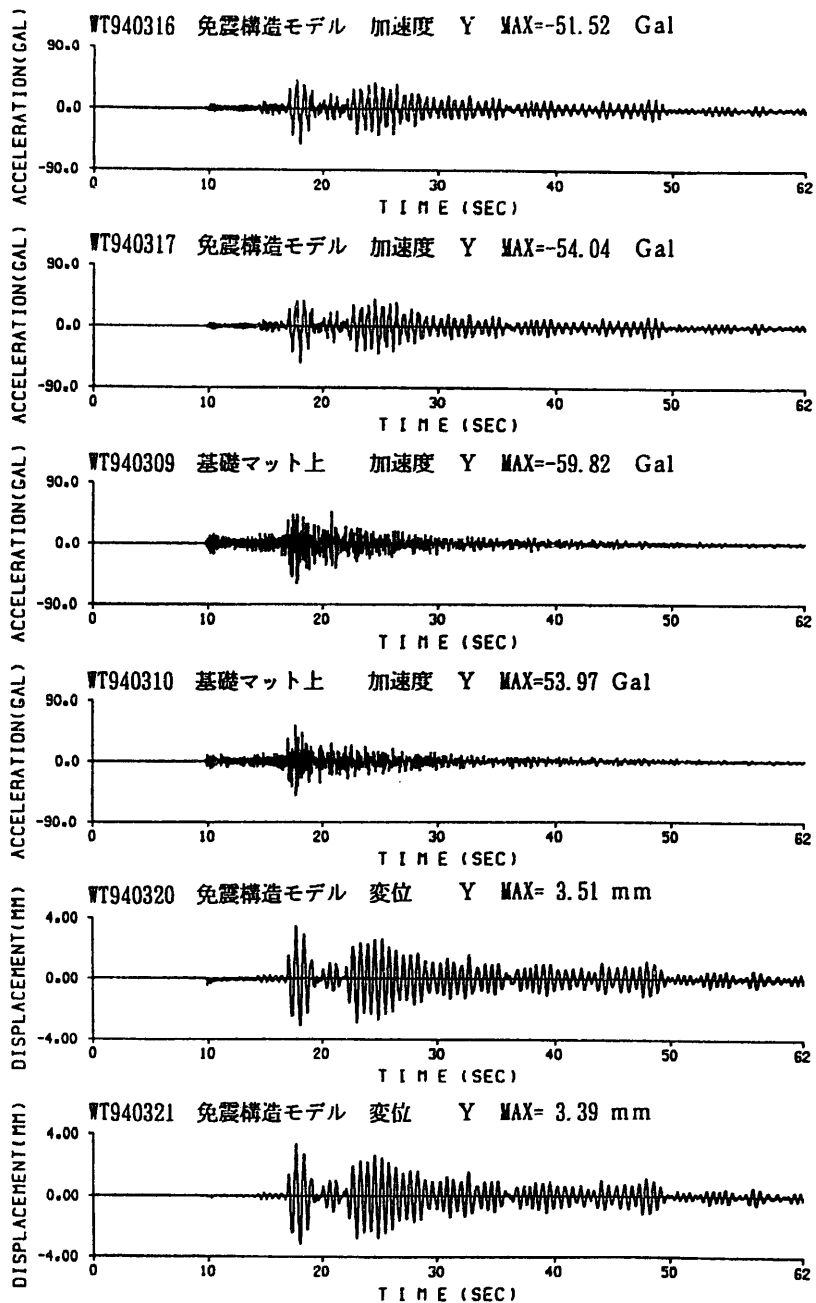


(a) 地盤

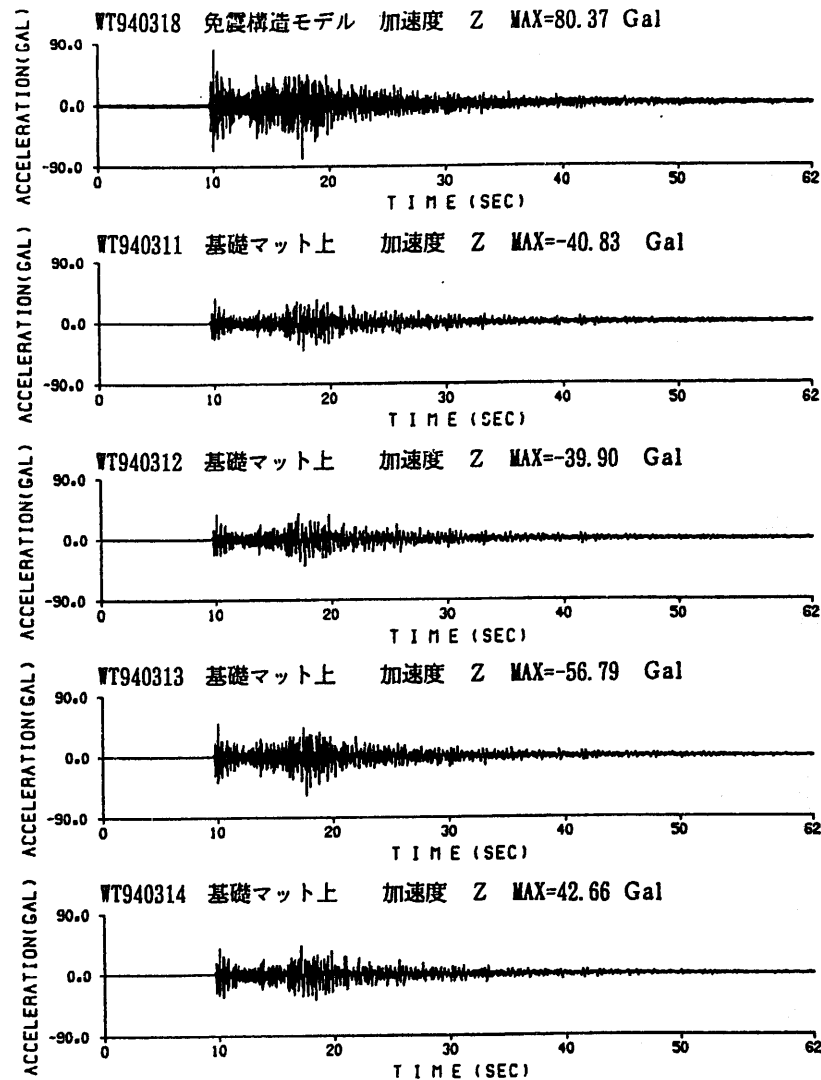


(b) 免震模型X方向

図 3.2.2 観測記録波形例 [1989年12月9日の地震] (1/2)

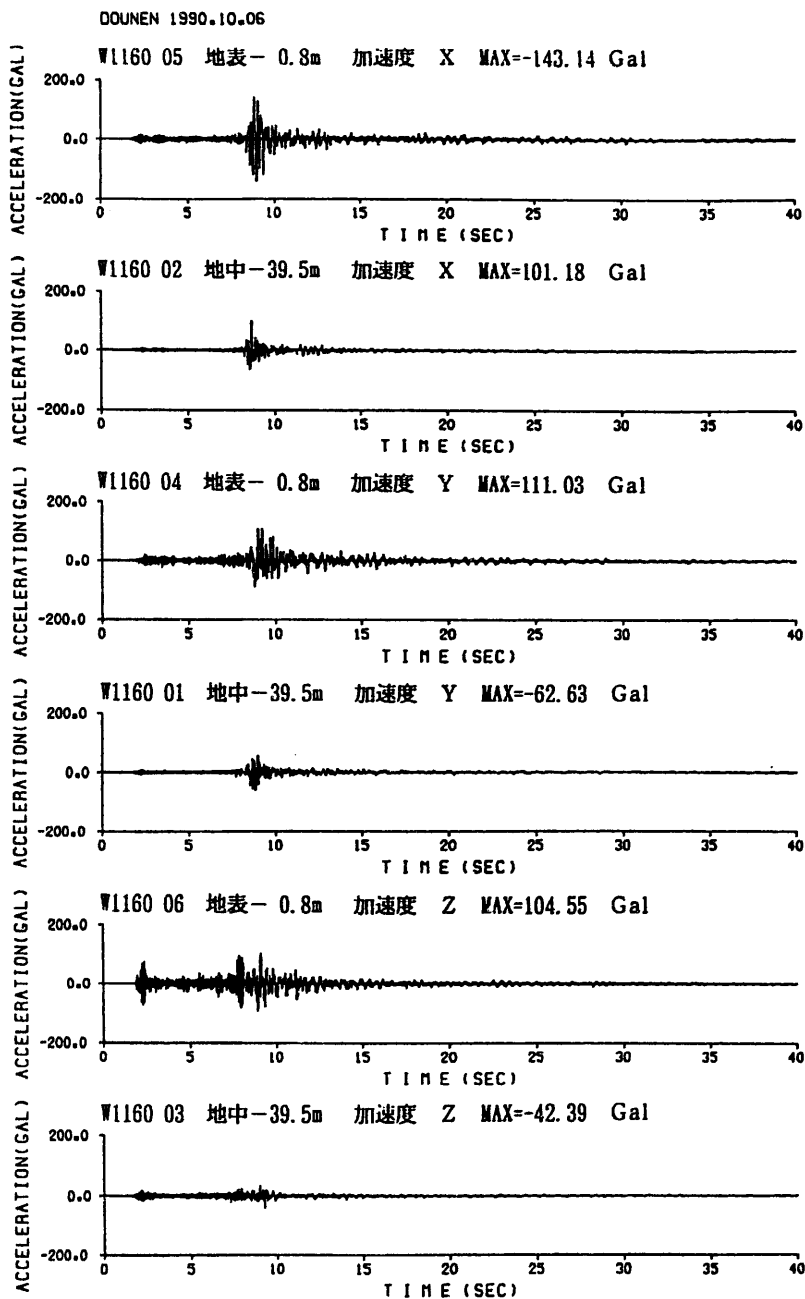


(c) 免震模型Y方向

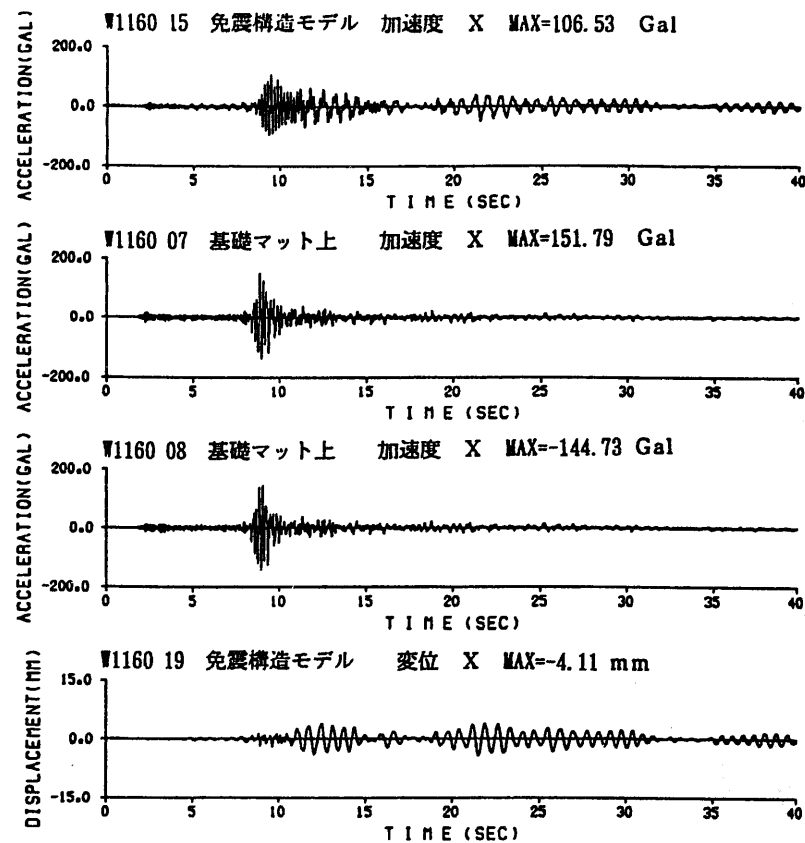


(d) 免震模型Z方向

図 3.2.2 観測記録波形例 [1989年12月9日の地震] (2/2)



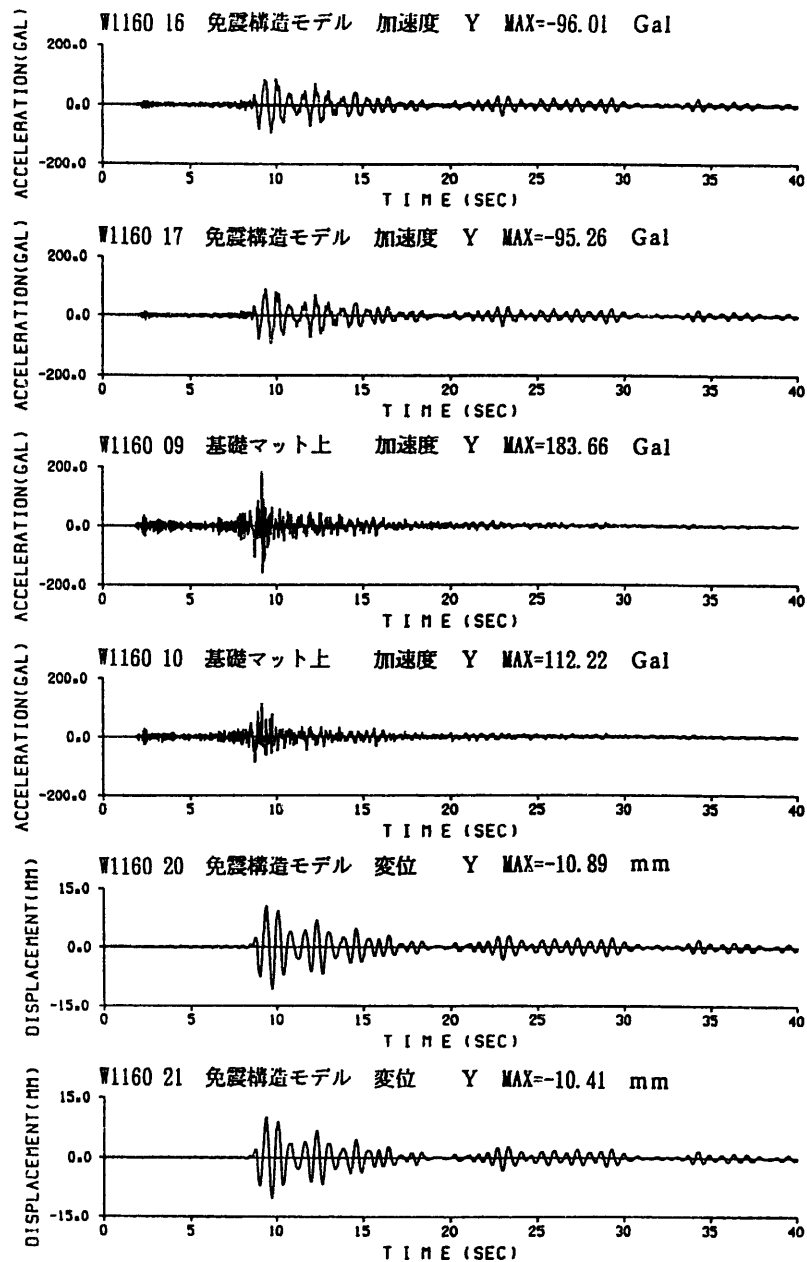
(a) 地盤



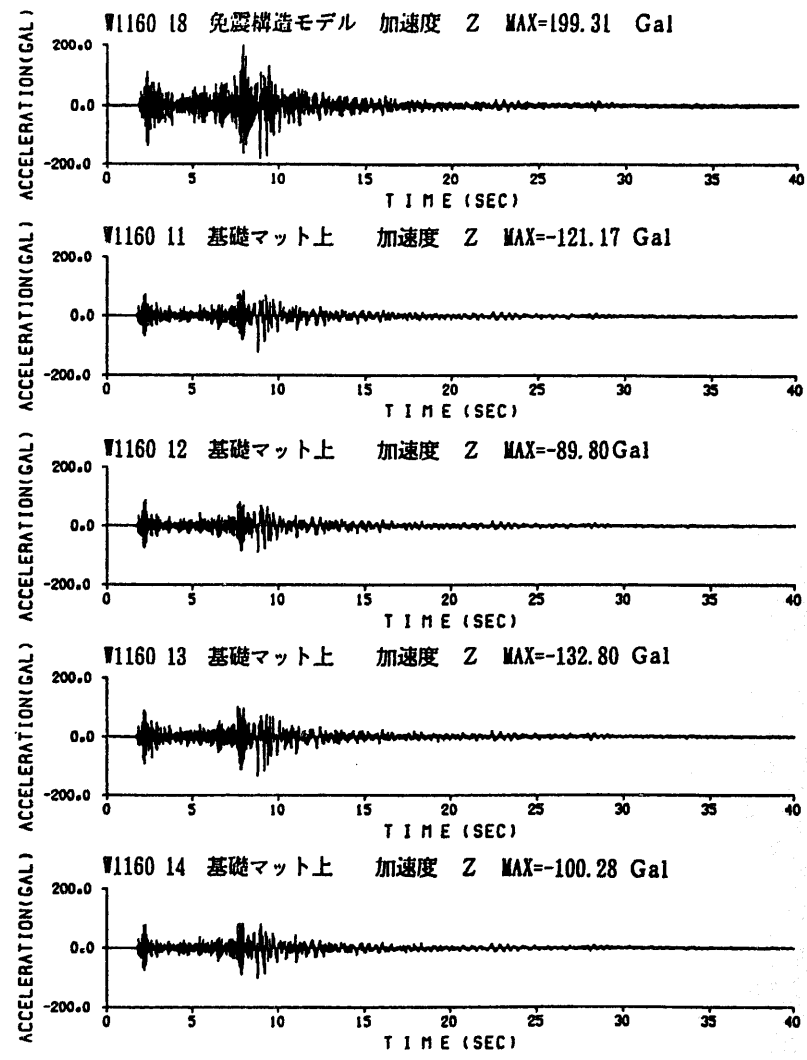
(b) 免震模型X方向

図 3.2.3 観測記録波形例 [1990年10月6日の地震] (1/2)





(c) 免震模型Y方向



(d) 免震模型Z方向

図 3.2.3 観測記録波形例 [1990年10月6日の地震] (2/2)

## 2) 地盤の動特性

地盤の最大加速度、基盤に対する地表の増幅率を一覧にして表3.2.3に、基盤と地表面の最大加速度分布を図3.2.4に、基盤から地表面への増幅率と基盤加速度との関係を図3.2.5に示す。さらに、代表的な地表面と基盤のフーリエスペクトル（波形を示した1989年12月9日と1990年10月6日の地震記録）を図3.2.6、3.2.7に示す。これらの結果から、次のことが指摘できる。

水平方向の基盤と地表面の最大加速度分布をみると、地表面の加速度の方が大きく、地盤で増幅されている。基盤から地表面への増幅率は概ね2倍前後であるが、基盤加速度が小さい場合には3倍を越えるものもある。地盤の非線形性（歪依存性）により、基盤加速度が大きい場合に地表面の応答が小さくなったと考えられる。また、増幅率において、震源のゾーンによる明瞭な差異は認められない。

図3.2.6、図3.2.7に示したフーリエスペクトルならびに前掲の表3.2.2からこれらの卓越振動数をみると、X方向では、1.5Hz、3Hz、5～6Hz近傍に卓越成分が見られる。ゾーン較すると、ゾーン4（1989年12月9日と1990年10月6日の地震）、ゾーン7（1992年2月2日の地震）は、5～6Hz近傍の成分が特に卓越し、他のゾーンの地震は1Hzあるいは3Hz近の成分が卓越している。Y方向においてもほぼ同様の傾向が見られるが、ゾーン4、ゾーン7の地震の卓越振動数は8Hz近傍にあり、X方向に比べるとやや高振動数側に移行している。Z方向地表面では、3Hz、15Hz近傍に、GL-38mでは3Hzの成分が卓越しており、15Hz近傍の成分が増幅されていることが分かる。

過去に実施した常時微動観測結果ならびに地震観測結果からも、GL-38m以浅の表層地盤の1次卓越振動数はほぼ2Hzであることが確認されており、ゾーン4、ゾーン7以外の地震ではほぼ1次モードが、ゾーン4、ゾーン7の地震では2次モードが卓越した振動性状を示していると考えられる。

表 3.2.3 地盤の最大加速度ならびに増幅率

観測点		深さ(m)	1988.10.19	1994.10.4	1989.12.9	1992.6.1	1990.8.5	1990.5.3	1990.10.6	1989.2.19	1990.7.4	1989.3.6	1990.6.1	1992.2.2
X方向	地表	-0.8	6.8	40.0	79.5	21.2	57.6	157.7	143.1	50.8	13.6	23.7	15.7	16.4
	基盤	-39.5	3.0	11.7	34.4	8.7	28.3	90.9	101.2	23.1	7.2	7.9	7.4	12.3
	地表/基盤		2.3	3.4	2.3	2.4	2.0	1.7	1.4	2.2	1.9	3.0	2.1	1.3
Y方向	地表	-0.8	5.7	23.8	53.0	23.8	46.1	130.9	111.0	43.9	13.5	16.9	12.1	19.4
	基盤	-39.5	3.0	11.8	33.2	8.0	16.0	53.6	62.6	19.2	4.5	6.0	5.4	6.2
	地表/基盤		1.9	2.0	1.6	3.0	2.9	2.4	1.8	2.3	3.0	2.8	2.2	3.1

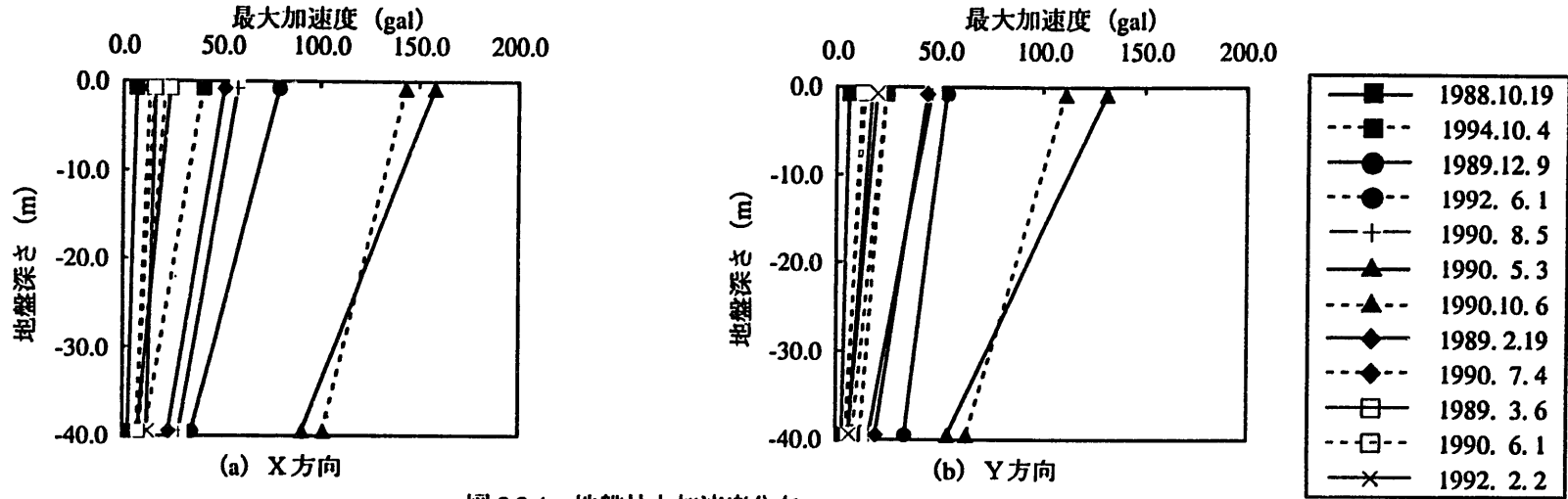


図 3.2.4 地盤最大加速度分布

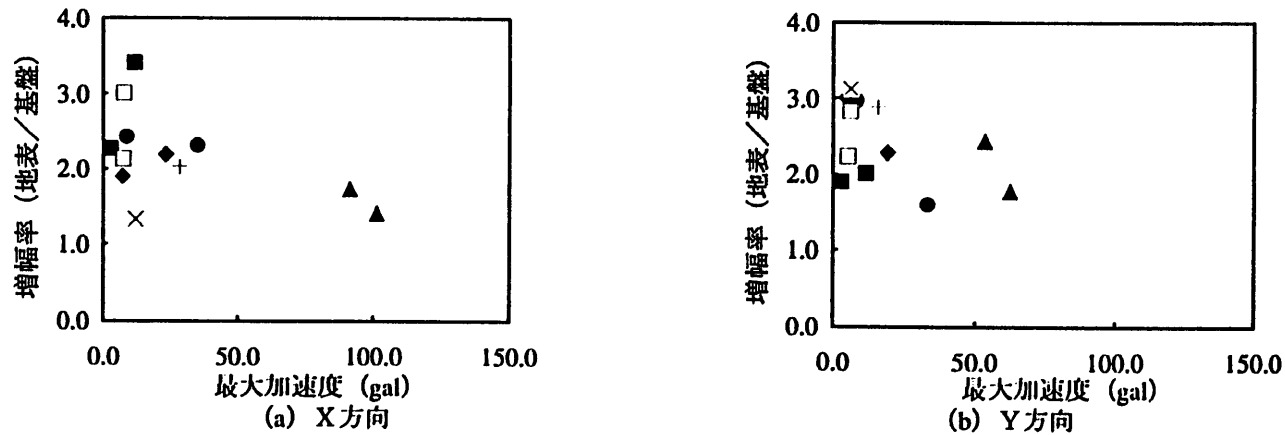
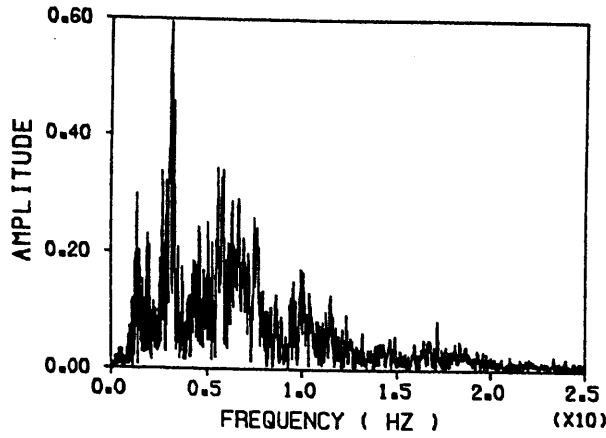


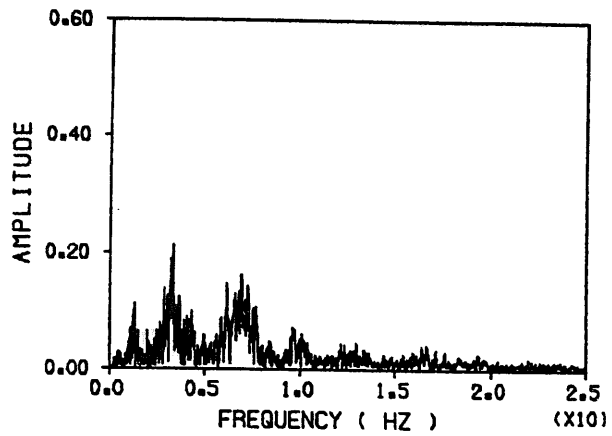
図 3.2.5 基盤最大加速度と増幅率の関係

WT940305 MAX. 0.59 AT 0.3X10

WT940302 MAX. 0.21 AT 0.3X10



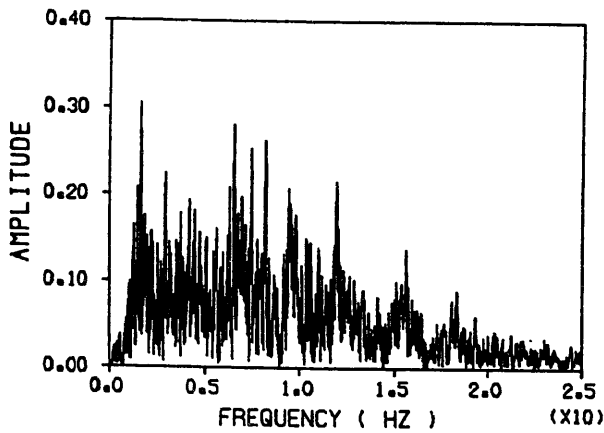
地表 - 0.8m 加速度 X



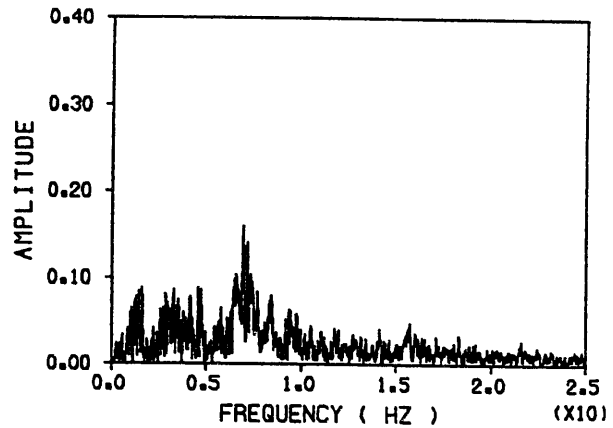
地中 - 39.5m 加速度 X

WT940304 MAX. 0.31 AT 0.2X10

WT940301 MAX. 0.16 AT 0.7X10



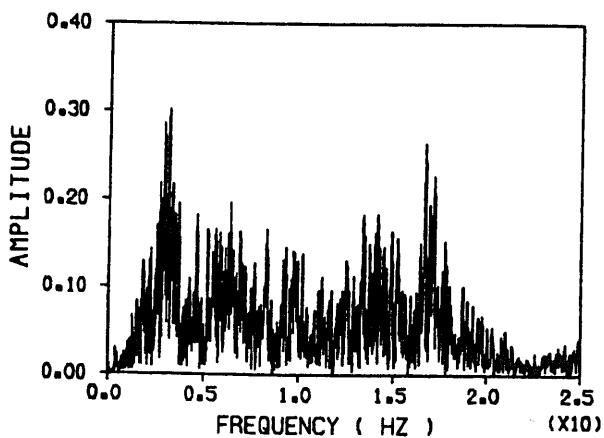
地表 - 0.8m 加速度 Y



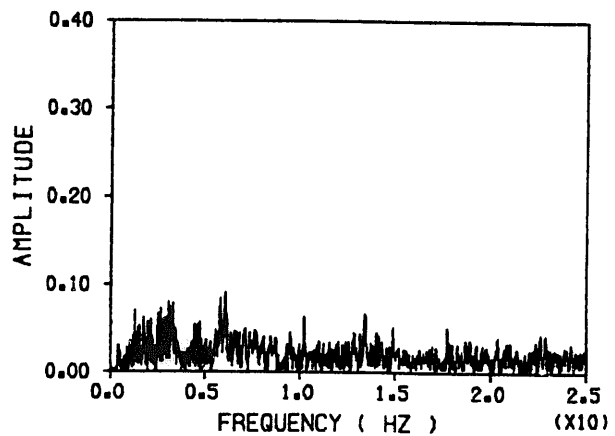
地中 - 39.5m 加速度 Y

WT940306 MAX. 0.30 AT 0.3X10

WT940303 MAX. 0.09 AT 0.6X10



地表 - 0.8m 加速度 Z



地中 - 39.5m 加速度 Z

図 3.2.6 地盤のフーリエスペクトル [1989年12月9日の地震]

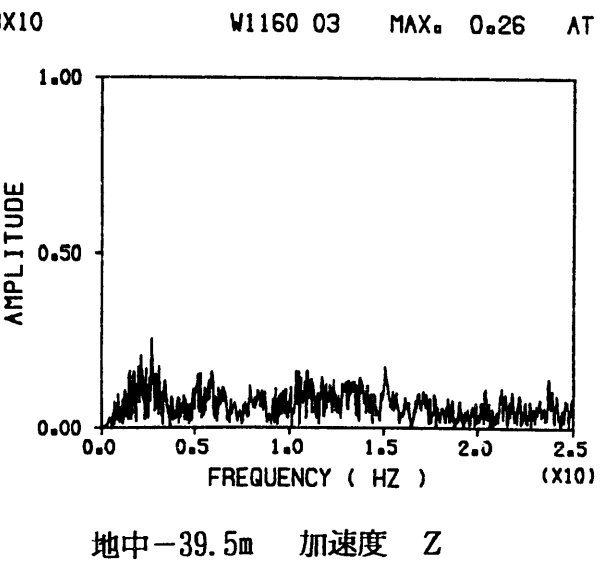
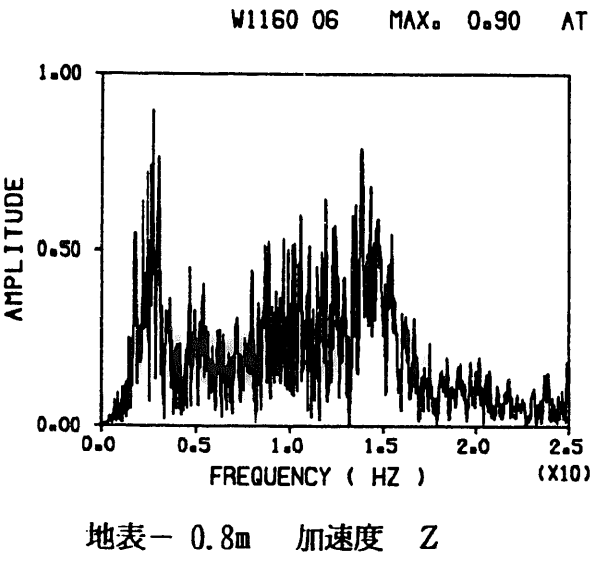
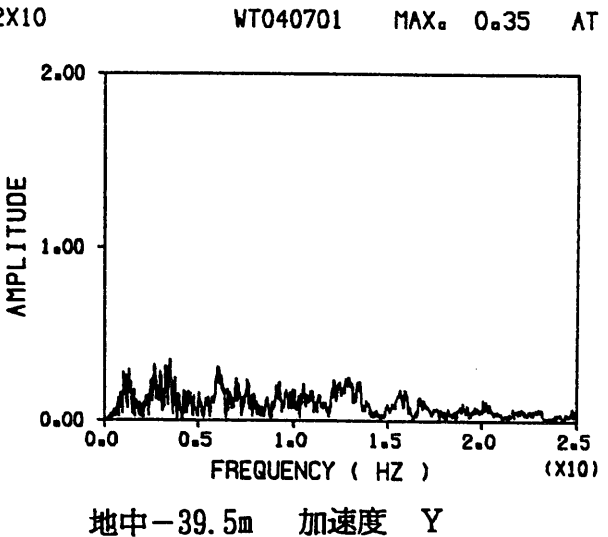
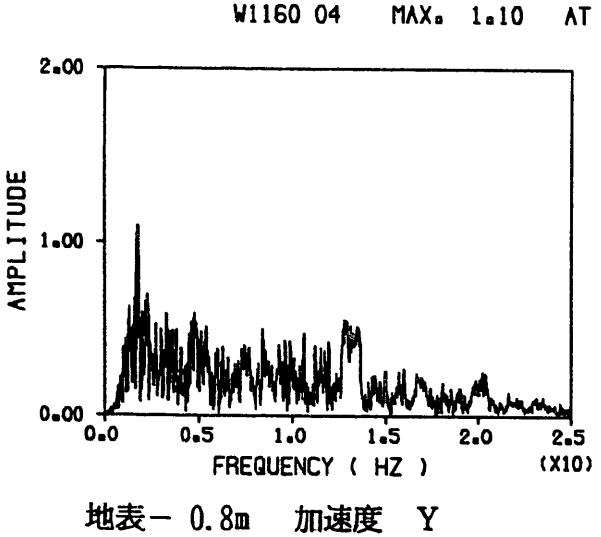
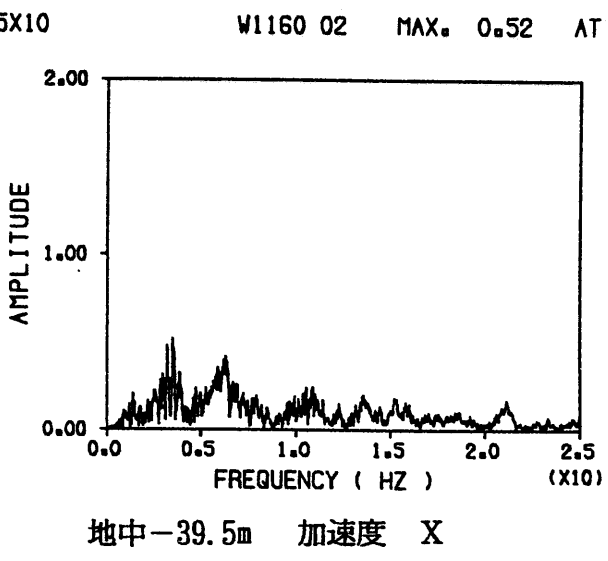
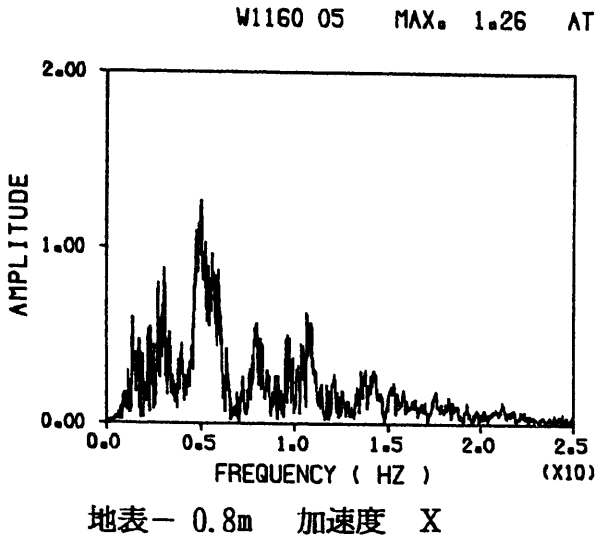


図 3.2.7 地盤のフーリエスペクトル [1990年10月6日の地震]

## 3) 免震構造模型の動特性

免震模型の最大加速度、基礎マットに対する模型頂部の増幅率を一覧にして表3.2.4に示す。基礎マットと模型頂部の最大加速度分布を図3.2.8に、基礎マットに対する応答倍率と基礎マット最大加速度との関係を図3.2.9に示す。さらに、基礎マットと模型頂部のフーリエスペクトル、基礎マットに対する模型頂部のフーリエスペクトル比（伝達関数）の代表例（1989年12月9日と1990年10月6日の観測記録）を図3.2.10～3.2.12に示す。

これらの結果から、次のことが指摘できる。

基礎マットの最大加速度と地表面加速度（表3.2.3）を比較すると、地表面加速度に対して基礎マットの加速度はほぼ同じである。基礎マットと模型頂部の水平方向最大加速度分布をみると、基礎マットの加速度（入力加速度）が小さい場合には模型頂部で増幅し、基礎マットの加速度が大きくなると模型頂部で減少する傾向が見られる。

基礎マットに対する模型頂部の応答倍率は、0.5～2.6の範囲にあった。基礎マットの加速度は1 Hz付近の成分が卓越しており、免震模型の1次固有振動数と近いために増幅したと考えられる。基礎マットの加速度が大きい場合には、免震装置がすべり、免震効果が現れたものと判断できる。

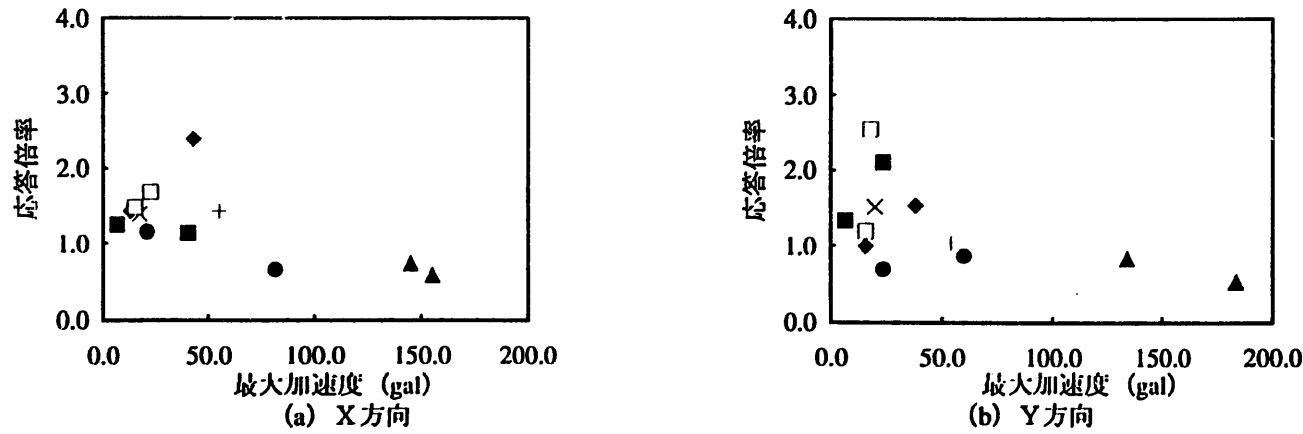
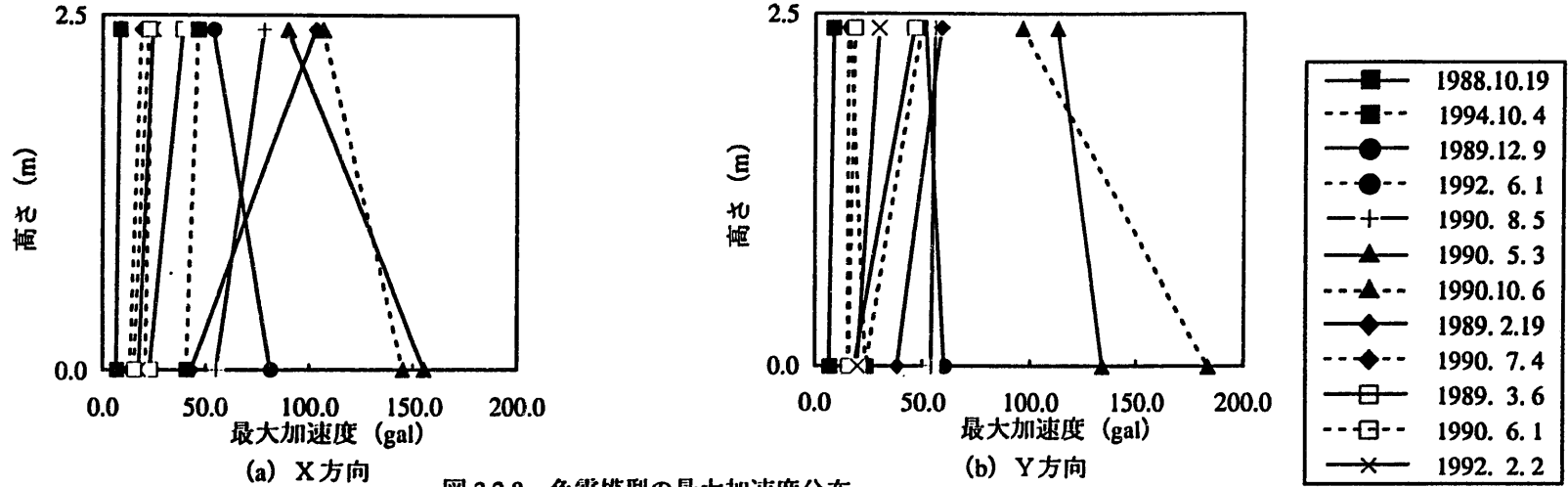
水平方向のフーリエスペクトルをみると、模型頂部においてX、Y方向とも1.5Hz、5.5Hz付近の成分が増幅されている。このことは伝達関数においてより明かとなり、免震模型水平方向の1次、2次固有振動数は、それぞれ1.3～1.5Hz、5.4Hzであることがわかる。振動台実験の結果（正弦波スイープ加振時で、それぞれ1.1Hz、5.1Hz、地震波加振時で、それぞれ1.3Hz、5.3Hz）と比較するとほぼ同程度であり、免震装置の経年変化はないと判断できる。

上下方向のフーリエスペクトルにおいては、基礎マットでは2 Hz～15Hzまでの広範囲に渡って卓越した成分がみられるが、免震模型頂部ではさらに22Hz～23Hzにもピークが現われる。伝達関数から免震模型（上下方向には免震されていない）上下方向の1次固有振動数は、22～23 Hzであると判断できる。

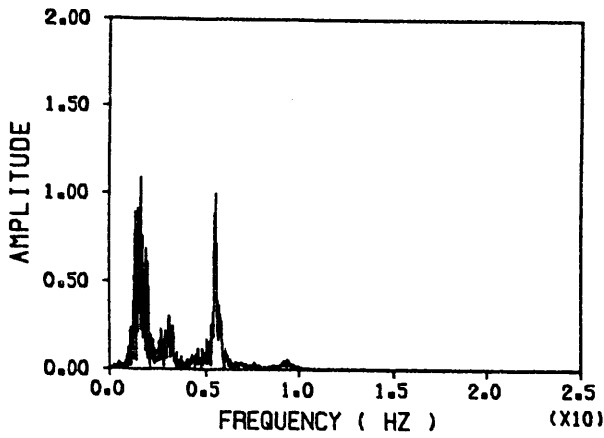
以上の結果は、これまでの地震観測結果とほぼ同様の性状を示しており、信頼度を増すためのデータ蓄積ができたと考えられる。ただし、今回の観測記録でも大きなすべり現象を捉えることはできず、フェイルセーフ機構の性能ならびに信頼性の確認までは至らなかった。

表 3.2.4 免震模型の最大加速度ならびに増幅率

観測点	高さ(m)	1988.10.19	1994.10.4	1989.12.9	1992.6.1	1990.8.5	1990.5.3	1990.10.6	1989.2.19	1990.7.4	1989.3.6	1990.6.1	1992.2.2
X方向	頂部	2.4	46.5	53.8	24.4	78.7	90.2	106.5	103.3	19.2	39.3	22.9	24.8
	基礎	0.0	40.7	81.6	21.1	55.1	155.0	144.7	43.1	13.4	23.3	15.5	17.8
	頂部/基礎	1.3	1.1	0.7	1.2	1.4	0.6	0.7	2.4	1.4	1.7	1.5	1.4
Y方向	頂部	2.4	49.5	51.5	16.2	55.7	112.6	96.0	58.3	15.5	46.2	18.6	29.6
	基礎	0.0	23.5	59.8	23.5	53.9	134.0	183.7	38.0	15.4	18.1	15.6	19.6
	頂部/基礎	1.3	2.1	0.9	0.7	1.0	0.8	0.5	1.5	1.0	2.6	1.2	1.5

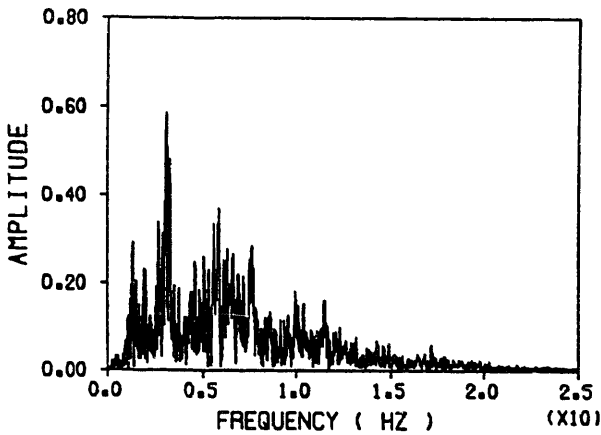


WT940315 MAX. 1.09 AT 0.2X10



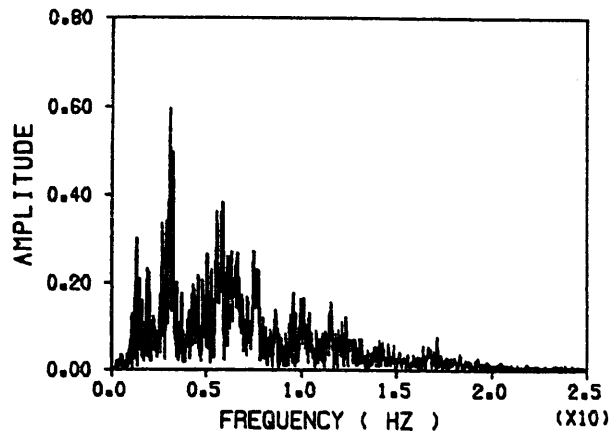
免震構造モデル 加速度 X

WT940307 MAX. 0.59 AT 0.3X10



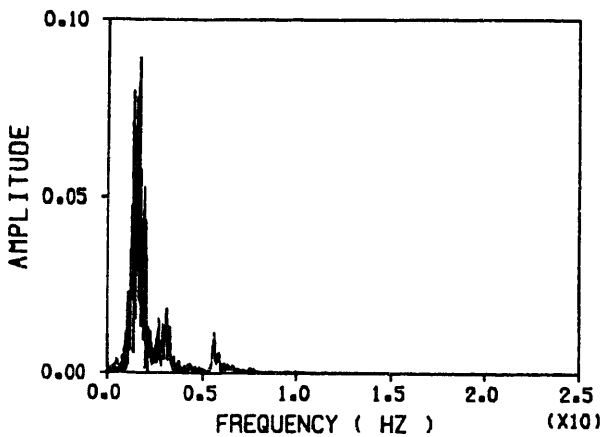
基礎マット上 加速度 X

WT940308 MAX. 0.60 AT 0.3X10



基礎マット上 加速度 X

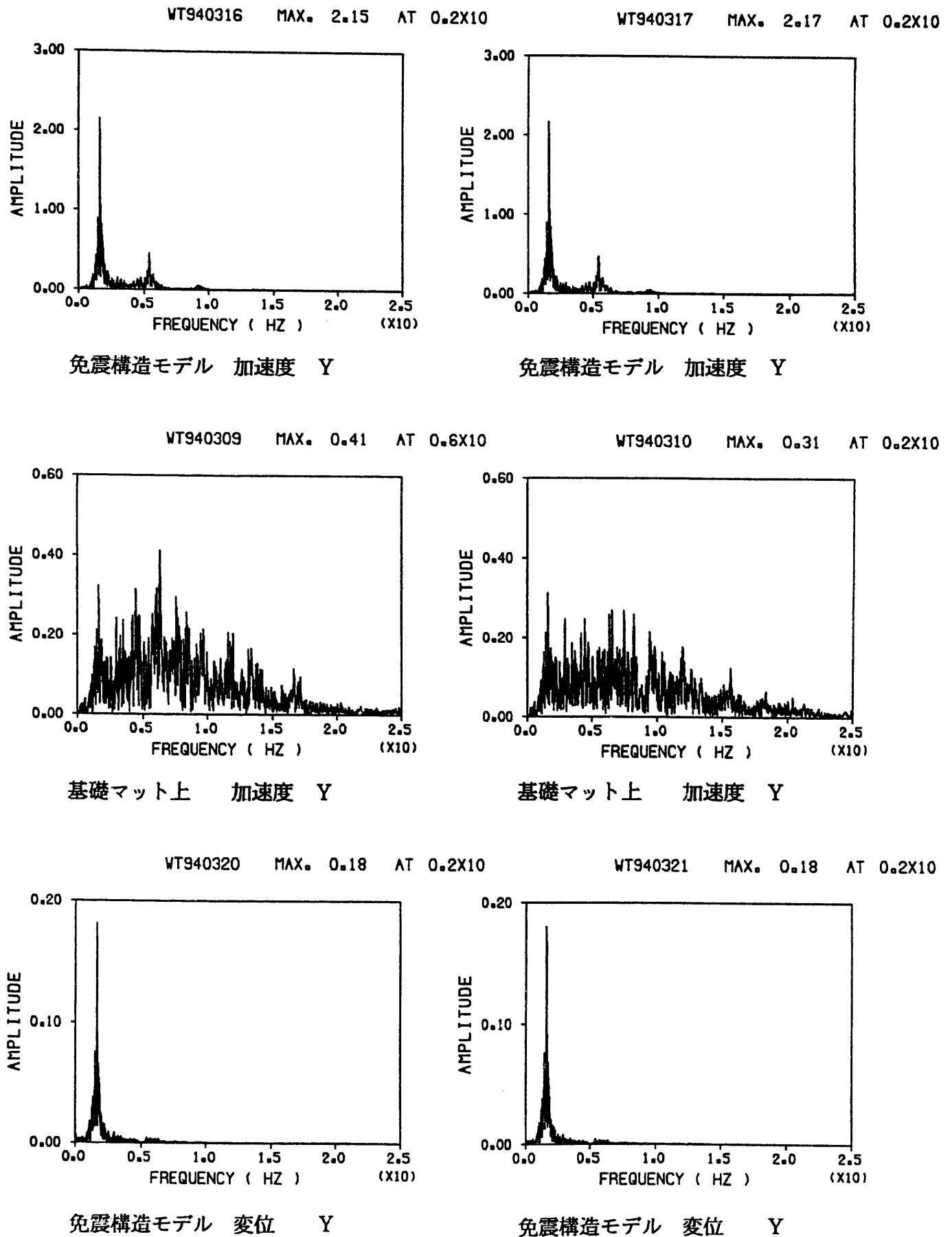
WT940319 MAX. 0.09 AT 0.2X10



免震構造モデル 変位 X (a) X方向

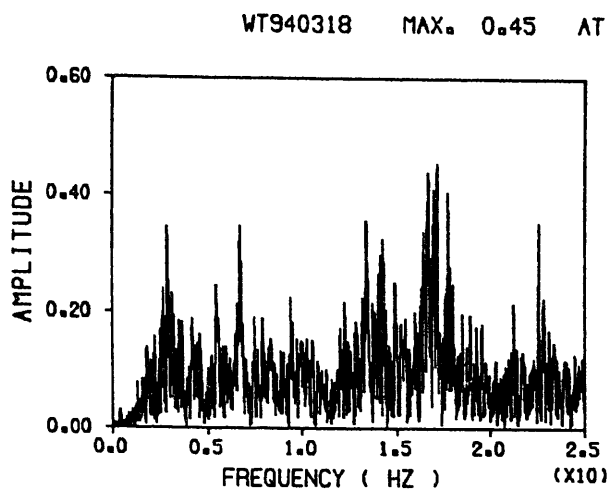
図 3.2.10 免震模型のフーリエスペクトル [1989年12月9日の地震] (1/3)



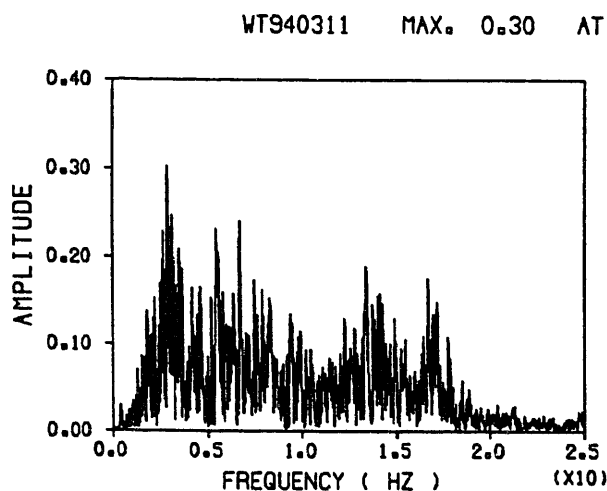


(b) Y方向

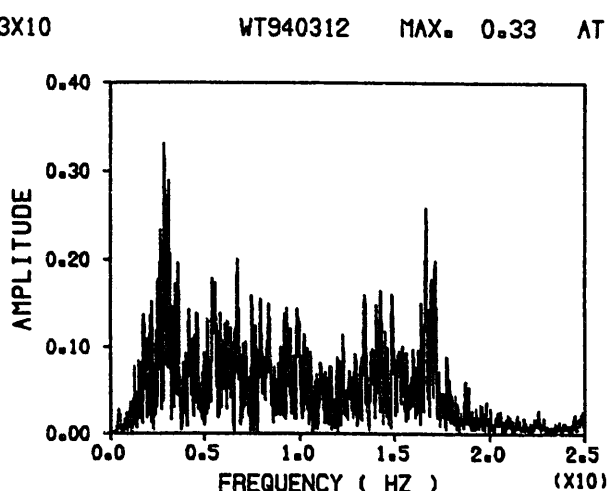
図 3.2.10 免震模型のフーリエスペクトル [1989年12月9日の地震] (2/3)



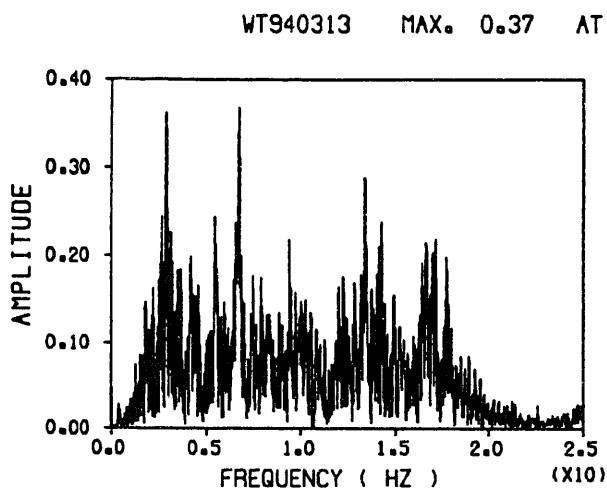
免震構造モデル 加速度 Z



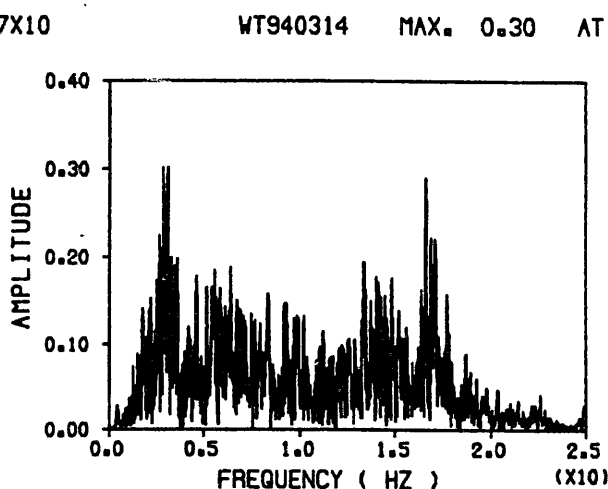
基礎マット上 加速度 Z



基礎マット上 加速度 Z



基礎マット上 加速度 Z

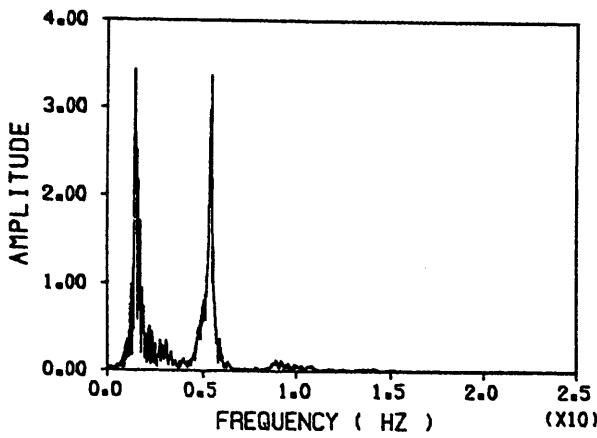


基礎マット上 加速度 Z

(c) Z方向

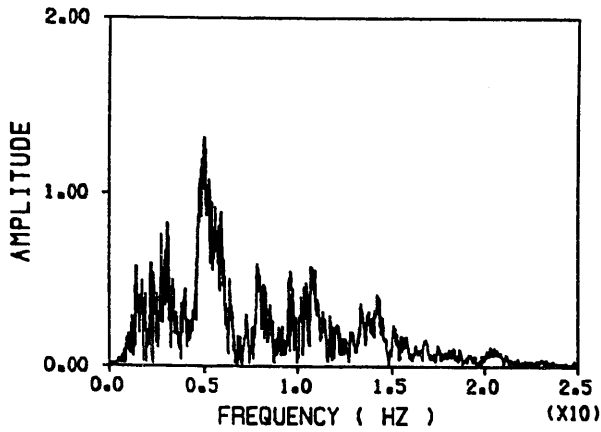
図 3.2.10 免震模型のフーリエスペクトル [1989年12月9日の地震] (3/3)

W1160 15 MAX. 3.43 AT 0.1X10



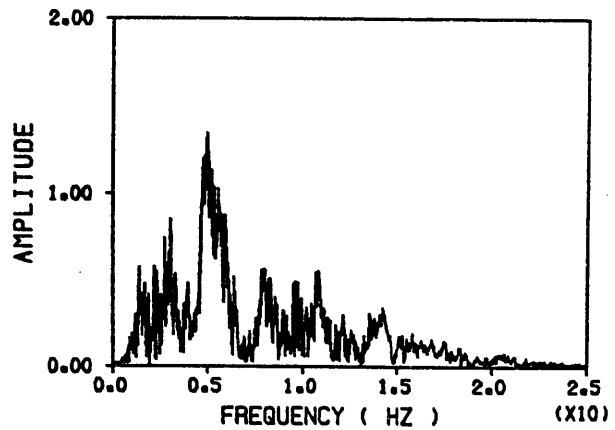
免震構造モデル 加速度 X

W1160 07 MAX. 1.32 AT 0.5X10



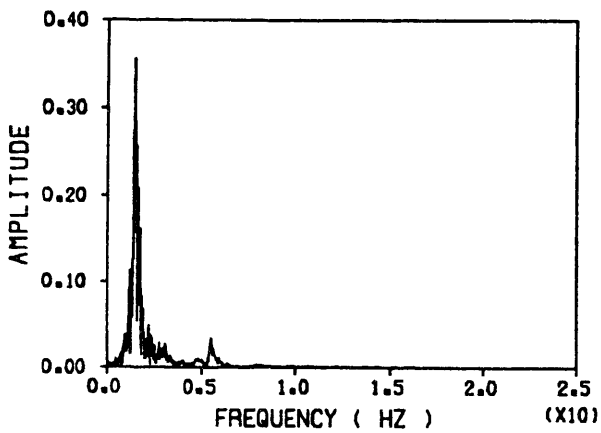
基礎マット上 加速度 X

W1160 08 MAX. 1.34 AT 0.5X10



基礎マット上 加速度 X

W1160 19 MAX. 0.36 AT 0.1X10

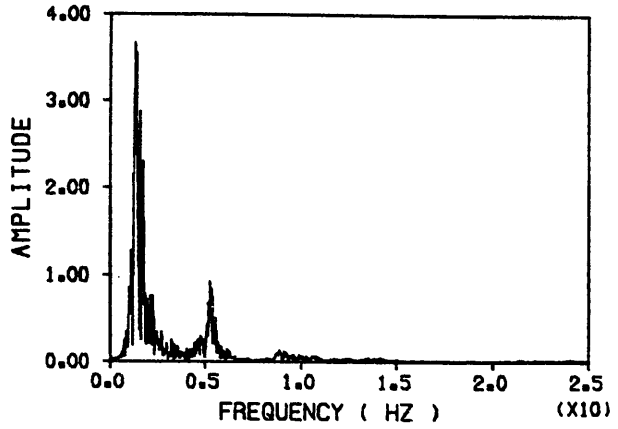
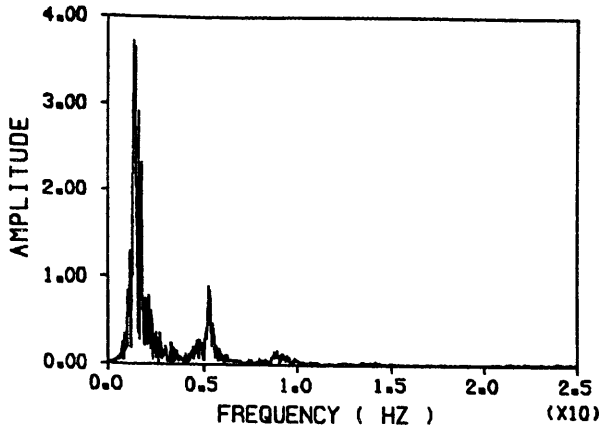


免震構造モデル 変位 X (a) X方向

図 3.2.11 免震模型のフーリエスペクトル [1990年10月6日の地震] (1/3)

W1160 16 MAX. 3.72 AT 0.1X10

W1160 17 MAX. 3.67 AT 0.1X10

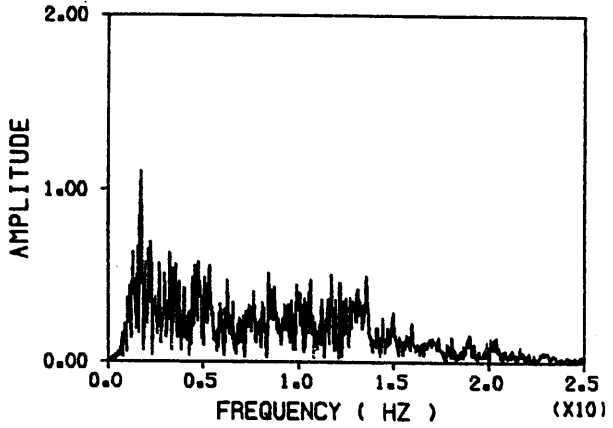
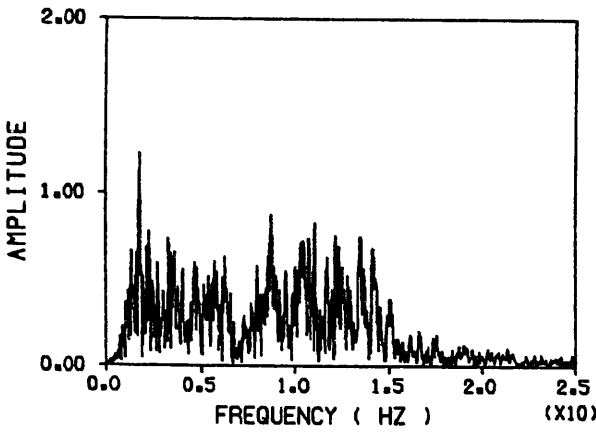


免震構造モデル 加速度 Y

免震構造モデル 加速度 Y

W1160 09 MAX. 1.22 AT 0.2X10

W1160 10 MAX. 1.11 AT 0.2X10

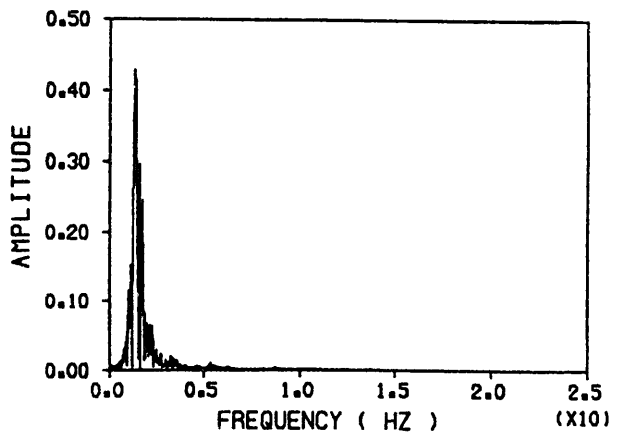
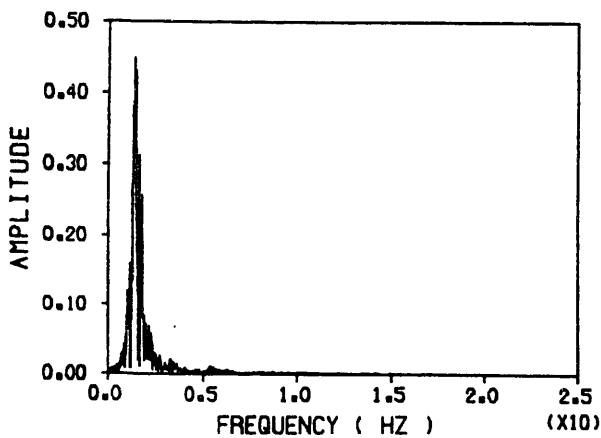


基礎マット上 加速度 Y

基礎マット上 加速度 Y

W1160 20 MAX. 0.45 AT 0.1X10

W1160 21 MAX. 0.43 AT 0.1X10



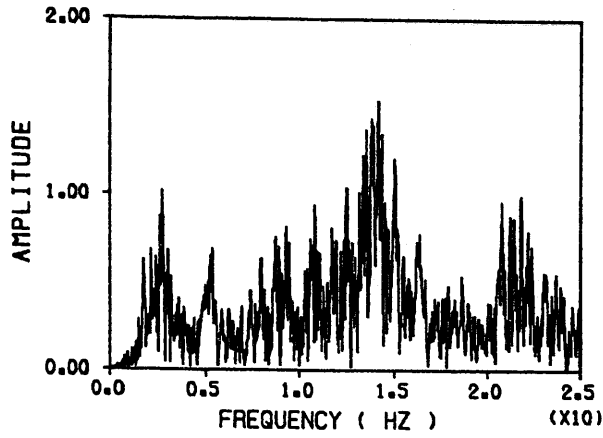
免震構造モデル 変位 Y

免震構造モデル 変位 Y

(b) Y方向

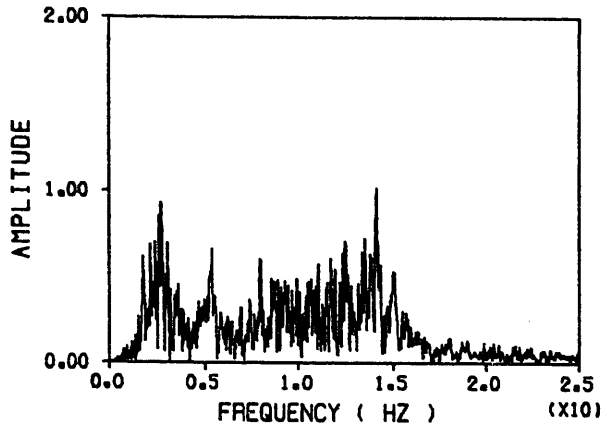
図 3.2.11 免震模型のフーリエスペクトル [1990年10月6日の地震] (2/3)

W1160 18 MAX. 1.53 AT 1.4X10



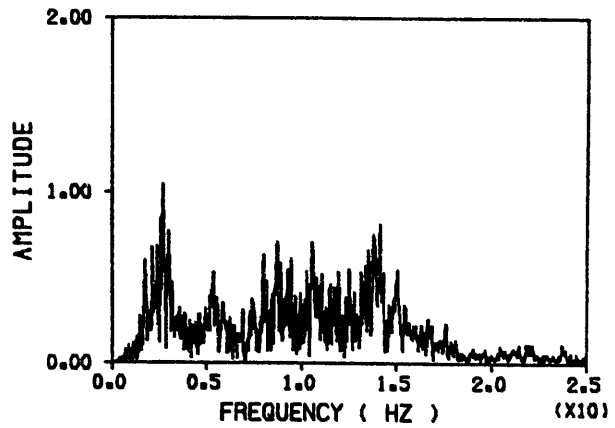
免震構造モデル 加速度 Z

W1160 11 MAX. 1.02 AT 1.4X10



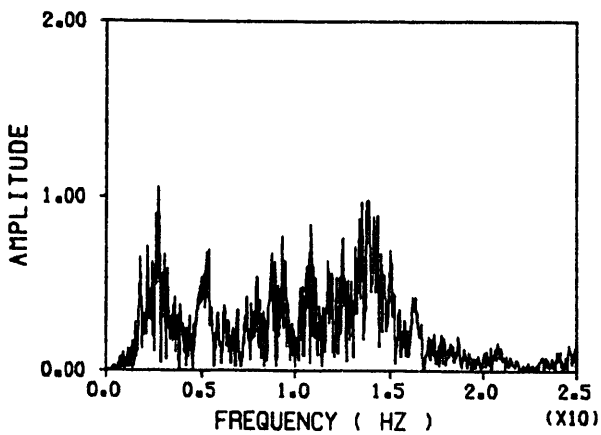
基礎マット上 加速度 Z

W1160 12 MAX. 1.04 AT 0.3X10



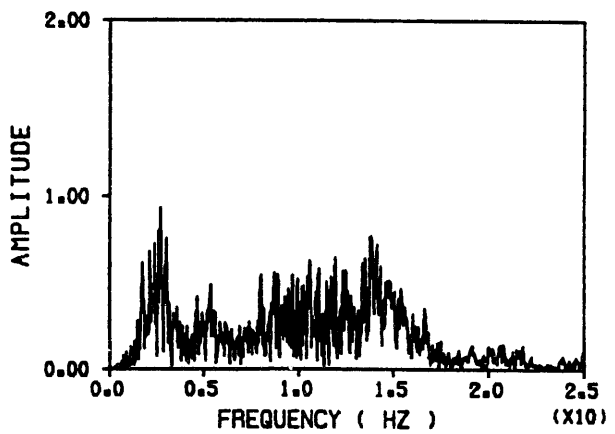
基礎マット上 加速度 Z

W1160 13 MAX. 1.06 AT 0.3X10



基礎マット上 加速度 Z

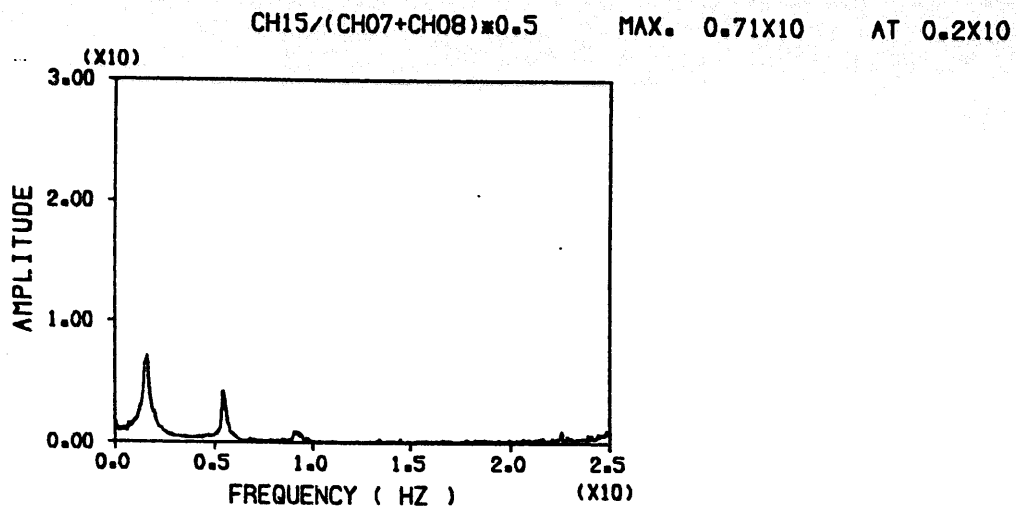
W1160 14 MAX. 0.93 AT 0.3X10



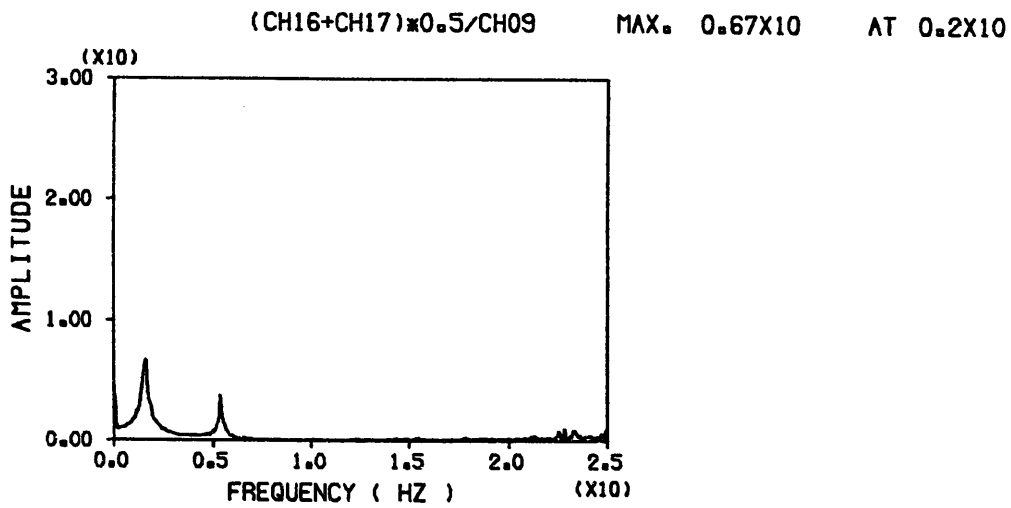
基礎マット上 加速度 Z

(c) Z方向

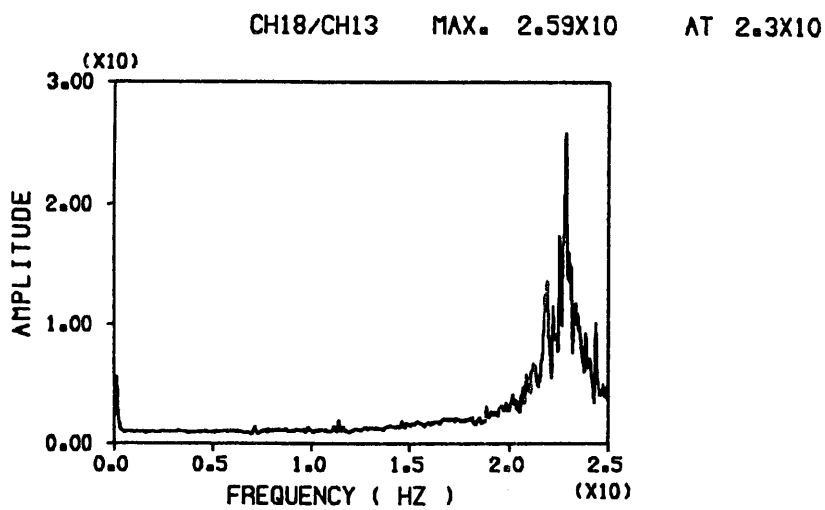
図 3.2.11 免震模型のフーリエスペクトル [1990年10月6日の地震] (3/3)



免震構造モデル/基礎マット上 加速度 X



免震構造モデル/基礎マット上 加速度 Y



免震構造モデル/基礎マット上 加速度 Z

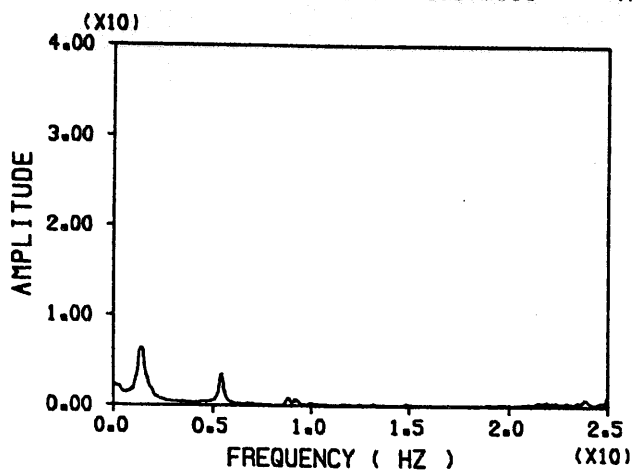
(a) 1989年12月9日の地震

図 3.2.12 免震模型のフーリエスペクトル比 (1/2)

CH15/(CH07+CH08)\*0.5

MAX. 0.63X10

AT 0.1X10

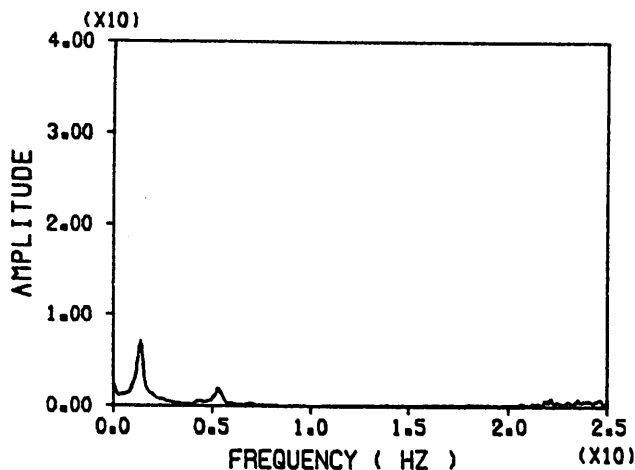


免震構造モデル/基礎マット上 加速度 X

(CH16+CH17)\*0.5/CH09

MAX. 0.70X10

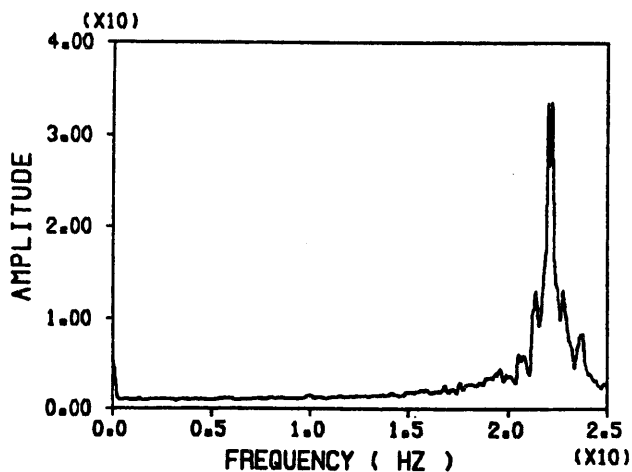
AT 0.1X10



免震構造モデル/基礎マット上 加速度 Y

CH18/CH13 MAX. 3.35X10

AT 2.2X10



免震構造モデル/基礎マット上 加速度 Z

(b) 1990年10月6日の地震

図 3.2.12 免震模型のフーリエスペクトル比 (2/2)

## 3.3 エネルギー的観点からみた応答の評価

## 3.3.1 概要

## 1) 目的

免震構造物の設計上、その計画段階において簡便な方法により免震構造物の応答が予測できることが望ましい。そこで、実用的な簡易評価法を確立することを目的として、エネルギーの釣り合いからみた簡易評価法による応答の予測を行い、観測結果と比較検討し、その精度を調べた。

2) エネルギーの釣り合いからみた簡易評価法<sup>注1</sup>

ダンパーが粘性減衰機構である場合の簡易評価法による応答は下式により求まる。

$$\alpha_r = \frac{1}{1 + 3h + 1.2 \sqrt{h}} \frac{2\pi V_E}{T_r f g} \quad \text{..... (1)}$$

ここで、 $\alpha_r$  : アイソレータ群の最大せん断力係数  $\alpha_r = rQ_{max} / w$ 、

$rQ_{max}$  : アイソレータ群の最大せん断力

$w$  : 上部構造の全重量 (上部 : 4 tf、下部 : 4 tf)、

$h$  : ダンパーの減衰定数 (15%<sup>注2</sup>)、

$T_r$  : アイソレータ群のみの水平剛性に基づく固有周期  $T_r = 2\pi \sqrt{M / k_r}$ 、

$k_r$  : アイソレータ群の水平剛性 (0.549tf/cm<sup>注3</sup>)、

$V_E$  : 地震エネルギー総量の等価速度  $V_E = \sqrt{2E / M}$ 、

$M$  : 上部構造の全質量

$E$  : 地動により減衰10%の弾性1質点系に投入されるエネルギーの総量

ここで、 $\ddot{z}_0$  : 地動加速度、 $\dot{x}$  : 質点の相対速度

$$E = - \int M \ddot{z}_0(t) \dot{x}(t) dt$$

ここで、 $\ddot{z}_0(t)$ : 地動加速度、 $\dot{x}(t)$ : 質点の相対速度

(1)式より求まる  $rQ_{max}$  と  $k_r$  からアイソレータ層の変位を求め、観測記録の相対変位と比較する。

注1 免震構造設計指針, 日本建築学会, pp. 77-104, 1989. 9, 第1版

注2 昭和63年度に実施した振動台試験 正弦波加振(0.5Hz、30gal)結果による。

注3 昭和63年度に実施した振動台試験 地震波加振(EL CENTRO NS 10gal)結果による。



### 3.3.2 分析結果

実用的な簡易評価法を確立することを目的として、エネルギーの釣り合いからみた簡易評価法による応答の予測を行い、観測結果と比較検討し、その精度を調べた。

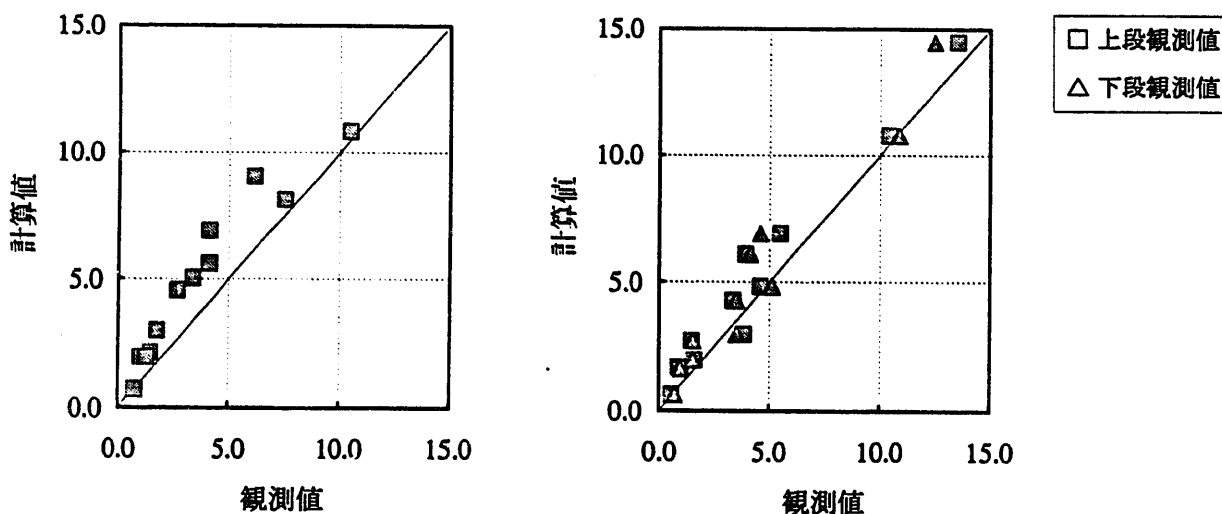
簡易評価法による計算結果と観測結果を比較して表 3.3.1、図 3.3.1 に示す。結果から、次のことが指摘できる。

観測値に比べ簡易評価法による計算値の方が大きめの値となる傾向にあり、観測値/計算値で見ると、X方向では0.52~1.04、Y方向では0.55~1.29の範囲にある。計算値の方が大きくなる原因として、地動によるエネルギーEを計算する際に用いた質点の相対速度を免震模型頂部の加速度記録から算定したためにエネルギーEを過大に評価したことなどが挙げられる。ただし、相対変位の大きい1989年2月19日のX方向、1990年5月3日ならびに1990年10月6日のY方向において観測値と計算値がほぼ等しい。これは、免震模型が滑ったために見かけ上の免震装置の水平剛性が小さくなっているにも係わらずすべりの生じていない初期剛性をそのまま免震装置の水平剛性として用いたために免震層の変位を過小評価することになり、前述の理由による応答の過大評価が相殺されて、観測値と計算値がほぼ等しくなったと考えられる。

以上の要因を考慮すると、エネルギーの釣り合いからみた簡易評価法により概略の応答予測が可能であることが、本研究による地震観測結果においても確認できた。

表 3.3.1 観測結果と簡易評価法による計算結果との比較

ゾーン 種別	地震種別	X			Y		
		観測値 (相対変位)	計算値 (簡易評価法)	観測/計算	観測値 (相対変位)	計算値 (簡易評価法)	観測/計算
1	1988.10.19	0.74	0.71	1.04	0.54	0.65	0.83
					0.73		1.12
1	1994.10.4	4.13	5.63	0.73	3.93	6.05	0.65
					4.15		0.69
2	1989.12.9	2.66	4.61	0.58	3.39	4.31	0.79
					3.51		0.81
2	1992.6.1	1.44	2.17	0.66	0.90	1.70	0.53
					0.92		0.54
3	1990.8.5	7.50	8.13	0.92	4.61	4.87	0.95
					5.12		1.05
4	1990.5.3	6.13	9.06	0.68	13.53	14.49	0.93
					12.48		0.86
4	1990.10.6	4.11	6.90	0.60	10.41	10.75	0.97
					10.89		1.01
5	1989.2.19	10.47	10.81	0.97	5.49	6.90	0.80
					4.60		0.67
5	1990.7.4	1.02	1.98	0.52	0.97	1.63	0.60
					0.95		0.58
6	1989.3.6	3.39	5.05	0.67	3.87	2.99	1.29
					3.53		1.18
6	1990.6.1	1.74	3.04	0.57	1.50	2.73	0.55
					1.53		0.56
7	1992.2.2	1.26	1.97	0.64	1.57	1.98	0.79
					1.53		0.77



(a) X方向

(b) Y方向

図 3.3.1 観測結果と簡易評価法による計算値との比較

## 4. まとめ

## 1) 免震装置の点検

第二期共同研究を実施するに際し、免震装置の点検を行った。その結果をまとめると以下の通りである。測定結果と比較する過去のデータは無いが、免震装置の初期性能は維持されていると考える。

- ① 弾性すべり支承高さは $30.75 \pm 0.74$ mmの範囲にある。弾性すべり支承の製品寸法は31.5mmであり、クリープ変形が進んでいるとは考えられない範囲である。
- ② 弾性すべり支承、水平ばねの外周寸法測定結果から求めた直径は、弾性すべり支承が $66.5 \pm 0.3$ mm、水平ばねが $54.5 \pm 0.2$ mmであった。それぞれの直径製品寸法は、弾性すべり支承が65.0mm、水平ばねが55.0mmである。特にゴムが孕み出しているとは考えられない。
- ③ ゴム硬度の測定結果は、弾性すべり支承の各平均値で硬度 $52.2 \pm 1.0$ 、水平ばねの各平均で硬度 $52.9 \pm 0.6$ であった。
- ④ フェイルセーフのゴム硬度は $43 \pm 1$ であった。フェイルセーフ設置時のゴム硬度は40であり、やや硬くなっている。

白色変色部分（防塵カバー内側）と無変色部分（防塵カバー外側）のゴム硬度差は0.5～1.5であり、測定結果からは防塵カバー外側の方が若干硬い傾向は伺えるものの、測定精度を含めて考えると硬度差は殆ど無く、性能には問題ないと考えられる。

- ⑤ 白色変色した原因は、防塵カバーの固定ネジを締め込む際に瞬間接着剤で仮固定したこと等が考えられるが、特定はできない。

## 2) 既往観測記録の分析

免震機構の動特性ならびに地震動の違いによる免震構造模型の地震応答性状の変化を調べることがを目的として、震源位置をゾーン分類して12の既往観測記録を選定し、分析、再整理を行った。その結果をまとめると以下の通りである。

## (1) 観測記録

- ① 12地震の観測記録の最大加速度は、GL-39.5m ( $V_s=750$ m/secであり、以下、基盤という)で2.98～101.2gal、地表面で5.66～157.68gal、基礎マット、模型頂部でそれぞれ6.51～183.7gal、8.46～112.6galであった。一番大きな値を示したのは、基盤で1990年10月6日の地震、地表面では1990年5月3日の地震のX方向であった。基礎マットでの最大値は1990年10月6日の地震で生じているが、この地震の場合には免震効果が見られ、模型頂部の加速度は低減してい

る。模型頂部で最大となるのは1990年5月3日の地震のY方向112.6galである。

- ② 基礎マットに対する免震模型下部の相対変位は最大でも0.73～13.53mmである。1990年5月3日と1990年10月6日の地震では、模型頂部のY方向加速度が112.6gal、96.01gal、相対変位も13.53、10.89mm程度あり、免震装置は滑っていると考えられる。

## (2) 地盤の動特性

- ① 基盤から地表面への増幅率は概ね2倍前後であるが、基盤加速度が小さい場合には3倍を越えるものもある。基盤加速度が大きい場合に増幅率が小さくなるのは、地盤の非線形性（歪依存性）により基地表面の応答が小さくなったと考えられる。また、増幅率において、震源のゾーンによる明瞭な差異は認められない。
- ② 地盤の卓越振動数をみると、X方向では、1.5Hz、3Hz、5～6Hz近傍に卓越成分が見られる。ゾーン別に比較すると、ゾーン4（1989年12月9日と1990年10月6日の地震）、ゾーン7（1992年2月2日の地震）は、5～6Hz近傍の成分が特に卓越し、他のゾーンの地震は1Hzあるいは3Hz近傍の成分が卓越している。Y方向においてもほぼ同様の傾向が見られるが、ゾーン4、ゾーン7の地震の卓越振動数は8Hz近傍にあり、X方向に比べるとやや高振動数側に移行している。Z方向地表面では、3Hz、15Hz近傍に、GL-38mでは3Hzの成分が卓越しており、15Hz近傍の成分が増幅されていることが分かる。
- ③ 過去に実施した常時微動観測結果ならびに地震観測結果からも、GL-38m以浅の表層地盤の1次卓越振動数はほぼ2Hzであることが確認されており、ゾーン4、ゾーン7以外の地震ではほぼ1次モードが、ゾーン4、ゾーン7の地震では2次モードが卓越した振動性状を示していると考えられる。

## (3) 免震構造模型の動特性

- ① 基礎マットに対する模型頂部の応答倍率は、0.5～2.6の範囲にあった。基礎マットの加速度は1Hz付近の成分が卓越しており、免震模型の1次固有振動数と近いために増幅したと考えられる。基礎マットの加速度が大きい場合には、免震装置がすべり、免震効果が現れたものと判断できる。
- ② 免震模型水平方向の1次、2次固有振動数は、それぞれ1.3～1.5Hz、5.4Hzであった。振動台実験の結果（正弦波スイープ加振時で、それぞれ1.1Hz、5.1Hz、地震波加振時で、それぞれ1.3Hz、5.3Hz）と比較するとほぼ同程度であり、免震装置の経年変化はないと判断できる。
- ③ 伝達関数から免震模型（上下方向には免震されていない）上下方向の1次固有振動数は、22

～23Hzであると判断できる。

以上の結果は、これまでの地震観測結果とほぼ同様の性状を示しており、信頼度を増すためのデータ蓄積ができたと考えられる。ただし、今回の観測記録でも大きなすべり現象を捉えることはできず、フェイルセーフ機構の性能ならびに信頼性の確認までは至らなかった。

### 3) エネルギーの釣り合いからみた簡易評価法

エネルギーの釣り合いからみた簡易評価法による応答の予測を行い、観測結果と比較検討し、その精度を調べた。その結果をまとめると以下の通りである。

- ① 観測値に比べ簡易評価法による計算値の方が大きめの値となる傾向にあり、観測値/計算値で見ると、X方向では0.52～1.04、Y方向では0.55～1.29の範囲にある。計算値の方が大きくなる原因として、地動によるエネルギーEを計算する際に用いた質点の相対速度を免震模型頂部の加速度記録から算定したためにエネルギーEを過大に評価したことなどが挙げられる。
- ② ただし、相対変位の大きい1989年2月19日のX方向、1990年5月3日ならびに1990年10月6日のY方向において観測値と計算値がほぼ等しい。これは、免震模型が滑ったために見かけ上の免震装置の水平剛性が小さくなっているにも係わらずすべりの生じていない初期剛性をそのまま免震装置の水平剛性として用いたために免震層の変位を過小評価することになり、前述の理由による応答の過大評価が相殺されて、観測値と計算値がほぼ等しくなったと考えられる。
- ③ 以上の要因を考慮すると、エネルギーの釣り合いからみた簡易評価法により概略の応答予測が可能であることが、本研究による地震観測結果においても確認できた。

## 5. あとがき

第一期共同研究では主に、すべりを利用した免震構法に着目し、地震観測に適切な免震構造縮小モデル（2 t用すべり支承4台使用）を設計・製作した。これを用いて基本的な動的特性及び地震時の特性を、振動台試験と地震観測等によって把握した。

第二期共同研究では上記縮小モデルの地震観測を平成9年2月まで継続し、この間にすべりを利用した免震装置の点検を行うと共に観測記録の分析等を実施した。

本研究は、平成10年3月をもって終了することとなったが、研究成果は逐次、建築学会、地震工学シンポジウム、さらにSMILTへも投稿するなど積極的に外部発表を行ってきた。

さらに本研究により蓄積された膨大な地震情報により、従来原子力施設において確立されていなかった免震構造設計入力地震動が策定でき、核燃料施設のための免震構法の開発を進める事が可能となった。

いずれにせよ、ここまで研究が進展し、一定の成果を挙げる事ができたことは関係者の尽力だけでなく、研究を支援していただいた方々並びに各種実験の実施などで研究に協力していただいた多くの方々のおかげであり、ここに深甚なる感謝の意を表してあとがきとする。

(参考文献)

- (1) 動力炉・核燃料事業団, 大成建設(株): PNC N1410 89-003 “免震構法研究開発共同研究 (その1) -すべり支承による免震構法-”, (1989)
- (2) 1991年度日本建築学会大会学術講演梗概集: “核燃料施設への免震構法適用研究(その12 高減衰弾性すべり支承の振動台試験のシミュレーション解析)”, (1991)
- (3) 動力炉・核燃料事業団, 大成建設(株): PNC PJ1205 93-003 “免震構法研究開発共同研究 (その1) -最終報告書-”, (1993)