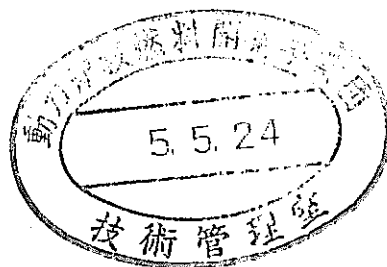


# 免震構法研究開発共同研究（その3）

## 最終報告書

— 高減衰積層ゴムによる免震構法 —



平成4年4月

動力炉・核燃料開発事業団  
清水建設株式会社

この資料は、動燃事業団社内における検討及び周知を目的とする社内資料です。刊行物に引用する場合には、事業団の承認が必要です。

免震構法研究開発共同研究報告書（その3）  
（最終報告書）

瓜生 満 \*1、 塩谷 功 \*1  
寺田 修司\*1、 小畑 益彦\*2  
古村 利幸\*2、 新田 康男\*2  
太田 和也\*2、 小栗 慎祐\*2

要 旨

民間建設会社が開発した免震構法は、平成4年現在、国内で60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の研究開発を、昭和63年度から平成3年度にかけて動燃事業団と清水建設㈱が共同で実施した。

この研究では主に、高減衰積層ゴムと多重防護装置としての過大变形を抑制するためのハードニングストッパーを開発し、まず適切な免震構造縮小モデル（2t用免震装置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。ハードニングストッパーは積層ゴムが許容変形限界を超える以前に作動しはじめ、変形が進むに従って剛性を増し、積層ゴムの破断や座屈を防止するものである。

次に、相似則に基づき、20t用装置を500t用装置とみなした動的変形試験を実施し、その実用性に関する基礎的資料を得た。さらに、東海事業所における地震観測と過去の被害地震、東海サイトの地盤特性等に基づき、免震構造用の限界地震動を策定した。これを、エルセントロ等の記録波とともに、大型核燃料施設の免震構造試設計で想定した建物に適用した結果、技術的に十分有効で成立性があるとの見通しを得た。

---

\*1 動燃事業団、 \*2 清水建設㈱

# 免震構法研究開発共同研究最終報告書（その3）

## 目 次

1. まえがき .....	1- 1
2. 研究概要 .....	2- 1
2.1 研究目的 .....	2- 1
2.2 研究内容 .....	2- 2
2.3 研究体制 .....	2- 3
2.4 研究工程 .....	2- 3
3. 研究成果 .....	3.1- 1
3.1 フェイルセーフ機構の開発 .....	3.1- 1
3.1.1 フェイルセーフ機構の考え方 .....	3.1- 1
(1) 開発の目的 .....	3.1- 1
(2) フェイルセーフ機構の働き .....	3.1- 1
3.1.2 フェイルセーフ機構の実機への適用検討 .....	3.1- 4
(1) 500ton高減衰積層ゴムの設計例 .....	3.1- 4
(2) 積層ゴムの限界性状検討 .....	3.1- 9
(3) フェイルセーフ機構の設定方法 .....	3.1-12
(4) フェイルセーフ付き免震装置の応答検討 .....	3.1-14
3.1.3 フェイルセーフ機構の特性試験 .....	3.1-32
(1) 目的 .....	3.1-32
(2) 試験体の概要 .....	3.1-32
(3) 試験方法 .....	3.1-32
(4) 試験結果 .....	3.1-43
3.1.4 フェイルセーフ付き免震装置の地震応答予備解析 .....	3.1-84
(1) 目的及び概要 .....	3.1-84
(2) 解析モデル及び方法 .....	3.1-84
(3) 復元力特性のモデル化 .....	3.1-86
(3) 解析結果 .....	3.1-91
3.1.5 まとめ .....	3.1-106

3.2 地震観測及び入力地震動の策定 .....	3.2- 1
3.2.1 目的及び設置場所の選定.....	3.2- 1
3.2.2 地震観測のシステム.....	3.2- 1
3.2.3 観測記録.....	3.2- 8
3.2.4 地盤の動特性.....	3.2-23
3.2.5 免震構造モデルの動特性 .....	3.2-31
3.2.6 免震構造モデルのシミュレーション解析 .....	3.2-43
3.2.7 入力地震動の策定.....	3.2-50
3.2.8 まとめ.....	3.2-53
3.3 免震建物の試設計 .....	3.3- 1
3.3.1 目的及び対象建物の概要.....	3.3- 1
3.3.2 免震設計方針.....	3.3- 3
3.3.3 免震装置の設計.....	3.3- 6
3.3.4 地震応答解析.....	3.3-27
3.3.5 限界時挙動の把握 .....	3.3-50
3.3.6 コスト検討 .....	3.3-79
3.3.7 設計上の問題点.....	3.3-83
3.3.8 まとめ.....	3.3-84
3.4 全体のまとめと今後の課題.....	3.4- 1
4. あとがき .....	4- 1
付録1： 建築学会大会(1989-1991)既発表論文.....	付-1
付録2： 第8回日本地震工学シンポジウム(1990)既発表論文..	付-29
付録3： 11th SMiRT (1991) 既発表論文.....	付-35

## 1. まえがき

現在、地盤の地震動によって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、いわゆる免震構法が一般建築物において実用化の段階にあり、民間建設会社の自社ビルなどが建設されている。

本研究は、このような構造物への地震入力低減の構法を、耐震重要度の高い原子力施設に導入するための、一つのキーテクノロジーの研究開発、として位置付け、動力炉・核燃料開発事業団（以下動燃事業団という。）と清水建設株式会社（以下清水建設という。）が共同で実施するものである。

現状の原子力施設の耐震設計においては、一般建築物の1.5倍（耐震Bクラス）から3倍（耐震Aクラス）にもおよぶ地震力が想定されており、このことは、例えば、Aクラスの施設は想定されるいかなる破壊的な地震によっても、その耐震安全性を損なってはならないという意味に解することができる。したがって、原子力施設の立地地盤は、十分な支持力のある硬い地盤に制限されており、そのため比較的短周期成分が卓越する条件となっている。また、建物及び内部に設置される設備機器の耐震設計は、剛構造を基本とすることとされている。その結果、短周期の卓越する地盤に周期の短い構造物という組合せとなり、地震動が増幅されるため、力（地震力）には力（耐力）で抵抗するという思想に基づき、より剛強な耐震設計がなされてきたわけである。

これは過去において、耐震設計上の不確定要素が多いとされてきた時代には、最も安全な方法であったが、地震に関するデータの集積、地盤調査法の確立と精度向上、動的解析の精度の飛躍的向上など、現在までの知見、耐震解析における技術的達成度などを考慮すると、傾向として、効率の悪い不経済な設計方法であったと考えられる。

このような原子力を取り巻く社会的、技術的環境の変化、進展を総合的に考慮した場合、原子力施設に免震構法を導入するための調査・研究を開始する条件が整ってきたと判断することができる。仮に、今後の条件整備により、原子力施設に免震構法を導入することができれば、耐震重要度の高い施設ほど、建物、内装設備機器ともに、耐震設計の合理化を図ることができ、耐震安全性を向上させつつ、相当な経済的効果を得ることができると考えられる。

このような、将来性のあ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、動的解析方法の確立、保守の基準・方法の整備など、解決すべき問題が山積

している。

本共同研究では、昭和63年より3カ年にわたり、主に、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及び、免震機構の自然地震による動特性確認と、やや長周期地震動研究を目的とした、免震構造を模擬したモデルの地震観測による地震動研究を実施することとした。

本報告書は、最終年度（平成3年度）までの成果報告書である。

## 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、想定する設計用入力地震動を上回る巨大地震や、→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、免震構造物には、他に余力を期待できないことから、構造物全体として、一挙に崩壊に至る可能性が強くなる。

特に、耐震重要度の高い原子力施設においては、このような万一の場合も、その耐震安全性を損なう事態は許されないため、免震装置が破壊に至る前に、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。

本共同研究では、原子力施設へ免震構法を適用するための基盤技術の整備を目的として、免震装置の信頼性をバックアップするための「フェイルセーフ機構の開発」と入力地震動研究の一環として「免震構造縮小モデルの地震観測」を実施している。

昭和63年度は、高減衰積層ゴムを適用した免震構造物の縮小モデルを設計し、併せてこの免震装置に最適な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のち、自然地震による性能確認とやや長周期地震動の研究のために、地震観測を実施してきた。

平成元年度は、より実機への適用性を念頭に置き、実機で使用される500mmクラス積層ゴム及びこれに対応させたフェイルセーフ装置を設計し、この相似則モデルを用いた加力試験を実施し、装置の特性把握を行った。

平成2年度は、前年度実施した縮小試験体の特性試験結果に基づき、ストッパーを有する免震構造物の応答特性に関する検討を行った。また、動燃事業団東海事業所で実施してきた地震観測結果より、免震構造モデルの地震応答特性に関する検討を実施した。

本共同研究の最終年度にあたる今年度（平成3年度）は、これまでに得られた知見を基に、東海事業所における入力地震動の策定とこれを用いた、実機免震建屋の設計ケーススタディを行い、原子力施設を対象とした免震設計についての考え方の整理を行う。



## 2.2 研究内容

### (1) フェイルセーフ機構の考え方の整理:

最適なフェイルセーフ機構の開発を進めるにあたって、開発の目的を明確にするため、フェイルセーフ機構の働き及び考え方の整理を行う。

### (2) フェイルセーフ機構の実機適用検討

実機で使用されるような500tonクラス高減衰積層ゴムを例にとり、既往研究を参考にして、積層ゴムの限界性状の検討を行い、これに付加すべきフェイルセーフ機構の特性を、応答解析を実施することによりスタディする。

### (3) フェイルセーフ機構の特性試験

(2)で設定した高減衰積層ゴム及びフェイルセーフ機構の、相似則によって縮小した試験体を作成し、加力試験を実施してその特性を把握する。

### (4) フェイルセーフ付き免震装置の地震応答予備解析

(3)で実施した縮小試験体の特性試験結果を参考として、高減衰積層ゴムおよびフェイルセーフ装置（ストッパー）の復元力特性のモデル化の検討を行う。このモデルを用いて、地震応答解析を実施することによって、ストッパーを有する免震構造物の応答特性に関する検討を行う。

### (5) 地震観測及び入力地震動の策定

動燃事業団東海事業所にて実施してきた地震観測結果を用いて、地盤の地震動特性及び高減衰積層ゴムを採用した免震構造モデルの地震応答特性を評価する。さらに、東海事業所における免震構造に適用する限界設計用入力地震動を策定する。

### (6) 免震建物の試設計

免震設計ケーススタディを行う対象建物に用いる免震装置の設計、及び設計検討に用いる入力地震動の設定を行い、各入力レベルに対する設計クライテリアを設定する。

仕様の決定した免震建屋および免震装置のモデル化を行い、S2相当入力レベルまで、並びにS2を越えるレベルでの地震応答解析を実施する。また、設計した免震建屋のコスト評価を行う。

### 2.3 研究体制

動燃事業団及び清水建設による研究体制を図2-1に示す。

### 2.4 研究工程

研究工程は以下のとおりである。

自 昭和63年 7月

至 平成 3年 9月

また、研究の概略工程表を表2-1に示す。

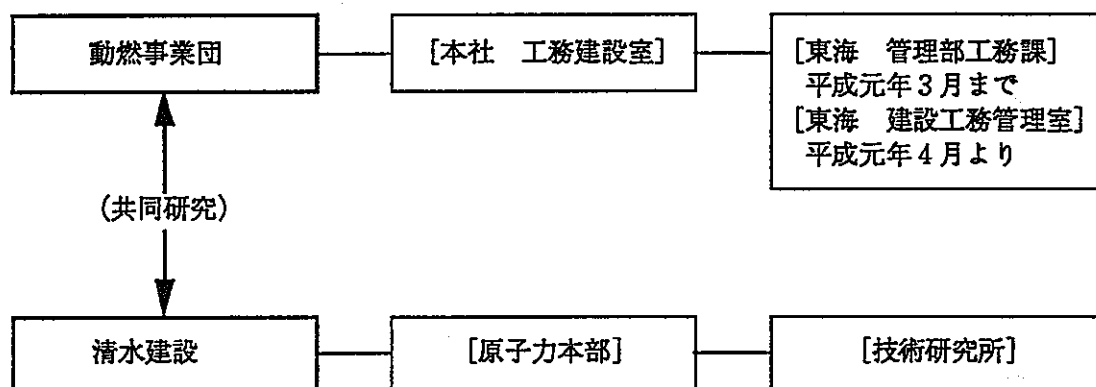


図2-1 共同研究の実施体制

表2-1 概略工程表

項目	年 月	昭和63年度 (1988年度)		平成元年度 (1989年度)		平成2年度 (1990年度)		平成3年度 (1991年度)	
		上期	下期	上期	下期	上期	下期	上期	下期
1. 免震構造モデルの振動台試験									
①免震構造モデルの設計・製作		■							
②フェイルセーフ機構の開発・試作		■							
③振動台試験			■						
2. 免震構造モデル地震観測 (東海)			■						
3. フェイルセーフ機構の開発研究									
①高減衰積層ゴムの設計製作				■					
②ハードニングストッパータイプ フェイルセーフ装置の設計製作				■					
③免震装置の特性試験					■				
④復元力モデルの開発、応答解析						■			
4. 免震設計ケーススタディ								■	

表2-1 概略工程表

項目	年月		昭和63年度 (1988年度)		平成元年度 (1989年度)		平成2年度 (1990年度)		平成3年度 (1991年度)	
	上期	下期	上期	下期	上期	下期	上期	下期	上期	下期
1. 免震構造モデルの振動台試験										
①免震構造モデルの設計・製作	■									
②フェイルセーフ機構の開発・試作	■									
③振動台試験		■								
2. 免震構造モデル地震観測 (東海)		■	■	■	■	■	■	■	■	■
3. フェイルセーフ機構の開発研究										
①高減衰積層ゴムの設計製作				■						
②ハードニングストッパータイプ フェイルセーフ装置の設計製作				■						
③免震装置の特性試験						■				
④復元力モデルの開発、応答解析							■			
4. 免震設計ケーススタディ									■	
成果発表				△ 建築学会		△ 建築学会	▲ JEES		▲ SMIRT	△ 建築学会

### 3. 研究成果

#### 3.1 フェイルセーフ機構の開発

##### 3.1.1 フェイルセーフ機構の考え方

###### (1) 開発の目的

原子力施設において特に重要な施設は、想定される破壊的地震に対してもその安全機構を維持することが要求される。

したがって、やや長周期地震動の研究成果が十分に蓄積されるまでは、免震部の万一の共振に備えて、過大変形を確実に抑制し、かつ上部構造物及び内部の設備機器に過大な加速度入力を与えないようなフェイルセーフ機構の開発が必要と考えられる。

###### (2) フェイルセーフ機構の働き

フェイルセーフとは、ある装置がその機能を喪失しても、安全上支障ないように別の機構が働く、と解する場合が多い。しかし、免震装置では、免震装置そのものが機能しなくなった場合、安全上支障なく荷重を支えることは非常に困難と考えられるので、ここでは、免震装置がその機能を喪失しないようにサポートするという意味で使う。また、現状では免震構法に関しての信頼性が万全ではなく、これを実用的なフェイルセーフ機構の開発により担保できれば、ある程度標準的な免震構造設計が可能になると考えられる。したがって、本研究では、フェイルセーフ機構の働きとして、以下の2点を設計の目標とする。

①応答変位制御 : 設計用地震力以上の地震入力があった場合でも、免震装置の過大変形を抑制し、免震装置、上部構造物、接続配管の破壊を防ぐ。

②応答加速度制御 : フェイルセーフ機構の作動により、上部構造物に伝達される加速度を可能な限り低減する。

このようなフェイルセーフ機構の働きは、免震システムの復元力特性として、図3.1-1のように示すことができる。すなわち、大地震時の応答変位制御レベルを万一越えた場合にストッパーとしてフェイルセーフ機構が働き、応答変位を制御する。また、フェイルセーフ機構の設定の考え方は図3.1-2のフローで示される。すなわち、S1、S2の設計用入力地震動をこえる巨大地震動入力時に積層ゴムの応答変位が許容変位を越えないように、フェイルセーフ機構が設定される。

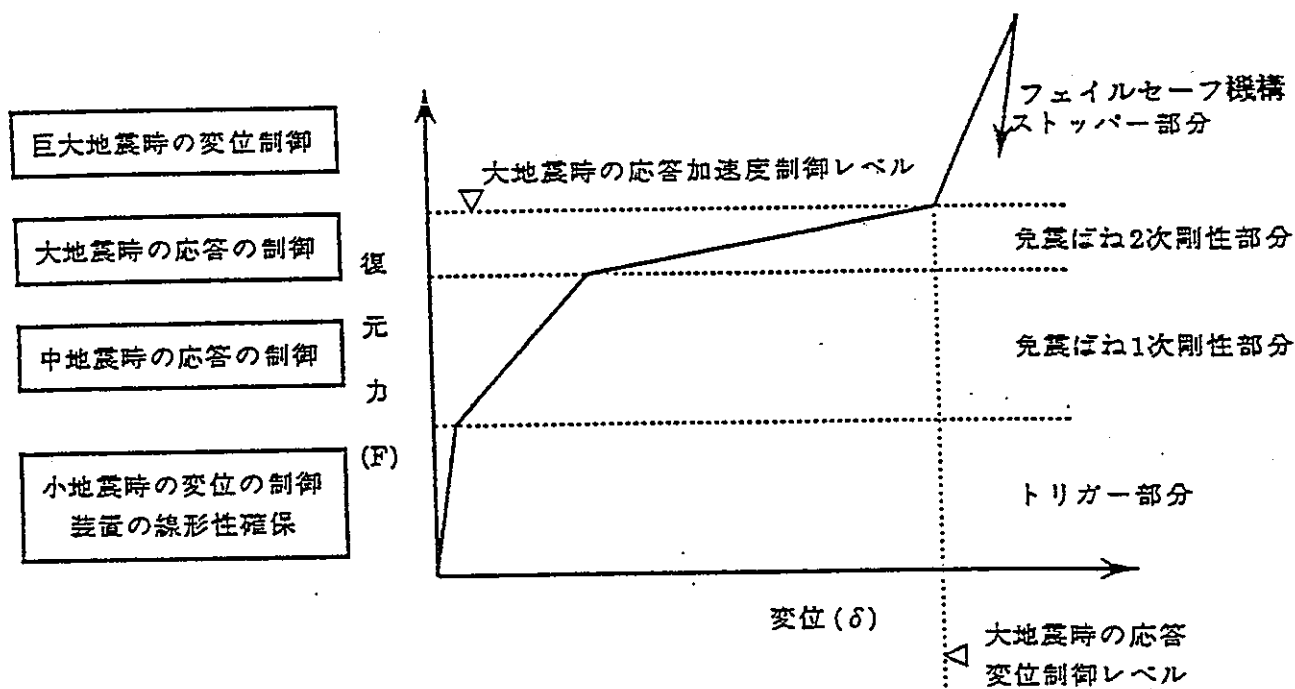


図3.1-1 フェイルセーフ機構を含む免震システムの復元力特性

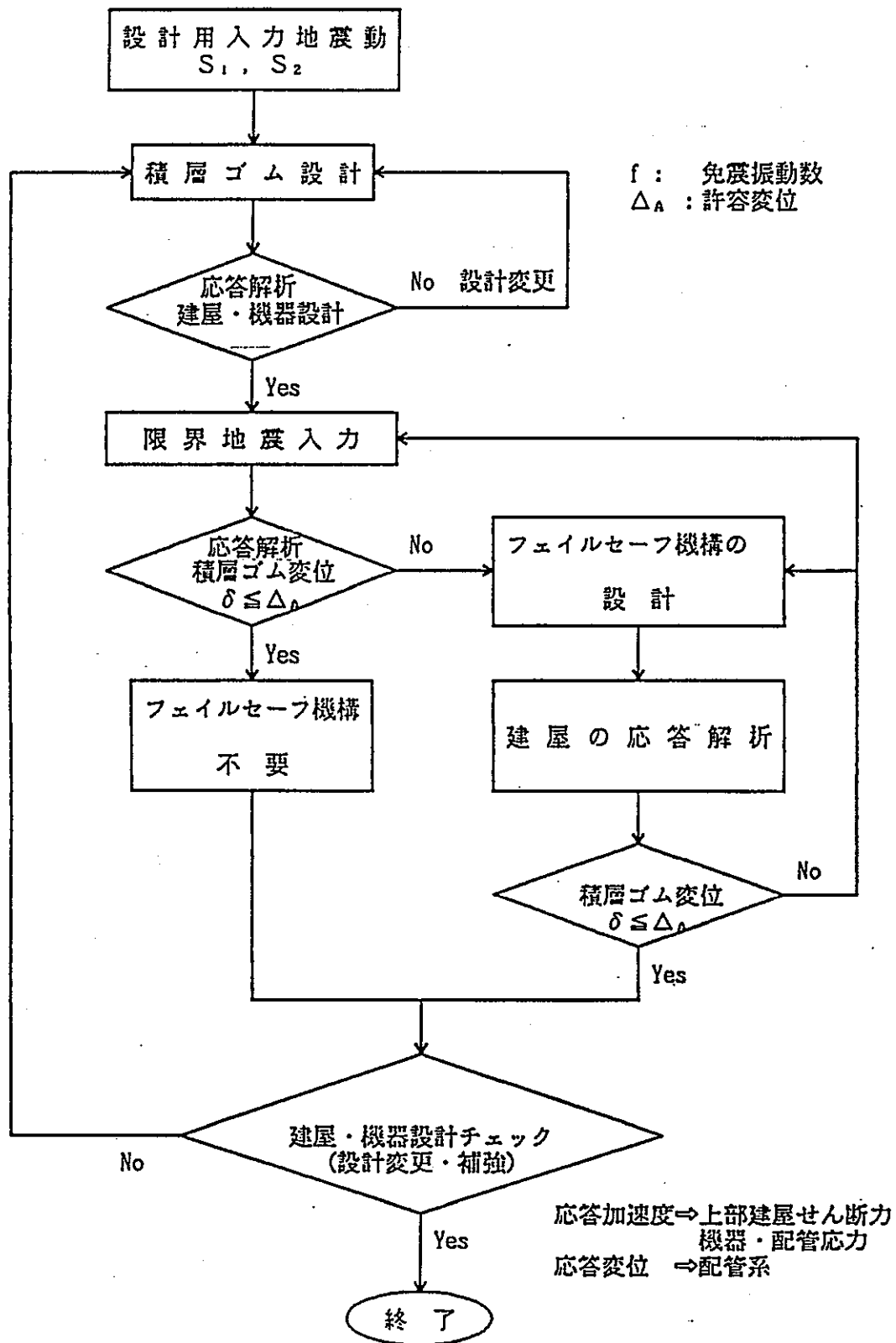


図3.1-2 フェイルセーフ機構設定の考え方フロー

### 3.1.2 フェイルセーフ機構の実機への適用検討

昨年度開発試作したフェイルセーフ機構の構造、しくみを図3.1-3に示す。このシステムは高減衰積層ゴムにフェイルセーフ機構を組込んだものであり、中小から大地震まで、高減衰積層ゴムの免震効果に期待するものであるが、もし万一、それを越えるような地震入力があった場合に、積層ゴムには過大な変形を生じさせず、かつ、加速度も急激には増加させないことをねらいとしている。すなわち、フェイルセーフ機構は、積層ゴムの周りにリング状にセットされ、すべての方向に対し積層ゴムが設定した変形量だけ変形すると、ストッパー部に接触し、その後、系全体がハードニングタイプの復元力特性を持つような構造となっている。

このようなシステムを実際の建築物に適用することを考える場合、重要となってくるのは、フェイルセーフ機構の作動変位、限界変位（これ以上は変形しないという限界）をどのように設定するか、ということである。以下に、定格荷重500tonクラスの高減衰積層ゴムを用いた場合を例にとって検討を行った結果を示す。

#### (1) 500ton高減衰積層ゴムの設計例

一般建物に実際に使用されている定格荷重500tonの高減衰積層ゴムの例を図3.1-4に示す。ゴム材料はブリヂストン規格のKL401を用いている。この材料は大きな変形能力と安定した減衰力を持ち、経年変化の少ない材料である。また、外周部には一体成形して耐候性を高めた特殊被覆ゴムを使用して内部ゴムの経年劣化を防止している。表3.1-1、表3.1-2にゴム材料の配合表と基本物性規格値を示す。

表3.1-3にこの積層ゴムの力学的特性および建物の設計で行われた地震応答解析結果を示す。免震装置の水平許容変位はせん断ひずみで200%となる40cmとなっている。地震応答解析結果によると50kine入力時においても20cm ( $\gamma=100\%$ )となっている。表中のせん断弾性率Gとせん断ひずみ $\gamma$ の関係を表したのが図3.1-5である。また、これより求めたせん断ひずみと応力の関係を示したのが図3.1-6である。G- $\gamma$ 曲線は高減衰積層ゴムの実験結果により求めた実験式（ブリヂストン資料より）であり、せん断ひずみ200%まで有効な式である。また、この範囲で、高減衰積層ゴムは弾性性状を示す。免震装置の水平許容変位もこの範囲に設定しているものと思われる。



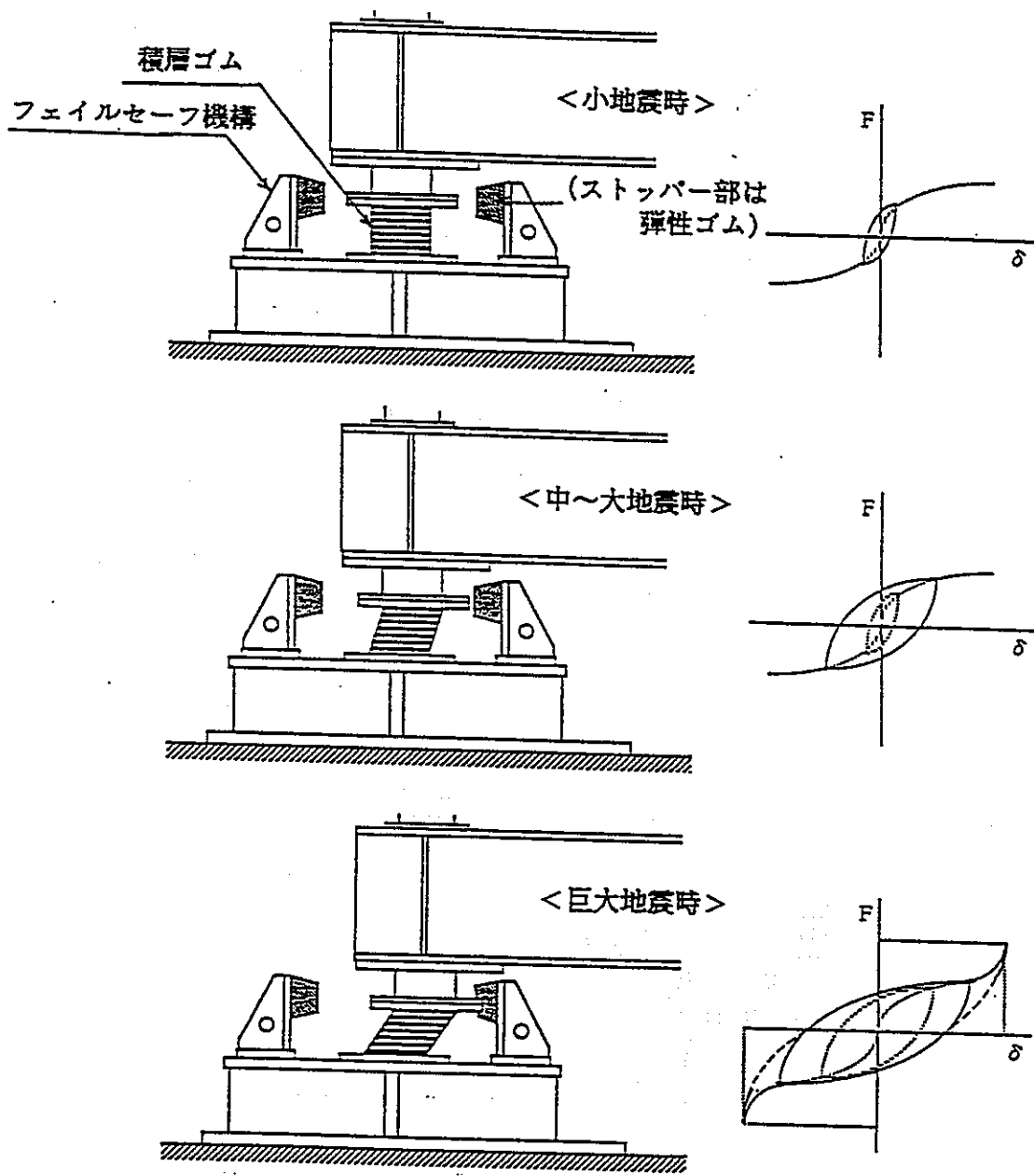


図3.1-3 フェイルセーフ機構の構造としくみ

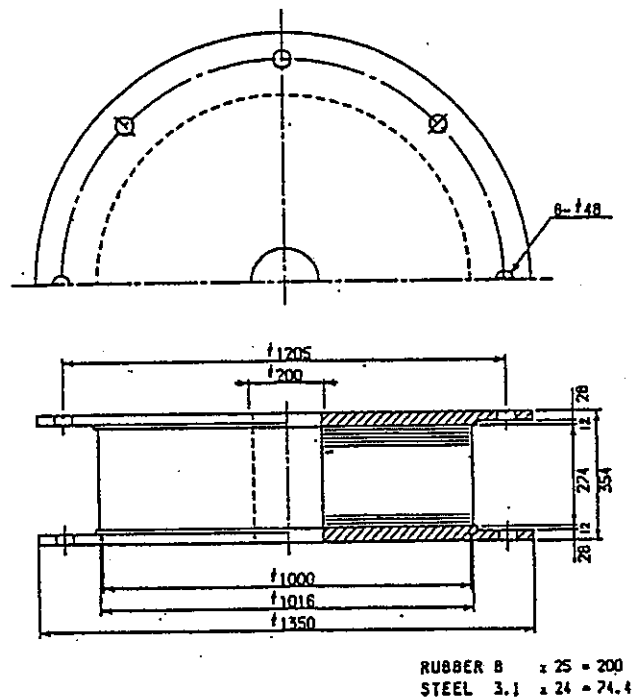


図3.1-4 定格荷重500tonの高減衰積層ゴム

表3.1-1 ゴム材料配合規格

材 料	割 合	
	被覆ゴム	内部ゴム
ブリヂストン規格番号	AN-072	KL401
天然JM・合成JMブレンド	5 6	5 1
充填剤（カーボン・補強剤）	2 2	3 1
可 塑 剤	1 5	1 4
老化防止剤等	6	4
加 硫 剤	1	
計	1 0 0 %	1 0 0 %

表3.1-2 ゴム材料基本物性規格

物性特性	単 位	M R B - H D 規格値	
		被覆ゴム	内部ゴム
硬 度	度	60±5	60±5
25% 応力	kgf/cm <sup>2</sup>	6.0±2.0	12.0±2.0
引張強度	kgf/cm <sup>2</sup>	120 以上	100 以上
破断伸び	%	600 以上	650 以上

表3.1-3 500ton 高減衰積層ゴムの設計例

ゴム材料 物性値	縦弾性率 $E_o = 56\text{kg/cm}^2$ 体積弾性率 $E_m = 14000\text{kg/cm}^2$ せん断弾性率 $G = 26.3 - 46.0\gamma + 45.7\gamma^2 - 21.2\gamma^3 + 3.88\gamma^4 \text{ kg/cm}^2$ (但し、せん断ひずみ $\gamma$ は、 $0.1 \leq \gamma \leq 2.0$ ) 破断時伸び $e_o = 6.5$ ゴム硬度による補正係数 $\kappa = 0.6$								
積層ゴム 特性値	定格荷重 $W_D = 500 \text{ ton}$ 外径 $D_o = 100 \text{ cm}$ 内径 $D_i = 20 \text{ cm}$ ゴム層厚 $H_R = 25 \times 0.8 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$ 鉄板層厚 $H_s = 24 \times 0.31\text{cm} = 7.44\text{cm}$ 1次形状係数 $S_1 = 25$ 2次形状係数 $S_2 = 4$ 断面積 $A = 7540\text{cm}^2$ (鉄板部) 面圧 $\sigma = 66.3 \text{ kg/cm}^2$ 水平ばね定数 $K_H = 4.64 \text{ t/cm}$ ( $X_D = 10\text{cm}$ の時, $\gamma = 50\%$ ) $K_H = 3.27 \text{ t/cm}$ ( $X_D = 20\text{cm}$ の時, $\gamma = 100\%$ ) 水平振動数 $f_H = 0.48 \text{ Hz}$ ( $X_D = 10\text{cm}$ の時), $T_H = 2.08 \text{ sec}$ $f_H = 0.40 \text{ Hz}$ ( $X_D = 20\text{cm}$ の時), $T_H = 2.50 \text{ sec}$ 鉛直ばね定数 $K_V = 3959.8 \text{ t/cm}$ 鉛直振動数 $f_V = 14.0 \text{ Hz}$ 最大支持荷重 $W_M = 1000 \text{ ton}$ 水平許容変位 $X_D = 40 \text{ cm}$								
地震応答 解析結果	入力地震波 <table border="0" style="margin-left: 20px;"> <tr><td style="border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; padding: 0 5px;">EL CENTRO</td><td>1940 NS</td></tr> <tr><td style="border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; padding: 0 5px;">TAFT</td><td>1952 EW</td></tr> <tr><td style="border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; padding: 0 5px;">HACHINOHE</td><td>1968 NS</td></tr> <tr><td style="border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; padding: 0 5px;">TH038</td><td>1978 NS</td></tr> </table> 免震装置の最大相対変位 (35kine入力) 13cm (50kine入力) 20cm 上部構造最下階の最大せん断力係数 (35kine入力) 0.11 (50kine入力) 0.14	EL CENTRO	1940 NS	TAFT	1952 EW	HACHINOHE	1968 NS	TH038	1978 NS
EL CENTRO	1940 NS								
TAFT	1952 EW								
HACHINOHE	1968 NS								
TH038	1978 NS								

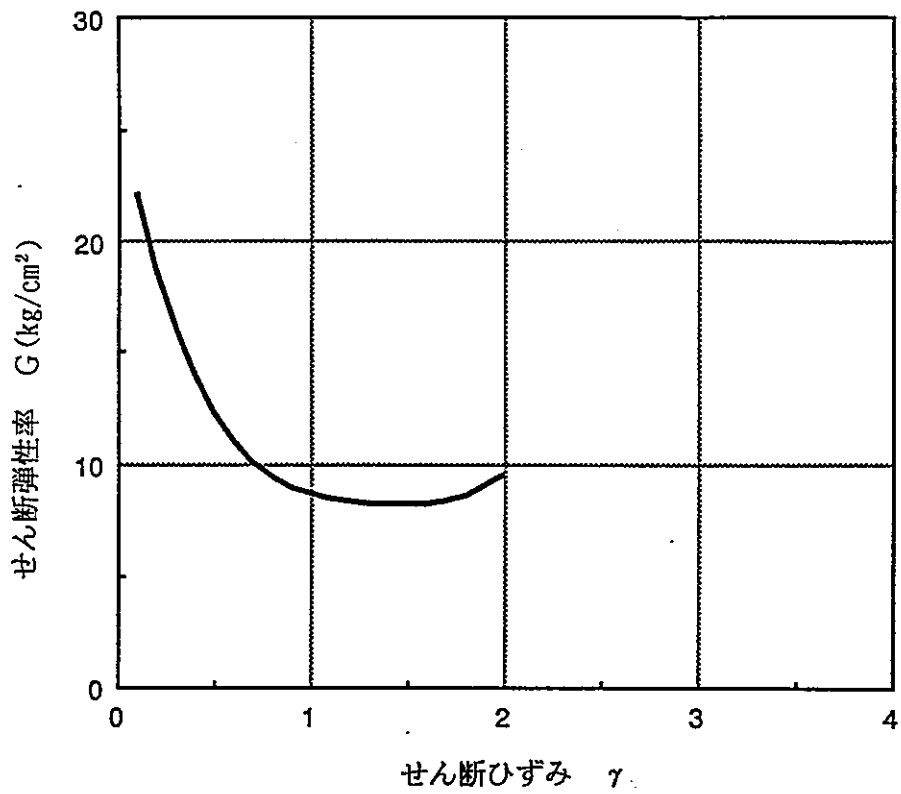


図3.1-5 高減衰積層ゴムのG- $\gamma$ 曲線

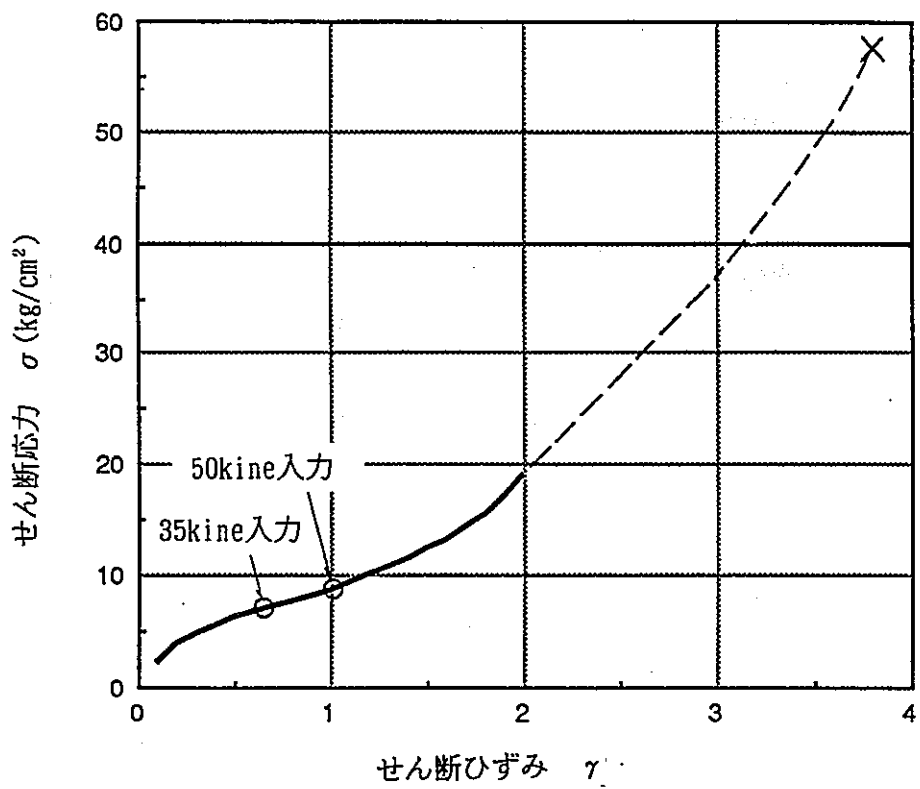


図3.1-6 高減衰積層ゴムの $\sigma$ - $\gamma$ 曲線

(2) 積層ゴムの限界性状検討

これ以上のせん断ひずみにおける高減衰積層ゴムの限界性状についての実験データはまだ十分には蓄積されていないが<sup>1) 2) 3)</sup>、一般の積層ゴムの水平変形限界は、積層ゴムの内部に生じた最大局部ひずみ $e_t$ がそのゴムの破断時の伸び $e_b$ に達した時であると考え、次式が提案されている。<sup>4)</sup> ここで、最大局部ひずみ $e_t$ はせん断変形によるひずみ $e_s$ と圧縮荷重によるひずみ $e_c$ の和として計算されている。

$$e_t = e_s + e_c \leq e_b / f_s \quad \text{..... (1)}$$

$$e_s = \frac{X_M}{n \cdot t_r} \quad \text{..... (2)}$$

$$e_c = \frac{6 \cdot S \cdot W_M}{E_{ap} \cdot A_{ef}} \quad \text{..... (3)}$$

ただし、

$$S = \frac{D_o - D_i}{4 \cdot t_r} \quad \text{..... (4)}$$

$$E_{ap} = E_o (1 + 2 \kappa S^2) \quad \text{..... (5)}$$

$$A_{ef} = \frac{1}{2} \left[ D_o^2 \cdot \sin^{-1} \frac{\sqrt{D_o^2 - X_M^2}}{D_o} - X_M \sqrt{D_o^2 - X_M^2} \right] - \frac{\pi}{4} D_i^2 \quad \text{..... (6)}$$

ここで、 $X_M$  : 水平変位置

$n$  : ゴム層数

$t_r$  : ゴム一層の厚さ

$S$  : 形状率

$D_o$  : 外径

$D_i$  : 内径

$W_M$  : 支持荷重

$E_{ap}$  : 見掛けの縦弾性率

$E_o$  : 縦弾性率

$\kappa$  : ゴム硬度による補正係数

$A_{ef}$  : 有効受圧面積

を表す。

図3.1-7, 図3.1-8に(1), (2), (3)式によって求めた高減衰積層ゴムの水平変位量 $X_M$ に対する最大局部ひずみ $e_t$ , せん断変形によるひずみ $e_s$ , 圧縮荷重によるひずみ $e_c$ を示している。高減衰積層ゴムの破断時伸び $e_b$ は約650%であり, 最大局部ひずみがこれに達するのは, 支持荷重500tfの場合で水平変位約75cm ( $\gamma = 375\%$ ), 支持荷重1000tfの場合で水平変位約70cm ( $\gamma = 350\%$ )である。したがって, 前述した地震応答解析結果は積層ゴムの破断ひずみに対しては, 約3.5~4.0の安全裕度を有しているといえる。

ただし, この水平限界変位は積層ゴムの製品のバラツキ, 経年変化などによって影響されるものであり, 通常,  $e_b$ に対する安全率 $f_s$ として, 1.5~2.0の値を見込んでチェックが行われている。

- 
- 1) 門河他 「免震構造物の開発に関する研究(その1 高減衰積層ゴムの実大試験)」 建大会88
  - 2) 沢田他 「免震構造に関する研究(その5 実大積層ゴムの特性試験)」 建大会88
  - 3) 高井他 「免震構法実用化に関する研究(その6 積層ゴムの静的加力実験)」 建大会88
  - 4) 日本ゴム協会 「免震構造用積層ゴムの寿命と信頼性」 1988.8

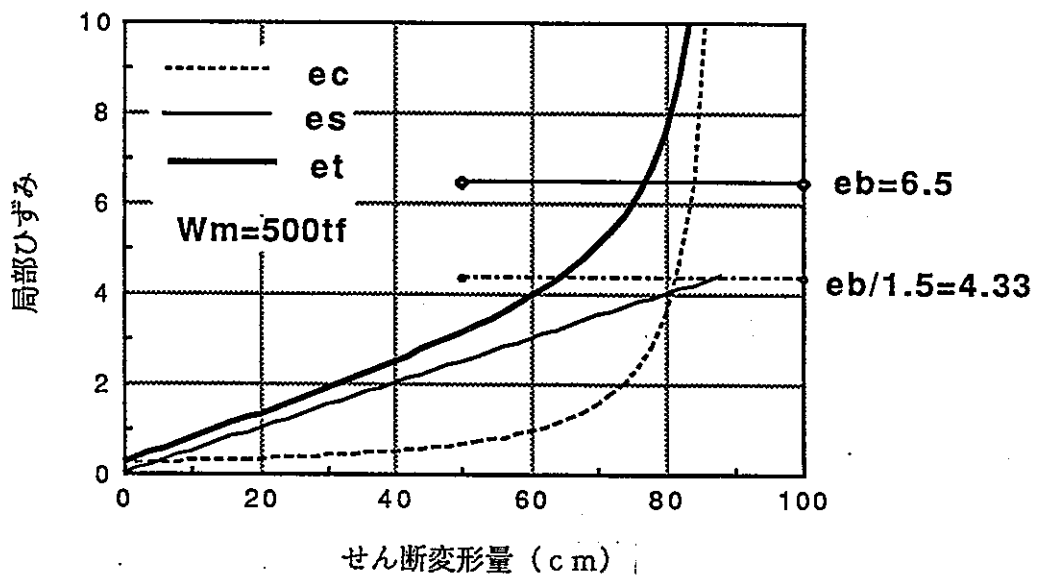


図3.1-7 500ton高減衰積層ゴムの局部ひずみ ( $W_m = 500\text{tf}$ )

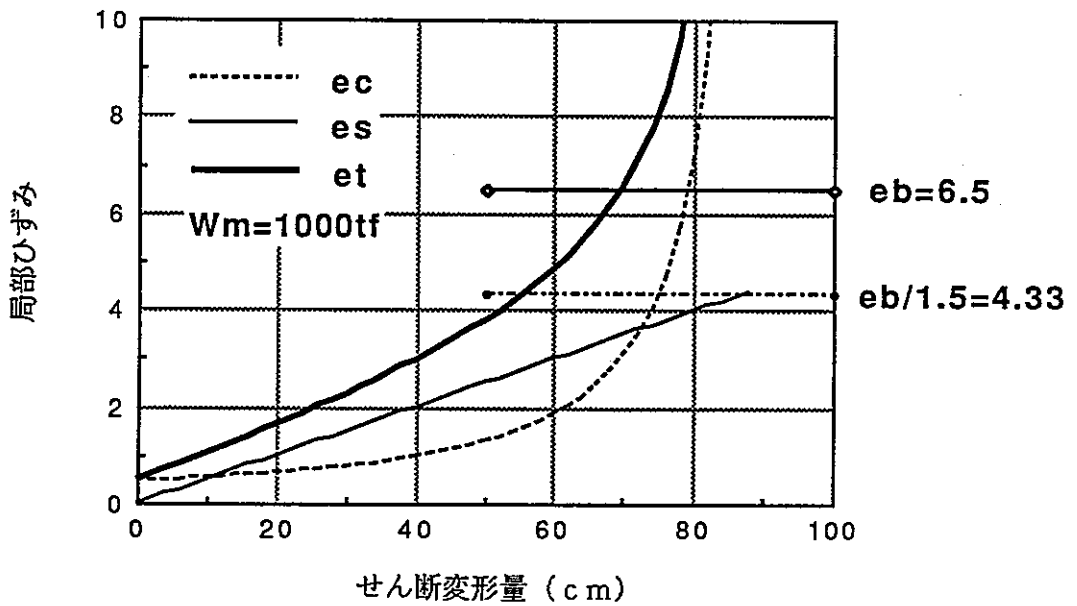


図3.1-8 500ton高減衰積層ゴムの局部ひずみ ( $W_m = 1000\text{tf}$ )

### (3) フェイルセーフ機構の設定方法

このように高減衰積層ゴムの水平限界変位についてはまだ明確に把握されておらず、水平限界変位に対する安全裕度についてはまだ十分に議論を尽くされたものといえない。この過大変形に対する免震装置の信頼性をフェイルセーフ機構の応答変位制御機能によって担保することができれば、安全率の考え方がより明瞭なものになると考えられる。この考え方に従ったフェイルセーフ機構の設定変位の例を図3.1-9、図3.1-10の模式図に示す。

すなわち、フェイルセーフ機構が無い場合、高減衰積層ゴムの再使用可能なひずみ限界約 200%に対し適当な安全裕度 $\alpha_1$ をみこんでS1地震入力相当の許容ひずみを定め、高減衰積層ゴムの破断ひずみ約 300～400%に対し適当な安全裕度 $\alpha_2$ をみこんでS2地震入力相当の許容ひずみを定める。ただし、この破断ひずみの設定には、要素のバラツキを含むため、製造工程における品質管理、使用環境の管理などに十分な注意を払う必要がある。(図3.1-9)

これに対し、フェイルセーフ機構の付加することにより積層ゴムの破断に達する前に変位が制御されるため、この応答制御ひずみ限界に対し適当な安全裕度を有するS2地震入力相当の許容ひずみを定めることができる。ただし、フェイルセーフ機構の作動状態によっては上部建屋に相当な加速度が加わることになるため、その点における十分なチェックも必要となる。(図3.1-10)



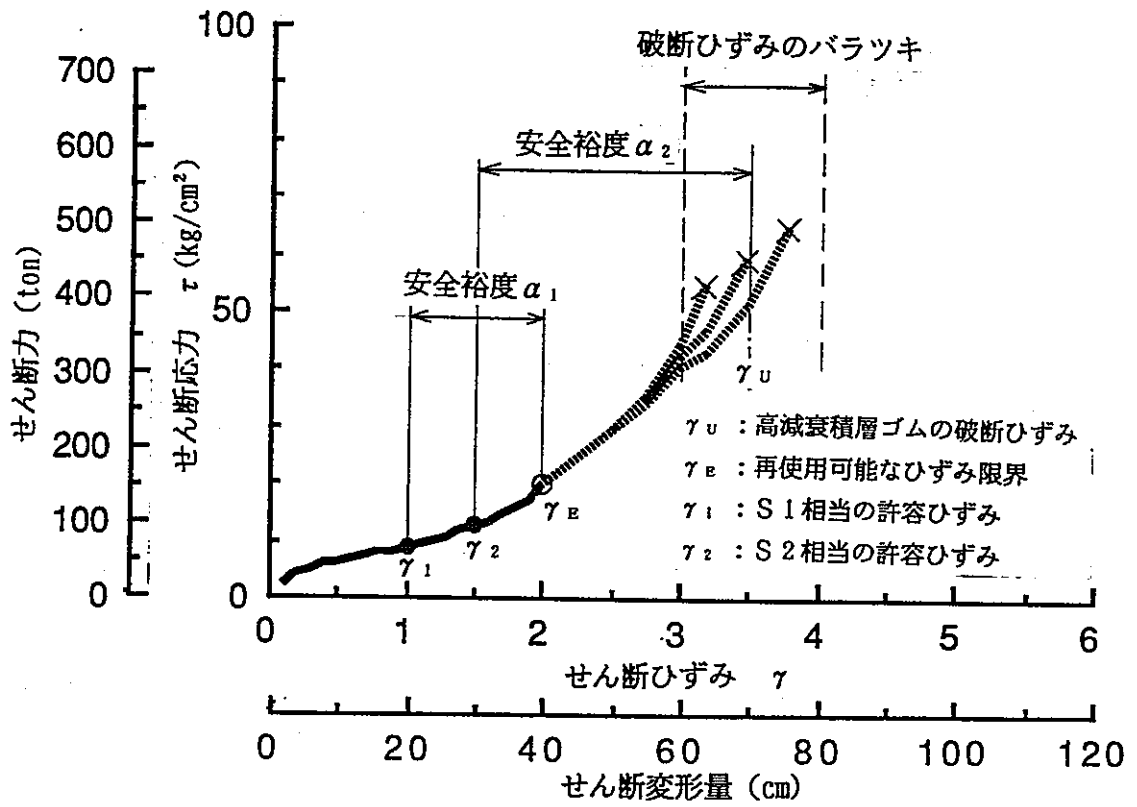


図3.1-9 高減衰積層ゴムの許容値設定の模式図

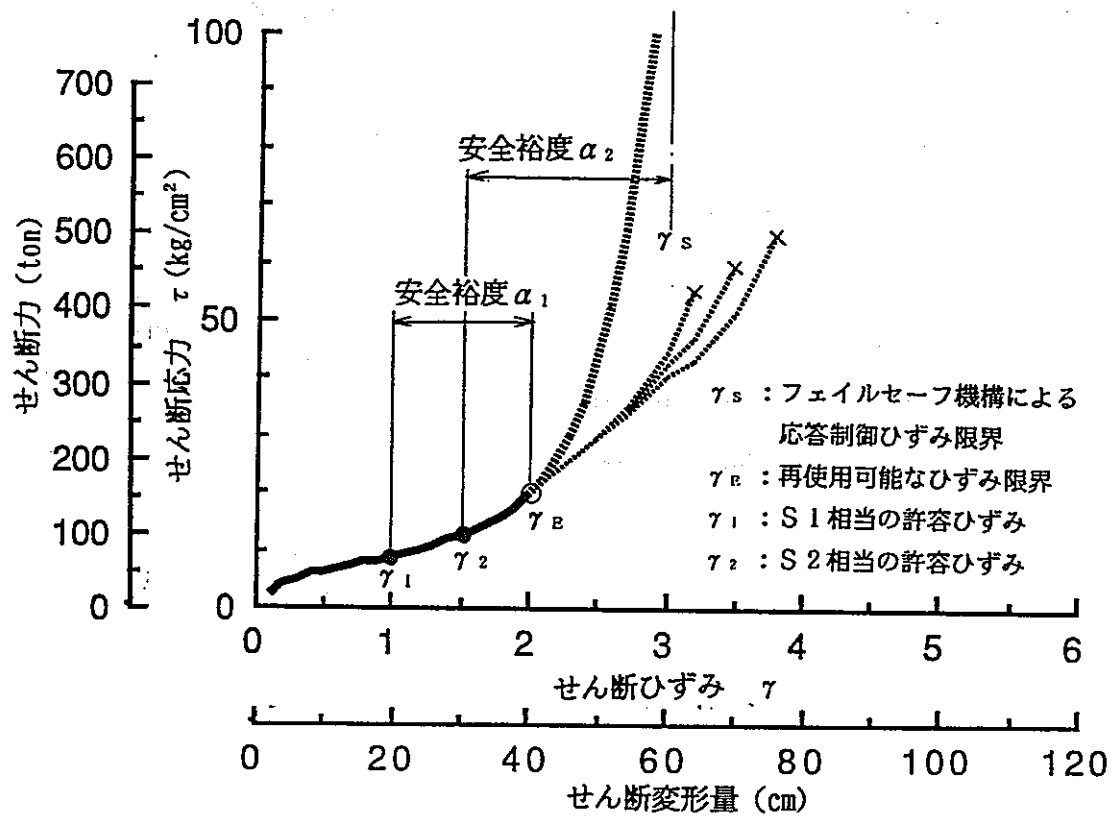


図3.1-10 フェイルセーフ機構付き免震装置の許容値設定の模式図

#### (4) フェイルセーフ付き免震装置の応答検討

高減衰積層ゴムにフェイルセーフ機構を付加した場合の地震時の応答を把握するために、1質点系の簡単なモデルによって応答解析を実施した。以下にその方法及び結果について示す。

##### a. 解析モデル

解析モデルは高減衰積層ゴム1体の支持荷重 500ton を1質点に置き換え、これに高減衰積層ゴム及びフェイルセーフ機構の水平剛性を水平ばねによって付加するモデルとした。高減衰積層ゴム及びフェイルセーフ機構の水平剛性の設定方法を以下に示す。

##### (a) 高減衰積層ゴムのモデル化 (図3.1-11参照)

500ton用高減衰積層ゴムの水平変位30cmまでの復元力特性は図3.1-11(b)に示すようになる。水平変位20cm ( $\gamma=100\%$ )の時の等価ばね定数および等価減衰定数が等しくなるように、これをバイリニアモデルに置き換えパラメータを設定した。さらに、水平変位が大きくなった場合には、高減衰積層ゴム自体が剛性のハードニング現象を起こすことが知られている。これを模擬するために、水平変位が40cm ( $\gamma=200\%$ )を越えると図3.1-11(c)に示すように剛性が硬化し水平変位20cmの時の等価剛性 $K_{eq}$ の1.5倍になると仮定した。

##### (b) フェイルセーフ機構のモデル化 (図3.1-12参照)

フェイルセーフ機構の復元力特性は図3.1-12に示すように仮定した。すなわち、水平変位が40cm ( $\gamma=200\%$ )を越えた時に、フェイルセーフ機構が作動し、ある剛性によって復元力を発揮するようにした。仮定した剛性は、高減衰積層ゴムの水平変位20cm ( $\gamma=100\%$ )時の等価剛性 $K_{eq}$ の1.5倍と、3.0倍の2種類とした。また、フェイルセーフ機構の履歴特性として、線形のもの(F1, F2モデル)と、変形が最大点を過ぎて戻す場合に復元力が0となるもの(F3, F4モデル)の2種類を設定した。後者は結果的にフェイルセーフ機構に履歴減衰特性を付加したものになる。したがって、フェイルセーフ機構の復元力特性として、図3.1-12に示すように計4種類のものを用いて解析を行った。

##### (c) フェイルセーフ付き免震装置の復元力特性 (図3.1-13参照)

①の高減衰積層ゴムの復元力モデルと②のフェイルセーフ機構の復元力モデルを重ね合わせることによって、図3.1-13に示すようにフェイルセーフ付き免震装

置の復元力特性を表すことができる。

#### b. 入力地震動

入力地震動としては、超高層建築や一般免震建築などの動的設計によく用いられているエルセントロ地震記録（NS）及び十勝沖地震八戸記録（EW）の2波を用いた。これらの地震波形を図3.1-14に示す。

入力レベルは表3.1-4に示すように、通常、設計に用いられる最大速度を25kine, 50kineとしたもののほか、さらにレベルをあげた75kine, 100kine, 125kineの5つのレベルの地震動を入力するものとした。これらの地震動の減衰定数5%の応答スペクトルを図3.1-15, 図3.1-16に示す。図中に建築基準法で定められた2次設計用地震力算定曲線（Rt C0 曲線）を点線で示す。これと比較すると50kine入力というのは免震で問題となる1秒以上の周期範囲において、第2種地盤の2次設計用Rt C0 曲線で包絡されており、それ以上のレベルの入力地震動はこれを越える地震動であることがわかる。

#### c. 応答解析結果

##### (a) フェイルセーフ機構が無い場合の履歴応答曲線

フェイルセーフ機構が無い場合の免震装置の履歴応答曲線を図3.1-17, 図3.1-18に示す。エルセントロNS波入力の場合入力最大速度100kine以上で、八戸EW波入力の場合は入力最大速度75kine以上で、水平変位40cm ( $\gamma=200\%$ )を越えて高減衰積層ゴムのハードニング現象が生じている。

125kine 入力で、エルセントロNS波入力の場合は水平変位91.8cm ( $\gamma=459\%$ )、八戸EW波入力の場合は水平変位145.6cm ( $\gamma=728\%$ )に達している。

##### (b) フェイルセーフ機構の有無による履歴応答曲線の比較

エルセントロNS波100kine, 125kine 入力時のフェイルセーフ機構の有無による免震装置の履歴応答曲線の比較を図3.1-19, 図3.1-20に示す。同様に、八戸EW波75kine, 100kine, 125kine 入力の際の比較を、図3.1-21, 図3.1-22, 図3.1-23に示す。フェイルセーフ機構の無いBOモデルに対し、フェイルセーフ機構の有るBF1, BF2, BF3, BF4モデルの履歴応答曲線は、水平変位40cm ( $\gamma=200\%$ )を越える部分でフェイルセーフ機構の剛性の分だけ増加しているのがわかる。また、BF1, BF2タイプのモデルに対し、BF3, BF4タイプのモデルはフェイルセーフ機構部分の履歴特性の影響で、水平変位40cm

( $\gamma=200\%$ )以上の履歴ループの面積が大きくなっているのがわかる。

### (c) 最大応答値の比較

これらの解析結果の最大応答変位、最大応答加速度について横軸に入力最大速度をとってプロットしたのが図3.1-24、図3.1-25である。エルセントロNS波入力の場合 55kine 程度の入力で、八戸EW波入力の場合 75kine 程度の入力で、水平変位が 40cm ( $\gamma=200\%$ )を越えてフェイルセーフ機構が作動し始める。その後、フェイルセーフ機構が作動することによって、フェイルセーフ機構が無い場合に比べて変形が抑えられ加速度が増加する傾向が現れる。この傾向はフェイルセーフ機構の剛性を大きく設定したBF2、BF4モデルでのほうがよりはっきりと現れている。水平変位は最大で 80cm 前後に抑えられ、最大加速度は 1.5g 前後になっている。ただし、上記の傾向は入力波の特性にも影響され、エルセントロNS波入力の場合よりも八戸EW波入力の場合のほうが変形がよく抑制され、加速度の増加量もさほど大きくない。

フェイルセーフ機構が履歴面積をもつBF3、BF4タイプのモデルは、BF1、BF2タイプのモデルに比べて、応答が小さくなる傾向がみられる。ただし、八戸EW波 125kine入力の結果だけはこの傾向と逆になっている。

### d. まとめ

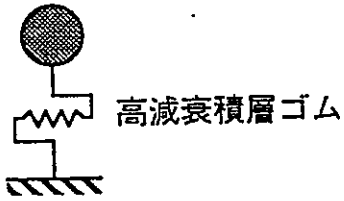
高減衰積層ゴムにフェイルセーフ機構を付加した場合の地震時の応答を把握するために、1質点系の簡単なモデルによって応答解析を実施した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- ① エルセントロNS波入力の場合 55kine 程度、八戸EW波入力の場合 75kine 程度の入力で、水平変位が 40cm ( $\gamma=200\%$ )を越え、フェイルセーフ機構が作動し始める。
- ② フェイルセーフ機構が作動することによって、フェイルセーフ機構が無い場合に比べて変形が抑えられ加速度が増加する傾向が現れる。この傾向は、フェイルセーフ機構の剛性を大きく設定したモデルでのほうがよりはっきりと現れている。
- ③ フェイルセーフ機構としては、履歴減衰特性を有するモデルの方が、線形の剛性のみを持つモデルよりも、応答変位、応答加速度をやや小さく抑える傾向が見られた。

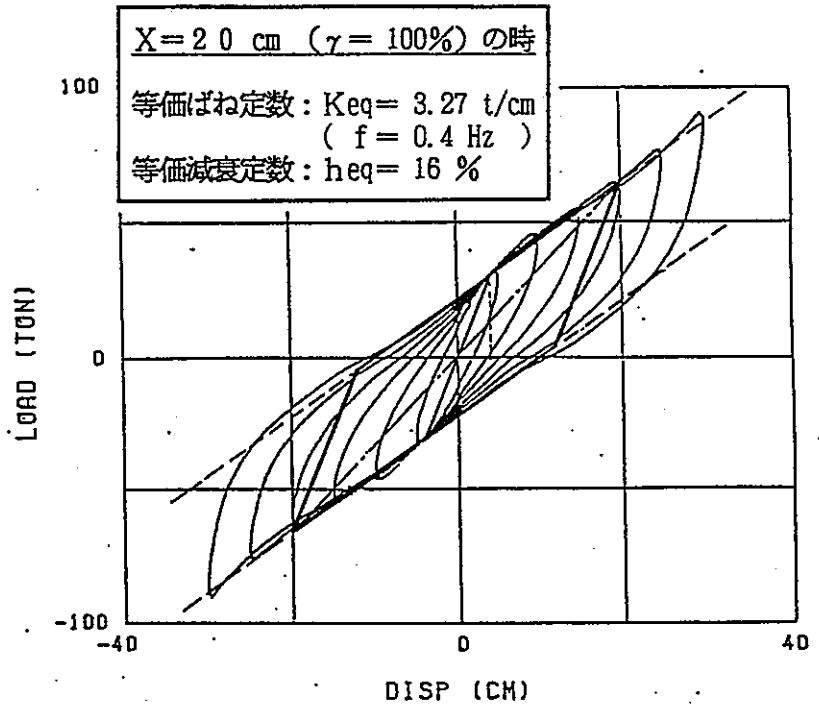
応答解析によってフェイルセーフ機構付き免震装置の応答について以上のような知見が得られたが、これらの検討で大きな影響因子となる高減衰積層ゴム及びフェイルセーフ機構の復元力特性のモデル化について、今後さらに検討していく必要がある。特に、高減衰積層ゴムのせん断ひずみ $\gamma$ が200%を越える領域での復元力特性については実験データも少なく、今後高減衰積層ゴムの破断にいたるまでの特性の把握をしていく必要がある。また、フェイルセーフ機構の具体化を進めていき、実験によってその特性を把握し、有効なものを取捨選択していくことが重要になる。

本研究では、このような観点より、高減衰積層ゴム及びフェイルセーフ機構の特性の把握を目的とし、縮小試験体の加力試験を実施している。

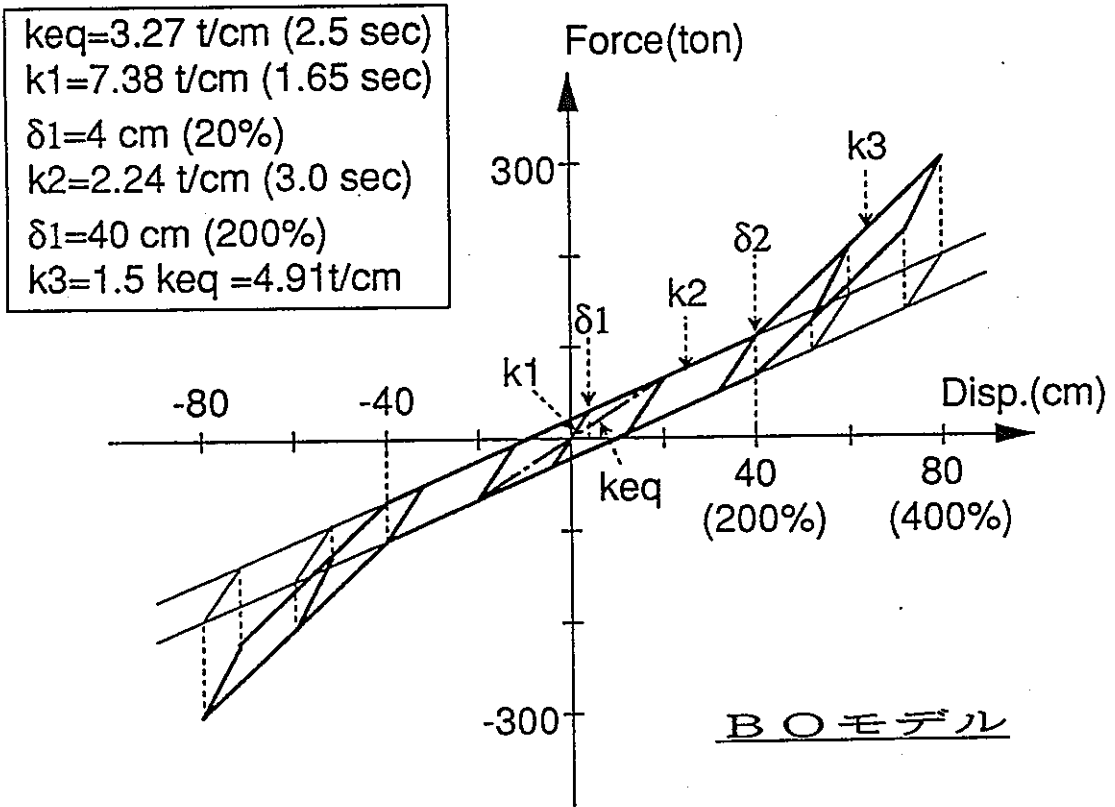
W=500ton



(a) 解析モデル

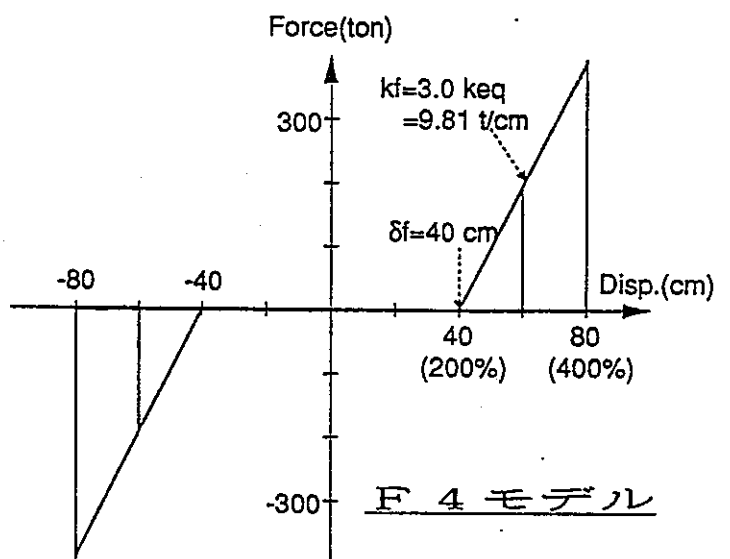
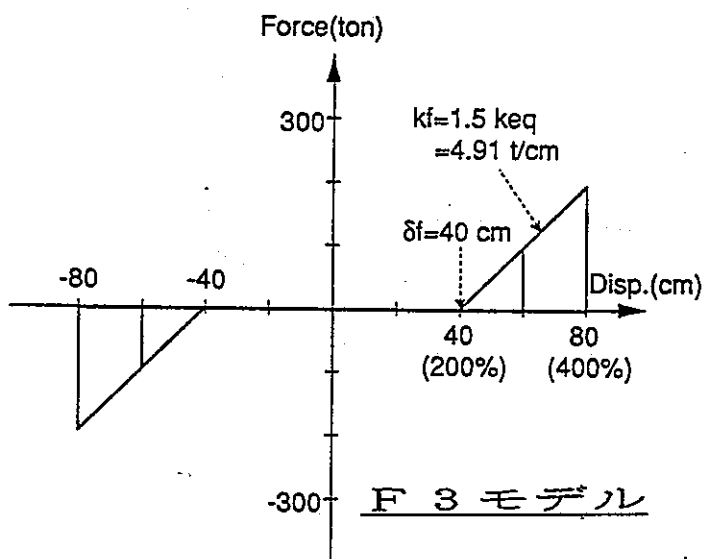
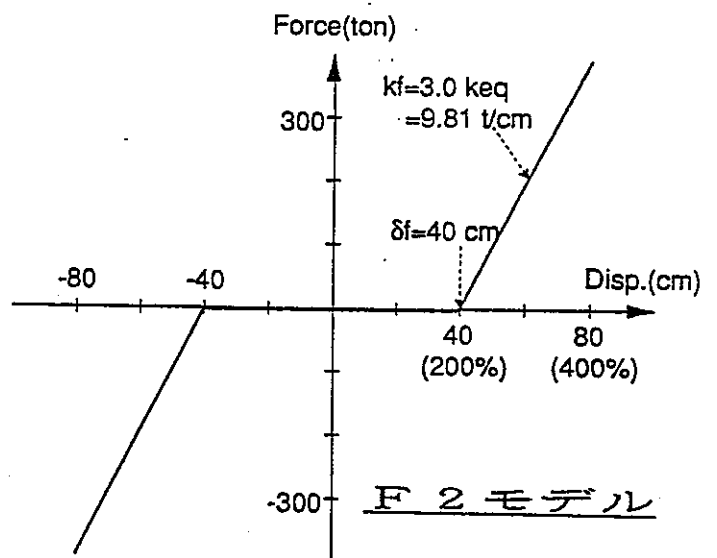
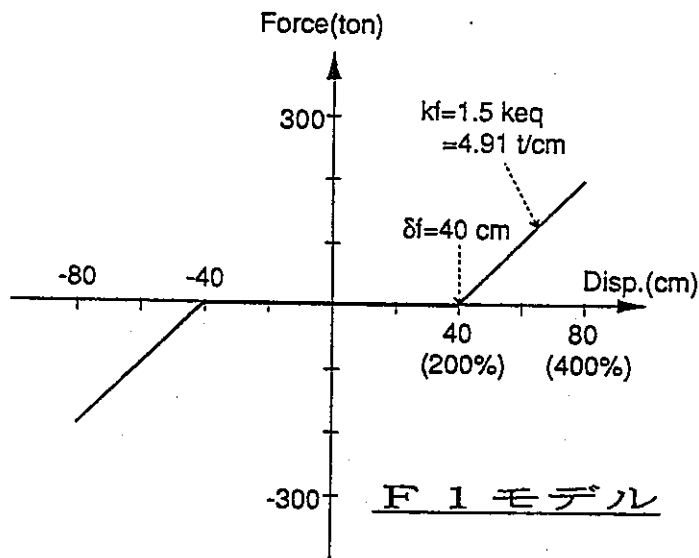
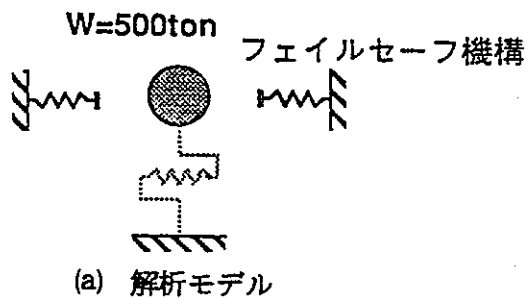


(b) 高減衰積層ゴムの復元力特性



(c) 高減衰積層ゴムの復元力モデル

図3.1-11 高減衰積層ゴムのモデル化



(b) フェイルセーフ機構の復元力モデル

図3.1-12 フェイルセーフ機構のモデル化

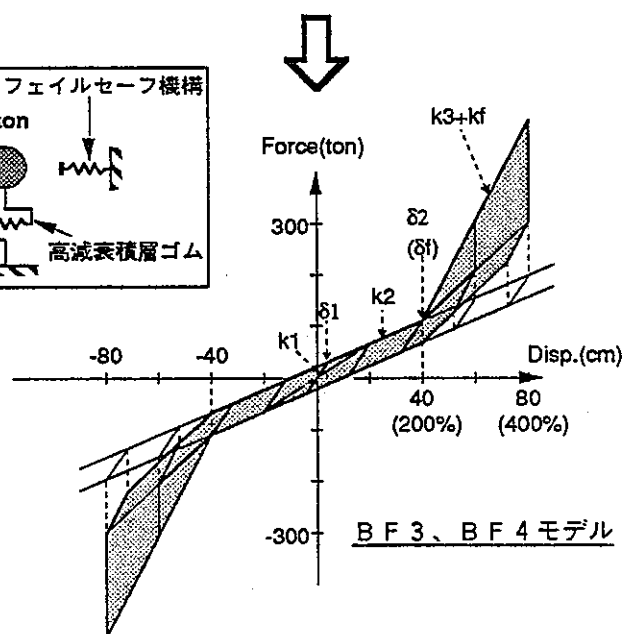
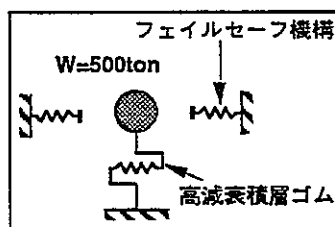
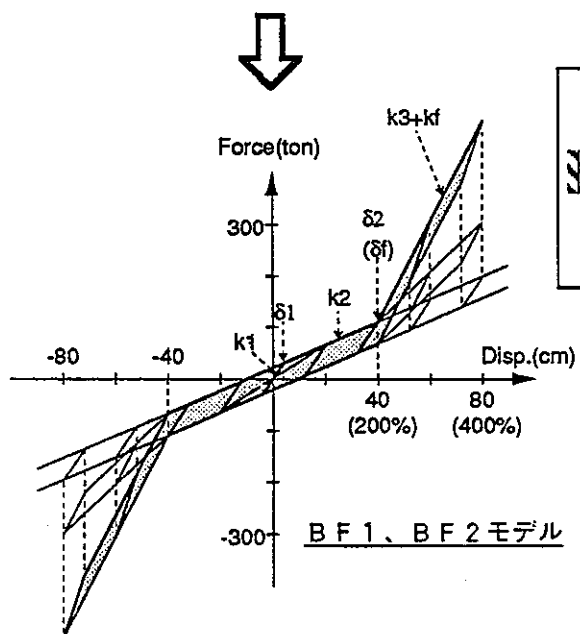
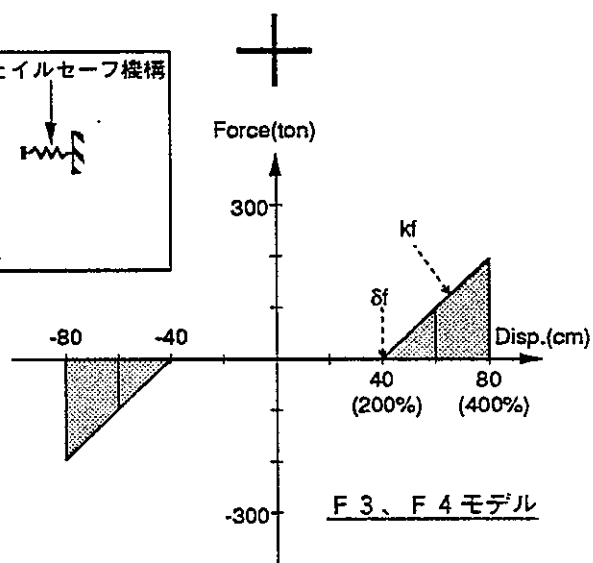
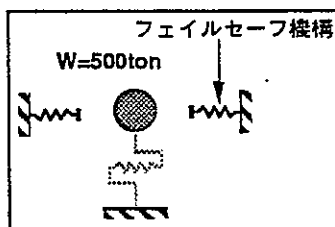
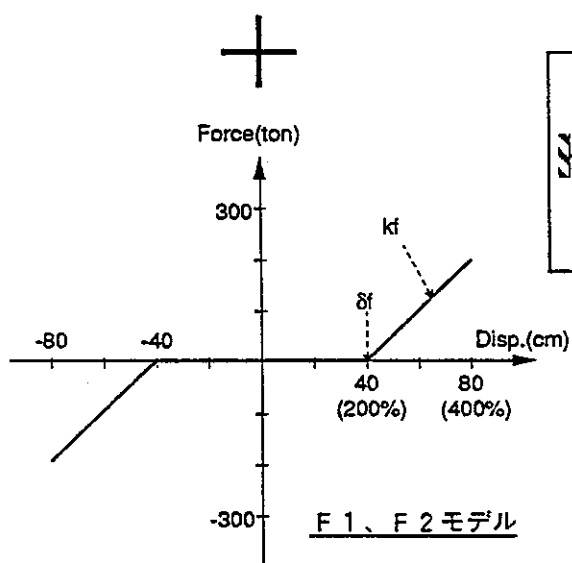
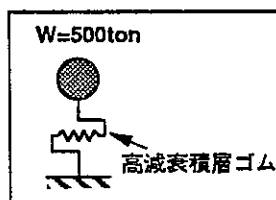
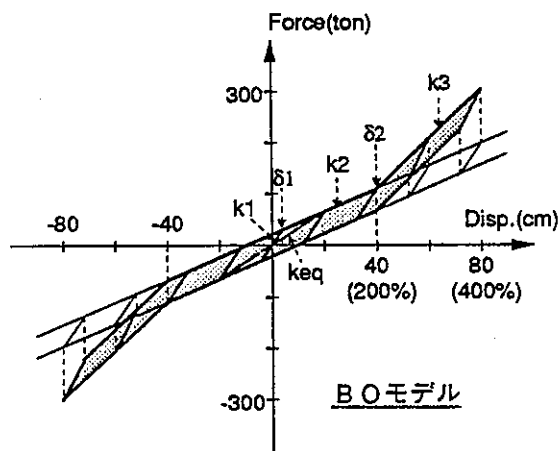
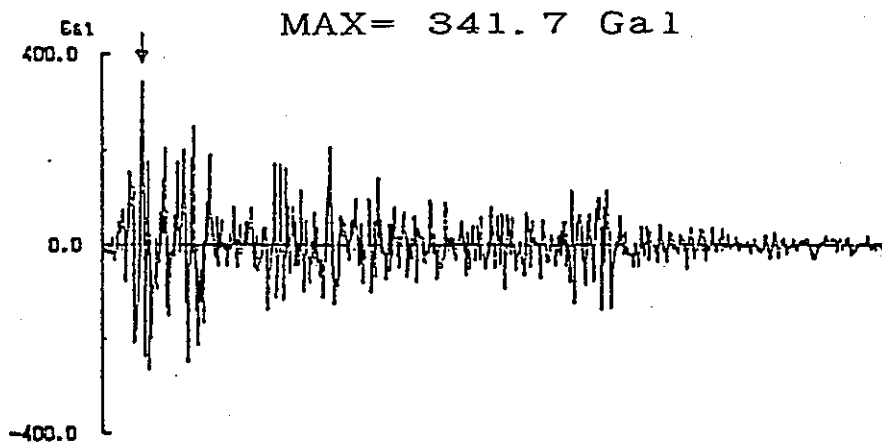


図3.1-13 フェイルセーフ機構付き免震装置の復元力特性



エルセントロNS波



八戸EW波

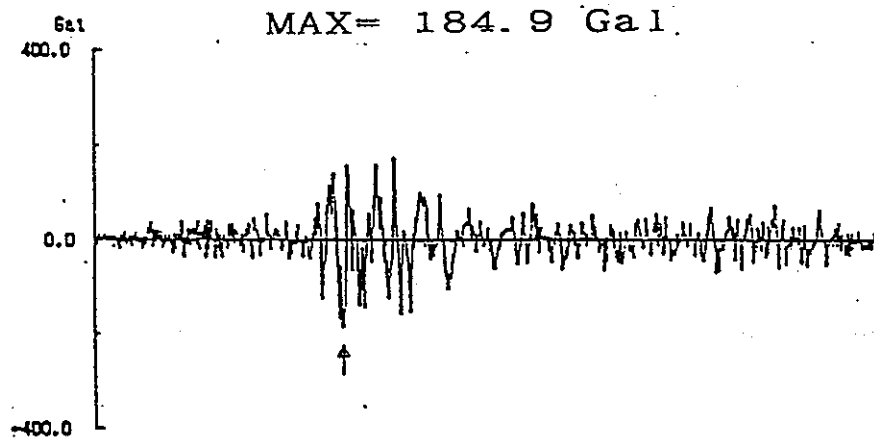


図3.1-14 入力地震動の波形

表3.1-4 入力地震動の最大加速度レベル (Gal)

地震動波形種類	最大速度レベル				
	25kine	50kine	75kine	100kine	125kine
EL CENTRO 1940 NS	256	512	767	1023	1279
HACHINOHE 1968 EW	127	254	381	509	636

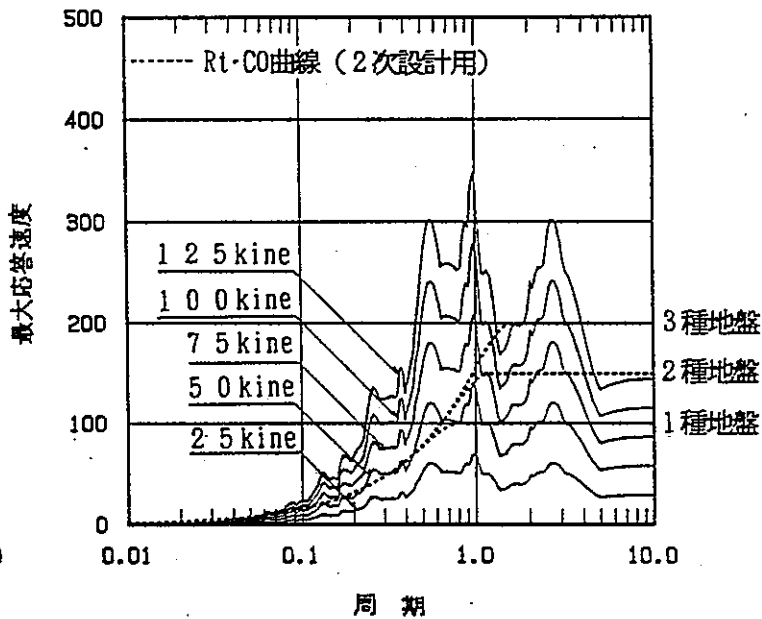
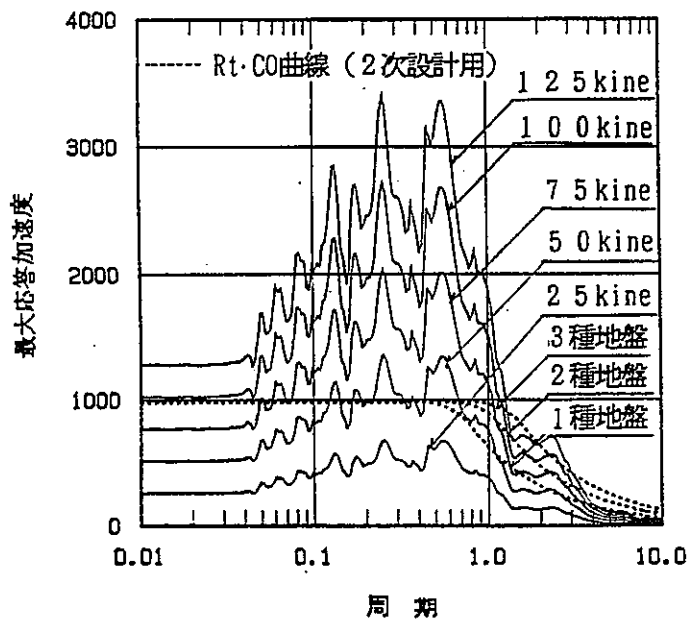


図3.1-15 エルセントロNS波の応答スペクトル (h = 5%)

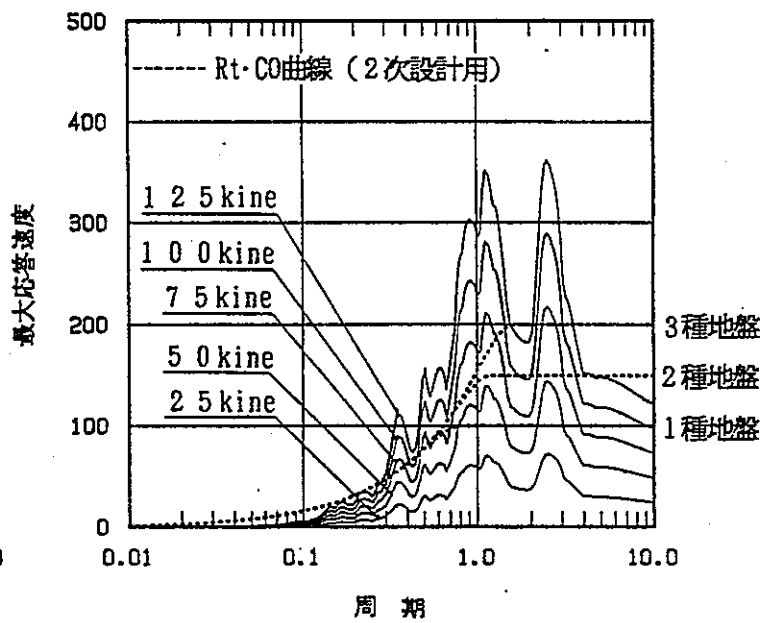
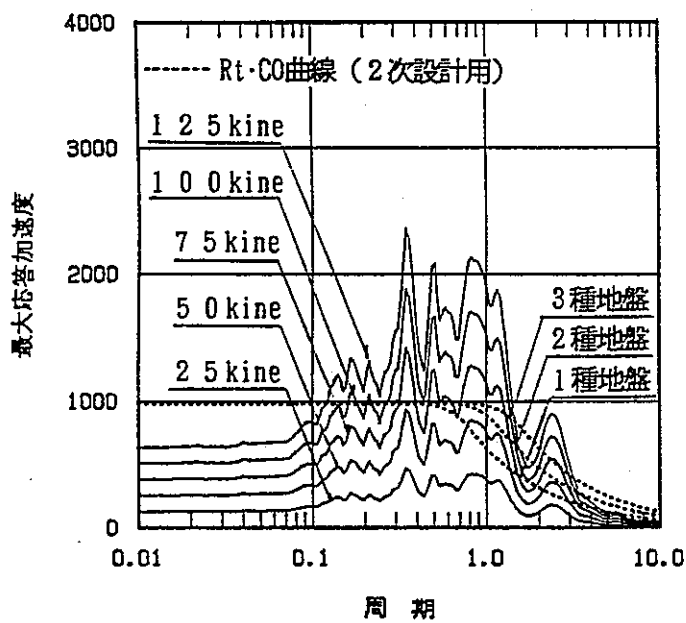


図3.1-16 八戸EW波の応答スペクトル (h = 5%)

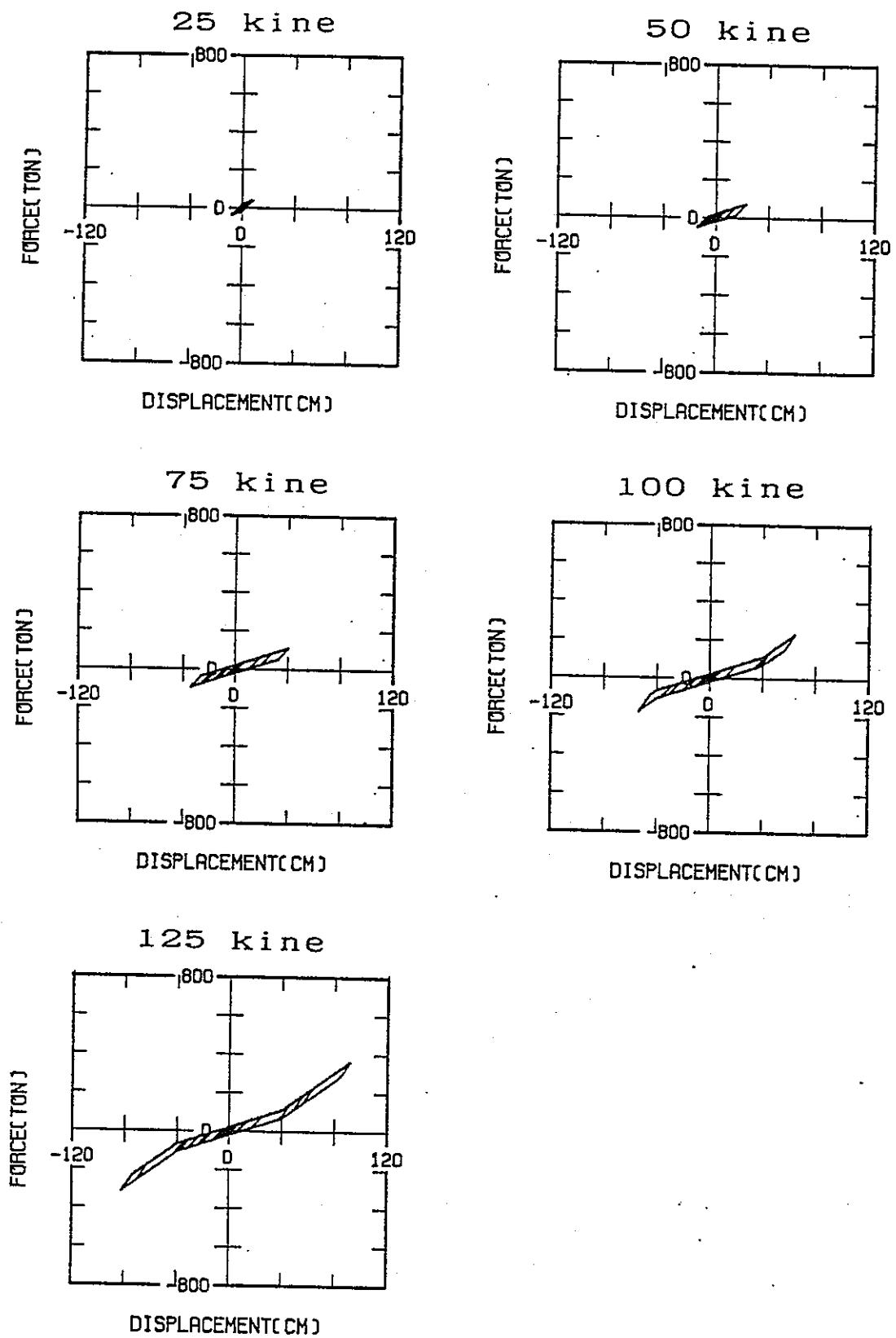


図3.1-17 フェイルセーフ機構無しの場合の履歴応答 (エルセントロNS波入力)

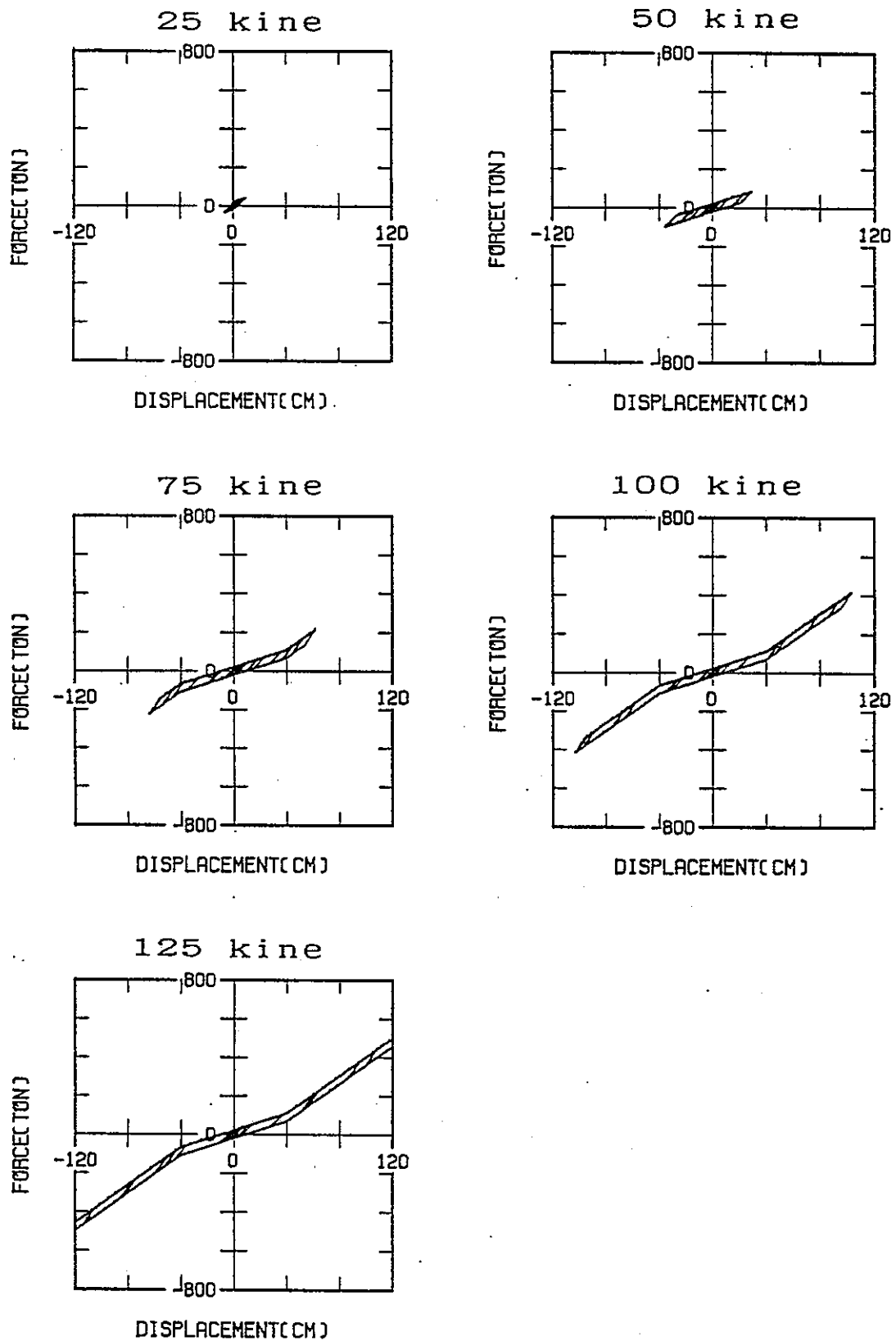
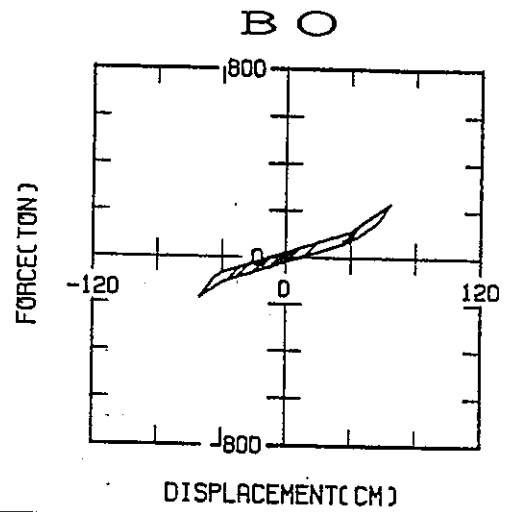


図3.1-18 フェイルセーフ機構無しの場合の履歴応答(八戸EW波入力)

エルセントロNS  
100kine 入力



フェイルセーフ無し  
フェイルセーフ有り

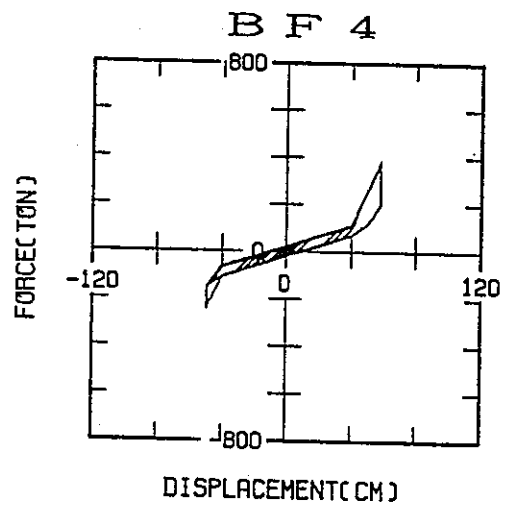
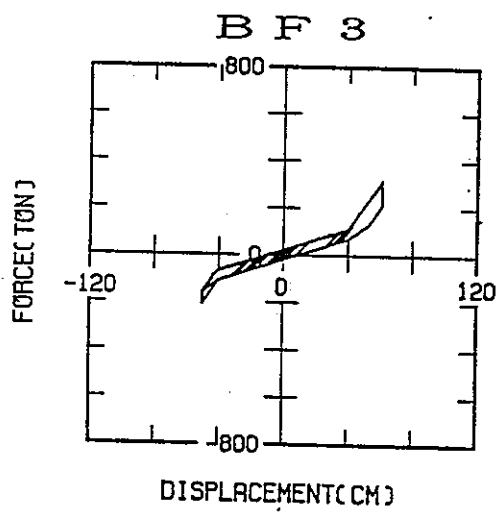
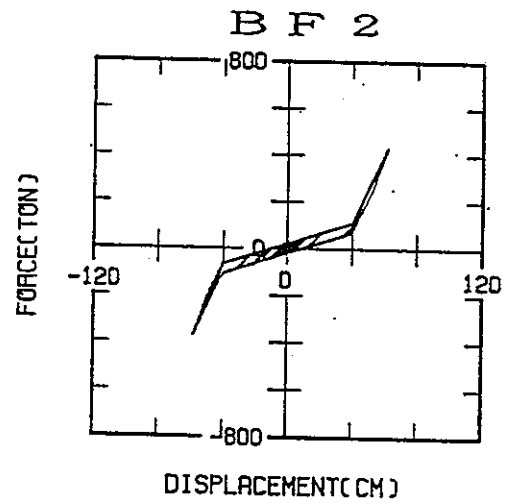
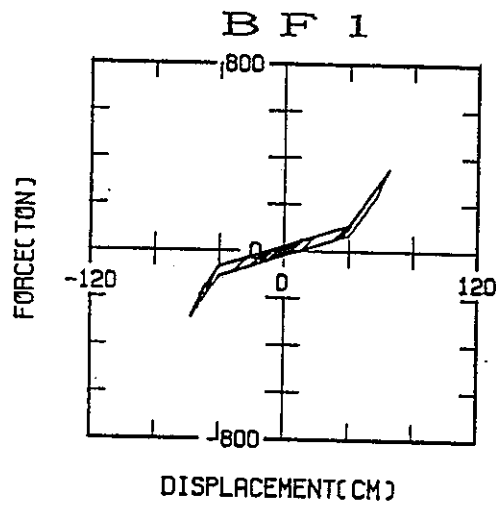
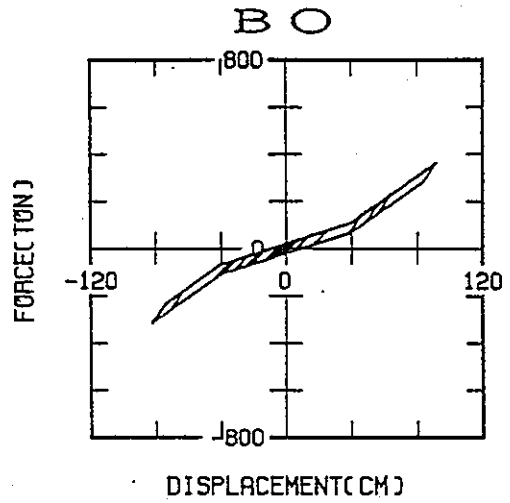


図3.1-19 フェイルセーフ機構有無による履歴応答の比較  
(エルセントロNS波 100kine入力)

エルセントロNS  
125kine 入力



フェイルセーフ無し  
フェイルセーフ有り

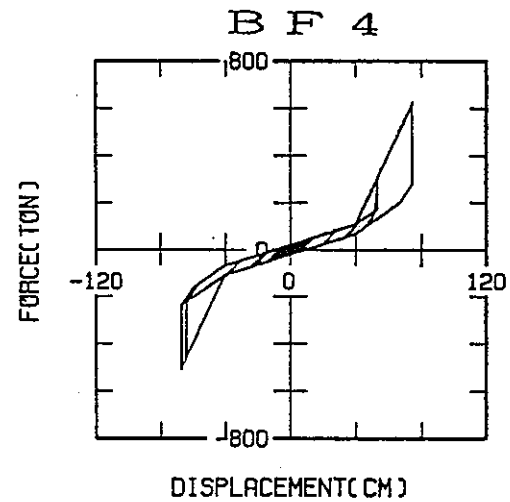
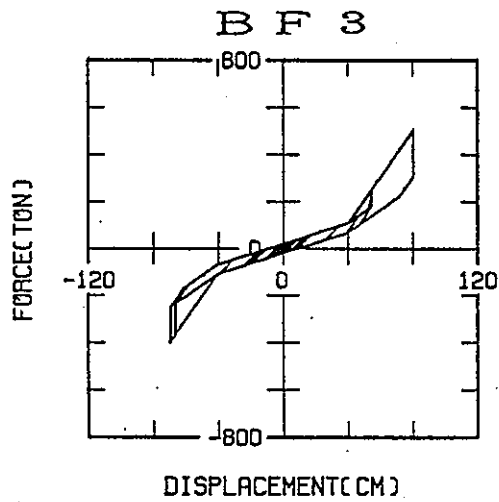
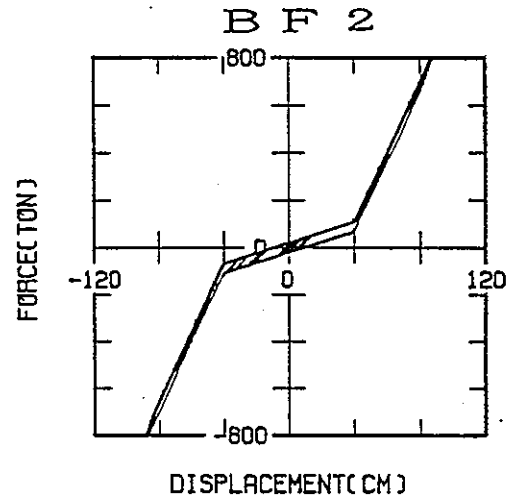
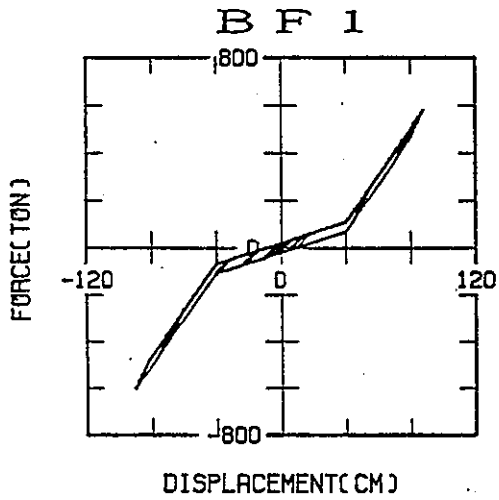
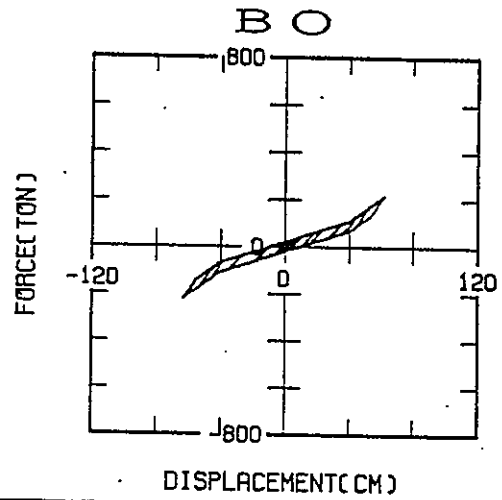


図3.1-20 フェイルセーフ機構有無による履歴応答の比較  
(エルセントロNS波 125kine入力)

八戸EW  
75kine入力



フェイルセーフ無し  
フェイルセーフ有り

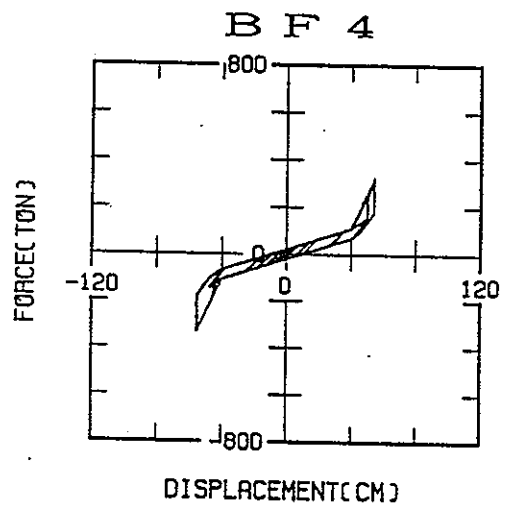
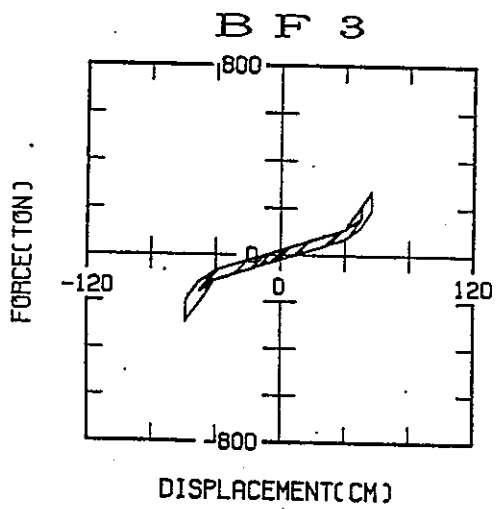
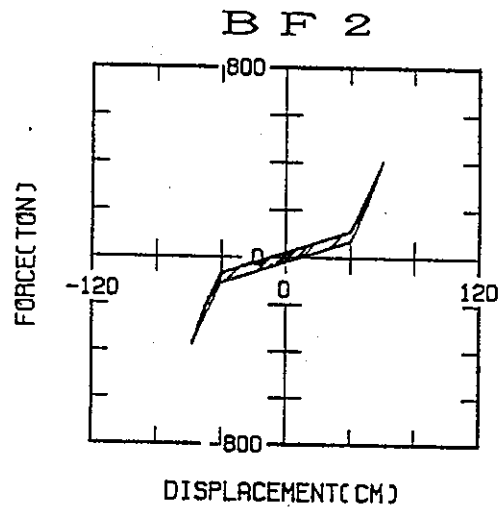
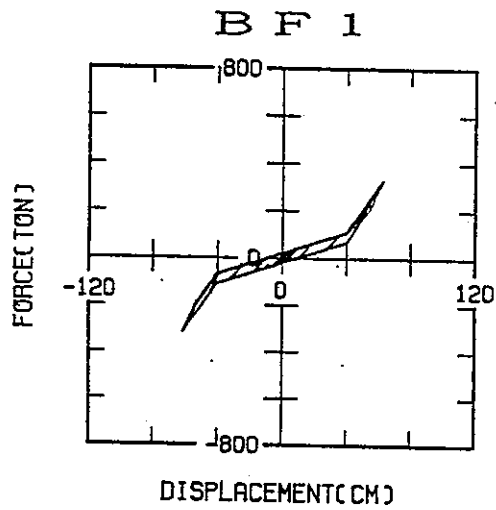
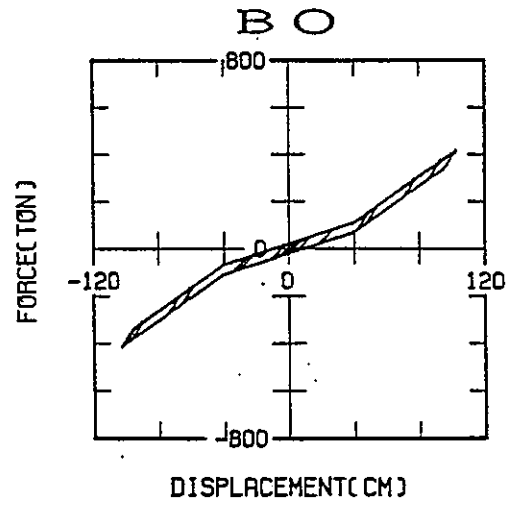


図3.1-21 フェイルセーフ機構有無による履歴応答の比較  
(八戸EW波 75kine入力)

八戸 EW  
100 kine 入力



フェイルセーフ無し  
-----  
フェイルセーフ有り

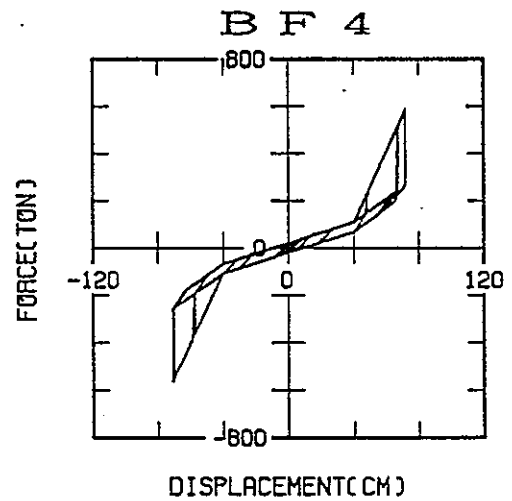
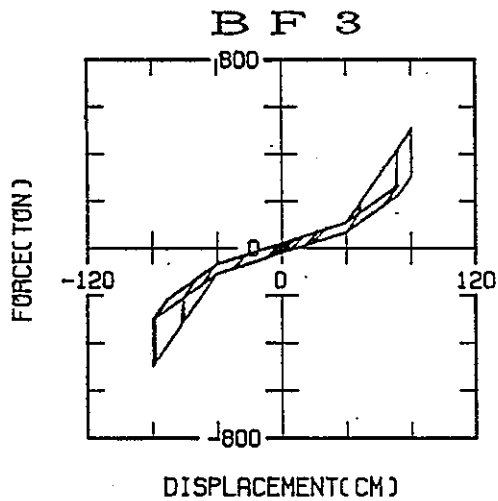
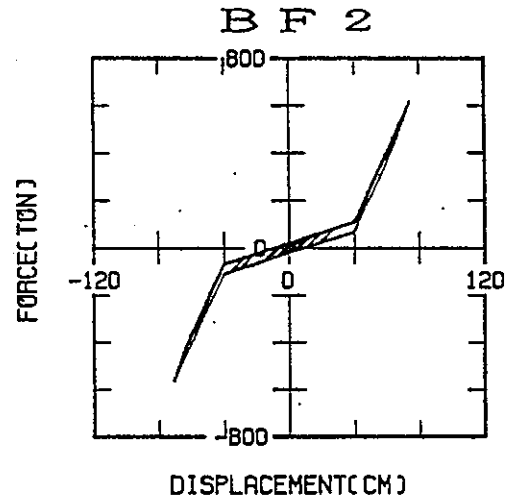
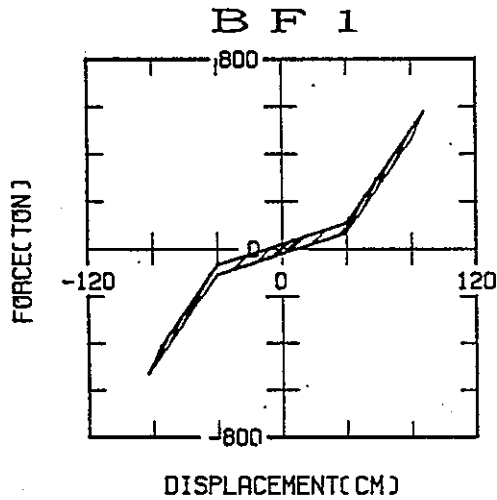
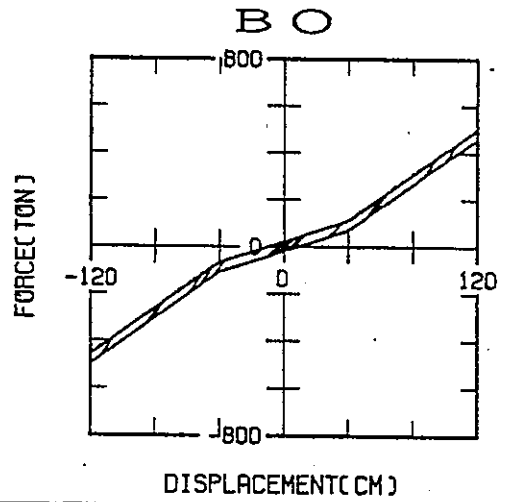


図3.1-22 フェイルセーフ機構有無による履歴応答の比較  
(八戸EW波 100kine 入力)



八戸EW  
125kine 入力



フェイルセーフ無し  
フェイルセーフ有り

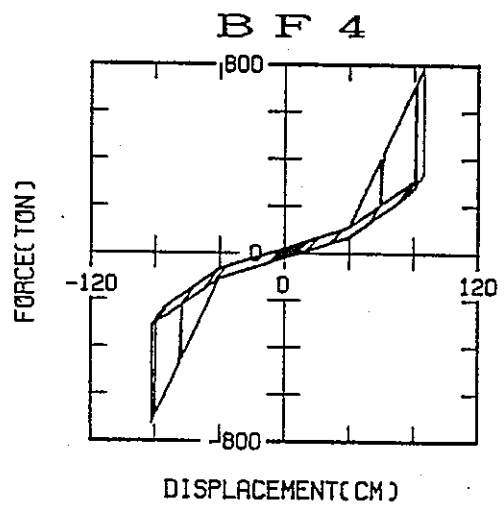
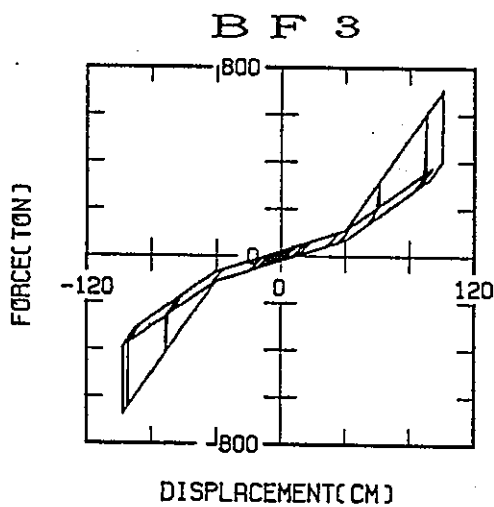
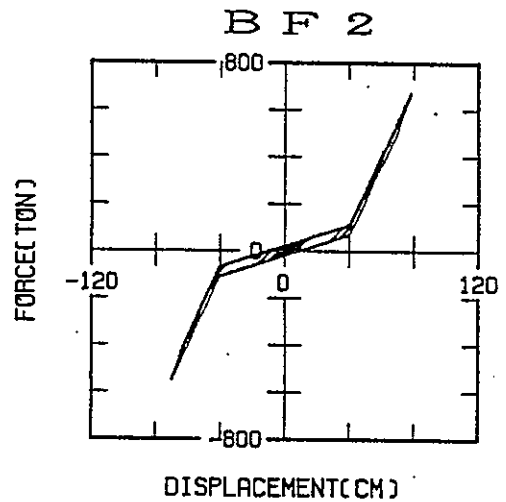
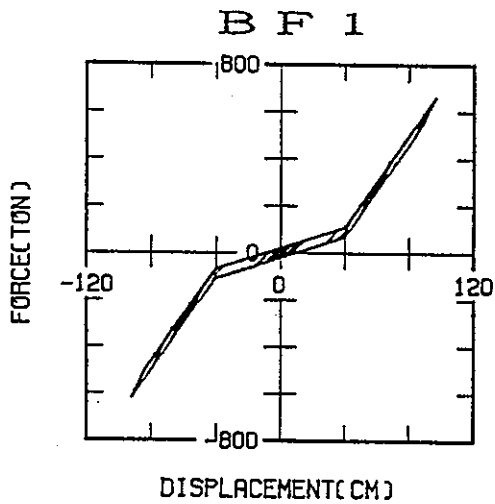
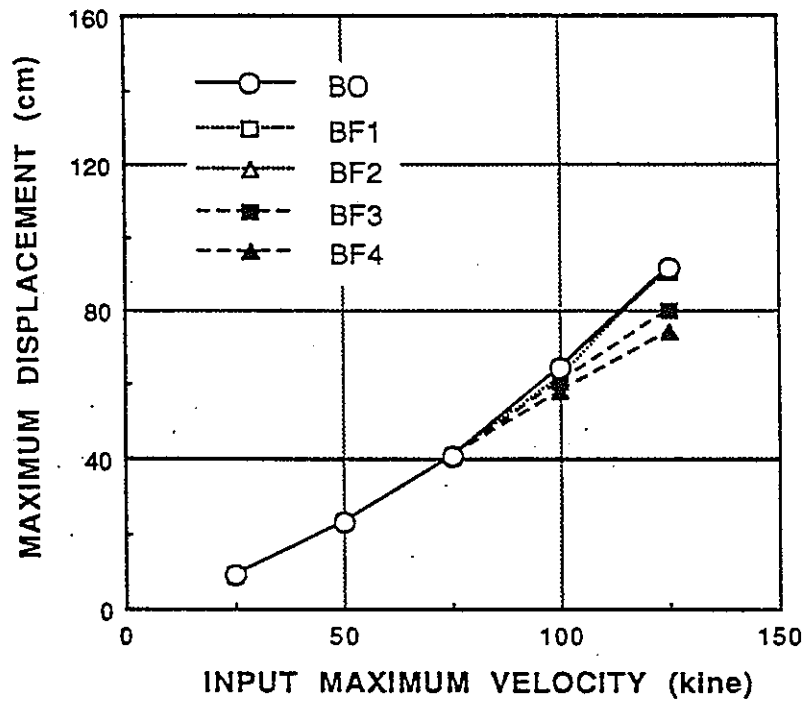
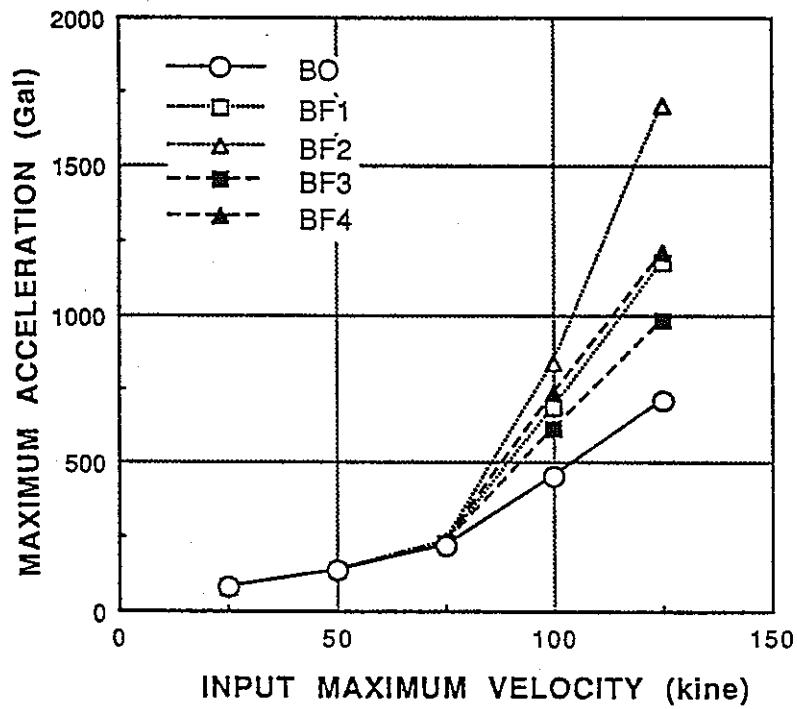


図3.1-23 フェイルセーフ機構有無による履歴応答の比較  
(八戸EW波 125kine 入力)

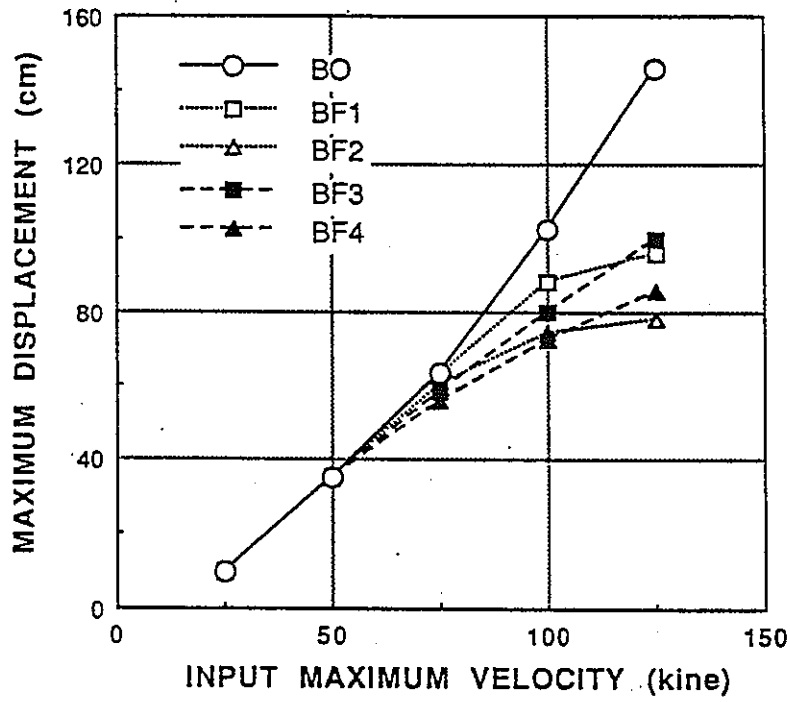


(a) 最大応答変位の変化

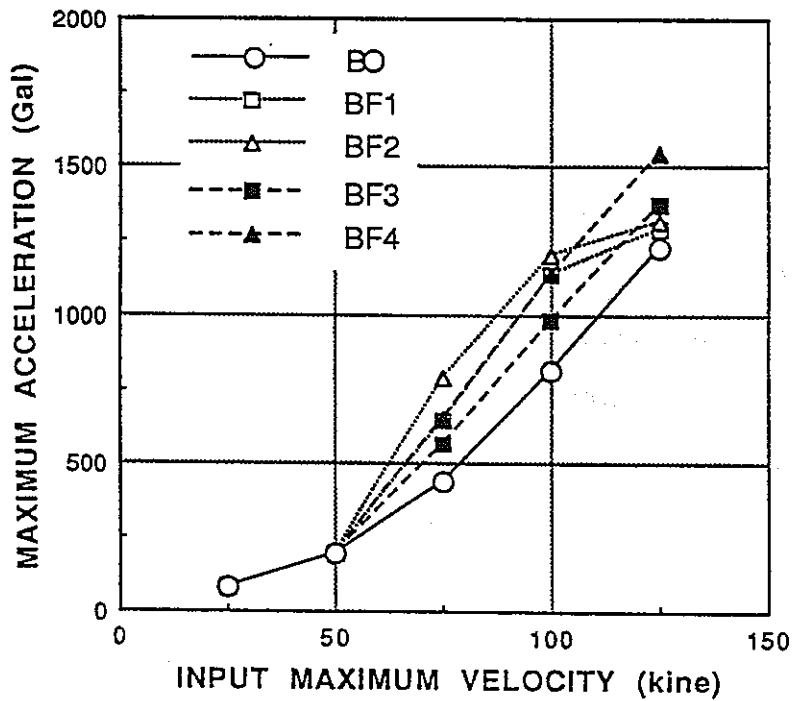


(b) 最大応答加速度の変化

図3.1-24 フェイルセーフ機構有無による最大応答値の比較  
(エルセントロNS波入力)



(a) 最大応答変位の変化



(b) 最大応答加速度の変化

図3.1-25 フェイルセーフ機構有無による最大応答値の比較 (八戸EW波入力)

### 3.1.3 フェイルセーフ機構の特性試験

#### (1) 目的

前節で検討した高減衰積層ゴムとハードニングストッパタイプのフェイルセーフ機構を組合せた免震システムの特性を評価するために、縮小試験体を製作し、アクチュエータによる加力試験を実施した。主な特性評価項目は以下の点である。

- ①フェイルセーフ機構の基本特性
- ②高減衰積層ゴムのせん断歪み200%までの基本特性
- ③高減衰積層ゴムの大変形領域での特性
- ④高減衰積層ゴムとフェイルセーフ機構を組合せた時の特性

#### (2) 試験体の概要

##### a. 縮小高減衰積層ゴム

積層ゴム試験体は、前節で示した500ton高減衰積層ゴムを縮小したモデルを用いた。縮小モデルは実大モデルと同じゴム材料を用い、表3.1-5 に示す相似則に従い、サイズのみを縮小した。縮尺比 $1/S$ は加力装置の性能を考慮し $1/5$ に設定し、積層ゴムの鉛直方向の面圧が実大モデルと同じになるよう、定格荷重（鉛直支持荷重）は20ton で使用した。

積層ゴムの相似比関係を表3.1-6 に示す。縮小モデルの水平剛性は $1/5$ になり、定格荷重支持時の水平振動数は実大モデルが0.4Hz に対して、0.895Hzと $\sqrt{5}$  倍となる。また、破断相対変形は実大モデルが75cm ( $\gamma=375\%$ ) に対し、15cm ( $\gamma=375\%$ ) となり、せん断歪みでは同一となる。

また、高減衰積層ゴムの取り付け方法として、ゴム部と上下フランジ板が接着されているフランジ固定タイプのもの（B1）と、ダボピンによってせん断力のみを伝達するダウエルピンタイプのもの（B2）の2種類を使用した。試験体の形状を図3.1-26に示す。この積層ゴムの取付け方法の違いは積層ゴムの水平変形限界に影響を与えるもので、ダウエルピンタイプでは大変形時にピンの抜け出しによる転倒現象が発生しフランジタイプに比較して早い時期に水平復元力が低下し、積層ゴムの転倒もしくはゴムの破断のどちらかで終局を迎える。ハードニングストッパタイプのフェイルセーフ機構を用いる場合、この両タイプの高減衰積層ゴムの終局域

における性状を把握しておくことは、その組合せにおける選択の幅を広げる意味において重要な点と考えられる。

製作した高減衰積層ゴムを、写真3.1-1、写真3.1-2に示す。フランジ固定タイプ及びダウエルピンタイプはそれぞれ2体ずつ製作した。製作は(株)ブリヂストンで行った。

#### b. フェイルセーフ機構

20ton縮小高減衰積層ゴムに付加するフェイルセーフ機構として以下のような装置を設計製作した。フェイルセーフ機構の基本的構造は昭和63年度試作したハードニングストッパータイプのもと同様とし、ねらいとする特性は、前節で検討した結果を参考として、 $\gamma=200\%$  (水平変位 $X=8\text{cm}$ ) で作動し、 $\gamma=300\%$  (水平変位 $X=12\text{cm}$ ) 前後で応答変位を抑えるものとする。ねらいの特性を図3.1-27に、フェイルセーフ機構の概略を図3.1-28に示す。ストッパー部のゴム材料として、昭和63年度使用したクロロプレンゴムスポンジの他に、数種類の材料を使用した。ストッパー用ゴム部の材料および形状を図3.1-29に示す。各ゴム材料の物性値を表3.1.7に示す。また、参考として昭和63年度に特性試験を実施したストッパー用ゴム材料を図3.1.30に示す。

製作したフェイルセーフ機構を、写真3.1-3、写真3.1-4、写真3.1-5に示す。写真3.1-3、写真3.1-4に示す青色の治具は、ストッパー用ゴムリングの支持台であり、中のストッパー用ゴムとして製作した6種類のゴムリングだけを取替えて実験ができるようになっている。試験体F-1a、F-2、F-3a、F-4は信越化学工業(株)が、F-1bはヨコハマゴム工業品東京販売(株)が、F-3bは六菱ゴム(株)がそれぞれ製作を行った。

表3.1-5 相似則の設定

物理量	[ 単位 ]	設定相似比	相似比	参 考
長さ	L [cm]	1 / S		試験体サイズの縮小率
時間	T [sec]		1 / $\sqrt{S}$	T <sub>0</sub> より
質量	m [kg]		1 / S <sup>2</sup>	m = W / α
変位	δ [cm]		1 / S	Lより
速度	V [cm/sec]		1 / $\sqrt{S}$	V = L / T
加速度	α [cm/sec <sup>2</sup> ]	1		g = 980cm/sec <sup>2</sup>
力 (重量)	W [kgf]		1 / S <sup>2</sup>	W = σ L <sup>2</sup>
面圧	σ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	1		面圧は変えない
材料弾性率	G [kgf/cm <sup>2</sup> ]	1		高減衰積層ゴム (KL401)
剛性	K [kgf/cm]		1 / S	K = W / δ
周期	T <sub>0</sub> [sec]		1 / $\sqrt{S}$	T <sub>0</sub> = 2 π √ (W / K g)

注) 加力装置の限界を考慮し、試験体サイズの縮尺比は S = 5 とする。これより、定格荷重500tonの積層ゴムの縮小モデルは定格荷重 20tonの積層ゴムとなる。

表3.1-6 積層ゴムの相似比関係

項目	単位	実大積層ゴム	縮小試験体	相似比
定格荷重 $W_D$	tf	500	20	$1/5^2$
外径 $D_o$	cm	100	20	$1/5$
内径 $D_i$	cm	20	4	$1/5$
ゴム層厚 $H_R$	cm	25層×0.8cm =20	25層×0.16cm =4	$1/5$
鉄板層厚 $H_s$	cm	24層×0.31cm =7.44	24層×0.08cm =1.92	$1/3.9$ ( $1/5$ )
断面積 $A$	cm <sup>2</sup>	7539.8	301.6	$1/5^2$
1次形状係数 $S_1$ 2次形状係数 $S_2$		25* 4*	25* 4*	1 1
面圧 $\sigma$	kgf/cm <sup>2</sup>	66.3	66.3	1
水平ばね定数 $K_H$	tf/cm	3.27 ( $\gamma=100\%$ )	0.65 ( $\gamma=100\%$ )	$1/5$
水平振動数 $f_H$	Hz	0.40 ( $\gamma=100\%$ )	0.895 ( $\gamma=100\%$ )	$\sqrt{5}$
鉛直ばね定数 $K_V$	tf/cm	3960	792	$1/5$
鉛直振動数 $f_V$	Hz	14.0	31.3	$\sqrt{5}$
破断水平変位 $\delta_v$	cm	75 ( $\gamma=375\%$ )**	15 ( $\gamma=375\%$ )**	$1/5$

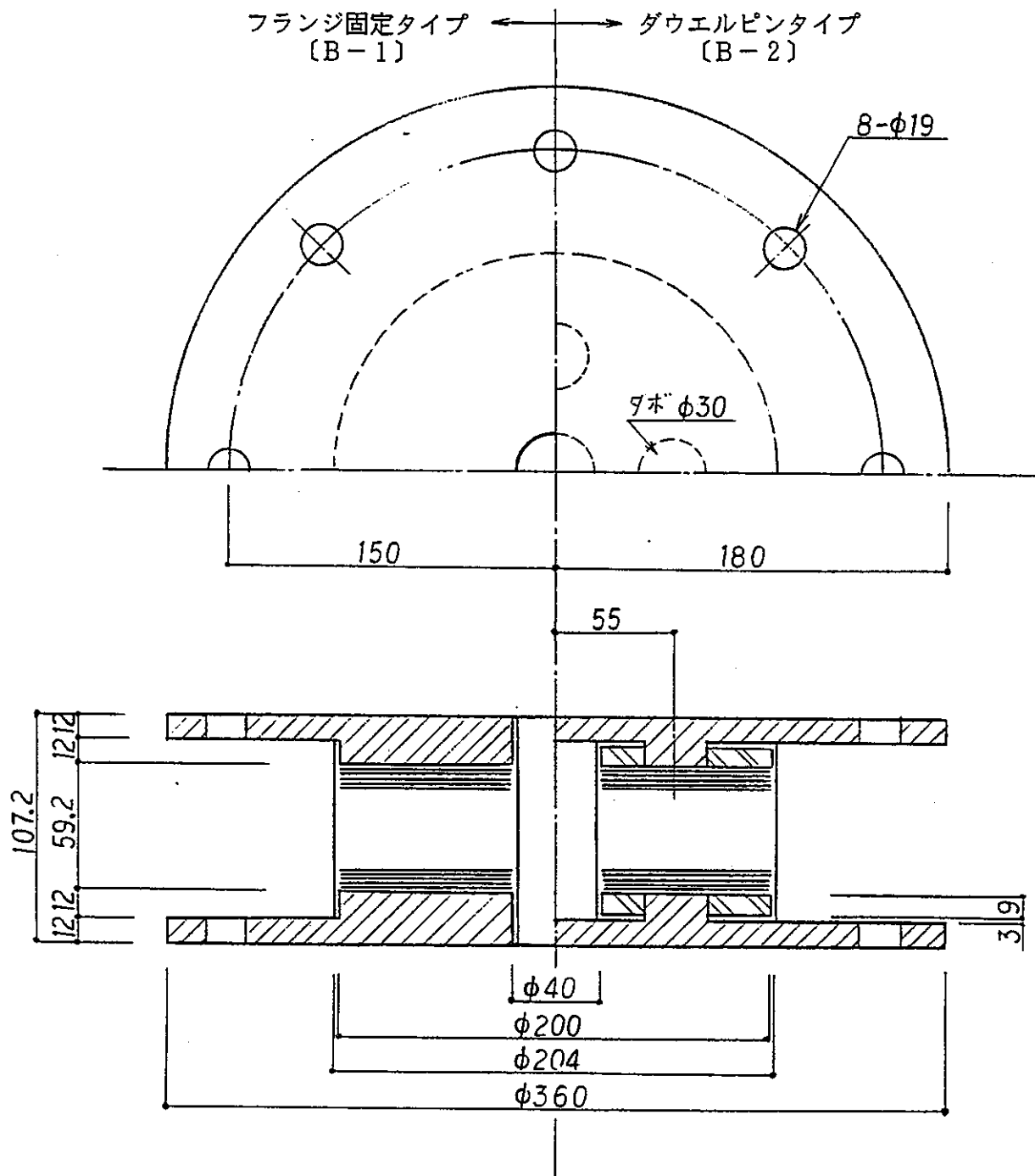
\*) 1次形状係数, 2次形状係数は次式で定義される。

$$1 \text{ 次形状係数: } S_1 = \frac{D_o - D_i}{4 \cdot t_R} \quad (t_R \text{ はゴム一層の厚さ})$$

$$2 \text{ 次形状係数: } S_2 = \frac{D_o - D_i}{H_R}$$

一般に, 1次形状係数  $S_1$  は積層ゴムの鉛直剛性に, 2次形状係数  $S_2$  は積層ゴムの大変形時の挙動に影響を及ぼす。

\*\* ) 破断水平変位は, (1)式の  $e_1$  が6を越えるあたりの値を想定している。



RUBBER  $1.6 \times 25 = 40$   
 STEEL  $0.8 \times 24 = 19.2$

- 設計荷重 :  $W_D = 20 \text{ ton}$
- 水平ばね定数 :  $K_H = 0.650 \text{ ton/cm}$  ( $X = 4 \text{ cm}$ 変形時の等価ばね定数)  
 $[f_H = 0.9 \text{ Hz}]$
- 等価減衰定数 :  $h_{eq} = 0.16$
- 鉛直ばね定数 :  $K_V = 792 \text{ ton/cm}$  以上 [ $f_H = 31 \text{ Hz}$  以上]
- ゴム材料 : KL 401 (ブリヂストン製)

図3.1-26 縮小高減衰積層ゴム



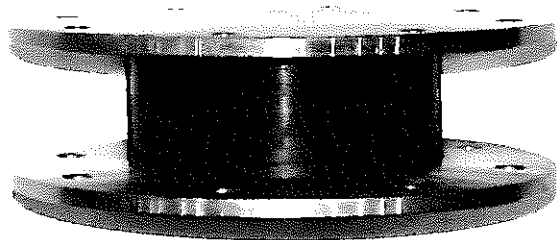


写真3.1-1 高減衰積層ゴム（フランジ固定タイプ）

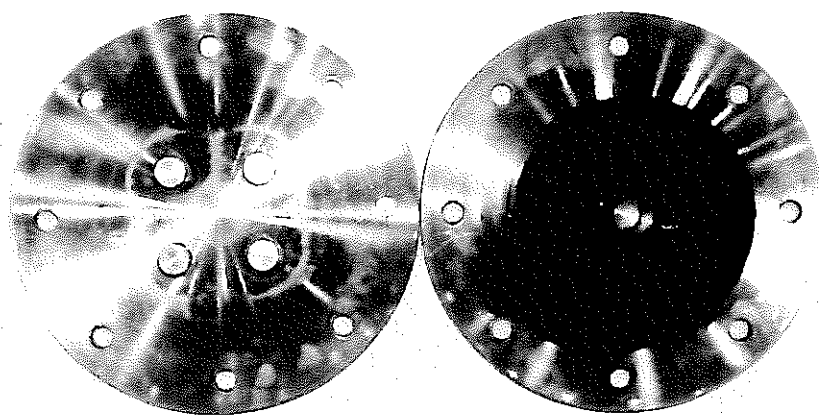


写真3.1-2 高減衰積層ゴム（ダウエルピンタイプ）

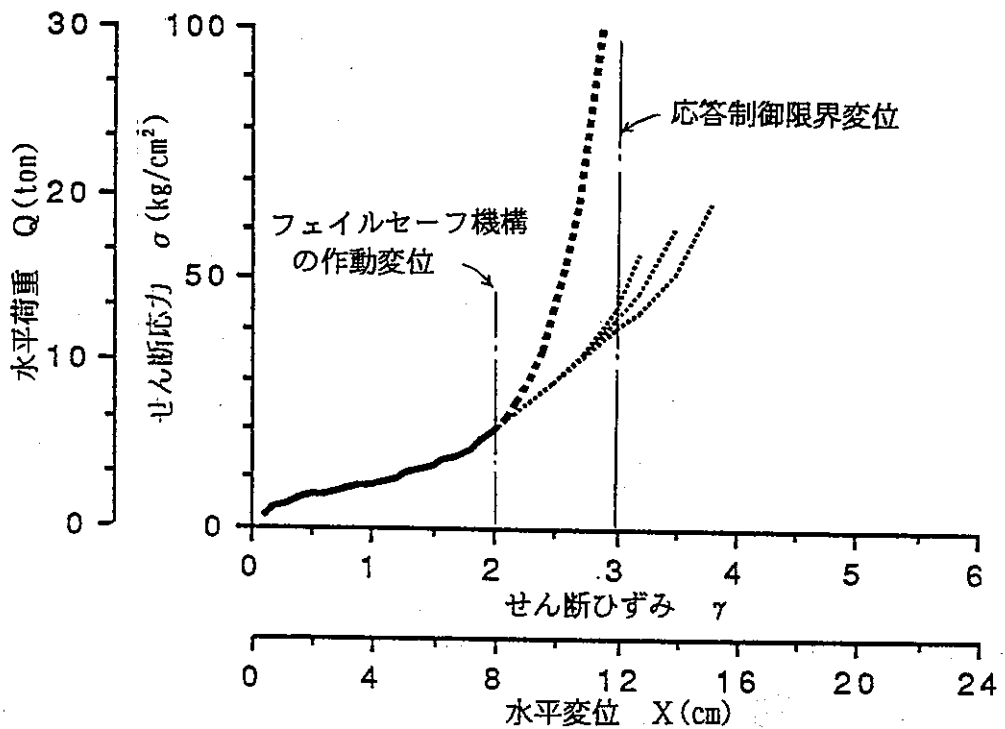


図3.1-27 フェイルセーフ機構試験体のねらいの特性

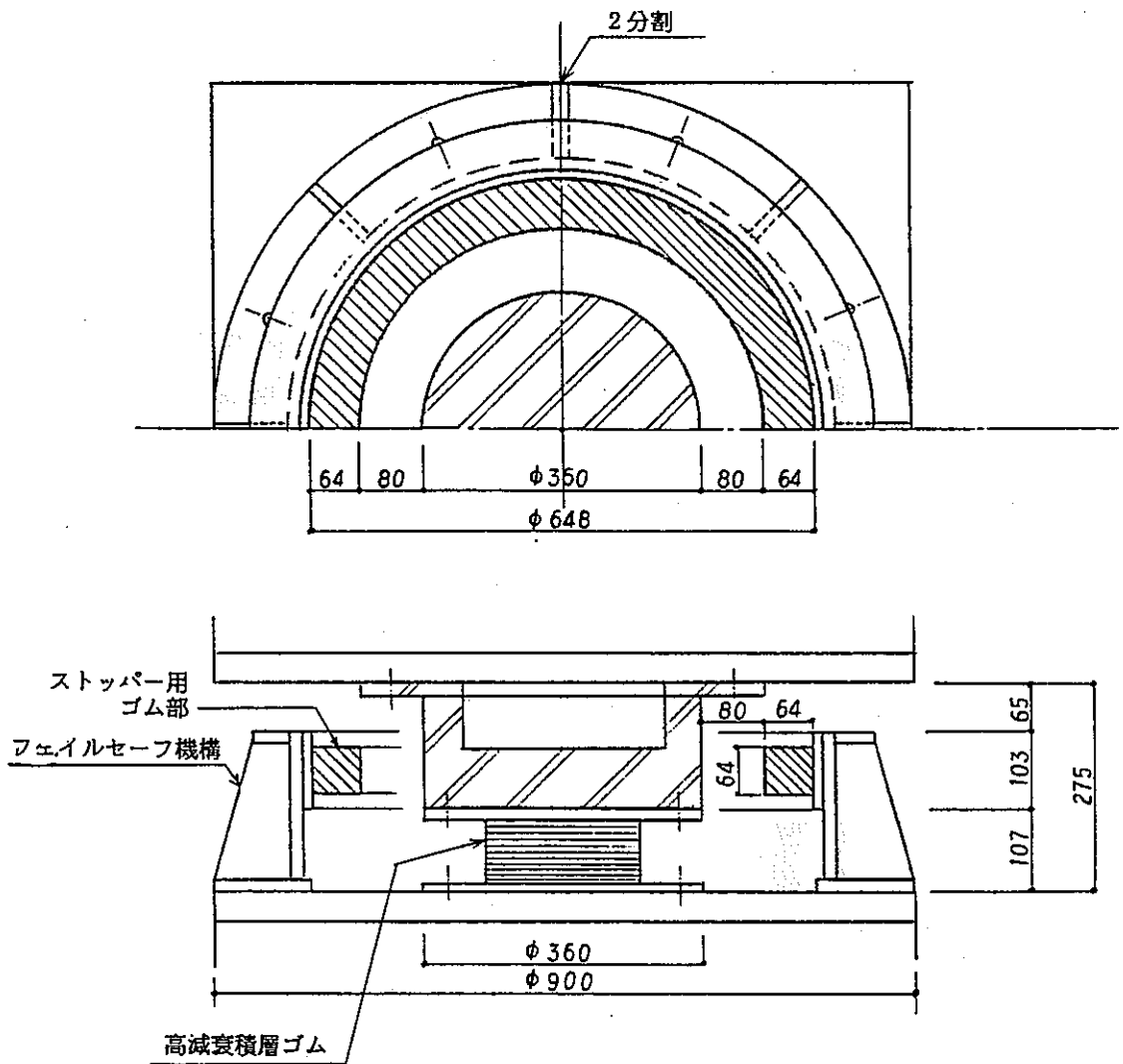


図3.1-28 フェイルセーフ機構の設置概略図

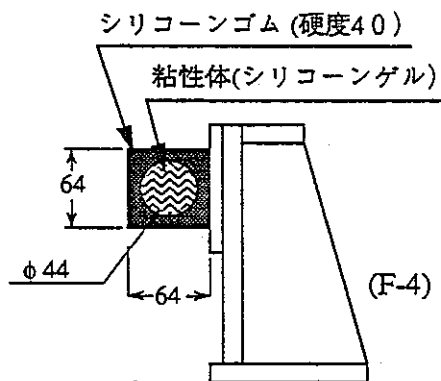
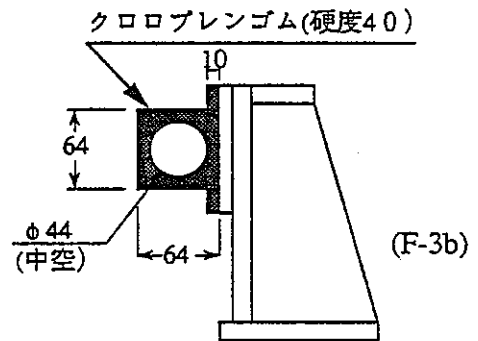
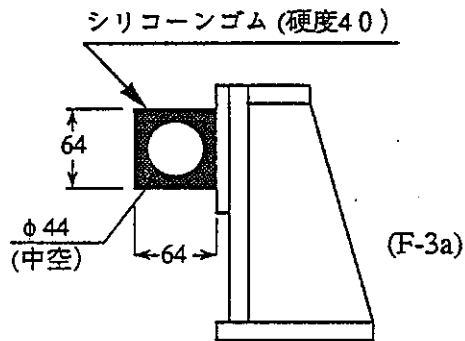
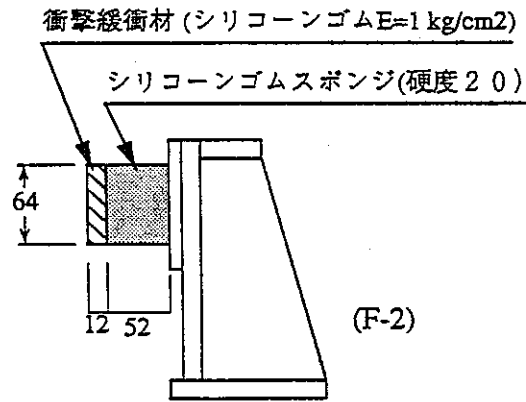
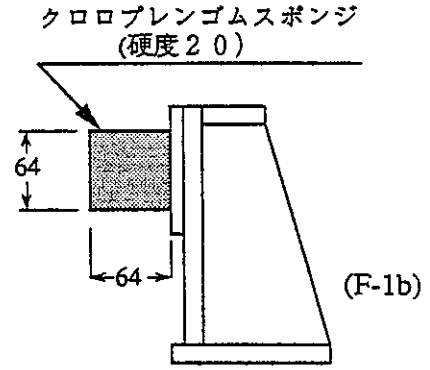
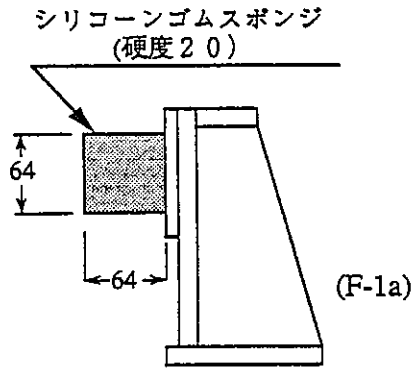
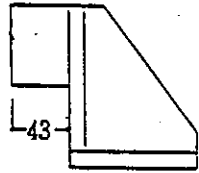


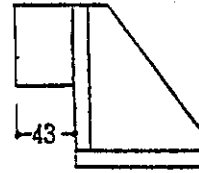
図3.1-29 フェイルセーフ機構ストッパーゴム部

表3.1-7 ゴム材料の物性値

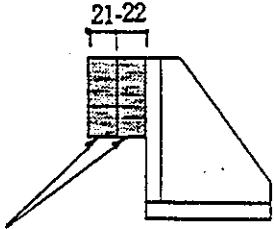
試験体	ゴ ム 材 料	外 観	比 重	硬 さ	引張強さ (kgf/cm <sup>2</sup> )	伸 び (%)	25%引張応力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	100%引張応力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	5%圧縮応力 (kgf/cm <sup>2</sup> )
F-1a	シリコーンゴムスポンジ	赤	0.40	JIS-C 38	11	180			
F-1b	クロロプレンゴムスポンジ (硬度20)	黒	0.40	JIS-A 20	15	300		3	
F-2	シリコーンゴムスポンジ	← F-1aに同じ →							
	衝撃緩衝用シリコーンゴム (E=1 kgf/cm <sup>2</sup> )	透 明	0.97	—	—	—			1
F-3a	シリコーンゴム (E=18 kgf/cm <sup>2</sup> )	白	1.10	JIS-A 40	50	300			18
F-3b	クロロプレンゴム (硬度40)	黒	1.37	JIS-A 40	97	610	3.2	24	
F-4	シリコーンゴム (E=18 kgf/cm <sup>2</sup> )	← F-3aに同じ →							
	粘性体シリコーンゲル	透 明	0.97	針入度 65	—	—			



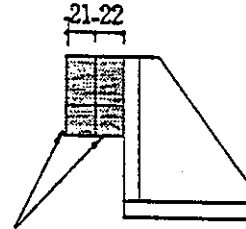
シリコン ( $E = 3 \text{ kg/cm}^2$ )



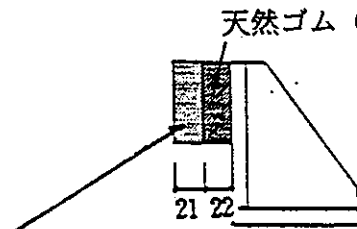
シリコン ( $E = 10 \text{ kg/cm}^2$ )



クロロプレングムスポンジ (硬さ20)

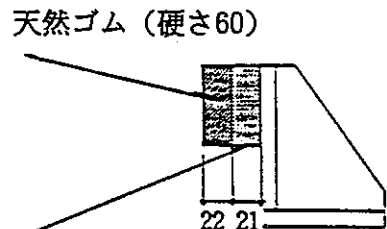


クロロプレングムスポンジ (硬さ40)

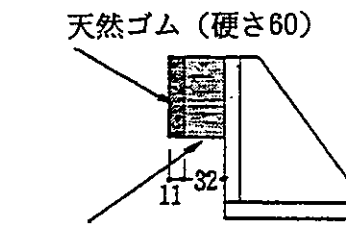


クロロプレングムスポンジ (硬さ20)

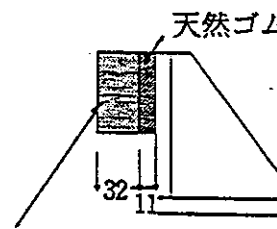
(\*) 免震構造モデルに採用したもの



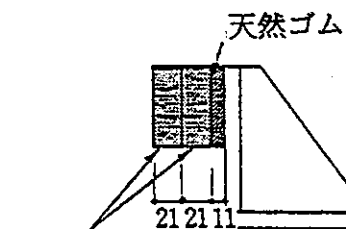
クロロプレングムスポンジ (硬さ20)



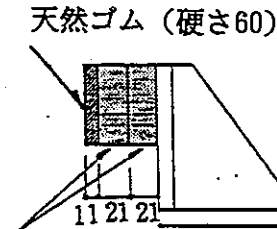
クロロプレングムスポンジ (硬さ20)



クロロプレングムスポンジ (硬さ20)



クロロプレングムスポンジ (硬さ20)



クロロプレングムスポンジ (硬さ20)

図3.1-30 昨年度特性試験を実施したストッパー用ゴム材料

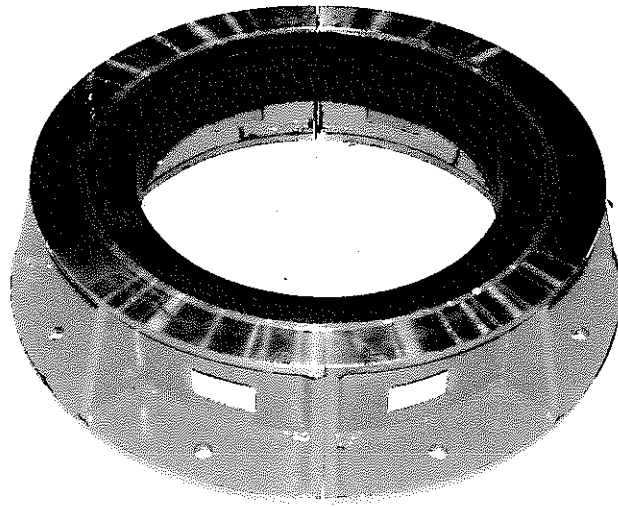


写真3.1-3 フェイルセーフ装置〔ハードニングストッパータイプ〕 (1)

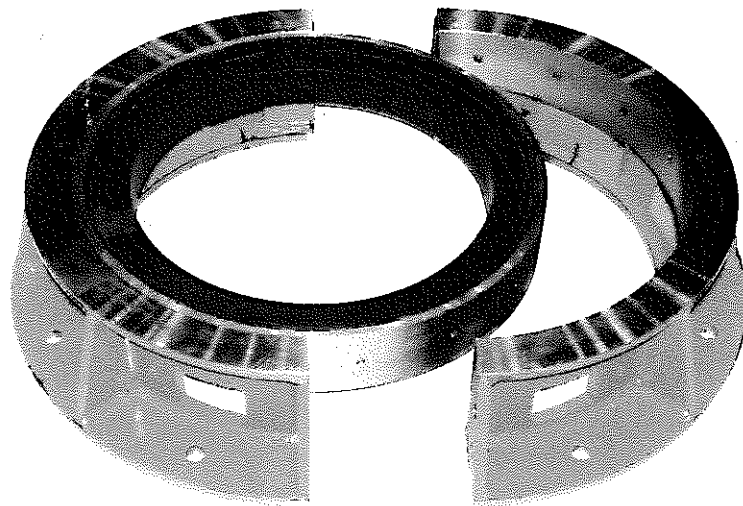


写真3.1-4 フェイルセーフ装置〔ハードニングストッパータイプ〕 (2)

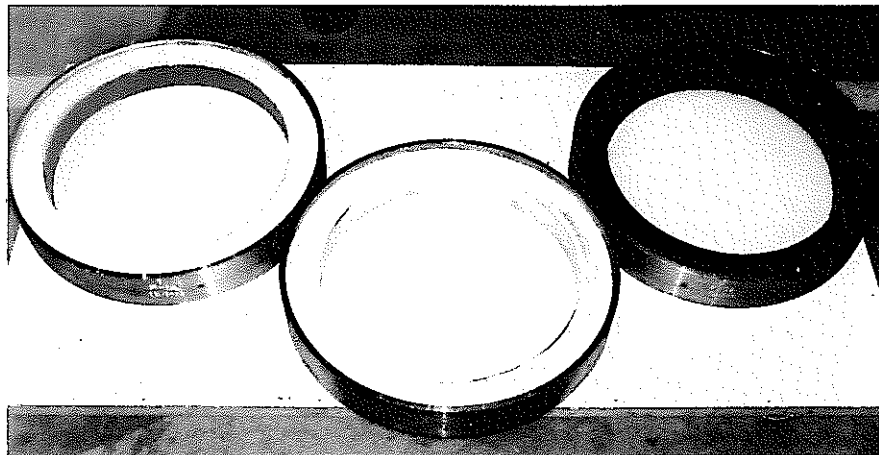


写真3.1-5 フェイルセーフ装置のストッパー用ゴム部

### (3) 試験方法

#### a. 加力方法

加力装置の概要を図3.1-31, 写真3.1-6, 写真3.1-7に示す。加力方法は、積層ゴムに所定の面圧が得られるように 100ton アクチュエータを用いて鉛直荷重を与え、水平変位は水平方向の 20tonアクチュエータによって制御した。アクチュエータの仕様を表3.1-8 に、それぞれの加振能力限界を図3.1-32(a), (b)に示す。積層ゴムのせん断変形に伴う上下方向の沈み込み変位と水平変位については、加力装置に取り付けたスライドベアリングを用いて滑動させるようにした。

#### b. 試験項目

試験項目一覧を表3.1-9 に示す。

試験項目は大きく分けて次の3つに分けられる。

- ① フェイルセーフ機構単独の特性試験 : この試験により、フェイルセーフ機構のストッパー用ゴム材料の特性を把握する。
- ② 積層ゴム+フェイルセーフ機構組合せの特性試験 : この試験により、高減衰積層ゴムとフェイルセーフ機構の組合せの特性を把握する。
- ③ 高減衰積層ゴム単独の限界特性試験 : この試験により、高減衰積層ゴムの終局状態までの特性を把握する。

加力パターンを図3.1-33に示す。積層ゴムに所定の鉛直荷重を加えながら、水平変位制御の漸増交番繰返し载荷を、振動数  $f = 0.05\text{Hz}$  と  $f = 0.5\text{Hz}$  の正弦波で行った。

#### c. 計測方法

計測は以下の項目について行った。

- ・ 水平荷重 ..... ロードセル 1台
- ・ 水平変位 ..... 変位計 2台
- ・ 鉛直荷重 ..... ロードセル 1台
- ・ 鉛直変位 ..... 変位計 4台

データの収録は動ひずみ計測装置(DASCOM)を用いて行った。計測機器の設置方法を図3.1-34に、制御・計測システムの概要を図3.1-35に示す。

#### d. 試験実施工程

試験の実施工程を表3.1-10に示す。

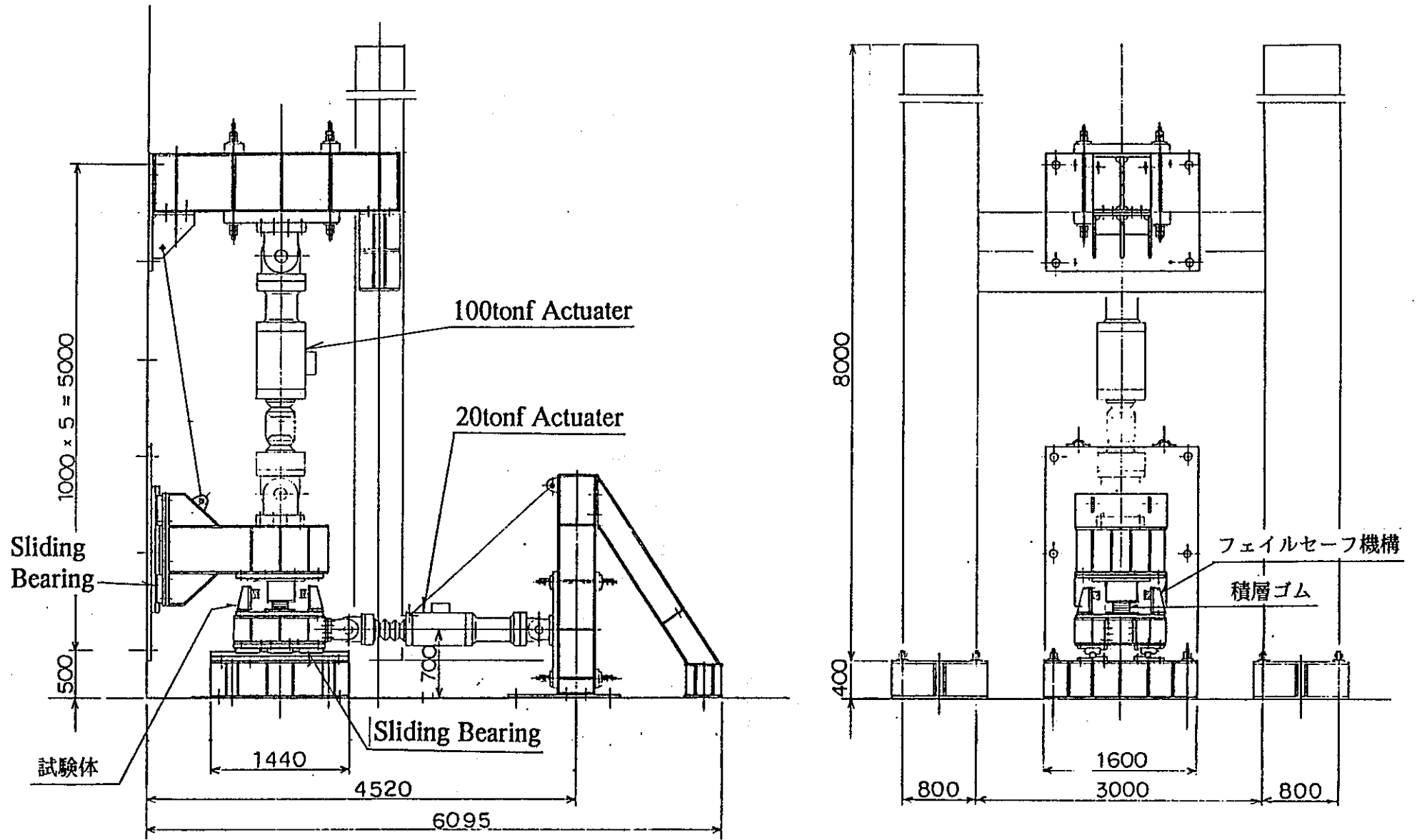


図3.1-31 加力装置の概要



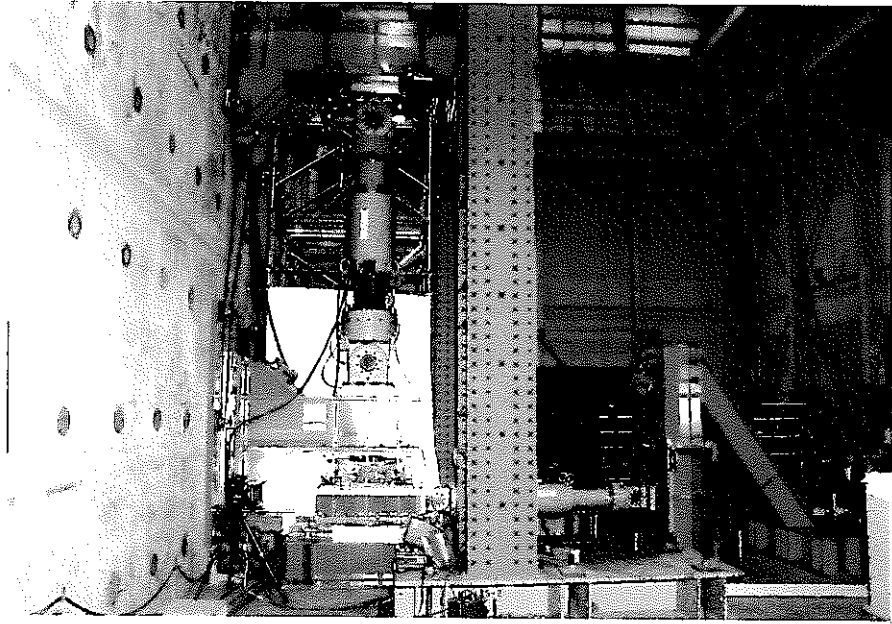


写真3.1-6 加力装置の概要

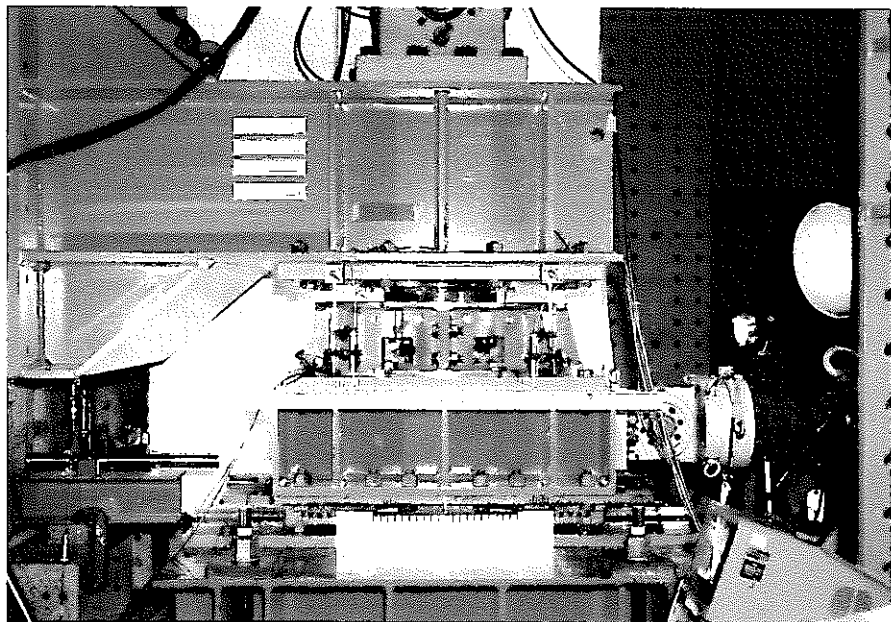
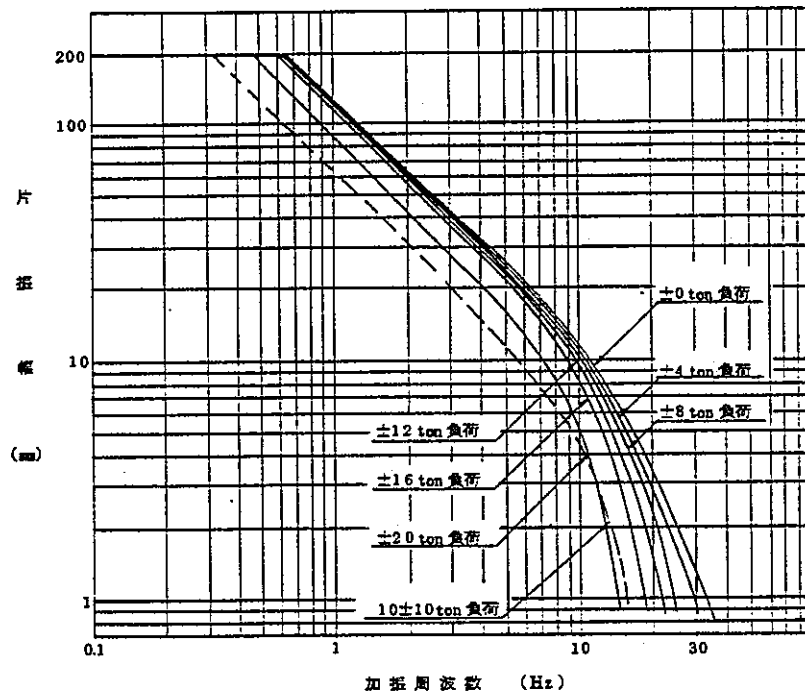


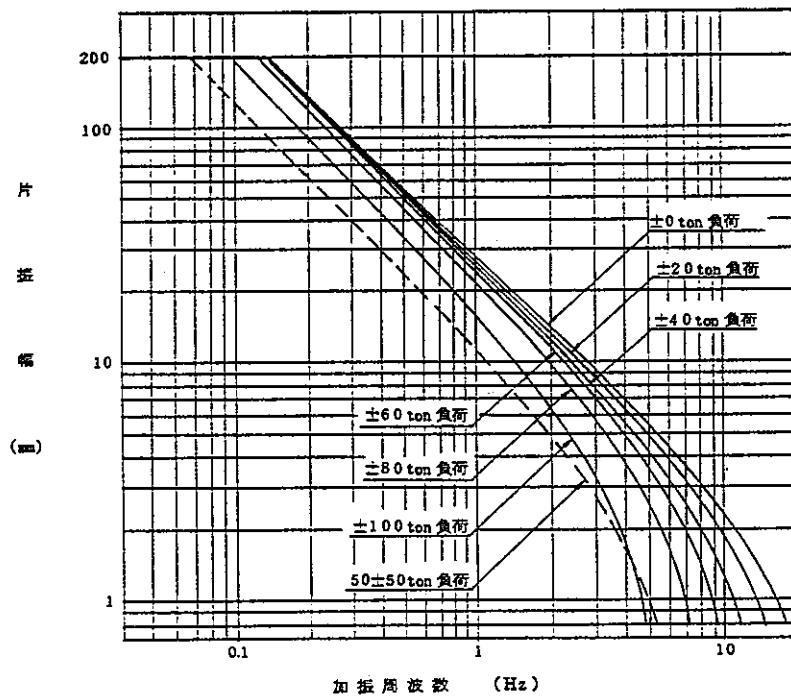
写真3.1-7 試験体設置状況

表3.1-8 アクチュエータの仕様

	20tonアクチュエータ	100tonアクチュエータ
最大出力	静出力 ±25 ton 動出力 ±20 ton	静出力 ±125ton 動出力 ±100ton
最大振幅	±200mm	±200mm
最大速度	820mm/sec	180mm/sec
加振波形	正弦波, 三角波, 矩形波, ランダム波 (外部入力)	
荷重	1.6 ton	4.4 ton
長さ	2425±200mm	3260±300mm



(a) 20ton アクチュエータの加振能力限界



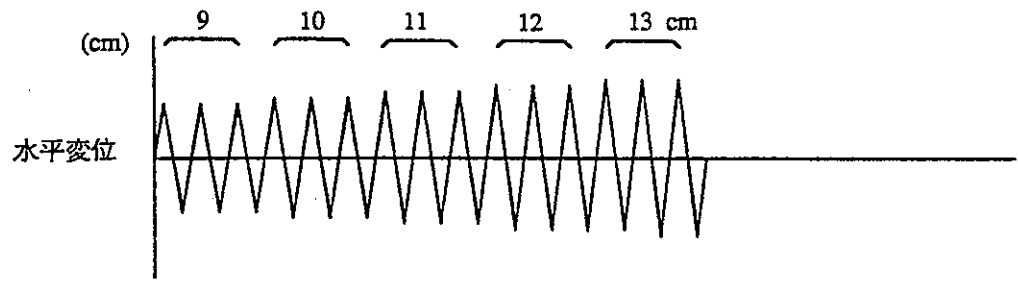
(b) 100tonアクチュエータの加振能力限界

図3.1-32 アクチュエータの加振能力限界

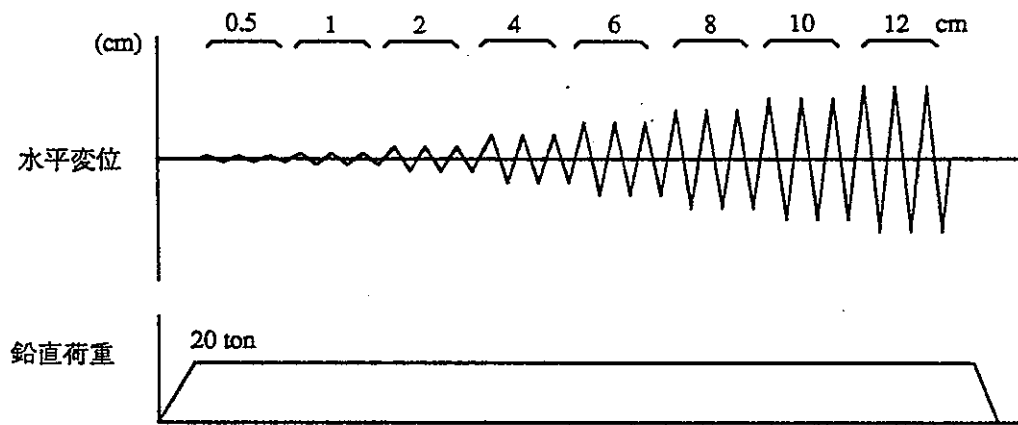
表3.1-9 試験項目一覧

試験項目	加力方法			試験体	評価項目
	鉛直荷重	水平変位振幅(cm)	加振振動数		
フェイルセーフ機構 単独の特性試験		9, 10, 11, 12, 13	0.05Hz	F1a, F1b, F2, F3a, F3b, F4	フェイルセーフ機構の ストッパー用ゴム材料 の特性を把握する。
		9, 10, 11, 12, 13	0.5Hz		
積層ゴム+フェイル セーフ機構組合せの 特性試験	20ton (一定)	0.5, 1, 2, 4, 6, 8, 10, 12	0.05Hz	B1+F1a, B1+F1b, B1+F2, B1+F3a, B1+F3b, B1+F4, B2+F1a, B2+F1b, B2+F2, B2+F3a, B2+F3b, B2+F4	高減衰積層ゴムと フェイルセーフ機構の 組合せの特性を把握す る。
	20ton (一定)	0.5, 1, 2, 4, 6, 8, 10, 12	0.5Hz		
高減衰積層ゴム単独 の限界特性試験	20ton (一定)	4, 8, 10, 12, 16, 18, 20	0.05Hz	B1, B2	高減衰積層ゴムの終局 状態までの特性を把握 する。
	40ton (一定)	4, 8, 10, 12, 16, 18, 20	0.05Hz		

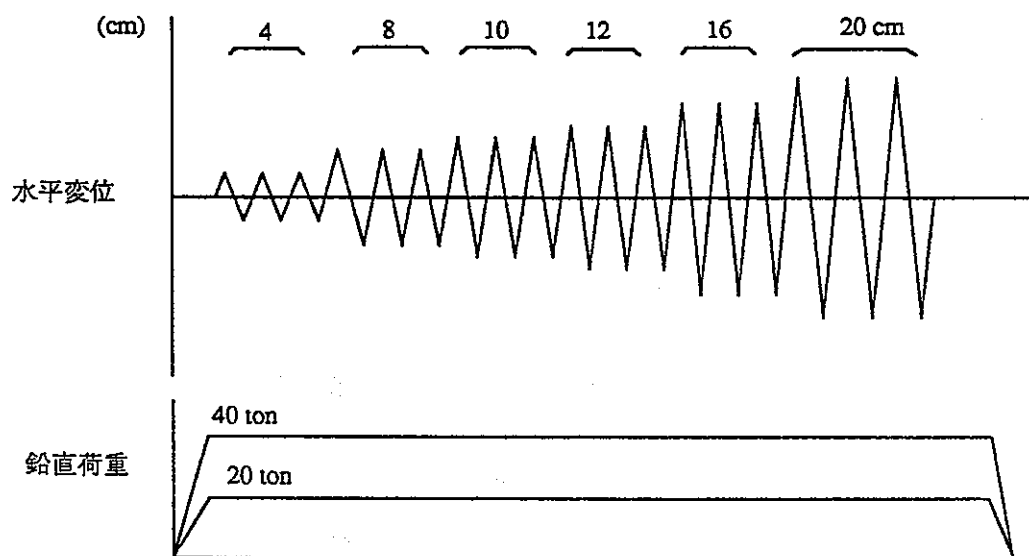
- (\*1) B1 : フランジ固定タイプ高減衰積層ゴム, B2 : ダウエルピンタイプ高減衰積層ゴム。  
 F1a, F1b, F2, F3a, F3b, F4 : ストッパー用ゴム材料を変えた6種類のフェイルセーフ機構。  
 (\*2) 水平変位振幅は、各振幅を3回ずつ繰り返しながら、漸増させていく。



(a) フェイルセーフ機構単独の特性試験

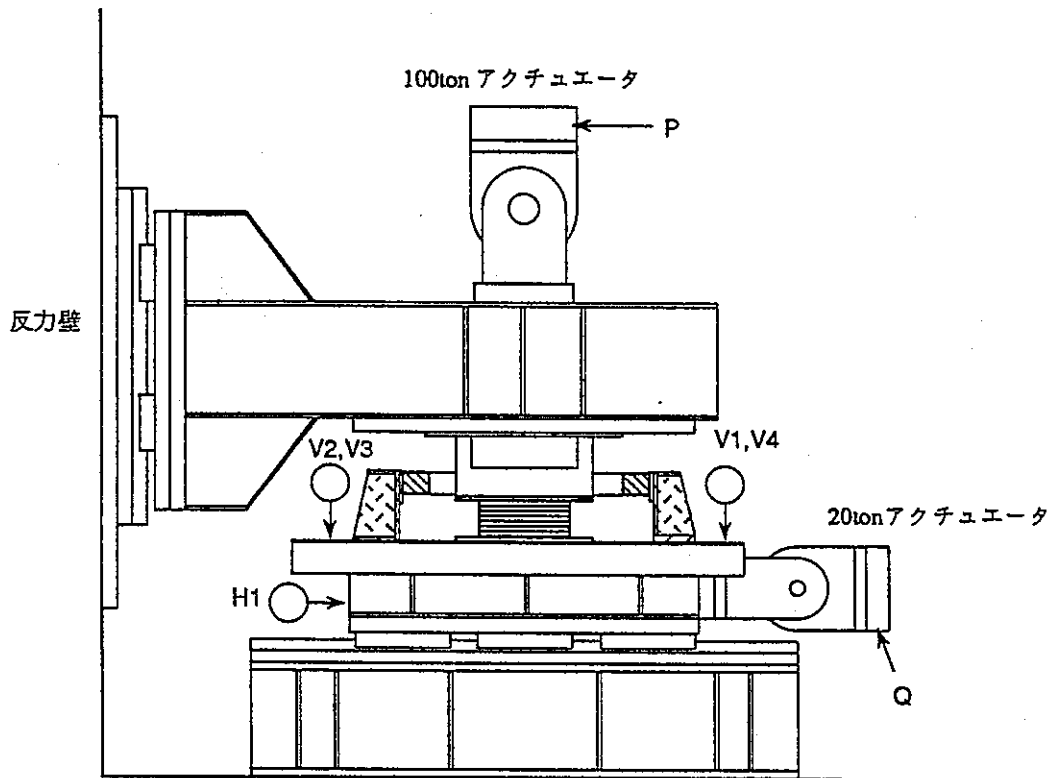


(b) 積層ゴム+フェイルセーフ機構組合せの特性試験



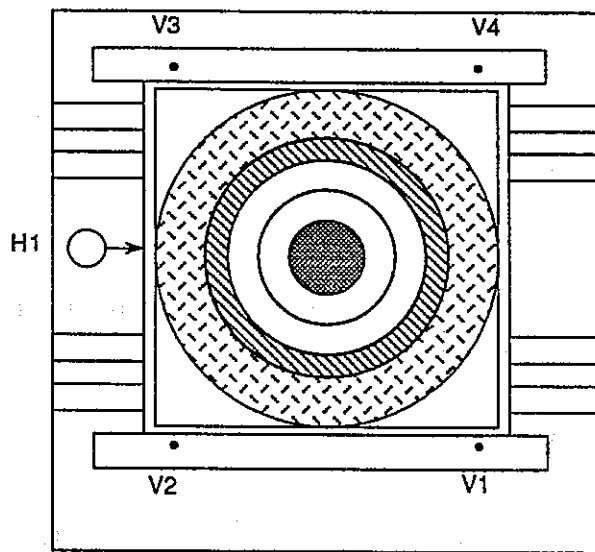
(c) 高減衰積層ゴム単独の限界特性試験

図3.1-33 加力パターン



P, Q : ロードセル  
H1, V1-V4 : 変位計

側面図



断面図

図3.1-34 計測機器の設置方法

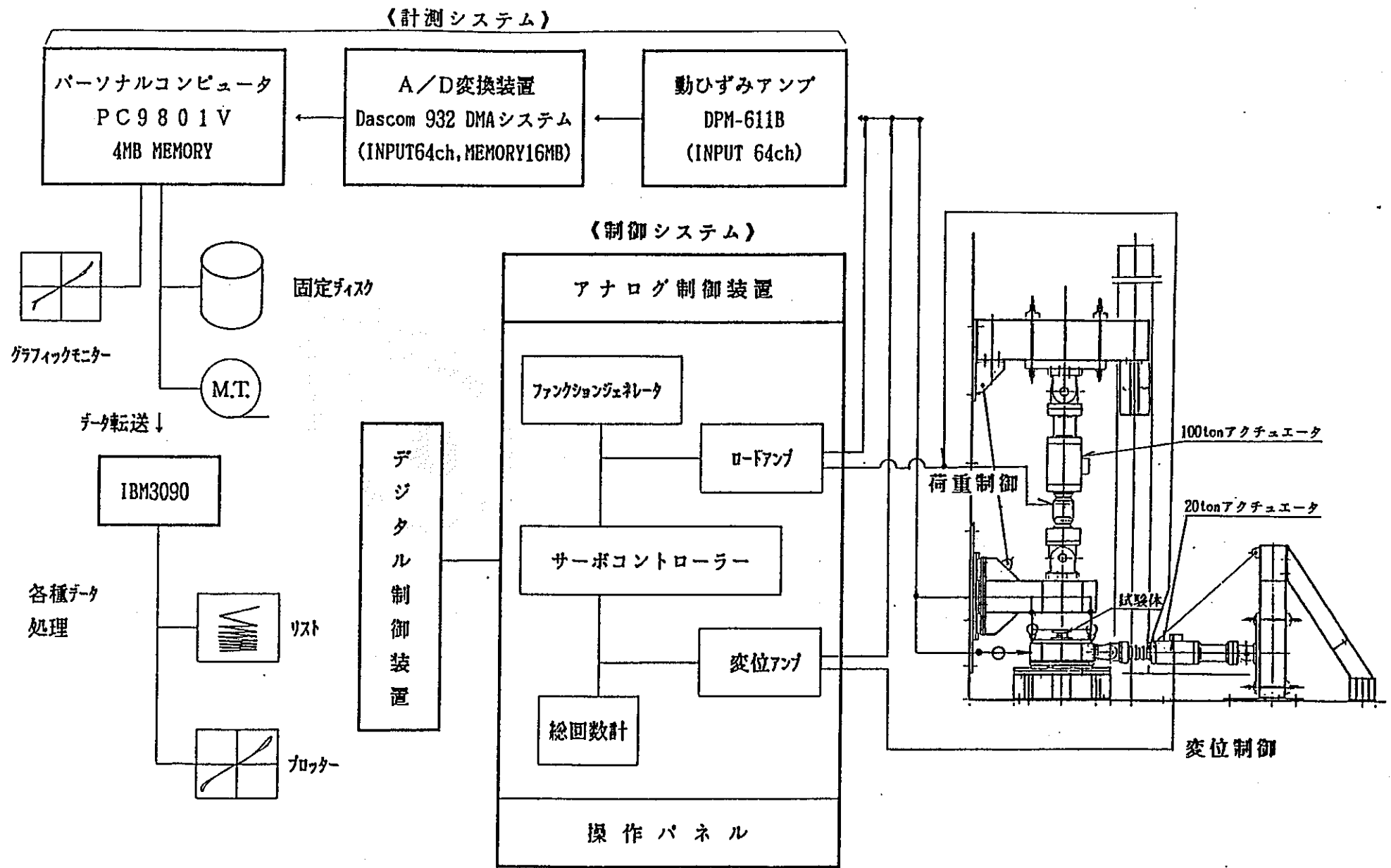


図3.1-35 制御・計測システムの概要





#### (4) 試験結果

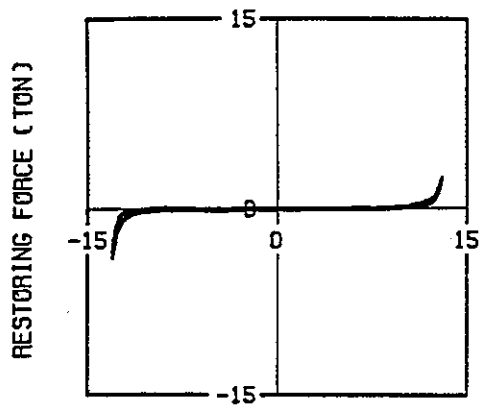
##### a. フェイルセーフ機構単独の特性試験

フェイルセーフ機構単独の特性試験を行った時の履歴曲線を、加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$  について図3.1-36(a)~(f)に、加振振動数  $f = 0.5\text{Hz}$  について図3.1-37(a)~(e)に示す。図3.1-38(a), (b)は各加振サイクルにおけるピーク点を結んだ復元力特性を6種類のストッパー用ゴムについて重描いたものである。F-4については、 $0.05\text{Hz}$ の試験の時にゴム表面に亀裂が生じたため、 $0.5\text{Hz}$ の加振はできなかった。

復元力特性はいづれのゴムも水平変位11cm、ゴム部の圧縮ひずみ約50%辺りより滑らかに増大するハードニング特性を示す。剛性はF-3 bが最も高く、以下F-3 a, F-4, F-1 a, F-2, F-1 bの順となった。

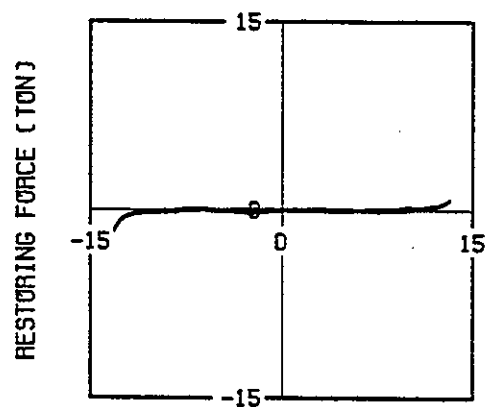
また、図3.1.39に剛性に比較的高い3種類のフェイルセーフ機構について、加振振動数を変えた場合の復元力特性の違いを示す。振動数  $f = 0.05\text{Hz}$  と  $f = 0.5\text{Hz}$  で復元力特性に大きな差はなく、 $f = 0.5\text{Hz}$  による復元力がやや小さくなっているのは加振を  $f = 0.05\text{Hz}$  の後で行ったためゴムの初期剛性がやや落ちたことによると思われる。

以上のフェイルセーフ機構単独の特性試験結果を、当初ねらいとしていたフェイルセーフ機構の復元力特性(図3.1-27)と比べると、ハードニングの開始変位がやや大きく、F-3 b以外は剛性がやや柔らかいことがわかる。今回の実験ではフェイルセーフ機構を試作的に作った意味もあり、ゴム材料も十分に吟味することができなかったが、今後、解析などによりねらいとするフェイルセーフ機構の復元力特性が明確になってくれば、それに合わせてゴム剛性、ゴム厚などを調整し、フェイルセーフ機構の復元力特性を操作することが可能である考えられる。



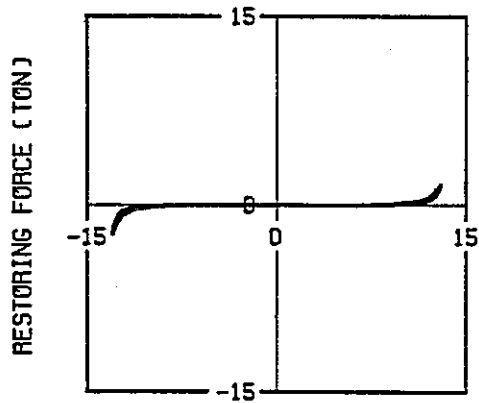
DISPLACEMENT (CM)

(a) F-1 a



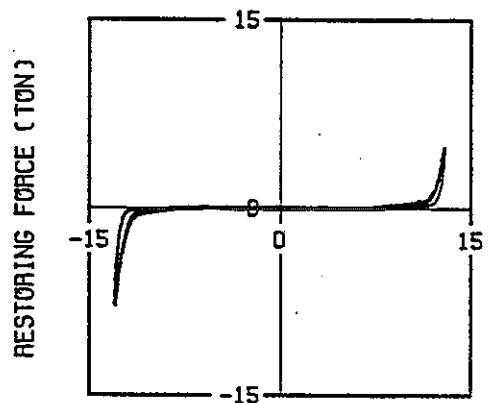
DISPLACEMENT (CM)

(b) F-1 b



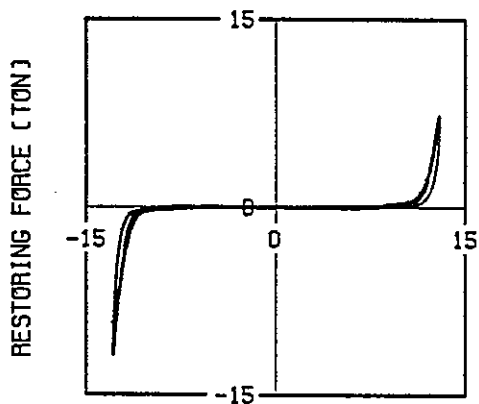
DISPLACEMENT (CM)

(c) F-2



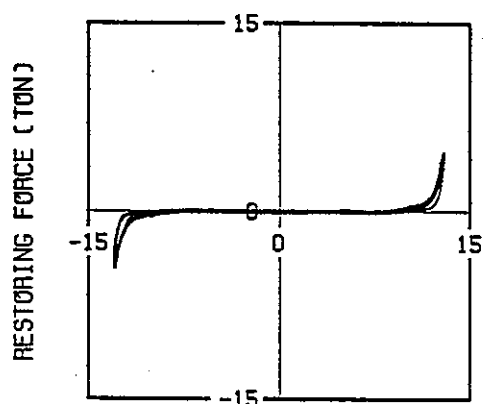
DISPLACEMENT (CM)

(d) F-3 a



DISPLACEMENT (CM)

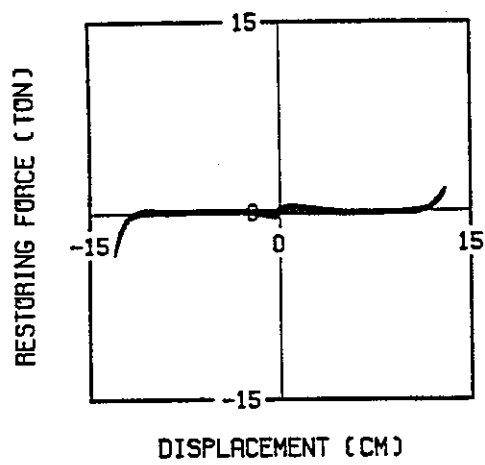
(e) F-3 b



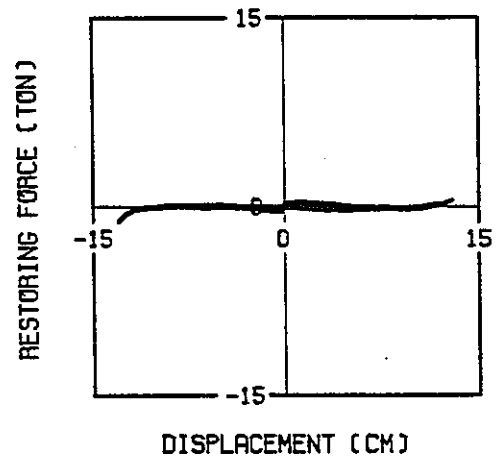
DISPLACEMENT (CM)

(f) F-4

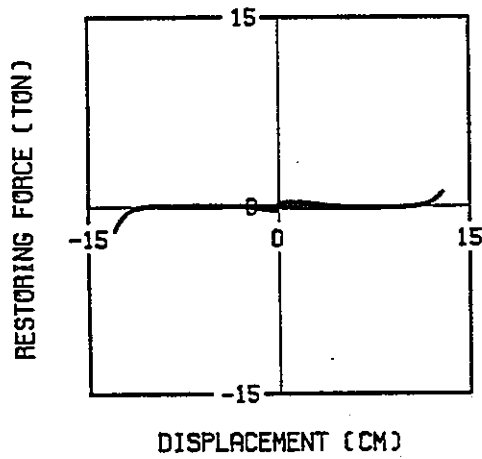
図3.1-36 フェイルセーフ機構単独の履歴曲線 (加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$ )



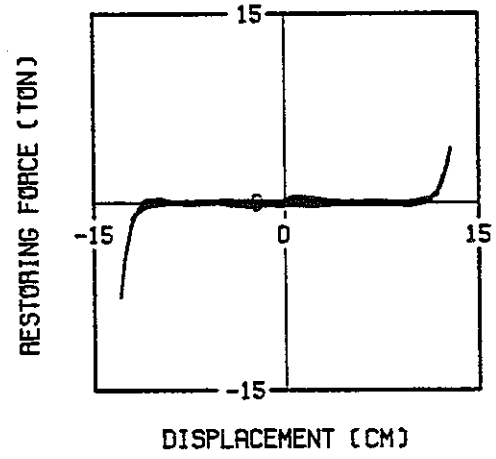
(a) F-1 a



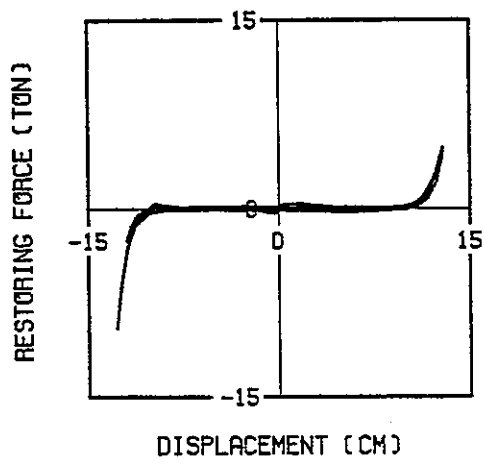
(b) F-1 b



(c) F-2

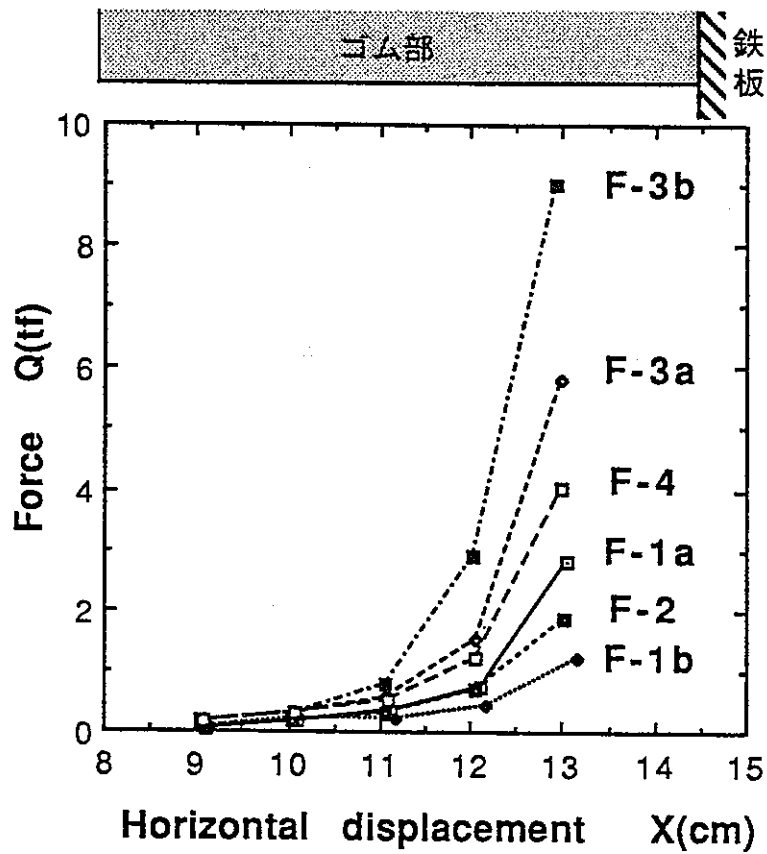


(d) F-3 a

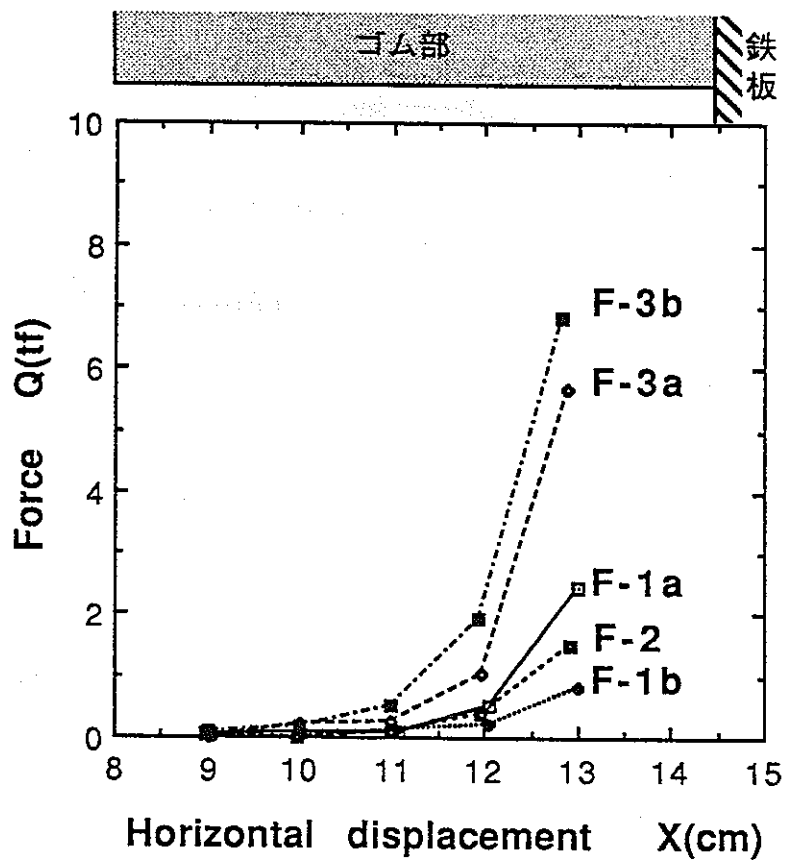


(e) F-3 b

図3.1-37 フェイルセーフ機構単独の履歴曲線 (加振振動数  $f = 0.5\text{Hz}$  )



(a) 加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$  の場合



(b) 加振振動数  $f = 0.5\text{Hz}$  の場合

図3.1-38 フェイルセーフ機構単独のスケルトンカーブ

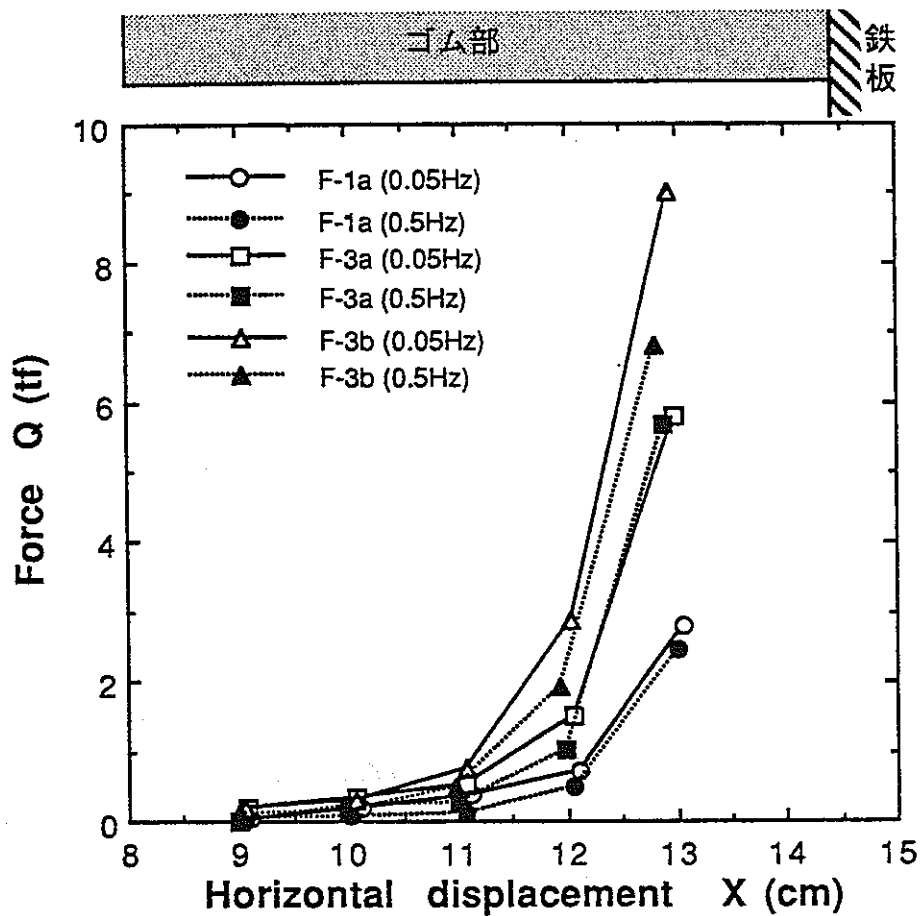


図3.1-39 スケルトンカーブの加振振動数による比較

b. 積層ゴム+フェイルセーフ機構組合せの特性試験

積層ゴム+フェイルセーフ機構組合せの特性試験を行った時の履歴曲線を、各試験体及び加振振動数ごとに以下に示す図にまとめた。

	<高減衰積層ゴム>	<加振振動数>
図3.1-40	(a)~(f) : フランジ固定タイプ〔B-1〕	$f = 0.05\text{Hz}$
図3.1-41	(a)~(f) : フランジ固定タイプ〔B-1〕	$f = 0.5\text{ Hz}$
図3.1-42	(a)~(f) : ダウエルピンタイプ〔B-2〕	$f = 0.05\text{Hz}$
図3.1-43	(a)~(f) : ダウエルピンタイプ〔B-2〕	$f = 0.5\text{ Hz}$

ここでは主に、高減衰積層ゴムのせん断ひずみ $\gamma = 200\%$ 以下の領域における以下の特性についての評価検討を行う。

- ①繰返し依存性
- ②変形履歴依存性
- ③変位振幅依存性
- ④振動数依存性
- ⑤接合方法による影響

なお、フェイルセーフ機構を付加したことによる復元力特性の変化については、d項（フェイルセーフ機構の有無による特性の比較）において、フェイルセーフ機がない場合の高減衰積層ゴムの特性と比較することによって考察することとする。

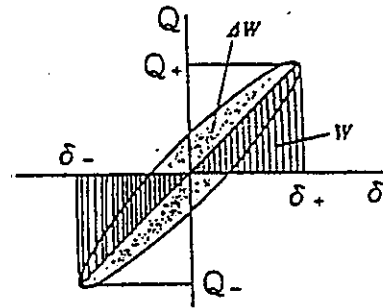
(a) 繰返し依存性及び変形履歴依存性

高減衰積層ゴムとフェイルセーフ機構の組合せの特性試験は表3.1-11に示す試験順序にて行われた。いずれの試験も最大水平変位12cm ( $\gamma = 300\%$ ) までの加振が行われている。高減衰積層ゴムは過去の履歴によって、その復元力特性に影響を受けるため、1回目の加振と2回目以降の加振では特性が変化する。

図3.1-44(a)~(e)及び図3.1-45(a)~(e)に、それぞれ試験体〔B-1〕, 〔B-2〕の1回目の加振と2回目の加振での履歴曲線、スケルトンカーブ、等価水平剛性及び等価減衰定数の比較を示す。ただし、等価水平剛性、等価減衰定数は以下の式によって計算した。

$$\text{等価水平剛性} : K_{eq} = \frac{Q_+ - Q_-}{\delta_+ - \delta_-}$$

$$\text{等価減衰定数} : h_{eq} = \frac{\Delta W}{2\pi W}$$



1回目の加振では、各変位振幅において1サイクル目と2サイクル目では復元力が約10%低下する傾向がみられるが、3サイクル目は2サイクル目とほとんど変わらない（繰返し依存性）。

一度水平変位12cm（ $\gamma=300\%$ ）までの変形を受けた後、2回目の加振では、サイクルによる差は見られないものの、1回目の加振に比べると復元力が約30%低下している。これは3回目以降の加振においても変化なく、一度経験した最大変形（12cm）の後のその変形範囲内における履歴曲線はあるスケルトンカーブ上を繰返すことが分かる（変形履歴依存性）。この時、履歴面積については1回目の加振と2回目以降の加振で変化は少なく等価剛性が低下した分、等価減衰定数が増加している。

この変形履歴依存性は、ゴムの軟化現象と呼ばれるもので、製造時に絡み合っていたゴム分子が変形を受けることによって、擬似的に結合していた部分が排除されるために起こるもので、何回か繰返し変形を与えると、一定の定常状態になる性質がある。また、逆に放置しておくと、元に回復していく傾向を示す。今回試験した積層ゴムもメーカー出荷時の検査の際に水平変形8cm（ $\gamma=200\%$ ）の履歴を受けているが、約2か月経過した本試験1回目の加振時において、剛性が回復している傾向がみられた。しかしながら、本試験中においては、加振は約1週間のうちに繰返し行われたため、2回目以降の加振はすべて、水平変形12cm（ $\gamma=300\%$ ）を経験したスケルトンカーブ上にあるものと考えることができる。

#### (b) 変位振幅依存性及び振動数依存性

図3.1-46(a)~(d)に各試験体の3サイクル目におけるスケルトンカーブを、図3.1-47~図3.1-50にその時の等価水平剛性及び等価減衰定数を示す。前述した変形履歴依存性によって、1回目の加振の結果以外は、水平変位8cm以下において、すべて同じスケルトンカーブ上に乗っていることがわかる。また、水平変位10

cm以上において、各フェイルセーフ機構の効果によって、復元力がばらついているのがわかる。

等価水平剛性は変位振幅に対し非線形性を有し、水平変位4 cm ( $\gamma=100\%$ )では初期の剛性の1/3程度に低下している。変位8 cm ( $\gamma=200\%$ )以上の範囲で再び緩やかに上昇していく傾向が、フェイルセーフ機構の剛性の寄与がほとんど無い〔F-1 b〕のケースにおいても見られる。また、等価減衰定数は変位が小さい範囲においては15%以上の値を有しているが、変位8 cm ( $\gamma=200\%$ )以上で減少していく傾向がみられる。(変位振幅依存性)

加振振動数  $f=0.05\text{Hz}$  と  $f=0.5\text{Hz}$  では、等価水平剛性、等価減衰定数とも変動は非常に小さいことがわかる。(振動数依存性)

### (c) 接合方法による影響

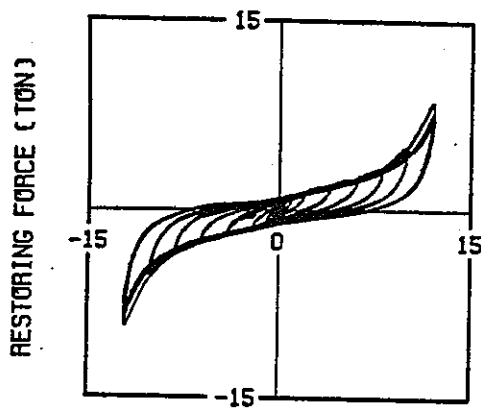
図3.1-51(a)~(e)に、フェイルセーフ機構の剛性の寄与が非常に少ない〔F-1 b〕と組合せた、フランジ固定タイプ〔B-1〕とダウエルピンタイプ〔B-2〕の試験結果を比較して示す。

(a)と(b)は両接合タイプの履歴曲線を示す。今回の試験体(2次形状係数  $S_2=4$ )の場合、積層ゴムのせん断ひずみ  $\gamma=200\%$ 以下の領域においては、ダウエルピンタイプ特有のダウエル接合面の剝離現象がほとんど現れず、両者はほぼ同様な履歴曲線を描く。前述した変形履歴依存性、繰返し依存性、変位振幅依存性についても、両者に共通の特性である。

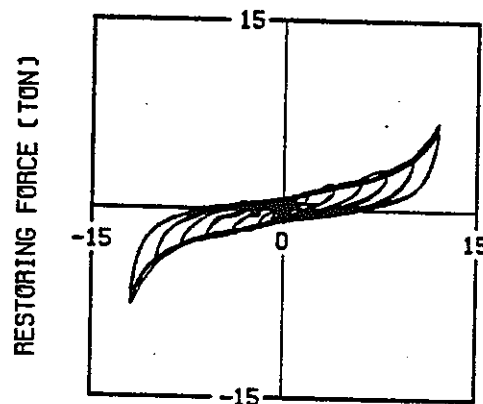
(c)と(d)は積層ゴムの沈込み変位を比較したものであるが、フランジ固定タイプに比べ、ダウエルピンタイプの初期沈込み変位は約5倍となっているが、水平変形に伴う沈込み変位はほとんど変わらないことがわかる。初期の沈込み変位の差は、ダウエルピンタイプの試験体のダウエルプレートの外側を覆っている3mmのゴム層が、鉛直荷重を受けて圧縮変形したものと考えられる。

(e)は両接合タイプの積層ゴムのスケルトンカーブを比較したものであるが、これによると、水平変形10 cm ( $\gamma=250\%$ )までは両者の差は小さく、それ以上の変形において、フランジ固定タイプのほうがダウエルピンタイプよりも剛性が大きくなっていく傾向がみられる。次項(c. 高減衰積層ゴム単体の限界特性試験)において、更に大変形域での特性の比較を行う。

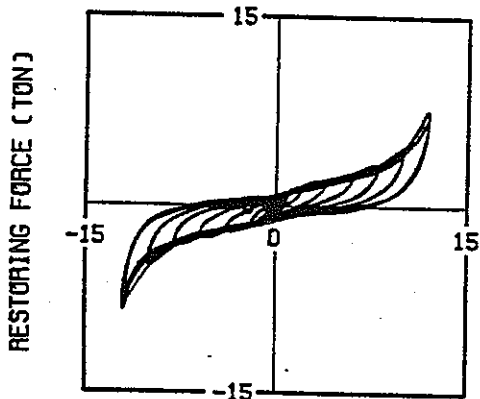




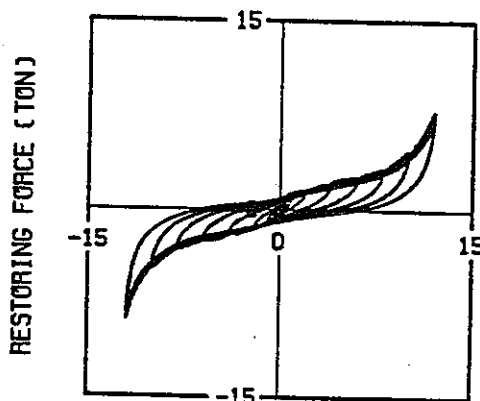
(a) [B-1] + [F-1a]



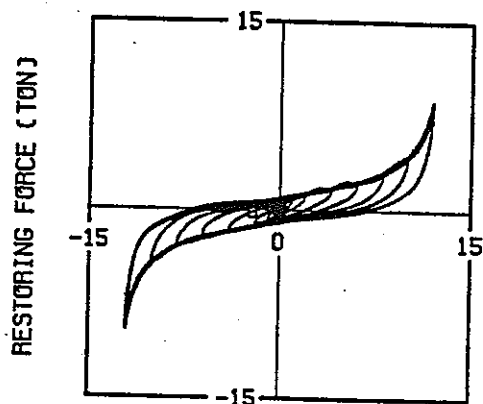
(b) [B-1] + [F-1a]



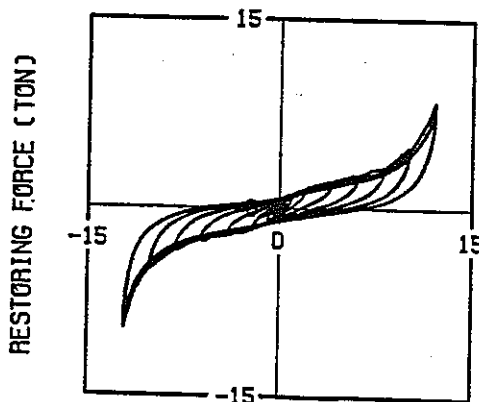
(c) [B-1] + [F-2]



(d) [B-1] + [F-3a]

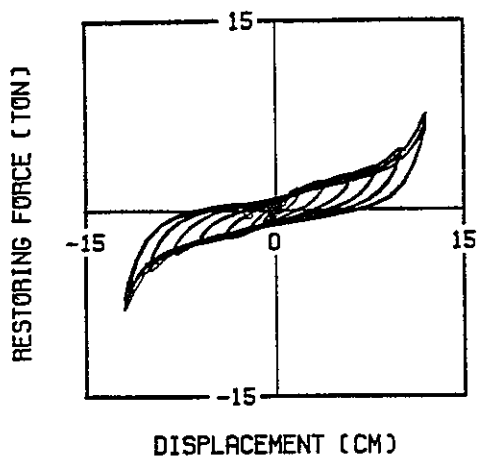


(e) [B-1] + [F-3b]

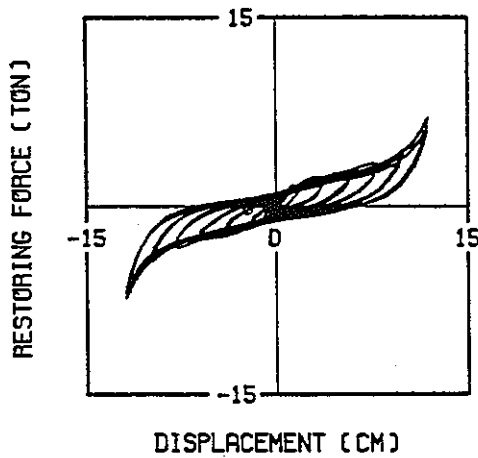


(f) [B-1] + [F-4]

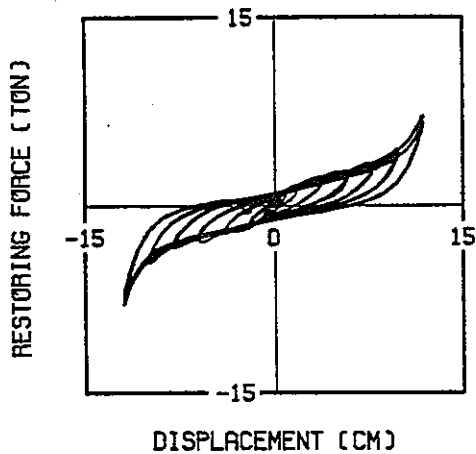
図3.1-40 フランジ固定タイプ[B-1] + フェイルセーフ機構組合せの履歴曲線  
 (加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$ , 鉛直荷重  $P = 20\text{tonf}$ )



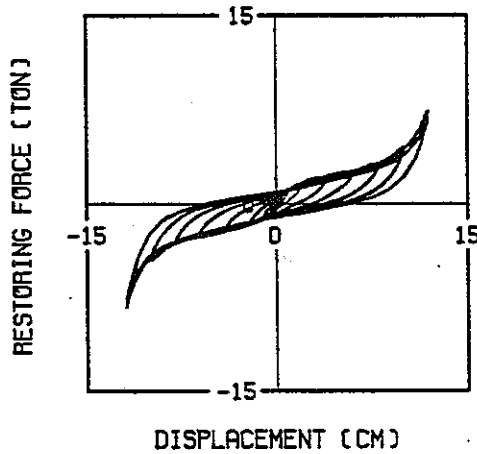
(a) [B-1] + [F-1a]



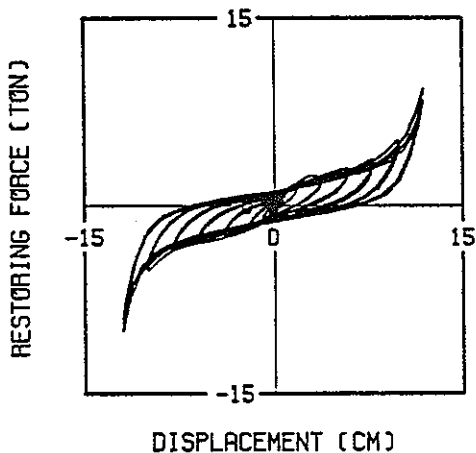
(b) [B-1] + [F-1a]



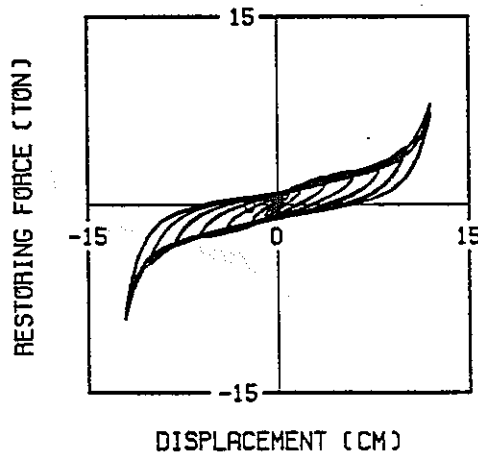
(c) [B-1] + [F-2]



(d) [B-1] + [F-3a]

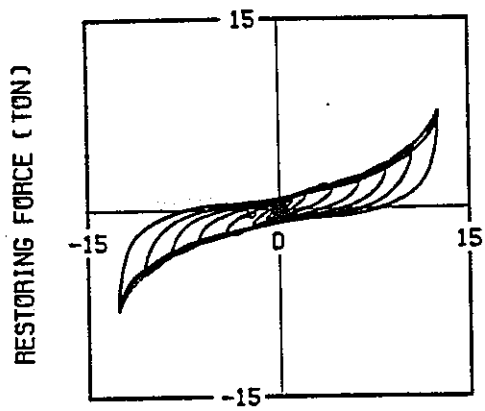


(e) [B-1] + [F-3b]

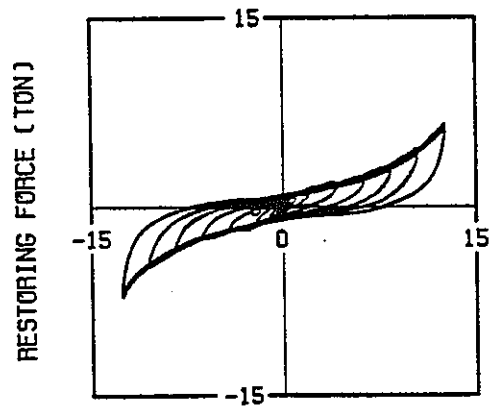


(f) [B-1] + [F-4]

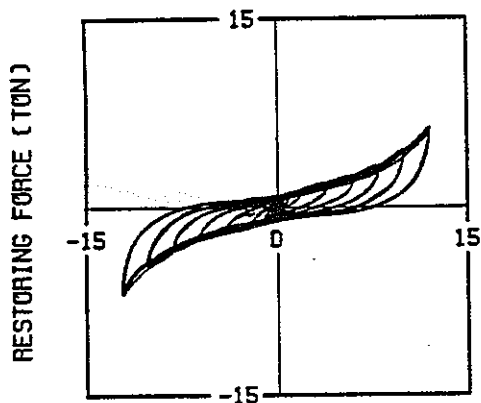
図3.1-41 フランジ固定タイプ[B-1] + フェイルセーフ機構組合せの履歴曲線  
(加振振動数  $f = 0.5\text{Hz}$ , 鉛直荷重  $P = 20\text{tonf}$ )



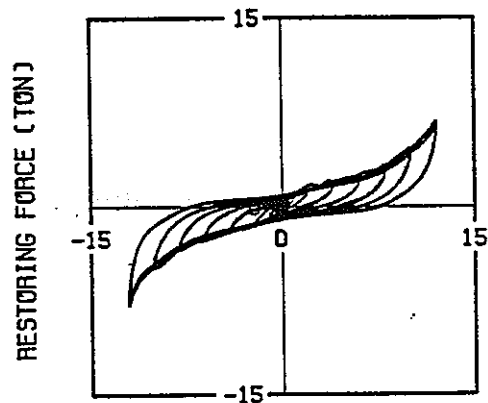
(a) [B-2] + [F-1a]



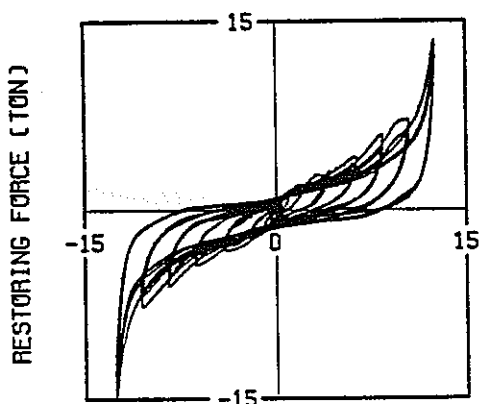
(b) [B-2] + [F-1a]



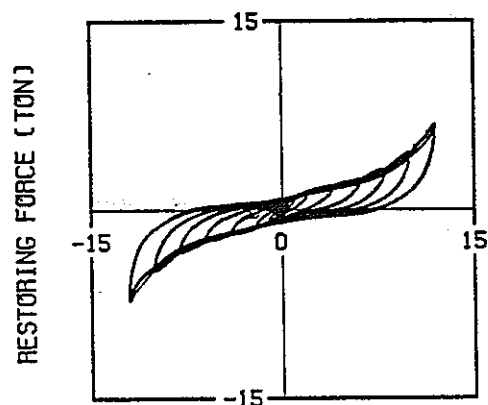
(c) [B-2] + [F-2]



(d) [B-2] + [F-3a]

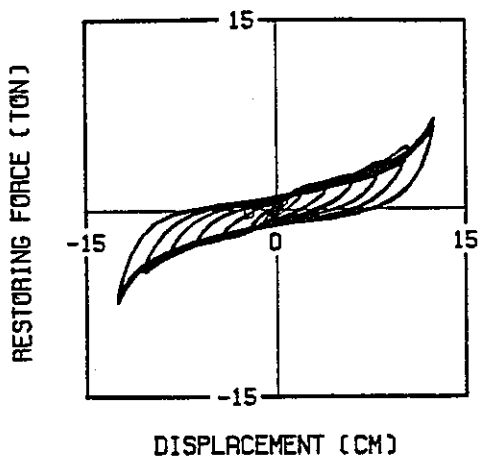


(e) [B-2] + [F-3b]

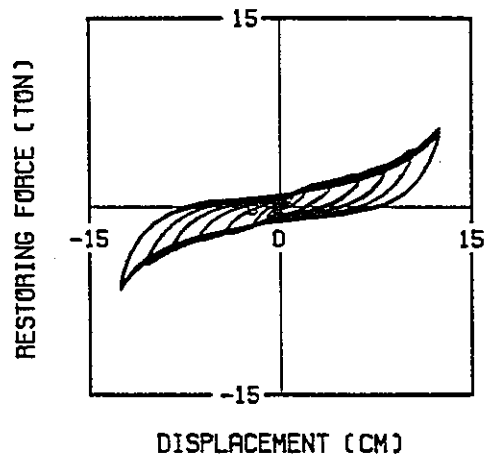


(f) [B-2] + [F-4]

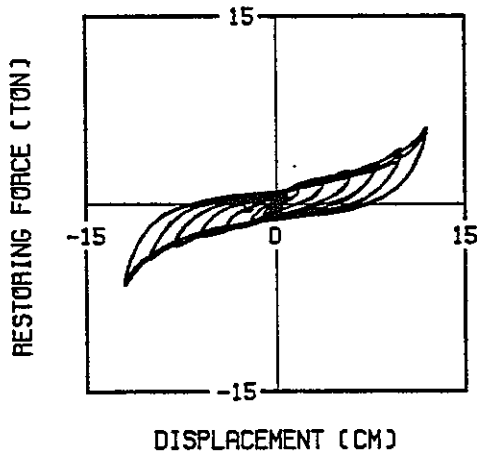
図3.1-42 ダウエルピンタイプ[B-2] + フェイルセーフ機構組合せの履歴曲線  
 (加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$ , 鉛直荷重  $P = 20\text{tonf}$ )



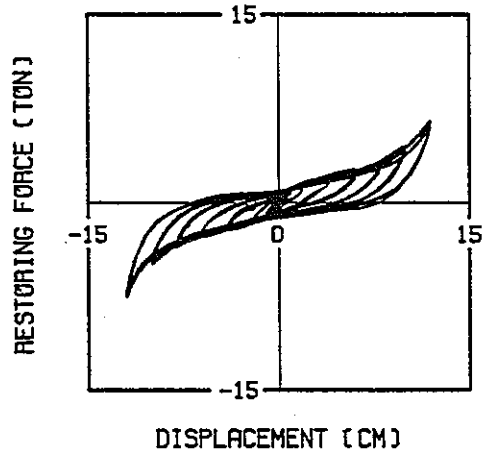
(a) [B-2] + [F-1a]



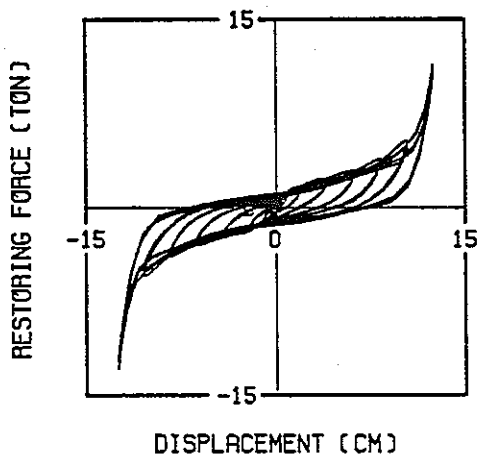
(b) [B-2] + [F-1a]



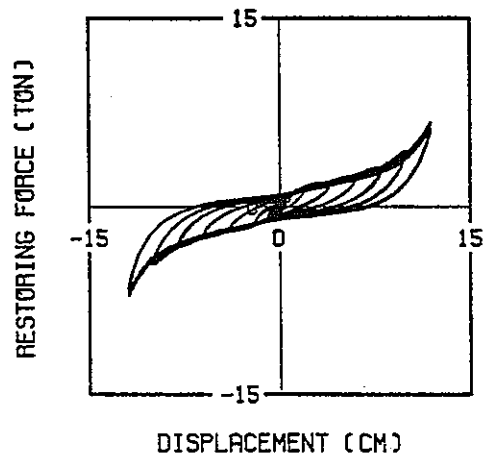
(c) [B-2] + [F-2]



(d) [B-2] + [F-3a]



(e) [B-2] + [F-3b]



(f) [B-2] + [F-4]

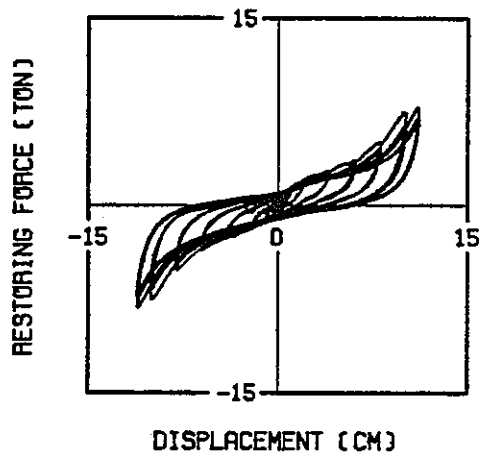
図3.1-43 ダウエルピンタイプ[B-2] + フェイルセーフ機構組合せの履歴曲線  
(加振振動数  $f = 0.5\text{Hz}$  , 鉛直荷重  $P = 20\text{tonf}$ )

表3.1-10 積層ゴム+フェイルセーフ機構組合せの特性試験順序

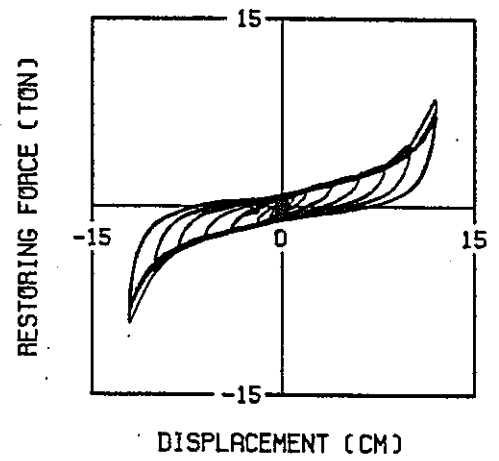
高減衰 積層ゴム	フェイル セーフ機構	加振振動数	
		0.05 Hz	0.5 Hz
B-1 フランジ 固定タイプ	F-1 a	①②	③
	F-1 b	⑧	⑨
	F-2	⑥	⑦
	F-3 a	⑫	⑬
	F-3 b	⑤	④
	F-4	⑩	⑪
B-2 ダウエル ピンタイプ	F-1 a	③	④
	F-1 b	⑤	⑥
	F-2	⑦	⑧
	F-3 a	⑪	⑫
	F-3 b	①	②
	F-4	⑨	⑩

注1) B-1タイプの①は変位振幅が所定の値より小さかったため、再度加振を行った。

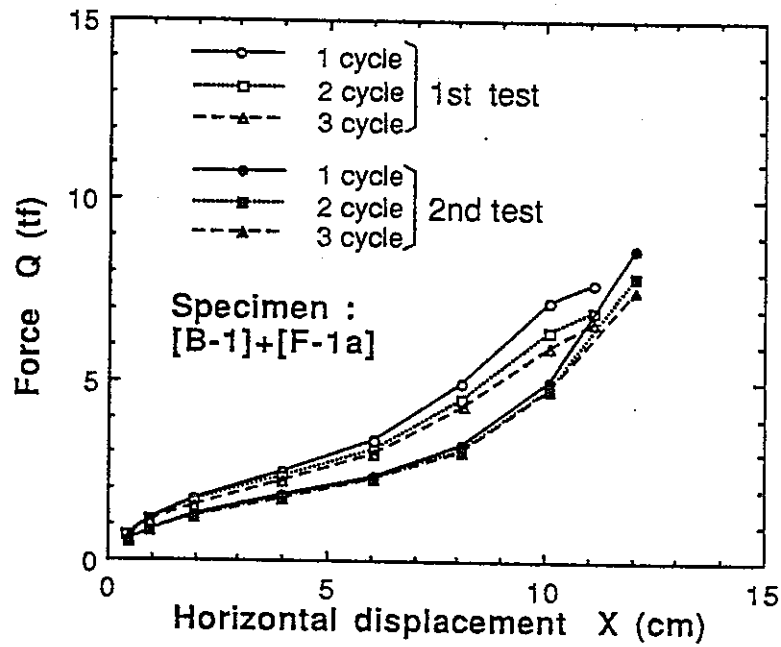
注2) B-1, B-2タイプとも、加振は約1週間のうちにすべてのケースを終了した。



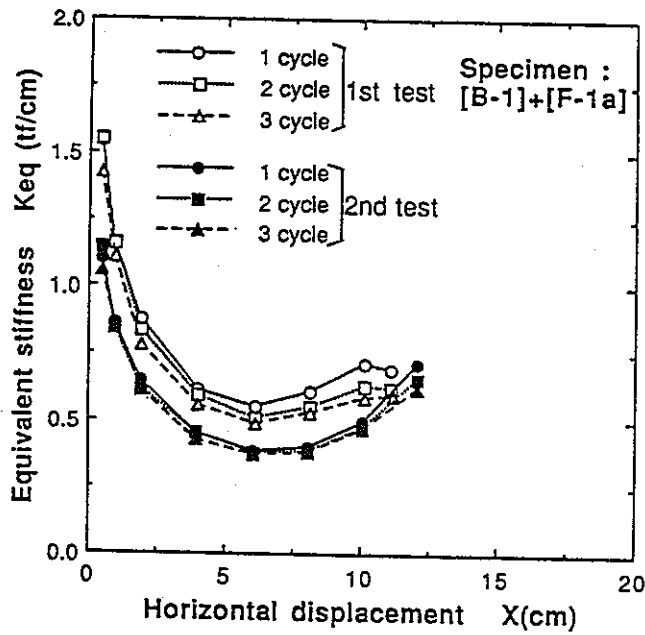
(a) 履歴曲線 (1回目の加振)



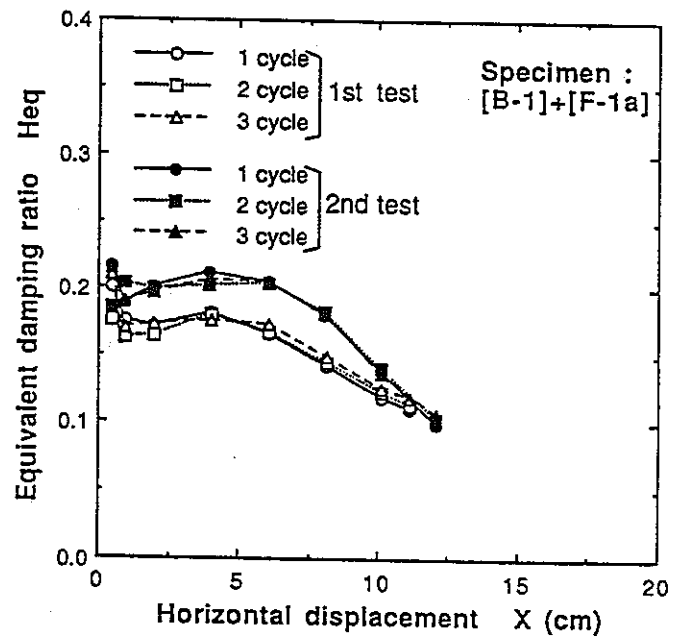
(b) 履歴曲線 (2回目の加振)



(c) スケルトンカーブの比較



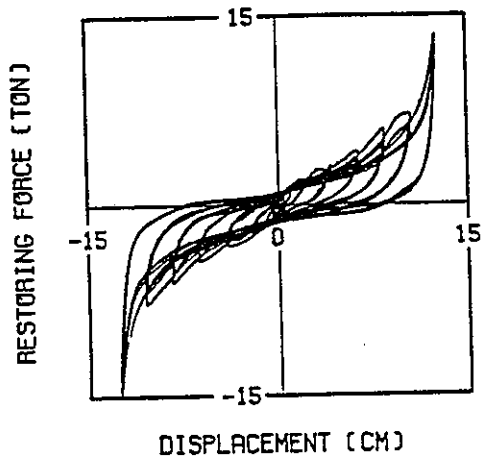
(d) 等価水平剛性の比較



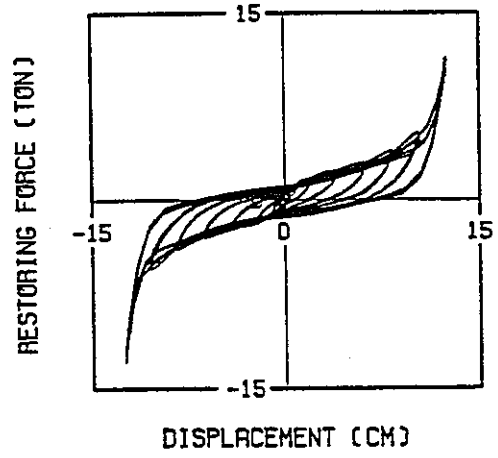
(e) 等価減衰定数の比較

図3.1-44 1回目の加振と2回目の加振の結果の比較 (フランジ固定タイプ)

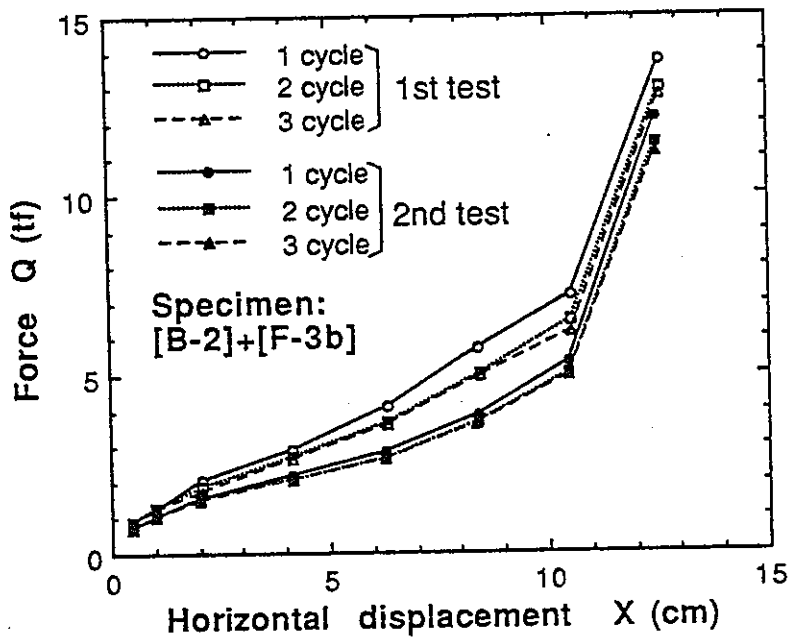
(試験体: [B-1]+[F-1a], 加振振動数:  $f = 0.05\text{Hz}$ , 鉛直荷重  $P = 20\text{ tonf}$ )



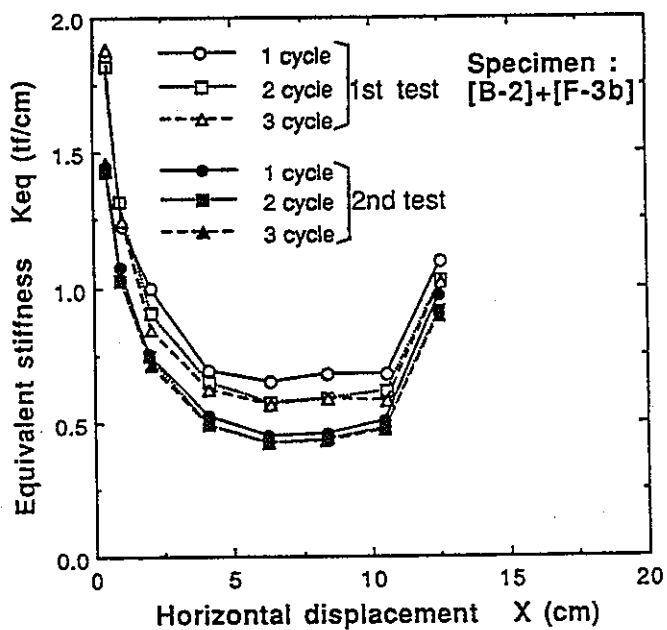
(a) 履歴曲線 (1回目の加振)



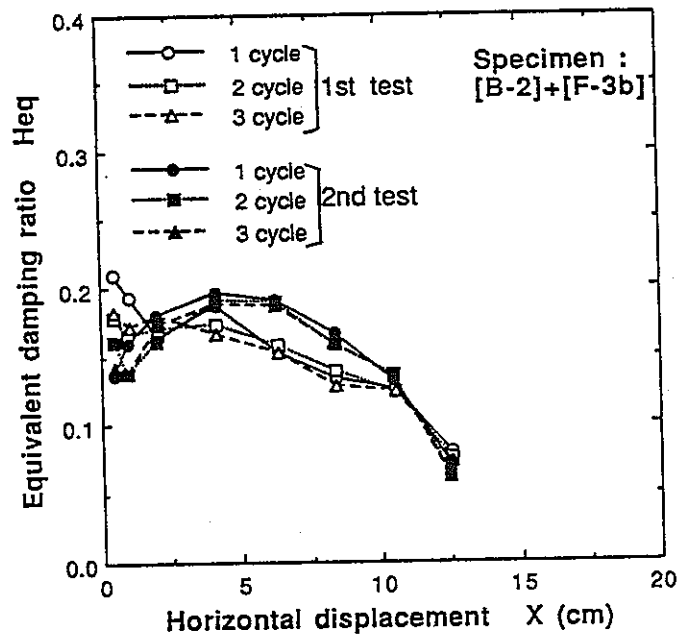
(b) 履歴曲線 (2回目の加振)



(c) スケルトンカーブの比較



(d) 等価水平剛性の比較

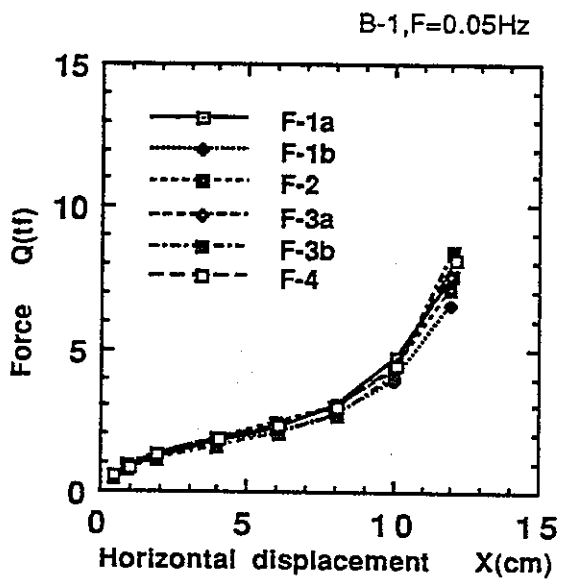


(e) 等価減衰定数の比較

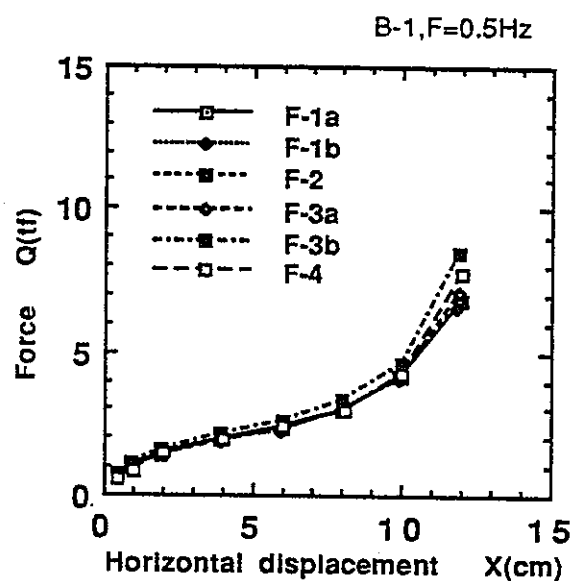
図3.1-45 1回目の加振と2回目の加振の結果の比較 (ダウエルピンタイプ)

(試験体: [B-2]+[F-3a], 鉛直荷重  $P = 20 \text{ tonf}$ )

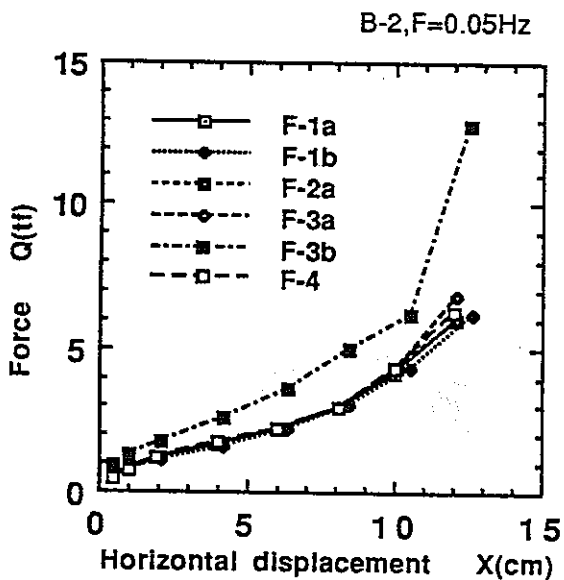
加振振動数:  $f = 0.05 \text{ Hz}$  (1回目),  $f = 0.5 \text{ Hz}$  (2回目)



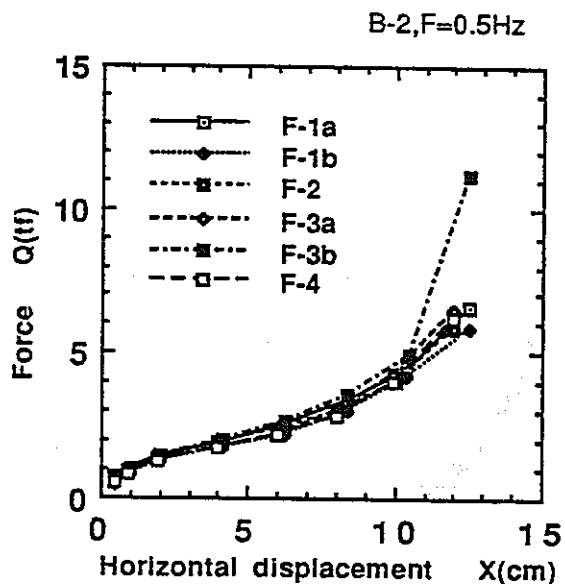
(a) フランジ固定タイプ[B-1]  
〔加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$   
鉛直荷重  $P = 20\text{ tonf}$ 〕



(b) フランジ固定タイプ[B-1]  
〔加振振動数  $f = 0.5\text{Hz}$   
鉛直荷重  $P = 20\text{ tonf}$ 〕



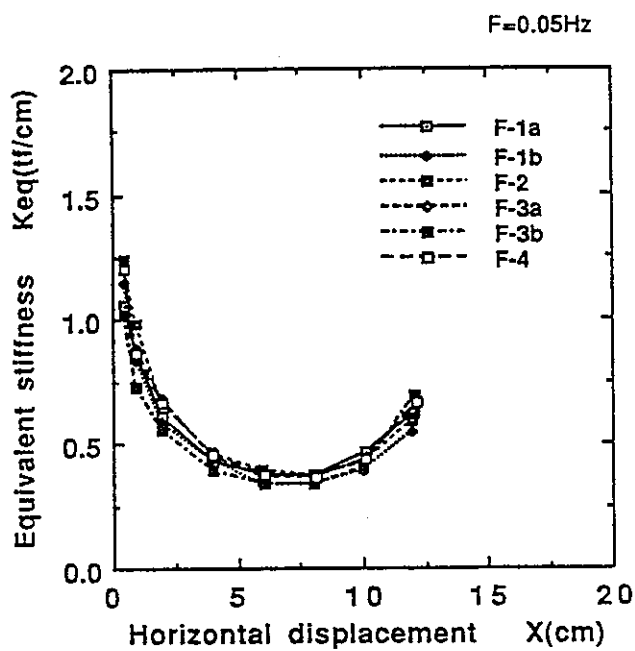
(c) ダウエルピンタイプ[B-2]  
〔加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$   
鉛直荷重  $P = 20\text{ tonf}$ 〕



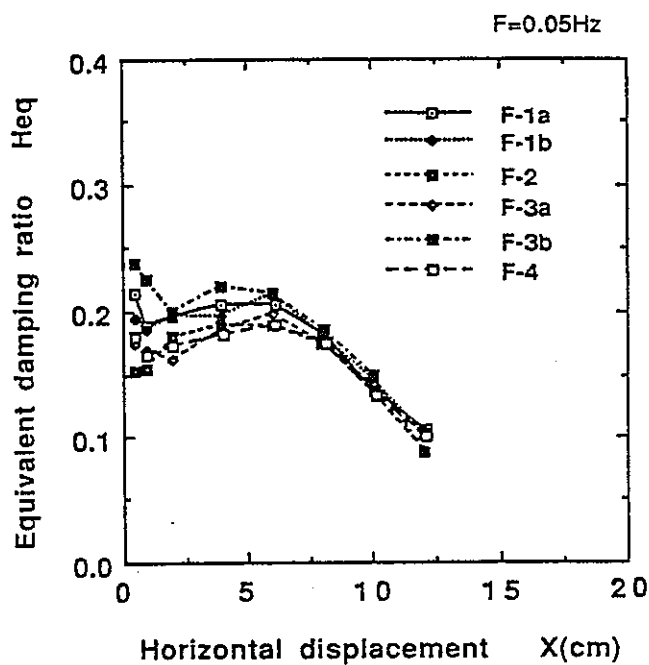
(d) ダウエルピンタイプ[B-2]  
〔加振振動数  $f = 0.5\text{Hz}$   
鉛直荷重  $P = 20\text{ tonf}$ 〕

図3.1-46 スケルトンカーブの比較





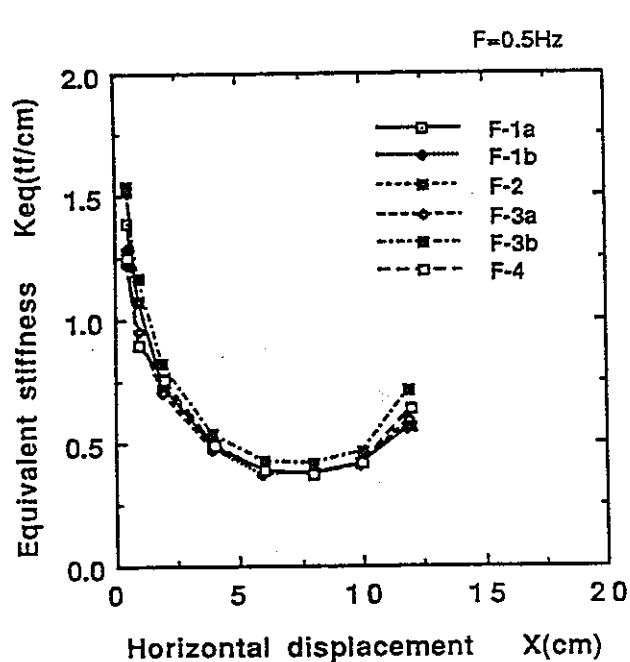
(a) 等価水平剛性



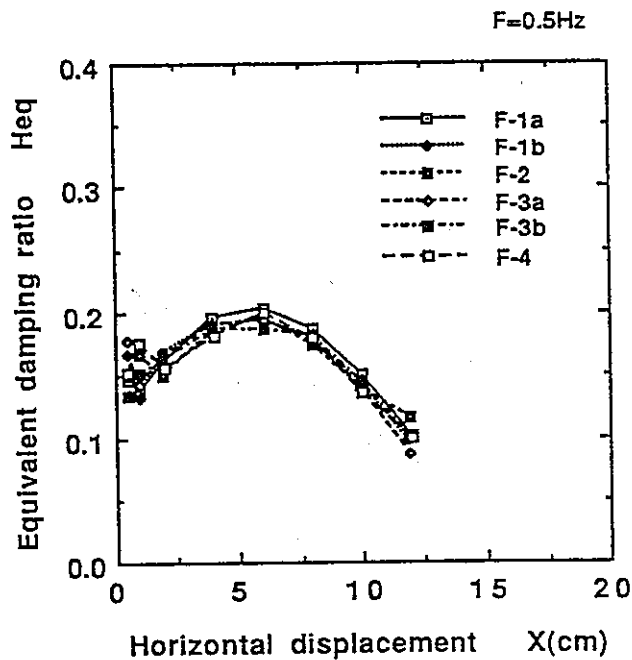
(b) 等価減衰定数

図3.1-47 等価水平剛性及び等価減衰定数の比較(1)

〔フランジ固定タイプ[B-1] , 加振振動数  $f = 0.05Hz$  , 鉛直荷重  $P = 20 tonf$ 〕



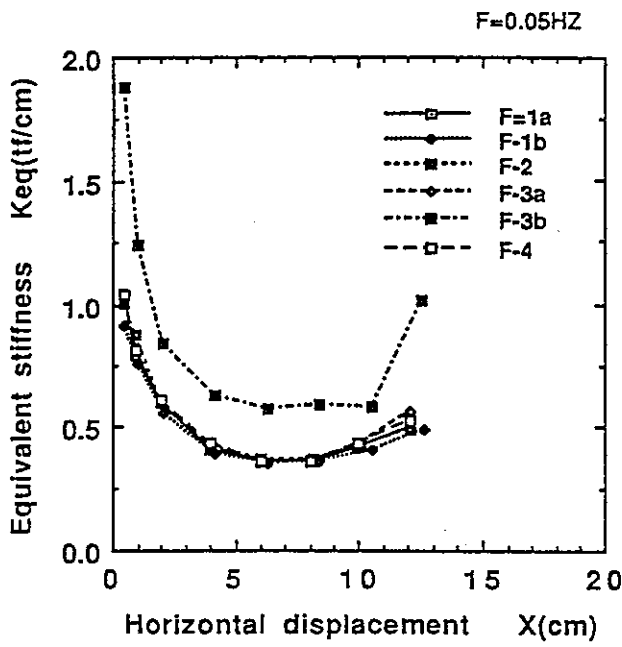
(a) 等価水平剛性



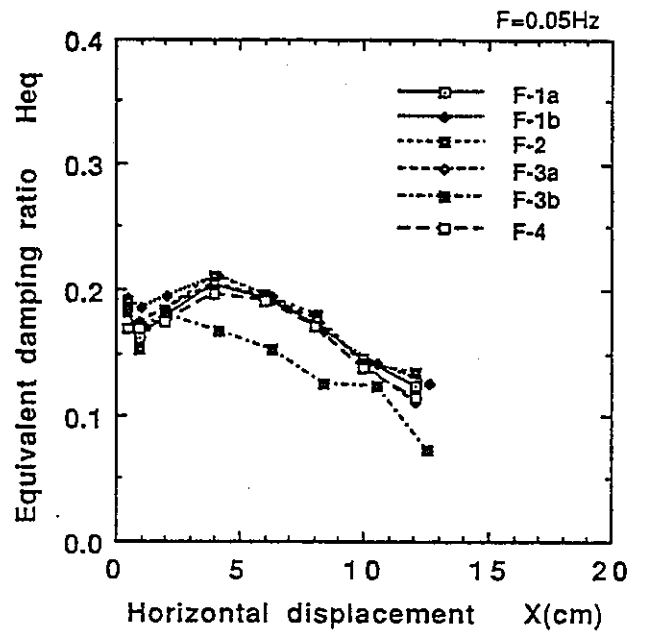
(b) 等価減衰定数

図3.1-48 等価水平剛性及び等価減衰定数の比較(2)

〔フランジ固定タイプ[B-1] , 加振振動数  $f = 0.5Hz$  , 鉛直荷重  $P = 20 tonf$ 〕



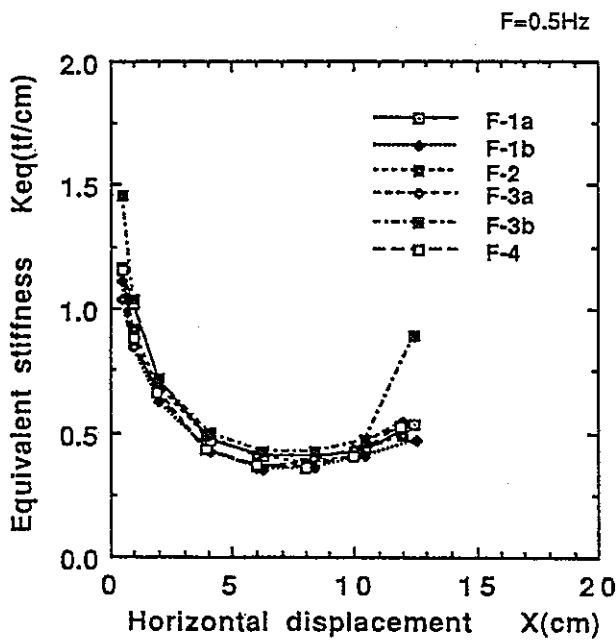
(a) 等価水平剛性



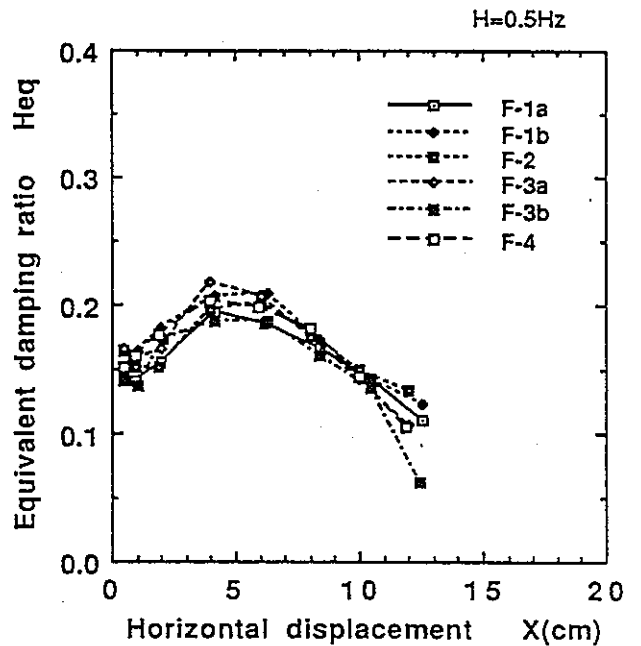
(b) 等価減衰定数

図3.1-49 等価水平剛性及び等価減衰定数の比較(3)

〔ダウエルピンタイプ[B-2]，加振振動数  $f=0.05Hz$ ，鉛直荷重  $P=20 tonf$ 〕



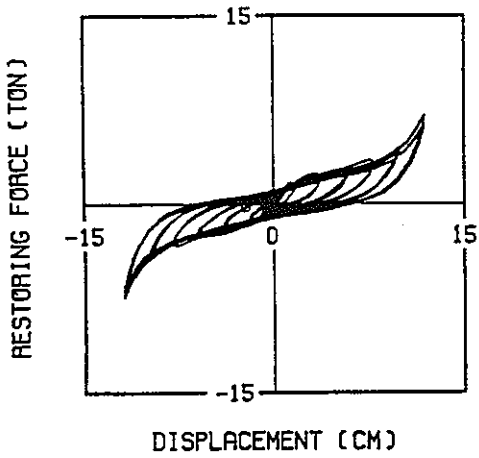
(a) 等価水平剛性



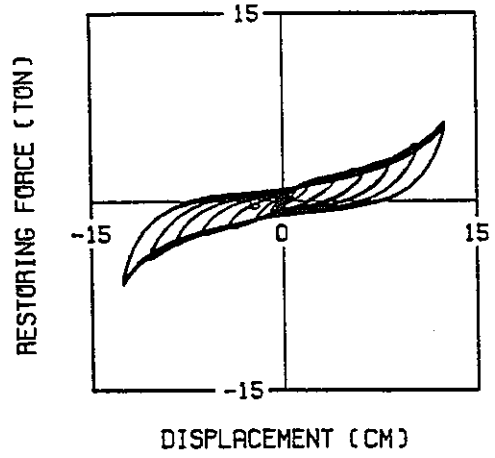
(b) 等価減衰定数

図3.1-50 等価水平剛性及び等価減衰定数の比較(4)

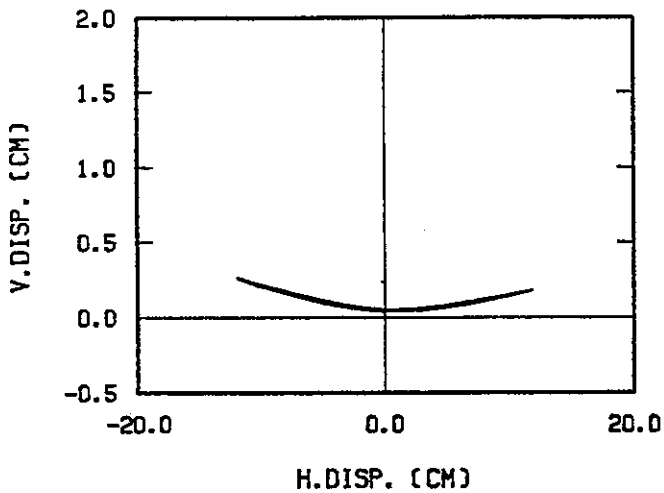
〔ダウエルピンタイプ[B-2]，加振振動数  $f=0.5Hz$ ，鉛直荷重  $P=20 tonf$ 〕



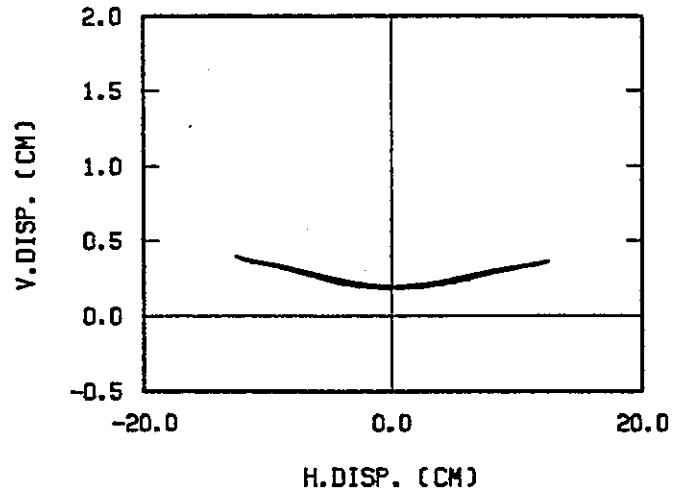
(a) 履歴曲線 (フランジ固定タイプ[B-1])



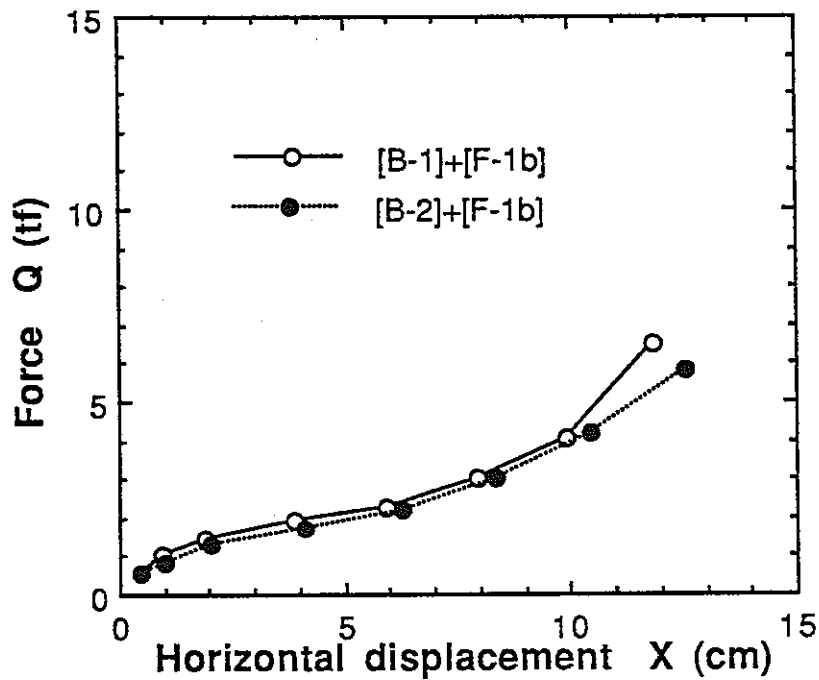
(b) 履歴曲線 (ダウエルピンタイプ[B-2])



(c) 沈込み変位 (フランジ固定タイプ[B-1])



(d) 沈込み変位 (ダウエルピンタイプ[B-2])



(e) スケルトンカーブ

図3.1-51 フランジ固定タイプ[B-1] とダウエルピンタイプ[B-2] の比較  
 (試験体: [B-1]+[F-1a]と [B-2]+[F-1a],  
 加振振動数  $f = 0.5\text{Hz}$  , 鉛直荷重  $P = 20\text{ tonf}$ )

### c. 高減衰積層ゴム単体の限界特性試験

高減衰積層ゴム単体の限界特性試験の結果を、積層ゴムの接合タイプ及び鉛直荷重ごとに以下に示す図にまとめた。

	<鉛直荷重>	<高減衰積層ゴム>
図3.1-52：履歴曲線	P = 20 tonf	(a)フランジ固定タイプ [B-1] (b)ダウエルピンタイプ [B-2]
図3.1-53：沈込み変位	P = 20 tonf	(a)フランジ固定タイプ [B-1] (b)ダウエルピンタイプ [B-2]
図3.1-54：履歴曲線	P = 40 tonf	(a)フランジ固定タイプ [B-1] (b)ダウエルピンタイプ [B-2]
図3.1-55：沈込み変位	P = 40 tonf	(a)フランジ固定タイプ [B-1] (b)ダウエルピンタイプ [B-2]

ここで、鉛直荷重として積層ゴムの定格荷重 20 tonf (面圧  $\sigma = 66.3 \text{ kg/cm}^2$ ) を加えた時の試験に用いた試験体は、両接合タイプともフェイルセーフ機構との組合せの特性試験で用いたものであり、既に水平変形 12 cm ( $\gamma = 300\%$ ) を経験した試験体である。これに対し、鉛直荷重 40 tonf (面圧  $\sigma = 132.6 \text{ kg/cm}^2$ ) の試験に用いた試験体は、本試験での加力をまだ受けていない試験体である。

これらの試験結果を用い、ここでは主に、高減衰積層ゴムの大変形領域 ( $\gamma \geq 200\%$ ) における特性について、以下の項目に着目し検討を行う。

- ・終局状態
- ・スケルトンカーブ
- ・等価水平剛性、等価減衰定数
- ・沈込み変位

#### (a) 終局状態

写真3.1-8(a)~(f)は、積層ゴムに定格荷重 20 tonf ( $\sigma = 66.3 \text{ kg/cm}^2$ ) を加えた時の、大変形領域の変形状態を示す。フランジ固定タイプの積層ゴムは水平変位 16 cm ( $\gamma = 400\%$ ) を 3 サイクル繰返した後、16.8 cm ( $\gamma = 420\%$ ) でゴム部に亀裂が生じ、18.4 cm ( $\gamma = 460\%$ ) で耐力が 0 となった。ダウエルピンタイプは水平変位 8 cm ( $\gamma = 200\%$ ) 辺りよりダウエル接合面の剥離が生じ、水平変形の増大に伴い次第に剥離面が増大する。水平変位 14 cm ( $\gamma = 350\%$ ) において積層ゴ

ムの側面がフランジを固定しているボルトヘッドに接触し、水平変位 16 cm ( $\gamma = 400\%$ ) では完全にダウエル接合面が離れる。しかし、その後、水平変位 18 cm ( $\gamma = 450\%$ ) で 3 サイクル繰返した後も、ゴムの破断は生じなかった。

鉛直荷重 40 tonf ( $\sigma = 132.6 \text{ kg/cm}^2$ ) の場合、フランジ固定タイプではゴムの破断が水平変位 20.1 cm ( $\gamma = 500\%$ ) で生じた。一方、ダウエルピンタイプでは水平変位 18.0 cm ( $\gamma = 450\%$ ) で 3 サイクル繰返してもゴムの破断は生じなかったが、水平変位 20.3 cm ( $\gamma = 500\%$ ) で鉛直方向の沈込み変位が 2 cm に達したため試験を終了した。

鉛直荷重が小さい 20 tonf の場合のほうが終局の水平変位が小さくなった理由は、この試験体がそれまでに多くの繰返し加振を受けているためと考えられる。

#### (b) スケルトンカーブ

図 3.1-56 及び 図 3.1-57 に各加振サイクルにおけるピーク点を結んだ復元力のスケルトンカーブを示す。鉛直荷重 20 tonf の場合は、過去に受けた水平変位 12 cm ( $\gamma = 300\%$ ) の変位履歴の影響により、小さい変形領域では復元力が低下している。そのため、参考として処女載荷時のスケルトンカーブの図中に示した。

小変形領域 ( $\gamma \leq 200\%$ ) では繰返しによる復元力低下は約 10% 程度であったが、水平変位 8 cm ( $\gamma = 200\%$ ) を越えると同一変位振幅の繰返しによる復元力の低下量が増大し、3 サイクル目で 1 サイクル目の 30% 程度低下している。水平変位 16 cm ( $\gamma = 400\%$ ) での繰返しでは、2 サイクル目以降 3 サイクル目でも低下量がかなりあり、履歴曲線が安定していない。(繰返し依存性)

フランジ固定タイプとダウエルピンタイプで比較してみると、フランジ固定タイプは水平変位 8 cm ( $\gamma = 200\%$ ) 以降、16 cm ( $\gamma = 400\%$ ) まで、剛性が増大するハードニングの傾向を示すが、ダウエルピンタイプでは、その傾向は小さく、むしろソフトニングの傾向を示す。

鉛直荷重を大きくした場合には、両タイプとも大変形領域での復元力が低下する傾向が見られる。

#### (c) 等価水平剛性及び等価減衰定数

図 3.1-58(a), (b) 及び 図 3.1-59(a), (b) に履歴曲線より求めた等価水平剛性、等価減衰定数を示す。

鉛直荷重 20 tonf の場合、フランジ固定タイプでは大変形領域における等価水

平剛性が増加する傾向がみられる。ダウエルピンタイプでは変化は少ない。鉛直荷重 40 tonf の場合は、両接合タイプとも大変形領域における等価水平剛性は減少傾向である。

等価減衰定数に関しては、鉛直荷重 20 tonf の場合、フランジ固定タイプでは水平変位が増大するとともに 20% から 10% まで減少していく。ダウエルピンタイプではその減少量は少ない。これは等価水平剛性が減少しても、履歴ループの面積が減少しないためと思われる。図 3.1-52 の履歴曲線を見ると、各サイクルの最大変形後の除荷時に水平変位の戻りが少ないことがわかる。鉛直荷重 40 tonf の場合には、この傾向が更に強く、変形を戻すために逆方向の荷重を加えて強制的に変形を戻しているのがわかる。そのため、履歴ループは摩擦力による履歴ループと同じような形状を示している。

#### (d) 沈込み変位

図 3.1-53 及び図 3.1-55 より、初期沈込み変位はフランジ固定タイプよりもダウエルピンタイプのほうが大きい。水平変形に伴う沈込み変位には両者に大きな差は無いことがわかる。これは前項 (b. 積層ゴム + フェイルセーフ機構組合せの特性試験) で示した、 $\gamma \leq 300\%$  の領域での傾向と同様である。

鉛直荷重を定格荷重の 2 倍の 40 tonf (面圧  $\sigma = 132.6 \text{ kg/cm}^2$ ) にした場合には、水平変形の繰返しとともに、沈込み変形が次第に累積増加していく傾向が両接合タイプともに見られる。

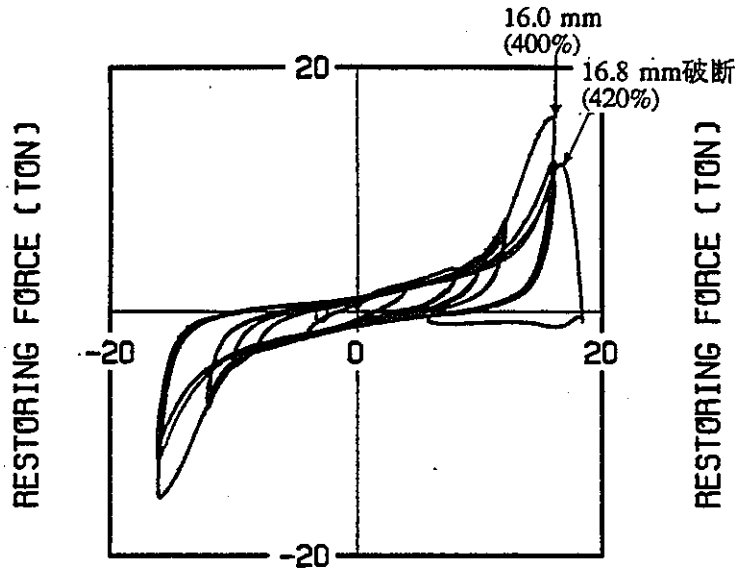
以上の結果をまとめてみると、高減衰積層ゴムの大变形領域での特性として以下のことがいえる。

- ① フランジ固定タイプの場合、大变形領域において剛性が増大するハードニングの特性を示す。終局状態はゴムの破断であり、破断時のひずみは 400%~500% である。
- ② ダウエルピンタイプの場合、大变形領域におけるハードニングの傾向は見られず、むしろソフトニングの傾向を示す。また、終局状態ではゴムの破断は生じず、ダウエル接合面の剝離が起こり積層ゴムの側面が上下載荷面に接触する転倒状態となる。今回の試験体 (2 次形状係数  $S_2 = 4$ ) の場合、接合面の剝離は水平変位 8 cm ( $\gamma = 200\%$ ) 辺りより生じ、水平変位 16 cm ( $\gamma = 400\%$ ) で

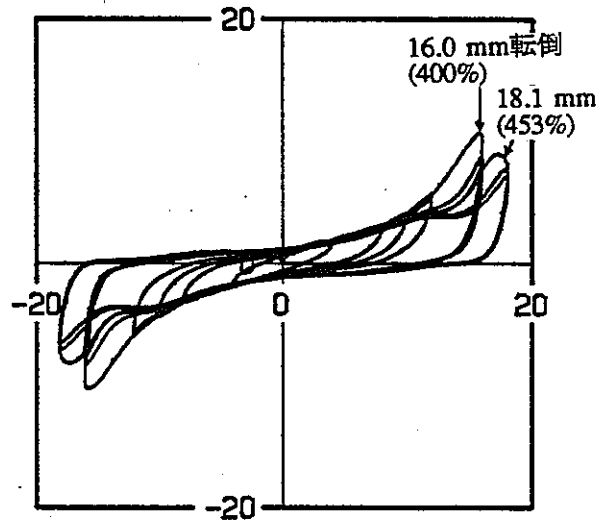
は完全に転倒状態となる。

- ③ 両接合タイプとも、大きな変形を繰返し受けることにより、復元力が大きく低下し、3サイクル目には初期の復元力の30%程度低下する。
- ④ 積層ゴムの鉛直荷重を増大させた場合、両接合タイプとも、大変形領域における復元力が低下し、積層ゴムの沈込み変位が水平繰返しによって累積増加していく。

このようなことにより、両接合タイプとも、せん断ひずみで300%以上の繰返し変形を受けることは非常な負担であり、これ以下に水平変位を止めることが必要であろう。これは、今回、フェイルセーフ機構のねらいとした変位置と一致する。また、積層ゴムの鉛直荷重を増大させて用いる場合には、さらに変位置を小さく抑えておくことが必要であろう。



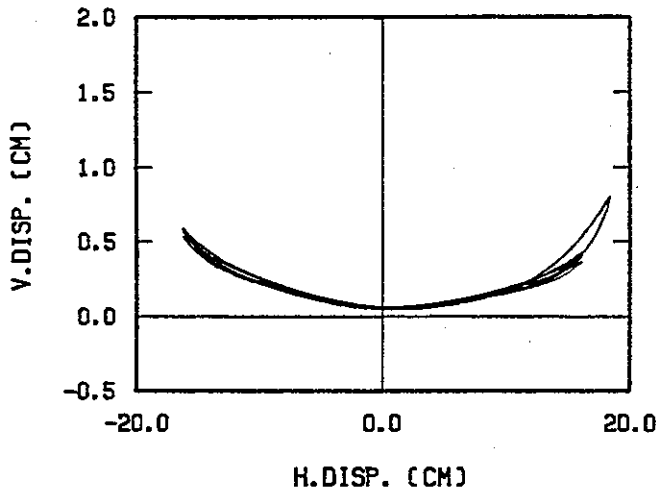
(a) フランジ固定タイプ[B-1]



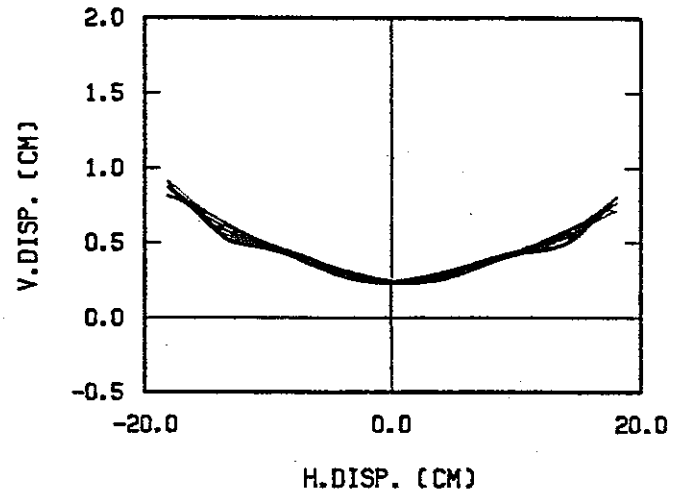
(b) ダウエルピンタイプ[B-2]

図3.1-52 高減衰積層ゴムの大変形領域の履歴曲線

(加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$ , 鉛直荷重  $P = 20\text{tonf}$ )



(a) フランジ固定タイプ[B-1]

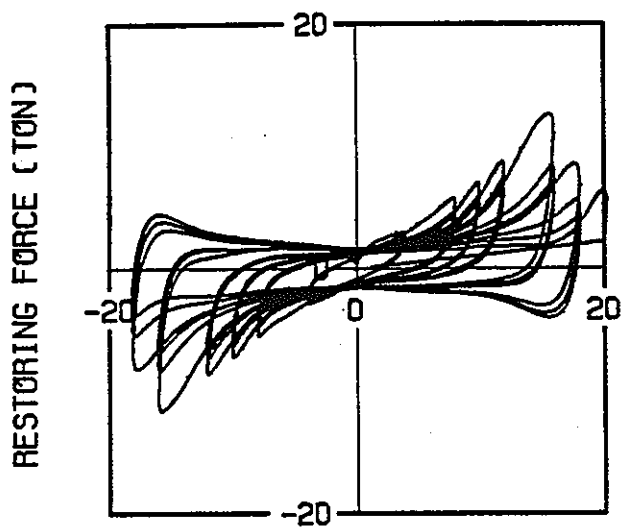


(b) ダウエルピンタイプ[B-2]

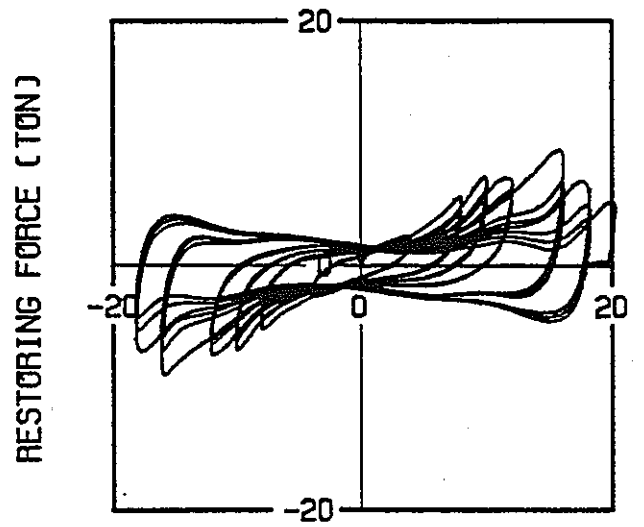
図3.1-53 高減衰積層ゴムの大変形領域の沈込み変位

(加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$ , 鉛直荷重  $P = 20\text{tonf}$ )





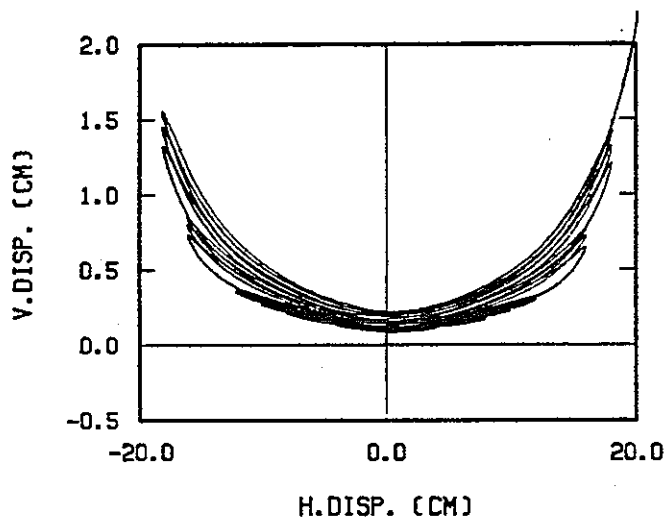
DISPLACEMENT (CM)  
(a) フランジ固定タイプ[B-1]



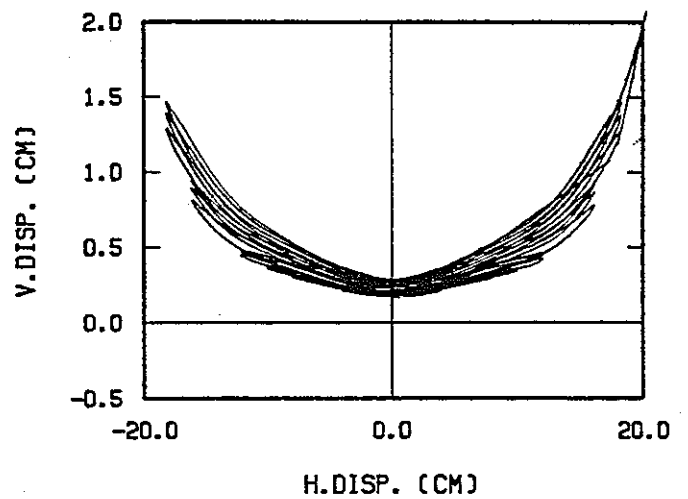
DISPLACEMENT (CM)  
(b) ダウエルピンタイプ[B-2]

図3.1-54 高減衰積層ゴムの大変形領域の履歴曲線

(加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$ , 鉛直荷重  $P = 40\text{tonf}$ )



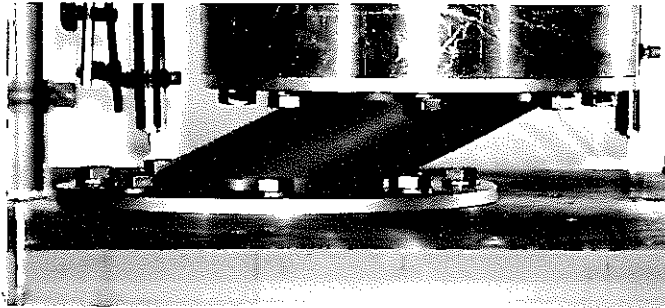
H.DISP. (CM)  
(a) フランジ固定タイプ[B-1]



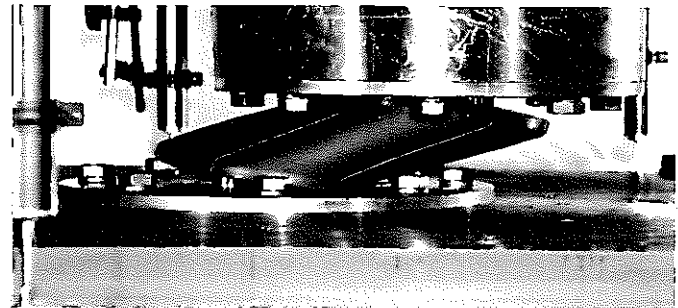
H.DISP. (CM)  
(b) ダウエルピンタイプ[B-2]

図3.1-55 高減衰積層ゴムの大変形領域の沈込み変位

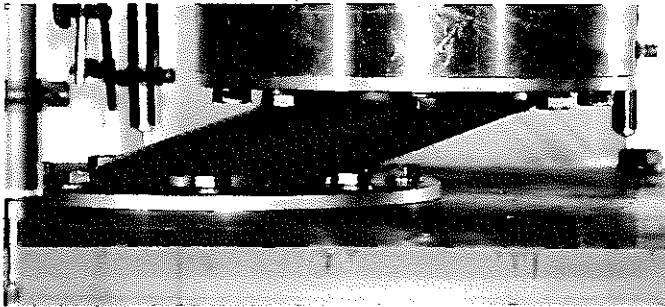
(加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$ , 鉛直荷重  $P = 40\text{tonf}$ )



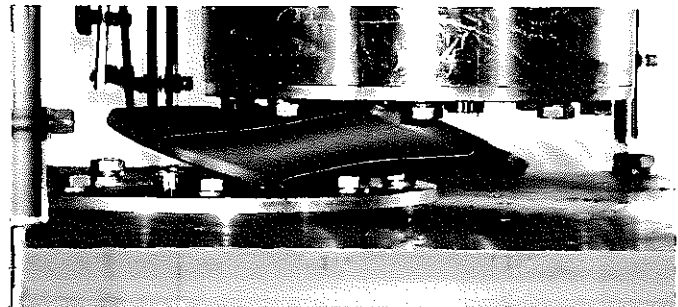
(a) フランジ固定タイプ[B-1]  
〔水平変位 1.2 cm ( $\gamma = 300\%$ )〕



(b) ダウエルピンタイプ[B-2]  
〔水平変位 1.2 cm ( $\gamma = 300\%$ )〕



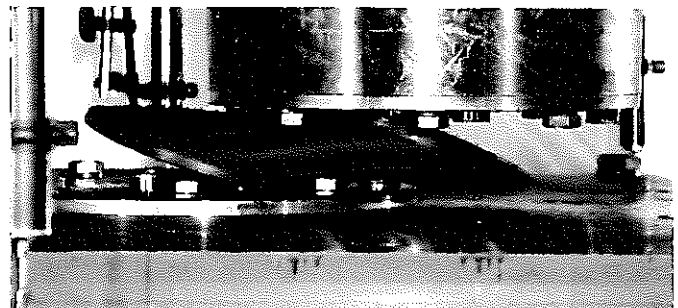
(c) フランジ固定タイプ[B-1]  
〔水平変位 1.6 cm ( $\gamma = 400\%$ )〕



(d) ダウエルピンタイプ[B-2]  
〔水平変位 1.6 cm ( $\gamma = 400\%$ )〕



(e) フランジ固定タイプ[B-1]  
〔水平変位 16.8 cm ( $\gamma = 420\%$ ) で破断〕



(f) ダウエルピンタイプ[B-2]  
〔水平変位 18.1 cm ( $\gamma = 453\%$ )〕

写真3.1-8 高減衰積層ゴムの大変形領域の変形状態

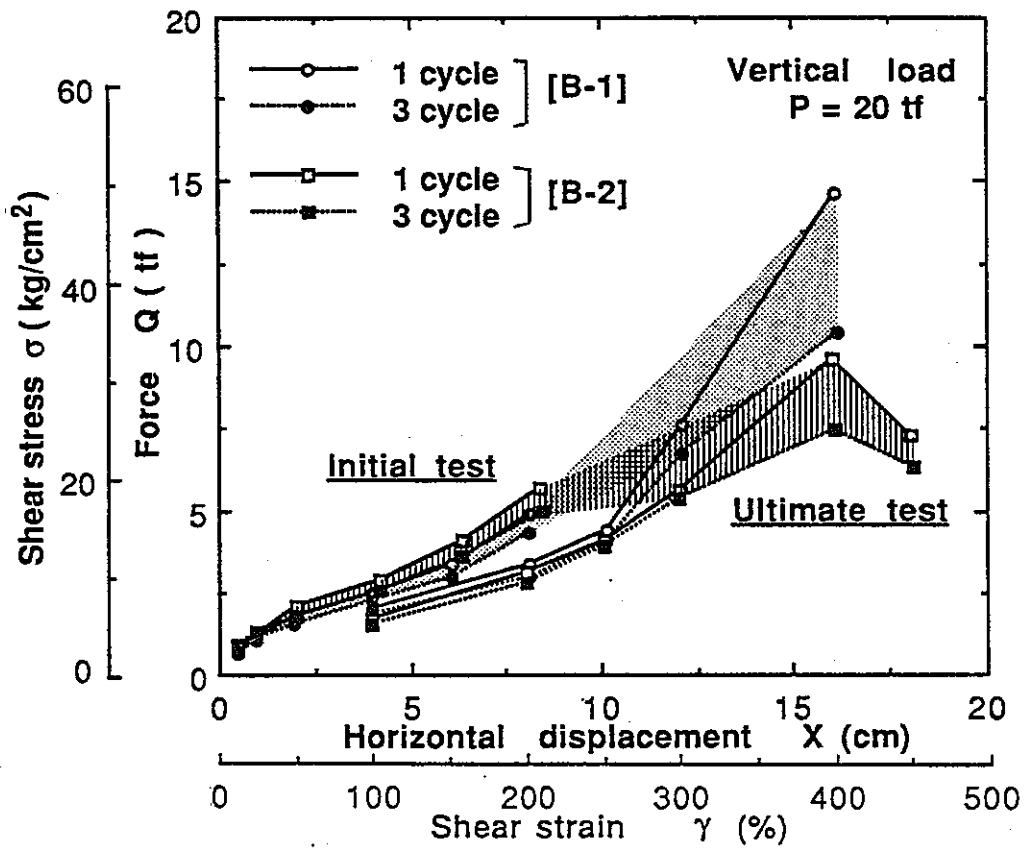


図3.1-56 高減衰積層ゴムの大変形領域のスケルトンカーブ  
 (加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$ , 鉛直荷重  $P = 20 \text{ tonf}$ )

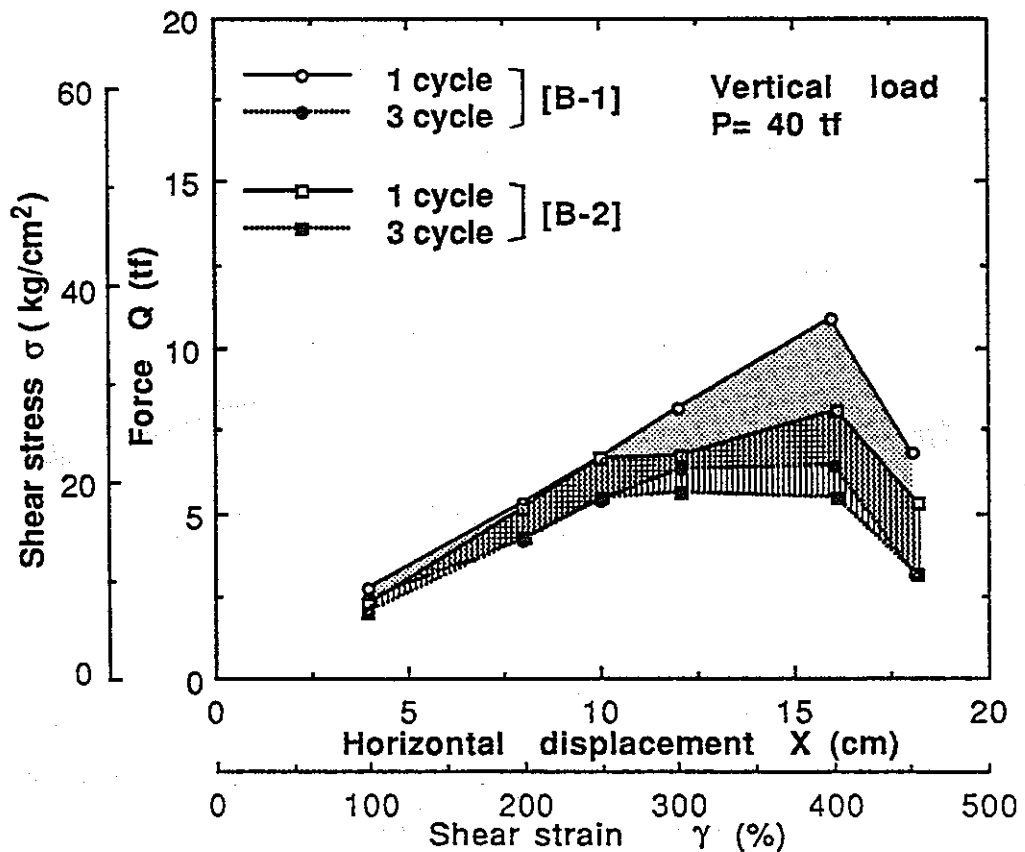
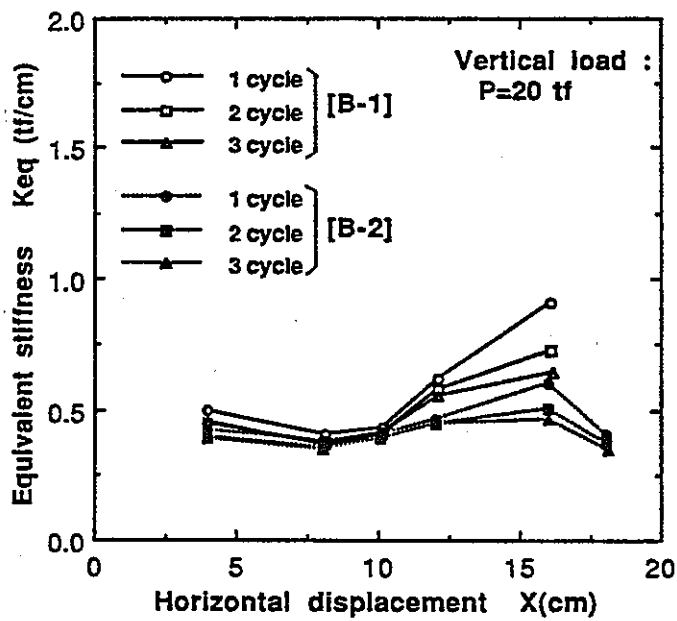
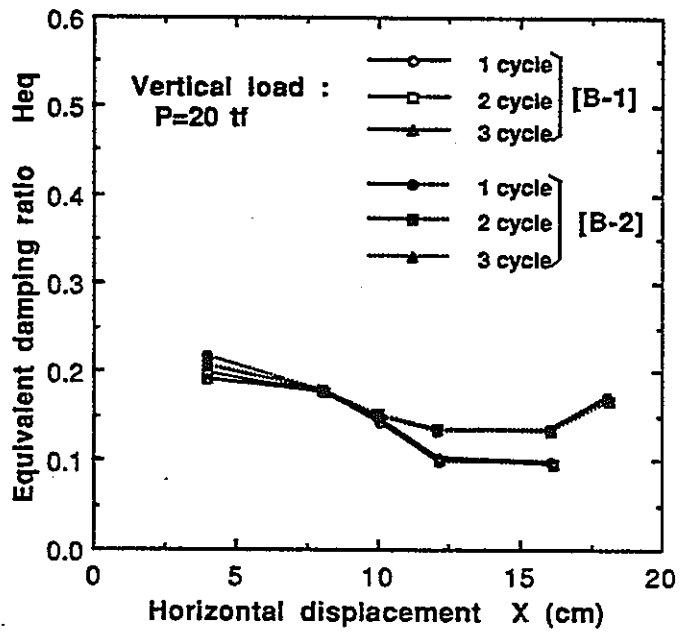


図3.1-57 高減衰積層ゴムの大変形領域のスケルトンカーブ  
 (加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$ , 鉛直荷重  $P = 40 \text{ tonf}$ )

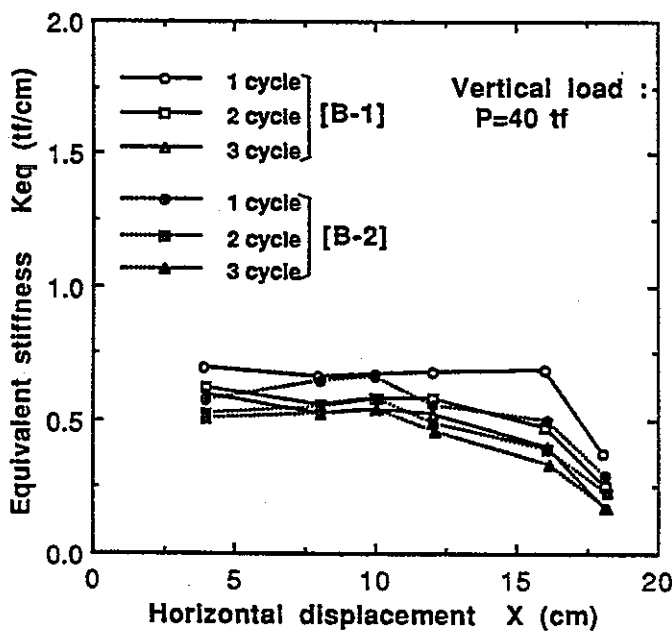


(a) 等価水平剛性

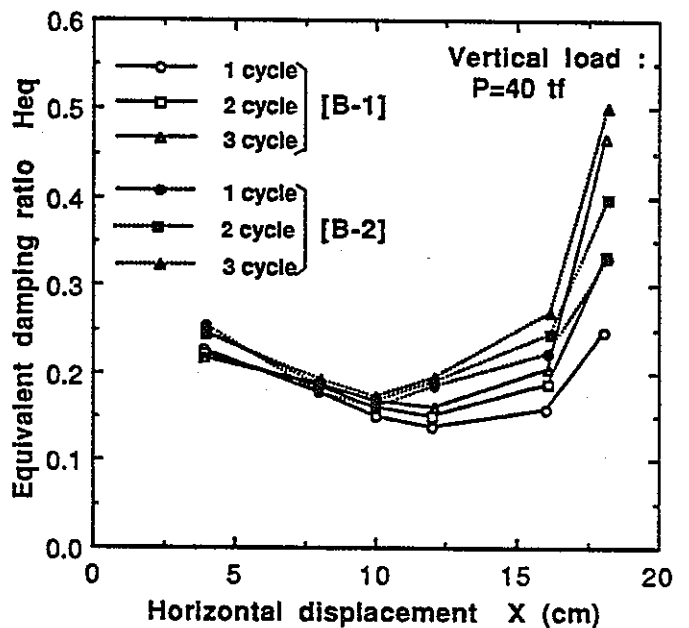


(b) 等価減衰定数

図3.1-58 高減衰積層ゴムの大変形領域の等価水平剛性及び等価減衰定数(1)  
 (加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$ , 鉛直荷重  $P = 20\text{ tonf}$ )



(a) 等価水平剛性



(b) 等価減衰定数

図3.1-59 高減衰積層ゴムの大変形領域の等価水平剛性及び等価減衰定数(2)  
 (加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$ , 鉛直荷重  $P = 40\text{ tonf}$ )

#### d. フェイルセーフ機構の有無による特性の比較

図3.1-60及び図3.1-61にフランジ固定タイプ及びダウエルピンタイプに6種類のフェイルセーフ機構を付加した場合の復元力のスケルトンカーブとフェイルセーフ機構が無い場合のスケルトンカーブを重ね合わせて示す。これらはすべて、高減衰積層ゴムが水平変位12cm ( $\gamma=300\%$ )の履歴を受けた後の試験結果である。フェイルセーフ機構を付加した場合の曲線は加振振動数  $f=0.5\text{Hz}$  の3サイクル目の試験結果(図3.1-46)を用いた。また、フェイルセーフ機構の無い場合の曲線は繰返しの1サイクル目と3サイクル目の値(図3.1-56)を示している。

図3.1-62及び図3.1-63は、フェイルセーフ機構単独での復元力特性(図3.1-38)を、フェイルセーフ機構無しでの試験結果(3サイクル目)に単純に足し合わせた結果と、組合せの試験結果を重ね合わせたものである。比較は剛性の最も大きかったF-3b試験体の結果で行っている。この図より、フェイルセーフ機構と高減衰積層ゴムの組合せの復元力は、それぞれの復元力を足し合わせることでほぼ一致することがわかる。また、フェイルセーフ機構を付加させることによって、水平変位10cm ( $\gamma=250\%$ )より急激に復元力が増大し、水平変位12.5cm ( $\gamma=310\%$ )ぐらいでフェイルセーフ機構が無い場合の最大復元力の値に達することがわかる。

ねらいとした特性と比べると、この変位はやや大きすぎるものであり、もうすこし早く、フェイルセーフ機構を効かせる必要があると思われる。この調整は、フェイルセーフ機構の作動変位(8cm,  $\gamma=200\%$ )を小さくしたり、ゴムの厚さや剛性を調整することにより可能と考えられる。

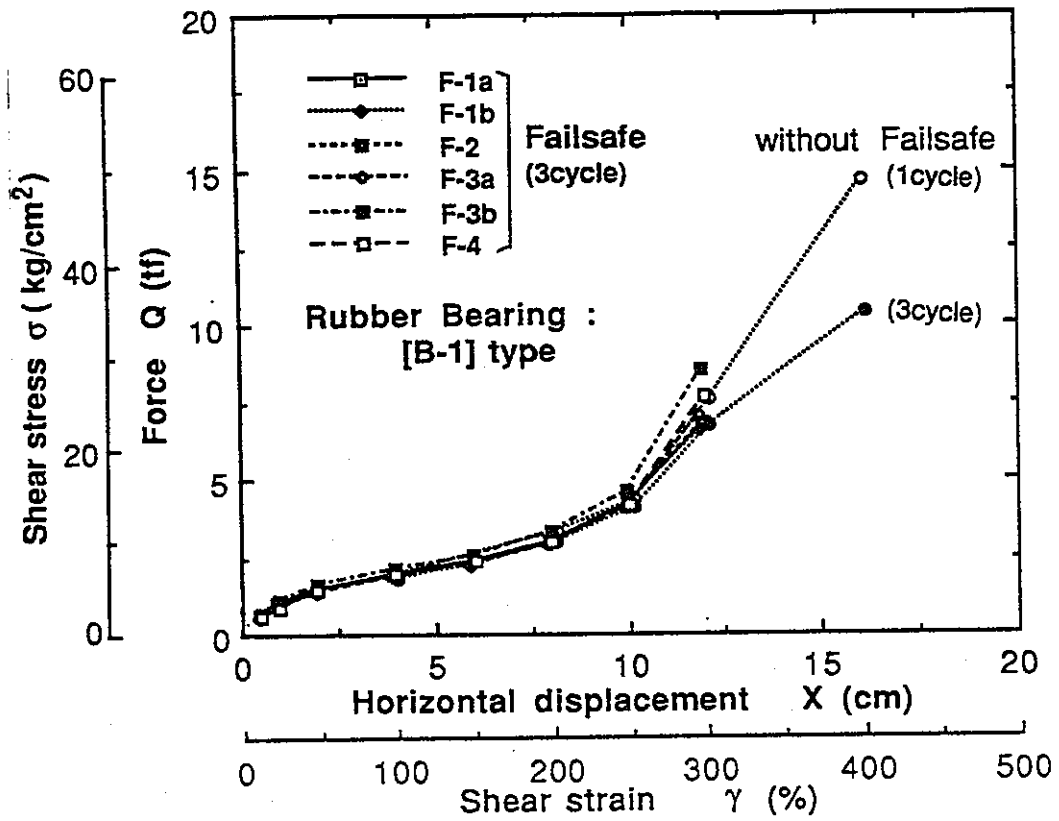


図3.1-60 フェイルセーフ機構の有無によるスケルトンカーブの比較(1)  
〔フランジ固定タイプ[B-1], 鉛直荷重P = 20 tonf〕

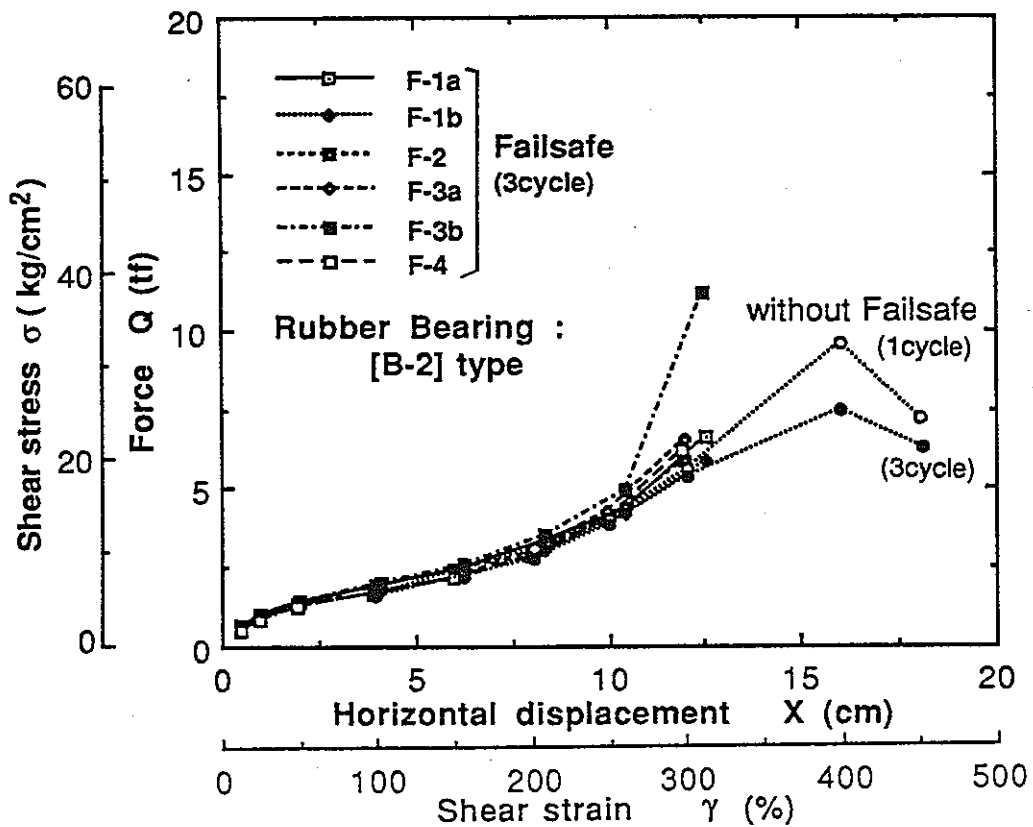


図3.1-61 フェイルセーフ機構と有無によるスケルトンカーブの比較(2)  
〔ダウエルピンタイプ[B-2], 鉛直荷重P = 20 tonf〕

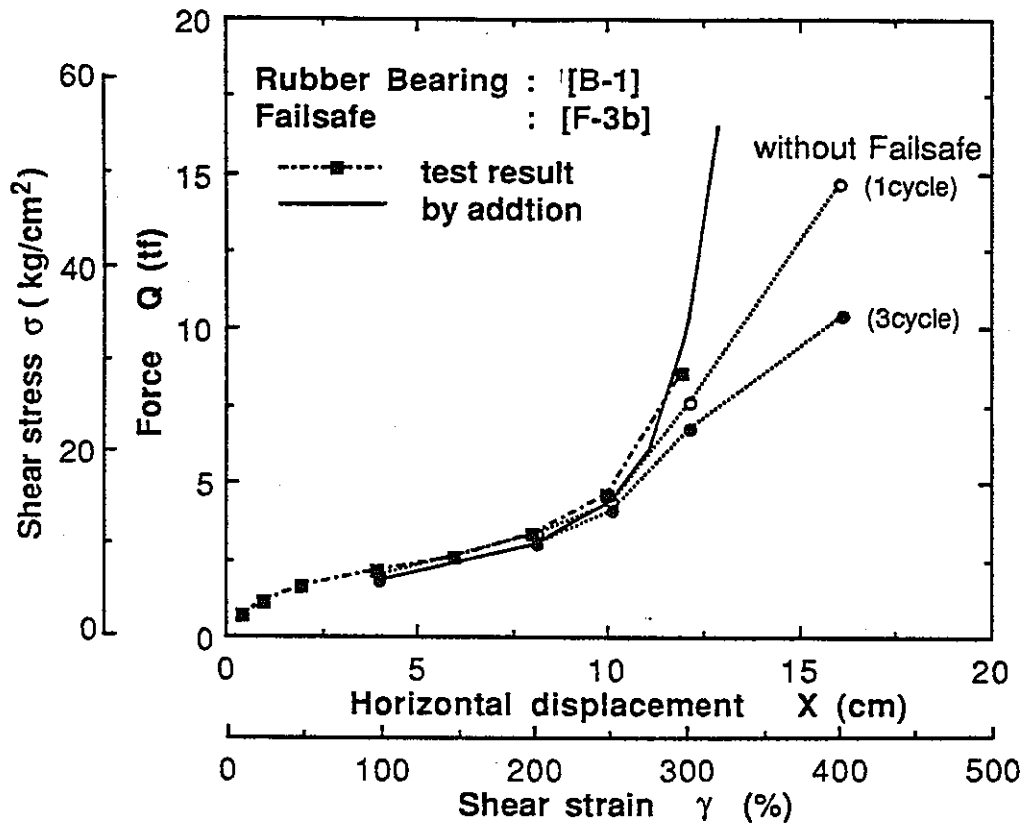


図3.1-62 フェイルセーフ機構と高減衰積層ゴムの復元力の足し合わせ(1)  
〔フランジ固定タイプ[B-1]，鉛直荷重 $P = 20 \text{ tonf}$ 〕

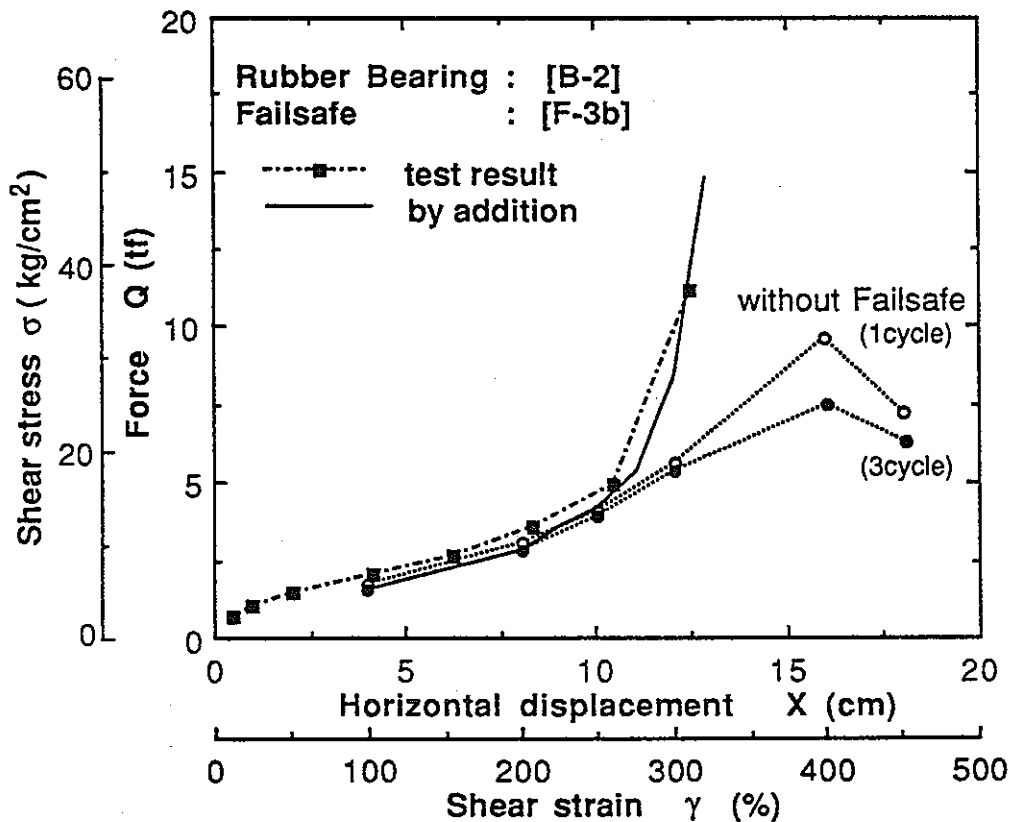


図3.1-63 フェイルセーフ機構と高減衰積層ゴムの復元力の足し合わせ(2)  
〔ダウエルピンタイプ[B-2]，鉛直荷重 $P = 20 \text{ tonf}$ 〕

### 3.1.4 フェイルセーフ付き免震装置の地震応答予備解析

#### (1) 目的及び概要

高減衰積層ゴムとハードニングストッパタイプ・フェイルセーフ機構を組合せた免震システムの応答特性を把握することを目的とし、3.1.3で実施した縮小試験体の特性試験結果を参考として、装置の復元力特性のモデル化を行い、地震応答予備解析を実施する。

#### (2) 解析モデル及び方法

縮小試験体の相似則に基づき、得られた特性試験結果を実機積層ゴム（定格荷重500ton）1体当たりに換算し、これを図3.1-64に示す1質点系の振動モデルに適用することにより応答予備解析を実施する。

高減衰積層ゴムおよびストッパは特性試験結果に基づき、復元力特性を次項に示すようにモデル化し、それぞれ水平ばねに置き換えた。

入力地震波は EL CENTRO 1940 NS、HACHINOHE 1968 EW の2波を、最大速度が50kine から 150kine（25kine刻み）になるように拡大して用いた。入力地震波の最大加速度レベルを表3.1-11に示す。



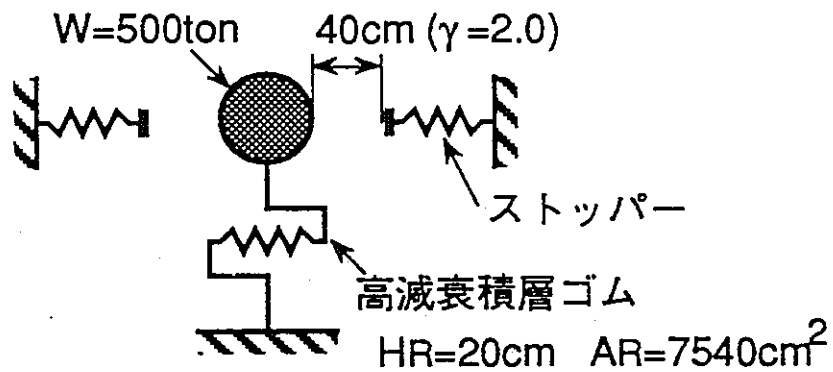


図3.1-64 解析モデル

表3.1-11 入力地震波の最大加速度 (Gal)

入力波	原波		最大速度レベル				
	V max (kine)	A max (Gal)	50 kine	75 kine	100 kine	125kine	150 kine
EL CENTRO 1940 NS	33.4	341.7	512	767	1023	1279	1535
HACHINOHE 1968 EW	36.1	183.6	254	381	509	636	763

継続時間 30sec

### (3) 復元力特性のモデル化

#### a. 高減衰積層ゴムのモデル化

高減衰積層ゴムの復元力特性は、特性試験結果より、せん断応力 $\tau$ 、等価減衰定数 $h_{eq}$ 及びY軸切片応力 $\tau_D$ の各特性値（図3.1-65参照）をせん断ひずみ $\gamma$ の関数によって表し、これらの特性値により定義されるスケルトンカーブとヒステリシスループから成る、ひずみ依存型の修正 Bi-linearモデルとしてモデル化した。

せん断応力-ひずみ関係を図3.1-66に、等価減衰定数-ひずみ関係を図3.1-67に、Y軸切片応力-ひずみ関係を図3.1-68に示す。

図3.1-66に示すように、同一形状の高減衰積層ゴムも、接合方法をフランジ固定タイプとした場合とダウエルピンタイプとした場合で、大変形領域（ $\gamma > 200\%$ ）の特性が異なる。ここでは、2タイプそれぞれに対しモデル化を行った。

高減衰積層ゴムの大変形領域（ $\gamma > 200\%$ ）におけるせん断応力は、変形の繰返しによって、初期のせん断応力の約30%程度低下する傾向がある。このため、各特性値は特性試験の3サイクル目のループに対して評価し、処女載荷時のループには、別途、評価した履歴曲線を加え合わせることにした。また、Y軸切片応力は、大変形時の等価減衰定数に見合う履歴面積を Bi-linearモデルによって確保するために、試験結果よりも大きくして調整している。

以上のようにして定義された高減衰積層ゴムの復元力特性モデルを特性試験結果と比較して、図3.1-69、図3.1-70に示す。

#### b. ストッパーのモデル化

ストッパーの復元力特性は、特性試験の結果を参考として、図3.1-71に示すようなハードニング曲線を仮定し、降伏点を変えて（ $Q_F = 250 \text{ tf}$  [C=0.5]、 $Q_F = 500 \text{ tf}$  [C=1.0]）2種類の履歴曲線を用いた。

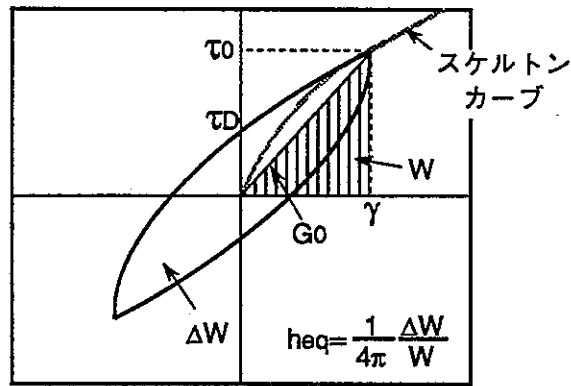


図3.1-65 復元力特性値の定義

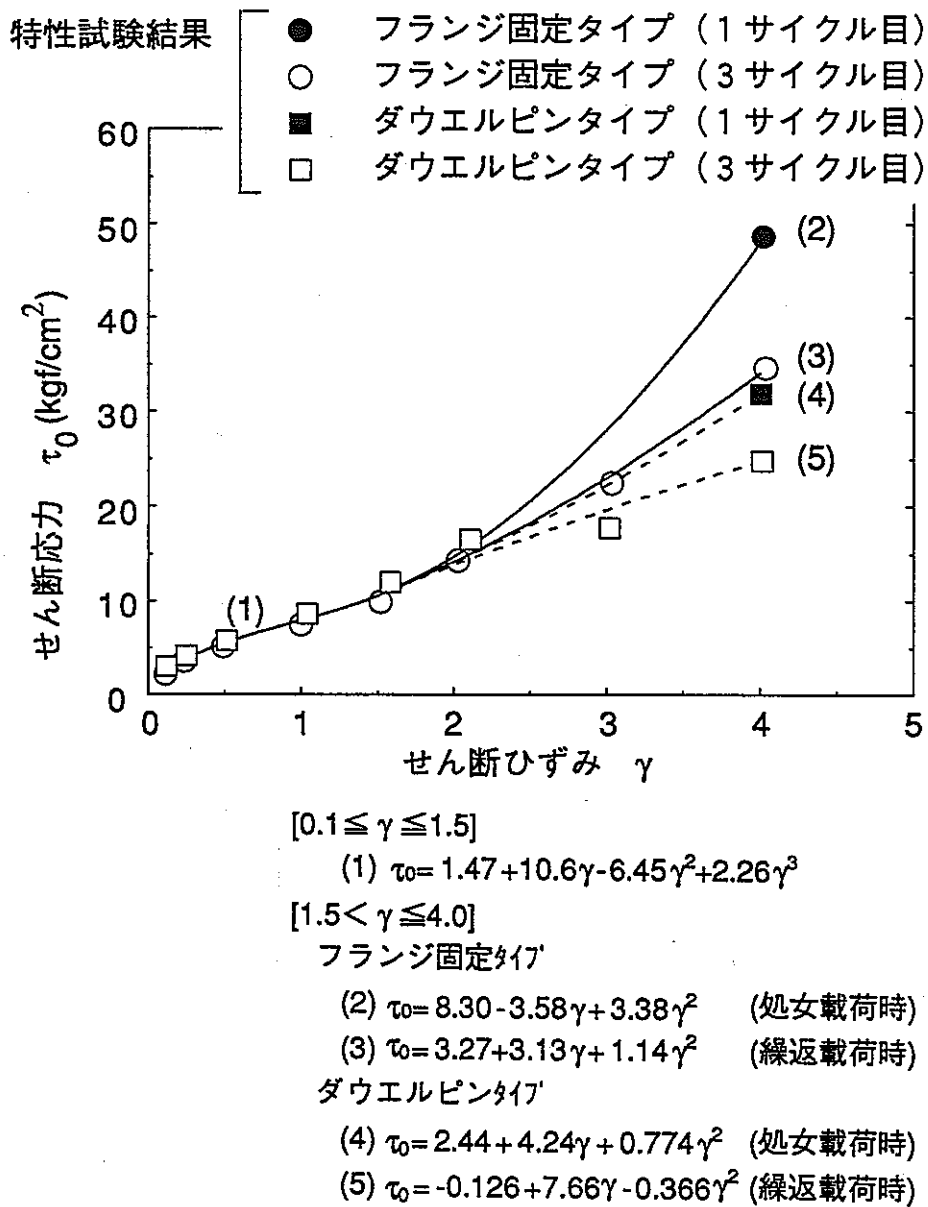


図3.1-66 せん断応力  $\tau_0$  の定式化

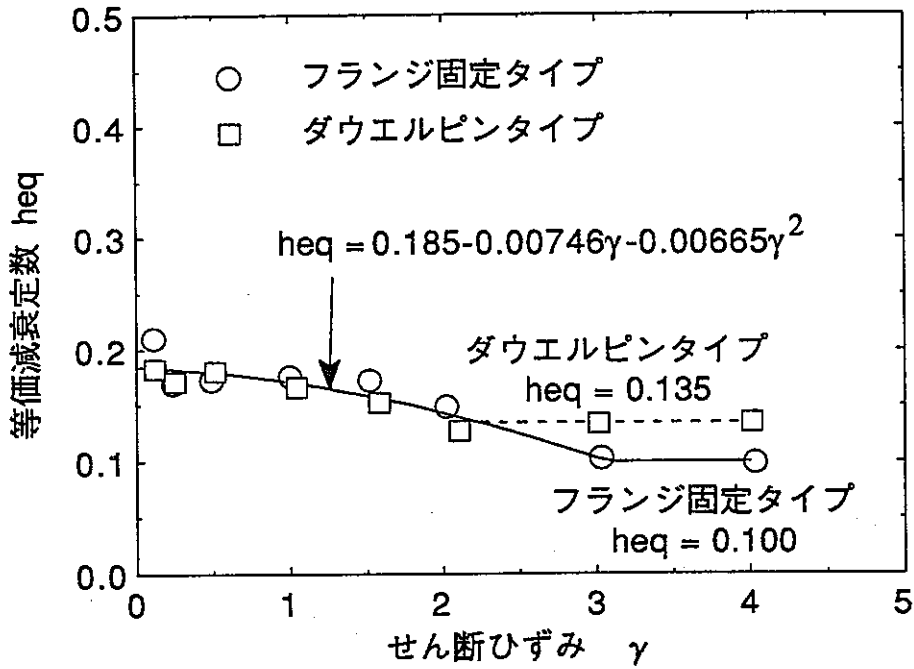


図3.1-67 等価減衰定数  $heq$  の定式化

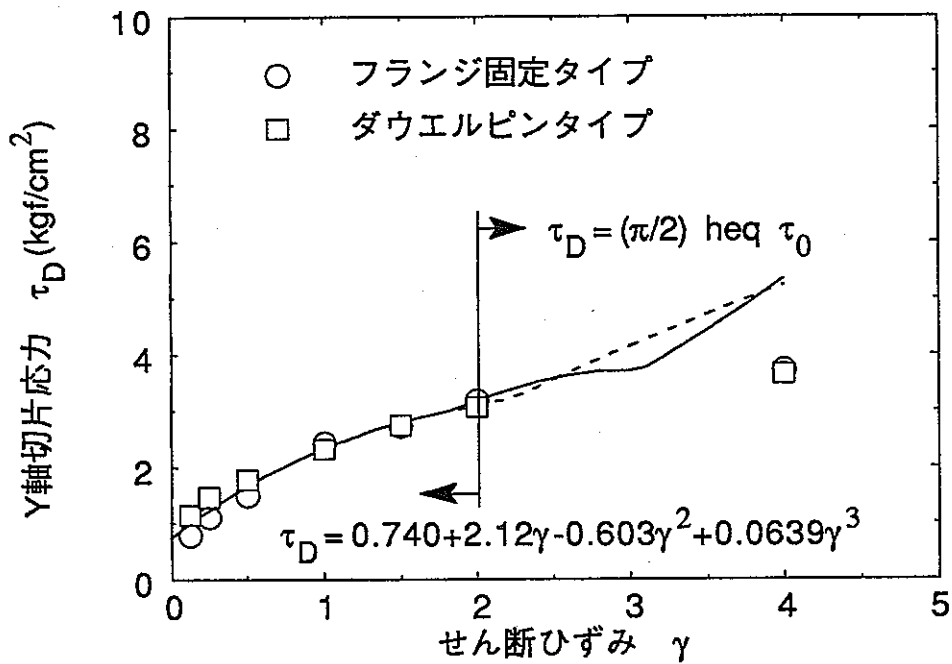


図3.1-68 Y軸切片応力  $\tau_D$  の定式化

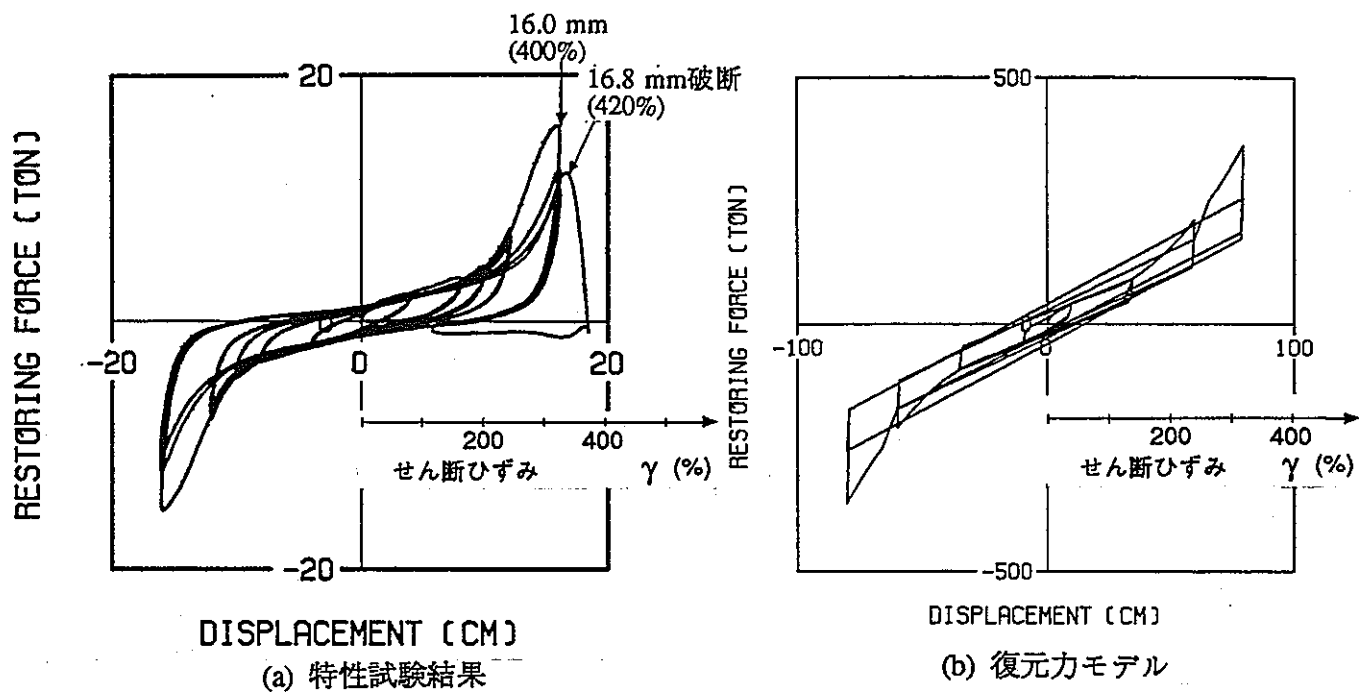


図3.1-69 フランジ固定タイプ高減衰積層ゴムの履歴曲線

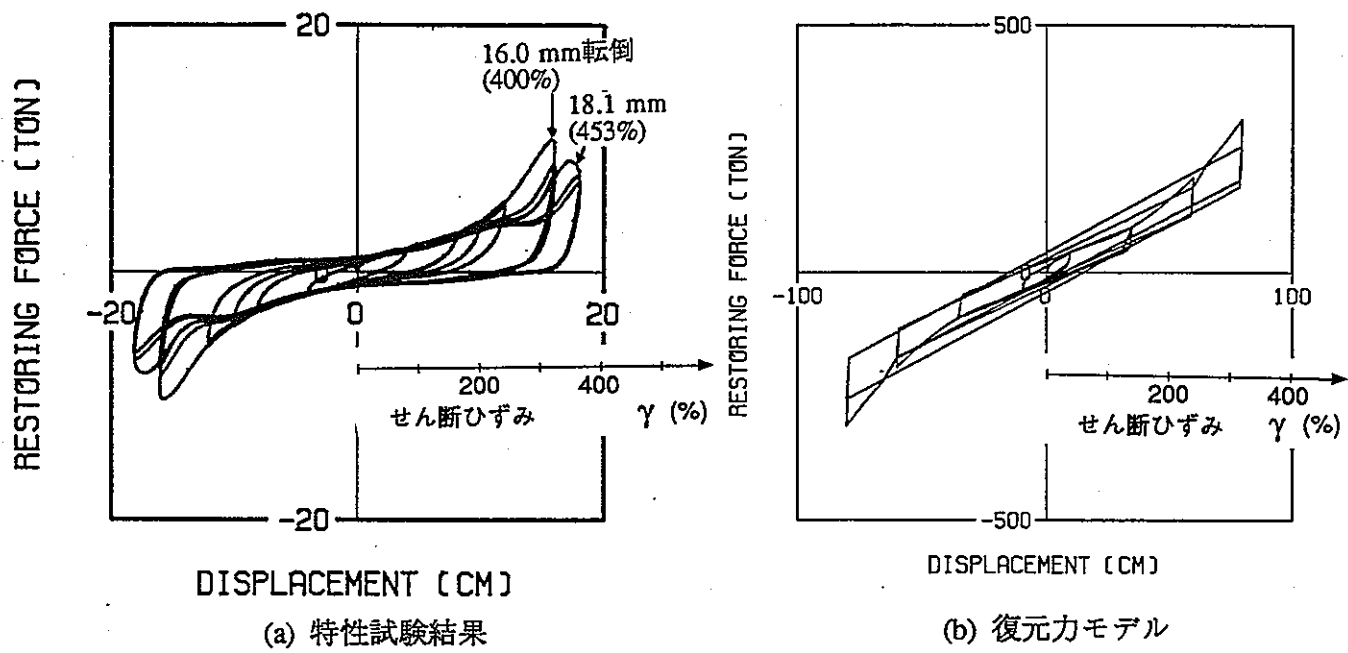


図3.1-70 ダウエルピンタイプ高減衰積層ゴムの履歴曲線

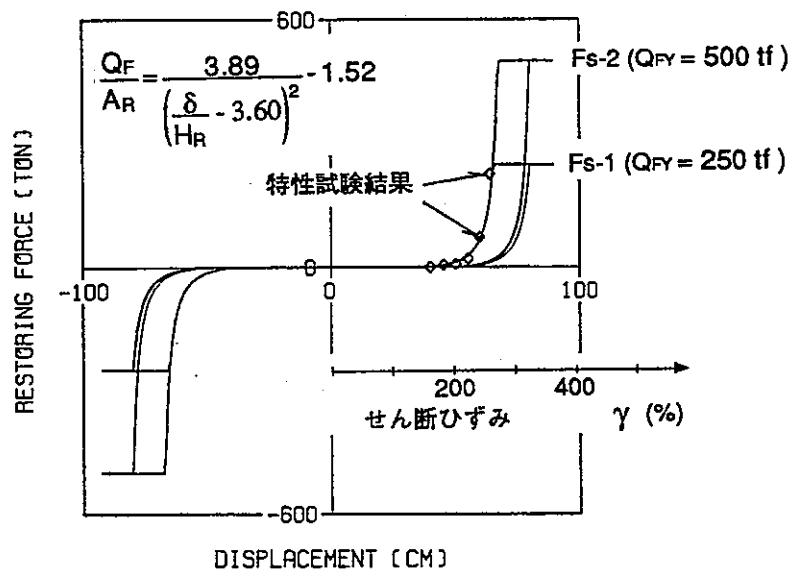


図3.1-71 ストッパーの履歴曲線

(4) 解析結果

解析は、前節で示した復元力モデルを用い、表3.1-12に示す解析ケースについて実施した。解析によって得られた、各解析モデルの応答履歴曲線を表中の各図番に示す。

表3.1-12 解析ケース一覧

解析モデル			入力地震動									
モデル名	積層ゴム	フェイルセーフ	EL CENTRO NS					HACHINOHE EW				
			50 kine	75 kine	100 kine	125 kine	150 kine	50 kine	75 kine	100 kine	125 kine	150 kine
B1F0	B-1	—	図3.1-72 (a)~(e)					図3.1-78 (a)~(e)				
B1F1	B-1	Fs-1	図3.1-73 (a)~(e)					図3.1-79 (a)~(e)				
B1F2	B-1	Fs-2	図3.1-74 (a)~(e)					図3.1-80 (a)~(e)				
B2F0	B-2	—	図3.1-75 (a)~(e)					図3.1-81 (a)~(e)				
B2F1	B-2	Fs-1	図3.1-76 (a)~(e)					図3.1-82 (a)~(e)				
B2F2	B-2	Fs-2	図3.1-77 (a)~(e)					図3.1-83 (a)~(e)				

注1) 積層ゴムのタイプ

B-1 : フランジ固定タイプ

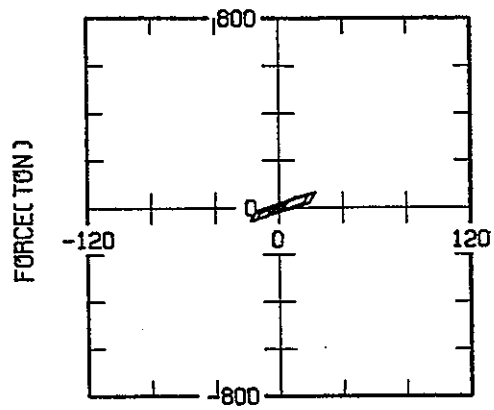
B-2 : ダウエルピンタイプ

注2) フェイルセーフのタイプ

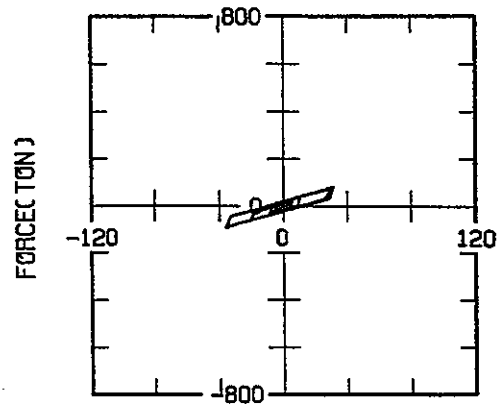
Fs-1 : 降伏点  $Q_F = 250 \text{ tf}$  ( $C=0.5$ )

Fs-2 : 降伏点  $Q_F = 500 \text{ tf}$  ( $C=1.0$ )

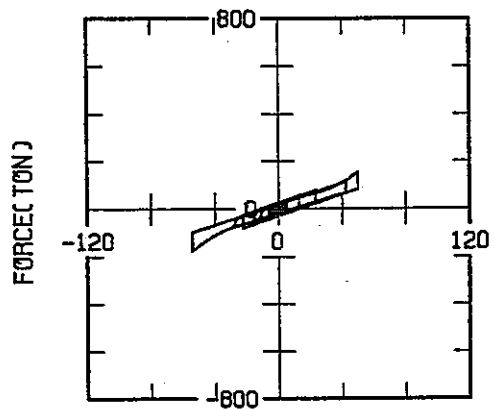
図3.1-84にフランジ固定タイプの最大せん断力-最大変位応答関係を、図3.1-85にダウエルピンタイプの最大せん断力-最大変位応答関係をまとめて示す。入力地震波の特性によって応答量に差異が生じているが、全体的傾向としては、ストッパーが作用すると、最大応答変位が抑制されるが、最大応答せん断力はストッパーが無い場合の1.1~3.0倍に増大することがわかる。



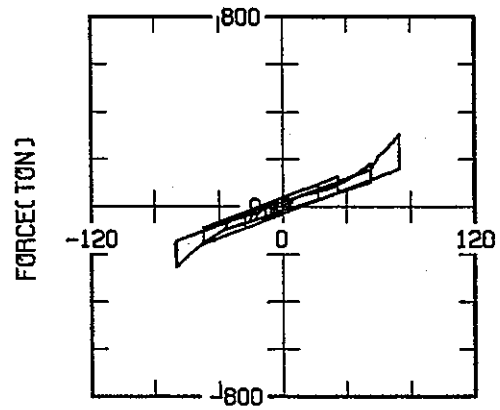
DISPLACEMENT(CM)  
(a) 50 kine 入力



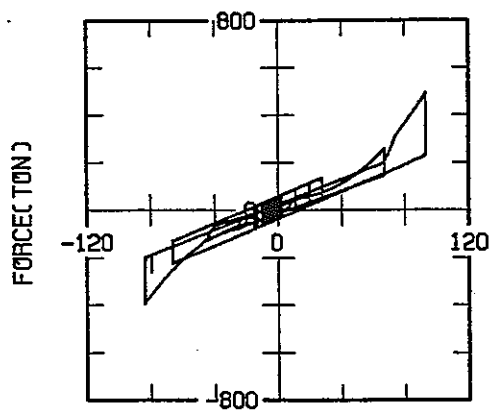
DISPLACEMENT(CM)  
(b) 75 kine 入力



DISPLACEMENT(CM)  
(c) 100 kine 入力



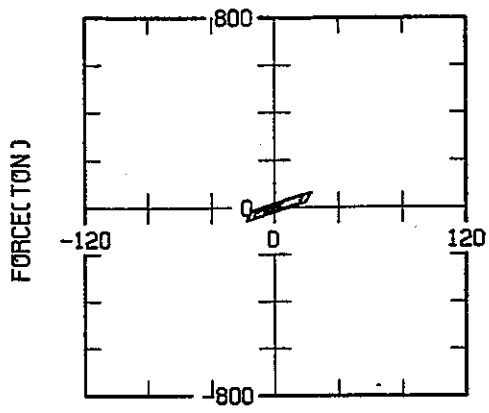
DISPLACEMENT(CM)  
(d) 125 kine 入力



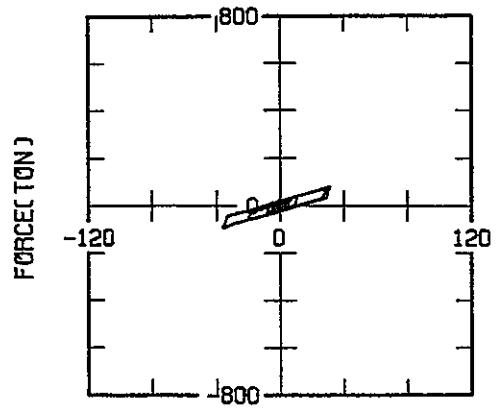
DISPLACEMENT(CM)  
(e) 150 kine 入力

図3.1-72 免震装置の応答履歴曲線 (モデルB1F0、入力EL CENTRO NS)

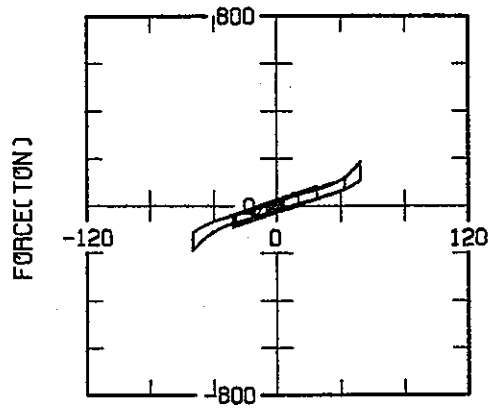




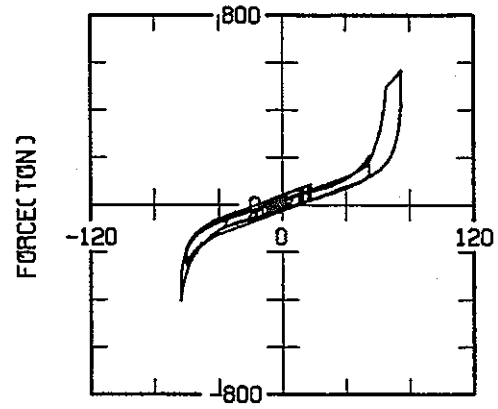
DISPLACEMENT(CM)  
(a) 50 kine 入力



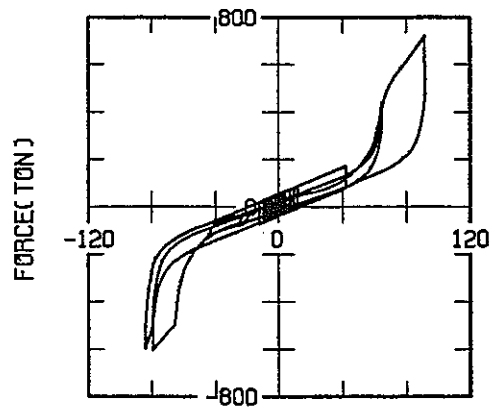
DISPLACEMENT(CM)  
(b) 75 kine 入力



DISPLACEMENT(CM)  
(c) 100 kine 入力

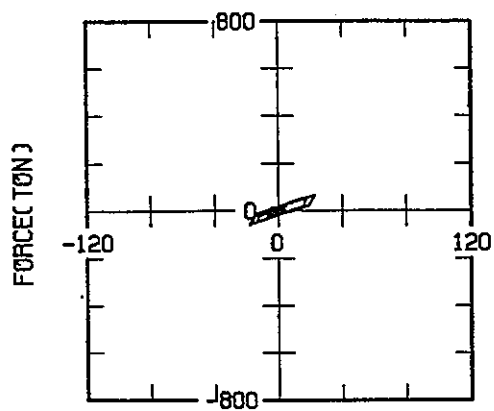


DISPLACEMENT(CM)  
(d) 125 kine 入力

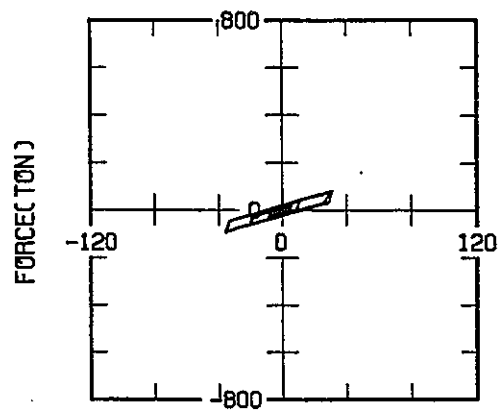


DISPLACEMENT(CM)  
(e) 150 kine 入力

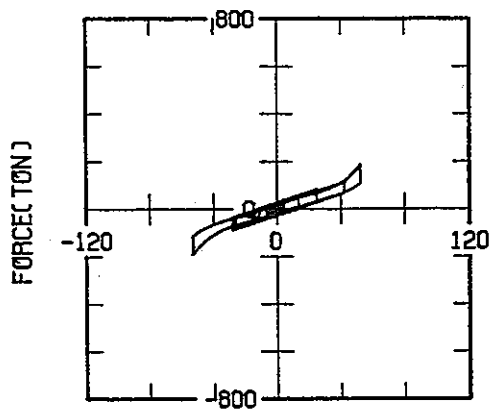
図3.1-73 免震装置の応答履歴曲線 (モデルB1F1、入力EL CENTRO NS)



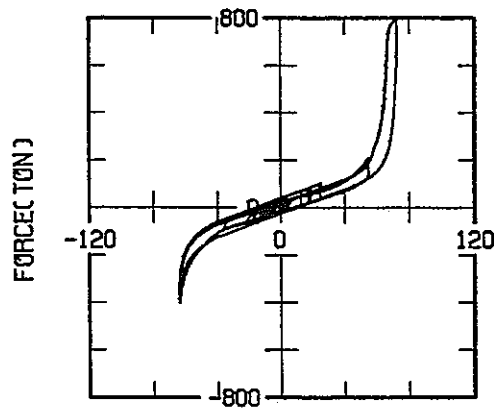
DISPLACEMENT(CM)  
(a) 50 kine 入力



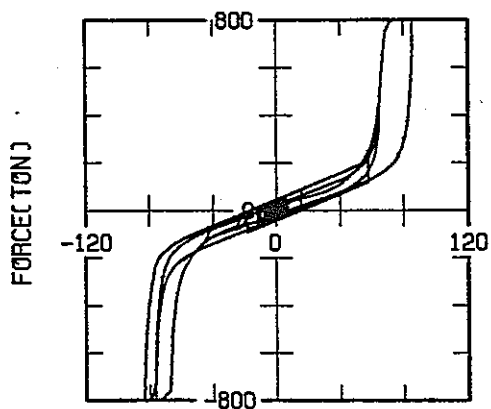
DISPLACEMENT(CM)  
(b) 75 kine 入力



DISPLACEMENT(CM)  
(c) 100 kine 入力



DISPLACEMENT(CM)  
(d) 125 kine 入力



DISPLACEMENT(CM)  
(e) 150 kine 入力

図3.1-74 免震装置の応答履歴曲線 (モデルB1F2、入力EL CENTRO NS)

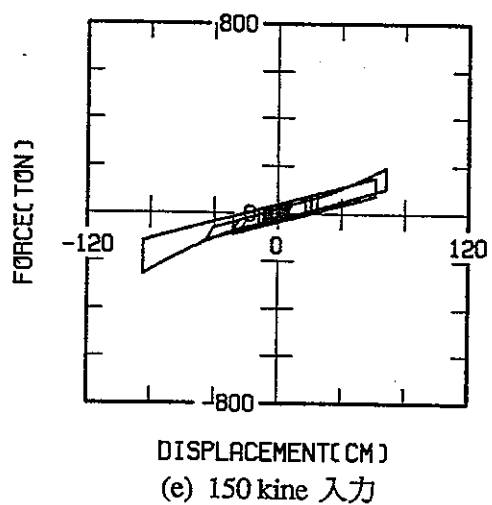
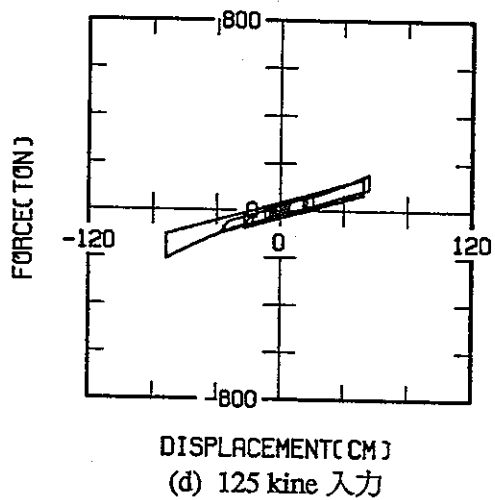
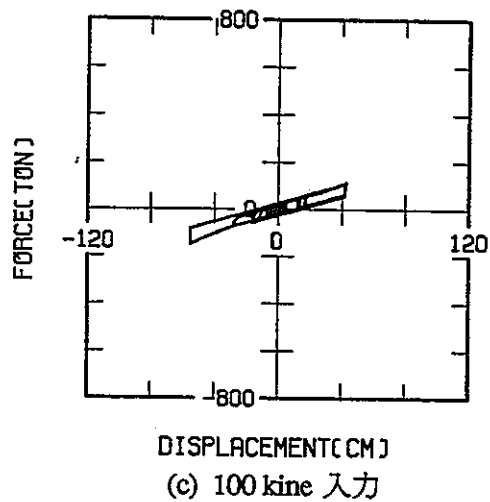
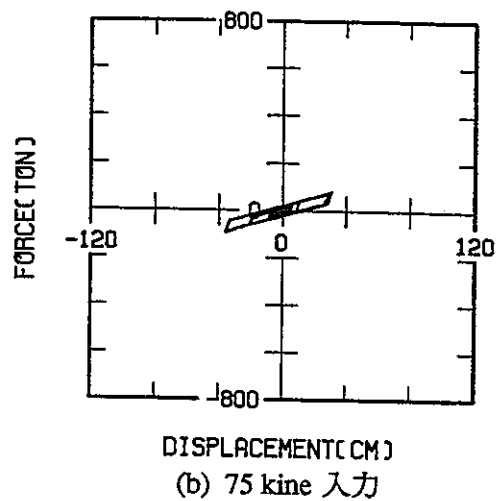
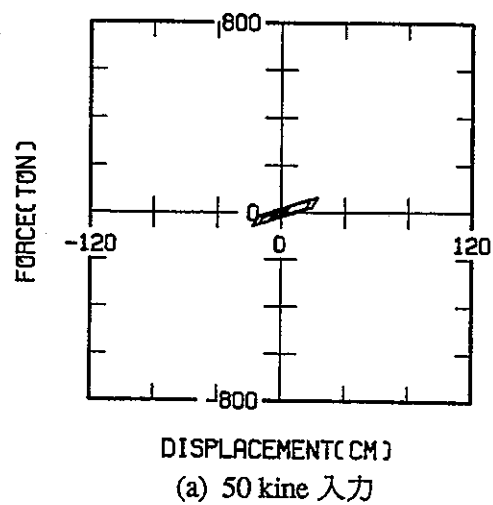
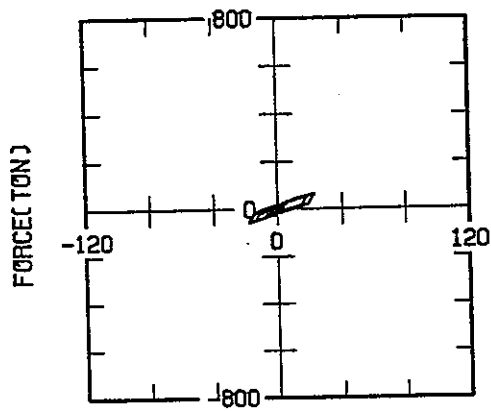
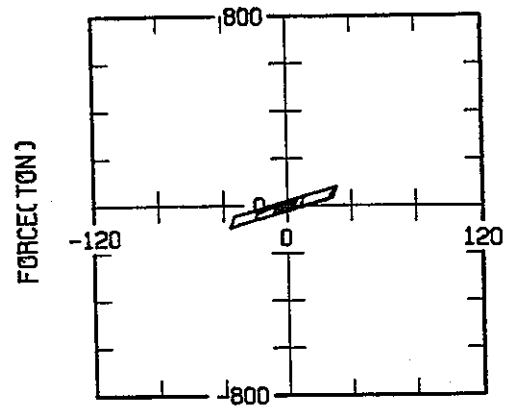


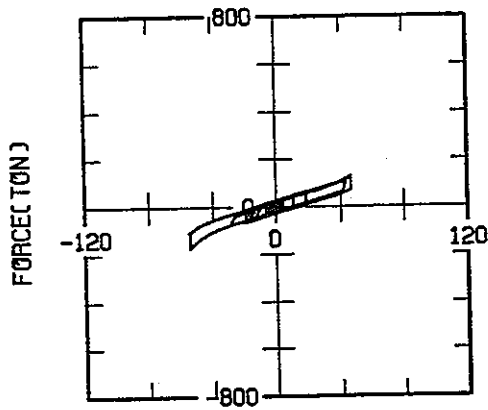
図3.1-75 免震装置の応答履歴曲線 (モデルB2F0、入力EL CENTRO NS)



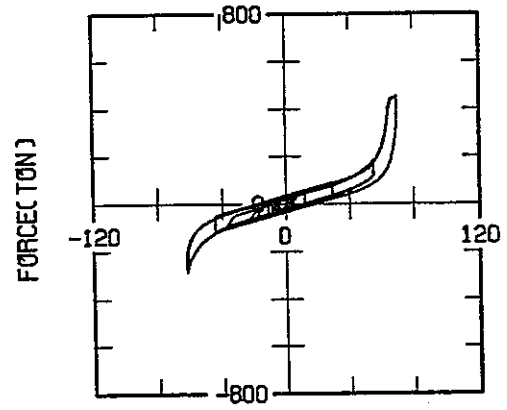
DISPLACEMENT(CM)  
(a) 50 kine 入力



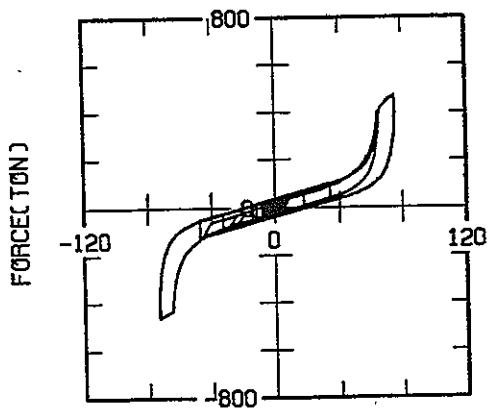
DISPLACEMENT(CM)  
(b) 75 kine 入力



DISPLACEMENT(CM)  
(c) 100 kine 入力

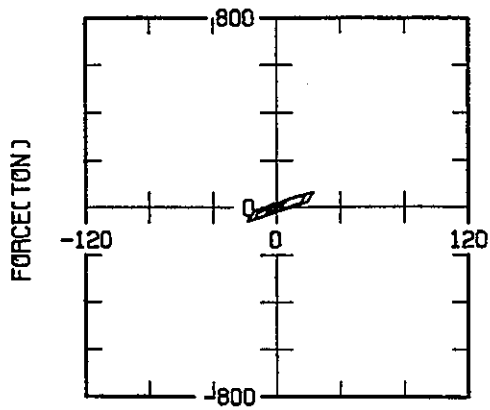


DISPLACEMENT(CM)  
(d) 125 kine 入力

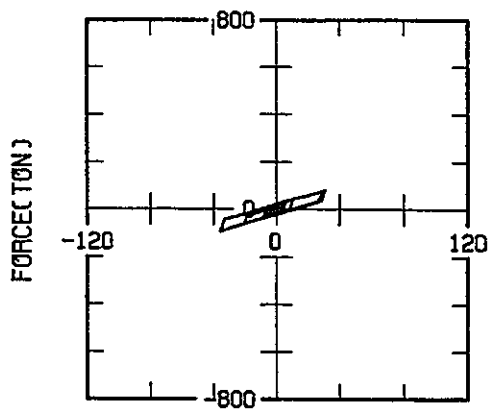


DISPLACEMENT(CM)  
(e) 150 kine 入力

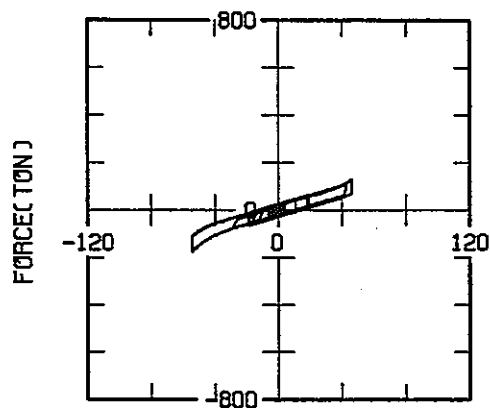
図3.1-76 免震装置の応答履歴曲線 (モデルB2F1、入力EL CENTRO NS)



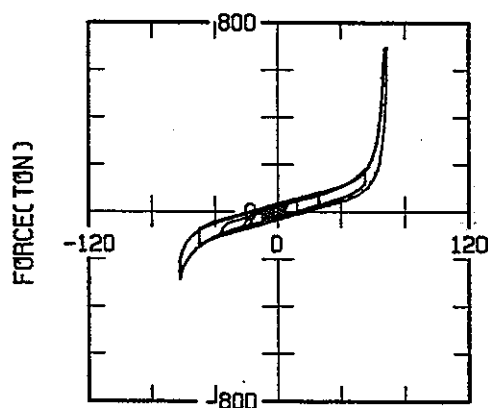
DISPLACEMENT(CM)  
(a) 50 kine 入力



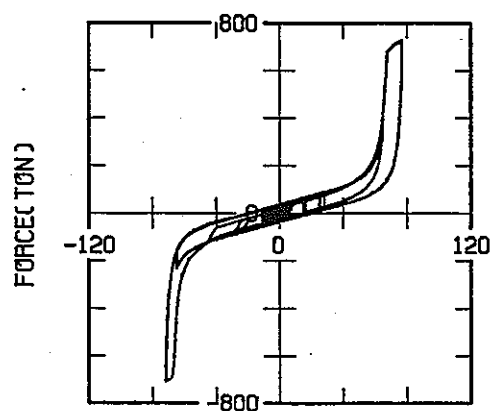
DISPLACEMENT(CM)  
(b) 75 kine 入力



DISPLACEMENT(CM)  
(c) 100 kine 入力

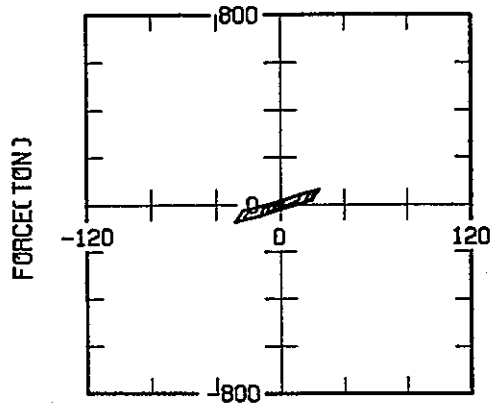


DISPLACEMENT(CM)  
(d) 125 kine 入力

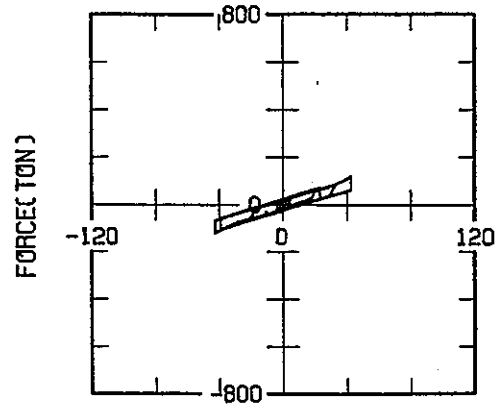


DISPLACEMENT(CM)  
(e) 150 kine 入力

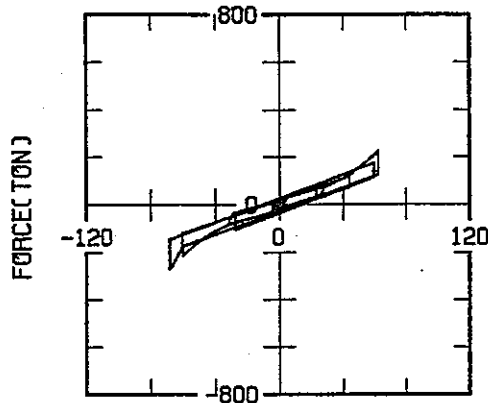
図3.1-77 免震装置の応答履歴曲線 (モデルB2F2、入力EL CENTRO NS)



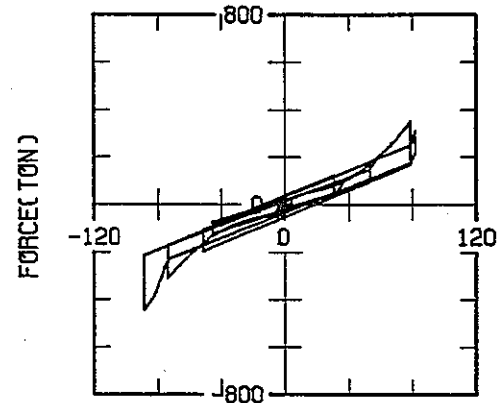
DISPLACEMENT(CM)  
(a) 50 kine 入力



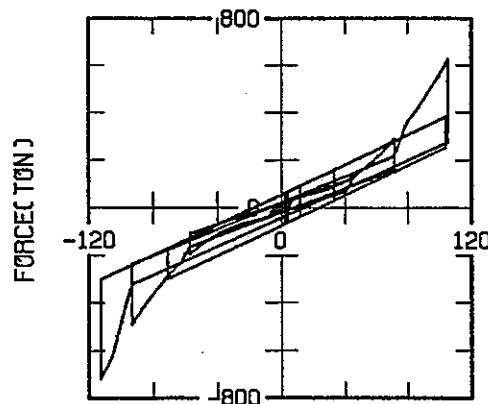
DISPLACEMENT(CM)  
(b) 75 kine 入力



DISPLACEMENT(CM)  
(c) 100 kine 入力

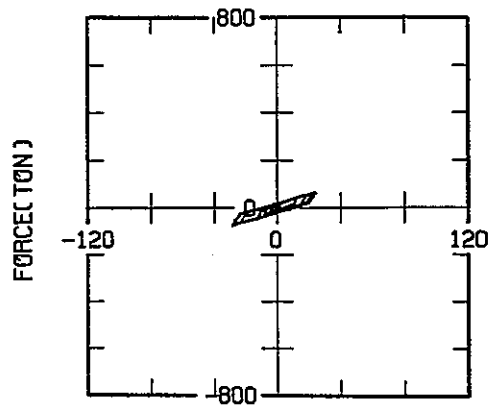


DISPLACEMENT(CM)  
(d) 125 kine 入力

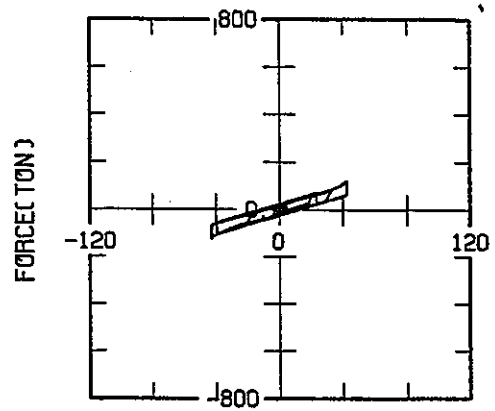


DISPLACEMENT(CM)  
(e) 150 kine 入力

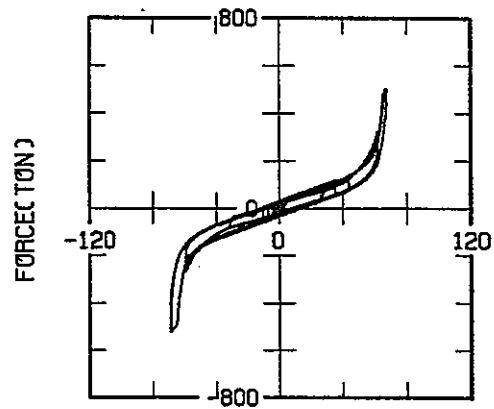
図3.1-78 免震装置の応答履歴曲線 (モデルB1F0、入力HACHINOHE EW)



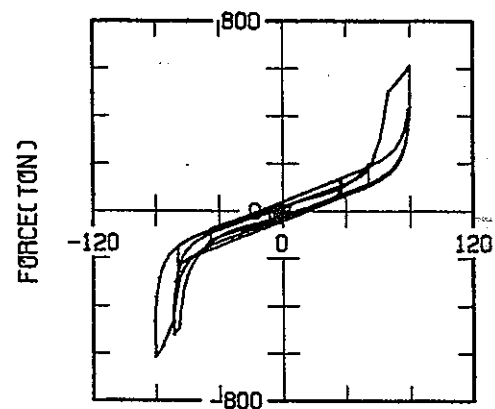
DISPLACEMENT(CM)  
(a) 50 kine 入力



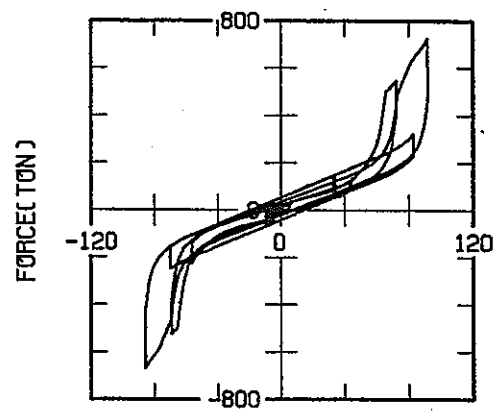
DISPLACEMENT(CM)  
(b) 75 kine 入力



DISPLACEMENT(CM)  
(c) 100 kine 入力

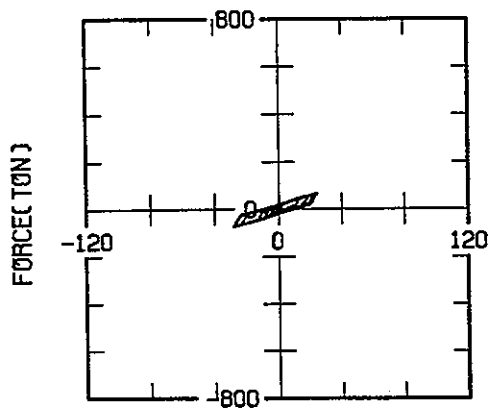


DISPLACEMENT(CM)  
(d) 125 kine 入力

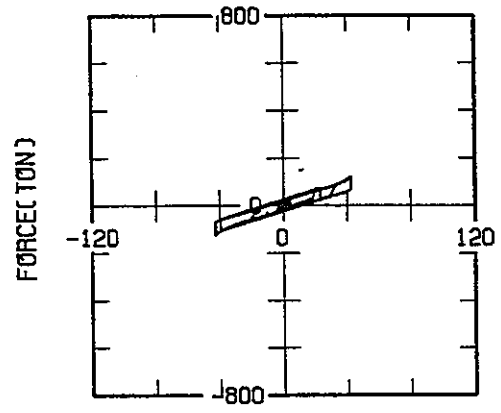


DISPLACEMENT(CM)  
(e) 150 kine 入力

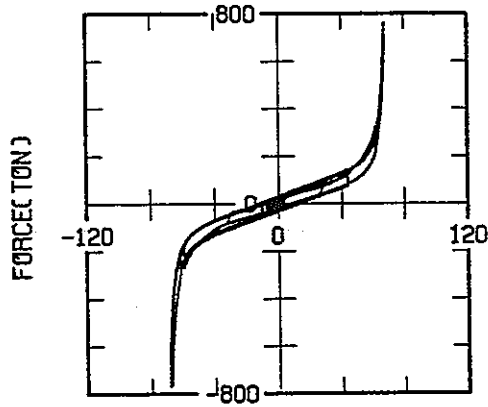
図3.1-79 免震装置の応答履歴曲線 (モデルB1F1、入力HACHINOHE EW)



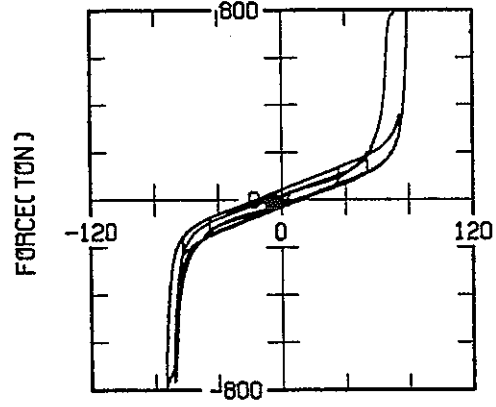
DISPLACEMENT(CM)  
(a) 50 kine 入力



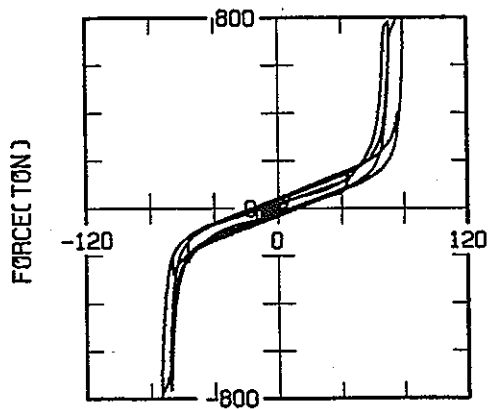
DISPLACEMENT(CM)  
(b) 75 kine 入力



DISPLACEMENT(CM)  
(c) 100 kine 入力



DISPLACEMENT(CM)  
(d) 125 kine 入力



DISPLACEMENT(CM)  
(e) 150 kine 入力

図3.1-80 免震装置の応答履歴曲線 (モデルB1F2、入力HACHINOHE EW)



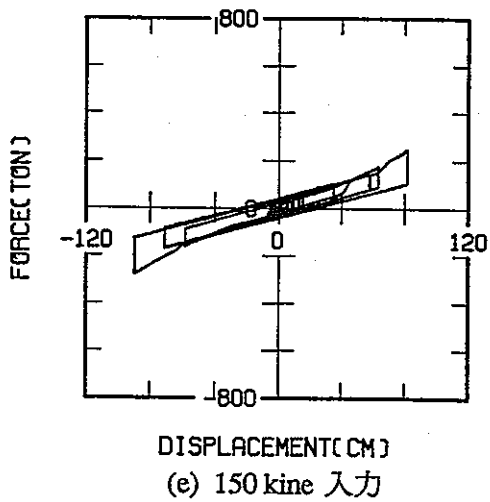
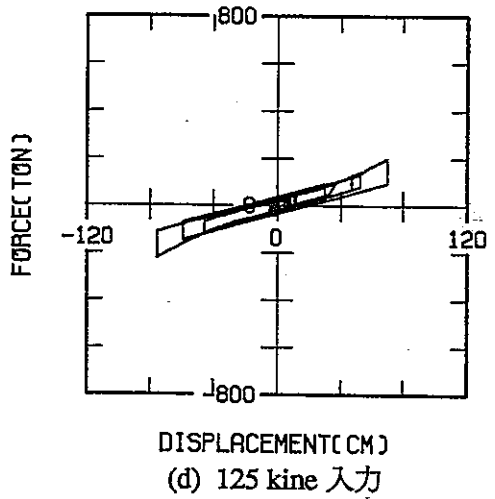
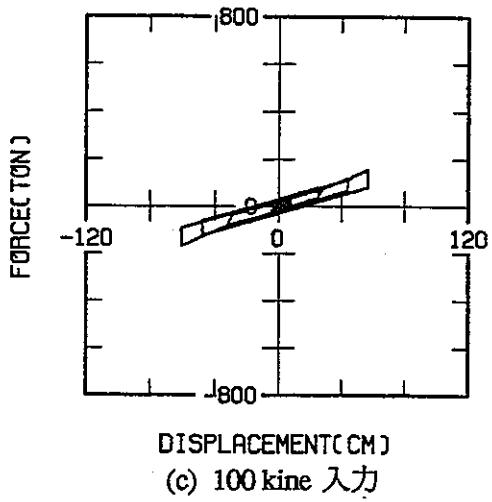
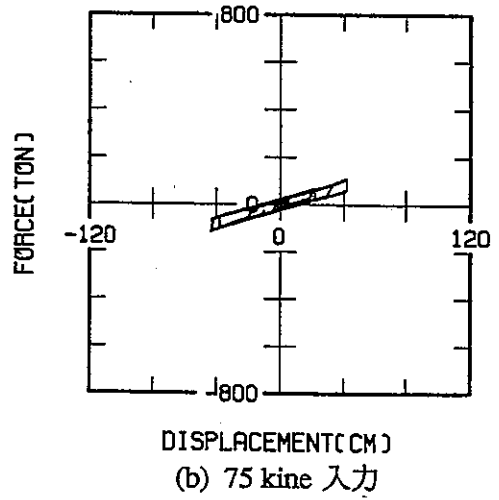
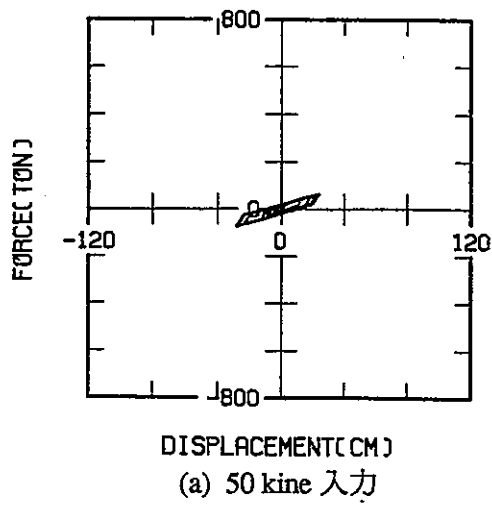
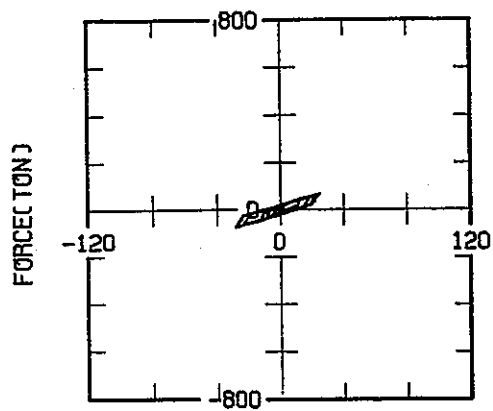
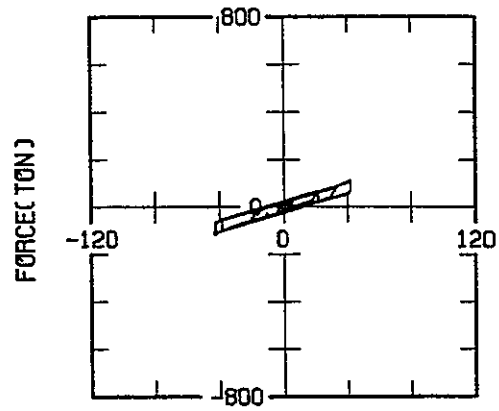


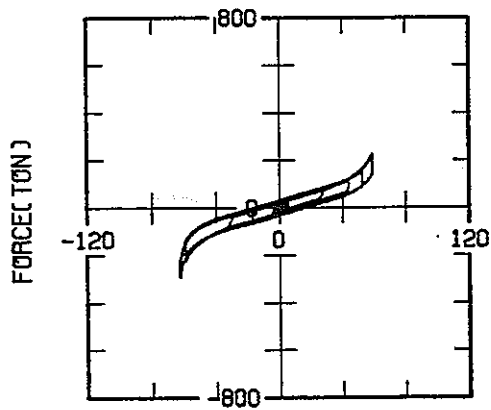
図3.1-81 免震装置の応答履歴曲線 (モデルB2F0、入力HACHINOHE EW)



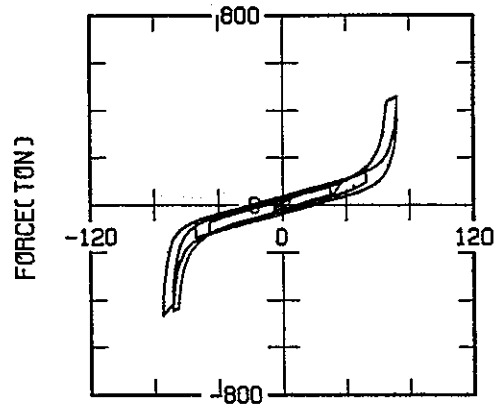
DISPLACEMENT(CM)  
(a) 50 kine 入力



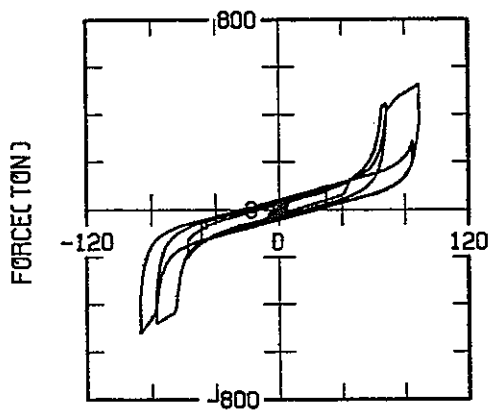
DISPLACEMENT(CM)  
(b) 75 kine 入力



DISPLACEMENT(CM)  
(c) 100 kine 入力

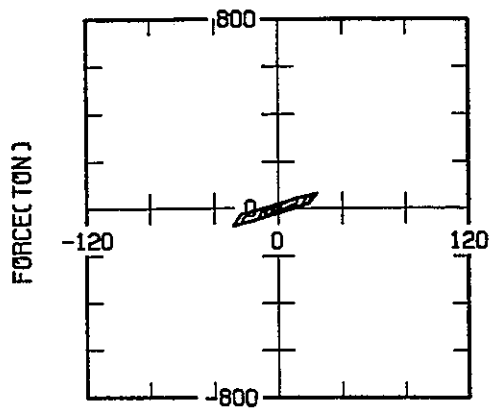


DISPLACEMENT(CM)  
(d) 125 kine 入力

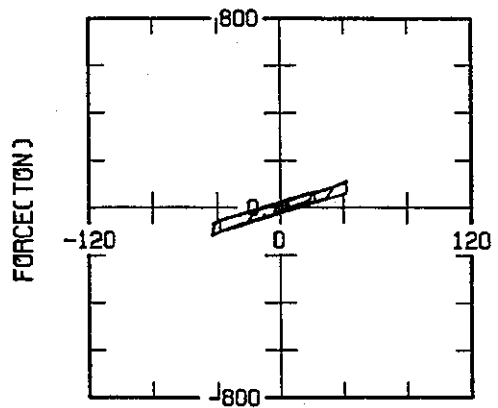


DISPLACEMENT(CM)  
(e) 150 kine 入力

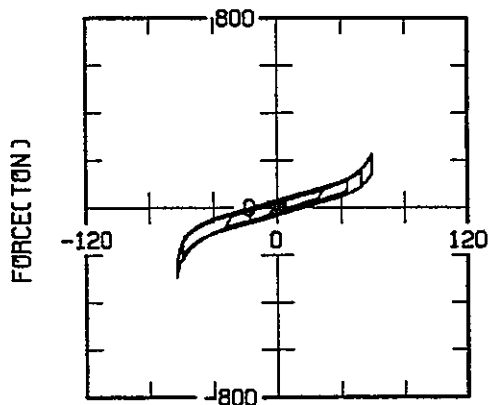
図3.1-82 免震装置の応答履歴曲線 (モデルB2F1、入力HACHINOHE EW)



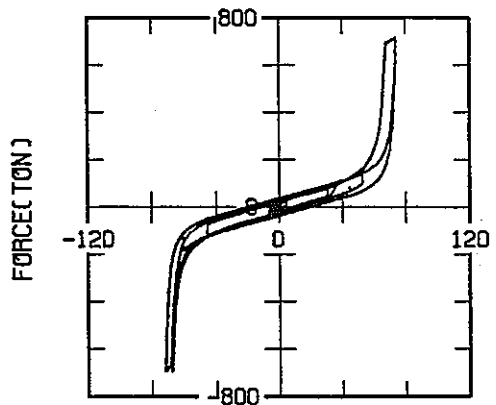
DISPLACEMENT(CM)  
(a) 50 kine 入力



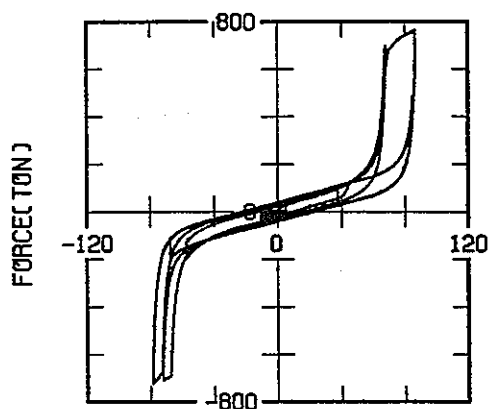
DISPLACEMENT(CM)  
(b) 75 kine 入力



DISPLACEMENT(CM)  
(c) 100 kine 入力

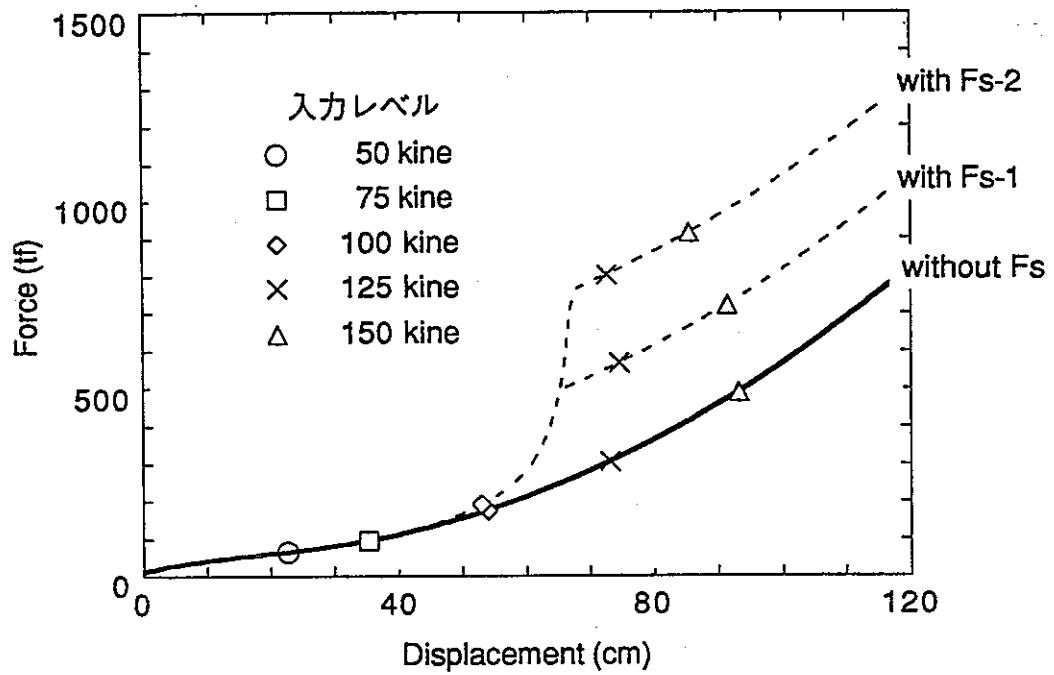


DISPLACEMENT(CM)  
(d) 125 kine 入力

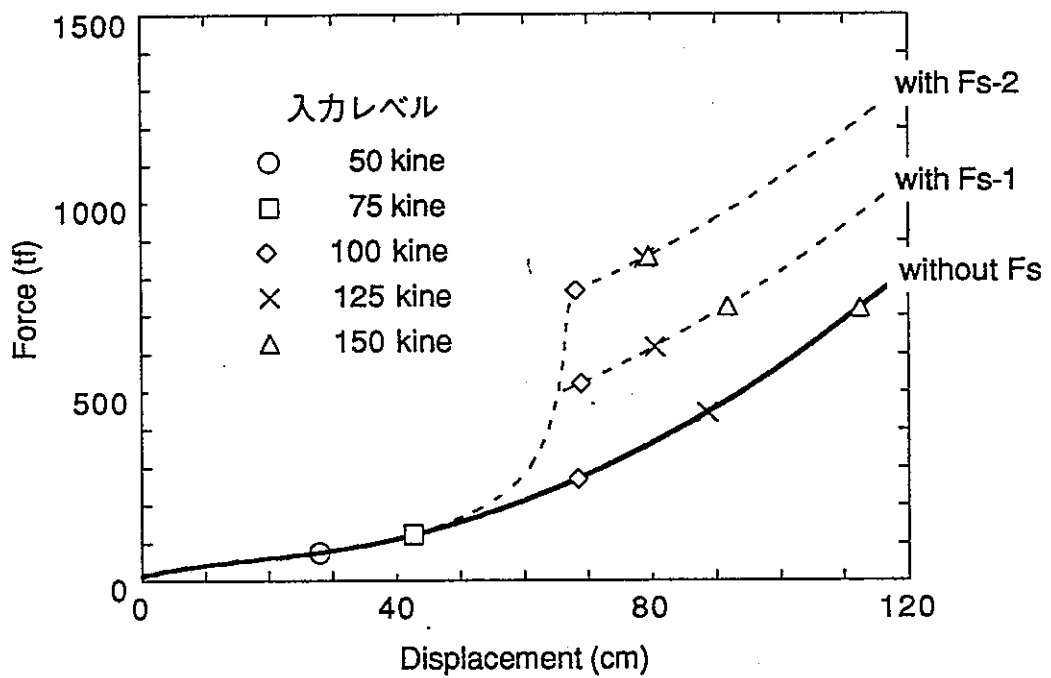


DISPLACEMENT(CM)  
(e) 150 kine 入力

図3.1-83 免震装置の応答履歴曲線 (モデルB2F2、入力HACHINOHE EW)

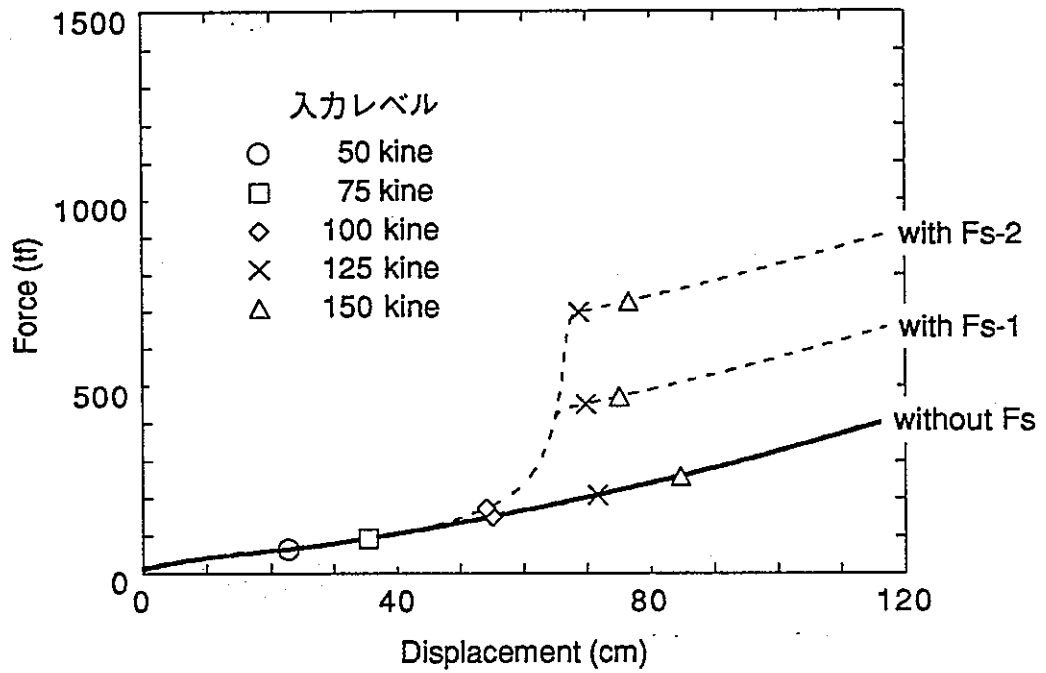


(a) EL CENTRO NS 入力

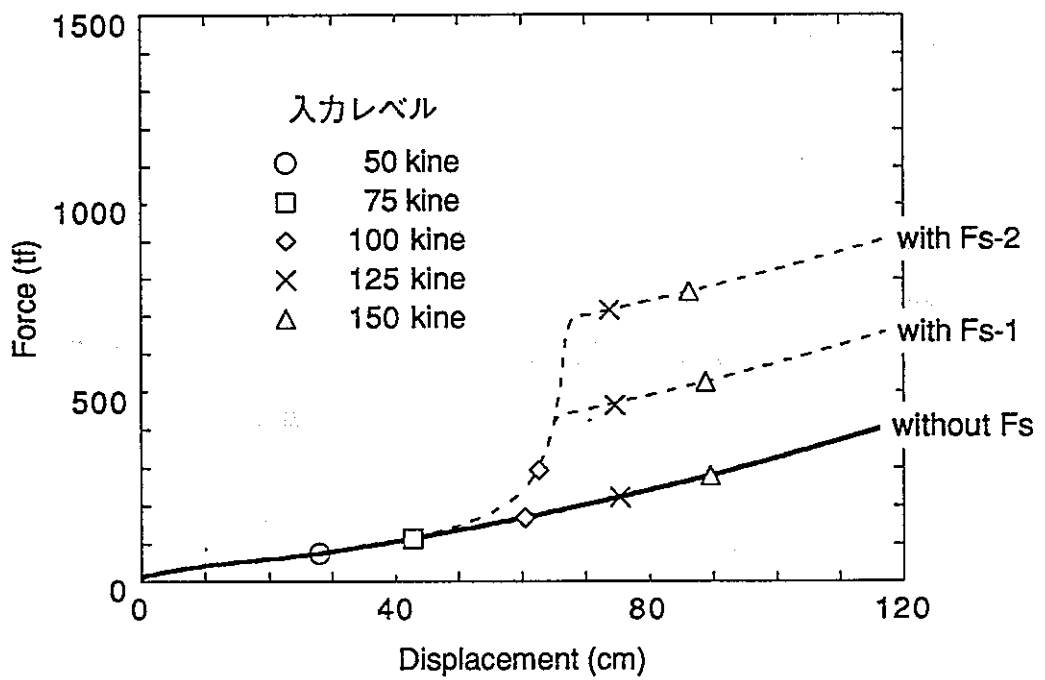


(b) HACHINOHE EW 入力

図3.1-84 フランジ固定タイプの免震層の最大応答値



(a) EL CENTRO NS 入力



(b) HACHINOHE EW 入力

図3.1-85 ダウエルピンタイプの免震層の最大応答値

### 3.1.5 まとめ

設計用地震力以上の地震入力があった場合にも、免震装置部の万一の共振に備えて、過大変形を確実に抑制し、かつ上部構造物及び内部の設備機器に過大な加速度入力を与えないようなフェイルセーフ機構の開発を目的として、実機適用検討、特性試験及び地震応答解析を行った。

#### (1) フェイルセーフ機構の実機適用検討

昭和63年度に開発試作したハードニングストッパタイプのフェイルセーフ機構の実機適用性について、定格荷重500tonクラスの高減衰積層ゴムに付加する場合を例にとって検討を行った。その結果、現段階では高減衰積層ゴムの大变形時の挙動及び終局状態について明らかにされていない点が多いが、過大変形時の免震装置の信頼性を確保する方法として、フェイルセーフ機構の設定方法の例を示すことができた。

また、フェイルセーフ機構を付加した場合の地震時の応答を把握するために、簡単な1質点系のモデルによって応答解析を実施した。その結果以下のことがらが明らかとなった。

- ① エルセントロNS波入力の場合 55kine 程度、八戸EW波入力の場合 75kine 程度の入力で、水平変位が 40cm ( $\gamma=200\%$ ) を越えてフェイルセーフ機構が作動し始める。
- ② フェイルセーフ機構が作動することによって、フェイルセーフ機構が無い場合に比べて変形が抑えられ加速度が増加する傾向が現れる。この傾向は、フェイルセーフ機構の剛性を大きく設定したモデルの方が、よりはっきりと現れている。
- ③ フェイルセーフ機構が履歴面積を持ち、減衰特性を有するモデルのほうが線形の剛性のみを持つモデルよりも、応答変位、応答加速度がやや小さくなる傾向が見られた。

#### (2) フェイルセーフ機構の特性試験

高減衰積層ゴムとハードニングストッパタイプのフェイルセーフ機構を組合せた免震システムの特性を評価するために、定格荷重500tonクラスの免震システムの1/5縮小試験体を製作し、アクチュエータによる加力試験を実施した。その結果以下の特性を把握することができた。

### ① フェイルセーフ機構の基本特性

フェイルセーフ機構単独の加力試験を行った結果、6種類のゴム材料を用いたフェイルセーフ機構はいずれも滑らかなハードニング特性を示すことが明らかとなった。しかしながら、当初ねらいとしていた特性と比較すると、ハードニングの開始変位がやや大きく、1つのゴム材料以外は剛性がやや柔らかすぎるということが明らかとなった。

### ② 高減衰積層ゴムのせん断ひずみ200%までの基本特性

高減衰積層ゴムの小変形領域での基本特性として、以下のことが明らかとなった。

- ・ [繰返し依存性] 同一変位振幅を繰返し受けると、初期3サイクルで復元力が約10%程度低下するが、それ以降の繰返しにおいてはほとんど変化しない。
- ・ [変形履歴依存性] 大きな水平変形を受けた後、その変形範囲内における復元力が低下する傾向がある。今回の試験体の場合、水平変位12cm ( $\gamma = 300\%$ )の変形を受けた後、水平変位8cm ( $\gamma = 200\%$ )以下における復元力は約30%低下していた。
- ・ [変位振幅依存性] 等価水平剛性は変位振幅に対し非線形性を有し、水平変位4cm ( $\gamma = 100\%$ )では初期の剛性の1/3程度に低下し、水平変位8cm ( $\gamma = 200\%$ )まで、その値は安定する。
- ・ [振動数依存性] 加振振動数  $f = 0.05\text{Hz}$  と  $f = 0.5\text{Hz}$  では、等価水平剛性、等価減衰定数の変動は非常に小さい。
- ・ [接合方法による影響] 今回の試験体 (形状係数  $S_2 = 4$ ) では、せん断ひずみ  $\gamma = 200\%$  以下の領域においては、ダウエルピンタイプ特有のダウエル接合面の剥離現象が生じず、両接合タイプはほとんど同じような履歴曲線を描き、上記の特性についても、共通の傾向を示した。

### ③ 高減衰積層ゴムの大变形領域での特性

高減衰積層ゴムの大变形領域での特性として、以下のことが明らかとなった。

- ・ フランジ固定タイプの場合、大变形領域において剛性が増大するハードニングの特性を示す。終局状態はゴムの破断であり、破断時のひずみは400%~500%である。
- ・ ダウエルピンタイプの場合、大变形領域におけるハードニングの傾向は見られ

ず、むしろソフトニングの傾向を示す。また、ダウエルピンタイプの場合にはゴムの破断が生じず、ダウエル接合面の剥離が起こり積層ゴムの側面が上下載荷面に接触する転倒状態となる。今回の試験体（2次形状係数 $S_2 = 4$ ）の場合、接合面の剥離は水平変位8cm ( $\gamma = 200\%$ ) 辺りより生じ、水平変位16cm ( $\gamma = 400\%$ ) では完全に転倒状態となる。

- ・両接合タイプとも、大きな変形を繰返し受けることにより、復元力が大きく低下し、3サイクル目には初期の復元力の30%程度低下する。
- ・積層ゴムの鉛直荷重を増大させた場合、両接合タイプとも、大変形領域における復元力が低下し、積層ゴムの沈込み変位が水平繰返しによって累積増加していく。

これらのことにより、両接合タイプとも、せん断ひずみで300%以上の繰返し変形を受けることは非常な負担であり、これ以下に水平変位を止めることが、今回開発しているハードニングストッパータイプのフェイルセーフ機構のねらいとなろう。また、積層ゴムの鉛直荷重を増大させて用いる場合には、さらに変位量を小さく抑える必要がある。

#### ④ フェイルセーフ機構の有無による特性の比較

フェイルセーフ機構単独、高減衰積層ゴム単独及びそれら組合せたモデルの各試験結果を比較することにより、以下のことが明らかとなった。

- ・フェイルセーフ機構と高減衰積層ゴムの組合せの復元力は、それぞれの復元力を足し合わせることでほぼ一致する。
- ・フェイルセーフ機構を付加させることによって、水平変位10cm ( $\gamma = 250\%$ ) より急激に復元力が増大し、水平変位12.5cm ( $\gamma = 310\%$ ) ぐらいでフェイルセーフ機構が無い場合の最大復元力の値に達する。これは、ねらいとした特性と比べると、変位がやや大きすぎるものであり、もうすこし早くフェイルセーフ機構を効かせるよう調整する必要があると思われる。

#### (3) フェイルセーフ付き免震装置の地震応答予備解析

縮小試験体の特性試験結果を参考として装置の復元力特性のモデル化を行い、地震応答予備解析を実施した。その結果以下の知見が得られた。

- ① 免震装置の特性試験結果を用い、高減衰積層ゴムの大変形領域までの復元力特性



をモデル化することができた。

- ② ストッパーを有する免震構造物の応答解析を行うことにより、ストッパーが作用した場合の免震装置の変位応答およびせん断力応答に関する設計用資料が蓄積できた。

## 3.2 地震観測及び入力地震動の策定

### 3.2.1 目的及び設置場所の選定

免震構造モデルは、振動台試験によって基本的な動特性を把握しているが、用いている地震波は、あるサイトで過去に記録されたものか、ある条件を設定して作成した人工地震波、もしくは正弦波であり、免震構造物を設置すべき敷地の地盤特性及びサイスミシティを、厳密に反映したものでないことは云うまでもない。

したがって、免震構造物の敷地と想定される実際の地盤において、自然地震による免震構造物の動特性の確認、及び遠方の大地震の表面波などによるやや長周期地震動が記録できれば、免震設計上も有用であると考えられるため、地盤と免震構造物の自然地震観測を実施することとした。その上で、地盤の波動伝播特性、過去の被害地震等を総合的に勘案して東海事業所における免震構造として限界と考えられる入力地震動を策定することとした。

当面、動燃の核燃料施設建設の中心が東海事業所であることから対象敷地を東海事業所とした。また、地震観測期間を約3年間と限ったこと、免震装置の極限状態を実現したいこと、茨城県中部地方では中小地震が頻発するが大地震はほとんど記録されていないこと、などの条件により、免震構造モデルの設置場所として、東海事業所構内の比較的軟弱な地盤を選定した。その結果、地盤の卓越周期が免震構造モデルの固有周期に近くなり、中小地震でも免震構造物が大きく揺れることにより、積層ゴムに大きな変形が生じることを期待した。なお、免震構造物設置位置図を図3.2.1に、敷地の地質柱状図及び諸定数を図3.2.2に示す。

### 3.2.2 地震観測のシステム

地震観測において加速度は、3成分サーボ型加速度計を基盤層（第三紀砂質泥岩）及び地表面に、1成分サーボ型加速度計を基礎マット上及び免震構造モデル上部に、変位は、1成分相対変位計を基礎マット上に免震構造モデル底盤部に対して設置した。

加速度計及び変位計の配置及び断面を図3.2.3に示す。また、地震観測装置システムの概念を図3.2.4に、システムの仕様を表3.2.1に、加速度計及び変位計のチャンネル対応を表3.2.2に示す。

表 3.2.1 地震観測装置の仕様

項 目	仕 様	備 考
<b>総合特性</b>		
記録範囲	0.03 ~ 1000 gal	
ダイナミックレンジ	86 db以上	
周波数特性	0.1 ~ 30 Hz	
<b>加速度計</b>		
方 式	サーボ型加速度計	速度帰還方式
成 分	1 成分用, 3 成分用	SA-155, 156, 355
最大測定	1000 gal	
<b>変位計</b>		
方 式	相対変位計	
成 分	1 成分用	DP-100
最大測定	200 mm	
<b>増幅器</b>		
チャンネル数	14 チャンネル	SAG-12
アッテネーター	3. 10. 30. 100. 300. 1000 gal	
最大測定	1000 gal	
<b>デジタル集録装置</b>		
A/D 変換器	16 bit	SAMTAC-160-48
サンプリング周波数	100 Hz, 200Hz	
遅延時間	10 秒 (100Hz)	
チャンネル数	48 Ch	
総合分解能	フルスケールの1/20000	
水晶時計	月. 日. 時. 分. 秒. 表示	
自動修正	NHKラジオ時報により1/100秒以内の精度で修正	
記録方式	デジタル磁気テープ方式	
使用磁気テープ	1600 BPI	
記録時間	約35分 (サンプリング 100Hz時)	
起動方式	3Ch, AND, OR方式	
<b>最大値表示</b>		
プリントアウトチャンネル数	48 チャンネル	
内容	地震発生時刻及び、全チャンネル最大値	
<b>停電対策</b>		
無停電電源装置	10分の停電保償	YUMIC-1010
使用蓄電池	鉛蓄電池	
<b>電 源</b>	AC-100V	

表3.2.2 加速度計及び変位計のチャンネル対応表

チャンネル	設置位置	方向	計測項目	単位
CH01 CH02 CH03	地中-39.5m (基盤)	Y (NS成分) X (EW" ) Z (UD" )	加速度 " "	gal " "
CH04 CH05 CH06	地表- 0.8m	Y (NS成分) X (EW" ) Z (UD" )	加速度 " "	gal " "
CH07 CH08 CH09 CH10	基礎マット上	X (W側、NS成分) X (E側、NS" ) Y (S側、EW" ) Y (N側、EW" )	加速度 " " "	gal " " "
CH11 CH12 CH13 CH14	基礎マット上	Z (W側、NS" ) Z (E側、NS" ) Z (S側、EW" ) Z (N側、EW" )	加速度 " " "	gal " " "
CH30 CH31 CH32 CH33 CH34	免震構造モデル (上部床上面)	X (E側、NS" ) Y (S側、EW" ) Y (N側、EW" ) Z (E側、NS" ) Z (S側、EW" )	加速度 " " " "	gal " " " "
CH35 CH36 CH37	免震構造モデル (下部床側面)	X (E側、NS" ) Y (S側、EW" ) Y (N側、EW" )	変位 " "	mm " "

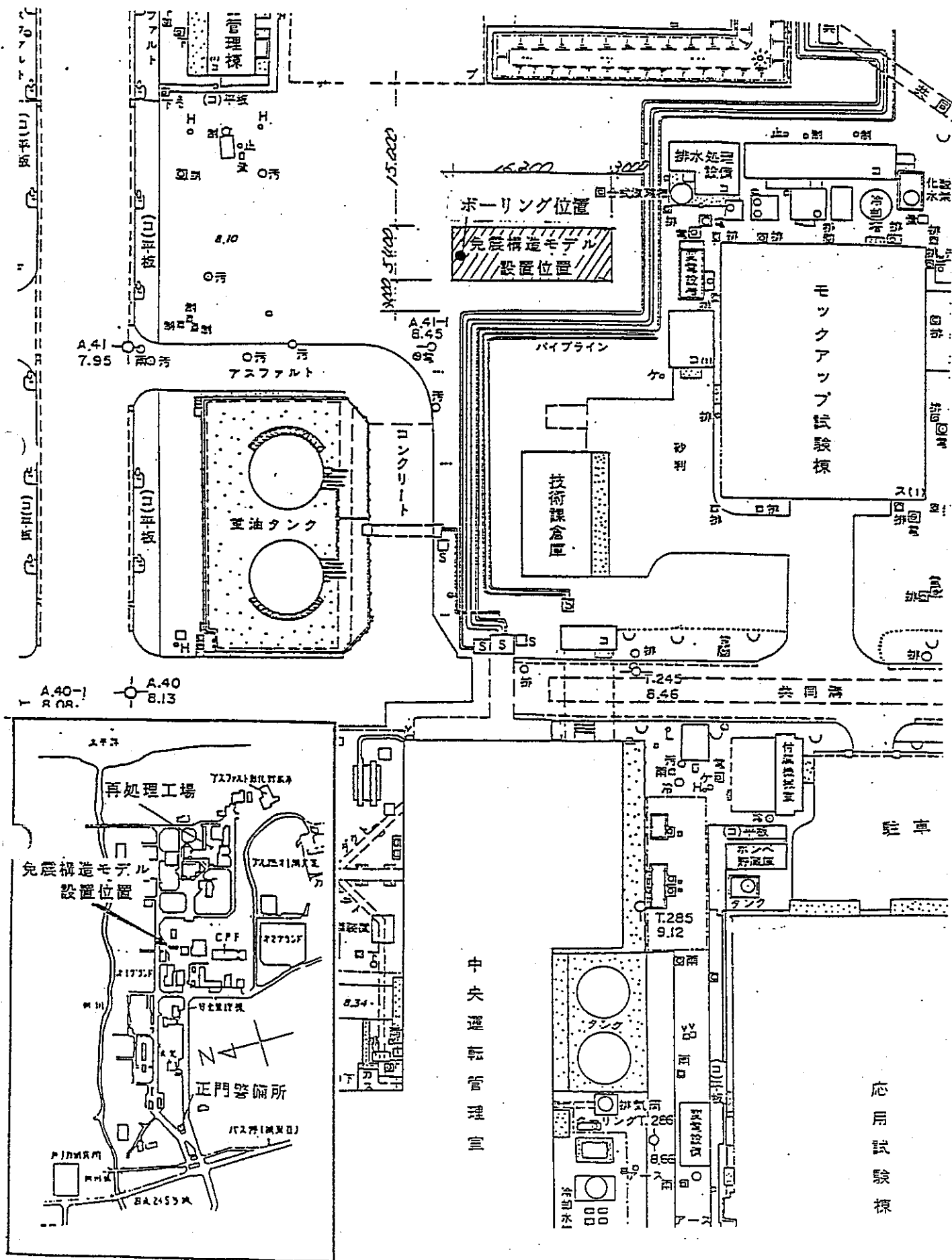


図 3.2.1 免震構造モデル設置位置図

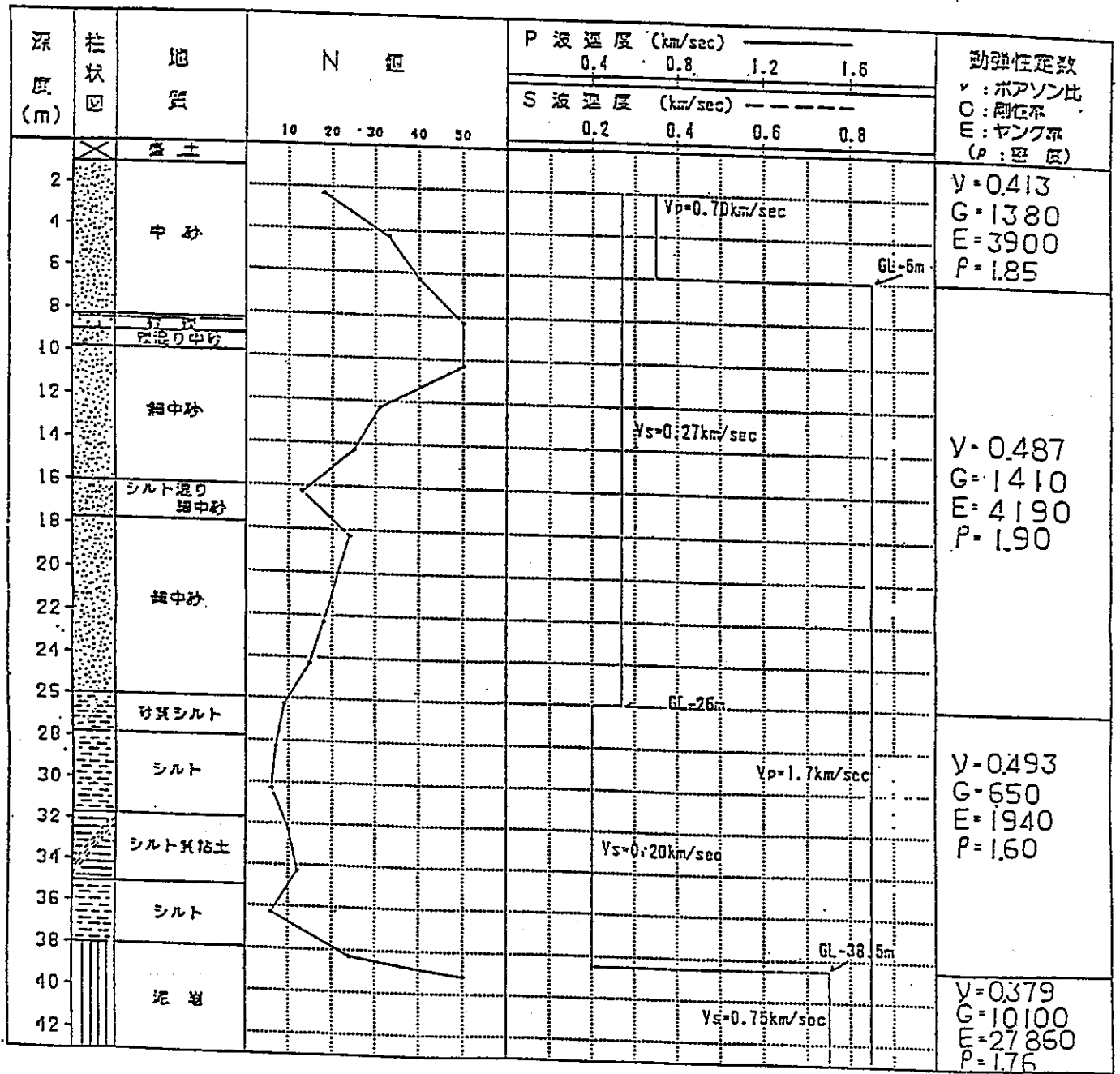


図 3.2.2 地質柱状図及び諸定数

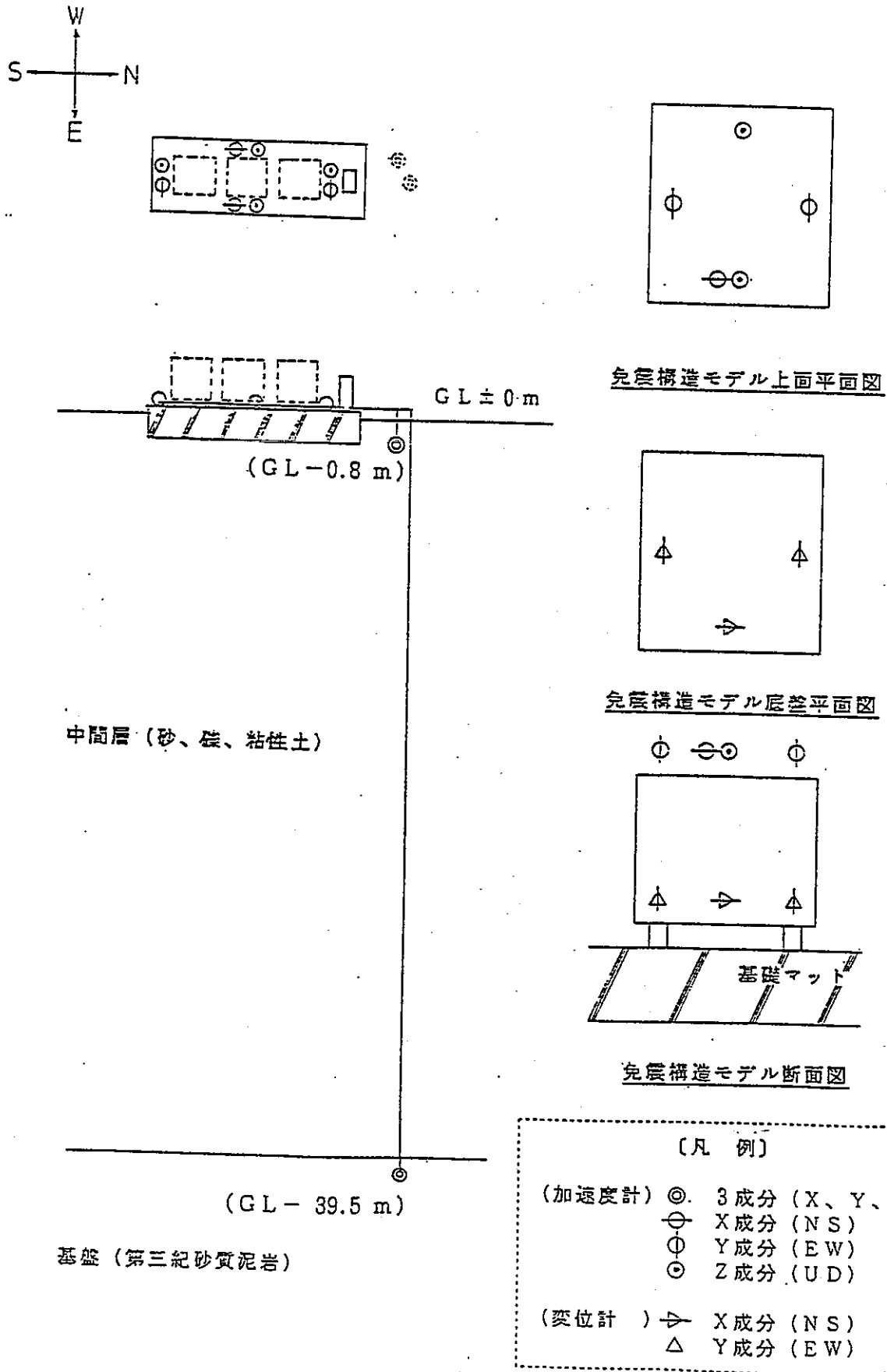


図3.2.3 加速度計及び変位計の配置及び断面図

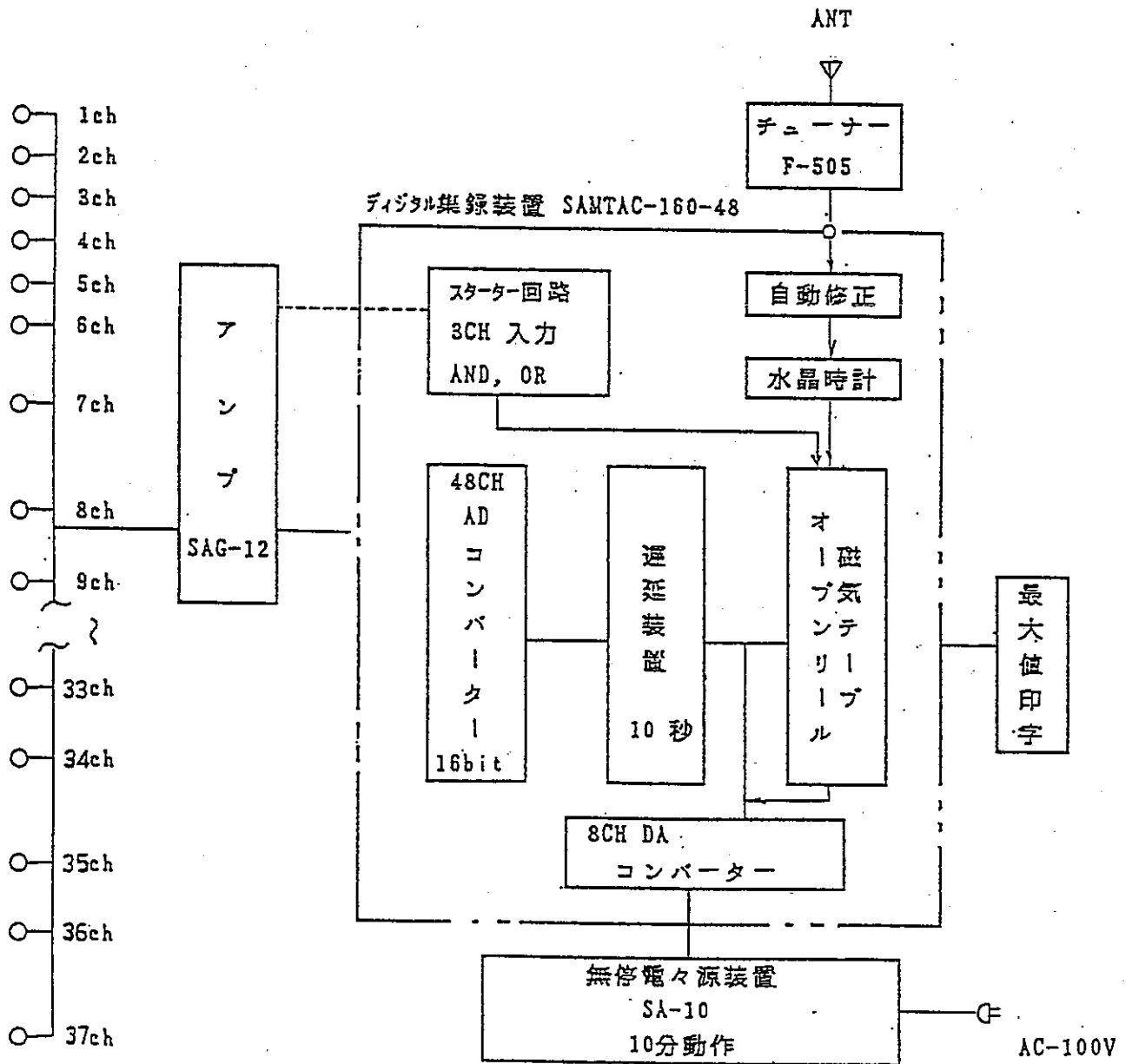


図3.2.4 地震観測装置システムの概念図



### 3.2.3 観測記録

地震観測は、昭和63年10月より、全チャンネルについて開始した。

平成3年6月25日までに観測された地震は合計55波で、基盤での最大加速度は、101.2gal、地表面での最大加速度は157.7galであった。観測地震の一覧を表3.2.3(1)～(4)に、観測地震の規模、震央位置及び震源深さを図3.2.5に、その震源深さ分布断面を図3.2.6に、観測地震動波形の一例（平成2年5月3日鹿島灘の地震）を図3.2.7(1)～(2)に示す。

これらによると、本地震観測サイトにおいて観測している地震の震源位置は、敷地周辺、茨城県沖、千葉県北部及び茨城県南西部に分類することができる。また、震源深さは、海から陸へ向かって深くなる傾向にあり、これは、敷地周辺で発生した歴史地震（図3.2.5の破線の円）にも同様な傾向が見られる。ただし、相対的な震源深さは、歴史地震の方が今回観測された地震より浅い。

観測した地震を上記の4地域に分類し、各々の地域について代表的な地震の基盤での加速度応答スペクトルを図3.2.8(1)～(2)に、速度応答スペクトルの比較を図3.2.9(1)～(3)に、加速度のオービットを図3.2.10(1)～(4)に示す。これらによると、茨城県沖及び敷地周辺の地震は、比較的短周期成分が多く、茨城県南西部及び千葉県北部の地震は比較的やや長周期成分が多いことが伺える。また、各地域に共通して、基盤での加速度のオービットはEW方向に主軸を有する傾向がある。

表 3.2.3(1) 観測地震一覧

No.	地震観測 時刻	震源地	震度 (水戸)	マグニチュード	震央距離 (km)	深さ (km)	最大加速度(gal)	
							基盤	地表面
1	88.10.19 9: 9:13	福島県沖	2	5.8	128	33	X 3.00 Y 3.00	X 6.80 Y 5.70
2	88.10.31 1:25:21	茨城県南西部	2	3.8	50.5	56	X 2.60 Y 2.90	X 5.10 Y 8.50
3	88.11.22 15:22:27	茨城県東部	—	—	24.3	98	X 1.87 Y 1.30	X 3.92 Y 4.64
4	88.11.23 13: 9:16	福島県沖	2	4.7	77.3	52	X 1.77 Y 1.77	X 5.69 Y 5.04
5	88.12.13 23:55:36	鹿島灘	1	3.7	15.5	45	X 2.66 Y 5.13	X 8.07 Y 10.96
6	88.12.28 18: 2:32	茨城県南西部	2	4.3	71.4	53	X 2.54 Y 2.01	X 5.40 Y 6.44
7	88.12.30 4:10: 7	茨城県沖	3	4.8	42.4	47	X 9.80 Y 5.47	X 19.04 Y 14.33
8	89. 1. 7 3:53: 0	茨城県沖	1	4.8	108.7	42	X 2.03 Y 1.45	X 4.25 Y 3.56
9	89. 1. 7 4: 8:52	茨城県沖	2	5.6	108.0	32	X 2.99 Y 2.84	X 8.00 Y 7.78
10	89. 1. 8 7:11:54	茨城県沖	2	4.6	74.0	21	X 1.22 Y 1.69	X 3.31 Y 4.93
11	89. 1.28 16:35:55	鹿島灘	3	4.4	8.3	51	X 13.06 Y 15.12	X 31.28 Y 31.38
12	89. 2. 4 19:57:20	福島県沖	3	5.3	118.7	57	X 6.98 Y 5.48	X 19.81 Y 18.49
13	89. 2.19 21:27:28	茨城県南西部	4	5.6	76.2	54	X 23.12 Y 19.17	X 50.74 Y 43.91
14	89. 2.27 16.58: 9	茨城県南西部	2	3.7	42.4	64	X 1.57 Y 2.10	X 4.57 Y 4.72
15	89. 3. 6 23:40: 1	千葉県北部	3	5.9	81.0	61	X 8.04 Y 5.99	X 23.93 Y 16.90

表3.2.3(2) 観測地震一覧

No.	地震観測 時刻	震源地	震度 (水戸)	マグニチュード	震央距離 (km)	深さ (km)	最大加速度(gal)	
							基盤	地表面
16	89. 3.10 8:37:19	茨城県沖	3	4.6	36.0	44	X 5.34 Y 7.17	X 15.00 Y 20.36
17	89. 3.10 14:14:32	茨城県中部	1	3.9	31.4	70	X 3.82 Y 3.85	X 11.28 Y 8.90
18	89. 3.11 16:12:34	茨城県南部	3	4.9	57.1	42	X 8.40 Y 7.64	X 23.67 Y 20.30
19	89. 3.17 20:52:19	茨城県南西部	2	3.9	69.5	58	X 2.01 Y 1.60	X 5.02 Y 5.10
20	89. 3.18 1:37:47	千葉県北部	2	5.2	79.0	58	X 2.11 Y 2.11	X 6.25 Y 6.54
21	89. 4.25 18:11:06	茨城県中部	2	3.6	8.1	61	X 6.06 Y 4.29	X 12.93 Y 8.18
22	89. 4.26 2:18:51	千葉県北部	3	5.3	56.7	65	X 6.01 Y 6.23	X 15.06 Y 11.87
23	89. 4.26 5:45:42	茨城県沖	3	4.7	56.2	91	X 8.40 Y 4.82	X 22.18 Y 17.22
24	89. 4.27 1:47:51	茨城県沖	2	3.9	36.8	46	X 2.93 Y 2.26	X 4.75 Y 6.13
25	89. 4.28 0:27:25	福島県沖	2	4.9	129.2	53	X 1.68 Y 1.57	X 4.37 Y 4.50
26	89. 4.29 22:50:29	茨城県沖	2	4.1	35.1	50	X 3.30 Y 3.37	X 8.62 Y 8.12
27	89. 5. 9 2:51:35	茨城県南西部	2	4.7	51.9	70	X 2.16 Y 2.44	X 5.11 Y 5.25
28	89. 5.21 1:37: 8	茨城県沖	2	4.2	37.8	39	X 3.16 Y 2.82	X 5.47 Y 6.30
29	89. 6. 1 13:40:15	福島県沖	2	4.8	108.3	55	X 1.77 Y 1.84	X 6.67 Y 4.43
30	89. 6. 2 5:40: 6	鹿島灘	1	3.1	7.6	54	X 1.88 Y 1.98	X 4.73 Y 6.42

表 3.2.3(3) 観測地震一覧

No.	地震観測時刻	震源地	震度 (水戸)	マグニチュード	震央距離 (km)	深さ (km)	最大加速度 (gal)	
							基盤	地表面
31	89. 6. 14 9:17:35	福島県沖	2	4.5	64.0	66	X 2.90 Y 2.58	X 6.36 Y 7.74
32	89. 6. 17 8:44:54	静岡県沖	3	6.8	590.	378	X 6.52 Y 5.13	X 12.50 Y 12.21
33	89. 6. 28 18:22:52	鹿島灘	1	3.3	3.8	55	X 2.24 Y 2.47	X 5.64 Y 5.43
34	89. 8. 4 4:29:20	茨城県沖	1	3.6	29.4	39	X 5.01 Y 3.89	X 10.70 Y 12.41
35	89. 8. 18 3:47: 2	福島県沖	1	4.4	98.7	61	X 1.26 Y 1.03	X 3.92 Y 2.55
36	89. 8. 26 9:11:59	茨城県沖	3	5.2	34.1	40	X 13.51 Y 14.71	X 33.40 Y 42.47
37	89.12. 9 2:33:41	茨城県沖	4	5.6	44.3	46	X 34.41 Y 33.24	X 79.45 Y 53.05
38	89.12.14 13:25:23	茨城県沖	3	4.5	56.7	43	X 4.60 Y 6.34	X 15.23 Y 12.21
39	89.12.22 9:33: 0	茨城県沖	3	4.8	43.7	40	X 8.62 Y 8.94	X 16.55 Y 21.24
40	89.12.25 17:47:37	茨城県沖	3	4.5	35.7	34	X 12.19 Y 7.28	X 25.36 Y 21.62
41	90. 1. 1 18: 3:22	茨城県中部	3	4.3	3.8	55	X 23.02 Y 15.33	X 79.86 Y 33.83
42	90. 2. 12 2:46:22	茨城県沖	4	5.5	37.0	40	X 12.18 Y 13.81	X 34.97 Y 24.91
43	90. 2. 13 17: 5:14	茨城県沖	3	4.7	47.0	44	X 5.45 Y 4.58	X 11.10 Y 13.00
44	90. 2. 22 6:41:43	茨城県中部	3	3.7	12.6	56	X 14.61 Y 11.65	X 28.37 Y 28.49
45	90. 2. 23 5:41:28	茨城県中部	3	3.8	5.5	53	X 20.33 Y 14.58	X 48.21 Y 33.08

表3.2.3(4) 観測地震一覧

No.	地震観測 時刻	震源地	震度 (水戸)	マグニチュード	震央距離 (km)	深さ (km)	最大加速度(gal)	
							基盤	地表面
46	90. 4. 9 0:53:19	茨城県南西部	3	4.6	70.5	57	X 10.60 Y 6.56	X 18.98 Y 12.41
47	90. 5. 3 16:45:52	鹿島灘	4	5.3	8.6	52	X 90.90 Y 53.58	X157.70 Y130.84
48	90. 5.29 23:23:32	茨城県中部	2	4.1	13.8	52	X 23.15 Y 22.14	X 54.51 Y 50.23
49	90. 6. 1 10:22:42	千葉県東方沖	3	6.0	90.0	59	X 7.39 Y 5.43	X 15.66 Y 12.12
50	90. 6.15 9: 6:24	茨城県中部	2	—	11.4	61	X 5.19 Y 6.37	X 11.42 Y 13.37
51	90. 7. 4 3:32:39	茨城県南部	3	5.1	64.3	74	X 8. Y 5.	X 14. Y 14.
52	90. 8. 5 12:36:35	茨城県沖	4	5.8	43.0	37	X 28.29 Y 15.95	X 57.61 Y 46.12
53	90.10. 6 23:33:10	茨城県中部	4	5.0	10.5	51	X101.19 Y 62.64	X143.13 Y111.06
54	90.10.24 20:27:35	茨城県中部	2	4.6	12.1	100	X 6.76 Y 7.39	X 19.49 Y 15.69
55	91. 6.25 12:49:35	茨城県東方沖	4	5.1	37.1	49	X 24.16 Y 47.39	X 57.21 Y 82.20

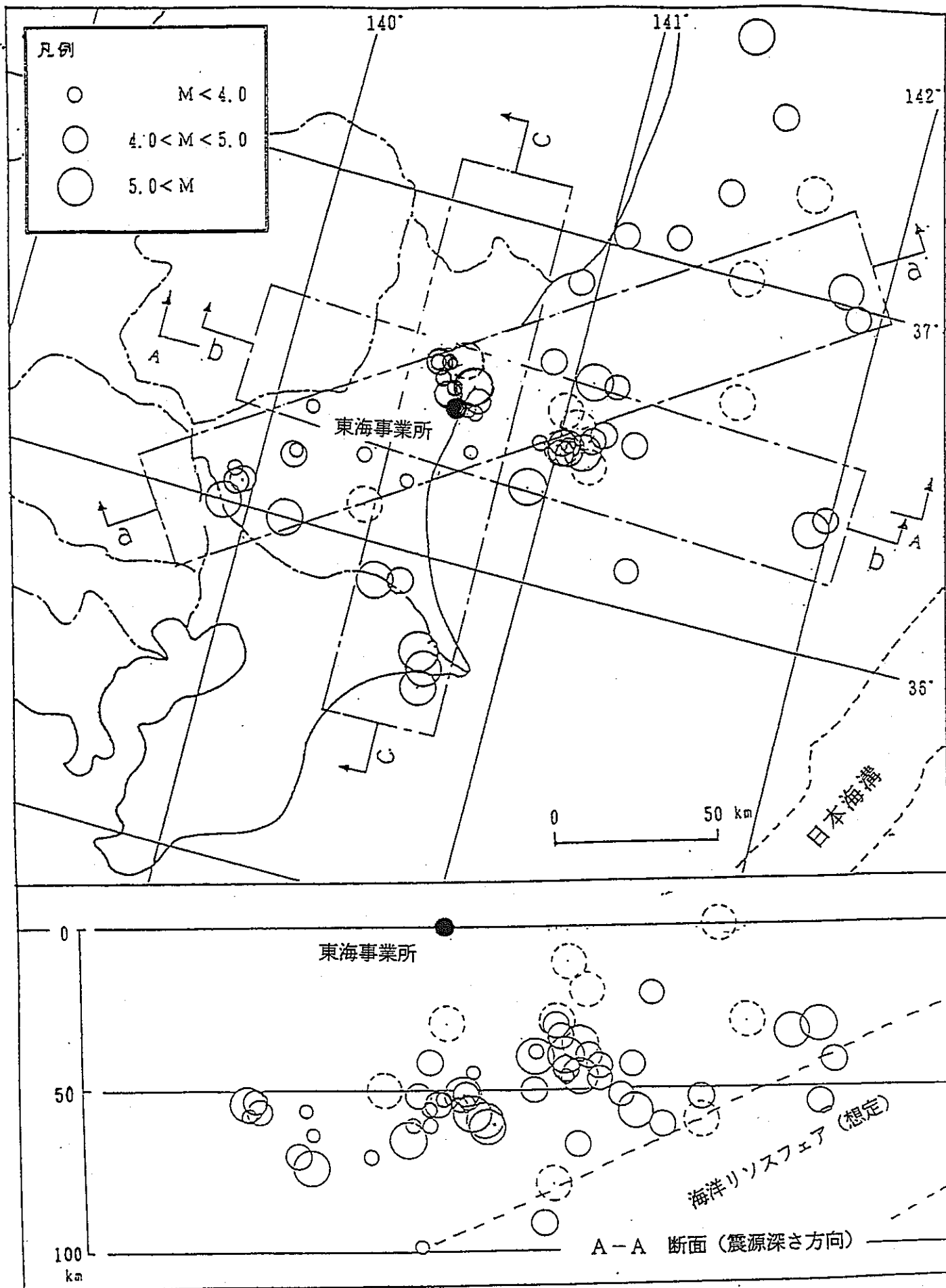


図 3.2.5 観測地震の規模、震央位置及び震源深さ

○ 過去の被害地震

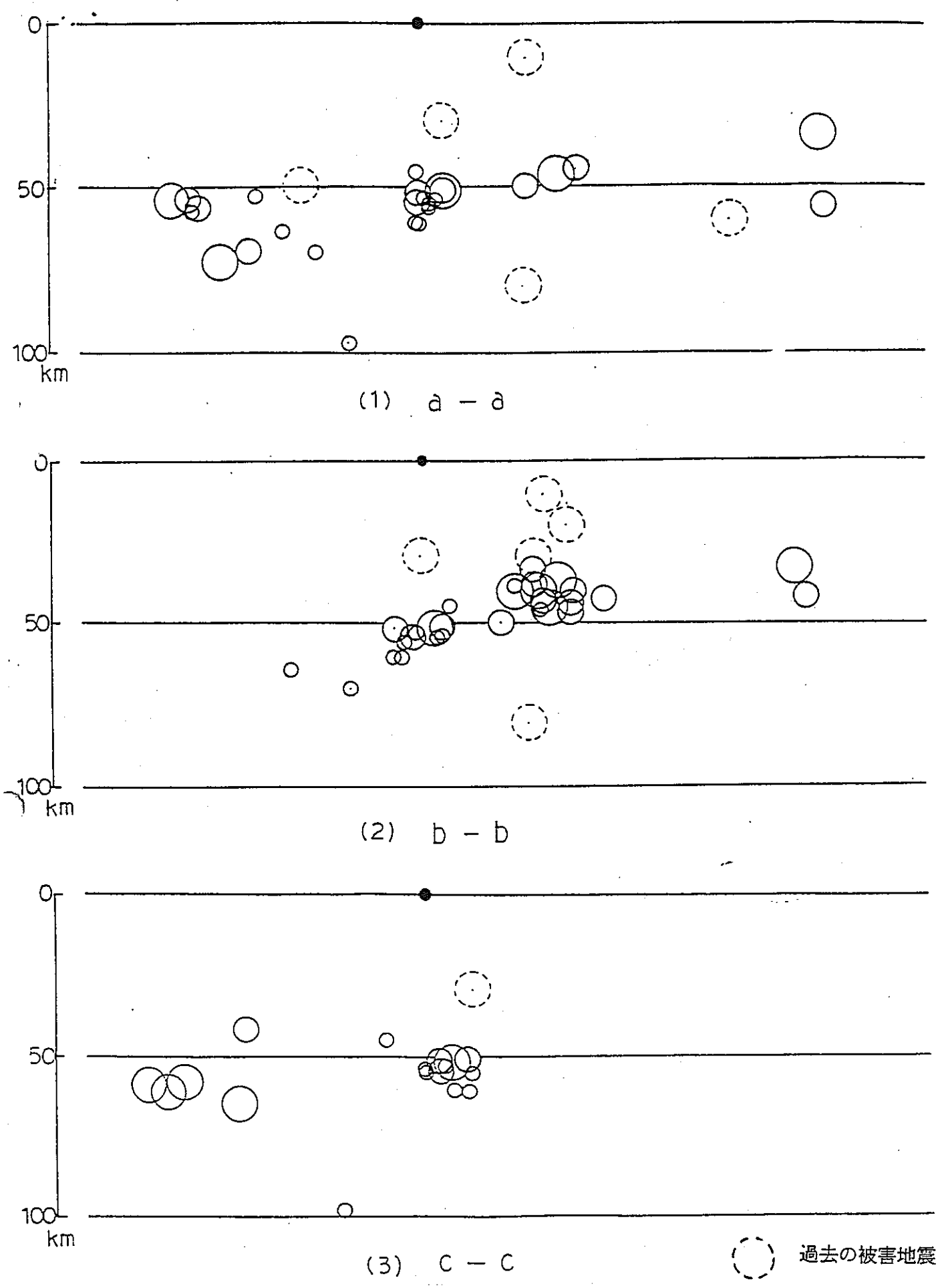
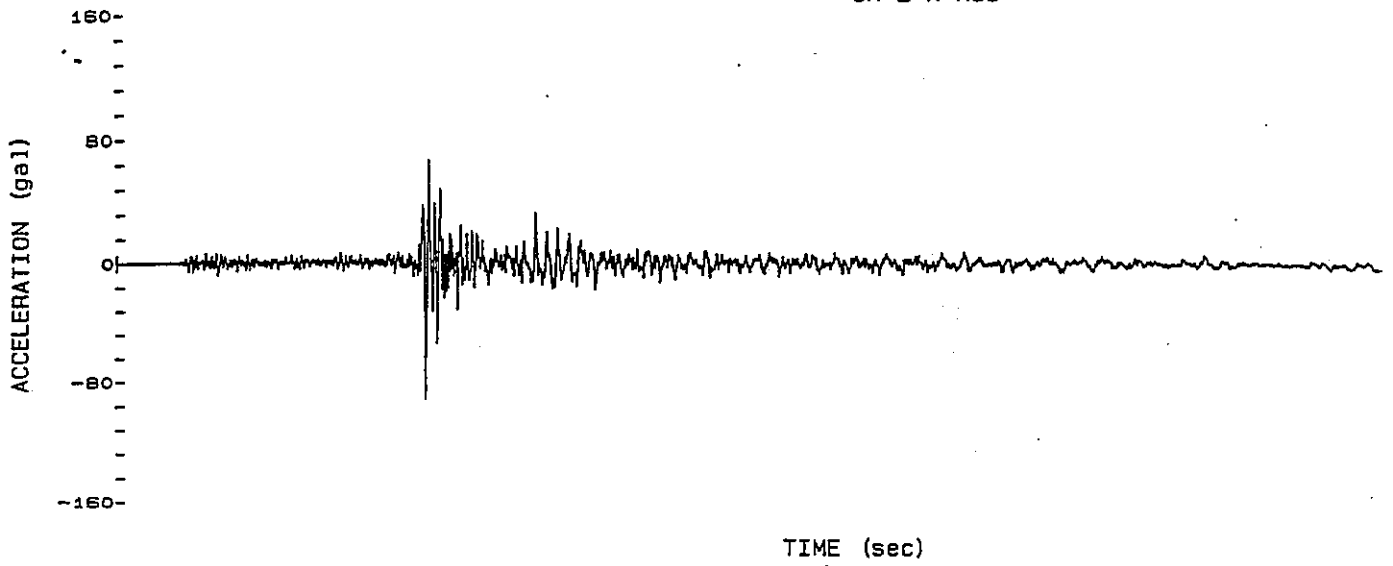


図3.2.6 観測地震の震源深さ分布断面図

TIME HISTORY RESPONSE (35 SEC)

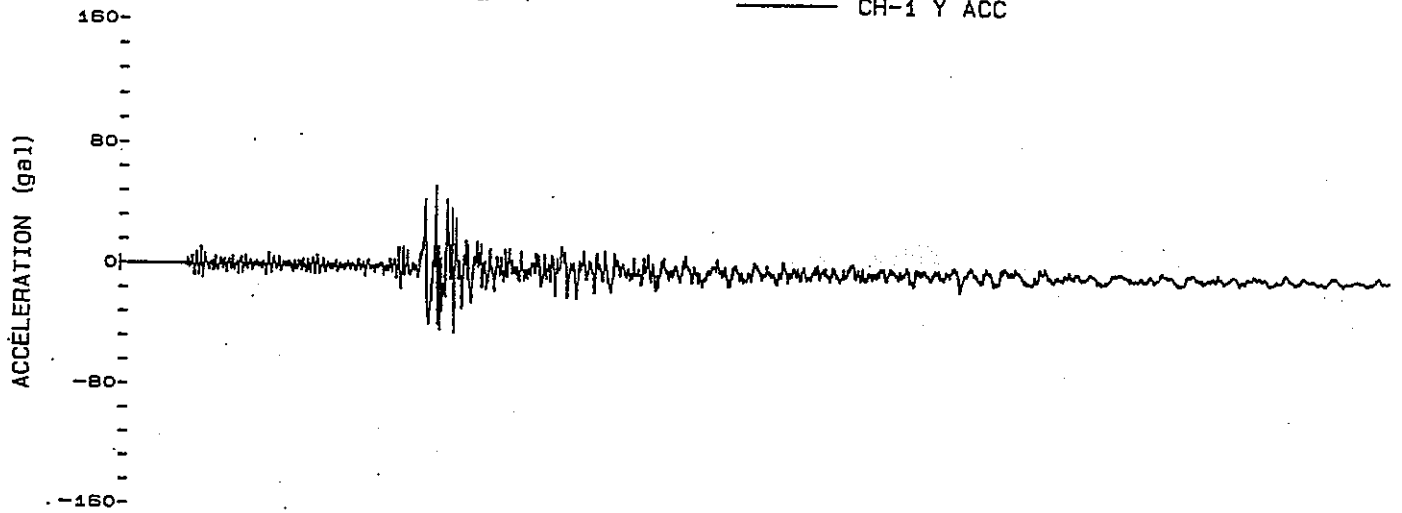
TOKAI 90.5.3 CH-2 X

CH-2 X ACC



TOKAI 90.5.3 CH-1 Y

CH-1 Y ACC



TOKAI 90.5.3 CH-3 Z

CH-3 Z ACC

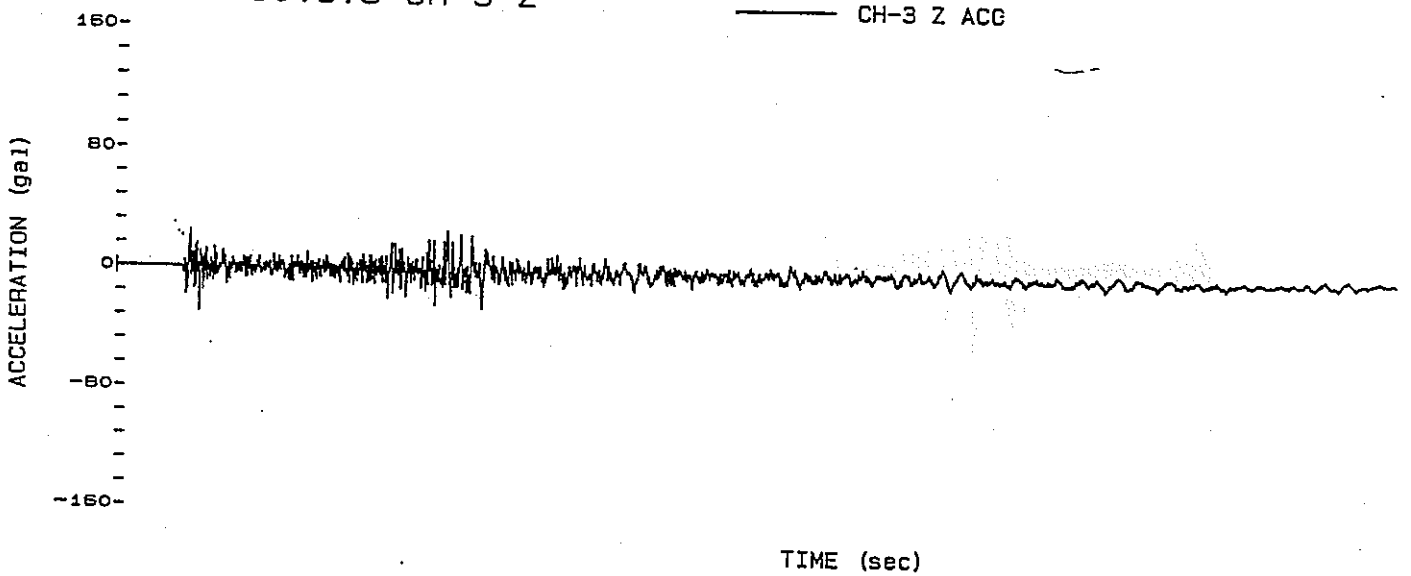


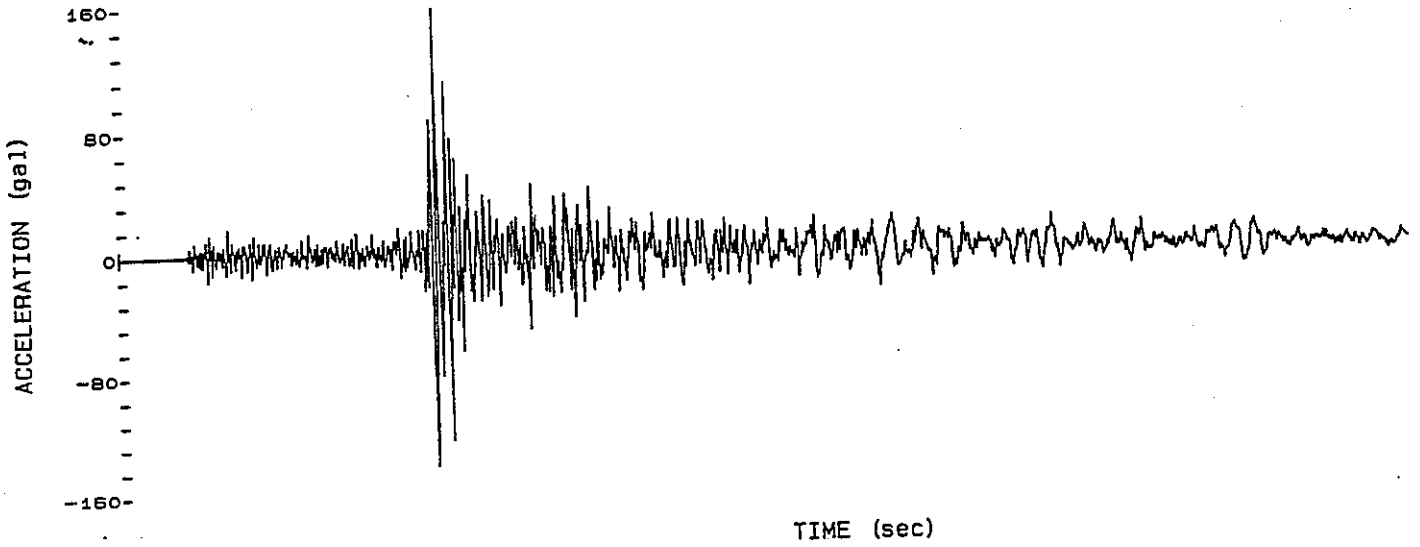
図3.2.7(1) 観測地震加速度波形 (X、Y、Z方向 GL-39m)



TIME HISTORY RESPONSE (35 SEC)

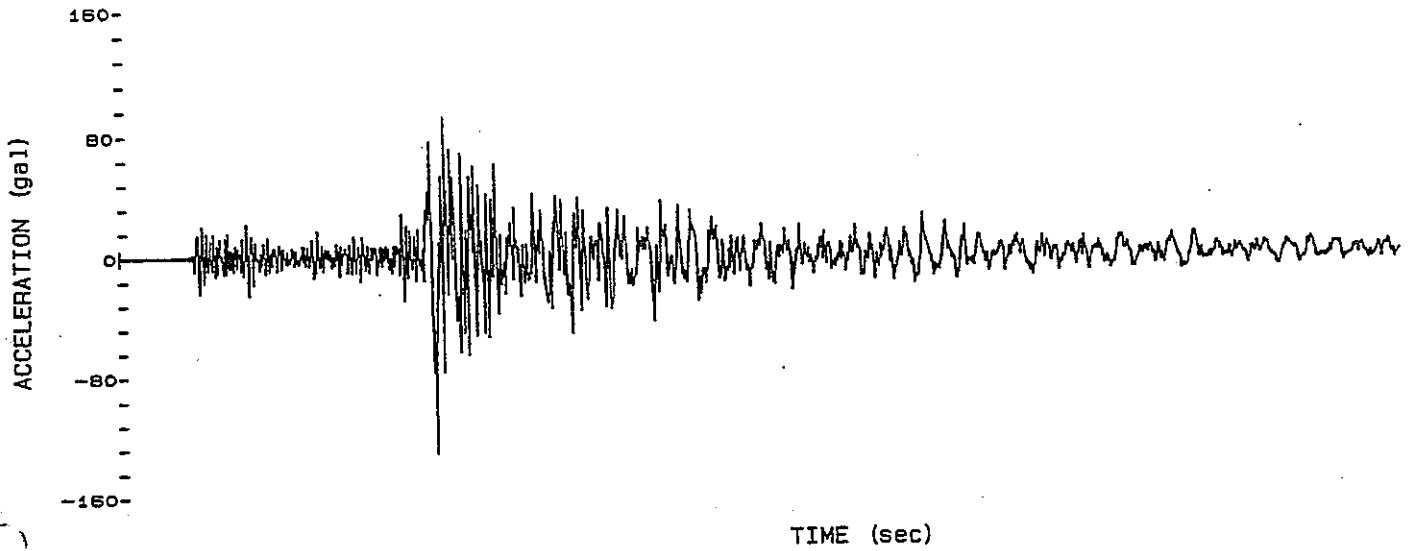
TOKAI 90.5.3 CH-5 X

— CH-5 X ACC



TOKAI 90.5.3 CH-4 Y

— CH-4 Y ACC



TOKAI 90.5.3 CH-6 Z

— CH-6 Z ACC

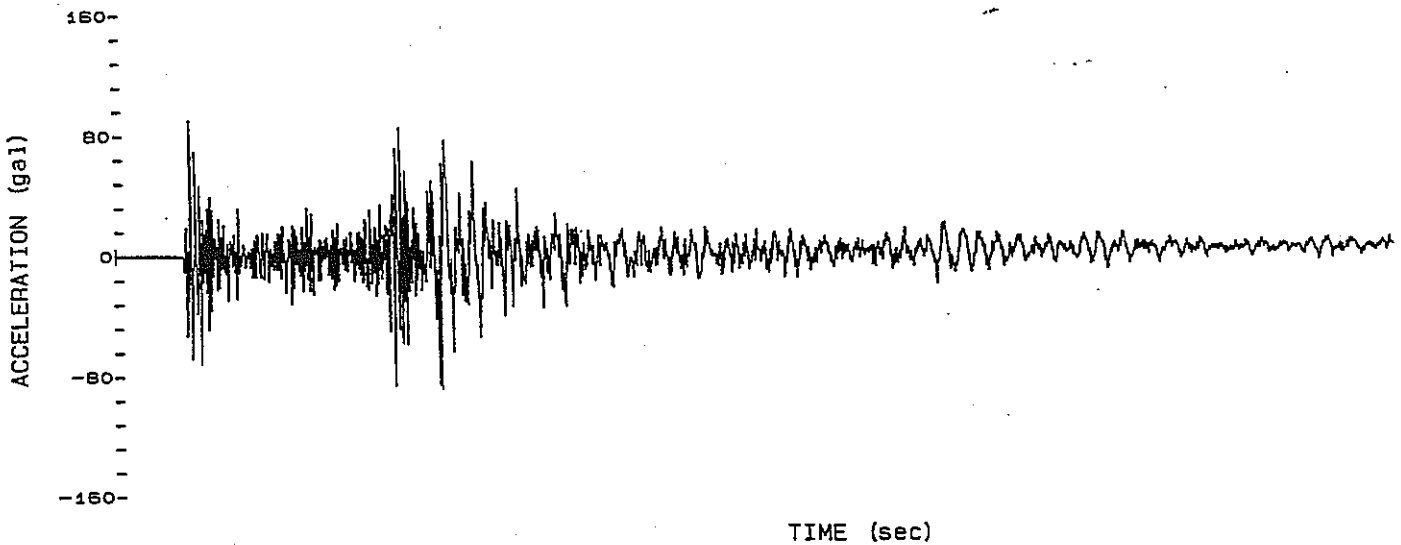


図3.2.7(2) 観測地震加速度波形 (X、Y、Z方向 GL-1m)

RESPONSE SPECTRUM ACCELERATION  
TOKAI. IBARAKI-NANSEI

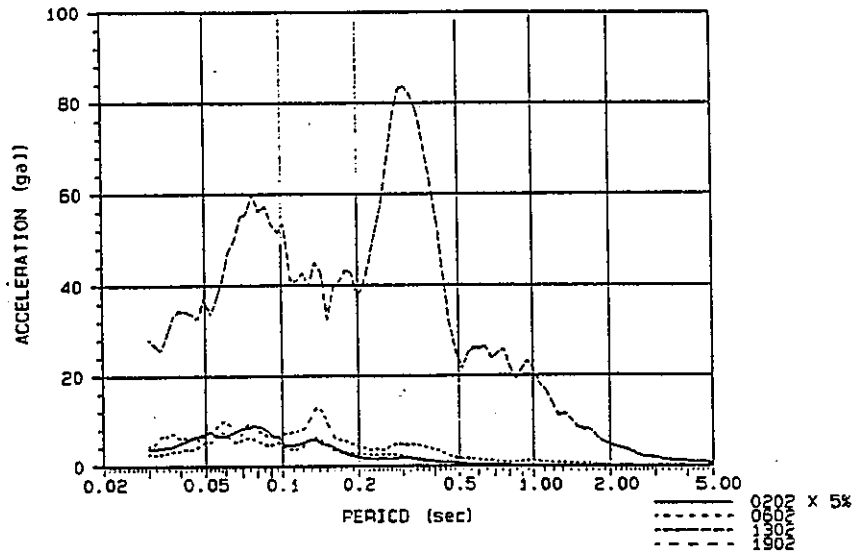


図 3. 2. 8 (1) 地域別加速度応答スペクトル (茨城県南西部 X方向)

RESPONSE SPECTRUM ACCELERATION  
TOKAI. IBARAKI-NANSEI

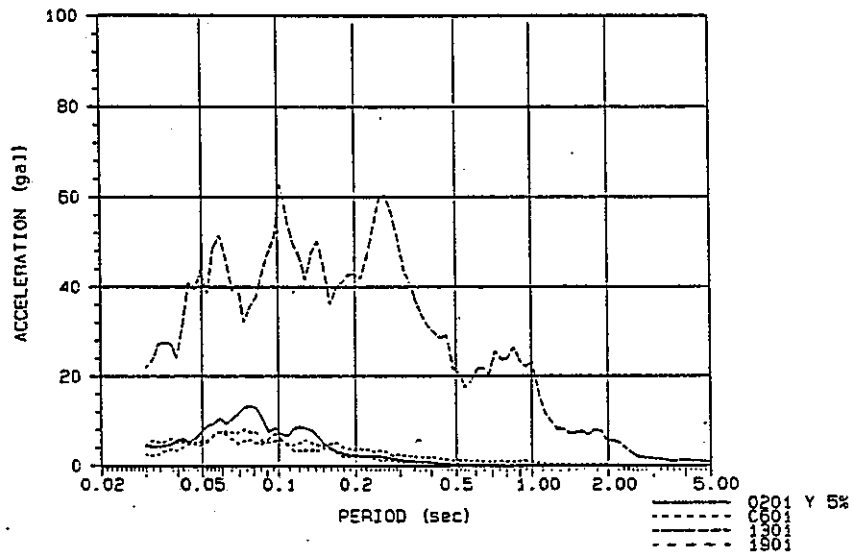


図 3. 2. 8 (2) 地域別加速度応答スペクトル (茨城県南西部 Y方向)

RESPONSE SPECTRUM ACCELERATION  
TOKAI. IBARAKI-NANSEI

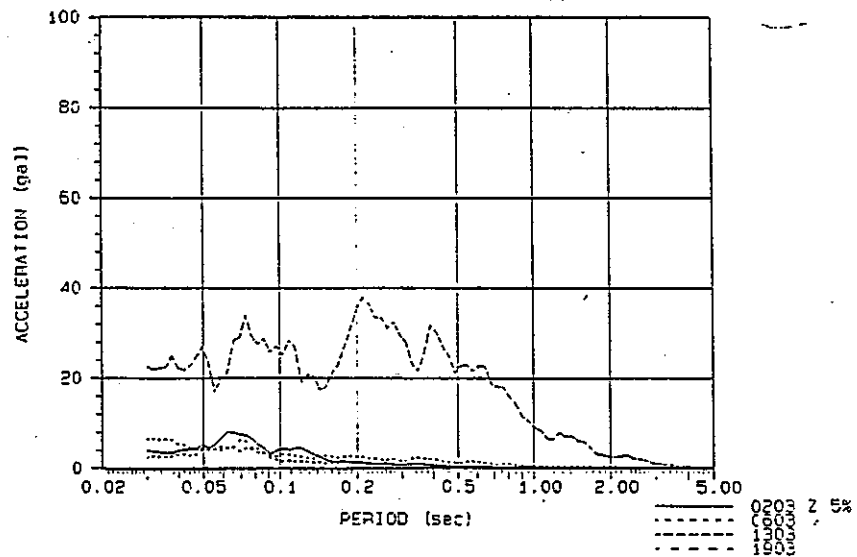


図 3. 2. 8 (3) 地域別加速度応答スペクトル (茨城県南西部 Z方向)

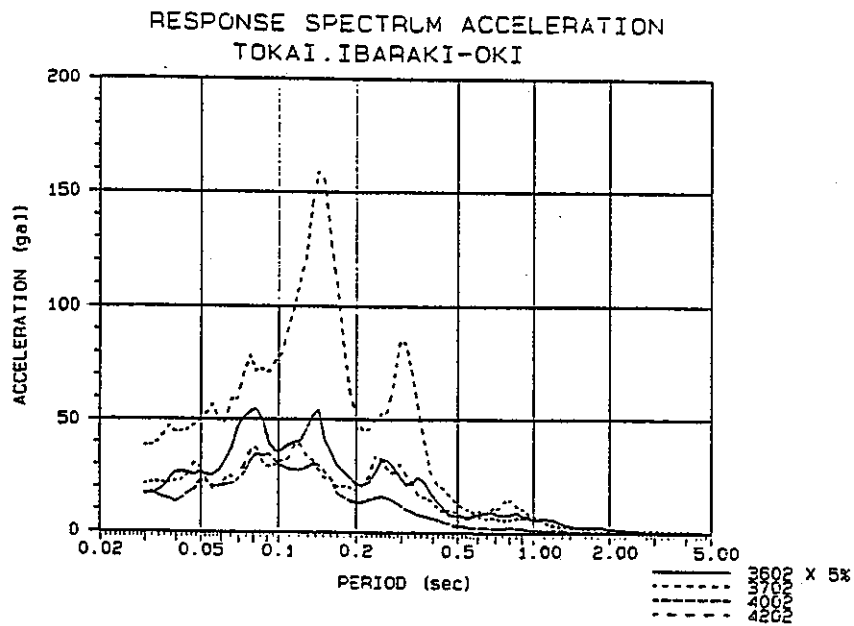


図 3. 2. 8 (4) 地域別加速度応答スペクトル (茨城県沖 X方向)

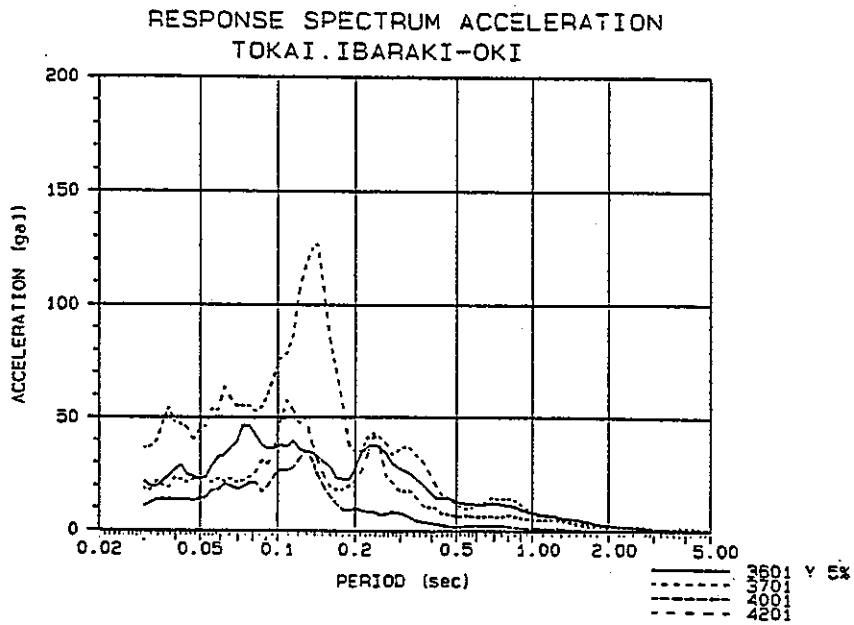


図 3. 2. 8 (5) 地域別加速度応答スペクトル (茨城県沖 Y方向)

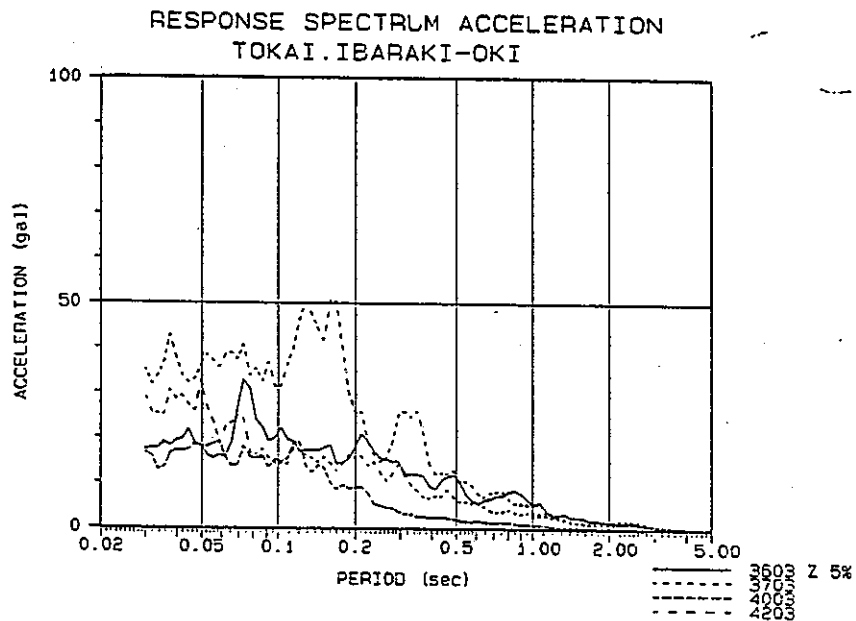


図 3. 2. 8 (6) 地域別加速度応答スペクトル (茨城県沖 Z方向)

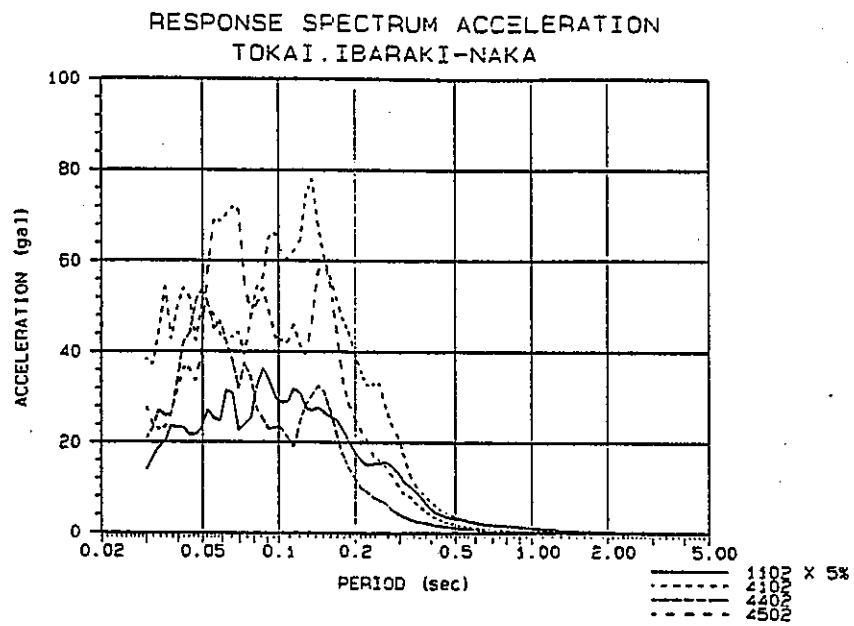


図 3. 2. 8 (7) 地域別加速度応答スペクトル (敷地周辺 X方向)

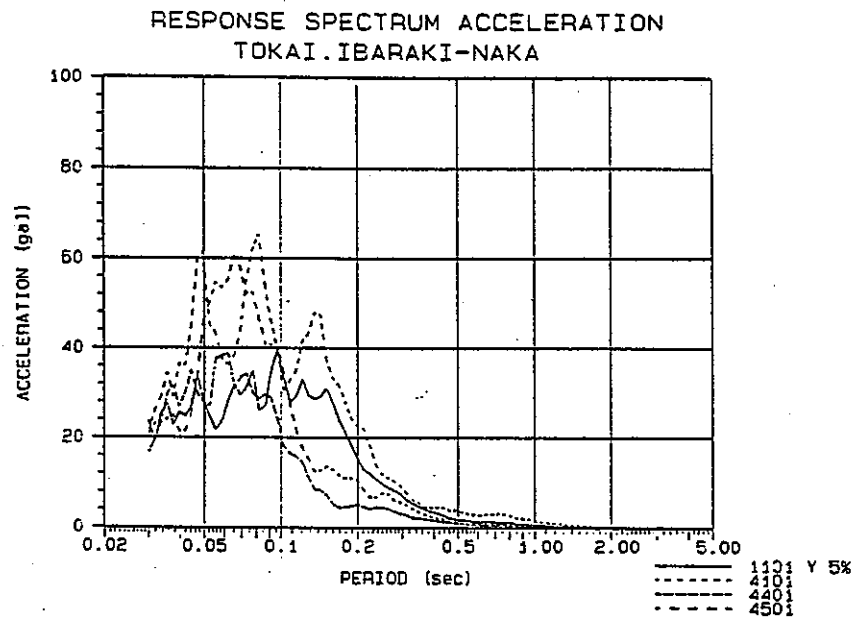


図 3. 2. 8 (8) 地域別加速度応答スペクトル (敷地周辺 Y方向)

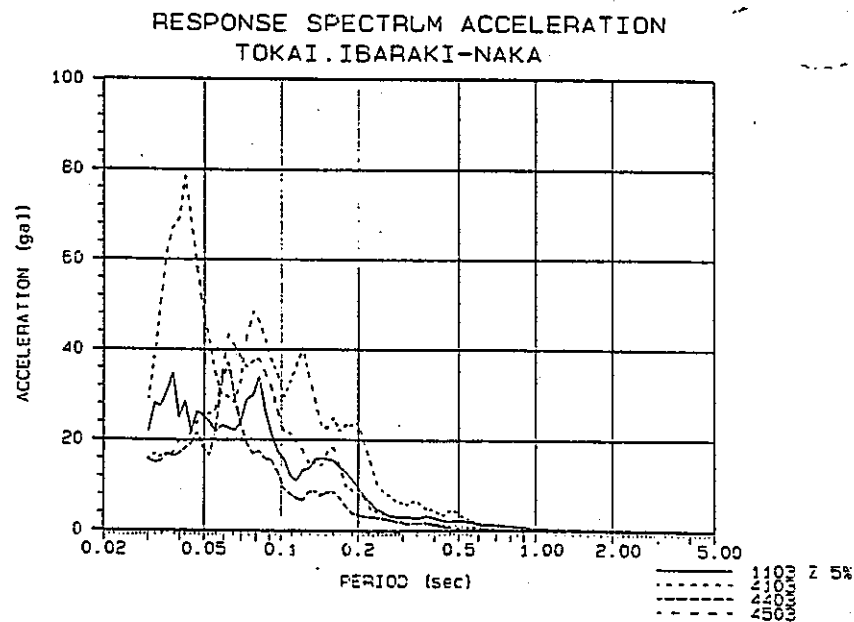


図 3. 2. 8 (9) 地域別加速度応答スペクトル (敷地周辺 Z方向)

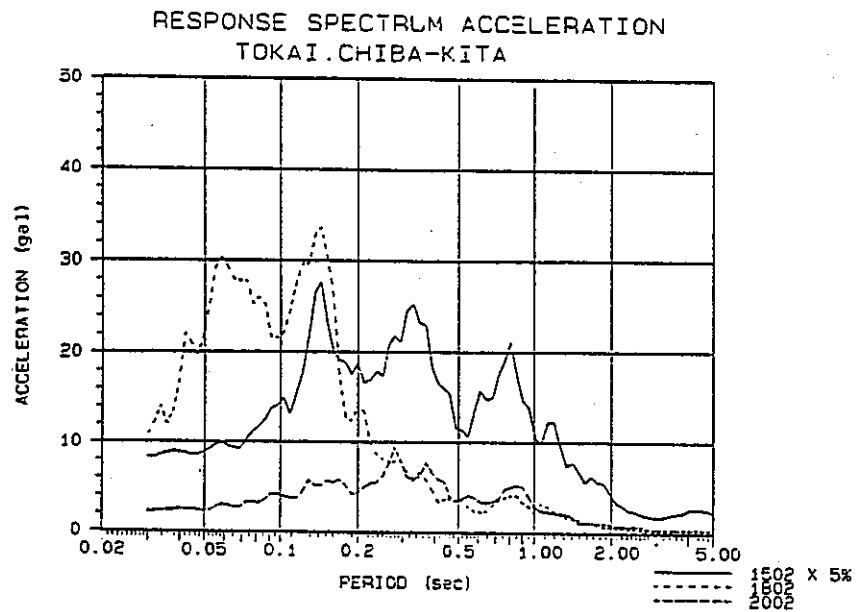


図 3. 2. 8 00 地域別加速度応答スペクトル (千葉県北部 X方向)

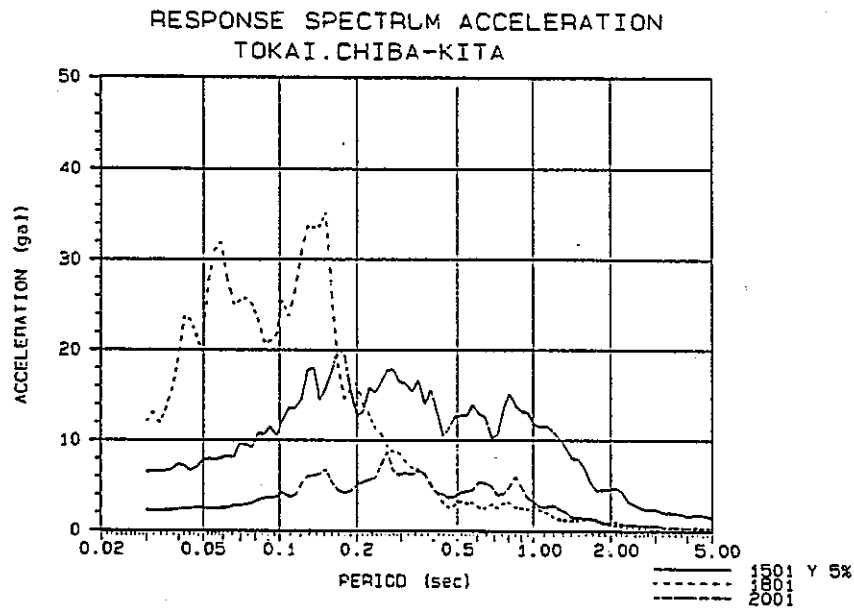


図 3. 2. 8 01 地域別加速度応答スペクトル (千葉県北部 Y方向)

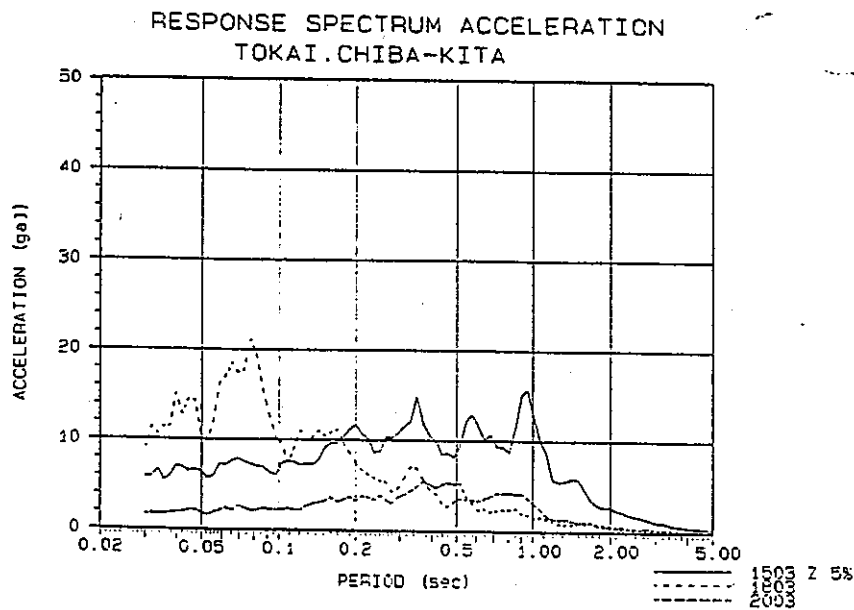


図 3. 2. 8 02 地域別加速度応答スペクトル (千葉県北部 Z方向)

RESPONSE SPECTRUM VELOCITY  
TOKAI.4-AREA X

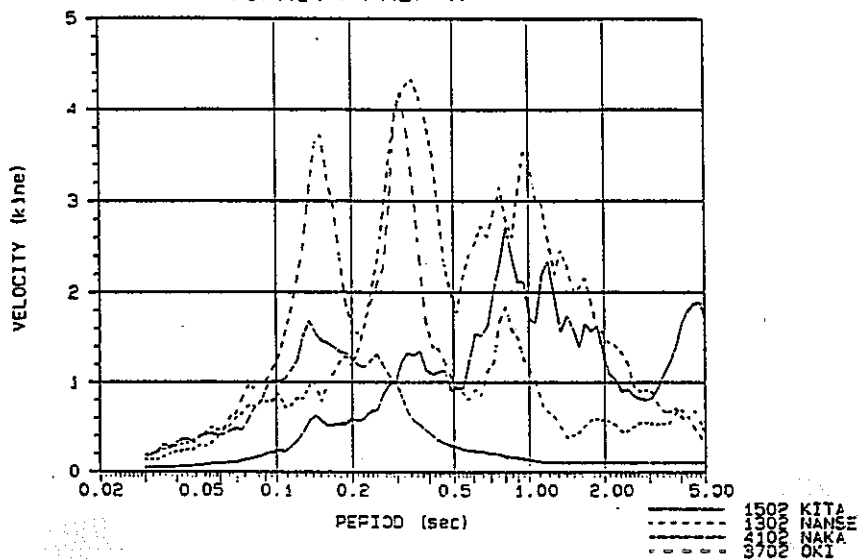


図 3. 2. 9 (1) 地域別速度応答スペクトルの比較 (X方向)

RESPONSE SPECTRUM VELOCITY  
TOKAI.4-AREA Y

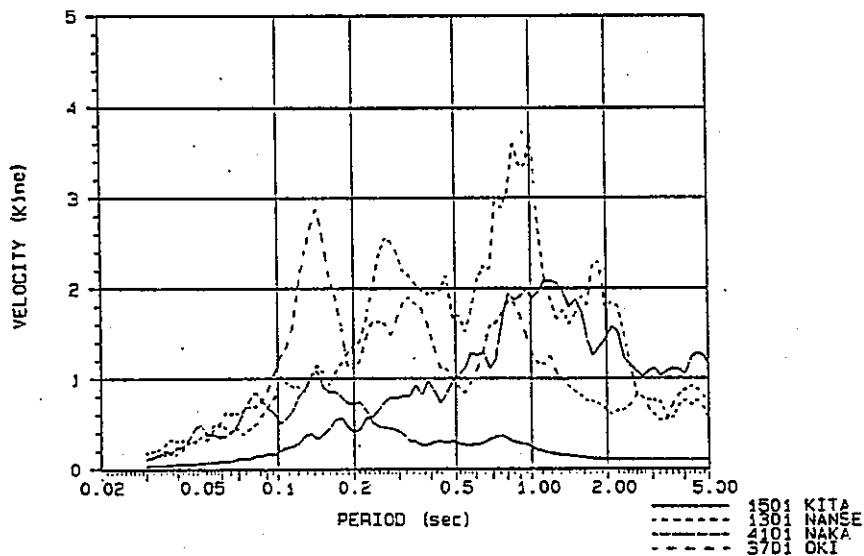


図 3. 2. 9 (2) 地域別速度応答スペクトルの比較 (Y方向)

RESPONSE SPECTRUM VELOCITY  
TOKAI.4-AREA Z

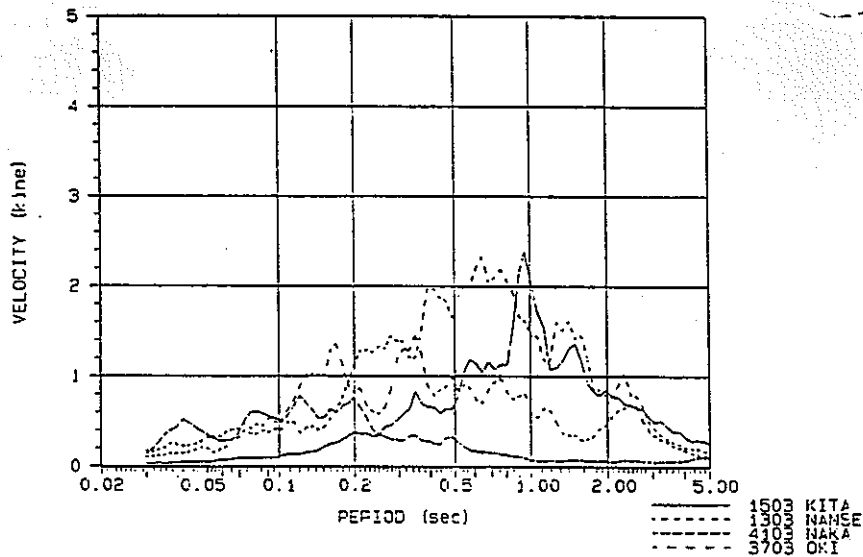


図 3. 2. 9 (3) 地域別速度応答スペクトルの比較 (Z方向)

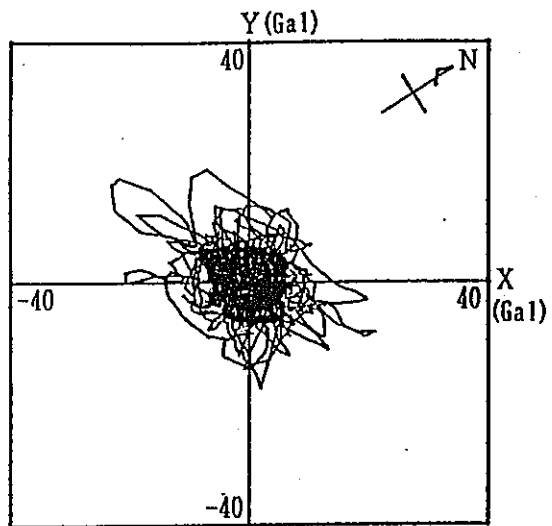


図 3. 2. 10(1) 地域別加速度オービット (茨城県南西部)

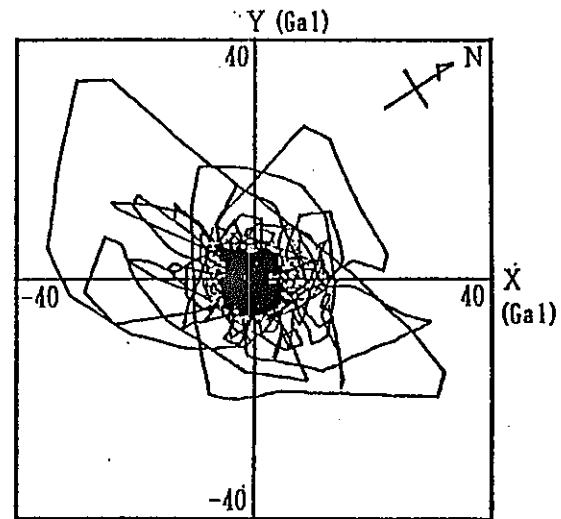


図 3. 2. 10(2) 地域別加速度オービット (茨城県沖)

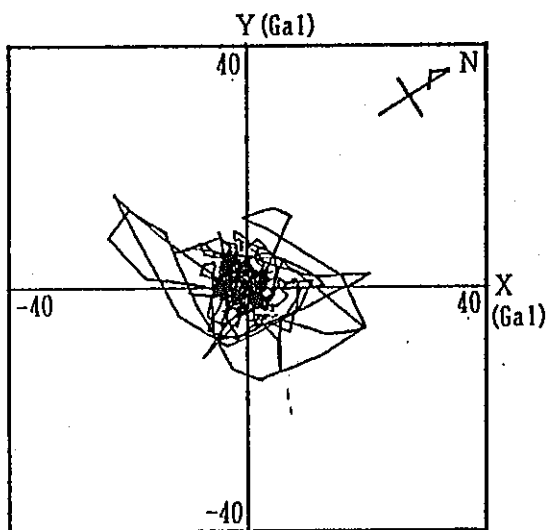


図 3. 2. 10(3) 地域別加速度オービット (敷地周辺)

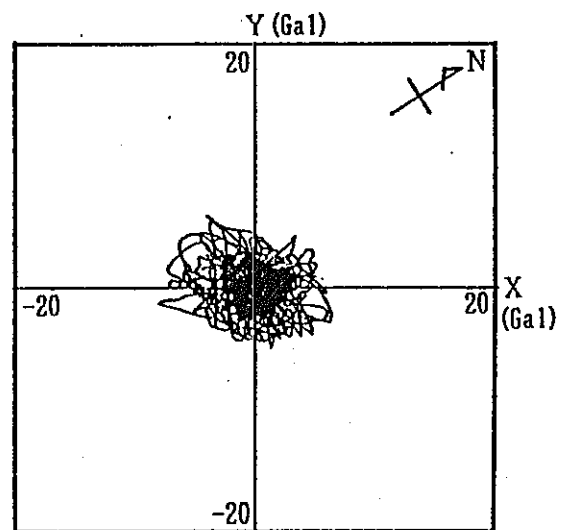


図 3. 2. 10(4) 地域別加速度オービット (千葉県北部)

### 3.2.4 地盤の動特性

敷地地盤の動特性については、免震構造モデル設置時に常時微動特性観測が実施されており、これを図3.2.11に示す。これによると、地盤の卓越振動数は、2 Hz、4 Hz、9 Hz 近辺にあり、第三紀層基盤から上の表層の卓越振動数（ $f$ ）は2 Hz程度と考えられる。これは、表層の平均したせん断波速度を $V_s = 250 \sim 300 \text{ m/s}$ 、表層厚さを $H = 38\text{m}$ と考えると、

$$f = V_s / 4H = 250 / (4 \times 38) \sim 300 / (4 \times 38) = 1.64 \sim 1.97 \text{ Hz}$$

となり、波動理論と比べるとやや硬い傾向を示している。ただし、この敷地の基盤表面が谷となっているため、その傾斜によって表層厚さにばらつきがあり、表層厚さを30m～37m程度とすると、卓越振動数は2 Hz程度となる。

また、過去に行った弾性波探査による地表面から地震基盤までの速度構造を表3.2.4に示す。この地盤モデルにより計算された、GL-1630mと地表面、第三紀層基盤との増幅倍率を図3.2.12に示す。これによると、地下深い地層の影響により3.3秒付近にかけてなだらかに増幅している（平均 $V_s$ を2000m/sとすると $T = 3.26$ 秒）ほか、表層付近の特性として0.5秒（2 Hz）、0.66秒（1.5 Hz）、0.77秒（1.3 Hz）にピークがあり、常時微動測定の結果と符合している。

さらに、図3.2.7（平成2年5月3日鹿島灘の地震）に示した地震動の基盤と地表面の加速度応答スペクトルを図3.2.13(1)～(3)に示すが、X方向で0.07秒、0.13～0.2秒、0.55～0.75秒付近、Y方向で0.07秒、0.1秒、0.22秒、0.3秒、0.6秒付近にそれぞれ増幅傾向が見られ、やはり0.5～0.7秒付近の水平方向の増幅特性が確認できる。鉛直方向では、基盤でホワイトノイズ的なスペクトルになっているが、表層では明瞭に0.07秒、0.12秒、0.36秒にピークが見られる。

参考として、平成2年10月6日の茨城県中部の地震と比較し、図3.2.14に示す。

10月6日の震源位置が敷地近傍であったため、短周期成分が卓越している他は特に明瞭な違いは見られない。



表 3.2.4 地盤の速度構造

Table Soil Constants

Depth ( m )	$\rho$ ( t/m <sup>3</sup> )	Vs ( m/sec )
0		
-6	1.85	270
-26	1.90	270
-38	1.90	300
-42	1.83	470
-63	1.82	570
-84	1.81	600
-102	1.81	470
-140	1.78	550
-182	1.74	570
-280	1.71	530
-900	2.00	1200
-1630	2.40	2100
	2.60	3000

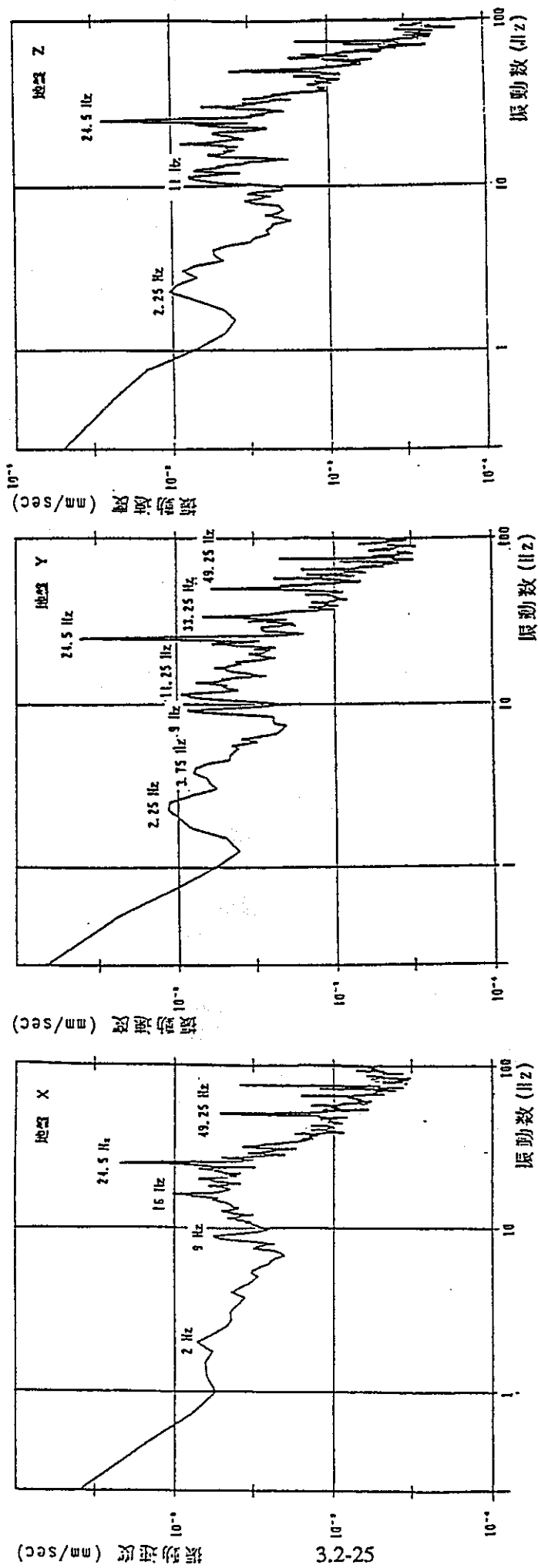


図3.2.1.1 敷地地盤の常時微動解析結果

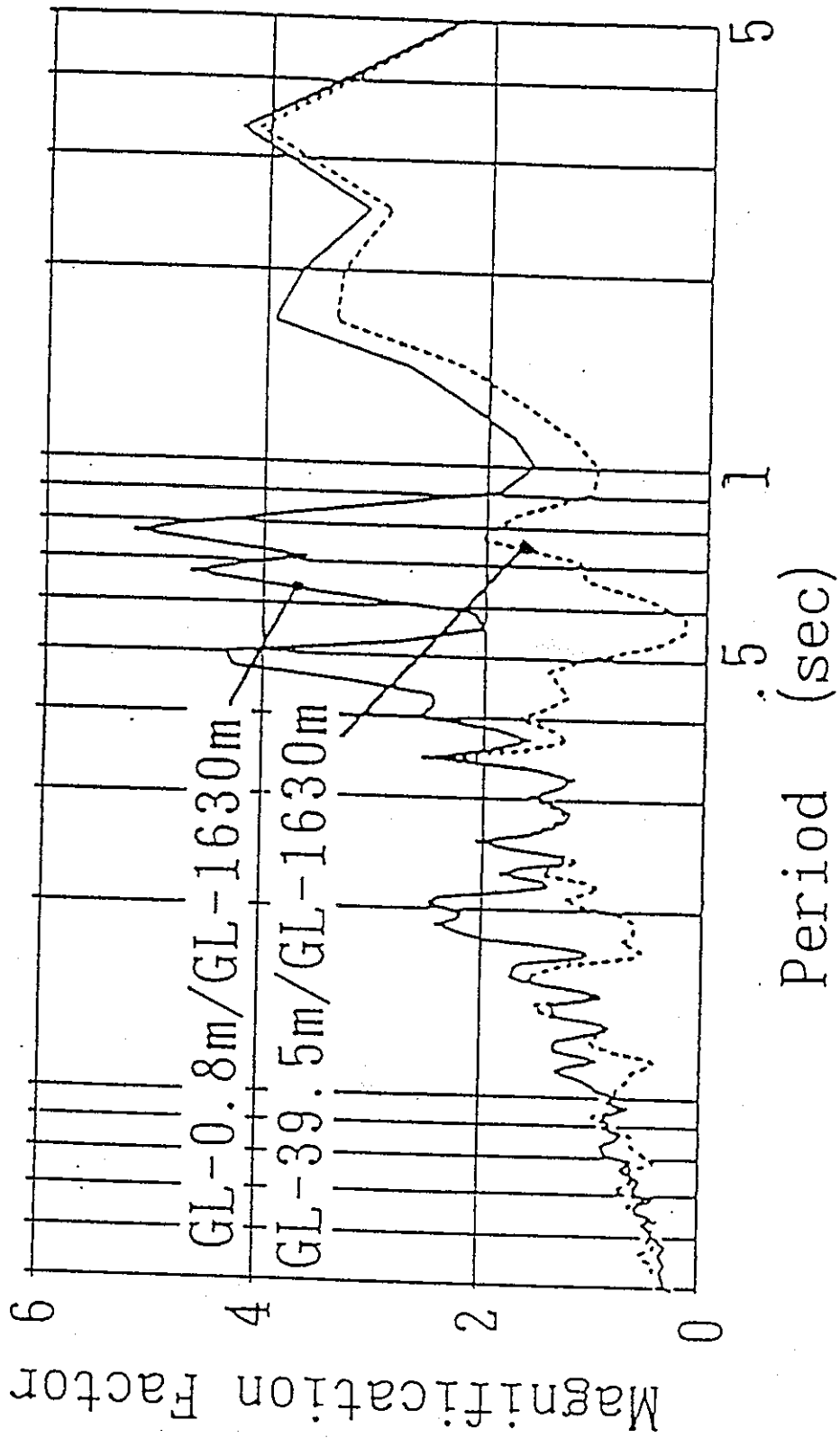


図3.2.12 敷地地盤の増幅倍率

RESPONSE SPECTRUM ACCELERATION  
 TOKAI 90.5.3 CH2, 5 X  
 h=5%

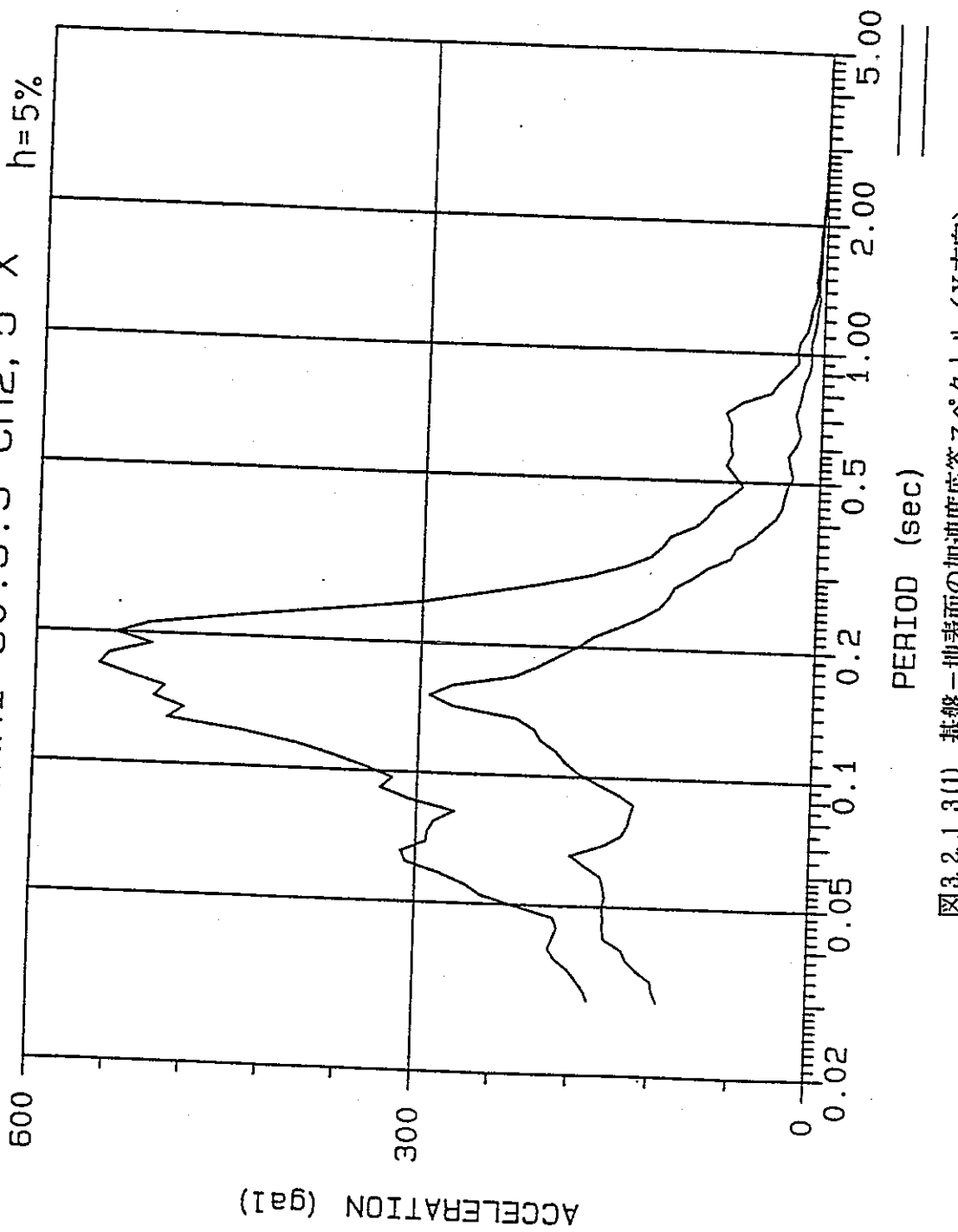


図3.2.1 3(1) 基盤-地表面の加速度応答スペクトル (X方向)

RESPONSE SPECTRUM ACCELERATION

TOKAI 90.5.3 CH1, 4-Y

h=5%

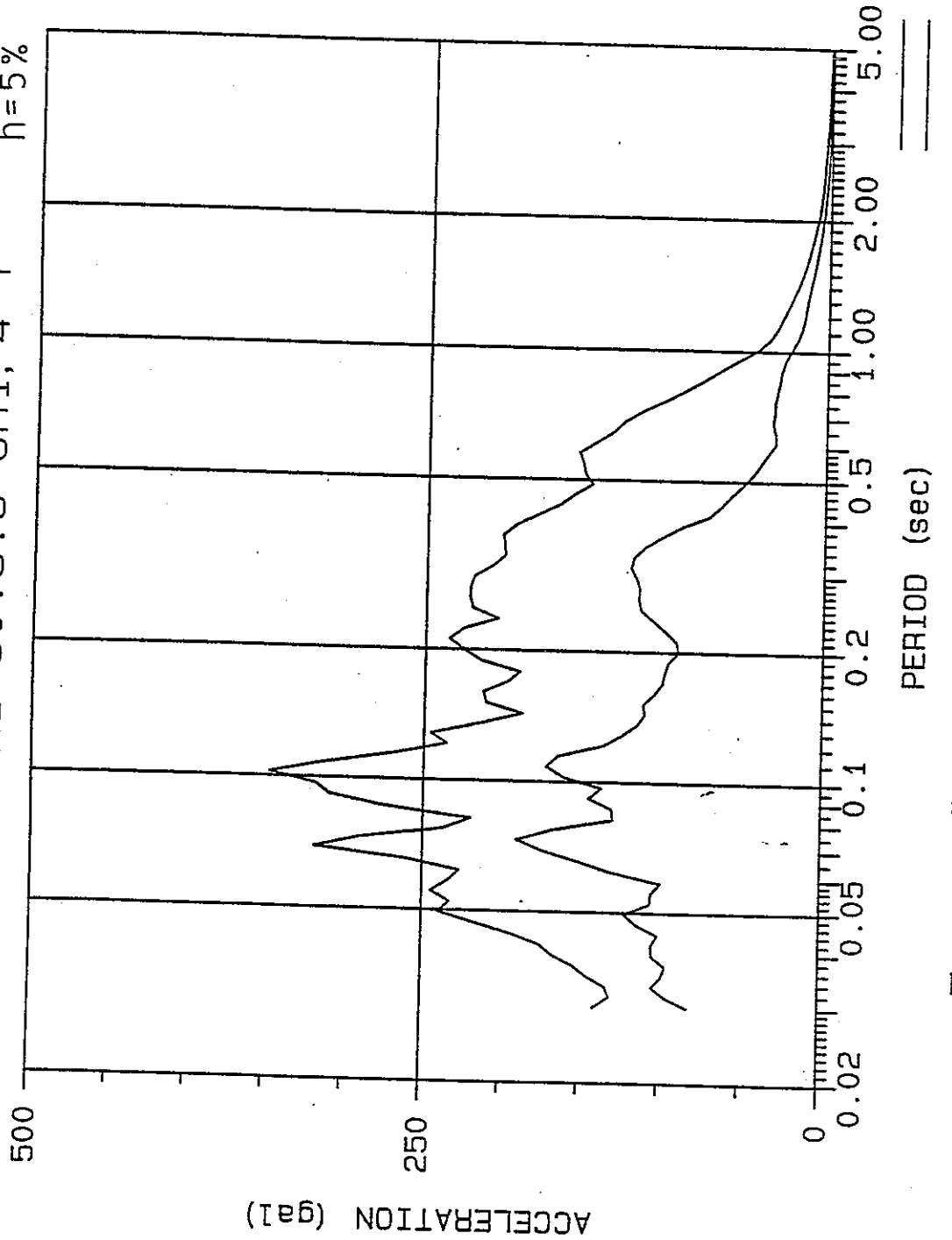


図3.2.1 3(2) 基盤一地表面の加速度応答スペクトル (Y方向)

— 平成2年5月3日 鹿島灘

RESPONSE SPECTRUM ACCELERATION

TOKAI 90.5.3 CH3, 6 Z

h=5%

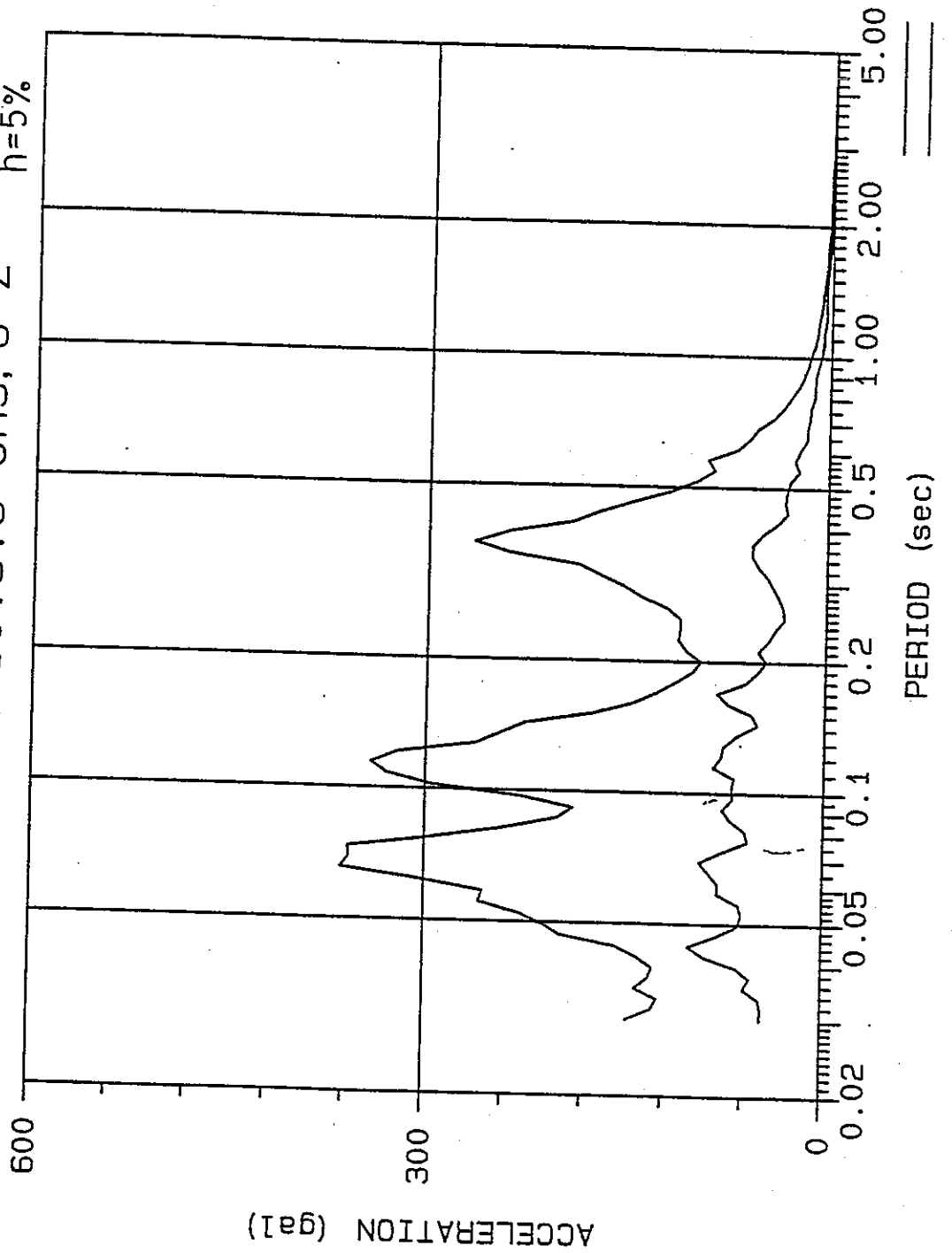
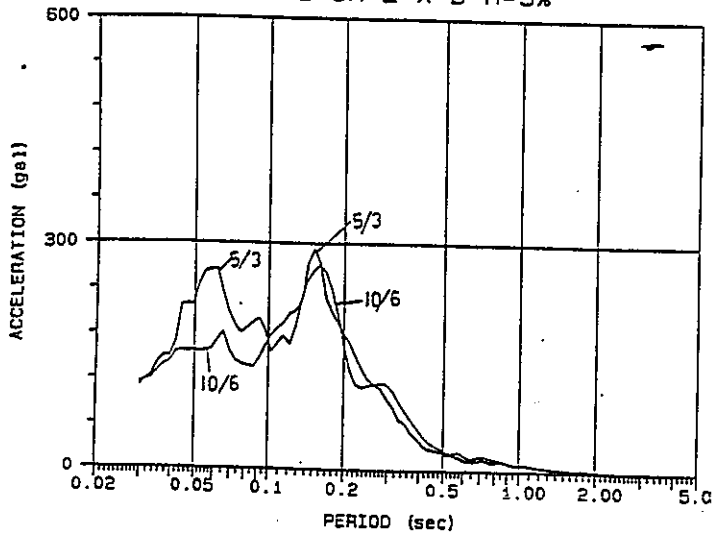
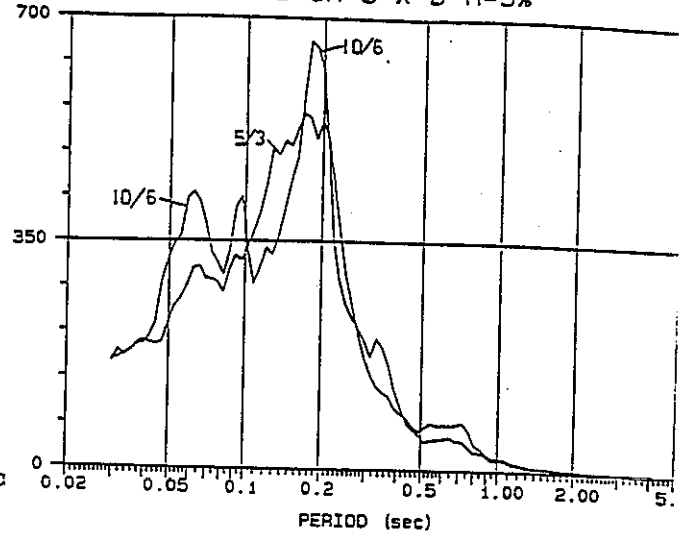


図3.2.1 3(3) 基盤一地表面の加速度応答スペクトル (Z方向)

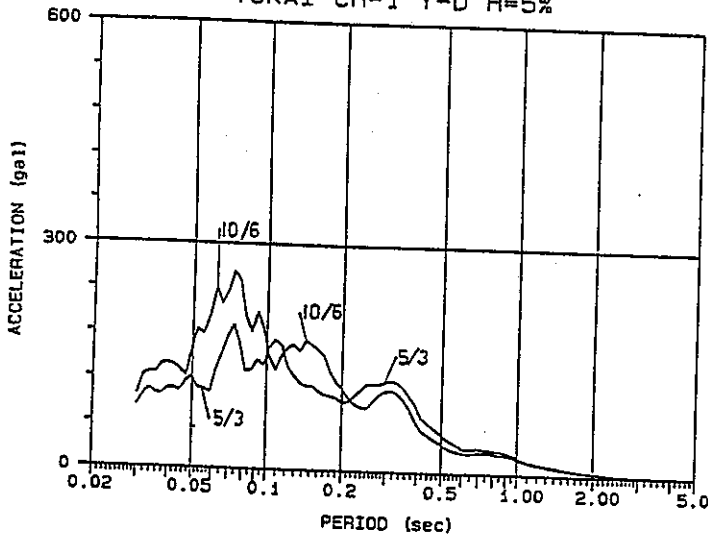
RESPONSE SPECTRUM ACCELERATION  
TOKAI CH-2 X-D H=5%



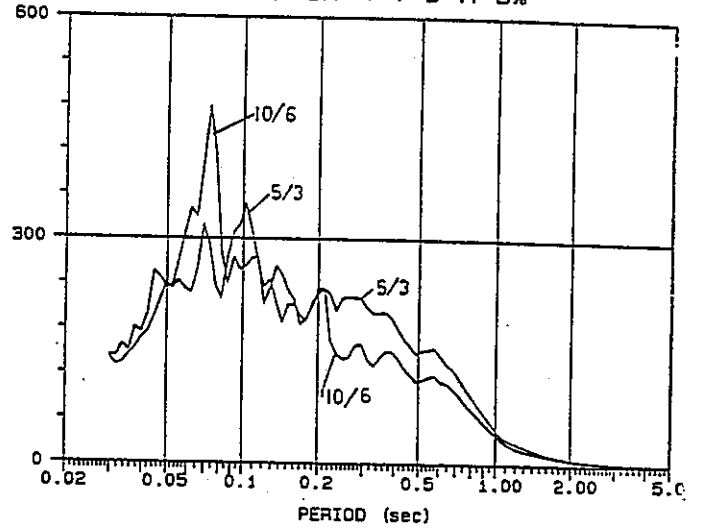
RESPONSE SPECTRUM ACCELERATION  
TOKAI CH-5 X-D H=5%



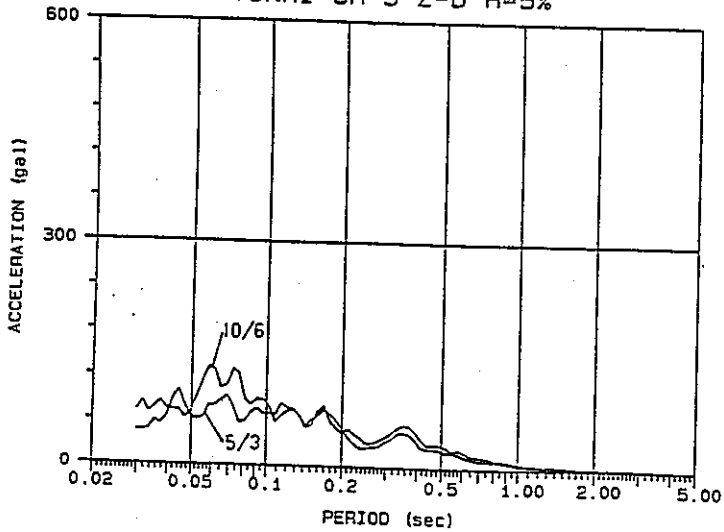
RESPONSE SPECTRUM ACCELERATION  
TOKAI CH-1 Y-D H=5%



RESPONSE SPECTRUM ACCELERATION  
TOKAI CH-4 Y-D H=5%



RESPONSE SPECTRUM ACCELERATION  
TOKAI CH-3 Z-D H=5%



RESPONSE SPECTRUM ACCELERATION  
TOKAI CH-6 Z-D H=5%

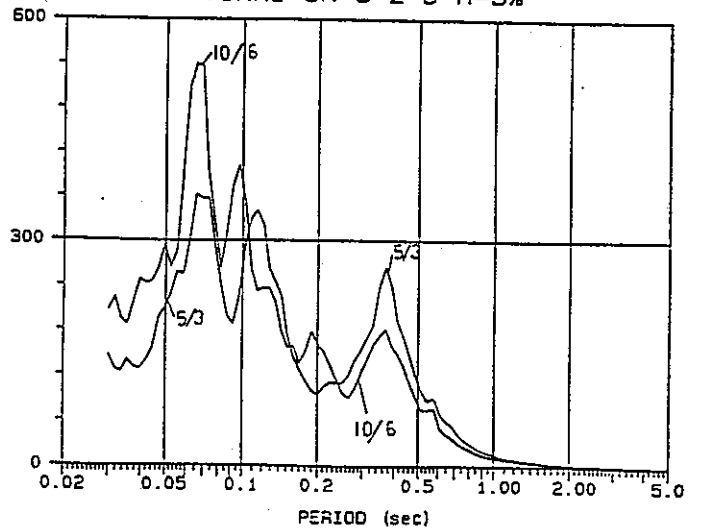


図3.2.14 基盤-地表面の加速度応答スペクトルの比較

— 平成2年5月3日鹿島灘及び10月6日茨城県中部の地震 —

### 3.2.5 免震構造モデルの動特性

基礎マットから免震構造モデル上部への加速度の増幅倍率を図3.2.15に示す。

これによると、基礎マット上から免震構造モデル上部への加速度の増幅倍率は、入力加速度が大きくなるにつれて小さくなる傾向がうかがえ、特に入力50Galを超えると増幅倍率がほぼ1以下となっており、良好な免震効果が確認されている。

この中で、積層ゴムが最大の変形を示したのは平成2年5月3日鹿島灘の地震である。その加速度波形、変位波形を図3.2.16(1)～(4)に示す。

以下に、この地震を例にとり、免震構造モデルの応答特性を述べる。

#### ① 応答スペクトル

図3.2-17に、免震構造モデル上部の加速度応答スペクトル ( $h = 5\%$ ) を、地中及び地表面における応答スペクトルと比較して示す。

X方向、Y方向とも、モデル上部の応答スペクトルには、周期0.7秒辺りに1次のピークが、周期0.19秒辺りに2次のピークが存在する。ただし、Y方向では、1次のピークが2次のピークよりも大きいのに対し、X方向では、基礎版からの入力特性に影響され、2次のピーク値のほうが大きくなっている。

Z方向に関しては、ほとんど基礎版上の応答スペクトルと同じ形状をしているが、周期0.13秒 (8 Hz) より短周期においては若干増幅する傾向がみられる。

#### ② 免震構造モデルの伝達特性

図3.2-18に、基礎版上の加速度に対する、フレーム上部の加速度及び免震層の相対変位のフーリエスペクトル比を示す。

1次のピークは周期0.7～0.8秒辺りに、2次のピークは周期0.19秒辺りに存在する。また、1次では免震層の相対変形が大きく、減衰の効果を表すピークの山の幅も広いことがわかる。これに対し、2次では免震層の相対変形は小さく、ピークの山の幅も狭くなっている。このことより、1次モードは免震層が大きく揺れるモードであり、周期0.19秒の2次のモードは上部鉄骨部分が揺れるモードと考えられる。

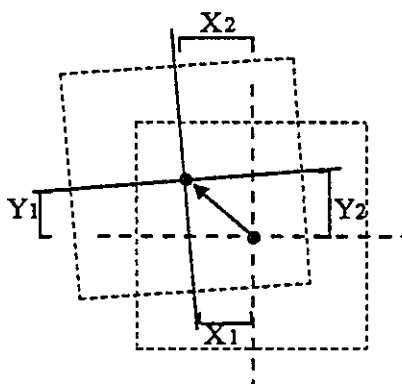
#### ③ 免震層相対変位の波形及びオービット

図3.2-19に、地震波の主要動が始まる時刻15～25秒について、免震層の相対変位波形を示す。X方向、Y方向とも、それぞれ振動方向に向かって左右の変位計より測定した変位波形を示す。ただし、図中、X2の位置には変位計が設置されていない



ため、免震構造モデルのフレーム下部を剛体と仮定し、次式によって変位を計算した。

$$X_2 = X_1 + (Y_2 - Y_1)$$



図より、振動方向に向かって左右の変位波形はほとんど一致しており、免震構造モデルはねじり振動をほとんど起こさず、並進振動をしていることがわかる。また、主要動が始まる時刻16秒から約3秒間、Y方向が大きく変形するのに対し、X方向の変形が極めて小さいことがわかる。

図3.2-20に、時刻15～20秒と時刻20～25秒をわけて、免震層の相対変位オービットを示す。時刻15～20秒の変位オービットはY方向にのみ変形する様子を示すが、これは図3.2-21に示す地表面（GL-0.8m）の変位オービットと相似している。

#### ④ 加速度の積分による変位波形のチェック

免震層に設置した変位計の作動性をチェックするため、加速度計で計測した加速度波形を積分することによって変位波形を求めて比較を行った。図3.2-22に、フレーム上部及び基礎版上の加速度波形を2回積分することによって求めた変位波形、及び、それらの差を取った相対変位波形と免震層に設置してある変位計によって観測した相対変位波形とを重ね合わせて示す。

X方向、Y方向とも、積分波形は観測波形と良く一致している。やや積分波形のほうが振幅が大きくなっているのは、相対変位としてフレーム上部の積分変位と基礎版の積分変位との差を取ったためと思われる。フレーム下部の加速度が計測されていれば、更に両者は一致するものと思われる。またフレーム上部の変位波形と基礎版の変位波形は位相が90°ずれて振動していることも、この図より確認できる。

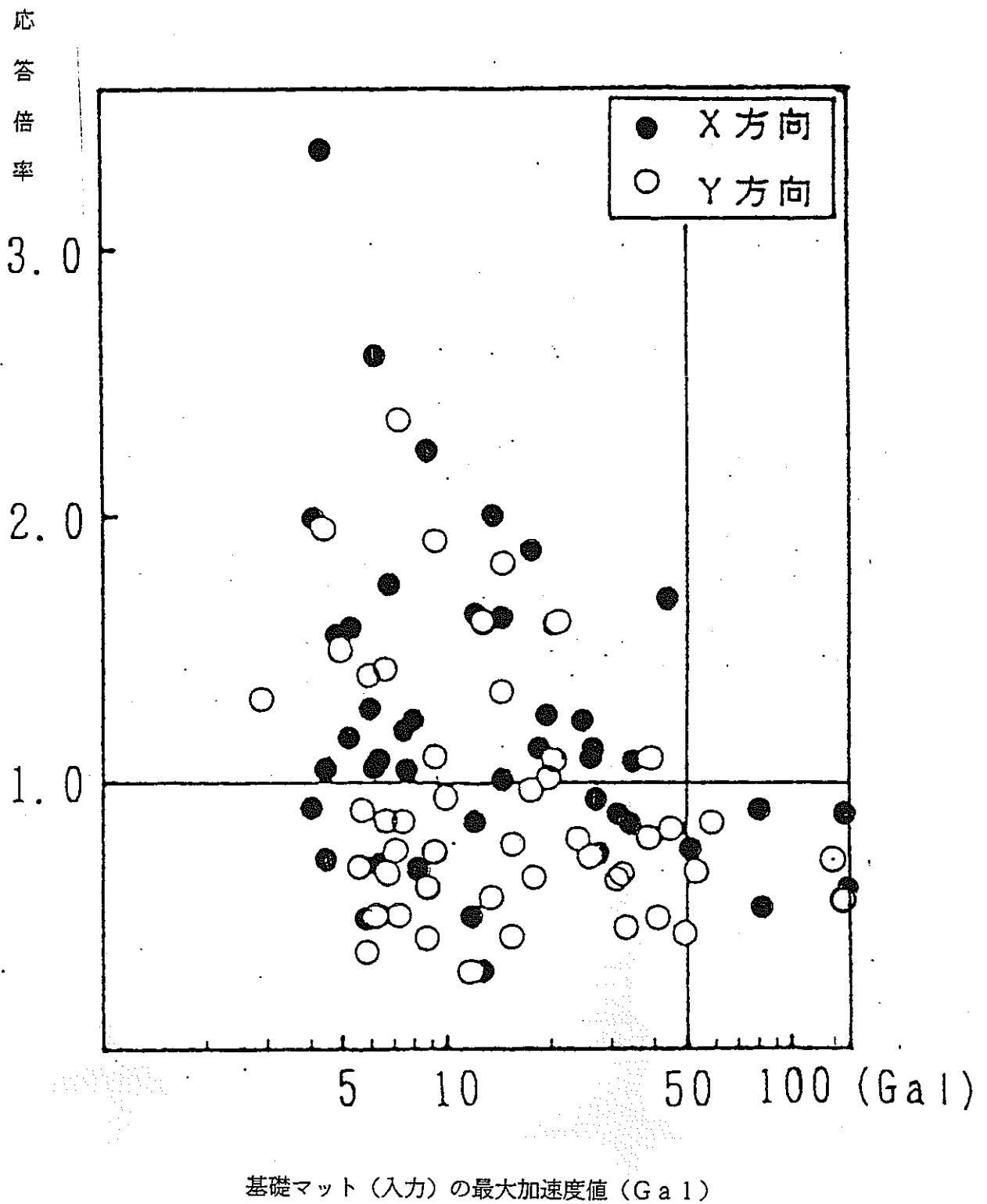


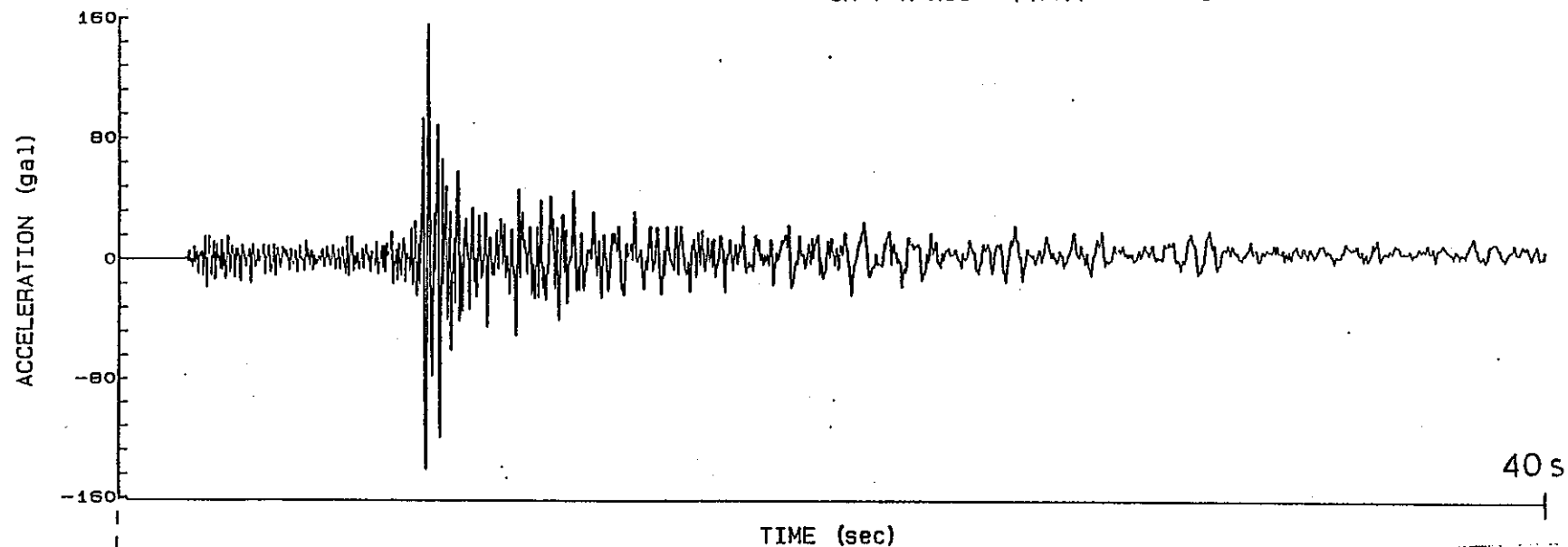
図3.2.15 基礎マットと免震構造モデル上部の加速度増幅倍率

3.2-34

TIME HISTORY RESPONSE

TOKAI 90.5.3 CH7-X

CH-7 X ACC. MAX 155.0 gal



TOUKAI 90.05.03 CH30

CH30-X MAX -93.02 gal

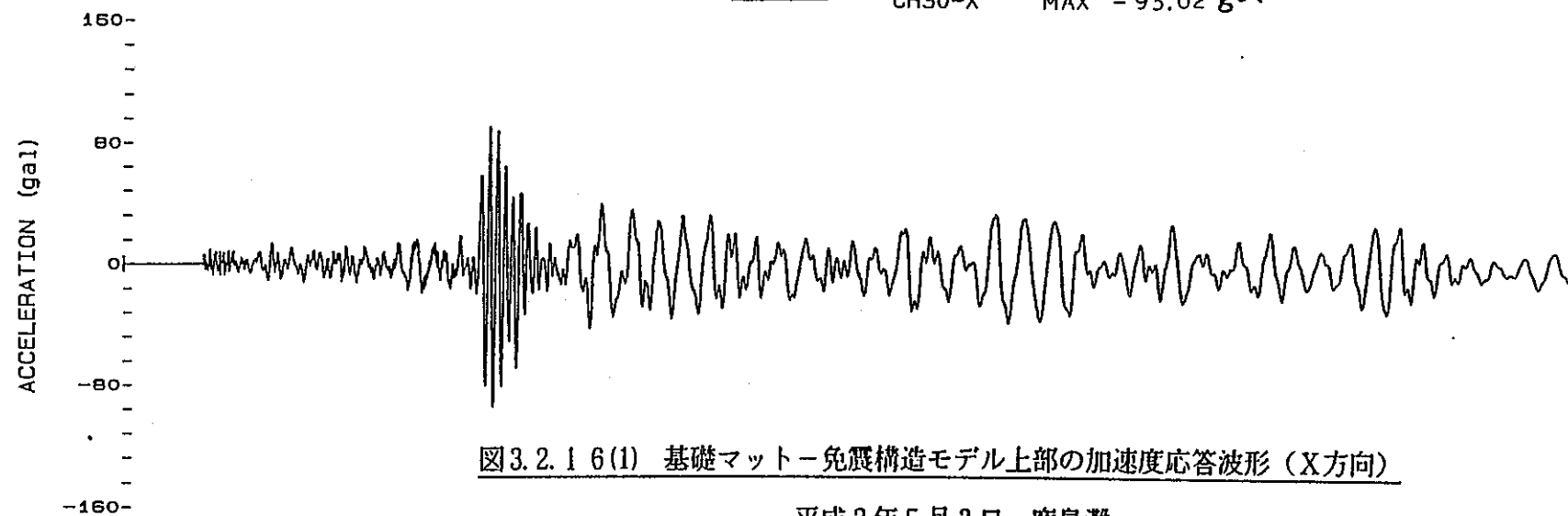


図3.2.16(1) 基礎マット-免震構造モデル上部の加速度応答波形 (X方向)

— 平成2年5月3日 鹿島灘 —

3.2-35

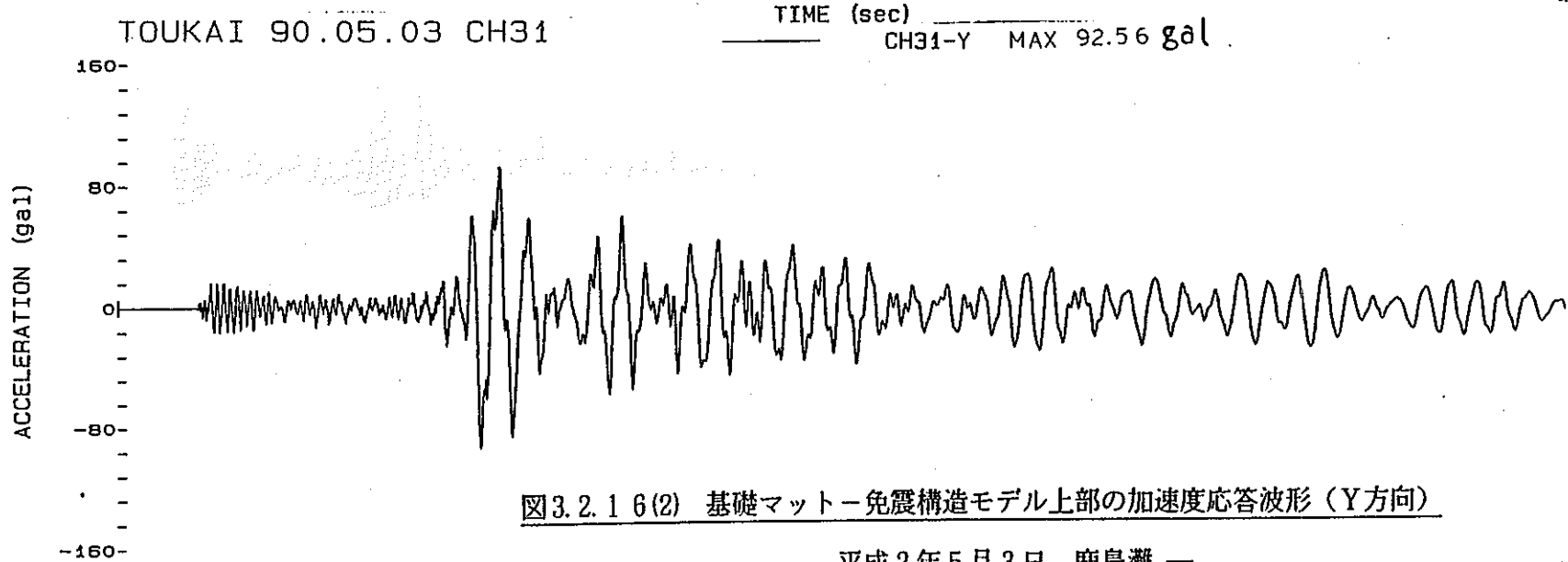
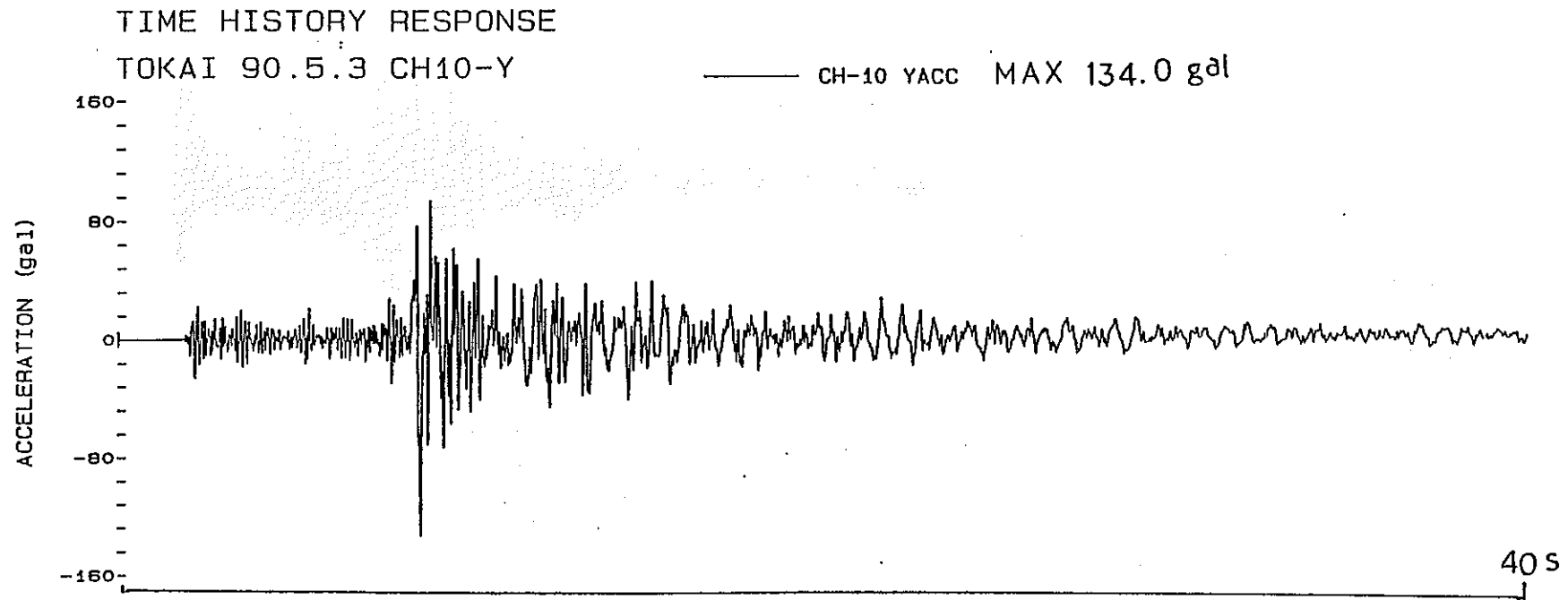
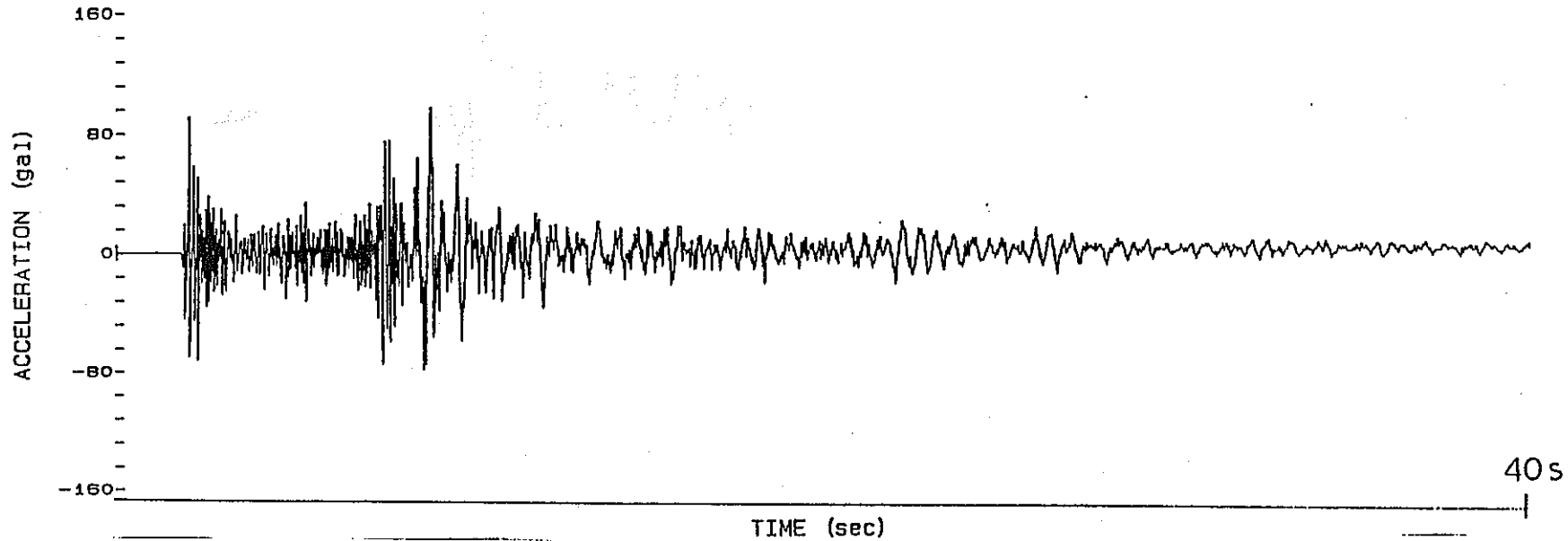


図3.2.16(2) 基礎マット-免震構造モデル上部の加速度応答波形 (Y方向)

TIME HISTORY RESPONSE

TOKAI 90.5.3 CH11-Z

CH-11 ZACC MAX 96.2 gal



TOUKAI 90.05.03 CH33

CH33-Z MAX -136.96 gal

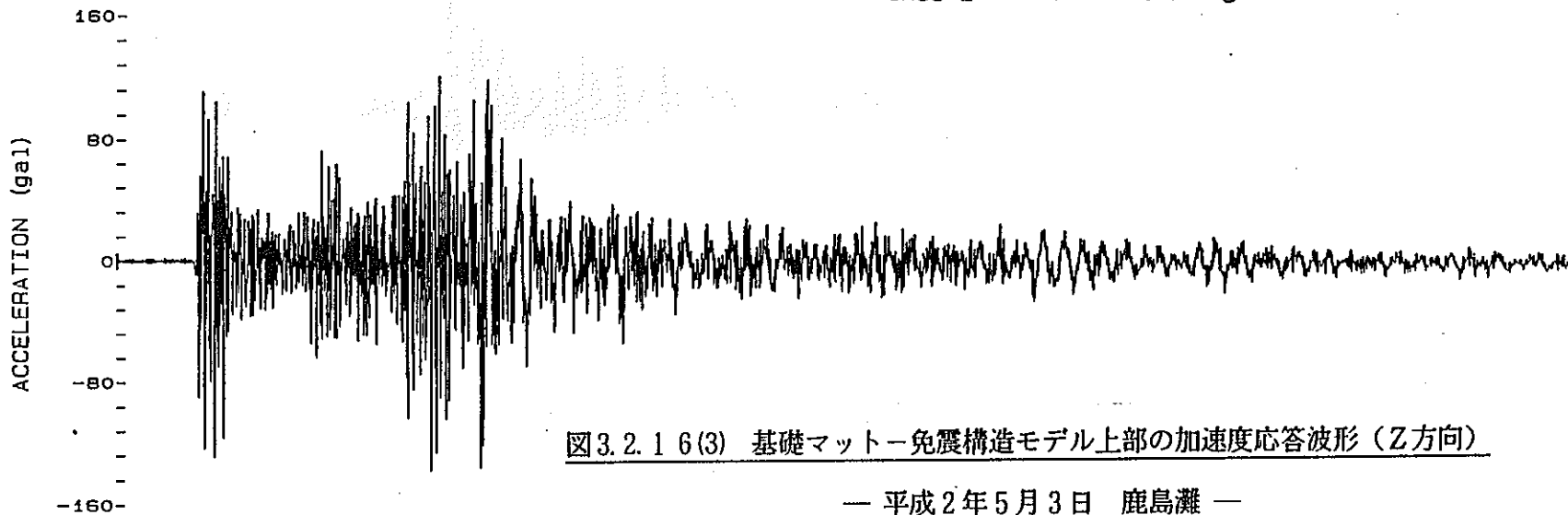


図3.2.16(3) 基礎マット-免震構造モデル上部の加速度応答波形 (Z方向)

— 平成2年5月3日 鹿島灘 —

3.2-37

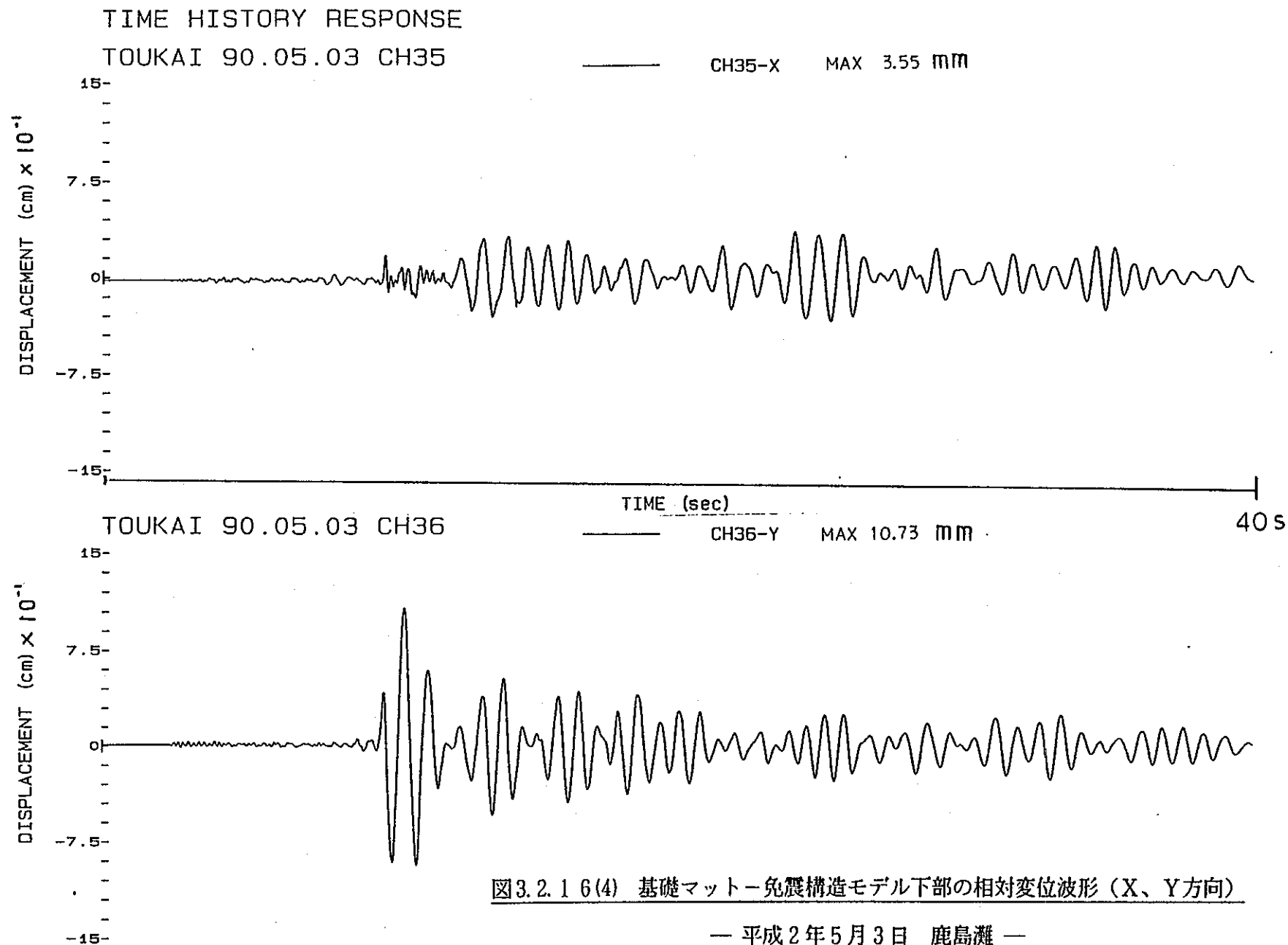


図3.2.16(4) 基礎マットー免震構造モデル下部の相対変位波形 (X、Y方向)

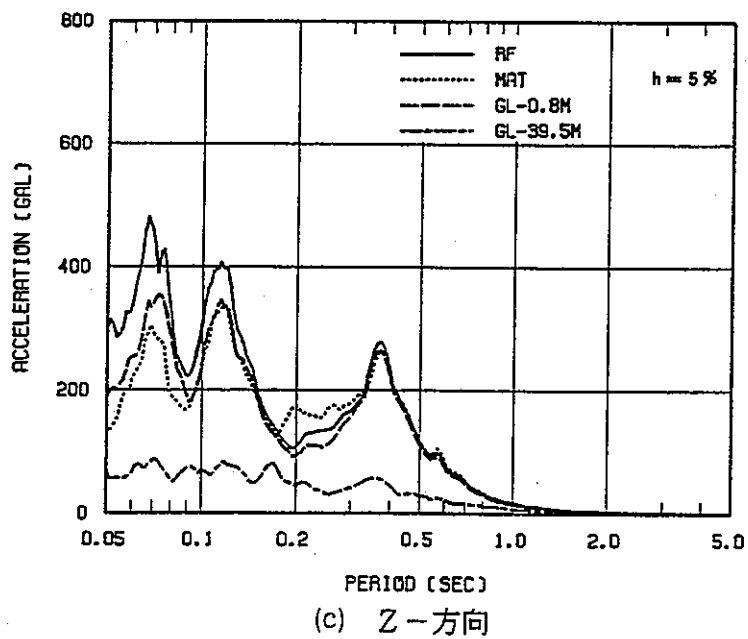
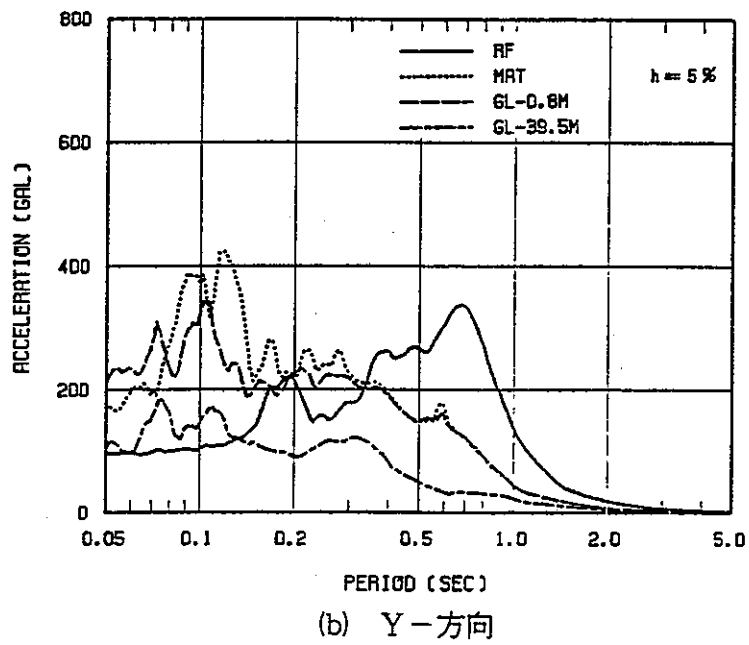
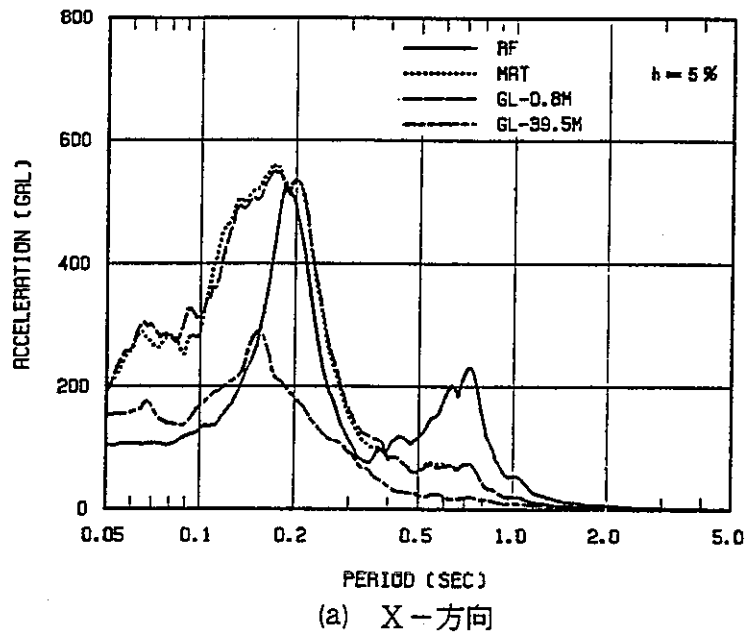
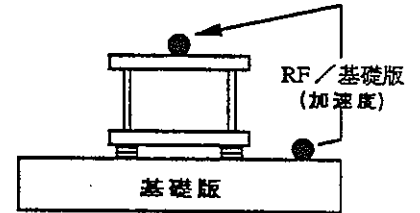
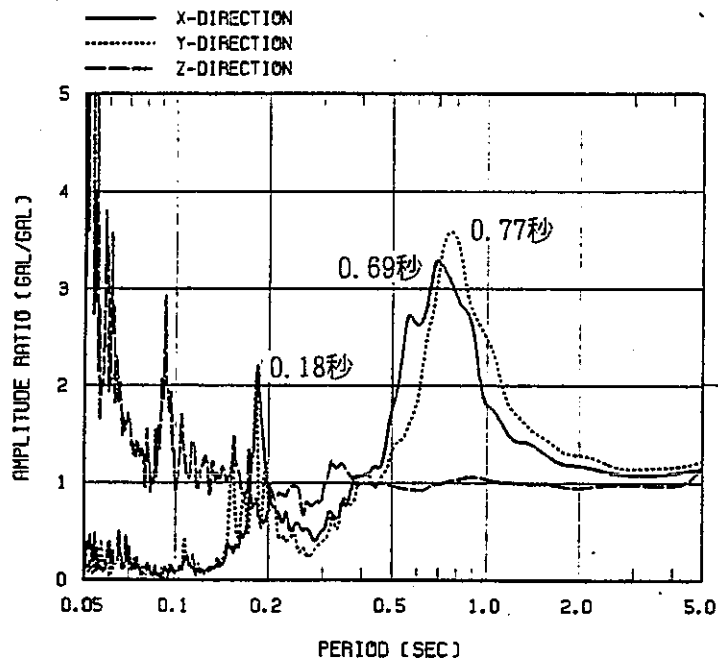
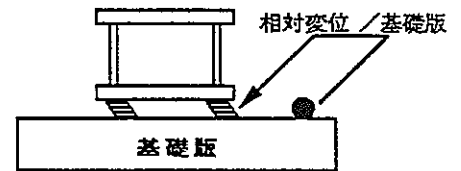
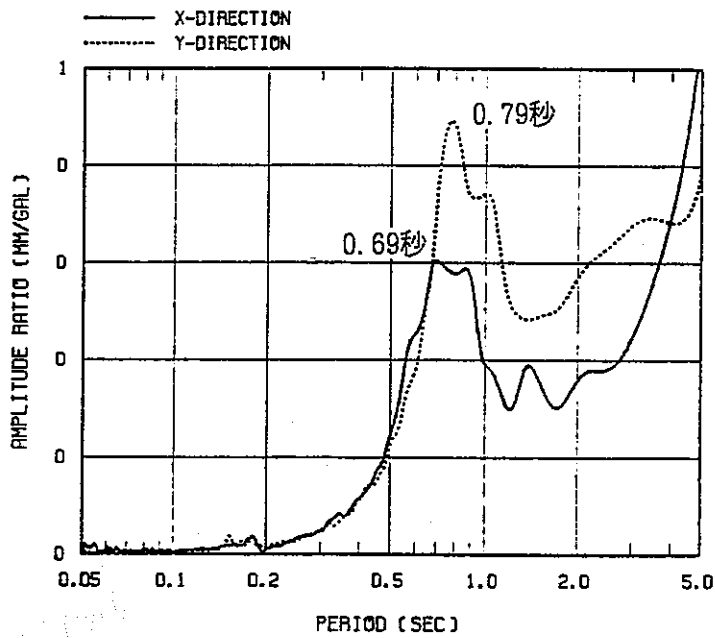


図3.2-17 免震構造モデルの加速度応答スペクトル  
3.2-38



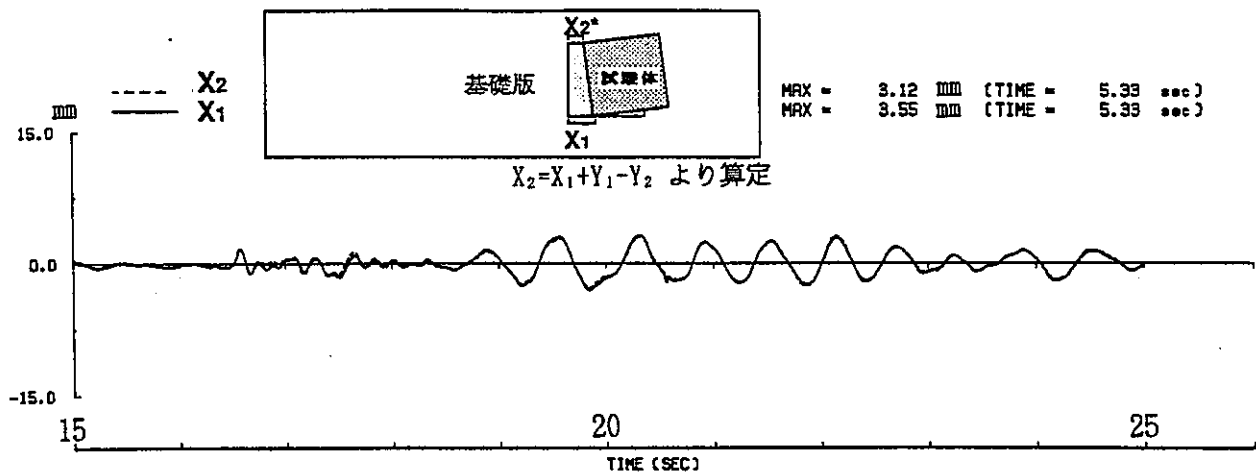
(a) 免震構造モデル上部/基礎版加速度



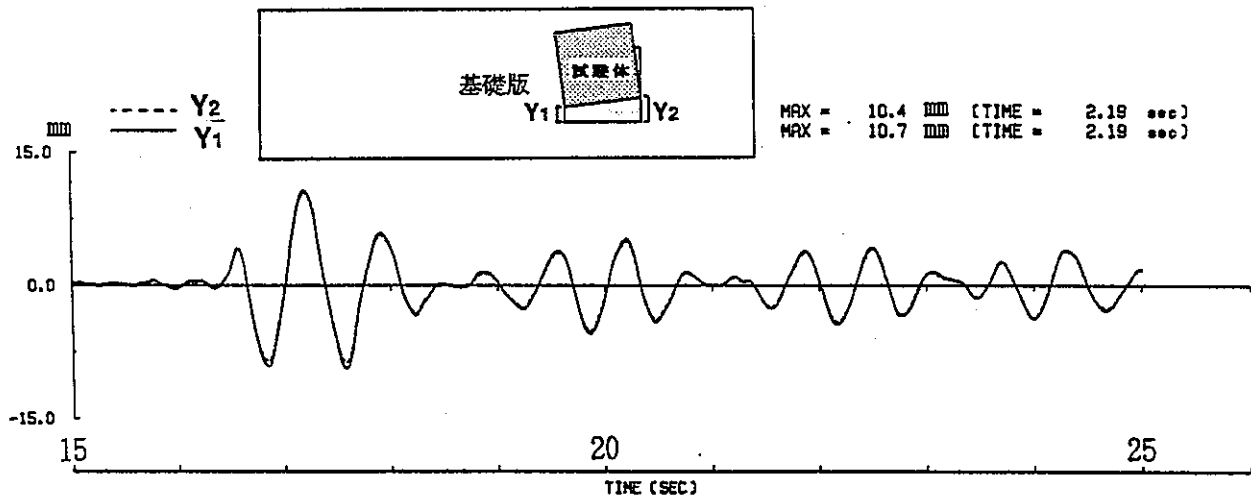
(b) 免震層相対変位/基礎版加速度

図3.2-18 免震構造モデルの加速度応答スペクトル



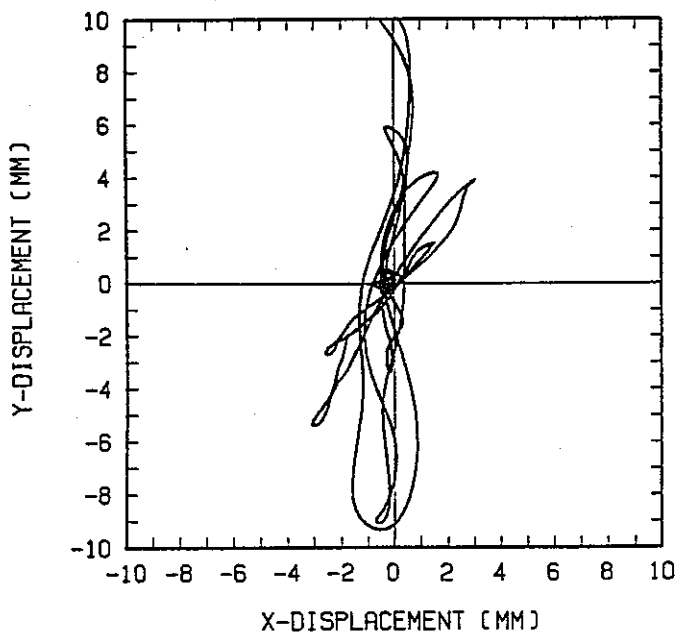


(b) X-方向

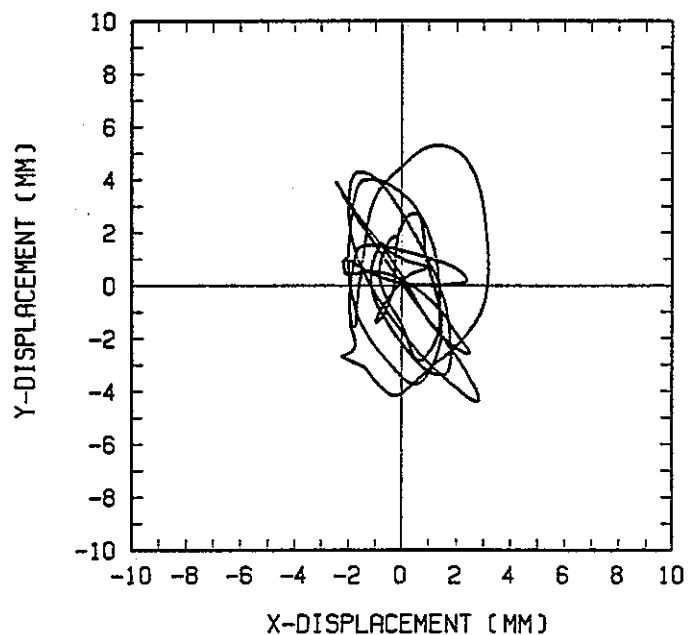


(a) Y-方向

図3.2-19 免震層の相対変位波形 (15秒~25秒)

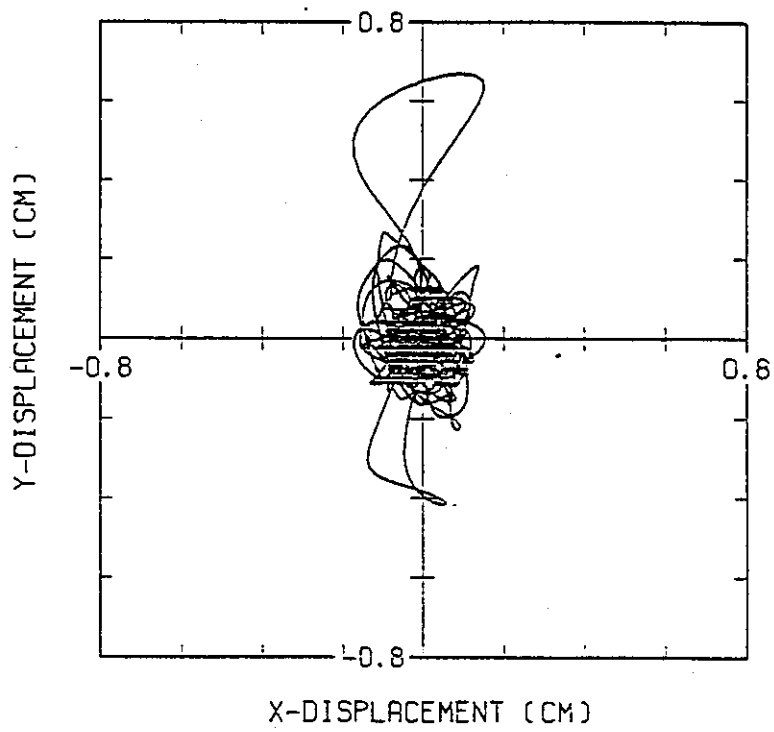


(a) オービット (15秒~20秒)

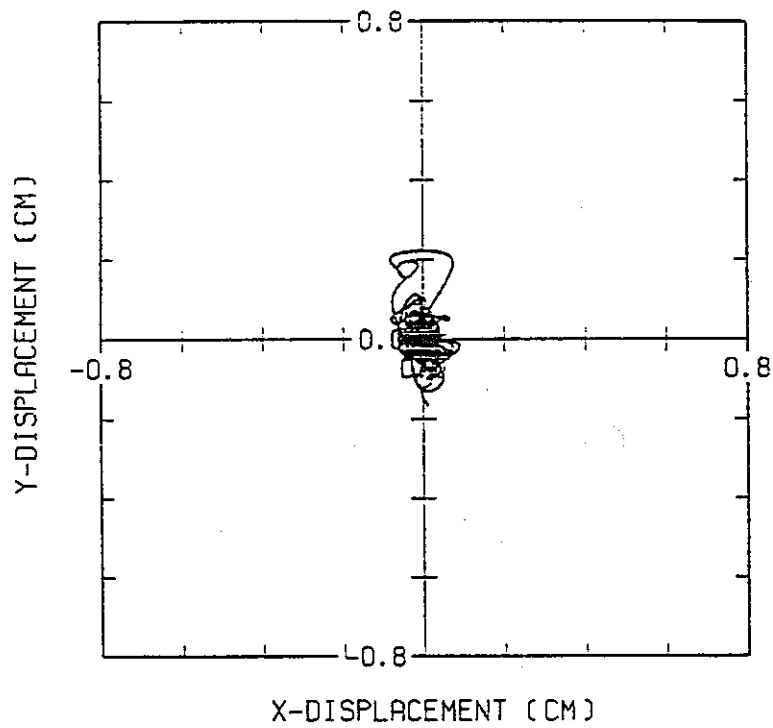


(b) オービット (20秒~25秒)

図3.2-20 免震層の相対変位オービット (時刻歴別)

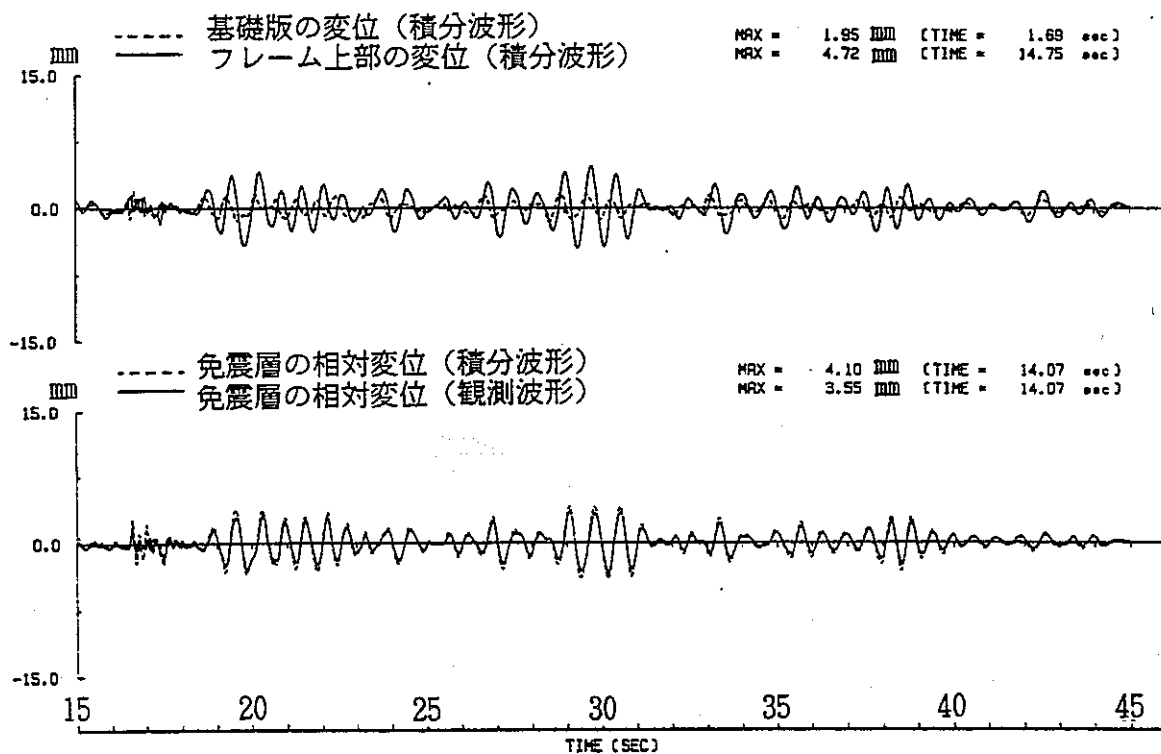


地表面の変位オービット (GL -0.8m)

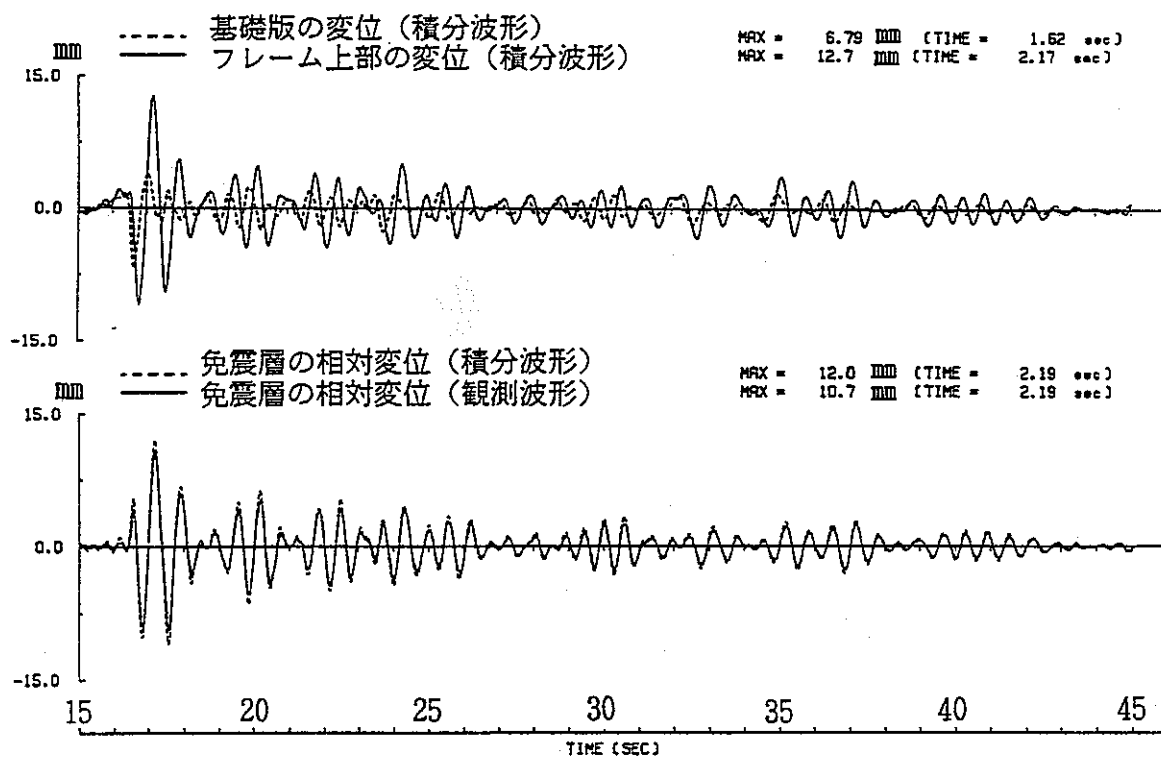


地中の変位オービット (GL -39.5m)

図3.2-21 地中 (GL -39.5m) 及び地震面 (GL -0.8m) の変位オービット



(a) X-方向



(b) Y-方向

図3.2-22 観測変位波形と積分変位波形の比較

### 3.2.6 免震構造モデルのシミュレーション解析

平成2年5月3日鹿島灘の地震観測結果を用い、免震構造モデルの応答特性を評価するために、シミュレーション解析を実施した。

#### ① 解析条件

表3.2-5に示すような、2質点の解析モデルを作成し応答解析を実施した。上部構造の解析緒元は昭和63年度報告書に示された定数を用いた。また、免震装置部は等価剛性及び等価減衰定数を用いて線形解析を行うこととした。等価剛性及び等価減衰定数は図3.2-23に示すように積層ゴムの変位振幅に応じて変化するため、昭和63年度に行った振動台試験による結果を参照し、今回の地震時のX方向最大相対変位3.5cm及びY方向最大相対変位10.5cmの、2ケースの等価剛性及び等価減衰定数を選定し、解析を実施した。ここで減衰は歪エネルギー比例型減衰とした。

また、入力については、基礎版上で観測された加速度波形を入力することとした。入力加速度波形を図3.2-24に、入力波の応答スペクトルを図3.2-25に示す。

#### ② 固有値解析結果

表3.2-6に各解析モデルの固有値解析結果を示す。Model-1の1次周期0.71秒であるのに対し、Model-2の1次周期は0.92秒と長くなっている。2次周期は両者とも約0.18秒である。観測結果より求めた振動周期は図3.2-18に示すように1次が約0.73秒、2次が約0.18秒であったので、Model-1のほうが対応が良い。

#### ③ 応答波形の比較

フレーム上部の加速度及び免震層の相対変位について、それぞれ解析波形と観測波形を比較したものを、図3.2-26（X方向）、図3.2-27（Y方向）に示す。X方向、Y方向とも、Model-1の解析モデルの結果が、観測波形とよく一致しているのがわかる。これは、設定した等価剛性に対応する免震装置の相対変位が3.5mmであり、観測波形で最もよく現れる変位振幅と一致しているためと考えられる。

#### ④ 応答スペクトルの比較

フレーム上部加速度の解析波形（Model-1）と観測波形の加速度応答スペクトルの比較を図3.2-28に示す。1次、2次のピーク位置など全体的形状は、X方向、Y方向とも両者はよく一致している。X方向の2次のピーク値が観測波形の方が大きくなっている理由としては、2次モードでの免震装置の変形量は小さいため、免震装置の減衰効果が小さくなるためと考えられる。

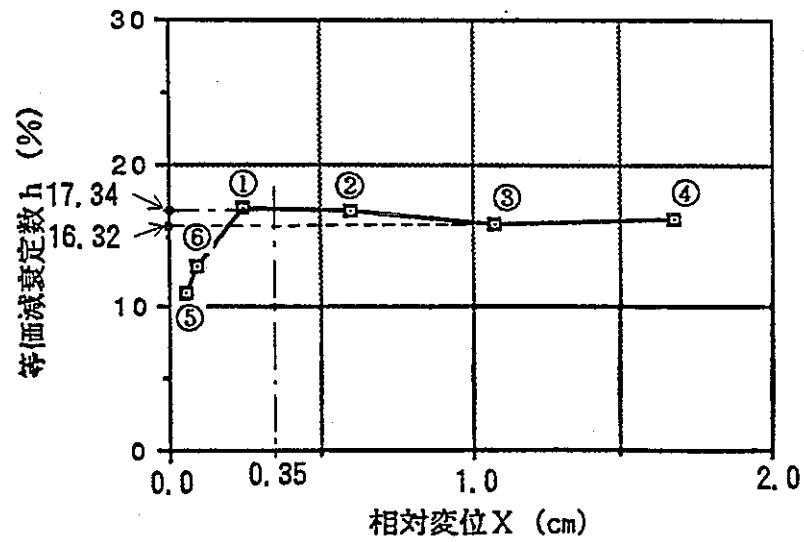
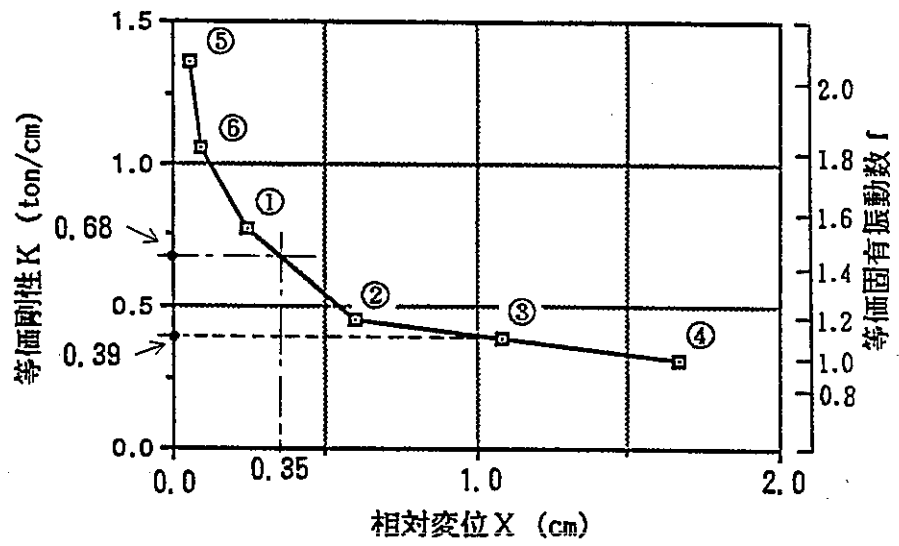
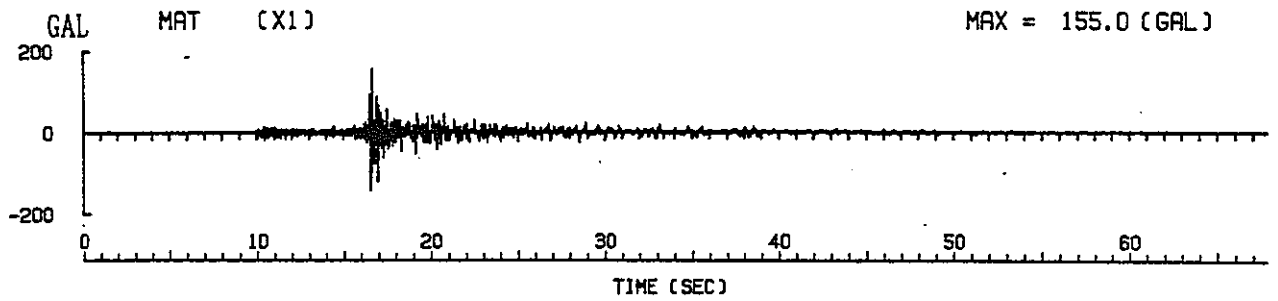


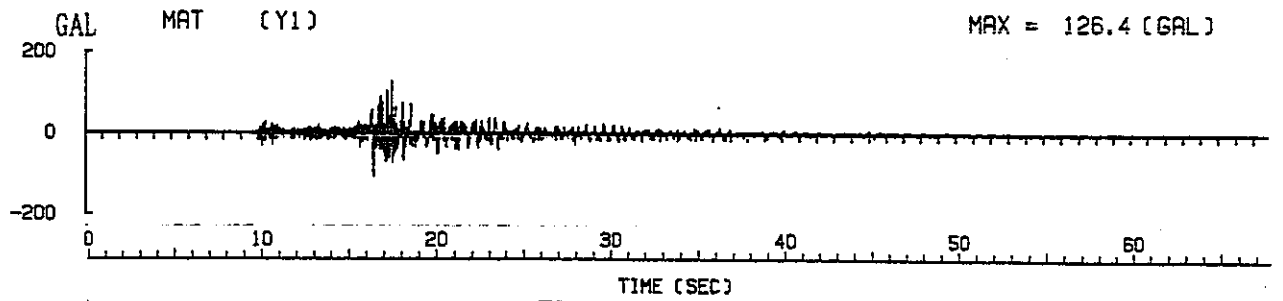
図3.2-23 免震装置の等価剛性及び等価減衰定数

表3.2-5 解析モデル

解析モデル	免震装置部		上部建屋				解析モデル
	$K_{aa}$ ton/cm	$H_{aa}$	$K_1$ ton/cm	$H_1$	$W_1$ ton	$W_2$ ton	
MODEL-1	0.68	0.1734	2.20	0.003	3.99	3.83	
MODEL-2	0.39	0.1632					



(a) X-方向



(b) Y-方向

図3.2-24 入力波形

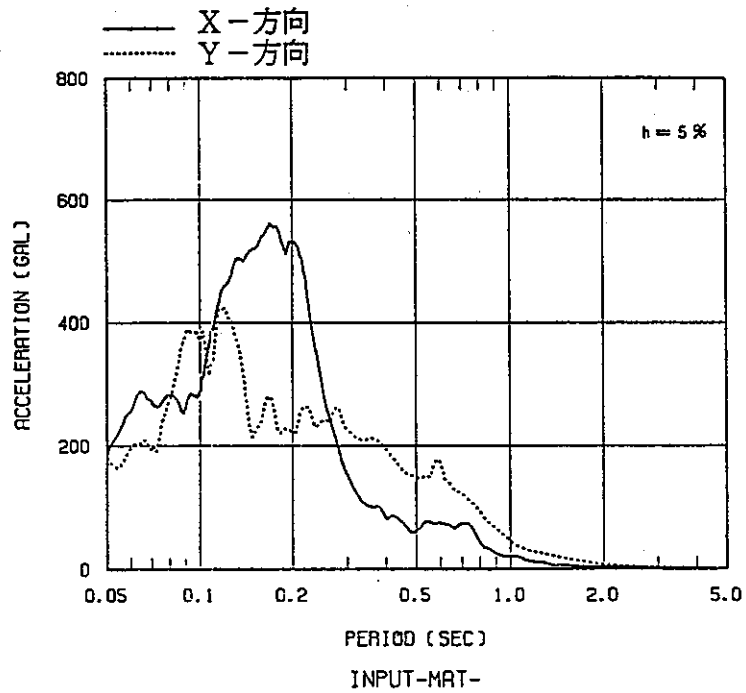
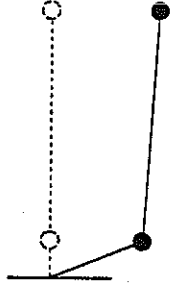



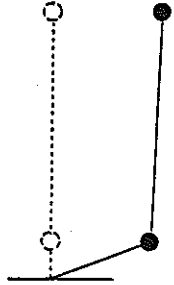
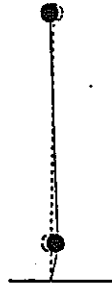
図3.2-25 入力波形の加速度応答スペクトル

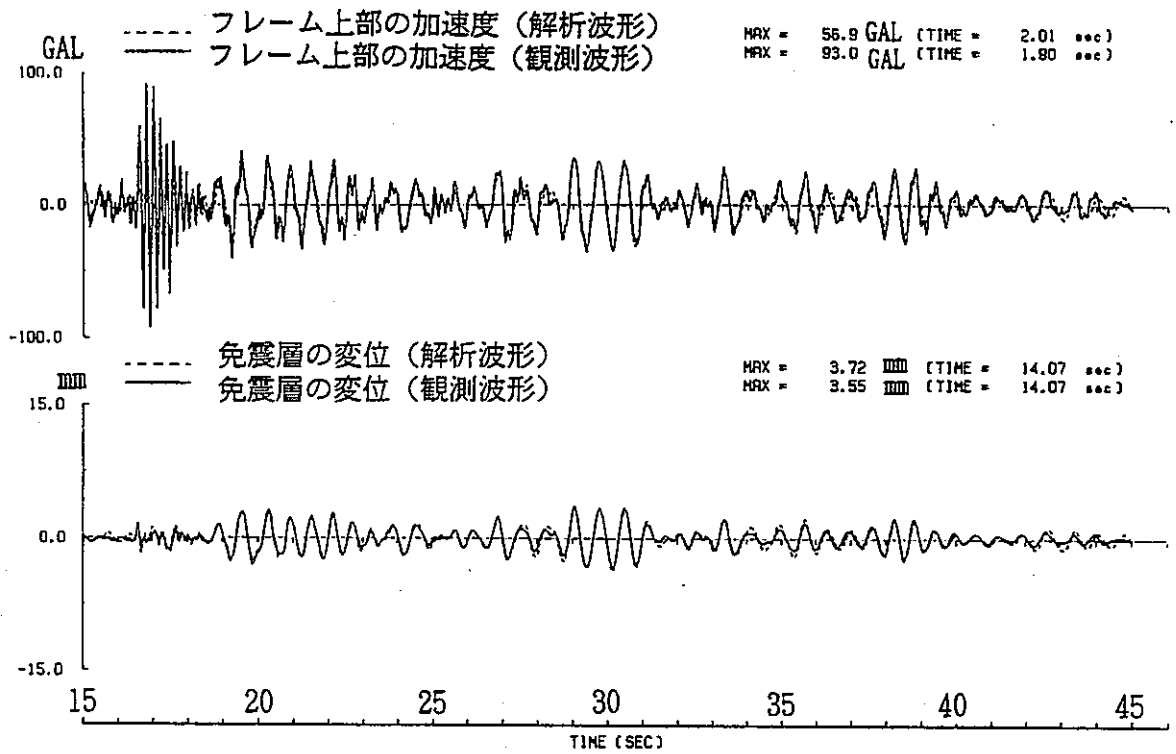
表3.2-6 固有値解析結果

(a) MODEL-1の固有値解析結果

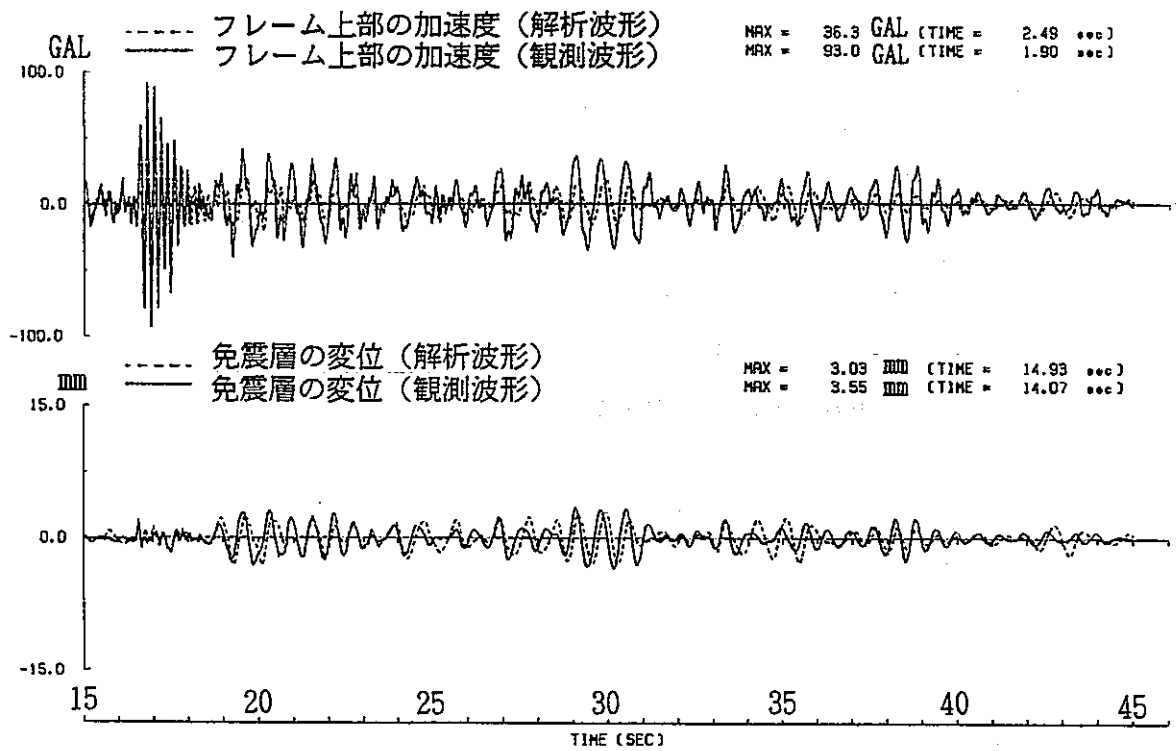
次 数	1 次	2 次
振 動 数	1.41 Hz	5.51 Hz
周 期	0.710 sec	0.181 sec
刺 激 関 数	1.07	0.09
モード減衰定数	15.9 %	1.8 %
モード図		

(b) MODEL-2の固有値解析結果

次 数	1 次	2 次
振 動 数	1.09 Hz	5.41 Hz
周 期	0.920 sec	0.185 sec
刺 激 関 数	1.04	0.05
モード減衰定数	15.6 %	1.1 %
モード図		



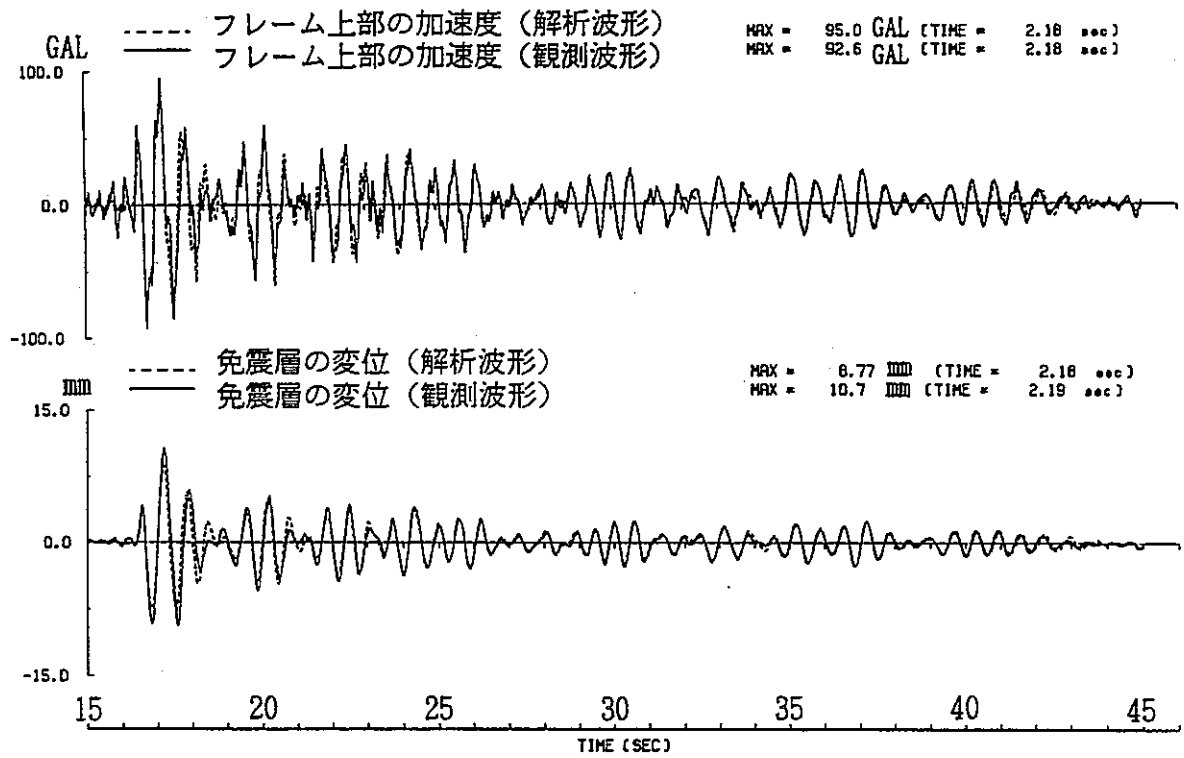
(a) MODEL - 1



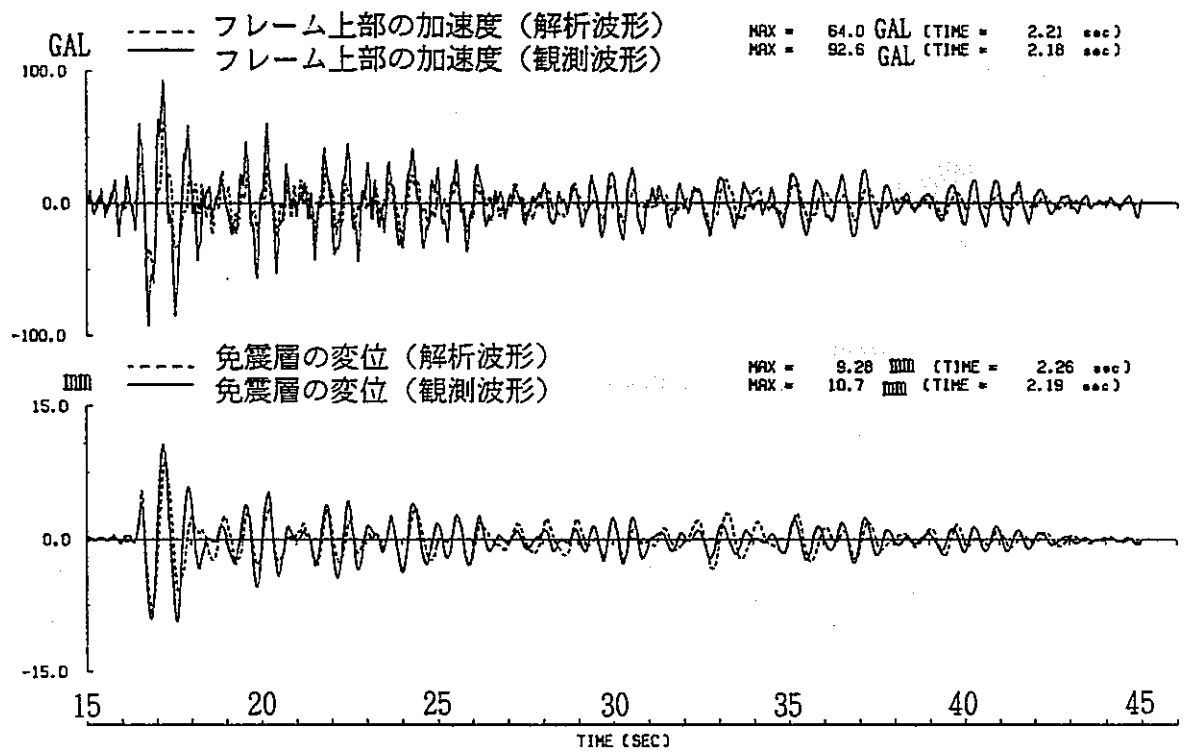
(b) MODEL - 2

図3.2-26 解析波形と観測波形の比較 (X-方向)



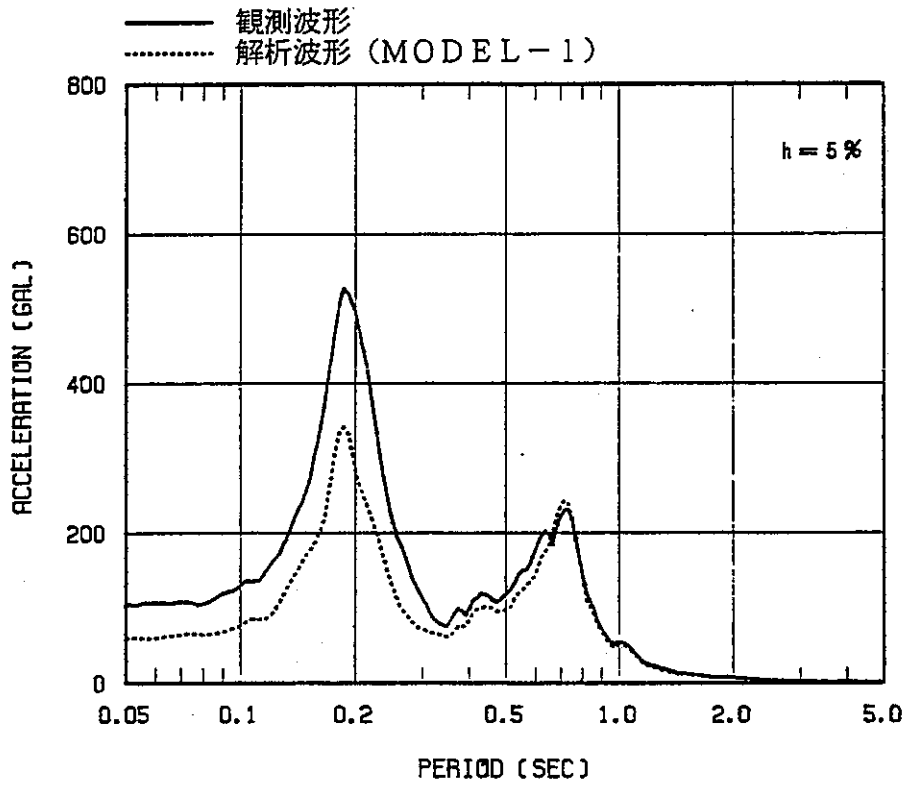


(a) MODEL-1

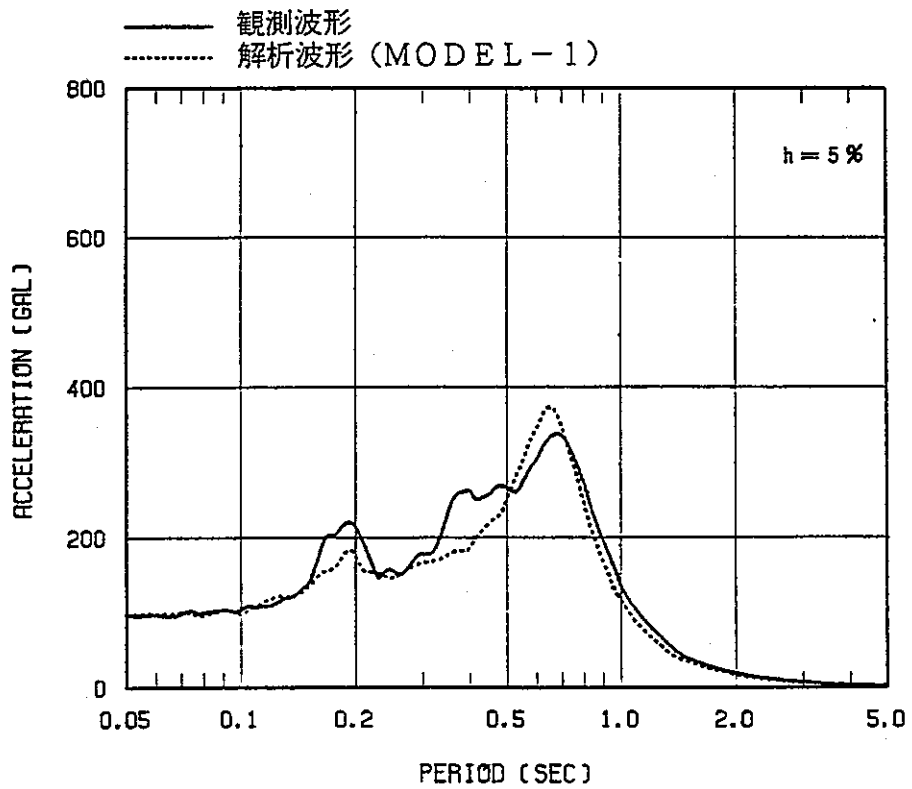


(b) MODEL-2

図3.2-27 解析波形と観測波形の比較 (Y-方向)



(a) X-方向



(b) Y-方向

図3.2-28 解析波形と観測波形の加速度応答スペクトル

### 3.5.7 入力地震動の策定

地震観測の結果、過去の被害地震、地震地体構造等を勘案して、茨城県沖に $M=7.8$ の地震を想定した。これは、小林-翠川の断層モデルとして定義し、免震構造用基準地震動S2とし、最大加速度約290galの模擬地震波を作成した。(図3.2.29参照)

これをGL-1630m( $V_s=3000\text{m/s}$ )の地震基盤に入力し、一次元波動理論により、地表面までもちあげ、その速度スペクトルを求めた。(図3.2.30参照)さらに、この速度スペクトルを包含し、かつ、免震構造物の一次固有周期をカバーするように、0.5秒から5秒までの $S_v$ 一定の目標スペクトルを設定した。(図3.2.30の直線)この目標スペクトルから作成した模擬地震波の速度スペクトル及び加速度波形の一例を図3.2.31及び図3.5.32に示す。これらの図より、速度スペクトルの最大 $S_v$ 値は約150kine、時刻歴波形の最大振幅は加速度で約420gal、速度で約75kineとなり、耐震重要度Aクラス施設建物の免震構造用限界入力地震動として十分安全側の評価となるものが得られたと考えられる。当面は、この模擬地震波を東海サイトにおけるAクラス以上の免震建物に適用し、今後行う種々の検討に用いる予定である。

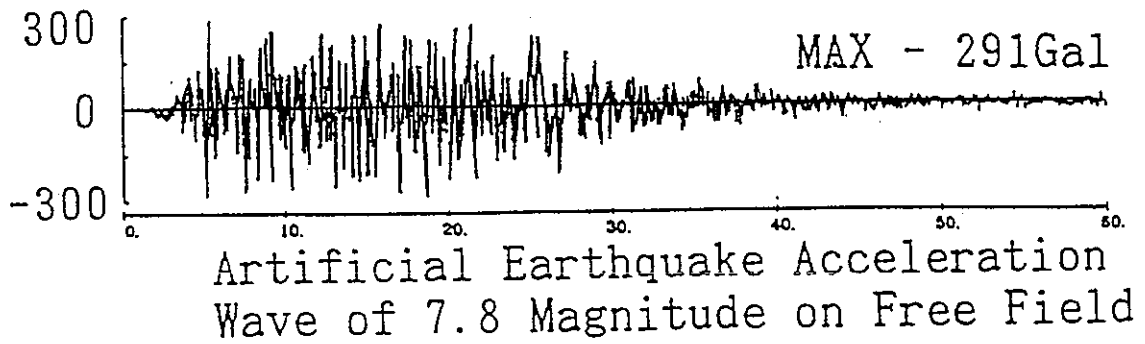


図3.2.29 M=7.8に対応する基準地震動の加速度波形

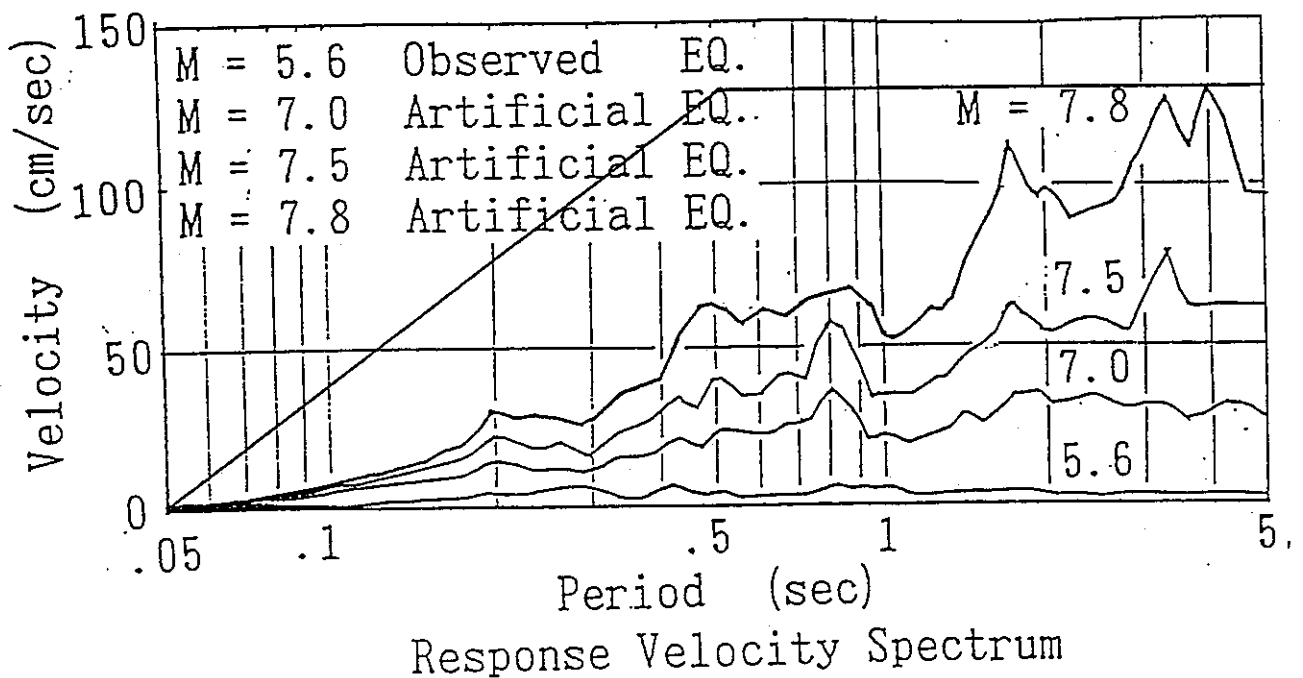


図3.2.30 Mの規模に応じた地表面波の速度応答スペクトルと目標スペクトル

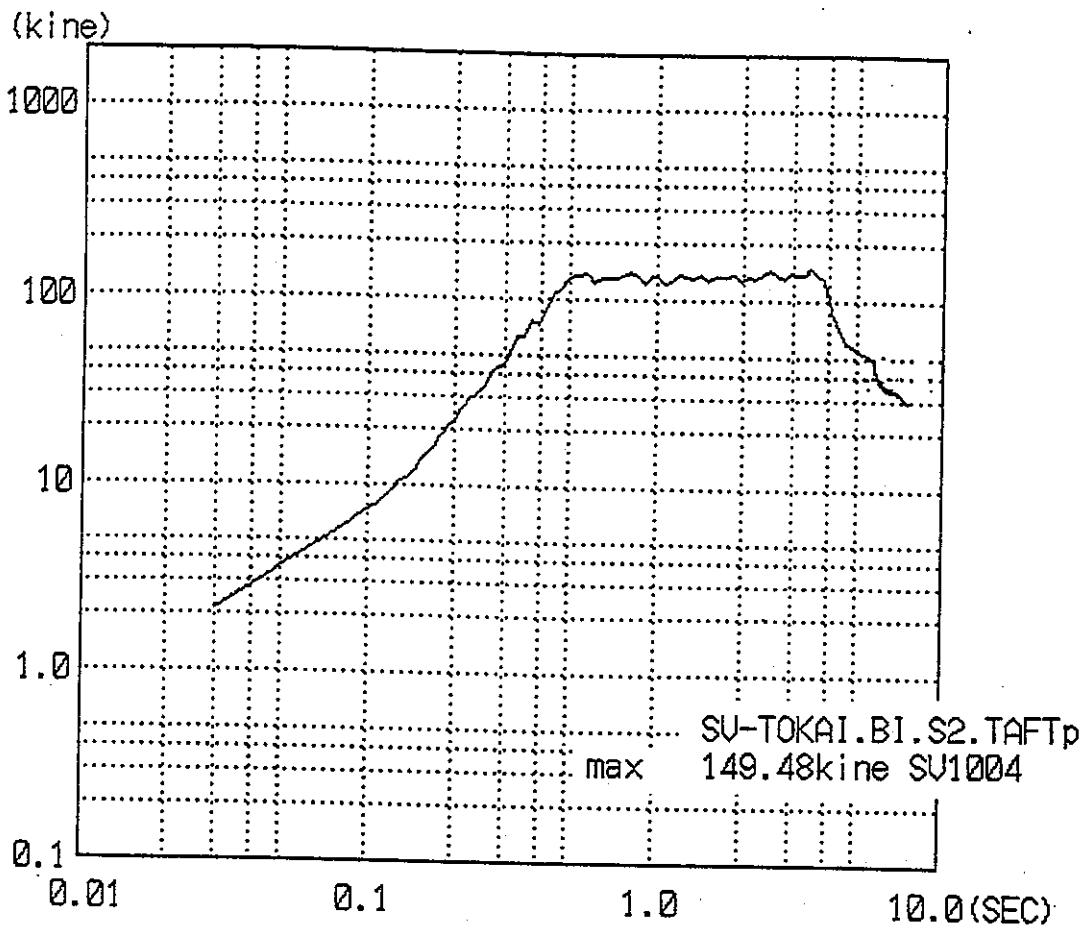


図3.2.31 入力用模擬地震波の速度応答スペクトル

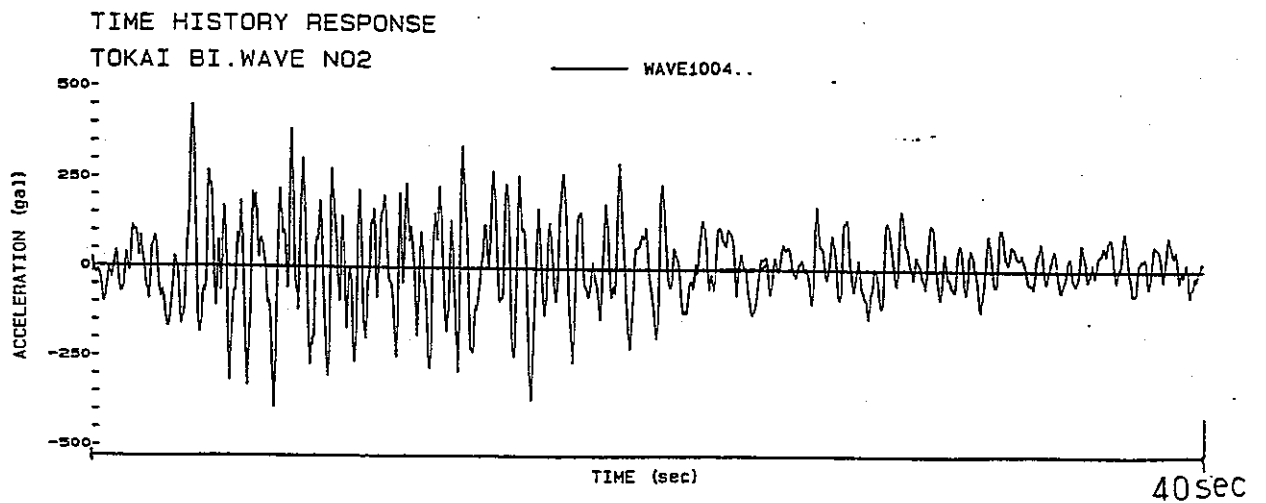


図3.2.32 入力用模擬地震波の加速度波形

### 3.2.8 まとめ

昭和63年10月の観測開始以来、最大級の応答を記録したのは、平成2年5月3日鹿島灘の震で、基盤での最大加速度が約90Gal、地表面で約160Galが観測された。マット上と縮小モデル上の加速度応答スペクトルを比較すると、免震装置に支配される1次固有周期近傍の0.7秒～0.8秒で約2倍、上部構造物自体に支配される2次固有周期の0.2秒近傍で約0.7倍の増幅が確認でき、この縮小モデルの特性が良く出ている。(これは、X、Y方向ともに共通していえる。)

この地震に関してまとめると以下のことが明らかになった。

#### ① 地震動の特性

- ・地中 (GL-39.5m) の変位オービットによると、Y方向 ( 央方向と直交) がX方向 (震央方向) の2.5倍の変形を示す。応答スペクトルによると、0.3秒よりも長い周期領域においてはY方向の応答スペクトルが、0.3秒よりも短い周期領域においてはX方向の応答スペクトルが逆 大きくなっている。特に、X方向では約0.16秒 (6 Hz) に比較的大きなピークが存在し、これが地盤及び免震構造モデルの応答特性に影響を与えている。

#### ② 地盤の伝達特性

- ・地中 (GL-39.5m) から、地表面 (GL-0.8m) への伝達特性で卓越する周期成分は、1次が約0.6秒、2次が約0.2秒であるため、Y方向では1次の周期成分が、X方向では2次の周期成分が大きく増幅されている。

#### ③ 免震構造モデルの応答特性

- ・免震構造モデルの基礎版に対するフレーム上部の最大加速度の応答倍率は、X方向 (長辺方向) で0.61、Y方向 (短辺方向) で0.71といずれも免震効果が確認された。
- ・免震層の最大変位はX方向で3.5mm、Y方向で10.5mmと相当な差が生じている。
- ・基礎版に対するフレーム上部の加速度のフーリエスペクトル比によると、免震構造モデルの1次振動周期は0.7～0.8秒、2次振動周期0.19秒である。
- ・免震構造モデルはねじり振動をほとんど起こさず、並進振動をしている。
- ・免震層に設置した変位計の作動性をチェックするため、加速度計で計測した加速度波形を積分することによって変位波形を求め比較した結果、観測波形は積分波形によく一致し、変位計に問題ないことがわかった。

#### ④ 免震構造モデルのシミュレーション解析

- ・昭和63年度の免震構造モデルの振動台試験の結果を参考とし、免震装置を等価剛性、等価減衰定数でモデル化し線形解析を行った結果、観測結果を良く模擬できることがわかった。

なお、この地震は、敷地のほぼ直下 ( $\Delta = \text{約}8\text{km}$ 、 $D = \text{約}50\text{km}$ ) で発生しており、最大加速度振幅も単発的なヒゲ状の波形により記録されていることから分かるように、0.2秒以下の短周期成分が卓越している。したがって、水平方向には免震効果が現れ易いが、鉛直方向に関しては水平方向の加速度成分に対する割合が、遠方の地震より大きいいため、上下動については今後さらに検討を進めていく必要がある。

また、東海事業所において免震建物に適用すべき入力地震動の検討を行い、設計用限界地震に対応する免震構造用 S 2 地震動を策定した。これは、目標スペクトルの  $S_V$  値が5秒付近まで130~150kineとなり相当安全側となるよう定めたものであり、今後、検討対象建物が決定した場合にはその敷地地盤の特性を考慮して定める必要がある。

### 3.3 免震建物の試設計

#### 3.3.1 目的及び対象建物の概要

平成2年度までの研究で検討してきた免震システム（高減衰積層ゴムとハードニングストッパータイプフェイルセーフの組合せ）の実機への適用性を検討するために、動燃事業団殿の実施設を対象として免震設計のケーススタディを実施する。

免震設計の対象とする建物は、地上7階建てのRC構造物である。上部建家各柱軸力図を図3.3-1に示す。上部建家の長期荷重による総重量は127,554 ton（地震時荷重による総重量は119,520 ton）である。



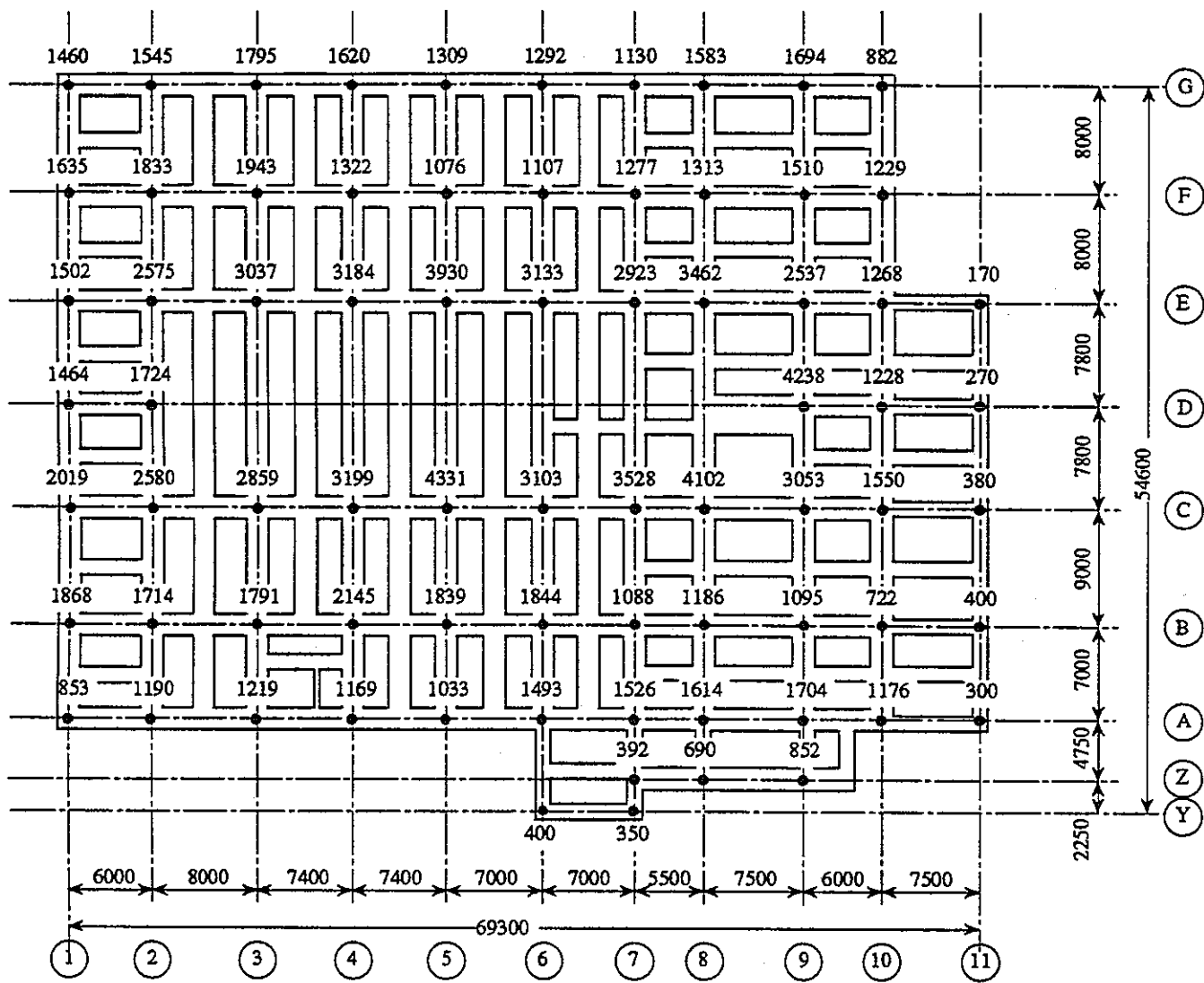


图3.3-1 上部建屋各柱轴力图

### 3.3.2 免震装置の設計方針

本建家に採用する免震システムは、本研究で平成2年度までに検討を行ってきた、高減衰積層ゴムとハードニングストッパータイプのフェイルセーフ装置を組合せた免震システムである。以下に免震設計の方針を示す。

地震動の入力レベルに従い、上部構造物及び免震装置に表3.3-1に示す設計クライテリアを設定する。

表3.3-1 免震設計クライテリア

入力レベル		レベル1	レベル2	レベル3	レベル4
入力最大速度		25 cm/sec	50 cm/sec	75 cm/sec	(150 cm/sec)
上部建家		短期許容応力度以内	短期許容応力度以内	一部部材の降伏は許容するが各層は十分安定とする。	ほぼ保有水平耐力
免震装置	高減衰積層ゴム	相対水平変位10cm以内	相対水平変位25cm以内	相対水平変位40cm以内(使用限界変位)	相対水平変位80cm程度(破断限界変位)
	フェイルセーフ	作動せず	作動せず	作動せず	相対水平変位40cmより作動ほぼ破断限界変位

注1) 模擬地震動はレベル3相当とする。

注2) レベル4の入力最大速度については限界状態が確認できるまで増大させるものとする

注3) 高減衰積層ゴムの使用限界変位とは、通常使用状態において、それまでの変形振幅を経験しても、積層ゴムが支障なく使用することができる水平変位の下限値を指す。

注4) 高減衰積層ゴムの破断限界変位とは、積層ゴムが破断する水平変位を示す。

本免震建家が上記設計クライテリアを満たすように、免震装置の設計を行うことになるが、そのために、高減衰積層ゴムおよびハードニングストッパータイプフェイルセーフ装置のねらいの特性を、次に示すように設定する。

## (1) 高減衰積層ゴムのねらいの特性

高減衰積層ゴムの設計に考慮するねらいの特性を以下に示す。

### ① 水平方向特性

免震装置を含む上部構造の固有周期の目標値は、

中小地震時       :  $T=1.0$ 秒以上

大地震時         :  $T=1.8\sim 2.0$ 秒

とする。

### ② 鉛直方向特性

免震装置を含む上部構造の鉛直方向振動数の目標値は16Hz以上とする。

### ③ 積層ゴムの設計面圧

長期荷重時における積層ゴムの設計面圧は、 $40\sim 50\text{kgf}/\text{cm}^2$ を目標とする。

### ④ 変形能力

高減衰積層ゴムの使用限界変位は、地震時における変動軸力を考慮して、定格荷重の2倍の軸力下で40cm以上とする。また、破断限界変位は約80cm以上とする。

## (2) フェイルセーフ装置のねらいの特性

フェイルセーフ装置は、免震設計クライテリアに示したように、免震層の相対水平変位が高減衰積層ゴムの使用限界変位40cmに達してから作動しはじめ、その履歴吸収エネルギーによって応答変位量を抑制するような特性を有するものとする。ただし、上部構造物に伝わるせん断力が過大となり、上部構造物が先に崩壊に達しないよう、レベル4の入力レベルでの復元力 $Q_F$ を、図3.3-2に示すように、 $Q_F=0.5W$  ( $W$ は上部建家重量)と設定する。これは、上部建家の終局耐力を $Q_F=1.8W$ 程度と仮定し、レベル4の入力レベルで、高減衰積層ゴムの破断限界変位80cmに達すると同時に、上部建家も終局状態になるよう、免震層のせん断力を調整して、フェイルセーフ装置の復元力を逆に設定したものである。

また、フェイルセーフ装置の履歴曲線の形としては、図3.3-2に示したように、いくつかのバリエーションが考えられる。履歴吸収エネルギーを増大させるためには、A-typeの履歴曲線が望ましいと考えられるが、装置の大きさ、コストとの関係もあるため、ここでは規定しないものとする。

免震層の復元力

Q (ton)

2.00 W

1.00 W

0.42 W

0

(W : 上部建屋重量 (119,520 ton))

A - type

B - type

C - type

$Q_F$  : フェイルセーフ装置の復元力  
(設計目標 : 0.5 W)

$Q_B$  : 高減衰積層ゴムの復元力  
(処女載荷時 : 1.34 W)  
(繰り返し載荷時 : 1.00 W)

使用限界変位

破断限界変位

免震層の相対変位  
 $\delta$  (cm)

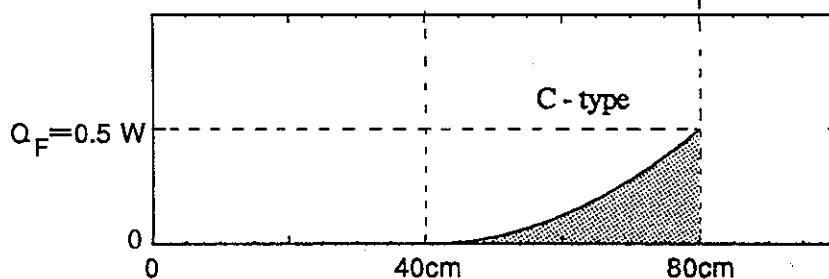
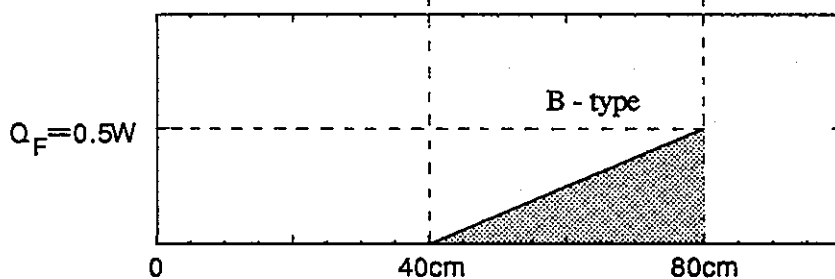
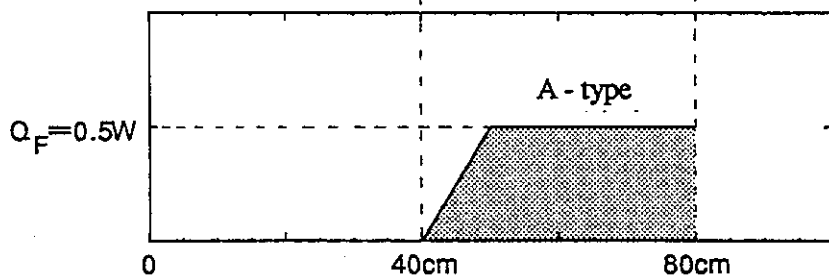


図3.3-2 フェイルセーフ装置のねらいの特性

### 3.3.3 免震装置の設計

#### (1) 高減衰積層ゴムの設計および配置

高減衰積層ゴムは3.3.2で示した高減衰積層ゴムのねらいの特性を満たすように設計する。免震装置に加わる上部建屋の長期軸力を考慮し、定格荷重1000ton、750ton、320tonの3種類の高減衰積層ゴムを図3.3-3に示すように配置するよう計画した。

それぞれの高減衰積層ゴムは、面圧および水平・鉛直剛性がねらいの特性を満たすように設計を行った。設計フローを図3.3-4 (a) ~ (d) に示す。設計された高減衰積層ゴムの一覧を表3.3-2に、また、高減衰積層ゴム詳細図を図3.3-5(a)~(c)に示す。

この時の各特性値は以下のようになる。

#### ① 水平方向特性

上部建屋を剛体と考え、高減衰積層ゴムの水平剛性の合計より水平方向周期を求めると、

$$\text{水平変形10cm時} : T = 1.63\text{sec}$$

$$\text{水平変形20cm時} : T = 1.96\text{sec}$$

となる。

#### ② 鉛直方向特性

上部建屋を剛体と考え、高減衰積層ゴムの鉛直剛性の合計より鉛直方向振動数を求めると、 $f = 17.52\text{Hz}$ となる。

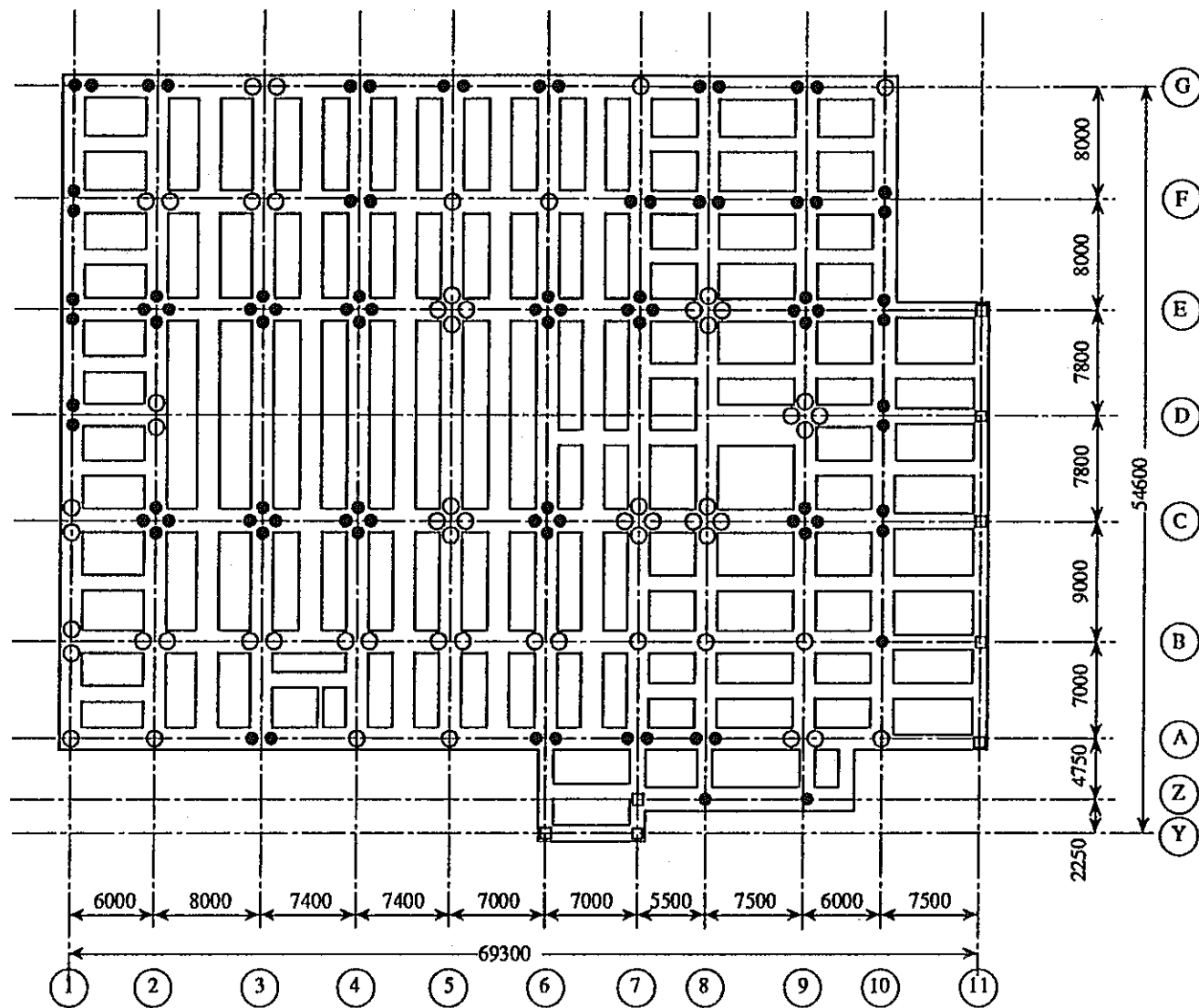
#### ③ 積層ゴムの面圧

図3.3-6に各積層ゴムの平均面圧および面圧分布を示す。各積層ゴムの平均面圧は、最小  $22.55 \text{ kg/cm}^2$ 、最大  $53.16 \text{ kg/cm}^2$ 、平均  $43.23 \text{ kg/cm}^2$ となる。

#### ④ 変形能力

ブリヂストン社製高減衰ゴム KL 401を用いた積層ゴムのせん断ひずみ  $\gamma = 200\%$  (40cm) までは安定した繰り返し性状を有し、破断ひずみは  $\gamma = 400\%$  (80cm) 以上であることがこれまでの実験によって確かめられている。

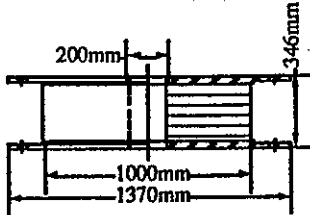
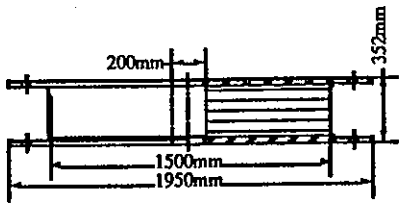
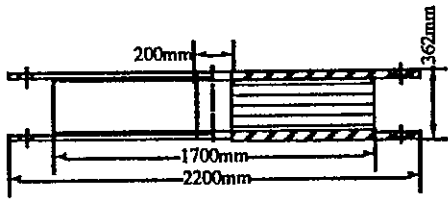
以上のように各特性値は、ほぼ設計目標を達している。



	ゴム外径 (mm)	内径 (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	台数
1000ton要素	1,700	200	22,384	60
750ton要素	1,500	200	17,357	91
320ton要素	1,000	200	7,540	8
				総数 159 台

図3.3-3 免震装置配置図 ○: 1000ton ●: 750ton □: 320ton

表3.3-2 高減衰積層ゴム一覽

		320 ton 要素	750 ton 要素	1000 ton 要素	
形状 (mm)					
定格荷重		320 ton	750 ton	1000 ton	
寸法 (mm)	ゴム外径	1000	1500	1700	
	ゴム内径	200	200	200	
	ゴム厚×総数 =ゴム総厚	8.0×25 =200.0	13.0×16 =208.0	15.0×14 =210.0	
	鋼板厚×総数 =鋼板総厚	3.1×24 =74.4	3.6×15 =54.0	4.0×13 =52.0	
形状係数	S1	25.0	25.0	25.0	
	S2	5.00	7.21	8.10	
面圧範囲 (kg/cm <sup>2</sup> )		22.5~53.1	35.1~49.1	38.1~53.2	
水平方向特性	δ = 10 cm	K <sub>eq</sub> (tonf/cm)	4.6	10.51	12.67
		T (sec)	1.67	1.70	1.78
		h <sub>eq</sub> (%)	15.0	16.9	16.9
	δ = 20 cm	K <sub>eq</sub> (tonf/cm)	3.3	7.27	8.82
		T (sec)	1.98	2.04	2.14
		h <sub>eq</sub> (%)	15.0	16.2	16.2
鉛直方向特性	K <sub>v</sub> (tonf/cm)	4000.0	8764.9	11631.7	
	F <sub>v</sub> (Hz)	17.62	17.03	16.99	

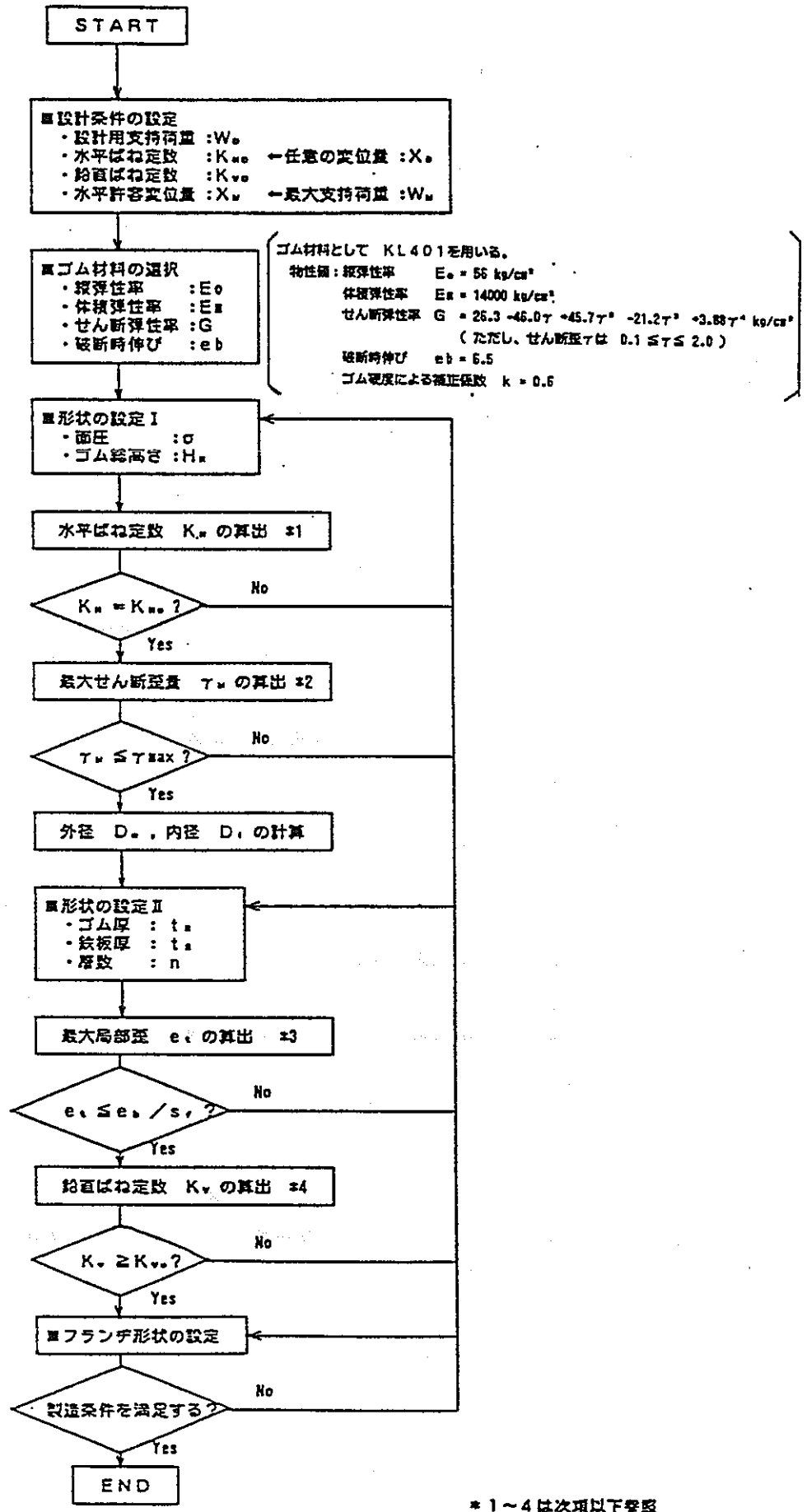


図3.3-4 (a) 高減衰積層ゴム設計フローチャート



**\*1 水平ばね定数の算出法**

水平ばね定数  $K_H$  は、設計用支持荷重と面圧より断面積を算出し、以下の様に求める。

$$A = \frac{W_0}{\sigma} \quad \dots (1.1)$$

$$K_H = \frac{A \cdot G(\gamma_D)}{H_R} \quad \dots (1.2)$$

ただし、 $\gamma_D = X_D / H_R$  とする。

ここで  $A$  : 断面積  
 $\sigma$  : 面圧  
 $G(\gamma_D)$  : せん断弾性率 (せん断歪の関数)  
 $H_R$  : ゴム総高さ (ゴム厚)  $\times$  (層数)  
 $\gamma_D$  : 任意の設計変位量に対するせん断歪  
 $X_D$  : 任意の設計変位量

を表す。

**\*2 最大せん断歪量の算出法**

最大せん断歪量  $\gamma_M$  は次式により算出する。

$$\gamma_M = \frac{X_M}{H_R} \quad \dots (2.1)$$

ここで  $X_M$  : 水平許容変位量  
 $H_R$  : ゴム総高さ (ゴム厚)  $\times$  (層数)

を表す。

図3.3-4 (b) 高減衰積層ゴム設計フローチャート (設計式-1)

\*3 最大局部歪の算出法

最大局部歪  $e_t$  は、以下の式の様に水平力によるせん断歪  $e_s$  と、鉛直荷重によるせん断歪  $e_c$  の和として計算する。

$$e_t = e_s + e_c \quad \dots (3.1)$$

$$e_s = \frac{X_M}{n \cdot t_R} \quad \dots (3.2)$$

$$e_c = \frac{6 \cdot S \cdot W_M}{E_{sp} \cdot A_{er}} \quad \dots (3.3)$$

ただし、 $E_{sp} = E_o(1 + 2kS^2)$

$$S = \frac{D_o - D_i}{4 \cdot t_R}$$

$$A_{er} = \frac{1}{2} \left[ D_o^2 \cdot \sin^{-1} \frac{(D_o^2 - X_M^2)^{1/2}}{D_o} - X (D_o^2 - X_M^2)^{1/2} \right] - \frac{\pi}{4} D_i^2$$

- ここで  $X_M$  : 水平許容変位量  
 $W_M$  : 最大支持荷重  
 $D_o$  : 外径  
 $D_i$  : 内径  
 $t_R$  : ゴム一層の厚さ  
 $n$  : ゴムの層数  
 $S$  : 形状率  
 $E_{sp}$  : 見掛けの縦弾性率  
 $A_{er}$  : 有効受圧面積  
 $E_o$  : 縦弾性率  
 $k$  : ゴム硬度による補正係数

を表す。

図3.3-4 (c) 高減衰積層ゴム設計フローチャート (設計式-2)

\* 4 鉛直ばね定数の算出法

鉛直ばね定数  $K_v$  は、以下の式の様に計算する。

$$K_v = \frac{A \cdot E_{sp}'}{n \cdot t_n} \quad \dots (4.1)$$

ただし、

$$E_{sp} = E_o(1 + 2kS^2)$$

$$E_{sp}' = 1 / (1/E_{sp} + 1/E_{sv})$$

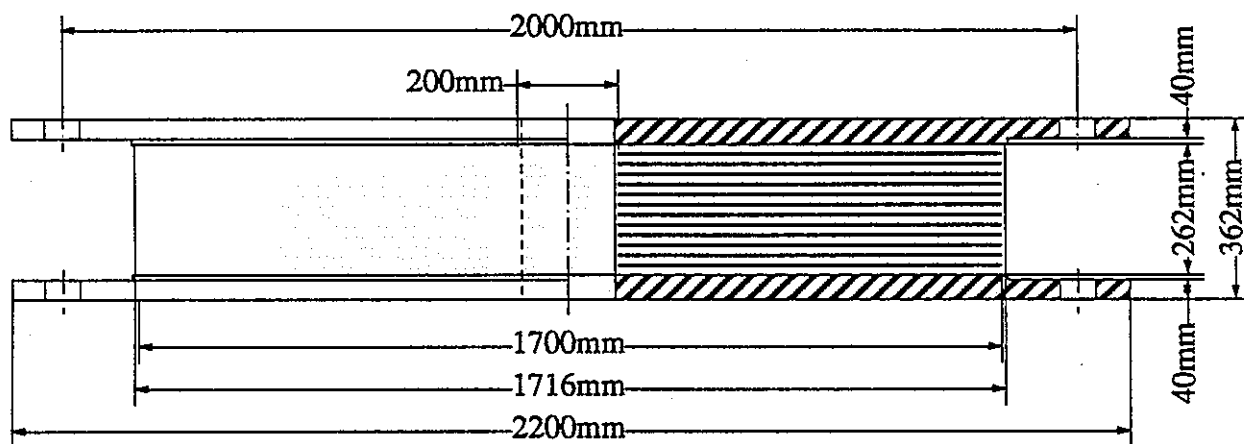
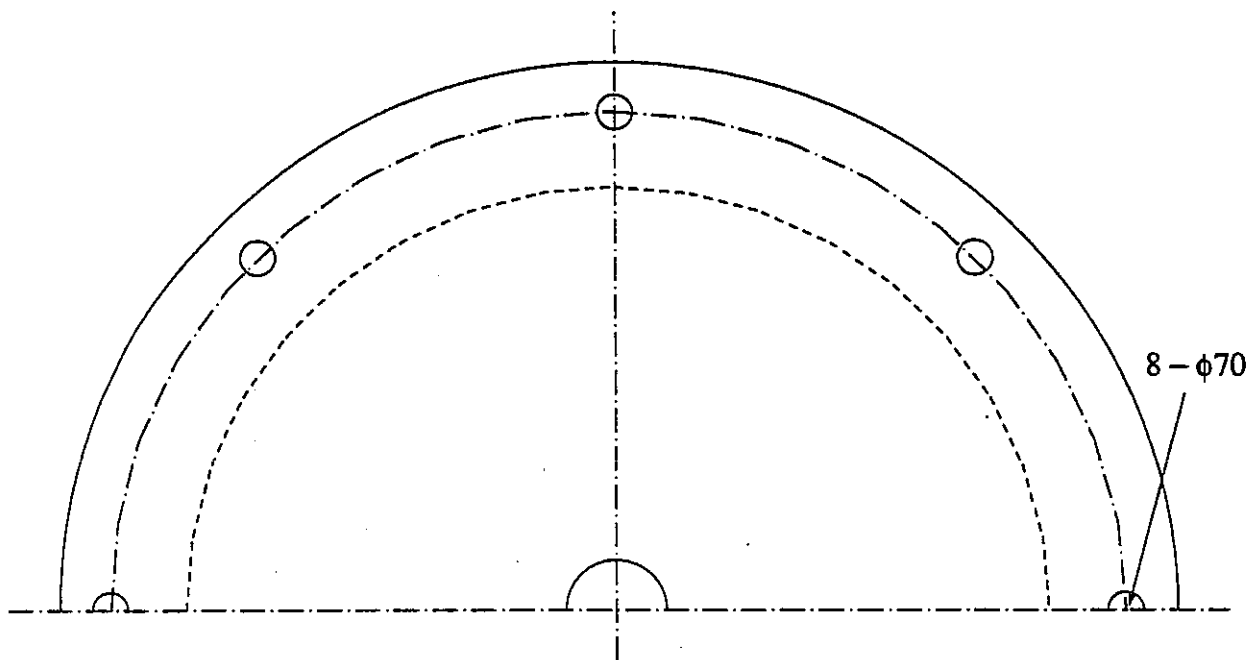
$$S = (D_o - D_i) / (4 \cdot t_n)$$

ここで

A	: 断面積
$D_o$	: 外径
$D_i$	: 内径
$t_n$	: ゴム一層の厚さ
n	: ゴムの層数
S	: 形状率
$E_{sp}$	: 見掛けの縦弾性率
$E_{sp}'$	: 体積弾性率の影響を補正した見掛けの縦弾性率
$A_{cr}$	: 受圧面積
$E_o$	: 縦弾性率
k	: ゴム硬度による補正係数
$E_{sv}$	: 体積弾性率

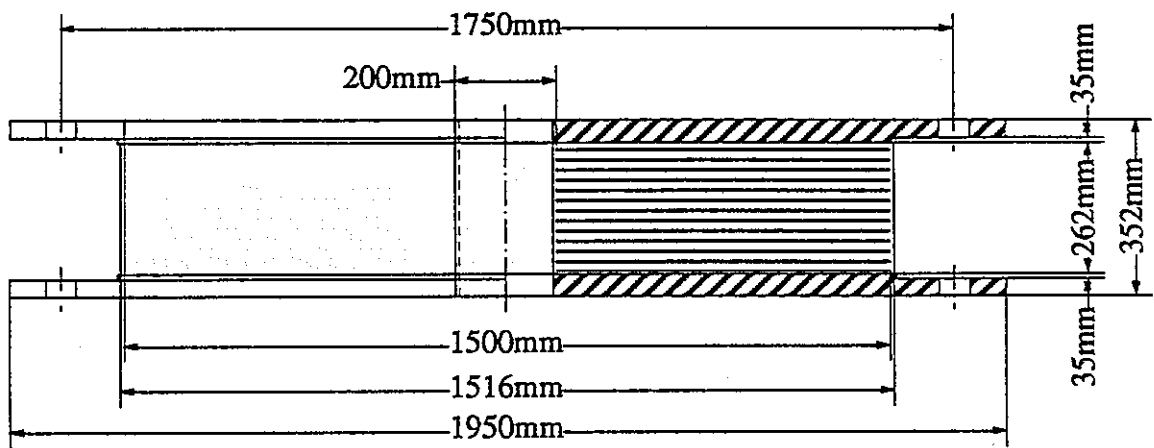
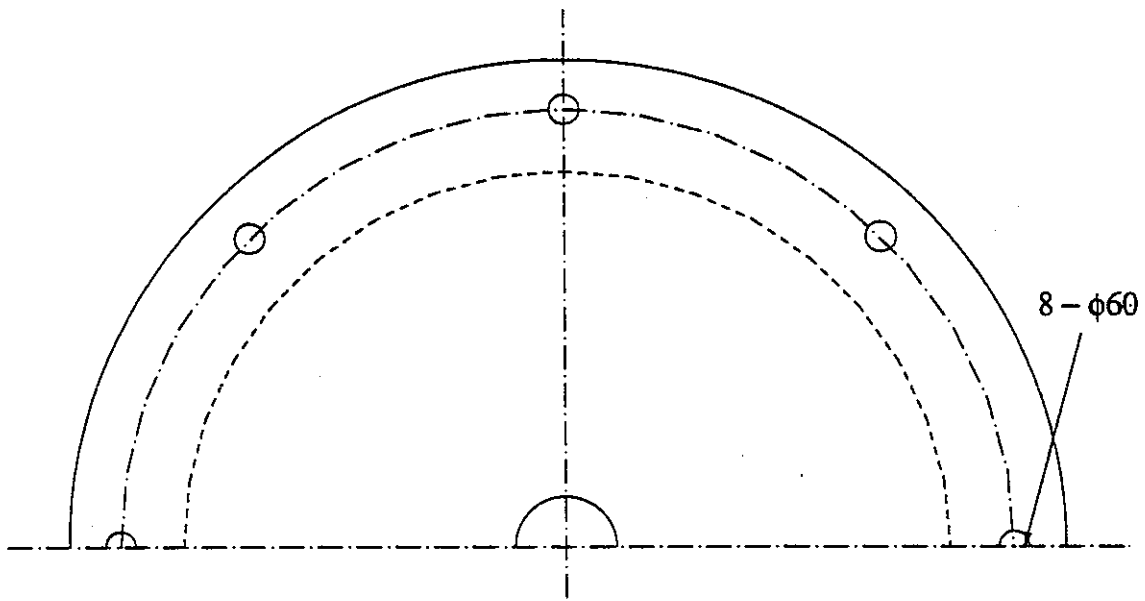
を表す。

図3.3-4 (d) 高減衰積層ゴム設計フローチャート (設計式-3)



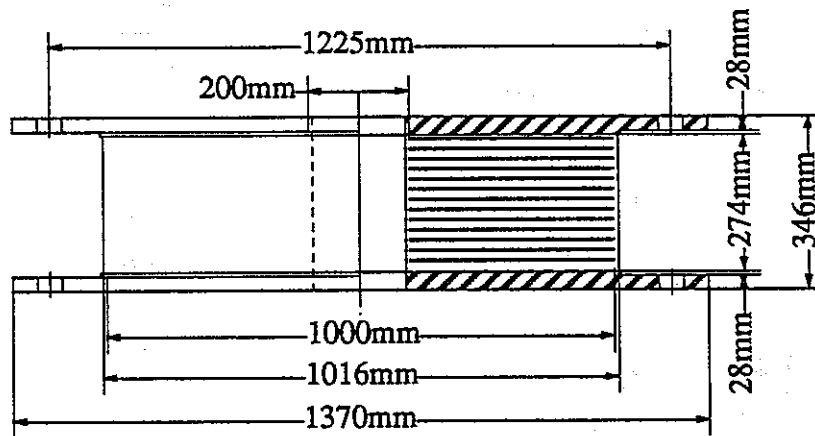
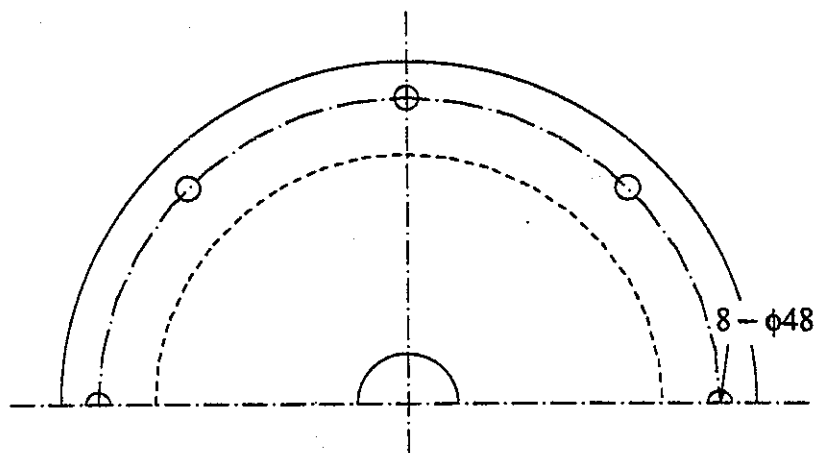
ゴム厚×ゴム層数：15.0×14=210.0 mm  
 鋼板厚×鋼板層数：4.0×13=52.0 mm

図3.3-5 (a) 高減衰積層ゴム詳細図 (1000ton要素)



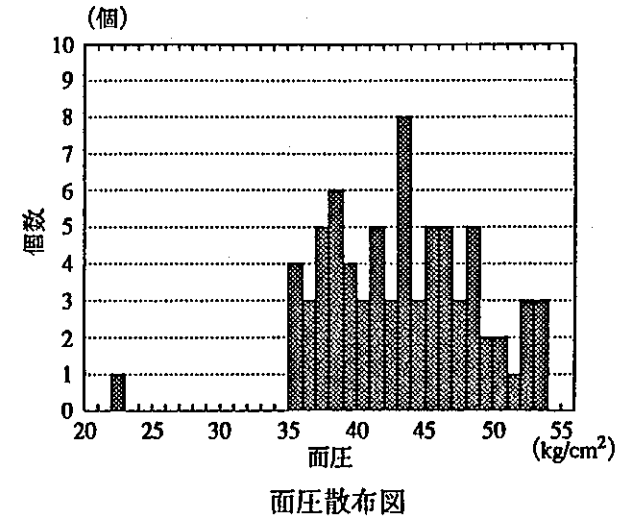
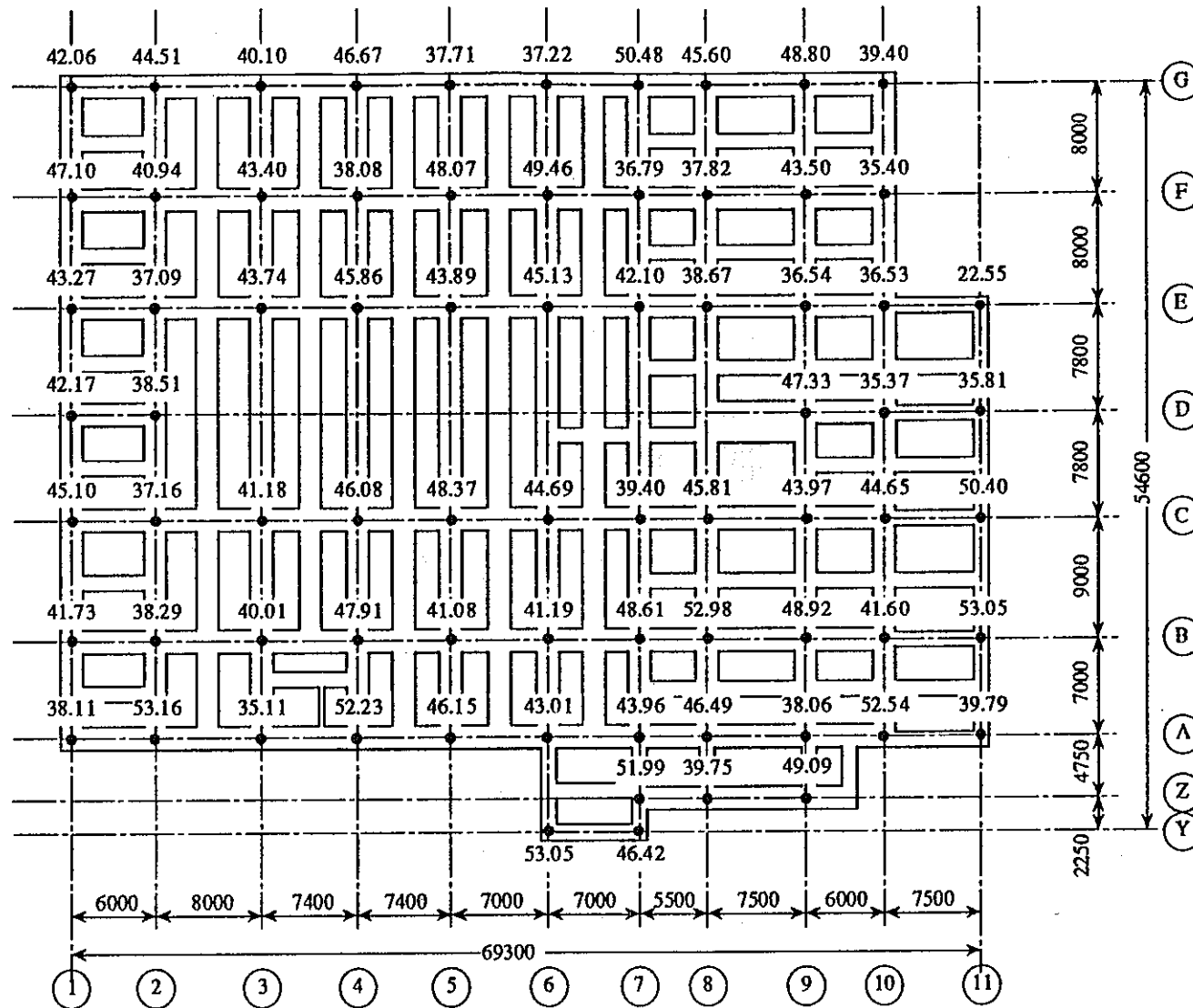
ゴム厚×ゴム層数：13.0×16=208.0 mm  
 鋼板厚×鋼板層数：3.6×15=54.0 mm

図3.3-5 (b) 高減衰積層ゴム詳細図 (750ton要素)



ゴム厚×ゴム層数：  $8.0 \times 25 = 200.0 \text{ mm}$   
 鋼板厚×鋼板層数：  $3.1 \times 24 = 74.4 \text{ mm}$

図3.3-5 (c) 高減衰積層ゴム詳細図 (320ton要素)



最大面圧：53.16kg/cm<sup>2</sup> (2 - A通り)  
 最小面圧：22.55kg/cm<sup>2</sup> (11 - E通り)  
 平均面圧：43.23kg/cm<sup>2</sup>

図3.3-6 積層ゴム面圧図 (kg/cm<sup>2</sup>)

## (2) フェイルセーフ装置の設計および配置

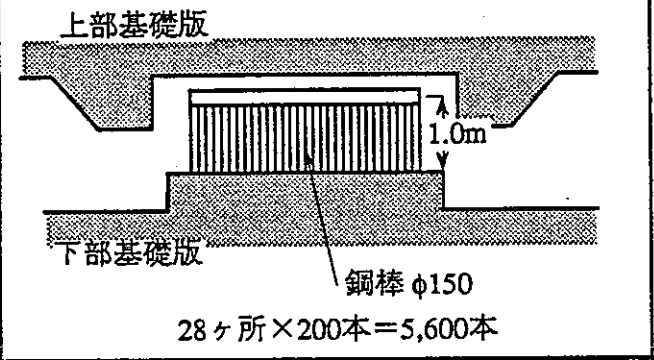
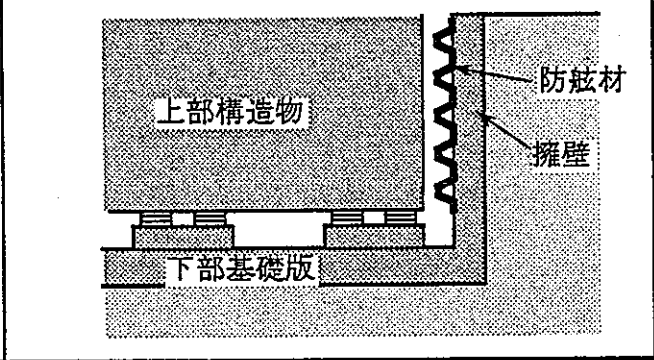
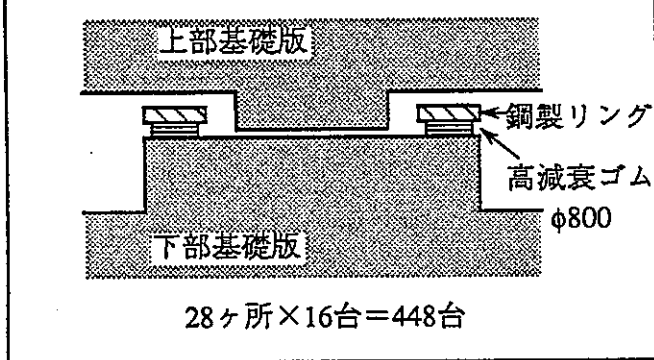
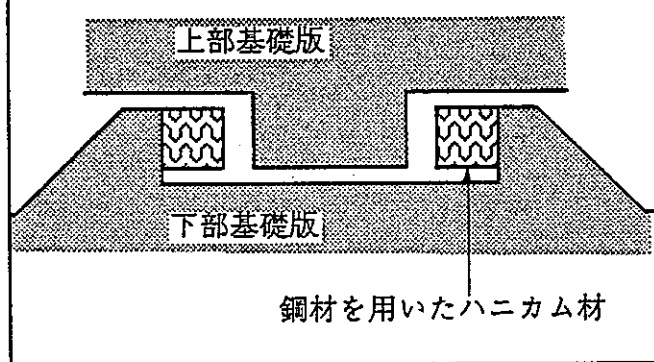
### ① フェイルセーフ装置の選定

フェイルセーフ装置は3.3.2に示したフェイルセーフ装置のねらいの特性を満たすように設計する。フェイルセーフ装置の設計に先立ち、数種の方法を検討した。表3.3-3に検討したフェイルセーフ装置の一覧を示す。

4ケースのフェイルセーフ装置のうち、本検討ではもっとも実現性の高いと思われる3番の高減衰ゴムを使用した場合を想定した限界時挙動解析を行う。



表3.3-3 フェイルセーフ装置の選定

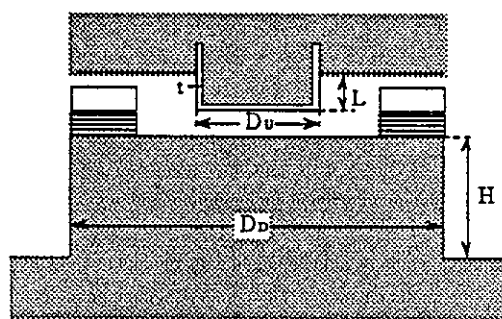
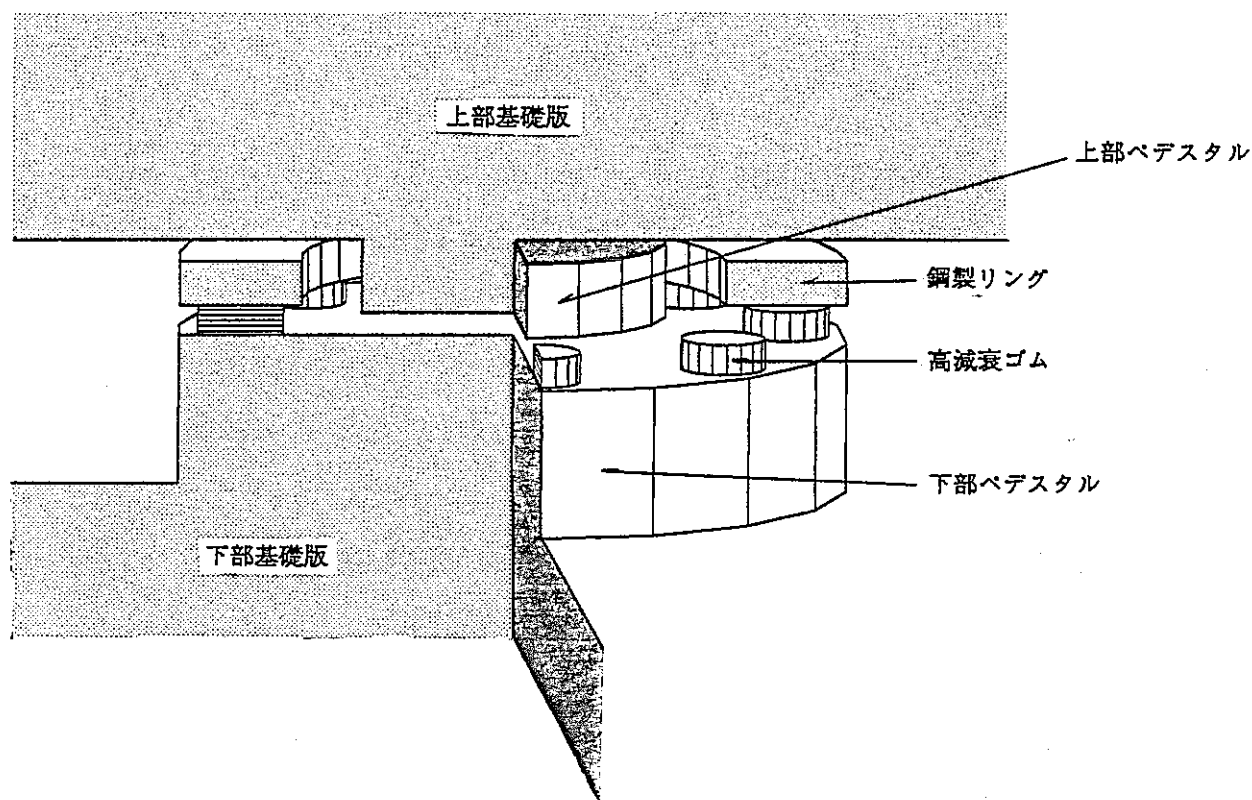
タイプ	方法	特徴
1 鋼棒	 <p>上部基礎版</p> <p>下部基礎版</p> <p>鋼棒 φ150</p> <p>28ヶ所×200本=5,600本</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ A-typeの復元力特性を実現することは可能。</li> <li>・ 要する鋼材量が多量となる。</li> </ul>
2 防絨材	 <p>上部構造物</p> <p>下部基礎版</p> <p>防絨材</p> <p>擁壁</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ A-typeの復元力特性を実現することは可能。</li> <li>・ 既製品の大型防絨材を使用した場合、高さ1mの鞍型防絨材が、4面（方向）に10段必要となる。</li> <li>・ 作動変位に方向性がある</li> </ul>
3 高減衰ゴム	 <p>上部基礎版</p> <p>下部基礎版</p> <p>鋼製リング</p> <p>高減衰ゴム φ800</p> <p>28ヶ所×16台=448台</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ B-typeの復元力特性を実現することは可能。</li> <li>・ 要する高減衰ゴムが多量となるが、量産化効果が期待できる。</li> </ul>
4 ハニカム材	 <p>上部基礎版</p> <p>下部基礎版</p> <p>鋼材を用いたハニカム材</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ B-typeまたはC-typeの復元力特性を実現することは可能。</li> <li>・ コストおよび施工性とも比較的良いと思われる。</li> <li>・ 剛性・耐力評価のための開発研究が必要。</li> </ul>

注意) A-type、B-type、C-typeは3.2章「フェイルセーフ装置のねらいの特性」参照

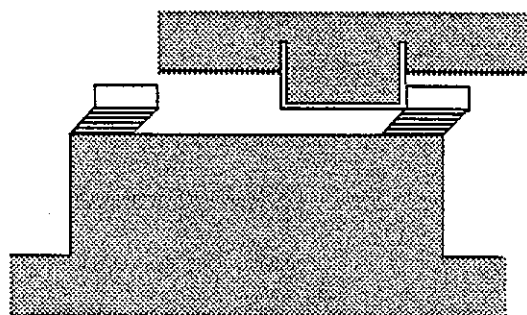
## ② フェイルセーフ装置の設計

フェイルセーフ装置の設計および配置は、下図に示すように上部ベダスタルと、ドーナツ型の鋼管（鋼製リング）とベダスタルの間に高減衰ゴムを円形に配置した下部ベダスタルを想定し考案する。

フェイルセーフ装置の配置は免震装置との取り扱いおよび施工時、メンテナンス時の作業性を考慮し決定する。結果として設定された平面を図3.3-7に示す。フェイルセーフ装置の個数は28個とする。



・フェイルセーフ装置の形状



・フェイルセーフ装置の作動状況

フェイルセーフ装置、積層ゴム全体を含む免震装置が必要とする耐力を約1.5W~2.0 W（高減衰積層ゴム負担分：1.0W~1.5W、フェイルセーフ装置負担分：0.5W）と仮定

すると (W: 建屋重量=119520ton)、フェイルセーフ装置全体が負担する必要耐力は 59760tonとなりフェイルセーフ装置1箇所当りの負担せん断力 (Qs) は

$$Q_s = 59760 \text{ ton} / 28 \text{ 箇所} = 2134 \text{ ton} / \text{箇所}$$

となる。

上部ペダスタルは鋼管を使用し、せん断力・モーメント共に鋼管に負担させる。下部ペダスタルは鉄筋コンクリート構造とし設計する。

#### a. 上部ペダスタルの設計

S M50、直径 $D_o = 200 \text{ cm}$ 、厚さ $t = 4.5 \text{ cm}$ 、長さ $L = 50 \text{ cm}$  (加力支点 $L' = 35 \text{ cm}$ ) の鋼管を仮定する。

$$\text{短期許容せん断力 } (f_s) = 3.0 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 = 1.7 \text{ ton} / \text{cm}^2$$

$$\text{短期許容曲げ } (f_b) = 3.0 / 1.5 \times 1.5 = 3.0 \text{ ton} / \text{cm}^2$$

内径を $d (= D - 2 \cdot t)$  とすると、

$$\text{断面係数 } (Z) = \pi \cdot (D^4 - d^4) / (32 \cdot D) = 132113 \text{ cm}^3$$

$$\text{せん断断面積 } (A_s) = (\pi \cdot (D^2 - d^2) / 4) / 2 = 1382 \text{ cm}^2$$

従って、

$$\sigma_b = M / Z = (2134 \times 35) / 132113 = 0.565 \text{ ton} / \text{cm}^2 < f_b \dots \text{O.K.}$$

$$\sigma_s = Q_s / A_s = 2134 / 1382 = 1.544 \text{ ton} / \text{cm}^2 < f_s \dots \text{O.K.}$$

#### b. 下部ペダスタルの設計

使用鉄筋 S D35、主筋 D29 ( $a_t = 6.61 \text{ cm}^2$ ) を40本ずつ2周に、せん断補強筋 10-D 13 ( $a_w = 1.33 \text{ cm}^2$ )、コンクリート  $F_c = 0.3 \text{ ton} / \text{cm}^2$ 、直径 $D_D = 440 \text{ cm}$ 、高さ $H = 100 \text{ cm}$ の鉄筋コンクリートを仮定する。

$$\text{短期許容せん断力 (鉄筋 } f_s) = 3.0 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 = 1.7 \text{ ton} / \text{cm}^2$$

$$\text{短期許容引っ張り (鉄筋 } f_t) = 3.5 / 1.5 \times 1.5 = 3.5 \text{ ton} / \text{cm}^2$$

$$\text{短期許容せん断力 } (f_c) = 0.3 / 30 \times 1.5 = 0.015 \text{ ton} / \text{cm}^2$$

$$\text{コンクリート断面積 } (A_c) = \pi \cdot (D/2)^2 - 80 \times 6.61 = 151524 \text{ cm}^2$$

$$\text{降伏モーメント } (M_t) = a_t \times f_t \times j = 234695 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$\text{(外周の40本: } 6.61 \times 3.5 \times 2695 = 124697 \text{ ton} \cdot \text{cm)}$$

$$\text{(内周の40本: } 6.61 \times 3.5 \times 2377 = 109998 \text{ ton} \cdot \text{cm)}$$

$$M/M_t = 2134 \times 100 / (124697 + 109998) = 0.909 < 1.0 \quad \text{O.K.}$$

$$Q_s/Q_t = 2134 / (A_s \times f_{cs} + a_s \times 10 \times f_{cs}) = 0.926 < 1.0 \quad \text{O.K.}$$

### c. 高減衰ゴムの設計

使用する高減衰ゴムは処女載荷時において、せん断変形40cm時、せん断ひずみ $\gamma = 400\%$ 、せん断力 $Q_s = 2134\text{ton}$ となるよう設計を行う。計算には次式を用いる。

$$\text{せん断応力 } \tau_0 \quad : \tau_0 = (8.30 - 3.58\gamma + 3.38\gamma^2) \times 1.17 \quad (\text{処女載荷時})$$

(詳しくは3.3.5章参照)

$$\text{仮定より} \quad k_h = A \times G(\gamma) / H_R = Q_s / \delta \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$\text{従って} \quad A = Q_s \times H_R / (\delta \times G(\gamma)) \quad \text{-----} \quad (2)$$

$$\text{ここで} \quad \delta = 40\text{cm}, H_R = 10\text{cm}, Q_s = 2134.0\text{ton}$$

$$G(\gamma) = \tau_0 / \gamma = 56.23 / 4 = 14.06 \quad (\text{処女載荷時})$$

であるから (2) 式より  $A = 37945\text{cm}^2$  となる。

今、個数を16個と仮定すると

$$37945 / 16 = 2372\text{cm}^2$$

となり高減衰ゴムの直径 $D_R$ は約56cmとなる。

高減衰ゴムの詳細図を図3.3-8に、平面配置を図3.3-9に示す。高減衰ゴムはせん断変形し易いよう3枚の内部鋼板をはさんだ4層構造としている。

以上のように試設計を行ったフェイルセーフ装置の断面図を図3.3-10に、上部・下部ペダスタルの断面詳細を図3.3-11に示す。

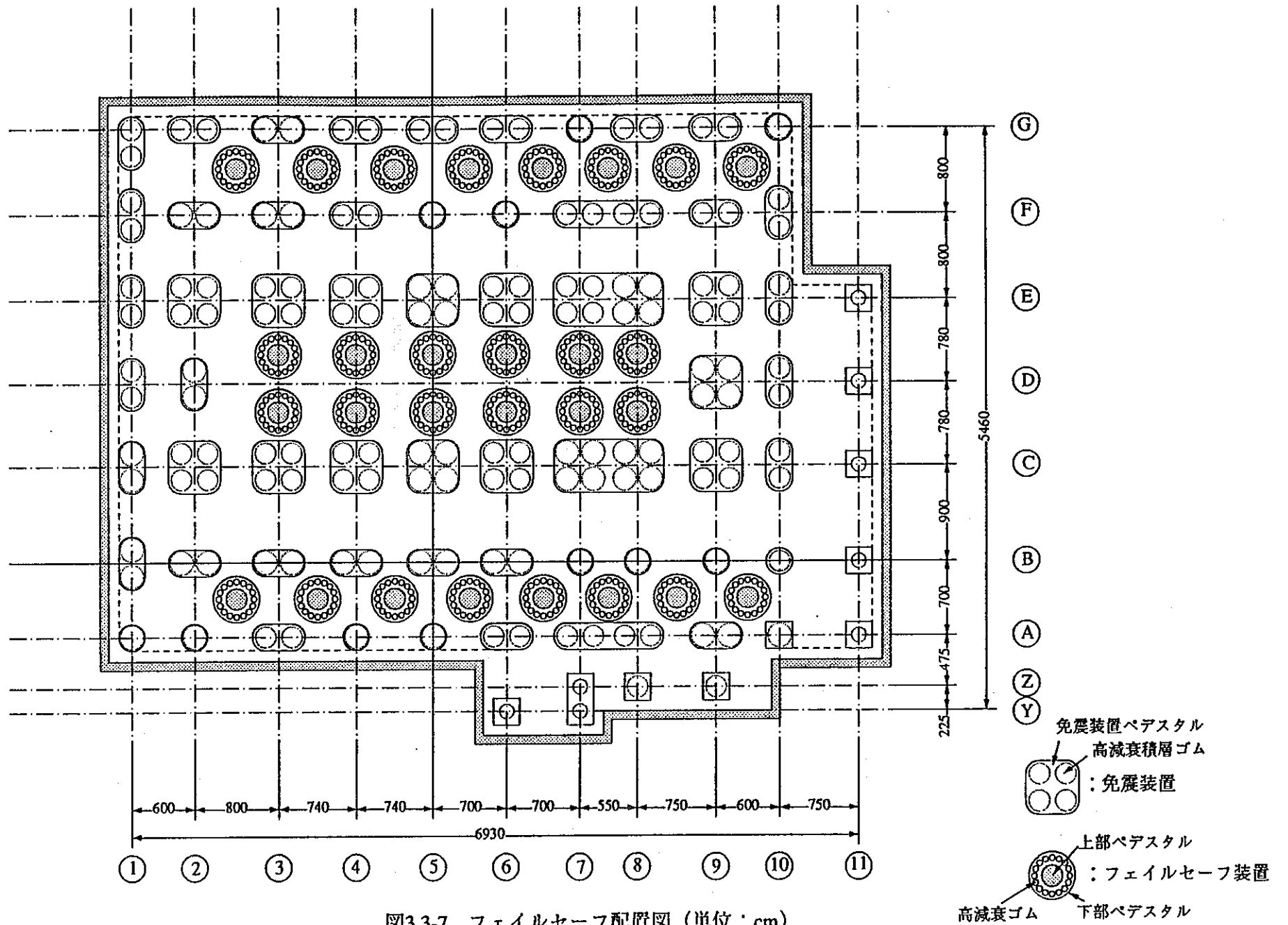


図3.3-7 フェイルセーフ配置図 (単位: cm)

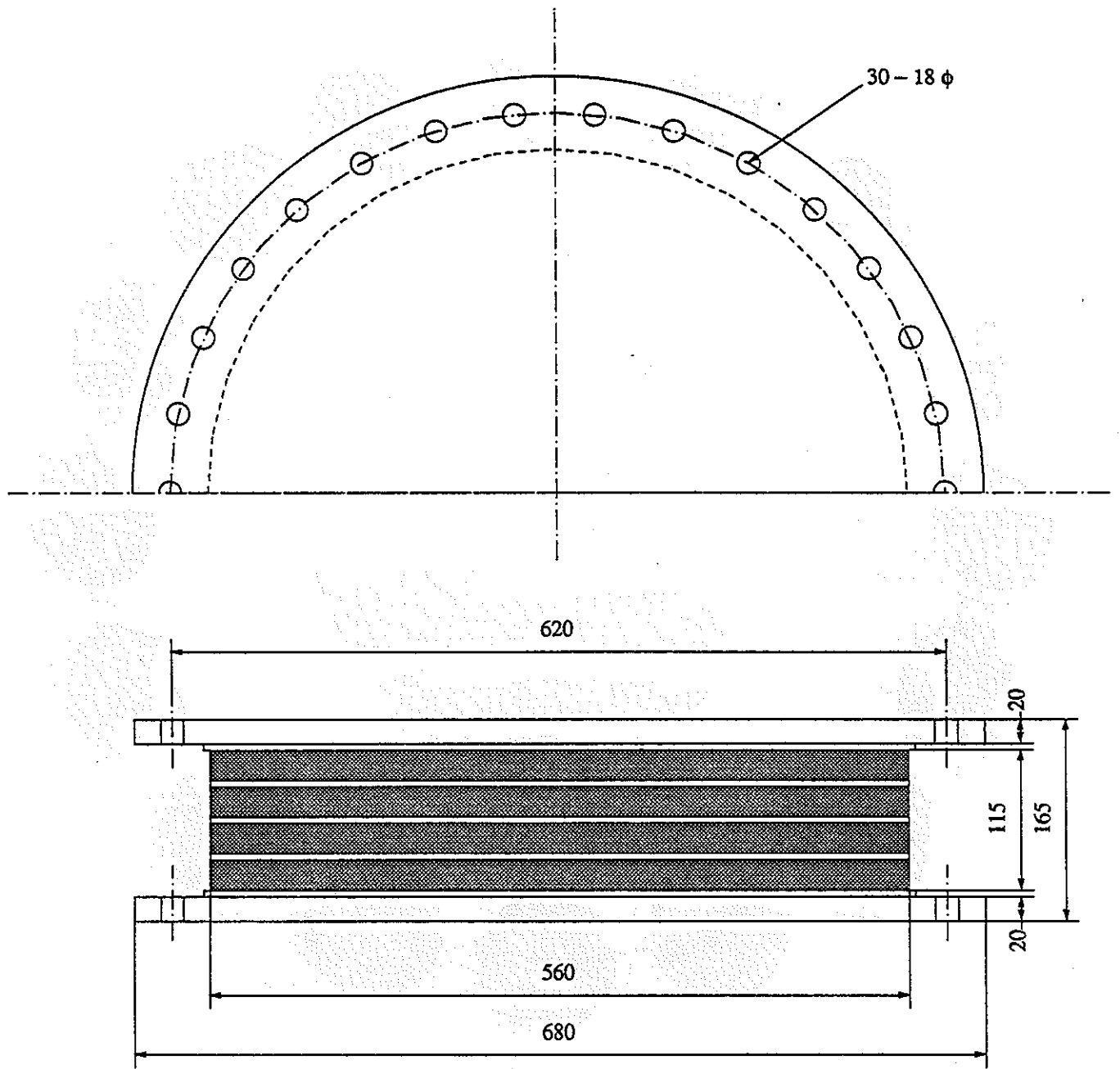


図3.3-8 高減衰ゴム詳細図 (単位: mm)

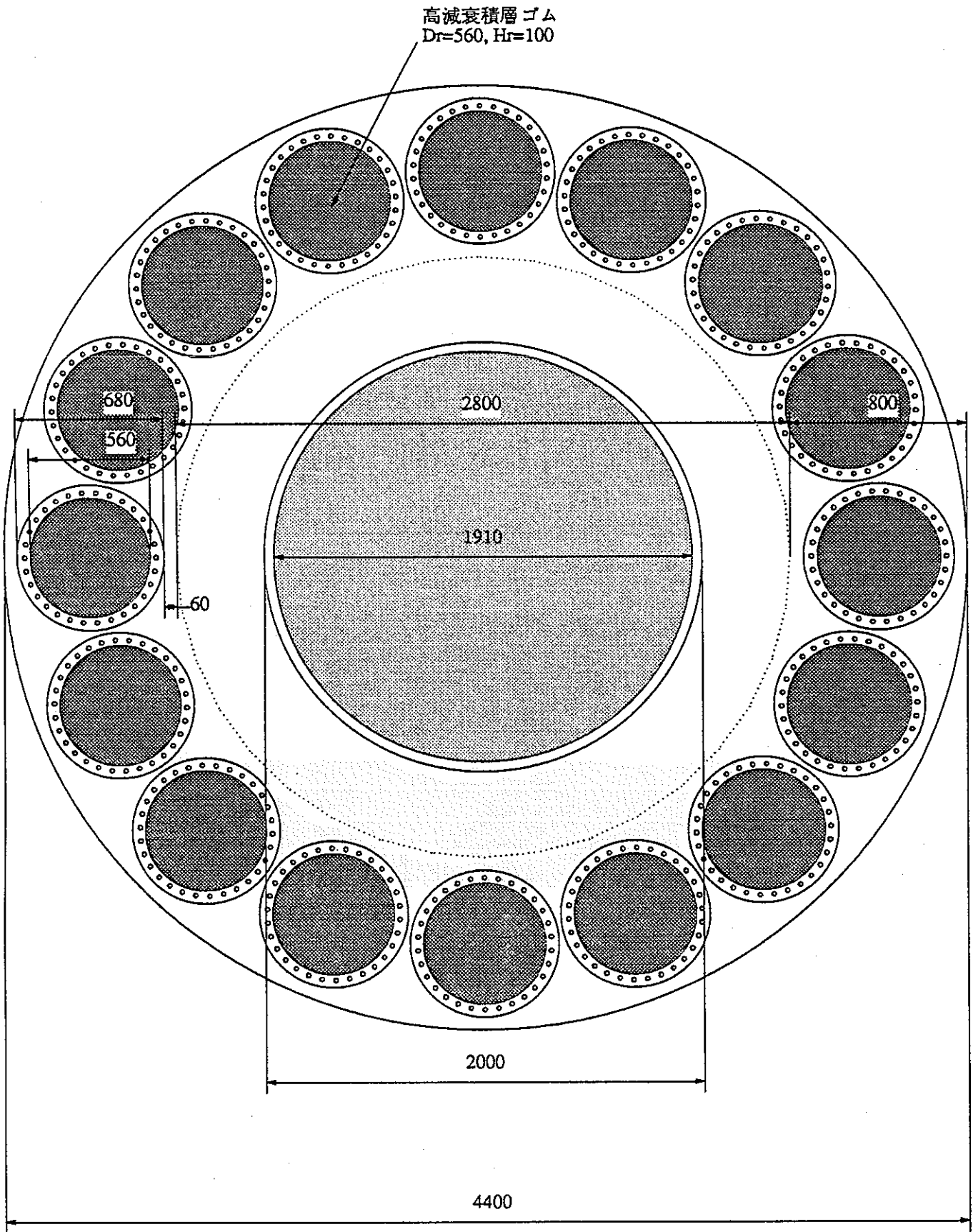
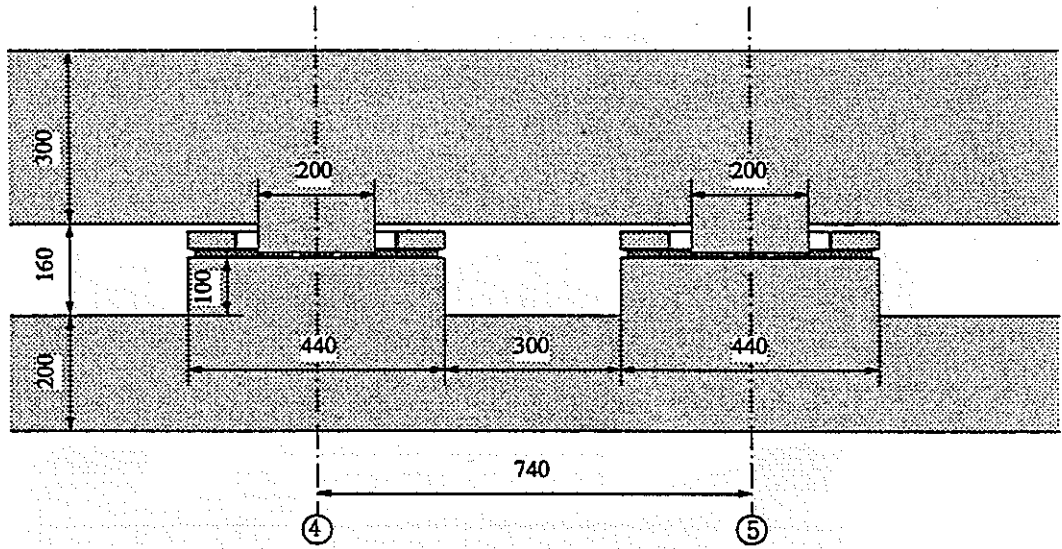
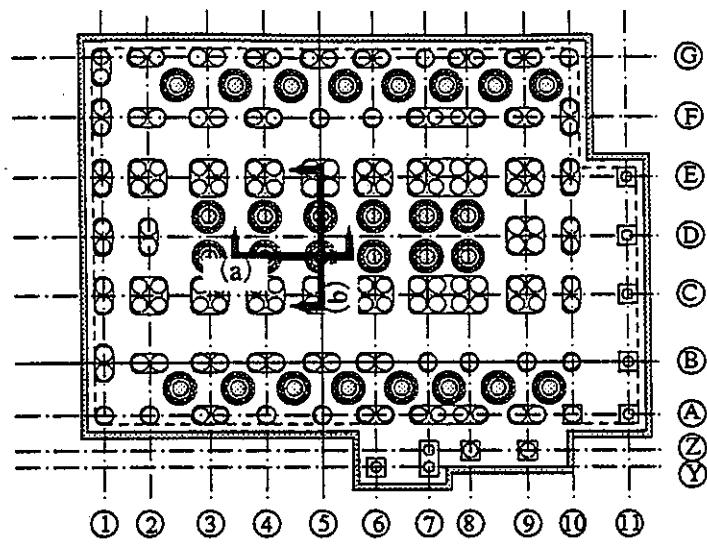
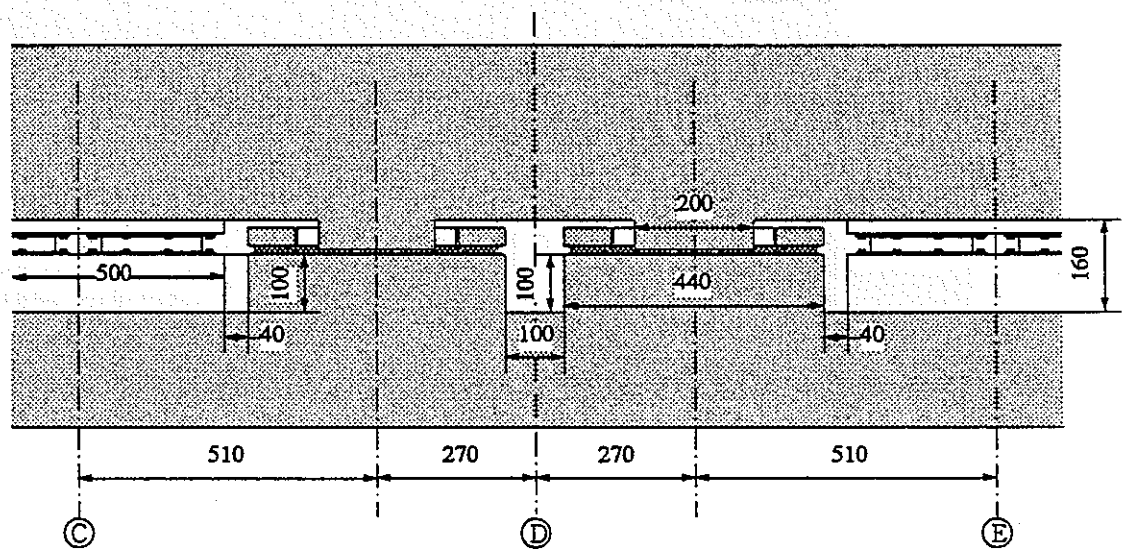


図3.3-9 高減衰ゴム配置図 (単位: mm)



(a) 4-5間～C-D間断面図 (単位：cm)



(b) 5通りC-E間断面図 (単位：cm)

図3.3-10 フェイルセーフ装置断面図



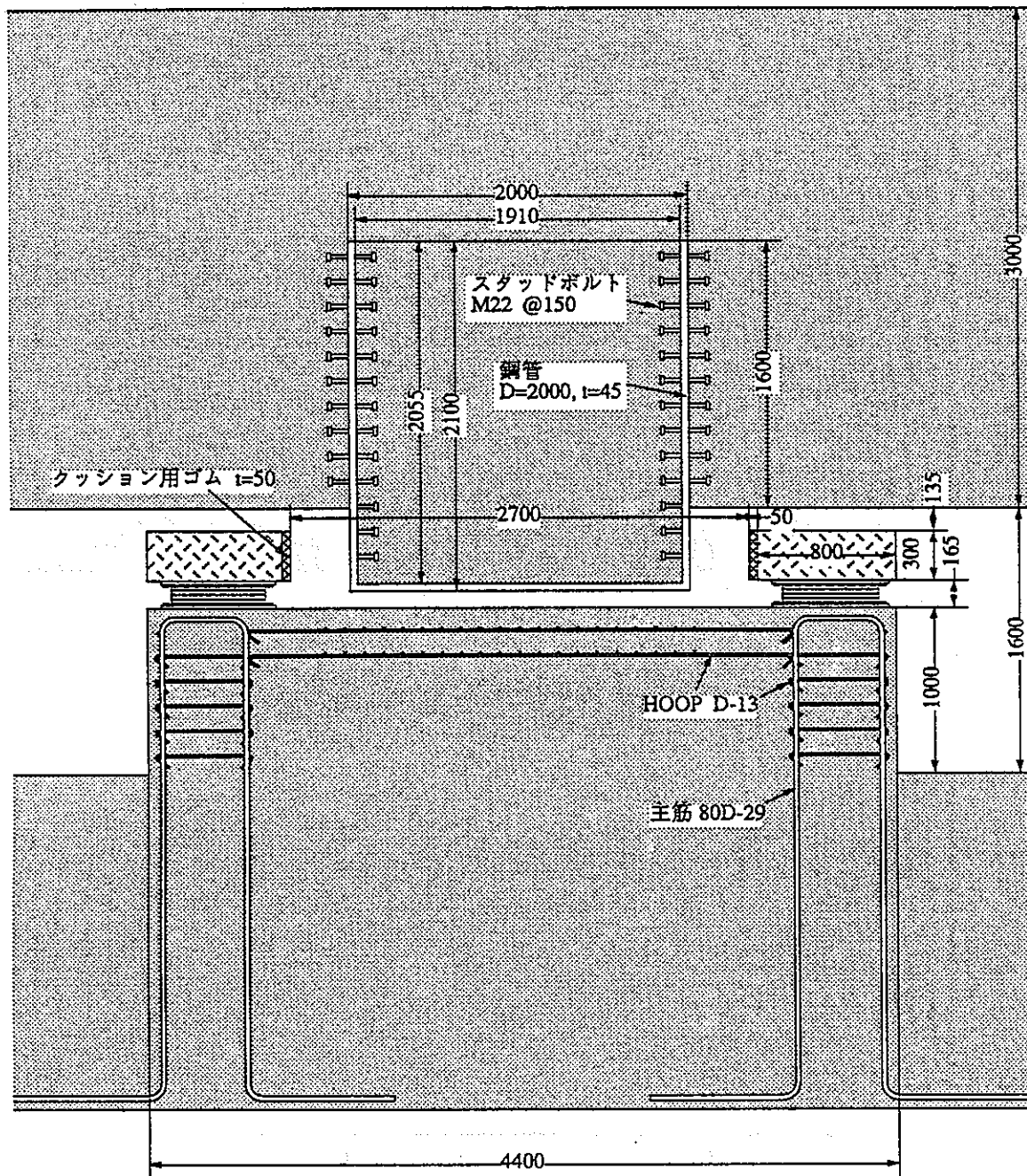


図3.3-11 フェイルセーフ装置断面詳細図 (単位: mm)

### 3.3.4 地震応答解析

#### (1) 概要

実建屋に高減衰積層ゴムを適用した免震構法を採用し、入力地震動として強震記録3波と模擬地震波2波の計5波を用いて地震応答解析を行う。解析は入力地震動のレベルをパラメータとして行う。

#### (2) 解析条件

解析モデルを図3.3-12に示す。次頁以降に解析モデルの設定条件および仮定を示す。

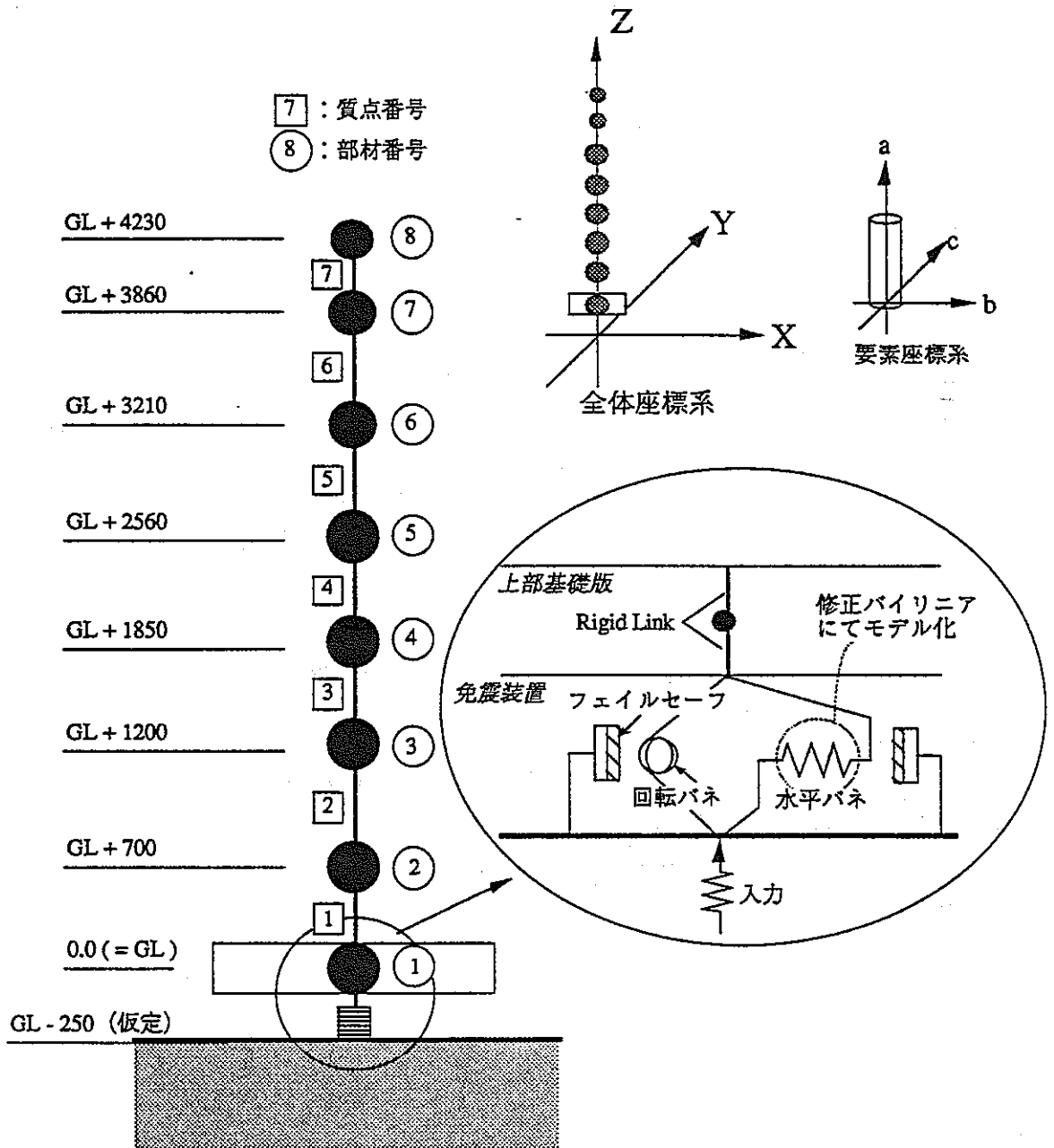


図3.3-12 解析モデル

① 上部建屋のモデル化

上部建屋は弾性ばねを有する8質点せん断型モデルに置換する。各階は剛床とし、各階床位置を表す8質点に集中重量を考慮し、回転慣性は上部基礎版に集中するものとする。また、上部基礎版上下1.5mにはRigid Linkを設けて基礎版の内部変形を拘束する。

上部建屋の減衰は内部粘性減衰として上部建屋モデルの1階床位置固定時の水平1次周期に対して3%有するものとして考慮する。

上部建屋諸元を表3.3-4に示す。

表3.3-4 上部建屋緒元

質点 番号	標高 (m)	質量 (ton sec <sup>2</sup> /cm)	重量 (ton)	部材 番号	ばね剛性		せん断断面積	
					K <sub>bx</sub> (ton/cm)	K <sub>by</sub> (ton/cm)	A <sub>x</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )
8	4230	7.58	7428.4	7	94716.0	63797.0	389388.0	262276.6
7	3860	8.18	8016.4	6	69235.0	57957.0	500030.6	418578.3
6	3210	11.95	11711.0	5	110669.0	71600.0	799276.1	517111.1
5	2560	17.14	16797.2	4	182601.0	92057.0	1440519.0	726227.4
4	1850	14.37	14082.6	3	238939.0	138959.0	1725670.6	1003592.8
3	1200	18.34	17973.2	2	400544.0	260703.0	2225244.4	1448350.0
2	700	19.02	18639.6	1	342128.0	270787.0	2090782.2	1654809.4
1	0	25.37	24862.6					
高減衰積層ゴム+フェイルセーフ								
合 計			119511.0					

## ② 積層ゴムのモデル化

高減衰積層ゴムを配置した免震層は非線形水平ばねと線形の回転ばねにモデル化する。

高減衰積層ゴムの水平剛性はひずみ依存型の非線形性を有しており、今回設計に採用した高減衰積層ゴムのせん断ひずみ $\gamma$ による特性は以下に示す等価せん断弾性率 $G_0$ 、等価粘性減衰定数 $h_{eq}$ によって表される。

$$G_0(\gamma) = 26.3 - 46.0\gamma + 45.7\gamma^2 - 21.2\gamma^3 + 3.88\gamma^4 \quad (0.1 \leq \gamma \leq 2.0)$$

$$h_{eq}(\gamma) = (17.2 - 0.69\gamma + 0.28\gamma^2 - 0.69\gamma^3) \times 10^{-2} \quad (0.1 \leq \gamma \leq 2.0)$$

ここで $\gamma = X/H_R$ 、 $X$ は水平変位、 $H_R$ はゴム部総厚さを表す。

これらの式で表される各特性値のせん断ひずみとの関係を図3.3-13に示す。

高減衰積層ゴムの履歴モデルはこれらの特性を満たすよう以下のように設定された修正Bi-linearモデルを用いるものとする。(文献1)

$$G_1 = \frac{\alpha - h_{eq} \cdot \pi / 2 + \alpha \cdot h_{eq} \cdot \pi / 2}{\alpha - h_{eq} \cdot \pi / 2} \times G_0$$

$$G_2 = (1 - \alpha) \cdot G_0$$

$$\alpha = 0.36 - 0.083 \cdot \gamma$$

$$\tau_0 = G_0 \cdot \gamma \cdot \alpha$$

ここに $G_1$ は1次剛性、 $G_2$ は2次剛性、 $\tau_0$ はせん断応力を表す。

以上による修正Bi-linearモデルの履歴形状を図3.3-14に示す。

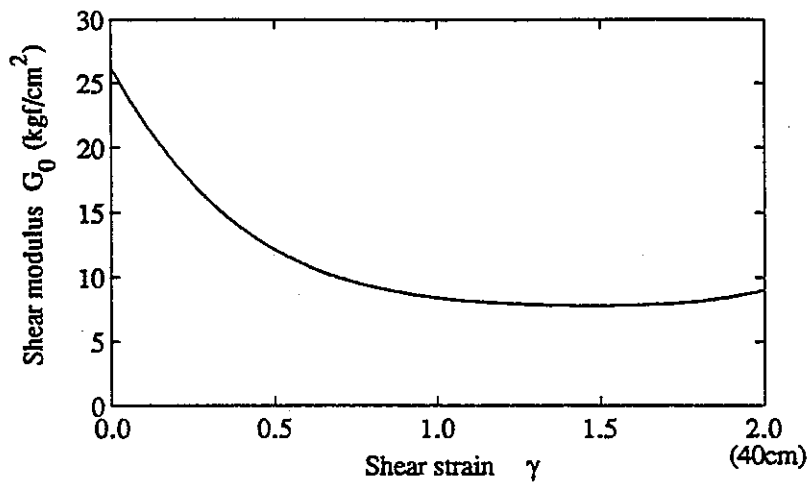
線形の回転ばね $K_R$ は高減衰積層ゴムの軸剛性に基づいて評価する。

$$K_{RX} \text{ (X方向Y軸回り)} = 3.527 \times 10^{12} \text{ ton cm/rad}$$

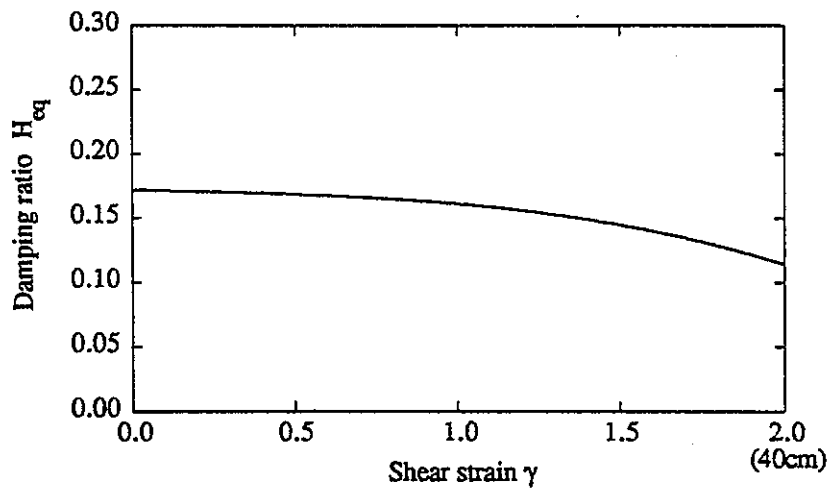
$$K_{RY} \text{ (Y方向X軸回り)} = 6.130 \times 10^{12} \text{ ton cm/rad}$$

また、内部粘性減衰は2%として評価する。

(文献1) BRIDGESTONE 「免震ゴムテクニカルデータファイル No.4」



(a) 等価せん断弾性率



(b) 等価減衰定数

図3.3-13 等価せん断弾性率および等価減衰定数

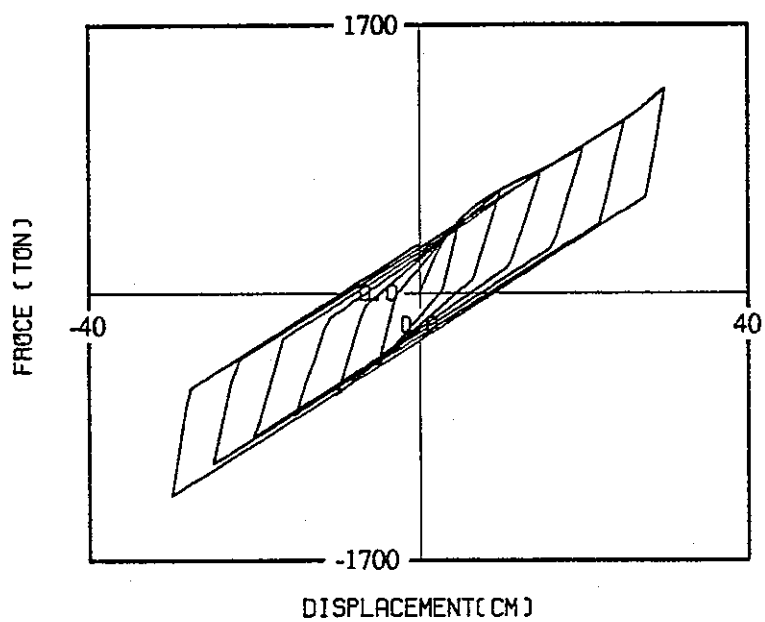


図3.3-14 修正Bi-linearモデルの履歴形状

### ③ 入力地震動

入力地震動は既往地震波3波と模擬波2波の計5波とする。強震記録3波は入力レベルの最大速度を25cm/sec、50cm/sec、75cm/secに基準化し、模擬地震波は原波入力とする。

入力地震波名および入力レベルを表3.3-5に、また最大速度を75cm/secに基準化した強震記録波および模擬地震波原波の応答スペクトルを図3.3-15に示す。

表3.3-5 入力地震波一覧 (Gal)  
(ただし、模擬地震波は原波とする)

		25 cm/sec	50 cm/sec	75 cm/sec
エルセントロ		255.52	511.03	766.55
八戸 N S		----	297.37	446.06
八戸 E W		----	254.14	381.21
模擬地震波	WAVE1002	----	----	428.47
	WAVE1004	----	----	446.07

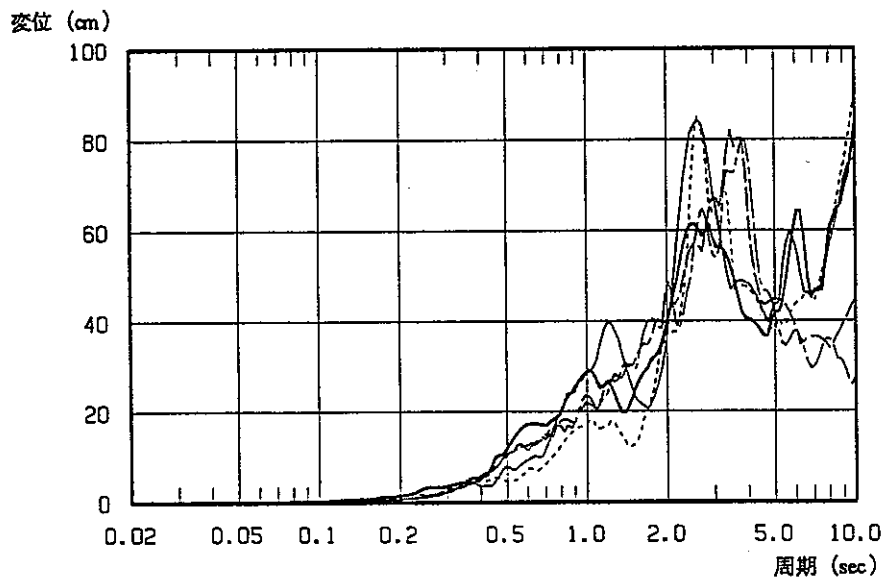
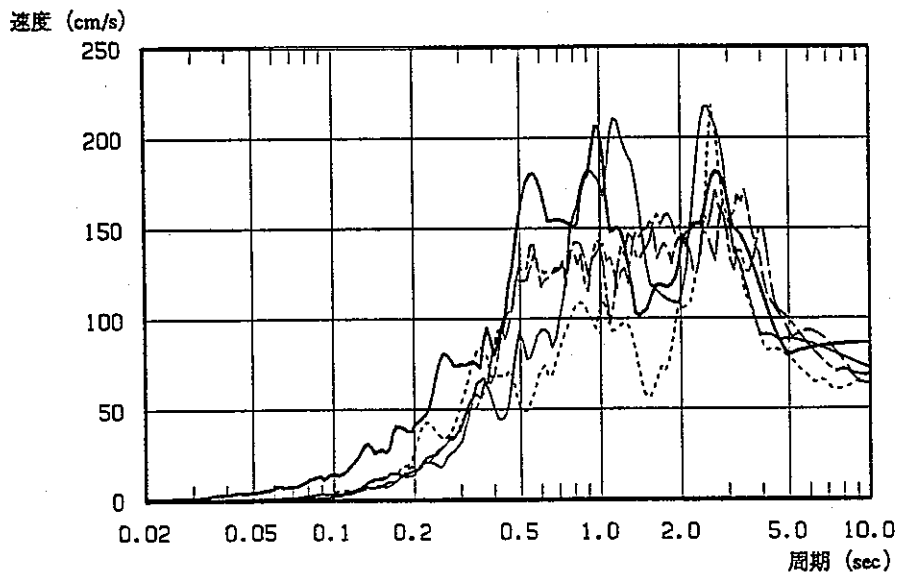
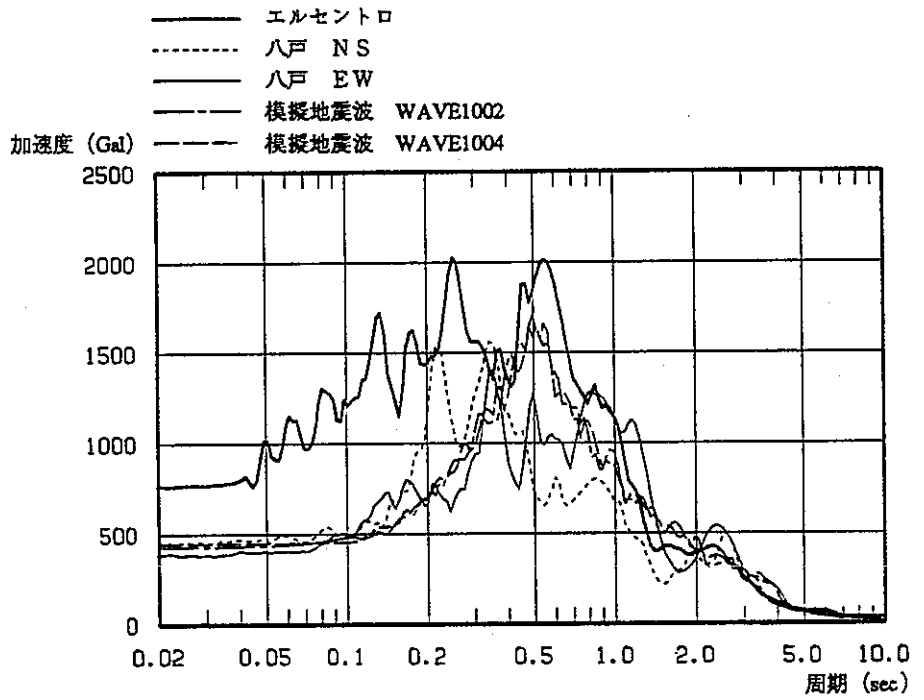


図3.3-15 入力地震動の応答スペクトル (75cm/sec基準化、 $h=0.05$ )

(3) 固有値解析結果

次の2ケースの条件において固有値解析を実施した。

(a) 上部建屋の1階床位置固定とした場合

(b) 高減衰積層ゴムで支持されている場合

ただし、高減衰積層ゴムの水平剛性は、水平変位 $\delta = 20\text{cm}$  ( $\gamma = 0.971$ ) における等価剛性 $K_{eq}$ の値を用いる。

固有値解析結果の一覧を表3.3-6に、振動モード形を図3.3-16 (a)、(b)に示す。

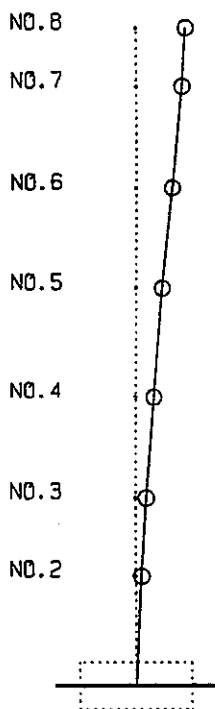
表3.3-6 固有値解析結果一覧

ケース	方向	次数	固有周期 (sec)	刺激係数
上部建屋 1階床位置固定	X方向	1次	0.207	1.545
		2次	0.095	0.777
		3次	0.059	0.444
	Y方向	1次	0.258	1.415
		2次	0.107	0.614
		3次	0.069	0.363
積層ゴム支持時 (積層ゴム剛性は 水平変位20cm時の等価剛性)	X方向	1次	1.962	1.009
		2次	0.146	0.011
		3次	0.078	0.003
	Y方向	1次	1.965	1.014
		2次	0.183	0.017
		3次	0.094	0.004



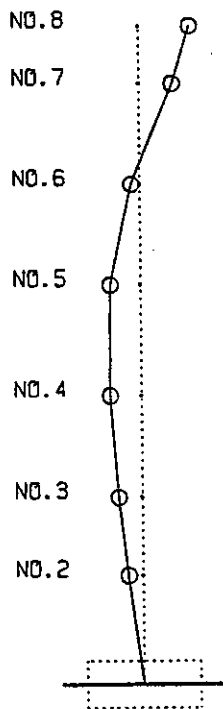
X-DIR

MODE NO=1  
T = 0.2072 (S)  
β = 1.5452



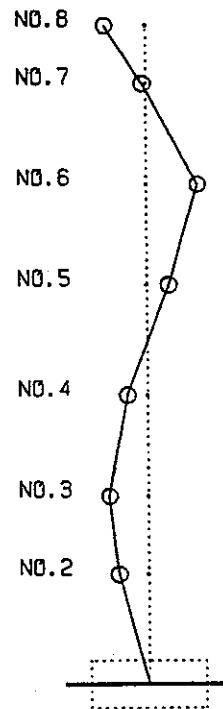
X-DIR

MODE NO=2  
T = 0.0950 (S)  
β = -0.7767



X-DIR

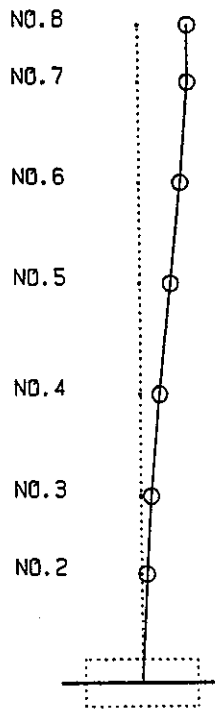
MODE NO=3  
T = 0.0587 (S)  
β = -0.4444



(a) X-方向

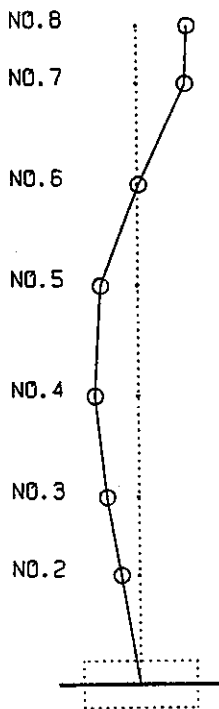
Y-DIR

MODE NO=1  
T = 0.2581 (S)  
β = 1.4149



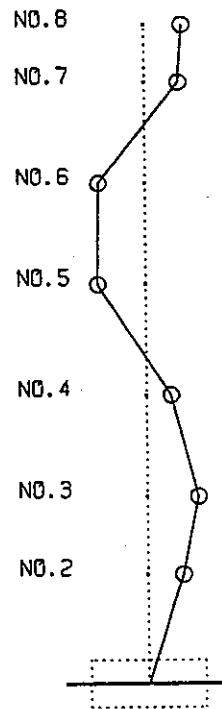
Y-DIR

MODE NO=2  
T = 0.1065 (S)  
β = -0.6137



Y-DIR

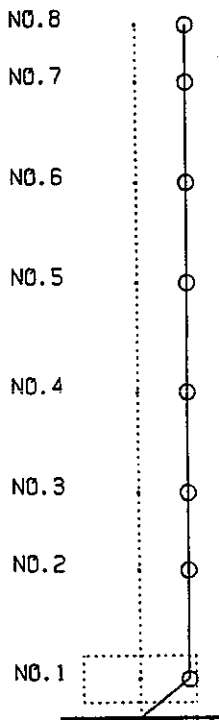
MODE NO=3  
T = 0.0691 (S)  
β = 0.3632



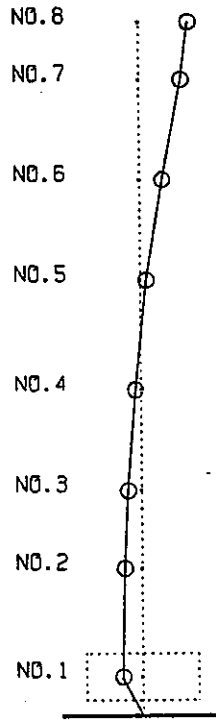
(b) Y-方向

図3.3-16 (a) 固有モード (1階床位置固定)

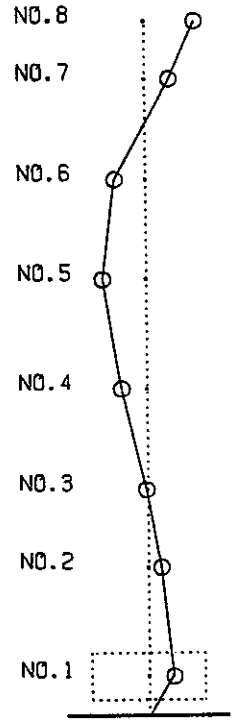
X-DIR  
 MODE NO=1  
 $T = 1.9619$  (S)  
 $\beta = 1.0090$



X-DIR  
 MODE NO=2  
 $T = 0.1459$  (S)  
 $\beta = -0.0111$

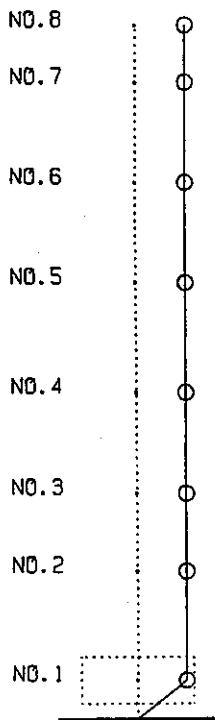


X-DIR  
 MODE NO=3  
 $T = 0.0781$  (S)  
 $\beta = 0.0026$

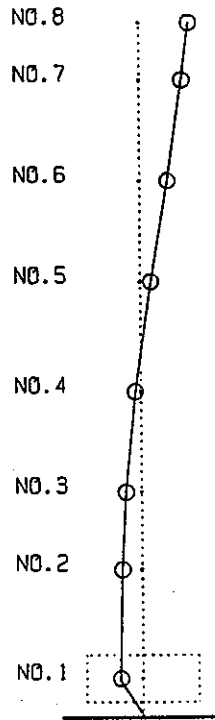


(a) X-方向

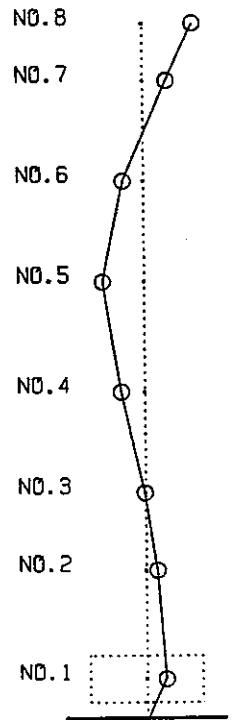
Y-DIR  
 MODE NO=1  
 $T = 1.9654$  (S)  
 $\beta = 1.0139$



Y-DIR  
 MODE NO=2  
 $T = 0.1832$  (S)  
 $\beta = -0.0167$



Y-DIR  
 MODE NO=3  
 $T = 0.0942$  (S)  
 $\beta = 0.0036$



(b) Y-方向

図3.3-16 (b) 固有モード (免震装置あり)

(4) 地震応答解析結果

① 25cm/secおよび50cm/sec応答結果

25cm/secおよび50cm/secにおける応答結果を以下に示す。

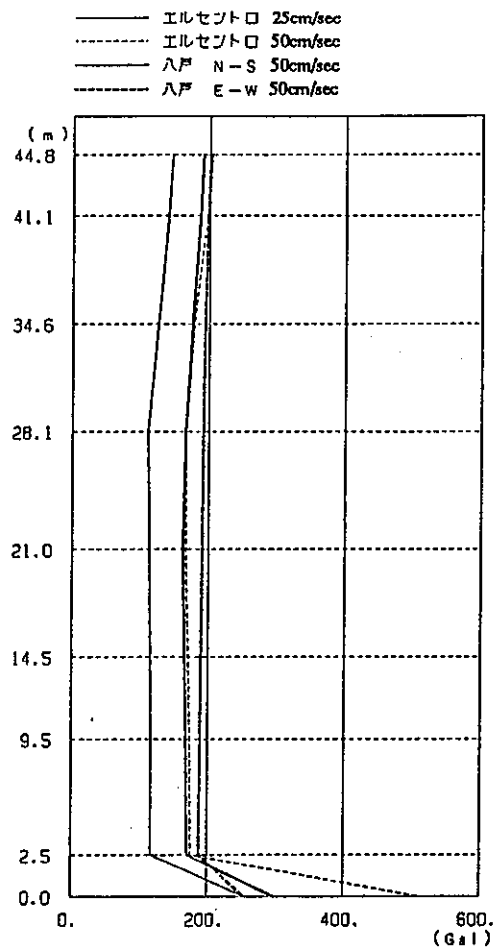
- (a) 上部建屋の層せん断力係数 (25cm/sec、50cm/sec入力) 表3.3-7
- (b) 免震層の最大応答値 (25cm/sec、50cm/sec入力) 表3.3-8
- (c) 応答最大加速度 (25cm/sec、50cm/sec入力) 図3.3-17
- (d) 応答最大変位 (25cm/sec、50cm/sec入力) 図3.3-18
- (e) 応答最大せん断力 (25cm/sec、50cm/sec入力) 図3.3-19

表3.3-7 上部建屋の層せん断力係数  
(25cm/sec、50cm/sec入力)

	X方向			Y方向		
	1 F	4 F	7 F	1 F	4 F	7 F
エルセントロ (25cm/sec入力)	0.110	0.128	0.148	0.114	0.136	0.163
エルセントロ	0.169	0.181	0.208	0.168	0.208	0.254
八戸NS	0.167	0.180	0.195	0.168	0.189	0.213
八戸EW	0.195	0.198	0.206	0.192	0.206	0.224

表3.3-8 免震層の最大応答値  
(25cm/sec、50cm/sec入力)

	X方向			Y方向		
	変位 (cm)	せん断力 (ton)	転倒モーメント ( $\times 10^4$ tonm)	変位 (cm)	せん断力 (ton)	転倒モーメント ( $\times 10^4$ tonm)
エルセントロ (25cm/sec入力)	5.401	13310	24.13	5.401	13290	22.91
エルセントロ	12.65	20040	33.47	12.68	20050	35.82
八戸NS	11.98	19580	33.16	12.00	19600	34.24
八戸EW	17.22	23160	37.25	17.22	23160	37.86

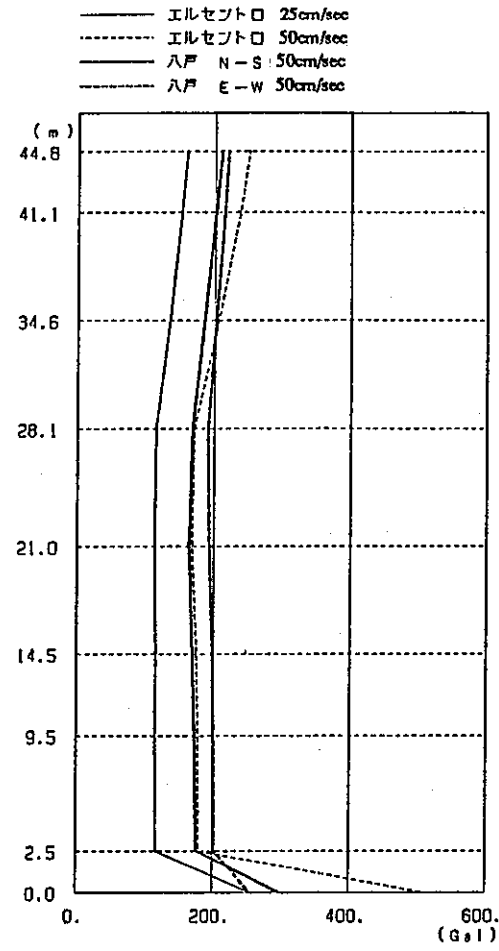


(Gal)

エレセントロ 25kine	エレセントロ 50kine	八戸 N-S 50kine	八戸 E-W 50kine
145	204	191	201
140	197	186	198
125	178	175	194
111	166	166	192
113	167	161	191
116	171	165	190
116	173	168	189
117	176	170	188
256	511	297	254
[ 256 ]	[ 511 ]	[ 297 ]	[ 254 ]

( )は入力最大加速度

(a) X-方向



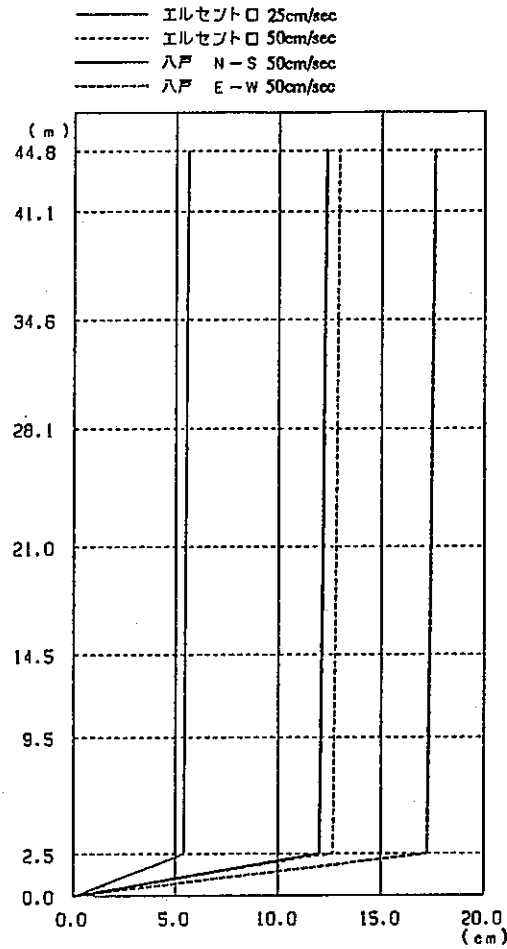
(Gal)

エレセントロ 25kine	エレセントロ 50kine	八戸 N-S 50kine	八戸 E-W 50kine
160	250	210	219
151	237	201	214
134	206	185	202
115	171	168	191
113	169	164	193
116	176	169	198
115	178	173	201
117	180	176	202
256	511	297	254
[ 256 ]	[ 511 ]	[ 297 ]	[ 254 ]

( )は入力最大加速度

(b) Y-方向

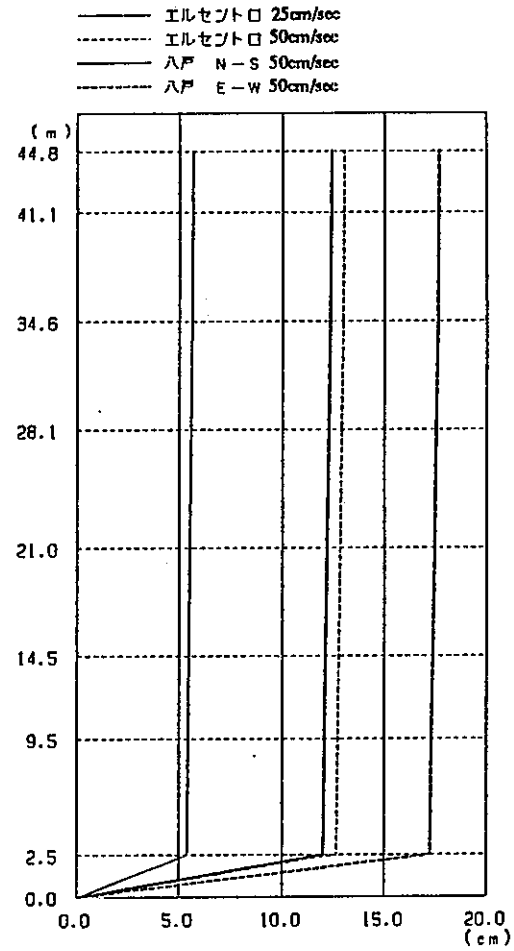
図3.3-17 応答最大加速度 (25cm/sec、50cm/sec入力)



(cm)

エルセントロ 25kine	エルセントロ 50kine	入戸 N-S 50kine	入戸 E-W 50kine
5.59	12.92	12.28	17.56
5.58	12.90	12.27	17.54
5.55	12.87	12.22	17.49
5.52	12.83	12.17	17.43
5.49	12.78	12.12	17.38
5.47	12.74	12.07	17.32
5.44	12.70	12.03	17.28
5.41	12.65	11.98	17.22
0.00	0.00	0.00	0.00

(a) X-方向

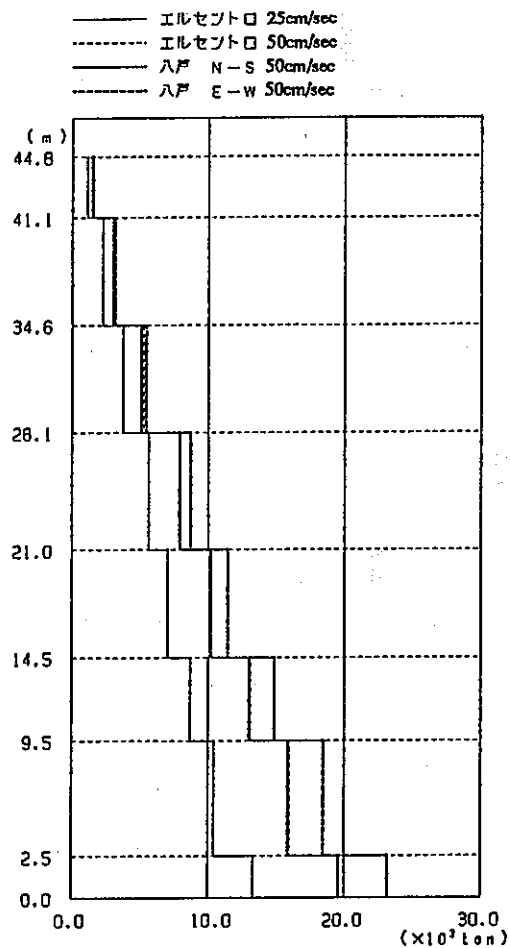


(cm)

エルセントロ 25kine	エルセントロ 50kine	入戸 N-S 50kine	入戸 E-W 50kine
5.67	13.04	12.40	17.66
5.66	13.02	12.38	17.63
5.63	12.98	12.34	17.59
5.58	12.92	12.27	17.52
5.52	12.85	12.19	17.43
5.48	12.78	12.11	17.35
5.44	12.74	12.06	17.29
5.40	12.67	12.00	17.22
0.00	0.00	0.00	0.00

(b) Y-方向

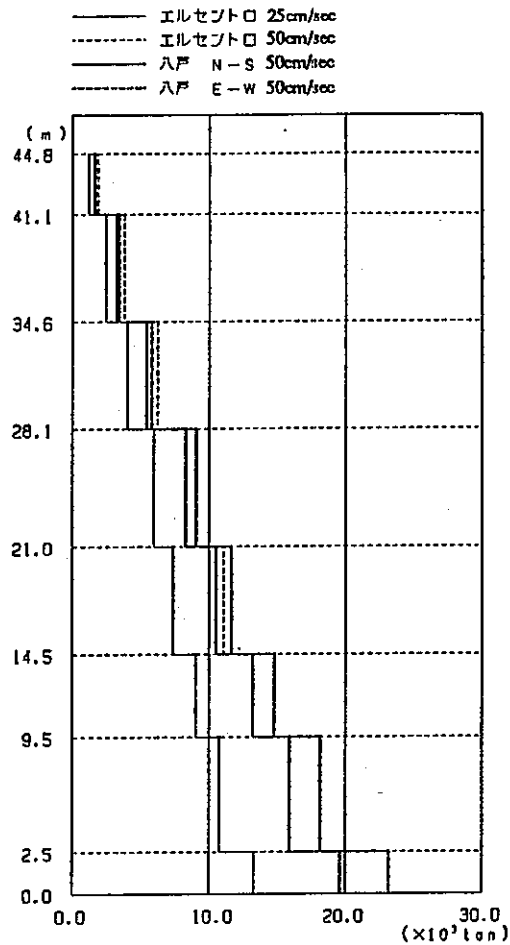
図3.3-18 応答最大変位 (25cm/sec、50cm/sec入力)



( $\times 10^3 \text{ ton}$ )

エレセントロ 25kine	エレセントロ 50kine	八戸 N-S 50kine	八戸 E-W 50kine
1.10	1.54	1.45	1.53
2.25	3.15	2.97	3.13
3.74	5.26	5.06	5.44
5.64	7.96	7.89	8.70
7.06	10.26	10.16	11.41
8.70	13.08	12.97	14.86
10.43	15.96	15.83	18.42
13.31	20.04	19.58	23.16

(a) X-方向



( $\times 10^3 \text{ ton}$ )

エレセントロ 25kine	エレセントロ 50kine	八戸 N-S 50kine	八戸 E-W 50kine
1.21	1.89	1.58	1.66
2.45	3.81	3.22	3.41
4.05	6.27	5.43	5.82
5.99	9.14	8.30	9.05
7.41	11.06	10.50	11.61
9.04	13.19	13.18	14.77
10.76	15.93	15.89	18.13
13.29	20.05	19.60	23.16

(b) Y-方向

図3.3-19 応答最大せん断力 (25cm/sec、50cm/sec入力)

② 75cm/sec応答結果

75cm/secにおける応答結果を以下に示す。

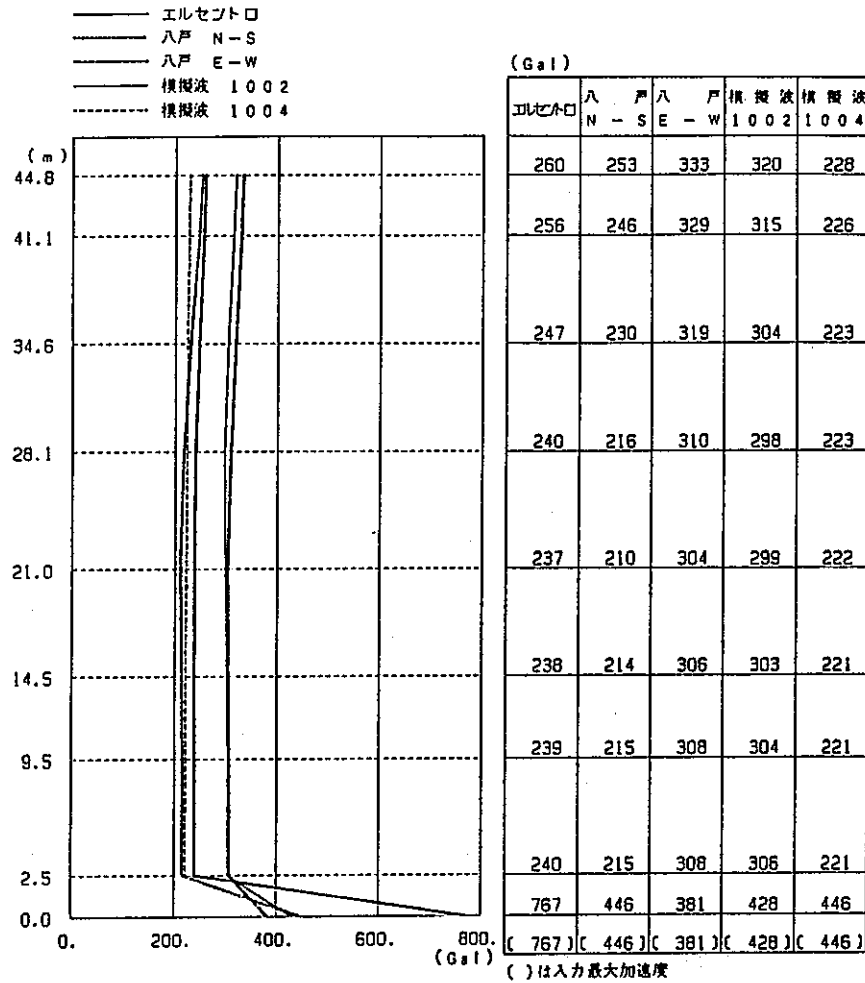
- (a) 上部建屋の層せん断力係数 (75cm/sec入力) 表3.3-9
- (b) 免震層の最大応答値 (75cm/sec入力) 表3.3-10
- (c) 応答最大加速度 (75cm/sec入力) 図3.3-20
- (d) 応答最大変位 (75cm/sec入力) 図3.3-21
- (e) 応答最大せん断力 (75cm/sec入力) 図3.3-22
- (f) 層せん断力係数分布 (75cm/sec入力) 図3.3-23
- (g) 免震層の水平方向履歴応答曲線 (75cm/sec入力) 図3.3-24 (a)~(e)

表3.3-9 上部建屋の層せん断力係数  
(75cm/sec入力：ただし、模擬波は原波入力)

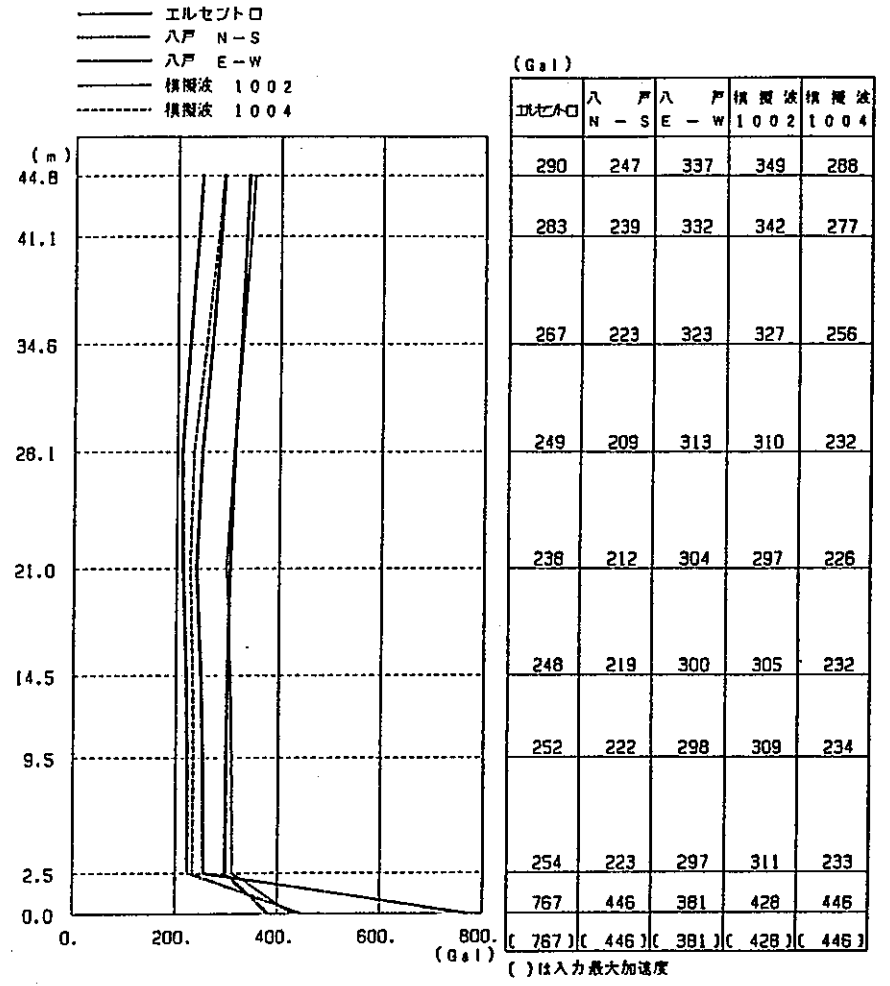
		X方向			Y方向		
		1 F	4 F	7 F	1 F	4 F	7 F
エルセントロ		0.244	0.253	0.265	0.246	0.272	0.296
八戸NS		0.217	0.236	0.258	0.211	0.228	0.252
八戸EW		0.314	0.326	0.340	0.315	0.329	0.344
模擬波	WAVE1002	0.303	0.311	0.326	0.310	0.333	0.356
	WAVE1004	0.226	0.228	0.233	0.229	0.260	0.294

表3.3-10 免震層の最大応答値  
(75cm/sec入力：ただし、模擬波は原波入力)

		X方向			Y方向		
		変位 (cm)	せん断力 (ton)	転倒モーメント ( $\times 10^4$ tonm)	変位 (cm)	せん断力 (ton)	転倒モーメント ( $\times 10^4$ tonm)
エルセントロ		23.94	28900	47.24	23.95	28900	49.42
八戸NS		20.18	25480	43.34	20.14	25450	41.84
八戸EW		31.38	37130	60.90	31.45	37230	61.34
模擬波	WAVE1002	30.69	36270	57.90	30.72	36310	61.40
	WAVE1004	21.91	26990	43.09	21.95	27030	46.62



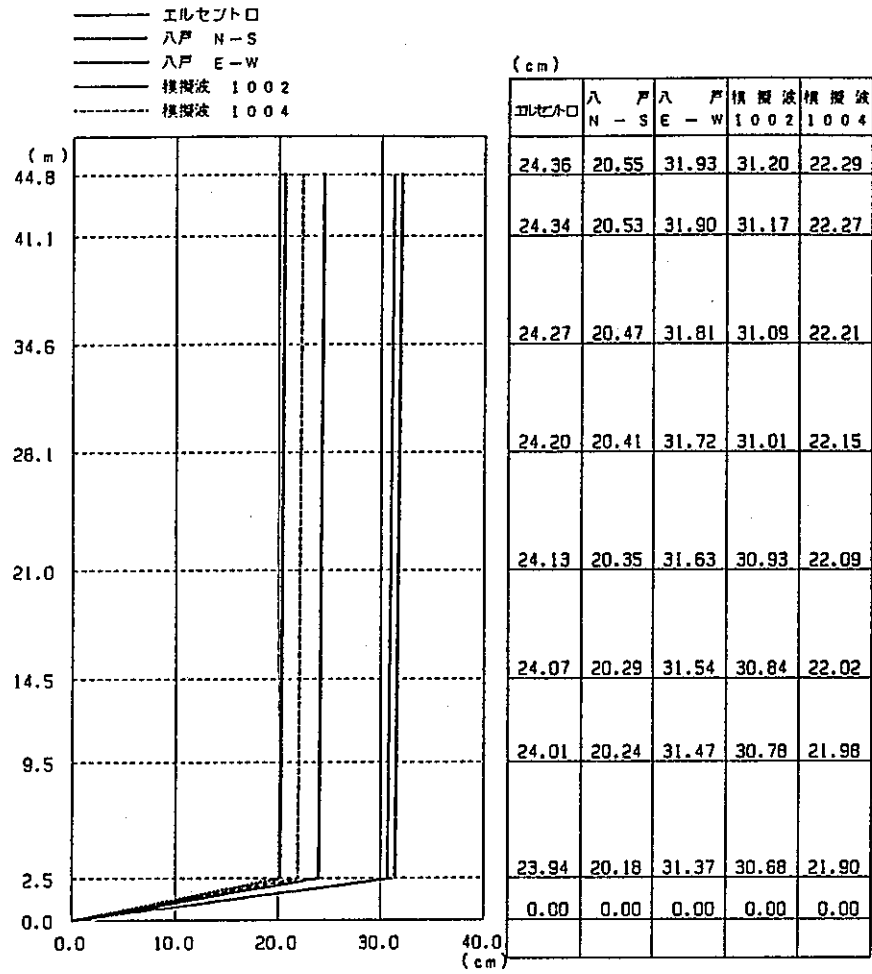
(a) X-方向



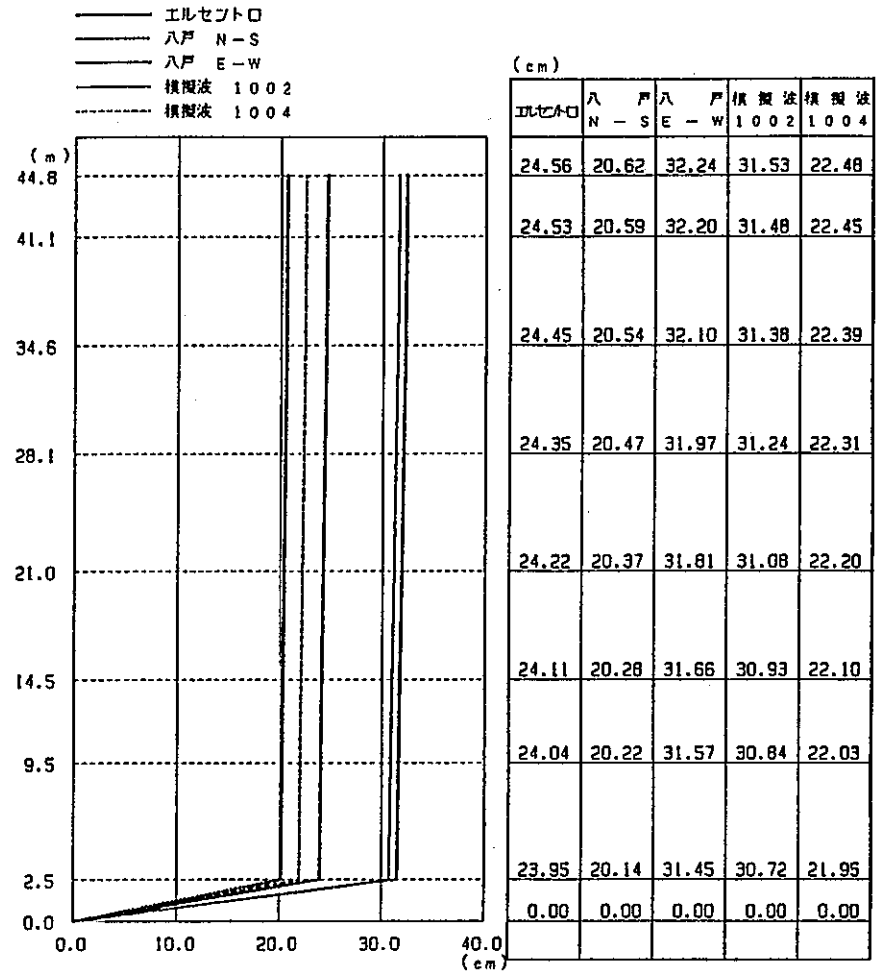
(b) Y-方向

図3.3-20 応答最大加速度 (75cm/sec入力)



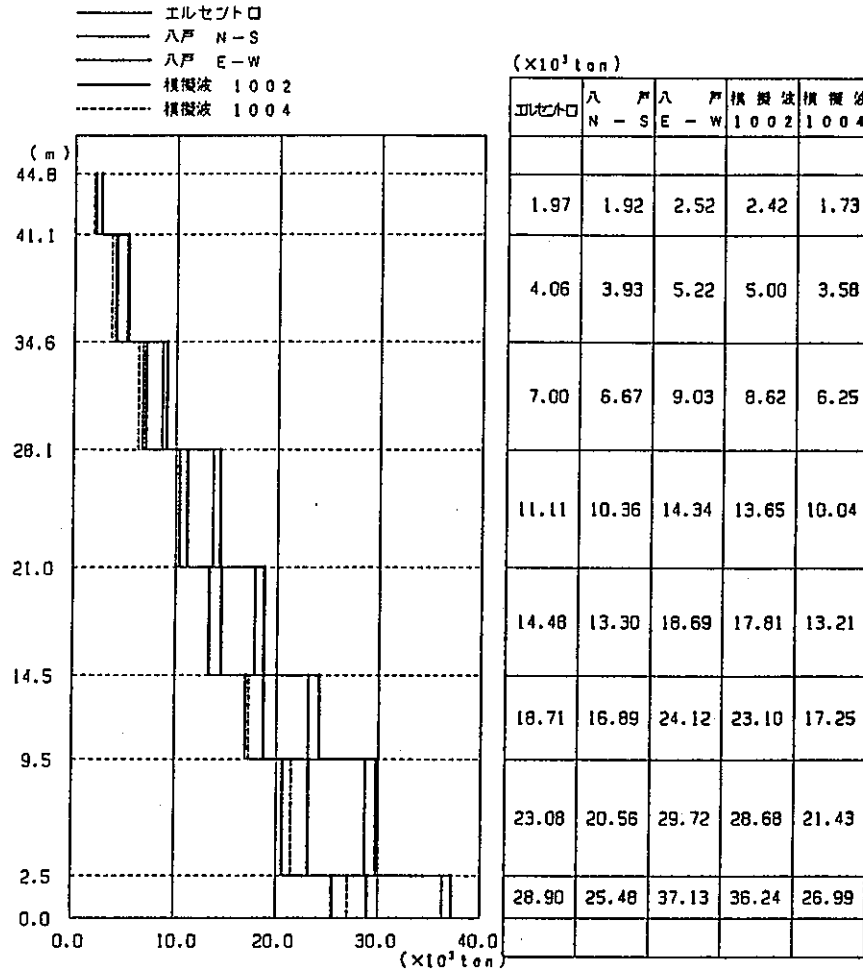


(a) X-方向

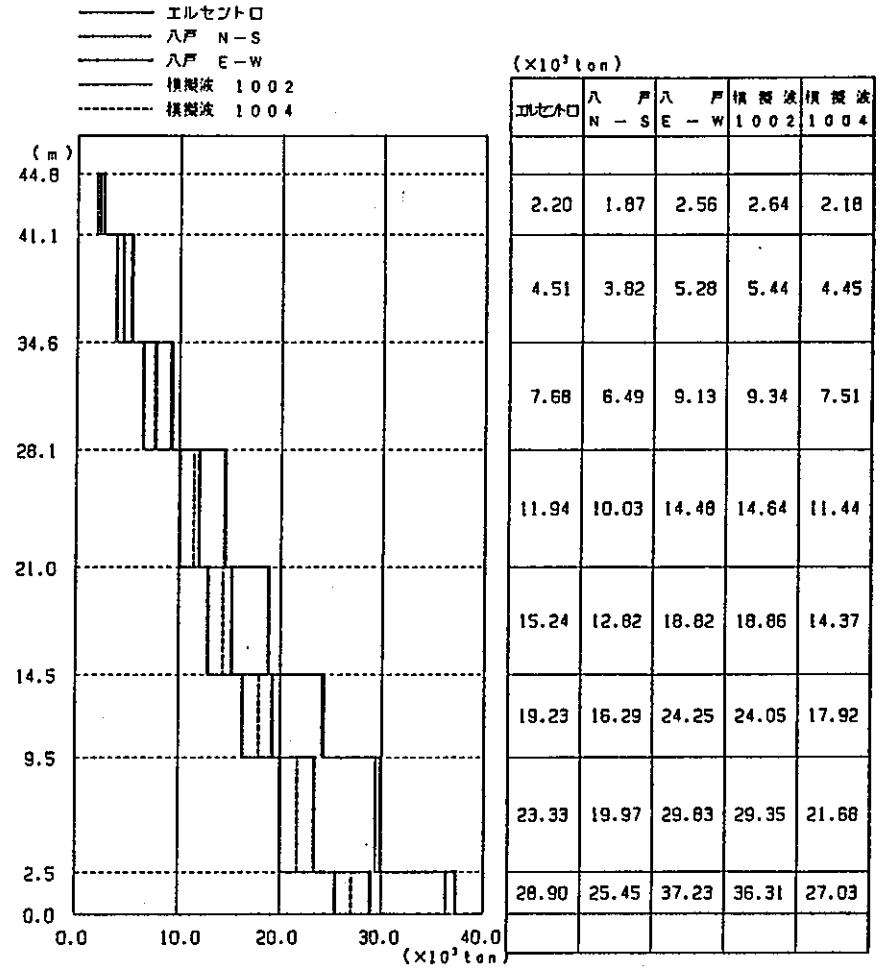


(b) Y-方向

図3.3-21 応答最大変位 (75cm/sec入力)

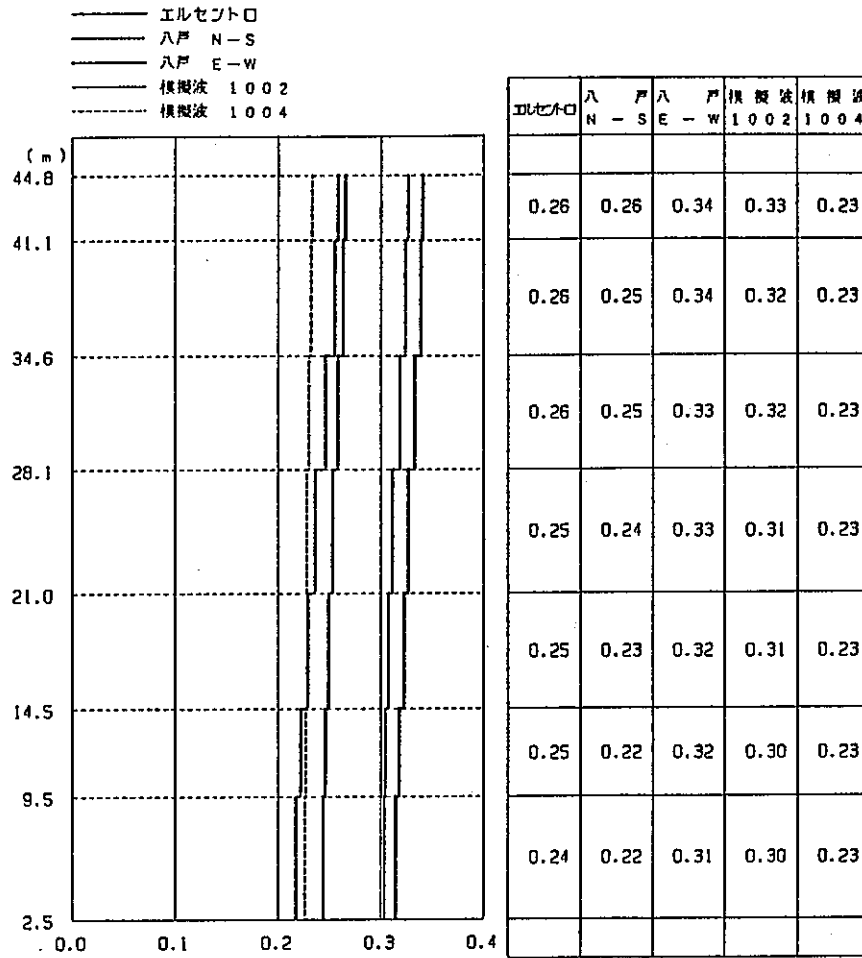


(a) X-方向

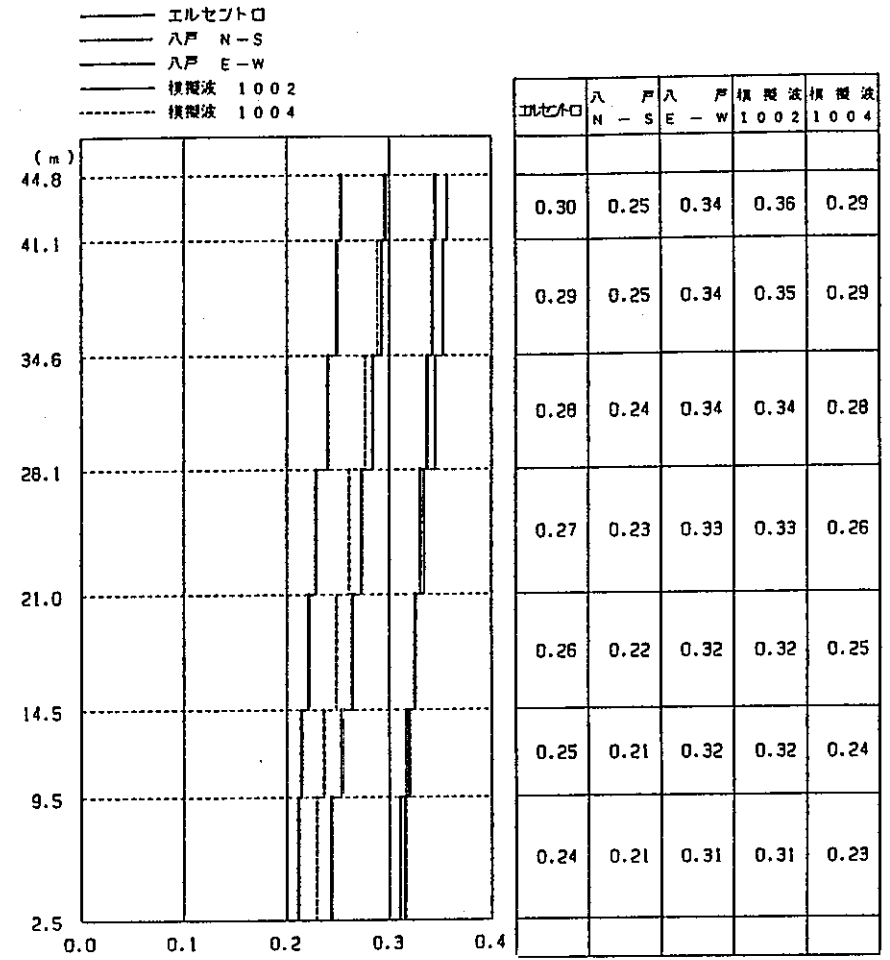


(b) Y-方向

図3.3-22 応答最大せん断力 (75cm/sec入力)



(a) X-方向



(b) Y-方向

図3.3-23 層せん断力係数分布 (75cm/scc入力)

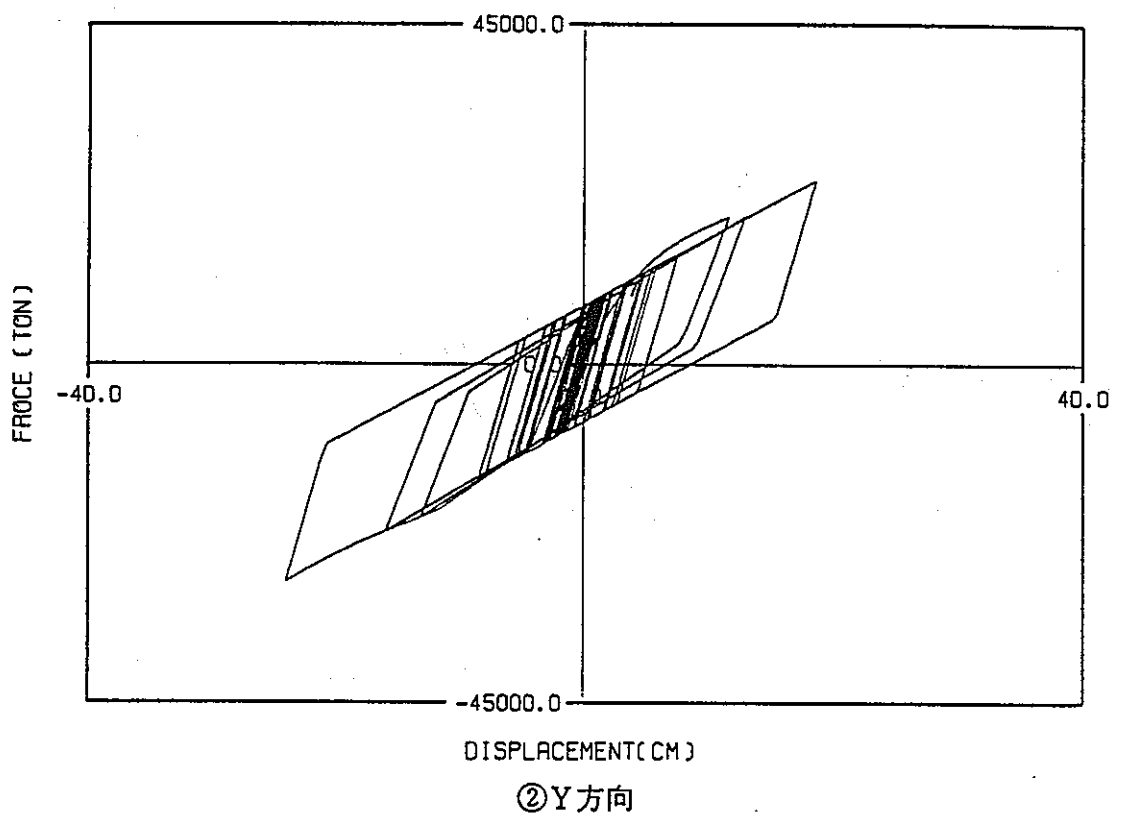
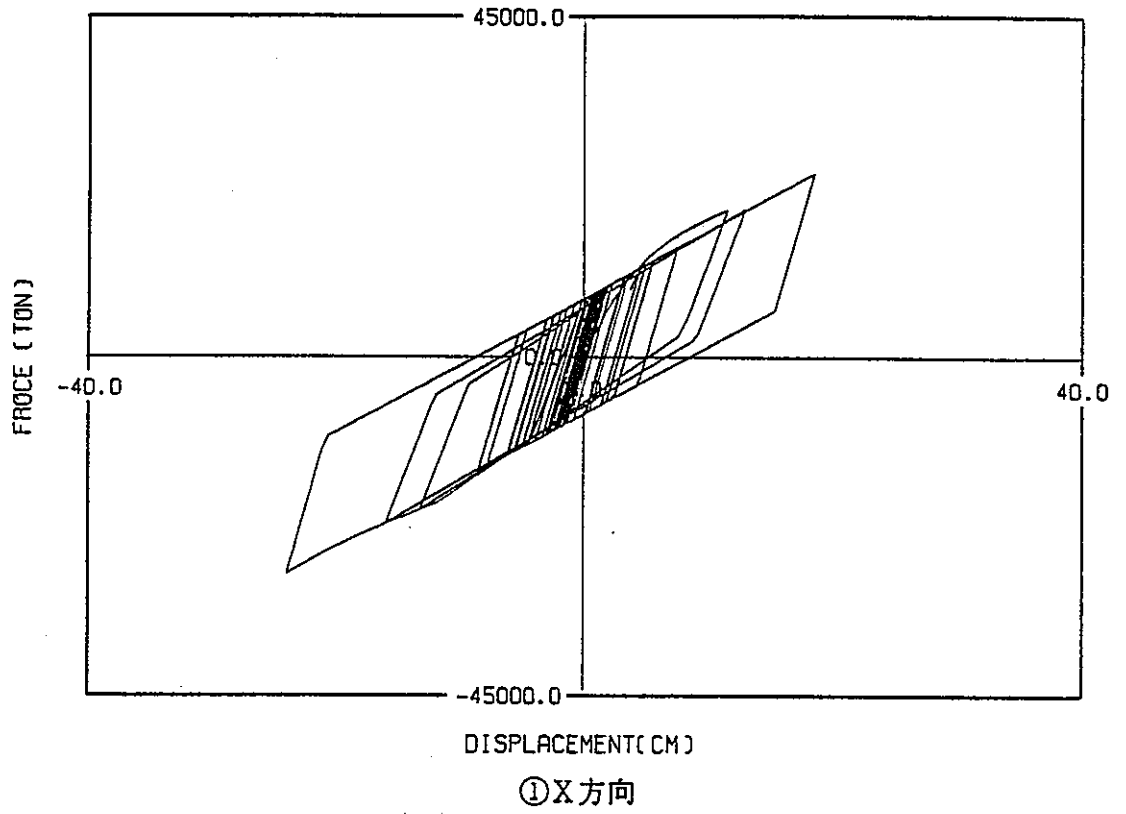


図3.3-24 (a) 免震層の履歴応答曲線 (エル・セントロ 75cm/sec入力)

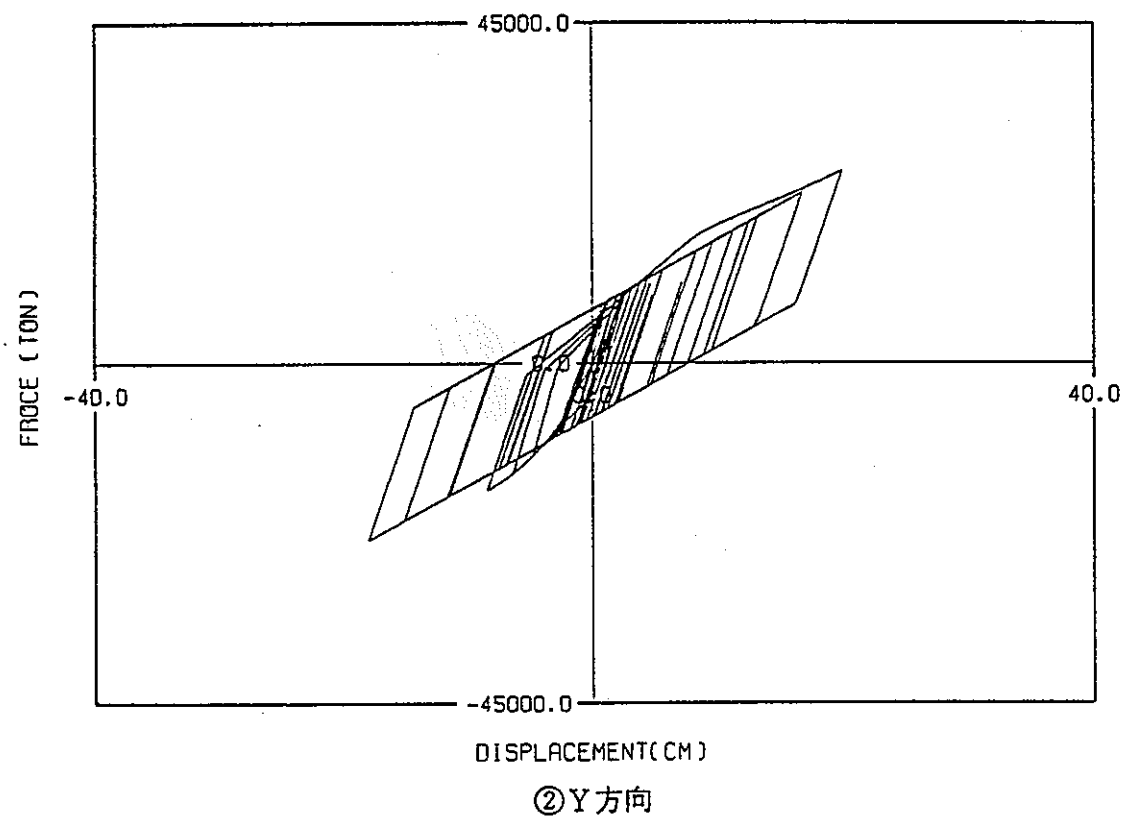
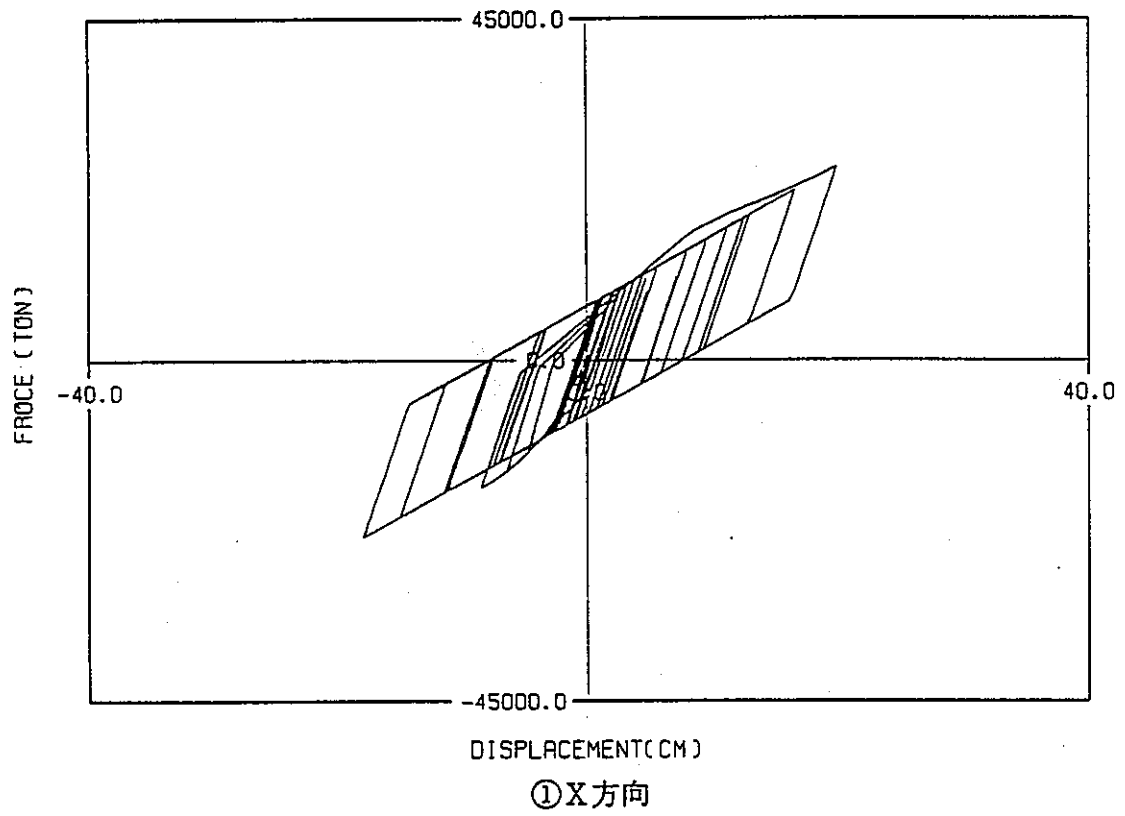


図3.3-24 (b) 免震層の履歴応答曲線 (八戸NS 75cm/sec入力)

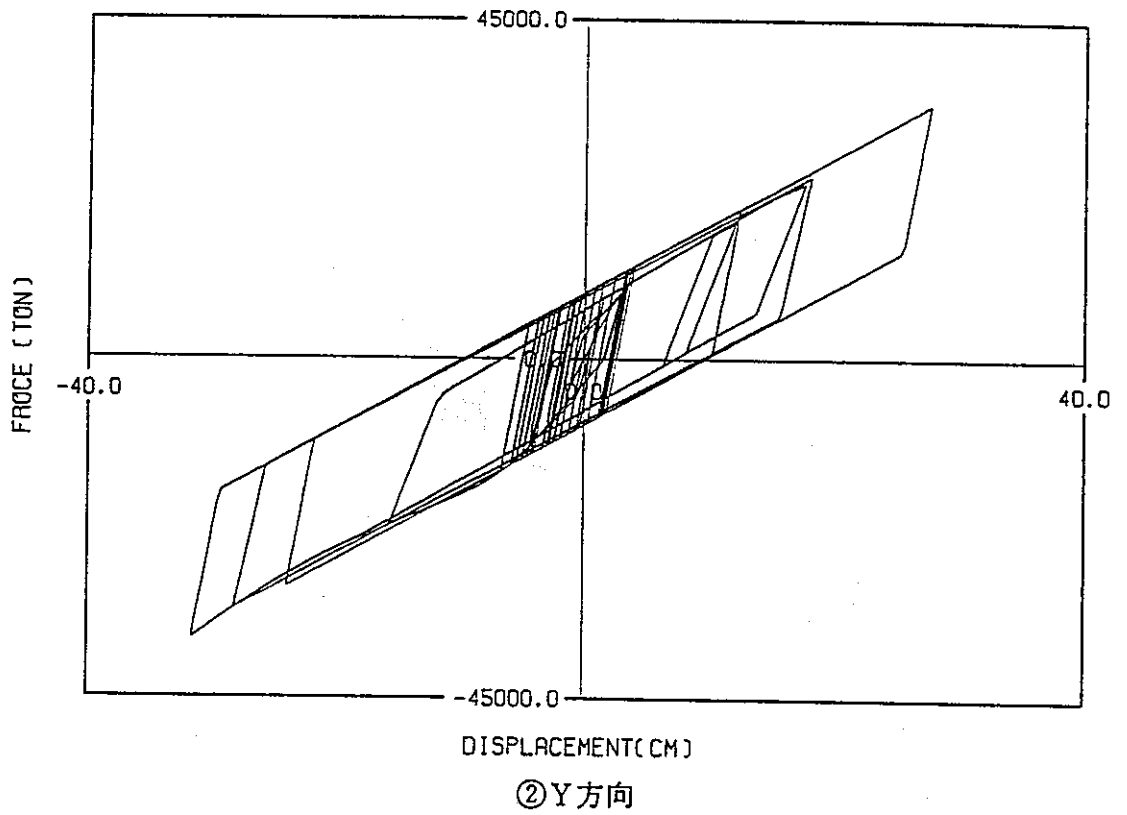
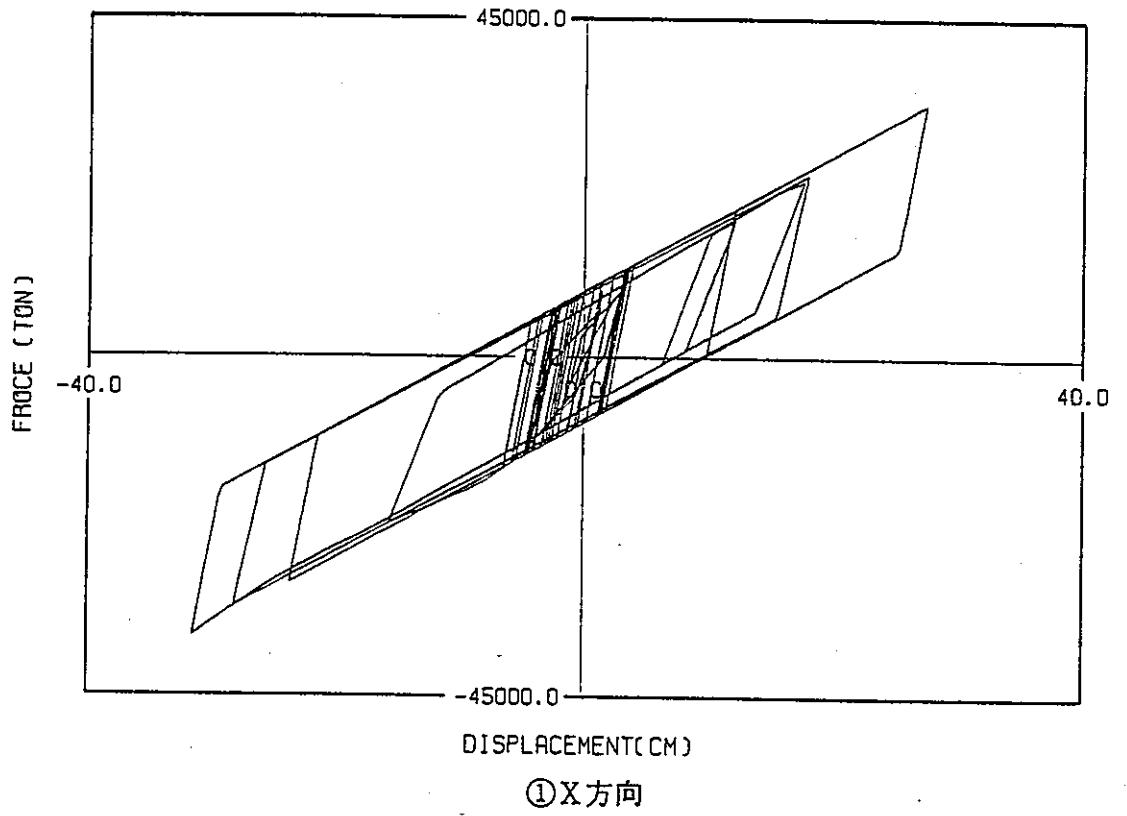
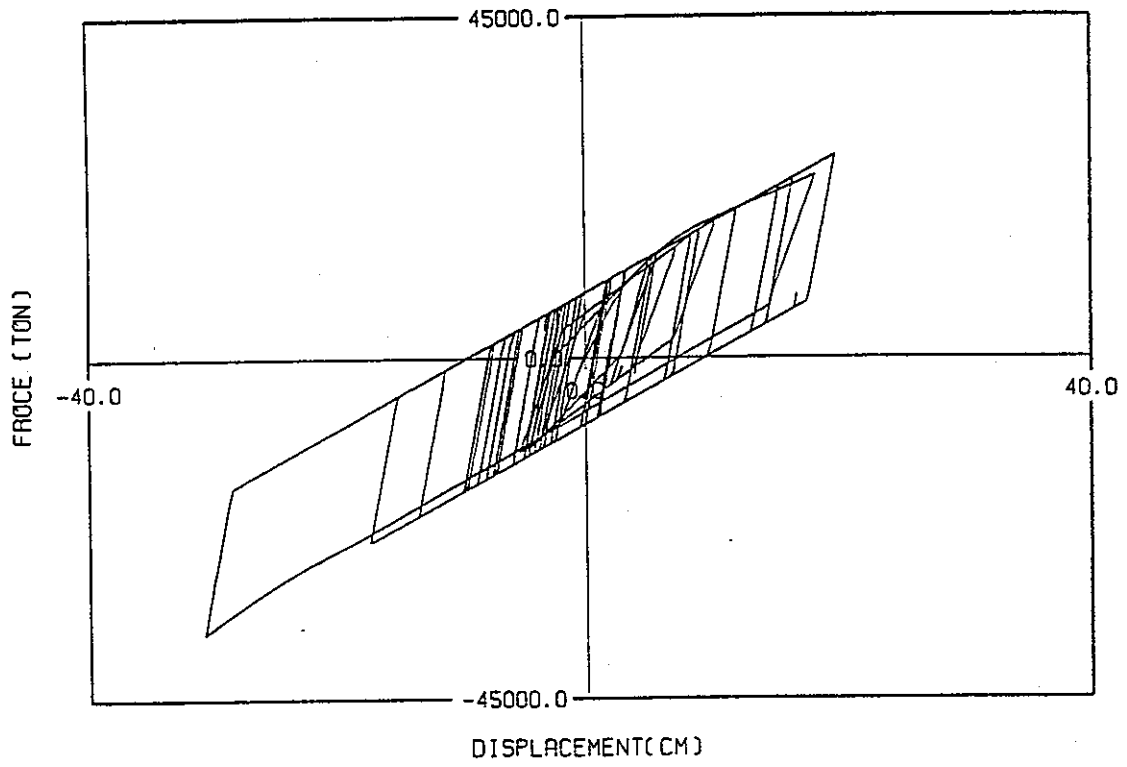
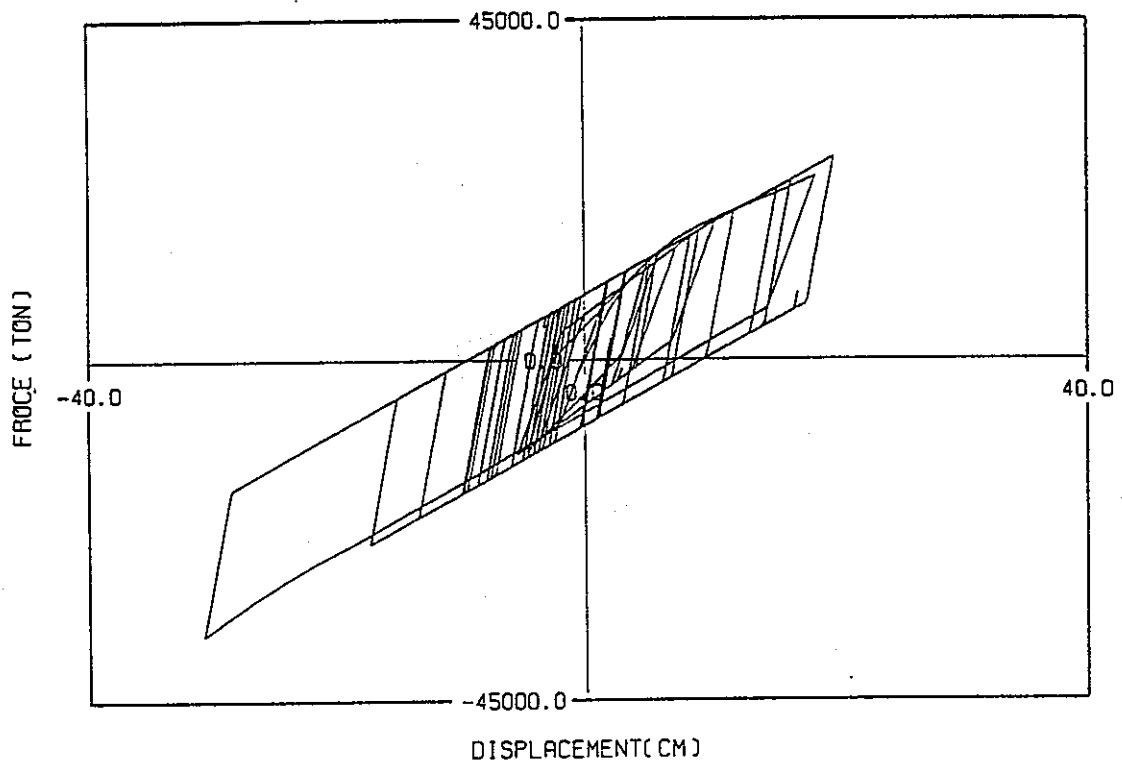


図3.3-24 (c) 免震層の履歴応答曲線 (八戸 E W 75cm/sec入力)



① X方向



② Y方向

図3.3-24 (d) 免震層の履歴応答曲線 (模擬地震波 WAVE1002 75cm/sec入力)

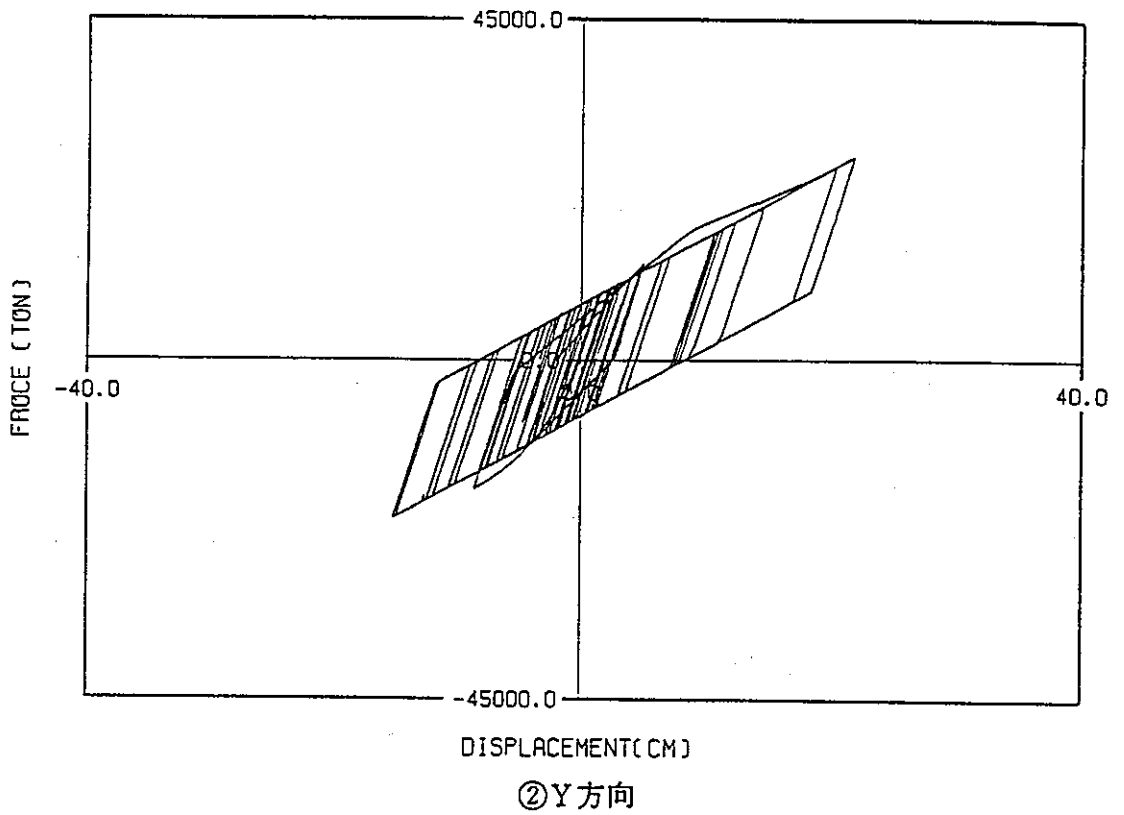
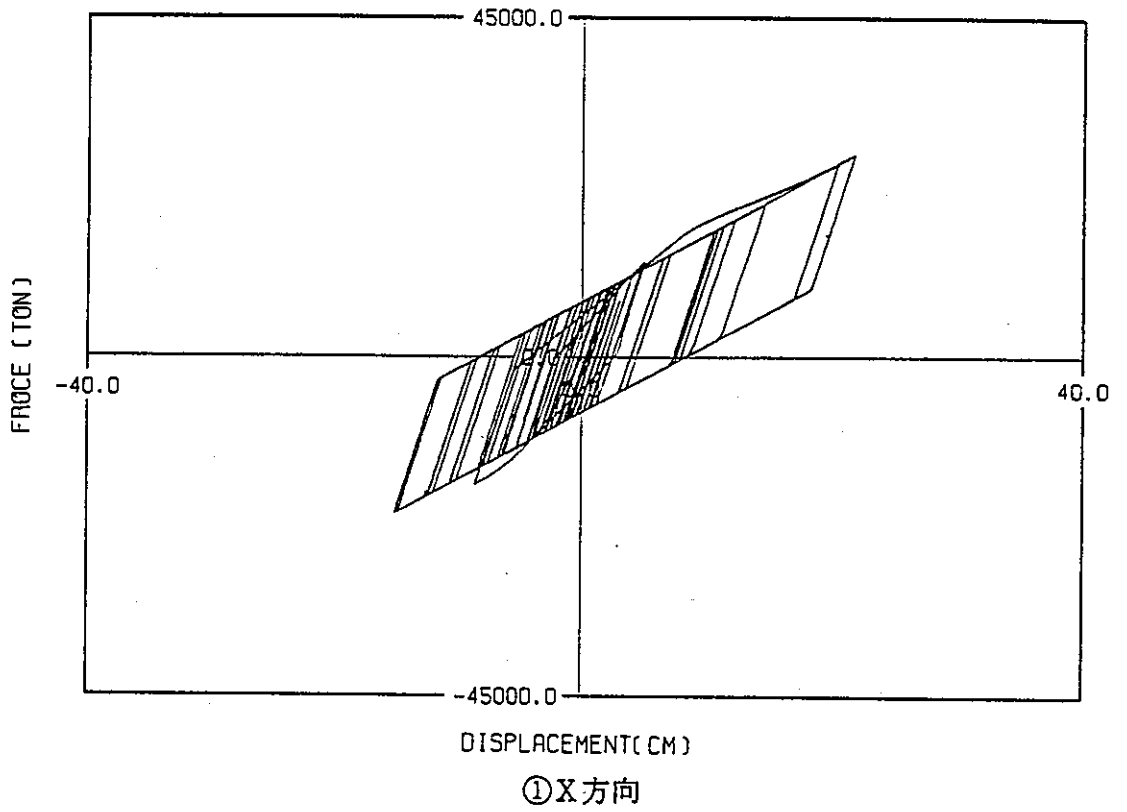


図3.3-24 (e) 免震層の履歴応答曲線 (模擬地震波 WAVE1004 75cm/sec入力)



### 3.3.5 限界時挙動の把握

#### (1) 概要

本章では免震構造物の限界時挙動の把握を行うものである。

3.3.4章では高減衰積層ゴムだけの応答解析を行ったが、本章では先に提案・設計されたフェイルセーフ装置を含めたモデルを用いて、レベル3以上での挙動を把握するものである。なお、解析方向はX方向とする。

なお、免震層の挙動把握を主たる目的としているので上部建屋は弾性範囲内として解析を行う。

#### (2) 解析条件

##### ① 高減衰積層ゴムのモデル化

積層ゴムのモデル化については、3.5.4章の解析ではせん断ひずみ $\gamma$ が $0.1 \leq \gamma \leq 1.5$ の範囲であったのでブリヂストンの式を利用したが（ブリヂストンの推奨範囲は $0.1 \leq \gamma \leq 2.0$ である）、今回の解析は $2.0 \leq \gamma \leq 4.0$ となる為、 $1.5 \leq \gamma \leq 4.0$ の範囲では以下の手順に従いモデル化を行った。

本共同研究において行った特性試験結果<sup>1)</sup>よりせん断応力 $\tau_0$ 、等価減衰定数 $h_{eq}$ およびY軸切片応力 $\tau_D$ はせん断ひずみ $\gamma$ の関数で次式のように表される。

せん断応力 $\tau_0$  :  $1.5 \leq \gamma \leq 4.0$

$$\tau_0 = 8.30 - 3.58\gamma + 3.38\gamma^2 \quad (\text{処女载荷時})$$

$$\tau_0 = 3.27 + 3.13\gamma + 1.14\gamma^2 \quad (\text{繰り返し载荷時})$$

等価減衰定数 $h_{eq}$  :  $h_{eq} = 0.185 - 0.00746\gamma - 0.00665\gamma^2 \quad (1.5 \leq \gamma \leq 3.0)$

$$h_{eq} = 0.100 \quad (3.0 \leq \gamma \leq 4.0)$$

Y軸切片応力 $\tau_D$  :  $\tau_D = 0.740 + 2.12\gamma - 0.603\gamma^2 + 0.0639\gamma^3 \quad (1.5 \leq \gamma \leq 2.0)$

$$\tau_D = \frac{\pi}{2} h_{eq} \tau_0 \quad (2.0 \leq \gamma \leq 4.0)$$

これらの式は $\gamma = 1.5$ で3.3.4(2)節のブリヂストン式と値がわずかに異なるため、次のように定数倍して用いることとした。

せん断応力 $\tau_0$  : 1.170

等価減衰定数 $h_{eq}$  : 0.909

Y軸切片応力 $\tau_D$  : 1.045

せん断応力を図3.3-25(a)、(b)に、等価減衰定数を図3.3-26に、Y軸切片応力を図3.3-27に示す。なお、図中にはブリヂストン式、実験結果式もあわせて示してある。

最終的に解析に用いた各特性値の式を以下に示す。

せん断応力  $\tau_0$  :

$$[0.1 \leq \gamma \leq 1.5] \quad \tau_0 = (26.3 - 46.0 \gamma + 45.7 \gamma^2 - 21.2 \gamma^3 + 3.88 \gamma^4) \times \gamma$$

$$[1.5 < \gamma \leq 4.0] \quad \tau_0 = (8.30 - 3.58 \gamma + 3.38 \gamma^2) \times 1.17 \quad (\text{処女載荷時})$$

$$\tau_0 = (3.27 + 3.13 \gamma + 1.14 \gamma^2) \times 1.17 \quad (\text{繰り返し載荷時})$$

等価減衰定数  $h_{eq}$  :

$$[0.1 \leq \gamma \leq 1.5] \quad h_{eq} = 0.172 - 0.0069 \gamma + 0.0028 \gamma^2 - 0.0069 \gamma^3$$

$$[1.5 < \gamma \leq 3.0] \quad h_{eq} = (0.185 - 0.00746 \gamma - 0.00665 \gamma^2) / 1.100$$

$$[3.0 < \gamma \leq 4.0] \quad h_{eq} = 0.100 \times 0.909$$

Y軸切片応力  $\tau_D$  :

$$[0.1 \leq \gamma \leq 1.5] \quad \tau_D = \tau_0 \times (0.360 - 0.083 \gamma)$$

$$[1.5 < \gamma \leq 2.0] \quad \tau_D = (0.740 + 2.12 \gamma - 0.603 \gamma^2 + 0.0639 \gamma^3) \times 1.045$$

$$[2.0 < \gamma \leq 4.0] \quad \tau_D = \left( \frac{\pi}{2} h_{eq} \tau_0 \right) \times 1.045$$

高減衰積層ゴムはこれらの特性値により定義されるスケルトンカーブと履歴曲線からなるひずみ依存型の修正Bi-linearモデルとしてモデル化した。大変形領域 ( $\gamma > 1.5$ )におけるせん断応力は変形の繰り返しによって初期のせん断応力の約30%程度低下する傾向がある。このため各特性値は繰り返し載荷時のループに対して修正Bi-linearモデルとして評価し、処女載荷時のループにはその差分を別途評価し履歴曲線に加え合わせることにした。以上のように定義された高減衰積層ゴムの復元力特性モデルを図3.3-28 (a) に示す。

\*1: 「核燃料施設への免震構法適用研究 その14. ストッパーを有する免震構造物の応答特性に関する検討」日本建築学会東北大会 1991年9月

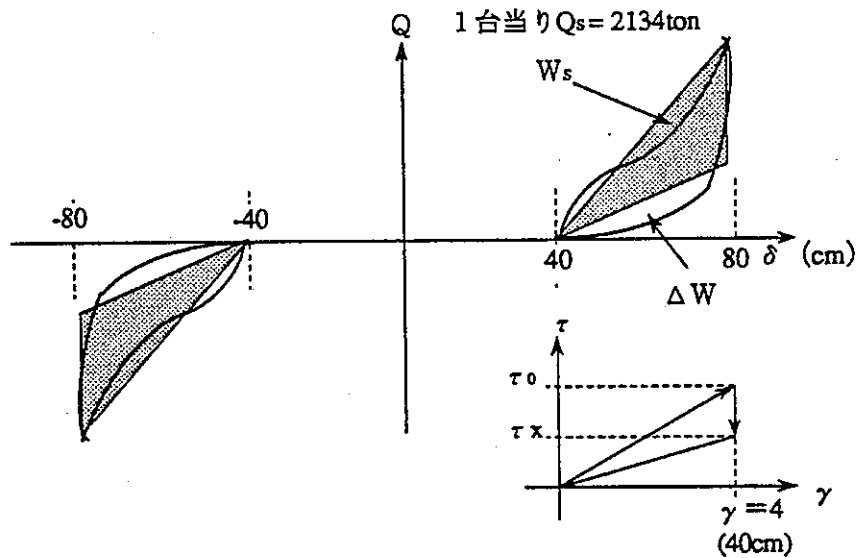
## ② フェイルセーフ装置のモデル化

3.3.3章で設計した高減衰ゴムを用いたフェイルセーフ装置の復元力特性を以下のようにモデル化する。フェイルセーフ装置は全体で28個設置し、フェイルセーフ装置1台当たり16個の高減衰ゴム(直径56cm)を使用している。

フェイルセーフ装置は免震層の変形が40cmより作動し始め80cmとなった時1台当たり

$Q_s=2134\text{ton}$ のせん断力を負担する。高減衰ゴムのゴム総厚は10cmとしたので、免震層が80cm変形するとき高減衰ゴムはせん断ひずみ $\gamma=4$  ( $\delta=40\text{cm}$ )の変形を受けることになりその復元力特性は本共研で行われた特性試験結果より下図曲線に示すようなハードニング特性を持つ履歴曲線となると考えられる。この履歴曲線を履歴吸収エネルギーが等価となるような下図に示す三角形の直線によって表すものとする。

下降点 $\tau_x$ は下図に示すように $W_s$ による履歴吸収エネルギーと $h_{eq}$ の実験式から求められる履歴吸収エネルギー ( $\Delta W$ ) とが等しくなるように設定する。



等価減衰定数算定の一般式

$$h_{eq} = \frac{1}{4 \cdot \pi} \frac{\Delta W}{W} \quad \text{より}$$

$$\Delta W = 4 \pi W h_{eq}$$

ここで、 $W = \gamma \cdot \tau_0 / 2$   なので、

$$\Delta W = 4 \pi h_{eq} \cdot \gamma \cdot \tau_0 / 2$$

一方  $W_s = \gamma (\tau_0 - \tau_x)$  と表されるため、 $\Delta W = W_s$ の条件より

$\tau_x$ は次式の様に求められる。

$$\tau_x = \tau_0 (1 - 2 \pi h_{eq})$$

となる。従って $\gamma=4$ の時、 $h_{eq}=0.10$ を代入し、

$$\tau_x = 0.428 \tau_0$$

となる。

以上のようにモデル化されたフェイルセーフ装置の復元力特性モデルを図3.3-28 (b) に示す。また、高減衰積層ゴムとフェイルセーフ装置を組み合わせた時の復元力特性を図3.3-28 (c) に示す。

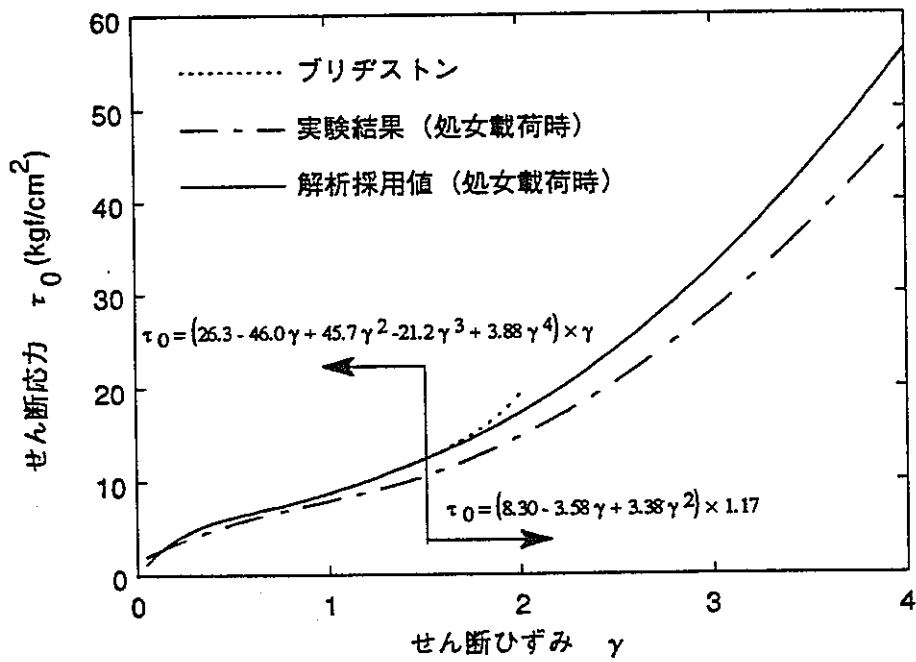


図3.3-25 (a) せん断応力  $\tau_0$  の定式化 (処女載荷時)

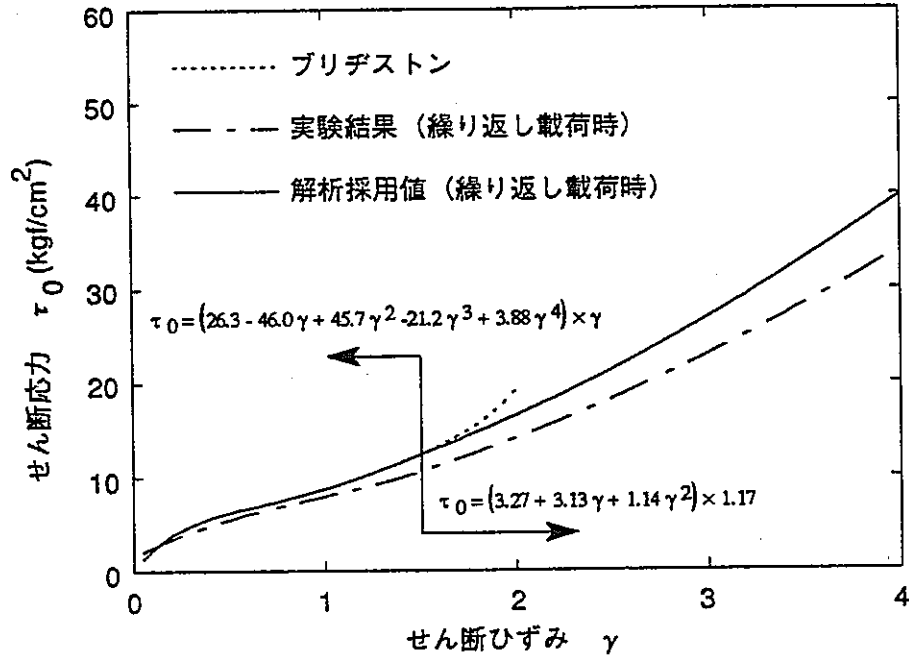


図3.3-25 (b) せん断応力  $\tau_0$  の定式化 (繰返し載荷時)

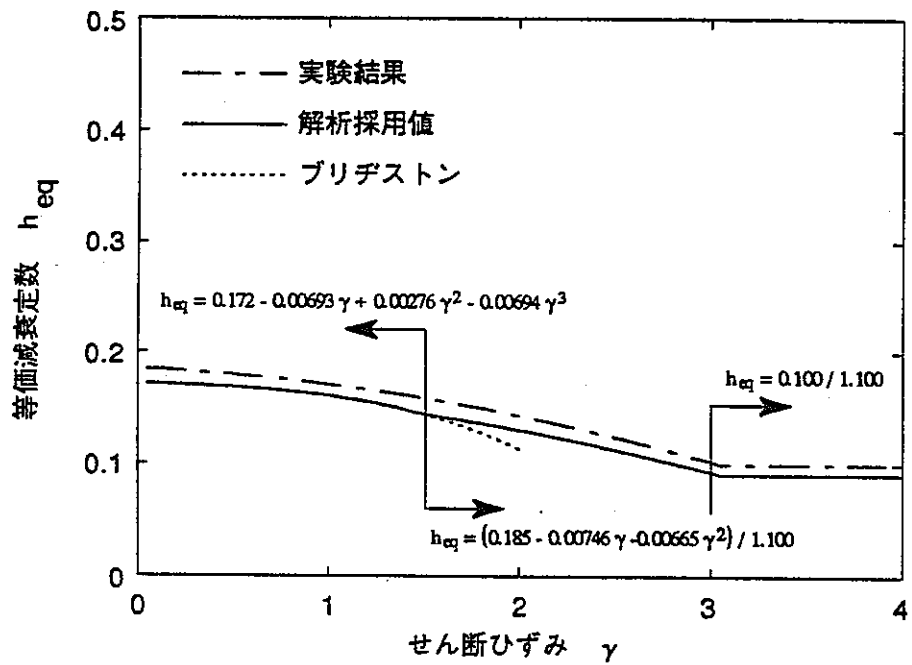


図3.3-26 等価減衰定数  $h_{eq}$  の定式化

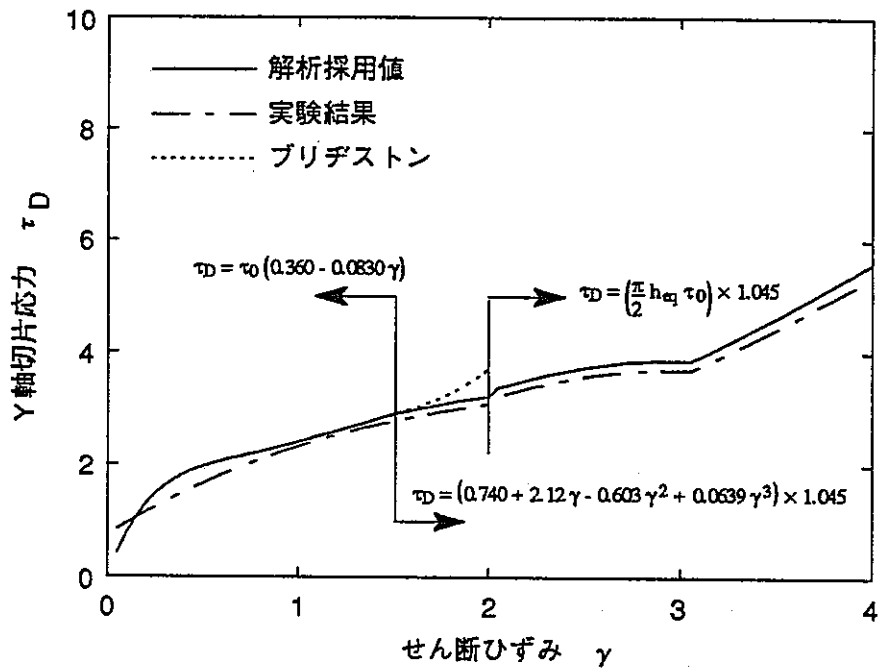
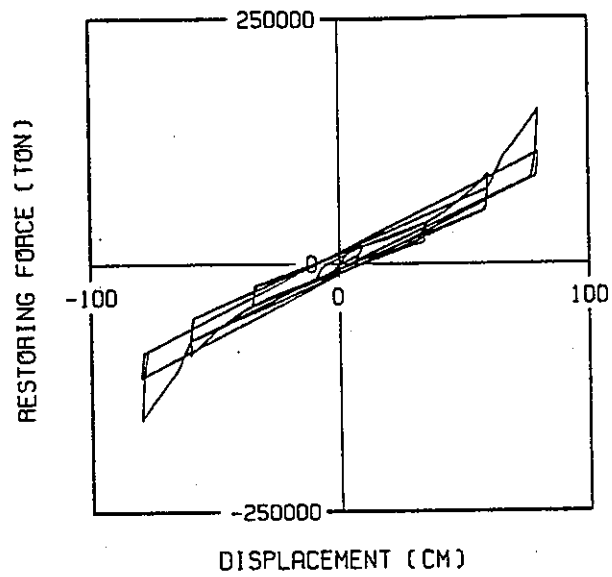
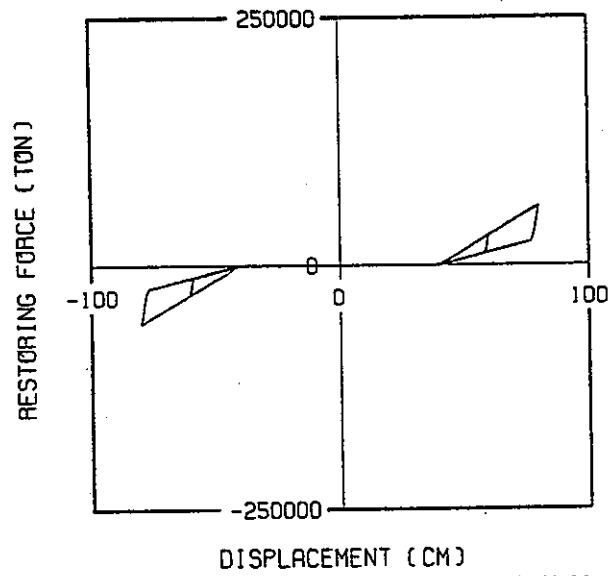


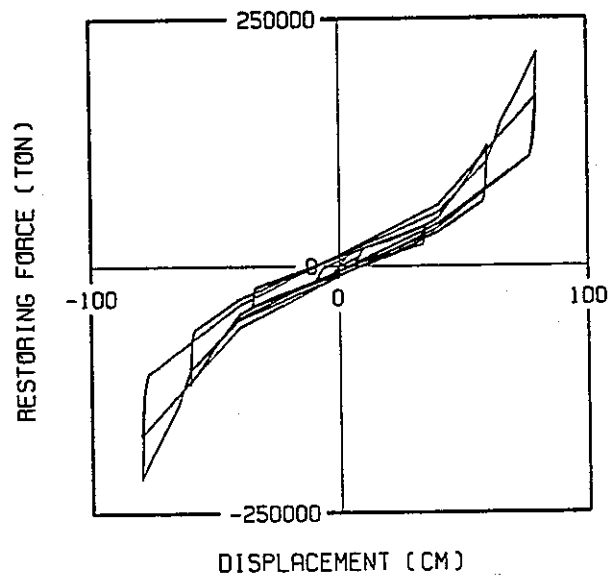
図3.3-27 Y軸切片応力  $\tau_D$  の定式化



(a) 高減衰積層ゴムの復元力特性



(b) フェイルセーフ装置の復元力特性



(c) 高減衰積層ゴム+フェイルセーフ装置の復元力特性

図3.3-28 フェイルセーフ装置の履歴特性

③ 入力地震動

入力地震動は3.3.4章にて解析を行った既往波3波とし、入力レベルを、100cm/sec、125cm/sec、150cm/secの3種類とする。入力地震動一覧を表3.3-11に示す。

表3.3-11 入力地震波一覧 (Gal)

	100 cm/sec	125 cm/sec	150 cm/sec
エルセントロ	1022.06	1277.58	1533.10
八戸 NS	508.28	635.35	762.42
八戸 EW	594.74	743.43	892.12



(3) 限界時挙動解析結果

解析結果は各レベルごとにフェイルセーフ装置の有り・無しで比較する。

① 100cm/sec 応答結果

100cm/sec における応答結果を以下に示す。

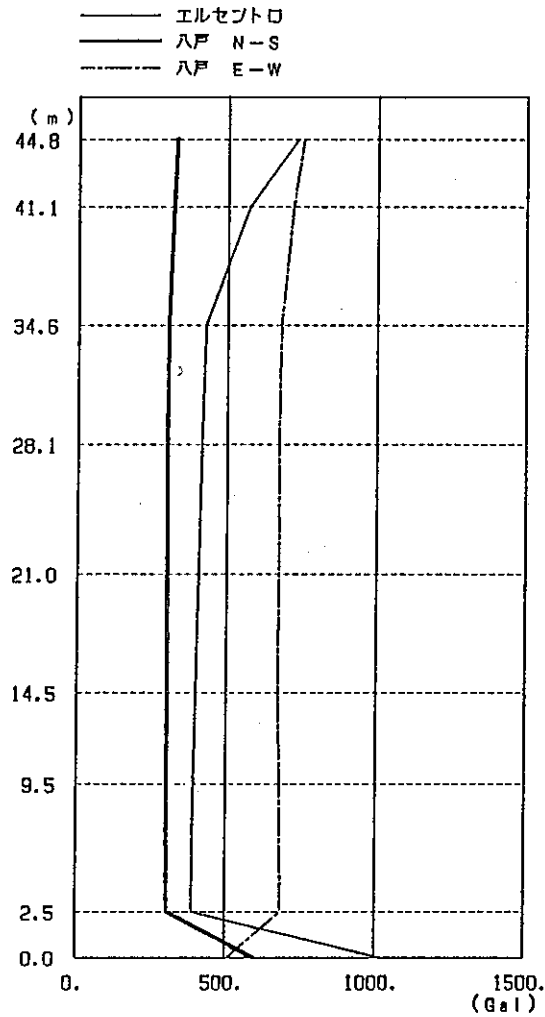
- (a) 上部建屋の層せん断力係数 (100cm/sec) 表3.3-12
- (b) 免震層の最大応答値 (100cm/sec) 表3.3-13
- (c) 応答最大加速度 (100cm/sec) 図3.3-29
- (d) 応答最大変位 (100cm/sec) 図3.3-30
- (e) 応答最大せん断力 (100cm/sec) 図3.3-31
- (f) 免震層の履歴応答曲線 (100cm/sec) 図3.3-32 (a) ~ (c)

表3.3-12 上部建屋の層せん断力係数  
(100cm/sec 入力)

入力波形	フェイルセーフ装置有り			フェイルセーフ装置無し		
	1 F	4 F	7 F	1 F	4 F	7 F
エルセントロ	0.419	0.437	0.727	0.417	0.437	0.727
八戸NS	0.304	0.307	0.337	0.304	0.307	0.337
八戸EW	0.672	0.689	0.767	0.613	0.653	0.700

表3.3-13 免震層の最大応答値  
(100cm/sec 入力)

入力波形	フェイルセーフ装置有り			フェイルセーフ装置無し		
	変位 (cm)	せん断力 (ton)	転倒モーメント ( $\times 10^6$ tonm)	変位 (cm)	せん断力 (ton)	転倒モーメント ( $\times 10^6$ tonm)
エルセントロ	40.24	49500	0.82	40.24	49100	0.81
八戸NS	30.82	36400	0.58	30.83	36400	0.58
八戸EW	49.54	80600	1.28	52.18	72100	1.21

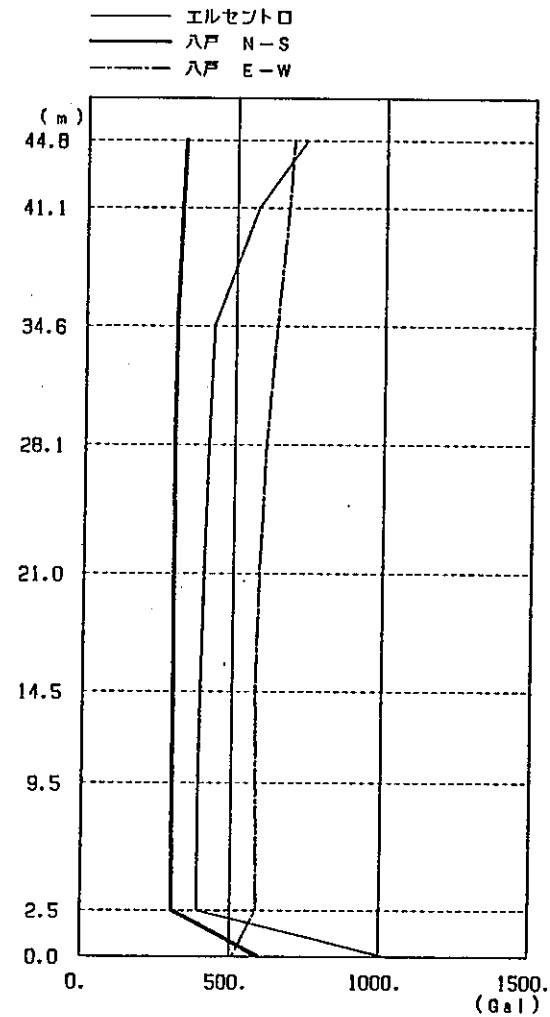


(Gal)

エレセフト口	八戸 N-S	八戸 E-W
733	328	753
574	319	719
427	302	680
414	299	674
407	300	676
399	302	673
392	303	680
389	304	686
1022	595	508
(1022)	(508)	(595)

( )は入力最大加速度

(a) フェイルセーフ装置有り



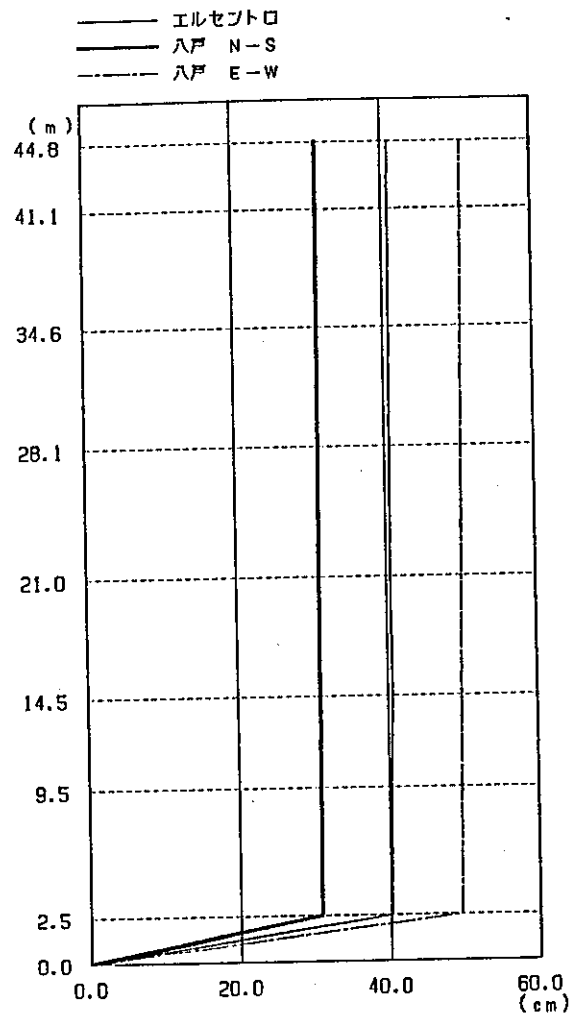
(Gal)

エレセフト口	八戸 N-S	八戸 E-W
733	328	689
574	319	675
427	302	638
413	299	605
402	300	587
394	302	577
389	303	582
389	304	587
1022	595	508
(1022)	(508)	(595)

( )は入力最大加速度

(b) フェイルセーフ装置無し

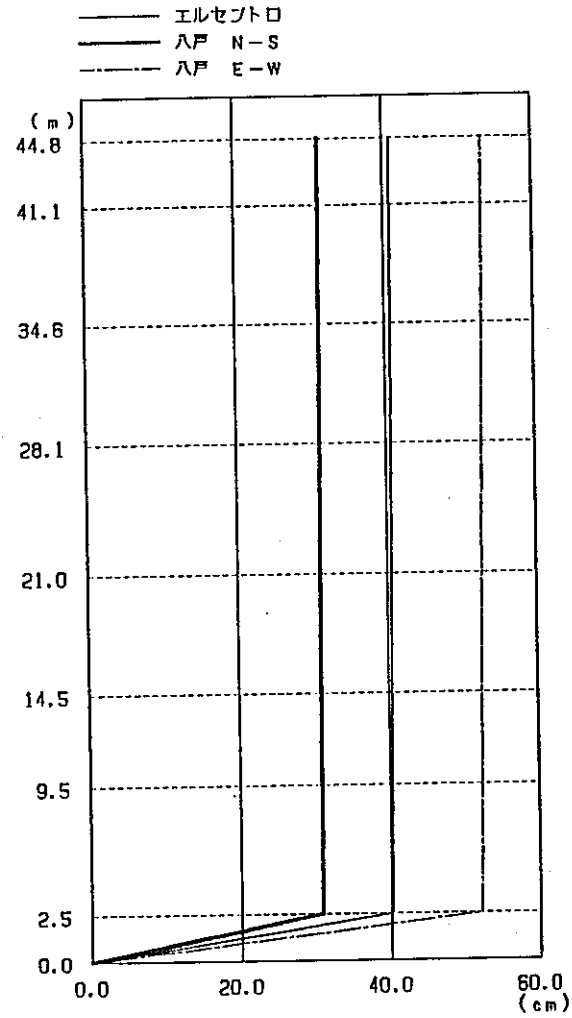
図3.3-29 応答最大加速度 (100cm/sec入力)



(cm)

エレセフトロ	ハ 戸 N - S	ハ 戸 E - W
40.99	31.34	50.65
40.94	31.31	50.59
40.83	31.23	50.43
40.70	31.15	50.25
40.58	31.07	50.07
40.64	30.98	49.89
40.37	30.92	49.75
40.24	30.82	49.54
0.00	0.00	0.00

(a) フェイルセーフ装置有り

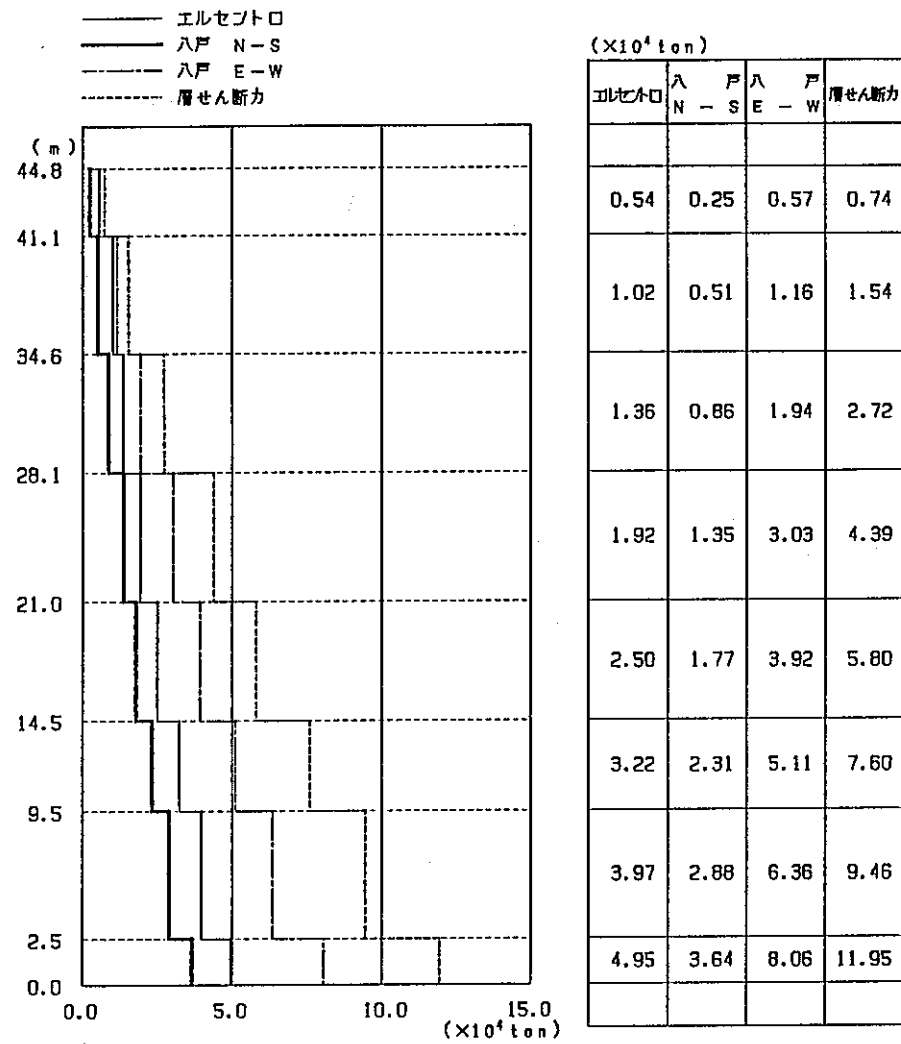


(cm)

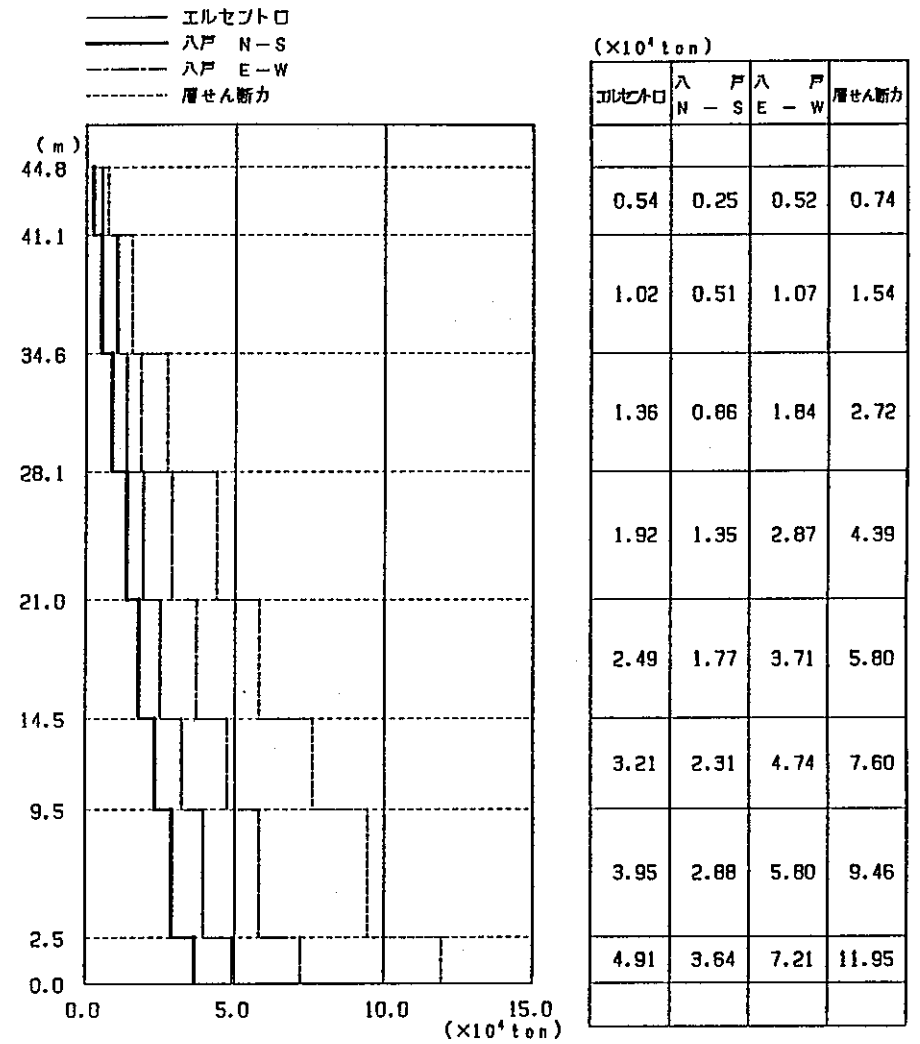
エレセフトロ	ハ 戸 N - S	ハ 戸 E - W
40.99	31.34	53.28
40.94	31.31	53.21
40.83	31.23	53.04
40.70	31.15	52.86
40.58	31.07	52.66
40.46	30.98	52.51
40.37	30.92	52.37
40.24	30.83	52.18
0.00	0.00	0.00

(b) フェイルセーフ装置無し

図3.3-30 応答最大変位 (100cm/sec入力)

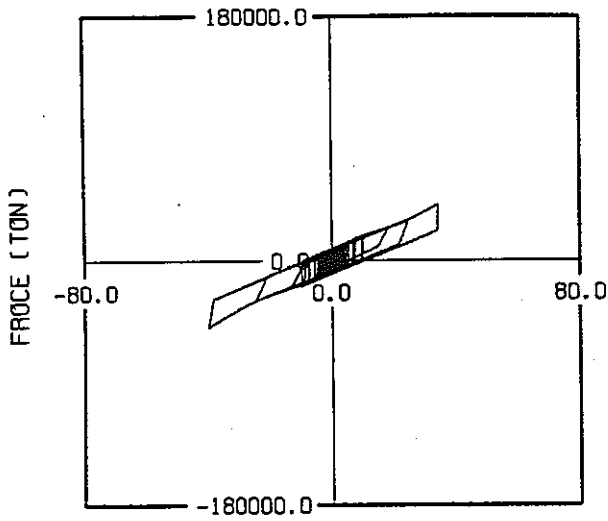


(a) フェイルセーフ装置有り

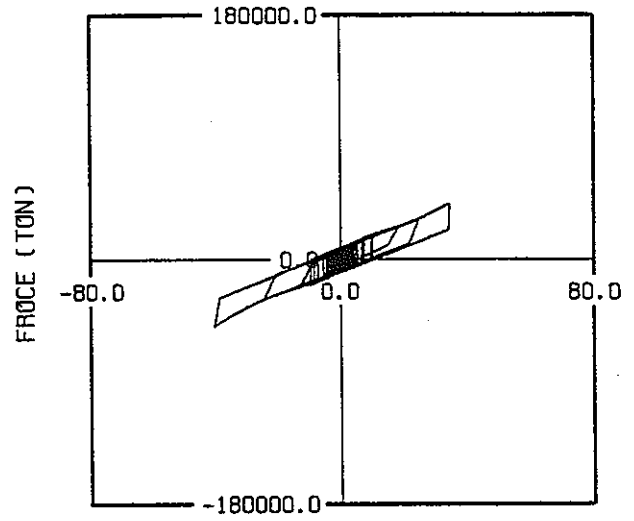


(b) フェイルセーフ装置無し

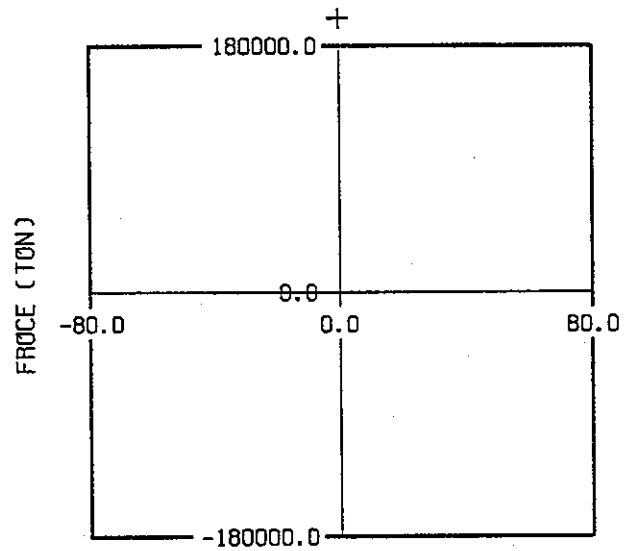
図3.3-31 応答最大せん断力 (100cm/sec入力)



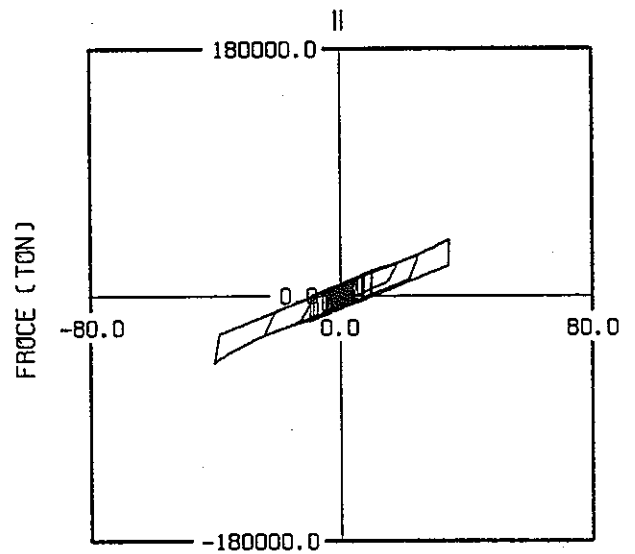
DISPLACEMENT(CM)  
 ④高減衰積層ゴム  
 (フェイルセーフ装置無し)



DISPLACEMENT(CM)  
 ①高減衰積層ゴム

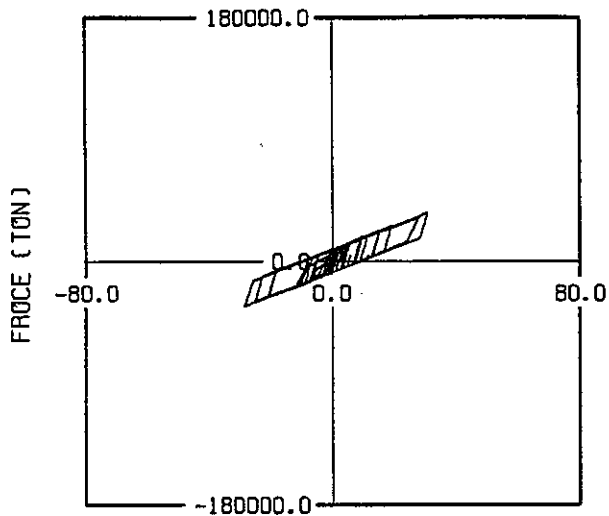


DISPLACEMENT(CM)  
 ②フェイルセーフ装置

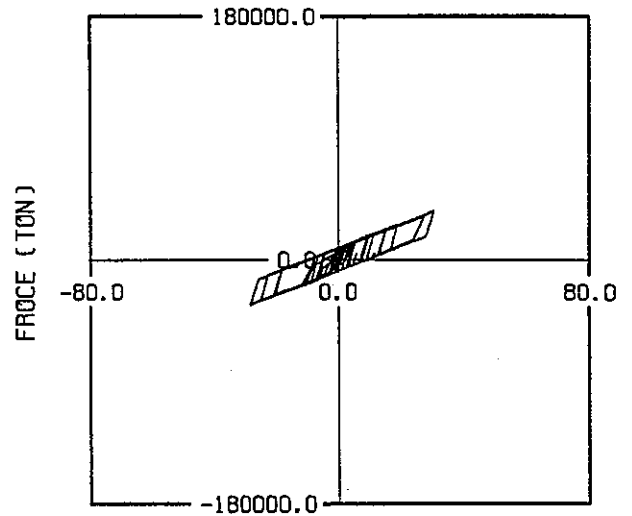


DISPLACEMENT(CM)  
 ③高減衰積層ゴム+フェイルセーフ装置

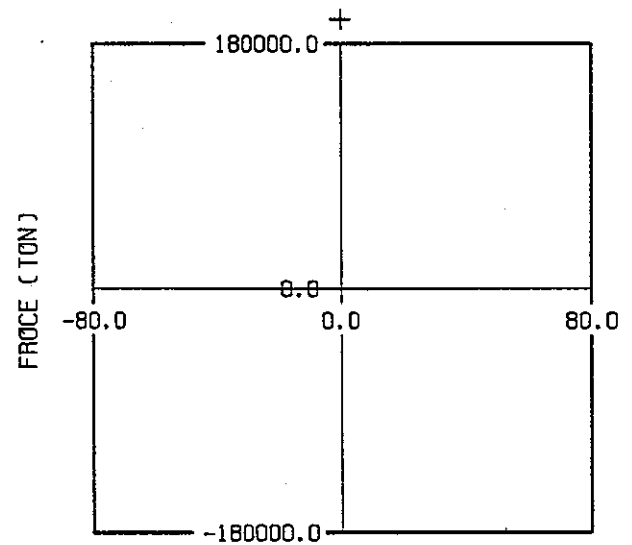
図3.3-32 (a) 免震層の履歴応答曲線 (エルセントロ 100cm/sec入力)



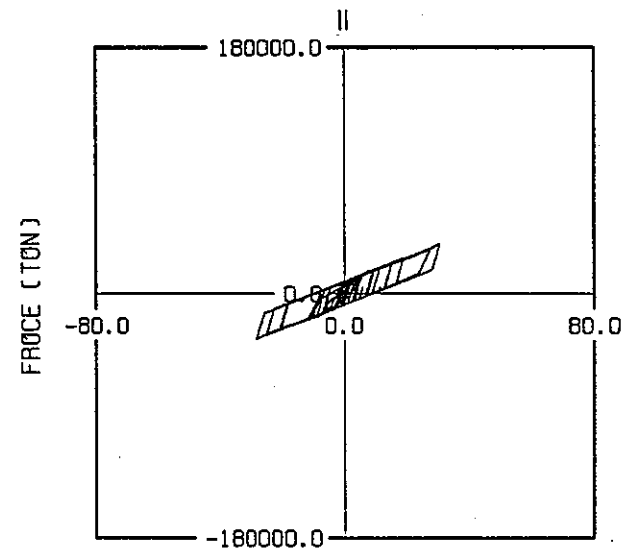
DISPLACEMENT(CM)  
 ④高減衰積層ゴム  
 (フェイルセーフ装置無し)



DISPLACEMENT(CM)  
 ①高減衰積層ゴム

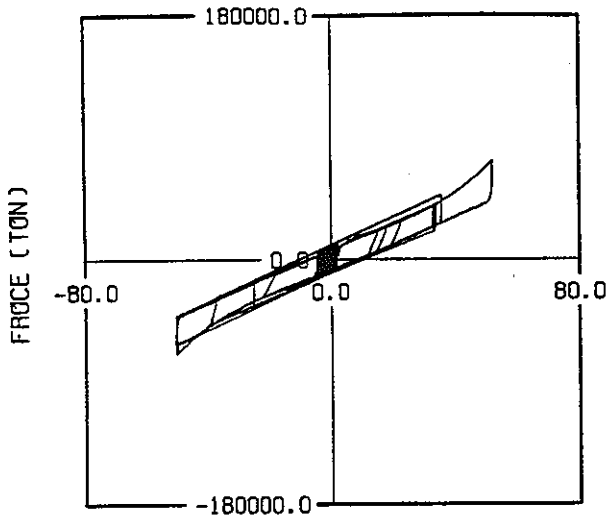


DISPLACEMENT(CM)  
 ②フェイルセーフ装置

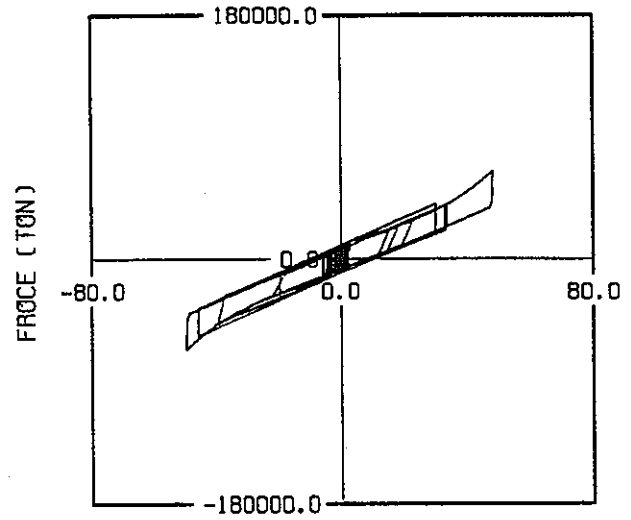


DISPLACEMENT(CM)  
 ③高減衰積層ゴム+フェイルセーフ装置

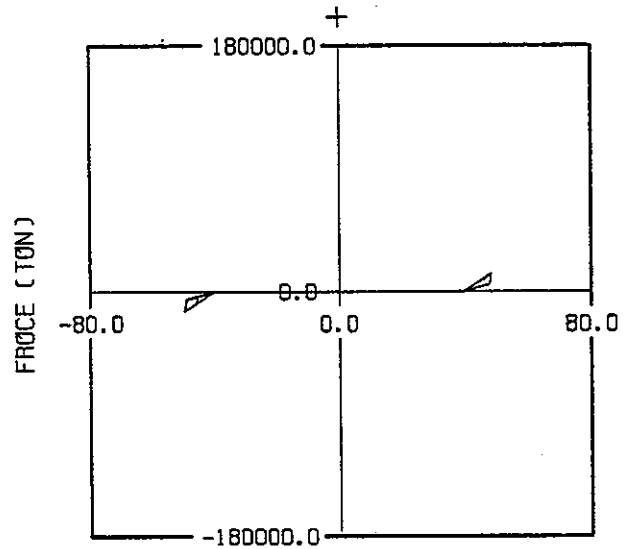
図3.3-32 (b) 免震層の履歴応答曲線 (八戸N S 100cm/sec入力)



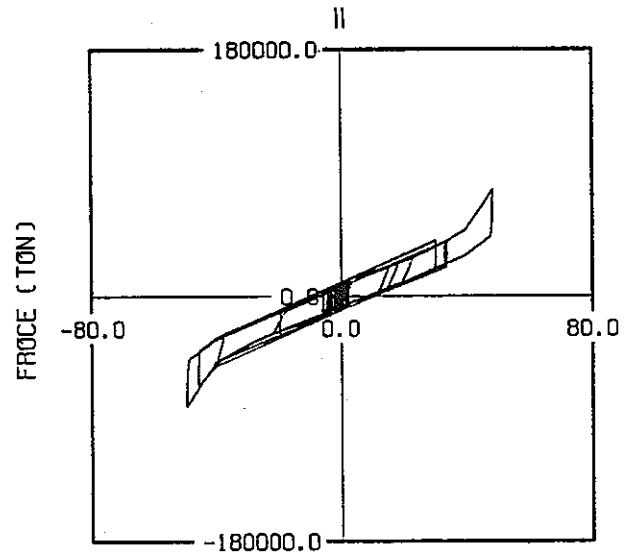
DISPLACEMENT (CM)  
 ④高減衰積層ゴム  
 (フェイルセーフ装置無し)



DISPLACEMENT (CM)  
 ①高減衰積層ゴム



DISPLACEMENT (CM)  
 ②フェイルセーフ装置



DISPLACEMENT (CM)  
 ③高減衰積層ゴム+フェイルセーフ装置

図3.3-32 (c) 免震層の履歴応答曲線 (八戸EW 100cm/sec入力)

② 125cm/sec 応答結果

125cm/sec における応答結果を以下に示す。

- (a) 上部建屋の層せん断力係数 (125cm/sec) 表3.3-14
- (b) 免震層の最大応答値 (125cm/sec) 表3.3-15
- (c) 応答最大加速度 (125cm/sec) 図3.3-33
- (d) 応答最大変位 (125cm/sec) 図3.3-34
- (e) 応答最大せん断力 (125cm/sec) 図3.3-35
- (f) 免震層の履歴応答曲線 (125cm/sec) 図3.3-36 (a) ~ (c)

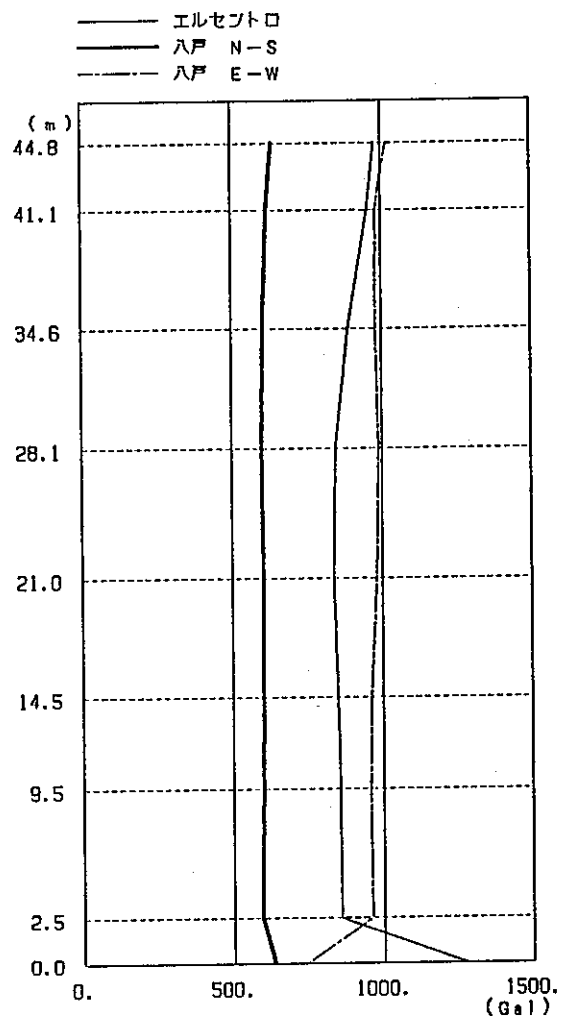
表3.3-14 上部建屋の層せん断力係数  
(125cm/sec 入力)

入力波形	フェイルセーフ装置有り			フェイルセーフ装置無し		
	1 F	4 F	7 F	1 F	4 F	7 F
エルセントロ	0.850	0.906	0.996	0.698	0.719	0.794
八戸NS	0.606	0.612	0.646	0.535	0.560	0.606
八戸EW	0.979	0.985	1.037	0.880	0.912	1.077

表3.3-15 免震層の最大応答値  
(125cm/sec 入力)

入力波形	フェイルセーフ装置有り			フェイルセーフ装置無し		
	変位 (cm)	せん断力 (ton)	転倒モーメント ( $\times 10^6$ tonm)	変位 (cm)	せん断力 (ton)	転倒モーメント ( $\times 10^6$ tonm)
エルセントロ	55.20	101800	1.65	57.06	83700	1.33
八戸NS	47.23	72400	1.15	48.17	63500	1.03
八戸EW	58.93	116800	1.86	65.50	106900	1.69



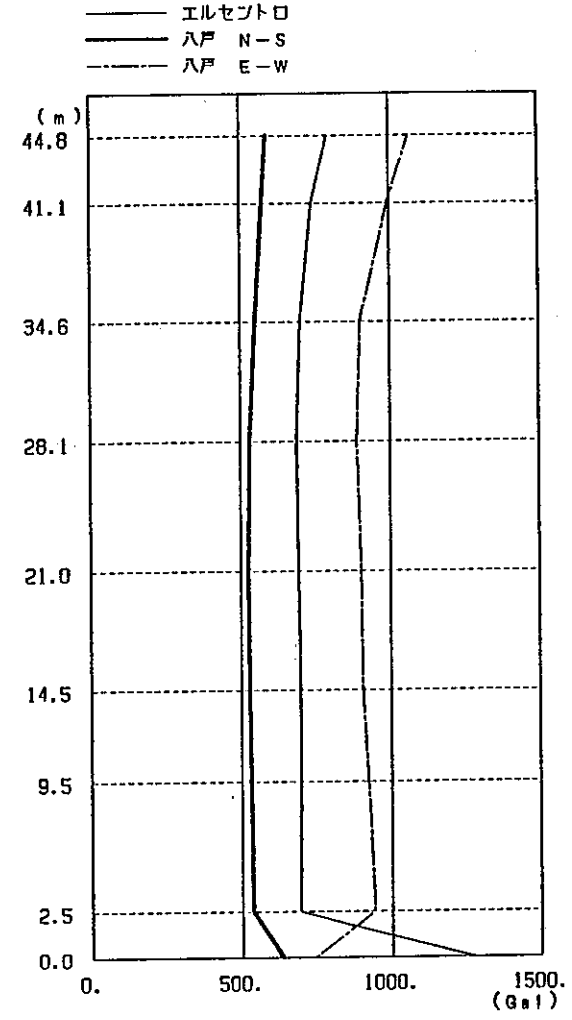


(Gal)

エレセト口	ハ N - S	ハ E - W
980	637	1019
955	620	983
891	604	982
846	600	990
838	603	983
850	602	962
856	599	957
857	594	963
1278	635	744
(1278)	(635)	(744)

( )は入力最大加速度

(a) フェイルセーフ装置有り



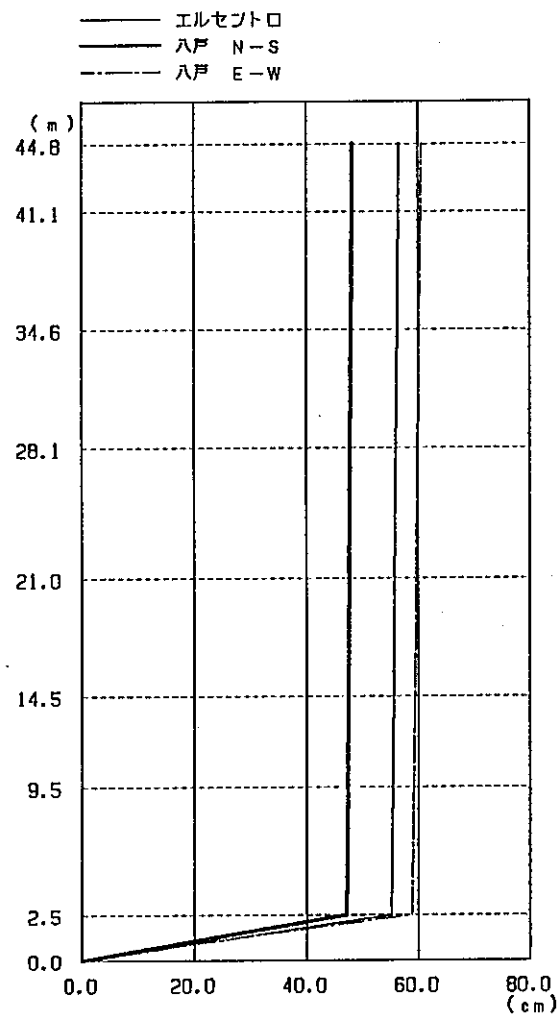
(Gal)

エレセト口	ハ N - S	ハ E - W
794	589	1067
741	574	996
701	550	902
688	532	890
693	524	903
697	528	907
697	532	924
694	536	944
1278	635	744
(1278)	(635)	(744)

( )は入力最大加速度

(b) フェイルセーフ装置無し

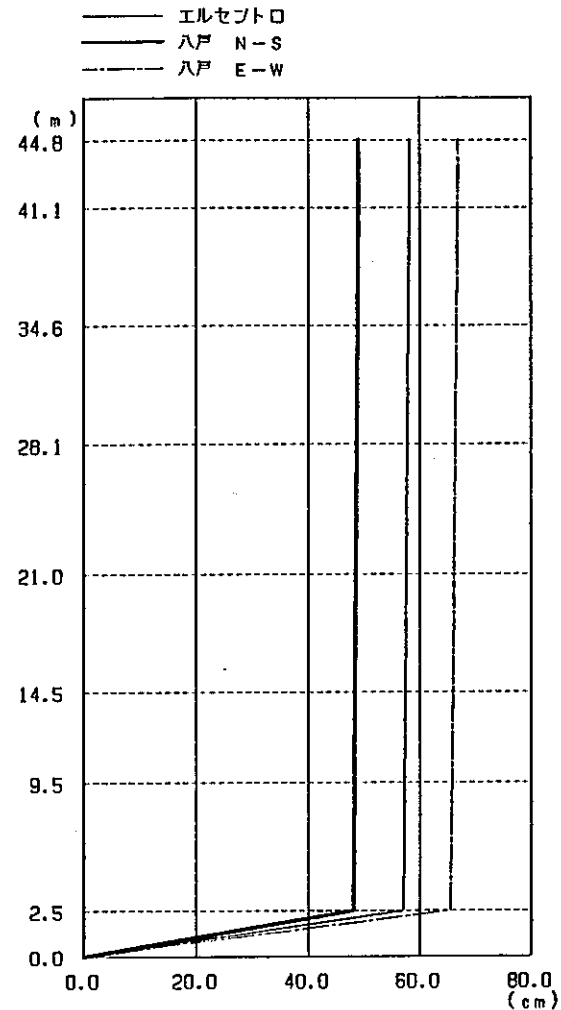
図3.3-33 応答最大加速度 (125cm/sec入力)



(cm)

エレメント	ハ N - S	ハ E - W
56.62	48.26	60.61
56.55	48.20	60.52
56.34	48.05	60.27
56.11	47.89	60.00
55.88	47.72	59.72
55.65	47.55	59.45
55.47	47.42	59.24
55.20	47.23	58.93
0.00	0.00	0.00

(a) フェイルセーフ装置有り

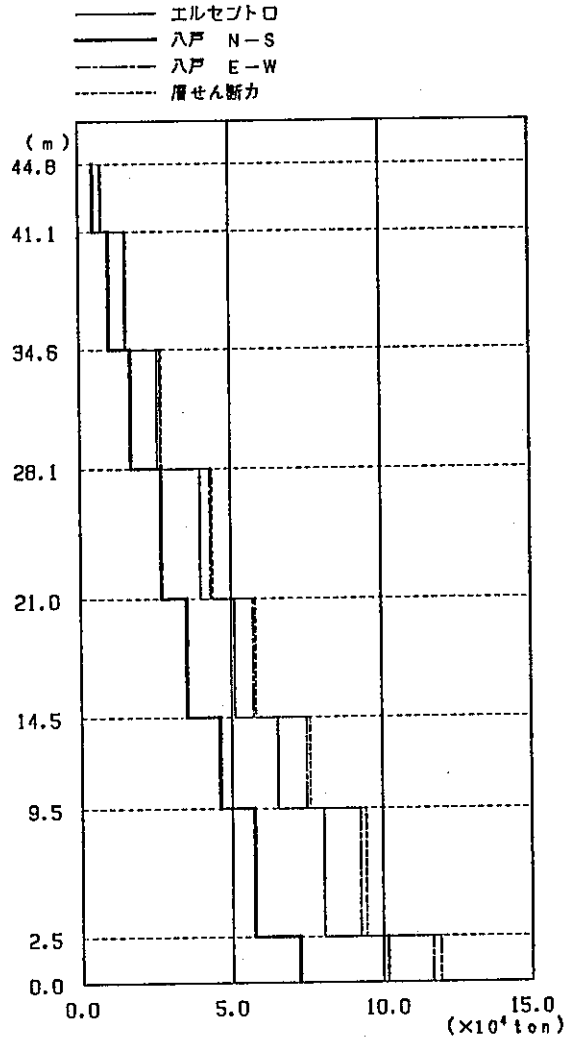


(cm)

エレメント	ハ N - S	ハ E - W
58.24	49.10	66.94
58.17	49.05	66.86
58.00	48.91	66.65
57.81	48.75	66.42
57.62	48.60	66.19
57.43	48.45	65.96
57.28	48.34	65.77
57.06	48.17	65.50
0.00	0.00	0.00

(b) フェイルセーフ装置無し

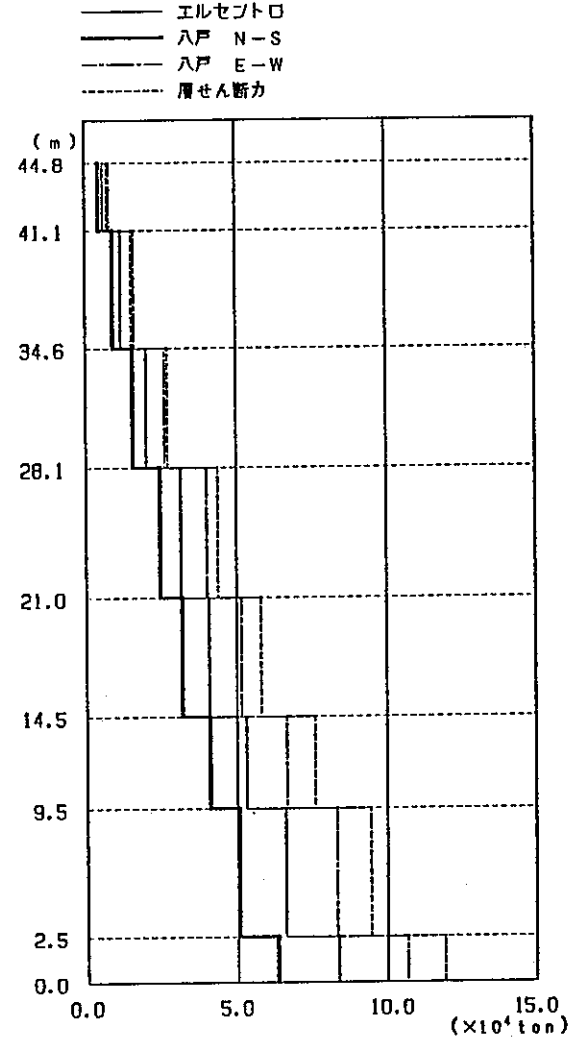
図3.3-34 応答最大変位 (125cm/scc入力)



( $\times 10^4 \text{ ton}$ )

エレセフトロ	ハ N - S	ハ E - W	層せん断力
0.74	0.48	0.77	0.74
1.52	0.99	1.57	1.54
2.59	1.69	2.67	2.72
3.98	2.69	4.33	4.39
5.11	3.53	5.73	5.80
6.53	4.62	7.49	7.60
8.05	5.74	9.27	9.46
10.18	7.24	11.68	11.95

(a) フェイルセーフ装置有り

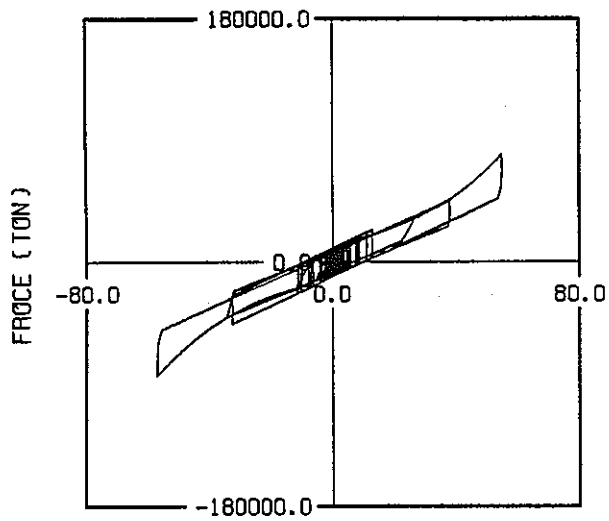


( $\times 10^4 \text{ ton}$ )

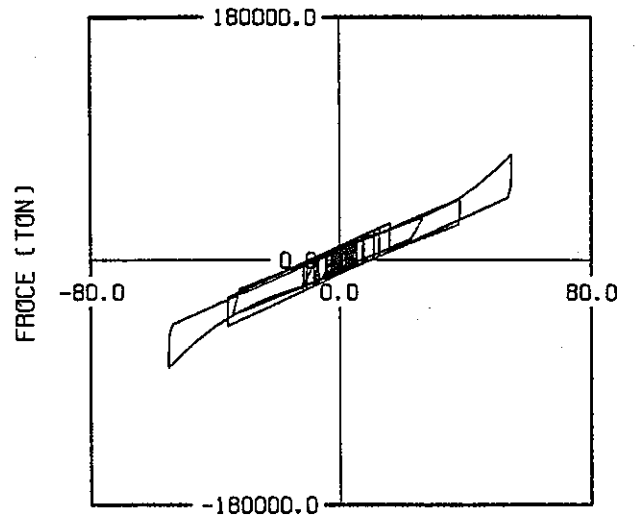
エレセフトロ	ハ N - S	ハ E - W	層せん断力
0.59	0.45	0.80	0.74
1.18	0.91	1.62	1.54
2.01	1.56	2.62	2.72
3.16	2.46	4.01	4.39
4.08	3.18	5.15	5.80
5.31	4.10	6.66	7.60
6.61	5.06	8.33	9.46
8.37	6.35	10.69	11.95

(b) フェイルセーフ装置無し

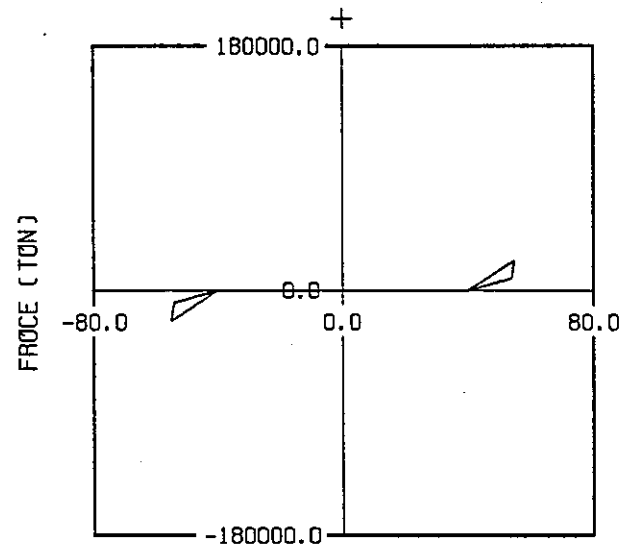
図3.3-35 応答最大せん断力 (125cm/sec入力)



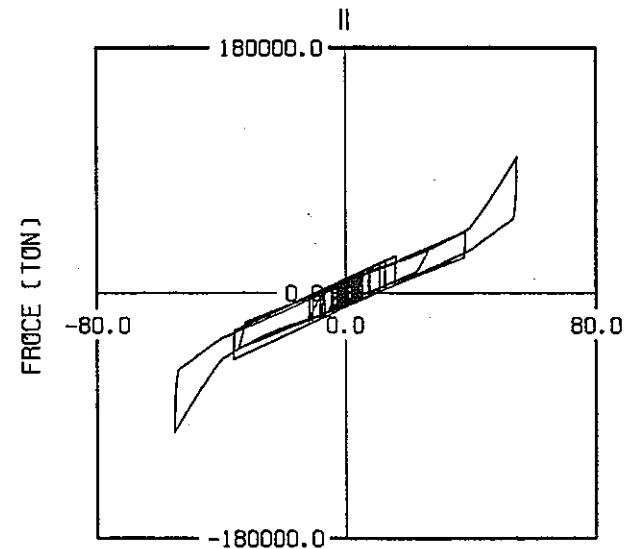
DISPLACEMENT(CM)  
 ④高減衰積層ゴム  
 (フェイルセーフ装置無し)



DISPLACEMENT(CM)  
 ①高減衰積層ゴム

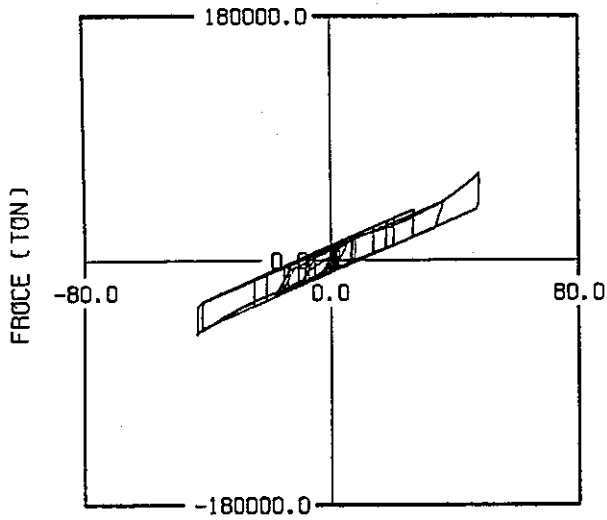


DISPLACEMENT(CM)  
 ②フェイルセーフ装置

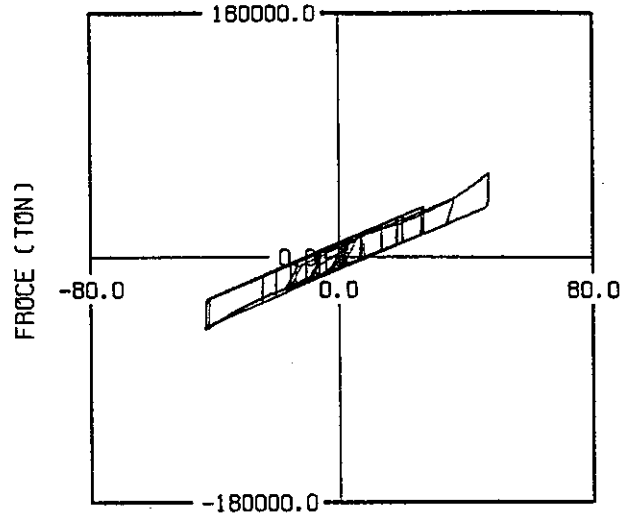


DISPLACEMENT(CM)  
 ③高減衰積層ゴム+フェイルセーフ装置

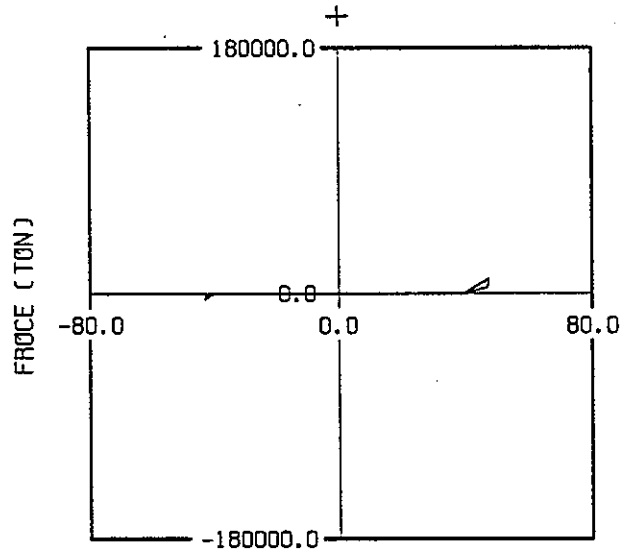
図3.3-36 (a) 免震層の履歴応答曲線 (エルセントロ 125cm/sec入力)



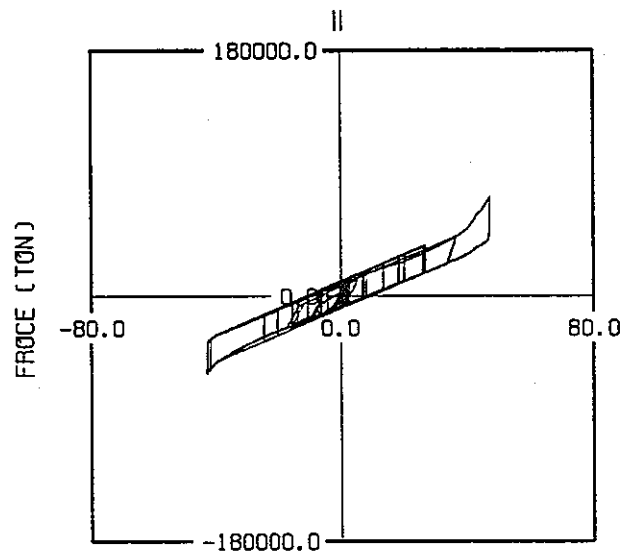
DISPLACEMENT(CM)  
 ④高減衰積層ゴム  
 (フェイルセーフ装置無し)



DISPLACEMENT(CM)  
 ①高減衰積層ゴム

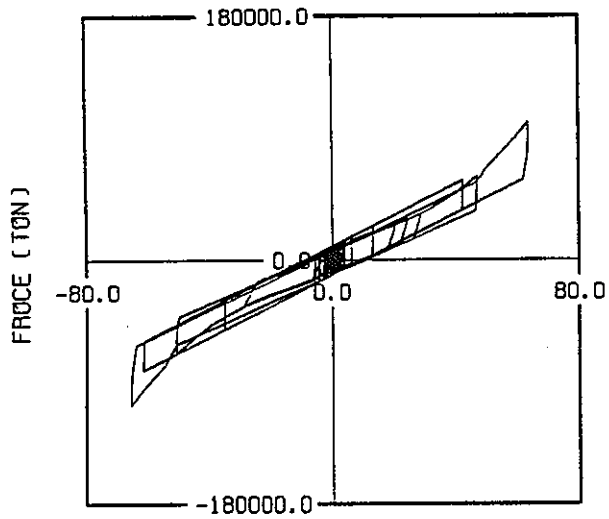


DISPLACEMENT(CM)  
 ②フェイルセーフ装置

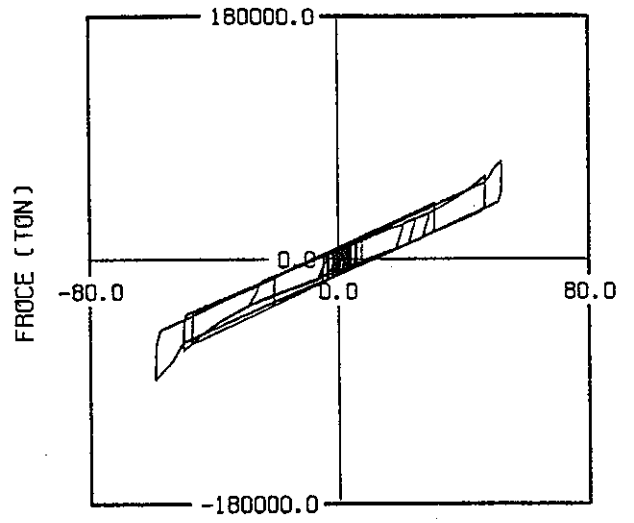


DISPLACEMENT(CM)  
 ③高減衰積層ゴム+フェイルセーフ装置

図3.3-36 (b) 免震層の履歴応答曲線 (八戸N S 125cm/sec入力)

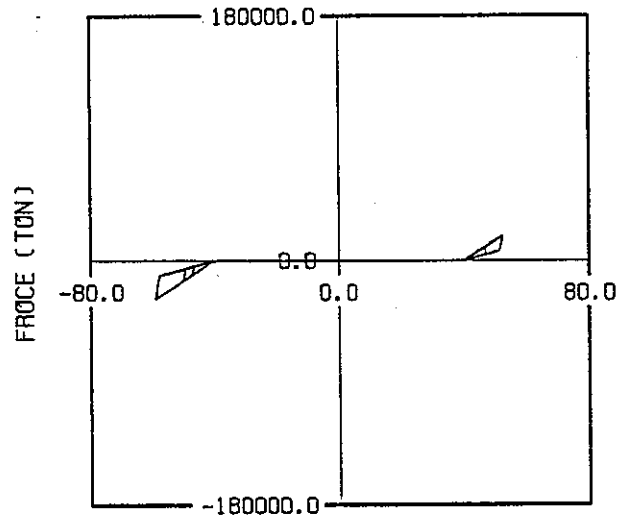


④高減衰積層ゴム  
(フェイルセーフ装置無し)



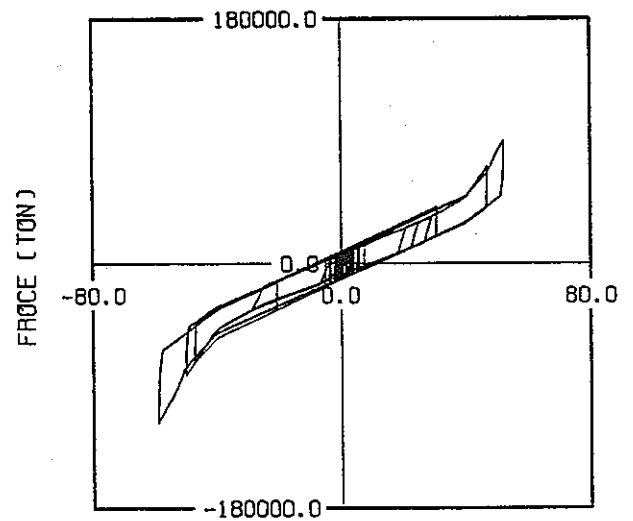
①高減衰積層ゴム

+



②フェイルセーフ装置

||



③高減衰積層ゴム+フェイルセーフ装置

図3.3-36 (c) 免震層の履歴応答曲線 (八戸 E W 125cm/sec入力)

③ 150cm/sec応答結果

150cm/secにおける応答結果を以下に示す。

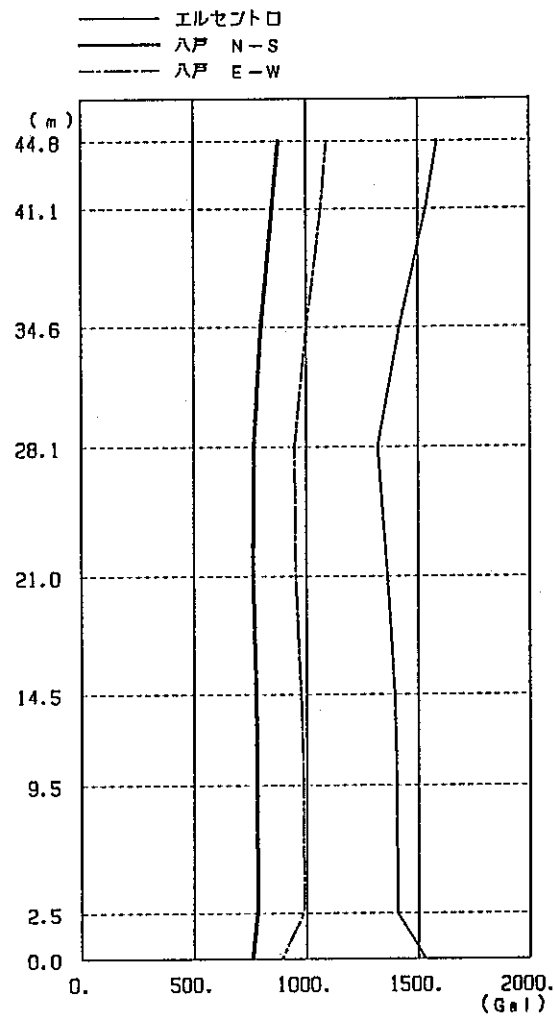
- (a) 上部建屋の層せん断力係数 (150cm/sec) 表3.3-16
- (b) 免震層の最大応答値 (150cm/sec) 表3.3-17
- (c) 応答最大加速度 (150cm/sec) 図3.3-37
- (d) 応答最大変位 (150cm/sec) 図3.3-38
- (e) 応答最大せん断力 (150cm/sec) 図3.3-39
- (f) 免震層の履歴応答曲線 (150cm/sec) 図3.3-40 (a) ~ (c)

表3.3-16 上部建屋の層せん断力係数  
(150cm/sec入力)

入力波形	フェイルセーフ装置有り			フェイルセーフ装置無し		
	1 F	4 F	7 F	1 F	4 F	7 F
エルセントロ	1.328	1.461	1.615	1.138	1.242	1.427
八戸NS	0.769	0.812	0.902	0.749	0.749	0.848
八戸EW	0.956	1.021	1.117	1.119	1.199	1.454

表3.3-17 免震層の最大応答値  
(150cm/sec入力)

入力波形	フェイルセーフ装置有り			フェイルセーフ装置無し		
	変位 (cm)	せん断力 (ton)	転倒モーメント ( $\times 10^6$ tonm)	変位 (cm)	せん断力 (ton)	転倒モーメント ( $\times 10^6$ tonm)
エルセントロ	69.04	161100	2.66	74.13	134600	2.24
八戸NS	52.74	92400	1.50	59.16	89100	1.42
八戸EW	58.42	114700	1.88	73.71	133100	2.22

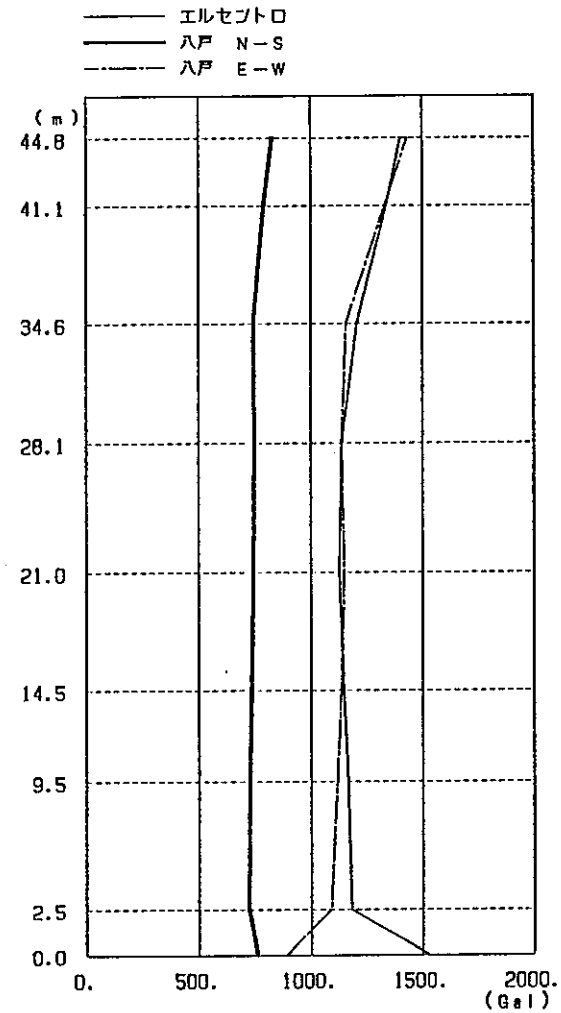


(Gal)

エレメント口	ハ 戸		ハ 戸	
	N - S	E - W	N - S	E - W
1588	879	1094		
1537	851	1069		
1420	800	1003		
1320	768	950		
1363	764	953		
1395	777	978		
1405	782	988		
1407	782	991		
1533	763	892		
(1533)	(763)	(892)		

( )は入力最大加速度

(a) フェイルセーフ装置有り



(Gal)

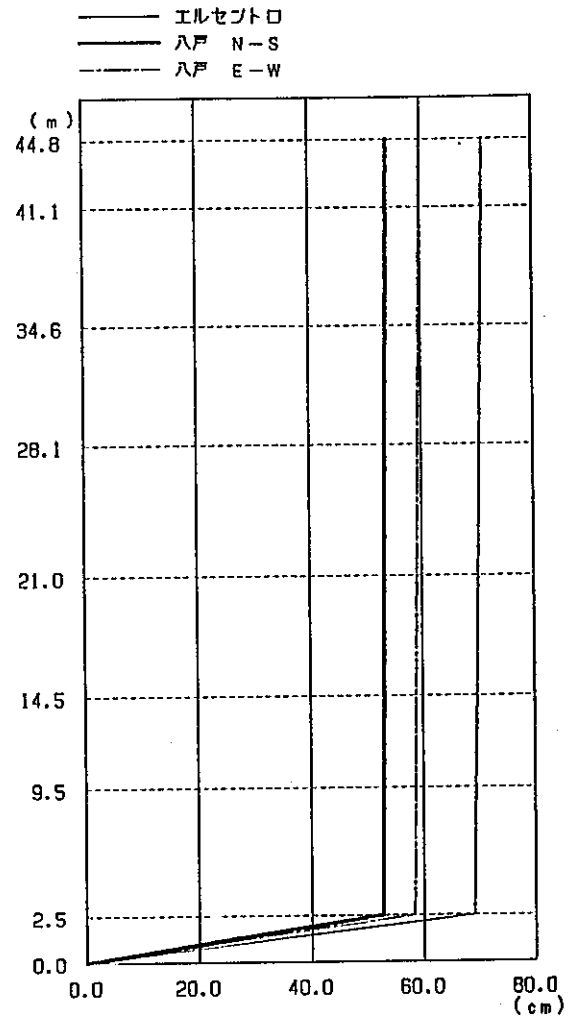
エレメント口	ハ 戸		ハ 戸	
	N - S	E - W	N - S	E - W
1405	831	1434		
1341	793	1334		
1208	745	1159		
1140	749	1139		
1129	744	1151		
1149	736	1138		
1167	728	1119		
1182	724	1091		
1533	763	892		
(1533)	(763)	(892)		

( )は入力最大加速度

(b) フェイルセーフ装置無し

図3.3-37 応答最大加速度 (150cm/sec入力)

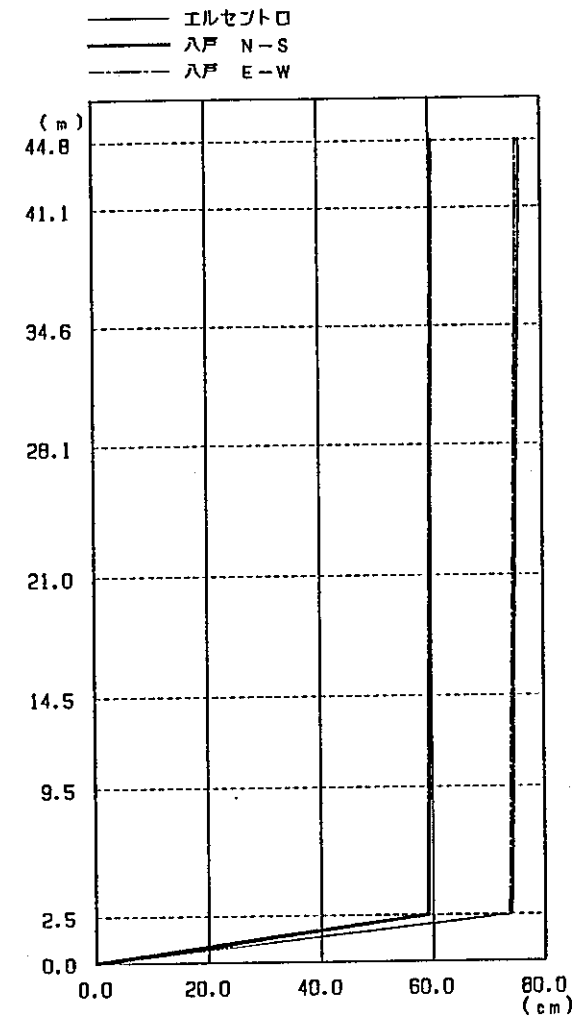




(cm)

エレメント	ハ N - S	ハ E - W
71.13	54.01	60.00
71.02	53.94	59.91
70.73	53.76	59.68
70.41	53.56	59.43
70.07	53.35	59.18
69.72	53.14	58.92
69.44	52.98	58.72
69.04	52.74	58.42
0.00	0.00	0.00

(a) フェイルセーフ装置有り

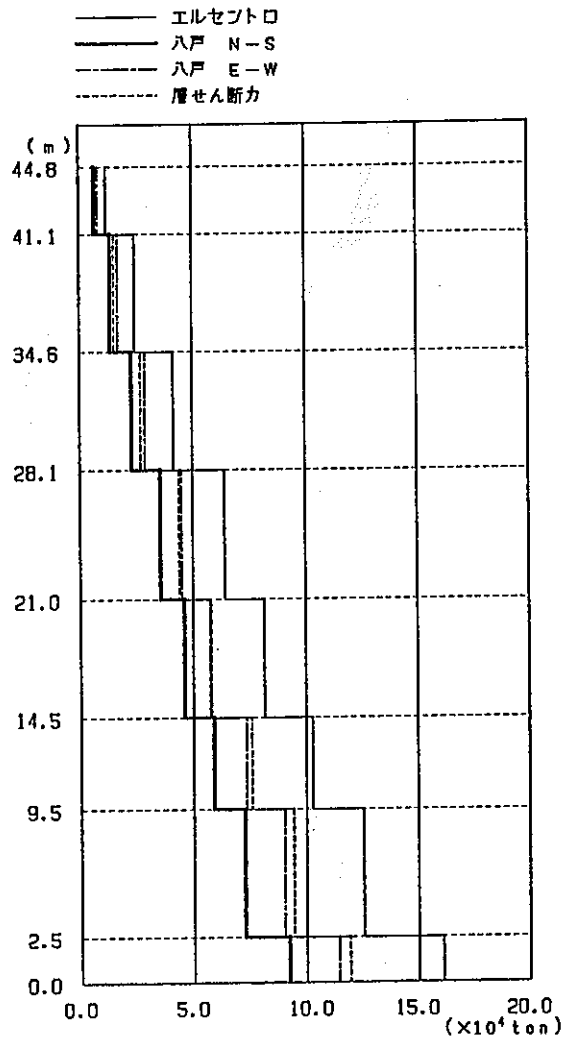


(cm)

エレメント	ハ N - S	ハ E - W
76.14	60.44	75.53
76.02	60.37	75.44
75.70	60.18	75.19
75.38	59.97	74.90
75.05	59.76	74.60
74.73	59.56	74.30
74.48	59.39	74.06
74.13	59.16	73.71
0.00	0.00	0.00

(b) フェイルセーフ装置無し

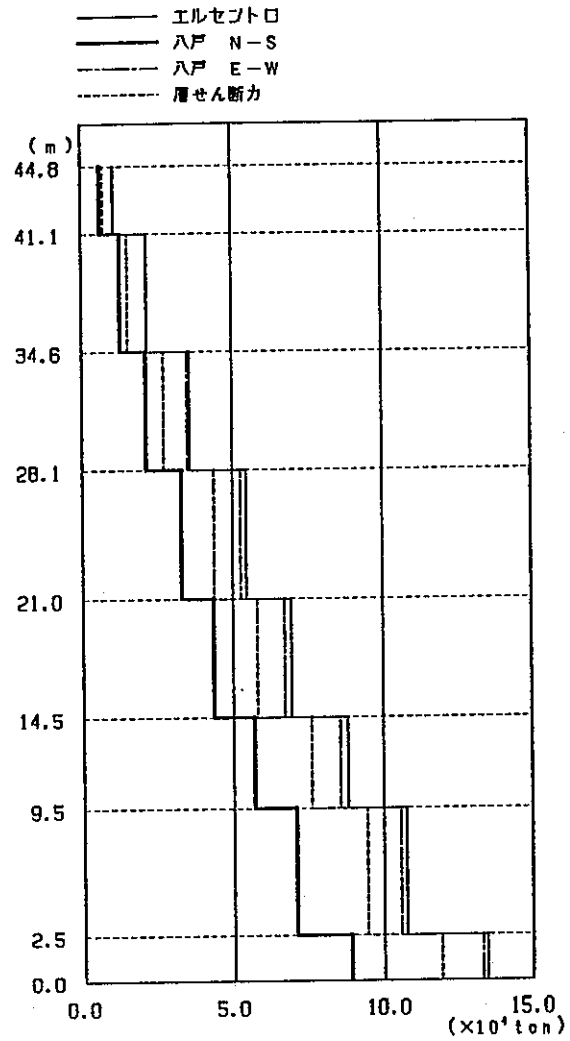
図3.3-38 応答最大変位 (150cm/sec入力)



( $\times 10^4$  ton)

コルセプト	八戸 N-S	八戸 E-W	層せん断力
1.20	0.67	0.83	0.74
2.46	1.36	1.70	1.54
4.16	2.31	2.90	2.72
6.42	3.57	4.49	4.39
8.18	4.61	5.77	5.80
10.30	5.91	7.35	7.60
12.57	7.28	9.05	9.46
16.11	9.24	11.47	11.95

(a) フェイルセーフ装置有り

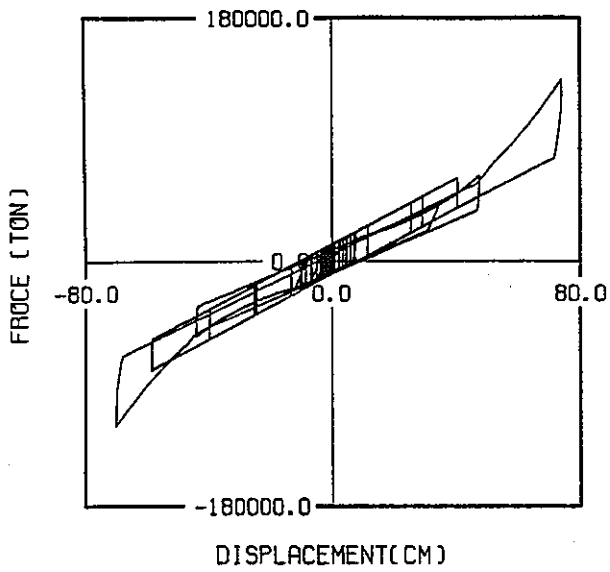


( $\times 10^4$  ton)

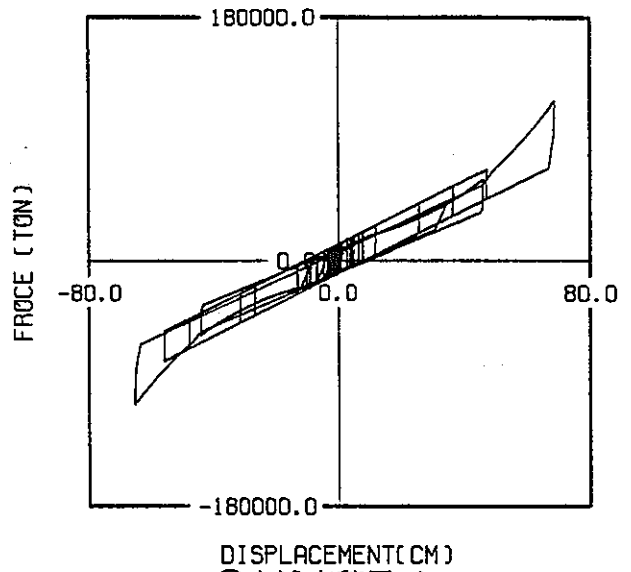
コルセプト	八戸 N-S	八戸 E-W	層せん断力
1.06	0.63	1.08	0.74
2.16	1.28	2.17	1.54
3.58	2.13	3.51	2.72
5.46	3.29	5.27	4.39
6.94	4.36	6.72	5.80
8.82	5.71	8.56	7.60
10.77	7.09	10.59	9.46
13.46	8.91	13.31	11.95

(b) フェイルセーフ装置無し

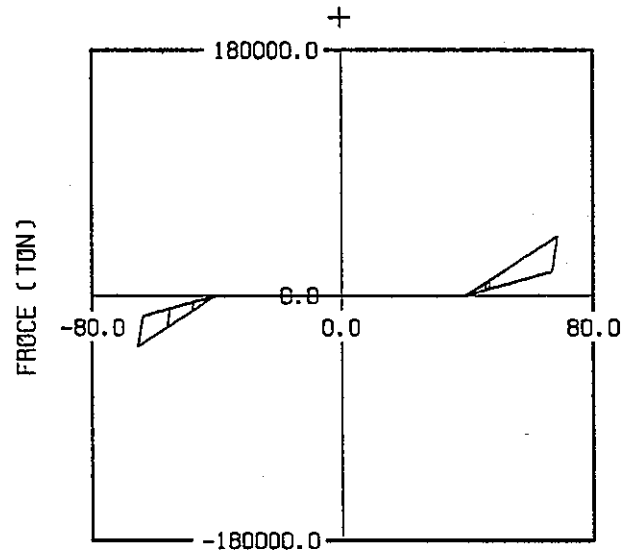
図3.3-39 応答最大せん断力 (150cm/sec入力)



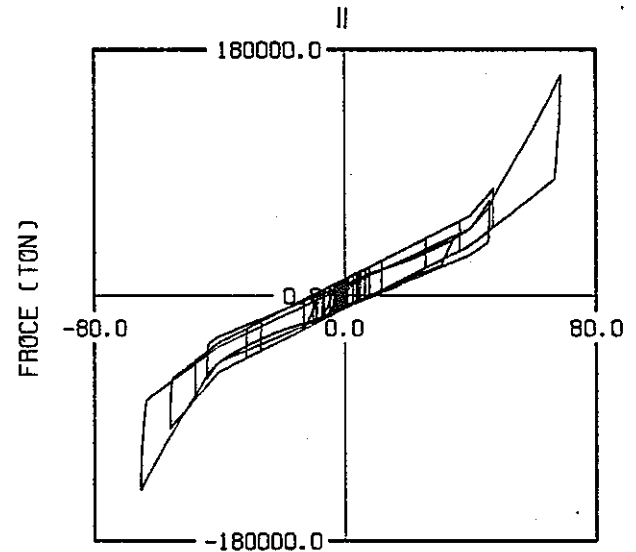
④高減衰積層ゴム  
(フェイルセーフ装置無し)



①高減衰積層ゴム

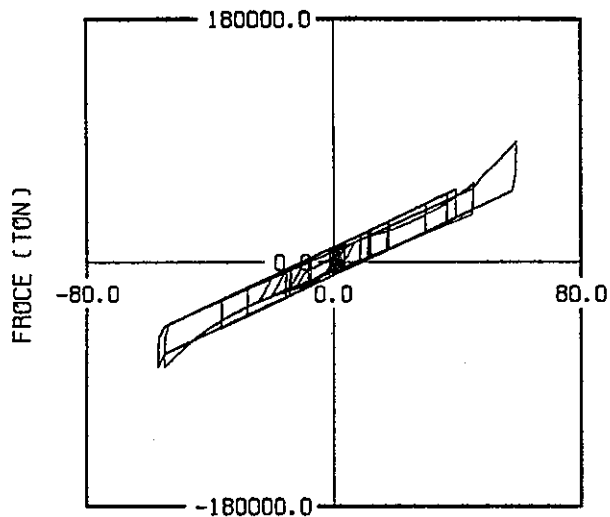


②フェイルセーフ装置

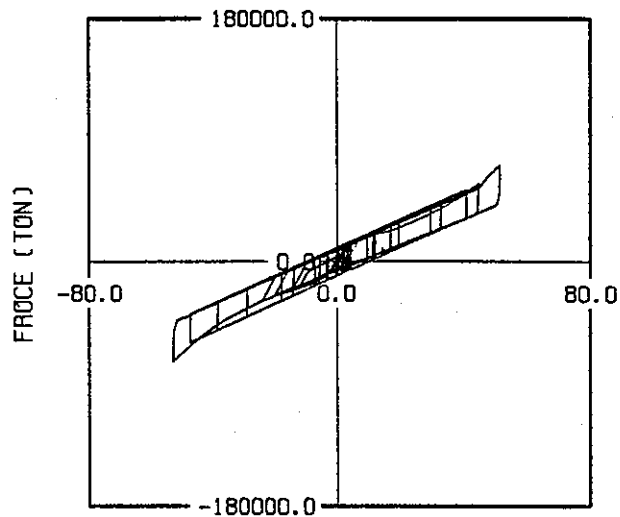


③高減衰積層ゴム+フェイルセーフ装置

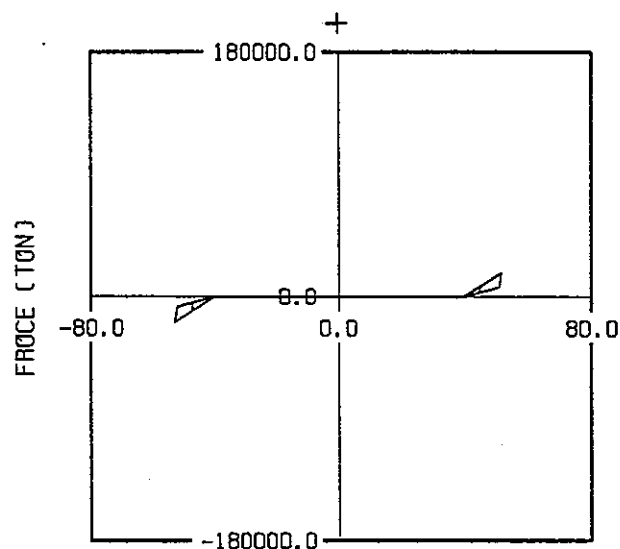
図3.3-40 (a) 免震層の履歴応答曲線 (エルセントロ 150cm/sec入力)



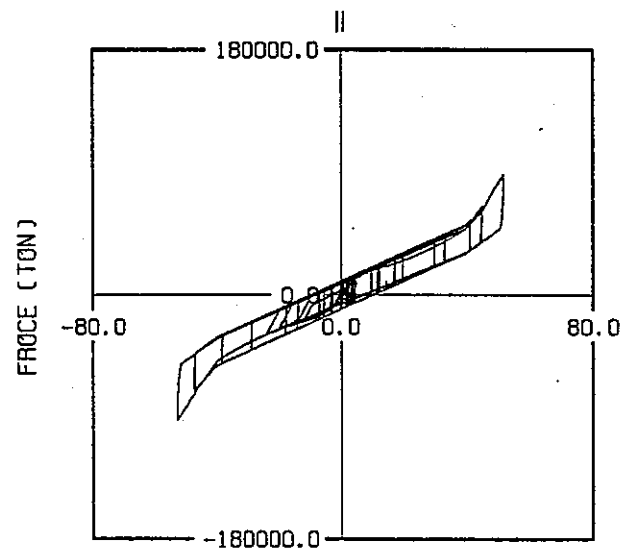
DISPLACEMENT(CM)  
 ④高減衰積層ゴム  
 (フェイルセーフ装置無し)



DISPLACEMENT(CM)  
 ①高減衰積層ゴム

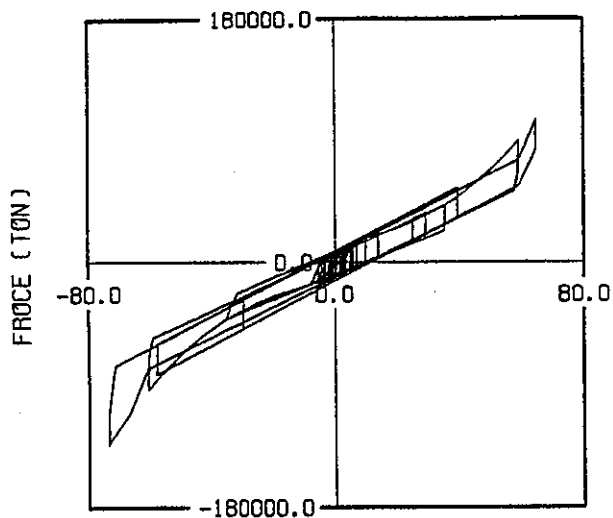


DISPLACEMENT(CM)  
 ②フェイルセーフ装置

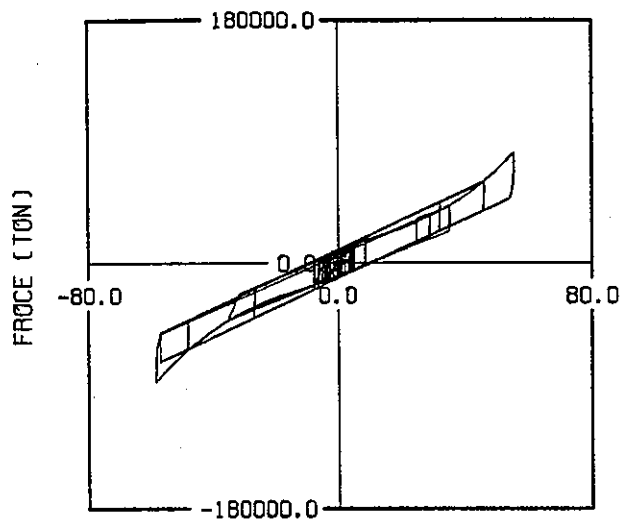


DISPLACEMENT(CM)  
 ③高減衰積層ゴム+フェイルセーフ装置

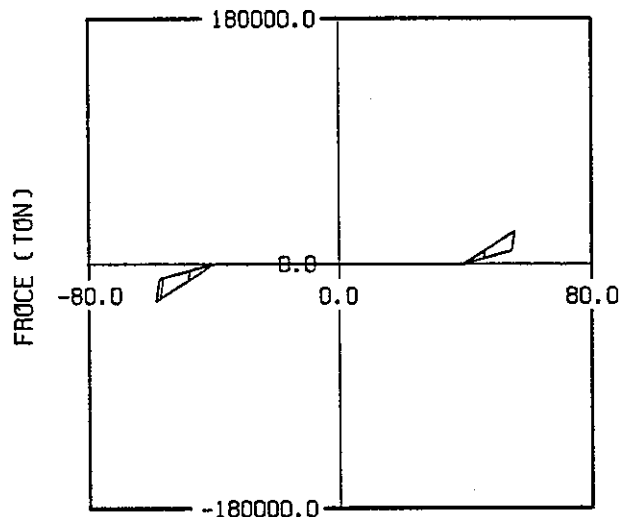
図3.3-40 (b) 免震層の履歴応答曲線 (八戸NS 150cm/sec入力)



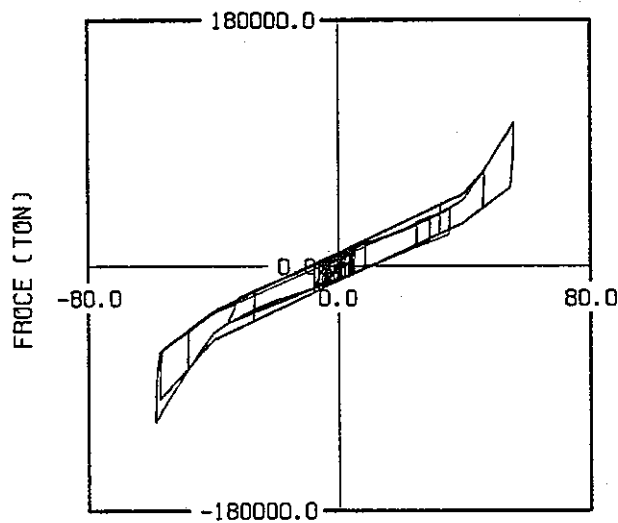
DISPLACEMENT(CM)  
④高減衰積層ゴム  
(フェイルセーフ装置無し)



DISPLACEMENT(CM)  
①高減衰積層ゴム



DISPLACEMENT(CM)  
②フェイルセーフ装置

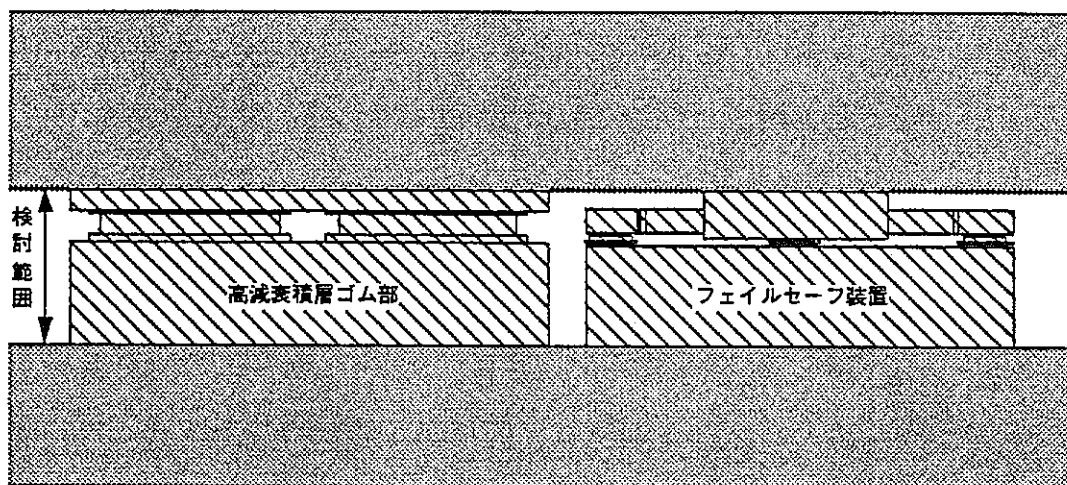


DISPLACEMENT(CM)  
③高減衰積層ゴム+フェイルセーフ装置

図3.3-40 (c) 免震層の履歴応答曲線 (八戸 E W 150cm/sec入力)

### 3.3.6 コスト検討

今回設計・解析を行った高減衰積層ゴム部とフェイルセーフ装置についてコストの点から検討を行う。下図に検討を行う範囲を示す。



#### (1) 物量算定

検討は図3.3-41に示すようにサイズにより種類分けを行い、高減衰積層ゴム部、フェイルセーフ装置の各々の上下ベDESTALの物量（コンクリート・鉄筋・鉄骨）を算定する。なお、鉄筋重量はコンクリート1m<sup>3</sup>当り0.10 ton、鉄骨重量は7.85 ton/m<sup>3</sup>と仮定し、鉄筋によるコンクリートの欠損はないものとする。まず、図3.3-41より求まるベDESTALの体積を表3.3-18に示す。

表3.3-18 ベDESTALの体積

	箇所	サイズ (縦×横)	面積 (m <sup>2</sup> )	高さ		体積 (m <sup>3</sup> )	総量 (箇所×体積)	
				上部	下部			
高減衰積層ゴム部	A	21	2.5×2.5	6.25	0.4	1.0	8.75	184.0
	B	31	2.5×5.0	12.50	0.4	1.0	17.5	543.0
	C	2	2.5×10.5	26.25	0.4	1.0	36.8	73.6
	D	13	5.0×5.0	25.00	0.4	1.0	35.0	455.0
	E	2	5.0×10.5	52.50	0.4	1.0	73.5	147.0
FS装置	F	28	2.2 (半径)	15.20	---	1.0	15.2	425.6
		28	1.0 (半径)	3.14	0.5	---	1.6	44.8

合計 1873.0 m<sup>3</sup>

FS装置：フェイルセーフ装置

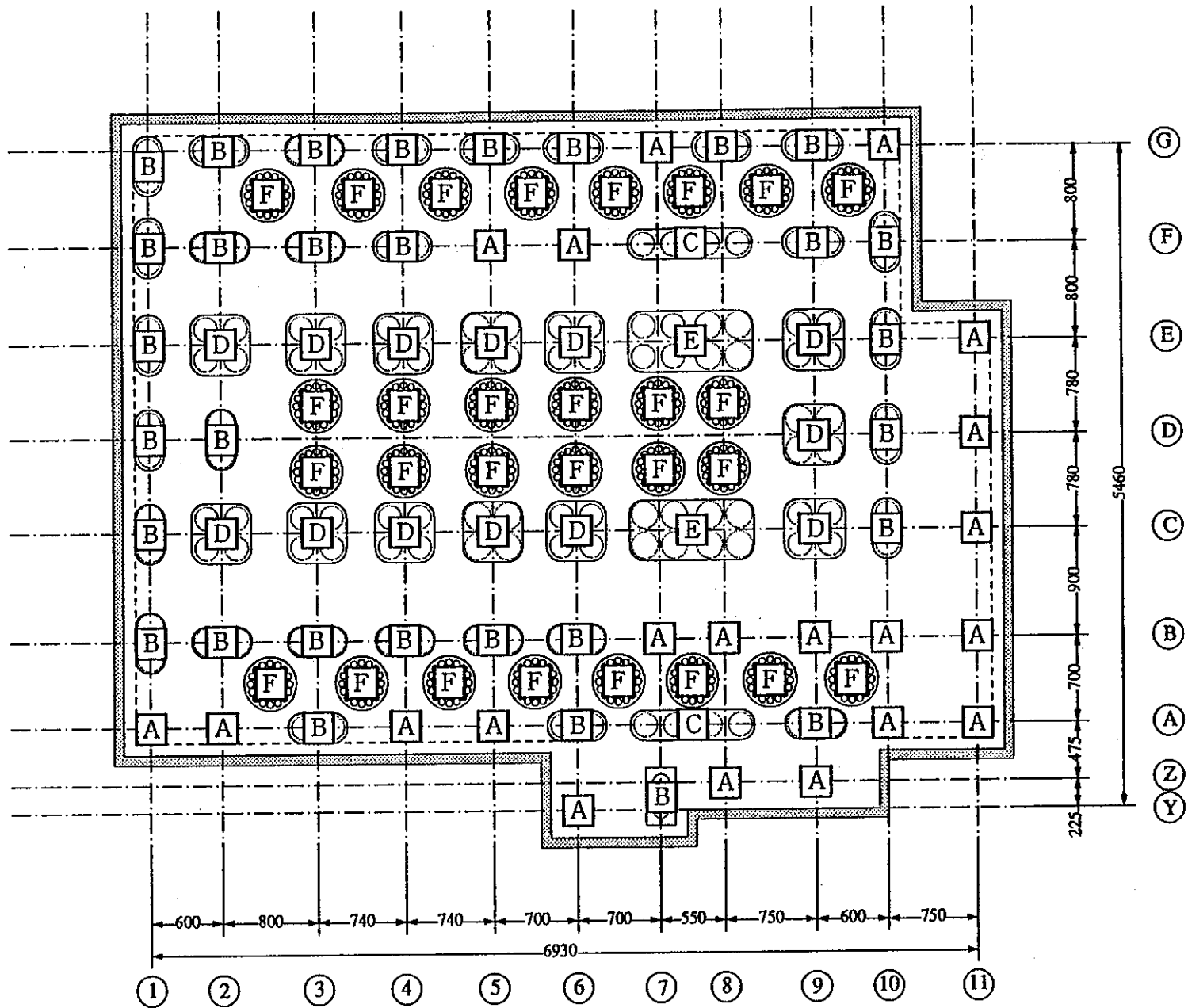


图3.3-41 物量算定用種類分け

① 高減衰積層ゴム部

表3.3-18より当該部のペダスタルのコンクリート量は $1403\text{m}^3$  (A～Eの合計) となる。  
従って、鉄筋量は

$$1403 (\text{m}^3) \times 0.10 (\text{ton}/\text{m}^3) \approx 140 \text{ ton}$$

となる。

② フェイルセーフ装置

表3.3-18より当該部のペダスタルのコンクリート量は $470\text{m}^3$  (F) となる。従って、  
鉄筋量は

$$470 (\text{m}^3) \times 0.10 (\text{ton}/\text{m}^3) \approx 47 \text{ ton}$$

となる。また、下部ペダスタルには鋼製リングが設置されており、その厚さを $0.05\text{m}$   
と仮定すると以下により重量が算定される。

$$\begin{aligned} \text{表面積} &: 4.4 (\text{外径}) \times \pi \times 0.3 (\text{高さ}) + (4.4 - 1.6) (\text{内径}) \times \pi \times 0.3 (\text{高さ}) \\ &+ 2 \times (2.2^2 (\text{外半径}) \times \pi - 1.4^2 (\text{内半径}) \times \pi) \approx 24.9 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{体積} : 24.9 \times 0.05 (\text{厚さ}) \approx 1.24 \text{ m}^3$$

$$\text{重量} : 1.24 \times 7.85 (\text{ton}/\text{m}^3) \approx 9.73 \text{ ton/箇所}$$

となり、上部ペダスタル全数量では

$$9.73 (\text{ton/箇所}) \times 28 (\text{箇所}) \approx 272 \text{ ton}$$

となる。

上部ペダスタルには直径 $R=2.0\text{m}$ 、高さ $H=2.0\text{m}$ 、厚さ $t=0.045\text{m}$ の鋼管が用いら  
れている。

$$\text{表面積} : 2.0 (\text{直径}) \times \pi \times 2.0 (\text{高さ}) + 1.0 (\text{半径}) \times 1.0 (\text{半径}) \times \pi \approx 15.7 \text{ m}^2$$

$$\text{体積} : 15.7 \times 0.045 (\text{厚さ}) \approx 0.71 \text{ m}^3$$

$$\text{重量} : 0.71 \times 7.85 (\text{ton}/\text{m}^3) \approx 5.57 \text{ ton/箇所}$$

となり、上部ペダスタル全数量では

$$5.57 (\text{ton/箇所}) \times 28 (\text{箇所}) \approx 156 \text{ ton}$$

となる。



(2) コストの概略試算

本章では試設計されたフェイルセーフ装置を含む免震装置の物量を検討した。その結果を表3.3-19にまとめる。表3.3-19より、高減衰積層ゴム部を1.0としてコスト試算を行うとフェイルセーフ装置は0.3となる。

一般に高減衰積層ゴムを用いた免震建物の免震装置にかかる部分の建設費は建屋全体の約10%程度であるといわれている。従って、フェイルセーフ装置を付加することによる免震装置部のコストは免震建屋建設費の約3%程度さらに増加することになる。

表3.3-19 物量算定結果

	コンクリート (m <sup>3</sup> )	鉄筋 (ton)	鉄骨 (ton)	高減衰積層ゴム (台)			高減衰ゴム (台)	コスト比 試算結果
				1700φ	1500φ	1000φ	560φ	
				1000ton*	750ton*	320ton*	----	
高減衰積層ゴム部	1403	140	----	60	91	8	----	1.0
フェイルセーフ装置	470	47	156 (鋼管) 272 (鋼製リング)	----	----	----	448	0.3
合計	1873	187	428	60	91	8	448	1.3

\*: 定格荷重

### 3.3.7 設計上の問題点

本検討で行った高減衰積層ゴム部とフェイルセーフ装置設計・解析に関する問題点・検討課題を上部建物・免震装置とに分けて考察する。

#### (1) 免震装置

高減衰積層ゴムとフェイルセーフ装置を含んだ免震装置の設計・解析時の問題点は以下があげられる。

- ① 対象建屋の重量・免震装置の設計クライテリアから設計された高減衰積層ゴムはゴムメーカーが製作可能であるという前提のもとに1000φ、1500φ、1700φの3種類としているが、1700φの積層ゴムについては実績がない。
- ② 本検討ではフェイルセーフ装置として、実現可能性の高いものと考えられる高減衰ゴムをせん断変形させるタイプのを考案したが、経済性、信頼性等の観点からこのタイプ以外のシステムについても検討を行っておく。
- ③ フェイルセーフ装置の復元力特性のモデル化が適切であるかどうかは準実大システムを用いた実証試験により確認しておく必要がある。

#### (2) 上部建物

上部建物設計・解析時の問題点は以下があげられる。

- ① 今回の解析では上部建屋を弾性と仮定して解析を行ったが、入力が大きくなった場合、上部建屋が塑性域に達し応答特性が異なってくる可能性がある。特にフェイルセーフ装置が作動する場合においては上部構造の終局状態の把握をより詳細に行っていく必要がある。
- ② レベル1～3の応答解析では、対象建屋がAクラス建屋と仮定すれば十分な裕度が確認され、これらの入力レベルで、試設計された積層ゴムを適用した場合十分な安全性があり問題点はないと思われる。
- ③ 上部建物の応答時にねじれ・ロッキングが生じないように積層ゴムを配置することが望ましいため、上部建物の軸力分布をできる限り均等になるよう配慮することが望ましい。

### 3.3.8 まとめ

高減衰積層ゴムを適用した免震建物に、強震記録および模擬地震波を入力し地震応答解析を実施した結果、以下のことが確認された。

#### ① レベル1の応答解析

レベル1 (25cm/sec) 入力時の上部建屋の応答せん断力係数は最大で0.16、免震層の最大応答変位は5.40cmとなり、上部建屋は充分安全、免震層も設計クライテリア10cm以下であった。

#### ② レベル2の応答解析

レベル2 (50cm/sec) 入力時の上部建屋の応答せん断力係数は最大で1階が0.20、最上階が0.25であった。また、免震層の最大応答変位は最大で17.22cm ( $\gamma = 84\%$ ) と免震装置設計クライテリア25cm以下であった。

#### ③ レベル3の応答解析

レベル3 (75cm/sec) での応答せん断力係数は最大で1階が0.32、最上階が0.36となった。また、この時、免震層の最大応答変位は最大で31.40cm ( $\gamma = 153\%$ ) となり、使用限界変位40cm以下となっていた。

#### ④ 模擬地震波による応答解析

模擬地震波による応答解析は既往波75cm/sec基準化とほぼ同等の応答値を示しており、レベル3の設計クライテリアを充分満たしている。

以上のように、レベル3までは免震設計クライテリアにあるようにフェイルセーフ装置無しで、3.3.3章において設計された高減衰積層ゴムのみで十分な安全性が見込まれる。

次に限界時挙動把握を目的に解析を行った結果以下のことが確認された。

#### ⑤ 100cm/sec入力時の応答解析

100cm/sec入力時の上部建屋の応答せん断力係数は最大で0.77、免震層の応答最大変位は49.5cmであった。これはレベル4のクライテリアの免震装置破断限界変位80cmに比較して十分な裕度が認められる。また、履歴応答曲線からフェイルセーフ装置はほとんど作動していないことが分かる。

#### ⑥ 125cm/sec入力時の応答解析

125cm/sec入力時は上部建屋の応答せん断力係数が最大で1.04、免震層の応答最大変

位が58.9cmであった。一方、フェイルセーフ装置無しの応答最大変位は65.5cmとなっており破断限界変位まで約15cmの裕度しかない。履歴応答曲線からもフェイルセーフ装置の十分な作動状況が確認できる。

#### ⑦ 150cm/sec入力時の応答解析

150cm/sec入力時は上部建屋の層せん断力係数が（フェイルセーフ装置有り、無し共）1.0近辺にある。一方、応答最大変位はフェイルセーフ装置有りの場合には最大で69.0cmとなり、フェイルセーフ装置無しの場合の最大74.1cmと比較して変位制御機能を果たしており、かつ、設計クライテリアに対しても十分な裕度が認められた。

また、解析結果を総合的に評価する目的で図3.3-42に入力レベルーせん断力（変形）関係を、図3.3-43に入力波別による免震装置の変形ーせん断力関係を示す。これらより以下のことが確認された。

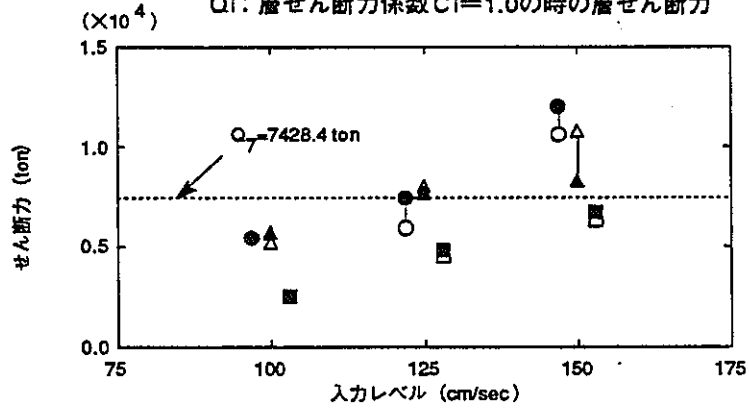
- ① エルセントロ波の場合100cm/sec程度、八戸NS波の場合115cm/sec程度、八戸EW波の場合85cm/sec程度で免震層の変形が40cmに達し、フェイルセーフ装置が作動し始める。
- ② 入力地震波の特性によって応答量に差異が生じているが、全体的傾向として、フェイルセーフ装置が作動することにより応答変形が抑えられ、せん断力が増加している。エルセントロ波150cm/sec入力時ではフェイルセーフ装置無しと比較して、応答変形は約7%の減少だが応答せん断力は約20%の増加となっている。一方、長周期成分の多い八戸EW波150cm/sec入力時にはフェイルセーフ装置が作動した場合、応答変形が約21%、応答せん断力が約14%と共に減少となっている。

以上のように、実験により得られた高減衰積層ゴムの限界時挙動をフェイルセーフ装置と組み合わせてモデル化し、さらにそのモデルを利用して解析を行うことにより、実現象に近い限界時挙動把握の可能性を確認できた。ただ、今回の解析は上部建屋が弾性である条件なので、せん断力等十分な評価ができないが、上部建物の塑性化を考慮して解析を行うことにより免震装置部のみならず上部建物の安全裕度、設計方針等多くのことが確認できるであろうと思われる。

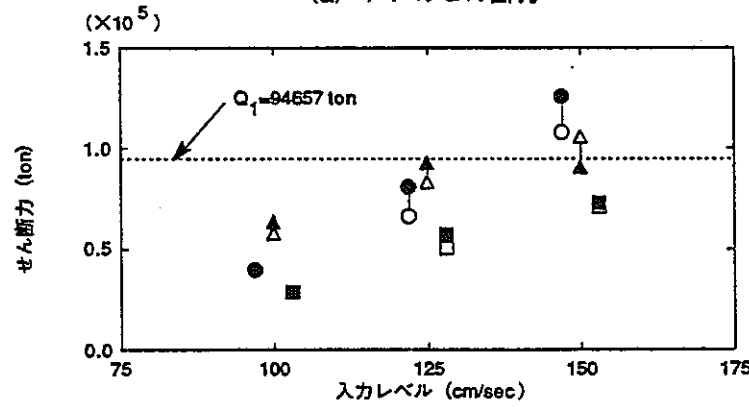
このようにフェイルセーフ装置を含めた免震装置のモデル化の方法・解析手法について示したが、今後は設定した復元力特性を示すフェイルセーフ装置の材料・機構の改良、開発等が重要なものになってくるであろう。

- エルセントロ
  - 八戸NS
  - ▲ 八戸EW
  - エルセントロ
  - 八戸NS
  - △ 八戸EW
- フェイルセーフ装置有り  
 — フェイルセーフ装置無し

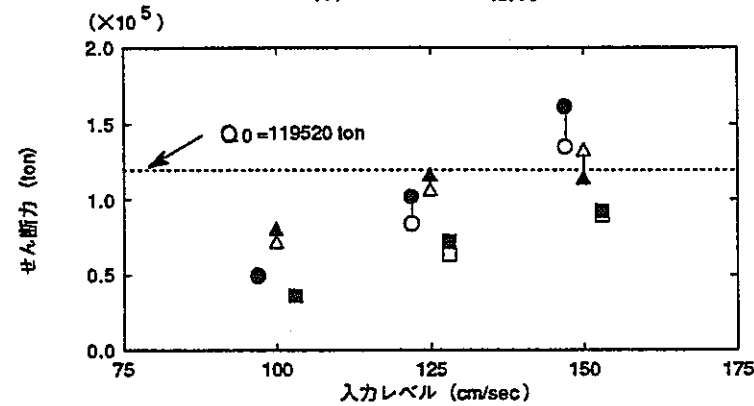
Q<sub>i</sub>: 層せん断力係数 C<sub>i</sub>=1.0の時の層せん断力



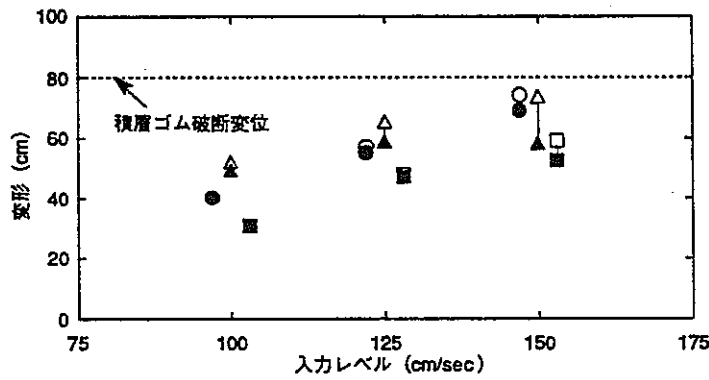
(a) 7 Fのせん断力



(b) 1 Fのせん断力



(c) 免震層のせん断力



(d) 免震層の変形

図3.3-42 入力レベル—せん断力 (変形) 関係

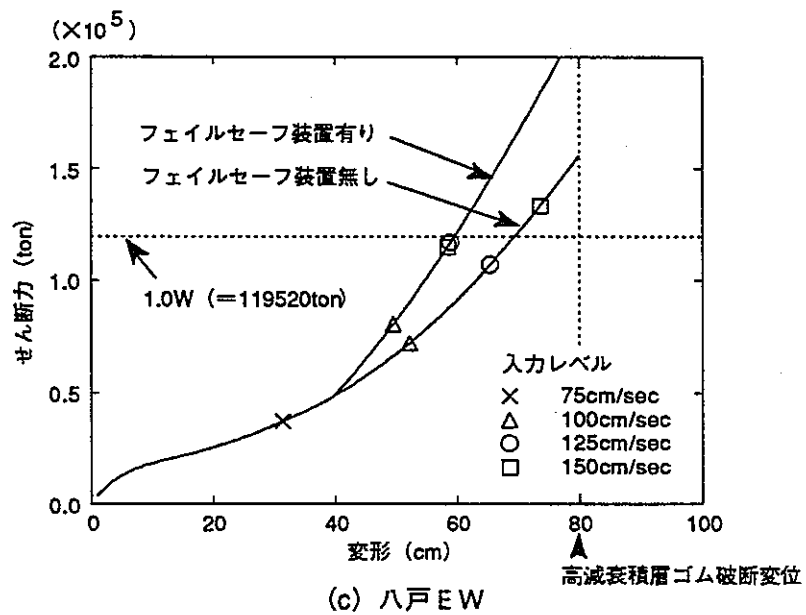
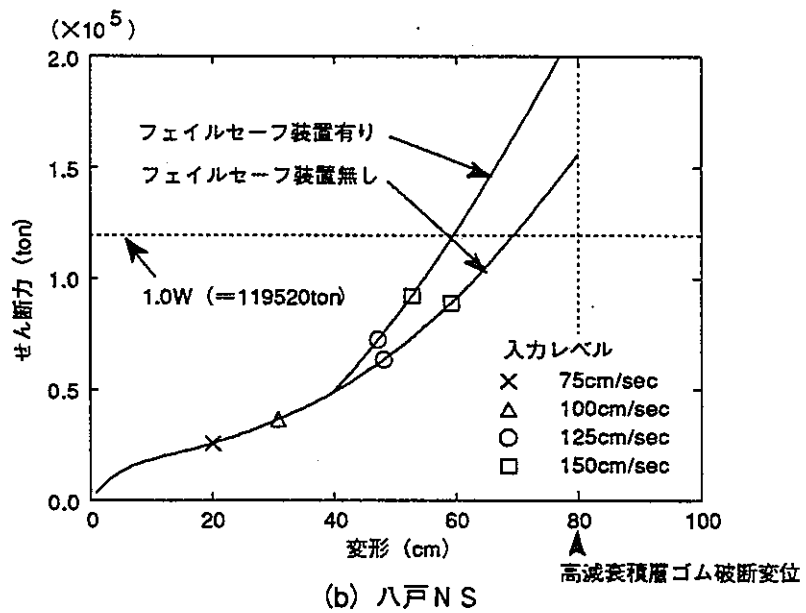
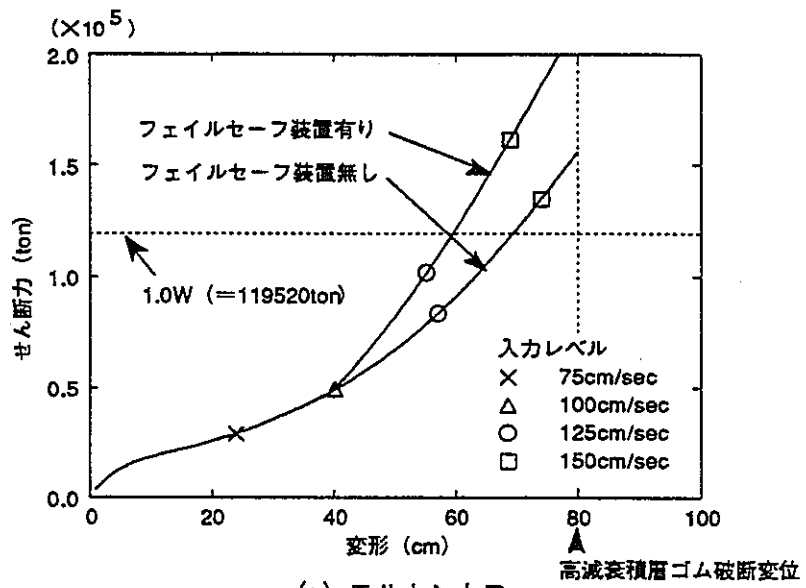


図3.3-43 免震装置の変形-せん断力関係

### 3.4 全体のまとめと今後の課題

#### (1) フェイルセーフ機構の開発

過大変形領域におけるフェイルセーフ機構としてハードニングストッパタイプの装置の開発を実施した。

まず、フェイルセーフ機構を実機に適用する場合の設定方法及び概略の作動効果を解析によって把握した。次に、高減衰積層ゴムの小変形領域から終局状態までの復元力特性等を特性試験により把握した。

これらのデータを用い、500tonを1単位とする1質点系の免震振動モデルの地震応答予備解析を行った。その結果、想定した積層ゴムのせん断ひずみが400%を越えさせない入力の限度はほぼ125kineであり、ストッパの特性についてはさらにエネルギー消費を大きくするような履歴特性のものを検討する必要があることが分かった。

#### (2) 地震観測及び入力地震動の策定

現在までの地震観測及び解析の結果をまとめて以下に示す。

- ① 地震発生地域は、茨城沖、敷地周辺、茨城県南西部、千葉県北部の4か所に大別でき、茨城沖、敷地周辺は短周期成分が、茨城県南西部、千葉県北部はやや長周期成分が大きい傾向が窺える。
- ② 敷地における地震動の主軸は地震発生地域に係わらず、概ねEW方向と考えられる。
- ③ 敷地付近の南北軸に、震源深さがほぼ50kmのフロントラインがあり、本州内陸部に向かって深くなっていくと考えられる。
- ④ 歴史地震は観測地震に比べて、浅い領域で発生するものと、海洋リソスフェア境界付近で発生するやや深いものとに分かれる傾向がある。
- ⑤ 観測に使用している加速度計、相対変位計等の観測装置は記録波形の解析などにより、十分な信頼性を維持していることを確認した。
- ⑥ 敷地周辺における地震発生機構、地盤特性等を勘案して、目標スペクトルの $S_v$ が0.5～5秒まで一定（130～150kine）の限界地震動を策定した。当面はこれを入力用地震動として耐震重要度の高い施設の検討を行っていく予定である。

### (3) 免震建屋の試設計

高減衰積層ゴムを適用した免震建物である実建屋の既往波、模擬地震波による地震応答解析を実施した。

- ① レベル1 (25cm/sec) 入力時の上部建屋の応答せん断力係数は最大で0.16、免震層の最大応答変位は5.40cmとなり、上部建屋は充分安全、免震層も設計クライテリア10cm以下であった。
- ② レベル2 (50cm/sec) 入力時の上部建屋の応答せん断力係数は最大で1階が0.20、最上階が0.25であった。また、免震層の最大応答変位は最大で17.22cm ( $\gamma = 84\%$ )と免震装置設計クライテリア25cm以下であった。
- ③ レベル3 (75cm/sec) での応答せん断力係数は最大で1階が0.32、最上階が0.36となった。また、この時、免震層の最大応答変位は最大で31.40cm ( $\gamma = 153\%$ )となり、使用限界変位40cm以下となっていた。
- ④ 模擬地震波による応答解析は既往波75cm/sec基準化とほぼ同等の応答値を示しており、レベル3の設計クライテリアを充分満たしている。

次に、高減衰積層ゴムとフェイルセーフ装置を適用した免震構造物の限界時挙動把握を目的に解析を行った。

- ⑤ エルセントロ波の場合100cm/sec程度、八戸NS波の場合115cm/sec程度、八戸EW波の場合85cm/sec程度で免震層の変形が40cmに達し、フェイルセーフ装置が作動し始める。
- ⑥ 入力地震波の特性によって応答量に差異が生じているが、全体的傾向として、フェイルセーフ装置が作動することにより応答変形が抑えられ、せん断力が増加している。エルセントロ波150cm/sec入力時ではフェイルセーフ装置無しと比較して、応答変形は約7%の減少だが応答せん断力は約20%の増加となっている。一方、長周期成分の多い八戸EW波150cm/sec入力時にはフェイルセーフ装置が作動した場合、応答変形が約21%、応答せん断力が約14%と共に減少となっている。

また、コスト検討では主に免震化することによる免震装置部分のみの物量を算定した。上部建屋の免震化による物量低減は考慮しておらず建屋全体としての物量比較は今後行う必要がある。



以上のように、実験により得られた高減衰積層ゴムの限界時挙動をフェイルセーフ装置と組み合わせてモデル化し、さらにそのモデルを利用して解析を行うことにより、実現象に近い限界時挙動把握の可能性を確認できた。

#### (4) 今後の課題

本報告書における地震応答解析は上部建屋が弾性である条件なので、せん断力等十分な評価ができないが、上部建物の塑性化を考慮して解析を行うことにより免震装置部のみならず上部建物の安全裕度、設計方針等多くのことが確認できるであろう。また、実建屋への免震装置適用のためのフェイルセーフ装置の機構検討、試設計が現実的なものとして行え、コスト評価、設計時の問題点等、実設計時に必要なデータの蓄積ができたが、今後はさらに、フェイルセーフ装置の材料・機構の改良、開発等、フェイルセーフ装置のモデル化が適切であるかどうかの準実大システムを用いた実証試験、上部建屋の詳細設計等が重要なものになってくると考えられる。

#### 4. あとがき

初年度に設計した1個あたり2tの装置に引き続き、次年度より実用性の観点から装置のスケールを大きくした。そのため、装置の設計条件、試験条件が厳しくなり、その検討に要する時間、労力が飛躍的に増え、平成元年度から平成3年度にかけての3年度にまたがる研究工程となった。

装置のスケールとしては、一体あたり500tの実大規模の装置を相似則を用いて20tに縮小し、積層ゴムが破壊するまでの静的加力試験を実施した。その結果を大型核燃料施設建物の試設計に適用し、振動モデルを作成した。こういった手順により実施した地震応答解析は、相当現実性のあるものになったと考えている。

また、本研究成果は逐次、建築学会、地震工学シンポジウム、さらにSMIRTへも投稿するなど積極的に外部発表も行ってきた。

振り返ってみると、やや長周期成分の多い強い地震動記録は観測されてなかったものの、当初想定していた目標はほぼ達成するとともに、解析的には予想以上に進展できた分野もある。

今後課題は3.4で述べたが、全体システムの設計思想として、極限時の積層ゴムの挙動とストッパーの効かせ具合のバランス、ストッパーを設置することにより免震装置は保護されるが、上部構造物を先に崩壊させる設計をするのか、その時建物内部に設置されている機器、配管類への影響評価をどうするか等、実建物を想定する場合に解決しておくべき設計上の課題を摘出し、定量的な検討を行うなど技術基準作成を念頭においた研究を進める必要がある。

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こと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。

以上

## 付録1：建築学会大会既発表論文

### 「核燃料施設への免震構法適用研究」

- |        |      |                              |      |
|--------|------|------------------------------|------|
| (1989) | その1  | 全体計画                         | (動燃) |
|        | その2  | すべりタイプのフェイルセーフ装置、振動台試験及び解析   | (大成) |
|        | その3  | 鋼棒タイプ免震装置及びフェイルセーフ装置の要素試験    | (大林) |
|        | その4  | 鋼棒タイプの振動台試験及び解析              | (大林) |
|        | その5  | 高減衰タイプのフェイルセーフ装置、振動台試験及び解析   | (清水) |
|        | その6  | 免震構造モデルの地震観測                 | (動燃) |
| (1990) | その7  | フェイルセーフ機構実機適用研究の概要と地震観測      | (動燃) |
|        | その8  | すべりタイプフェイルセーフ装置の振動台試験        | (大成) |
|        | その9  | ソフトランディングタイプフェイルセーフ装置の動的試験   | (大林) |
|        | その10 | ハードニングストッパータイプフェイルセーフ装置の特性試験 | (清水) |
| (1991) | その11 | 1990年5月3日鹿島灘地震の観測記録          | (動燃) |
|        | 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  | (大成) |
|        | その13 | ソフトランディング装置を有する免震構造物の解析的検討   | (大林) |
|        | その14 | ストッパーを有する免震構造物の応答特性に関する検討    | (清水) |

# 核燃料施設への免震構法適用研究 正会員○大平 浩<sup>1)</sup>

## (その1. 全体計画)

同 檜垣 茂雄<sup>1)</sup>同 河村 壯一<sup>2)</sup>同 小畑 益彦<sup>4)</sup> 同 角田 智彦<sup>3)</sup>

1. はじめに 核燃料施設はその種類が非常に多く、主なものでも再処理、転換・加工、廃棄物処理、ホットラボ等が挙げられ、大時放射性物質の閉じ込めや遮蔽のためのセル(床、壁のコンクリート厚さが1m~2m)などで構成されている。静的地震力は耐震重要度に応じて一般建築物の1.5倍~3倍で、非常に剛強な構造となっている。また、内装設備機器は、標準化が進んでいる軽水炉と異なり特殊なものが多く、再現性に乏しく耐震安全性をその都度保証していく必要があるため、相対的に高コストとなっている。

したがって、今後の条件整備により免震構法を核燃料施設に導入できれば、耐震重要度の高い施設ほど、建物、内装設備機器ともに、耐震安全性を向上させつつ、相当な設計合理化が期待できると考えられる。

そのためには、① 入力地震動の研究、② 免震装置の信頼性確立、③ 設計指針の整備、④ 動的解析方法の確立、⑤ 保守の基準・方法の整備など、解決すべき問題が山積している。本研究では昭和63年度から3ヵ年計画で、主に①、②についての研究に着手しており、本報告は初年度の成果報告である。

2. 研究内容 本研究では、免震構法の核燃料施設適用のために必要な基盤技術の確立を目指して、主に、免震装置の信頼性をサポートするためのフェイルセーフ機構の開発、並びに免震機構の自然地震による動特性確認、及びやや長周期地震動研究を目的とした免震構造物を模擬した縮小モデル(以下免震構造モデルという)の地震観測を実施する。免震装置としては、すべり支承と水平ばねの組み合わせ(以下すべりタイプという)、積層ゴムと鋼棒ダンパーの組み合わせ(以下鋼棒タイプという)、高減衰積層ゴム(以下高減衰タイプという)の3種類を対象とした。

全体計画を図-1に示す。初年度は免震構造モデルの設計・製作、フェイルセーフ機構の開発・試作、振動台試験、解析、免震構造モデルの地震観測等を行った。また、本報告の構成としては、(その1. 全体計

画)、(その2. すべりタイプのフェイルセーフ装置振動台試験及び解析)、(その3. 鋼棒タイプ免震装置及びフェイルセーフ装置の要素試験)、(その4. 鋼棒タイプの振動台試験と解析)、(その5. 高減衰タイプのフェイルセーフ装置、振動台試験及び解析)(その6. 免震構造モデルの地震観測)である。

3. 研究体制 本研究は、動燃事業団と大成建設(すべりタイプ)、大林組(鋼棒タイプ)、清水建設(高減衰タイプ)の共同研究として実施している。

4. 免震構造モデルの概要 上部構造は動燃事業団の核燃料施設建物の一次固有周期が0.3秒程度のもので多いため、基礎固定の時0.3秒を目標にし、図-2に示すように鉄骨造1層1スパンの正方ラーメン、上下層各4t、計8tの重量とし、これを3体製作した。免震装置は地震観測時の相似則排除を考慮し、周期、加速度、変位、面圧等を実機に極力合わせた。また、観測期間中に大地震が起きる保証がないので、免震構造モデルを比較的軟弱な地盤に設置し、その固有周期が地盤の固有周期に接近するよう、1秒前後に設定し、中小地震でも大きく揺れるよう考慮した。

各免震装置の概要を図-3に示す。すべりタイプは、クロロブレンゴムの積層ゴムの表面に四フッ化エチレン樹脂材を取りつけた弾性すべり支承とステンレスのすべり板、及びクロロブレンゴムブロックの水平ばねからなる。鋼棒タイプは、天然ゴム系の積層ゴムとP C鋼棒のダンパーからなる。高減衰タイプは高減衰系の積層ゴムである。

5. フェイルセーフ機構開発の考え方 フェイルセーフとは、ある装置がその機能を喪失しても、安全上支障ないように別の機構が働く、と解する場合が多い。しかし、免震構造では、免震装置そのものが機能しなくなった場合、安全上支障なく荷重を支えることは非常に困難と考えられるので、ここでは、免震装置がその機能を喪失しないようにサポートするという意味で使っている。また、現状では免震構法に関しての

信頼性が万全ではなく、これを実用的なフェイルセーフ機構の開発により担保できれば、詳細な設計検討を行う核燃料施設だけでなく、一般建築物に対しても、ある程度標準的な免震構造設計が可能になると考えられる。したがって、本研究では、「① 応答変位制御=設計用地震力以上の地震入力があった場合でも、免震装置の過大変形を抑制し、免震装置、上部構造物、接続配管の破壊を防ぐ。② 応答加速度制御=フェイルセーフ機構の作動により、上部構造体に伝達される加速度を可能な限り低減する。」を目標としている。

**6. 振動台試験及び地震観測の概要** 振動台試験は、地震観測に先立ち、免震構造モデルの動特性の把握、フェイルセーフ機構の性能確認等を目的として、正弦波一軸、及び地震波一軸～三軸加振を行った。

また、各免震構造モデルの自然地震による動特性の確認、やや長周期地震動の研究促進を主目的として、茨城県東海村において地震観測を実施している。縮小モデルであるため設計上の制約条件は異なるが、3種類の免震モデルの同一環境下における地震観測によって、それぞれの特徴が把握できるものと期待される。

**7. まとめ** 3種類の代表的な免震システムを対象にして、免震構造モデルの設計・製作、フェイルセーフ機構の開発、振動台試験及び地震観測を実施した。その結果、数種類のフェイルセーフ機構については良

好な特性が得られ、今後実機レベルの研究に展開できる見込みを得た。また、地震観測については、それほど大きな地震は発生していないが、多くの中小地震を観測しており、今後のデータの蓄積、解析、評価により地震動研究の充実を図っていく予定である。

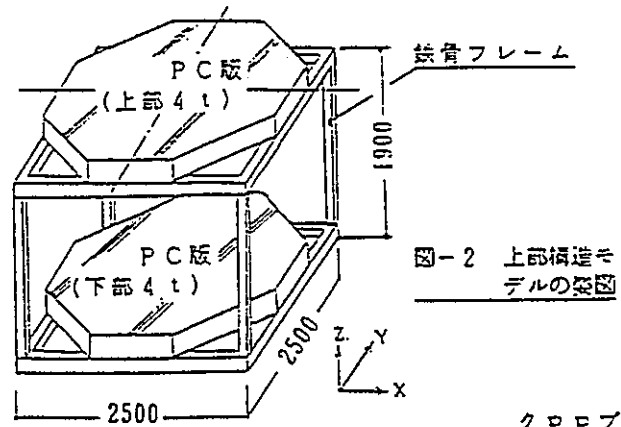
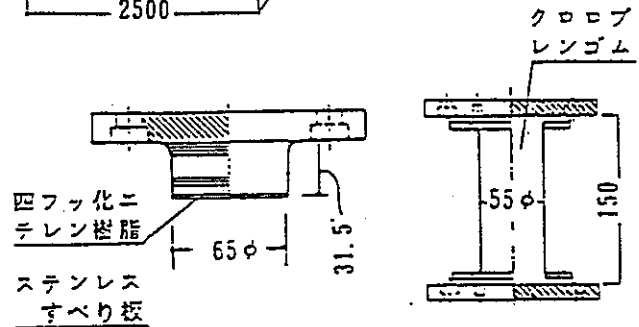
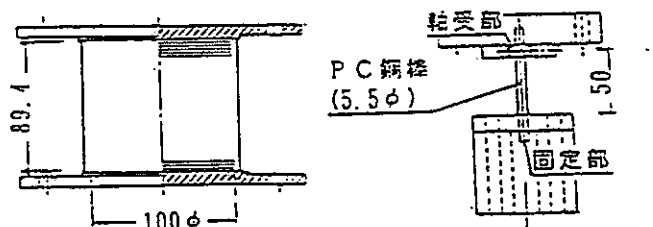


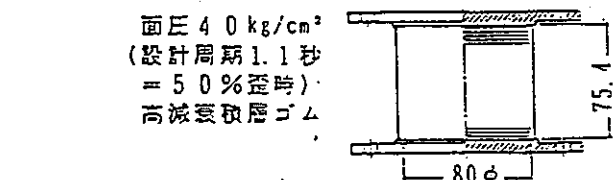
図-2 上部構造モデルの概図



面圧 6.0 kg/cm<sup>2</sup> (設計周期 0.8 秒)  
弾性すべり支承 水平ばね  
- (a) すべりタイプ -



面圧 2.5 kg/cm<sup>2</sup> (設計周期 1.0 秒)  
積層ゴム 鋼棒ダンパー  
- (b) 鋼棒タイプ -



面圧 4.0 kg/cm<sup>2</sup> (設計周期 1.1 秒 = 50% 登時) 高減衰積層ゴム  
(凡例) SS41 積層ゴム - (c) 高減衰タイプ -

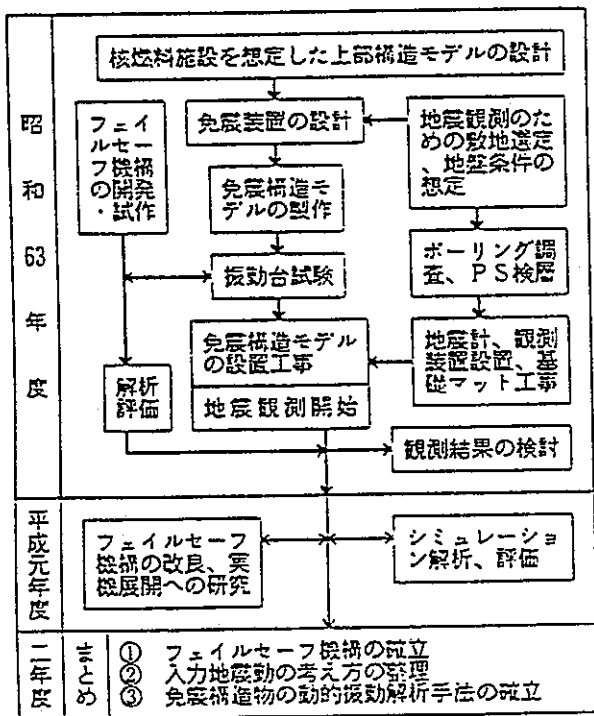


図-1 全体計画

図-3 免震装置の概要

1)動力炉・核燃料開発事業団 工務建設室 2)大成建設㈱ 技研 3)大林組 技研 4)清水建設㈱ 原子力本部

## 核燃料施設への免震構法適用研究 (その2. すべりタイプのフェイルセーフ装置、振動台試験及び解析)

正会員○ 日比野浩<sup>2)</sup>  
同 大平 満<sup>1)</sup>  
同 梶垣茂雄<sup>1)</sup>  
同 久野雅祥<sup>2)</sup>

### 1. はじめに

(その2)ではすべりタイプの免震装置とゴムストッパーのフェイルセーフ装置を併用した免震構造モデルの振動台試験を行い、その振動特性、地震観測では捉えがたい大地震時の応答性状及び解析手法の検討を行った。

### 2. 試験体の概要

すべりタイプの免震装置は(その1)で示したようなすべり支承とすべり後の剛性を与える水平ばねを組合せたものである。フェイルセーフ装置は図-1に示すように支承部のすべり変位が一定値を超えると支承部がゴムストッパーに接触しすべり変位を抑制する方式とした。ゴム材は減衰性能の大きい高減衰ゴムを使用した。

### 3. 試験方法

加振は三軸振動台を用い、正弦波一軸加振と地震波一〜三軸加振とした。正弦波加振では10Gal 入力のスリップ加振と0.5, 1.0, 5.0Hz の振動数加振でその入力レベルを30, 80, 200 Gal の3段階とした。地震波加振では標準的な既往の地震波、長周期成分の卓越した模擬地震波で、その入力レベルを10, 80Gal、最大速度で25, 50cm/sを基本とした。

### 4. 試験結果

正弦波スリップ加振による免震構造モデルの1次、2次の共振振動数は図-2より 1.1Hz, 5.1Hz であり、1次の減衰定数は約15%である。2次モードは図-3に示すようにフレームの上部と下部が逆位相である。また、図-4に示すように正弦波加振では、すべりが早く生じるのは1次振動数に近い1Hzであるが、すべり始めると1次振動数より低い0.5Hzの方が応答変位は大きくなり、80Gal 入力では1Hz 200Gal 入力の場合よりも大きかった。2次振動数近傍の5Hzではフレーム上部と下部のせん断力が相殺され支承部のせん断力は小さく、200Gal でもすべりが生ぜず、フレーム上部の応答加速度は増加した。図-5の履歴曲線より求

められる動摩擦係数は0.02~0.05であり、等価減衰定数はすべりが生じる前で約15%、すべりが生じた後で30~40%であった。

地震波加振の場合、図-6に示すように入力レベルが増加してもすべりが生じるとフレーム上部の応答加速度はほぼ頭打ち傾向を示す。一方、フレーム下部の応答変位はほぼ線形的に増加するが安定した性状を示す。伝達関数について見ると図-2に示すように、すべりが生じるとピーク振動数は低い方に移行し振幅比も減少し、固有の振動特性が次第になくなっていくのが分かる。また、多方向入力の影響は小さかった。

50kine入力に対するゴムストッパーを設置した場合のフレーム上部の応答加速度、下部の応答変位を図-7に示す。すべり変位が設定変位を超えゴムストッパーに接触すると加速度は増加するが衝撃的な加速度は生じなかった。フレーム下部の変位は抑制される場合と、逆に反発力により大きくなる場合があった。

### 5. シミュレーション解析

解析モデルはフレームをせん断型質点系、すべり支承部をバイリニア型復元力特性に設定したモデルとした。モデルの定数は正弦波加振の結果に基づき設定した。EL CENTRO NS波一方向入力の最大応答値の比較を表-1に、342Gal 入力のフレーム下部の応答変位波形を図-8に示す。解析値の最大応答値は実験値とほぼ対応しており、すべり後の応答変位波形もよく対応した。

### 6. まとめ

すべり支承を用いた免震構造モデルの動特性は、ほぼ設計通りであることを確認した。

フェイルセーフ機構については、入力加速度値に対して、応答加速度値が小さく制御されており、衝撃的な加速度も生じていないが、増幅率がやや大きいこと、地震波によっては必ずしも変位制御ができない場合もあり、さらに改良を行う予定である。

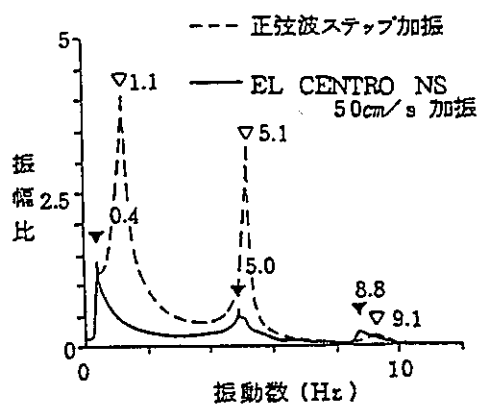


図-2 フレーム上部の共振曲線と伝達関数

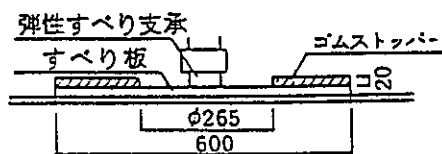
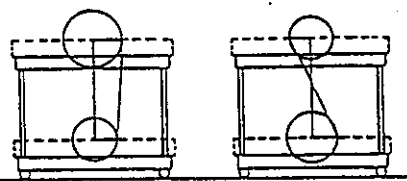


図-3 フェールセーフ装置



(a) 1.1 Hz (b) 5.1 Hz

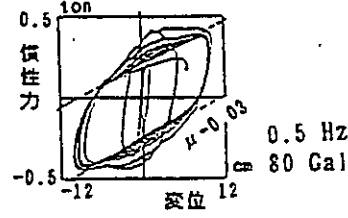
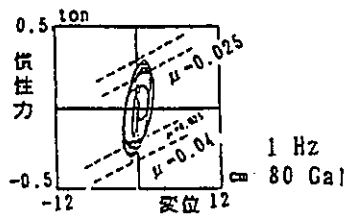
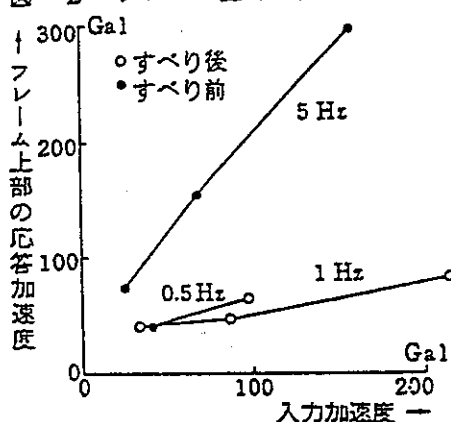
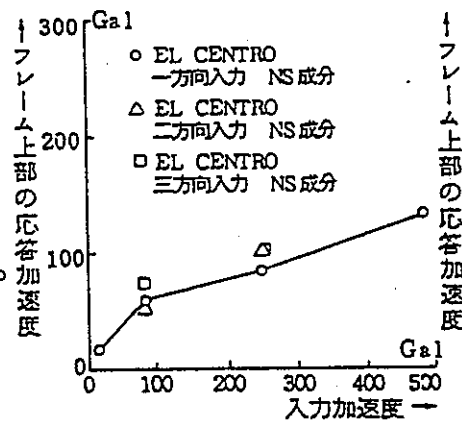


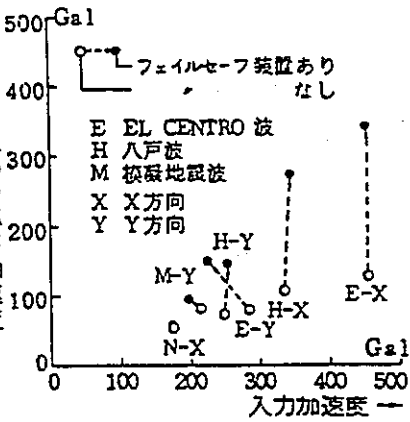
図-5 支承部の履歴曲線



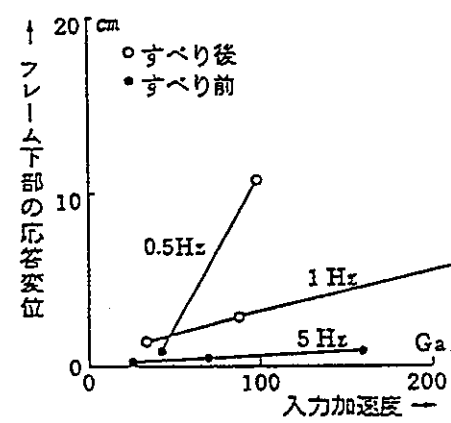
(a) フレーム上部の応答加速度



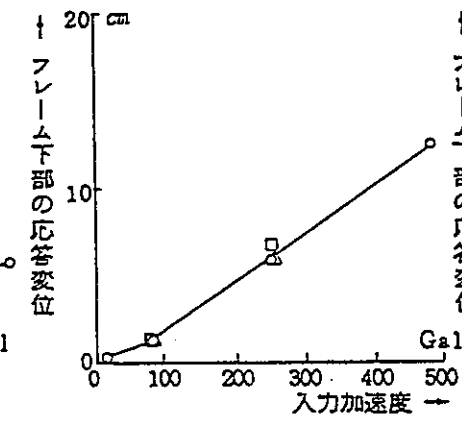
(a) フレーム上部の応答加速度



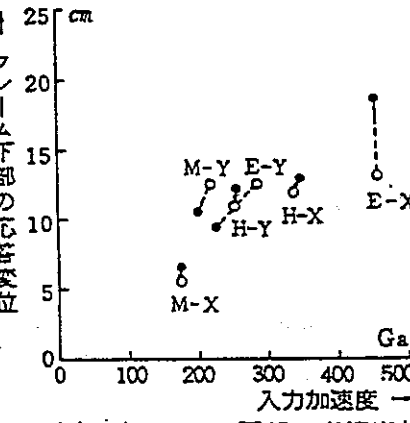
(a) フレーム上部の応答加速度



(b) フレーム下部の応答変位



(b) フレーム下部の応答変位



(b) フレーム下部の応答変位

図-4 正弦波加振の最大応答値

図-6 地震波加振の最大応答値

図-7 フェールセーフ装置による最大応答値の変化

表-1 最大応答値の比較

	EL CENTRO NS波一方向入力			
	10Gal入力 (すべりが生じる以前)		342Gal入力	
	実験値	解析値	実験値	解析値
応答加速度 Gal				
フレーム上部	15	13	87	95
フレーム下部	13	11	90	98
応答変位 cm				
フレーム下部	0.2	0.2	8.6	6.9
振動台加速度Gal	11		298	

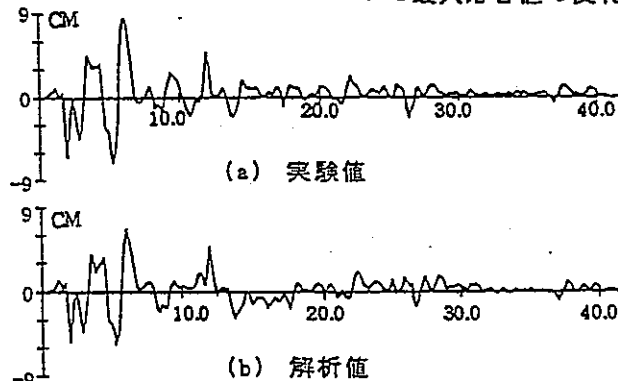


図-8 応答変位波形 EL CENTRO NS 波 342Gal

## 核燃料施設への免震構法適用研究

正会員○中村 謙<sup>2)</sup>

(その3. 鋼棒タイプ免震装置及びフェイルセーフ装置の要素試験)

同 大平 満<sup>1)</sup>同 桧垣茂雄<sup>1)</sup>同 鈴木哲夫<sup>2)</sup> 同 岡田 宏<sup>2)</sup>

1. はじめに (その3)では、鋼棒タイプ免震装置の大変形時における安全装置としてのフェイルセーフの特性を、要素試験により調べた結果を報告する。

2. フェイルセーフ装置の概要 フェイルセーフ装置として、①ソフトランディングと②ハニカムストッパーの2種類を検討した。図-1に積層ゴム、鋼棒ダンパーおよびソフトランディングよりなる免震装置を示す。

①ソフトランディング 図-2aに水平変形に伴う積層ゴムの沈み込みを利用した着地装置を示す。水平変形が大きくなるにつれて、建物は着地装置に接地して滑り始め、建物重量が次第に着地装置に移るので摩擦抵抗力(減衰)が漸次増加する。着地面には四フッ化エチレン樹脂を用いて良好な減衰力とソフトランディング効果を得ている。

②ハニカムストッパー 図-2bにハニカム金属材料よりなるストッパー装置を示す。ハニカム材の座屈破壊により衝撃を緩和し、かつ、良好な衝撃振動のエネルギー吸収機能を有する。

3. 試験方法 次の要素の組み合わせで加力試験を行ない、各免震要素の基本特性を調べた。

- ①積層ゴムと鋼棒ダンパーの組み合わせの静的試験。
- ②積層ゴムとソフトランディングの組み合わせの静的加力試験。
- ③積層ゴムとハニカムストッパーの組み合わせの動的加力試験。

4. 免震要素の試験結果 試験で得た各要素の基本特性を以下にまとめる。

4.1 積層ゴムと鋼棒ダンパー 積層ゴムは、図-3aより復元力特性が水平変形±30mm程度までは、ほぼリニアであるが、図-4aより変形±80mm以上で沈み込みが二次曲線的に増大するため座屈の恐れがある。また鋼棒ダンパーは、図-3bより水平変形±40mmまでは破

断は生ぜず、安定した紡錘形の復元力特性を示す。

図-5の減衰定数では、積層ゴムは振幅依存性が見られるが水平変形30mm程度において約3%、積層ゴムと鋼棒ダンパーの組み合わせでは約15%となっている。

以上より、鋼棒タイプの本免震装置は水平変形±30mm程度までの応答に有効で、それ以上の変形においては、鋼棒ダンパーの破断による減衰低下および積層ゴムの座屈の恐れがある。

4.2 ソフトランディング 積層ゴムとソフトランディングの組み合わせにおいては、図-3c、図-4cより水平変位±100mmまで安定した復元力特性を示し、積層ゴムの座屈の危険はない。また減衰定数も約4~5%で、ソフトランディングが過大入力に対する安全装置として機能しているのが分る。図-6にソフトランディングの支持荷重を示すが、水平変位の増大とともに積層ゴムに働く荷重がフェイルセーフにスムーズに移り移っていくようすが確認できる。

4.3 ハニカムストッパー 図-7に積層ゴムで支持した1質点モデルを振動台で加振し、ハニカムストッパーで応答変位を制御したときのせん断力と応答変位の関係を示す。ストッパーによる衝撃振動のエネルギー吸収の効果が確認できる。

5. まとめ 鋼棒タイプとフェイルセーフよりなる本免震装置の水平方向復元力特性を図-8にまとめて示す。これより以下の特長が挙げられる。

- ①ソフトランディング機構は、鋼棒ダンパー破断後もスムーズな荷重の乗り移りと摩擦により、積層ゴムの過大変形による座屈を防ぐ。また大変形後も積層ゴムの復元力により原点に復帰する。
- ②ハニカムストッパーは、限界変形に至る前に段階的に作動し、良好な応答変位制御機能を示す。
- ③2種類のフェイルセーフとも、作動時に上部構造物に過大な加速度を与えることはない。

Application Study of Base Isolation System to Nuclear Fuel Facility

2513

(Part 3 Tests of Fail-safe Devices of Steel Bar Type

Base Isolated Building Model)

NAKAMURA Takashi et.al



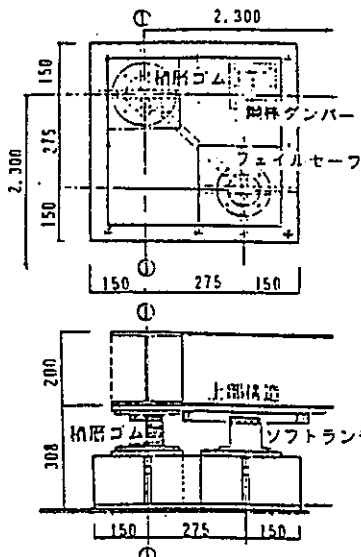
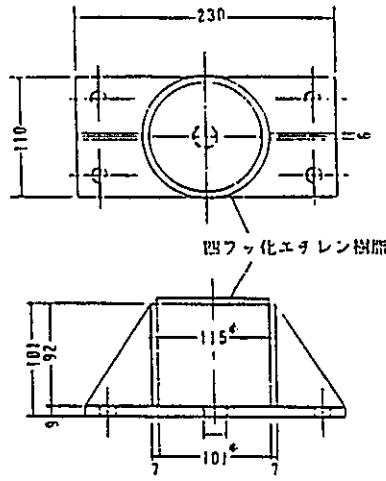
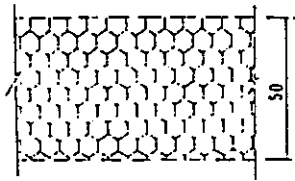


図-1 免震装置

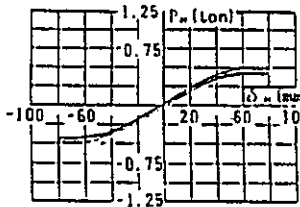


a) ソフトランディング

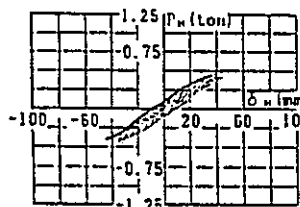


b) ハニカムストッパー

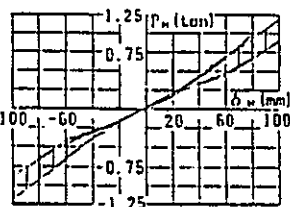
図-2 フェイルセーフ



a) 積層ゴム

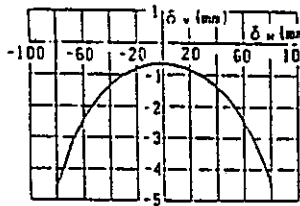


b) 積層ゴム・鋼棒ダンパー

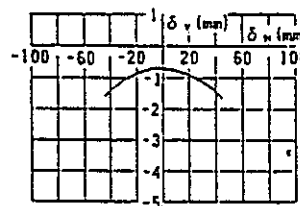


c) 積層ゴム・ソフトランディング

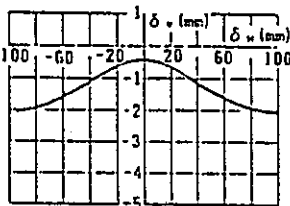
図-3 復元力特性



a) 積層ゴム

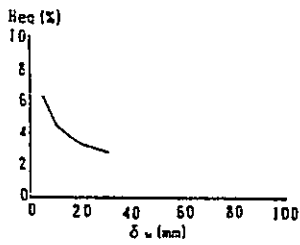


b) 積層ゴム・鋼棒ダンパー

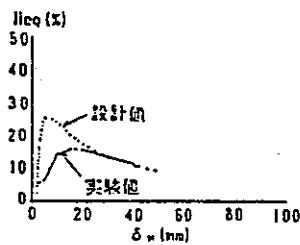


c) 積層ゴム・ソフトランディング

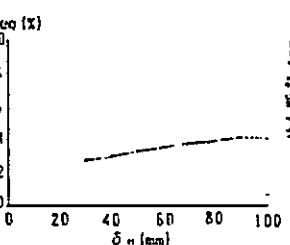
図-4 沈み込み



a) 積層ゴム



b) 積層ゴム・鋼棒ダンパー



c) 積層ゴム・ソフトランディング

図-5 減衰定数

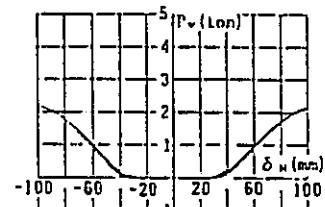


図-6 ソフトランディング  
支持荷重

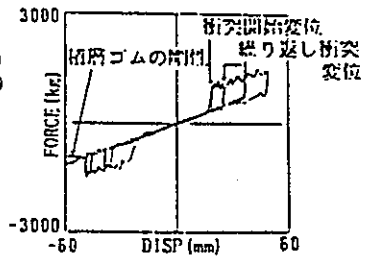


図-7 ハニカムストッパー  
荷重-変位曲線

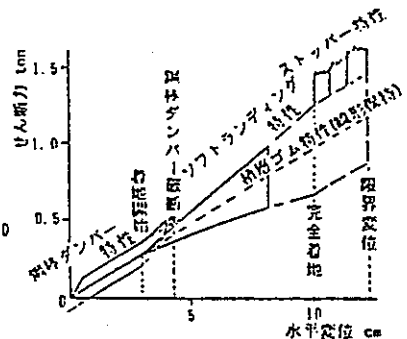


図-8 免震装置の水平方向  
荷重-変位曲線

参考文献 藤田ほか：重量器機免震用積層ゴムの静的加力実験

第2報 バックアップ機構がある場合、生産研究38巻 3号(1986.3)

## 核燃料施設への免震構法適用研究

正会員○寺村 彰<sup>2)</sup>

(その4. 鋼棒タイプの振動台試験及び解析)

同 大平 満<sup>1)</sup>同 植垣茂雄<sup>1)</sup>同 野畑有秀<sup>2)</sup> 同 安井 謙<sup>2)</sup>

## 1. はじめに

(その4)では積層ゴム、鋼棒ダンパーとソフトランディングで構成される免震装置に支持された免震構造モデルの動特性を把握するために実施した振動台試験とそのシミュレーション解析について報告する。

## 2. 振動試験の方法

免震構造モデルの振動試験は動特性を調べるための水平1軸入力による正弦波試験と、免震検証試験としての水平・上下3軸入力による地震波加振試験である。

## 3. 試験結果

3.1 正弦波加振試験 表-1に共振検索による非免震試験体、積層ゴム単独の免震試験体と積層ゴム+鋼棒ダンパーの免震試験体の固有振動数を示す。図-1に、等価粘性減衰定数と割線剛性を示すが、鋼棒の効果は静的試験結果と良く対応している。図-2に正弦波加振で得たソフトランディング作動時の荷重-変位曲線を示す。また図-3には振動台上で静的に免震装置を10cmまで加力したときの復元力曲線とゴムの沈込み量を示す。免震装置全体の復元力特性は各要素の復元力特性から容易に求められることが明らかになった。

3.2 地震波加振試験 図-4に八戸波 1968 最大加速度70Gal 3軸入力時と140Gal入力時のフレーム上部での加速度フーリエスペクトルを示す。70Gal入力時は免震部相対変位が約3cmで鋼棒が効いている状態である。140Gal入力時には鋼棒が破断(変位約5.5cm)しソフトランディングも効いた状態であるため周期が長周期化している。図-5にEL CENTRO 1940、の入力最大加速度とフレーム上部の応答最大加速度との関係を示す。入力加速度が、75Gal~160Galでは鋼棒の十分な塑性変形の履歴減衰により応答加速度がやや頭打ちの傾向を示し、160Gal以上ではソフトランディングが働き始める傾向が認められる。また図-6に上下加振の

有無を比較するためのオービットを示すが、両者に差が見られず、上下方向の影響は小さいことが分かる。

## 4. シミュレーション解析

4.1 解析方法 今回の解析は免震装置部について積層ゴムと鋼棒ダンパーの弾塑性特性を考慮して水平2軸方向の解析を行なった。免震装置部の解析モデルはMSSモデル<sup>1)</sup>を採用している。免震装置部の諸定数はほぼ設計値を、上部構造のそれは脚部固定時の振動試験結果より得られた値を用いた。

4.2 解析結果 固有振動数の計算値を表-1に示す。EL CENTRO 70Gal 水平2軸入力時の上部フレームでの測定加速度波形と解析加速度波形を図-7に、加速度フーリエスペクトルを比較したものを図-8に、免震装置部の水平オービットを比較したものを図-9に示す。解析結果は試験結果をほぼ模擬しており、本解析手法は妥当なものと考えられる。

## 5. まとめ

積層ゴムと鋼棒による免震構造モデルの動特性は弱小モデルとしてほぼ設計通りであることを確認した。ソフトランディングタイプのフェイルセーフ機構は設計変位で作動し、上部構造への衝撃も少ない。

また鋼棒破断後の減衰効果を滑り摩擦で補うことができ、フェイルセーフを含む全体系の復元力特性は、ほぼ目標通りであることを確認した。

今後、フェイルセーフの詳細な特性を考慮した解析を実施する予定である。尚、3軸地震波入力の試験にあたり、日本電信電話株式会社の3軸振動台を使用させていただきました。ここに謝意を表します。

参考文献 1) 和田ほか：MSSモデルを用いた柱降伏型の建物の立体振動解析、昭和60年日本建築学会大会講演梗概集

表-1 固有振動数一覧表

モデル	試験結果	解析結果
非免震	1次 3.67 Hz h=0.1%	3.66 Hz
積層ゴム免震	1次 0.88 Hz h=2.5%	0.88 Hz
	2次 5.12 Hz	5.16 Hz
積層ゴム+鋼棒ダンパ免震	1次 1.31 Hz h=1.7%	1.31 Hz
	2次 5.20 Hz	5.26 Hz

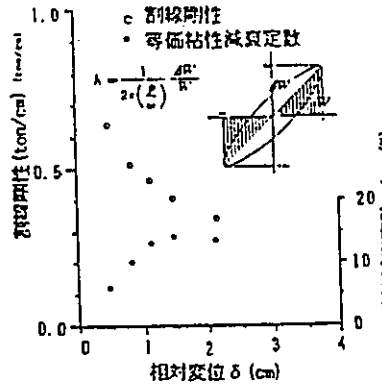


図-1 等価粘性減衰定数と割線剛性

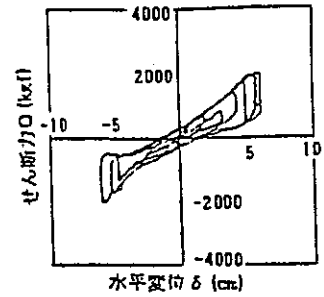


図-2 正弦波加振による荷重-変位曲線

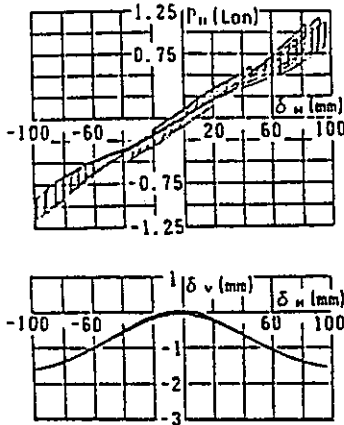


図-3 静的加力による荷重-変位曲線と沈み込み量

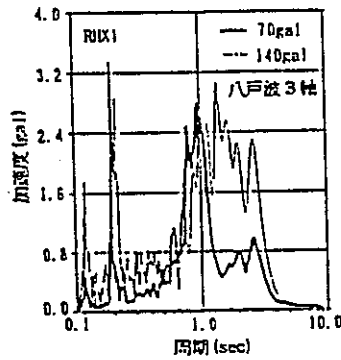
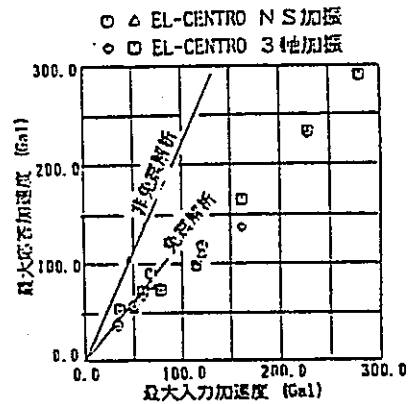
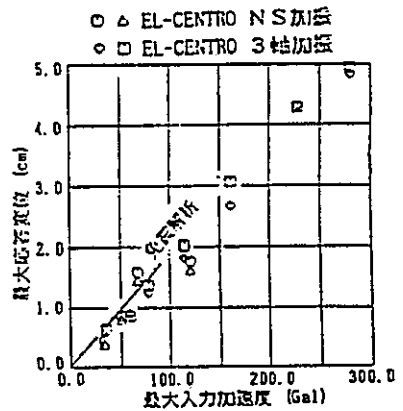


図-4 加速度フーリエスペクトル (フレーム上部)



a) 応答加速度



b) 応答変位

図-5 入力最大加速度と応答の関係

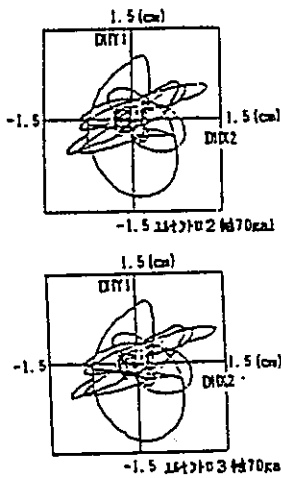


図-6 2軸入力と3軸入力による水平オービットの差異

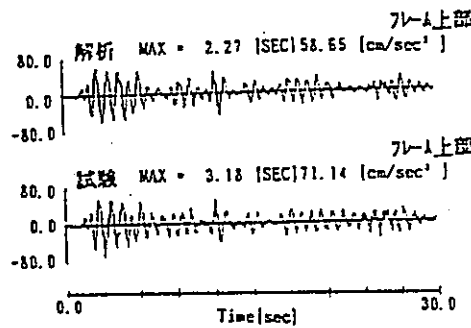


図-7 加速度波形 (EL CENTRO 70Gal 入力)

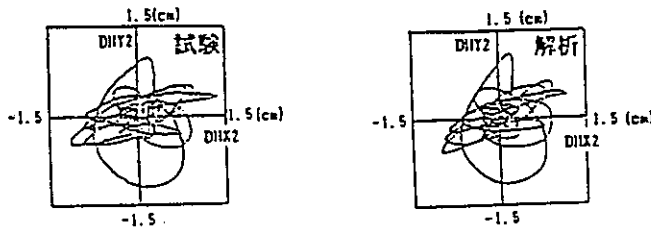


図-8 変位オービット (EL CENTRO 70Gal 入力)

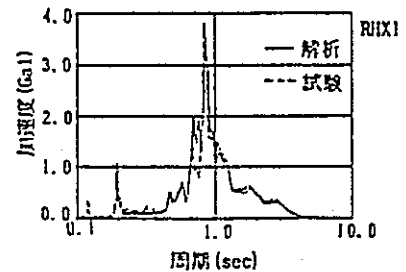


図-9 フーリエスペクトル (EL CENTRO 70Gal 入力)

## 核燃料施設への免震構法適用研究 (その5. 高減衰タイプのフェイルセーフ装置, 振動台試験及び解析)

正会員 ○ 新田康男<sup>2)</sup>  
同 大平 満<sup>1)</sup>  
同 檜垣茂雄<sup>1)</sup>  
同 小畑益彦<sup>2)</sup>

**1. はじめに** (その5)では, 高減衰積層ゴムを適用した免震装置及びフェイルセーフ機構よりなる免震構造モデルの振動特性を把握するために実施した, 振動台試験とそのシミュレーション解析について報告する。

**2. 試験体の概要** 図-1に, 要素特性試験によって得られた設計周期1秒の高減衰積層ゴムの履歴特性を示す。

また, 巨大地震時の過大な変形を抑制するため, 図-2に示すようなフェイルセーフ機構を付加した。フェイルセーフ機構は, 積層ゴムのまわりにリング状にセットされ, 積層ゴム部分の相対変位が設定した変形量に達すると, ストッパー部に接するような構造とした。ストッパー部は2層の弾性ゴムで構成され, ハードニングタイプの復元力特性を持つ。積層ゴムの許容変位は4.5cmとしており, 相対変位をこれ以下に抑えるために, ストッパーが作動し始める変位を積層ゴム部分のせん断歪が50%となる2.6cmに設定した。

**3. 試験方法** フェイルセーフ機構として最適な復元力特性を有する弾性ゴムの組み合わせを選定するために, 数種類のゴム材料を用いて, 静的加力試験を実施した。

また, 免震構造モデルの振動特性を把握するために, 振動台試験を実施した。加振方法は正弦波一軸加振と地震波一軸及び三軸加振とした。正弦波加振では10Gal入力のステップ加振と, 0.5, 1.0, 3.0Hzの定常加振を行った。地震波加振では標準的な既往の地震波及び長周期成分の卓越した模擬地震波を用いて加振した。

**4. 試験結果** フェイルセーフ機構性能試験によって選定したストッパー部ゴム材料の組合せとその特性曲線を図-3に示す。初期剛性は小さいが, 変形が積層ゴムの許容変位4.5cm程度に達すると滑らかに剛性が増大するハードニングタイプの特性を示す。

免震構造モデルの正弦波定常加振によって得られた

免震装置の履歴ループより求めた等価剛性, 等価減衰定数を図-4に示す。等価剛性は相対変位が増大するとともに減少しており, 等価減衰定数はほぼ15%以上の値を示している。図中の破線は積層ゴムの要素特性試験によって得られた実験式によるものである。

図-5に地震波加振のEL CENTRO波及び八戸波入力に対する上部構造の最大応答加速度と免震装置の最大応答相対変位を示す。破線は, 積層ゴムの要素特性試験より求めた等価剛性, 等価減衰定数を用いて行ったEL CENTRO NS波入力時の等価線形解析結果である。入力が増大するにつれて応答の増幅率が低下する傾向がわかる。

また, 図-6にフェイルセーフ装置による最大応答値の比較を示す。フェイルセーフが働くと, 加速度はやや増大するが, 急激な上昇とはならず, 応答変位は, やや抑制される傾向がみられた。

**5. シミュレーション解析** シミュレーション解析は, フレーム上部, 下部各1質点, 免震装置部分の復元力特性をノーマルトリニア型に設定して実施した。

解析した結果, 表-1に最大応答値を, 図-7に応答波形を, 図-8に復元力特性を, 図-9に応答スペクトルをそれぞれ実験結果と比較して示す。

本解析手法により, 実験結果をほぼ模擬していることが分かる。

**6. まとめ** 高減衰積層ゴムを使用した免震構造モデルの動特性は, ほぼ設計通りであることを確認した。

フェイルセーフ機構については, ハードニングタイプのゴムストッパーを開発した。この装置はほぼ当初の目標通りの性能を有する傾向を確認したが, 地震観測用という制約条件があったため, 積層ゴムにあまり過大な歪を与えられなかった。

今後はさらに過大な変形時の性能を確認し, 必要な改良を加える予定である。

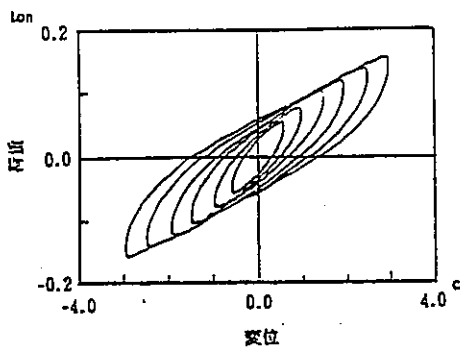


図-1 高減衰積層ゴムの履歴特性

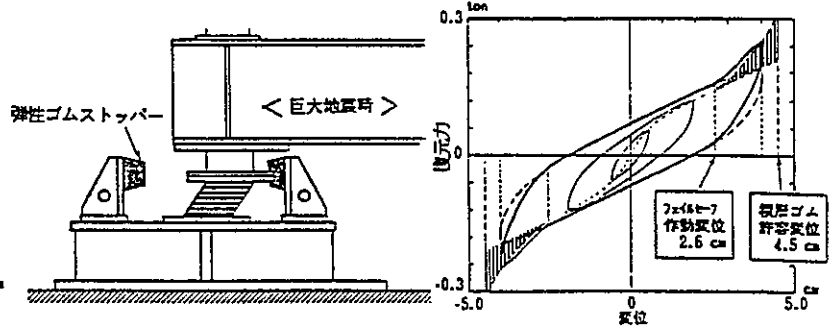


図-2 フェイルセーフ機構の特性

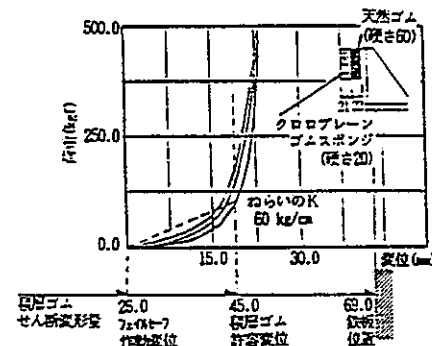


図-3 フェイルセーフ機構性能試験結果

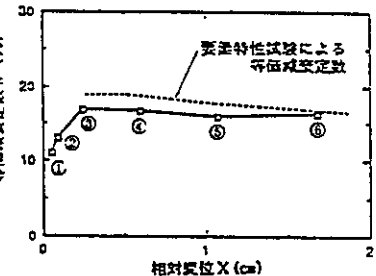
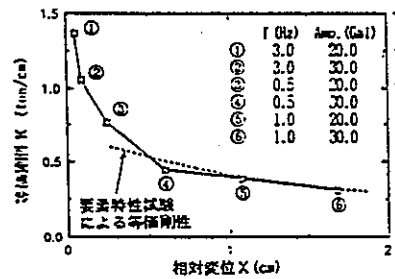


図-4 正弦波加振による等価剛性・等価減衰定数

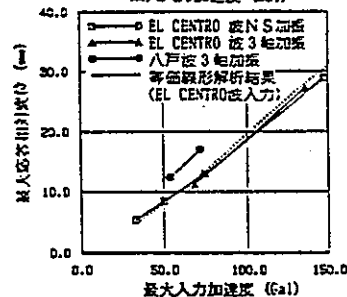
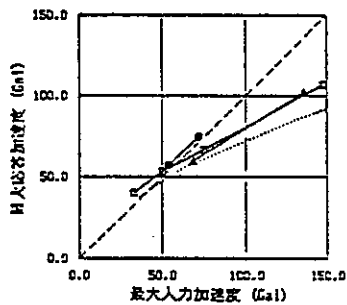


図-5 地震波加振による入力レベルと応答の関係

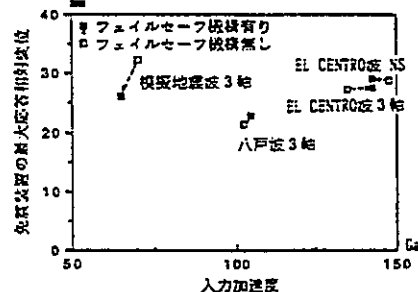
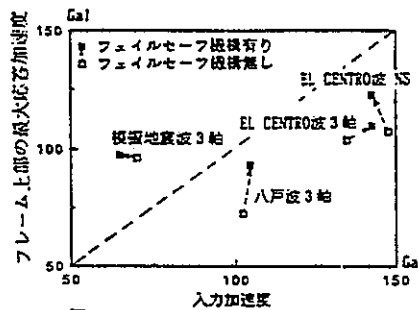


図-6 最大応答値

表-1 最大応答値の比較 (EL CENTRO NS)

項目	最大応答値			
	70 Gal入力		140 Gal入力	
	実験値	解析値	実験値	解析値
(応答加速度 Gal)				
フレーム上部	80.8	96.9	122.8	115.4
フレーム下部	66.5	84.7	118.0	105.4
(応答変位 cm)				
フレーム下部	1.30	1.16	2.90	2.46

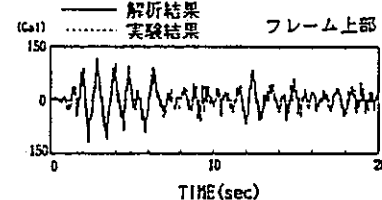


図-7 加速度波形の比較 (EL CENTRO NS 140Gal)

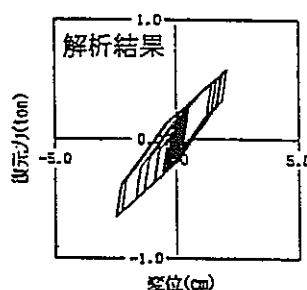
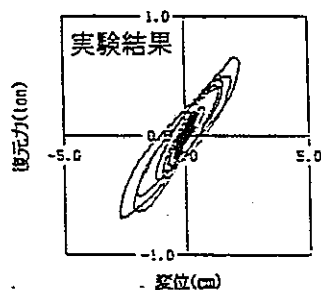


図-8 履歴曲線の比較 (EL CENTRO NS 140Gal)

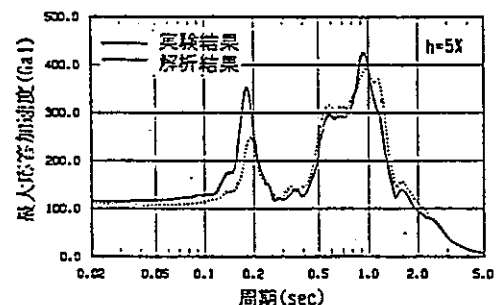


図-9 応答スペクトルの比較 (EL CENTRO NS 140Gal)

核燃料施設への免震構法適用研究 正会員○増道 茂雄<sup>1)</sup>

(その6. 免震構造モデルの地震観測)

同 大平 満<sup>1)</sup>同 久野 雅洋<sup>2)</sup>同 小畑 益彦<sup>4)</sup> 同 角田 智彦<sup>3)</sup>

**1.はじめに** 振動台試験によって基本的な動特性を把握した3体の免震構造モデルに対して、自然地震による動特性の確認、また、遠方の比較的大きな地震による表面波動などの、やや長周期地震動の観測を目的として、動燃事業団東海事業所構内の比較的軟弱な地盤で地震観測を実施中である。昭和63年10月から平成元年3月までの観測結果を報告する。

**2.地盤の概要** 敷地地盤の地質柱状図、及びPS検層結果による諸定数を図-1に示す。表層は、砂、礫及びシルトの軟弱層により構成され、GL-38m以内に第3紀砂質泥岩(基盤層)がある。

敷地地盤の常時微動観測結果を図-2に示す。約2Hzの卓越振動数は、表層深さ38m、 $V_s=300$  m/sとした場合のせん断波理論による1次振動数に対応する。

**3.地震観測システム** 地震観測システムの概要を図-3に示す。加速度計は、基盤層、地表面、基礎マッパ上及び免震構造モデルに設置し、相対変位計は、基礎マッパと免震構造モデルとの間に設置している。トリガーは基盤の加速度計に設定し、1Gal以上の3成分(X、Y、Z)の回路としている。

**4.観測結果** 平成元年3月6日までに観測された地震は、合計15波である。観測地震の規模、震央位置及び震源深さを図-4に示す。地震の発生ゾーンは、敷地周辺、茨城県沖及び茨城県南西部に分けられ、歴史地震の発生分布とはほぼ一致していること、日本海溝から日本列島に向かって地震発生深さが深くなっていることが分かる。15波の観測地震中、平成元年2月19日茨城県南西部地震(永戸震度4、 $M=5.6$ )による地震動が最大となっており、基盤での最大加速度は23.1Gal、地表面での最大加速度は50.7Galであった。図-5に地盤と地表面の増幅倍率を示すが、平均すると2.5倍程度の増幅となっている。

また、基礎マッパからモデル上部への加速度の増幅倍率を各タイプについて図-6~8に示す。

すべりタイプの増幅倍率は、0.28~2.44倍(平均

1.05倍)となっている。また、基礎マッパの最大加速度約45Galに対してすべりを生じており、比較的小きな加速度入力に対してすべり始めるという設計目標を満足している。なお、すべりタイプの特徴とも考えられるが、増幅倍率に特に明確な傾向は認められない。

鋼棒タイプの増幅倍率は、0.39~3.78倍(平均1.35倍)となっており、設計目標を満足する大きな揺れ方となっている。増幅倍率は、入力加速度が大きくなるにつれて小さくなる傾向が見られる。これは、入力レベルの増大に伴い、鋼棒が降伏を開始し、その履歴による減衰効果が現れてきた結果と考えられる。

高減衰タイプの増幅倍率は、0.29~3.39倍(平均1.23倍)となっており、これも設計目標を満足している。増幅倍率は、入力加速度が大きくなるにつれて小さくなる傾向が見られる。これは、高減衰ゴムの初期剛性は高いが、変形の増大に伴い剛性が低下していく性質により履歴ループが描かれ、減衰効果が現れてきた結果と考えられる。

また、平成元年2月19日の地震の基礎マッパ上の加速度応答スペクトル(減衰定数1%)を図-9に示す。基礎固定時の上部構造モデルの加速度応答は160Gal程度となり、各タイプとも免震装置がある場合の1.6倍から3倍程度の応答になると想定される。したがって、今回の研究のように免震構造物として悪い設計をして、上部構造が大きく揺れるようにしても、免震構造とした効果が現れていることが認められる。

**5.まとめ** 現在までの約半年間の地震観測では、さほど大きな地震波は観測されていないが、各免震構造モデルとも当初設定した性能を満足する傾向にあることを確認した。また、免震周期を地盤周期に接近させるような不利な設計をしても、非免震構造とした場合の30~60%程度の応答にとどまることが分かった。今後は、地震観測を継続するとともに、地盤及び免震構造モデルの振動解析等を実施していく予定である。

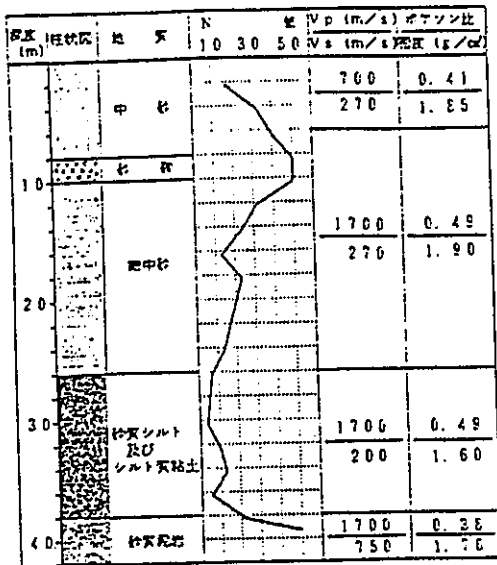


図-1 地質柱状図

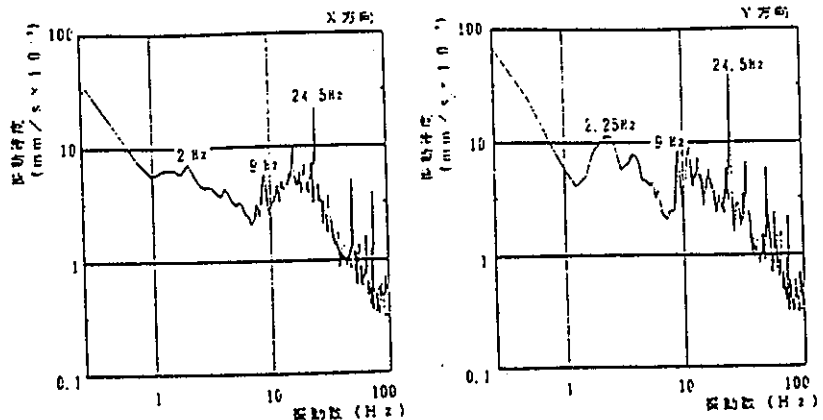


図-2 敷地地盤の常時微動解析結果

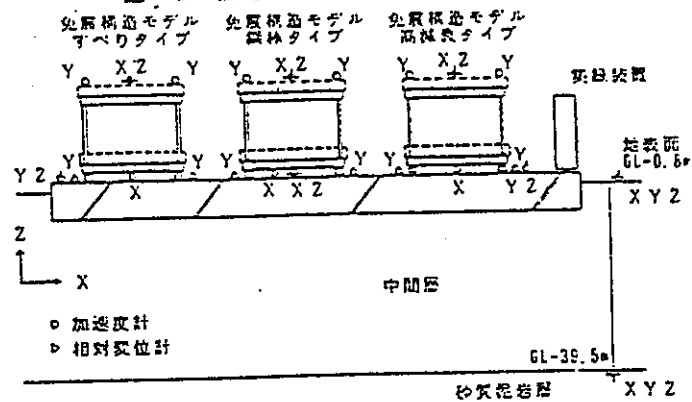


図-3 地震観測概念図

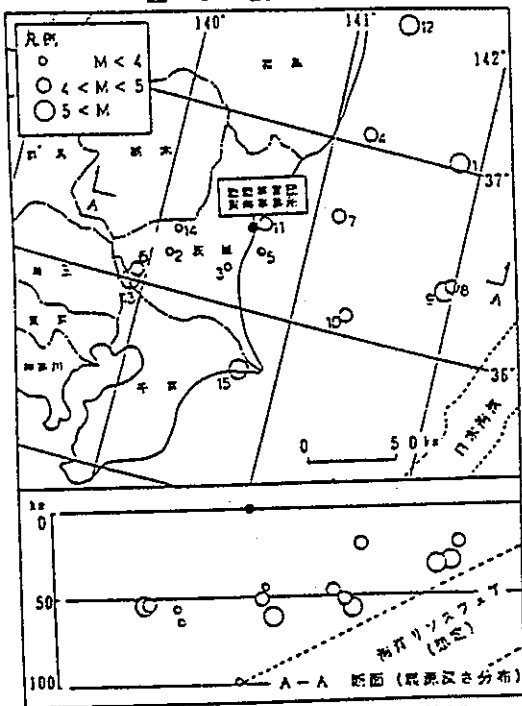


図-4 観測地震の規模、震央位置及び震源深さ

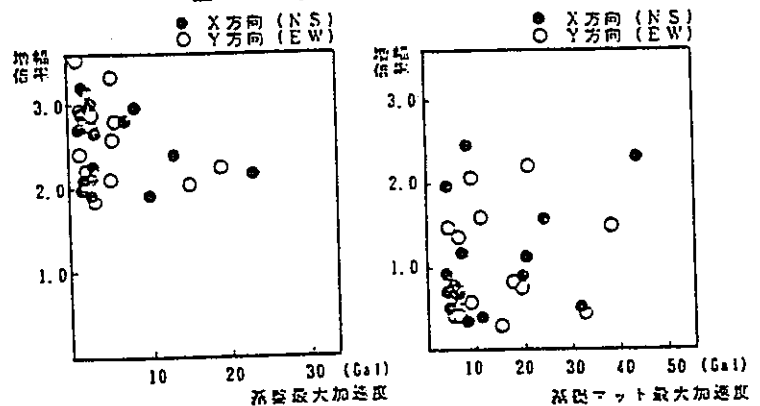


図-5 基礎-地表面の増幅倍率 図-6 基礎マットモデルの増幅倍率 (すべりタイプ)

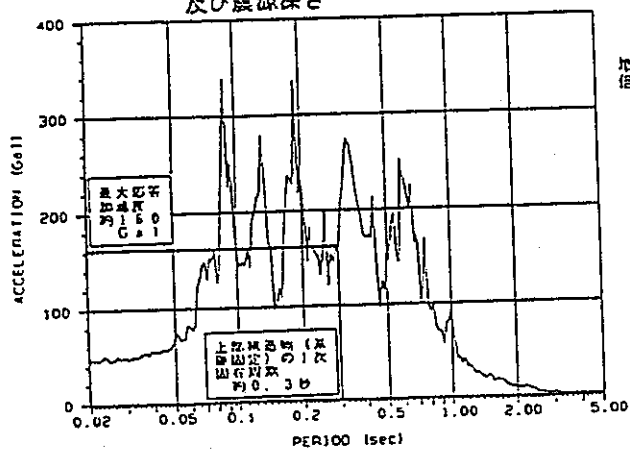


図-9 基礎マット上の応答スペクトル (平成元年2月19日茨城県南西部地震NS)

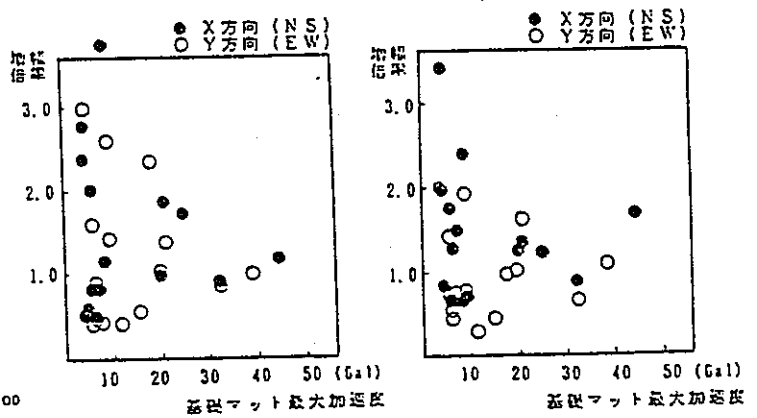


図-7 基礎マットモデルの増幅倍率 (鋼棒タイプ) 図-8 基礎マットモデルの増幅倍率 (高減衰タイプ)

1)動力炉・核燃料開発事業団 工務建設室 2)大成建設 技研 3)大林組 技研 4)清水建設 原子力本部

核燃料施設への免震構法適用研究 正会員〇松垣 茂雄<sup>1)</sup>(その7. フェイルセーフ機構実機適用性研究の概要と地震観測) 同 大平 満<sup>1)</sup>同 久野 雅洋<sup>2)</sup>同 小畑 益彦<sup>3)</sup> 同 角田 智彦<sup>3)</sup>

**1.はじめに** 本研究では、核燃料施設へ免震構法を適用するための基盤技術の整備を目的として、免震装置の信頼性をバックアップするための「フェイルセーフ機構の開発」と入力地震動研究の一環として「免震構造縮小モデルの地震観測」を実施しており、1989年に初年度の研究報告(その1~その6)を行っている。

すべりタイプ(弾性すべり支承+水平ばね)の免震システムについては、昨年度試作したゴムストッパーの改良を行なうとともに、すべること自体をフェイルセーフとして扱うシステムに主眼をおいて、振動台試験を実施した。装置は、支承1ヶあたりの支持重量約80tを想定し、相似則で対応させた縮小装置(2t)を用いた。

鋼棒タイプ(積層ゴム+鋼棒ダンパー)の免震システムについては、昨年度ソフトランディングタイプのフェイルセーフ機構(2t)を試作し、有効に機能することを振動台試験等により確認している。今年度は、準実規模(40t)にスケールアップした装置について動的加力試験を実施した。

高減衰タイプ(高減衰積層ゴム)の免震システムについては、昨年度ハードニングストッパータイプのフェイルセーフ機構(2t)を試作し、有効に機能することを振動台試験等により確認している。今年度は、

500t積層ゴムを想定し、相似則で対応させた縮小装置(20t)について加力試験を実施している。

本年は、継続して実施している地震観測の結果(その7)とフェイルセーフ機構の改良及び実機適用性研究(その8~その10)について報告する。

**2.地震観測の概要** 地震観測は、昨年度の振動台試験に用いたこれら3体の免震構造縮小モデル(8t/体)を動燃事業団東海事業所構内の比較的軟弱な地盤上に並列に配置し、昭和63年10月より実施している。地盤は、GL-39.5mに基盤層(砂質泥岩層 $V_s=750\text{m/s}$ )があり、その上層は、砂、礫及びシルトの軟弱層により

構成される。加速度計は、基盤層、地表面、基礎マット及び免震構造モデルに設置している。本報では、平成2年2月までの観測結果を報告する。

**3.観測結果** 平成2年2月23日までに観測された地震は、合計45波である。観測地震の規模、震央位置及び震源深さを図-1に示す。観測された地震の発生ゾーンは、茨城県沖、敷地周辺、茨城県南西部及び千葉県北部の4つの地域に大きく分類できる。各地域の代表的な地震の速度応答スペクトルを図-2に示すが、全体的に茨城県沖及び敷地周辺の地震は比較的短周期成分が多く、茨城県南西部及び千葉県北部の地震は比較的やや長周期成分が多い傾向をつかんでいる。また、基盤での加速度が最大となった1989年12月9日茨城県沖地震(水戸震度4、 $M=5.6$ )について、基盤層、地表面、基礎マット上及び各モデル上での加速度オービット(X-Y)を図-3に示す。この地震動は、応答スペクトルの0.8秒付近にピークがあることから、鋼棒タイプ( $T_1=1.0$ 秒)、すべりタイプ( $T=0.8$ 秒)、高減衰タイプ(初期剛性高い)の順に応答が大きくなっていると考えられるが、各々良好な免震効果を得ている。なお、基盤でのオービットはEW方向が大きい。他の3地域についても同様の結果を得ている。

また、基礎マットから免震構造モデル上部への加速度の増幅倍率を図-4に示す。各タイプとも、入力加速度が大きくなるにつれて、減衰効果が現れ、増幅倍率が小さくなる傾向が見られる。

**4.まとめ** 免震構造モデルの地震応答については、各タイプとも入力50Galを超えると増幅倍率がほぼ1以下となっており、良好な免震効果を発揮していることが確認できた。

また、今回までの地震観測結果によると、敷地周辺における地震動の主軸はEW方向と思われるが、地震断層との関連を検討し、茨城県中部地方における入力地震動研究に資していく予定である。

(参考文献) 大平他;核燃料施設への免震構法適用研究(その1)~(その6), AIJ1989



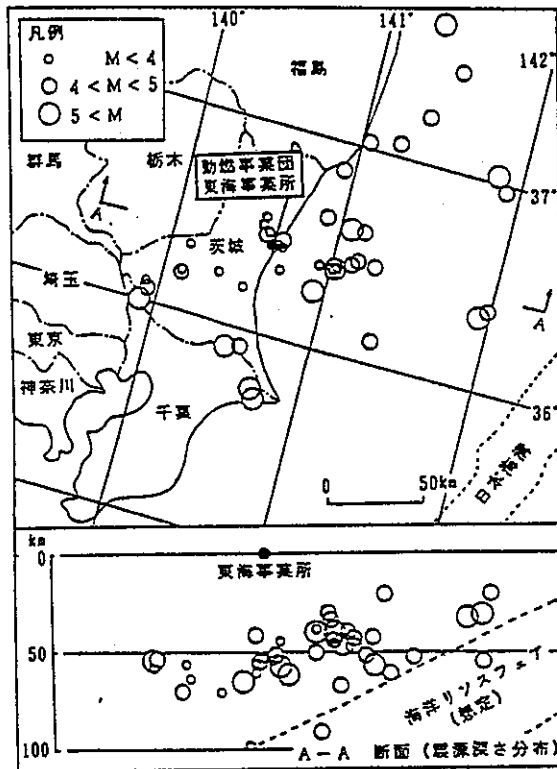


図-1 観測地震の規模、震央位置及び震源深さ

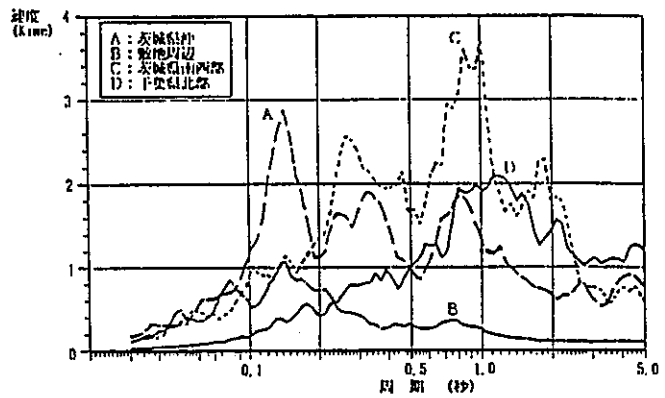
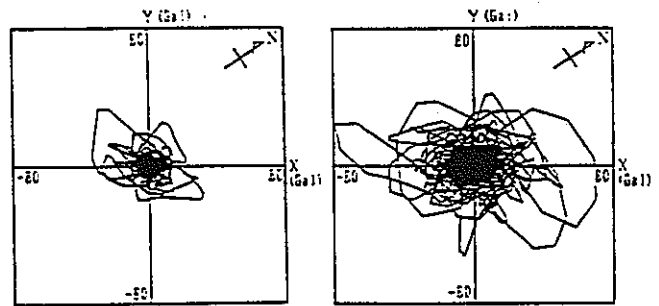
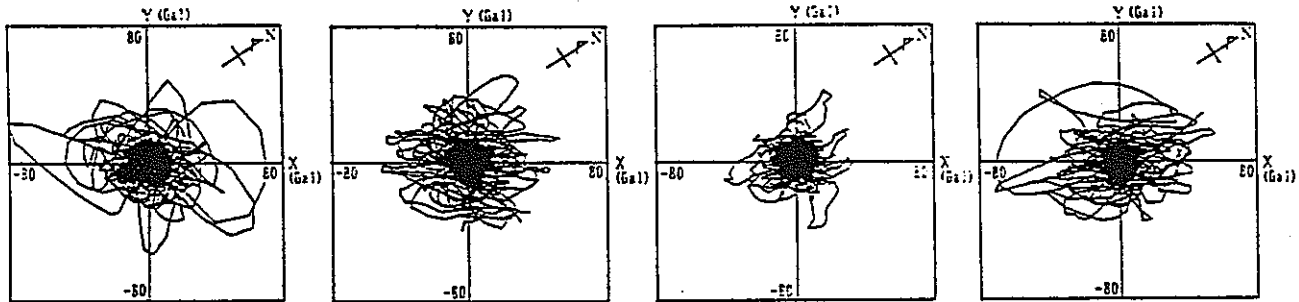


図-2 速度応答スペクトル (GL-39.5m)



(a) 基盤層 (b) 地表面



(c) 基礎マット上 (d) モデル上 (すべりタイプ) (e) モデル上 (鋼棒タイプ) (f) モデル上 (高減衰タイプ)

図-3 加速度オービット (1989年12月9日茨城県沖地震)

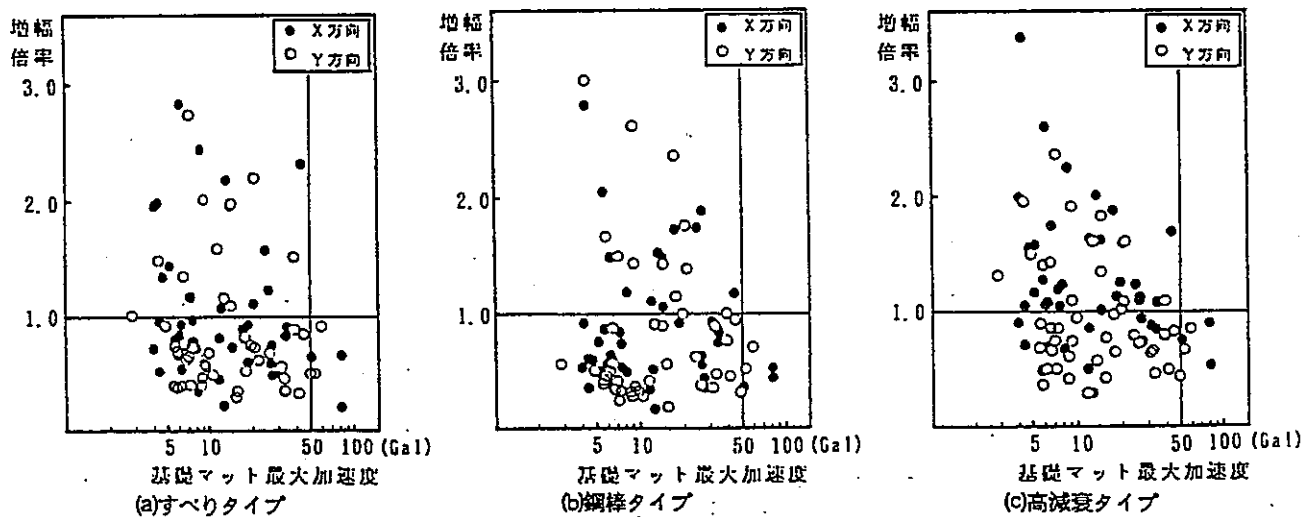


図-4 基礎マッポーモデルの増幅倍率

## 核燃料施設への免震構法適用研究

正会員○久野雅祥<sup>2)</sup>

(その8 すべりタイプフェイルセーフ装置の振動台試験)

同 大平 満<sup>1)</sup>同 檜垣茂雄<sup>1)</sup>同 日比野浩<sup>2)</sup>

1. はじめに (その8) ではすべりタイプの免震装置のフェイルセーフ装置として2通りの方法について振動台試験を行い、その性能を検討した。

2. フェイルセーフの考え方と試験体 すべりタイプの免震装置のフェイルセーフ装置の考え方は以下の2通りである。

1) すべりタイプの免震装置の特徴であるすべりが生じることにより、せん断力の伝達が頭打ちになることをフェイルセーフ機能と考える。すなわち設計入力レベルに対しては免震装置はすべりを生じないか又はすべり変位が小さくなるようにし、設計入力を超えるレベルに対してすべりを生じフェイルセーフの役割を果たすようにするものである。このために、すべりが生じる前の免震建物の目標周期を2~2.5秒とし、すべりが生じる前の減衰性を高めるために、積層ゴムの材料を高減衰ゴムとした高減衰弾性すべり支承を用いる。

2) 応答変位に制限がある場合は、すべり板の周辺にゴムストッパーを設け、応答変位を抑制する。

試験体は図-1に示す免震剛体モデルであり、高減衰弾性すべり支承4個で支持し、水平ばね4個を併用している。剛体の重量は8tで、すべり支承の面圧は約60kg/cm<sup>2</sup>、ゴムのせん断ひずみ100%時の免震剛体モデルの設定相当周期は2.0秒である。また、ゴムストッパーはリング状の高減衰ゴムをすべり板の外周に設置したもので、その断面形状は3種類とした。

3. 試験方法 加振は正弦波一軸加振と地震波一~三軸加振を行った。正弦波加振では振動数0.5, 1.0Hzで入力加速度を30~150Galとした。地震波加振では標準的な既往の地震波、長周期成分の卓越した模擬地震波を用い、時間軸を相似則に基づき1/2.5とし、入力レベルを段階的に最大速度36cm/s(90cm/s相当)まで、大きくした。

## 4. 試験結果

4.1 高減衰弾性すべり支承 正弦波加振における免震装置(高減衰弾性すべり支承と水平ばね)のせん断力-変位の関係を図-2に、その履歴曲線を図-3に、せん断ひずみと等価せん断剛性及び等価粘性減衰定数の関係を図-4に示す。

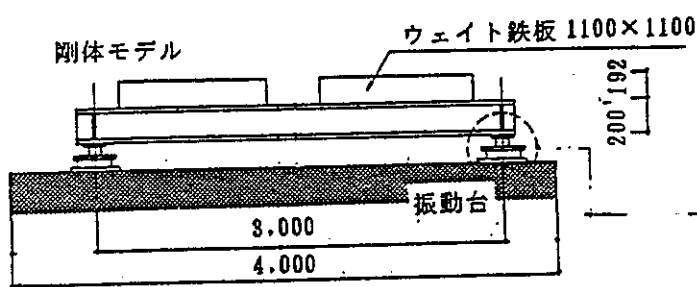
せん断力-変位関係は変位の小さい範囲から非線形性を示し、変位の増加につれてせん断剛性は徐々に低下する。これは高減衰ゴムの材料の特性である。動摩擦係数は0.15程度であり、せん断ひずみが200%を超えるとすべりが生じせん断力が頭打ちとなり、安定した大きな履歴ループを持つ。等価粘性減衰定数は、すべりが生じる前はほぼ一定で約11~13%で、すべりが生じると大きくなり、すべり始めたせん断ひずみ220%相当で15.1%、370%相当で24.9%に増加した。

地震波加振では10cm/s入力(25cm/s相当)ではすべりを生ぜず、20cm/s入力(50cm/s相当)では地震波によっては少しすべりを生じる程度であり、設計入力レベルではすべり変位は小さい。36cm/s入力ではすべりを生じ、ゴムの相当せん断ひずみ(応答変位/ゴム総厚)600%の応答変位に対しても安定した応答性状を示した。

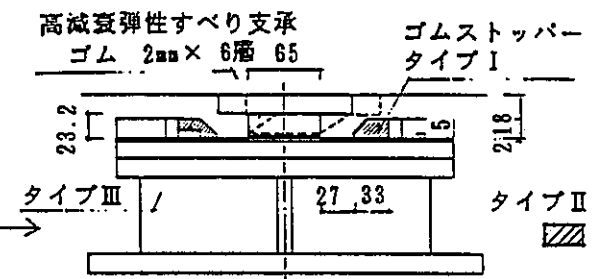
4.2 ゴムストッパー ゴムストッパーを用いた時の剛体の応答加速度と応答変位を、ゴムストッパーを用いない時の結果と併せて図-5に示す。剛体の加速度は450~900Galの入力に対してゴムストッパーに触れ増加するが、450Gal以下で過大な値とはならなかった。剛体の応答変位はゴムに触れる変位を4cmとしたが、接触後のゴムの変形により最大5.8cmとなった。ゴムストッパーを設置することにより0.5~0.9cm(相当変位で約3~5.5cm)変位が小さくなった。また、ストッパーの断面形状の差は小さかった。

5. まとめ 高減衰弾性すべり支承はフェイルセーフ機能を持った免震装置として有効であること、さらに、ゴムストッパーを併用することにより応答変位を抑制することが可能であることを確認した。

参考文献 日比野, 大平, 檜垣, 久野: 核燃料施設への免震構法適用研究(その2)日本建築学会大会1989

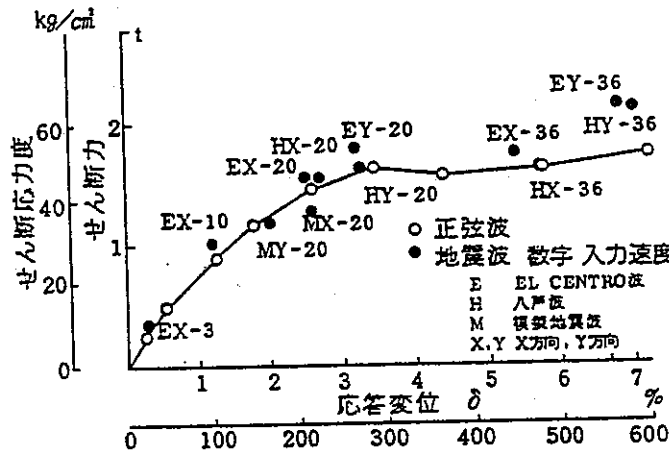


(a) 剛体モデル



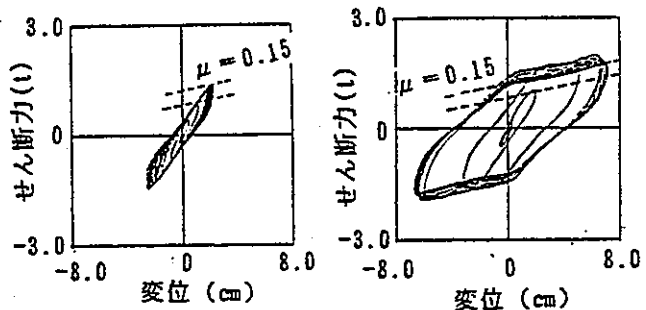
(b) 高減衰弾性すべり支承とゴムストッパー

図-1 試験体



相当せん断ひずみ  $\delta/hr$  hr:ゴムの総厚

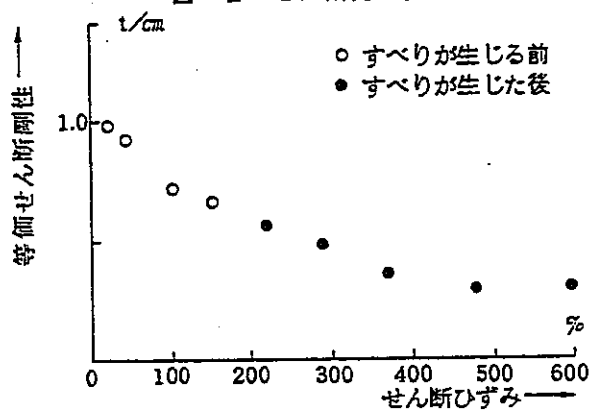
図-2 せん断力-変位の関係



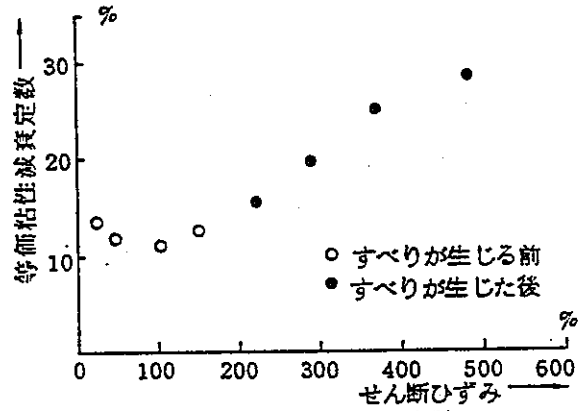
(a)  $\gamma = 220\%$ 相当

(b)  $\gamma = 600\%$ 相当

図-3 せん断力-変位の履歴曲線

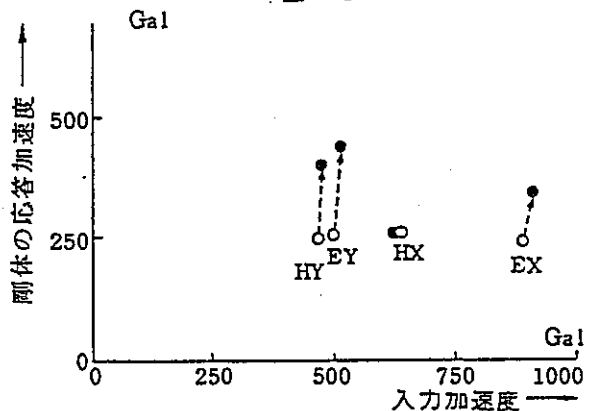


(a) 等価せん断剛性

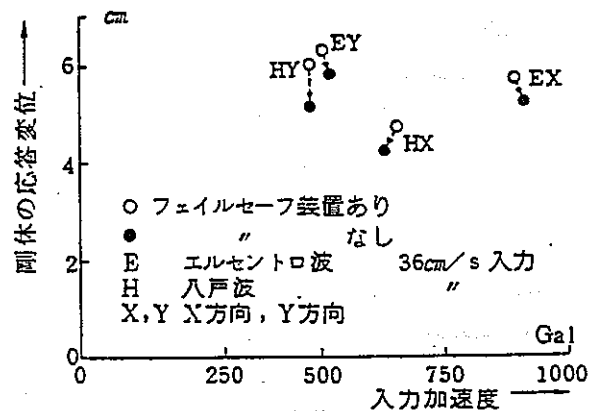


(b) 等価粘性減衰定数

図-4 せん断力ひずみと等価せん断剛性、等価粘性減衰定数の関係



(a) 剛体の応答加速度



(b) 剛体の応答変位

図-5 フェイルセーフ装置による最大応答値の変化 タイプ I

## 核燃料施設への免震構法適用研究

正会員○中村 嶽<sup>2)</sup>

(その9. ソフトランディングタイプフェイルセーフ装置の動的試験)

同 大平 満<sup>1)</sup>同 檜垣茂雄<sup>1)</sup>同 寺村 彰<sup>2)</sup>

1. はじめに (その9)では、前報(その3および4)の縮小モデルの試験結果を基に、免震装置の大変形時における安全装置としてのソフトランディングタイプのフェイルセーフ装置の特性を、準実大モデルの動的試験により調べた結果を報告する。

2. フェイルセーフ装置の概要 図-1に標準(天然ゴム系)積層ゴムを示す。設計荷重は40tonで水平方向振動数は約0.5Hz、鉛直方向振動数は約15Hzで、許容変形量は15cmである。図-2に水平変形に伴う積層ゴムの沈み込みを利用したソフトランディング(着地装置)を示す。この装置は、免震装置の水平変形が大きくなるにつれて、建物は着地装置に接地して滑り始め、建物重量が次第に着地装置に乗り移るに従って、摩擦抵抗力(減衰)が漸次増加することにより、大変形時における安全装置として機能する。着地面には超高分子量ポリエチレンを用いて適切な減衰力とソフトランディング効果を得ている。ソフトランディングの内部には、支持荷重を計測するロードセルを取り付けている。図-3に鉛直および水平一方向の二次元動的加力試験装置を示す。

3. 試験方法 積層ゴムおよびソフトランディングの免震要素単体の場合と、それらを組み合わせた場合の動的水平加力試験を行なった。実験の主なパラメータは軸力と入力波(正弦波およびランダム波)、ソフトランディングの滑り面のクリアランス等である。正弦波入力では、周期と振幅をパラメータとし、許容水平変形±150mm以下の両振り特性試験と水平過大変形0~350mmの正弦波片振り限界試験を行なった。

4. 試験結果 ここでは振動数0.5Hzの正弦波入力の特性試験および限界試験の結果を以下にまとめる。

4.1 積層ゴム単体 図-4aの積層ゴム単体の復元力特性は、許容水平変形±150mm程度までは、ほぼ線形である。過大変形では、図-5aの積層ゴムの沈み込みが二次曲線的に増大し、座屈の恐れがある。図-7aの

積層ゴム単体の減衰定数は、約2%である。

4.2 ソフトランディング単体 図-4bに軸力40tonで、振動数0.5Hzで振幅10cmの正弦波入力の特性試験で得たソフトランディング単体の復元力特性を示す。正弦波入力の繰り返し数が多くなるに従って、水平荷重はやや漸増するが、安定した復元力特性を示している。図-7bに示すソフトランディングの摩擦係数 $\mu$ は約0.21である。また、正弦波の繰り返し入力による滑り面の摩耗などの耐久性上の問題は見られなかった。

4.3 積層ゴムとソフトランディングの組み合わせ 積層ゴムとソフトランディングの組み合わせの特性試験および限界試験の復元力特性、沈み込み、ソフトランディングの支持荷重および減衰定数を、図-4c, 4d 図-5c, 5d, 図-6c, 6dおよび図-7c, 7dに示す。図-4dにおいて、ソフトランディングの支持機能により、積層ゴムの直径に相当する水平変位350mm(積層ゴムのせん断ひずみ274%)まで安定した復元力特性を示し、積層ゴムのハードニングおよび座屈の危険は見られない。図-6dのソフトランディングの支持荷重より、水平変位の増大とともに積層ゴムに働く荷重がフェイルセーフにスムーズに乗り移ることが分かる。また、図-7dの減衰定数は、水平変位の増大とともに値が大きくなり、最大約8%に達している。

以上より、ソフトランディングが過大入力に対する安全装置として機能することが確認された。

5. まとめ 積層ゴムとソフトランディングよりなる準実大免震装置の動的試験により、ソフトランディング機構は、上部構造物に過大な加速度を与えることなく、上部構造物の荷重を支持する機能により積層ゴムの変形に伴う座屈を防ぐと共に、摩擦減衰を付与する機能により積層ゴムの過大変形を制御し、大変形後も積層ゴムの復元力により原点復帰することが確認された。これにより本システムの実機施設への安全装置としての適用性が確かめられた。

Application Study of Base Isolation System to Nuclear Fuel Facility

2726

(Part 9 Dynamic tests of Fail-safe Devices of Soft-landing type

Fail-safe Device)

NAKAMURA Takashi et.al

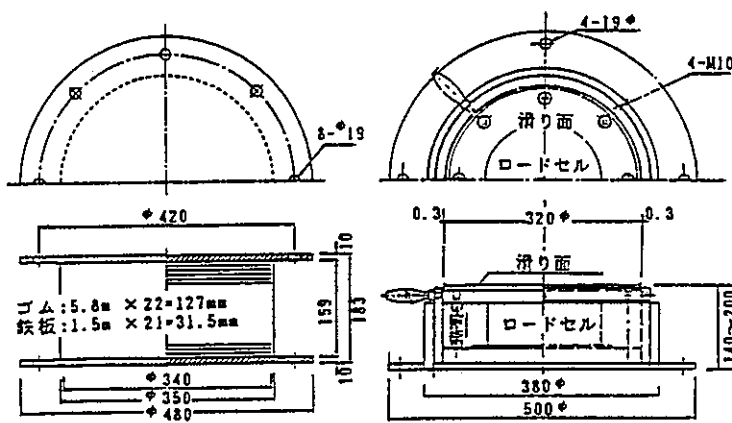


図-1 標準 (天然ゴム系) 積層ゴム

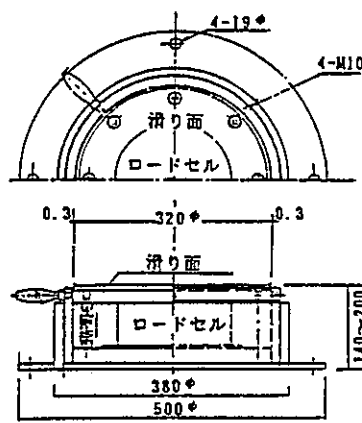


図-2 ソフトランディング

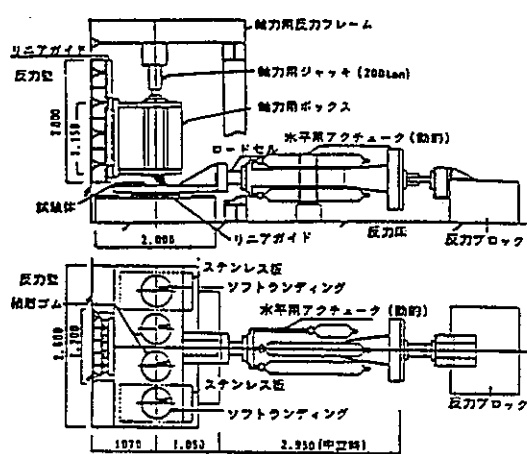


図-3 動的加力試験装置

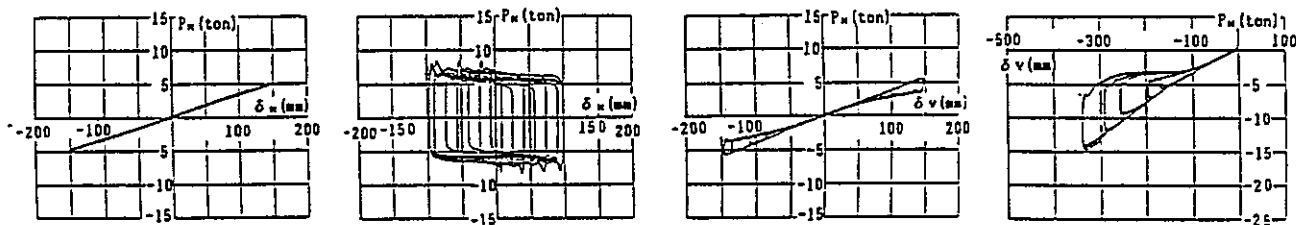


図-4 復元力特性

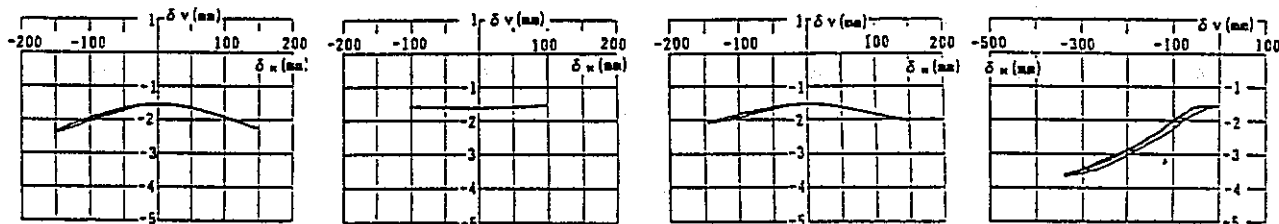


図-5 沈み込み

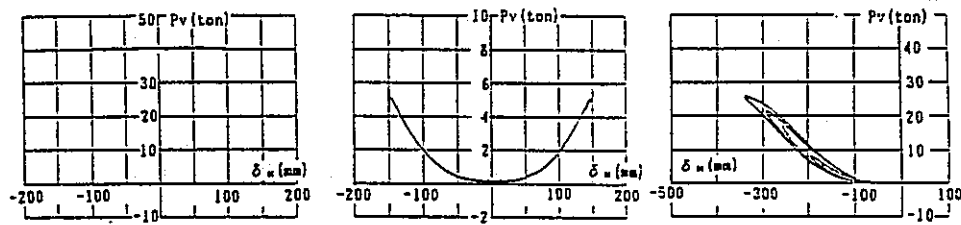


図-6 ソフトランディングの支持荷重

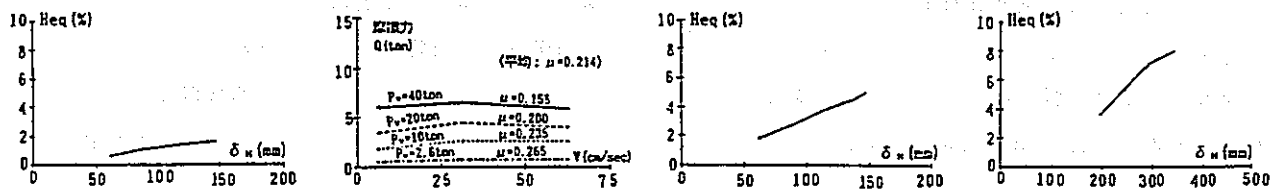


図-7 減衰定数

参考文献 中村ほか：核燃料施設への免震構法適用研究 (その3 鋼棒タイプ免震装置及びフェイルセーフ装置の要素試験)、同 (その4 鋼棒タイプの振動台試験及び解析) 日本建築学会大会梗概集1989年10月

## 核燃料施設への免震構法適用研究

正会員○新田康男<sup>2)</sup>

(その10. ハードニングストッパータイプフェイルセーフ装置の特性試験)

同 大平 満<sup>1)</sup>同 檜垣茂雄<sup>1)</sup>同 小畑益彦<sup>2)</sup>

1. はじめに (その10)では、高減衰積層ゴムと組合せて用いる、ハードニングストッパータイプのフェイルセーフ装置の実機適用性を検討するために実施した、特性試験の結果について報告する。

2. 試験体の概要 試験体は、実建屋に用いられている500ton用高減衰積層ゴムの1/5縮尺の縮小高減衰積層ゴム(20ton用)と、これに組合せるハードニングストッパータイプのフェイルセーフ装置を試作した。図-1に500ton用高減衰積層ゴムの、図-2に縮小高減衰積層ゴムを示す。接合方法はフランジ固定タイプとダウエルピンタイプの2種類を採用した。試験体の相似比を表-1に示す。

フェイルセーフ装置は、既報(その5)で示したように、積層ゴムのまわりにリング状にセットし、積層ゴム部分の相対変位が設定した変形量に達すると、ストッパー部に接するような構造とした。フェイルセーフ装置の設置概要を図-3に示す。ストッパー部は数種類の弾性ゴムを用いて試験したが、ここでは、図-4に示す3種類の代表例について結果を示す。

フェイルセーフは高減衰積層ゴムのせん断ひずみが200%(8cm)となる時作動しはじめ、350%(14cm)以上は変形させないように設定した。

3. 試験方法 加力装置の概要を図-5に示す。加力方法は、鉛直アクチュエータによって積層ゴムに所定の面圧を与えながら、水平アクチュエータの変位制御によって漸増交番繰返し载荷を行った。

## 4. 試験結果

## 4.1 フェイルセーフ単独の特性試験結果

フェイルセーフ装置の復元力特性を図-6に示す。水平変位が8cmでフェイルセーフ装置が作動し始める。装置の初期剛性は小さいが水平変位11cmより滑らかに剛性が増大するハードニングタイプの特性を示す。

## 4.2 高減衰積層ゴム単独の特性試験結果

高減衰積層ゴムの大変形時までの履歴曲線を図-7、

図-8に示す。この積層ゴムは両タイプとも、それまでに水平変位12cmの繰返し履歴を経験している。終局時の積層ゴムの状況を写真-1、写真-2に示す。フランジ固定タイプの積層ゴムは、水平変位18.4cm( $\gamma=460\%$ )にてゴム部に亀裂が生じ終局に至った。ダウエルピンタイプは水平変位18.1cm( $\gamma=450\%$ )の繰返し载荷終了後もゴムの破断は生じなかったが、ダウエル接合面が完全に浮上がり積層ゴム側面が上下載荷面に接触する転倒状態を示した。また、両タイプとも水平変位10cm( $\gamma=250\%$ )より、ハードニングの特性を示しているが、フランジ固定タイプに比べ、ダウエルピンタイプは、その勾配が緩くなっているのがわかる。ゴム破断の生じないダウエルピンタイプとハードニング特性を持つフェイルセーフ装置の組合せは、両特性が生かせるシステムとして、今後検討していく予定である。

## 4.3 組合せの特性試験結果

高減衰積層ゴムとフェイルセーフ装置を組合せた場合の履歴曲線の例を図-9に示す。また、履歴曲線より求めた装置の等価剛性、等価減衰定数を、フェイルセーフが有る場合と無い場合で重ね合わせて図-10、図-11に示す。フェイルセーフ装置を付加することにより、水平変位10cm( $\gamma=250\%$ )において、等価剛性が増大し、等価減衰定数がやや減少する。

5. まとめ 特性試験を通じ、弾性ゴムストッパーを用いたフェイルセーフ装置は滑らかなハードニング特性を有すること、高減衰積層ゴムの大変形時の特性は接合方法によって差異があることが確認された。また、高減衰積層ゴムとフェイルセーフ装置を組合せた場合の復元力特性を把握することができた。

今後は、(その8)~(その10)の結果をもとに、より詳細な地震応答解析を実施することによって、フェイルセーフ装置の実機適用性の検討を行う予定である。

(参考文献) 新田, 大平, 檜垣, 小畑: 核燃料施設への免震構法適用研究(その5. 高減衰タイプのフェイルセーフ装置, 振動台試験及び解析) 日本建築学会大会概集1989年10月

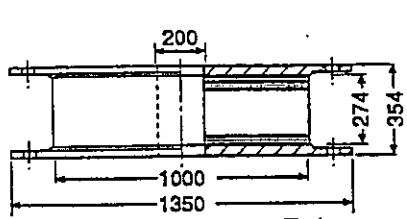


図-1 500ton用高減衰積層ゴム

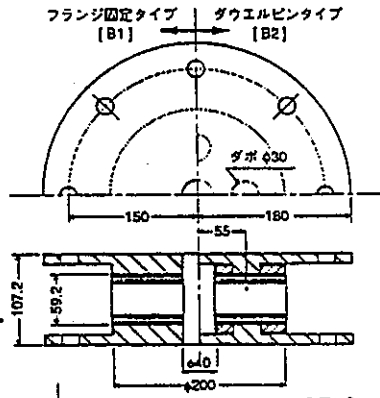


図-2 縮小高減衰積層ゴム (20ton用)

表-1 試験体の相似比関係

項目	単位	実大積層ゴム	縮小試験体	相似比
定格荷重	t	500	20	1/5'
外径-内径	cm	100-20	20-4	1/5
ゴム層厚	層×cm	25×0.80	25×0.16	1/5
鉄板厚	層×cm	24×0.31	24×0.08	1/5
面圧	kg/cm <sup>2</sup>	66.3	66.3	1
水平剛性	t/cm	3.27	0.65	1/5
水平振動数	Hz	0.40 ( $\gamma=100\%$ )	0.895 ( $\gamma=100\%$ )	$\sqrt{5}$
鉛直剛性	t/cm	3960	792	1/5
鉛直振動数	Hz	14.0	31.3	$\sqrt{5}$

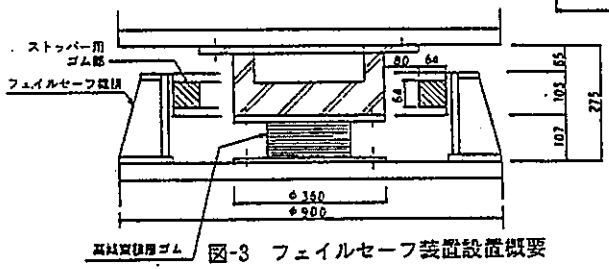


図-3 フェイルセーフ装置設置概要

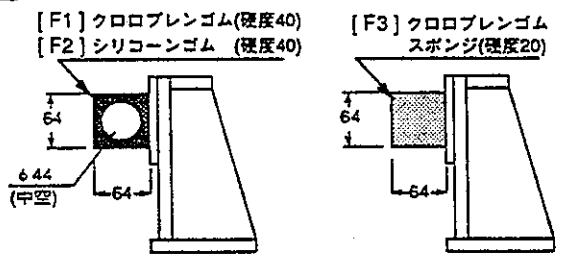


図-4 フェイルセーフ装置ゴムストッパー部

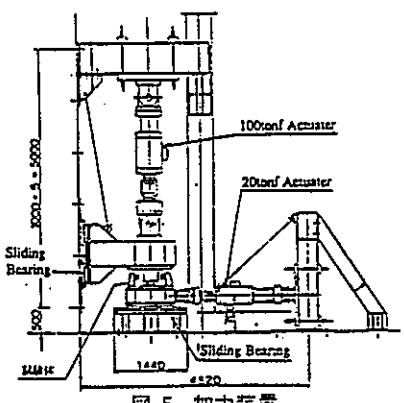


図-5 加力装置

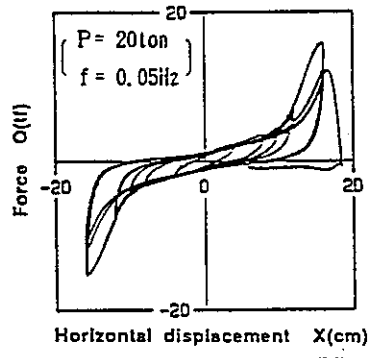


図-7 フランジ固定タイプの履歴曲線

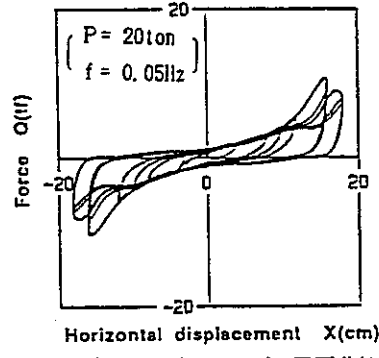


図-8 ダウエルピンタイプの履歴曲線

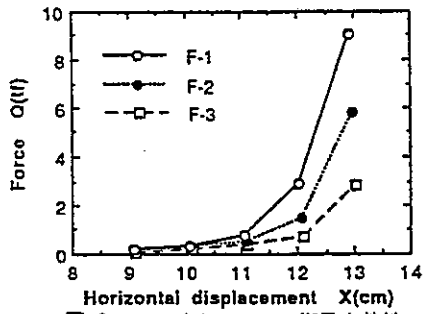


図-6 フェイルセーフの復元力特性

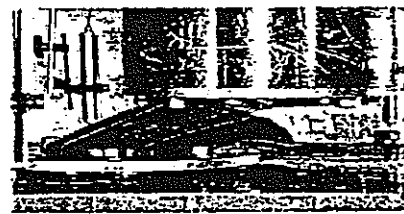


写真-1 フランジ固定タイプの終局状態

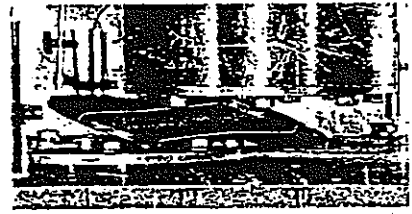


写真-2 ダウエルピンタイプの終局状態

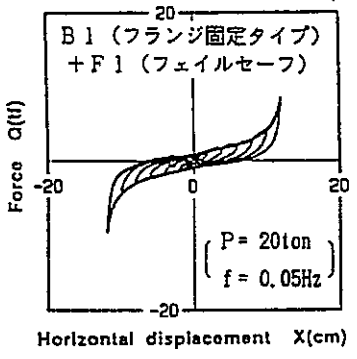


図-9 組合せの履歴曲線

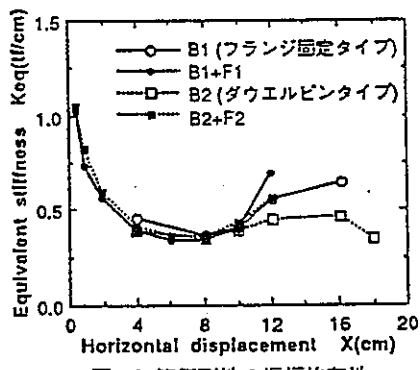


図-10 等価剛性の振幅依存性

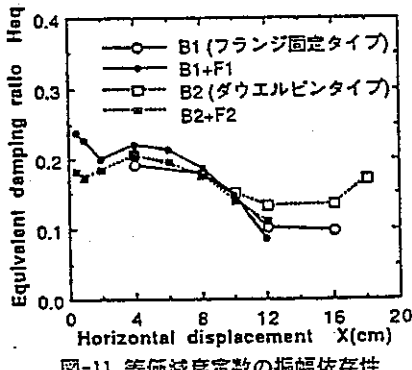


図-11 等価減衰定数の振幅依存性

## 核燃料施設への免震構法適用研究

(その11. 1990年5月3日鹿島灘地震の観測記録)

正会員○檜垣 茂雄<sup>1)</sup>同 大平 満<sup>1)</sup>同 久野 雅祥<sup>2)</sup>同 小畑 益彦<sup>1)</sup> 同 角田 智彦<sup>2)</sup>

**1.はじめに** 本研究では、入力地震動研究の一環として1988年10月より「免震構造縮小モデルの地震観測を行っている。本報では、1990年5月3日に観測された鹿島灘地震について観測結果を報告するとともに、地震観測を通して得られた知見より、設計用入力地震動について考察する。

**2.地震観測の概要** 地震観測は、茨城県東海村の動燃事業団構内の比較的軟弱な地盤上に異なる3つのシステムを持つ免震構造縮小モデル(すべりタイプ、鋼棒タイプ、高減衰タイプ)を並列に配置し、基盤、地表面、基礎マット及び免震構造モデル上の加速度、相対変位を観測している。

**3.観測結果**

**3.1発生地震の概要** 図-1に本報で報告する1990年5月3日地震(以下「本地震」という)を含めたこれまでの観測地震及び歴史地震の規模、震央位置及び深さを示す。本地震は、観測サイトで観測される地震のうち、敷地周辺のゾーンに分類されるもので、このゾーンの地震に特徴的な短周期成分が卓越するスペクトル特性を持つ。X方向では、0.15秒、Y方向では、0.7秒、0.11秒あたりの周期が卓越している。また、本地震の発生深さは、他の観測地震とほぼ同程度の深さとなっている。

**3.2サイト地盤の地震伝播特性** 観測サイトの地盤は、表層が、砂・礫・シルトの軟弱地盤により構成され、常時微動観測では、0.5秒、0.11秒、0.04秒あたりに卓越周期を有している。本観測結果による、地中に対する地表面の加速度フーリエスペクトル比を図-2に示す。地震動の短周期領域における1次、2次のピーク付近の成分が増幅され、かなり大きな加速度応答となっている。

**3.3縮小モデルの応答特性** 基礎マット上及び各モデルの加速度応答スペクトルを図-3に最大応答値・増幅倍率を表-1に示す。各モデルとも、0.44~0.85程度の応答倍率となっており、良好な免震効果を得て

いる。卓越周期は、各モデルとも、1次は免震装置の特性が支配的であり、0.7秒あたりに、2次は上部フレームの特性により0.2秒あたりに各々ピークを示している。また、本地震によるフェイルセーフ装置の作動は見られなかった。

すべりタイプでは、最大13.6mmの相対変位を生じており、Y方向にすべりを生じている。卓越周期は、X方向が0.67秒、0.18秒、Y方向が0.72秒、0.19秒であり、すべりが生じることにより、Y方向の卓越周期はX方向と比較して若干延びている。

鋼棒タイプでは、最大11.1mmの相対変位を生じており、鋼棒が降伏に至っている。

**4.地震観測記録のシュミレーション解析** 各モデルについて地震観測の結果を用いて、シュミレーション解析を行った。解析のモデルは各々前報(その2)、(その4)、(その5)に示したのを用い、入力波は基礎マット上で観測された加速度波形を用いた。観測記録と解析結果の比較を図-4に示す。各モデルについて、解析と観測の応答波形は概ね良い対応を示している。

**5.設計用入力地震動** 東海村の敷地周辺に影響を及ぼした歴史地震は、今までの観測地震の震源位置よりやや近い傾向にあることから、概ね短周期成分が大きいと考えられる。したがって、例えば点震源で考える時、短周期側の目標は大崎スペクトルを参考とし、長周期側はSv一定で標準地震動を作成する。次に、これを基に地表面までの地震応答解析を行い、得られた速度応答スペクトルを包絡する目標スペクトルにより時刻歴波形を作成し、これを設計用入力地震動とすることを考えている。(図-5参照)

**5.まとめ** 設計用入力地震動については、長周期成分が大きな記録波と人工地震波を一つのベースとして、今後も多角的な検討を加えていく必要があると考えている。

(参考文献) 大平他：核燃料施設への免震構法適用研究(その1)~(その10)，日本建築学会大会1989,1990



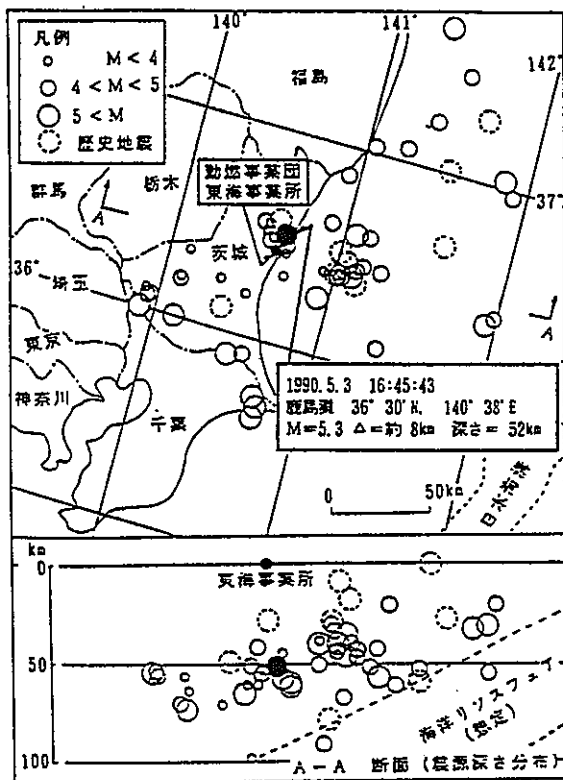


図-1 地震の規模、震央位置及び深さ

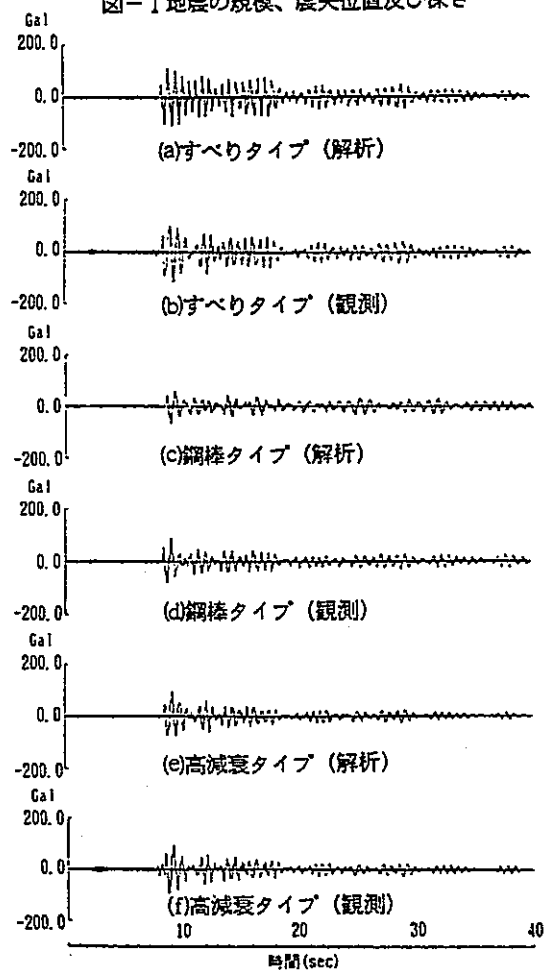


図-4 時刻歴波形

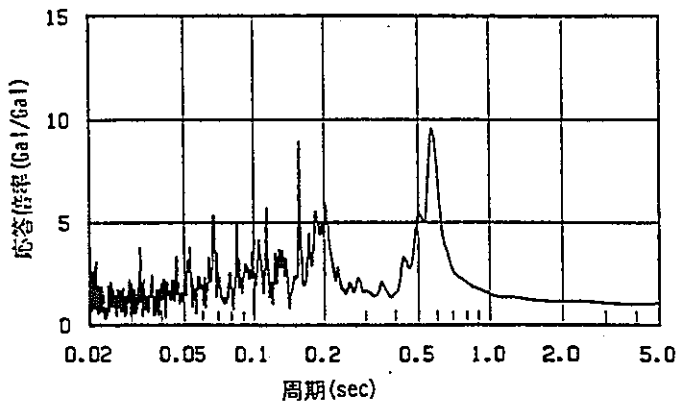


図-2 加速度フーリエスペクトル比 (地表面/地中、Y方向)

表-1 最大応答値・応答倍率

		基礎マツ	すべりタイプ	鋼骨タイプ	高減衰タイプ
X	加速度	155.0 Gal	90.2 Gal	68.9 Gal	93.0 Gal
	倍率	—	0.58	0.44	0.60
	変位	—	6.1 mm	5.3 mm	3.6 mm
Y	加速度	134.0 Gal	114.4 Gal	88.4 Gal	93.8 Gal
	倍率	—	0.85	0.66	0.70
	変位	—	13.6 mm	11.1 mm	10.7 mm

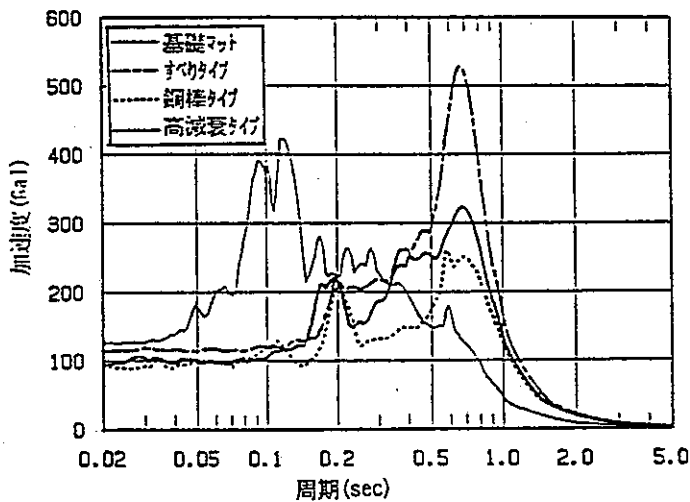


図-3 加速度応答スペクトル (Y方向)

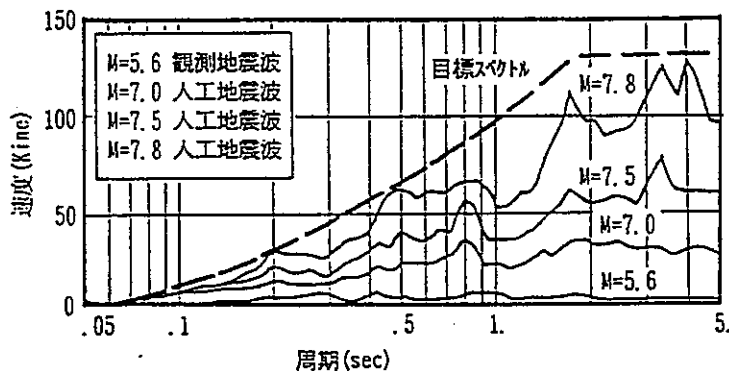


図-5 地表面での速度応答スペクトルと設計用目標スペクトル

## 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)

正会員○ 久野雅祥<sup>2)</sup>  
同 大平 満<sup>1)</sup>  
同 檜垣茂雄<sup>1)</sup>  
同 日比野浩<sup>2)</sup>

1. はじめに 高減衰弾性すべり支承はフェイルセーフ機能を持った免震装置である。この免震装置の性能を確認するために振動台試験を行った<sup>1)</sup>。本報ではシミュレーション解析を行い解析手法を検討した。

2. 振動台試験概要 試験体は図-1に示す免震剛体モデルであり、高減衰弾性すべり支承4個で支持し、水平ばね4個を併用している。剛体の平面寸法は3m×2.25mであり重量は8tである。高減衰弾性すべり支承は直径65mm、ゴム総厚12mmであり、面圧は約60kg/cm<sup>2</sup>、ゴムのせん断ひずみ100%時の免震剛体モデルの設定相当周期は2.0秒である。

加振は動的特性を把握するための正弦波加振と、応答特性を把握するための地震波一～三軸加振である。正弦波加振では振動数、入力加速度を変化させ徐々に応答変位が大きくなるようにした。地震波加振では標準的な既往の地震波等を用い、時間軸を相似則に従い1/2.5とした。入力レベルは段階的に大きくし、最大36cm/s(相当速度90cm/s)まで行った。

### 3. シミュレーション解析

3.1 解析方法 解析モデルは図-2に示す1質点モデルであり、高減衰弾性すべり支承の復元力特性をポリリニア型モデルとした<sup>2)</sup>。このモデルは複数のバイリニア型モデルと1つの履歴面積を持たない非線形ばねを組合せることにより、特定の変位 $\delta_j$ における等価せん断剛性 $K_{e,j}$ と等価粘性減衰定数 $h_{e,j}$ を合わせることができる。

$$K_{e,j} = \left( \sum_{i=1}^j K_i \cdot \delta_i + Q_{NL}(\delta_j) \right) / \delta_j \quad (1)$$

$$h_{e,j} = \frac{1}{2\pi} \frac{W_{e,j}}{K_{e,j} \cdot \delta_j^2} \quad (2)$$

$$W_{e,j} = W_{e,j-1} + 4 K_{j-1} \cdot \delta_{j-1} \cdot (\delta_j - \delta_{j-1}) \quad (3)$$

$K_j$ : 要素jのバイリニア型モデルの剛性

$Q_{NL}$ :  $\delta_j$ における非線形ばねのせん断力

ここで $\delta_j$ における $K_{e,j}$ ,  $h_{e,j}$  ( $W_{e,j}$ )は既知であり、変位 $\delta_1$ を任意に決めると、変位 $\delta_2$ にお

けるエネルギー吸収量 $W_{e,2}$ から(3)式により $K_1$ が決まり、以下順次 $K_j$ がきまる。 $Q_{NL}(j)$ は同様に(1)式より順次決まる。この解析では表-2に示す6個のバイリニア型モデルと1個の非線形ばねを組合せた。

3.2 解析結果 最大応答値の比較を表-2、応答波形及び履歴曲線の比較を図-3～5に示す。

正弦波加振の最大応答値を比較すると、すべりが生じる前の0.5Hz80Gal加振では解析値は実験値より大きい、すべりを生じた後はすべり変位が大きい1.0Hz150Gal加振までにわたって実験値と良い対応をしている。1.0Hz150Gal加振の応答波形を見ると、解析値の加速度波形はすべりが生じたことにより非対称の形状となり実験値とよく対応している。変位波形では大変位の1波目では解析値が大きくなっているがそれ以降の定常ループではよく対応している。これは粘性減衰定数を0としているので定常ループ以外では減衰を小さめに評価しているためと考えられる。また、履歴曲線では、実験値に動摩擦係数のくり返しによる依存性が多少見られる点を除けば全体の形状は両者は良い対応をしている。

入力レベル36cm/sのEL CENTRO波、八戸波の地震波加振の最大応答値は加速度、変位いずれも解析値と実験値はほぼ対応している。また、加速度、変位波形も概ね良い対応をしている。従って、この復元力特性を用いることによりこの免震装置の地震時の挙動を表現することができる。

4. まとめ 高減衰弾性すべり支承の復元力特性をポリリニア型で表現し、振動台試験のシミュレーション解析を行った結果、この解析手法が妥当であることを確認した。

参考文献 1) 久野, 大平, 檜垣, 日比野: 核燃料施設への免震構法適用研究(その8) 日本建築学会大会1990 2) 小林: 免震装置のモデル化に関する一考察 日本建築学会大会 1990

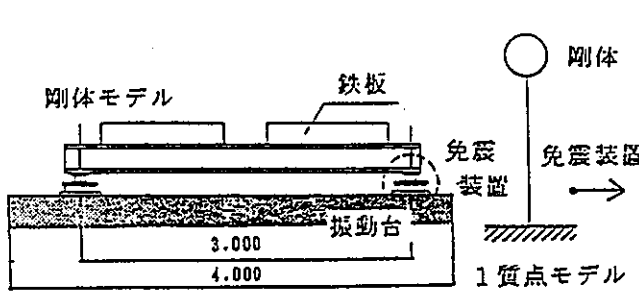


図-1 試験体

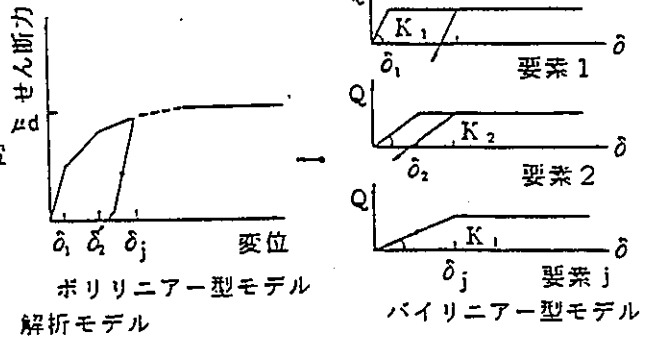


図-2 解析モデル

表-1 バイリニア-型モデルの定数

要素	バイリニア-型モデル		非線形ばねモデル
	変位 $\delta$	剛性 K	
1	0.12 cm	0.81 t/cm	0 t/cm
2	0.26	0.094	-0.086
3	0.54	0.147	0.097
4	1.26	0.159	0.111
5	1.80	0.107	0.146
6	2.64	0.147	0.151
			0.082

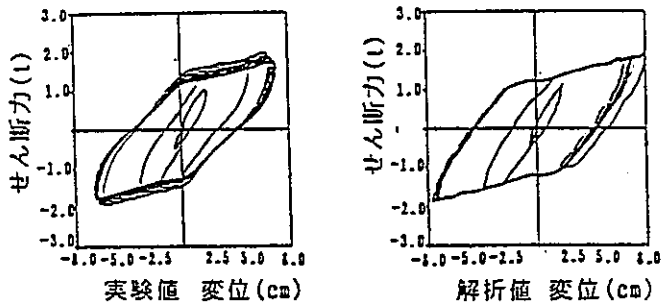


図-3 履歴曲線の比較 正弦波 1.0Hz 150Gal 入力

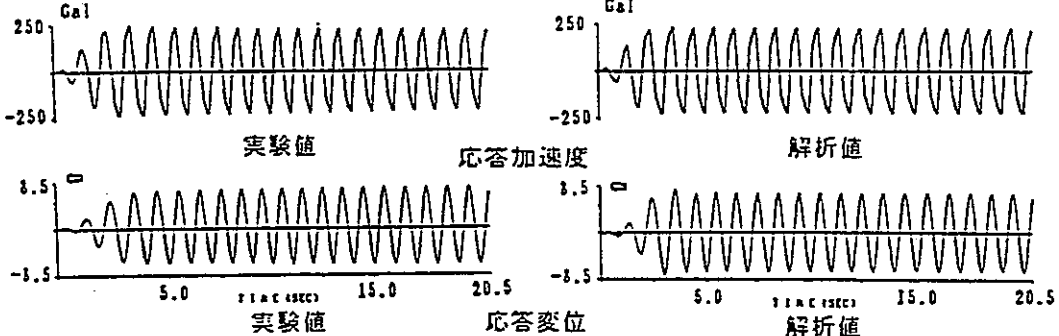


図-4 応答波形の比較 正弦波 1.0Hz 150Gal 入力

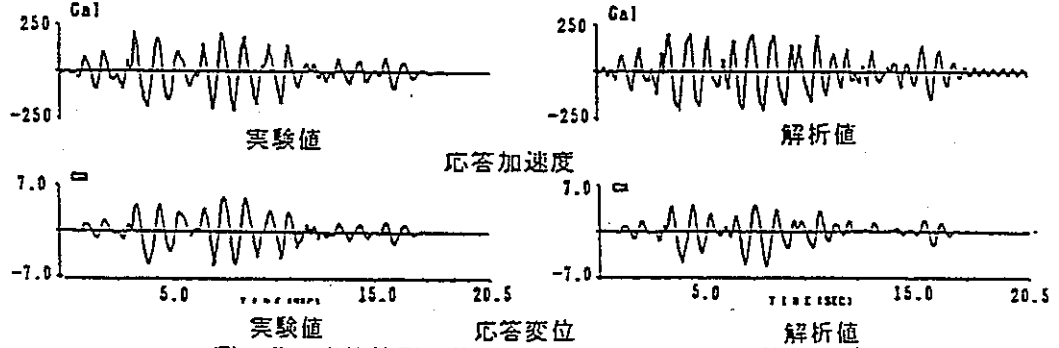


図-5 応答波形の比較 地震波 EL CENTRO 波36cm/s

表-2 最大応答値の比較

加振方法	振動台 加速度	応答加速度		応答変位		
		実験値	解析値	実験値	解析値	
正弦波	0.5 Hz 80 Gal	100 Gal	110 Gal	135 Gal	1.3cm	1.8cm
	1.0 80	98	202	191	3.6	3.6
	1.0 150	182	250	237	7.6	8.1
地震波	EL CENTRO NS 36cm/s	830	220	246	5.6	7.0
	EY 36	513	286	248	7.0	6.7
八戸	EY NS 36	630	218	210	5.4	5.3
	EY 36	477	274	245	7.1	7.4

## 核燃料施設への免震構法適用研究

(その13. ソフトランディング装置を有する免震構造物の解析的検討)

正会員○中村 嶺<sup>2)</sup>同 大平 満<sup>1)</sup>同 檜垣茂雄<sup>1)</sup>同 寺村 彰<sup>2)</sup>

1. はじめに (その13) では、前報(その3および4)の縮小モデルの試験結果と(その9)の準実大モデルの動的試験結果を基にシミュレーション解析を行なった結果と、実機建物への適用検討として200tクラスの免震装置の大変形時における安全装置としてのソフトランディングタイプのフェイルセーフ装置(以後ソフトランディングと呼ぶ)の特性をパラメトリック・スタディーにより検討した結果を報告する。

2. 解析モデル 図-1に縮小モデルの試験により得た天然ゴム系積層ゴム、鋼棒ダンパーおよびソフトランディングよりなる免震装置の水平方向復元力特性の解析モデルを示す。積層ゴムは線形ばね、鋼棒ダンパーはバイリニア、ソフトランディングは上部荷重が乗り始める変位( $\delta_f$ )から一定勾配の摩擦( $K_f$ )が働くモデルとした。なお、ここではソフトランディング特性の把握と安全側の評価のため、図-2に示す鋼棒ダンパーは無い、積層ゴムとソフトランディングの組み合わせの免震装置の結果について述べる。

## 3. 解析結果

3.1 縮小免震モデルの振動台試験 図-3に積層ゴムとソフトランディングよりなる縮小免震モデルの解析モデルを示す。図-4に縮小免震モデルの振動台試験で、EL-CENTRO 波160galを入力したときの、測定およびシミュレーション解析の加速度と変位の波形を示す。解析結果は試験結果と良い対応を示す。

3.2 準実大モデルの動的試験 図-5に、40tの重量を1組の積層ゴムとソフトランディングよりなる免震装置で支持した1質点系の解析モデルを示す。なおソフトランディングは上部構造の水平変位が零で滑り面に軽く接触しており、水平変位が生じると直ちにソフトランディングが機能する状態を仮定している。図-6に強制水平変位を入力した実験および解析のせん断力の波形を比較して示す。両者は良い対応を示し、解析モデルの妥当性が確認できる。

3.3 実機建物への適用検討 ソフトランディングの実機建物への適用の予備検討として、200tクラスの積層ゴムとソフトランディングよりなる免震装置の地震応答解析により検討を行った。解析モデルは、図-5と同じ積層ゴムとソフトランディングよりなる免震装置を有する1質点系の免震モデルとした。上部重量は200t、積層ゴムの周期は2秒(積層ゴムの剛性: $K_c = 2.014t/cm$ 、積層ゴムの減衰定数: $h_c = 2\%$ )とし、ソフトランディングに荷重が載り移り始める水平変位: $\delta_f = 0, 5, 10cm$ とソフトランディングの摩擦剛性: $K_f = 0.25K_c, 0.5K_c, 1.0K_c$ をパラメータにしている。また比較のため、積層ゴムのみの場合の検討も行なっている。入力波はEL-CENTRO NS波、TAFT EW波、八戸EW波および宮城県沖EW波の4種類で75Kine入力とした。図-7に各地震波75Kine入力のソフトランディングの $\delta_f$ と $K_f$ をパラメータにした上部建物の応答加速度および応答変位を示す。解析より、①積層ゴムのみの免震に比べると、ソフトランディングの付加により、応答加速度は八戸波を除いて、概ね低減される。②応答変位については、全ての地震波入力において、積層ゴムのみの免震に比べ、ソフトランディングの付加により変位が低減され、ソフトランディングの変位制御機能の効果が見られる。③ソフトランディングの設定においては、概ね $\delta_f$ を小さく、また $K_f$ を大きくすれば、応答加速度および応答変位の低減効果がある結果を得た。

以上の結果、積層ゴム免震にソフトランディングを付加することにより、応答変位の低減効果(ソフトランディングの変位制御機能)が確認され、応答加速度の極端な増幅は見られないことが確かめられた。

4. まとめ ソフトランディングを組み込んだ免震装置は、地震力を低減し、万一の過大入力に対しても安全性を確保する機能が確認され、本システムの実機施設への安全装置としての適用性が確かめられた。

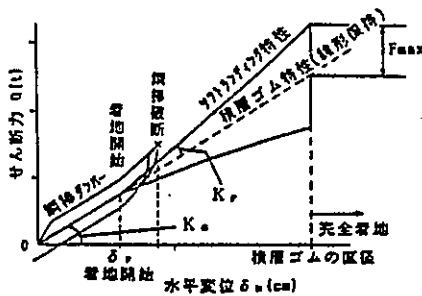


図-1 免震装置の水平方向復元力特性 (積層ゴム、鋼棒タイプおよびソフトランディング)

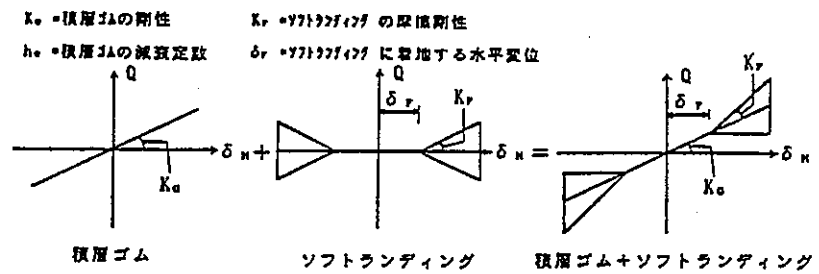


図-2 解析モデル (積層ゴムとソフトランディング)

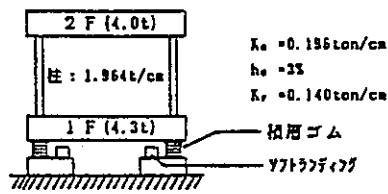


図-3 縮小免震モデル

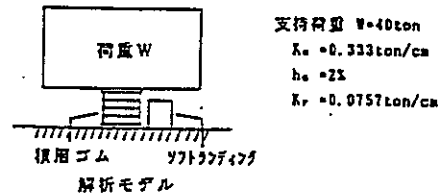


図-5 1質点系解析モデル (標準大免震モデル)

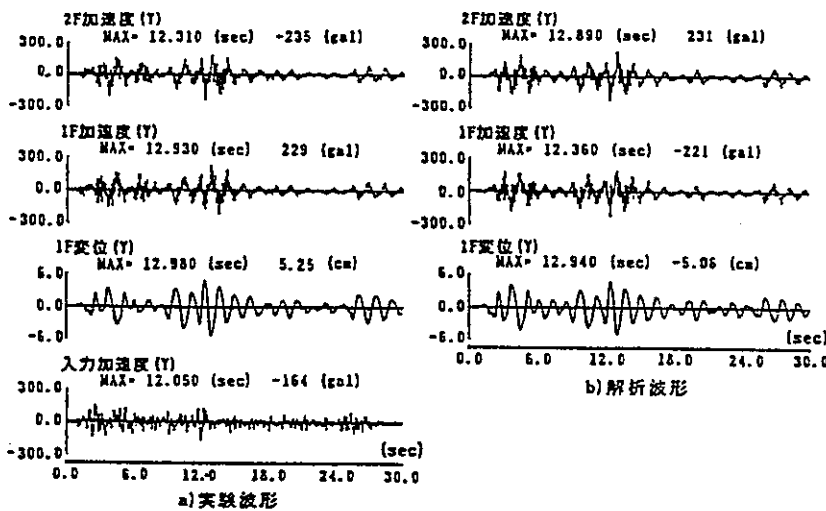


図-4 地震波 EL CENTRO波160gal入力

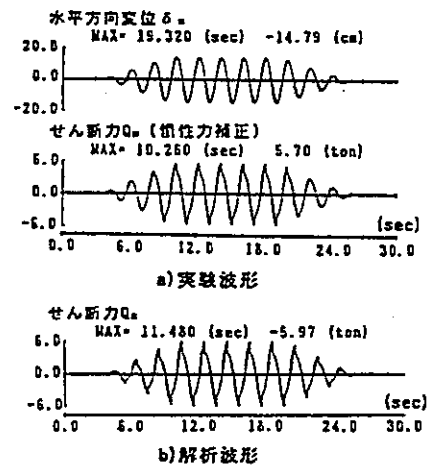


図-6 正弦波加振の時系列波形 (標準大免震モデル)

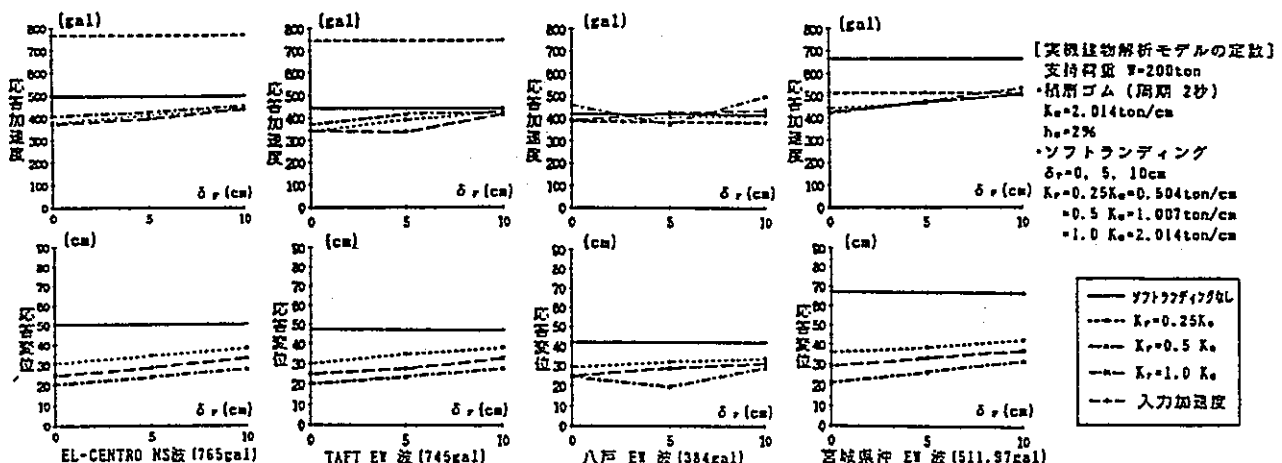


図-7 地震波75Kine入力の応答加速度および応答変位 (実機建物モデルの解析)

参考文献 中村ほか: 核燃料施設への免震構法適用研究 (その3 鋼棒タイプ免震装置及びフェイルセーフ装置の要素試験)、同 (その4 鋼棒タイプの振動台試験及び解析) 日本建築学会大会梗概集1989年10月  
同 (その9 ソフトランディングタイプフェイルセーフ装置の動的試験) 日本建築学会大会梗概集1990年10月

## 核燃料施設への免震構法適用研究 (その14. ストッパーを有する免震構造物の応答特性に関する検討)

正会員○新田康男<sup>2)</sup>同 大平 満<sup>1)</sup>同 檜垣茂雄<sup>1)</sup>同 小畑益彦<sup>2)</sup>

### 1. はじめに

本報では、高減衰積層ゴムとハードニングストッパータイプ・フェイルセーフ機構を組合せた免震システムの応答特性を把握することを目的とし、前報(その10)で示した縮小試験体(図1参照)の特性試験結果を参考として、装置の復元力特性のモデル化を行い、地震応答解析を実施している。

### 2. 解析モデル及び方法

縮小試験体の相似則に基づき、特性試験結果を実機積層ゴム(定格荷重500ton)1体当たりに換算し、これを図2に示す1質点系の振動モデルにモデル化することにより応答解析を実施した。

高減衰積層ゴムおよびストッパーは特性試験結果に基づき、復元力特性を次項に示すようにモデル化し、それぞれ水平ばねに置き換えた。

入力地震波は EL CENTRO 1940 NS, HACHINOHE 1968 EW の2波を、最大速度が 50kine から 150kine (25kine刻み)になるように拡大して用いた。

### 3. 復元力特性のモデル化

#### 3.1 高減衰積層ゴムのモデル化

高減衰積層ゴムの復元力特性は、特性試験結果より、図3に示すせん断応力 $\tau$ 、等価減衰定数 $h_e$ 、及びY軸切片応力 $\tau_y$ の各特性値をせん断ひずみ $\gamma$ の関数によって表し、これらの特性値により定義されるスケルトンカーブとヒステリシスループから成る、ひずみ依存型の修正 Bi-linearモデルとしてモデル化した。せん断応力-ひずみ関係を図4に、等価減衰定数-ひずみ関係を図5に、Y軸切片応力-ひずみ関係を図6に示す。

図4に示すように、同一形状の高減衰積層ゴムも、接合方法をフランジ固定タイプとした場合とダウエルピンタイプとした場合で、大変形領域( $\gamma > 200\%$ )での特性が異なる。ここでは、2タイプそれぞれに対しモデル化を行った。

高減衰積層ゴムの大変形領域( $\gamma > 200\%$ )におけるせん断応力は、変形の繰返しによって、初期のせん断応力の約30%程度低下する傾向がある。このため、各特性値は特性試験の3サイクル目のループに対して評価し、処女載荷時のループには、別途、評価した履歴曲線を加え合わせることにした。また、Y軸切片応力は、大変形時の等価減衰定数に見合う履歴面積を Bi-linearモデルによって確保するために、試験結果よりも大きくして調整している。以上のようにして定義された高減衰積層ゴムの復元力特性モデルを図7に示す。

#### 3.2 ストッパーのモデル化

ストッパーの復元力特性は、特性試験の結果を参考として、図8に示すようなハードニング曲線を仮定し、降伏点を変えて2種類の履歴曲線を用いた。

### 4. 解析結果

図9に最大せん断力-最大変位応答関係をまとめて示す。入力地震波の特性によって応答量に差異が生じているが、全体的傾向としては、ストッパーが作用すると、最大応変位が抑制されるが、最大応答せん断力はストッパーが無い場合の1.1~3.0倍に増大することがわかる。

### 5. まとめ

① 免震装置の特性試験結果を用い、高減衰積層ゴムの大変形領域までの復元力特性をモデル化することができた。

② ストッパーを有する免震構造物の応答解析を行うことにより、ストッパーが作用した場合の免震装置の変位応答及びせん断力応答に関する設計用資料が蓄積できた。

(参考文献) 新田, 大平, 檜垣, 小畑; 核燃料施設への免震構法適用研究(その10. ハードニングストッパータイプフェイルセーフ装置の特性試験)

日本建築学会大会梗概集 1990年10月

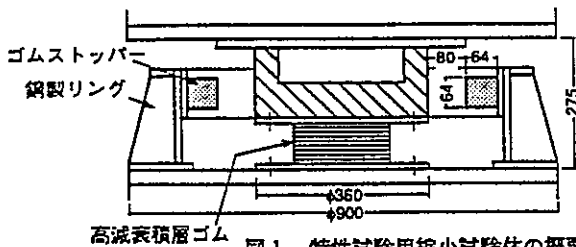


図1 特性試験用縮小試験体の概要

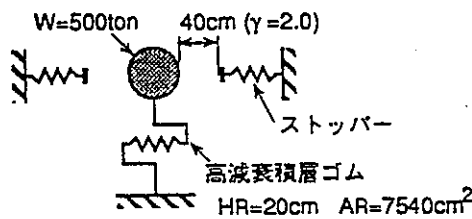


図2 解析モデル

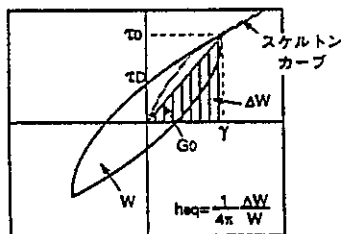


図3 復元力特性値の定義

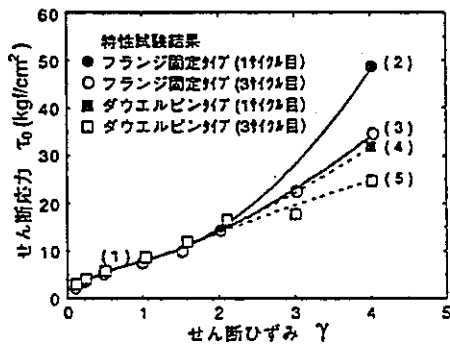


図4 せん断応力 $\tau_0$ の定式化

$[0.1 \leq \gamma \leq 1.5]$   
 (1)  $\tau_0 = 1.47 + 10.6\gamma - 6.45\gamma^2 + 2.26\gamma^3$   
 $[1.5 < \gamma \leq 4.0]$   
 フランジ固定タイプ  
 (2)  $\tau_0 = 8.30 - 3.58\gamma + 3.38\gamma^2$  (処女型荷時)  
 (3)  $\tau_0 = 3.27 + 3.13\gamma + 1.14\gamma^2$  (繰返型荷時)  
 ダウエルピンタイプ  
 (4)  $\tau_0 = 2.44 + 4.24\gamma + 0.774\gamma^2$  (処女型荷時)  
 (5)  $\tau_0 = -0.126 + 7.66\gamma - 0.366\gamma^2$  (繰返型荷時)

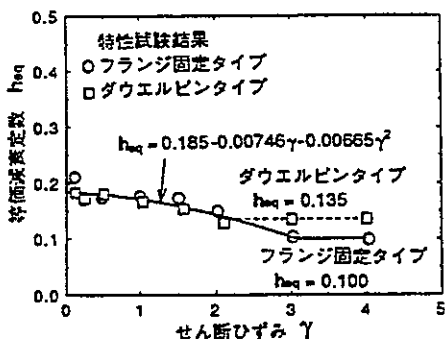


図5 等価減衰定数 $h_{eq}$ の定式化

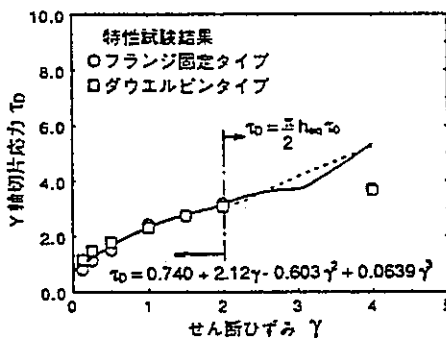


図6 Y軸切片応力 $\tau_0$ の定式化

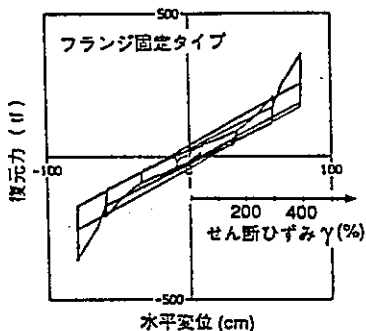


図7 履歴曲線 (高減衰積層ゴム)

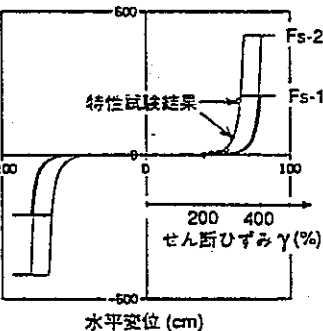
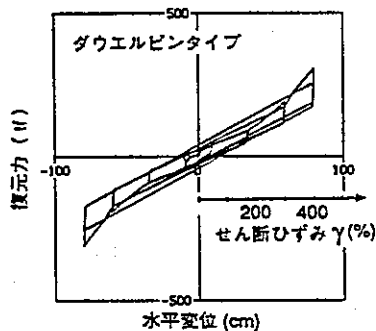


図8 履歴曲線 (ストッパー)

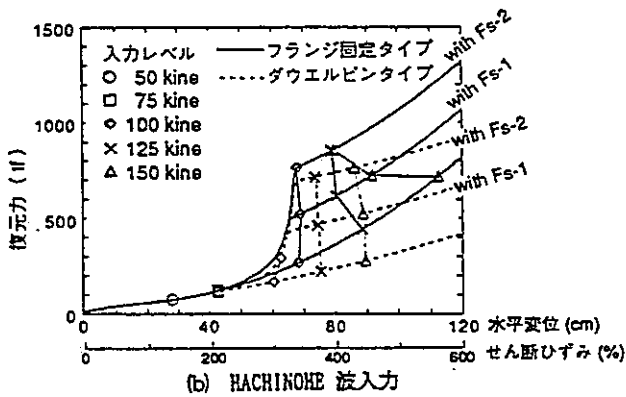
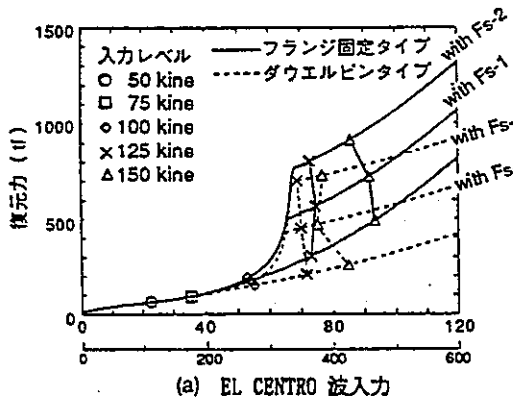


図9 免震層の最大応答値

付録2：第8回日本地震工学シンポジウム(1990)既発表論文



動燃事業団 大平 満、 檜垣 茂雄  
 大林組 寺村 彰、 中村 嶽  
 清水建設 小畑 益彦  
 大成建設 久野 雅祥

1. 研究目的と概要

本研究では、免震構法の基礎技術の確立を目指して、免震装置の信頼性をサポートするための「フェイルセーフ機構の開発」及び、免震構造物の地震応答特性を把握するための「免震構造物縮小モデル（以下免震モデルという）の振動台試験と屋外地震観測」を実施している。

免震装置は、すべり支承と水平ばねの組合せ（すべりタイプ）、積層ゴムと鋼棒ダンパーの組合せ（鋼棒タイプ）、高減衰積層ゴム（高減衰タイプ）の3種類とした。図1に免震モデルの上部構造と各免震装置の概要を示す。免震装置はそれぞれ設計条件の差はあるが、周期、加速度、変位、面圧を実機に極力あわせ、また全体系としての固有周期を1秒程度とした。

本報告では主に、免震モデルの振動台試験と地震観測に基づく地震応答特性について述べる。なお、本研究は動燃事業団と大成建設、大林組、清水建設、それぞれの共同研究として実施している。

2. 免震モデルの基本特性及び振動台試験

地震観測に先立ち、静的試験及び振動台試験（正弦波1軸、地震波1軸～3軸）を行っている。各免震モデルの小変形時の固有振動数は1次が1.1～1.3Hz、2次が5.1～5.4Hzであった。振動モードの1例を図2に示す。また、フェイルセーフについては免震装置のバックアップとして考えており、図3に示す通り、(a)すべりタイプでは過大なすべり変位を抑制するゴムストッパーを、(b)鋼棒タイプでは積層ゴムの水平変形に伴う沈み込みを利用したソフト

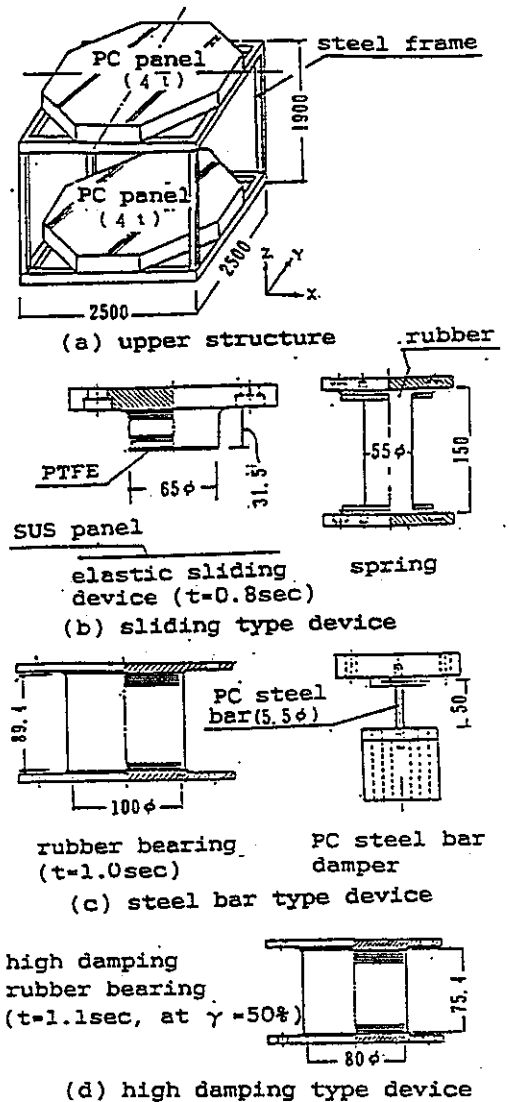


Fig.1 Outline of Base-Isolated Model

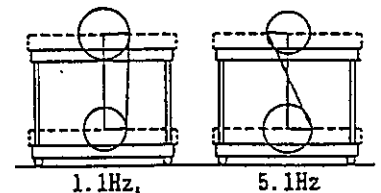


Fig.2 1-st and 2-nd Modes

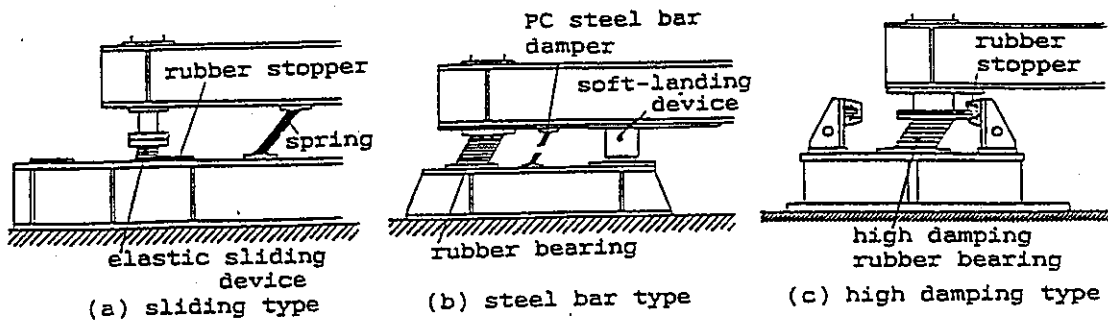


Fig.3 Fail-Safe Device

ランディング装置を、(c)高減衰タイプでは積層ゴムの座屈を防ぐハードニング型ゴムストッパーを試作した。

静的試験結果の1例としてソフトランディング装置の繰り返し変位漸増加力試験結果を図4に示すが、変形が45mmを越えて鋼棒が破断した後も、積層ゴム直径にほぼ相当する約10cm変位までスムーズな復元力特性を示している。一方、振動台試験についてはその結果を図5に示す。(a)すべりタイプについては入力加速度に対して応答変位(破線)はほぼ線形の関係にあるとみなせ、応答加速度(実線)はストッパーの無い場合に頭打ちの傾向にあり、ストッパーに接触すると増加し、280Gal入力の時に150Gal程度であった。(b)鋼棒タイプについては入力加速度に対して応答変位、応答加速度ともほぼ線形の関係にある。ソフトランディング装置の滑り摩擦減衰効果により鋼棒破断後もほぼ線形の関係を保っており、300Gal入力の時、300Galの応答であった。(c)高減衰タイプについては入力加速度に対して応答変位はほぼ線形であるが、応答加速度はストッパーの無い場合に積層ゴムの剛性低下により漸減し、ハードニングストッパーを作用させると漸増し143Gal入力の時、123Galの応答であった。1)

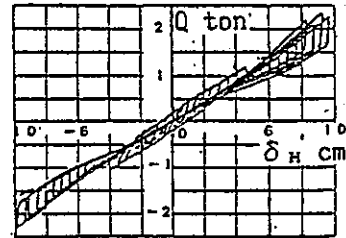


Fig.4 Q- $\delta$  Curve of Soft-Landing Device

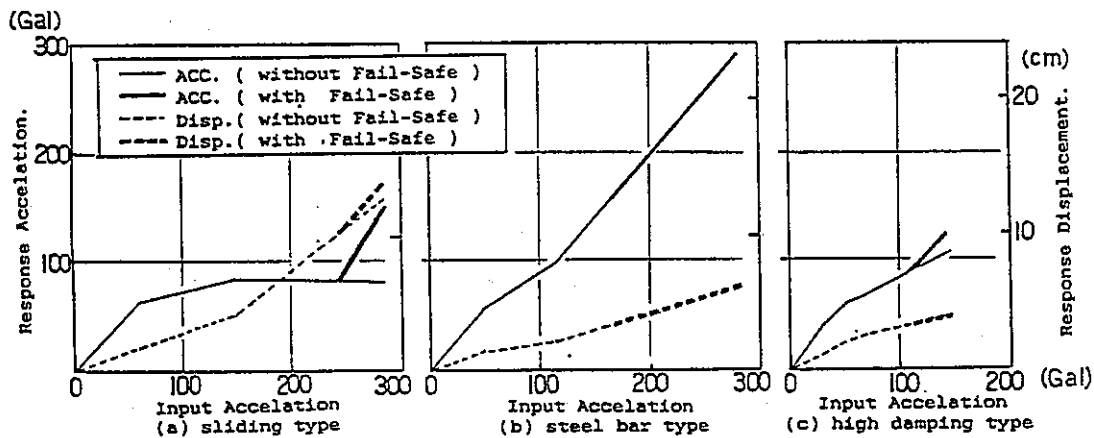


Fig.5 Shaking Test Result

### 3. 地震観測及びシミュレーション解析

#### (1) 敷地地盤の速度構造

敷地地盤の速度構造については地震基盤まで大規模な弾性波探査により、また、浅い地盤についてはボーリングにより調査を行っている。弾性波探査は、動燃東海事業所と大洗工学

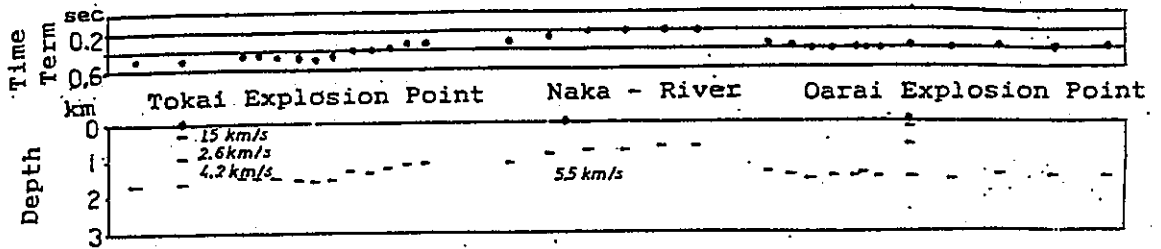


Fig.6 Time Term & Velocity of Ground

センターに75mボーリングを行い、孔底で約300kgの火薬を爆破させ、図8に示す通り延長26kmの主測線と延長22kmの副測線を設けて観測した。この解析値を図6に、また、東海事業所における200mボーリングと図6より求めた地盤のS波速度を右表に示す。

Table Soil Constants

Depth (m)	$\rho$ ( $t/m^3$ )	$V_s$ (m/sec)
0	1.85	270
-6	1.80	270
-26	1.90	300
-38	1.83	470
-42	1.82	570
-63	1.81	600
-84	1.81	470
-102	1.78	550
-140	1.74	570
-182	1.71	530
-280	2.00	1200
-900	2.40	2100
-1630	2.60	3000

これらにより東海においては、GL-280mに $V_s=1200m/s$ の解析基盤面を、GL-1630mに $V_s=3000m/s$ 地震基盤を設定することができた。

(2) 地震観測の概要

地震観測は、免震モデル3体を同一のRC造マット上に並べGL-39.5mの第三紀砂質泥岩層、GL-0.8m地表面、マット上、各免震モデルに地震計を設置して行っている。この概念を図7に示す。

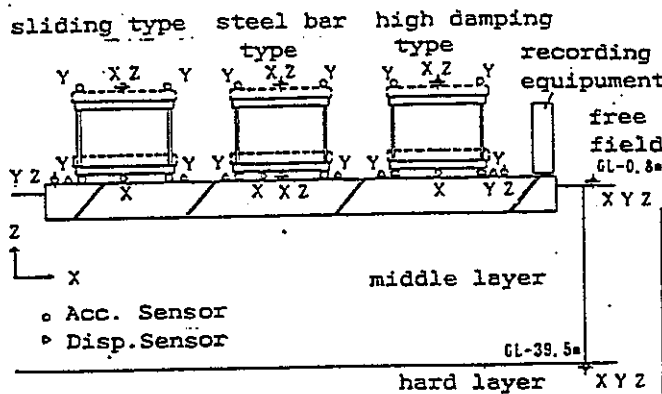


Fig.7 Concept of Earthquake Observation

観測された地震は平成2年2月までに45波であり、主に茨城県沖、敷地周辺、茨城県南西部、千葉県北部に震源位置を分類することができる。観測地震の震央位置等を図8に示す。

また、地域毎に敷地での加速度が最大であった地震の速度応答スペクトルを図9に示すが、千葉県北部の地震はやや長周期成分が多く、敷地周辺の地震は短周期成分が多いことが認められる。これは、さらにデータの蓄積が必要であるが、地震発生機構の相違の外に震源深さの相違も一因と考えられる。

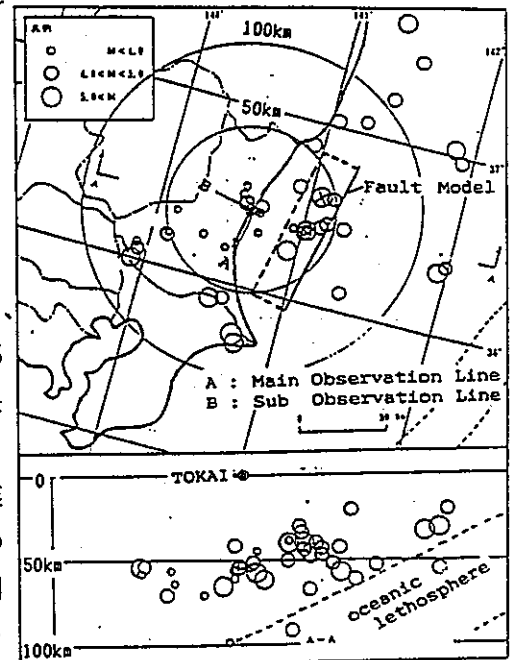


Fig.8 Magnitude, Epicenter and Depth of Observed Earthquakes

(3) 敷地における地震動の想定

地盤調査結果と過去の被害地震及び観測地震の検討により設計用地震動を推定した。

まず、地震計を設置している第三紀砂質泥岩層 (GL-39.5m) と地表面 (GL-0.8m) までの地盤モデルを作成し、一次元波動理論により伝達関数を求め実測値と比較した (図10参照)。

一次のピークは 0.5~0.6 秒となっている。また、地震基盤と地表面及び第三紀層上面までの伝達関数を図11に示すが、やや長周期側では 2~3 秒前後の成分が大きい傾向にある。

設計用地震動については、観測地震のうち最も加速度が大きな茨城県沖の地震 (89.12.9 発生、 $M=5.6$ 、 $\Delta=44.3\text{km}$ 、 $D=46\text{km}$ 、地表面で  $a_{max}=80\text{Gal}$ ) を使用し、図8に⊗印で示す震源位置に  $M7.0$ 、 $M7.5$  及び  $M7.8$  の地震を想定した。 $M7.0$ 、 $M7.5$  については点震源、 $M7.8$  については小林一翠川の断層モデルによって人工地震波を作成した。断層は長さ  $95\text{km}$ 、幅  $40\text{km}$ 、傾射角  $30^\circ$  などとし、破壊開始点を上記地震の震源位置とした。これらの地表面における最大加速度はそれぞれ  $130\text{Gal}$ 、 $184\text{Gal}$ 、 $291\text{Gal}$  であった。 $M7.8$  の地震動の地表面における加速度波形を図12に示す。また、地表面における速度応答スペクトルを図13に示す。 $M7.8$  では1秒以上の領域で  $S_v=100\sim 120\text{kine}$  となっており、限界地震としてもほぼ満足できるレベルとなっている。

(4) フェイルセーフの作動予測

前述の入力波を用いてフェイルセーフの作動予測解析を行った (図14)。

(a) すべりタイプでは、 $M7.8$  入力でストッパーの変形制限  $10\text{cm}$  を上回る変位 (破線) となるが加速度応答 (実線) は  $230\text{Gal}$  程度であり、ストッパーなしの場合の  $160\text{Gal}$  に比較して約 1.4 倍程度の増幅になっている。(b) 鋼棒タイプでも  $M7.8$  入力で積層ゴムの座屈変位  $6\text{cm}$  を上回る変位となるが、ソフトランディング装置の効果により座屈を防ぎ、加速度応答も  $350\text{Gal}$  程度

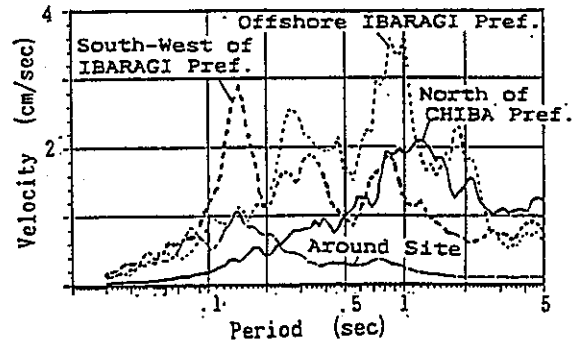


Fig.9 Response Velocity Spectrum of Observed Waves at GL-39.5m

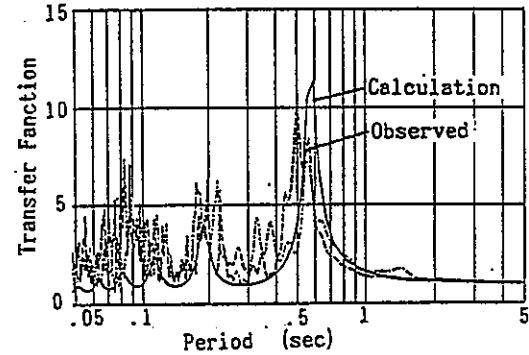


Fig.10 Transfer Function of GL-0.8m/GL-39.5m

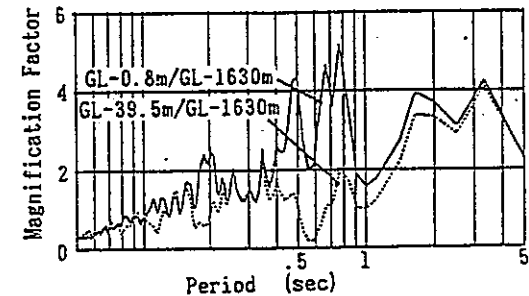


Fig.11 Magnification Factor of GL-0.8m /-1630m and GL-39.5m/-1630m



Fig.12 Artificial Earthquake Acceleration Wave of 7.8 Magnitude on Free Field

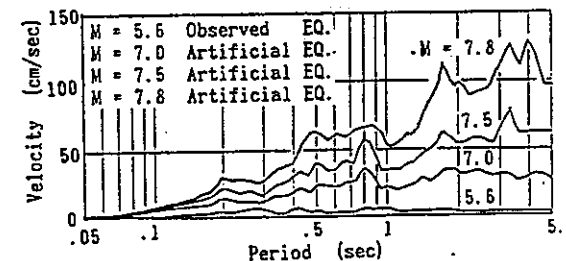


Fig.13 Response Velocity Spectrum

に抑制されている。(c)高減衰タイプでは最も苛酷な設計条件であったため、M 7.5 入力ではゴムストッパーに接触する。M 7.8 入力では、仮にストッパーがなければ積層ゴムの座屈変位 6.9cm (▼印) を上回ることになる。但し、この時600Galを越える加速度応答となるが、上部構造は弾性範囲にある。

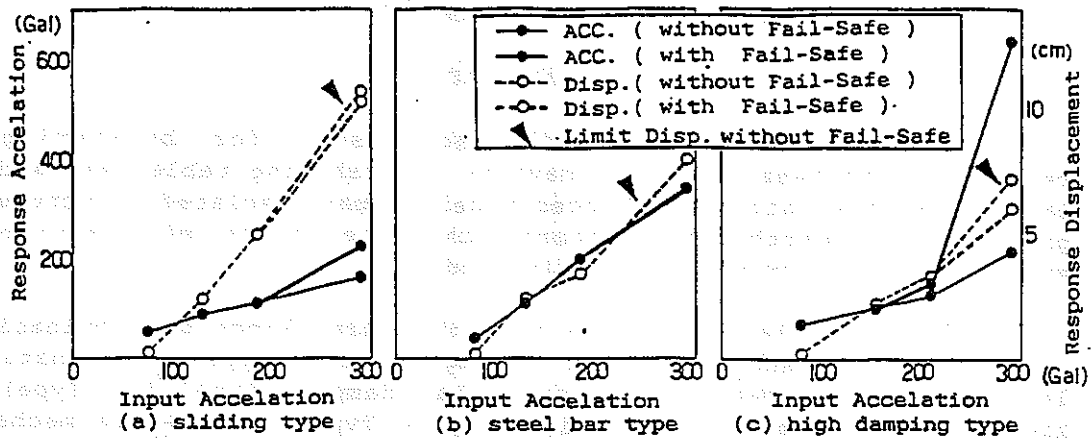


Fig.14 Simulation Analyses on Fail-Safe Action

#### 4. まとめ

本報告ではフェイルセーフ装置を取り付けた免震モデルの地震応答特性を把握するために振動台試験、地震観測、及び、適切と思われる地盤モデル解析と地震動に基づく応答予測解析を行った。

各々の免震モデルは縮小モデルであるため免震装置の変形性能、設計周期の設定等の制約条件により厳しい設計となったが、まず、振動台試験によって限界時の挙動、フェイルセーフ機構の作動性等を確認することができた。一方、敷地の地盤モデルについては、大規模な弾性波探査により地下1.6kmまでの地盤の速度構造を明らかにした上で設定し、地震動については過去の被害地震と観測地震を基に限界レベルまでの人工地震波を作成した。これは、敷地における観測地震では大地震が必ずしも期待できないため、敷地における免震モデルのフェイルセーフ作動時の地震応答特性の把握に活用する事を目的としたものである。以上の試験及び解析等の結果、以下のことが明らかになった。

限界レベルの地震動入力により各免震モデルは積層ゴム等の変形限界を越える挙動を示した。フェイルセーフ装置を付加すると、上部構造物の加速度応答は増大する傾向にあるが、変位制御機能等により積層ゴム等の座屈や転倒を免れ上部構造物の健全性を確保することが可能であることが分かった。

今後は、フェイルセーフ機構の実機適用性の研究を進めると共に、対象とする施設の用途や構造等により、フェイルセーフ機構を含めた免震構造の設計思想や設計手法の検討を実施していく予定である。

#### REFERENCE

- 1) Ohhira M., Higaki S., Hisano M., Hibino H., Kawamura S., Tsunoda T., Teramura A., Nakamura T., Nohata A., Suzuki T., Okada H., Yasui M., Kobatake M., Nitta Y. "Application Study of Base Isolation System to Nuclear Fuel Facility" part 1-part 6, Annual Convention of Architectural Institute of Japan, Oct. 1989

EARTHQUAKE RESPONSE CHARACTERISTICS OF BASE-ISOLATED  
BUILDING MODELS WITH FAIL-SAFE DEVICES

by

M. Ohhira\*1, S. Higaki\*1, A. Teramura\*2  
T. Nakamura\*2, M. Kobatake\*3, M. Hisano\*4

ABSTRACT

"Development of fail-safe mechanisms" for bolstering the reliability of base isolation devices and "shaking table test and real earthquake observation of reduced model of base-isolated structure" for grasping the earthquake response characteristics of base-isolated structures are carried out in this study.

The base isolation devices were the three kinds of combination of sliding bearing and horizontal spring (Sliding Type), combination of laminated rubber bearing and steel bar damper (Steel Bar Type), and high-damping rubber bearing (High-damping Type). Fail-safe mechanisms were considered as back-ups for base isolation devices. Trial manufacturing was done of rubber stoppers for restricting excessive sliding displacement for Sliding Type, soft landing devices taking advantage of settling accompanying horizontal deformation of rubber bearing for Steel Bar Type, and hardening type rubber stoppers to prevent buckling of rubber bearing for High-damping Type.

After grasping the basic characteristics of the base-isolated model through static tests and shaking table tests, three base-isolated models were arrayed on the same mat and earthquake observations were made. Earthquakes observed up to February 1990 were 45 in number, with hypocenter locations scattered mainly offshore of Ibaraki Prefecture, the surroundings of the site, the southwestern part of Ibaraki Prefecture, and the northern part of Chiba Prefecture. Estimates were made of earthquakes for design assuming earthquakes of magnitudes 7.0, 7.5 and 7.8 at the hypocenter location of the Ibaraki-ken-oki Earthquake (12/9/89, M5.6,  $\Delta$ 44.3km), the one with the maximum acceleration among these observed earthquakes. The action prediction analysis of the fail-safe mechanism was performed employing this artificial earthquake wave.

As a result of these shaking table tests and prediction analyses, it was confirmed that the fail-safe mechanism is activated by earthquake motion of a critical earthquake level at the site and the acceleration response increases due to the deformation limit, but the base isolation device and the superstructure escape buckling and overturning and are safe.

- 
- \*1 Power Reactor & Nuclear Fuel Development Corporation
  - \*2 Ohbayashi Co., Technical Research Institute
  - \*3 Shimizu Co., Nuclear Power Division
  - \*4 Taisei Co., Technology Research Center

付録 3 : 11th SMiRT (1991) 既発表論文

# Response Characteristics of Base-isolated Structure with Hardening-stopper Type Fail-safe Devices

Mitsuru Ohhira , Shigeo Higaki

*Power Reactor & Nuclear Fuel Development Corporation*

Masuhiko Kobatake, Yasuo Nitta

*Shimizu Corporation*

## 1. INTRODUCTION

In this study, a fail-safe mechanism for backing up the reliability of an isolator device is being developed predicated on the application of a base isolation system to nuclear fuel facilities. "Fail-safe" is often understood to mean that when a device loses its function, a separate mechanism will work in order that there will be no trouble with regard to safety. However, since it may be considered extremely difficult to support loads without any trouble when the base isolation device itself loses its function, the term will be used here to mean that the base isolation device is supported so that it will not lose its function. The two points below will be made the objectives of design as workings of the fail-safe system in this study.

- 1) Response Displacement Control : Suppresses excessive deformation of the base isolation device even in case of input of an earthquake greater than the design seismic force to prevent destruction of the base isolation device, superstructure, and connected piping.
- 2) Response Acceleration Control : Reduces acceleration transmitted to the superstructure insofar as possible by action of the fail-safe mechanism.

Characteristics tests and analyses, and earthquake observations using reduced-scale model have now been carried out to grasp the response characteristics of a base isolation system combining high-damping rubber bearings and hardening-stopper type fail-safe mechanisms, and the results will be reported below.

## 2. CHARACTERISTICS TESTS OF DEVICE

In order to obtain a grasp of the basic characteristics of a base isolation system combining high-damping rubber bearings and hardening-stopper type fail-safe mechanisms, basic characteristics tests were performed using reduced scale specimens.

### 2.1 SPECIMENS AND TESTING METHOD

As specimens, reduced high-damping rubber bearing (rated load : 20 tf) of 1/5-scale of high-damping rubber bearings (rated load : 500 tf) used in actual buildings and hardening-stopper type fail-safe devices to be combined with the bearings were trial-manufactured. A reduced high-damping rubber bearing is shown in Fig. 1. For connections, the two kinds of methods of fixed-flange type and dowel-pinned type were adopted.



The fail-safe device is set in ring shape around the rubber bearing as shown in Fig. 2. When the relative displacement of the rubber bearing reaches a given level of deformation ( $\delta=8\text{cm}$ ,  $\gamma=200\%$ ), it will come in contact with the stopper part. The stopper part was tested using several varieties of elastic rubber. The three representative types are shown in Fig. 3.

The loading method consisted of incremental and alternating cyclic loading by displacement control of a horizontal actuator while applying the specified bearing pressure to the rubber bearing by vertical actuator.

## 2.2 TEST RESULTS

The restoring force characteristics of the fail-safe device are shown in Fig. 4. The device begins to act at horizontal displacement of 8 cm. The initial stiffness of the device is small, but from around 11 cm the stiffness is increasing smoothly.

The hysteresis loops up to large deformation of the high-damping rubber bearings are shown in Fig. 5. The rubber bearing of fixed-flange type reached the ultimate state with cracks occurring in the rubber at horizontal displacement of 16.8 cm ( $\gamma = 420\%$ ). The dowel-pinned type showed the phenomenon of separation of the dowel-connected plane from around 8.0 cm ( $\gamma = 200\%$ ), and at 16.0 cm ( $\gamma = 400\%$ ) the dowel-connected plane became completely separated. However, failure of rubber did not occur.

Fig. 6 shows skeleton curves of the two types. Up to shear strain of 200% when the dowel-connected plane of the dowel-pinned type begins to separate, the two types indicate practically the same characteristics, but in the strain range above that the fixed-flange type has a greater tendency for hardening than the dowel-pinned type. The specimens used in these ultimate tests had already been subjected to deformation hystereses up to horizontal displacement 12.0 cm, so that, for the sake of reference, curves at initial loading were also shown. It can be seen that stiffness is reduced approximately 30% compared with initial loading with a high-damping rubber bearing after a large deformation has been sustained. The skeleton curves in case of addition of fail-safe devices are also shown in these figures.

## 3. RESPONSE ANALYSES

Modeling of the restoring force characteristics of base isolation devices was done based on the results of the characteristics tests and response analyses by one-mass system models as shown in Fig. 7 were performed to obtain the response characteristics of the base isolation system with a hardening-stopper. In this case, models were made converting to the constant for an actual-size rubber bearing for rated load of 500 tf, based on the reduction ratio of specimens used in characteristics tests. Input seismic waves were El Centro 1940 NS and Hachinohe 1968 EW.

The restoring force characteristics of high-damping rubber bearings were modeled as strain-dependent-type modified bi-linear models composed of skeleton curves and hysteresis loops, which are defined by the characteristic values of shear stress  $\tau_0$ , equivalent damping factor  $h_{eq}$  and Y-axis intercept stress  $\tau_p$  shown in Fig. 8. These characteristic values are expressed as functions by shear strain  $\gamma$ . The shear stress-strain relationship is shown in Fig. 9, the equivalent damping ratio-strain relationship in Fig. 10, and the Y-axis intercept stress-strain relationship in Fig. 11. The shear stress in the large deformation range ( $\gamma>200\%$ ) of the high-damping rubber bearing has a tendency to be decreased by approximately 30% of the initial shear stress due to repetitions of deformation. Because of this, these characteristic values were evaluated for the loops of the third cycles of the characteristics tests. And for the effect of the initial loadings, the commensurate hysteresis loops were

added after that. The restoring force characteristics of high-damping rubber bearings defined according to the above are shown in Fig. 12.

For the restoring force characteristics of the fail-safe device, the hardening curves in Fig. 13 were assumed, referring to the results of characteristics tests. And varying yield points, two kinds of hysteresis loops shown in Fig. 14 were used.

The maximum response values by analyses are plotted on the skeleton curves of all models in Fig. 15. There are differences in responses depending on the seismic wave, but as an overall trend, when the fail-safe device acts, the maximum response displacement is suppressed but the maximum response shear force is increased up to 1.1 - 3.0 times, compared with the response of the model without fail-safe device

#### 4. EARTHQUAKE OBSERVATION BY REDUCED-SCALE MODEL

Outdoor earthquake observations were carried out with a reduced-scale base-isolated model to grasp the earthquake response characteristics of base-isolated structures having hardening-stopper type fail-safe mechanisms. The superstructure of the base-isolated model is shown in Fig. 16. Four each of the high-damping rubber bearings and hardening-stopper type fail-safe devices shown in Fig. 17 have been set in this structure. Prior to earthquake observations, the basic characteristics of the model were grasped performing shaking table tests. After that it was installed on a reinforced concrete mat constructed in Tokai site of Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation. Totally 50 earthquakes have been observed so far and the response characteristics of the base-isolated structure and surrounding ground have been ascertained. However, an earthquake in which the relative displacement reached the activating displacement for the fail-safe mechanism (25 mm) has not been observed as yet.

The response waves of the base-isolated structure model observed in the earthquake on May 3, 1990 (M5.8,  $\Delta$ 7km) are shown in Fig. 18. During this earthquake, the relative displacement became 8.8 mm. The results of simulation analyses performed using the characteristics values obtained in shaking table tests simulates the observed waves well.

#### 5. CONCLUSION

- 1) The characteristics of high-damping rubber bearings during large deformations was successfully grasped through tests, and it could be modeled by a newly designed restoring force characteristics model.
- 2) It has been succeeded in accumulating design data concerning displacement responses and shear forces of base isolation devices when stoppers act, by performing response analyses of base-isolated structures with fail-safe devices using the results of characteristics tests.
- 3) Efforts will be made for development of a fail-safe mechanism to back up the reliability of base isolation devices, through grasping of the characteristics of the devices and continuing further with earthquake observations using reduced-scale base-isolated models with hardening-stopper type fail-safe mechanisms.

#### REFERENCE

Ohhira, M., Higaki, S., Teramura, A., Nakamura, T., Kobatake, M. and Hisano, M. (1990) Earthquake Response Characteristics of Base-isolated Building Models with Fail-safe Devices. The Eighth Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo.

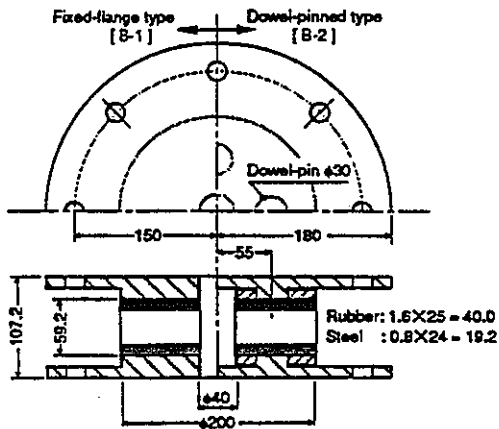


Fig.1 Reduced High-damping Rubber Bearing

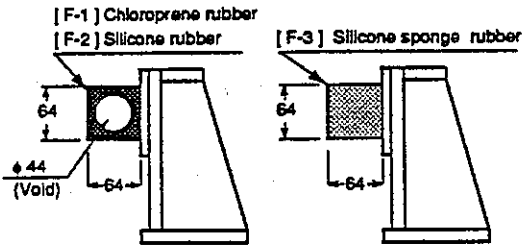
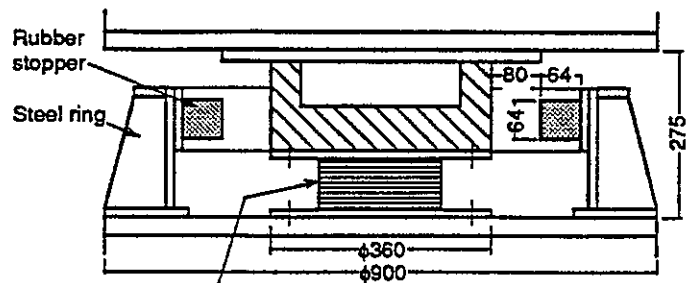


Fig.3 Rubber Stopper Part



High-damping rubber bearing  
Fig.2 Hardening-stopper Type Fail-safe Device

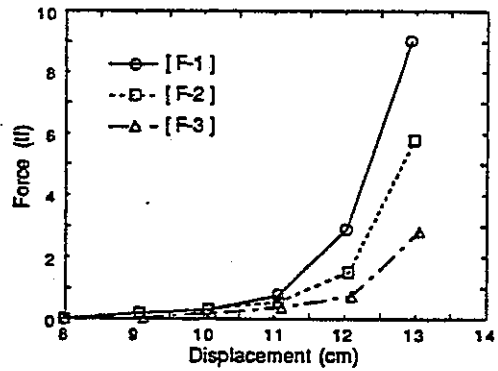
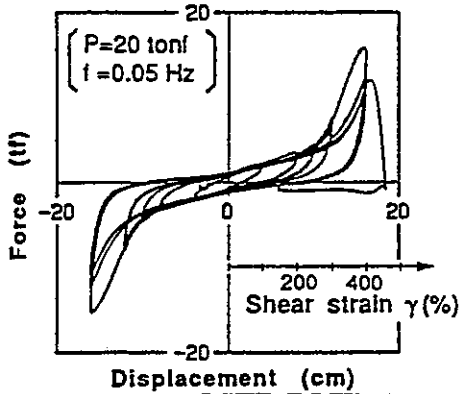
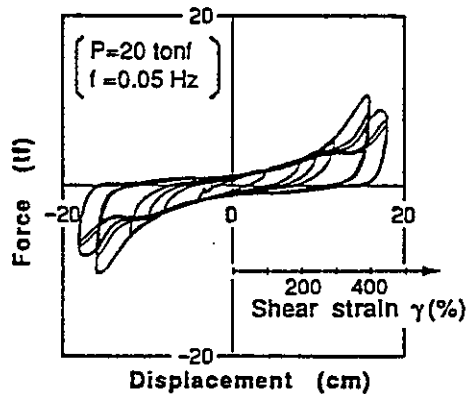


Fig.4 Characteristics of Fail-safe

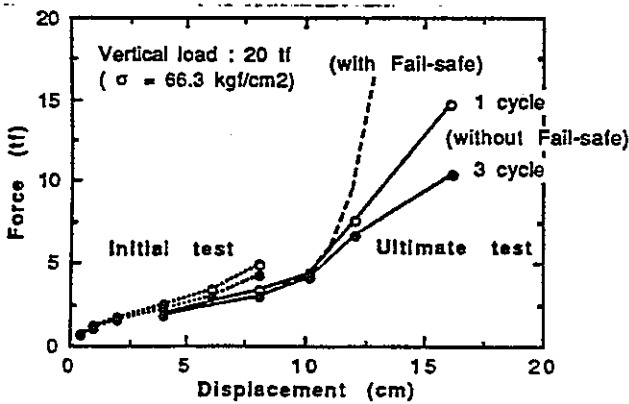


(a) Fixed-flange Type

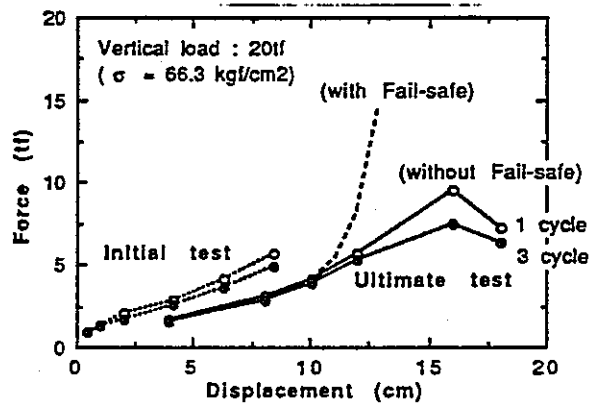


(b) Dowel-pinned Type

Fig.5 Hysteresis Loops of High-damping Rubber Bearing



(a) Fixed-flange Type



(b) Dowel-pinned Type

Fig.6 Skeleton Curves of High-damping Rubber Bearing

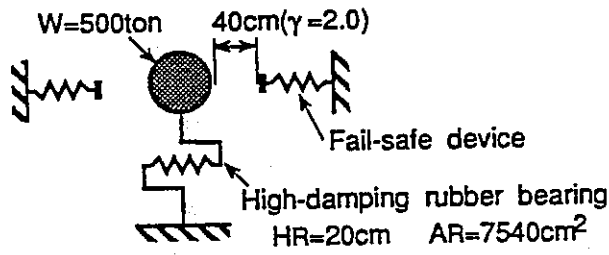


Fig. 7 Response Analysis Model

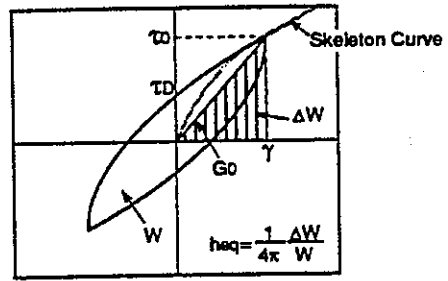


Fig. 8 Characteristics Values

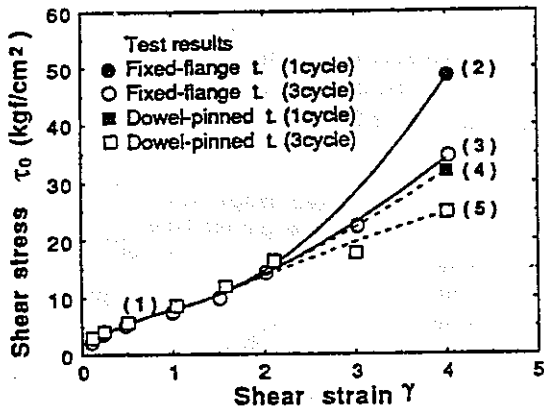


Fig. 9 Shear Stress-Strain Relationship

[0.1 ≤ γ ≤ 1.5]  
 (1)  $\tau_0 = 1.47 + 10.6\gamma - 6.45\gamma^2 + 2.26\gamma^3$

[1.5 < γ ≤ 4.0]  
 Fixed-flange type  
 (2)  $\tau_0 = 8.30 - 3.58\gamma + 3.38\gamma^2$  (Initial loading curve)  
 (3)  $\tau_0 = 3.27 + 3.13\gamma + 1.14\gamma^2$  (Cyclic loading curve)  
 Dowel-pinned type  
 (4)  $\tau_0 = 2.44 + 4.24\gamma + 0.774\gamma^2$  (Initial loading curve)  
 (5)  $\tau_0 = -0.126 + 7.66\gamma - 0.366\gamma^2$  (Cyclic loading curve)

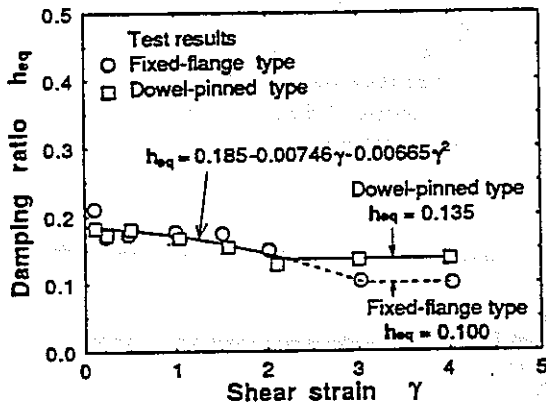


Fig. 10 Equivalent Damping Ratio

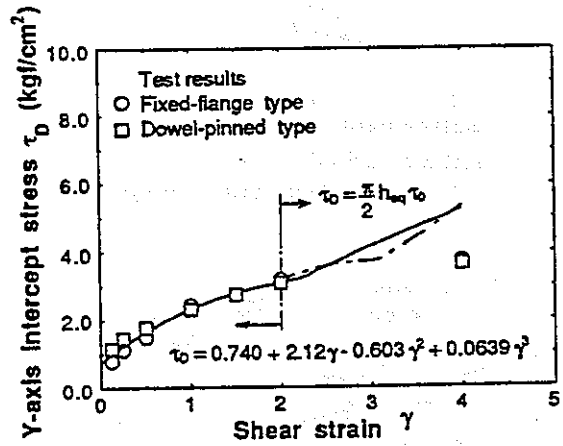


Fig. 11 Y-axis Intercept Stress

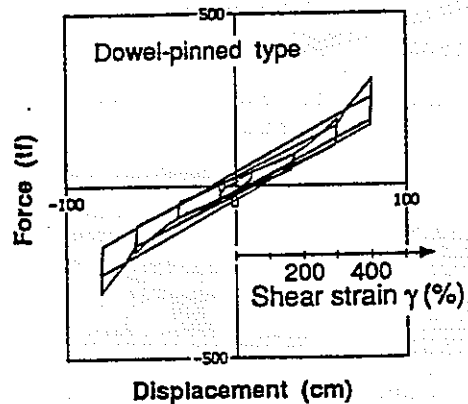
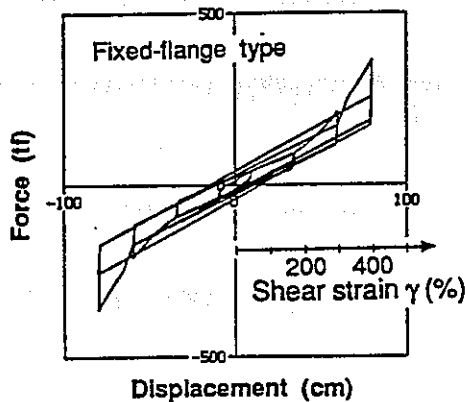


Fig. 12 Restoring Force Characteristics of High-damping Rubber Bearing

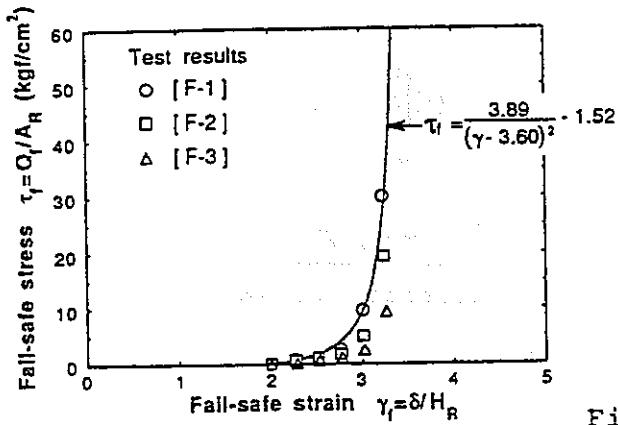


Fig. 13 Fail-safe Stress-Strain Relationship

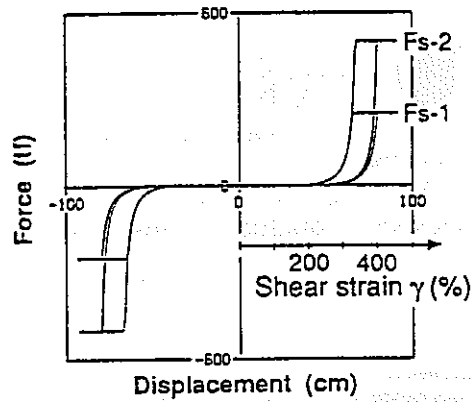
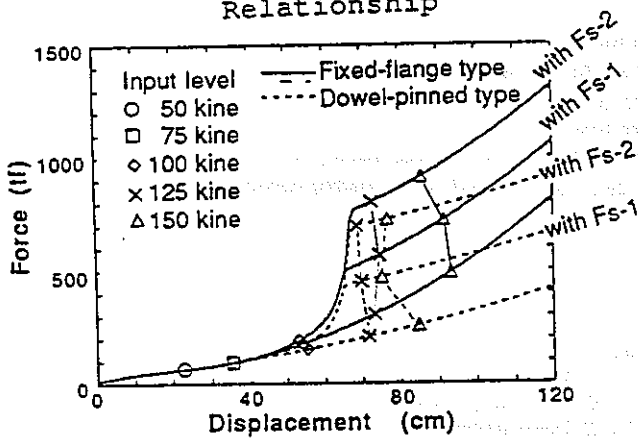
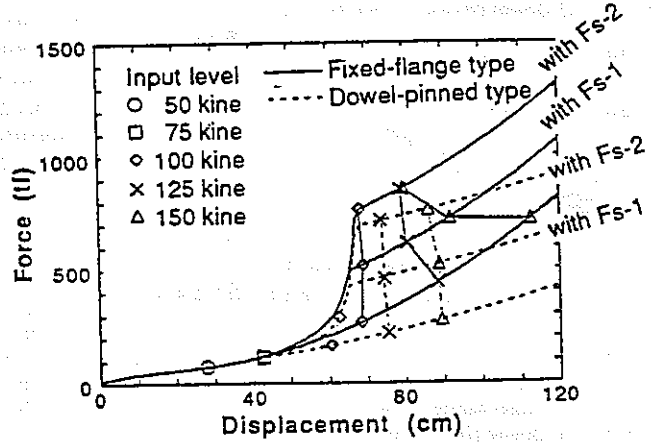


Fig. 14 Restoring Force Characteristics of Fail-safe Device



(a) El Centro 1940 NS Input



(b) Hachinohe 1968 EW Input

Fig. 15 Maximum Response Values by Analyses

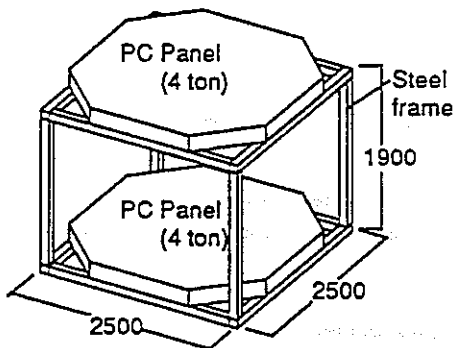


Fig. 16 Model for Earthquake Observation

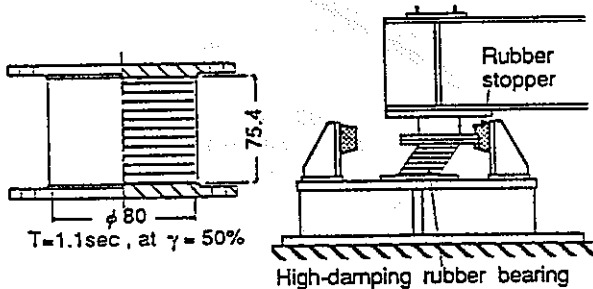


Fig. 17 Base Isolation Device

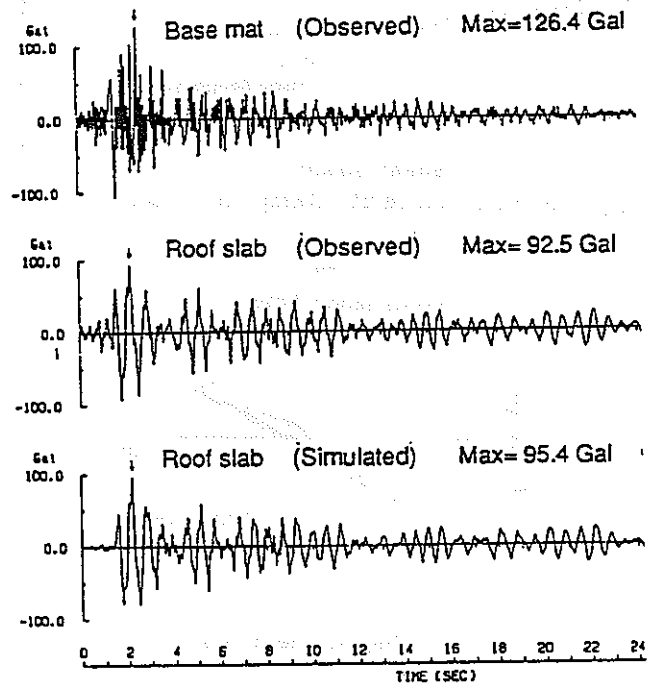


Fig. 18 Time History Records of the Earthquake on May 3, 1990