

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

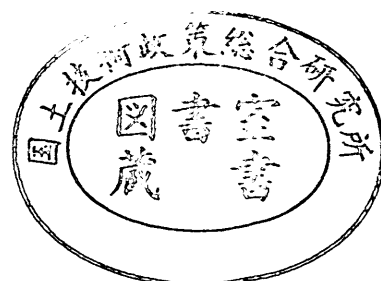
---

VOL. 37

NO. 2

June 1998

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第37巻 第2号 (Vol. 37, No. 2), 1998年6月 (June 1998)

## 目 次 (CONTENTS)

着底型杭状深層混合処理地盤の破壊挙動 .....北詰昌樹・山本浩司 .....	3
Stability of group column type DMM ground .....Masaki KITAZUME, Hiroshi YAMAMOTO	
ケーソンの安定性に及ぼす裏込めの効果 .....菊池喜昭・新舎 博・江口信也 .....	29
Effects of the back-filling to the stability of a caisson .....Yoshiaki KIKUCHI, Hiroshi SHINSHA, Shin-ya EGUCHI	
大阪湾洪積粘土の三軸せん断特性と大型護岸構造物の安定性 .....渡部要一・土田 孝・足立格一郎 .....	59
Undrained Shear Strength of Osaka Pleistocene Clay And Stability of Large Scale Seawall Structure .....Yoichi WATABE, Takashi TSUCHIDA, Kakuichiro ADACHI	
鋼管杭式棧橋の地震応答解析結果に基づく設計水平震度の考察 .....横田 弘・竹鼻直人・南 兼一郎・高橋邦夫・川端規之 .....	75
Consideration of Design Seismic Coefficients of An Open Type Wharf Based on Dynamic Response Analyses .....Hiroshi YOKOTA, Naoto TAKEHANA, Ken'ichiro MINAMI, Kunio TAKAHASHI, Noriyuki KAWABATA	
信頼性設計法による防波堤の全体系安全性 (第3報) ーレベル1, 2の設計法の適用性総括ー .....長尾 毅・大久保昇・川崎 進・林由木夫 .....	131
Evaluation of Safety of Breakwaters by the Reliability Based Design Method (3rd Report: Concluding the Applicability of Reliability Based Design Method) .....Takashi NAGAO, Noboru OKUBO, Susumu KAWASAKI, Yukio HAYASHI	
棧橋上部工の荷役機械荷重を考慮した疲労限界状態設計 .....長尾 毅・横田 弘・竹地晃一郎・川崎 進・大久保昇 .....	177
Fatigue Limit State Design Method for Superstructures of Open Type Wharves in view of Cargo Handling Machine Loads .....Takashi NAGAO, Hiroshi YOKOTA, Koichiro TAKECHI, Susumu KAWASAKI, Noboru OKUBO	

水中レーザー視認装置による画像化実験

……秋園純一・佐藤栄治・田中敏成・高橋義明・朝妻春和・小林 健・斎藤利貴 ……221

Imaging Experiments of Underwater Laser Viewing System

……………Jun'ichi AKIZONO, Eiji SATO, Toshinari TANAKA, Yoshiaki TAKAHASHI,  
Harukazu ASATSUMA, Takeshi KOBAYASHI, Toshitaka SAITO

歩行式水中調査ロボットの開発

－（第4報）歩容及び軌道の実時間計画法－

……………田中敏成・秋園純一・高橋英俊・佐藤栄治・鈴木健治・米田 完・  
金山 裕・Robert B. McGhee・竹内俱佳 ……259

Development of Aquatic walking Robot for Underwater Inspection

－（The 4th report）A Method of Real-time Gait, Trajectory and Path Planning－

……………Toshinari TANAKA, Jun'ich AKIZONO, Hidetoshi TAKAHASHI, Eiji SATO, Kenji SUZUKI,  
Kan YONEDA, Yutaka KANAYAMA, Robert B. McGhee, Tomoyoshi TAKEUCHI

## 鋼管杭式栈橋の地震応答解析結果に基づく設計水平震度の考察

横田 弘<sup>\*1</sup>・竹鼻 直人<sup>\*2</sup>・南 兼一郎<sup>\*3</sup>・高橋 邦夫<sup>\*4</sup>・川端 規之<sup>\*5</sup>

### 要 旨

栈橋の耐震設計は、港湾の施設の技術上の基準に基づき、震度法によって行われている。その際の設計震度の設定は、重力式構造物での設定方法に準じて行われている。しかし、栈橋と重力式構造物では地震時の動的応答がまったく異なる構造様式であり、合理的な耐震設計を行うためには、栈橋の構造特性を十分に考慮した設計法の体系化が必要である。このようなことから、地震応答解析により栈橋の地震時動的挙動を考察するとともに、栈橋の地震時加速度応答スペクトルを基本とした設計震度の設定方法についてとりまとめた。また、栈橋直下の斜面部傾斜角や形状の違いによる影響や、地震動により被害を受けなかった栈橋の解析を行い、震度法による耐震設計での安全性についても考察した。

キーワード：鋼管杭式栈橋，地震応答解析，加速度応答スペクトル，修正震度法，耐震設計

---

\*1 構造部構造強度研究室長

239-0826 横須賀市長瀬3丁目1番1号 Tel 0468(44)5031 Fax 0468(44)0255 E-mail hiroy@cc.phri.go.jp

\*2 構造部構造強度研究室受託研修生（神戸製鋼所都市環境本部構造技術部）

\*3 前 構造部構造強度研究室長（現 水工部長）

\*4 土質部動土質研究室長

\*5 鋼管杭協会技術委員

## Consideration of Design Seismic Coefficients of An Open Type Wharf Based on Dynamic Response Analyses

Hiroshi YOKOTA\*<sup>1</sup>

Naoto TAKEHANA\*<sup>2</sup>

Ken'ichiro MINAMI\*<sup>3</sup>

Kunio TAKAHASHI\*<sup>4</sup>

Noriyuki KAWABATA\*<sup>5</sup>

### Synopsis

An open type wharf with steel piles has been widely used as a berthing facility in ports and harbors in Japan. This type of structure has a reinforced concrete or prestressed concrete deck supported by several steel piles driven into grounds. During the earthquake resistant design stage on the structure, the seismic coefficient method has been applied, in which the seismic coefficient has been decided according to the way for gravity type structures. To establish the earthquake resistant design method for the structure without redundant safety, it should be required to fully consider its dynamic response characteristics during earthquakes. A new design method on the structure has been proposed in this paper based on acceleration response spectra due to ordinary magnitude of earthquakes.

**Key Words:** Open type wharf, Earthquake resistant design, Earthquake response analysis,  
Response acceleration spectrum

---

\*1 Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

1-1 Nagase 3-chome, Yokosuka 239-0826, Tel 0468 (44) 5031 Fax 0468 (44) 0255 E-mail hiroy@cc.phri.go.jp

\*2 Research Fellow of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

\*3 Ex-Chief of Structural Mechanics Laboratory (Present Director of Hydraulic Engineering Division)

\*4 Chief of Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

\*5 Member of Japanese Association for Steel Pipe Piles

## 目 次

1. はじめに .....	79
2. 既存栈橋の構造分析 .....	79
2.1 地盤の固有周期 .....	79
2.2 栈橋の固有周期 .....	80
3. 二次元解析モデルによる地震応答解析 .....	81
3.1 解析の目的 .....	81
3.2 解析モデル .....	81
3.3 解析手法の概要 .....	83
3.4 タイプ1地盤での動的応答解析 .....	84
3.5 タイプ2地盤での動的応答解析 .....	87
3.6 タイプ3地盤での動的応答解析 .....	93
3.7 考察 .....	99
4. 栈橋上部工の加速度応答スペクトル .....	101
4.1 解析の目的 .....	101
4.2 減衰定数の設定 .....	101
4.3 栈橋上部工の加速度応答スペクトルの計算 .....	103
5. 捨石層の形状や斜面勾配の違いによる影響 .....	104
5.1 解析の目的 .....	104
5.2 抽出栈橋モデル .....	105
5.3 解析モデル .....	106
5.4 解析結果と考察 .....	106
6. 栈橋の設計震度に関する考察 .....	114
6.1 解析の目的 .....	114
6.2 解析モデルの概要 .....	115
6.3 解析結果と考察 .....	116
7. まとめ .....	119
8. あとがき .....	119
参考文献 .....	119
付録A 入力地震波 .....	121
付録B 加速度応答スペクトル .....	125

## 1. はじめに

鋼管杭式横棧橋は、わが国の港湾における係船施設の代表的な構造様式の1つで、特に水深の大きなバースなどで多く用いられている。この構造は、海底地盤内に打設された複数の鋼管杭によってコンクリート上部工を支持するもので、棧橋直下の基礎地盤は石材で被覆された斜面部を有している。棧橋は、ケーソン式係船岸などに比べて構造自体が軽量であり、耐震性も優れているとされている。

これまでに鋼管杭式棧橋が地震によって顕著な被害を受けた事例は皆無であったが、1995年に発生した兵庫県南部地震により神戸港において初めて棧橋が大規模に被災した<sup>1)</sup>。しかし、被災の原因は、大きな慣性力と基礎地盤の液状化により棧橋背後の土留め護岸が海側へ変位し、これが棧橋上部工に想定外の外力を作用させたことによるとされている<sup>2)</sup>。このような破壊の原因および形態は棧橋本体の地震時挙動と直接関係しないものであり、背後地盤の液状化対策等を行うことである程度の対応が可能になると考えられる。したがって、本文では棧橋本体の動的応答特性に起因する耐震設計法について検討する。

棧橋本体の耐震設計は、港湾の施設の技術上の基準<sup>3)</sup>に基づき、震度法によって行われている。その際の設計震度の設定は、重力式構造物での設定方法に準じて行われている。しかし、棧橋と重力式構造物では地震時の動的応答がまったく異なる構造様式であり、合理的な耐震設計を行うためには、棧橋の構造特性を十分に考慮した設計法の体系化が必要である。

このようなことから、本文では、地震応答解析により棧橋の地震時動的挙動を考察するとともに、棧橋の地震時加速度応答スペクトルを基本とした設計震度の設定方法について述べる。その際、棧橋直下の斜面部傾斜角や形状の違いによる影響や、地震動により被害を受けなかった棧橋の解析を行い、震度法による耐震設計の安全性についても考察する。

これらの結果から、今回提案した加速度応答スペクトルによる方法によれば、従来の設計震度を若干低減できる可能性のあることがわかった<sup>4)</sup>。なお、本稿は、通常の75年再現期間レベルの地震動を対象としたものであるが、神戸クラスの極大地震に対しても今回提案した手法による総合的な耐震設計法の確立を目指した検討を行っており、そのための第1段階の結果を報告するものである。

本報告の内容および構成は以下のとおりである。まず、2.でわが国においてこれまでに建設された棧橋の断面および地盤条件を分析し、標準的な諸元を有する構造を抽出して解析の対象とするモデル棧橋を設定する。次に、二次元地震応答解析により棧橋の地震時応答を検討するとともに、棧橋上部工の動的応答を加速度応答スペクトルにより推定する手法の妥当性を論じる(3.)。4.では設計実務者の便を考え、一次元地震応答解析により求まる加速度応答スペクトルの精度を検討し、スペクトルを求める手法を提案する。さらに、5.で棧橋直下の捨石層の諸元が標準諸元と異なる場合の、加速度応答スペクトルの適用性を述べる。最後に、6.で実棧橋の地震応答解析により、加速度応答スペクトルから求まる設計震度の大きさについて考察する。

## 2. 既存棧橋の構造分析

### 2.1 地盤の固有周期

これまでに実際に建造された鋼管杭式横棧橋の構造断面98事例を収集し、建設地点の地盤の固有周期を以下の式より求めた。

$$T_g = \sum 4H_i / V_{si} \quad \dots (1)$$

ここで、

$T_g$  : 地盤の固有周期

$H_i$  :  $i$ 層の地盤厚さ

$V_{si}$  :  $i$ 層のせん断波速度

せん断波速度 $V_s$ (m/s)は、実測により求められていない事例が多かったので、液状化ハンドブック<sup>5)</sup>に基づき、砂質土は $N$ 値を、粘性土は一軸圧縮強度 $q_c$ (kgf/cm<sup>2</sup>)を用いて、それぞれ以下の式で計算した。

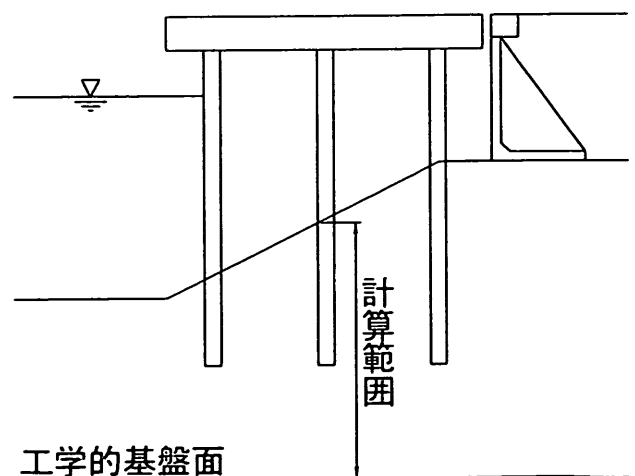


図-1 地盤固有周期の計算位置

$$V_s = 89.8 N^{0.341} \quad \dots (2)$$

$$V_s = 138.3 q_s^{0.417} \quad \dots (3)$$

また、栈橋直下地盤は斜面となっているため、地盤の固有周期は計算する位置によって異なることになる。そこで、応答特性に影響が大きいと考えられる栈橋上部工の中心断面を通る位置で、海底面から工学的基盤面までの地盤（被覆石を含む）をその地点の代表地盤とした。つまり、図-1に示す「計算範囲」がこれに相当することになる。

地盤の固有周期の頻度分布を図-2に示す。実事例から求めた地盤の固有周期の最短は0.09s、最長は1.61sであった。また、栈橋建設地点の地盤の固有周期は0.35～0.45sと0.75～0.85sに多くの事例があることがわかった。これらの計算結果に基づき、本文では地盤を、周期0.1s程度の比較的固い地盤（タイプ1地盤）、周期0.3～0.8s程度の中程度の地盤（タイプ2地盤）、周期1.0s程度以上の比較的軟らかい地盤（タイプ3地盤）の3種類に区分して検討を行った。

## 2.2 栈橋の固有周期

地盤の固有周期と同様に、実際の栈橋建設事例の中から水深-7.5m以深の栈橋を抽出して、栈橋の固有周期を求めた。固有周期の計算方法は、式(4)に示すとおりである。

$$T_s = 2\pi \sqrt{(M / K)} \quad \dots (4)$$

ここで、

$T_s$ : 栈橋の固有周期

$M$ : 栈橋本体、上載荷重から換算される質量

$K$ : 栈橋の水平方向バネ定数

栈橋の水平方向バネ定数の計算にあたっては、栈橋断面を実海底面より $1/\beta$ 下方の位置を固定点とするラーメンモデルに置換した。ここで、 $\beta$ は杭の剛性や地盤反力係数によって定まる値で、以下の式で求められる。

$$\beta = \sqrt[4]{k_s D / (4EI)} \quad \dots (5)$$

ここで、

$k_s$ : 横方向地盤反力係数

$D$ : 杭の直径

$E$ : 杭の弾性係数

$I$ : 杭の断面二次モーメント

ラーメンモデルでは、コンクリート上部工の剛性は鋼管杭の剛性に比べて十分大きいと仮定した。また、通常の栈橋の設計<sup>9)</sup>では仮想海底面を用いるが、ここでは仮

想海底面を考慮せず、実海底面から $1/\beta$ 下方の位置を仮想固定点とした。この理由は、詳細には言及しないが、今回の方法で計算された周期と動的解析結果から得られた栈橋の卓越周期がより良く一致したためである。

さらに、横方向地盤反力係数の求め方としていくつかのものが提案されているが、ここでは式(6)および式(7)の2つの方法を取り上げ、動的応答解析結果との比較からその精度を検討した。

$$k_s = 0.15 N \quad \dots (6)$$

$$k_s = E_s / D \quad \dots (7)$$

ここで、

$E_s$ : 地盤の初期剛性から求まる弾性係数

式(6)は地盤の $N$ 値より求める方法で、港湾の施設の技術上の基準<sup>9)</sup>において用いられている一般的な方法である。ここで、 $k_s$ の単位は $\text{kgf/cm}^2$ である。また、式(7)は地盤の弾性係数と杭の直径の比より求める方法である。

既設の栈橋において固有周期が測定されているものは現在のところ存在しない。そこで、稲富ら<sup>9)</sup>が強震記録から栈橋の伝達関数の卓越振動数を求めた結果に基づき、横方向地盤反力係数の求め方の違いによる固有周期の影響を比較検討することとした。計算に用いた栈橋は、川崎港千鳥栈橋、横浜港山下栈橋、名古屋港稲永栈橋である。これらの標準断面図や卓越振動数の算定結果などは文献6)による。

表-1にこれら3栈橋の強震記録から求めた伝達関数の卓越周期と今回の方法で求めた各栈橋の固有周期の計算結果を示す。卓越周期は各栈橋について2種類の地震波から求められているが、今回の計算で求めた3栈橋の固有周期は、式(6)および式(7)に対してそれぞれ1つずつである。

この結果から、横方向地盤反力係数を式(7)より求めた固有周期が、強震記録から求めた伝達関数の卓越周期に近い値を示していることが分かる。以上のことから、本文における栈橋の固有周期を求める際の地盤反力係数は、式(7)から求めることとした。

実栈橋の構造断面から求めた栈橋の固有周期の頻度分布を図-3に整理する。同図より、実栈橋の固有周期は0.45～0.55sに多くの事例があり、約8割の栈橋が0.4～0.7sの周期に集中していることがわかった。なお、栈橋固有周期の最短は0.24s、最長は1.1sであった。



表-1 強震記録からの伝達関数卓越周期と計算からの固有周期

	川崎港		横浜港		名古屋港	
	千鳥栈橋		山下栈橋		稲永栈橋	
	K-1	K-2	Y-1	Y-2	N-1	N-2
強震記録により固有周期(s)	0.5	0.59	0.67	0.53	0.43	0.59
式(6)による固有周期(s)	1.0		0.68		0.63	
式(7)による固有周期(s)	0.59		0.59		0.495	

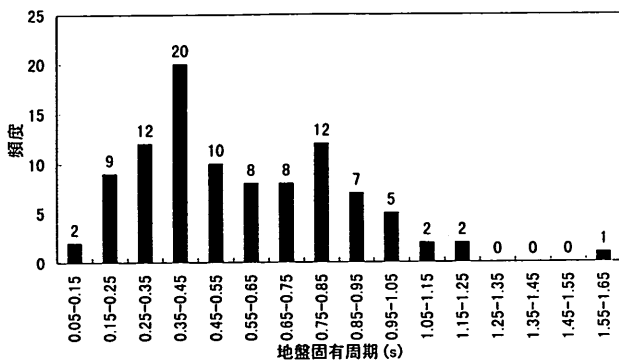


図-2 地盤固有周期の頻度分布

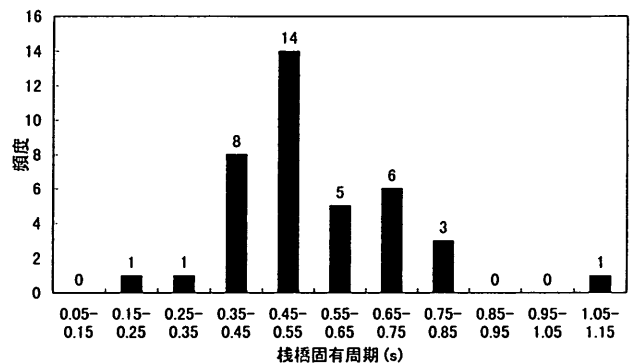


図-3 栈橋固有周期の頻度分布

### 3. 二次元解析モデルによる地震応答解析

#### 3.1 解析の目的

地震時の栈橋の動的応答を平面2次元モデルによる地震応答解析により検討した。今回の解析に用いたプログラムはFLUSHである。FLUSHは、減衰を複素剛性係数で評価し、複素応答解析法により振動数領域で解析できる。FLUSHは2次元解析プログラムであるので、実際の3次元的構造様式である栈橋の解析を厳密に行うことができないが、強震観測結果との比較検討などにより、通常レベルの地震ではおおむね解析の妥当性は確認されている<sup>6)</sup>。また、この種の構造物の地震応答解析手法として、一次元振動モデルによるスペクトル解析がある。しかし、栈橋の特徴の一つとして、基礎地盤が傾斜していること

があり、この傾斜が栈橋-地盤系の動的応答に与える影響は簡単なモデルでは詳細に評価できないと考えられる。

#### 3.2 解析モデル

2.1で述べた地盤の固有周期を参考に、地盤タイプに応じた栈橋の代表事例を既往の構造断面の実績から選んだ。その際、設計水深が-10m以深で、栈橋の固有周期は建設事例の多い0.5sに近いものとした。各地盤タイプ毎に選んだ栈橋の固有周期と地盤の固有周期を表-2に示す。また、図-4~6にこれら3栈橋の標準断面図を示す。いずれも設計水深が-12mの栈橋で、杭列が3~5列の一般的な栈橋である。

表-2 各地盤種別モデルの地盤・栈橋の固有周期

地盤種別	地盤の固有周期	栈橋の固有周期
タイプ1地盤	0.11 s	0.53 s
タイプ2地盤	0.33 s	0.42 s
タイプ3地盤	1.08 s	0.67 s

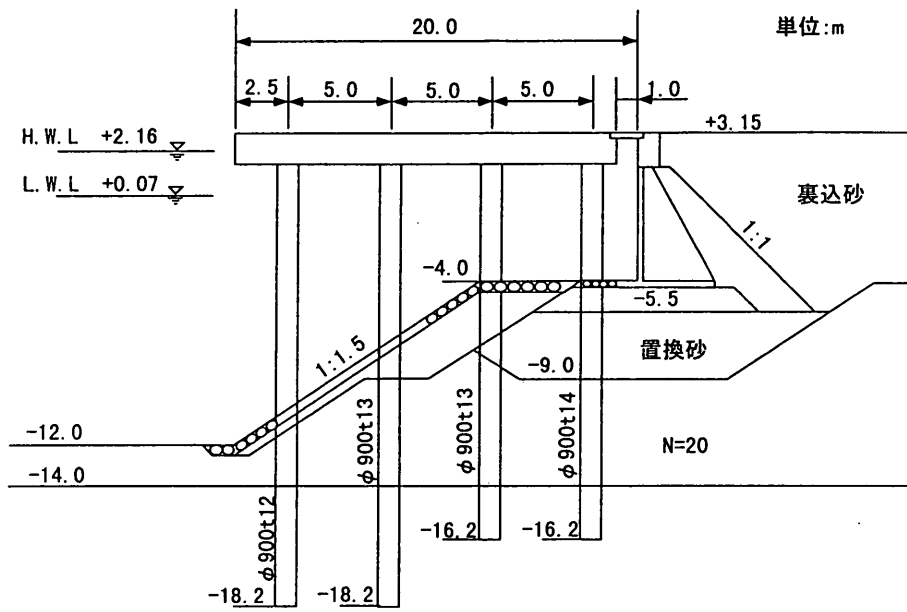


図-4 標準断面図 (タイプ1地盤)

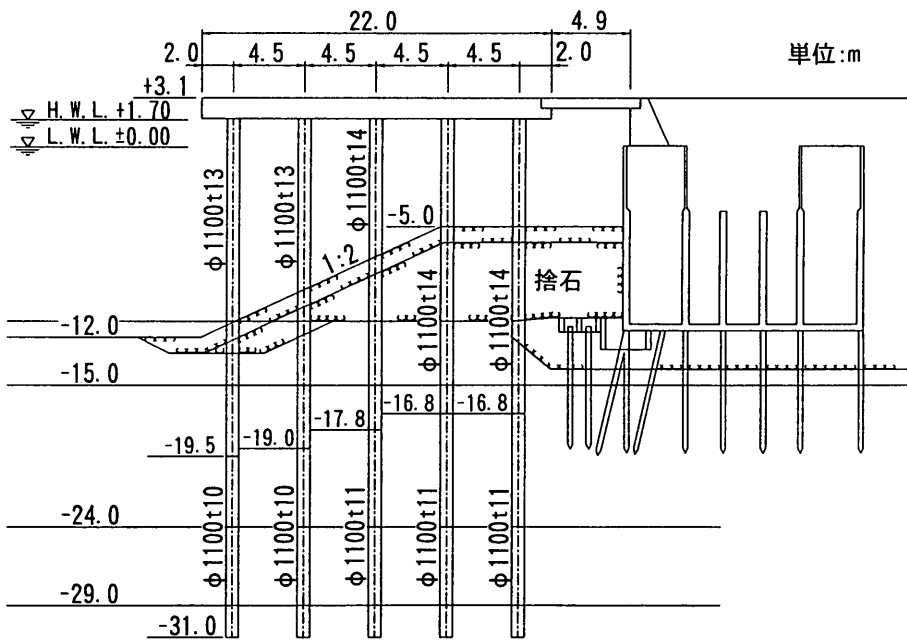


図-5 標準断面図 (タイプ2地盤)

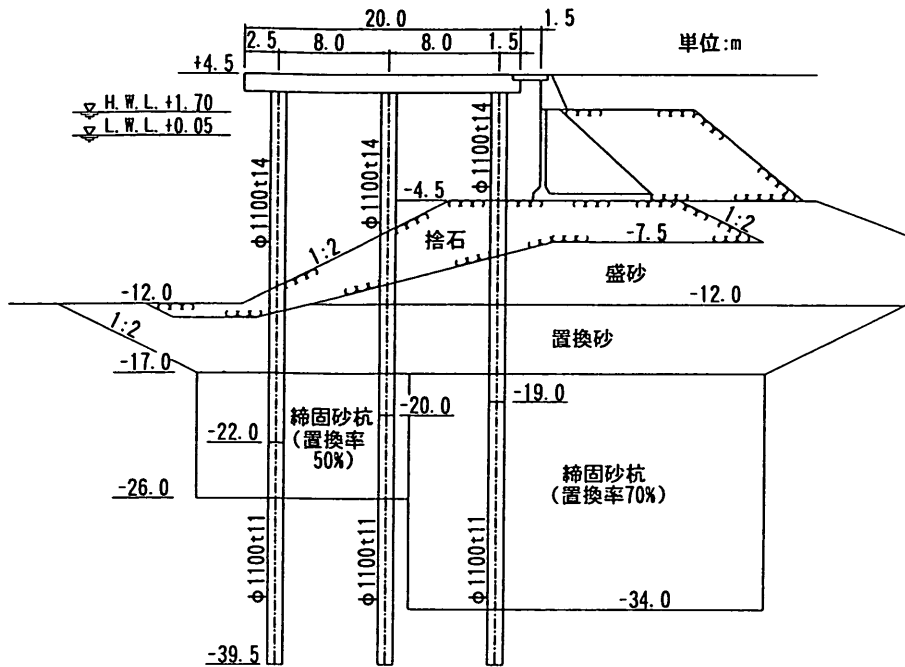


図-6 標準断面図 (タイプ3地盤)

### 3.3 解析手法の概要

解析では、地震動により地盤に発生するせん断ひずみの大きさによって地盤の動的変形特性が異なってくるので、土の材料非線形特性を考慮する必要がある。本解析では、土の応力-ひずみ関係を等価線形化手法によって表示した。地盤の非線形性を表すひずみ依存曲線は、港湾の施設の技術上の基準<sup>3)</sup>に示されている方法を用いた。

$$G/G_0 = A(\gamma) \sigma'_m n(\gamma) \quad \dots (8)$$

$$G_0 = \gamma_v / g V_s^2 \quad \dots (9)$$

ここで、

$G$ : せん断弾性係数

$G_0$ : 初期せん断弾性係数

$A(\gamma)$ ,  $n(\gamma)$ : 実験定数

$\sigma'_m$ : 平均有効主応力

$\gamma$ : せん断ひずみ振幅

$\gamma_v$ : 単位体積重量

$g$ : 重力加速度

$G/G_0 \sim \gamma$  の関係は式(8)を用いて求めたが、その際の実験定数 $A(\gamma)$ と $n(\gamma)$ および地盤の減衰比 $h$ とせん断ひずみ振幅 $\gamma$ との関係を表-3に示す。地盤の初期せん断弾性係数は、 $N$ 値あるいは $q_c$ から式(2)あるいは式(3)を用いて $V_s$ を求めた後、式(9)により算定した。

地盤の左右側方境界は、構造物からの波動を地盤の境界で吸収し、構造物からの波動が計算結果に複雑な影響を及ぼさないようにするために、エネルギー伝達境界を用いた。また、基盤面下では地盤が無限の剛性を有していると仮定するために、底面粘性境界を用いた。これら境界の物性値は表-4<sup>3)</sup>に示すとおりである。

棧橋本体の床版および杭は弾性体として取扱い、はり要素でモデル化した。その際、地盤要素と接する箇所の節点を共有させた。解析は2次元で行ったため、杭は計算上はあたかも矢板であるようにモデル化されている。そのため、地盤と杭との相互作用をできるだけ表現するために、地盤モデルの幅を杭幅と同等とし、棧橋の剛性と質量が等価になるように杭間隔で換算して設定した。すなわち、一例として棧橋の法線直角方向の杭1列当たりの分担幅を5mとすれば、杭の断面2次モーメントおよび断面積、ならびに上部工の重量および上載荷重をそれぞれ5mで除して単位幅当たりの値とした。

入力地震波は、十勝沖地震の際に八戸港で観測された加速度波形(N-S成分)と宮城県沖地震の際に大船渡港で観測された加速度波形(E41S成分)をそれぞれ最大加速度が100Gal, 200Gal, 300Galになるように調整して用いた。図-7および図-8に両強震記録の加速度波形を示す。

表-3 代表的ひずみレベルにおける実験定数と減衰比の値

せん断ひずみ振幅	砂質土		粘性土		減衰比 $h$	
	$A(\gamma)$	$n(\gamma)$	$A(\gamma)$	$n(\gamma)$	砂質土	粘性土
$10^{-6}$	1.00	0.00	1.00	0	0.026	0.025
$10^{-5}$	0.93	0.01	0.97	0	0.03	0.030
$5 \times 10^{-5}$	0.83	0.06	0.93	0	0.033	0.034
$10^{-4}$	0.75	0.05	0.89	0	0.037	0.038
$2.5 \times 10^{-4}$	0.56	0.10	0.82	0	0.055	0.050
$5 \times 10^{-4}$	0.43	0.16	0.70	0	0.08	0.066
$10^{-3}$	0.30	0.22	0.58	0	0.12	0.086
$2.5 \times 10^{-3}$	0.15	0.30	0.42	0	0.174	0.118
$5 \times 10^{-3}$			0.28	0	0.200	0.144
$10^{-2}$			0.18	0	0.220	0.175

表-4 底面粘性境界の物性値

せん断弾性係数(tf/m <sup>2</sup> )	50000
減衰定数	0.02
ポアソン比	0.45
単位体積重量(tf/m <sup>3</sup> )	2.0

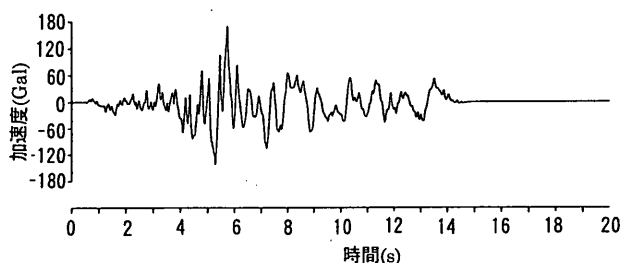


図-7 加速度波形(八戸波)

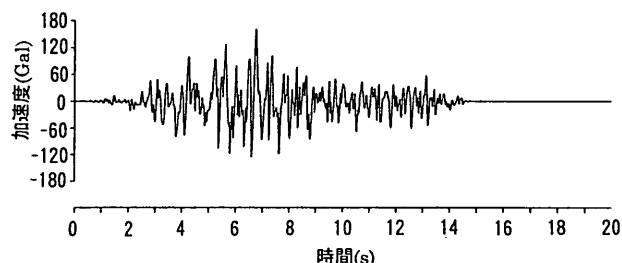


図-8 加速度波形(大船渡波)

### 3.4 タイプ1地盤での動的応答解析

#### (1) 解析モデル

図-4に示した栈橋をモデル化して解析した。解析モデルは、栈橋の杭が存在することによる地盤の応答性状の相違を検討するために、栈橋を含んだモデルと栈橋を含まなかった地盤のみのモデルを作成した。なお、本栈橋の固有周期は、地盤が0.11s、栈橋本体が0.53sである。

栈橋モデルの有限要素分割を図-9に、地盤のみモデルの有限要素分割を図-10に示す。栈橋モデルの節点数は1109で、地盤のみのモデルの節点数は1005である。用いた要素は、地盤部は平面ひずみ要素、栈橋部ははり要素で、要素数は各々のモデルでそれぞれ1035および962である。図-11に地盤条件モデルを示し、合わせて地盤の

初期せん断弾性係数、ポアソン比、単位体積重量と初期減衰定数を示す。これらのモデルおよび地盤定数は地盤のみのモデルでも同様である。解析に用いた $G/G_0 \sim \gamma$ の関係を図-12に示す。グラフ中の数字は図-11中に示した地盤部分の数字と対応している。

#### (2) 解析結果

地震波の種類や最大加速度の大きさにかかわらず、ほぼ同様の傾向を得たので、ここでは八戸波200Gal(最大加速度を200Galに調整した八戸波、以下この表記方法による)の結果を中心に述べる。

図-9で示したA~Eの各位置における応答加速度の時刻歴を図-13に示す。栈橋上部工位置で最大約386Galの応答加速度が計算された。最大基盤加速度時の栈橋上部工の最大応答加速度を表-5に示す。なお、同表には、他

鋼管杭式橋の地震応答解析結果に基づく設計水平震度の考察

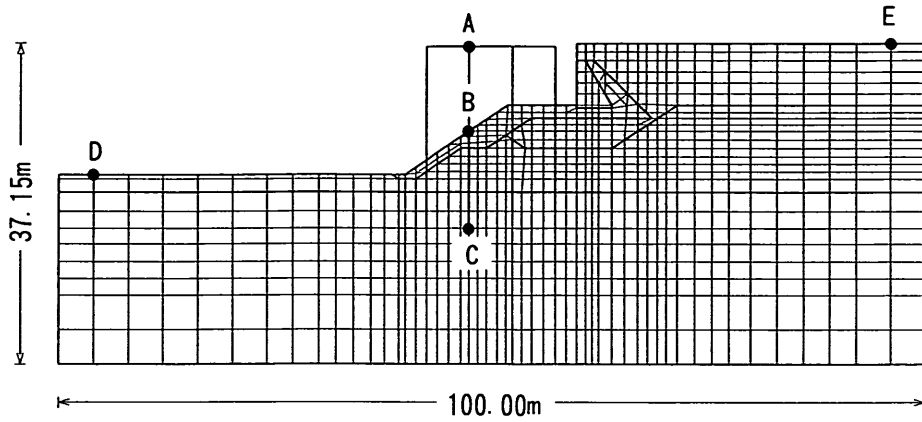


図-9 有限要素分割図 (タイプ1地盤：橋橋モデル)

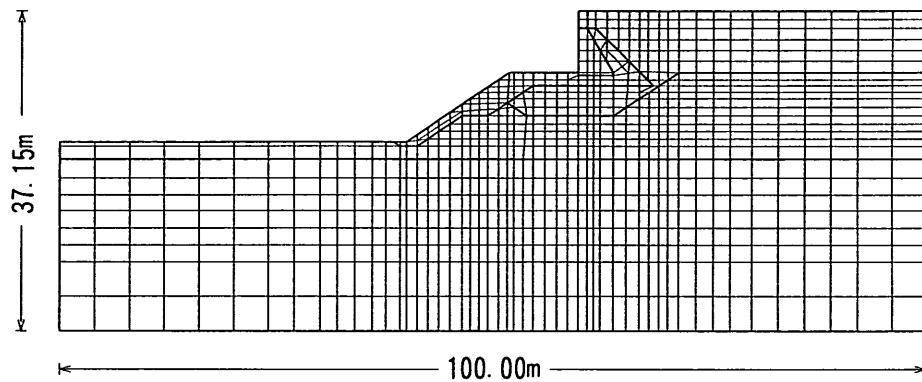


図-10 有限要素分割図 (タイプ1地盤：地盤のみモデル)

土質番号	せん断弾性係数 (tf/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> )	減衰定数 (比)
①	12695	0.480	2.000	0.020
②	23716	0.480	2.000	0.020
③	18367	0.200	2.000	0.020
④	7913	0.480	2.000	0.020
⑤	1070000	0.170	2.300	0.150
⑥	832999	0.200	2.100	0.150

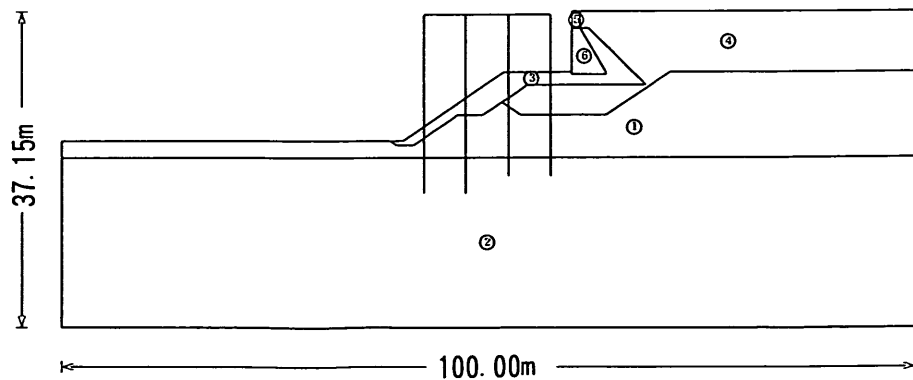


図-11 地盤条件モデル図 (タイプ1地盤)

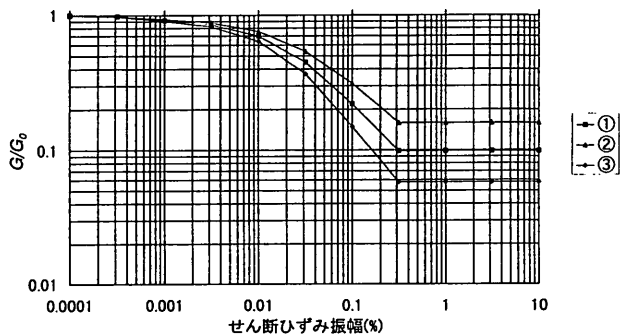


図-12  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線図 (タイプ1地盤)

表-5 栈橋上部工の最大応答加速度 (タイプ1地盤)

最大基盤加速度 (Gal)	八戸波			大船渡波		
	100	200	300	100	200	300
栈橋上部工最大応答加速度 (Gal)	256.9	385.7	575.0	280.0	431.3	457.2

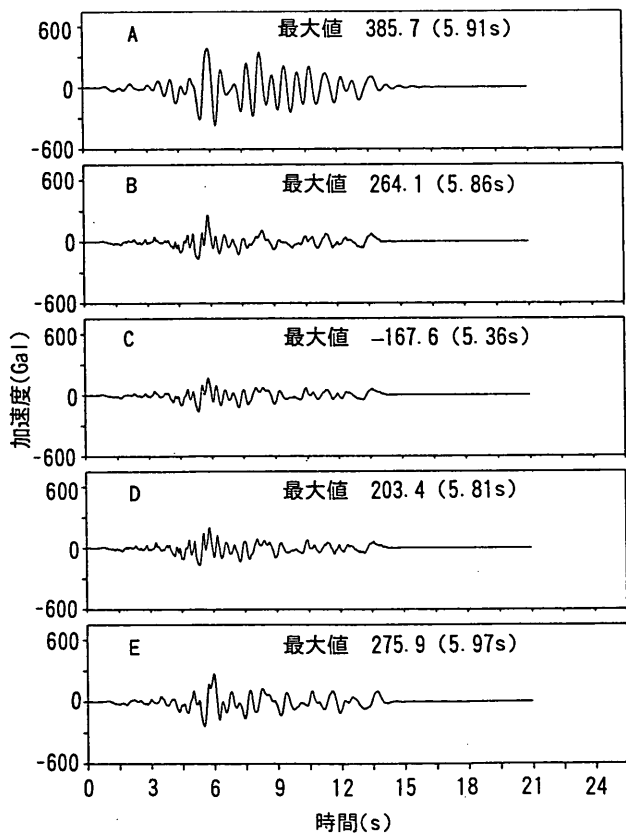


図-13 応答加速度の時刻歴図  
(タイプ1地盤：八戸波200Gal)

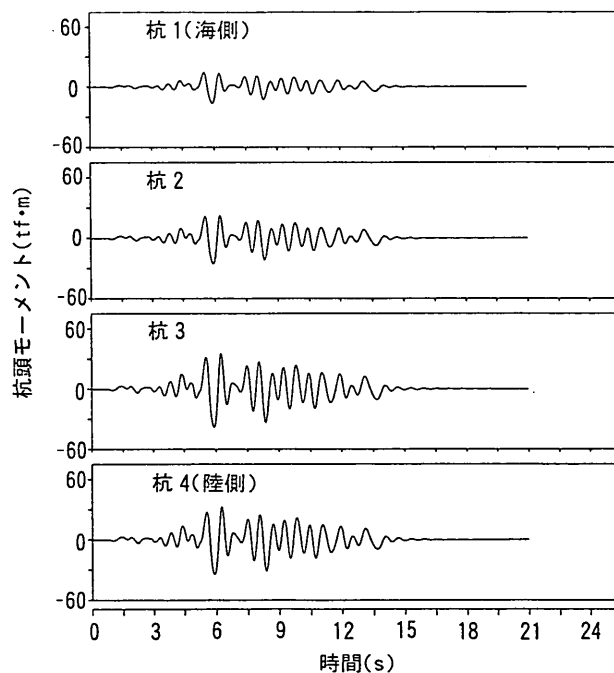


図-14 杭頭モーメントの時刻歴波形図  
(タイプ1地盤：八戸波200Gal)

の計算ケースの結果も合わせて示している。地震波の種類や大きさに関係なく最大基盤加速度の約2倍の応答加速度が栈橋上部工で計算された。

図-14に栈橋の杭頭曲げモーメントの時刻歴波形図を示す。最大曲げモーメントは陸側から2本目の杭に発生しており、その値は約38tf・mであった。この値は、杭の剛性を杭列幅で除して得られたものである。実際に作用するモーメントとは異なることに注意する必要がある。図-15に最大相対変位時点の変形状況を示す。栈橋上部工の最大相対変位は約6cmであった。

図-16(1)および図-16(2)に地盤のみのモデルで計算を行った場合の、海側から2本目の杭の海底面下1/β位置および杭下端位置の加速度から計算した加速度応答スペクトルを示す。図中の●印は、栈橋の固有周期0.53sとFLUSHにより直接得られた栈橋の最大応答加速度385.7Galの関係をプロットしたものである。その結果、減衰定数0.03のスペクトルとほぼ一致していた。なお、ここでの減衰定数は、加速度応答スペクトルを求める際に考慮する構造物自体および地盤と杭との動的相互作用に起因する総括的な減衰性状を表現するもので、前述の地盤の減衰比hとは異なる。また、これは地震波の種類や基盤最大加速度に関係なく、いずれの場合にもあてはまった。したがって、これら両者のいずれかの位置で得られた加速度から計算した加速度応答スペクトルを用いることにより、栈橋上部工の応答加速度が推定できるものと考えられる。

### 3.5 タイプ2地盤での動的応答解析

#### (1) 解析モデル

図-5に示した栈橋をモデル化し、3.4と同様の方法で解析を行った。本栈橋の固有周期は、地盤が0.33s、栈橋が0.42sである。

栈橋モデルの有限要素分割を図-17に、地盤のみの有限要素分割を図-18に示す。栈橋モデルの節点数と要素数はそれぞれ1072と992、地盤のみのモデルはそれぞれ938および888である。要素の種類は3.4で述べた解析条件と同じである。図-19に地盤条件モデルを示し、合わせて地盤の初期せん断弾性係数、ポアソン比、単位体積重量と初期減衰定数を示す。解析に用いた $G/G_0 \sim \gamma$ の関係を図-20に示す。グラフ中の数字は図-19に示した数字の地盤部分と対応している。

#### (2) 解析結果

3.4と同様、ここでも八戸波200Galの結果を中心に述べる。図-17で示したA～Eの各位置における応答加速度の時刻歴を図-21に示す。栈橋上部工位置で最大約413Galの応答加速度が計算された。他の地震波と基盤加速度の組合せの場合も含めて整理した栈橋上部工の最大応答加速度を表-6に示す。タイプ1地盤と同様に、地震波の種類や大きさに関係なく最大基盤加速度の約2倍の応答加速度が栈橋上部工で計算されていた。

図-22に栈橋の杭頭曲げモーメントの時刻歴を示す。最大曲げモーメントは陸側から2本目の杭に発生しており、その値は約40tf・mであった。この値は、杭の剛性を杭列幅で除して得られた値である。実際に作用するモーメントとは異なる。図-23に相対変位最大時における変形状況を示す。栈橋上部工の最大相対変位は約4cmであった。

図-24(1)および図-24(2)にそれぞれ地盤のみのモデルの場合の、栈橋中央杭の海底面下1/β位置あるいは杭下端位置の加速度から計算した加速度応答スペクトルを示す。図中の●印は栈橋の固有周期0.42sと栈橋の最大応答加速度412.6Galの関係をプロットしたものである。海底面下1/β位置での計算結果は減衰定数0.03のスペクトルにほぼ一致していた。一方、杭下端位置での計算結果

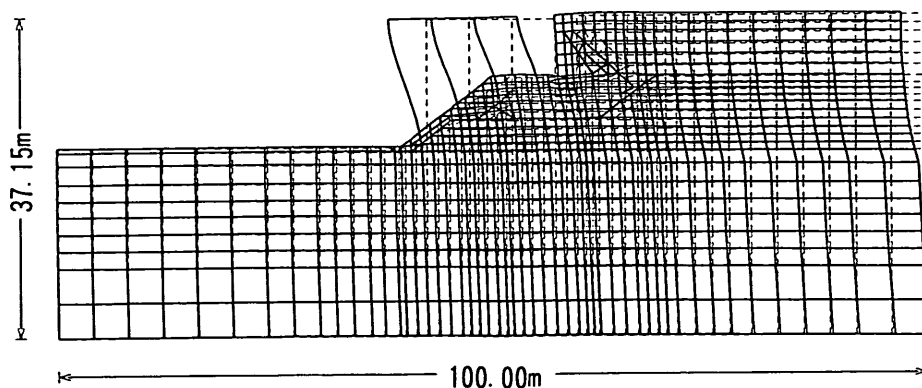


図-15 変形図 (タイプ1地盤：八戸波200Gal)

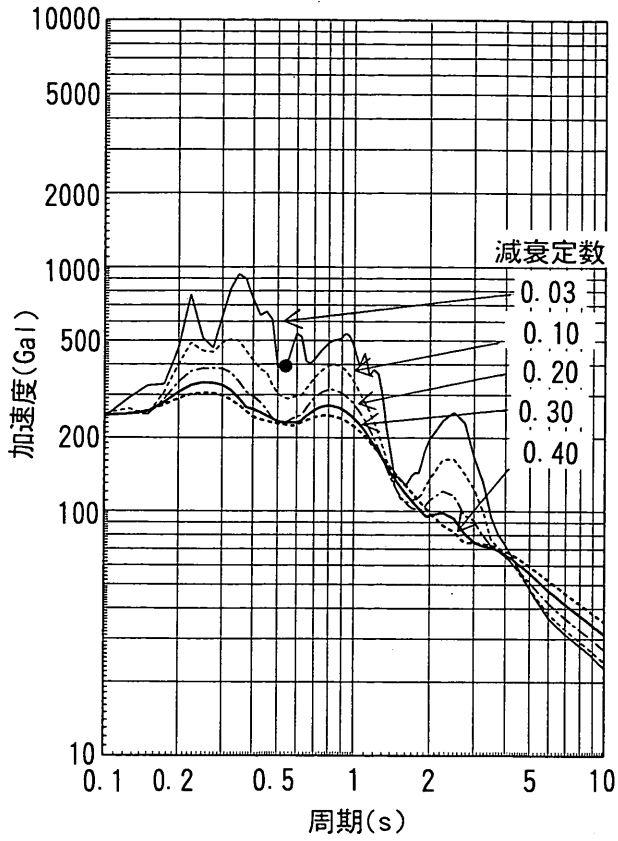


図-16(1) 加速度応答スペクトル：八戸波200Gal  
(海底面下 $1/\beta$ 地点，タイプ1地盤)

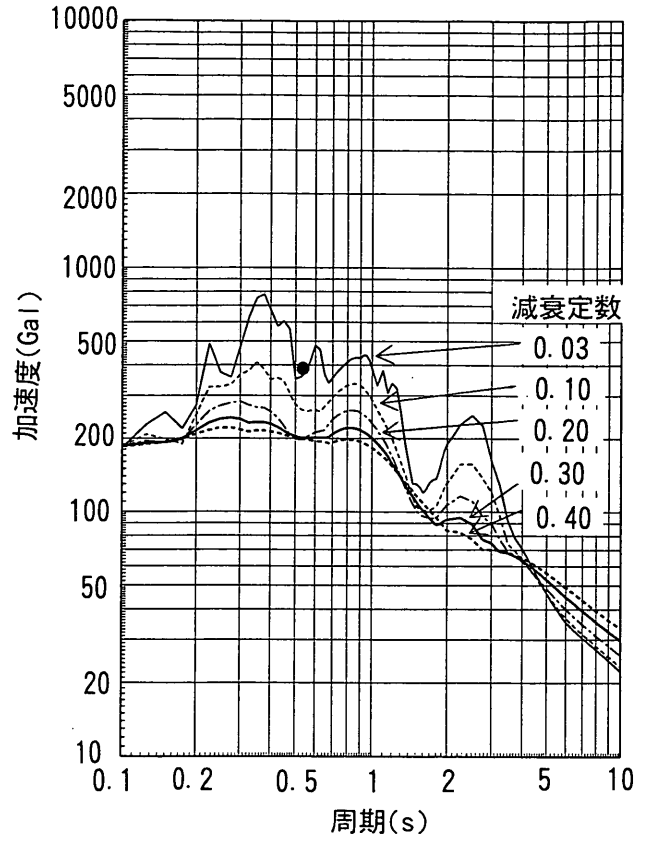


図-16(2) 加速度応答スペクトル：八戸波200Gal  
(杭下端地点，タイプ1地盤)

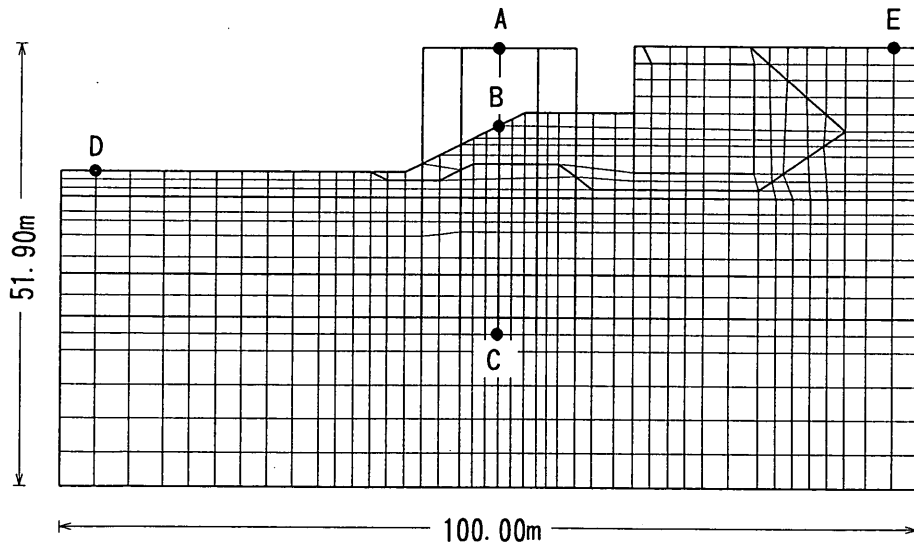


図-17 有限要素分割図 (タイプ2地盤：栈橋モデル)



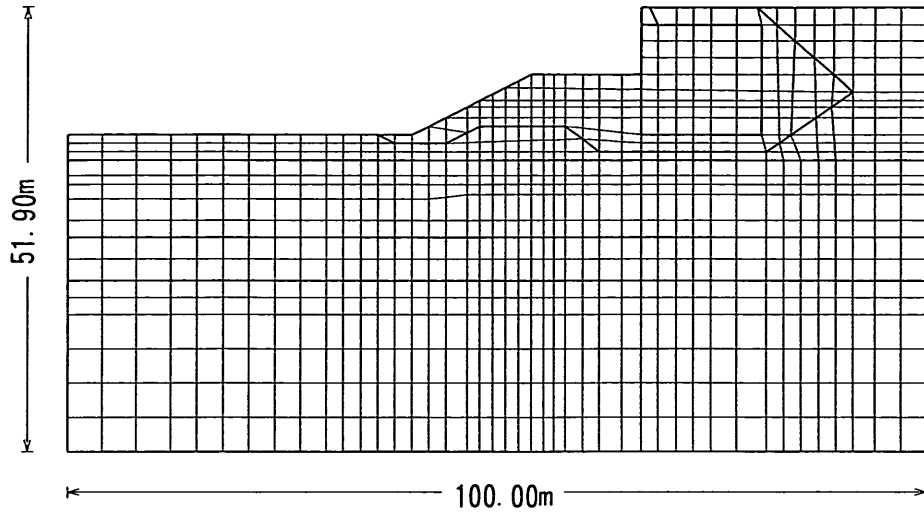


図-18 有限要素分割図 (タイプ2地盤：地盤のみモデル)

土質番号	せん断弾性係数 (tf/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> )	減衰定数 (比)
①	7913	0.480	2.000	0.020
②	23716	0.480	2.000	0.020
③	10708	0.200	1.930	0.020
④	23716	0.480	2.000	0.020
⑤	16530	0.480	1.800	0.020
⑥	1070000	0.170	2.300	0.150
⑦	832999	0.200	2.100	0.150

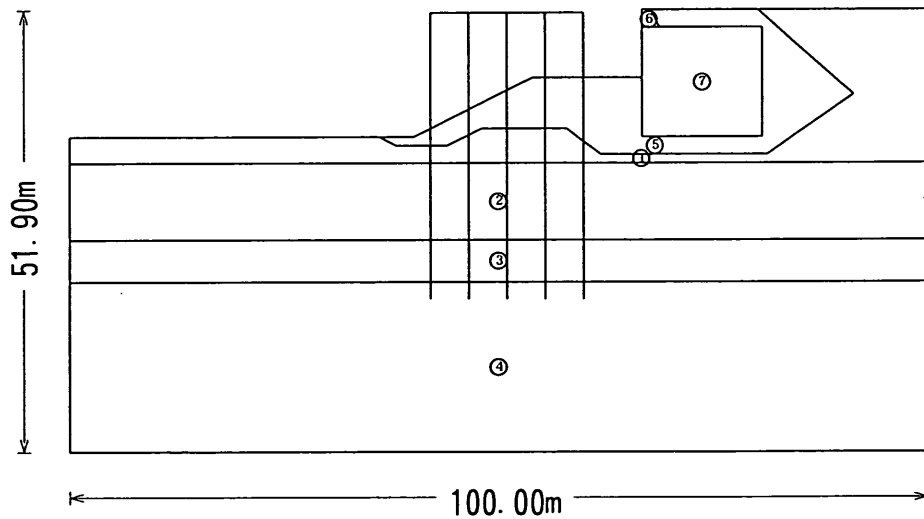


図-19 地盤条件モデル図 (タイプ2地盤)

表-6 栈橋上部工の最大応答加速度 (タイプ2地盤)

最大基盤加速度 (Gal)	八戸波			大船渡波		
	100	200	300	100	200	300
栈橋上部工最大応答加速度 (Gal)	257.8	412.6	459.9	269.0	485.0	588.8

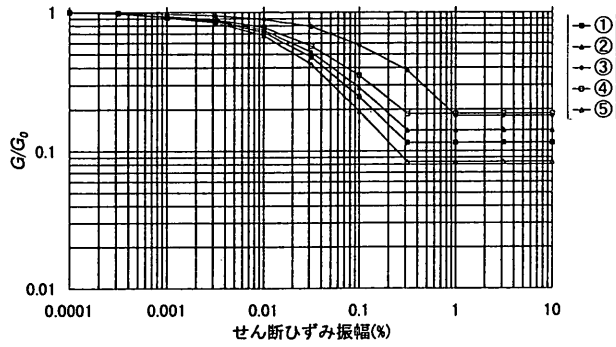


図-20  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線図 (タイプ2地盤)

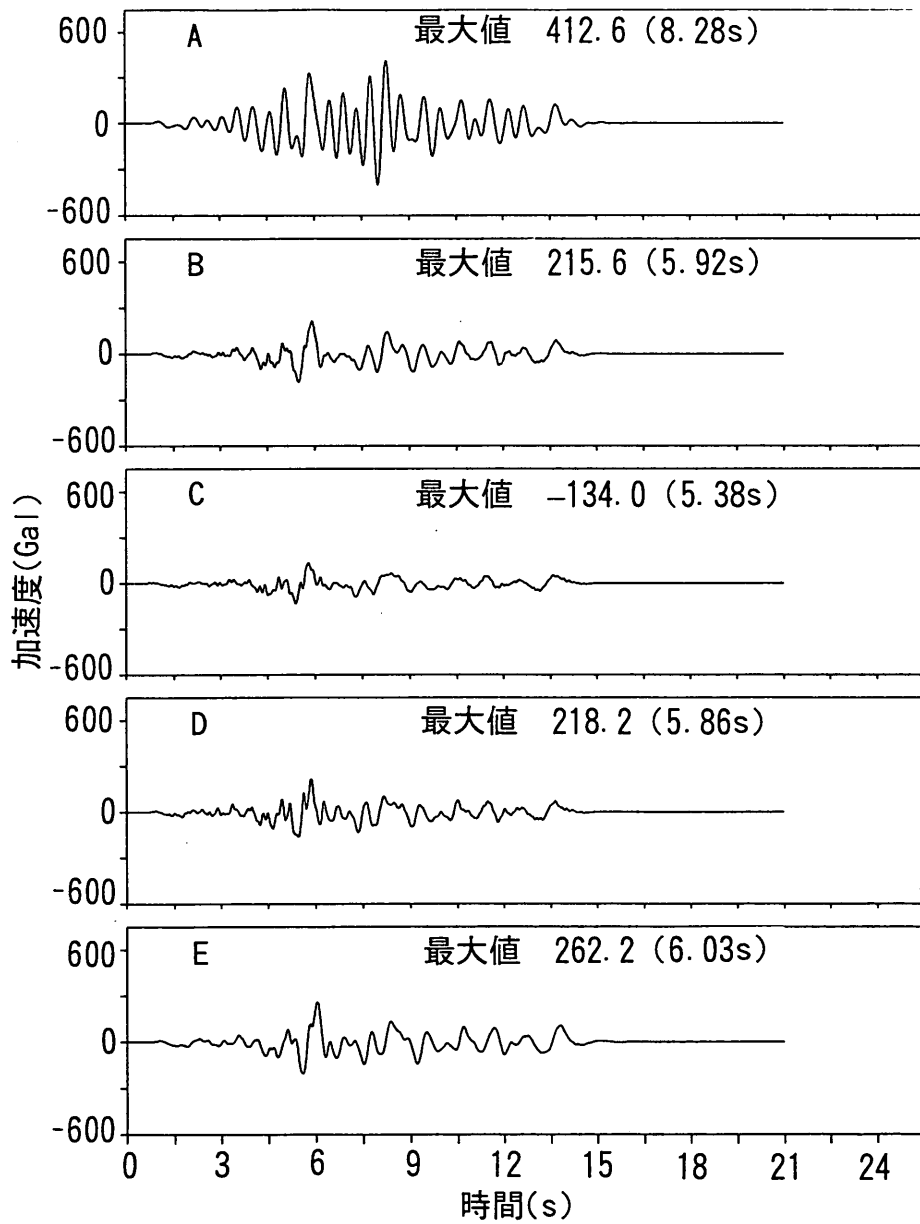


図-21 応答加速度の時刻歴図 (タイプ2地盤: 八戸波200Gal)

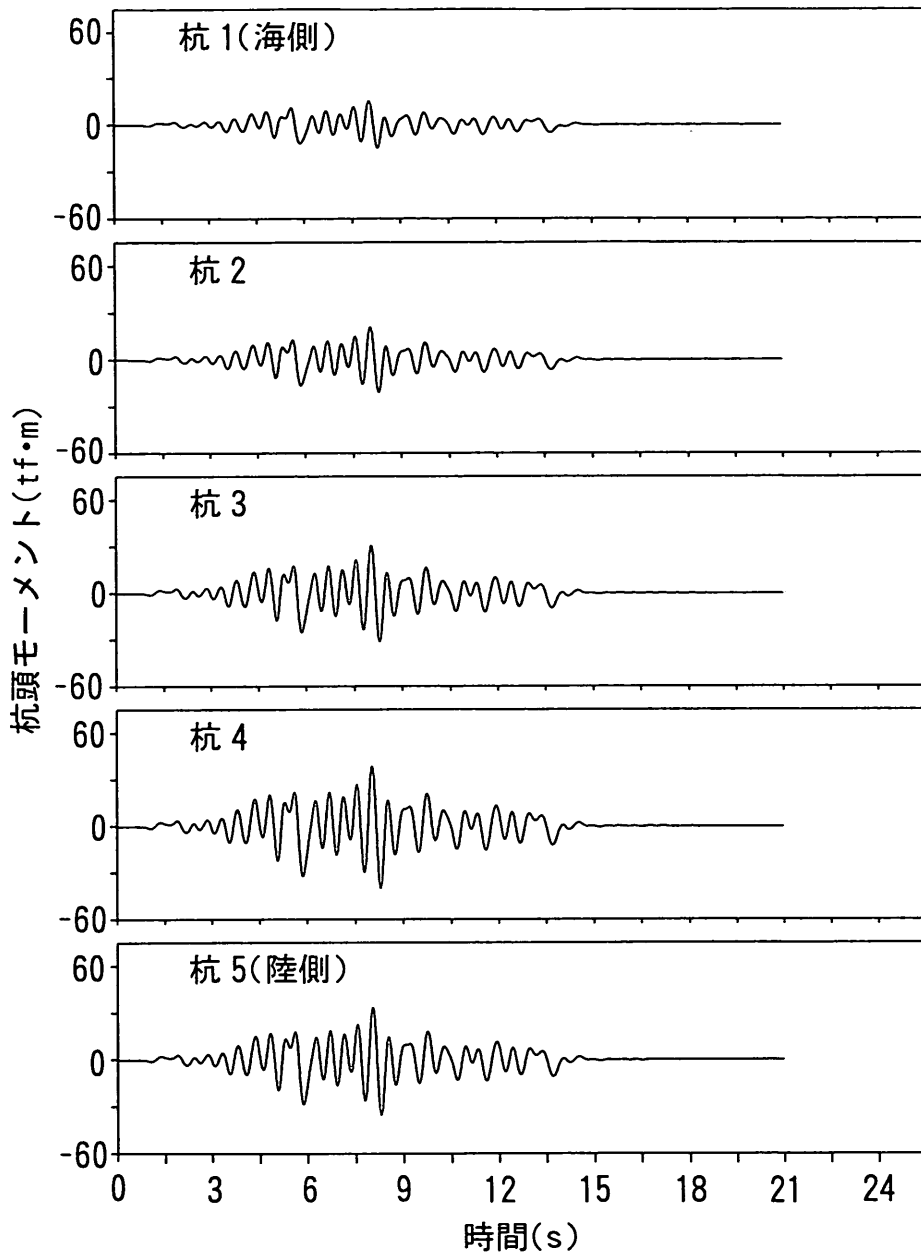


図-22 杭頭モーメントの時刻歴波形図 (タイプ2地盤：八戸波200Gal)

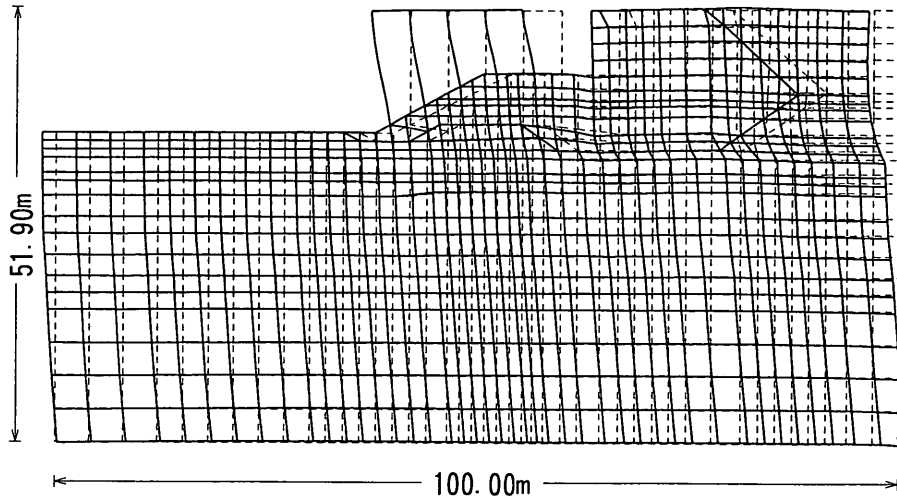


図-23 変形図 (タイプ2地盤: 八戸波200Gal)

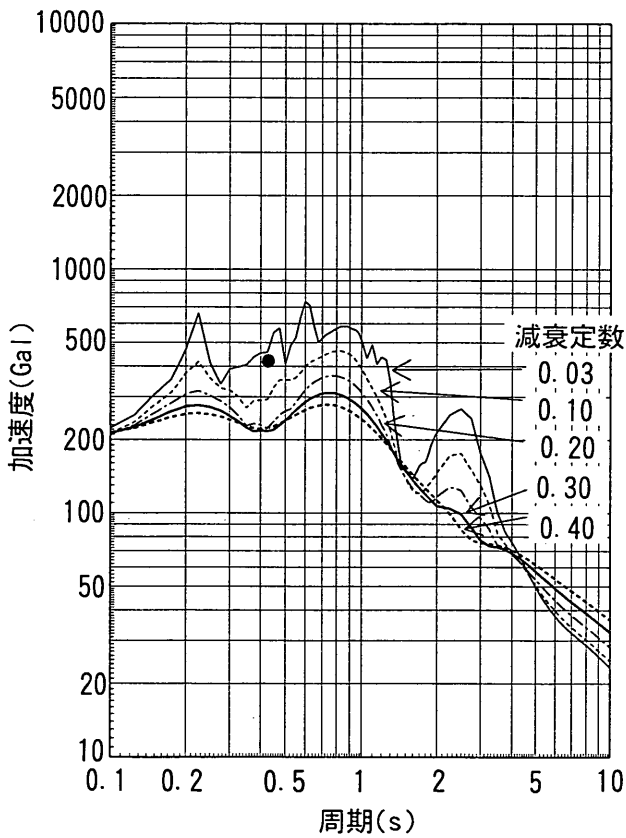


図-24(1) 加速度応答スペクトル: 八戸波200Gal  
(海底面下 $1/\beta$ 地点, タイプ2地盤)

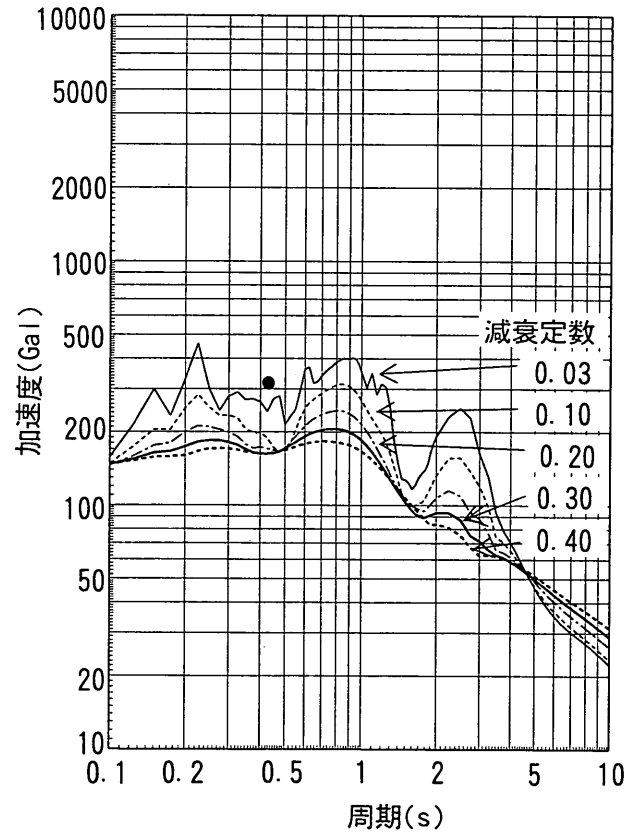


図-24(2) 加速度応答スペクトル: 八戸波200Gal  
(杭下端地点, タイプ2地盤)

は減衰定数0.03のスペクトルより推定される加速度よりも大きくなっていった。この傾向は、基盤最大加速度が100Galの場合と大船渡波を用いた場合の計算結果に顕著に見られた。図-25(1)および図-25(2)に大船渡波200Galの場合の棧橋中央杭の海底面下1/β位置と杭下端位置でのそれぞれの応答加速度から計算した加速度応答スペクトルを示す。図中の●印は棧橋の固有周期0.42sと棧橋の最大応答加速度485Galの関係をプロットしたものである。両図から分かるように、図-24の結果と比較しても、減衰定数0.03のスペクトルからより大きく乖離していた。したがって、タイプ1地盤の結果とは異なり、海底面下1/β位置の加速度から求めた加速度応答スペクトルの方が杭下端位置での加速度から求まるスペクトルよりもより正確に棧橋上部工の応答加速度を推定できることがわかる。

### 3.6 タイプ3地盤での動的応答解析

#### (1) 解析モデル

前述の2ケースの解析と同様に、図-6に示した棧橋をモデル化した。地盤および棧橋本体の固有周期は、それ

ぞれ1.08sおよび0.67sである。

棧橋モデルの有限要素分割を図-26に、地盤のみの有限要素分割を図-27に示す。棧橋モデルの節点数は1131、要素数は1066で、地盤のみのモデルの節点数は1023、要素数は984である。図-28に地盤条件モデルを示し、合わせて地盤の初期せん断弾性係数、ポアソン比、単位体積重量と初期減衰定数を示す。解析に用いた $G/G_0 \sim \gamma$ の関係を図-29に示す。グラフ中の数字は図-28に示した地盤部分の数字と対応している。その他の解析条件は、前述の2ケースと同様である。

#### (2) 解析結果

これまでと同様に、八戸波200Galの結果を中心に述べる。図-26で示したA~Eの各位置における応答加速度の時刻歴を図-30に示す。棧橋上部工位置で最大約153Galの応答加速度が計算された。地震波の種類と大きさを変えた場合の棧橋上部工の最大応答加速度の一覧を表-7に示す。前述のタイプ1地盤およびタイプ2地盤の結果とは異なり、地震波に関係なく最大基盤加速度よりも70~80%程度棧橋上部工の応答加速度が小さくなっていった。

図-31に棧橋の杭頭曲げモーメントの時刻歴を示す。

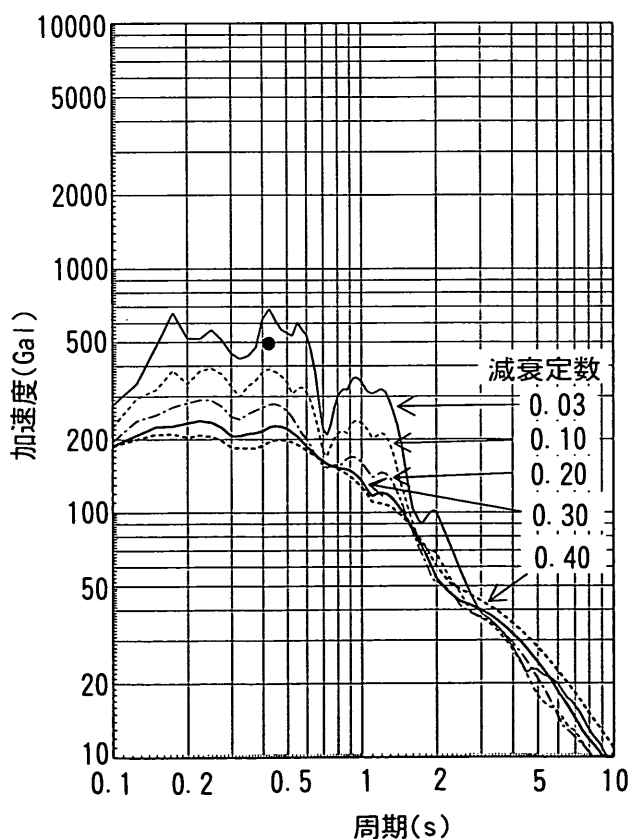


図-25(1) 加速度応答スペクトル：大船渡波200Gal  
(海底面下1/β地点，タイプ2地盤)

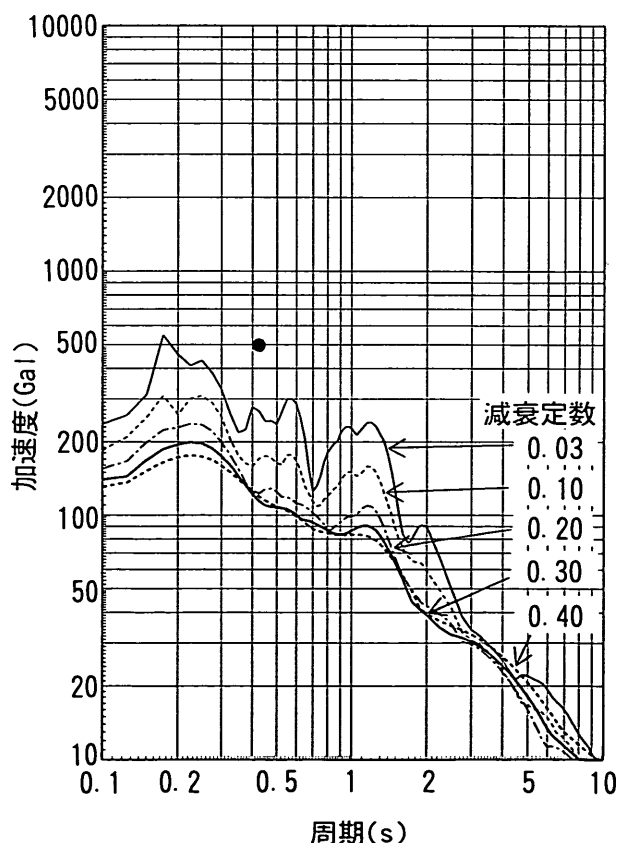


図-25(2) 加速度応答スペクトル：大船渡波200Gal  
(杭下端地点，タイプ2地盤)

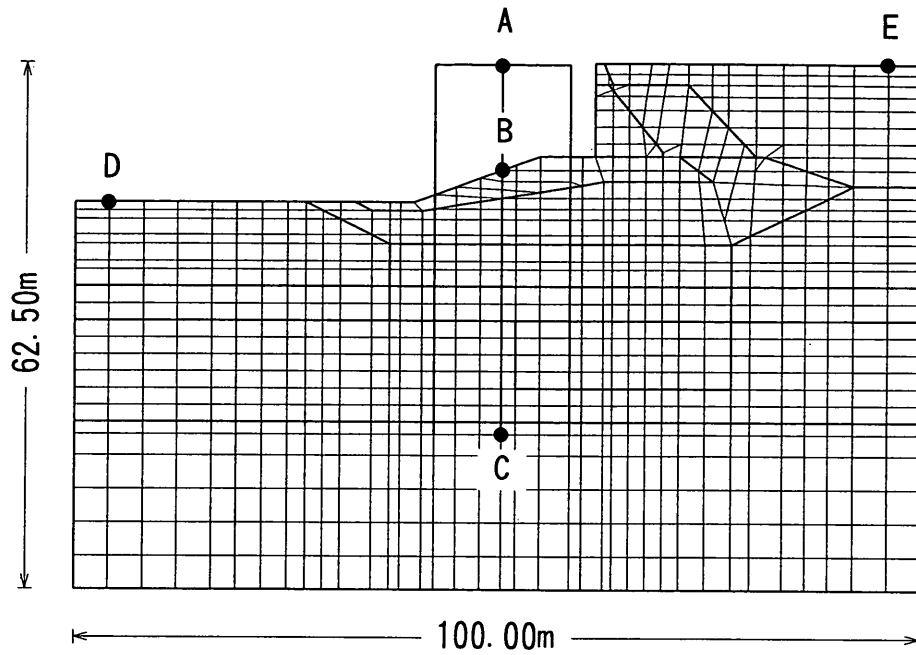


図-26 有限要素分割図 (タイプ3地盤: 栈橋モデル)

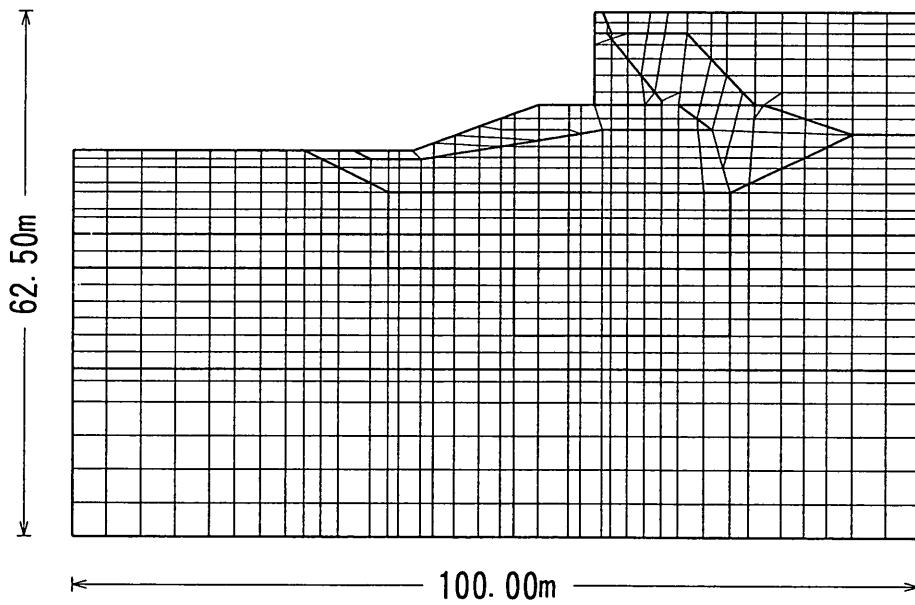


図-27 有限要素分割図 (タイプ3地盤: 地盤のみモデル)

鋼管杭式棧橋の地震応答解析結果に基づく設計水平震度の考察

土質番号	せん断弾性係数 (tf/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> )	減衰定数 (比)
①	190	0.480	1.500	0.020
②	362	0.480	1.600	0.020
③	693	0.200	1.800	0.020
④	23716	0.480	2.000	0.020
⑤	18642	0.480	2.030	0.020
⑥	8032	0.480	2.030	0.020
⑦	762	0.480	1.880	0.020
⑧	1076	0.480	1.920	0.020
⑨	1713	0.480	1.970	0.020
⑩	8032	0.480	2.030	0.020
⑪	1070000	0.170	2.300	0.150
⑫	832999	0.200	2.100	0.150

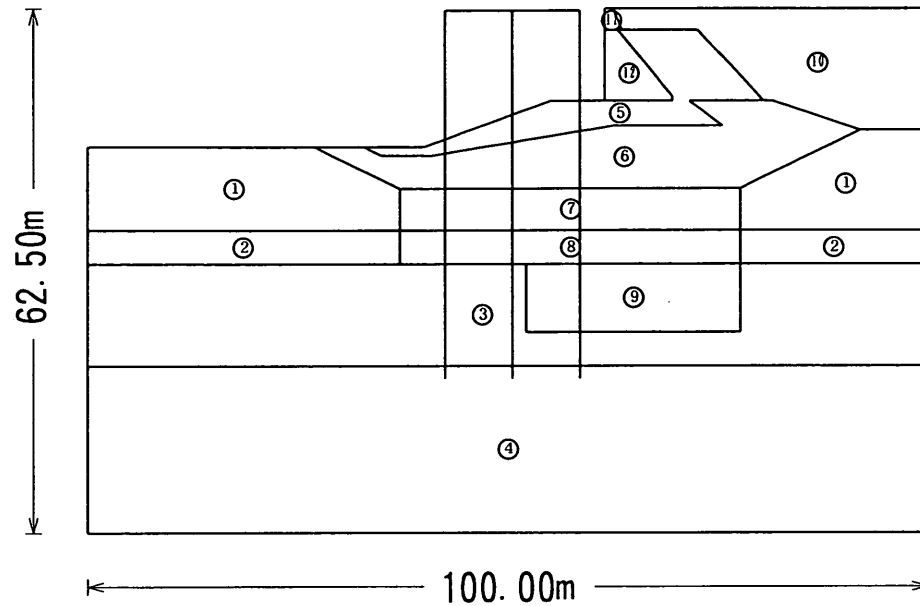


図-28 地盤条件モデル図 (タイプ3地盤)

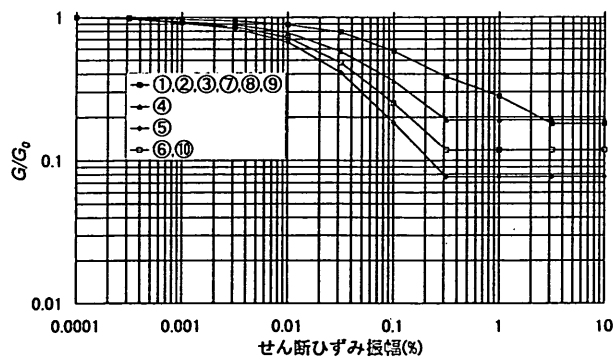


図-29  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線図 (タイプ3地盤)

表-7 棧橋上部工の最大応答加速度 (タイプ3地盤)

	八戸波			大船渡波		
	100	200	300	100	200	300
最大基盤加速度 (Gal)	100	200	300	100	200	300
棧橋上部工最大応答加速度 (Gal)	88.8	171.0	196.5	68.1	130.0	207.8

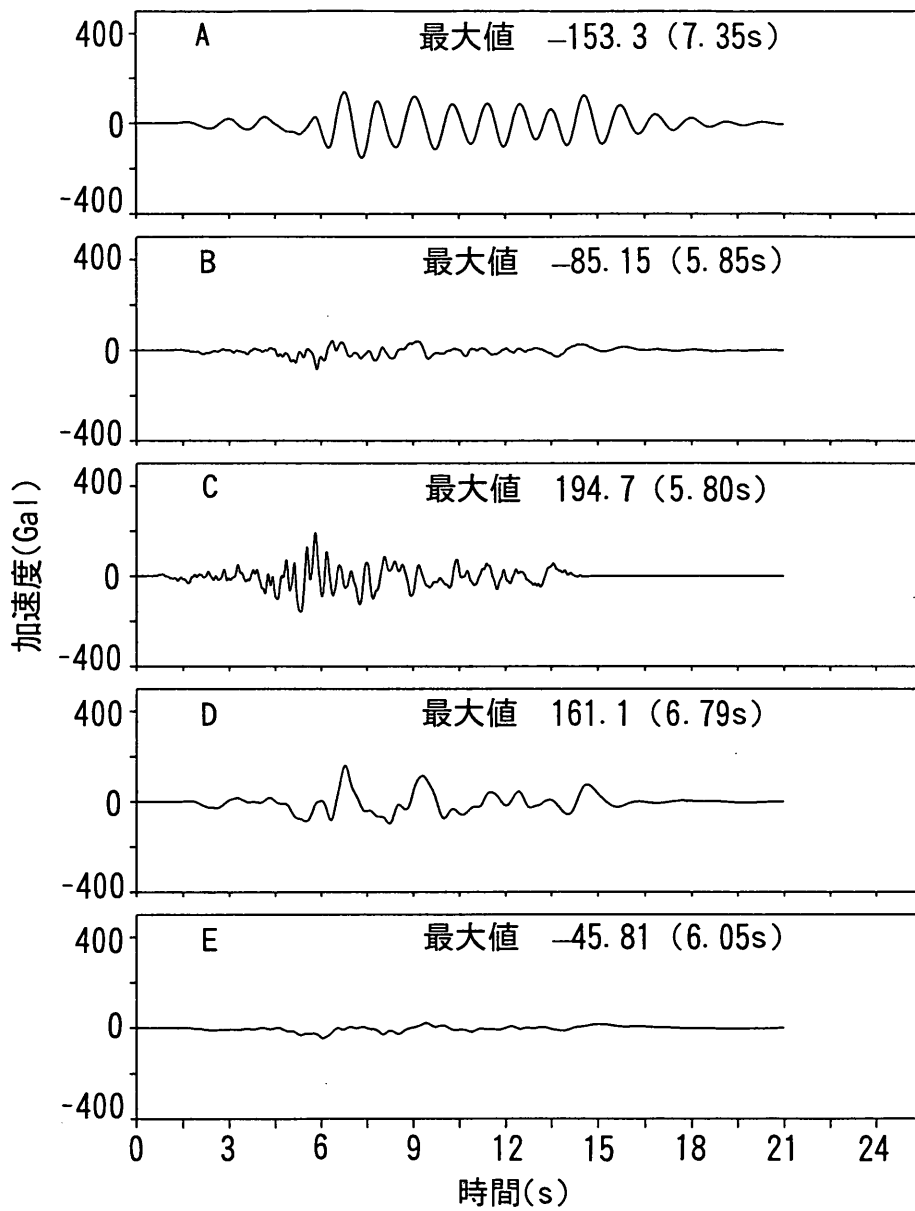


図-30 応答加速度の時刻歴図 (タイプ3地盤: 八戸波200Gal)



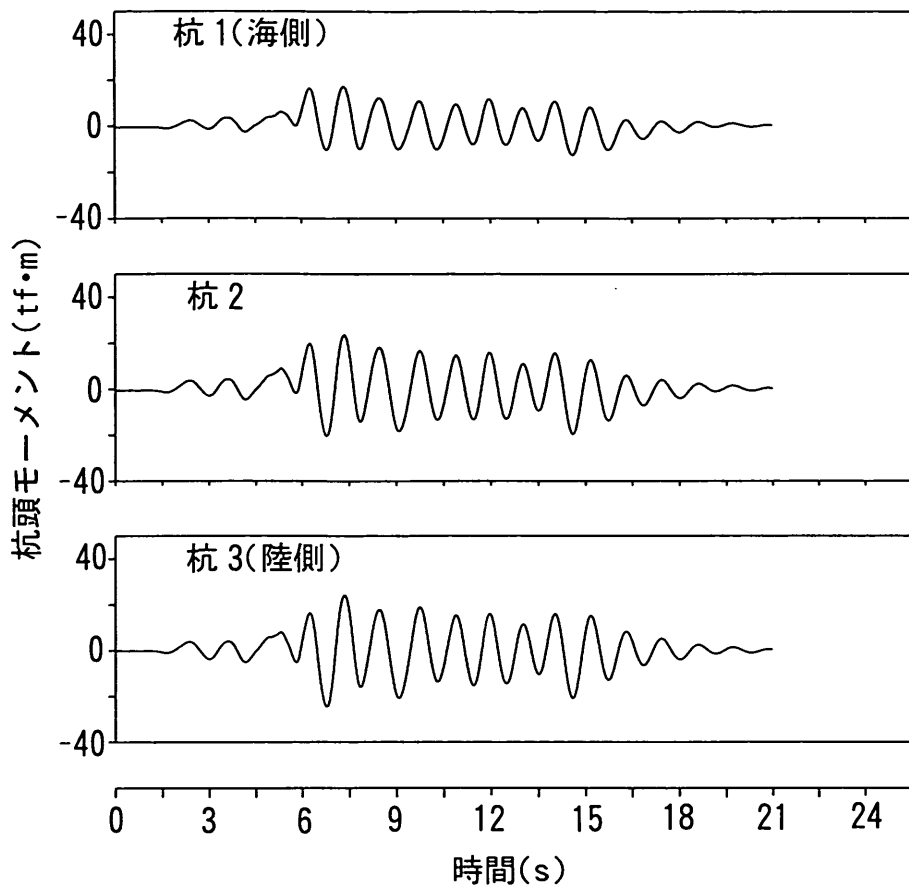


図-31 杭頭モーメントの時刻歴波形図 (タイプ3地盤：八戸波200Gal)

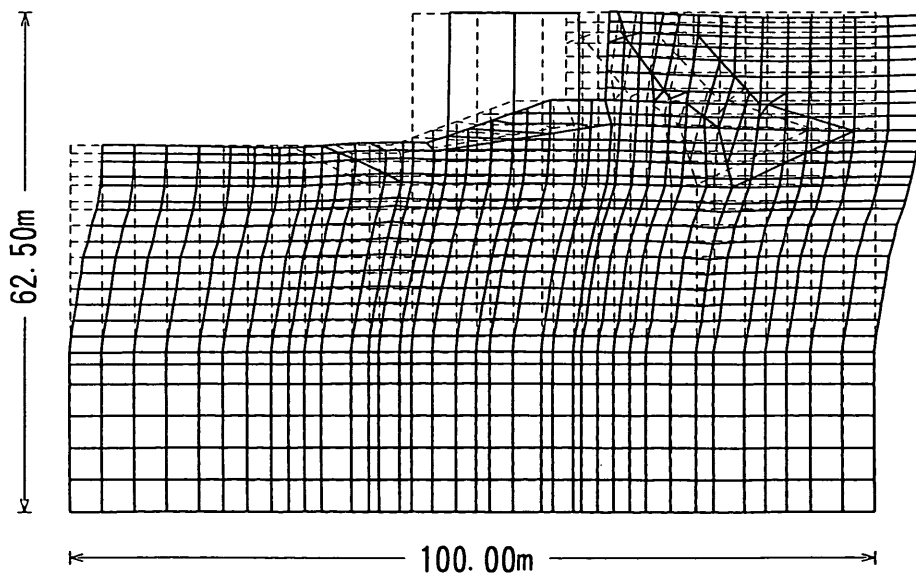


図-32 変形図 (タイプ3地盤：八戸波200Gal)

最大曲げモーメントは陸側の杭に発生しており、その値は約25tf・mであった。図-32に相対変位が最大時における変形図を示す。栈橋上部工の最大相当変位は約24cmであった。タイプ1地盤あるいはタイプ2地盤の計算結果に比較して、より大きく変形しているのは、地盤が軟らかいため、地盤の変形が大きくなったためであると考えられる。

図-33(1)および図-33(2)にそれぞれ地盤のみのモデルで得られた栈橋中央杭の海底面下1/β位置と杭下端位置での応答加速度から計算した加速度応答スペクトルを示す。図中の●印は、栈橋の固有周期0.67sと栈橋の最大応答加速度153.3Galの関係をプロットしたものである。さらに、図中には、地盤条件は同じで、杭の剛性を変化させて栈橋の固有周期を1.94sとした場合の栈橋上部工の最大応答加速度205.6Galとの関係を○印で示している。栈橋の固有周期が0.67sの場合には、海底面下1/β位置での減衰定数0.10のスペクトルとほぼ一致していたが、杭下端位置での結果は減衰定数0.40のスペクトルよりもさらに少し小さい加速度を示していた。また、栈橋

の固有周期1.94sの結果は、海底面下1/β位置でも杭下端位置でも減衰定数0.03のスペクトルにほぼ一致していた。タイプ3地盤のように地盤が軟らかい場合には、杭と地盤間で相当大きな減衰が生じている可能性があると考えられる。

さらに、海底面下1/β位置での加速度応答スペクトルは、栈橋の固有周期が1sを越えても応答加速度が大きくなる傾向にあったが、杭下端位置での加速度応答スペクトルは1sを越えると小さくなる傾向にあった。栈橋の固有周期が0.67sの場合の加速度応答結果は約150Gal、固有周期が1.94sの結果は約210Galといったように、栈橋の固有周期が長くなるにつれて、栈橋上部工の応答加速度が大きくなる傾向が得られた。このことは、地震波の種類や大きさに関係なかった。

したがって、タイプ1地盤の結果とは異なりタイプ2種地盤の結果と同様に、杭下端位置よりも海底面下1/β位置での応答加速度から求めた加速度応答スペクトルを用いることにより、タイプ3地盤での栈橋上部工の応答加速度がより正確に推定できると言える。

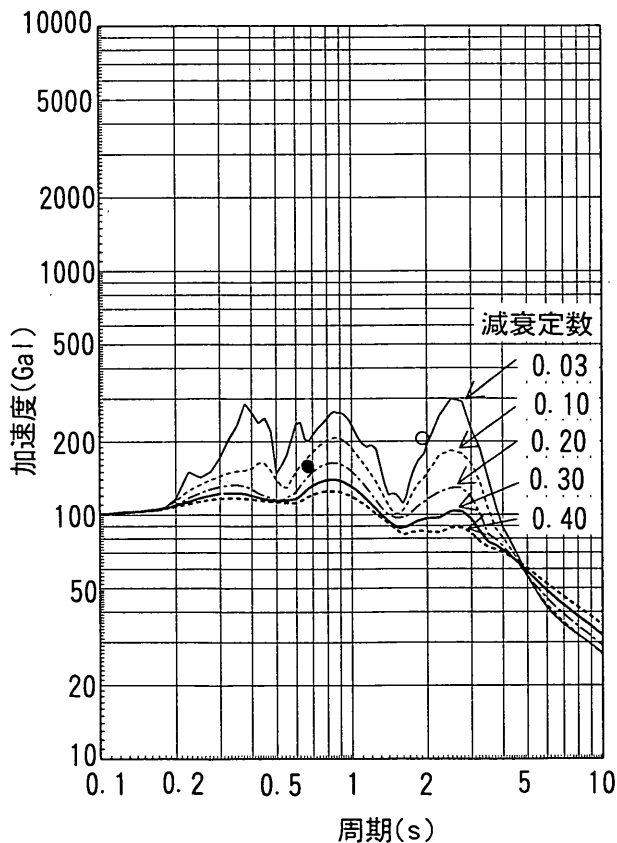


図-33(1) 加速度応答スペクトル：八戸波200Gal  
(海底面下1/β地点，タイプ3地盤)

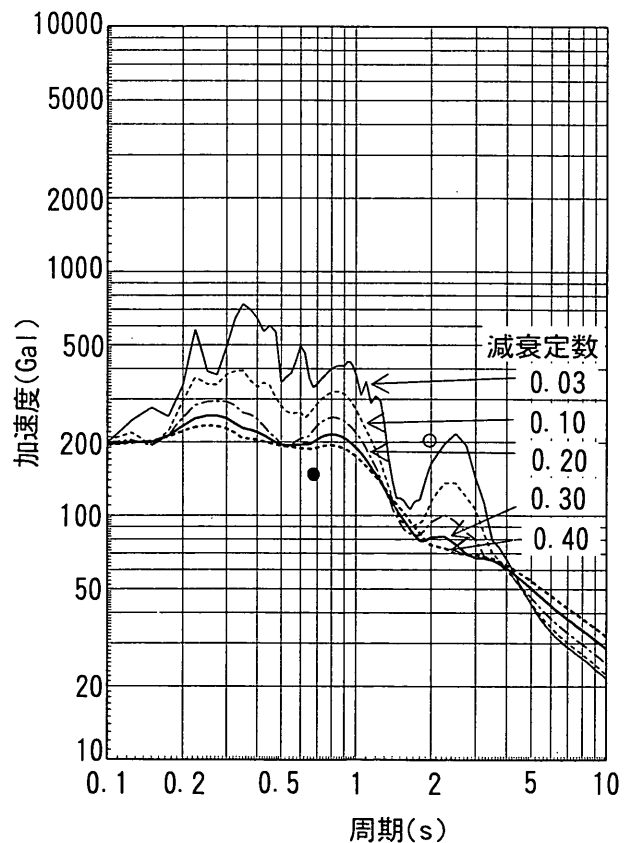


図-33(2) 加速度応答スペクトル：八戸波200Gal  
(杭下端地点，タイプ3地盤)

3.7 考察

(1) 最大応答加速度の深度方向分布

図-34に八戸波200Galの場合の、海底面から杭下端までの杭に沿った地盤の最大応答加速度の分布（地盤のみ場合はこれと同一の箇所での分布）を示す。どの地盤条件でも、地中部での加速度分布は杭がある場合と杭がない（地盤のみ）場合で若干異なっているものの、おおむね一致する傾向が見られた。また、タイプ1地盤、タイプ2地盤ともに、杭下端から地表面に向けて加速度分布が徐々に大きくなる傾向を示していた、タイプ3地盤は地中部で加速度が小さくなったため、地表面の加速度の方が杭下端の加速度よりも小さくなっていった。これは、地中部に柔らかい粘土層があり、この部分でひずみが大きくなったことと、減衰が大きくなって、応答加速度が

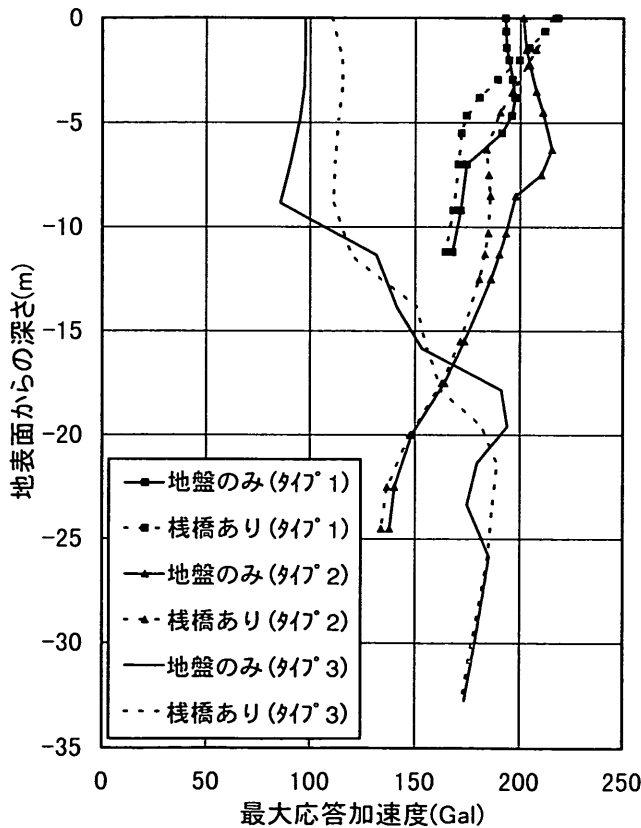


図-34 最大応答加速度の深度方向分布（八戸波200Gal）

小さくなったためであると考えられる。さらに、いずれの地種条件でも、棧橋をモデル化した場合の結果の方が若干ではあるが地表面近傍の応答加速度が大きくなっていった。これは、棧橋の鋼管杭の減衰比が小さいことや、杭の振動が地盤の振動を励起するような現象を示した可能性があるなどのように、杭の振動が地盤の動的応答に影響を及ぼしたためであると考えられる。

同図中の1/β地点は、横方向地盤反力係数を式(7)から求めたβを使って計算した地点を示している。表-8に横方向地盤反力係数を $k_b=0.15 N$ 、 $k_b=E_s/D$ で計算したときの1/βの値を示す。この結果を見ると、 $k_b=E_s/D$ で計算した1/βの地点での地盤のみのモデルから得られた応答加速度と棧橋モデルから得られた加速度はよい一致を示していた。また、杭下端での加速度も良い一致を示していたが、地表面の加速度との差がタイプ1地盤からタイプ3地盤と地盤が軟らかくなるにつれて大きくなっており、タイプ3種地盤では約100Galの違いが見られた。このことから、地盤のみのモデルで求めた海底面下1/β地点での応答加速度から求めた加速度応答スペクトルの方が、杭下端位置での応答加速度から求めた加速度応答スペクトルよりも棧橋上部工の最大応答加速度を精度良く推測できると言える。

(2) 水平換算震度

各地盤種別での棧橋上部工の最大応答加速度と杭頭（杭と上部工との接合部）での曲げモーメントの計算結果から換算した水平換算震度との関係を図-35に示す。

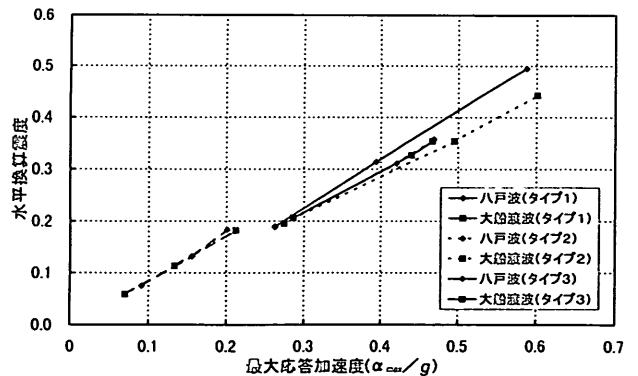


図-35 棧橋上部工最大応答加速度と水平換算震度の関係

表-8 各地盤種別の1/βの値

	タイプ1地盤	タイプ2地盤	タイプ3地盤
$k_b=0.15 N$	3.4m	4.4m	4.4m
$k_b= E_s / D$	1.5m	1.4m	1.8m

表-9 水平換算震度と栈橋上部工最大応答加速度との比 ( $k_{req}/(\alpha_{max}/g)$ )

基盤最大 加速度 (Gal)	八戸波			大船渡波		
	100	200	300	100	200	300
タイプ1地盤	0.72	0.80	0.84	0.72	0.74	0.76
タイプ2地盤	0.72	0.74	0.76	0.71	0.72	0.74
タイプ3地盤	0.82	0.85	0.91	0.86	0.85	0.85

表-10 初期地盤固有周期と収束後地盤固有周期の関係

	初期固有 周期 (s)	収束後 固有周期 (s) 栈橋あり)	収束後 固有周期 (s) (地盤のみ)
タイプ1地盤	0.11	0.38	0.33
タイプ2地盤	0.33	0.53	0.55
タイプ3地盤	1.08	1.94	2.00

水平換算震度は、計算された最大曲げモーメントに等しい杭頭曲げモーメントを与えるような水平震度を、ラーメンモデルを用いて逆算して求めたものである。その結果、若干のばらつきはあるものの、式(10)に示すような関係が認められた。

$$k_{req} \doteq (0.7 \sim 0.9) \alpha_{max} / g \quad \dots (10)$$

ここで、

$k_{req}$  : 水平換算震度

$\alpha_{max}$  : 上部工での応答加速度の最大値

$g$  : 重力加速度

表-9に地盤種別に応じた地震波の種類と大きさ毎の水平換算震度  $k_{req}$  と上部工での応答加速度の最大値  $\alpha_{max}/g$  との比を示す。この結果を見ると、タイプ1地盤およびタイプ2地盤よりもタイプ3地盤の方がこの比が大きくなっていった。これは、地震によって発生する栈橋上部工の水平方向力に対する地盤の反力がタイプ3地盤の方がより小さくなり、そのため変形量が大きくなったことや、杭先端付近での地盤の拘束(固定)の程度の差によるものと考えられる。このようなことから、タイプ3地盤では90%程度に、他の地盤条件では70~80%程度に、それぞれ応答加速度から求まる水平震度を低減できる。

### (3) 地盤の固有周期

八戸波200Galの場合の初期剛性から求めた地盤の固有周期と、FLUSHの計算で収束後の地盤の剛性から求めた地盤の固有周期を表-10に示す。いずれの地盤種別でも、収束時には初期に比べて地盤の固有周期が長くなっている。これは地盤の非線形性によるものであるが、タイプ2地盤およびタイプ3地盤では約2倍長くなってい

るのに対し、タイプ1地盤では約3倍長くなっていた。言い換えれば、当初のタイプ1地盤は、計算収束時にはタイプ2地盤相当に、タイプ2地盤は同様にタイプ3地盤相当に変化したことになる。

これらのことから、初期地盤の固有周期が栈橋の固有周期より短いとき、地震時に受けるひずみにより地盤の固有周期が長くなり、その結果地盤の固有周期が栈橋の固有周期と近くなり、共振現象を引き起こす可能性が高くなる可能性がある。このことは、タイプ1地盤およびタイプ2地盤の栈橋上部工の最大応答加速度が大きくなっている原因の一つでもあると考えられる。タイプ3地盤の場合は、ほとんどが栈橋の固有周期より初期の地盤の固有周期が長く、地震時(収束時)にはさらに固有周期長くなるために栈橋の固有周期より乖離し、栈橋上部工の最大応答加速度が小さくなっていると考えられる。一般的に構造物が共振現象を起こすことは好ましくなく、このことから設計時には栈橋の固有周期と地盤の固有周期との相関関係に十分注意する必要がある。

### (4) 地盤種別の検討

これまで、地盤の種別は既往の事例を参考に定めた代表的な地盤条件であるタイプ1~3に分類して検討してきた。しかし、実際の設計などの便を考慮すると、地盤の固有周期に応じて類型化した方が望ましい。

図-36に栈橋上部工の応答加速度の最大値と地盤の固有周期との関係を示す。地盤の固有周期によって栈橋の動的応答が異なることは既に述べたとおりであるが、ばらつき(破線で示される範囲)はあるものの、おおむね固有周期が0.5s付近がしきい値となる可能性が高い。一方、短周期の場合は建設事例や計算ケースが多くないの

表-11 各地盤種別の固有周期範囲

地盤種別	固有周期範囲
I種地盤	$T_g < 0.1 \text{ s}$
II種地盤	$0.1 \leq T_g < 0.5 \text{ s}$
III種地盤	$T_g \geq 0.5 \text{ s}$

で、明確なしきい値を設定できないが、道路橋示方書<sup>7)</sup>などを参考にすれば、固有周期0.1sを一つの目安とすることができる。これらのことより、以降の検討では地盤条件を表-11に示すように3種類に分類し、それぞれI種地盤、II種地盤、およびIII種地盤とする。前述のタイプ1地盤はI種地盤に、タイプ2地盤はII種地盤に、タイプ3地盤はIII種地盤にそれぞれ対応することになる。

#### 4. 栈橋上部工の加速度応答スペクトル

##### 4.1 解析の目的

3.で述べたFLUSHによる計算では、最大基盤加速度の大きさに関係なく、減衰定数をI種地盤およびII種地盤では0.03に、III種地盤では0.03~0.1に設定して得られた加速度応答スペクトルにより栈橋上部工の動的応答が推定できた。しかし、実際の設計において、2次元解析

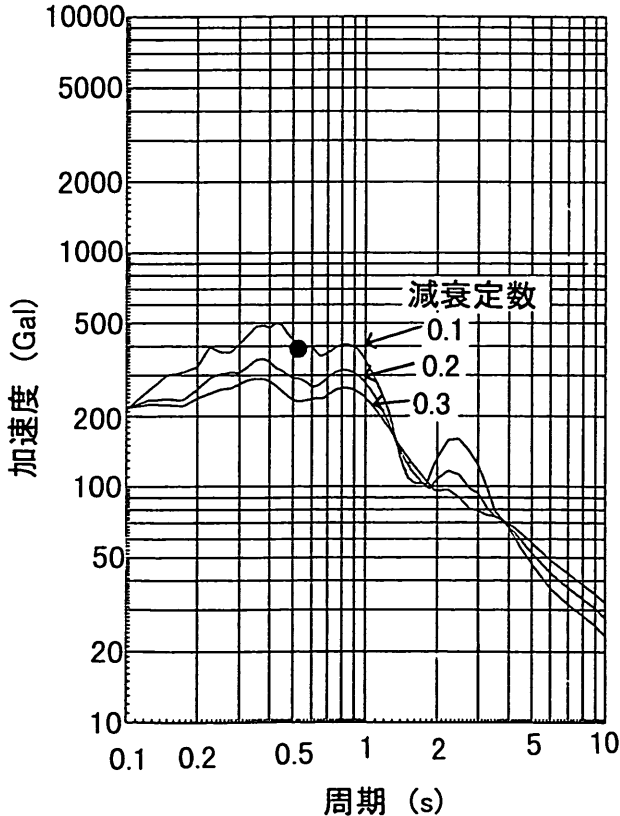


図-37(1) 加速度応答スペクトル (I種地盤, 八戸波200Gal)

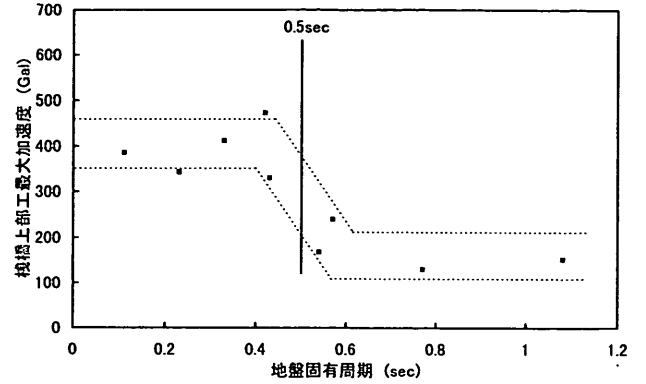


図-36 栈橋上部工最大応答加速度と地盤固有周期の関係

を多数ケース行うのは煩雑であり、一次元解析モデルにより栈橋の応答が計算できれば便利かつ有用である。そこで、一次元解析モデル(SHAKE)によって得られる栈橋上部工の加速度応答スペクトルの計算精度を考察する。

##### 4.2 減衰定数の設定

SHAKEによる加速度応答スペクトルの計算に際しては、減衰定数の設定が重要である。図-37に、各種地盤条件を満足するモデル栈橋の栈橋中央部直下の地盤部分のみを取り出してSHAKEにより解析した結果から得ら

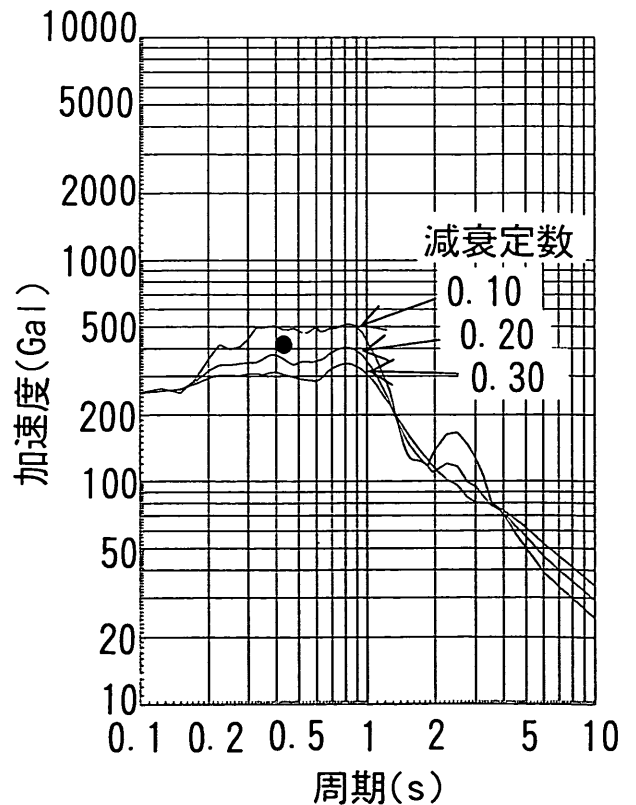


図-37(2) 加速度応答スペクトル (II種地盤, 八戸波200Gal)

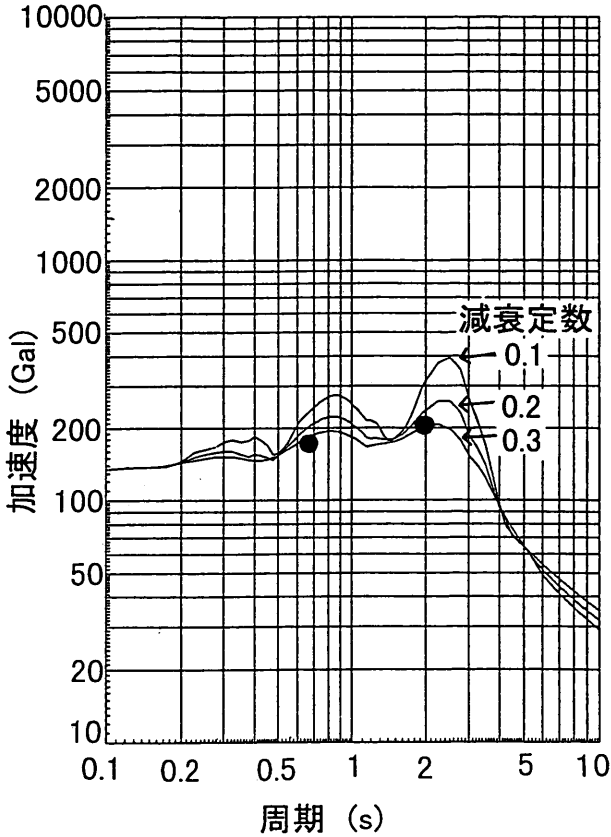


図-37(3) 加速度応答スペクトル  
(Ⅲ種地盤, 八戸波200Gal)

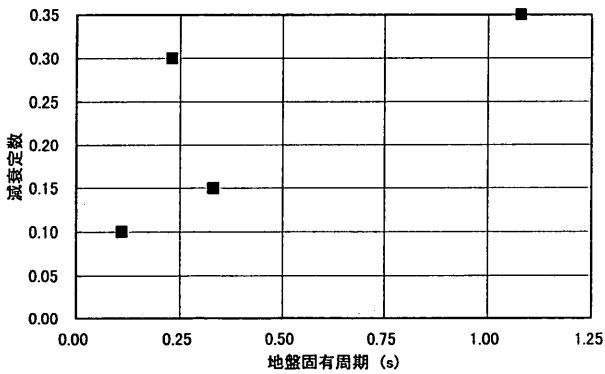


図-38 地盤の固有周期と減衰定数の関係

れた海底面下1/β地点での応答加速度による栈橋上部工の加速度応答スペクトルを示す。なお、地震波は八戸波200Galである。同図中の●印は、FLUSHによる解析から得られたモデル栈橋の固有周期と上部工位置での最大応答加速度の関係を示している。すなわち、Ⅰ種地盤では栈橋の固有周期0.53sと上部工の最大加速度385.7Galの関係、Ⅱ種地盤では栈橋の固有周期0.42sと上部工の最大加速度412.6Galの関係、Ⅲ種地盤では栈橋の固有周期0.67sと上部工の最大加速度171.0Galと杭の剛性を変えて栈橋の固有周期を1.94sとした場合の上部工の最大加速度205.6Galとの関係を示している。

この場合、FLUSHの結果とは異なり、地盤条件に応じて減衰定数を変化させなければ、SHKAEにより得られた加速度応答スペクトルを用いて栈橋上部工の応答加速度を説明できない結果となった。この理由としては、実際の栈橋では斜面があるが、SHAKEは次元モデルであるので斜面はモデル化できないことや、背後に構造物などが存在することなどが考えられる。本文では結果を示していないが、斜面を有しない水平地盤上に栈橋を設置した場合の計算結果から、特に斜面が存在することが大きな影響を及ぼしていると考えられる。表-12に、地震波の種類と大きさを変化させた場合の、栈橋上部工の応答加速度(FLUSHの結果)とSHAKEによる栈橋上部工の加速度応答スペクトルとの比較から得られた減衰比の一覧を示す。

また、図-38に、八戸波200Galの場合のSHAKEの計算で用いた減衰定数と地盤の固有周期の関係をとりまとめる。同図より、ある地盤の固有周期から減衰定数が急に大きくなる傾向があると考えられる。また、表-12より、最大基盤加速度が大きくなると減衰比が大きくなる傾向も見受けられ。いずれにしても、ばらつきが大きいと考えられるが、本文では地盤種別ごとに減衰定数を変化させて、加速度応答スペクトルを求めることとした。用いた減衰定数を表-13にとりまとめる。基盤加速度の最大値に応じた減衰定数や地盤種別毎のより詳細な減衰定数の設定については今後の検討課題である。

表-12 SHAKEによる加速度応答スペクトルの減衰比

	八戸波 (Gal)			大船渡波 (Gal)		
	100	200	300	100	200	300
Ⅰ種地盤	0.05	0.10	0.10	0.05	0.10	0.20
Ⅱ種地盤	0.05	0.15	0.20	0.10	0.15	0.20
Ⅲ種地盤	0.30	0.30	0.30	0.30	0.10	0.10

表-13 地盤種別と減衰定数の関係

地盤種別	減衰定数
Ⅰ種地盤	0.1
Ⅱ種地盤	0.2
Ⅲ種地盤	0.3

表-14 入力地震波一覧

No	地震波名称	地震名	観測地	最大加速度 (Gal)
1	八戸S	十勝沖地震	八戸港	170
2	大船渡E	宮城県沖地震	大船渡港	162
3	秋田N	日本海中部地震	秋田港	146
4	釧路E	釧路沖地震	釧路港	304
5	花咲E	北海道東方沖地震	花咲港	350
6	開北橋W	宮城県沖地震	開北橋	293
7	八戸W	十勝沖地震	八戸港	160
8	大船渡N	宮城県沖地震	大船渡港	138
9	秋田E	日本海中部地震	秋田港	128
10	花咲N	北海道東方沖地震	花咲港	367
11	函館	北海道南西沖地震	函館港	60

### 4.3 棧橋上部工の加速度応答スペクトルの計算

#### (1) 入力地震波の選定

平均加速度応答スペクトルを計算するための地震波として、これまでの強震観測記録の中から代表的と考えられる基盤波(2E波)11波を選定した。これらの地震波の一覧を表-14に示す。また、これら地震波の加速度波形およびパワースペクトルを付録Aにまとめる。なお、付録Aではフーリエスペクトルの最大値で整理した規準化スペクトルを示している。それぞれの地震波の実測の最大加速度は同表に示すとおりであるが、以下の解析では、いずれの地震についても、港湾地域における再現期間75年相当の基盤加速度を参考に、最大基盤加速度が100Gal, 150Gal, 200Gal, 250Gal, 300Galおよび350Galとなるように調整した。

#### (2) 最大応答加速度の深度方向分布

図-39に4. で述べたFLUSHにより求めた地盤のみのモデルでの最大応答加速度の深度方向分布とSHAKEで求めた最大応答加速度の深度方向分布を示す。同図より、SHAKEで得られた結果とFLUSHで得られた結果は、地表面から深度方向に沿って少し異なっていた。特に、地表面近傍が大きく異なっている傾向があった。この理由としては、前述のように、SHAKEでは基礎地盤の斜面部や背後地の影響を評価することができないためであると考えられる。このことから、SHAKEで求めた加速度応答スペクトルを用いて棧橋上部工の応答加速度を評価する場合には、FLUSHのような二次元モデルで用いた減衰定数よりも大きくしなければならないことが示唆される。また、動的応答解析により斜面部を有する棧橋の詳細な検討を行うときは、二次元モデルを採用することが望ましいと言える。

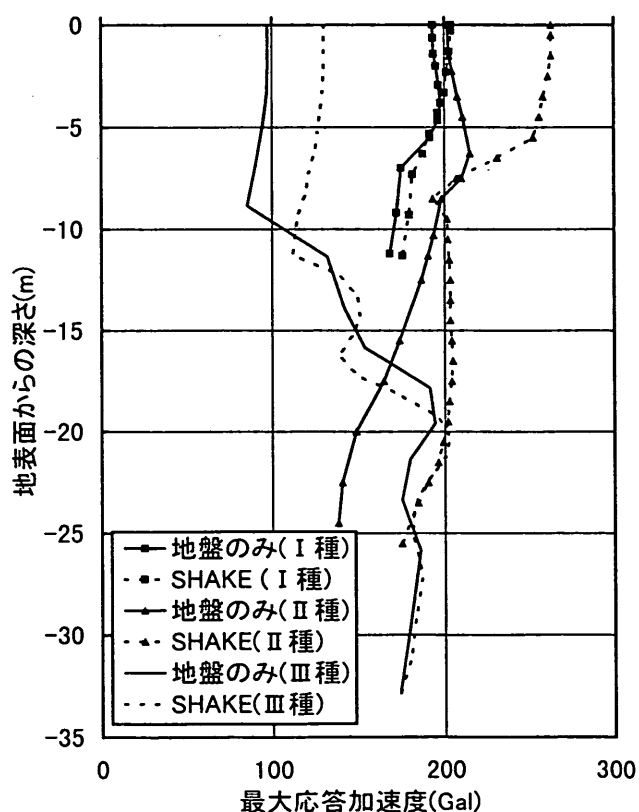


図-39 最大応答加速度の深度方向分布 (SHAKEとFLUSHの比較, 八戸波200Gal)

#### (3) 平均加速度応答スペクトル

11波の地震波による海底面下1/β位置の応答加速度から求めた加速度応答スペクトルに基づき、棧橋の耐震設計用加速度応答スペクトルを提案する。その際、地盤種別に応じて、表-13に示した減衰定数を用いている。

図-40に基盤入力最大加速度が100Galの場合の地盤種別ごとの棧橋上部工の加速度応答スペクトルを示す。こ

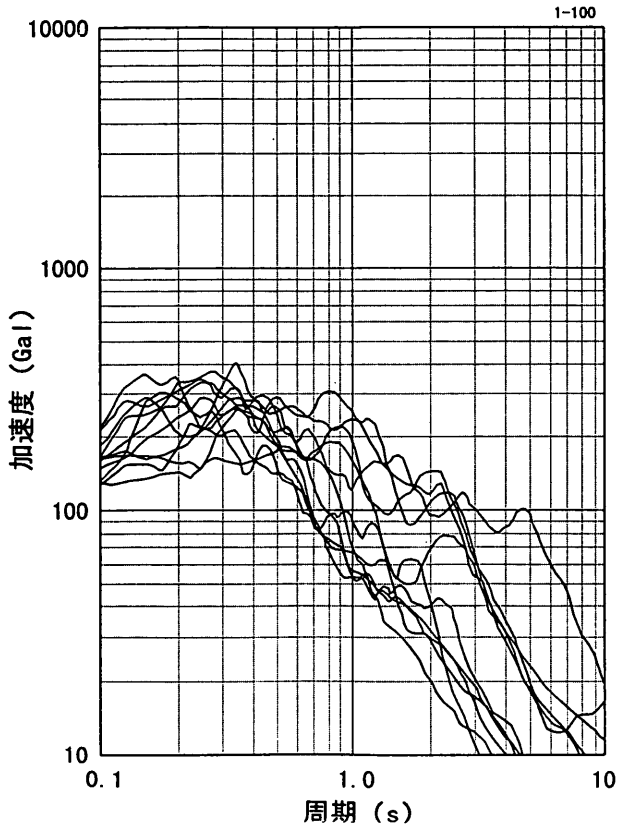


図-40(1) 加速度応答スペクトル (I種地盤, 入力基盤波100Gal, 減衰定数0.1)

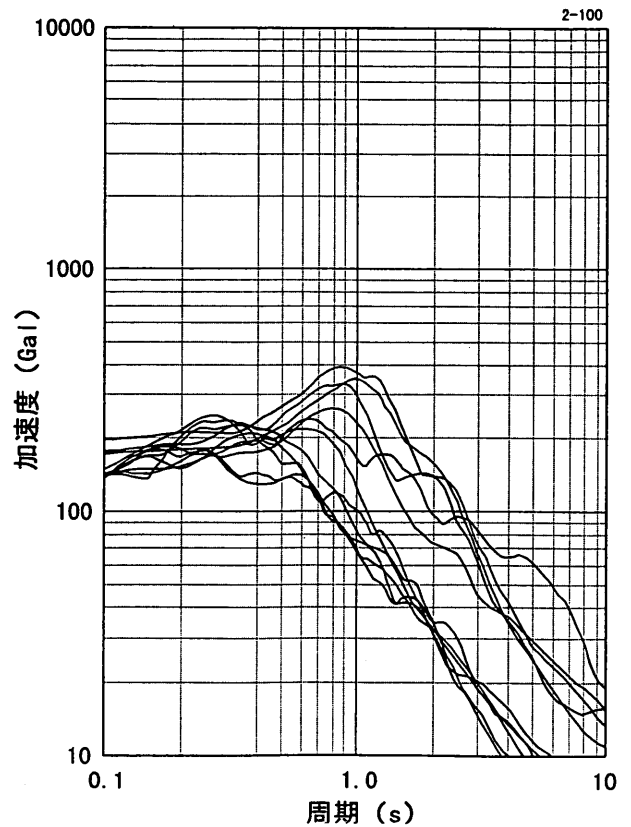


図-40(2) 加速度応答スペクトル (II種地盤, 入力基盤波100Gal, 減衰定数0.2)

これは、11波の入力地震波から求めた加速度応答スペクトルすべてを重ね書きしたものである。このスペクトルの平均を求めることにより、栈橋の耐震設計用加速度スペクトルが得られることになる。ここでいう平均とは厳密な算術平均ではなく、スペクトルのばらつきなどを考慮したものであることを意味する。また、他の最大基盤加速度の場合についても同様の処理を行って加速度応答スペクトルを求めることができる。他の最大基盤加速度の場合の加速度応答スペクトルは付録Bにまとめる。

## 5. 捨石層の形状や斜面勾配の違いによる影響

### 5.1 解析の目的

一般に、栈橋直下における基礎地盤の斜面勾配は1:1.5～1:2程度であることが多い。このことから、前述の解析対象栈橋はおおむねこの勾配の斜面を有するものを選んだ。しかし、施工条件などの制約により、標準的な斜面勾配を選定できない場合があることが想定される(こういう事例も確認されている)ので、通常の勾配とは異なる基礎地盤を有する栈橋の建設事例を選び、FLUSHを用いて栈橋上部工の応答に与える影響を調べる。

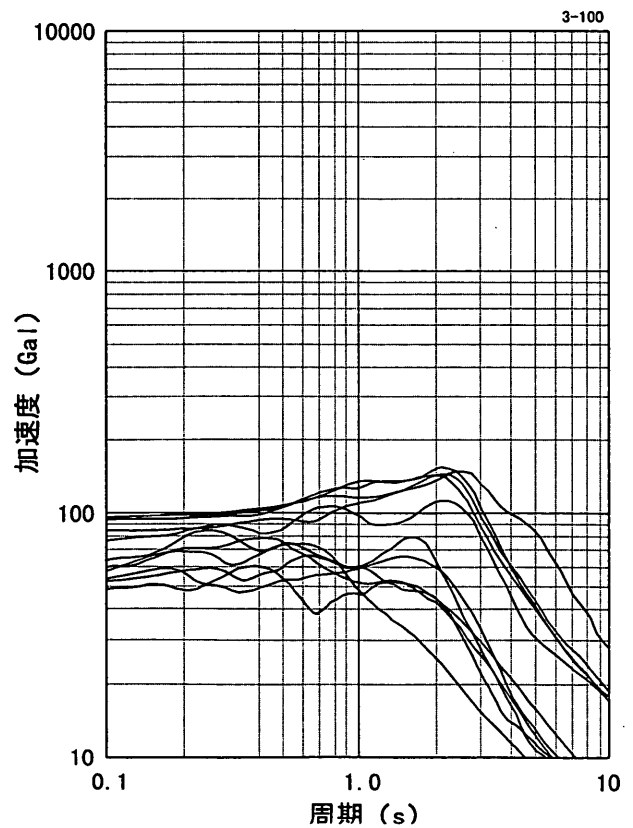


図-40(3) 加速度応答スペクトル (III種地盤, 入力基盤波100Gal, 減衰定数0.3)



### 5.2 抽出棧橋モデル

捨石層の斜面勾配は1:2を基準にし、この角度よりも急な勾配である1:1.5の斜面を有する棧橋（A棧橋）、緩やかな傾斜である1:4.2の斜面を有する棧橋（B棧橋）を解析対象とした。さらに、基礎地盤の形状が一般的なものは異なり、勾配が1:1.5になってはいるが、海側の杭には斜面部がない棧橋（C棧橋）も対象とした。

図-41にA棧橋、図-42にB棧橋、および図-43にC棧橋の標準断面図を示す。表-15に各棧橋の地盤と棧橋の固有周期を示す。同表より、どの棧橋建設地点の地盤種別もⅡ～Ⅲ種地盤に該当することが分かる。棧橋の固有周期はC棧橋以外は最も一般的な固有周期にあると考えられるが、C棧橋は海側の杭部分に捨石層がないため、通常のものより長い1.10sの固有周期となっている。

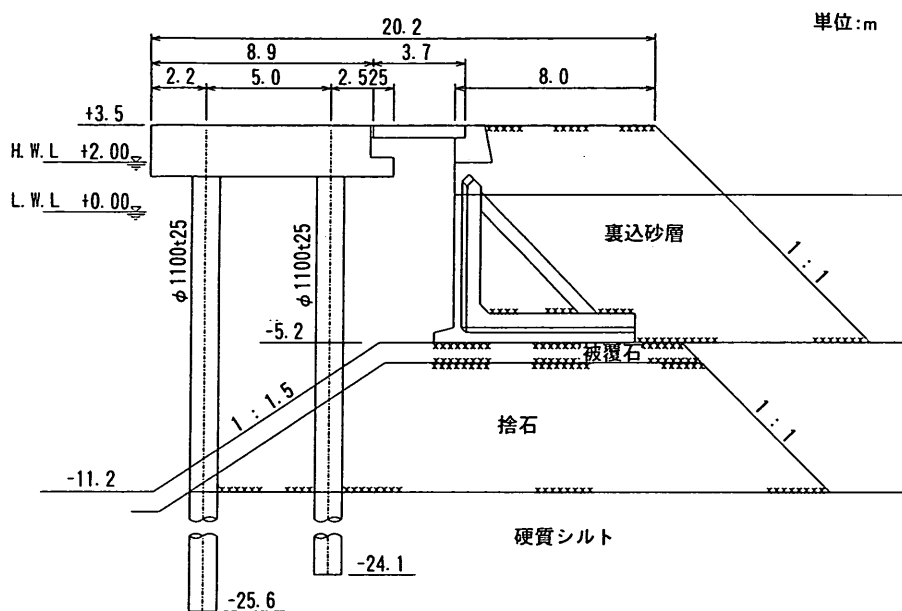


図-41 A棧橋標準断面図（傾斜角1:1.5）

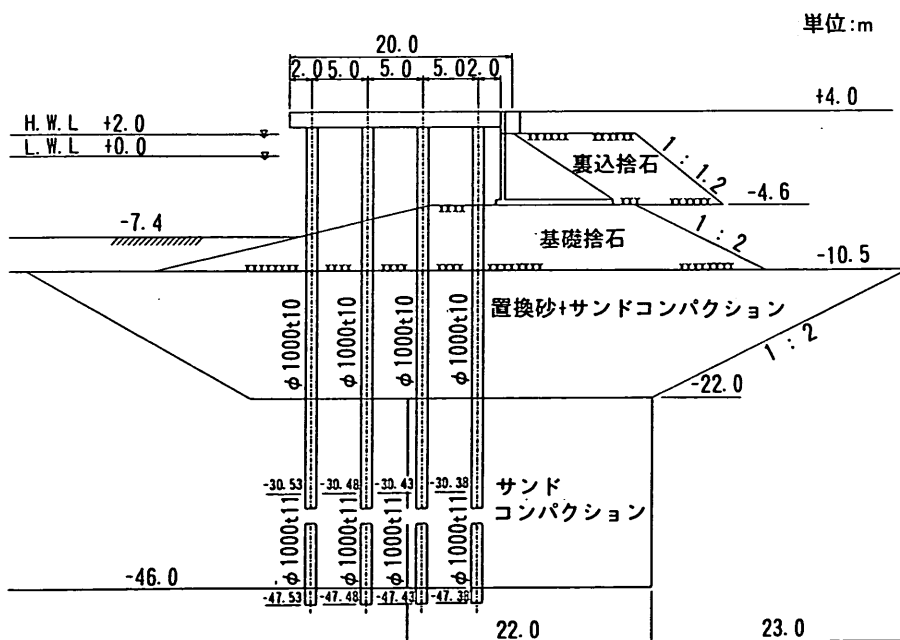


図-42 B棧橋標準断面図（傾斜角1:4.2）

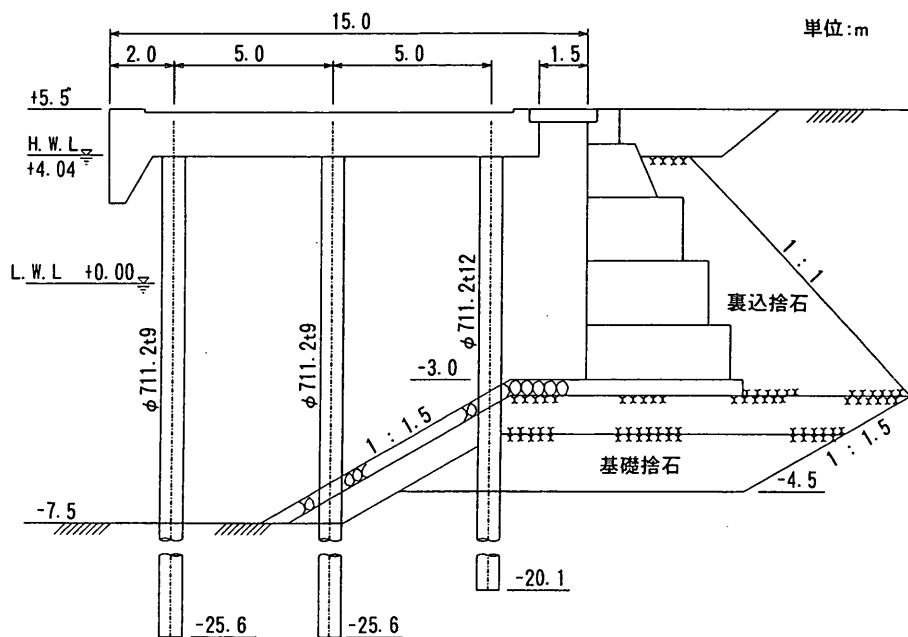


図-43 C栈橋標準断面図 (傾斜角1:1.5)

表-15 各栈橋の地盤・栈橋の固有周期

	地盤の固有周期(s)	栈橋の固有周期(s)
A栈橋	0.42	0.41
B栈橋	0.77	0.50
C栈橋	0.51	1.10

### 5.3 解析モデル

A栈橋モデルの有限要素分割を図-44に示す。栈橋モデルの節点数は756、要素数は698である。図-45に地盤条件モデルを示し、合わせて地盤の初期せん断弾性係数、ポアソン比、単位体積重量と初期減衰定数を示す。その他の解析条件は、3.で述べた条件と同様である。

同様に、B栈橋モデルの有限要素分割を図-46に示す。この栈橋モデルの節点数は1209、要素数は1134である。図-47に地盤条件モデルを示し、合わせて地盤の初期せん断弾性係数、ポアソン比、単位体積重量と初期減衰定数を示す。また、C栈橋モデルの有限要素分割を図-48に示す。栈橋モデルの節点数は1153、要素数は1065である。図-49に地盤条件モデルなどの解析条件を示す。

これらの解析モデルに、八戸波200Galを入力して計算を行った。

### 5.4 解析結果と考察

#### (1) 栈橋上部工の加速度

図-44で示したA～Eの各位置におけるA栈橋の応答加

速度の時刻歴を図-50に示す。栈橋上部工位置で最大約473Galの応答加速度が計算された。当該地盤の固有周期は0.42sで、Ⅱ種地盤として分類されるが、その場合には、220～400Galの加速度が前述の加速度応答スペクトルから推測されることになる。つまり、両者の比較から、加速度応答スペクトルは、少し小さめの応答加速度を与えていた。地盤の固有周期が0.4～0.6s付近は地盤種別の境界にあるため、このような差が生じたものと考えられる。

図-51に図-46で示したA～Eの各位置におけるB栈橋の応答加速度の時刻歴を示す。栈橋上部工位置で最大約131Galの応答加速度が計算された。Ⅲ種地盤であるので、栈橋の固有周期0.41sより得られる加速度応答スペクトルからの栈橋上部工の最大応答加速度は90～160Galとなり、両者はおおむね一致していた。

図-52に、同様に、図-48で示したA～Dの各位置におけるC栈橋の応答加速度の時刻歴を示す。栈橋上部工位置で最大約620Galの応答加速度が計算された。当該地盤条件は固有周期が0.51sであり、本稿ではⅢ種地盤に分

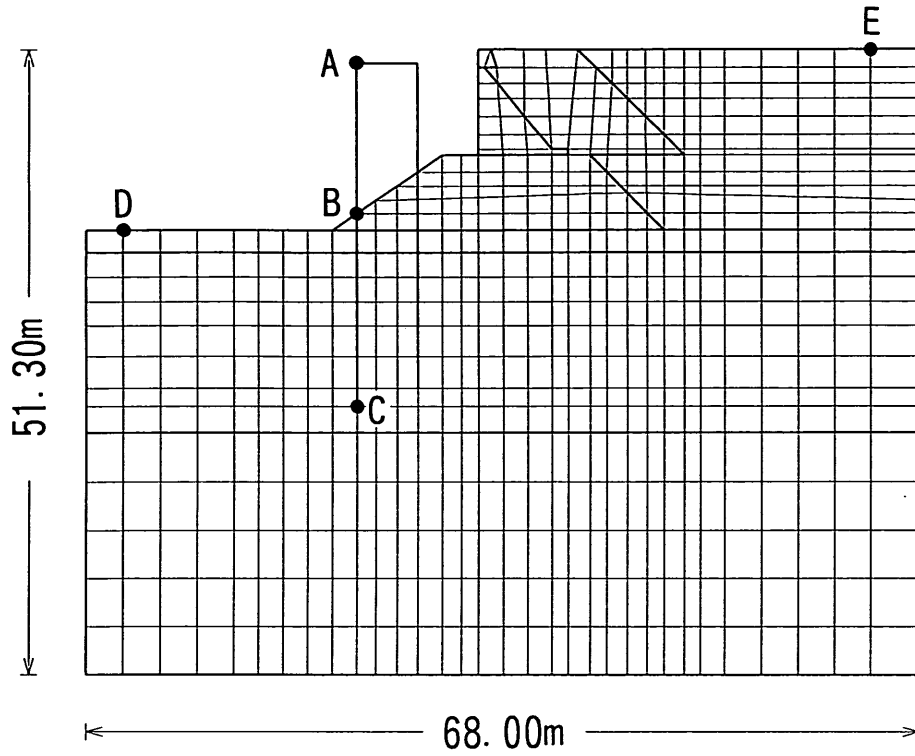


図-44 A棧橋有限要素分割図

土質番号	せん断弾性係数 ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )	ポアソン比	単位体積重量 ( $\text{tf}/\text{m}^3$ )	減衰定数 (比)
①	16530	0.480	1.800	0.020
②	1454	0.480	1.600	0.020
③	5914	0.200	1.700	0.020
④	23716	0.480	2.000	0.020
⑤	7122	0.480	1.800	0.020
⑥	1070000	0.170	2.300	0.020
⑦	833000	0.200	2.100	0.020

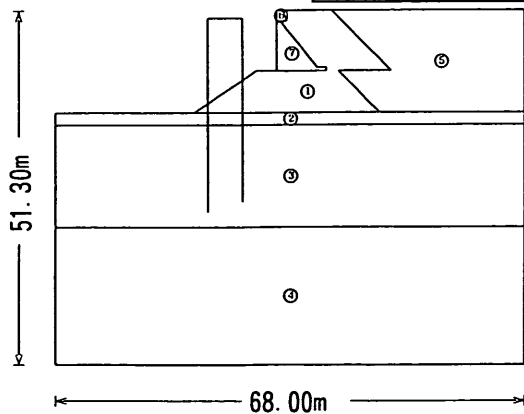


図-45 A棧橋地盤条件モデル

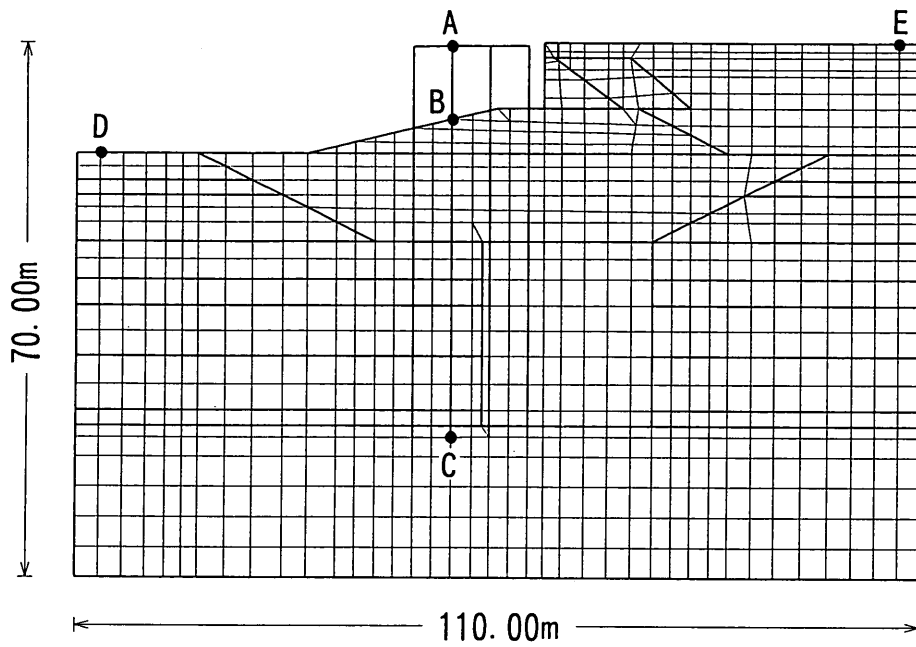


図-46 B栈橋有限要素分割図

土質番号	せん断弾性係数 (tf/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> )	剛度定数 (比)
①	361	0.480	1.420	0.020
②	708	0.480	1.420	0.020
③	1046	0.200	1.420	0.020
④	1121	0.480	1.420	0.020
⑤	1121	0.480	1.420	0.020
⑥	1754	0.480	1.420	0.020
⑦	2838	0.480	1.420	0.020
⑧	4696	0.480	1.420	0.020
⑨	7359	0.480	1.860	0.020
⑩	7517	0.480	1.900	0.020
⑪	23716	0.480	2.000	0.020
⑫	18367	0.480	2.000	0.020
⑬	7517	0.480	1.900	0.020
⑭	1070000	0.170	2.300	0.020
⑮	833000	0.200	2.100	0.020

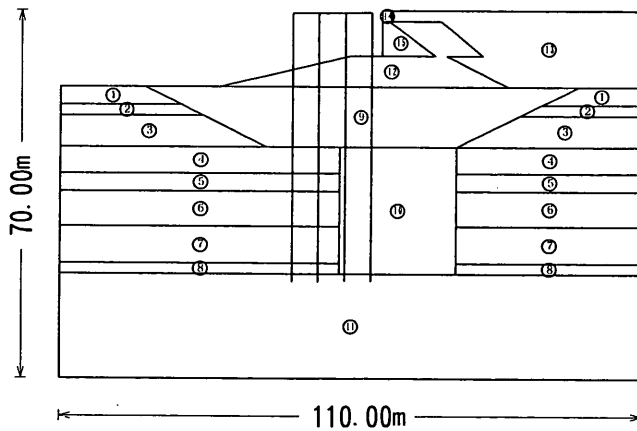


図-47 B栈橋地盤条件モデル

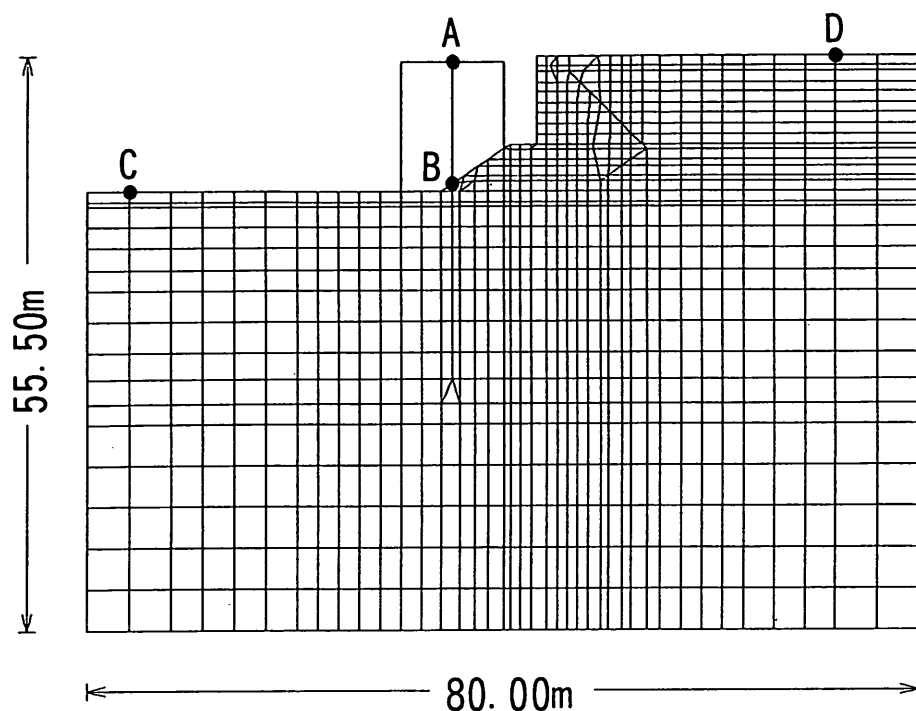


図-48 C栈橋有限要素分割図

土質番号	せん断弾性係数 (tf/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> )	減衰定数 (比)
①	3513	0.480	1.800	0.025
②	5199	0.480	1.800	0.025
③	6908	0.200	1.800	0.025
④	21345	0.480	1.800	0.026
⑤	18367	0.480	2.000	0.026
⑥	18367	0.480	2.000	0.026
⑦	18367	0.480	2.000	0.026
⑧	7913	0.480	2.000	0.026
⑨	857142	0.480	2.100	0.150

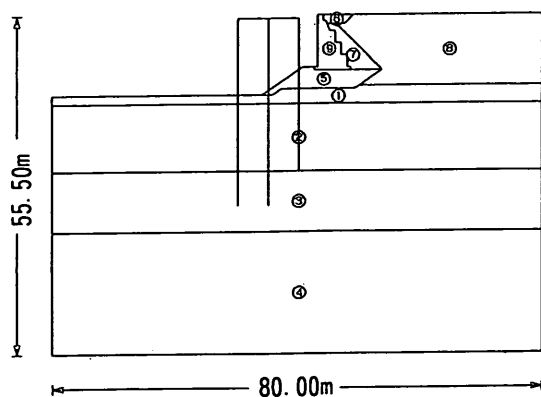


図-49 C栈橋地盤条件モデル

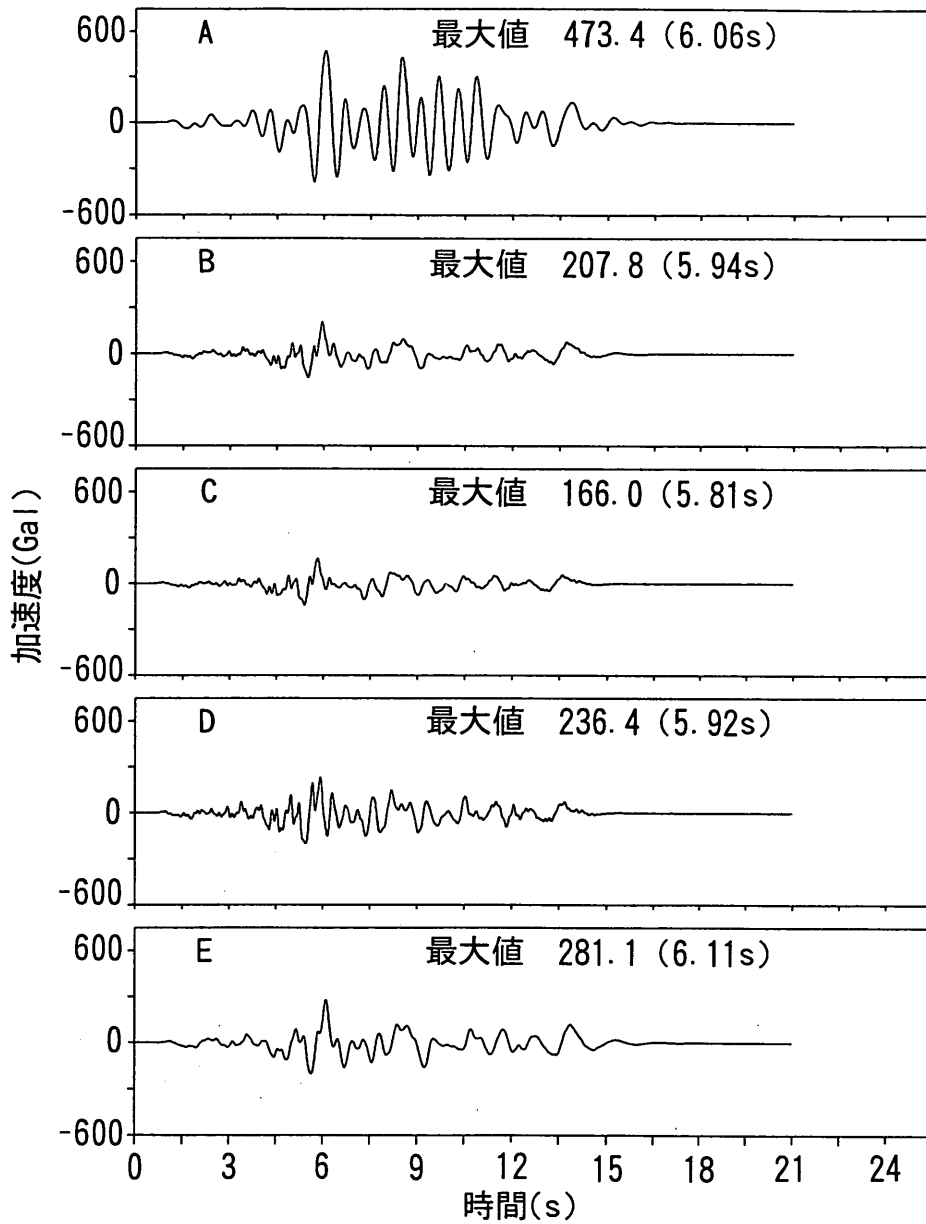


図-50 応答加速度の時刻歴図 (A栈橋: 八戸波200Gal)

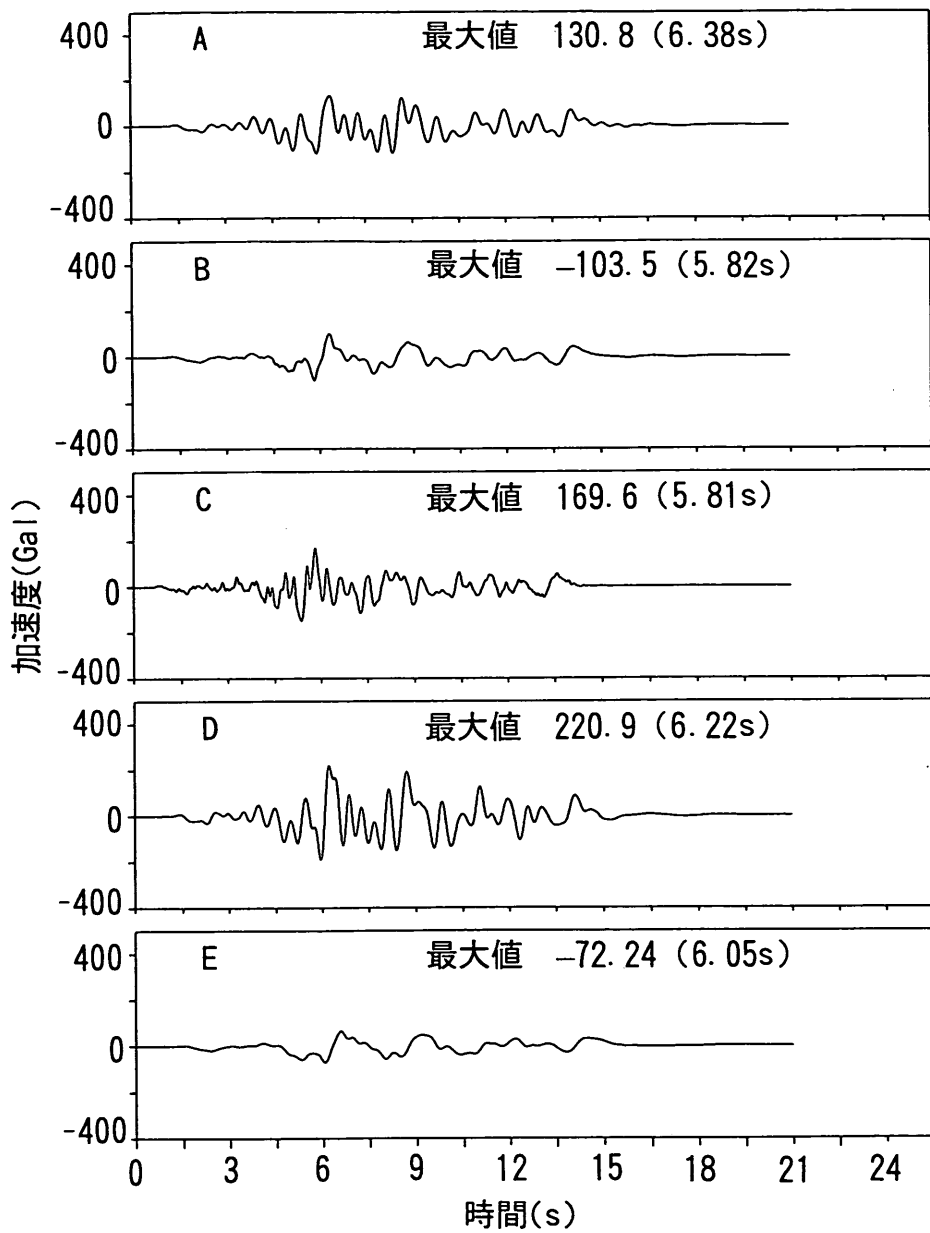


図-51 応答加速度の時刻歴図 (B栈橋 : 八戸波200Gal)

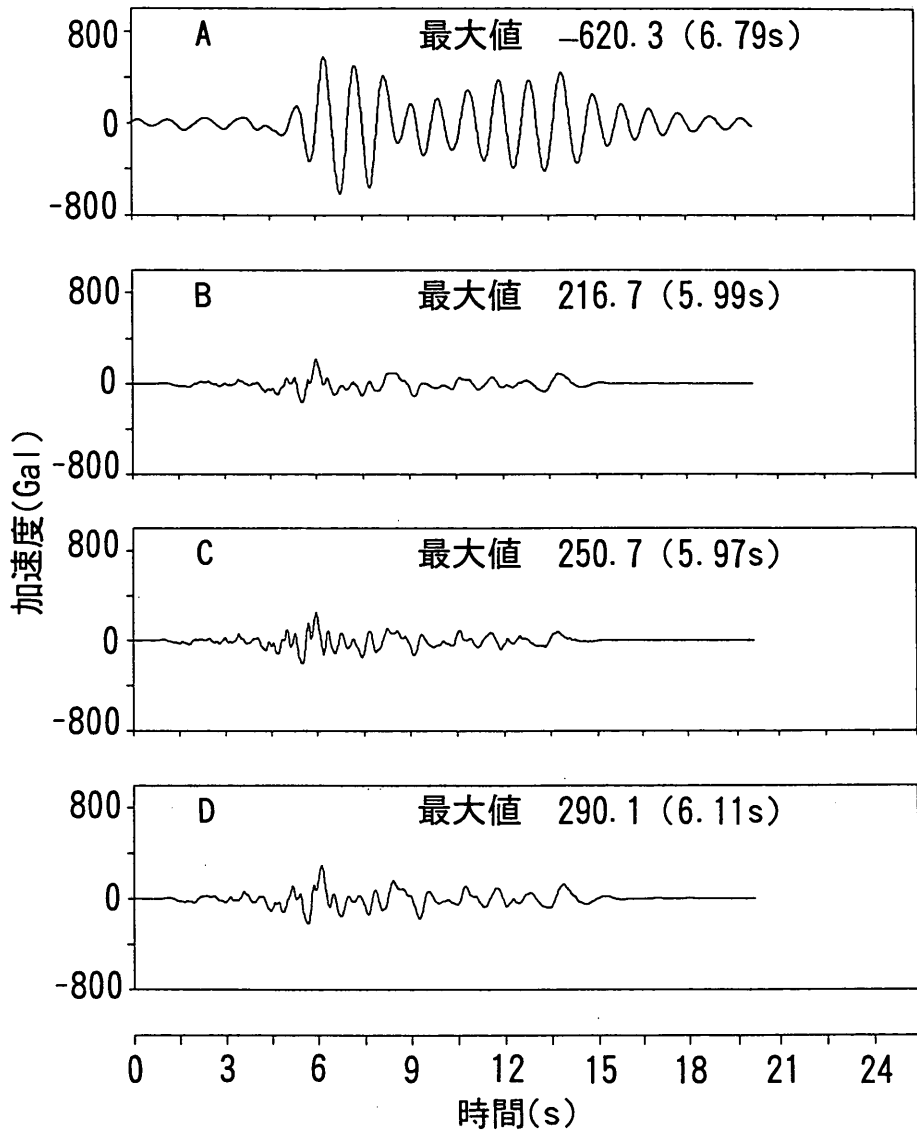


図-52 応答加速度の時刻歴図 (C栈橋：八戸波200Gal)

類されるが、その場合には栈橋の固有周期1.1sより栈橋上部工の最大応答加速度は4. で求めた加速度応答スペクトルから推測される加速度80~200Galよりもかなり大きな値となった。しかし、この地盤の固有周期は0.51sはⅡ種地盤に近いので、仮にⅡ種地盤として取り扱ったならば、150~620Gal程度の応答加速度になると推測され、両者の最大加速度はほとんど同じ値となった。

Ⅱ種地盤とⅢ種地盤との分けには検討の余地が残されているものの、捨石層の形状や傾斜角が変化しても、4. で求めた加速度応答スペクトルを用いると、栈橋上部工の最大応答加速度を精度良く推定できることがわかった。

(2) 杭頭曲げモーメント

図-53~55にそれぞれA栈橋、B栈橋、およびC栈橋で

の杭頭曲げモーメントの時刻歴を示す。各杭には、それぞれ海側から陸側に向かって番号を付している。A栈橋およびC栈橋では、最大モーメントは陸側の杭に発生しており、その値はそれぞれ約53tf・mおよび約68tf・mであった。一方、B栈橋での杭頭曲げモーメントの最大値は約16tf・mで、発生位置が、通常とは異なり、海側であった。これは、捨石層の傾斜角が緩やかであるため、ほとんど地表面が水平になっているのと同じ状況下にあったためであると考えられる。なお、これらの曲げモーメントの値は、前述と同様に、杭の剛性を杭振幅で除した結果であるので、実際に作用するモーメントとは異なる。

表-16に栈橋上部工での最大応答加速度と水平換算震度との関係を示す。この表を見ると、A栈橋の水平換算震度 $k_{req}$ と栈橋上部工最大応答加速度( $\alpha_{max}/g$ )との比は



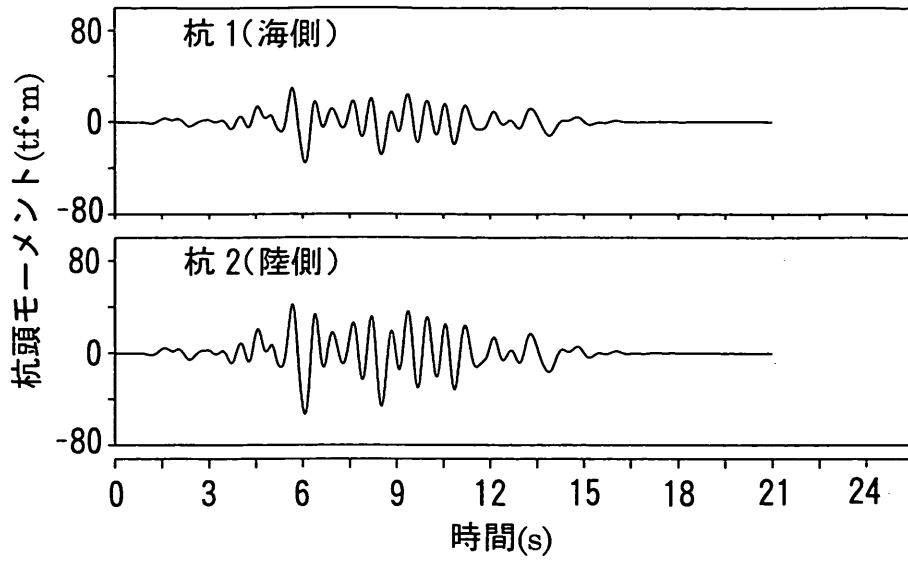


図-53 杭頭曲げモーメントの時刻歴波形図 (A棧橋：八戸波200Gal)

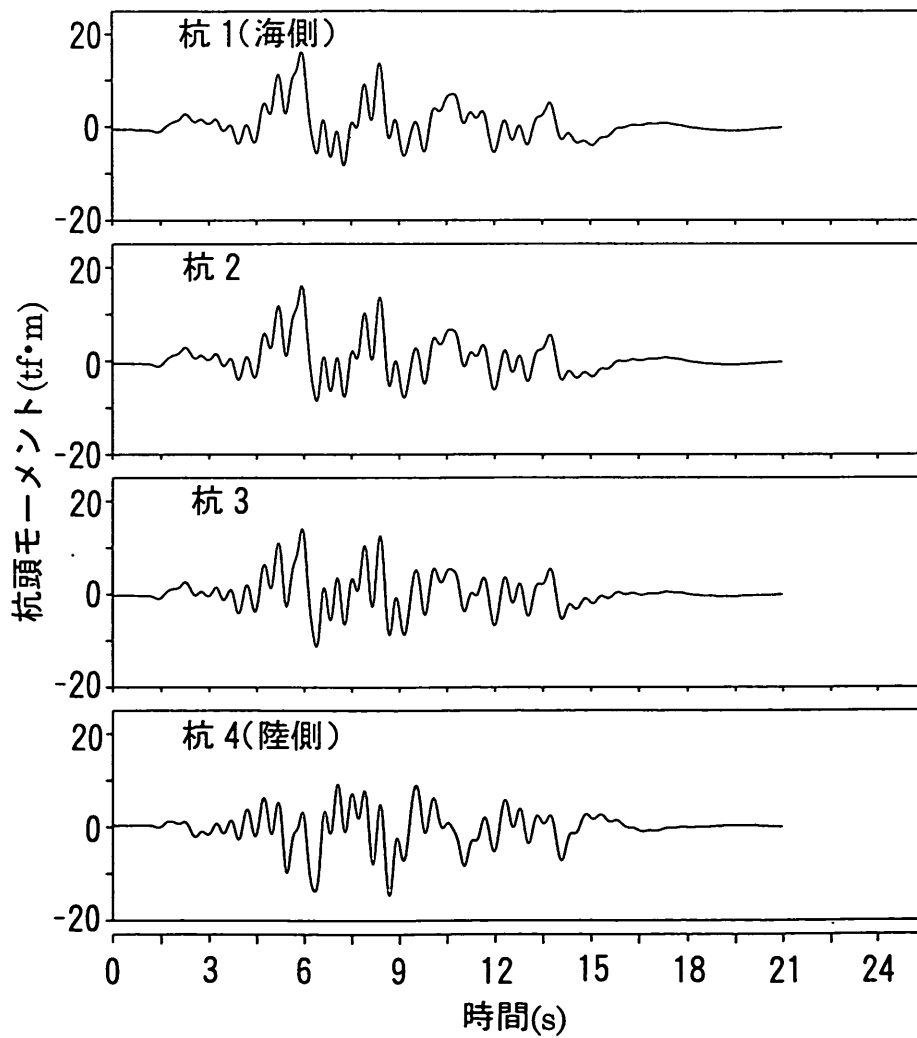


図-54 杭頭曲げモーメントの時刻歴波形図 (B棧橋：八戸波200Gal)

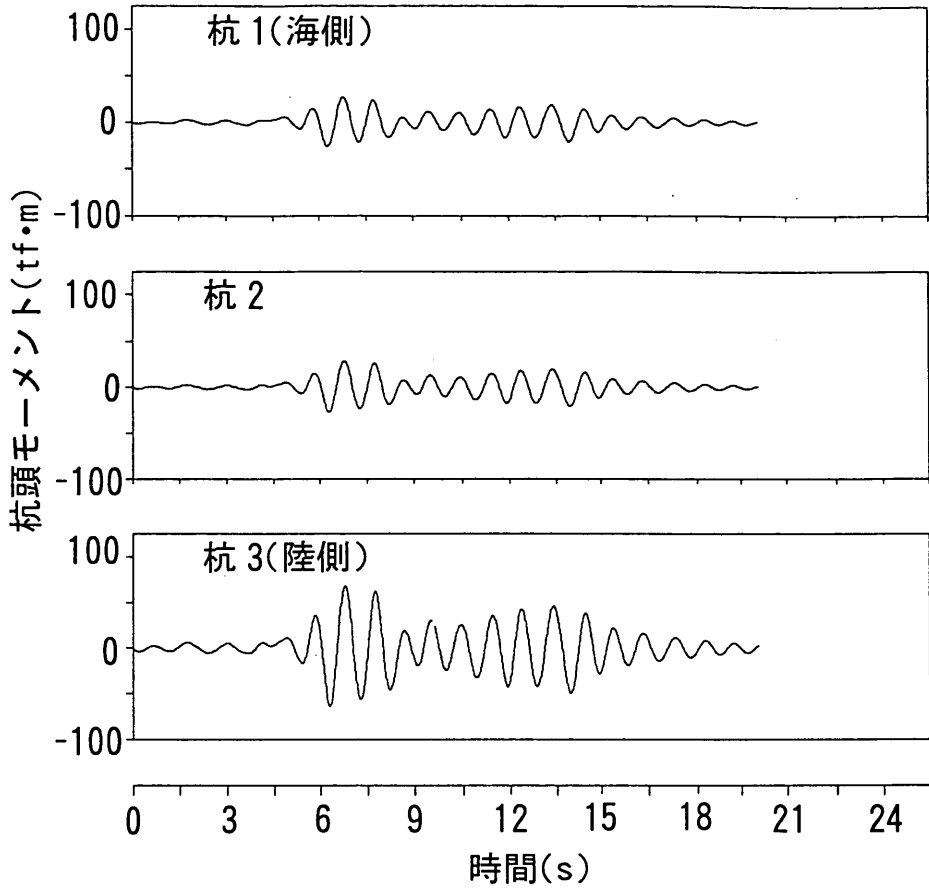


図-55 杭頭曲げモーメントの時刻歴波形図 (C栈橋：八戸波200Gal)

表-16 水平換算震度 $k_{req}$ と栈橋上部工最大応答加速度( $\alpha_{max}/g$ )との関係

	$k_{req}$	$\alpha_{max}/g$	$k_{req}/(\alpha_{max}/g)$
A栈橋	0.357	0.483	0.74
B栈橋	0.145	0.133	1.09
C栈橋	0.662	0.633	1.05

0.74で、表-9に示したⅡ種地盤での値と同じであった。しかし、B栈橋とC栈橋では、水平換算震度が栈橋上部工最大応答加速度( $\alpha_{max}/g$ )を上回っており、その比が1を越えていた。したがって、捨石層の傾斜角が緩やかな場合には、ほとんど水平地盤上に建設された栈橋の動的挙動と同じになり、斜面により振動を抑制する効果が薄れてしまうと言える。また、C栈橋のように栈橋直下の一部とは言え水平部分が存在する場合にも、同様の傾向が見られた。

(3) 考察

これらの結果より、捨石層の形状や斜面勾配が変化しても、本稿で提案した加速度応答スペクトルを用いることによって、栈橋上部工の最大応答加速度を推定できた。

しかし、栈橋直下の捨石層が緩やかな場合や一部でも水平部分がある場合は、適当な斜面勾配を有する基礎地盤上の栈橋と比べて、栈橋上部工最大加速度が同じであっても杭頭に働くモーメントが大きくなる可能性が大きいことがわかった。言い換えれば、式(10)で示した関係が成立するためには、基礎地盤の傾斜角が1:2~1:1.5程度にあることが必要と言える。

したがって、何らかの理由で栈橋直下の捨石層を一般的な形状にできない場合は、設計の際に注意を払う必要がある。

6. 栈橋の設計震度に関する考察

6.1 解析の目的

既に述べたように、過去に栈橋が地震被害を受けたことはほとんどない。塩釜港貞山埠頭3号岸壁(設計震度0.05)は、1978年6月12日の宮城県沖地震を経験したが、栈橋は無被害であった<sup>9)</sup>。しかし、隣接する重力式護岸(水平震度0.05で設計されている)は地震により変位が生じるなどの被害を受けた。すなわち、実際には重力式護岸の設計震度を越える地震力を本栈橋も受けたものと

想定されるため、この棧橋を解析することにより棧橋の設計震度に関する考察を行う。

なお、当棧橋の地盤の固有周期は1.02s、棧橋の固有周期は0.41sであった。

### 6.2 解析モデルの概要

計算方法、計算条件などは3. で述べたものと同じである。図-56に棧橋の標準断面図を、図-57に有限要素分割

を示す。棧橋モデルの節点数は1195、要素数は1104である。また、図-58に地盤条件モデル、および地盤の初期せん断弾性係数、ポアソン比、単位体積重量と初期減衰定数を示す。入力地震波は、当該港湾での基盤入力波が観測されていなかったため、比較的近郊の大船渡港で観測された基盤波を用いた。この基盤波は、前述の計算で使われた大船渡港と同じものである。最大基盤加速度は161.2Galである。

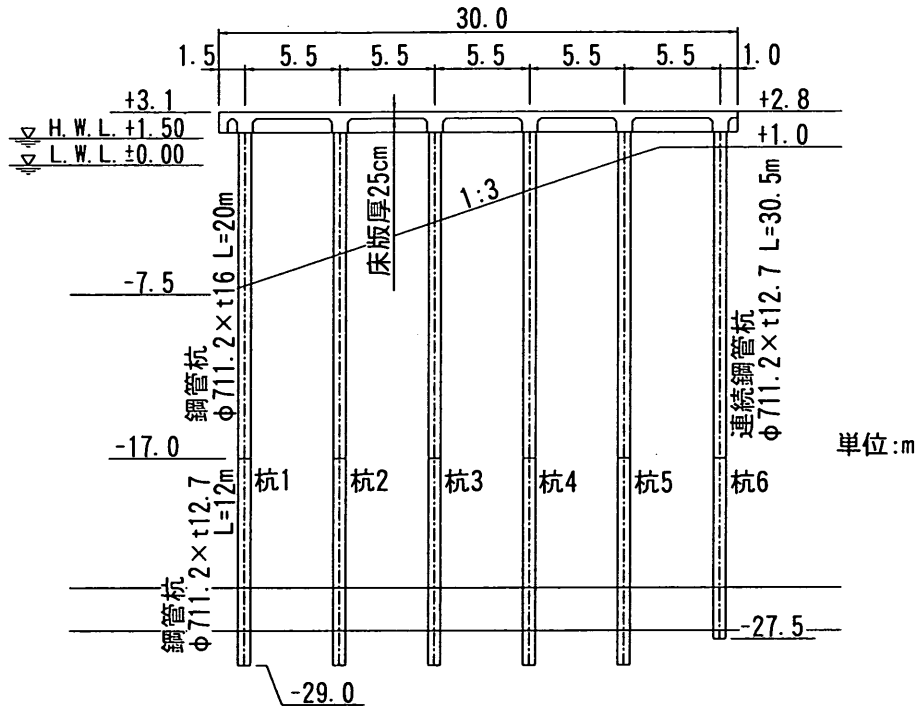


図-56 塩釜港貞山埠頭3号岸壁標準断面図

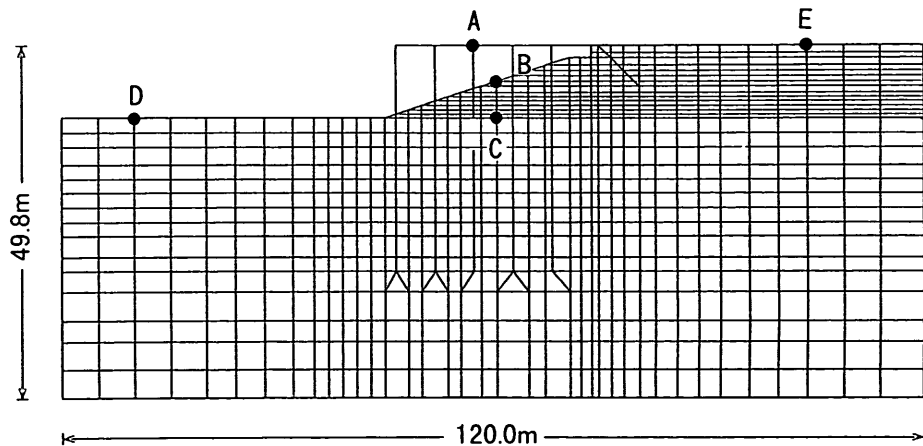


図-57 有限要素分割図

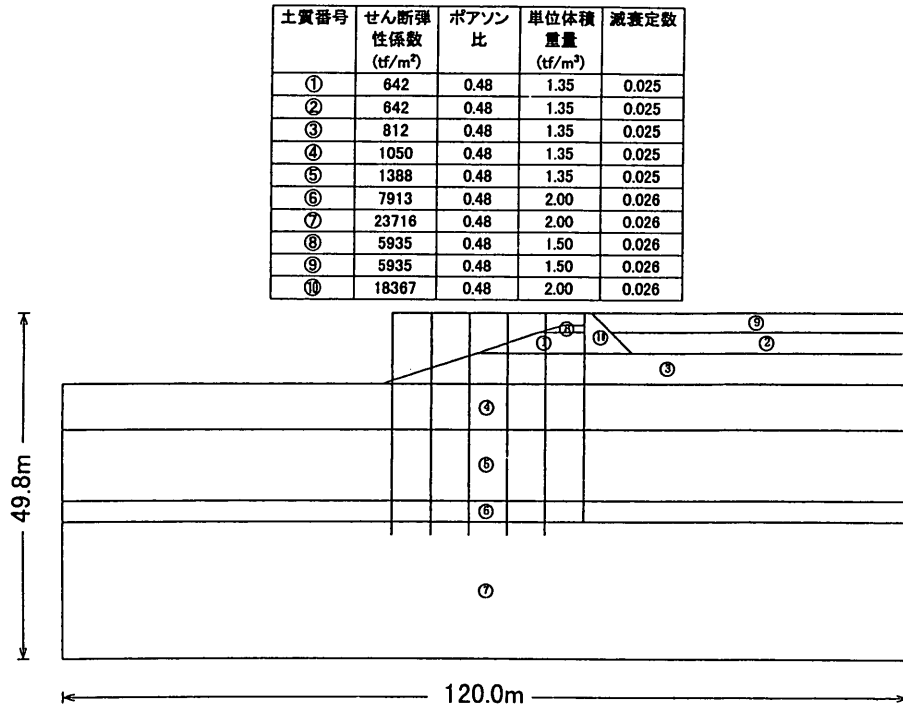


図-58 地盤条件モデル

### 6.3 解析結果と考察

#### (1) 加速度

図-57に示した位置での加速度の時刻歴を図-59に示す。この地震の際に、塩釜港の地表面で観測された最大加速度はE-W成分が288Gal、N-S成分が299Galであった。この加速度は、解析により得られた値である222.8Gal(背後地表面での最大値)よりも若干大きく、言い換えれば本解析は少し小さめの加速度を入力あるいは計算していることになる。

#### (2) 杭頭曲げモーメント

図-60に杭頭モーメントの時刻歴を示す。上図が海側の杭で順次陸側の杭の曲げモーメントを示している。この最大曲げモーメントと設計計算による曲げモーメントとの比較を表-17に示す。表中の「水平震度0.1相当」は、水平震度を0.1とした場合に、ラーメンモデルから求まる杭頭に生じる曲げモーメントの計算値である。この値

を用いて得られた水平換算震度を同表に示している。表-17から、杭2, 3, 4の杭頭に設計震度0.13相当の曲げモーメントが計算されているにもかかわらず、設計震度0.05で設計された栈橋は破壊を免れたことになる。

#### (3) 考察

FLUSHによる解析の結果、本栈橋には設計震度を越える大きな地震力が作用した可能性があるにもかかわらず、被害はまったく確認されていなかった。また、4.で示した加速度応答スペクトルから想定すると、当該地域がⅢ種地盤に分類されることと、入力基盤加速度が約161Galであることから、基盤加速度が150Galの平均スペクトルを用いれば、栈橋上部工で約130Galの応答加速度が推定される。この応答加速度を図-35および式(10)に示した関係を用いて、杭頭に最大曲げモーメントを与える水平換算震度をラーメンモデルにより求めると、水平震度は0.12~0.09となった。これらのことから、当栈橋

表-17 各杭の曲げモーメントと換算震度

杭番号	杭1 (海側)	杭2	杭3	杭4	杭5	杭6 (陸側)
最大曲げモーメント (tf・m)	13.45	13.91	14.4	12.93	9.314	34.83
水平震度0.1相当 (tf・m)	6.0	6.84	7.92	9.24	10.98	74.64
水平換算震度	0.12	0.13	0.13	0.13	0.085	0.047

注：杭6は鋼管矢板構造である

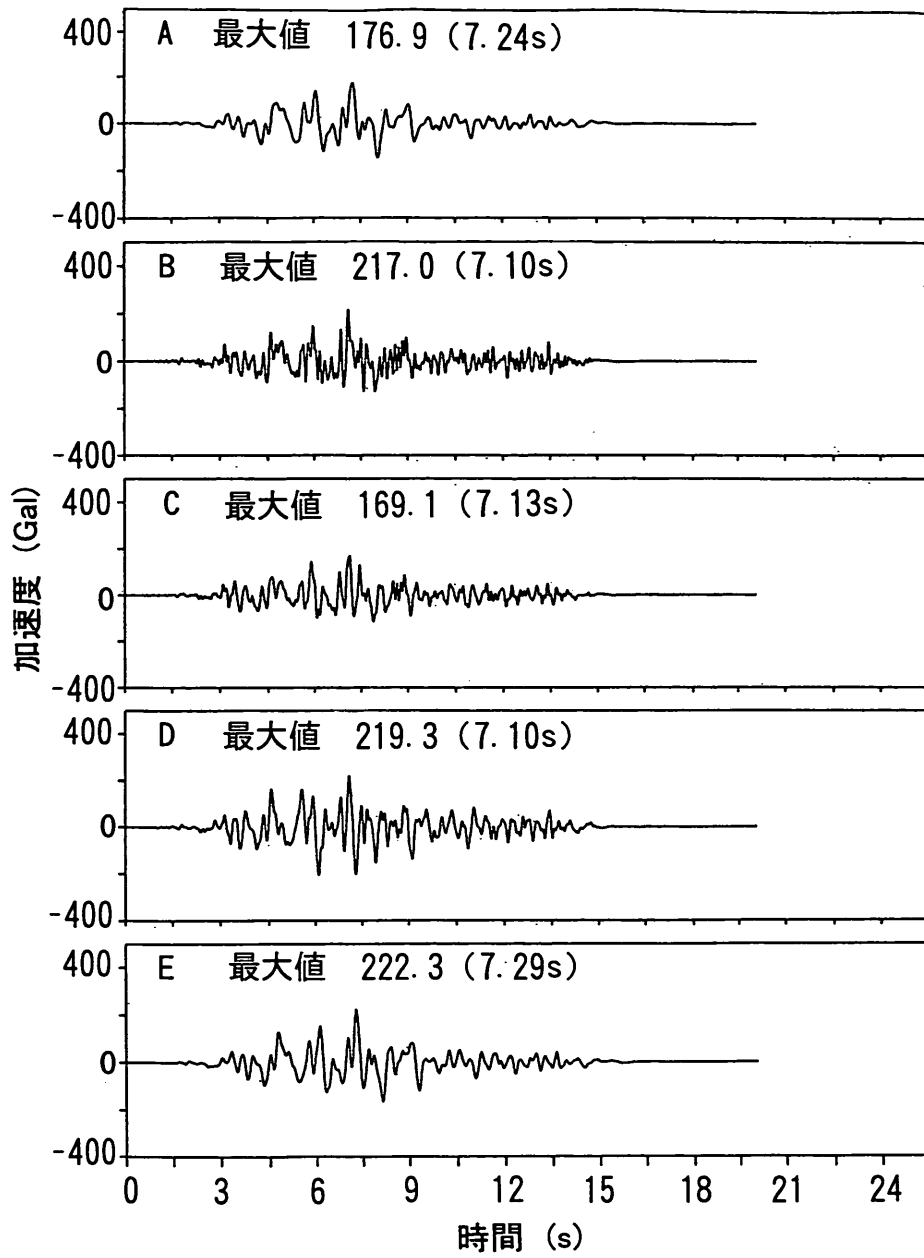


図-59 応答加速度の時刻歴図

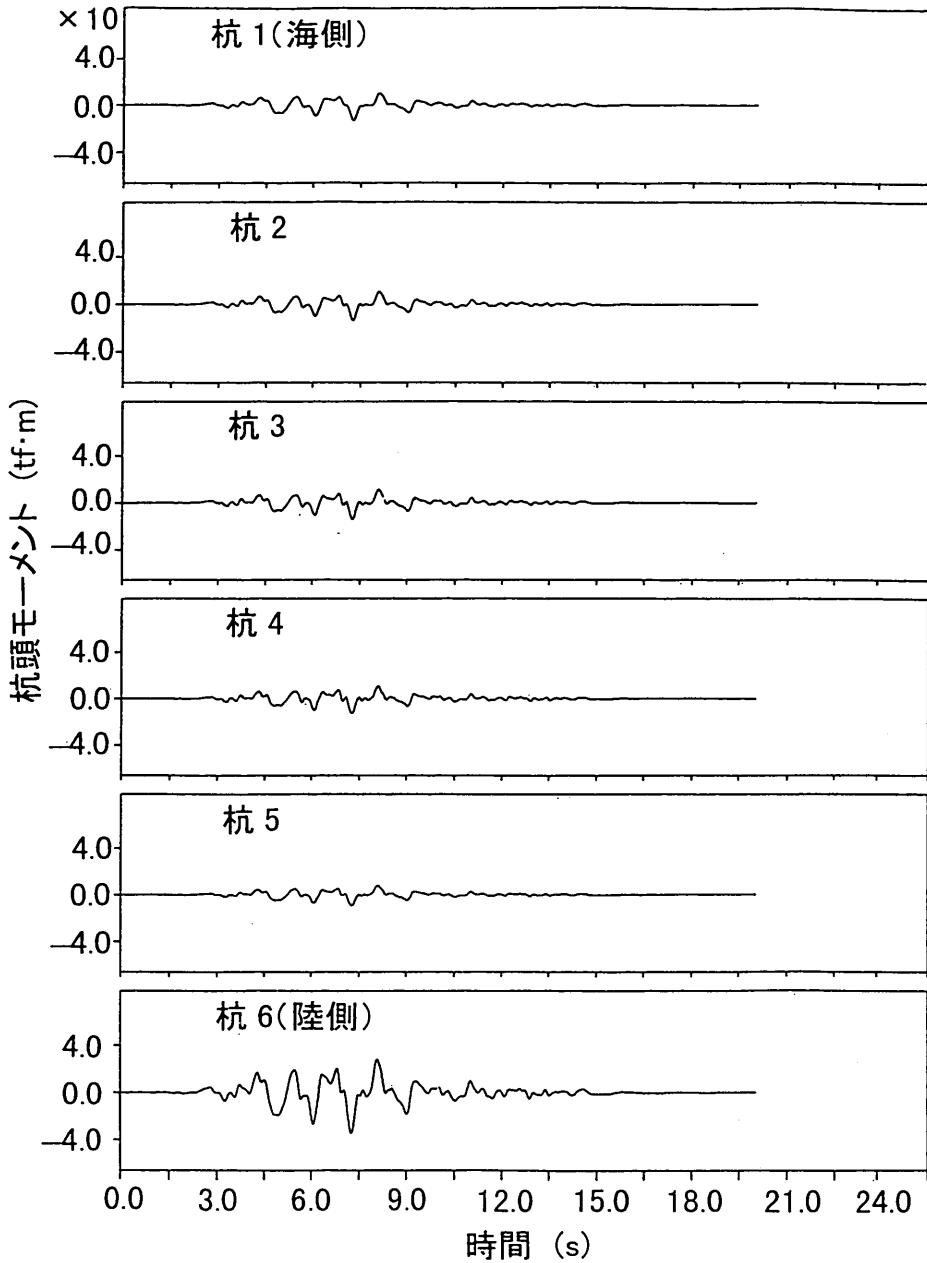


図-60 杭頭曲げモーメントの時刻歴波形図

は無被害であったが、設計震度を越える地震動が入力した結果、杭の塑性化によるエネルギー吸収などの現象が実際は生じていたことも、この現象を説明する可能性のひとつとして考えられる。

本栈橋は設計震度により断面諸量が定められているので、設計震度0.05が作用したときに地震時許容応力度、すなわちおおむね降伏応力度に達することになる。そこで、ニューマークのエネルギー一定則により杭が許容塑性変位に達したときの相当震度を試算する。現状では栈

橋鋼管杭の許容塑性率が定められていないので、ここでは道路橋示方書<sup>7)</sup>を参考に便宜的に許容塑性率を4とすると、おおむね0.13程度の地震力まで計算上は耐えられる。このように、エネルギー一定則あるいはそれに類似の現象が地震時に栈橋に生じていると考えると、許容応力度ベースでの設計震度を加速度応答スペクトルで求めた値よりも低減できることになる。また、提案した加速度スペクトルによって栈橋の杭が弾性限度内に入っているかどうかの照査を行ってもよい。ただし、この場合の

弾性限度とは、栈橋の荷重—水平変位関係において顕著な非線形性が現れるまでの時点である。数例の試算結果から、鋼管杭の塑性変形をある程度許容すると、本研究で提案した平均加速度応答スペクトルから定まる設計震度をさらに60%程度に低減（塑性率4程度に相当）しても安全性は確保できるものと思われる。この点に関してはさらに詳細な検討が必要であるが、栈橋の設計震度を経済性からの要求も満たしつつ合理的に求めるには、加速度応答スペクトルによる設計震度の設定が1つの有効な手法となると思われる。

## 7. まとめ

本研究の結果得られた主要な結論は以下のとおりである。

- (1) 栈橋建設地点での海底面下 $1/\beta$ 位置での応答加速度から算定した加速度応答スペクトルは、地盤種別に関係なく栈橋上部工の応答加速度をほぼ推定することができた。
- (2) 栈橋建設地盤の固有周期に応じて、SHAKEによる加速度応答スペクトルを求める際の減衰定数を0.1～0.3にとれば、2次元モデルで得られる構造物の応答とほぼ一致した。
- (3) 栈橋の固有周期が地盤の固有周期より短い場合、地震時には地盤の固有周期が長くなり栈橋の固有周期に近づくため、共振現象が起こる可能性があった。
- (4) 地盤種別および入力加速度別に耐震設計に適用可能な加速度応答スペクトルを提案した。
- (5) 栈橋直下の捨石層の斜面勾配や形状が一般的な栈橋諸元と異なっても、提案した加速度応答スペクトルはおおむね適用できた。ただし、栈橋杭頭部に働く曲げモーメントは、若干危険側の評価をする可能性があった。
- (6) 地震時に被害を受けなかった栈橋の逆解析により、今回提案する加速度応答スペクトルにより求めた水平震度は安全側の応答を与えた。

## 8. あとがき

本稿では、栈橋の耐震設計法を栈橋の地震時応答特性を考慮した方法によって行うことを提案した。しかし、栈橋の地震時挙動の詳細については未解明の事項も多く残されており、今後模型振動実験、現地観測などをおとして解明を図っていく予定である。また、レベル2地震動に対しても、加速度応答スペクトルから求まる設計震度に対して保有耐力法による照査を行うことの妥当性を検討しており、今後発表する予定である。

本研究の実施にあたっては、当所の稲富隆昌前特別研究官および井合進地盤震動研究室長のご指導を得たことに感謝の意を表します。また、地震波は構造部地盤震動研究室より提供を受けたこと、および図面の作成に構造強度研究室のメンバーのご協力をいただいたことを記して、感謝いたします。

(1998年3月31日受付)

## 参考文献

- 1) 稲富隆昌ほか：1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害状況，港湾技研資料，No.857，1997.
- 2) 南兼一郎ほか：神戸港T栈橋の地震被害状況と静的および動的解析，基礎工，Vol.25，No.9，pp.112～119，1997.
- 3) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，1989.
- 4) 横田 弘・竹鼻直人・南兼一郎，川端規之：鋼管杭式栈橋の耐震設計法に関する考察，構造工学論文集，Vol.44A，1998年3月，pp.1613～1622.
- 5) 運輸省港湾局監修：埋立地の液状化対策ハンドブック，沿岸開発技術研究センター，1993.
- 6) 稲富隆昌，高木保志，風間基樹：鋼直杭式栈橋の地震観測と動的解析，港湾技研資料，No.615，1988.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，pp.167～172，1996.
- 8) 土田 肇ほか：1978年宮城県沖地震港湾被害報告，港湾技研資料，No.325，1979.

付録A 入力地震波



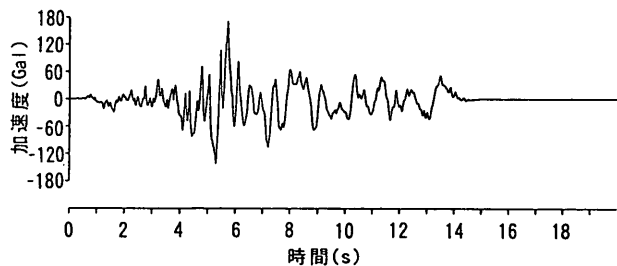


図-A1(1) 十勝沖地震八戸波の加速度記録

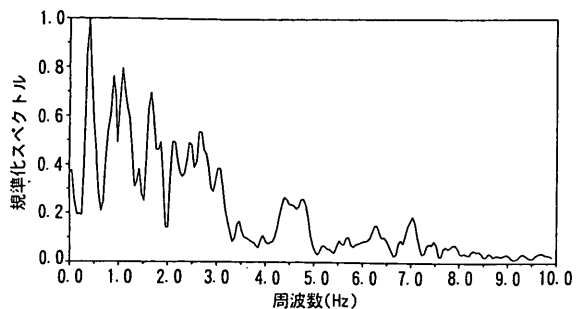


図-A1(2) 十勝沖地震八戸波のフーリエスペクトル

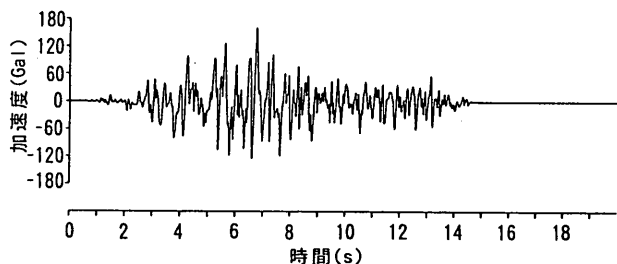


図-A2(1) 宮城県沖地震大船渡波の加速度記録

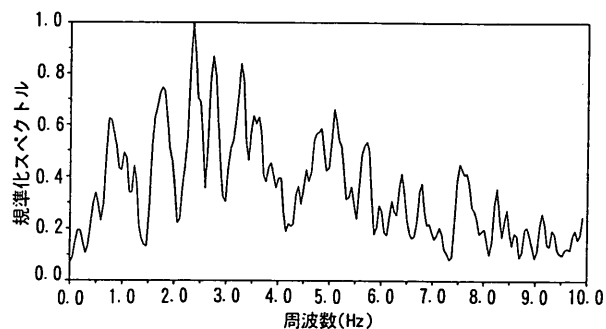


図-A2(2) 宮城県沖地震大船渡波のフーリエスペクトル

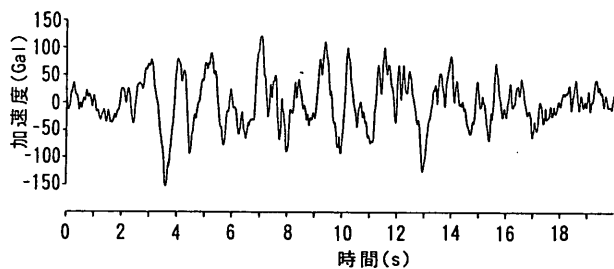


図-A3(1) 日本海中部地震秋田波の加速度記録

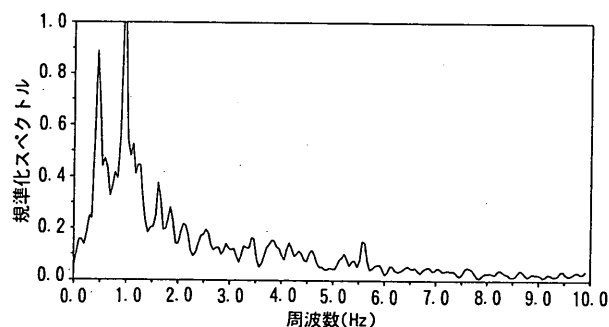


図-A3(2) 日本海中部地震秋田波のフーリエスペクトル

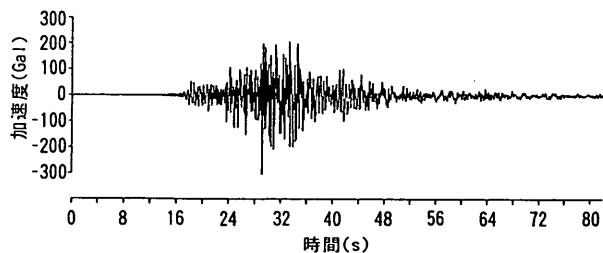


図-A4(1) 釧路沖地震釧路波の加速度記録

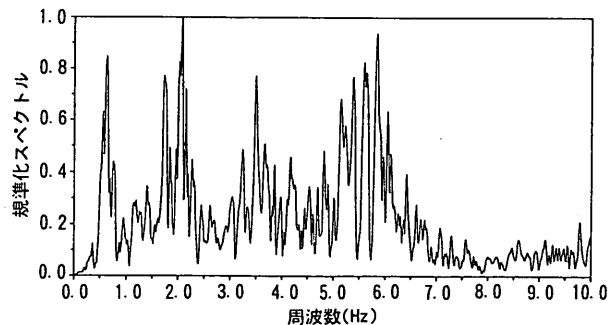


図-A4(2) 釧路沖地震釧路波のフーリエスペクトル

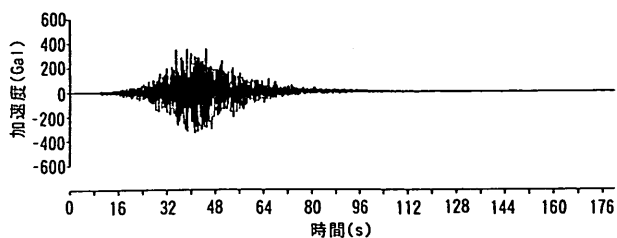


図-A5(1) 北海道東方沖地震花咲波の加速度記録

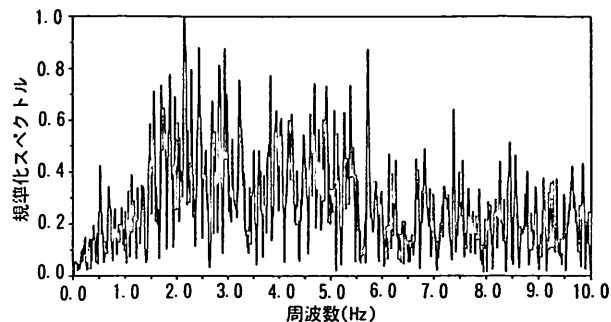


図-A5(2) 北海道東方沖地震花咲波のフーリエスペクトル

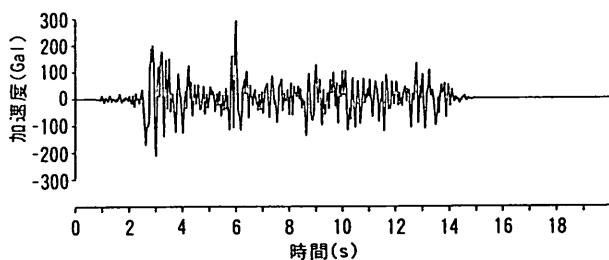


図-A6(1) 宮城県沖地震開北橋波の加速度記録

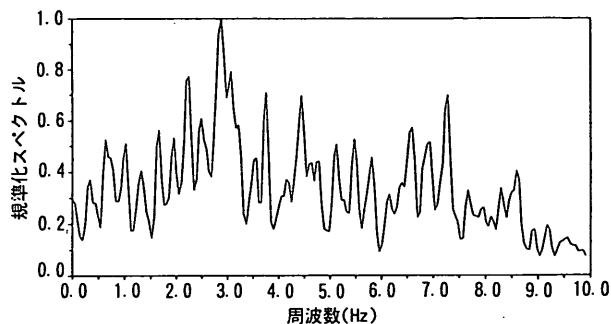


図-A6(2) 宮城県沖地震開北橋波のフーリエスペクトル

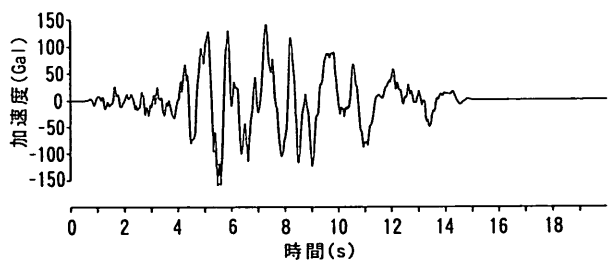


図-A7(1) 十勝沖地震八戸波の加速度記録

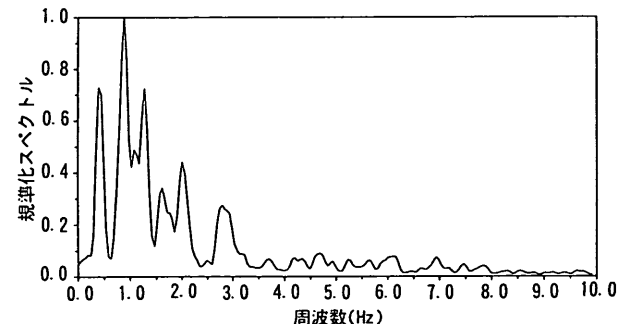


図-A7(2) 十勝沖地震八戸波のフーリエスペクトル

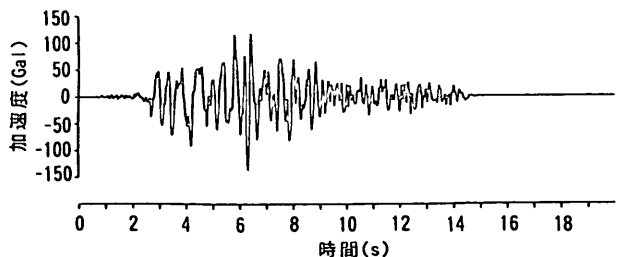


図-A8(1) 宮城県沖地震大船渡波の加速度記録

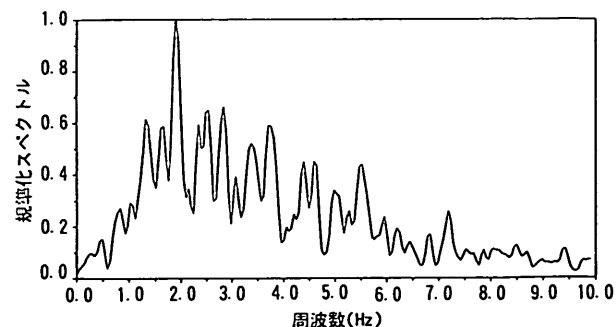


図-A8(2) 宮城県沖地震大船渡波のフーリエスペクトル

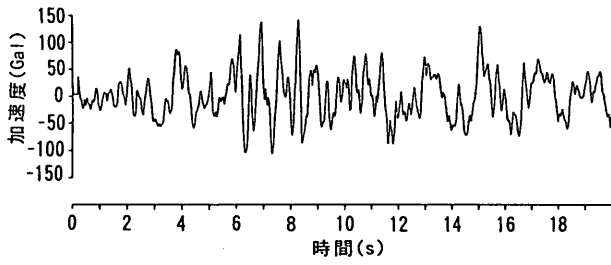


図-A9(1) 日本海中部地震秋田波の加速度記録

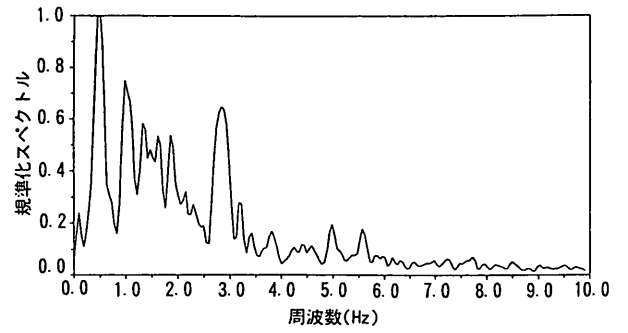


図-A9(2) 日本海中部地震秋田波のフーリエスペクトル

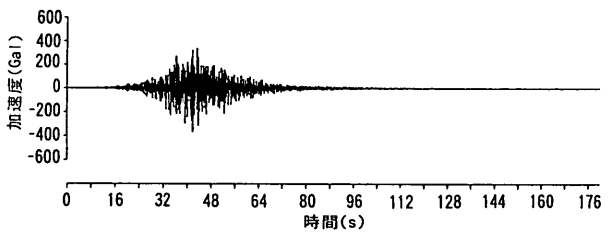


図-A10(1) 北海道東方沖地震花咲波の加速度記録

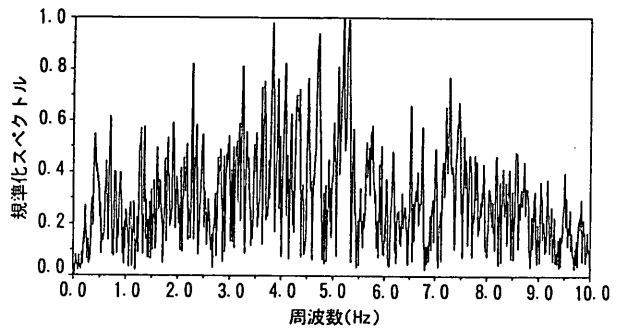


図-A10(2) 北海道東方沖地震花咲波のフーリエスペクトル

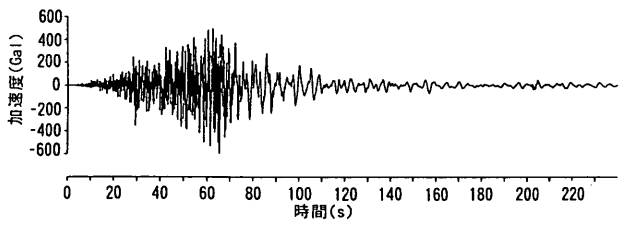


図-A11(1) 北海道南西沖地震函館波の加速度記録

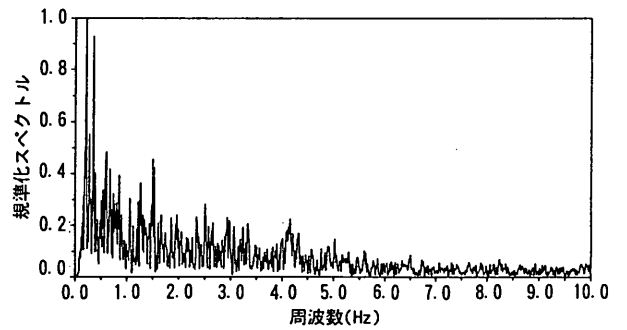


図-A11(2) 北海道南西沖地震函館波のフーリエスペクトル

付録B 加速度応答スペクトル

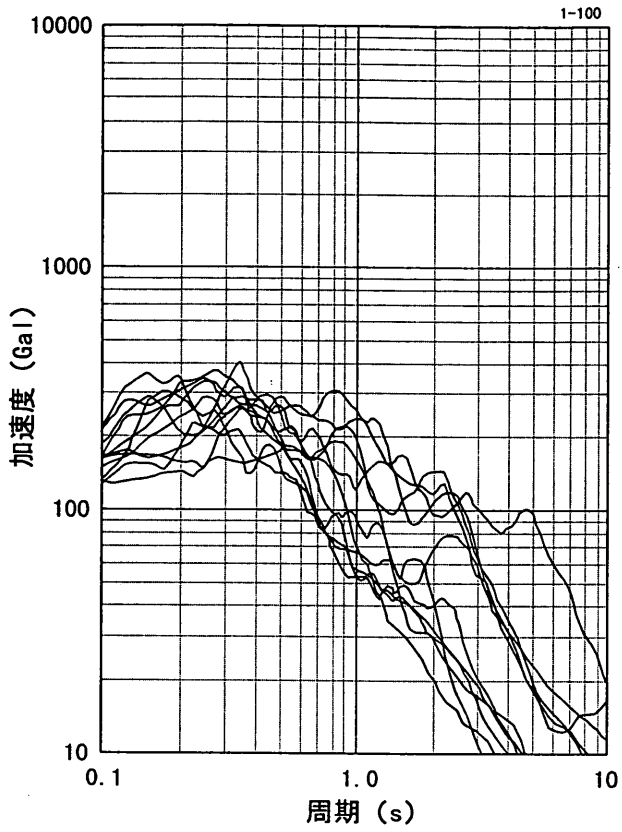


図-B1(1) 加速度応答スペクトル

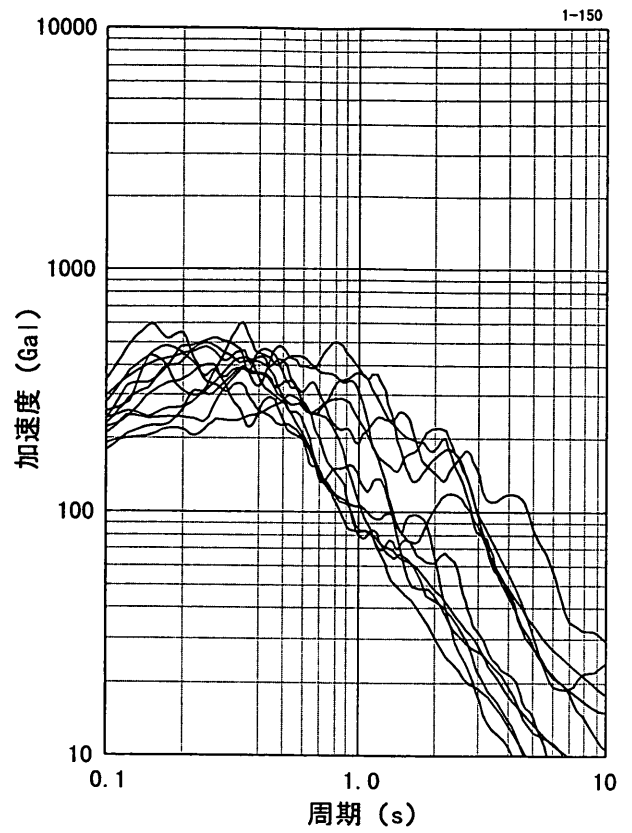


図-B1(2) 加速度応答スペクトル

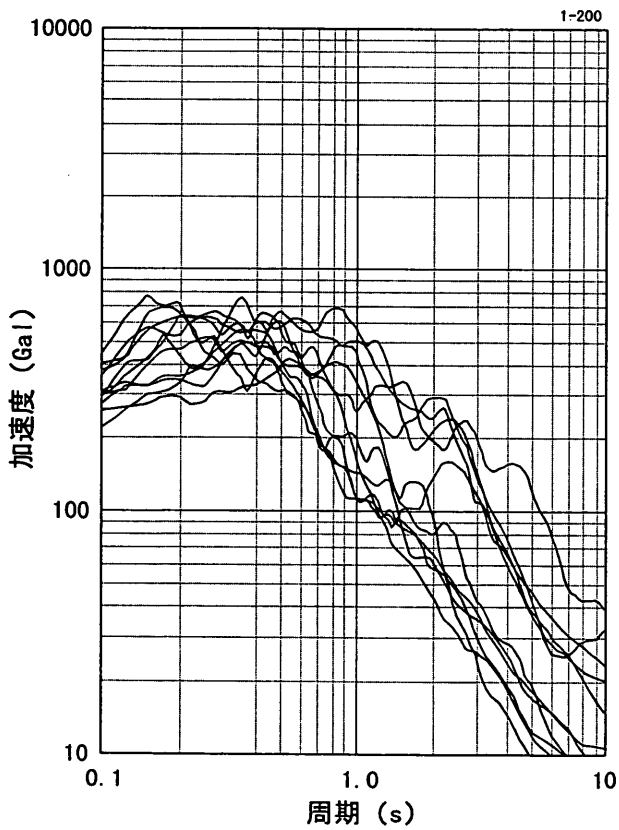


図-B1(3) 加速度応答スペクトル

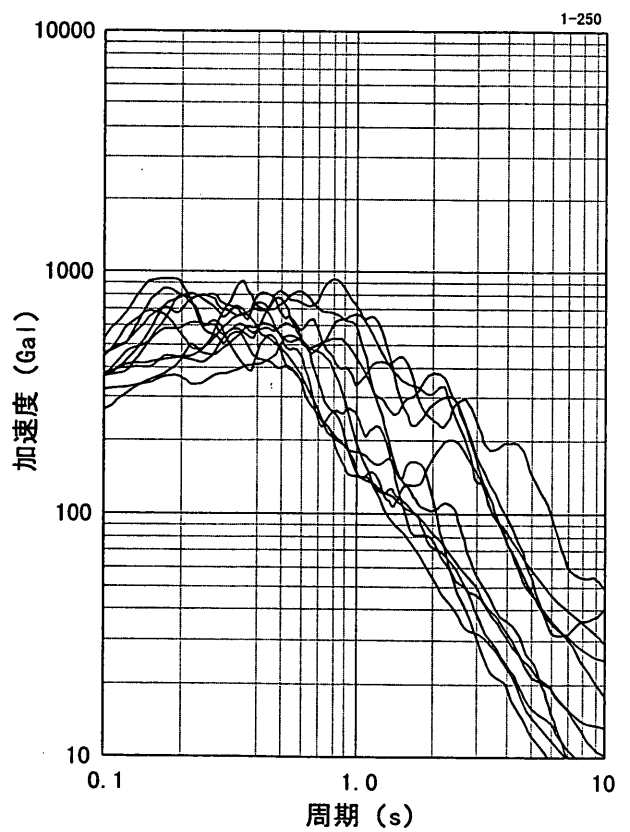


図-B1(4) 加速度応答スペクトル

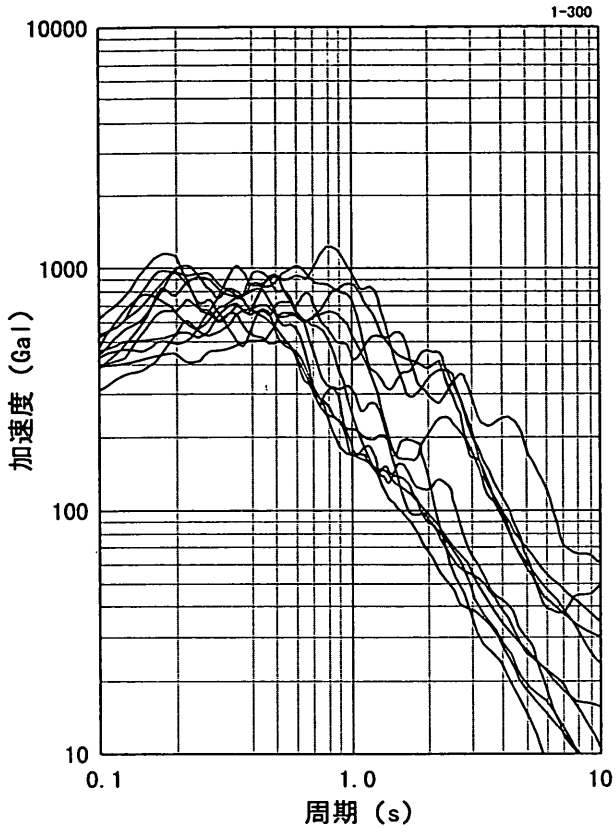


図-B1(5) 加速度応答スペクトル

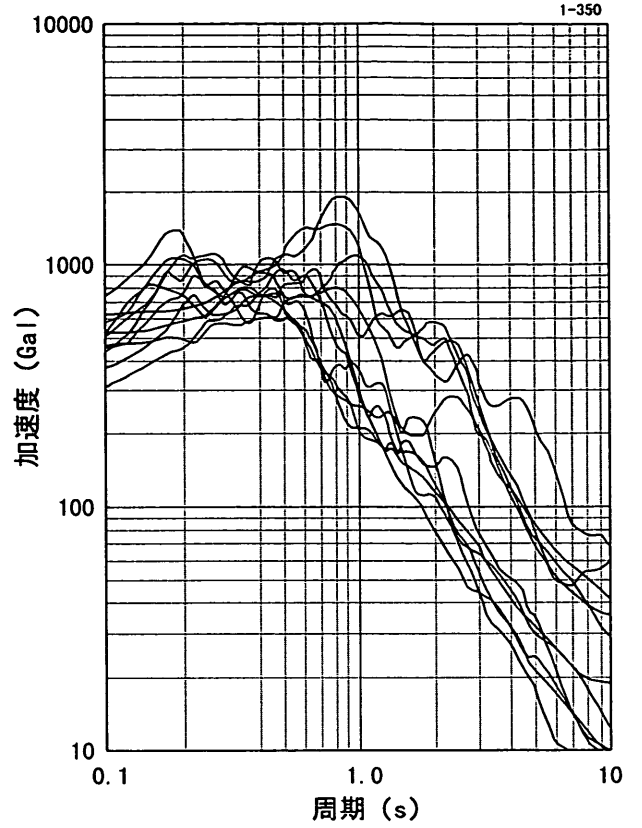


図-B1(6) 加速度応答スペクトル

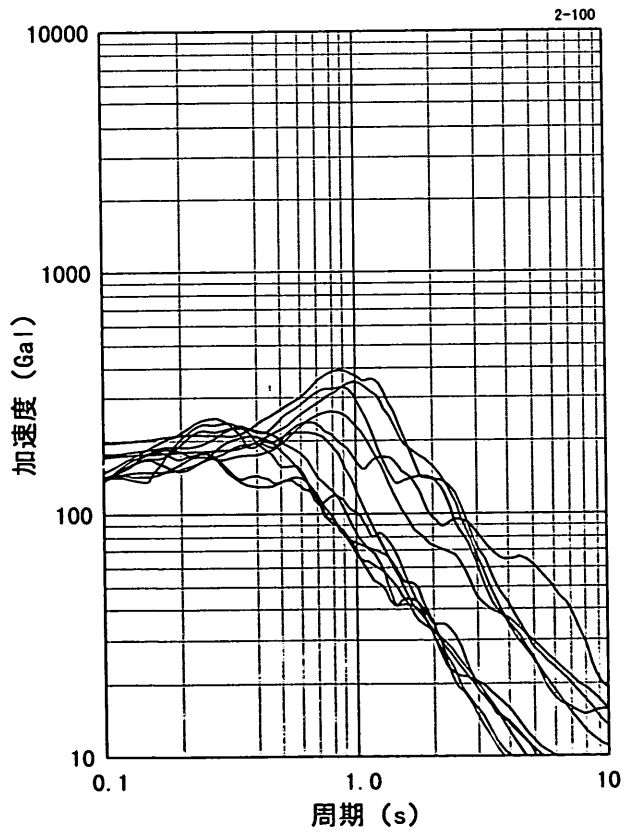


図-B2(1) 加速度応答スペクトル

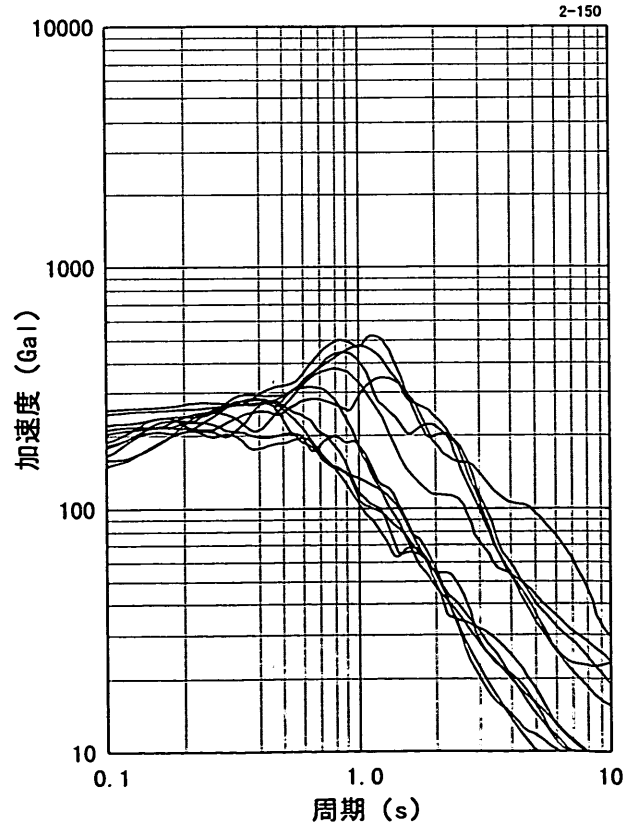


図-B2(2) 加速度応答スペクトル

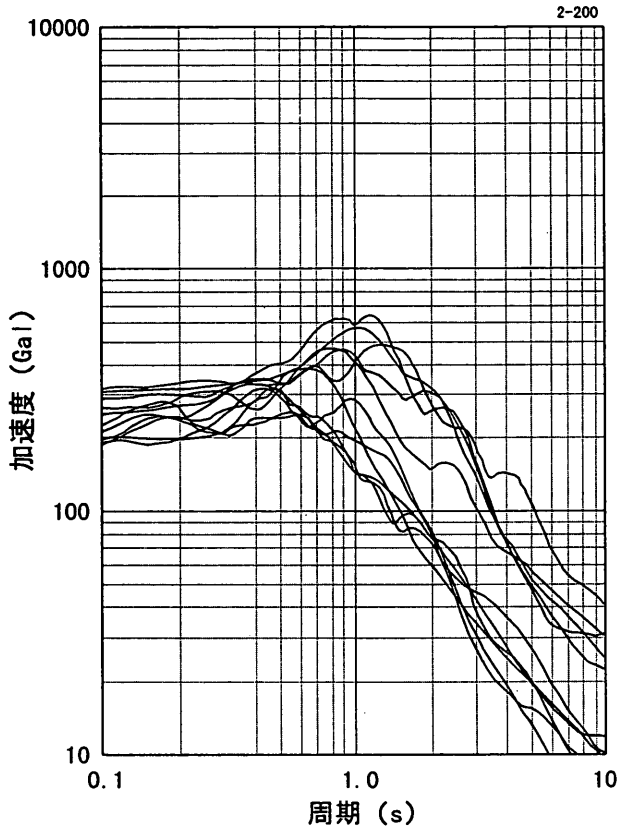


図-B2(3) 加速度応答スペクトル

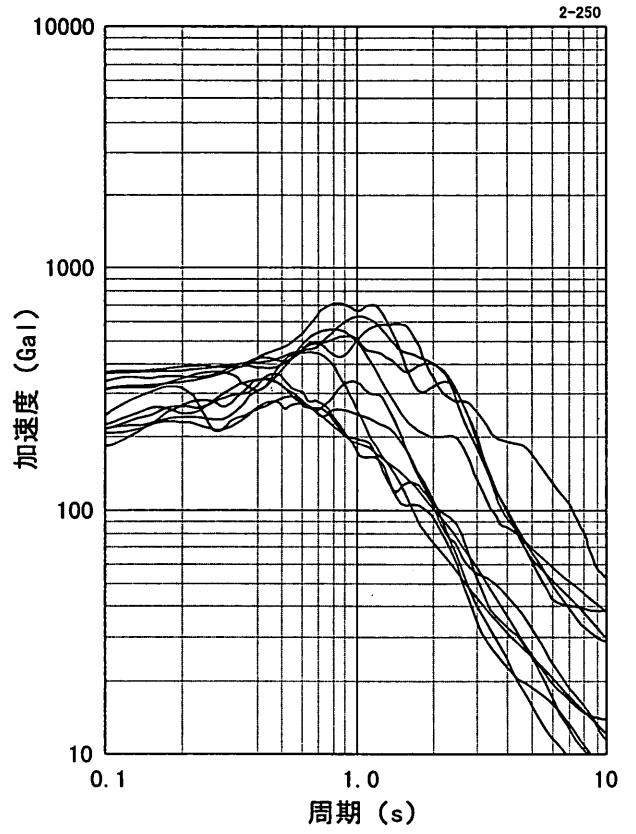


図-B2(4) 加速度応答スペクトル

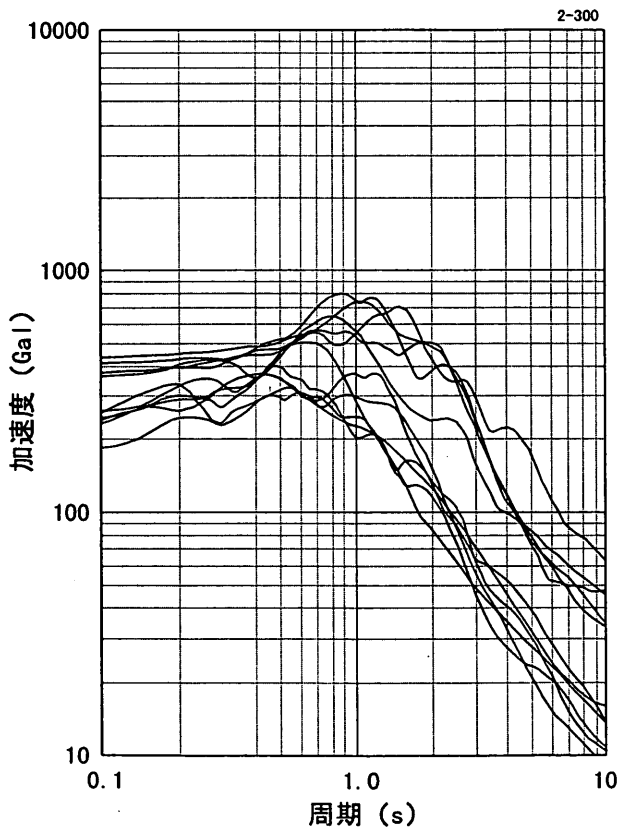


図-B2(5) 加速度応答スペクトル

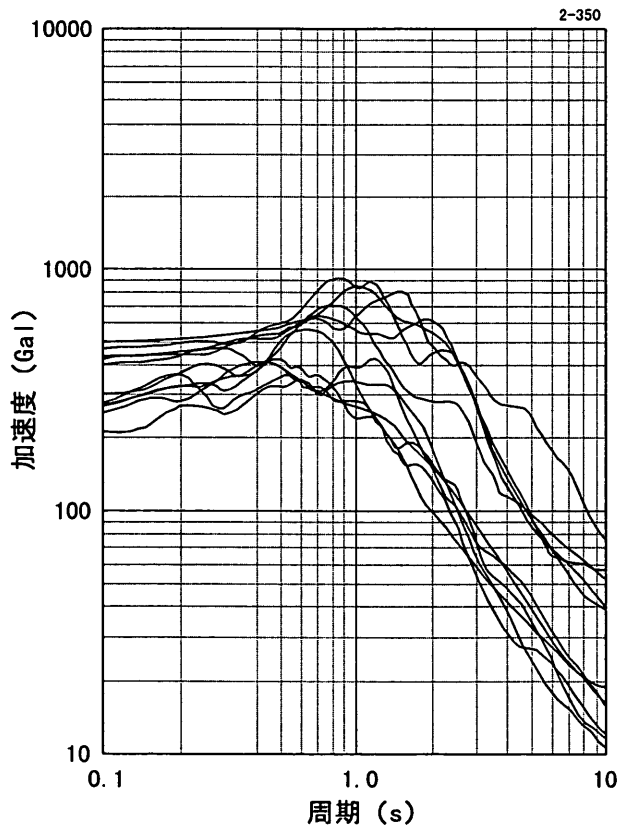


図-B2(6) 加速度応答スペクトル

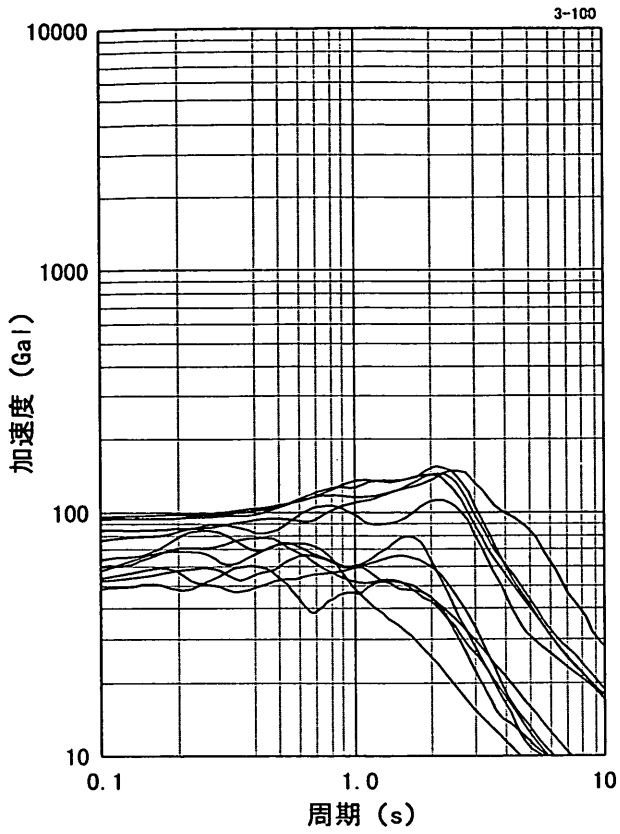


図-B3(1) 加速度応答スペクトル

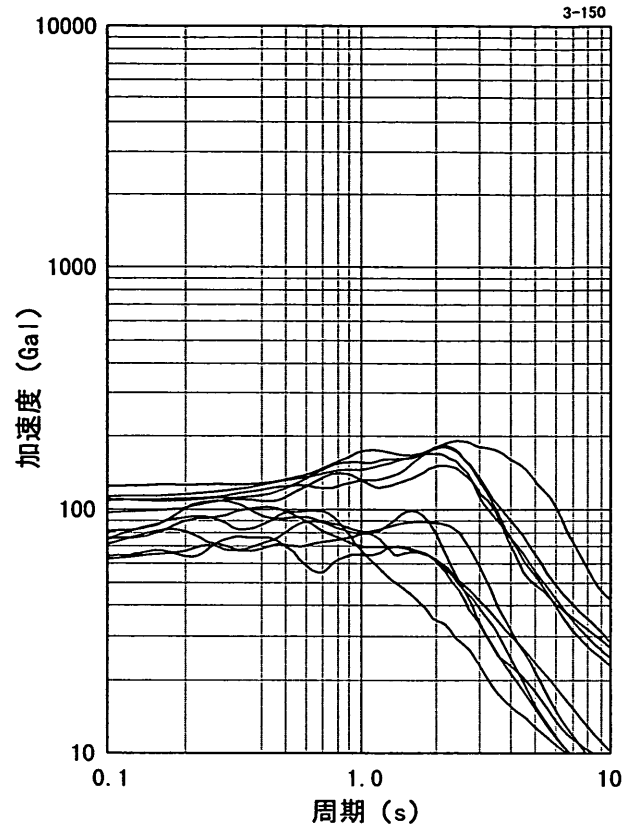


図-B3(2) 加速度応答スペクトル

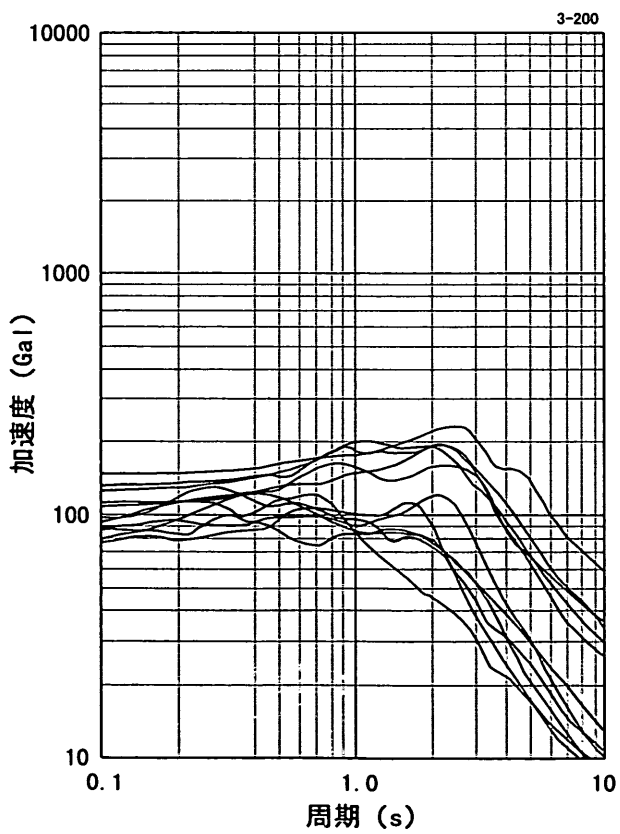


図-B3(3) 加速度応答スペクトル

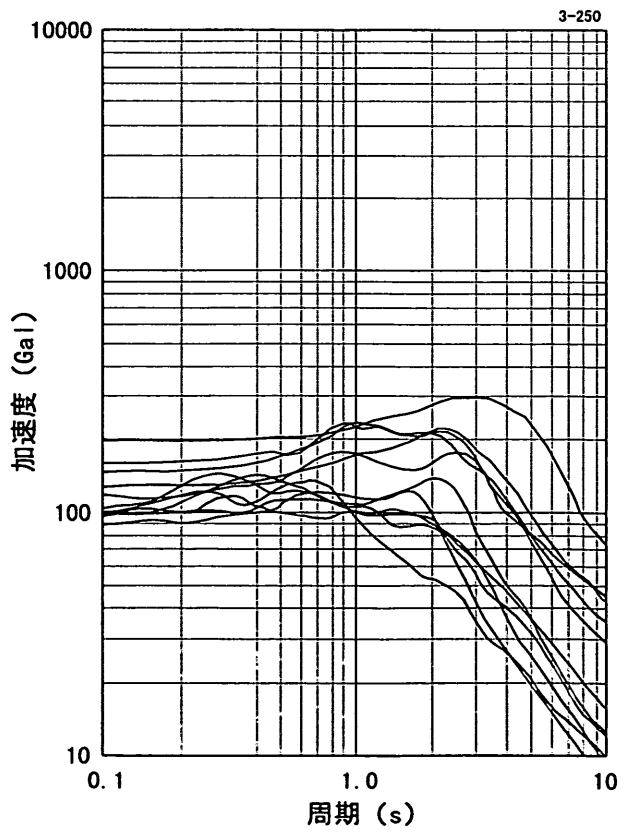


図-B3(4) 加速度応答スペクトル



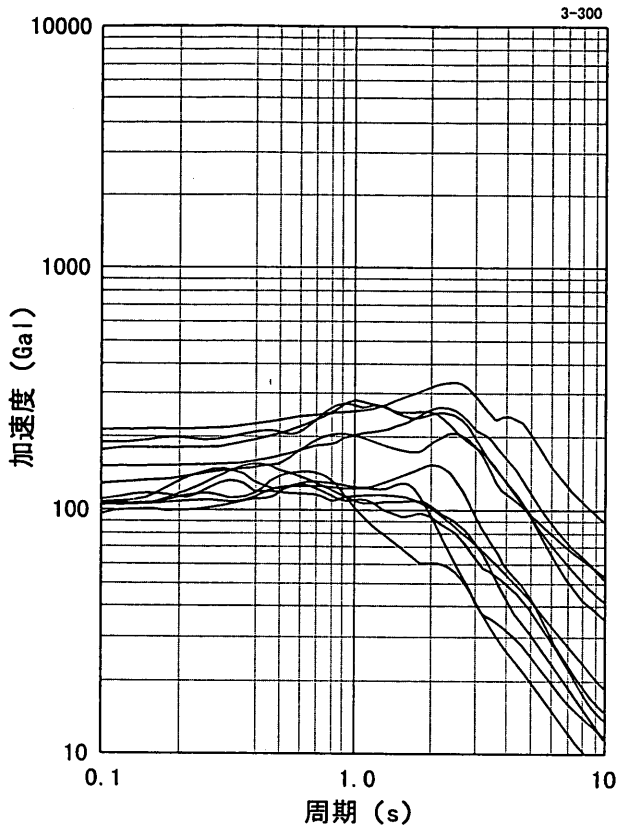


図-B3(5) 加速度応答スペクトル

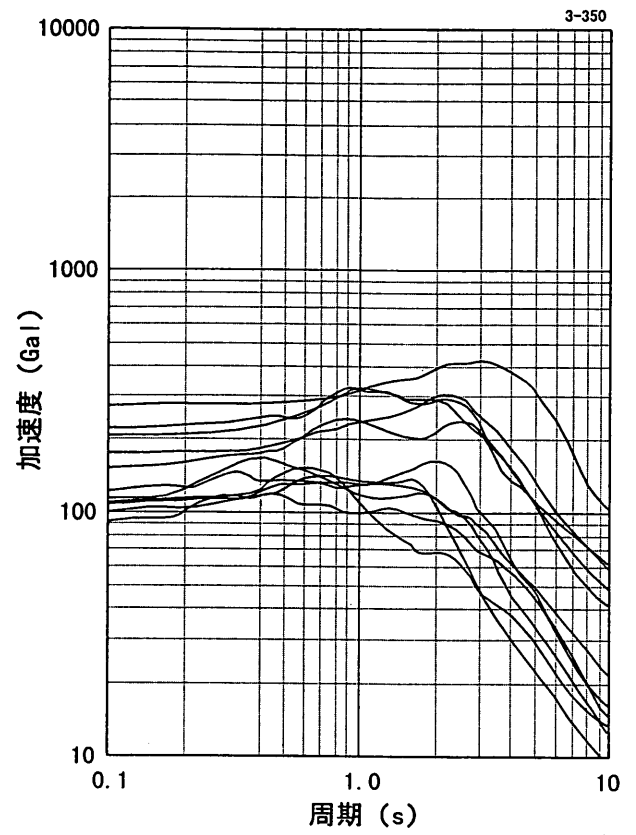


図-B3(6) 加速度応答スペクトル

注) 図右上の数字は地盤種別および入力  
基盤加速度の最大値を示す。