

# New Index for Earthquake Damage through Fatigue Response Spectrum Intensity and Application to Immediate Grasping for Earthquake Damage

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2017-10-05 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: Kitaura, Masaru メールアドレス: 所属:
URL	<a href="https://doi.org/10.24517/00034824">https://doi.org/10.24517/00034824</a>

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial-ShareAlike 3.0 International License.



# 疲労応答スペクトルを利用した震害新指標の 提案と地震被害早期把握への応用

New Index for Earthquake Damage through Fatigue Response Spectrum  
Intensity and Application to Immediate Grasping for Earthquake Damage

研究課題番号：11450173

平成11年度～平成12年度科学研究費補助金（基盤研究(B)(2)）

研究成果報告書

Grant-in-Aid for Scientific Research (B)(2)

平成13年3月

March 2001

研究代表者 北 浦 勝

(金沢大学工学部)

Masaru KITAURA  
(Kanazawa University)

疲労応答スペクトルを利用した震害新指標の提案と  
地震被害早期把握への応用

New Index for Earthquake Damage through Fatigue Response Spectrum Intensity and  
Application to Immediate Grasping for Earthquake Damage

課題番号:11450173

平成 11 年度～平成 12 年度科学研究費補助金(基盤研究(B)(2))  
研究成果報告書

Grant-in-Aid for Scientific Research (B) (2)

平成 13 年 3 月  
March 2001

研究代表者 北浦 勝  
(金沢大学工学部)

Masaru KITAURA  
(Kanazawa University)

文部科学省科学研究費補助金（基盤研究(B) (2)）研究成果報告書

Grant-in-Aid for Scientific Research (B) (2)

研究課題：疲労応答スペクトルを利用した震害新指標の提案と地震被害早期把握への応用

課題番号：11450173

研究組織：研究代表者：北浦 勝（金沢大学工学部 教授）  
研究分担者：鈴木 有（秋田県立大学木材高度加工研究所 教授）  
研究分担者：高田至郎（神戸大学工学部 教授）  
研究分担者：宮島昌克（金沢大学工学部 教授）  
研究分担者：吉田雅穂（福井工業高等専門学校）  
研究分担者：村田 晶（金沢大学工学部 助手）

研究経費：平成 11 年度 3, 900 千円  
平成 12 年度 2, 200 千円  
計 6, 100 千円

研究発表：

(1) 学会誌等

- 1) Kitaura, M. and Miyajima, M.: Seismic Response Analysis of Water Supply Pipe Network During the 1995 Hyogoken Nambu Earthquake, Proc. of 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering, pp.615-620, 1999.
- 2) Kitaura, M., Miyajima, M. and Nakagawa, H.: Lessons Learned from Damage to Water Supply Pipelines Due to the 1995 Hyogoken Nambu Earthquake in Japan, Proc. of 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering, pp.633-638, 1999.
- 3) Murata, A., Kitaura, M. and Miyajima, M.: Prediction of Damage to Wooden Houses through Fatigue Response Spectra Considering the Number of Earthquake Response Cycle, Proc. of 12WCEE, CD-ROM, 2000.
- 4) Miyajima, M., Kitaura, M. and Yamamoto, M.: Detection of Soil Liquefaction Using Strong Ground Motion Records, Proc. of 12WCEE, CD-ROM, 2000.
- 5) 宮島昌克, 野津 智, 北浦 勝, 山本真樹：強震記録を用いた液状化検知法に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.647, pp.405-414, 2000.

- 6) 宮島昌克, 渡辺海奈都, 北浦 勝: リアルタイム地震防災のための強震記録を用いた液状化の早期検知, 土木学会・リアルタイム地震防災シンポジウム論文集, 2000.
- 7) Miyajima, M. and Kitaura, M.: Seismic Response Analysis of Water Supply Network During the 1995 Hyogoken Nambu Earthquake, Proc. of Taiwan-Japan Workshop on Lifeline Performance and Disaster Mitigation During Recent Big Earthquakes in Taiwan and Japan, pp.57-62, 2000.
- 8) Miyajima, M., Murata, A., Kitaura, M., et. al.: Damage Characteristics of Buildings Close to Fault in the 1999 Ji-Ji Earthquake, Taiwan, Proc. of 6th International Conference on Seismic Zonation, No.29, CD-ROM, 2000.
- 9) Miyajima, M., Kitaura, M.: Detection of Liquefaction Using Response Acceleration Records at Ground Surface, Proc. of International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, No.103, CD-ROM, 2000.

(2) 口頭発表

- 1) 宮島昌克, 北浦 勝: 強震記録を用いた液状化検知法の実地震記録による検証, 第34回地盤工学研究発表会, 1999.
- 2) 宮島昌克, 北浦 勝, 他2名: 強震記録を用いた液状化検知指標の提案とその検証, 第34回地盤工学研究発表会, 1999.
- 3) 宮島昌克, 北浦 勝, 他2名: 上水道管路の形状を考慮した地震時簡易被害予測に関する研究, 第34回地盤工学研究発表会, 1999.
- 4) 村田 晶, 北浦 勝, 宮島昌克, 他1名: 疲労応答スペクトルを用いた上水道管路の被害相関解析, 土木学会第54回年次学術講演会講演概要集, 1999.
- 5) 宮島昌克, 北浦 勝, 他2名: 強震計で得られる加速度記録を用いたリアルタイム液状化検知, 土木学会中部支部平成11年度発表会講演概要集, 2000.
- 6) 宮島昌克, 村田 晶, 北浦 勝, 他3名: 1999年台湾・集集地震の地震動と建物被害の概要, 日本建築学会北陸支部研究報告集, 2000.
- 7) 村田 晶, 北浦 勝, 宮島昌克, 他1名: 応答振幅の繰り返しが構造物破壊に与える影響, 土木学会第55回年次学術講演会講演概要集, 2000.
- 8) 宮島昌克, 北浦 勝, 他1名: 地震被害ポテンシャルマップを用いた上水道管路網のリアルタイム被害把握に関する研究, 土木学会中部支部平成12年度研究発表会講演概要集, 2001.
- 9) 村田 晶, 宮島昌克, 北浦 勝, 他1名: 2000年鳥取西部地震における地震動強さを表す各種指標の比較, 土木学会中部支部平成12年度研究発表会講演概要集, 2001.
- 10) 村田 晶, 北浦 勝, 他3名: 地震動の繰り返しを考慮した応答スペクトル指標の適用性に関する研究, 土木学会中部支部平成12年度研究発表会講演概要集, 2001.

## 目次

第1章 緒論	.....1
1-1 研究の目的	.....1
1-2 研究の構成	.....3
第2章 地震応答の繰り返しを考慮した疲労応答スペクトル強度	.....4
2-1 概説	.....4
2-2 応答スペクトルとスペクトル強度	.....5
2-3 疲労応答スペクトル強度(FSI値)	.....10
第3章 疲労応答スペクトル強度を用いた構造物の被害相関解析	...15
3-1 概説	...15
3-2 木造建物被害率と各被害指標との関係	...15
3-3 上水道管路被害率と各被害指標の関係	...18
3-4 結語	...26
第4章 応答の繰り返しを考慮した水平動入力実験	...27
4-1 概説	...27
4-2 実験概要	...28
4-3 実験結果および考察	...40
4-3-1 地震波ごとの最大変位と固有振動数の関係	...40
4-3-2 指標値と模型の最大変位との関係	...40
4-4 結語	...65

第5章 地震波時刻歴と累積疲労応答スペクトル強度との関係	・・・66
5-1 概説	・・・66
5-2 累積 $SI$ 値, 累積 $FSI$ 値について	・・・66
5-3 累積 $FSI$ 値の特性および累積 $SI$ 値との比較	・・・72
5-3-1 Type I 地震動による累積 $FSI$ 値・累積 $SI$ 値と時刻歴の関係	・・・73
5-3-2 Type II 地震動による累積 $FSI$ 値・累積 $SI$ 値と時刻歴の関係	・・・74
5-4 RC 構造物被害解析と各被害指標の関係	・・・83
5-4-1 解析概要	・・・84
5-4-2 解析結果および考察	・・・92
5-5 結語	・・・117
第6章 結論	・・・120

# 第 1 章 緒論

## 1-1 研究の目的

国内では 1993 年釧路沖地震や 1995 年兵庫県南部地震、1997 年鹿児島県北西部地震、2000 年鳥取県西部地震で、また海外でも 1994 年ノースリッジ地震や 1999 年コロンビア・キンディオ地震、1999 年トルコ・コジャエリ地震、1999 年台湾・集集地震、2001 年エルサルバドル地震、2001 年インド大地震など、国内・海外問わず被害地震が頻発している。これら地震に見られるように、近年の被害地震においては最大加速度が 1G を越えるような記録も少なからず存在するが、一方、被災の様相については大きく異なっているのが実像である。途上国で発生する地震については、耐震設計基準が不十分であるか、基準に即していない構造物も多数存在することから、日本での被害地震と直接比較することは難しい。しかしながら、最大加速度が同程度の地震においても、兵庫県南部地震と釧路沖地震や鳥取県西部地震における被害の様相は明らかに異なっている。この理由には、地域特性や構造物特性などの要因が異なることに関係していることも考えられるが、最大加速度や計測震度が構造物の被害を表すための良い指標とならないことも示唆できる。

耐震設計における最も基本的、かつ重要な概念として応答スペクトルがある。構造物の減衰定数をパラメータにして、横軸に構造物の固有周期、縦軸に地震動に対する最大応答をプロットすることで、地震動に対する構造物の応答を総合的に捉えることができるし、逆に地震動の特性を応答を介して明らかにすることもできる。しかし、基本的には応答の最大値に注目している指標であるので、応答振幅の繰り返しに基づいた考察があってしかるべきだと考えられる。特に、地震被害を即時把握するためには、どの時点でどれくらいの被害が発生する

かりアルタイムに推定する必要があるため、繰り返しという時系列的な概念を積極的に取り入れることが肝要と考えられる。

このような観点から、地震動に対する構造物の応答振幅の最大値のみならず、応答振幅の繰り返しを同時に考慮する疲労応答スペクトル強度（Fatigue response Spectrum Intensity: *FSI*）を提案し、タイプ別地震動のみならず各種の地震動による構造物の疲労応答スペクトル強度を算出し、変位、速度、加速度の3応答の組み合わせを総合的に考察することにより、構造物の破壊を地震動の関係で明快に捉えることが、本研究の目的である。

## 1-2 研究の構成

本研究報告書は、6章から構成されている。

第2章では、地震応答の繰り返しを考慮した疲労応答スペクトル強度について、具体的な計算方法を示しながら、既往の被害指標との違いを説明している。

第3章では、疲労応答スペクトル強度を用いた構造物の被害相関解析として、木造構造物と上水道管路を例に取り、既往の被害指標と今回提案している指標である疲労応答スペクトル強度を、近年発生した日本の被害地震を対象として検討を行った。

第4章では、地震応答の繰り返しが構造物にどのような影響を与えるか、応答の繰り返しを考慮した水平動入力実験を行うことにより、検討を行った。

第5章では、地震被害早期把握のため時系列的な概念を考慮した累積疲労応答スペクトル強度を提案し、指標間の相関について検討を行うとともに、RC構造物被害への適応性について検討を行い、本指標の可能性を探った。

第6章は結論であり、本研究の成果と今後の課題を整理してまとめ

たものである。

## 第2章 地震応答の繰り返しを考慮した疲労応答 スペクトル強度

### 2-1 概説

一般に地震動の最大加速度が大きければ大きいほど、構造物の被害も大きくなると考えられてきた。そこで、最大加速度や計測震度、最大応答より導かれるスペクトル強度（*SI* 値）などが、地震動の破壊力を示す指標として用いられてきた。しかし、これらの指標は最大値のみに着目しており、地震により構造物が何回揺らされ、どれくらい疲労が蓄積されたかという点を考慮していない。特に、兵庫県南部地震以降強震記録装置が多く設置されるに至り、1(G)に迫る加速度が多く記録されているのに対して、これらの指標は地震被害の程度と必ずしも一致しない。

また応答スペクトルは、波形の形を見ただけでは分からない地震波のいろいろな特性、特に構造物への影響を明瞭に読み取ることができ、1質点系減衰系によって代表される構造物に対して地震波が与える最大の影響を表現している。しかし、この応答スペクトルも構造物の最大応答のみに着目したものであり、構造物が受ける地震応答の繰り返しを十分には考慮していない。

そこで本章では、最大応答付近での繰り返し回数を考慮する疲労破壊の概念を導入した新指標である、疲労応答スペクトル強度（Fatigue response Spectrum Intensity: *FSI*）を提案する。

## 2-2 応答スペクトルとスペクトル強度

### 1) 応答加速度・応答速度・応答変位

1 質点系減衰系が地盤に支えられており、その地盤に地震の場合のように加速度が与えられた時の質点の振動を応答と呼ぶ。応答加速度、応答速度、応答変位の計算方法は以下の通りである。

1 質点系のモデルとして、図 2-1 のようなものを考える。ただし、 $m$  は質量、 $k$  はばね定数、 $c$  は減衰係数とする。質量は、構造物などの重量を重力加速度で除したものを表し、ばねは構造物が揺れたときに元に戻そうとする弾力的な力、ダッシュポットは構造物の振動がだんだん衰えていく減衰の機構を代表させるものと考えられる。

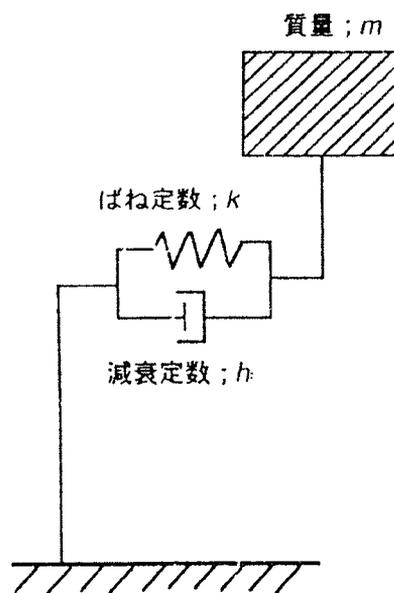


図 2-1 1 質点系モデル

1 質点系モデルは、実際にはかなり複雑な構造を、力学的要素を組み合わせて最も簡単に表現でき、しかも簡単なわりには、実際の構造物における振動の様を、ある程度うまく説明できる。

地面が、加速度  $\ddot{y}(t)$  をもって動く 1 質点系粘性減衰系の運動方程式は、

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{y} \cdots (1)$$

全体を  $m$  で割って、 $c/m \equiv 2h\omega$ 、 $k/m \equiv \omega^2$  とおくと

$$\ddot{x} + 2h\omega\dot{x} + \omega^2 x = -\ddot{y} \cdots (2)$$

ここに

$$h : \text{減衰定数} \quad \omega : \text{固有円振動数}$$

今、任意の力  $F(t)$  が質点に作用する場合、式(1)は

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F(t)$$

となり、任意の時刻における質点の相対変位  $x(t)$  は

$$x(t) = \int_0^t \frac{F(\tau)}{m\omega_d} e^{-h\omega(t-\tau)} \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \cdots (3)$$

ここに

$$\omega_d = \omega\sqrt{1-h^2} : \text{減衰固有円振動数} \cdots (4)$$

となる。今の場合は、 $F(\tau)$  を  $-m\ddot{y}(\tau)$  で置き換えればよいため、式は

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{y}(\tau) e^{-h\omega(t-\tau)} \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \cdots (5)$$

となる。これが、1 質点系粘性減衰系の地震動に対する相対変位応答である。同様にして、地震動に対する相対速度応答、絶対加速度応答は以下の式のようになる。

$$\dot{x}(t) = -\int_0^t \ddot{y}(\tau) e^{-h\omega(t-\tau)} \left[ \cos \omega_d(t-\tau) - \frac{h}{\sqrt{1-h^2}} \sin \omega_d(t-\tau) \right] d\tau \cdots (6)$$

$$\ddot{x}(t) + \ddot{y}(t) = \omega_d \int_0^t \ddot{y}(\tau) e^{-h\omega(t-\tau)} \left[ \left( 1 - \frac{h^2}{1-h^2} \right) \sin \omega_d(t-\tau) + \frac{2h}{\sqrt{1-h^2}} \cos \omega_d(t-\tau) \right] d\tau \cdots (7)$$

## 2) 応答スペクトル

地震中に、1 質点系が受ける最大相対変位、最大相対速度、最大絶対加速度を、それぞれ  $S_d, S_v, S_a$  とすれば、前出の式(5)、(6)、(7)よりそれぞれ以下のように表される。

$$\left. \begin{aligned} S_d &= \frac{1}{\omega_d} \left| \int_0^t \ddot{y}(\tau) e^{-h\omega(t-\tau)} \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \\ S_v &= \left| \int_0^t \ddot{y}(\tau) e^{-h\omega(t-\tau)} \left[ \cos \omega_d(t-\tau) - \frac{h}{\sqrt{1-h^2}} \sin \omega_d(t-\tau) \right] d\tau \right|_{\max} \\ S_a &= \omega_d \left| \int_0^t \ddot{y}(\tau) e^{-h\omega(t-\tau)} \left[ \left( 1 - \frac{h^2}{1-h^2} \right) \sin \omega_d(t-\tau) + \frac{2h}{\sqrt{1-h^2}} \cos \omega_d(t-\tau) \right] d\tau \right|_{\max} \end{aligned} \right\} \cdots (8)$$

これらの関数  $S_d(h, T), S_v(h, T), S_a(h, T)$  を減衰定数をパラメータとし、非減衰固有周期に対して描いた図 (図 2-2 参照) を、応答スペクトルという。

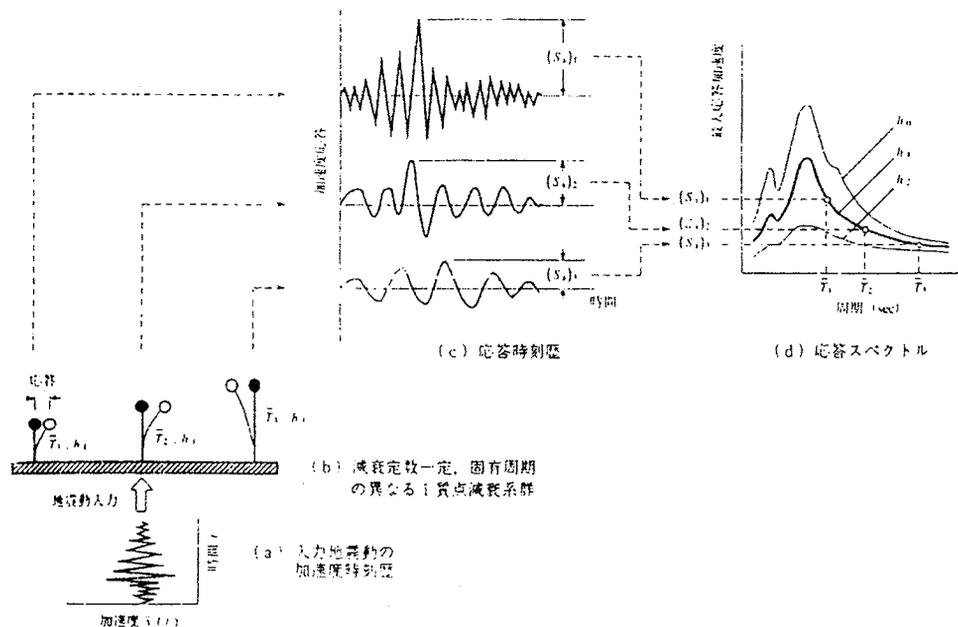


図 2-2 応答スペクトルの模式的説明

通常の構造物では、減衰定数  $h$  は 1 に比べて小さい値である。したがって、近似的には  $\sqrt{1-h^2} \doteq 1$  であり、式(4)によれば  $\omega_d \doteq \omega$  となる。さらに、1 に比べて  $h$  のオーダーのものまで無視し、今は最大値だけを問題としているのであるから、式(8)で  $\sin$  と  $\cos$  の絶対値を同一視すれば、 $S_d, S_v, S_a$  の間には、近似的ではあるが、次のような関係が成り立つ。

$$\left. \begin{aligned} S_d &\doteq \frac{1}{\omega} S_v = \frac{T}{2\pi} S_v \\ S_v &= S_v \\ S_a &\doteq \omega S_v = \frac{2\pi}{T} S_v \end{aligned} \right\} \cdots (9)$$

多くの地震波による速度応答スペクトルの形は、平均的には横軸の周期に平行な直線となる(ごく短周期の部分を除いて)。すなわち  $S_v \doteq \text{Const}$  である。したがって式(9)によれば、加速度応答スペクトルおよび変位応答スペクトルの概略の形は、それぞれ双曲線および原点を通る右上がりの直線となっている(図 2-3 参照)。

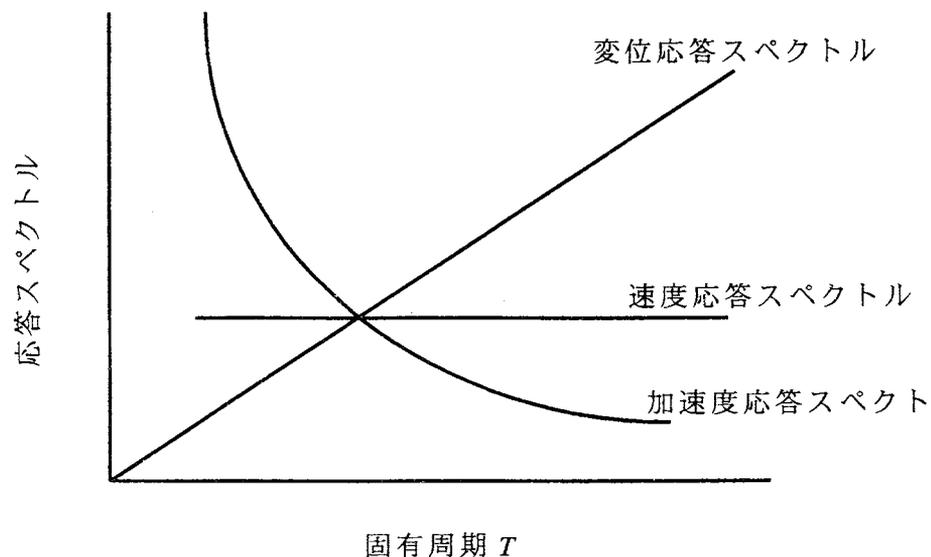


図 2-3 応答スペクトルの概略の形

### 3) スペクトル強度

構造物やその部材の周期にはいろいろなものがあり、また局所的な破壊が起こると、それらの固有周期は変化する。そこで、普遍的な構造物の主要な周期は大体 0.1(sec)から 2.5(sec)の間にあるものと考え、ハウスナー(G.W. Housner)はこの間のエネルギーの総和を表す積分値、すなわち固有周期  $T=0.1\sim 2.5$ (sec)における 1 質点系の速度応答スペクトルの積分値

$$SI_h = \int_{0.1}^{2.5} S_v(h, T) dT$$

をもって、地震の破壊力を表す 1 つの指標とすることを提案している。 $SI$  値は、スペクトル強度 (Spectral Intensity:  $SI$ ) と呼ばれ、図 2-4 の速度応答スペクトルにおいて、ハッチ下部分の面積に相当する。

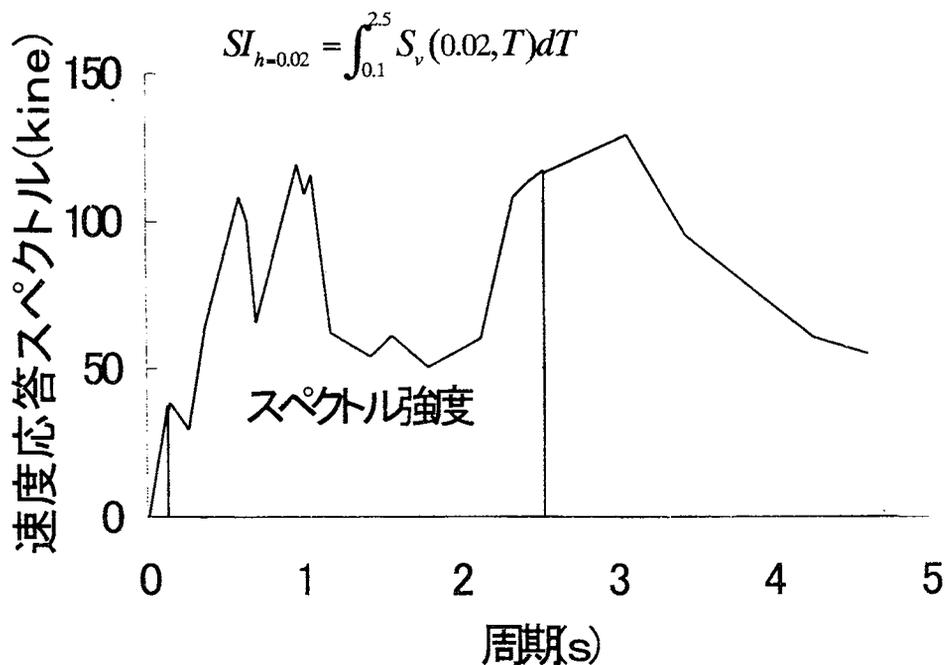


図 2-4 スペクトル強度

## 2-3 疲労応答スペクトル強度 ( $FSI$ 値)

応答スペクトルにおいて、最大応答だけでなく、応答波形の各振幅の繰り返し回数を考慮して疲労破壊の概念を導入した新しい指標が疲労応答スペクトル強度 ( $FSI$  値) である。以下に  $FSI$  値の計算方法について述べることにする。

### 1) 応答速度の計算

図 2-5 のような 1 質点系モデルを考える。Housner は、減衰定数が  $h=0.05$  以上であれば応答速度スペクトルは固有周期による変動は小さく、地震動の強さによって決まるほぼ一定の値をとることを見出した。そこで、1 質点系モデルの減衰定数を  $h=0.05$  とし、固有周期を  $T=0.1 \sim 2.5(\text{sec})$  とする。この 1 質点系モデルに強震加速度を入力して応答速度を求める。このとき、プログラムにおいて 1 質点系モデルの固有周期を  $T=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8 \dots$  と  
いうように  $0.1(\text{sec})$  刻みに設定して計算を行い、それぞれの固有周期に対応する応答速度を求める。

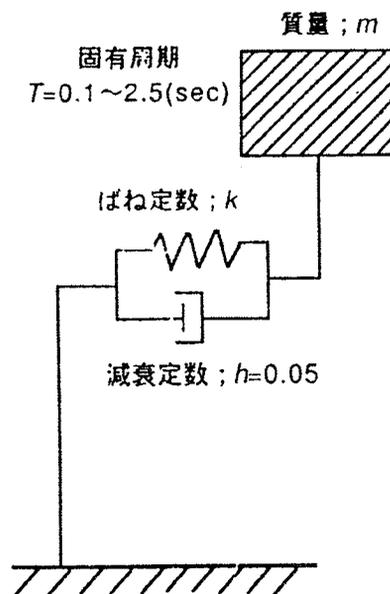


図 2-5 1 質点系モデル

## 2) 繰り返し回数の定義

地震動に対する構造物の疲労破壊を表すために、本研究では応答波形の各振幅での繰り返し回数を数える。図 2-6 は応答速度波形の一例である。まず、図のように波形を高さのみの成分に変換し、各振幅の回数を繰り返し回数とする。これを固有周期  $T=0.1\sim 2.5(\text{sec})$  に対する 1 質点系モデルのそれぞれの応答速度波形に対して適用する。

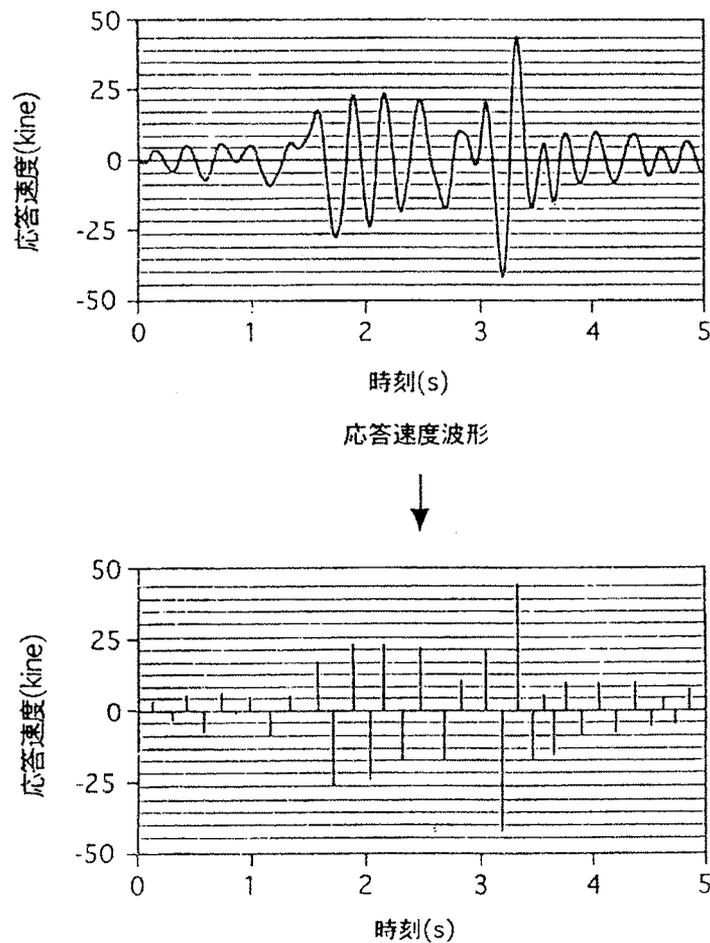


図 2-6 変換した応答速度波形

また、図 2-7 のような場合には  $A_1$  なる応答で 1 回、 $A_2$  なるレベルで 1 回応答が繰り返されたとする。また、図 2-8 のような場合には次のように考える。まず、このうちの最大応答  $A_3$  で 1 回とする。つぎに、 $A_5$  で 1 回とせずに  $A_5 - \frac{A_4 + A_6}{2}$  で 1 回とする。同様にして  $A_7 - \frac{A_6 + 0}{2}$  で 1 回とする。これは 2、3 番目のピークの麓が完全にゼロではないので、ピークと麓との差を応答振幅とみなしたことに相当する。

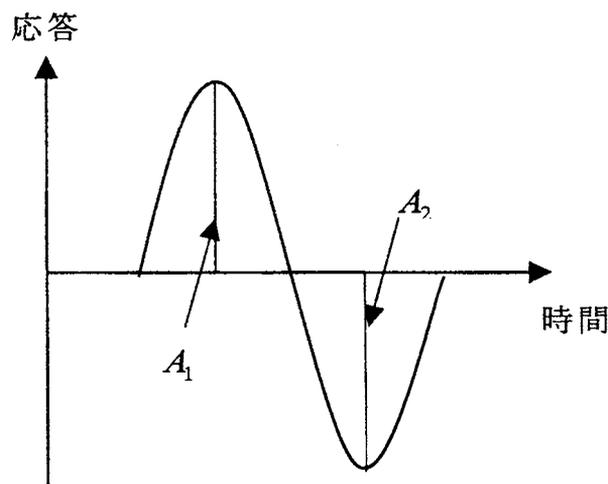


図 2-7 繰り返し回数算定のための概念図(1)

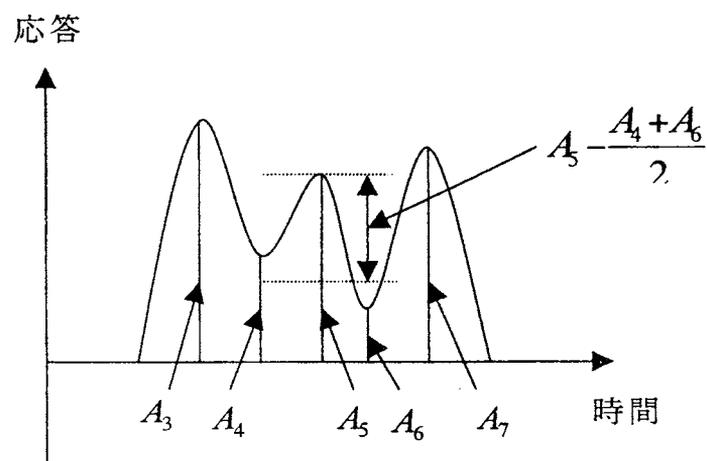


図 2-8 繰り返し回数算定のための概念図(2)

### 3) 疲労応答スペクトル強度の計算

固有周期 ( $T$ ) を  $X$  軸に、速度応答スペクトル ( $S_v$ ) を  $Y$  軸に、各応答レベルでの繰り返し回数 ( $C_{sv}$ ) を  $Z$  軸にとったものを「疲労速度応答スペクトル強度」と呼ぶことにする。疲労速度応答スペクトル強度の概念を図 2-9 に示す。図 2-9 において、 $T_j \sim T_{j+1}$  の間は 0.1(sec) を表し、 $S_{vij}$  は速度応答スペクトルのある応答レベルの大きさを表している。 $(T_{j+1} - T_j) \times S_{vij} \times 1$  から 1 つの応答速度レベルにおける値を求め、これを各々の応答レベルで足し合わせることににより、直方体の体積として算出する。足し合わせる際、得られる値は地震動が構造物に与えるエネルギーを表すようにするために速度応答スペクトルは 2 乗する。この作業を固有周期  $T=0.1 \sim 2.5$ (sec) まで積分したものを速度  $FSI$  値と呼ぶことにする。また、加速度  $FSI$  値、変位  $FSI$  値については同様にして強震加速度記録に対する 1 質点系モデルの応答加速度、応答変位を求めることにより  $FSI$  値を求める。以上より  $FSI$  値は以下の方法で求められる。

$$FSI_v = \sum_{j=0.1}^{2.5} \sum_{i=0}^{C_{sv}} S_{vij}^2$$

$$FSI_a = \sum_{j=0.1}^{2.5} \sum_{i=0}^{C_{sa}} S_{a ij}^2$$

$$FSI_d = \sum_{j=0.1}^{2.5} \sum_{i=0}^{C_{sd}} S_{d ij}^2$$

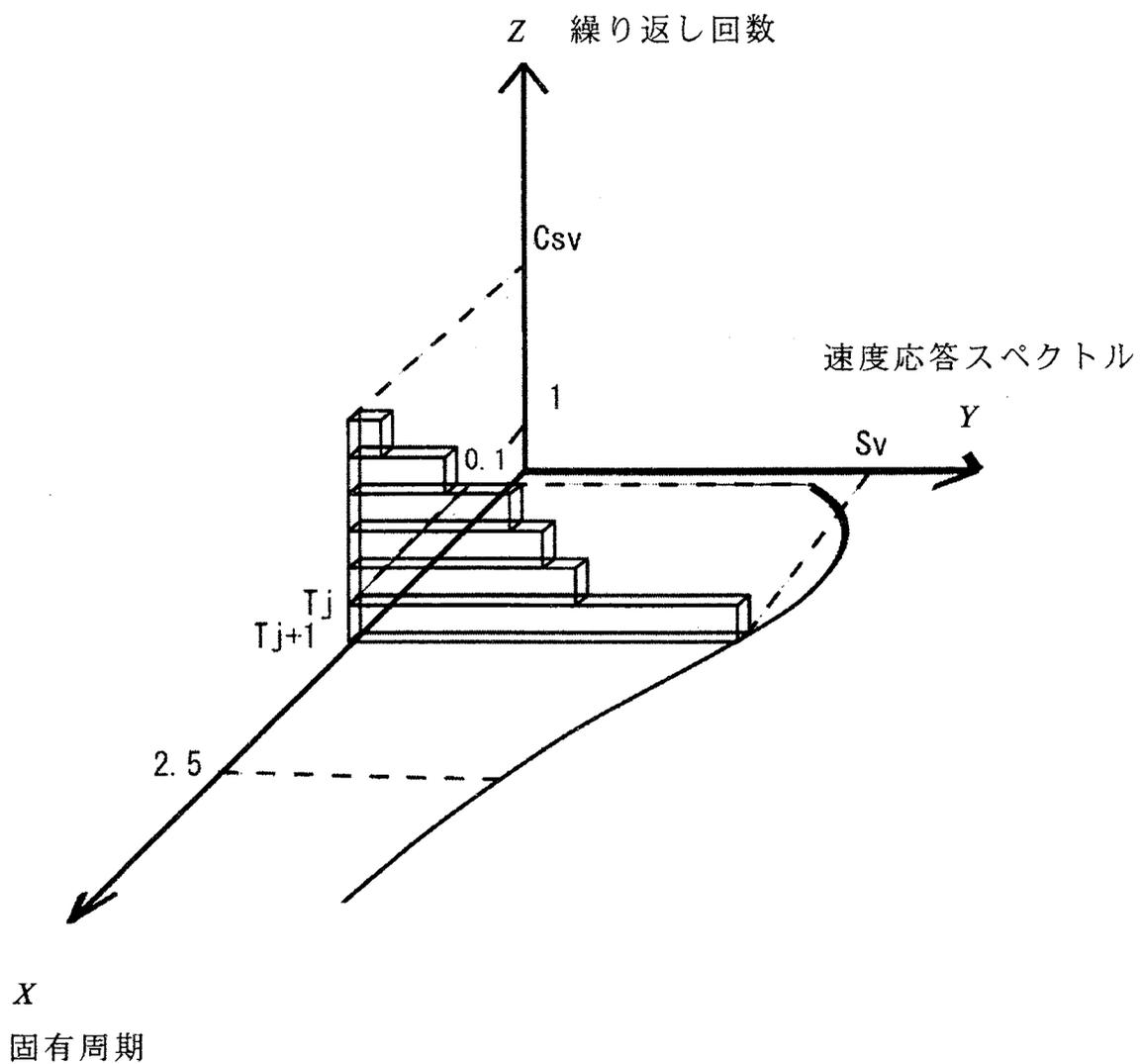


図 2-9 疲労速度応答スペクトルの概念図

## 第 3 章 疲労応答スペクトル強度を用いた 構造物の被害相関解析

### 3-1 概説

本章では、2章により提案された *FSI* 値が木造建物、上水道管路の被害率とどのような相関があるか被害相関解析を実施する。また、本指標が既往の他の指標に比べ十分有意となるか確認するため、最大加速度と *SI* 値を例に取り比較検討を行う。以上のことにより、種々の構造物被害に対してどの程度精度良く本指標が適用できるのかを検討する。

### 3-2 木造建物被害率と各被害指標との関係

各都市における強震記録から計算された最大加速度と木造建物被害率との関係を表 3-1 にそれぞれ示す。このグラフに示す値に対し指数関数による回帰曲線を求め、相関係数を求めることにより本指標がどの程度の精度で被害を表すことができるのかを検討する。なお、木造建物に対する被害率は、本報告ではある地域における全壊棟数に半壊棟数の 1/2 を加えた値を世帯数で除したものとして定義する。

## 1) 最大加速度

地震動の最大加速度と木造建物被害率との関係を図 3-1 に示す。図に示すようにややばらつきが見られるため、累乗関数による相関を取ると、相関係数は 0.73 となった。この理由としては、鹿児島県北西部地震における出水市と宮之城町、三陸はるか沖地震における八戸市の 3 地区については被害率に比べ最大加速度の値が大きく、相関曲線から離れているためと考えられる。そこで図 3-2 (a) ~ (c)、図 3-3 (a) ~ (c) に示す 3 地区における加速度波形、フーリエスペクトルを見ると、八戸市では最大加速度は比較的大きい値を示しているが、主要動の継続時間が 2~3 秒と短いことが分かる。また、出水市と宮之城町における加速度記録については、比較的長時間にわたって大きな加速度を示し、特に宮之城町では最大加速度が 902gal という極めて大きな値を記録しているが、フーリエスペクトルよりいずれの地域においてもごく高振動数である 10Hz 付近で卓越していることが分かる。このように、最大加速度だけでは地震応答の繰り返しによる疲労の程度や周期特性を表すことができないために、出水市や宮之城町、八戸市は実際の破壊力よりも大きく評価されたのではないかと考えられる。

## 2) SI 値

SI 値と木造建物全壊率との関係を図 3-4 に示す。全体的にばらつきが小さく、相関係数は 0.84 と高い値となった。1) により相関が悪かった出水市や宮之城町、八戸市については、最大加速度は大きいですが応答速度は他の点に比べて小さくなり SI 値が小さく計算されるため、相関がよくなっている。しかしながら、明石市における SI 値に対して木造建物全壊率が大きくなっている。この理由としては、図 3-5 に示す加速度波形から明らかのように、比較的加速度振幅の揃った波形が連

続していることによる効果、すなわち地震応答の繰り返しによる効果が、*SI* 値では考慮できないためであると考えられる。

### 3) *FSI* 値

*FSI* 値と木造建物全壊率との関係を図 3-6 に示す。この値については応答速度スペクトルが 2 乗されている影響から、図に示すように応答速度スペクトルの大きさによって *FSI* 値に大きな差が見られる。また全体的にばらつきは小さく、相関係数は 0.90 と *SI* 値より高い値となった。特に *SI* 値と木造建物全壊率との相関で問題のあった、明石市における *FSI* 値について、若干ではあるものの改善されている。

以上の解析結果より、*SI* 値と *FSI* 値は最大加速度に比べ木造建物被害と相関がよいことが明らかとなった。なかでも *FSI* 値の相関係数は 0.90 となり、*SI* 値の相関係数 0.84 より高い値となったことから、*FSI* 値は木造建物の被害を表す指標として、*SI* 値と同等かそれ以上に優れていると考えられる。このため、木造建物被害指標として本指標を適用することは妥当であると考えられる。

### 3-3 上水道管路被害率と各被害指標との関係

表 3-2 に示す解析対象地域における強震加速度記録からそれぞれ求められる最大加速度、*SI* 値、加速度 *FSI* 値、速度 *FSI* 値、変位 *FSI* 値と上水道管路被害との関係を図 3-7～図 3-10 に示す。これらグラフから回帰直線に対する相関係数を求め、本指標がどのくらいの精度で上水道管路の被害を表すことができるのか調べる。ここで上水道管路の被害率は、以下の式で算定する。

$$\text{水道管路被害率(箇所/km)} = \text{被害箇所数} / \text{敷設延長距離(km)}$$

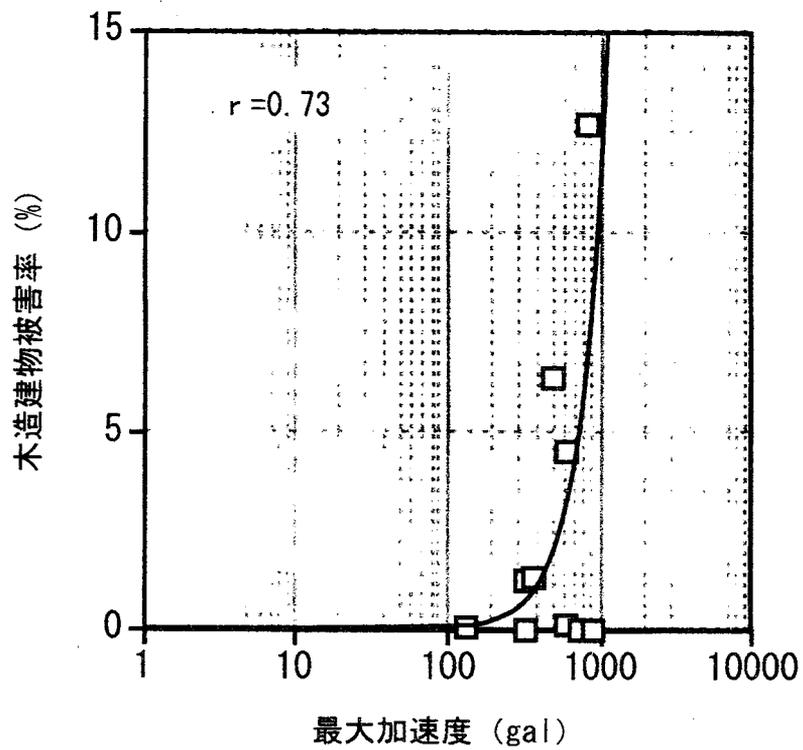
地震種別における上記の 5 つの指標について上水道管路被害率に対する相関係数を示した解析結果をまとめたものを図 3-11 に示す。図に示すように解析結果をみると、海洋型地震での最大加速度を除けばどの指標も被害と良い対応をすることがわかる。また、相関係数を見ると、各 *FSI* 値は良い相関を示しており、上水道管路被害に対応すると考えられる。特に速度 *FSI* 値は良い相関を示していることから、本指標が *FSI* 値の中で上水道管路被害を表す最も適した指標となると考えられる。

表 3 - 1 木造建物被害率

地震名	観測地点	木造建物被害率(%)
兵庫県南部地震	神戸市中央区	12.70
//	尼崎市	1.30
//	明石市	6.37
//	宝塚市	4.50
三陸はるか沖地震	八戸市	0.17
能登半島沖地震	輪島市	0.05
北海道東方沖地震	根室市	1.35
鹿児島県北西部地震	出水市	0.00
//	宮之城町	0.00
//	川内市	0.00

表 3 - 2 上水道管路被害率

地震名	観測地点	上水道管路被害率 (箇所/km)
兵庫県南部地震	神戸市中央区	0.43
//	宝塚市	0.23
//	尼崎市	0.13
三陸はるか沖地震	八戸市	0.10
北海道東方沖地震	根室市	0.15
能登半島沖地震	輪島市	0.14
釧路沖地震	釧路市	0.03



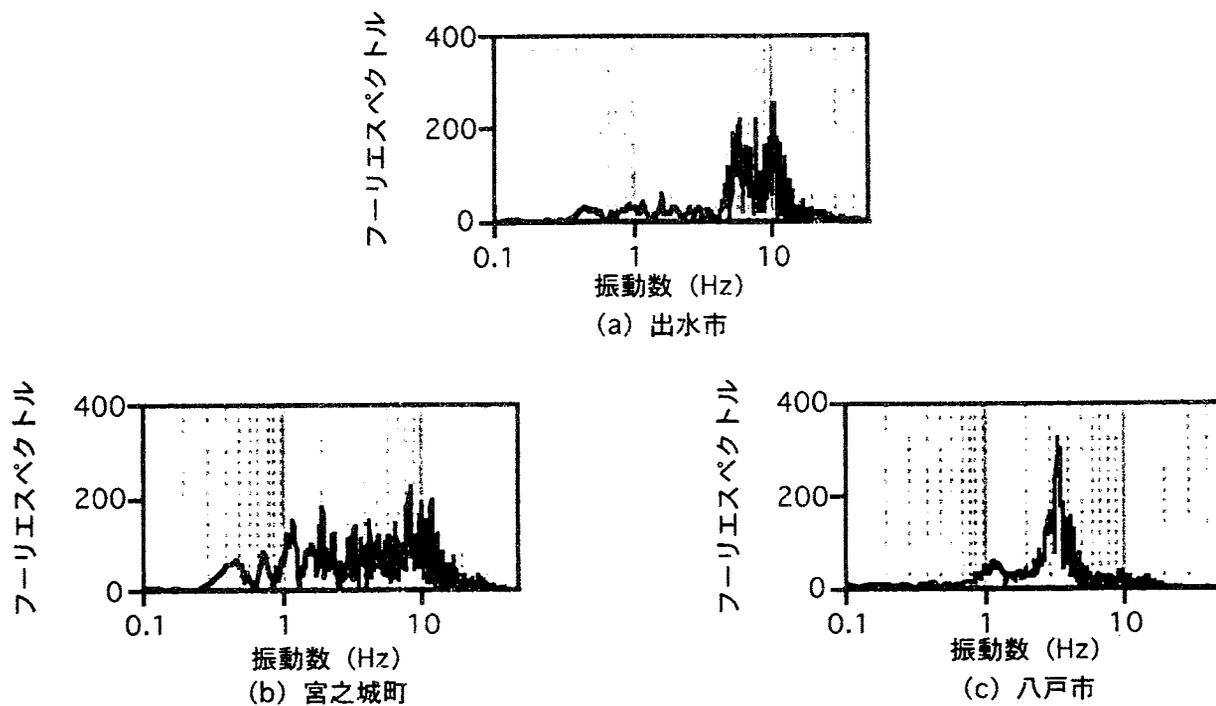


図 3-3 フーリエスペクトル

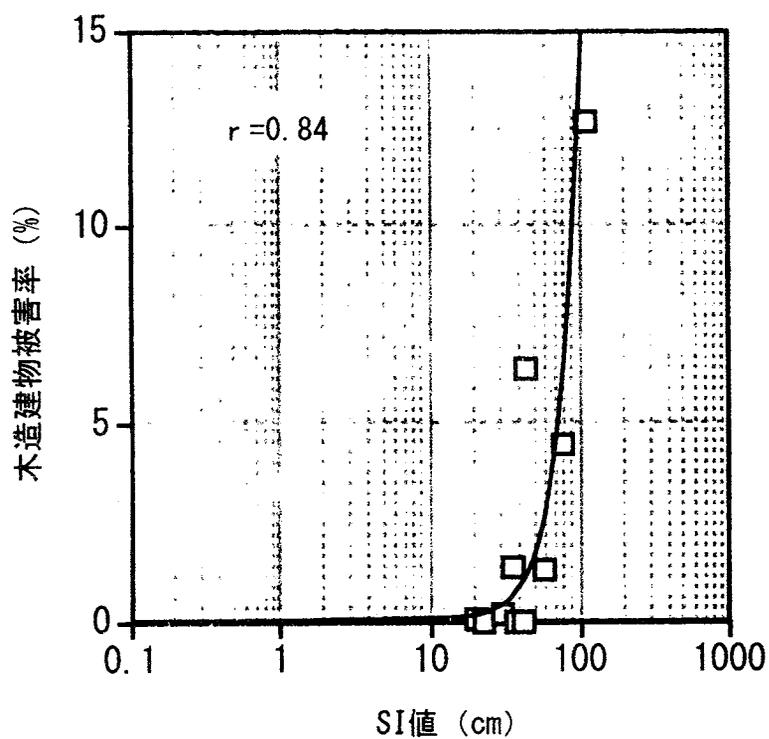


図 3-4 SI 値と木造建物被害率との関係

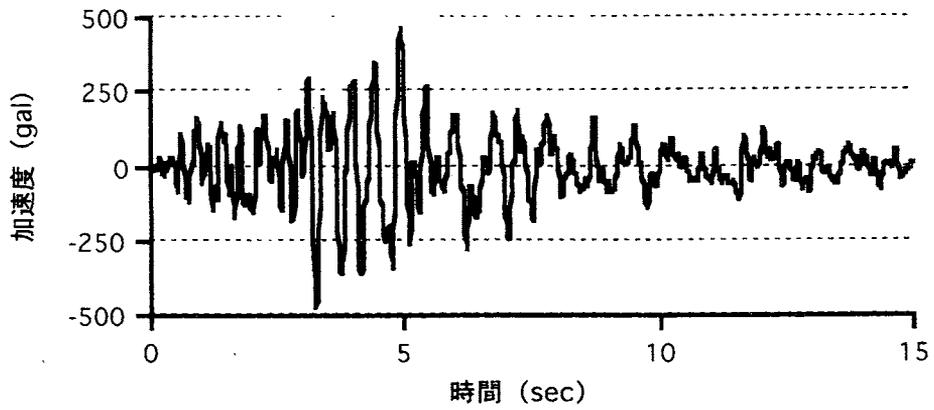


図 3-5 加速度時刻歴 (明石市)

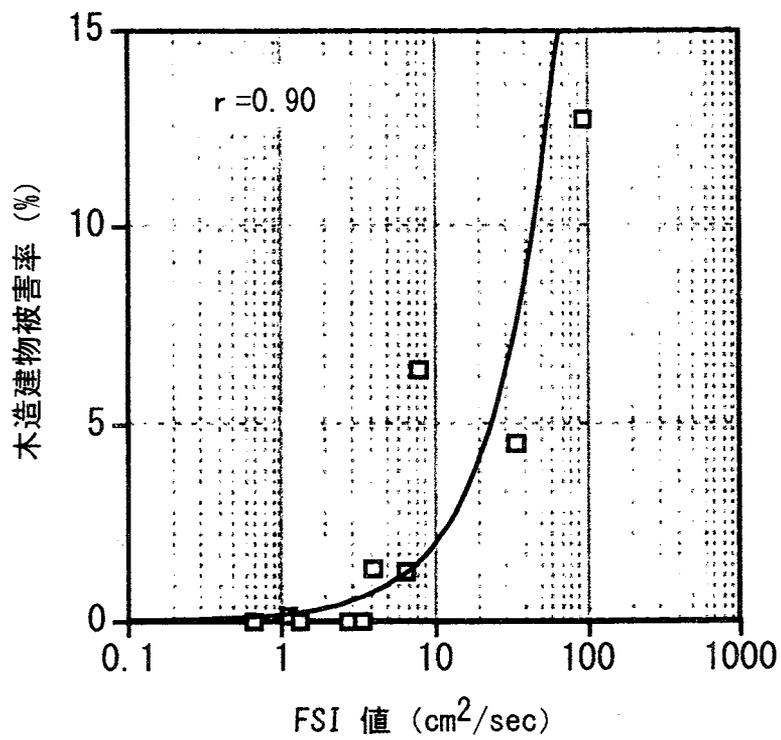


図 3-6 FSI 値と木造建物被害率との関係

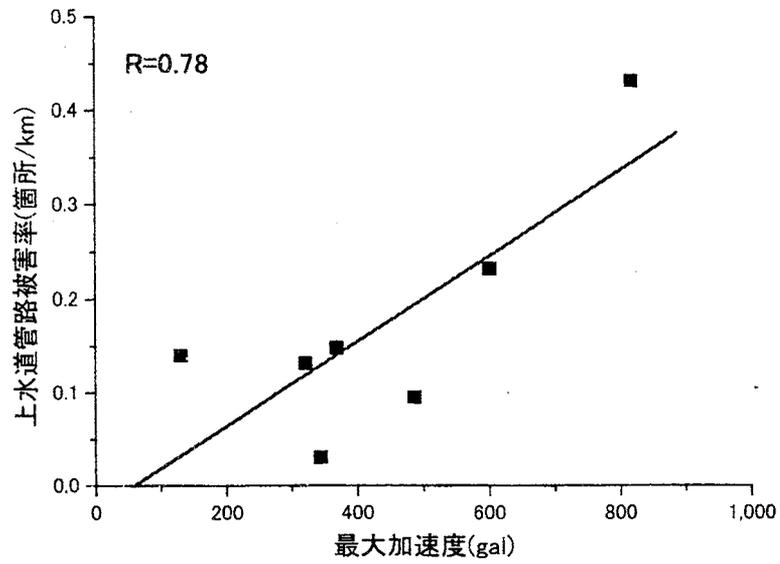


図 3-7 最大加速度と上水道管路被害との関係

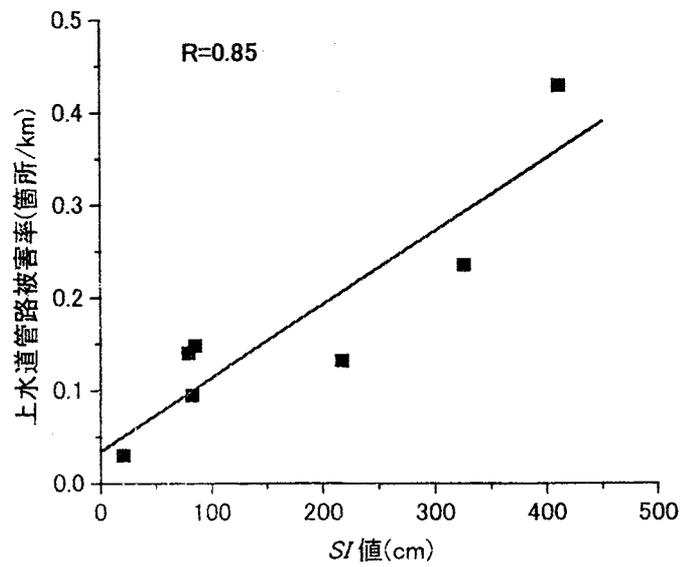


図 3-8 S/I 値と上水道管路被害との関係

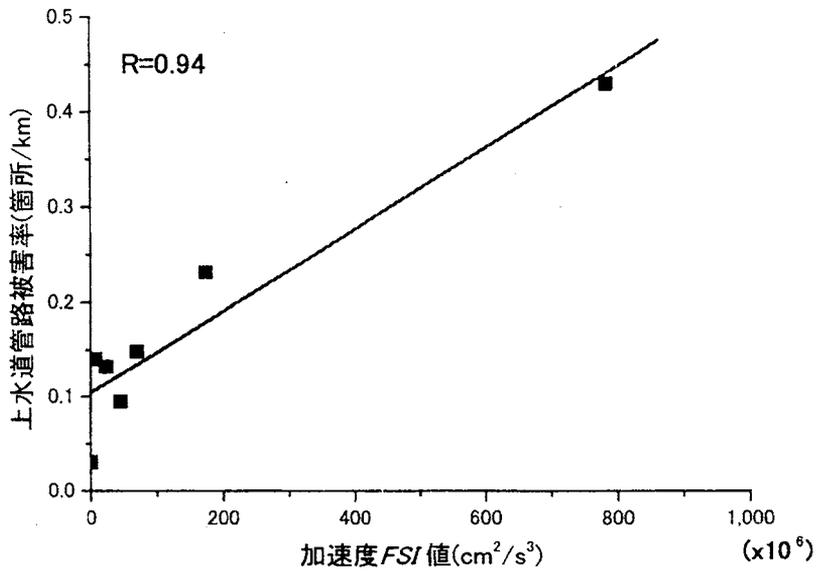


図 3-9 加速度 FSI 値と上水道管路被害との関係

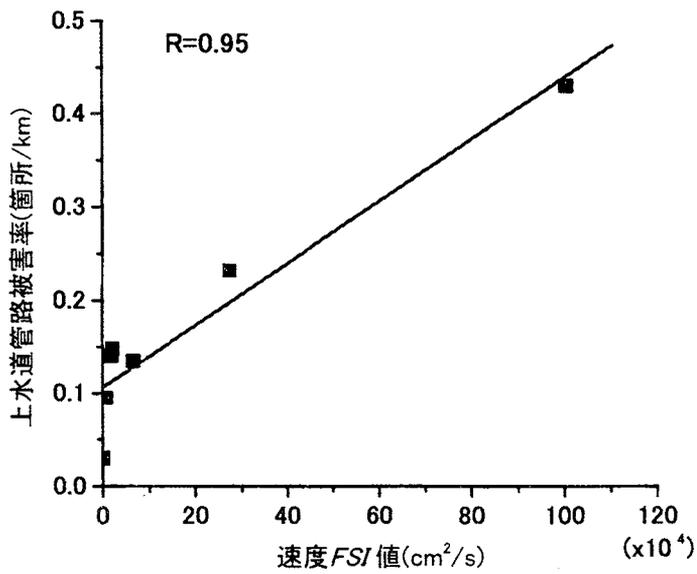


図 3-10 速度 FSI 値と上水道管路被害との関係

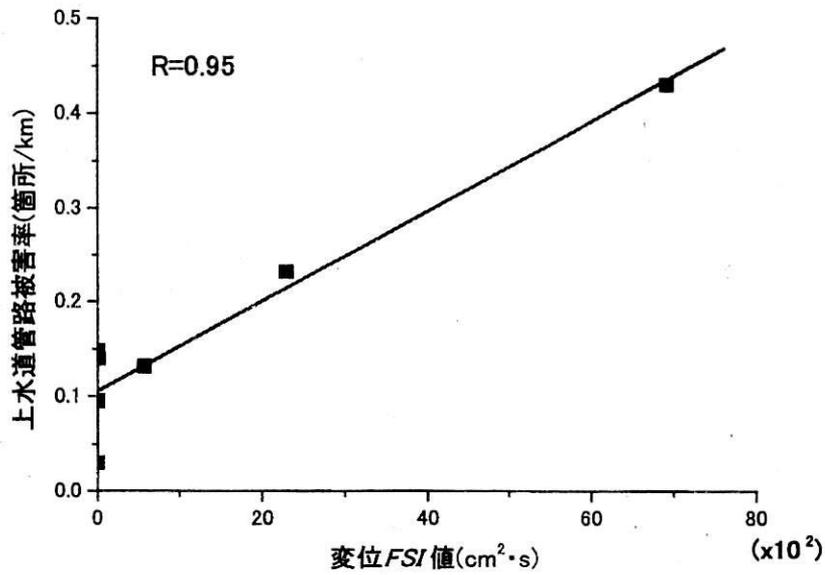


図 3-11 変位 FSI 値と上水道管路被害との関係

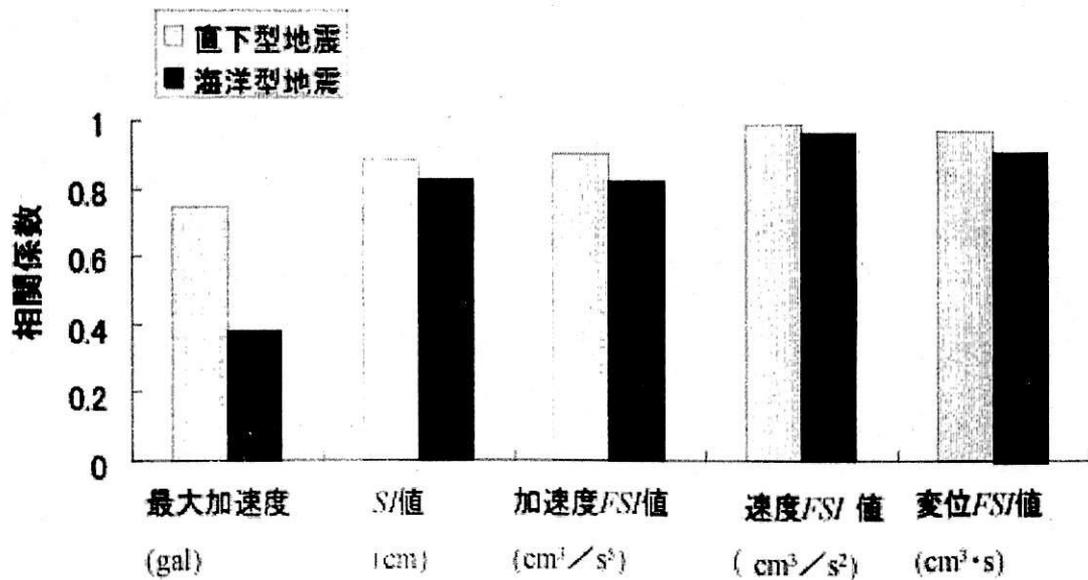


図 3-12 地震種別による解析結果

### 3-4 結語

本章では2章により提案された新指標 *FSI* 値について、木造建物と上水道管路の構造物被害を対象に本指標の妥当性を検討した。

本解析の結果、*FSI* 値は木造建物被害率・上水道管路被害率と良く対応することが明らかとなった。中でも速度 *FSI* 値は特に良い相関を示し、構造物被害を表す最も適した指標であると考えられる。

しかしながら、既存の指標値と木造建物被害率・上水道管路被害率との相関も比較的高いことが明らかとなったため、今後新たに得られる知見や実被害例を元にさらに検討を重ねる必要がある。また、本解析では本指標が構造物被害に良く対応することを明らかにしたが、繰り返しの影響による構造物の破壊のメカニズムについては検討できていないため、次章より振動特性の異なる波形が構造物に及ぼす影響を調べる。さらに時系列的に本指標を評価し、地震動の繰り返しが構造物破壊にどの程度影響するのかを検討する。

## 第 4 章 応答の繰り返しを考慮した水平動入力実験

### 4-1 概説

地震において、構造物に被害を与える要因には様々なものがある。地上構造物の被害要因には、地滑り、崖崩れや地割れ、地盤の隆起と沈降、液状化現象などの地盤の災害が挙げられる。しかし、これらの要因はすべて地震動によって引き起こされるものであり、地震動は構造物被害の基本となるものであると考えられる。

また、地震時の構造物の応答に影響する要素には、震源域における地震の性質、地震波が伝わってくる地盤の性質、基盤とその上の地表層の性質、固有周期や減衰などの構造物の振動特性および地盤と建物の相互作用などが挙げられる。構造物が被害を受けるまでにはこれらの各要素は互いに複雑に重なり合っている。

しかし、本研究は、構造物の被害をなるべく簡単に表すことができる指標を提案することが目的である。そこで、基本的な地震動の特性に構造物の応答に影響を及ぼす要素を組み合わせることにより求めた指標が、すでに第 2 章において説明した *FSI* 値である。

本章では、今回提案した疲労応答スペクトル強度が各々の構造物の被害をどの程度表現できるかを調べるために、木造構造物の倒壊要因の 1 つである接合部に対象を置いた模型を用いて、その模型の最大変位と *FSI* 値との関係について比較・検討を行う。

## 4-2 実験概要

実験に用いた模型概要図を図 4-1 に示す。

この模型を振動台に剛に設置し、本学振動台の水平動入力装置で入力を与える形式とする。また、各々の実験が同一条件から行えるように、模型の供試体を毎回交換することで実験が重ねられるようになっている。

入力については、表 4-1 に示す各地震波を 160~300(gal)に基準化して与えている。また、各々の実験前後において自由振動実験を行い、固有振動数と減衰定数を求めた。それらを、表 4-2 に示す。さらに、各地震波とそのフーリエスペクトルの一例を図 4-2、図 4-3 に示す。

計測は、図 4-1 に示したように振動台に取り付けた加速度計により入力加速度を、模型上に取り付けた加速度計により応答加速度を、振動台と一体となって振動するように新たにに取り付けた基礎に設置したレーザー変位計により模型上部と振動台との相対変位を計測する。

表 4-1 入力地震動

	入力地震動の名称	詳細
直下型	神戸海洋気象台 (jmakb)	兵庫県南部地震
	尼崎 EW (amgew)	"
	神戸本山 NS (kbnms)	"
	宝塚 EW (tkrew)	"
	米子 EW (yonew)	鳥取県西部地震
海洋型	八戸 NS (hatns)	三陸はるか沖地震
	根室 NS (nemns)	北海道東方沖地震
	輪島 EW (wajew)	能登半島沖地震
	釧路 EW (ksrew)	釧路沖地震

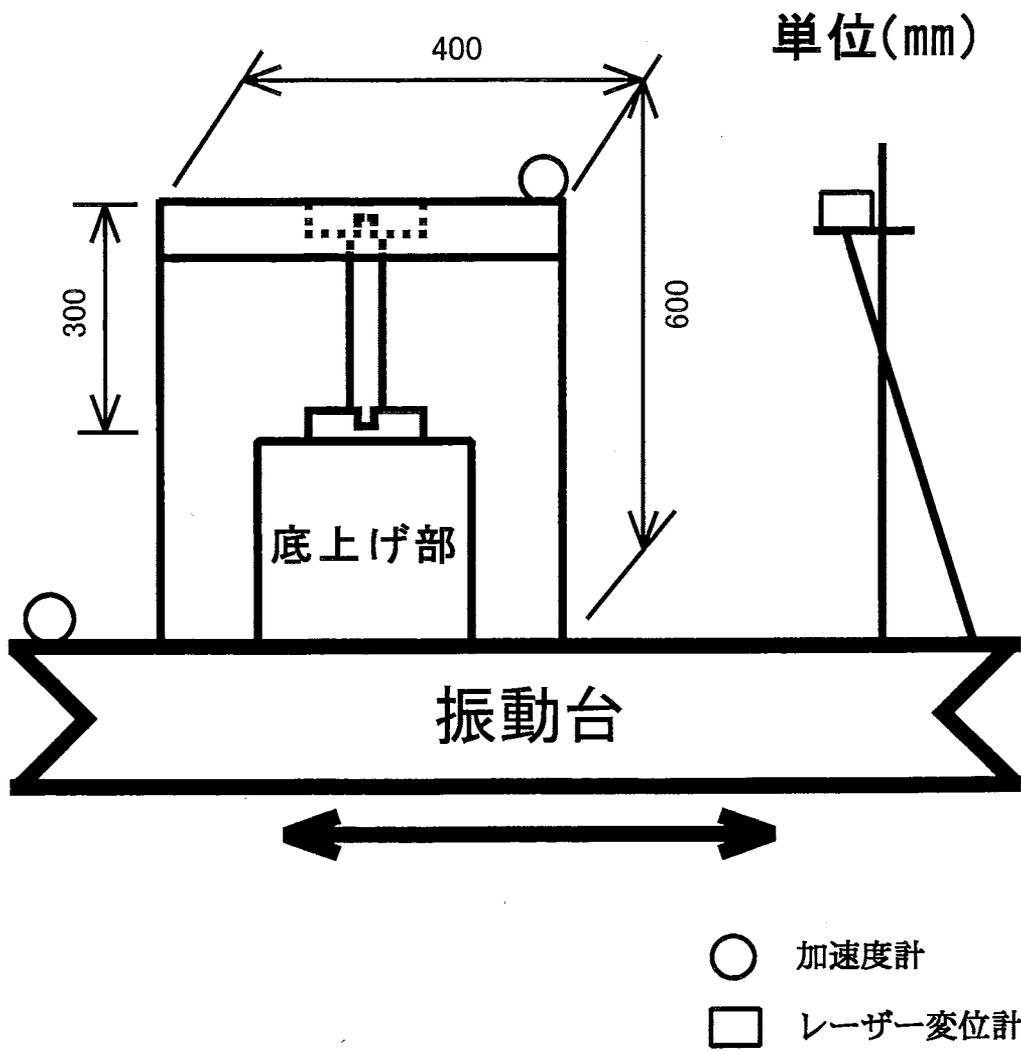


図 4-1 実験概要図

表 4-2 各実験の入力加速度と固有振動数および減衰定数

地震波	入力加速度	実験前		実験後	
		固有振動数	減衰定数	固有振動数	減衰定数
jmakb	300	3.5	0.016	3.5	0.017
	230	3.9	0.015	3.7	0.018
	210	3.7	0.022	3.7	0.024
	190	4.1	0.016	3.9	0.018
	200	3.5	0.024	3.5	0.022
	250	3.7	0.017	3.7	0.02
	amgew	210	4.3	0.017	4.2
210		4.1	0.017	4.1	0.017
210		3.7	0.015	3.5	0.016
190		3.9	0.016	3.9	0.015
190		3.5	0.019	3.5	0.019
210		3.7	0.022	3.7	0.019
kbnms		190	—	—	3.9
	210	4.1	0.013	3.9	0.016
	230	3.9	0.017	3.7	0.019
	180	3.7	0.015	3.5	0.018
	180	3.7	0.016	3.7	0.019
	230	3.5	0.02	3.3	0.032
	tkrew	270	3.9	0.019	3.9
230		4.7	0.014	4.1	0.017
220		4.3	0.017	4.1	0.025
200		3.7	0.016	3.7	0.013
210		3.7	0.019	3.7	0.019
290		3.5	0.025	3.5	0.024
yonew		200	3.9	0.011	3.9
	190	4.3	0.023	4.3	0.019
	220	3.9	0.018	3.9	0.014
	190	3.7	0.017	3.7	0.019
	210	3.5	0.021	3.5	0.02
	250	3.9	0.021	3.9	0.018

表 4-2 各実験の入力加速度と固有振動数および減衰定数

地震波	入力加速度	実験前		実験後	
		固有振動数	減衰定数	固有振動数	減衰定数
hatns	240	3.5	0.025	3.3	0.026
	190	3.9	0.013	3.7	0.022
	240	4.3	0.01	4.1	0.021
	160	3.5	0.014	3.3	0.017
	170	3.9	0.019	3.7	0.026
	280	3.9	0.028	3.3	0.032
nemns	270	3.5	0.038	3.2	0.033
	200	4.1	0.016	4.1	0.018
	220	4.1	0.023	3.9	0.021
	200	3.9	0.018	3.7	0.018
	180	3.7	0.022	3.5	0.022
	240	4.3	0.022	4.1	0.021
wajew	200	3.9	0.025	3.9	0.026
	230	4.7	0.013	4.7	0.023
	220	4.3	0.018	4.1	0.021
	200	3.7	0.016	3.5	0.016
	210	3.9	0.016	3.7	0.017
	230	3.7	0.021	3.5	0.019
ksrew	180	4.1	0.019	3.9	0.021
	170	3.9	0.016	3.7	0.014
	180	4.7	0.019	4.7	0.02
	170	3.5	0.017	3.5	0.015
	180	4.1	0.016	3.9	0.02
	200	3.9	0.02	3.9	0.021

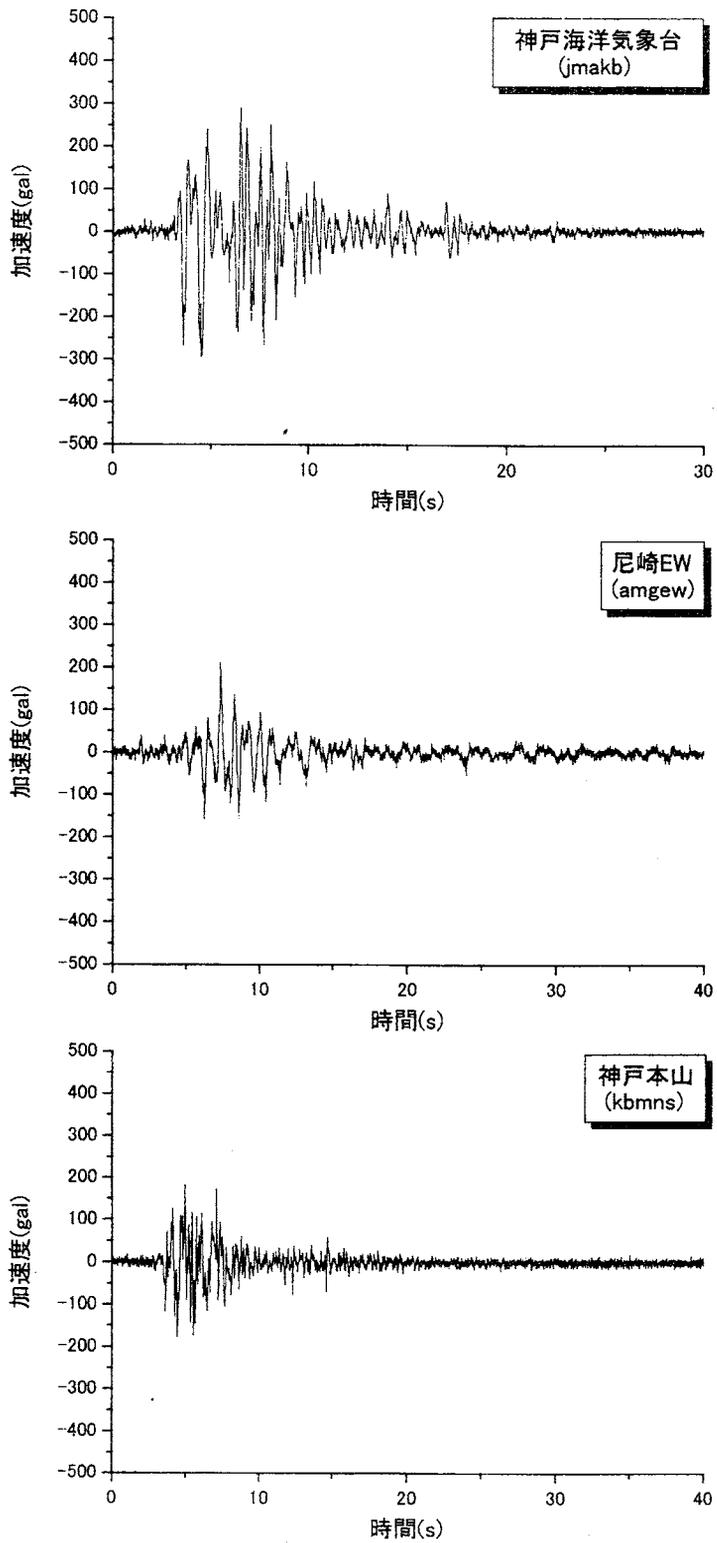


図 4-2 入力に用いた地震波時刻歴 (その1)

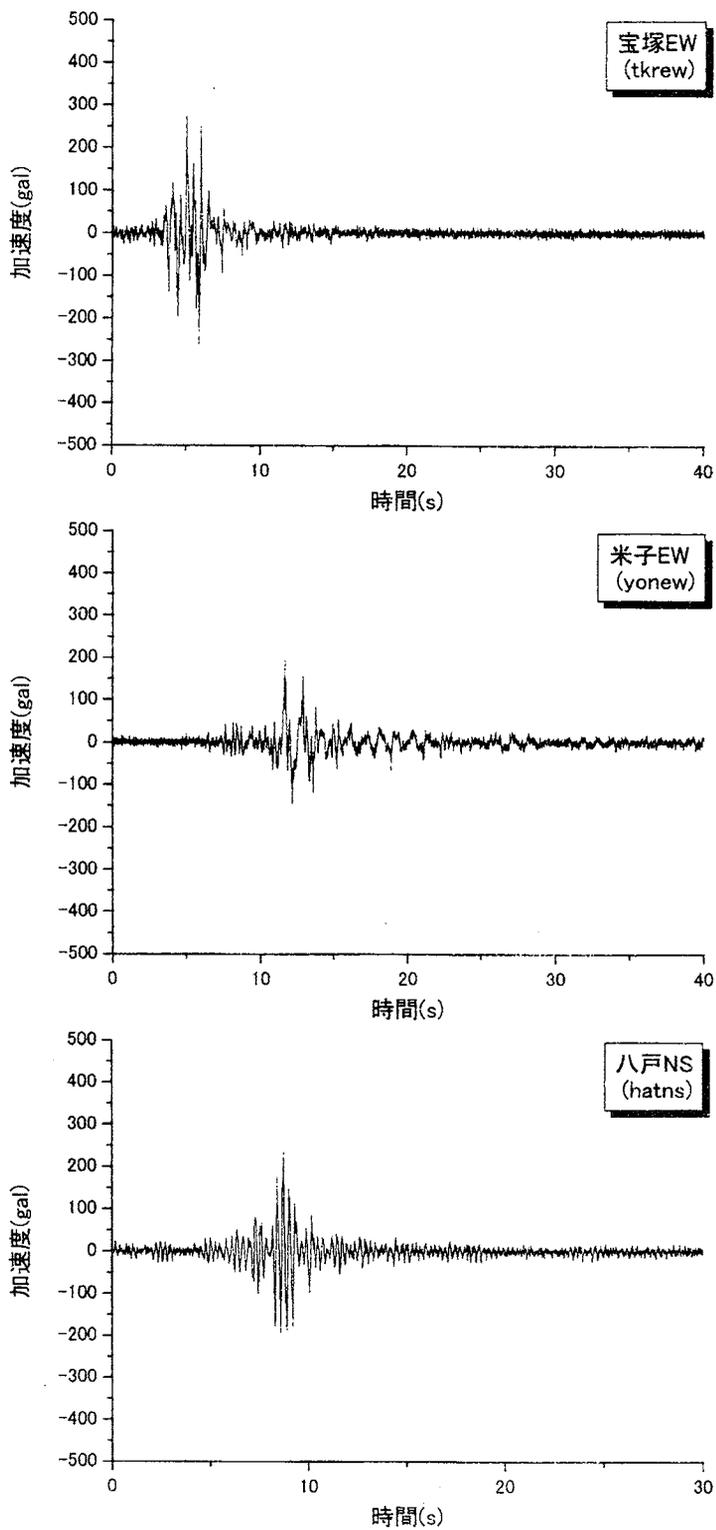


図 4-2 入力に用いた地震波時刻歴 (その2)

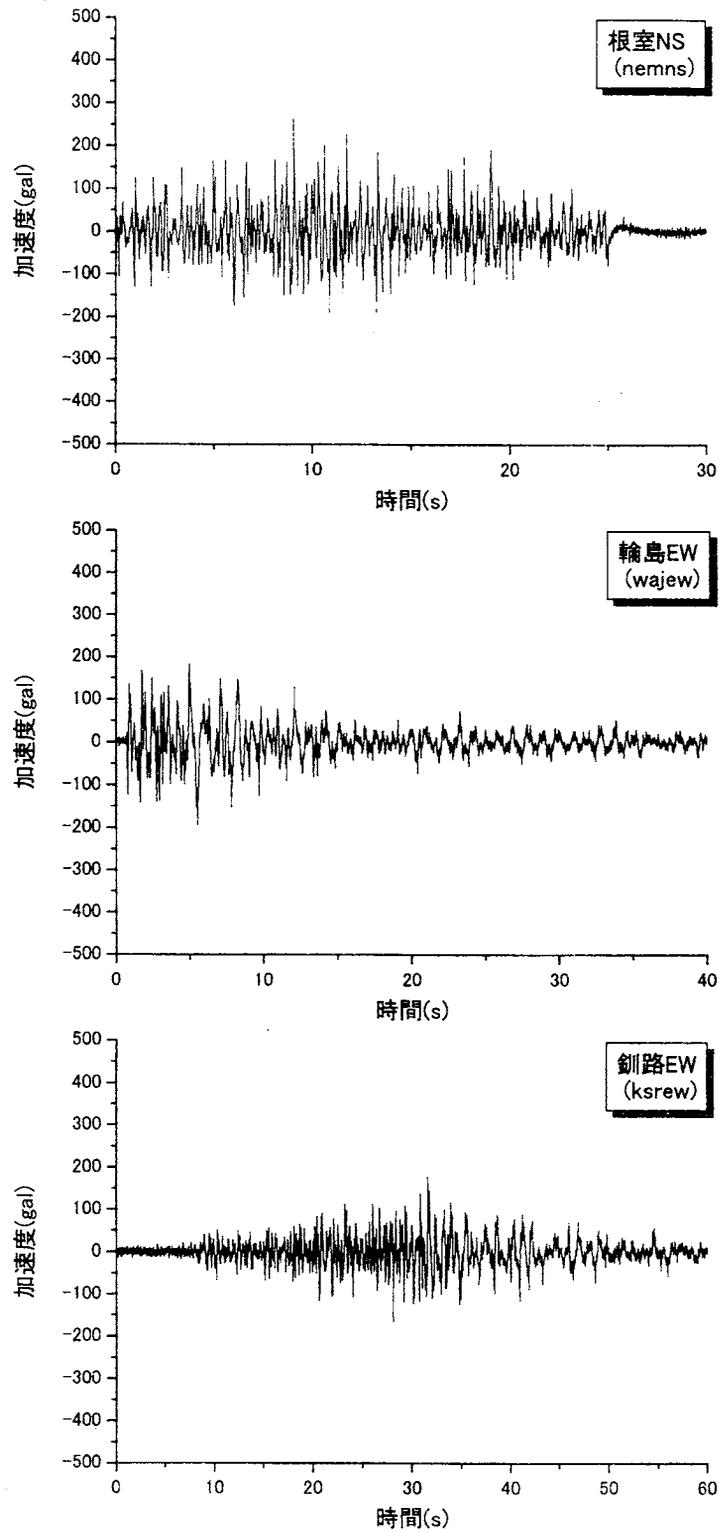
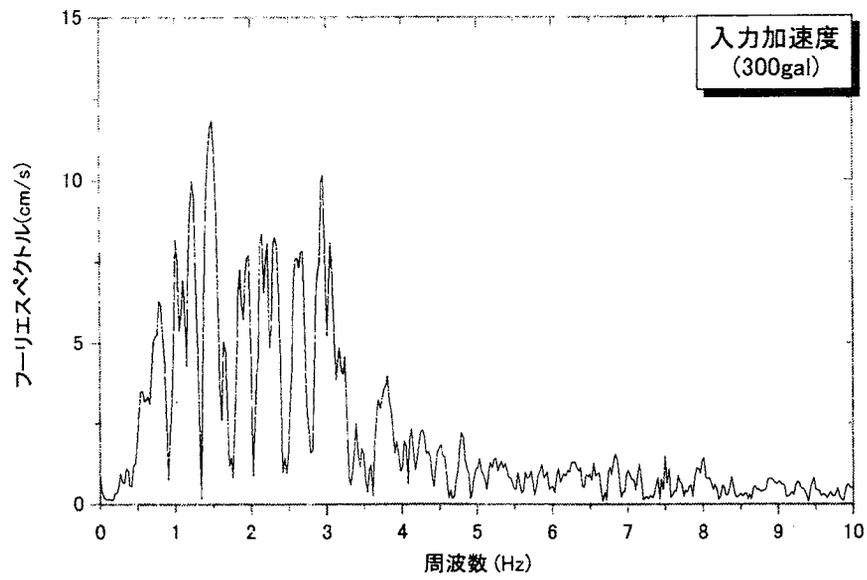
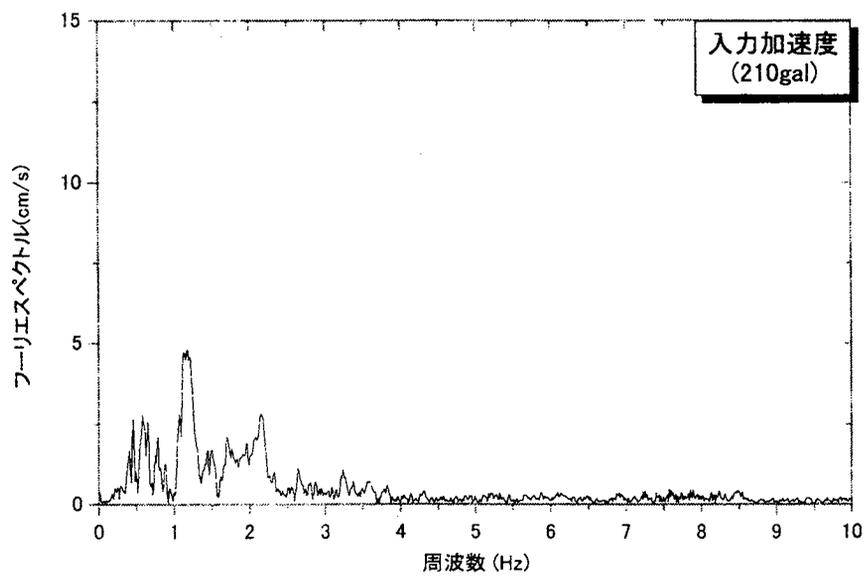


図 4-2 入力に用いた地震波時刻歴 (その 3)

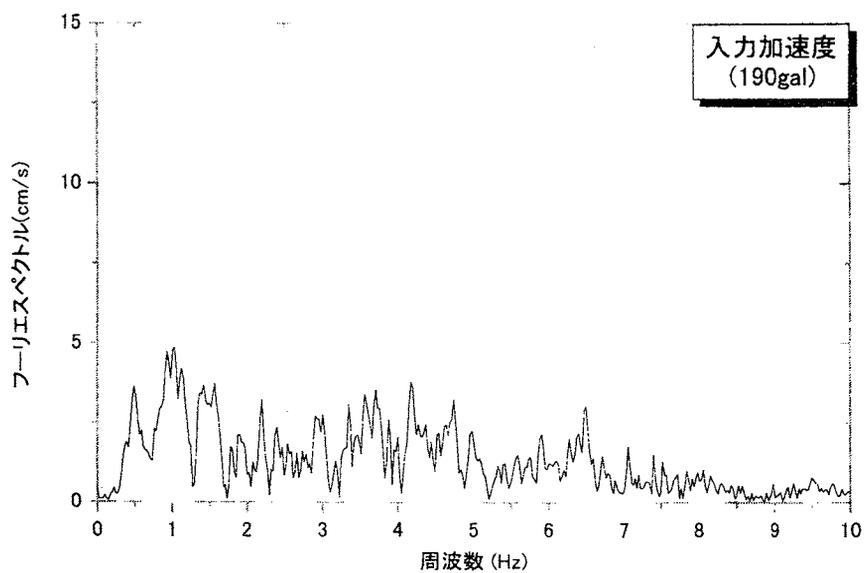


(1) 神戸海洋気象台 (jmakb)

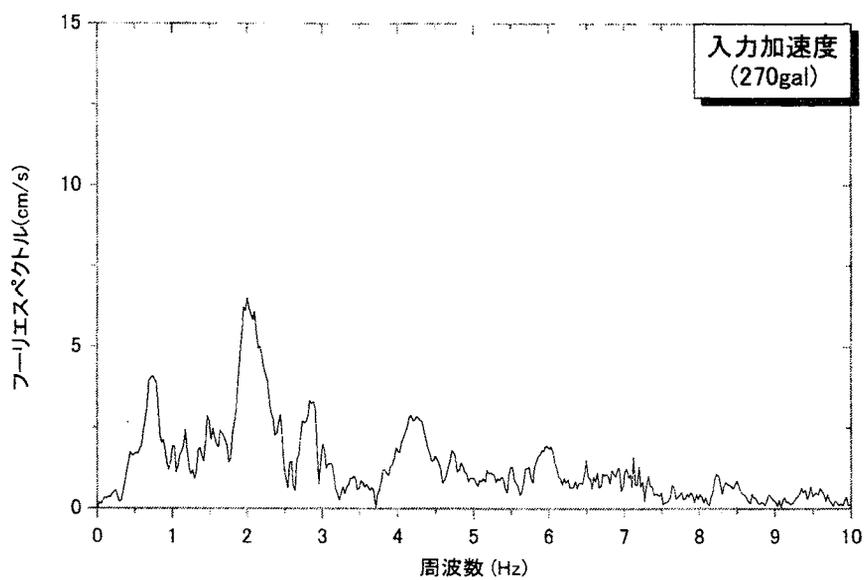


(2) 尼崎 EW (amgew)

図 4-3 各地震波のフーリエスペクトル (その1)

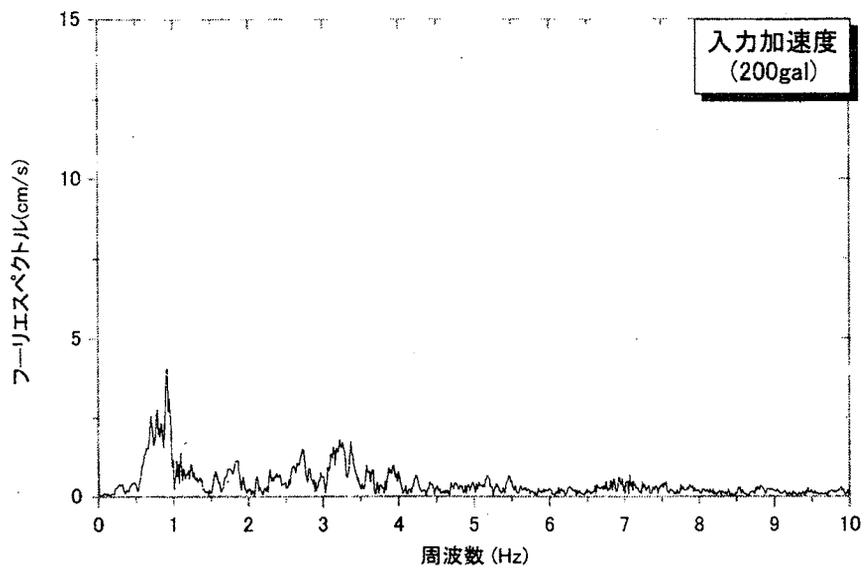


(3) 神戸本山 NS (kbnms)

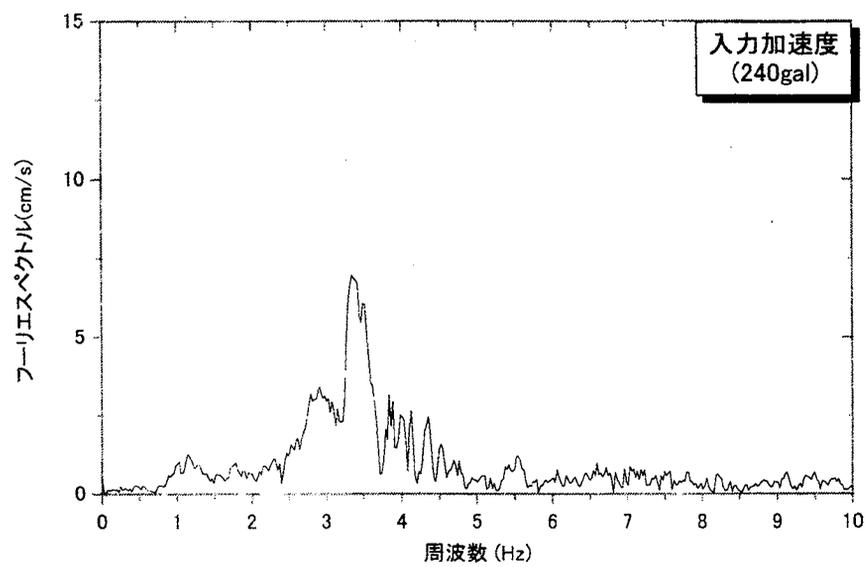


(4) 宝塚 EW (tkrew)

図 4-3 各地震波のフーリエスペクトル (その 2)

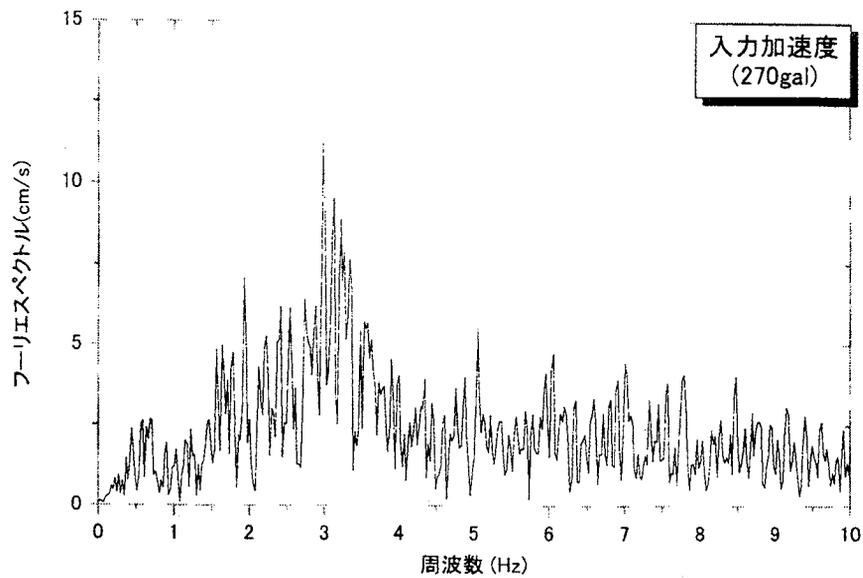


(5)米子 EW (yonew)

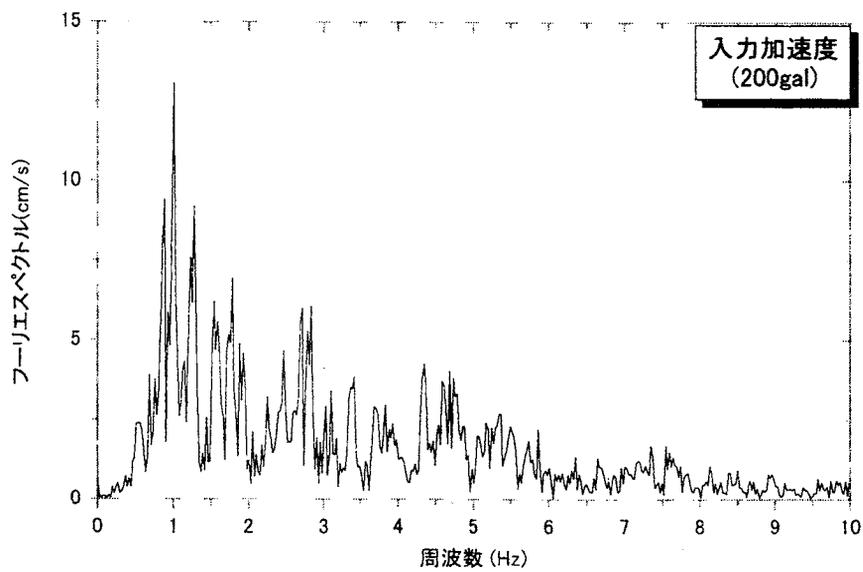


(6) 八戸 NS (hatns)

図 4-3 各地震波のフーリエスペクトル (その3)

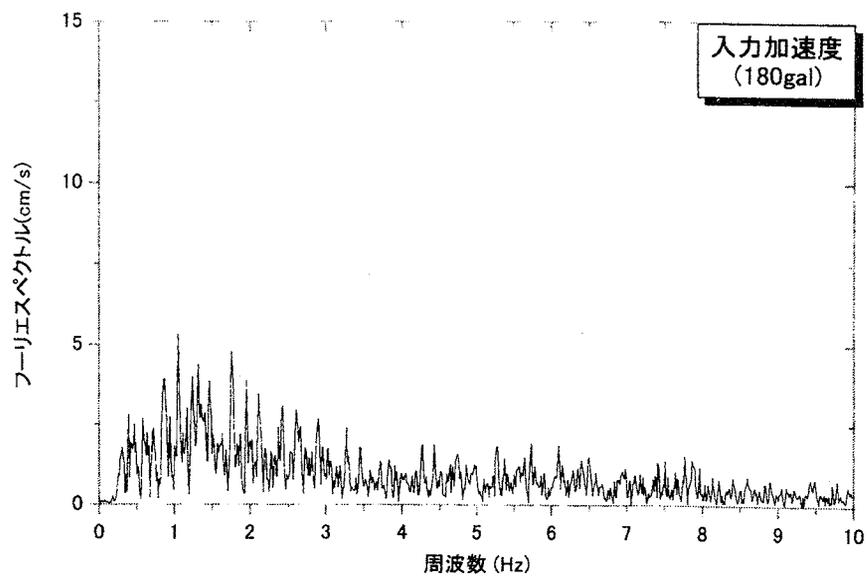


(7) 根室 NS (nemns)



(8) 輪島 EW (wajew)

図 4-3 各地震波のフーリエスペクトル (その4)



(9) 釧路 EW (ksrew)

図 4-3 各地震波のフーリエスペクトル (その5)

### 4-3 実験結果および考察

#### 4-3-1 地震波ごとの最大変位と固有振動数の関係

地震波ごとの模型の固有振動数と相対変位の最大値の関係を図 4-4(1)～(9)に示す。どの地震波においても、模型の固有振動数は地震波の卓越振動数よりも大きいため、ほとんどで地震波の卓越振動数に近い固有振動数をもつ模型ほど大きな最大変位が得られており、右下がりの関係が得られている。

しかし、これらのなかで宝塚 (tkrew) や輪島 (wajew) の地震波を用いた実験では、上記のような関係が得られていない。これは、入力地震波の大きさに差があるためや模型の減衰定数に差があることから応答倍率に差が生じたなどの原因と考えられる。

#### 4-3-2 指標値と模型の最大変位との関係

##### 1) 方法

指標値については、本学振動台で実地震波を表現するには限界があることから、振動台に取り付けた加速度計により得られた入力加速度を用いることにする。また、相対変位の最大値を地震波から模型が受けた被害とし、相対変位の大小を模型の被害程度としてデータ整理を行う。

そこで、各々の実験から得られる入力加速度を用いて第 2 章で説明した  $FSI$  値を算出し、本指標値と本実験を行った結果から得られる相対変位の最大値との関係を図示する。このグラフから近似直線に対する相関係数を求めることにより本指標がどのくらいの精度で模型の被害程度と合っているのかを調べる。

また、 $SI$  値についても同様な関係を図示し、本指標と比較する。

## 2) 実験結果すべてを用いた場合

実験結果すべてを用いて、各指標と相対変位の最大値との関係を図 4-5(1)~(4)に示す。直下型、海洋型の地震の区別なしに 1 つのグラフにまとめている。この図からは、どのような傾向も得られない。

これらの図のなかで、指標値のわりに変位が大きく出ている点はいくつかある。ここで、図 4-6(1)~(9)において各地震波のフーリエスペクトルの一例を示したが、これらの点は入力地震波が八戸 (hatns) や根室 (nemns) の場合であり、他に比べ実験模型の固有振動数がこれらの卓越振動数に近かった場合に変位が大きく出たと考えられる。また、上述した地震波の卓越振動数に対する模型の固有振動数のように、模型の固有振動数や減衰定数の差、さらにこの実験前後の変化、地震波の種類や入力加速度の最大値、応答倍率などの要因により実験結果にはばらつきが生じたと考えられる。

地震波の種類や入力加速度の最大値の大小は、指標値の大きさで表現されることから全地震波で関係を考える場合には考慮する必要はないと考えられることから、以下では応答倍率や固有振動数と減衰定数の実験前後の変化を考慮してデータ整理を行うことにする。

## 3) 応答倍率を考慮した場合

1 質点系構造物の応答に関する因子は構造物の固有振動数と減衰定数のみである。すなわち、相等しい固有振動数と相等しい減衰定数を持つ構造物が同じ地震波を受けると構造物の大小にかかわらず、構造物は同じ変位、速度、および加速度をもつことになる。

ここで、加速度応答の倍率  $L$  を模型の固有円振動数  $n$ 、減衰定数  $h$ 、外力の円振動数  $\omega$  で表すと、理論上

$$L = \frac{1 + 4h^2(\omega/n)^2}{\sqrt{\{1 - (\omega/n)^2\}^2 + 4h^2(\omega/n)^2}}$$

となる。

さらに共振時 ( $\omega = n$ ) には

$$L = \sqrt{\frac{1+4h^2}{4h^2}}$$

となる。

本実験の模型の減衰定数はおよそ  $h=0.02$  であるため、理論上はおよそ  $L=25$  となる。そこで、実験結果において振動台上と模型上で計測された加速度波形のフーリエスペクトルから求めた応答倍率が 25 前後であるもの（図 4-6 参照）を用いて、模型の相対変位の最大値と各指標値の関係を図 4-7 に示す。確かな傾向は得られず、また、指標値が小さくとも模型の相対変位が大きく出た結果は、模型の固有振動数が地震波の卓越振動数と近いものであった。

次に、実験結果での応答倍率は様々なものであったが、図 4-8 に示すように、固有振動数付近の応答倍率が 70 前後であるものを用いると、各指標値と相対変位の最大値との関係に良い傾向が得られた。

図 4-9(1)～(4)に模型の固有振動数付近の応答倍率が 70 前後である模型の相対変位の最大値と各指標値の関係を示す。どれも近似直線は右上がりになり、指標値が大きければ模型の被害も大きくなるという関係にあることが分かる。相関係数は、加速度 *FSI* 値、速度 *FSI* 値、変位 *FSI* 値、*SI* 値がそれぞれ 0.88、0.86、0.23、0.79 となり、加速度 *FSI* 値や速度 *FSI* 値が特に相関が良かった。

このことから、加速度 *FSI* 値や速度 *FSI* 値とこの模型被害はよい相関があることが分かった。

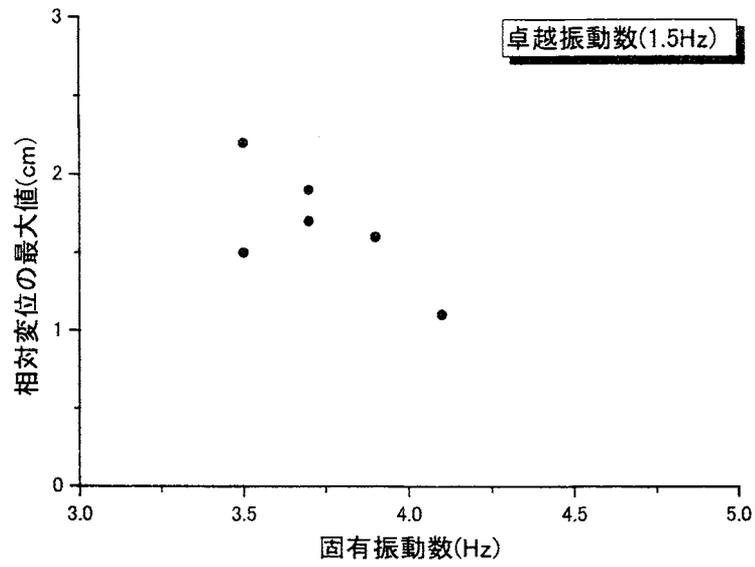
#### 4) 模型の固有振動数と減衰定数の実験前後の変化を考慮した場合

供試体の接合部が揺れによって影響を受けた場合、実験前後において模型の固有振動数は減少し、減衰定数は上昇する。しかし、供試体が長い場合には接合部の働きの影響が模型に影響しなかったものと思われる。そこで、実験前後において固有振動数や減衰定数が正常に変化しなかったものはデータに用いないことにする。

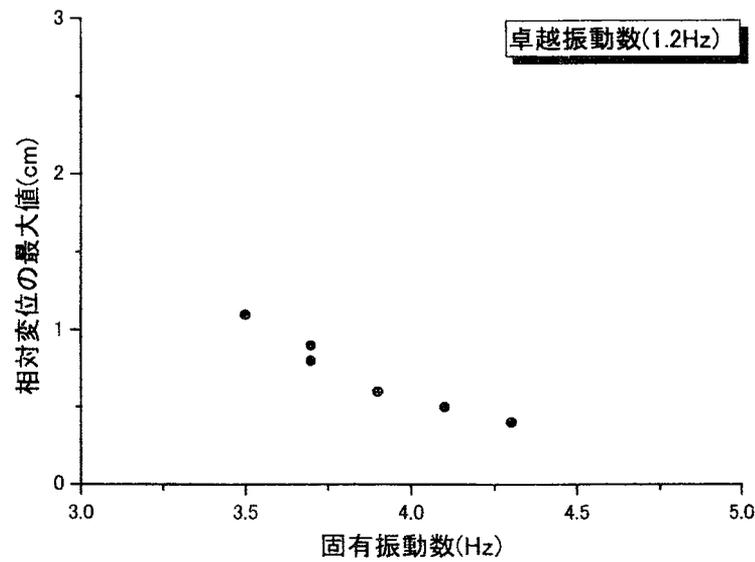
そこで、模型の固有振動数付近の応答倍率が 25 前後のデータのみを取り扱った場合の各指標値と相対変位の最大値との関係を図 4-10(1)～(4)に示す。地震波別に分けて考えると右上がりの関係となるものが多くみられるが、結果として得られている点が少ないため、考察できる対象ではない。全体としてみた場合にはどのような傾向も得られない。

模型の固有振動数付近の応答倍率が 70 前後のデータのみを取り扱った場合の各指標値と相対変位の最大値との関係を図 4-11(1)～(4)に示す。加速度 *FSI* 値、速度 *FSI* 値、*SI* 値は右上がりの関係が得られており、指標値と相対変位の最大値に比例の関係があることが分かる。相関係数は、加速度 *FSI* 値、速度 *FSI* 値、変位 *FSI* 値、*SI* 値がそれぞれ 0.86、0.88、0.24、0.85 となり、加速度 *FSI* 値や速度 *FSI* 値が特に相関が良かった。2) で考えた場合と比較すると、速度 *FSI* 値は相関係数がよくなり、加速度 *FSI* 値よりも速度 *FSI* 値の方が良い指標値であると考えられる。

さらに、指標値の値から模型の被害を予測するために、木造建物の大破の基準である残留変位角  $1/10(\text{rad.})$ 、つまり相対変位  $1.4(\text{cm})$  を基準にして考察する。相対変位が  $1.4(\text{cm})$  を超えた結果を模型に被害が生じたと考えたとすると、加速度 *FSI* 値は  $15,000,000(\text{cm}^2/\text{s}^3)$  以上、速度 *FSI* 値は  $30,000(\text{cm}^2/\text{s})$  以上、*SI* 値は  $110(\text{cm})$  以上で模型に被害を及ぼすと考えられる。しかし、模型は相似率を考慮していないため、この指標値から実被害を予測することはできない。

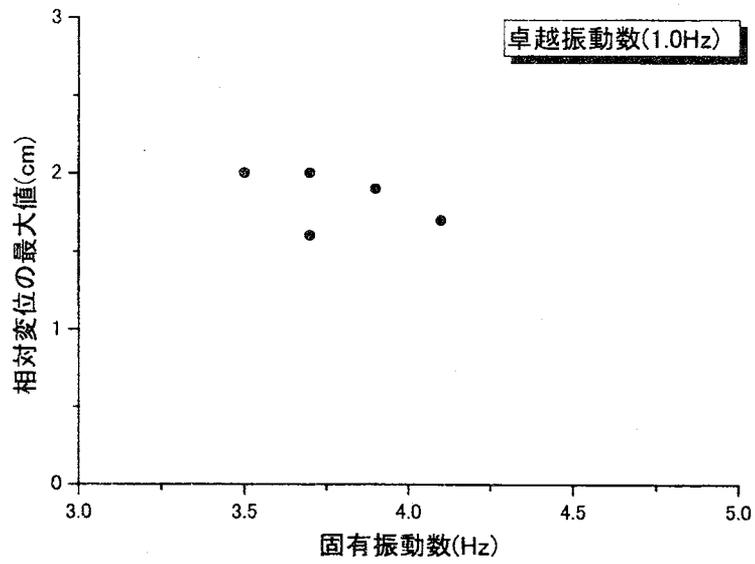


(1) 神戸海洋気象台 (jmakb)

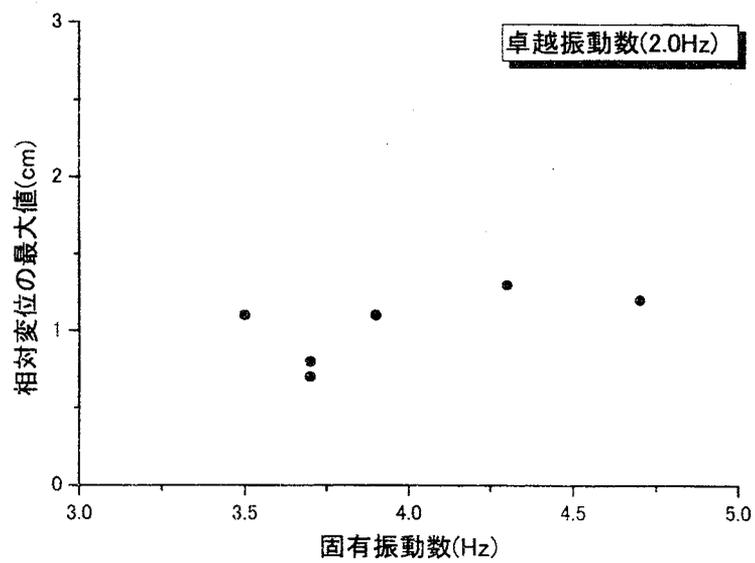


(2) 尼崎 EW (amgew)

図 4-4 地震波ごとの模型の固有振動数と相対変位の最大値の関係

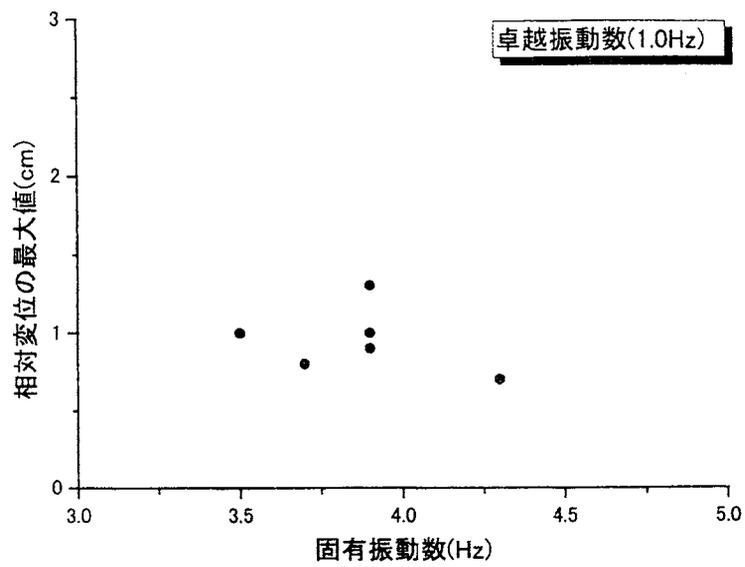


(3) 神戸本山 (kbmns)

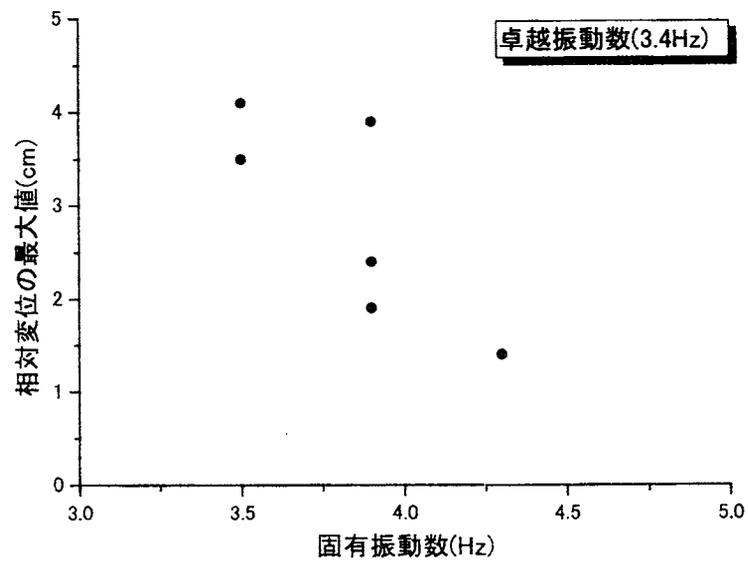


(4) 宝塚 EW (tkrew)

図 4-4 地震波ごとの模型の固有振動数と相対変位の最大値の関係

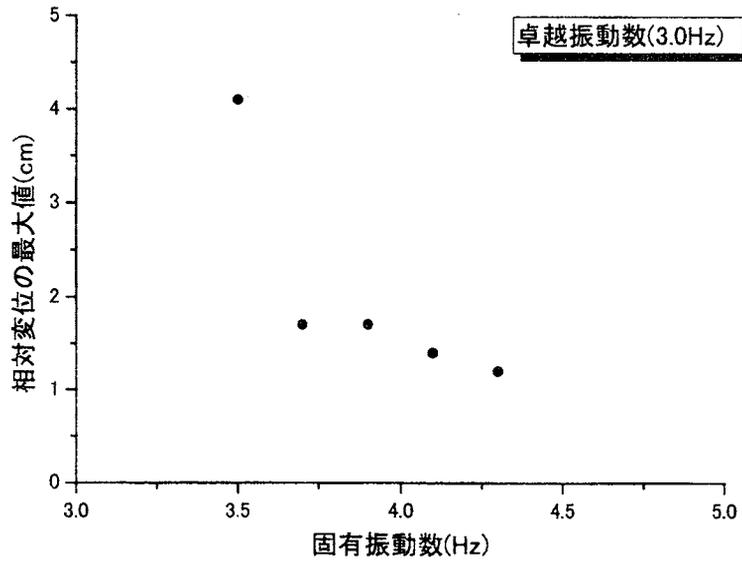


(5) 米子 EW (yonew)

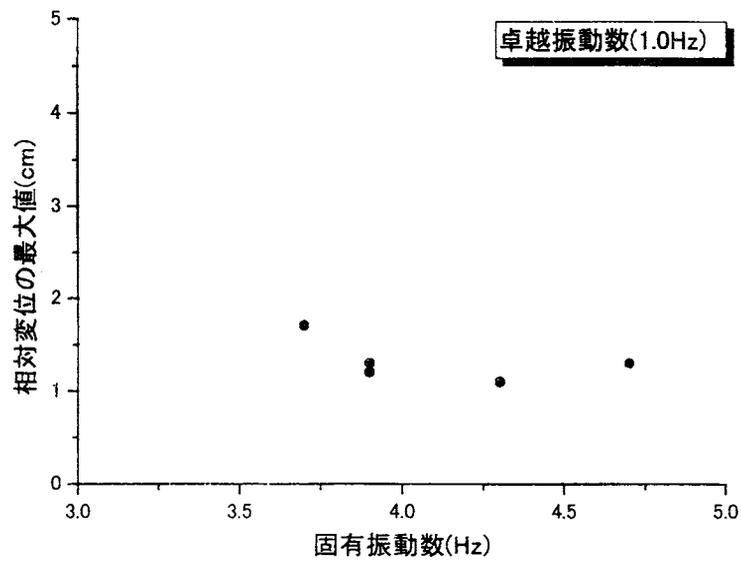


(6) 八戸 NS (hatns)

図 4-4 地震波ごとの模型の固有振動数と相対変位の最大値の関係

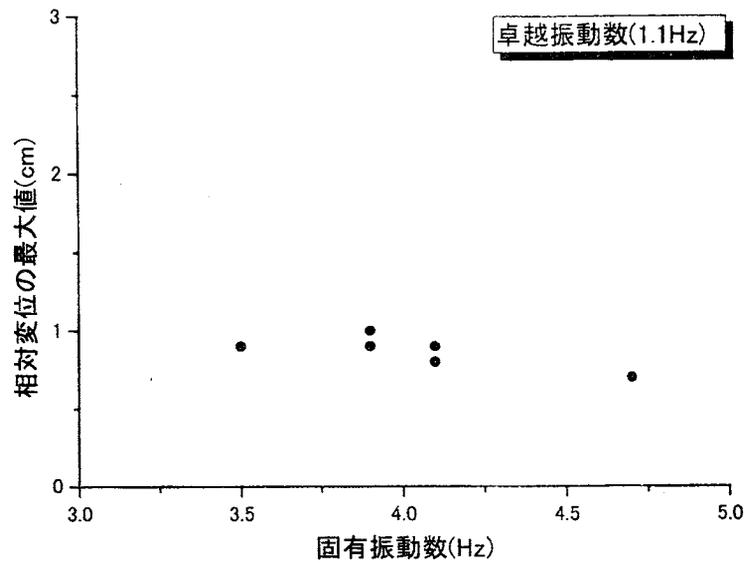


(7) 根室 NS (nemns)



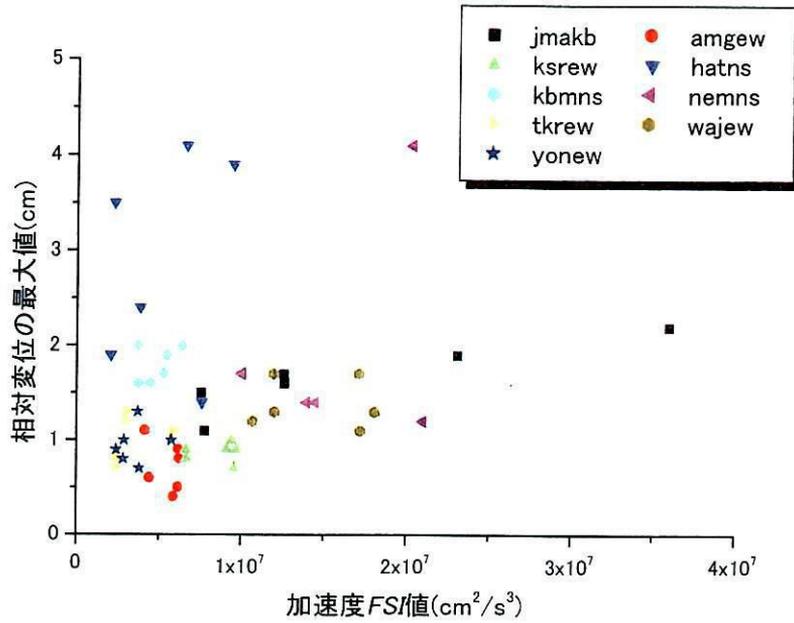
(8) 輪島 EW (wajew)

図 4-4 地震波ごとの模型の固有振動数と相対変位の最大値

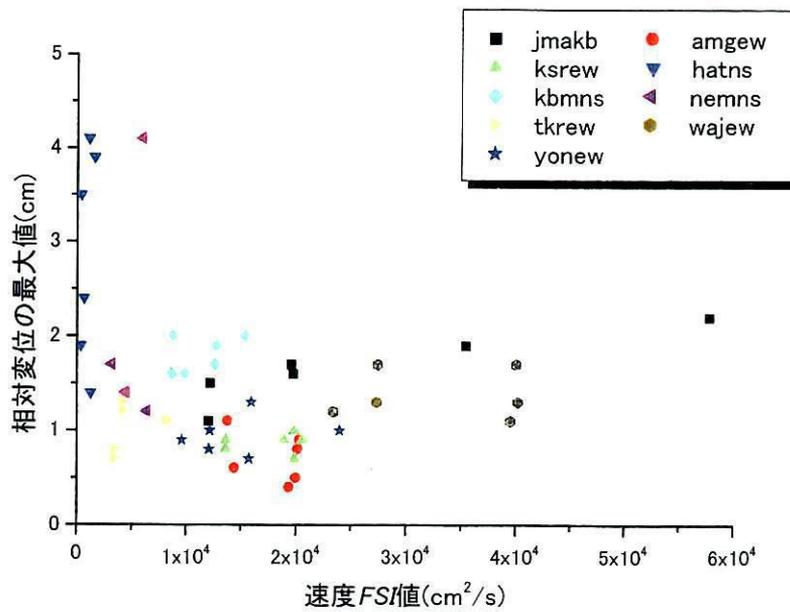


(9) 釧路 EW (ksrew)

図 4-4 地震波ごとの模型の固有振動数と相対変位の最大値の関係

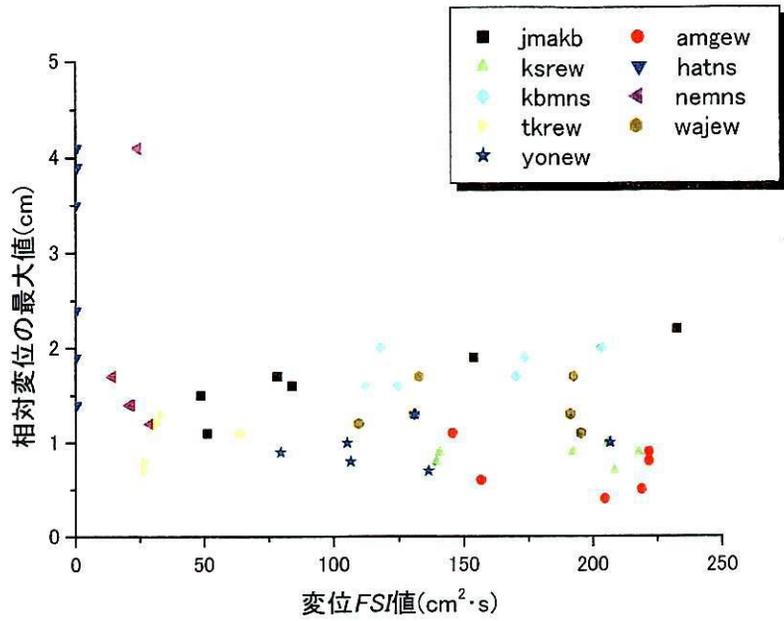


(1) 加速度 *FSI* 値と相対変位の最大値の関係

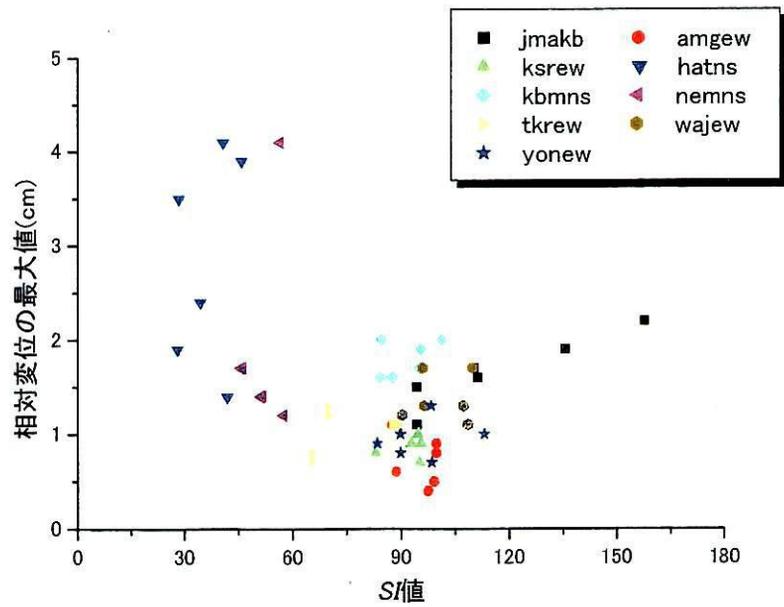


(2) 速度 *FSI* 値と相対変位の最大値の関係

図 4-5 結果をすべて用いた場合の各指標値と相対変位の最大値の関係



(3) 変位 FSI 値と相対変位の最大値の関係



(4) S 値と相対変位の最大値の関係

図 4-5 結果をすべて用いた場合の各指標値と相対変位の最大値の関係

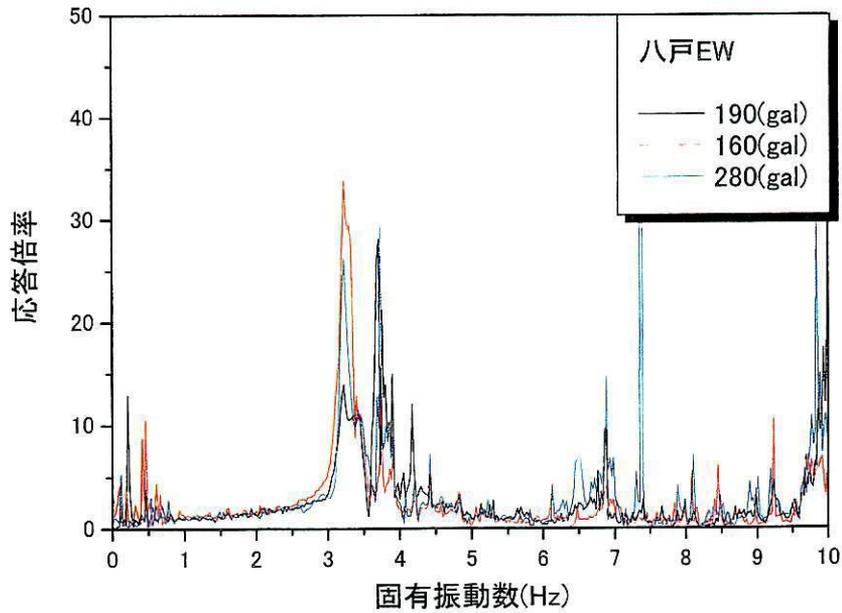
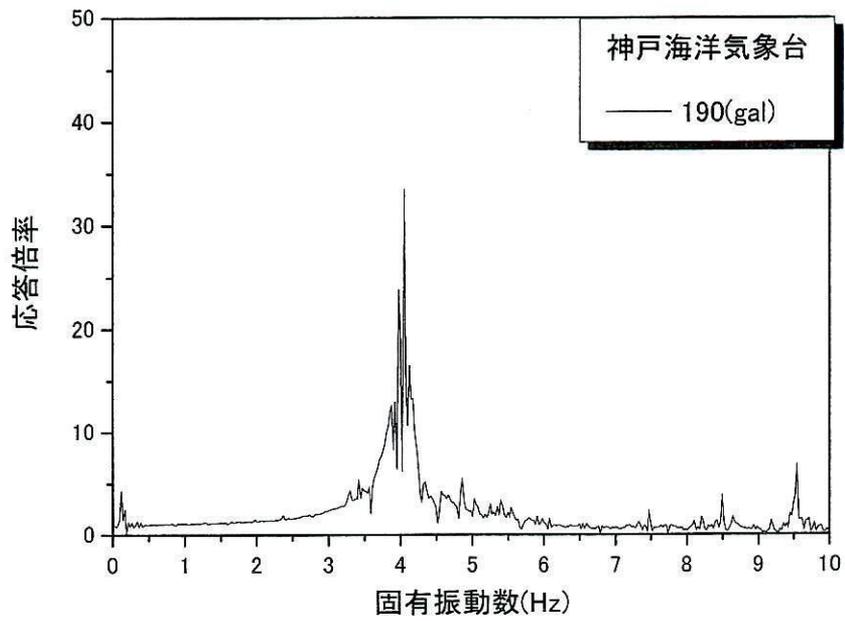


図 4-6 各実験の応答倍率

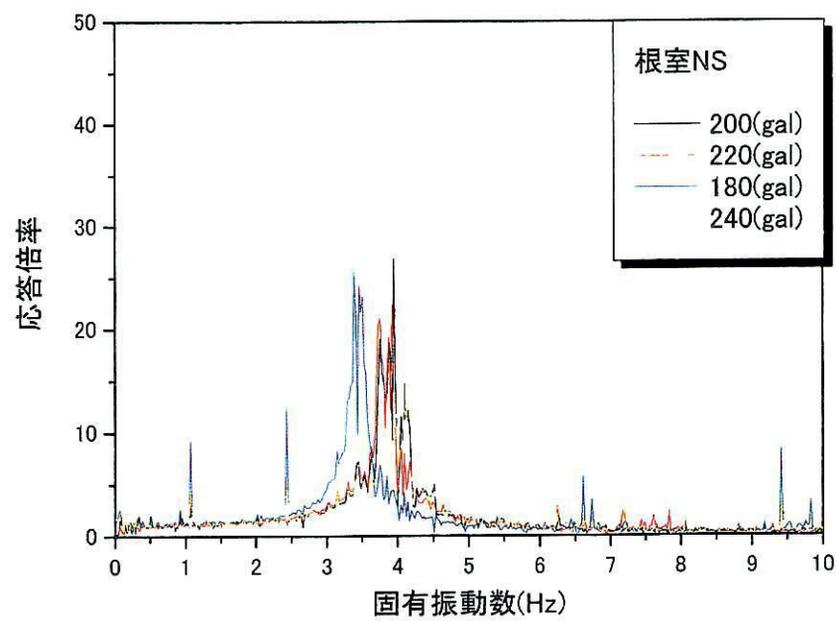
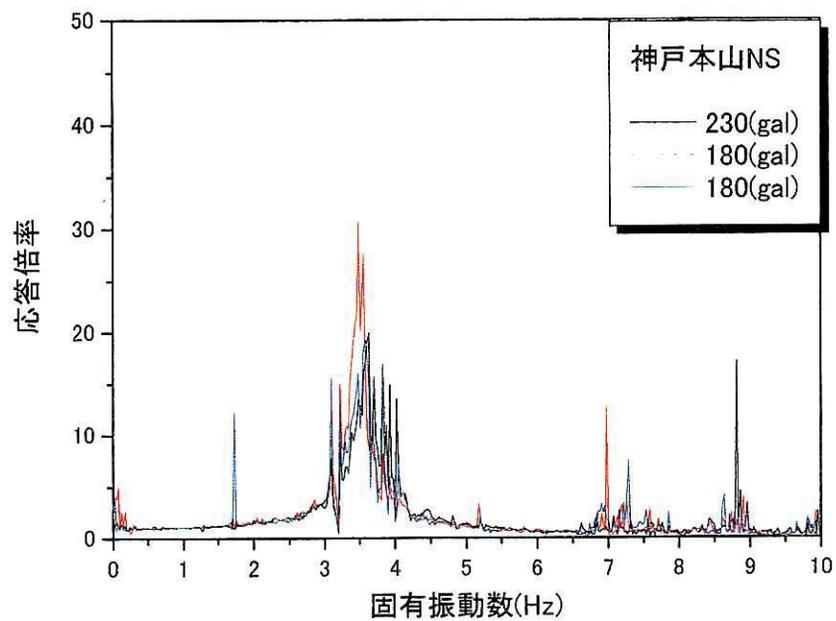


図 4-6 各実験の応答倍率

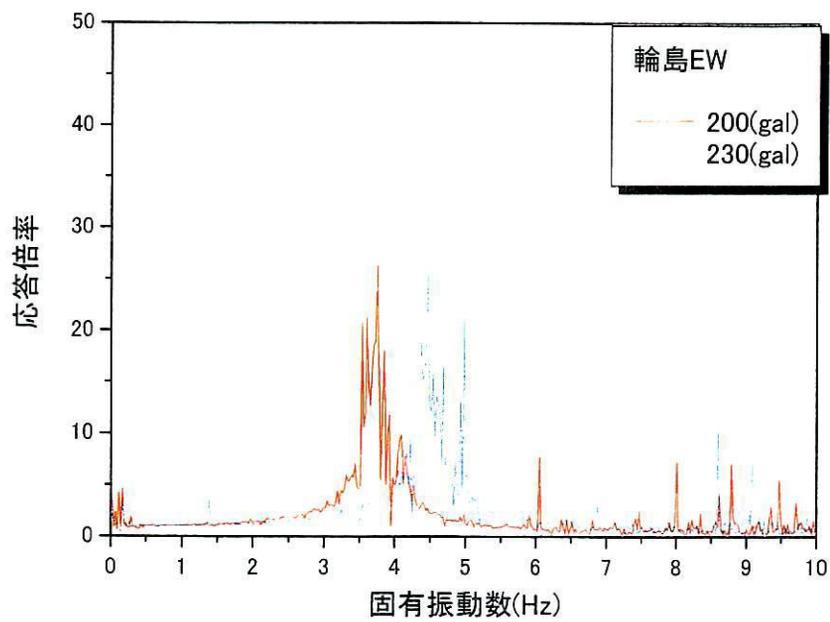
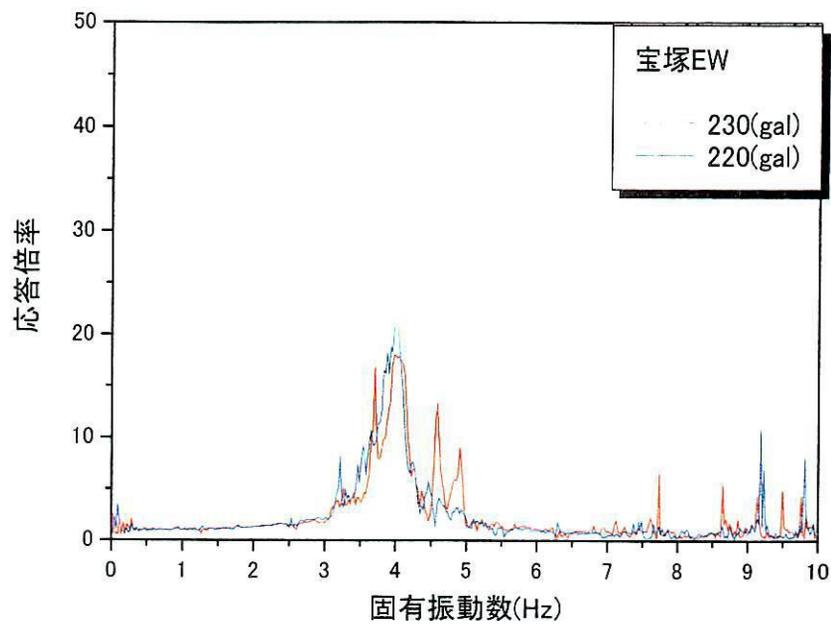
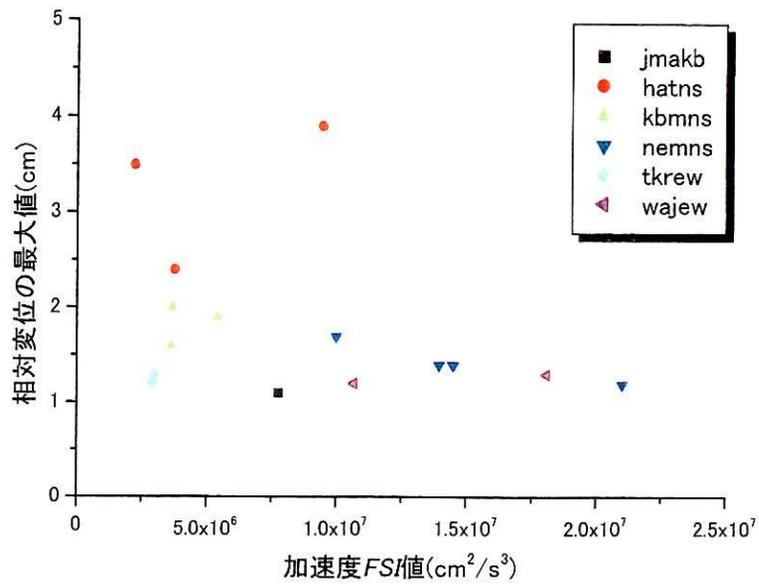
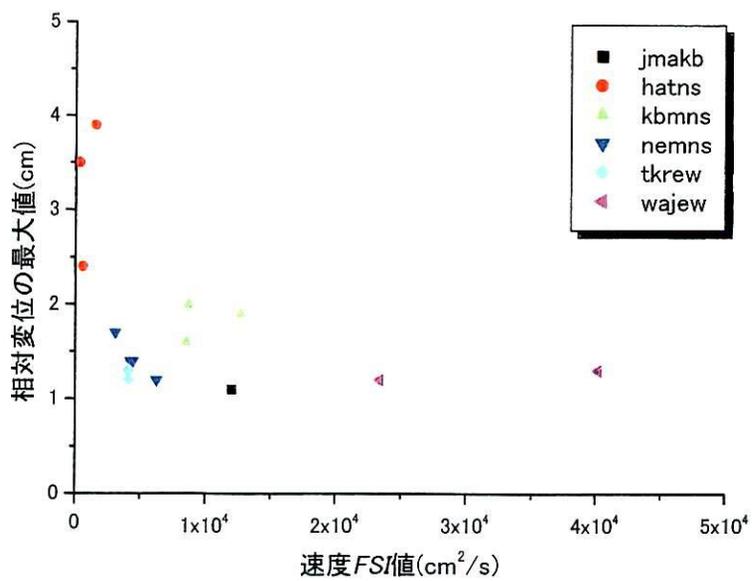


図 4-6 各実験の応答倍率

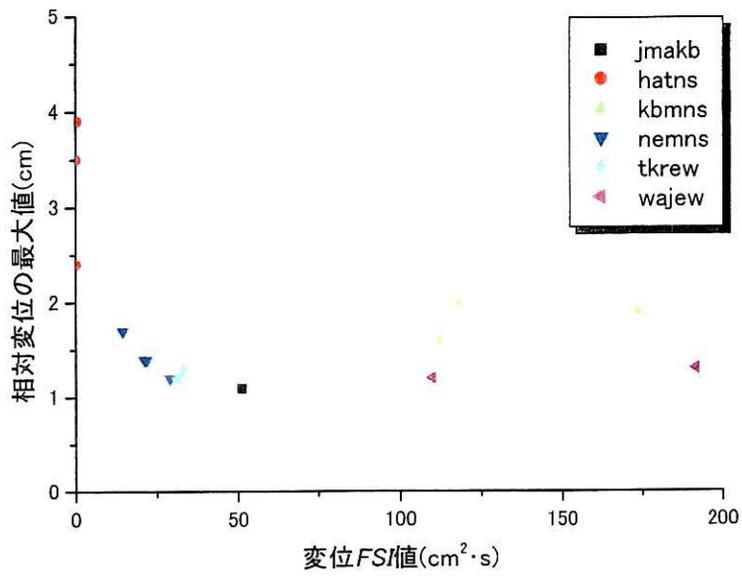


(1) 加速度 FSI 値と相対変位の最大値の関係

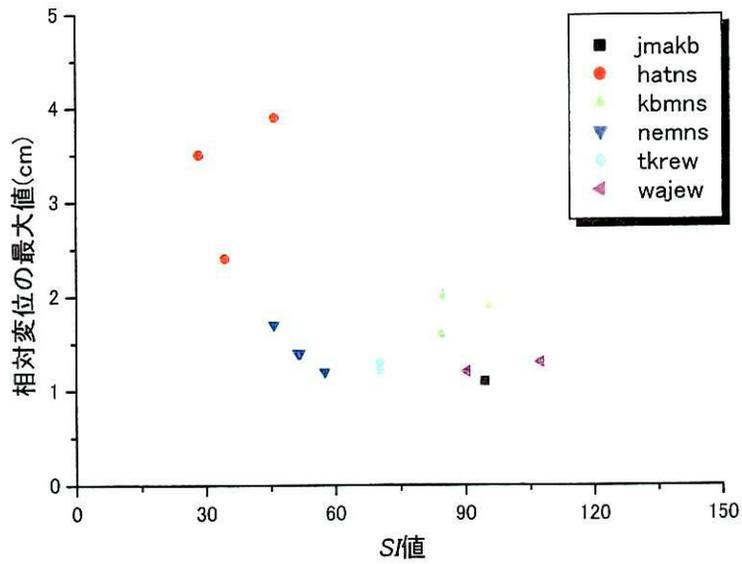


(2) 速度 FSI 値と相対変位の最大値の関係

図 4-7 応答倍率を 25 前後に統一した場合の各指標値と相対変位の最大値の関係



(3) 変位 FSI 値と相対変位の最大値の関係



(4) SI 値と相対変位の最大値の関係

図 4-7 応答倍率を 25 前後に統一した場合の各指標値と相対変位の最大値の関係

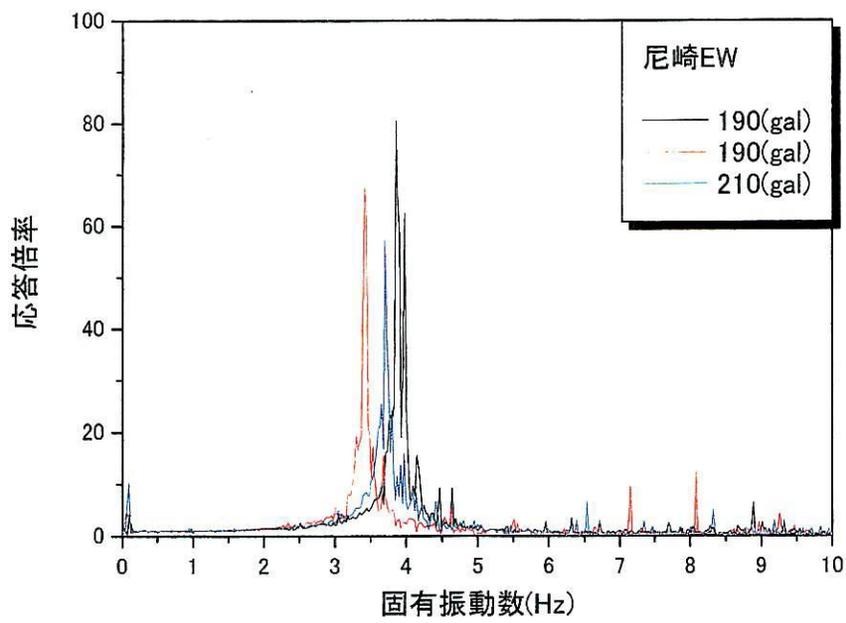
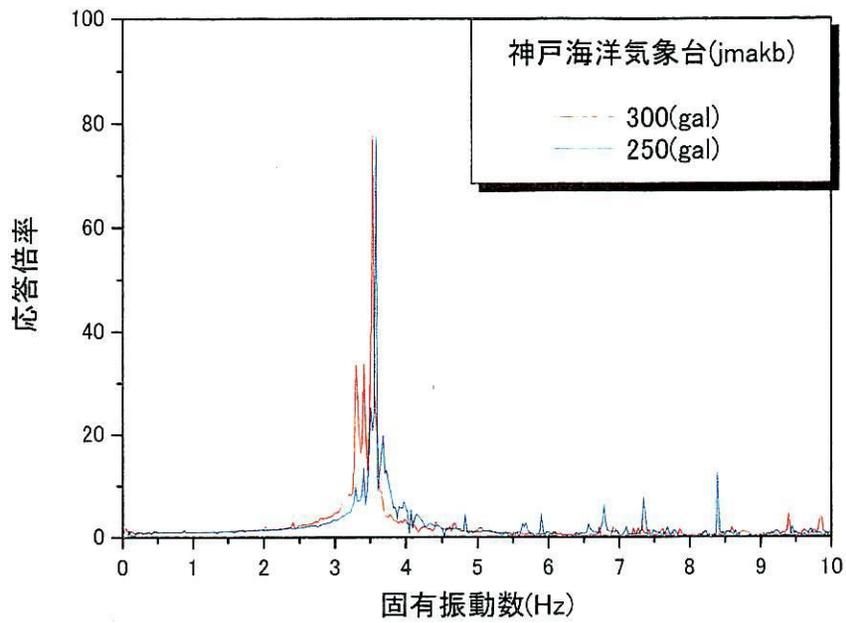


図 4-8 各実験の応答倍率

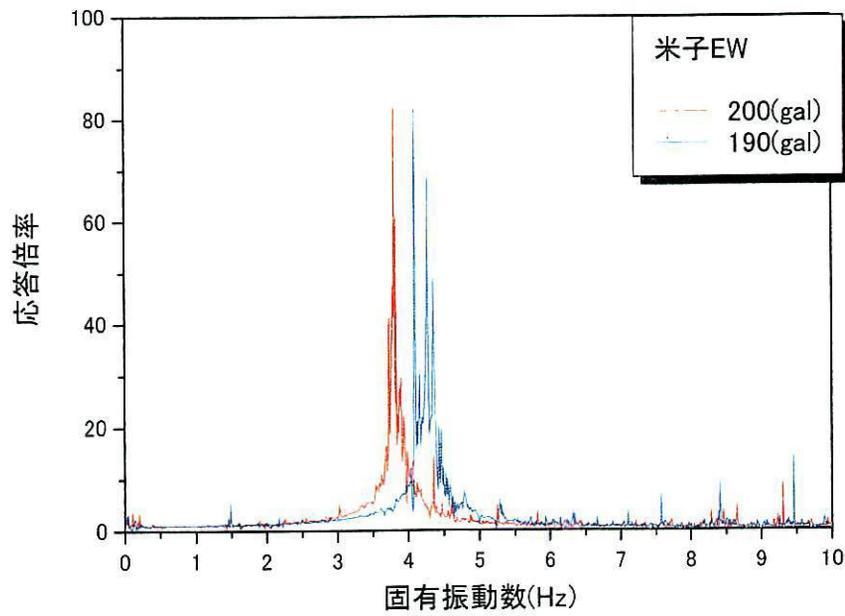
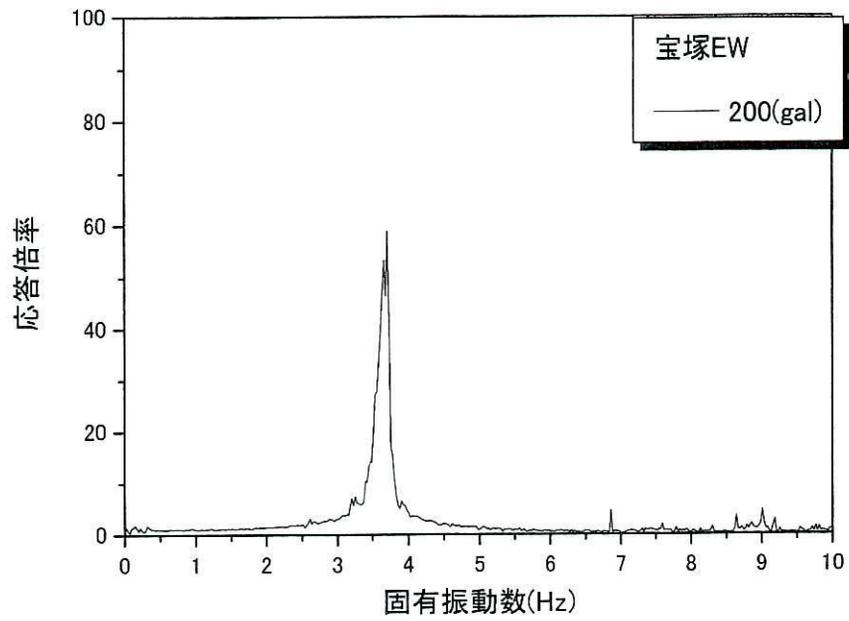


図 4-8 各実験の応答倍率

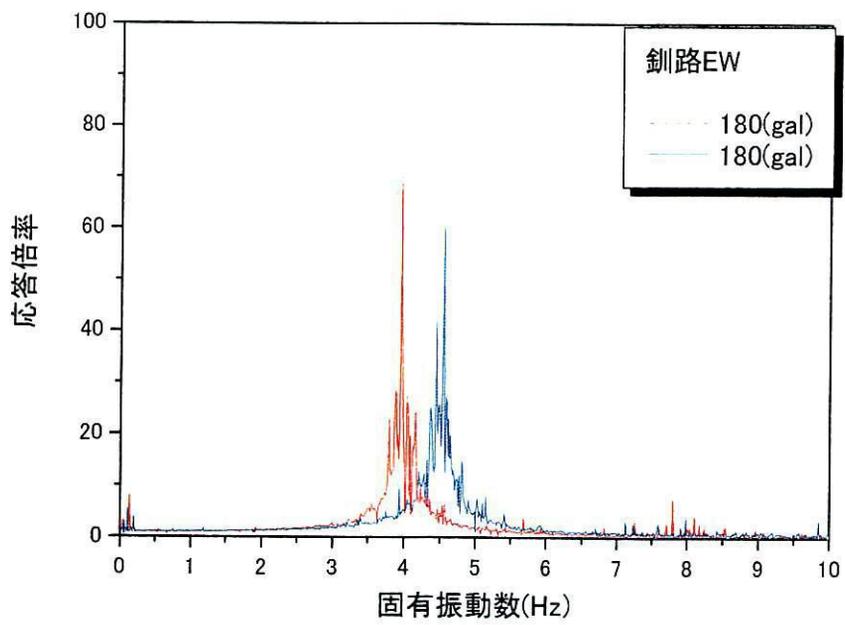
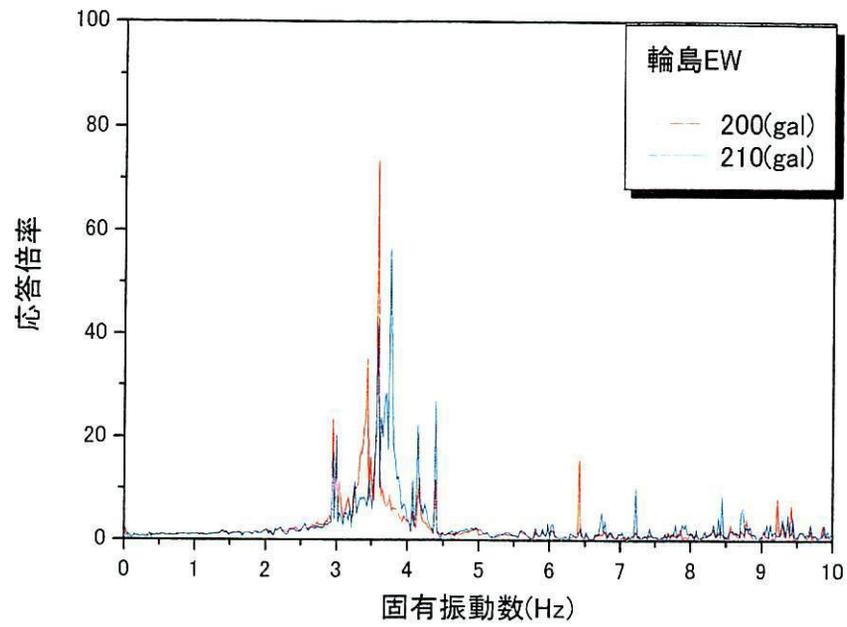
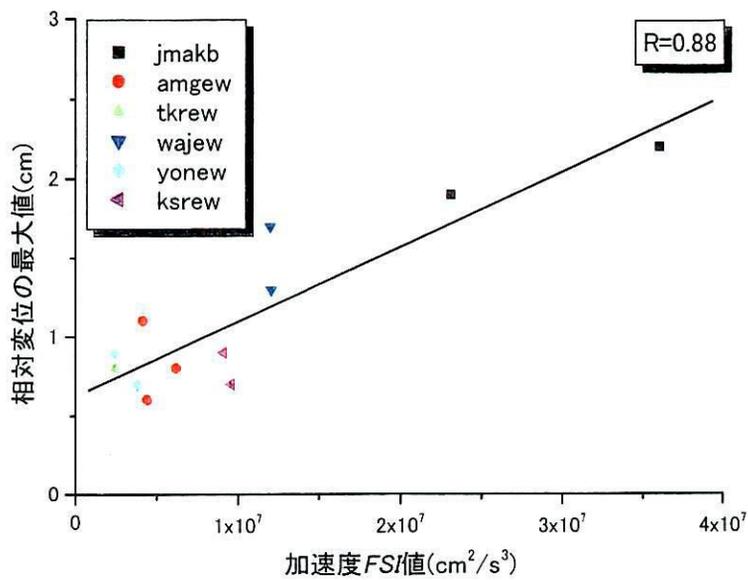
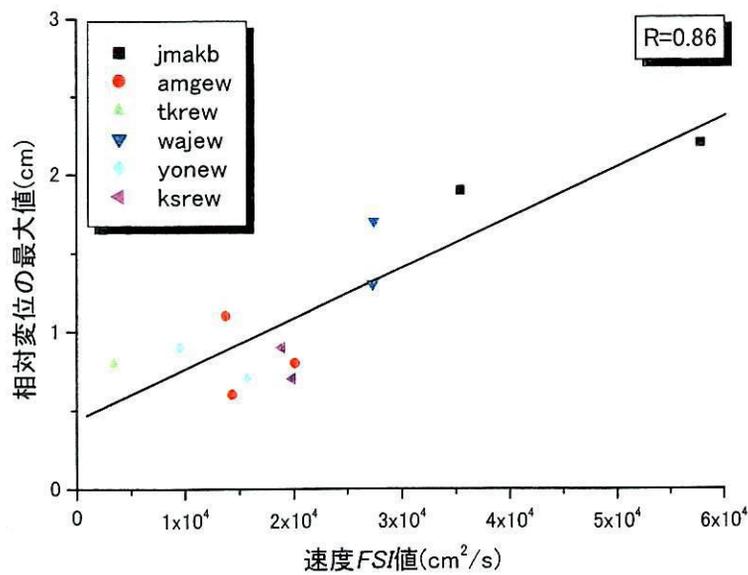


図 4-8 各実験の応答倍率

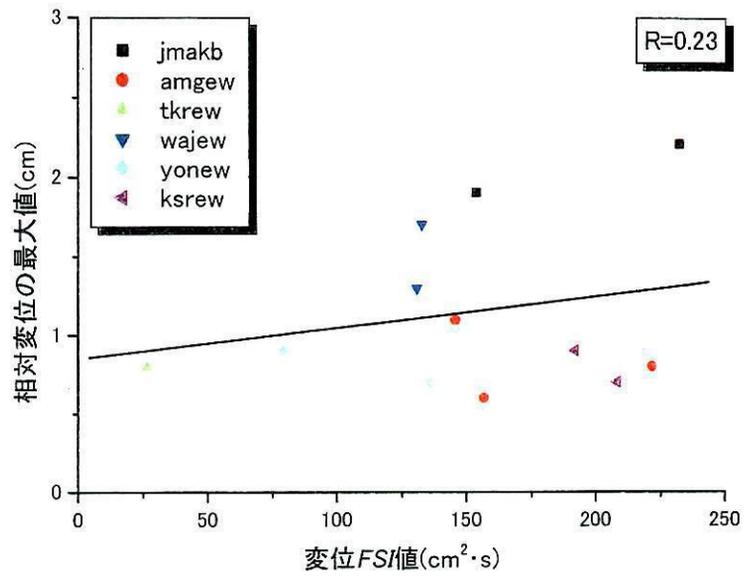


(1) 加速度 FSI 値と相対変位の最大値の関係

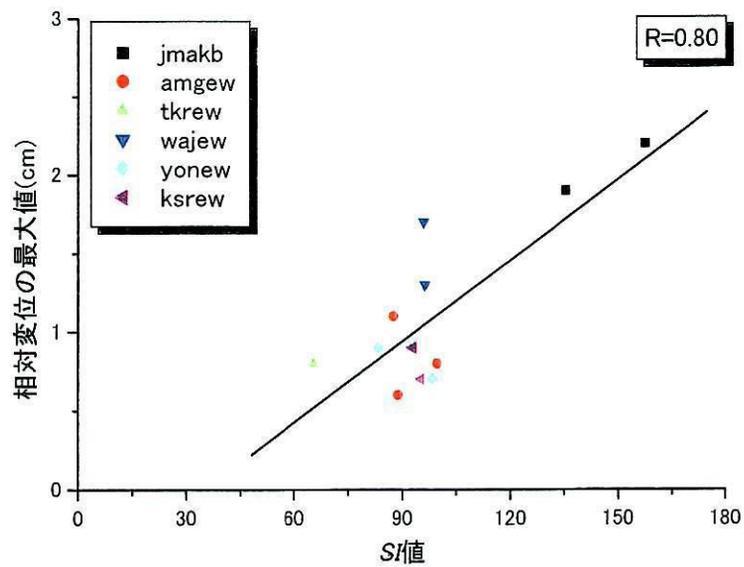


(2) 速度 FSI 値と相対変位の最大値の関係

図4-9 応答倍率を70前後に統一した場合の各指標値と相対変位の最大値の関係

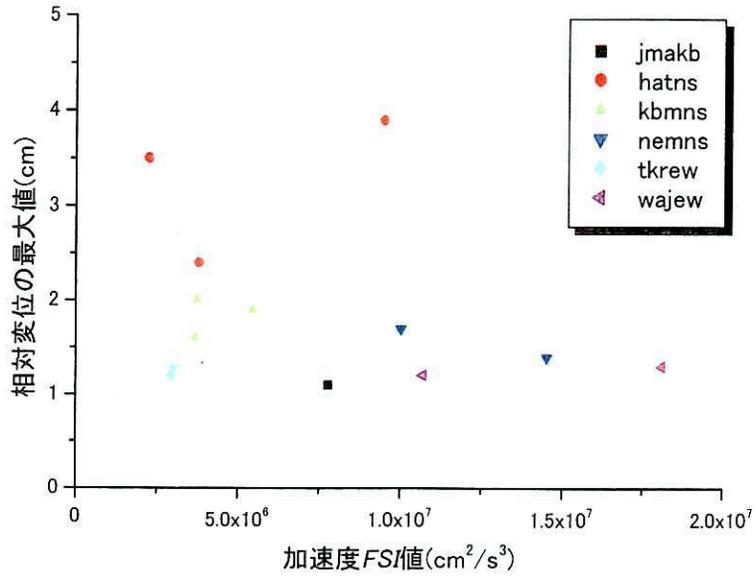


(3) 変位 FSI 値と相対変位の最大値の関係

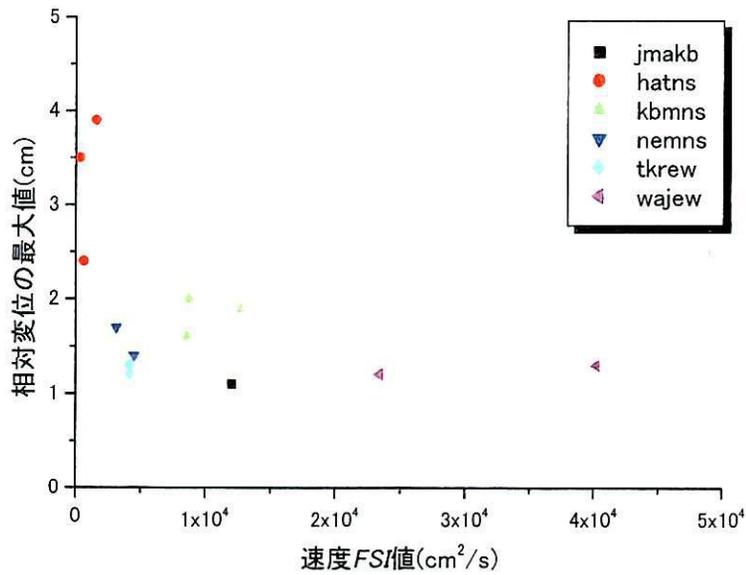


(4) SI 値と相対変位の最大値の関係

図 4-9 応答倍率を 70 前後に統一した場合の各指標値と相対変位の最大値の関係



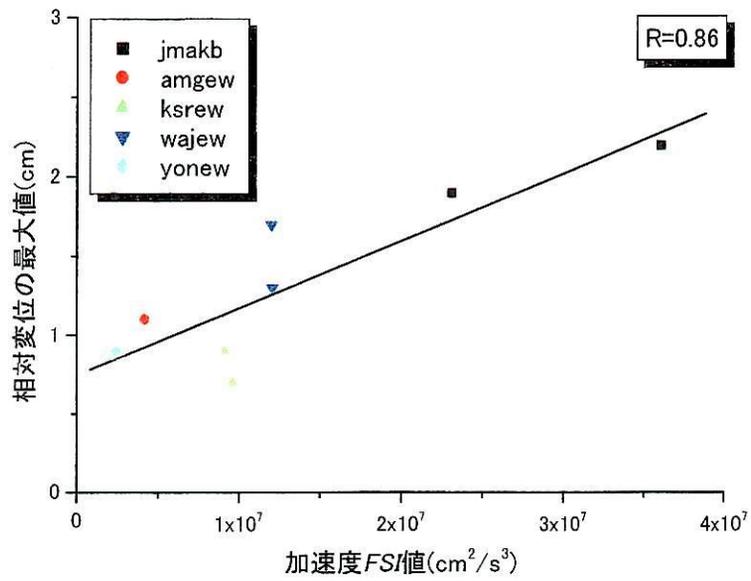
(1) 加速度 *FSI* 値と相対変位の最大値の関係



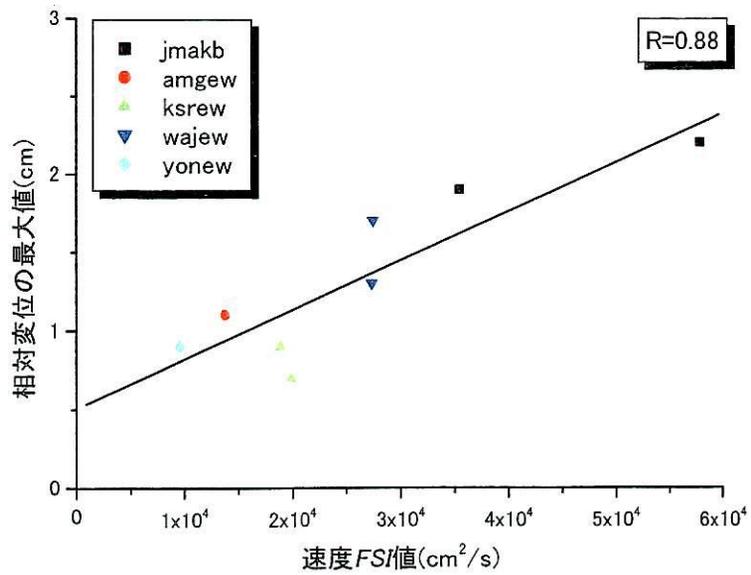
(2) 速度 *FSI* 値と相対変位の最大値の関係

図 4-10 実験前後の変化を考慮した場合の各指標値と相対変位の最大値の関係



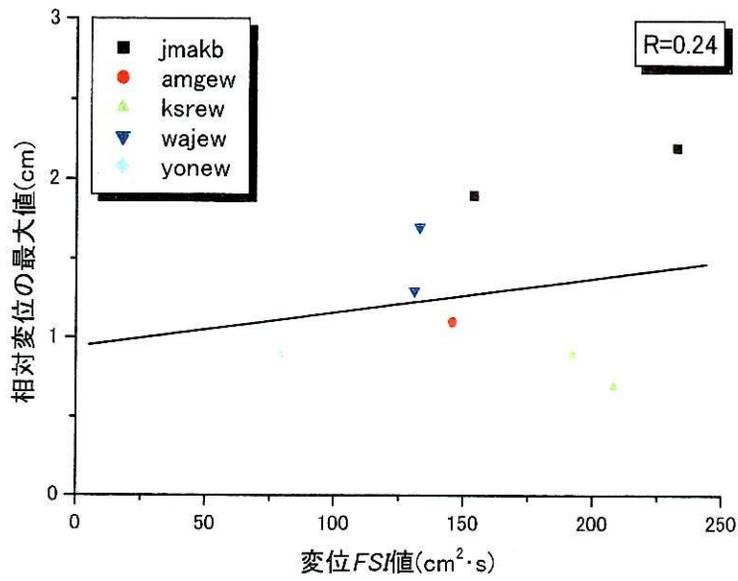


(1) 加速度 FSI 値と相対変位の最大値の関係

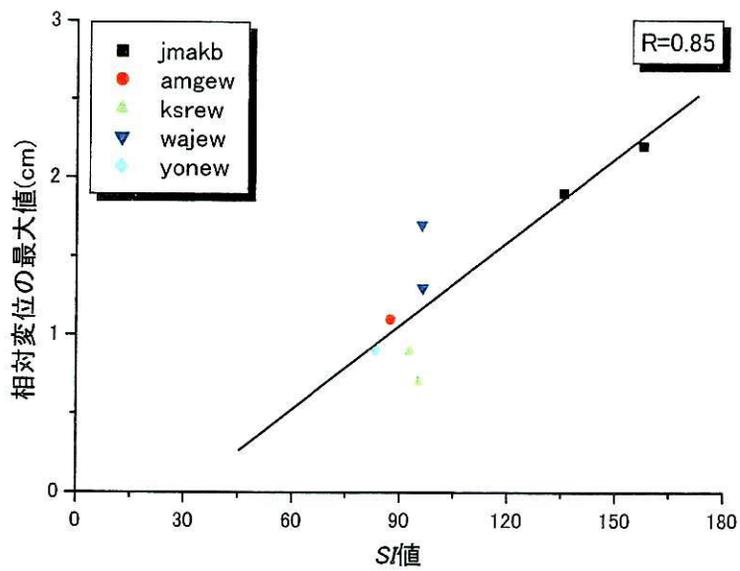


(2) 速度 FSI 値と相対変位の最大値の関係

図 4-11 実験前後の変化を考慮した場合の各指標値と相対変位の最大値の関係



(3) 変位 FSI 値と相対変位の最大値の関係



(4) SI 値と相対変位の最大値の関係

図 4-11 実験前後の変化を考慮した場合の各指標値と相対変位の最大値の関係

#### 4-4 結語

本章では、木造建造物の被害拡大要因の一つである接合部を対象とした模型で水平動入力実験を行い、繰り返しの効果が模型の被害に及ぼす影響について検証した。また、振動台で表現した地震動から算出した疲労応答スペクトル強度と模型の相対変位の最大値との関係を調べた。その結果、以下のようなことが明らかとなった。

加速度の大小と繰り返し回数の関係が模型の被害にどのように影響するのかを調べるために実験を行った。小さな最大入力加速度で繰り返し回数が多い場合と、大きな最大応答加速度で繰り返し回数が少ない場合とは、模型に同様な被害を及ぼしたことから、繰り返しの効果を検証できた。また、応答で考えた場合にも同様な結果が得られた。

地震動を用いて水平動入力実験を行い、得られた相対変位の最大値と入力加速度から算出される各指標値との関係において、応答倍率が近いものを用いた場合に、右上がりの関係が得られ、模型の被害を表す指標値となると考えられる。特に、加速度 *FSI* 値や速度 *FSI* 値は *SI* 値よりも相関が良く、応答の繰り返しを考慮した疲労応答スペクトル強度は、模型の被害を表す良い指標となると考えられる。

## 第5章 地震波時刻歴と累積疲労応答スペクトル 強度の関係

### 5-1 概説

本解析で提案する *FSI* 値は強震記録により求めることができる指標であるため、対象波形の性質が指標値に大きく影響を及ぼすと考えられる。つまり、対象波形の加速度、振動数特性、地震動継続時間などが指標値算出における重要な要素になると考えられる。しかし、リアルタイムに地震被害を把握するためには、時系列的に指標を算出し、構造物破壊と対応させる必要がある。ここでは地震動の繰り返し特性の違いによる *FSI* 値の時系列的特性を把握することが必要であり、構造物破壊と比較することで *FSI* 値との関係を評価することが可能となる。

前章の結果より、地震動による構造物被害と対応する計測量として本指標が既存の指標より優れていることを明らかにしてきたが、本章では、地震波時刻歴と累積 *FSI* 値の関係を調べ、繰り返し特性の異なる地震動による *FSI* 値の指標値累積の時系列的变化を検討する。

### 5-2 累積 *SI* 値、累積 *FSI* 値について

都市直下型地震である兵庫県南部地震では、強震時における数秒の揺れで木造建物のほとんどが倒壊したと言われている。これに対し、遠地地震では主要動継続時間が比較的長いため、直下型地震に比べ比較的長時間の揺れに対して構造物が耐え切れなくなり倒壊すると考えられる。本研究で提案した *FSI* 値がこれら継続時間の違いに対して構

造物破壊の違いを考慮しているかどうかを調べるために、*FSI* 値の時間的変化について検証を行う。さらに、構造物の破壊を解析的に表現した地震応答解析と比較検証を行うことにより、本指標の累積的な時間変化が構造物に及ぼす影響を評価する。

## 1) 解析対象地震波について

振動特性の違いや地震動の継続時間の違いを考慮するため、本解析では、1993年釧路沖地震(Type I : 釧路市 EW)、1995年兵庫県南部地震(Type II、レベル 2 地震動 : 神戸海洋気象台 NS)、2000年鳥取県西部地震(Type II、レベル 1 地震動 : 米子市 EW)の地震波形をそれぞれ用いる。それぞれの地震波の加速度時刻歴について図 5-1 に示す。最大振幅で見ると神戸、釧路、米子でそれぞれ 812(gal)、343(gal)、383(gal)となり、最大加速度は直下型地震である兵庫県南部地震がかなり大きな値を記録しているが、主要動継続時間は 8(sec)程度であり短い。また、海洋型地震である釧路沖地震は兵庫県南部地震ほどではないが、一方、比較的大きな地震波が長い時間繰り返されている。鳥取県西部地震は兵庫県南部地震と同じく直下型地震であり、パルス波的な波形形状である。また、最大加速度で見ると鳥取県西部地震は、釧路沖地震より少し大きい。最大加速度は被害を表す既存の指標の一つであり、最大加速度を被害の指標として考える場合、鳥取県西部地震の方が釧路沖地震よりも指標値が大きくなり、地震動の破壊力も大きくなると考えられる。しかし本研究では、地震動の最大加速度で地震動の破壊力を評価するのではなく、地震動応答の繰り返し特性を考慮した指標の提案することが主目的であることから、加速度成分のみならず、速度や変位の成分についても考慮する。そこで、これらの強震記録を積分して、速度記録にしたものを図 5-2 に示す。図に示すように神戸、釧路、米子でそれぞれ 92(kine)、59(kine)、53(kine)となり、最大加速度の大きさの順番と異なる。また、これらの波形における加速度応答スペクトルを図 5-3 に示す。周期 0.4(sec)付近の兵庫県

南部地震の加速度応答スペクトルはかなり大きい。比較的低層の構造物は固有周期がおよそ 0.1(sec)~0.8(sec)くらいにあり、0.3(sec)~0.4(sec)付近が最も固有周期の存在確率が大きいと考えられていることから、兵庫県南部地震による構造物被害は大きくなると考えられる。また、釧路沖地震と鳥取県西部地震の加速度応答スペクトルはほぼ同等であることから、本研究では地震波の特性を考慮した *FSI* 値の性質を調べるために、兵庫県南部地震における衝撃的な破壊力を持った波形と、最大応答値はほぼ同程度であるが地震動の繰り返し特性の異なる釧路沖地震と鳥取県西部地震における波形をそれぞれ用いることとする。

## 2) 累積 *FSI* 値の算出方法

地震動の性質の違いによる *FSI* 値の時間的特性を把握するため、地震波時刻歴と累積 *FSI* 値の関係を調べる。累積 *FSI* 値を算出するには、対象とする加速度波形 0(sec)から始めて 1(sec)ごとに時間間隔を伸ばして区切っていく。そして各時間間隔において算出される *FSI* 値を求めてプロットする。これを加速度、速度、変位それぞれにおける累積 *FSI* 値について図示する。また、同様な方法で累積 *SI* 値についても解析を行い、図示する。

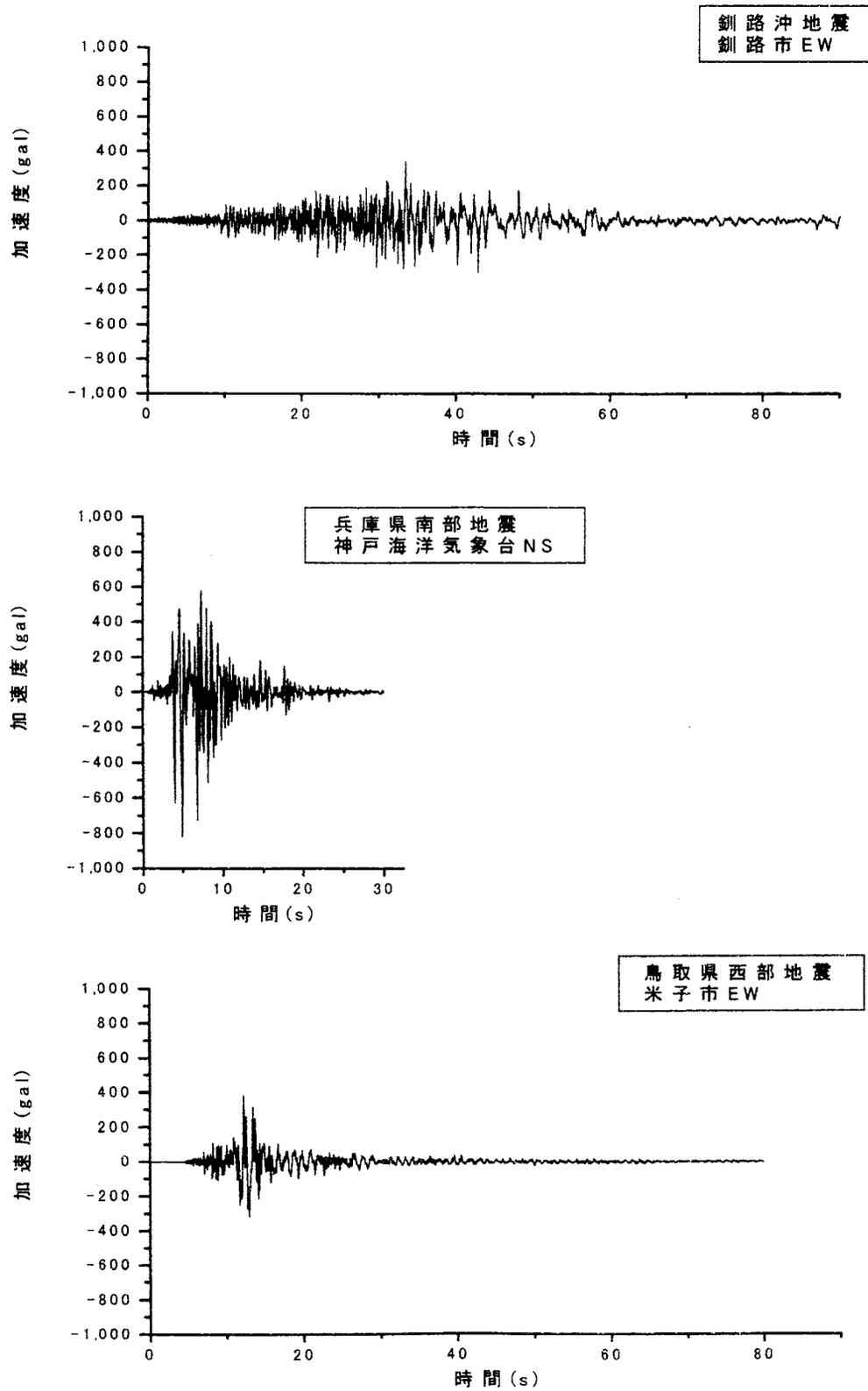


図 5-1 解析対象波の加速度記録

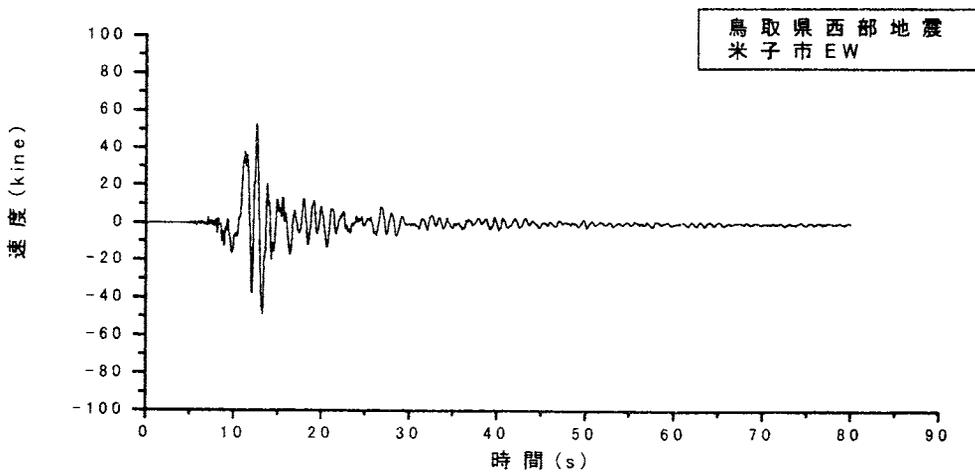
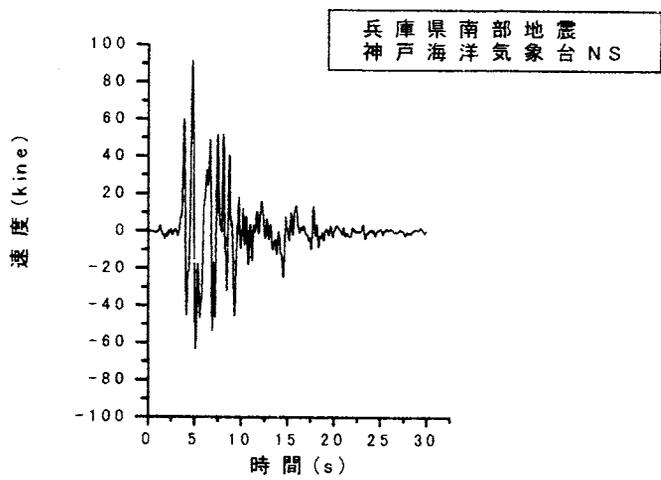
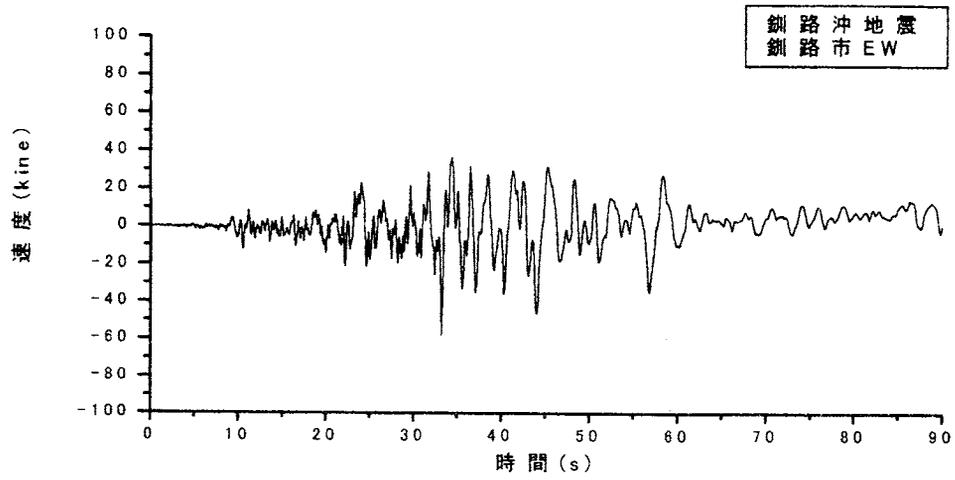


図 5-2 解析対象波の速度記録

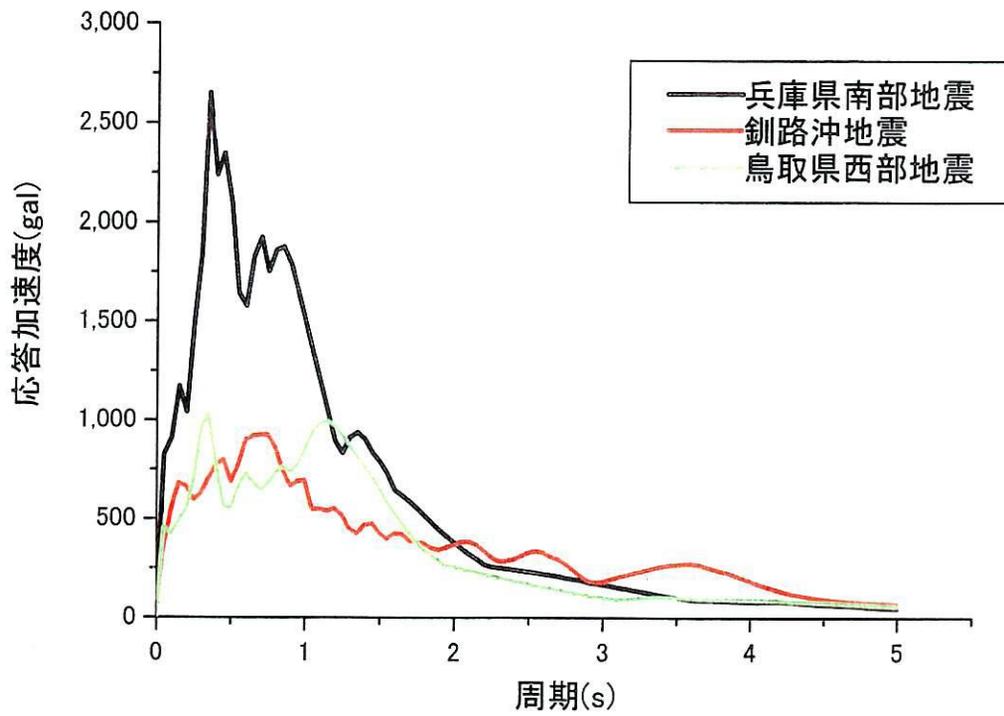


図 5 - 3 加速度応答スペクトル

### 5-3 累積 $FSI$ 値の特性および累積 $SI$ 値との比較

この節では、振動特性の異なる地震波それぞれにおける累積  $FSI$  値と累積  $SI$  値を求めて図示することにより、指標値の時系列的特性を把握する。

先に示した釧路沖地震、兵庫県南部地震、鳥取県西部地震における累積速度  $FSI$  値、累積  $SI$  値と時刻歴の関係をそれぞれ図 5-4、5-5、図 5-6 に示す。また、釧路沖地震、兵庫県南部地震、鳥取県西部地震における各累積  $FSI$  値・累積  $SI$  値と時刻歴の関係を図 5-7、図 5-8、図 5-9 にそれぞれ図示する。ここでは最終値を 100%とした正規化した指標値を用いることにより、指標値の時系列的な正規化割合を示し、各指標値の時間的な増加傾向を検証する。図に示すように  $FSI$  値が応答波形の繰り返しを考慮していることから、直下型地震における衝撃的な波に対しては、揺れ始めから数秒間の加速度波形から求められる累積  $FSI$  値に大きな変化が見られるのに対し、海洋型地震の場合では、この揺れ始めの数秒間では累積  $FSI$  値にあまり変化が見られない。

本解析では累積  $FSI$  値の時間的特性を求め、地震波の特性別に実被害との対応や指標値が増加し始めてからピークとなるまでの時間の幅、指標値の正規化割合と実指標値の大きさの関係などを調べることにより、構造物破壊に影響を与える地震波の要素を検討する。つまり、地震波によっては、主要動到達時の衝撃的な波によって構造物破壊を生じさせるものもあれば、応答振幅の繰り返しにより構造物が何度か揺らされて損傷するケースも考えられる。ここではこれらのことを累積  $FSI$  値と地震波形の比較により検討する。

### 5-3-1 Type I 地震動による累積 *FSI* 値・累積 *SI* 値と時刻歴の関係

図 5-4 に示す釧路沖地震の結果を見ると、およそ 20(sec)までの揺れ始めの数秒間では各累積 *FSI* 値の変化はあまり見られないが、時間とともに指標値が急激に増加していることがわかる。累積 *FSI* 値は 22(sec)と 33(sec)付近の加速度記録がピークとなる時刻から指標値が急激に増加し始めるのがわかる。それに対して累積 *SI* 値と時刻歴の関係を見ると、指標値の増加が階段状になった。これらの理由として次のことが考えられる。*SI* 値は応答の最大値において算出されるものであり、ある時間までに記録した応答の最大値によって計算されるため図のように階段状になり、大きな入力波が記録された時刻に指標値の増加がピークに達すると考えられる。これに対して *FSI* 値は地震波の繰り返しはすべて指標値の蓄積となるため、地震波が続く限り増加すると考えられる。つまり、大きな振幅の地震波が繰り返される時刻において指標値が急激に増加すると考えられる。これらのことから、累積 *SI* 値はピークを生じるとその後数秒はほぼ一定値となるが、累積 *FSI* 値は *SI* 値がピークを生じる時刻付近から増加し始めると考えられる。図 5-7 に示す正規化割合を考慮した各累積 *FSI* 値は加速度、速度、変位の順で増加し始める時間の遅れは見られるもののそれぞれ同じような増加傾向を示した。最大加速度到達時刻(およそ 33(sec))における正規化速度 *FSI* 値の正規化割合は約 15%程度であるが正規化 *SI* 値の正規化割合は約 60%に達しており、最大加速度到達時刻における指標値の累積割合が大きく異なった。また、正規化加速度 *FSI* 値については最大加速度到達時刻において正規化割合が約 50%になり、正規化速度 *FSI* 値と正規化変位 *FSI* 値に比べて比較的大きくなった。以上のことから、Type I 地震動においては地震波の成分により累積 *FSI* 値の増加割合が異なると言えること、*FSI* 値を地震動の強度指標として用いるときには *FSI* 値の種類別に構造物実被害率との対応をさらに詳細に調べ、より有効な *FSI* 値を適用する必要があることが考えられる。さらに、各累積指標値の増加の速さを調べるため正規化割合が 50(%)～

100(%)に達するまでの時間間隔を見ると、正規化 *SI* 値については約 20 秒間であり、正規化速度 *FSI* 値においては約 10 秒間だった。ゆえに、正規化割合がある程度大きくなると *FSI* 値は *SI* 値に比べて指標値の累積速度が速くなることがわかる。そして最大加速度到達時から正規化割合が 100(%)に達するまでの時刻における累積速度 *FSI* 値はおよそ  $1.0 \times 10^5(\text{cm}^2/\text{s}) \sim 3.0 \times 10^5(\text{cm}^2/\text{s})$  に変化している。このことから、Type I 地震動において *SI* 値は階段状に指標値が累積するため地震のどの部分が構造物に被害を及ぼすのかを予想し難いのに対して、*FSI* 値については指標値が急激に伸びる部分において構造物が損傷を受けると予想できるため、*FSI* 値の方が *SI* 値に比べ構造物に被害を与える波形の影響を検討するのに有効であると考えられる。

### 5-3-2 Type II 地震動による累積 *FSI* 値・累積 *SI* 値と時刻歴の関係

図 5-5、図 5-6 に示す兵庫県南部地震、鳥取県西部地震の結果を見ると、どちらも同様な増加傾向となり、各指標値の最初の数秒間での時間的变化が著しいことがわかる。また、図に示すように累積 *FSI* 値と累積 *SI* 値でピークとなる時刻にずれが生じることがわかる。*FSI* 値の計算過程からも類推できるように直下型地震のような地震動継続時間が短く、パルス波的な衝撃波が生じる地震においては揺れ始めの最初の数秒間で指標値が急激に変化し、ピークに達してからはほとんど変化がなくなると考えられる。図 5-8 に示す兵庫県南部地震による指標値の正規化割合の時間的变化を見ると、各累積 *FSI* 値はどれも同様な正規化割合の増加となり、およそ 5(sec)過ぎの最大加速度を記録した時間から指標値の急激な増加が見られ、振幅が減衰する 10(sec)過ぎからは指標値の増加は緩やかになっている。累積 *SI* 値と時刻歴の関係を見ると、入力波形において最大加速度を記録した 5(sec)付近において指標値がピークに達し、それ以上増加が見られない。鳥取県西部地震についても主要動の到着した数秒間での時間的变化が著しい。また、

兵庫県南部地震において最大加速度到達時刻における各指標値の正規化割合を見ると、各 *FSI* 値は 10(%)程度であったが、*SI* 値は約 50%にも達し、Type I 地震動による解析と同様に最大加速度到達時刻における指標値の累積割合が大きく異なった。正規化割合が 50(%)～100(%)に達するまでの時間間隔を見ると、正規化 *SI* 値については約 5 秒間であり、正規化速度 *FSI* 値においては約 22 秒間であった。先に述べた Type I による結果と比べると、Type II では *FSI* 値も *SI* 値も急激に増加し始める時間に差があるが、正規化割合がある程度大きくなると指標値の累積速度が同程度に速くなることがわかる。最大加速度到達時から正規化割合が 100(%)に達するまでの時刻における速度 *FSI* 値の変化については、兵庫県南部地震はおよそ  $5.0 \times 10^5 (\text{cm}^2/\text{s}) \sim 23.0 \times 10^5 (\text{cm}^2/\text{s})$  となり、わずか数秒で指標値が大きく変化した。このことから釧路沖地震と比べて指標値の大きさについてかなり大きいことがわかる。構造物被害を両地震で比較すると、家屋の全壊棟数について釧路沖地震では釧路市で全壊棟数が 15 棟、半壊棟数が 72 棟、全世帯数が 11,729 世帯であり、被害率がおよそ 0.4(%)となり、また、兵庫県南部地震では中央区について全壊が 4,947 棟、半壊が 3,420 棟、全世帯数が 52,283 世帯であり、被害率がおよそ 12.7(%)であった。兵庫県南部地震は大都市で起こった地震ではあるが、指標値の大きさが構造物被害率に対し良く対応していると言える。次に鳥取県西部地震については図 5-9 より最大加速度到達時の各指標値の正規化割合は、各 *FSI* 値ではほぼ 0(%)に近く、*SI* 値についてはおよそ 30(%)であったが、主要動到達時刻である約 12(sec)からピークとなるまでの時間は *SI* 値についてはほんの 2～3(sec)であったことから、兵庫県南部地震よりもさらに早く、パルス波の影響が強いと考えられる。また最大加速度到達時刻から正規化割合が 100(%)に達する時刻までにおける速度 *FSI* 値の変化は図 3-6 より、およそ  $1.0 \times 10^5 (\text{cm}^2/\text{s}) \sim 2.5 \times 10^5 (\text{cm}^2/\text{s})$  であった。鳥取県西部地震の実被害の概要は建物の全壊は 84 棟、半壊は 530 棟、全世帯数は 46,900 世帯であることから、被害率が約 0.7(%)であり、釧路沖地震と同程度の被害率となった。指標値に

関しても釧路沖地震と同程度であることから、地震波特性に関係なく本指標は被害と良く対応していることが言える。

以上のことから本指標が家屋全壊率と良く対応しており、本指標値を用いて家屋の被害を表現することが有効であると考えられる。

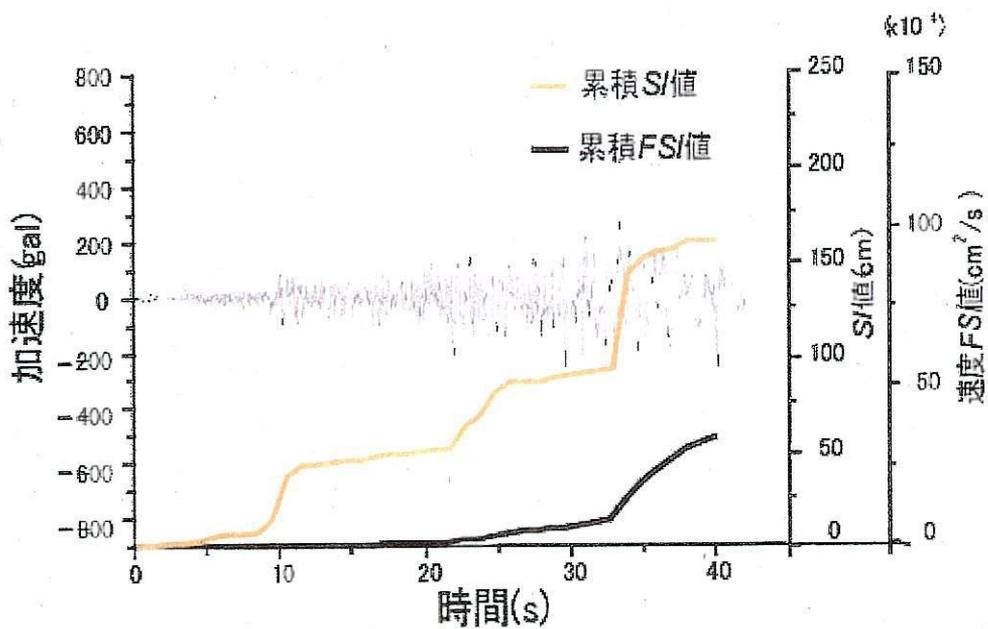


図 5-4 釧路沖地震における累積 FSI 値・累積 SI 値と時刻歴の関係

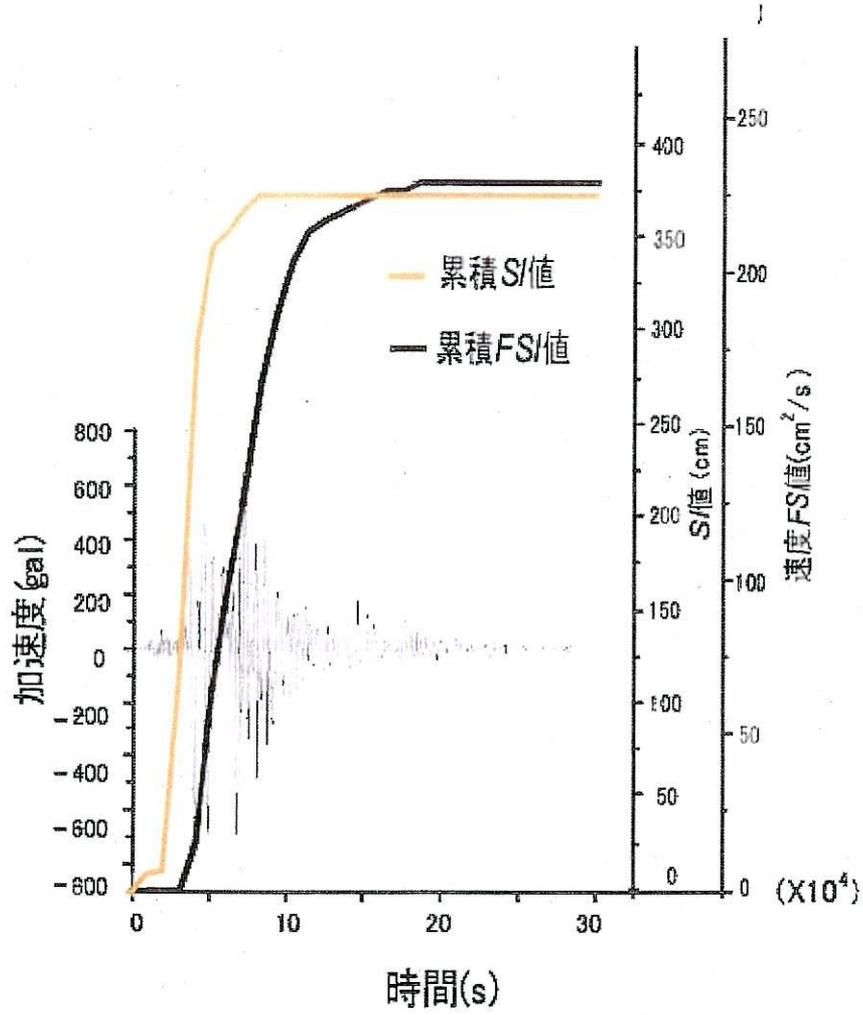


図 5-5 兵庫県南部地震における累積 FSI 値・累積 SI 値と時刻歴の関係

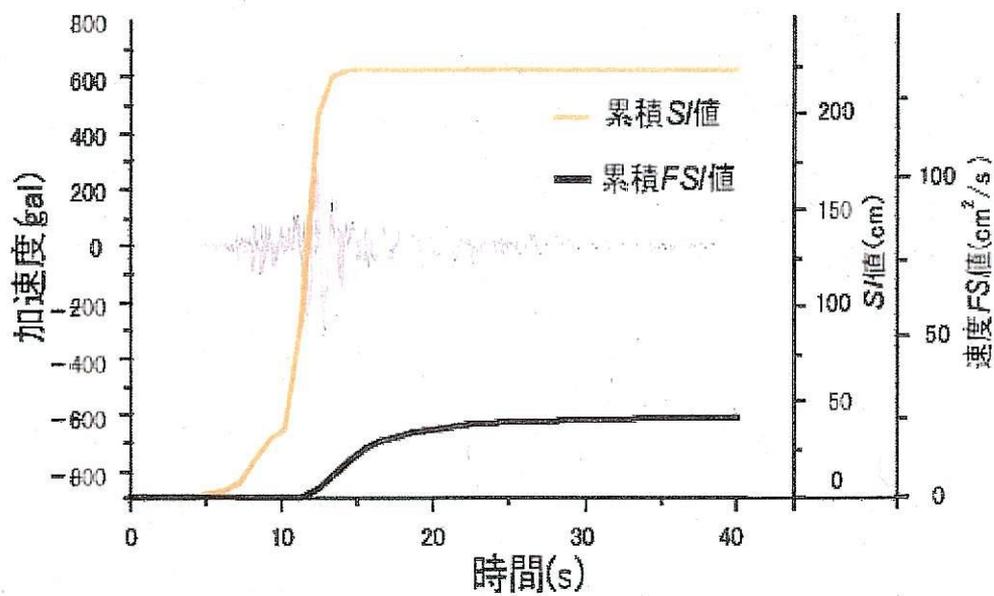


図 5-6 鳥取県西部地震における累積 FSI 値・累積 SI 値と時刻歴の関係

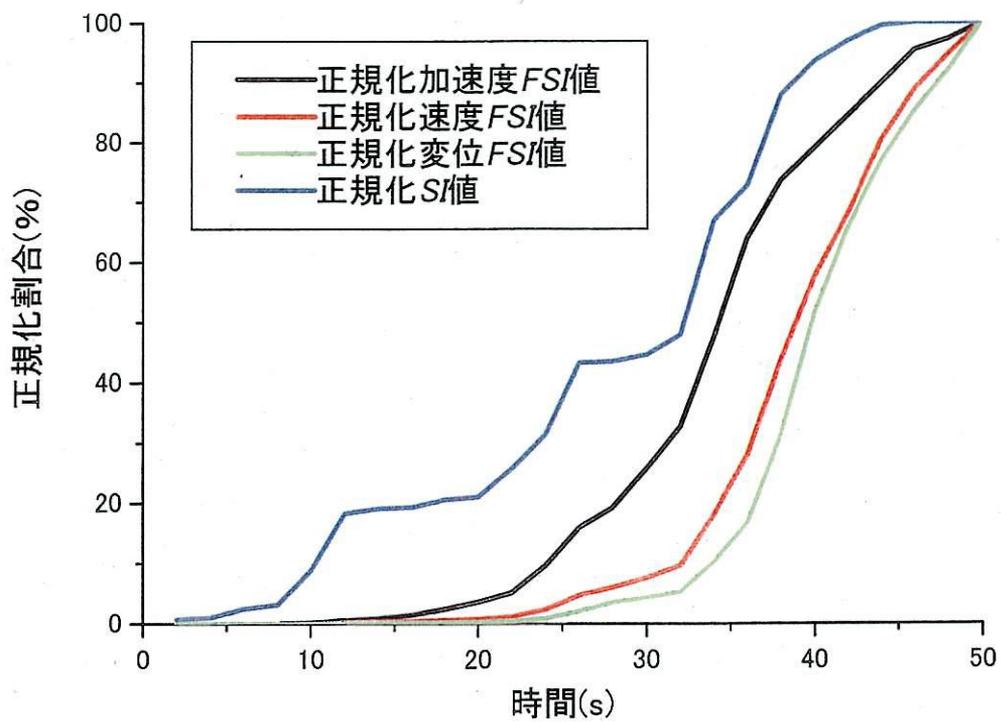
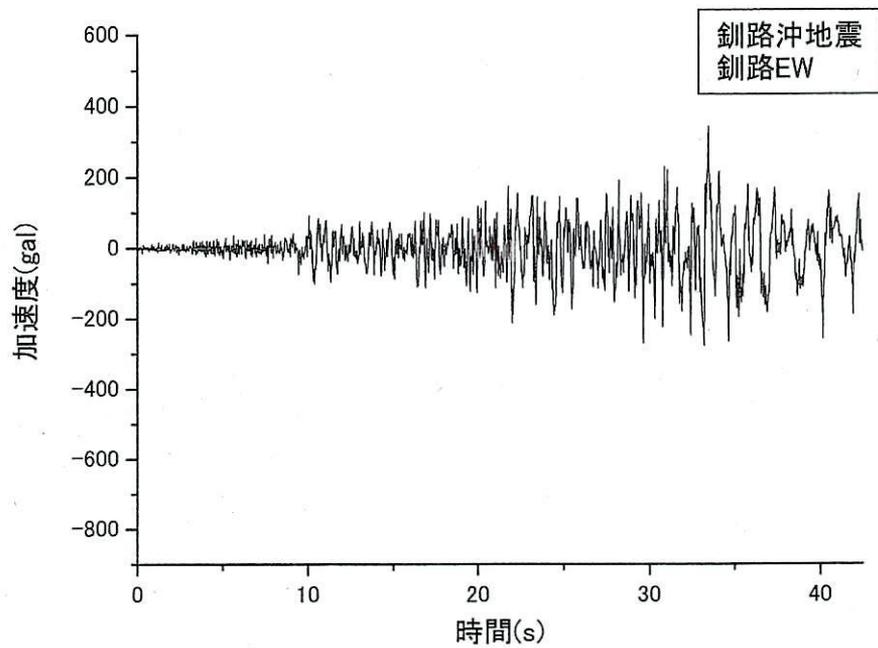


図 5-7 釧路沖地震における正規化指標値と時刻歴の関係

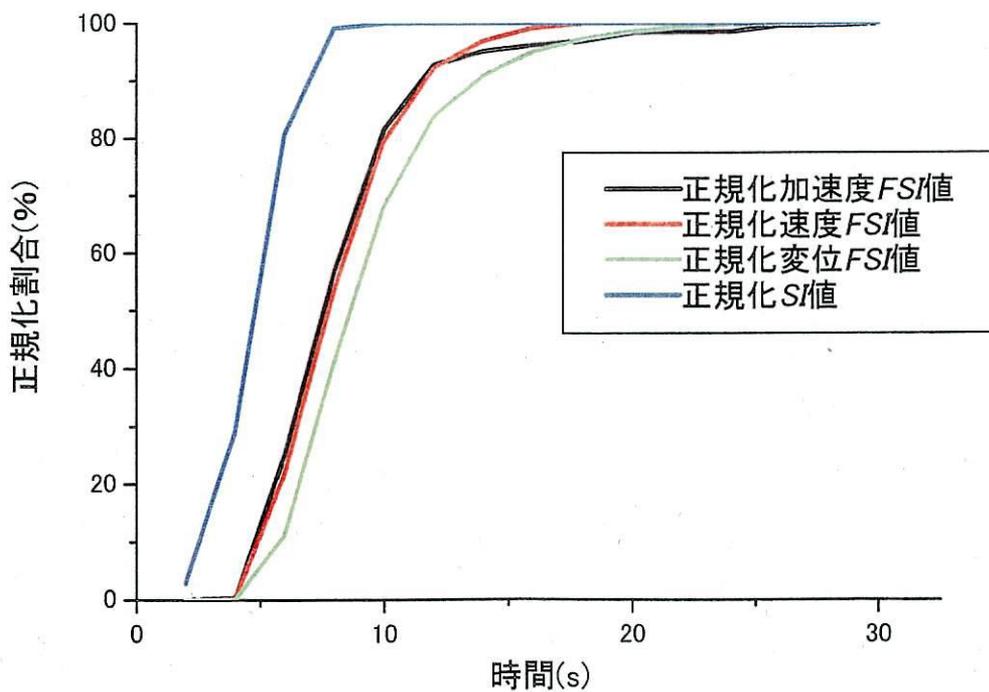
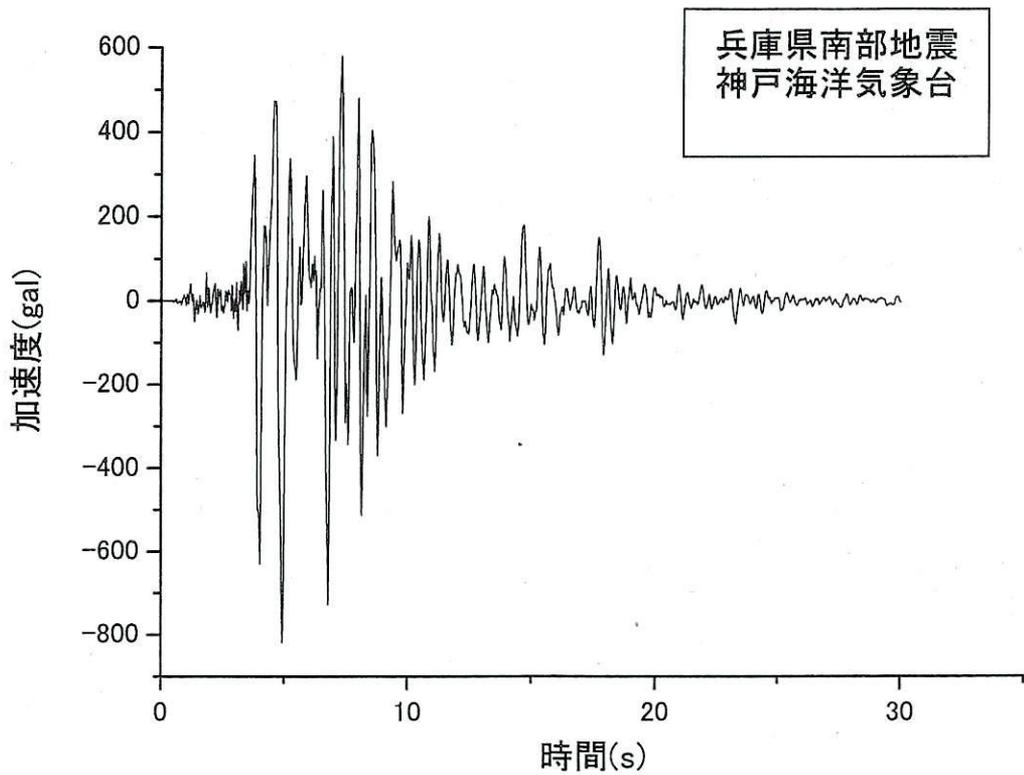


図 5-8 兵庫県南部地震における正規化指標値と時刻歴の関係

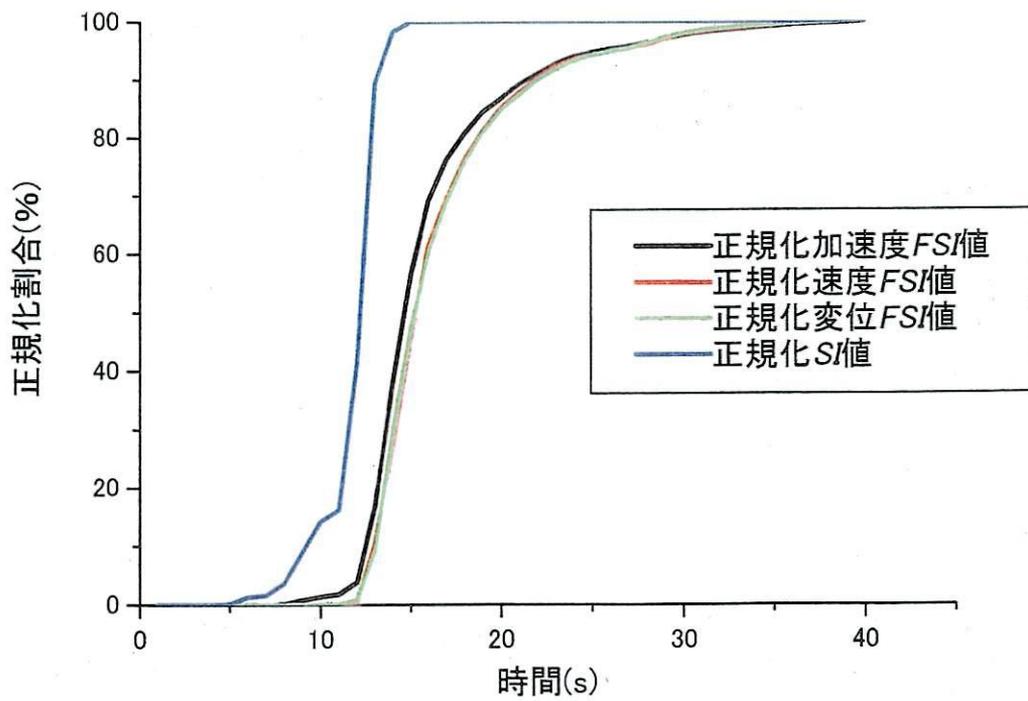
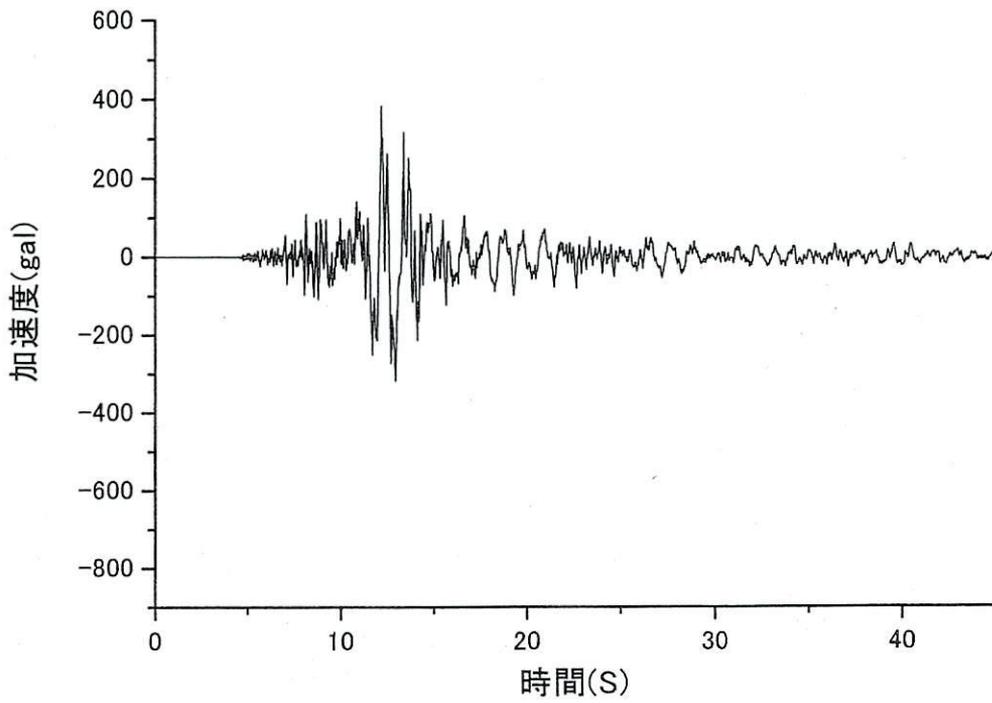


図 5-9 鳥取県西部地震における正規化指標値と時刻歴の関係

#### 5-4 RC 構造物被害解析と各被害指標の関係

耐震設計においては、設定された設計地震動に対する構造物の応答が求まる。このように設計地震動から構造物の応答を求めることは地震応答解析又は動的解析と呼ぶ。地震応答解析には、大きく分けて時刻歴応答解析、応答スペクトル解析があるが、そのうち時刻歴解析は構造物の応答を時刻歴で求める数値解析である。時刻歴解析は構造物のモデル化、入力地震動の設定、応答の数値計算の手順で行われる。本研究では単純な構造物モデルを設定し、特性の異なる波形を入力したときの構造物の応答特性を調べることにより、地震動の繰り返しが構造物に及ぼす影響を検討するものである。

従来、構造物の地震被害といわれていたものは残留変位であった。残留変位があれば、地震後に引き続き構造物を利用するのに支障が発生し、地震以前の状態に比較して構造物の強度や安定性が低下する。しかしながら、残留変位変形を定量的に予測することは技術的に非常に困難である。

本解析では、構造物の応答、特に最大応答を含めた許容値以上の応答について検討を行うことにより、地震動継続中に発生する構造物の破壊を表現することを考える。最大応答は地震動の継続中に発生する構造物各部の変位・速度・加速度の最大値である。加速度と速度は地震後にはゼロとなる。しかし、変位については変位と荷重の関係が弾性領域内であればゼロに戻ると考えられるが、線形領域をこえた塑性領域になると残留変位変形が生じるため、非線形領域内での応答を検討する必要がある。

前節では振動特性の異なる地震波による累積 *FSI* 値の時系列的特性を調べてきた。しかし、特性の違う地震波による構造物の応答を時系列で表現していないため、指標値の時間的变化に伴う構造物の挙動を把握できない。そこで、本章では特性の異なる地震波が構造物に及ぼす影響を調べるため、動的解析を行う。

#### 5-4-1 解析概要

特性の異なる地震波が実構造物に及ぼす影響を調べるため、動的解析を行う。そこで、単純な3階建てRCモデルと6階建てRCモデルを対象に地震応答解析プログラムを用いて動的解析を行い、層間変位の時刻歴を求めることにより構造物の破壊を表現する。

##### 1)耐震設計について

解析で用いる構造物地震応答解析プログラム CASS は構造物設計支援システムと呼ばれ、耐震設計法的手段として用いられるものである。本研究は構造物の耐震設計が主目的ではないが、プログラムを利用するにあたり、ある基準を満たした構造物モデルを設計することにより実構造物を想定した解析を行うことができると考えられる。そこで、本解析プログラムを用いることにあたり、耐震設計について少し理解する必要がある。

地震時の建物にはさまざまな力がかかる。そこで、地震の大きさを想定した上で、この建物に加わる地震力を計算し、それぞれの箇所や部材にどのような力が生じるのかを分析する。この分析をもとにその力に耐えうる部材のサイズ、組み合わせの方法が決定される。現在の耐震設計の規定は1980年施行の「新耐震設計法」によって定められており、建物の揺れ方を考慮した設計をすることと建物の耐力を2段階に分けて考えることが主な改正点である。具体的には、建物は地震の揺れを受けて揺れるが、建物の揺れは地面の揺れよりも大きく、1階より上層の2階や3階の方が大きく揺れることを前提に設計を考えることである。また、新耐震設計法では、耐震設計の方法を1次設計と2次設計とに分けて考えているが、1次設計では、震度5程度の中小地震を想定しており、地面は80~100(gal)で揺れ、建物の応答加速度は200(gal)程度に設定する。つまり、建物の重さの約0.2倍に想定する力がかかっても壊れないようにする「弾性設計」が基本となる。2

次設計では震度 6～7、地動加速度 400(gal)の大地震を想定する。弾性設計された建物(剛構造)は建物の揺れが 2～2.5 倍に増幅するため、建物には約 980gal の応答加速度、すなわち建物の自重に相当するほどの力がかかる。このような大きな水平力に対し、建物を弾性設計するのは合理的ではないため、建物に地震エネルギーを吸収できる「ねばり」を持たせて、部分的な破壊(降伏)が生じても倒壊させないような、弾塑性設計(柔構造)にするほうが合理的であると考えられている。つまり、震度 6～7 のような大きな地震の場合には、建物が一部損する程度の被害にとどめ、人命が守られる設計にする。

新耐震設計法における構造計算の手順は図 5-10 のようになる。2 次設計で求められる構造計算は 4 種類ある。層間変形角とは、震度 5 に相当する地震のときに、建物がどれだけ揺れ、変形するかの目安となり、各階の高さに対する水平方向の変形量から割り出す。規定では層間変形角は特別な場合を除いて、1/200 以内であることが要求されている。偏心率は、建物の剛心と重心の平面的なバランスであり、地震力は建物の重心にかかるが、剛心と重心が離れているほど建物にかかる力の大きさは違ってくるため、地震で揺さぶられる建物にねじれが生じる。そこで建物のねじれを防ぐため耐力壁をバランス良く配置し、剛心と重心ができる限り近づくように設計する。規定では、この偏心率が 15(%)以内であることが要求される。剛性率は地震などによる力を受けた際、各階の水平方向の変形抵抗が建物全体のそれと比べて、どの程度大きいのか、小さいかを示す数値である。たとえば、2 階建てであれば 2 階の剛性が高くても、1 階の剛性が低ければ、剛性の小さな 1 階に損傷が集中し、倒壊しやすくなる。つまり、上下階の剛性のバランスが必要になる。規定では各階の剛性の平均値と各階の剛性の比率が 0.6 以上であることを要求される。上記の 3 つの構造計算が、震度 5 程度の地震を想定したものに対して、保有水平耐力の確認は、建物の終局状態に至るまでの性状を把握した上で、震度 6～7 の大地震時に倒壊に至らないように、安全性の検討を行うものである。具体的には各階の「保有水平耐力」が各階の「必要保有水平耐力」より大き

いことを確かめる必要がある。つまり、この考え方の最終目的は、大地震時にも最後まで建物が倒壊せずに、人命を守ることにある。

本解析では以上の流れて構造物を設計する。ただし、本解析ではあくまで実構造物を想定した構造物を設計し、地震応答解析を実行することが目的であるが、対象モデルが壊れなければ地震波による構造物の破壊を表現できないため現実の構造物に比べると強度を少し低めに設定する必要がある。

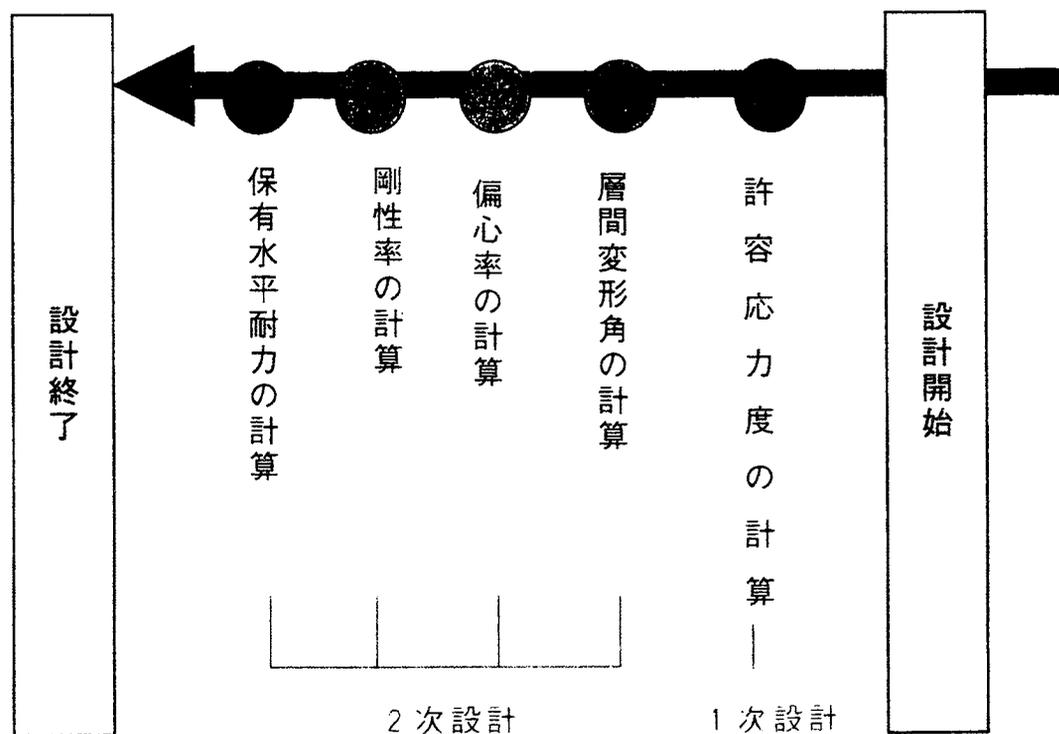


図 5-10 構造計算の概略

## 2) 本解析の解析手順

CASS による設計フローを図 5-11 に示す。本解析では対象構造物を 3 階建て RC モデルと 6 階建て RC モデルに設定する。できるだけ単純なモデルを考えているため、構造物モデルは耐力壁を除いた柱と梁と床だけで構成されている。設計フローは、まず対象構造物モデルを設定し、1 次設計において許容応力度設計により断面検定を行う。そして 2 次設計において静的増分解析により層せん断力・層間変位曲線をもとに Tri - Linear 型の復元力特性を決定し、バネ定数と層重量をもとに構造物モデルを質点系に置き換えて動的解析を実行する。また、本解析では減衰定数を 0.03 に設定し、入力地震動は前章による解析と同様に釧路沖地震(釧路気象台 EW 方向)、兵庫県南部地震(神戸海洋気象台 NS 方向)、鳥取県西部地震(K-net 米子 EW 方向)の 3 つの波形で解析を行う。

本解析では地震波を観測波形、速度基準化波形、加速度基準化波形とそれぞれ別々に動的解析を行う。そして対象構造物の相対変位が最も大きい階における層間変位の時刻歴を求め、塑性率が 1.0 を超える部分で構造物が破壊したとみなし、それぞれの波形に対し検討を行う。

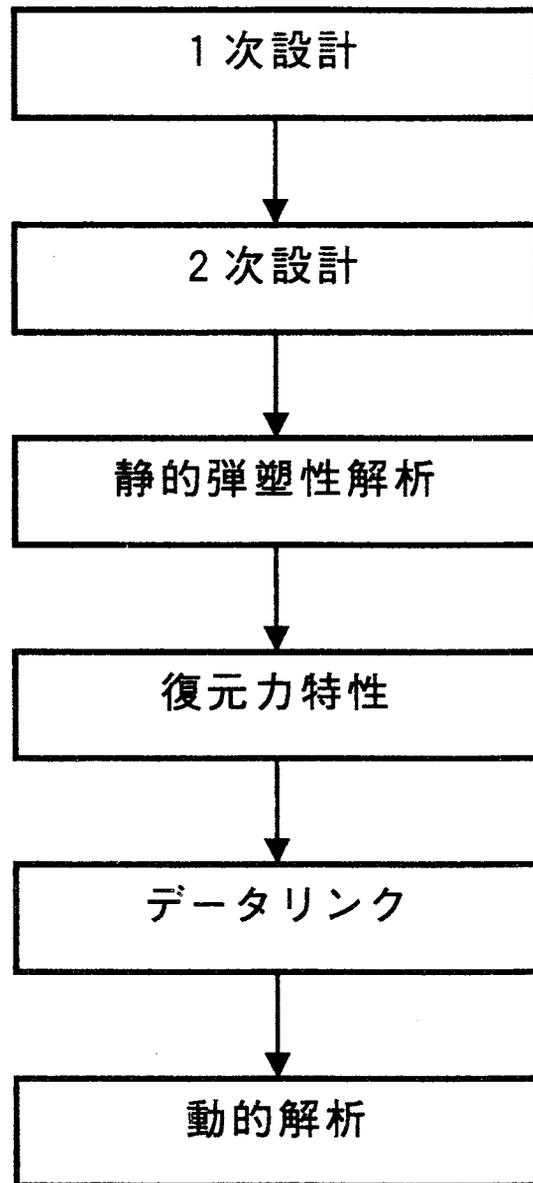


図 5-11 設計フロー

### 3) 基本振動系モデルの復元力特性

耐震解析や耐震設計の目的が、強い地震動に対しても構造物が壊滅的な損傷を受けないように配慮する方策を立てることであるからには、少なくとも終局的な耐震安全性の追及の過程においては、破壊に及ぶ変形状態についても検討を行っておく必要がある。このような過程においては、部材の過重と変形の関係はもはや線形領域をこえ、強い非線形特性を示すようになるから、構造物もしくは部材の非線形特性を考慮した解析が行われねばならない。

しかし、本解析では構造物の耐震性の追求は目的ではなく、むしろ構造物の破壊を考慮するために非線形地震応答解析を行う。本研究では対象 RC 構造物を以下の方法で設定した。

#### (1) スケルトンカーブの形

→ Tri - Linear 型

#### (2) スケルトンカーブの設定方法

各層のスケルトンカーブは、静的弾塑性解析で求めた層せん断力( $Q$ ) - 層間変位( $\delta$ )曲線(以下原曲線とする)をもとに下記の規則にしたがって3折線形とする。

初期剛性は弾性剛性(以下  $K_e$  とする)を用いる。第1折点は、 $K_e$  を有する第1折線が  $Q_c$  に達した点とする。 $Q_c$  は、原点を通り  $K_e$  の80%の割線剛性を持つ直線と原曲線との交点における層せん断力とする。第3折線は層間変形核が  $1/200$  となる原曲線上の点を通り、その点の接線剛性を持つ直線とする。第2折線は、第1折点( $\delta_c, Q_c$ )を通り、原曲線上の層間変形角  $1/100$  の点までの原曲線とモデル化した折線とで囲まれる面積  $A_1, A_2, A_3$ (図4-5参照)が  $A_1 + A_3 = A_2$  となるように定める。第2折線と第3折線の交点を第2折点( $\delta_y, Q_y$ )とする。

なお、原曲線において第2折点以降の最大層間変形角が  $1/100$  に満たない場合は、原曲線の最終点を通るように第3折線を決定する。

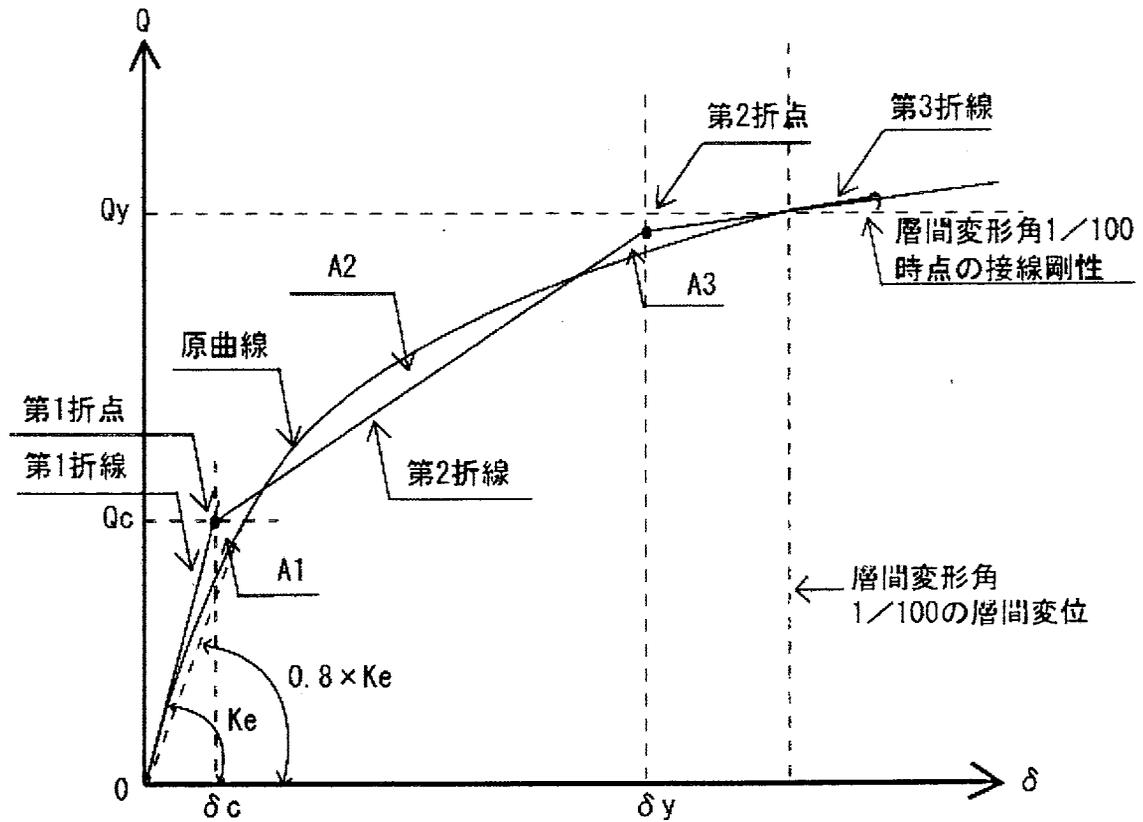


図 5-12 スケルトンカーブの設定方法

#### 4) 波形基準化の定義

本解析では、特性の異なる地震波が対象構造物に及ぼす影響を調べる。それにより地震動の繰り返しによる構造物の疲労破壊を考慮した本指標の適用性について有益な示唆を与えることができると考えられる。しかし、振動特性が違って最大振幅の大きさに差があると破壊の要因も変わると考えられる。つまり、地震動により何度も揺らされて構造物が損傷する場合もあれば、一発の衝撃波で破壊するような場合もあると考えられる。本章では、地震動の繰り返しが構造物に及ぼす影響を調べるのが主であるため、強震加速度記録をそのまま用いると繰り返しの影響の詳細な検討ができないと考えられる。そこで地震動の加速度基準化、速度基準化を行う。加速度の基準化はそのまま強震加速度記録の最大加速度値が設定値になるように基準化を行う。これにより波形振幅の大きさだけでは決まらない構造物破壊要因を検討することができる。また、速度の基準化は構造物の耐震安全性を評価する際の検討手段として用いられており、強震加速度記録を数値積分し速度記録に置き換え、最大振幅値が設定値になるように波形を基準化する。

## 5-4-2 解析結果および考察

本解析では、観測波形、速度基準化波形、加速度基準化波形について解析を行い、本指標の有効性を検討する。

### 1) 観測波形

対象とする地震は前述の通り釧路沖地震、兵庫県南部地震、鳥取県西部地震であり、各観測波形における指標値を表 5-1 に示す。また、最大加速度の大きさから兵庫県南部地震はレベル 2 地震、鳥取県西部地震はレベル 1 地震と考える。各 *FSI* 値を見ると指標値の大きさは兵庫県南部地震、釧路沖地震、鳥取県西部地震の順になっているが *SI* 値については鳥取県西部地震の方が釧路沖地震よりも大きくなっている。この理由として、鳥取県西部地震の方が釧路沖地震に比べて最大加速度が大きいため線形 1 自由度系の応答が大きくなったと考えられる。また、入力を与えたときに最も変位が大きかった階の復元力特性を 3 階建て RC モデルについては図 5-13 に、6 階建て RC モデルについては図 5-14 に示す。第 2 折点における層間変位を塑性率 1.0 となる層間変位とし、それを越えると構造物が塑性化することにより構造物に何らかの損傷が与えられると考えられる。

表 5-1 各観測波形における指標値

	釧路沖地震	兵庫県南部地震	鳥取県西部地震
最大加速度(gal)	343	818	384
最大速度(kine)	55.2	91.5	54.2
加速度 <i>FSI</i> 値(cm <sup>2</sup> /s <sup>3</sup> )	17.3X10 <sup>7</sup>	93.0X10 <sup>7</sup>	5.0X10 <sup>7</sup>
速度 <i>FSI</i> 値(cm <sup>2</sup> /s)	5.3X10 <sup>5</sup>	18.3X10 <sup>5</sup>	2.6X10 <sup>5</sup>
変位 <i>FSI</i> 値(cm <sup>2</sup> ・s)	8.7X10 <sup>3</sup>	10.2X10 <sup>3</sup>	2.2X10 <sup>3</sup>
<i>SI</i> 値(cm)	231	411	250

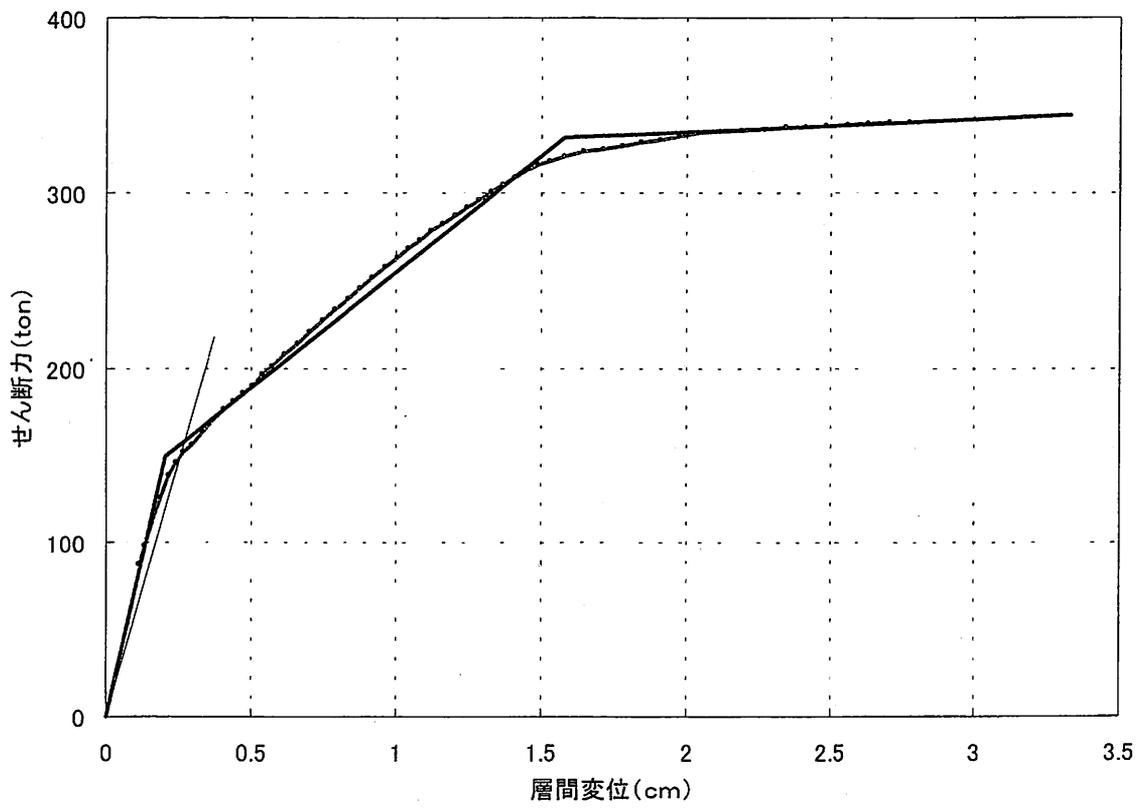


図 5-13 3階建てモデル(1階)復元力特性

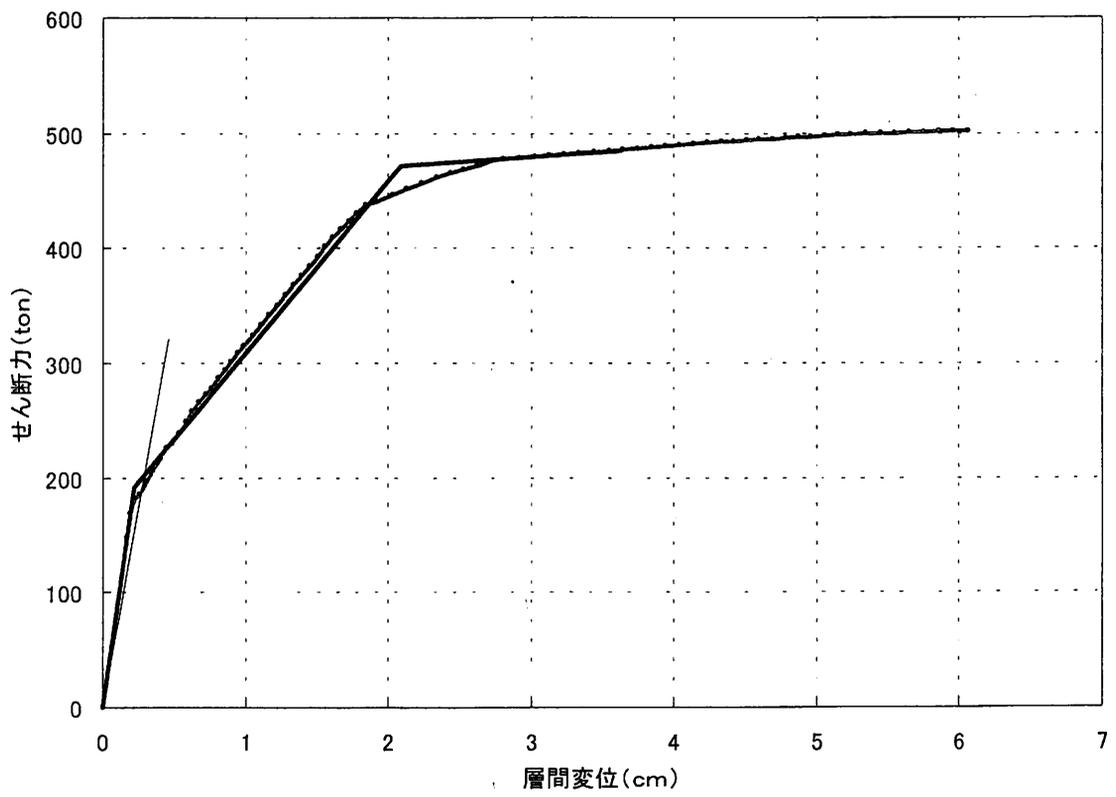


図 5-14 6 階建てモデル(2 階)復元力特性

観測波形の応答加速度波形、フーリエスペクトルについてそれぞれ図 5-15、図 5-16 に示す。最大応答加速度については釧路沖地震、鳥取県西部地震については同程度の値を示すが、若干鳥取県西部地震の方が大きい。観測波形による解析結果について 3 階建て RC モデルを表 5-2、6 階建て RC モデルを表 5-3 にそれぞれ示す。

表 5-2 に示す 3 階建て RC モデルの解析結果を見ると、釧路沖地震と兵庫県南部地震において剛床の最大塑性率が 1.0 を越えていることから、構造物が塑性化していることがわかる。また層間変形角について、釧路沖地震と兵庫県南部地震については約 1/100 を越えたことから、構造物に何らかの損傷があると考えられる。また、釧路沖地震よりも加速度が大きい鳥取県西部地震において、すべての階において塑性化をしなかったことから、最大加速度により構造物の被害を評価することは難しいと考えられる。一方、釧路沖地震のような繰り返しの多い地震動波形が構造物の破壊に影響したとも示唆できる。

次に表 5-3 に示す 6 階建て RC モデルの解析結果を見ると、2 階部分で明らかに破壊していることがわかる。それゆえ観測波形による 6 階建て RC モデルを対象とした解析では、本対象モデルが完全に破壊してしまったため、地震動の繰り返しによって構造物が疲労破壊するのではなく、衝撃波に対して対象構造物が耐えられず、破壊したと考えられる。このため、地震波の繰り返しの影響を検討することはできない。この理由として、壁がない構造物モデルを解析に用いたため剛性が弱く、それにより 2 階部分が脆性的な破壊をしたため、2 階部分が地震動エネルギーを吸収する働きをし、その上の階では破壊に至らなかったと考えられる。

また、3 階建て RC モデルと 6 階建て RC モデルの応答加速度を図 5-15 により比較すると、6 階建て RC モデルは応答の増加による塑性化の影響が大きいため、応答加速度について 3 階建て RC モデルの方が大きくなった。そのため、次節以降では地震波を加速度、および速度で基準化することにより構造物の塑性化の影響を調べることにする。また、図 5-16 に示す周波数特性を見ると、本解析に用いる 3 階建てと 6

階建の RC 建造物の 1 次固有振動数について、兵庫県南部地震と釧路沖地震における卓越振動数と近いことから、共振する可能性があると考えられ、そのため建造物に及ぼす波形の影響が強くなると考えられる。

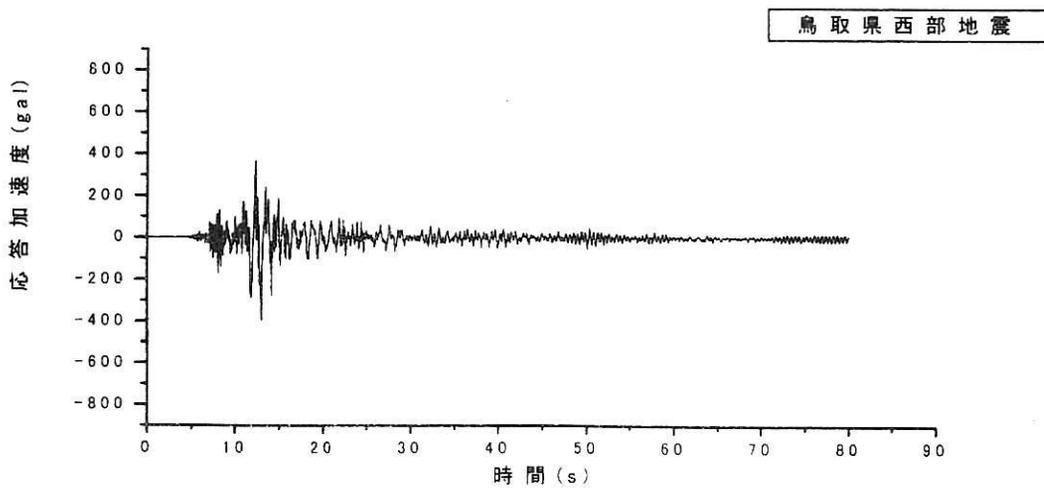
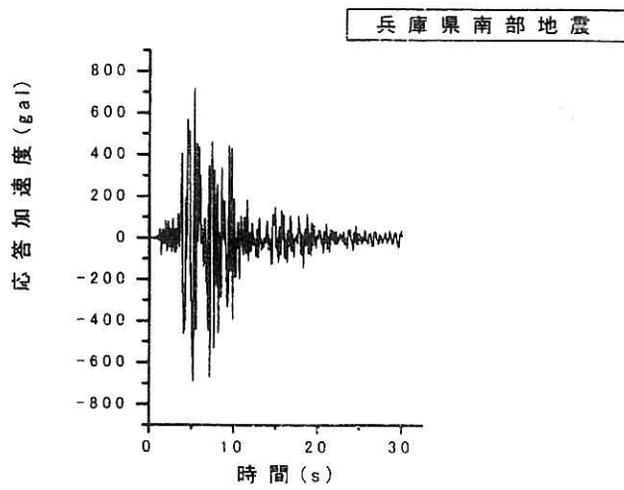
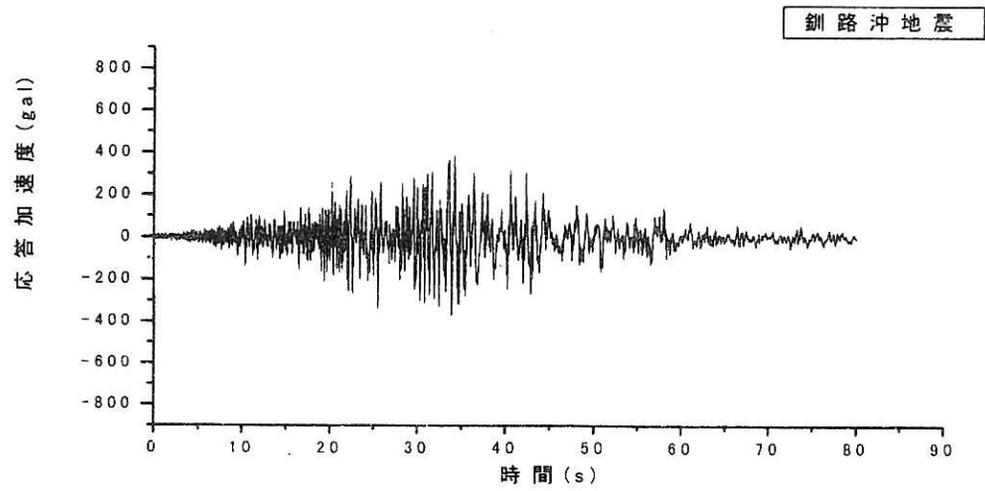


図 5-15(a) 観測波形における応答加速度波形(3階建て RC モデル)

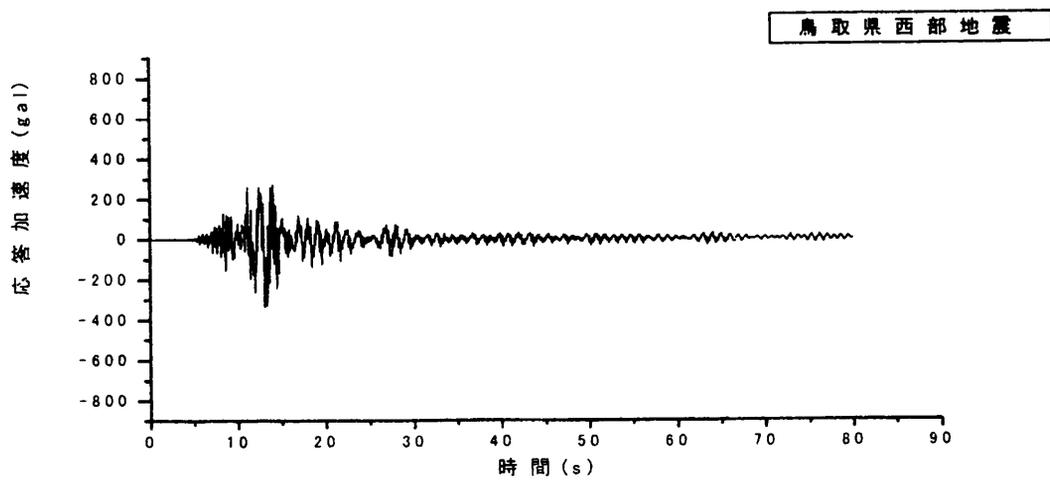
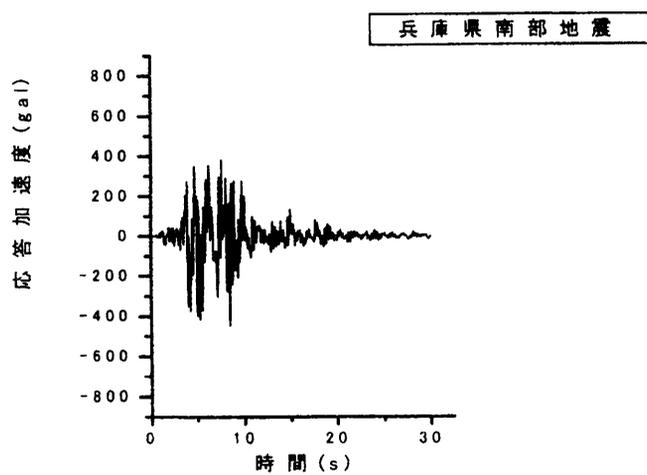
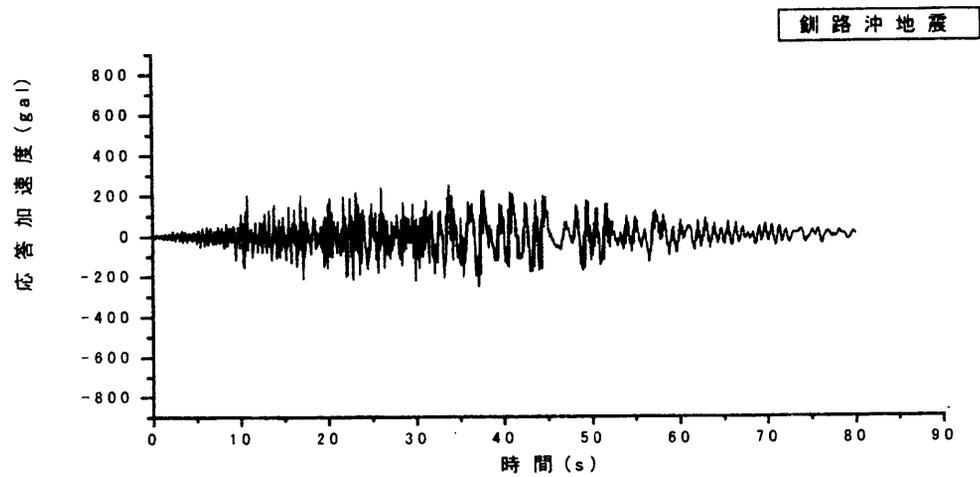


図 5-15(b) 観測波形による応答加速度波形(6階建てモデル)

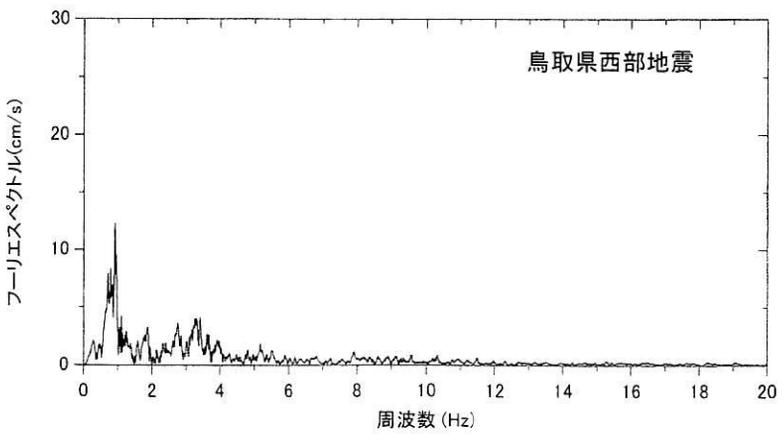
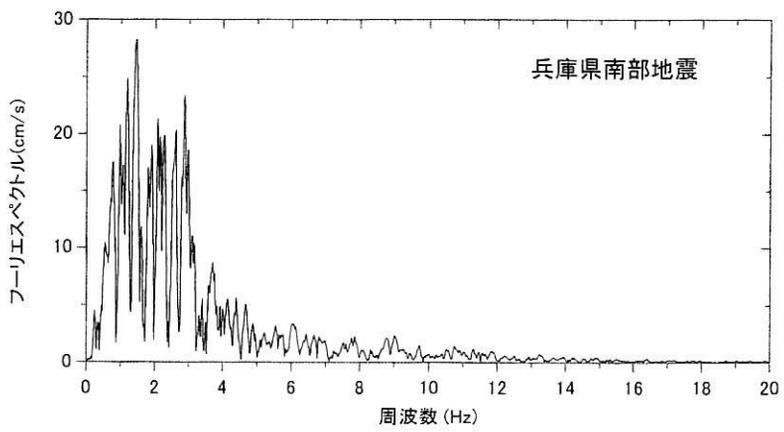
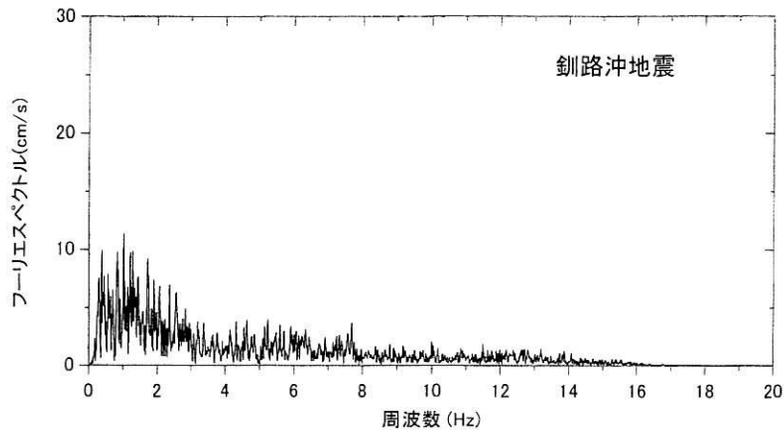


図 5-16 観測波形におけるフーリエスペクトル

表 5-2 観測波形による解析結果(3 階建て RC モデル)

3階建てモデル1次固有周期(s):0.2863, 1次固有振動数(Hz):3.4934				
	階名	釧路沖地震	兵庫県南部地震	鳥取県西部地震
剛床の最大変位 (cm)	R	6.62	6.36	3.68
	3	5.47	5.22	3.00
	2	2.98	3.00	1.44
剛床の最大層せん断力 (t)	R	141	141	118
	3	252	251	237
	2	342	343	314
剛床の最大層間変位角 X0.001	R	4.53	3.95	2.79
	3	8.38	7.41	5.40
	2	9.02	9.09	4.36
剛床の最大塑性率	R	1.15	1.01	0.71
	3	1.43	1.27	0.92
	2	1.89	1.90	0.91
剛床の最大応答加速度 (Gal)	R	563	622	516
	3	558	549	490
	2	391	451	403

表 5-3 観測波形による解析結果(6階建てRCモデル)

6階建てモデル(1次固有周期(s):0.4468, 1次固有振動数(Hz):2.2384)				
	階名	釧路沖地震	兵庫県南部地震	鳥取県西部地震
剛床の最大変位 (cm)	R	13.1	11.5	21.3
	6	12.9	11.3	21.1
	5	12.7	11.0	20.7
	4	11.9	10.4	20.0
	3	11.4	9.75	19.0
	2	0.79	0.71	0.86
	剛床の最大層せん断力 (t)	R	74	81
6		163	133	146
5		246	184	208
4		271	227	270
3		279	267	347
2		365	345	382
剛床の最大層間変位角 X0.001		R	0.59	0.71
	6	2.21	1.31	1.69
	5	3.51	1.96	2.55
	4	3.31	2.26	3.29
	3	35.7	31.4	61.7
	2	2.40	2.16	2.61
	剛床の最大塑性率	R	0.23	0.27
6		0.52	0.31	0.39
5		0.65	0.36	0.47
4		0.52	0.36	0.52
3		50.0	43.9	86.4
2		0.54	0.48	0.59
剛床の最大応答加速度 (Gal)		R	322	380
	6	267	330	327
	5	261	241	274
	4	243	265	322
	3	256	342	337
	2	547	682	596

## 2) 加速度基準化波形

地震動の繰り返し特性が構造物破壊に及ぼす影響を検討するため、地震動の加速度を基準化することにより解析を行う。3階建て RC モデルによる解析では各地震波形を 300(gal)に加速度基準化し、構造物が最も塑性化した 1-2 階床における応答加速度、層間変位と時刻歴の関係を示すことにより、検討を行う。また、6階建て RC モデルについては各地震波形を 150(gal)に加速度基準化し、同様に構造物が最も塑性化した 2-3 階床における応答加速度、層間変位と時刻歴の関係を示すこととする。3階建て RC モデルと 6階建て RC モデルそれぞれにおける応答加速度波形をそれぞれ図 5-17、図 5-18 に示す。また、3階建て RC モデルと 6階建て RC モデルにおいて、前節と同様に釧路沖地震、兵庫県南部地震、鳥取県西部地震の 3 地震について解析を行った結果をそれぞれ図 5-19～図 5-22 に示す。

図 5-19 に示す 3階建て RC モデルにおける解析結果より、釧路沖地震において塑性率が 1.0 を超えていることから対象構造物が塑性化したと考えられるが、兵庫県南部地震と鳥取県西部地震について塑性率が 1.0 を越えず、塑性化はしなかったと考えられる。しかしながら、図 5-17 に示す 3つの地震波の応答加速度はほぼ同値である。ここで、強震部分の地震動継続時間が最も長い釧路沖地震において構造物が塑性化したことから、地震動の繰り返しが構造物破壊に影響を及ぼした可能性が強いと考えられる。このことは最大応答値のみならず波形の応答の繰り返しを考慮した *FSI* 値が最大加速度や *SI* 値などの加速度の最大値や応答の最大値のみを考慮した指標に比べ、構造物破壊を表現する指標として精度が高いことを示唆していると考えられる。

次に図 5-20 に示す 6階建て RC モデルの解析結果を見ると、釧路沖地震と兵庫県南部地震において塑性率が 1.0 を超えたことから構造物が塑性化しているが、鳥取県西部地震については塑性率が 1.0 を越えず、塑性化しなかった。しかしながら、前述の 3階建て RC モデルにおける加速度基準化における解析結果と 6階建て RC モデルの解析結

果を比較すると、6階建て RC モデルの解析結果は 3階建て RC モデルにおける加速度基準化における解析結果の傾向とは違い、兵庫県南部地震において大きな層間変位が生じた。これについて図 5-18 に示す応答加速度で比較すると、兵庫県南部地震において応答加速度の最大値が他の 2 つの地震動に比べて大きかったことから、層間変位が大きくなったのではないかと考えられる。応答加速度が大きくなった理由として、構造物の 1 次固有振動数と兵庫県南部地震の周波数特性を図 5-16 により比較すると、兵庫県南部地震の周波数特性は 3階建てモデルの 1 次固有振動数 3.5(Hz) 付近よりも 6階建て RC モデルの 1 次固有振動数 2.2(Hz) 付近における振動数のほうが卓越していることから、応答が大きくなったと考えられる。さらに、釧路沖地震と鳥取県西部地震について比較すると、図 5-18 に示される応答加速度の最大値はほぼ同程度であるが、釧路沖地震についてのみ構造物が塑性化したことから、ここでも 3階建て RC モデルの解析と同様に、波形の強震部分の振動継続時間が長い地震波の方が構造物の塑性化傾向に良く調和している。

これらの結果から、地震動の繰り返しの効果が構造物破壊に何らかの影響を及ぼすことが明らかにされてきたが、一方、応答波形の繰り返しを考慮した本指標と被害の関係を検討する必要がある。そこで 3階建て RC モデルと 6階建て RC モデルについて各 *FSI* 値、*SI* 値と最大塑性率の関係をプロットしたものを図 5-21、図 5-22 に示す。図 5-21 に示す各 *FSI* 値と最大塑性率の関係をみると、ばらつきが少なく本指標が構造物の塑性化に対し良く対応していることがわかる。特に加速度 *FSI* 値と速度 *FSI* 値は構造物の最大塑性率に対して良く対応している。また、既存の指標である *SI* 値と構造物の塑性化の傾向を見るとばらつきが大きく、*FSI* 値に比べて地震動の強度指標として精度が低いと考えられる。また、図 5-22 に示す 6階建て RC モデルにおける各 *FSI* 値、*SI* 値と最大塑性率の関係を見ても、加速度 *FSI* 値と速度 *FSI* 値についてはばらつきが少なく指標値が構造物の塑性化の傾向と良く対応していることがわかる。また、変位 *FSI* 値と *SI* 値は他の 2 つの

指標に比べて指標値と最大塑性率との関係にばらつきがある。これらのことから地震動の繰返しを考慮した *FSI* 値、特に加速度 *FSI* 値と速度 *FSI* 値は構造物破壊を表現する指標として有効であると考えられる。

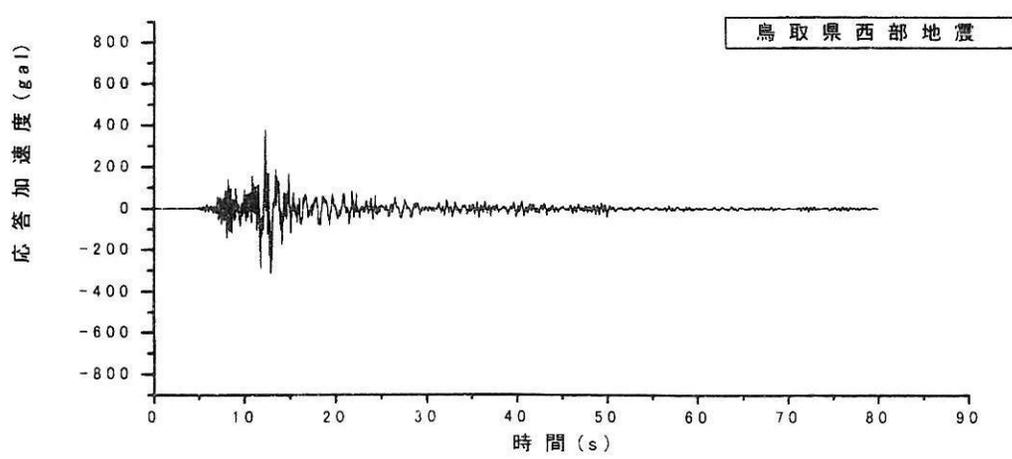
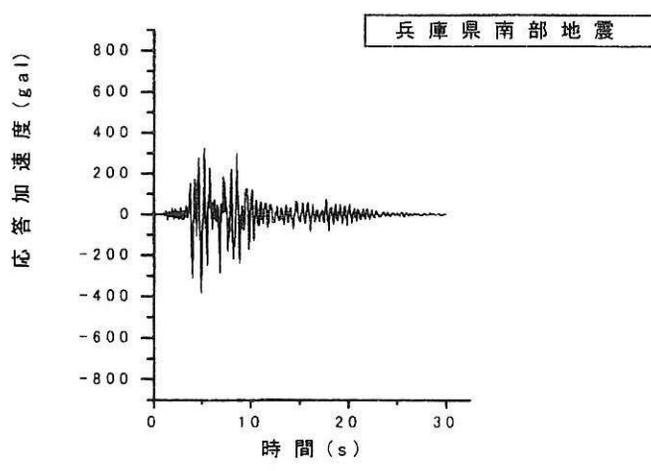
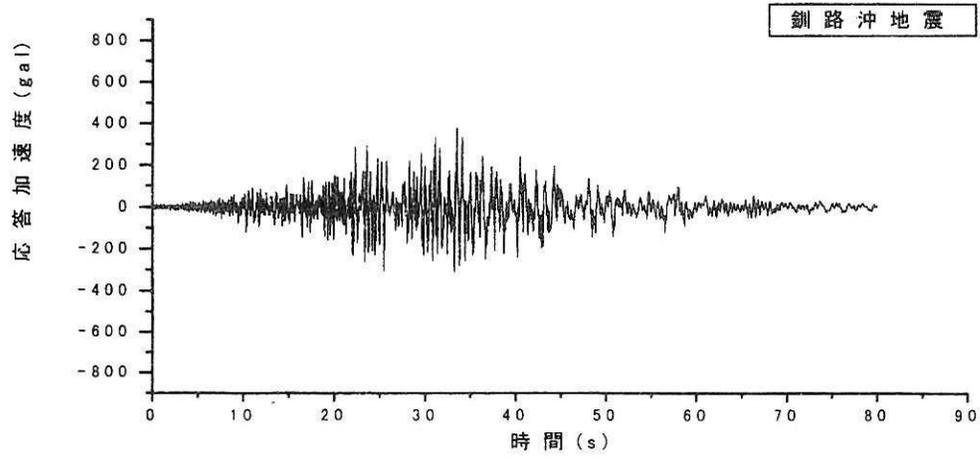


図 5-17 300(gal)加速度基準化における応答加速度波形  
(3 階建て RC モデル)

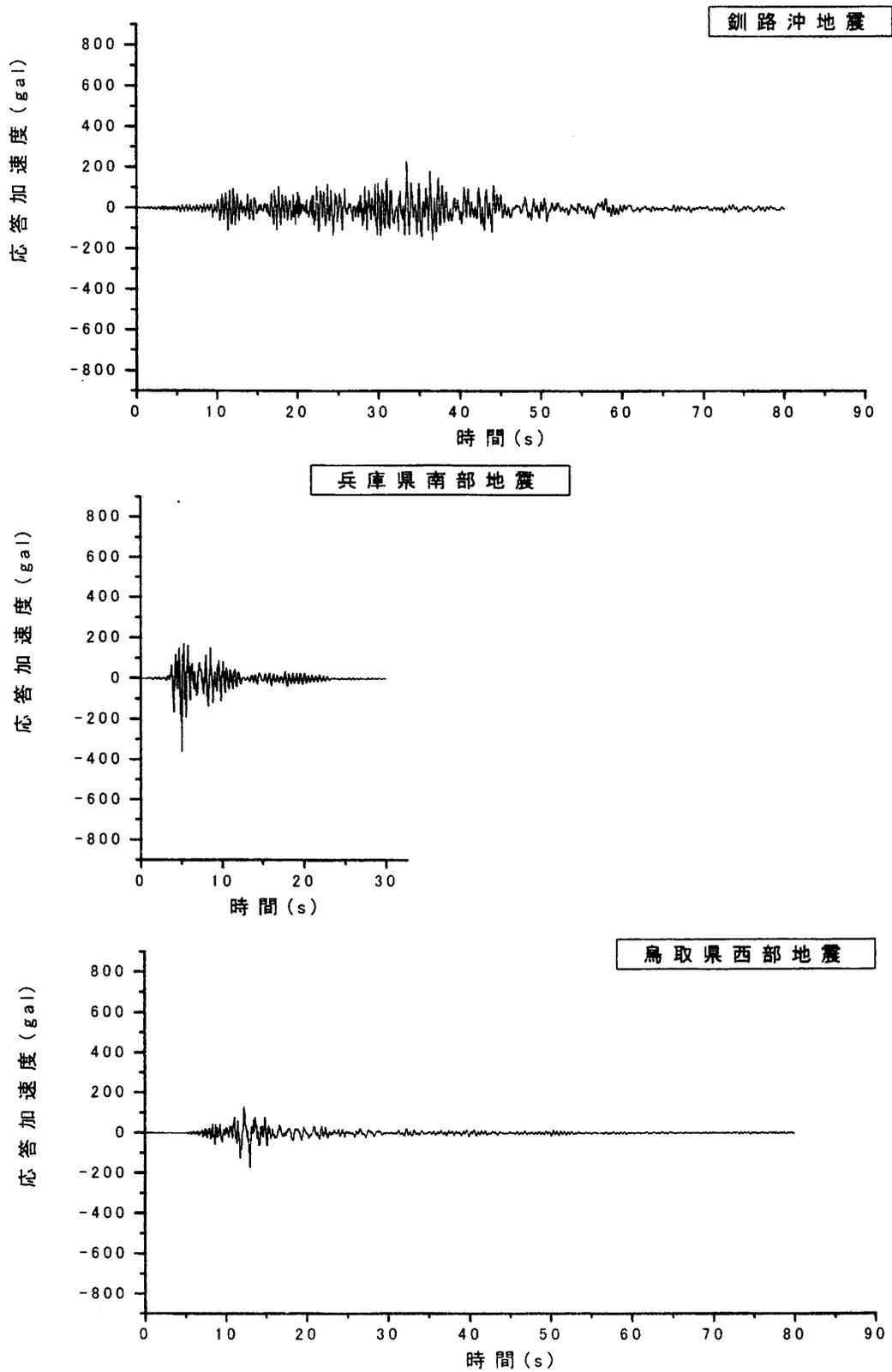


図 5-18 150(gal)加速度基準化における応答加速度波形  
(6階建てRCモデル)

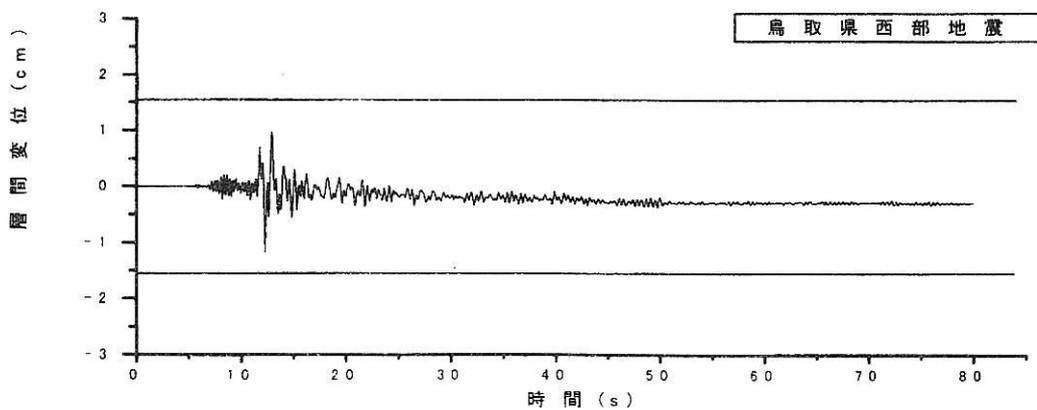
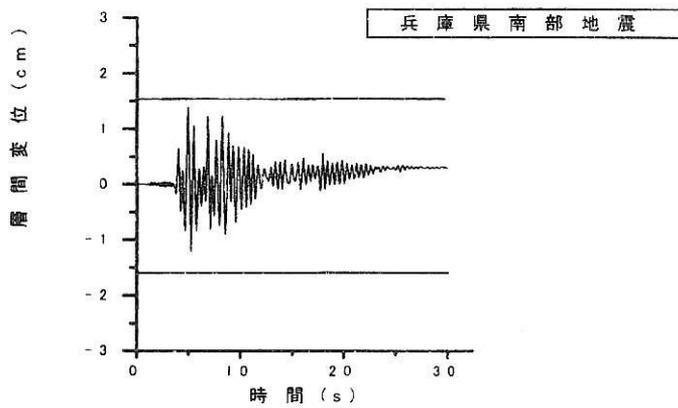
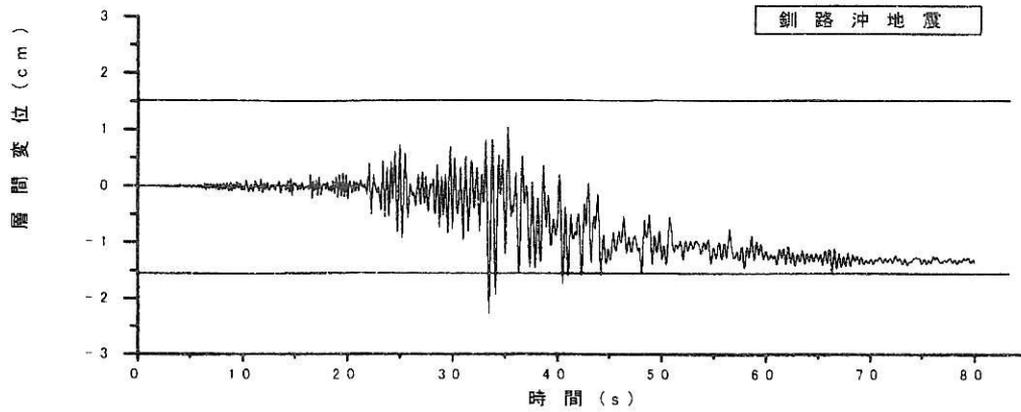


図 5-19 300(gal)加速度基準化による解析結果(3階建てRCモデル)

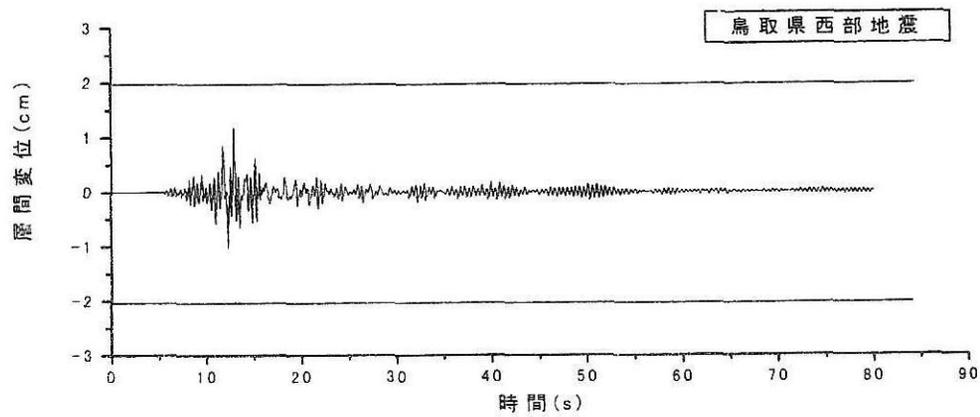
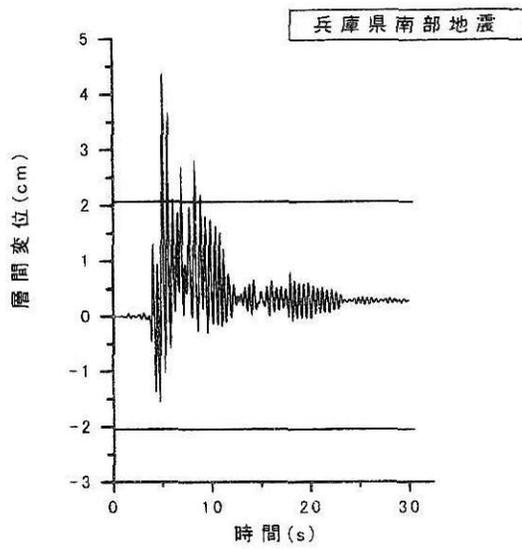
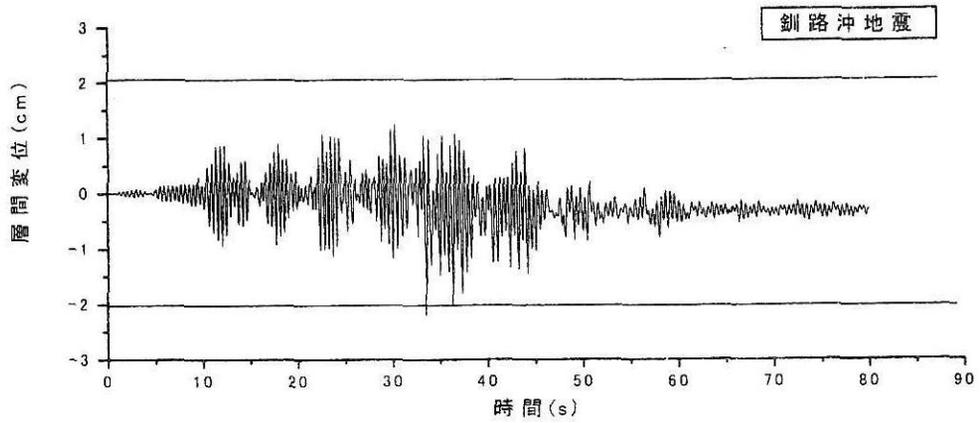


図 5-20 150(gal)加速度基準化による解析結果(6階建てRCモデル)

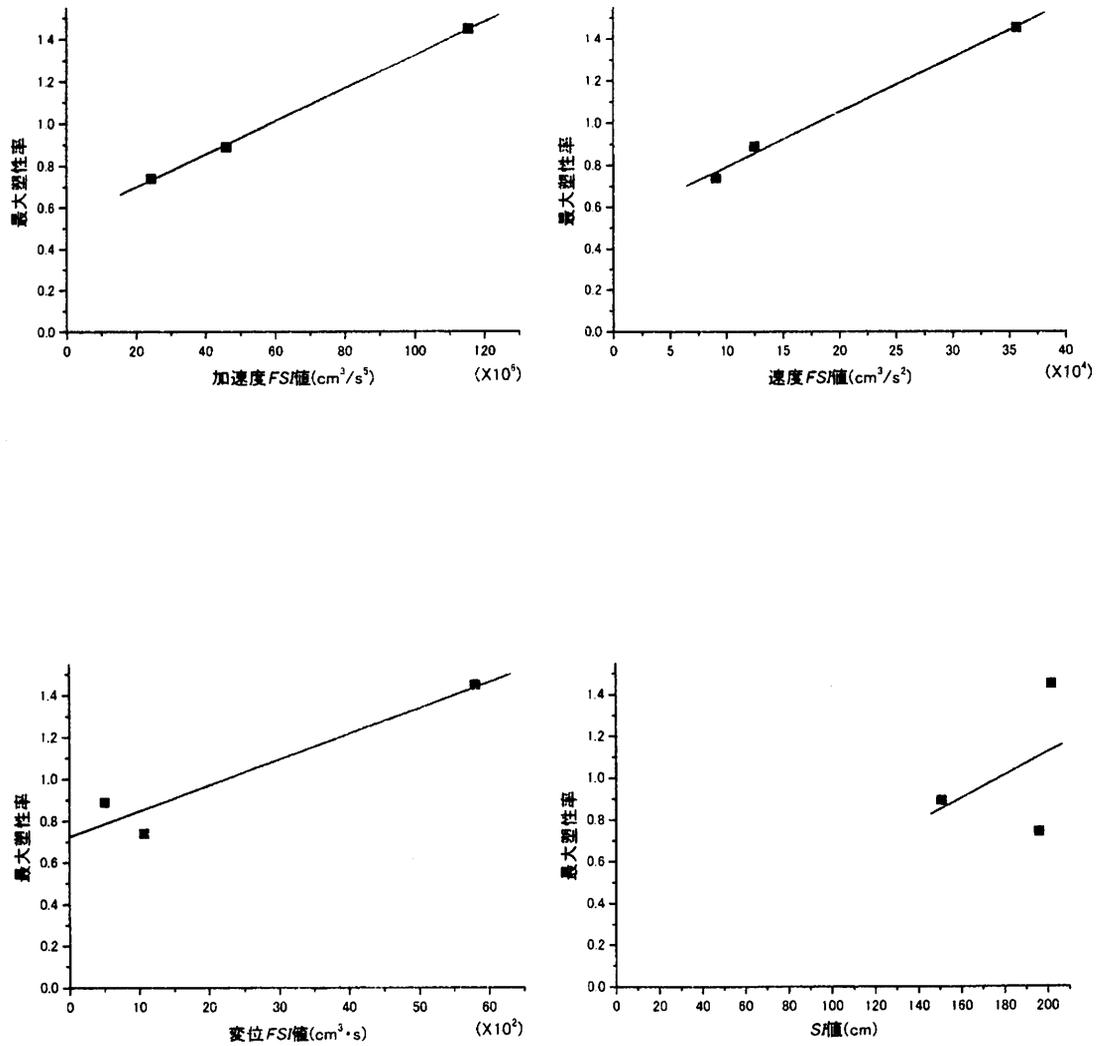


図 5-21 300(gal)加速度基準化における各指標値と最大塑性率の関係  
(3階建てモデル)

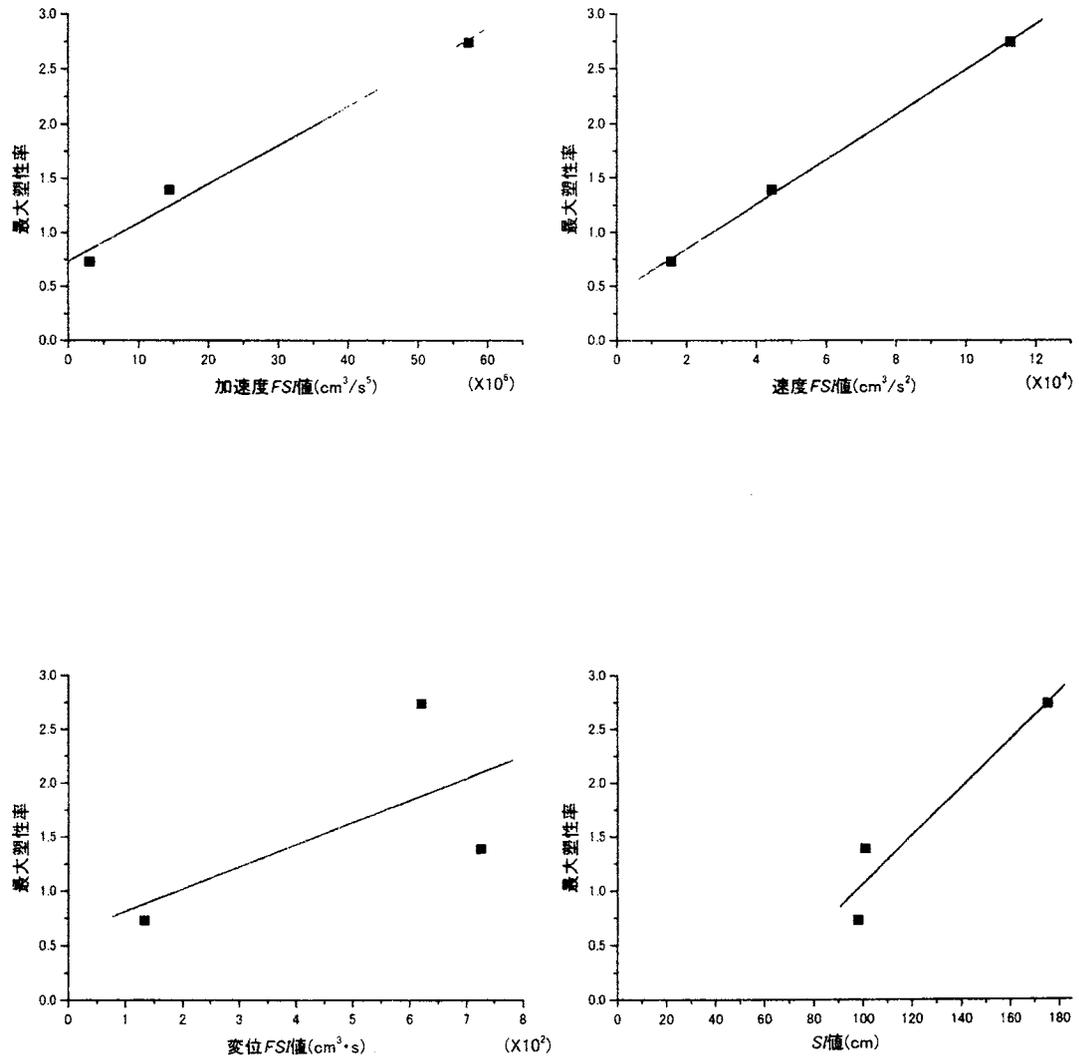


図 5-22 150(gal)加速度基準化における各指標値と最大塑性率の関係  
(6階建てモデル)

### 3) 速度基準化波形

前節では地震動の加速度基準化を行うことにより地震動の特性が構造物に及ぼす影響を調べ、地震動の繰り返しは構造物の塑性化を引き起こす要素となることを明らかにした。本節では地震動の速度成分を基準化することにより評価し、波形の繰り返しが構造物破壊に影響しているかを調べる。

地震動による特性を考慮するため本解析では地震動を 25、40、50(kine)に速度基準化した地震波形に対し、3階建て RC モデル、6階建て RC モデルそれぞれについて動的解析を行い、各モデルのすべての階床間における層間変位の時刻歴を求める。

3階建て RC モデルと6階建て RC モデルそれぞれにおける応答加速度と層間変位の時刻歴を図 5-23～図 5-26 に示す。

3階建て RC モデルは剛性が高いことより、25,40(kine)に速度基準化した波形による解析においては、3地震共に顕著な違いがみられなかった。そこで、ここでは50(kine)に速度基準化した波形による解析を行い、最も塑性化した1-2階床における層間変位と時刻歴の関係を示す。図 5-25 に示す解析結果より、釧路沖地震と兵庫県南部地震については塑性率が1.0を超えていることから対象構造物が塑性化しているが、鳥取県西部地震においては対象構造物が塑性化していない。また、兵庫県南部地震においては層間変位がかなり大きくなり、最大層間変位における層間変位角が約1/75に達していることから、構造物の破壊する可能性が高いと考えられる。また、図 5-23 に示される応答加速度を見ても、兵庫県南部地震において他の2つの地震に比べて大きな応答加速度が記録されている。しかし、釧路沖地震と鳥取県西部地震について見ると最大応答加速度はほぼ同程度であるが、波形の強震部分の振動継続時間が長い釧路沖地震のみが構造物を塑性化させたことから、地震動の繰り返しが構造物の塑性化に起因したと考えられる。

次に、6階建て RC モデルによる釧路沖地震、兵庫県南部地震、鳥取県西部地震それぞれにおける解析結果について検討する。3階建て

RCモデルに比べ6階建てRCモデルは剛性が低く、40,50(kine)では対象構造物の塑性率が大きくなり、早い段階で明らかに破壊してしまうため、地震波の詳細な影響が検討できないと考えられる。ここでは25(kine)に速度基準化した地震波による解析を行い、最も塑性化した2-3階床における層間変位と時刻歴の関係を求める。図5-24に示す解析結果より、各地震波の最大応答加速度は釧路沖地震と鳥取県西部地震においてはほぼ同程度であったが、兵庫県南部地震は他の2つの地震波に比べて大きかった。また、図5-26に示す各地震波における層間変位の時刻歴を見ると、兵庫県南部地震と釧路沖地震において層間変位が1.0を超えていることから対象構造物が塑性化したといえる。釧路沖地震と鳥取県西部地震の解析結果を比べると、3階建てRCモデルによる解析と同様に釧路沖地震のみについて構造物が塑性化していることから、地震動の繰り返しが構造物の塑性化に影響したと考えられる。また、兵庫県南部地震において上記の3階建てRCモデルと同様に最大層間変位を生じた階における最大層間変位角が約1/75に達していることから、このときに構造物が破壊する可能性が高いと考えられる。図5-25と図5-26を比較した場合、兵庫県南部地震と鳥取県西部地震については層間変位の大きさにほとんど差がないが、釧路沖地震については層間変位が少しだけ大きくなった。これは6階建てRCモデルにおいて長周期化によるたわみが大きくなったことの影響であると考えられる。

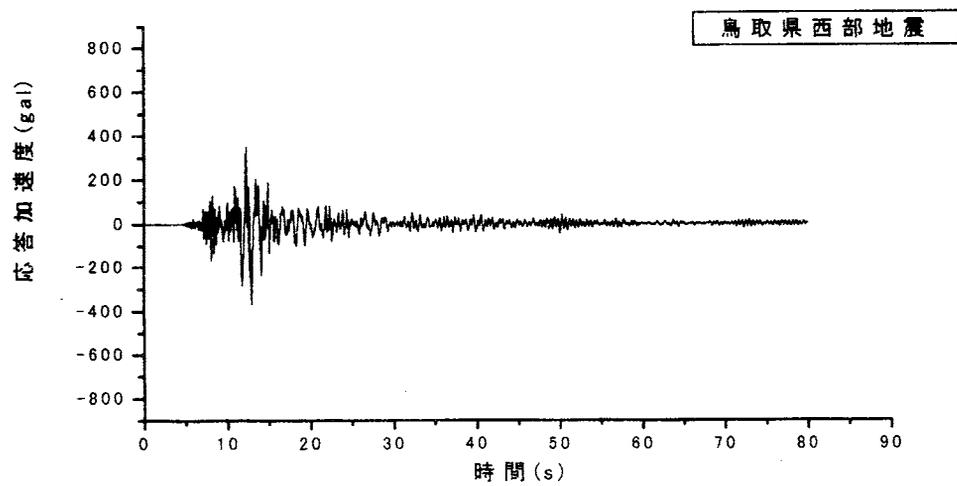
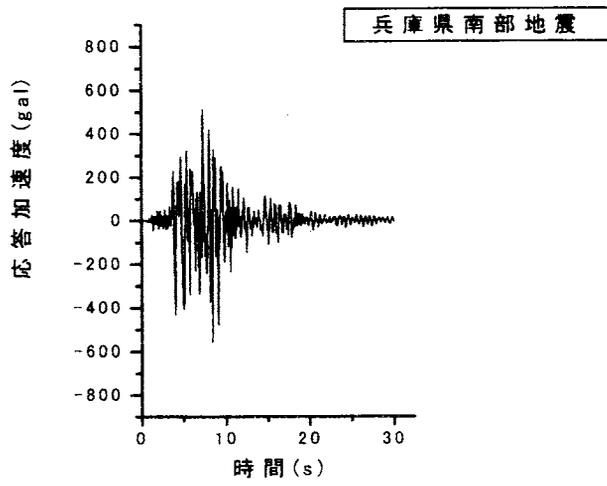
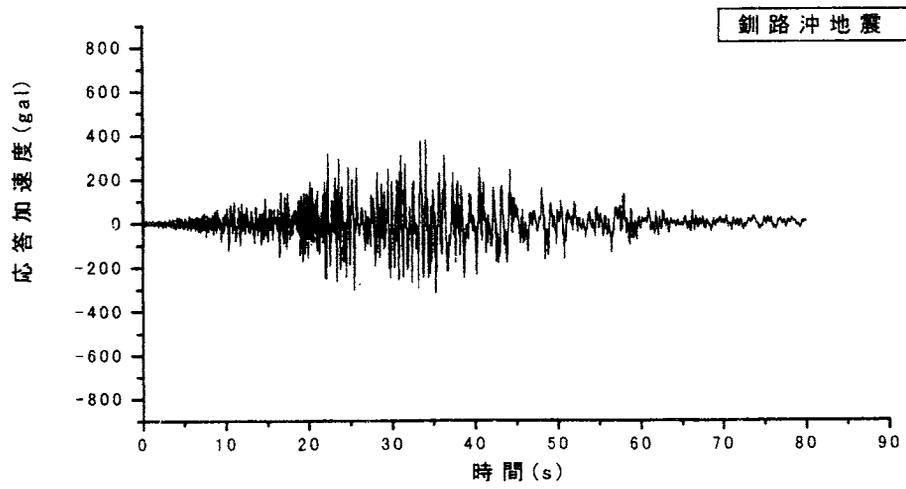


図 5-23 50(kine)速度基準化における応答加速度波形  
(3階建て RC モデル)

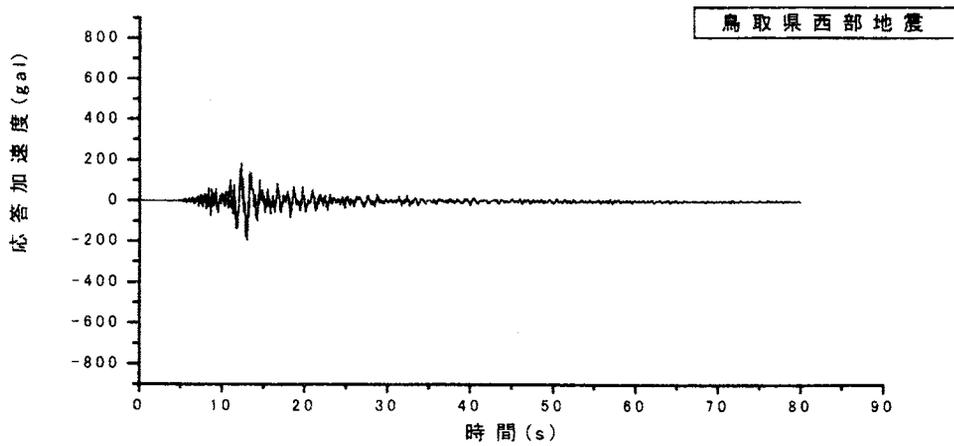
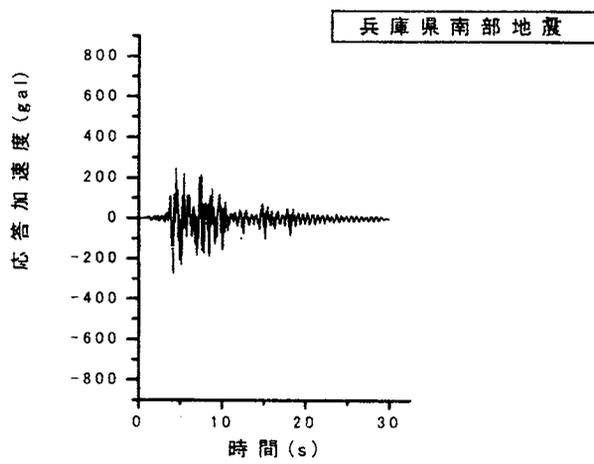
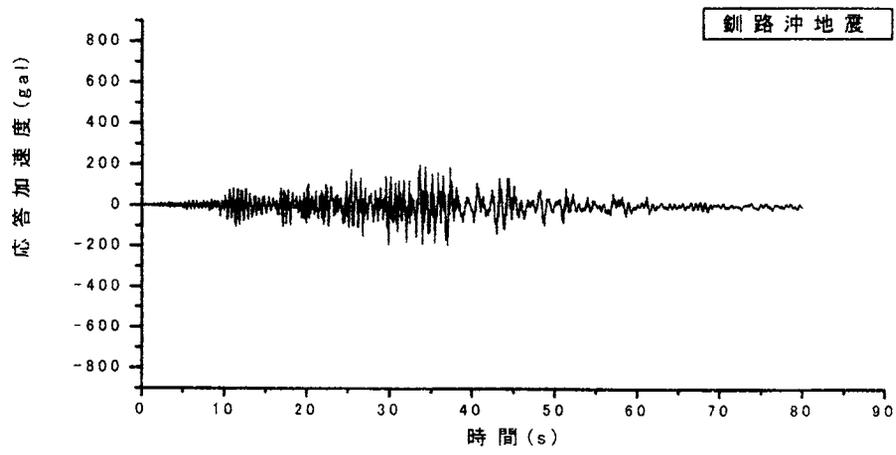


図 5-24 25(kine)速度基準化における応答加速度波形  
(6階建て RC モデル)

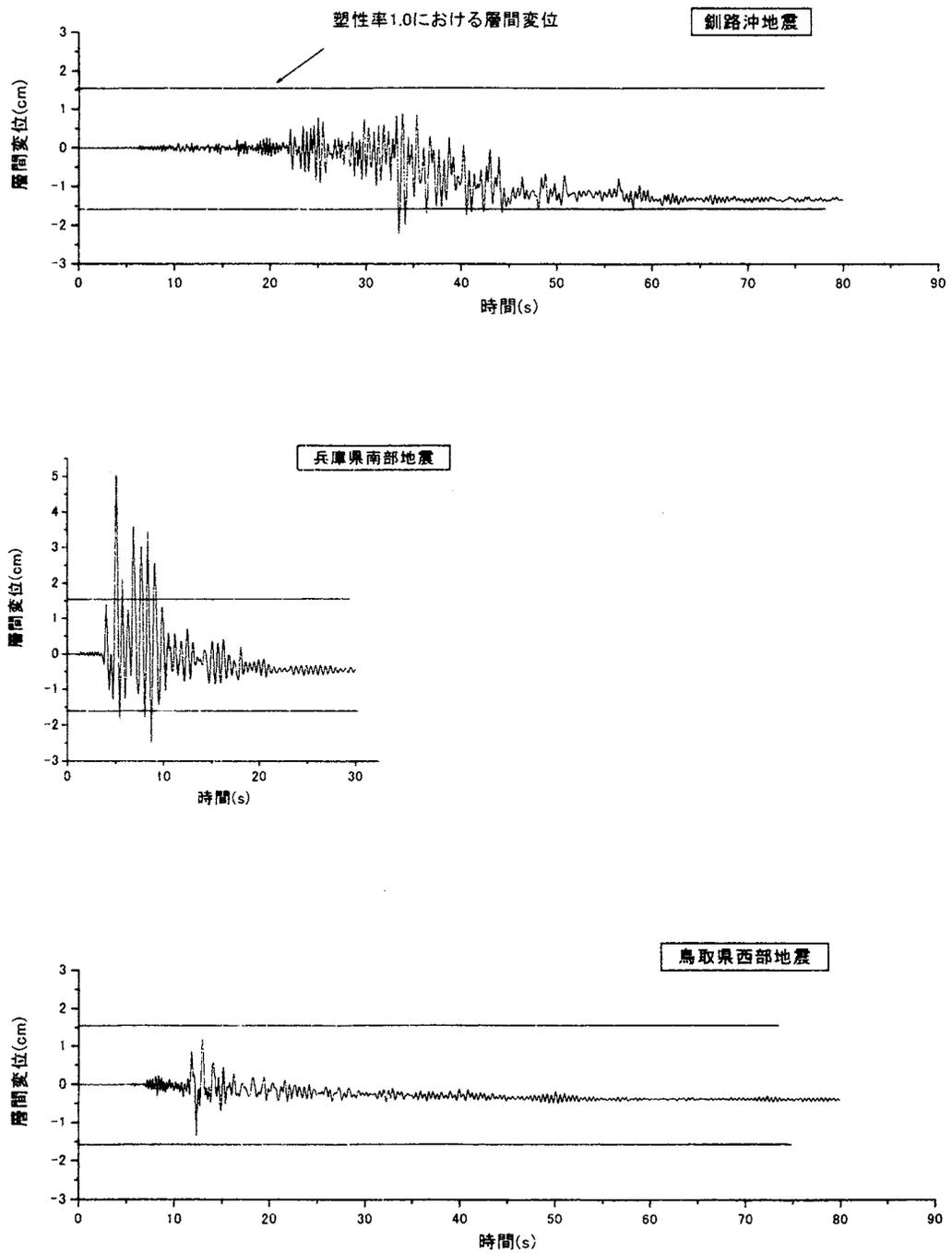


図 5-25 50(kine)速度基準化における解析結果(3階建てRCモデル)

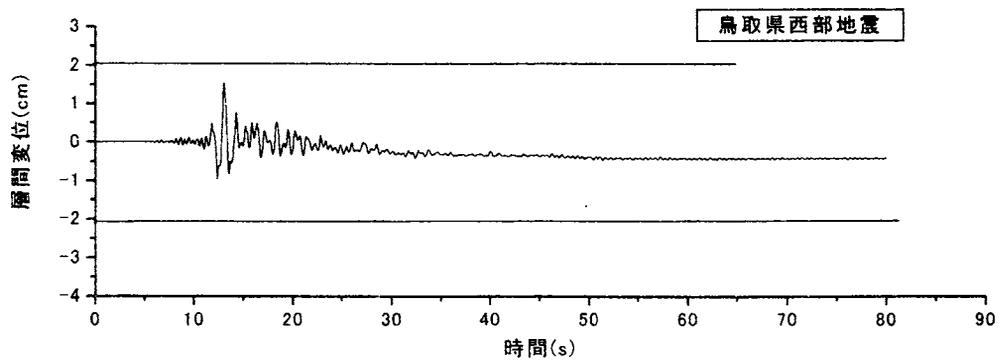
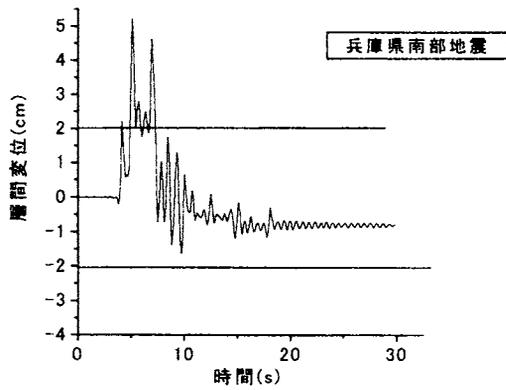
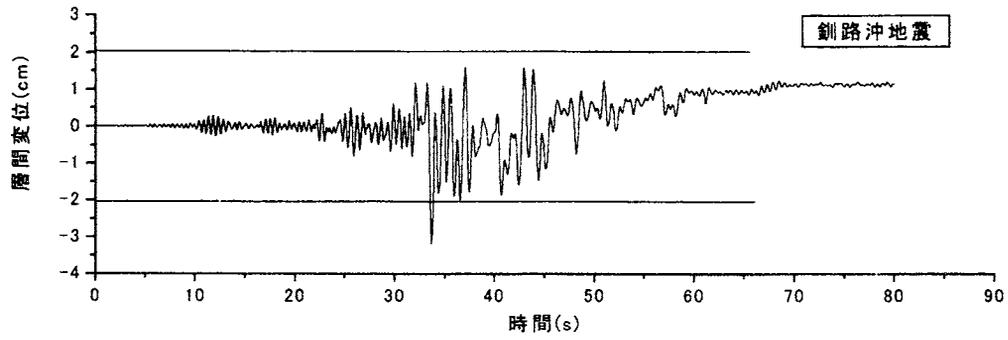


図 5-26 25(kine)速度基準化による解析結果(6階建てRCモデル)

## 5-5 結 語

海洋型地震(Type I)と直下型地震(Type II)の振動特性の違いによる指標値の時系列的特性を調べるため、釧路沖地震(釧路市 EW、Type I)、兵庫県南部地震(神戸市 NS、Type II)、鳥取県西部地震(米子市 EW、Type II)について累積 *FSI* 値、累積 *SI* 値を求め、それらと時刻歴の関係を求めた。

海洋型地震(Type I)である釧路沖地震の累積 *FSI* 値についての結果を見ると、揺れ始めの数秒間にあまり変化が見られないが、最大加速度到達時を過ぎたところから時間とともに指標値が急激に増加した。これに対して、直下型地震(Type II)における各指標値は兵庫県南部地震、鳥取県西部地震では主要波の到着した数秒間での時間的变化が著しいことがわかる。また、*SI* 値については、すべての図において最大加速度到達時付近にピークに近づくのに対し、*FSI* 値については最大加速度到達後に急激に値が増加し始めることがわかる。また、累積 *FSI* 値が増加し始めてからピークとなるまでの時間は Type I 地震動よりも Type II 地震動のほうが短くなったことから、Type I 地震動は地震動の繰り返しの影響が強いと考えられるが、Type II 地震動ではパルス波的な波形となるため一発の衝撃波による影響が強く出てしまうと考えられる。しかし既存の指標である *SI* 値に比べると指標値の増加の速さは遅いため地震動の繰り返しの影響を受けているものと考えられる。また、実際の指標値の大きさと実被害を比較すると、指標値の大きさが大きく違くと被害も大きく異なることが明らかとなり、本指標において被害を表すことが有効であることと考えられる。指標値のリアルタイム性を考慮すると指標値のピーク到達時間が早い *SI* 値は有効であると考えられるが、指標値の精度を要求すると本指標の方が有効であると考えられることから動的解析により対象構造物破壊を表現することを試み、繰り返しを考慮した本指標の適用性をさらに検証する必要がある。

本解析では、構造物地震応答解析プログラム：CASS を用いて特性の異なる地震波が構造物破壊に及ぼす影響を調べるため 3 階建て RC モデルと 6 階建て RC モデルを対象に動的解析を行い、層間変位と時刻歴の関係を求めることにより構造物の破壊を表現することを試みた。また、各 *FSI* 値と *SI* 値と最大塑性率の関係を調べ、これらの指標値が構造物の塑性化の傾向と対応しているのかを検討した。

本解析では、釧路沖地震(Type I)、兵庫県南部地震(Type II)、鳥取県西部地震(Type II)の観測波形、速度基準化波形、加速度基準化波形を用いることにより、地震動の最大振幅の大きさによらず、地震動の繰り返し特性が構造物の塑性化に影響するのか検証を行った。

観測波形による解析では本解析で設定した対象構造物は大きく塑性化し、地震動の最大加速度の影響を強く受けてしまい、特に 6 階建て RC モデルにおいては構造物が完全に破壊してしまったことから地震動の繰り返しの影響を検討することはできなかった。そこで、最大加速度を同等に評価し、地震動の繰り返し特性による構造物破壊の評価をするために、波形の加速度基準化による解析を行ったところ、3 階建て RC モデルによる解析では各地震波の最大応答加速度がほぼ同程度であったのにもかかわらず振幅が大きい強震部分の振動継続時間が最も長い釧路沖地震についてのみ構造物が塑性化し、他の 2 つの地震波については塑性化しなかったことから比較的大きな振幅の地震動の繰り返しが構造物の塑性化に影響したと考えられる。また地震動の繰り返しを考慮した本指標と最大塑性率の関係を調べると、加速度 *FSI* 値と速度 *FSI* 値は構造物の塑性化の傾向と良く対応していることが明らかとなった。また、既存の指標である *SI* 値については指標値と塑性率との関係にばらつきがあり、構造物の破壊を表現するには制度が劣ると考えられる。速度基準化による解析においても応答値が大きかった兵庫県南部地震において構造物の塑性化は見られたが、繰り返し特性の強い釧路沖地震において構造物が塑性化したことから地震動による構造物破壊には応答の大きさのみならず、地震動の繰り返しが影響を及ぼすことが明らかになったと考えられる。

これら塑性化の傾向と  $FSI$  値の関係は  $SI$  値や最大加速度との関係に比べて調和的であり、 $FSI$  値が構造物破壊の程度を表す指標として用いることを示唆できる。

## 第6章 結論

本研究は、地震時の構造物被害と良い対応のある震害指標を、構造物の疲労破壊の観点から提案し、地震被害を早期に把握するために資することを目的としたものである。このような観点から、地震動に対する構造物の応答振幅の最大値のみならず、応答振幅の繰り返しを同時に考慮する疲労応答スペクトル強度を提案し、タイプ別地震動のみならず各種の地震動による構造物の疲労応答スペクトル強度を算出し、変位、速度、加速度の3応答の組み合わせを総合的に考察した。

3章においては、提案された疲労応答スペクトル強度が木造建物、上水道管路の被害率とどのような相関があるか被害相関解析を実施した。また、本指標が既往の他の指標に比べ十分有意となるか確認するため、既往の被害指標である最大加速度と  $SI$  値を例に取り比較検討を行った。以上のことにより、種々の構造物被害に対してどの程度精度良く本指標が適用できるのかを検討した。

4章においては、提案した疲労応答スペクトル強度が構造物の被害をどの程度表現できるかを調べるために、木造構造物の倒壊要因の1つである接合部を対象を置いた模型を用いて、振動台による加振実験を行い、その模型の最大変位と  $FSI$  値との関係について比較・検討を行った。

5章においては、リアルタイムに地震被害を把握するために時系列的に指標を算出し、構造物破壊と疲労応答スペクトル強度との関係を評価するために、地震波時刻歴と累積  $FSI$  値の関係を調べ、繰り返し特性の異なる地震動による  $FSI$  値の指標値累積の時系列的变化を検討した。

以上の研究により得られた成果をまとめると以下のようなものである。

1. 疲労応答スペクトル強度は、最大加速度、 $SI$  値と比較すると、木造建物や上水道管路の被害をより正確に表現することが可能であることから、本指標の有効性が確認された。
2. 加速度の大小と繰り返し回数の関係が模型の被害にどのように影響するのかを調べるために実験を行った。小さな応答加速度で繰り返し回数が多い場合と、大きな応

答加速度で繰り返し回数が少ない場合とは、模型に同様な被害を及ぼしたことから、繰り返しの効果を検証できた。

3. 地震動を用いた水平動入力実験を行い、得られた相対変位の最大値と入力加速度から算出される疲労応答スペクトル強度との関係において、応答倍率が近いものを用いた場合に右上がりの関係が得られた。

4. 地震動波形を加速度基準化して動的解析を行ったところ、3階建てRCモデルについて各地震波の最大応答加速度がほぼ同程度であるにもかかわらず、波形の強震部分での振動継続時間の最も長い釧路沖地震についてのみ構造物の塑性化が見られたことから地震動の繰り返しが構造物の塑性化に影響したと考えられる。

5. 特性の異なる地震波に対する累積FSI値の時系列的特性と、単純RC構造物を対象とした動的解析による層間変位の時刻歴を比較すると、累積FSI値が急激に増加する時間区間において比較的大きな層間変位が連続することから、リアルタイム性を考慮した本指標の適用が可能であると言える。