

土木研究所資料

土の非線形性が地盤の地震応答に
及ぼす影響に関する解析的検討

昭和55年3月

建設省土木研究所
地震防災部・振動研究室

Copyright © 1980 Fiscal year by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

目 次

ま え が き

1. 土の応力・ヒズミ関係の非線形性に関する既往の研究	1
2. Ramberg-Osgood モデルを用いた地盤の地震応答解析法	10
2-1 修正 Ramberg-Osgood モデル	10
2-2 運動方程式の数値積分	12
3. 地震応答解析	17
3-1 解析地点および地盤条件	17
3-2 土のせん断弾性係数 G と減衰定数 h のヒズミ依存性の関係	17
3-3 R-Oモデル定数の決定	18
3-4 入力地震動	21
3-5 計算結果	21
4. R-Oモデルと等価線形モデルの比較	39
4-1 等価線形モデルによる地震応答解析	39
4-2 地表面最大加速度および応答加速度波形による比較	39
4-3 加速度応答スペクトルによる比較	41
5. 結 論	55
参 考 文 献	56

ま え が き

既往の震害調査結果によれば、各種構造物の被害は地盤条件と極めて密接な関係にあり、一般に地盤が軟質である程、被害の度合いも大きい。この原因としては、地盤が軟質なほど一般に地動が大きくなり、構造物にとって不利になるためと考えられており、東京湾横断道路のように軟弱な沖積堆積層の厚い箇所では、構造物の耐震設計に際し、このような地震時の地盤の振動特性の影響を正しく考慮することが必要とされる。

地震時の地盤の振動特性を地震応答解析によって求めるためにはモデルおよび定数を適確に表現することが重要であり、このうち土の応力・ヒズミ関係の定式化が最も重要な要素の1つである。土の応力・ヒズミ関係の表現方法として現在までに多数の提案が行われているが、ここでは、Ramberg-Osgood モデルを用いて地震応答計算を行い、従来用いられてきた等価線形モデルの結果との比較、検討を行った結果をとりまとめたものである。なお、Ramberg-Osgood モデルによる地震応答解析には、土木研究所で開発した地盤の非線形解析プログラム NONSOIL²⁰⁾ を使用した。

昭和 55 年 3 月

建設省土木研究所地震防災部振動研究室長	岩 崎 敏 男
“ “ “ 主任研究員	龍 岡 文 夫*
“ “ “ “	川 島 一 彦
基 礎 地 盤 (株)	森 本 巖

* 本務先 東京大学生産技術研究所 第5部 助教授

1. 土の応力、ひずみ関係のモデル化に関する既往の研究

土の動的な性質を取り入れて地盤の地震応答を解析するに際しては、土の応力～ひずみの関係は地震時の土の挙動を正確に表現するものでなければならない。土の動的な性質は複雑であるが、このうち地盤の地震応答に著しい影響を与えるのは土に生じるヒズミレベルに応じて剛性と減衰特性が変化する点である。このような土の性質の表現方法に関する既往の研究を分けると大きく次の2つになる。

(i) 土の応力・ヒズミ関係をその形状に忠実に表現する非線形解析手法

(ii) 土の応力・ヒズミ関係を等価なセン断弾性係数 G と減衰定数 h をもつ線形モデルに置き換える手法

(ii) は等価線形化手法と呼ばれ図 1-1 で定義される等価なセン断弾性係数と減衰定数を使って応力、ヒズミ関係を線形モデルに置き換えるものである。等価線形化の考え方は、Jacobsen, Hudson らによって導入され、彼らの剛性および減衰の等価線形モデルへの置き換えに関する研究成果は、Seed らに引継がされた。Seed らは等価線形化手法を地盤の地震応答解析に適用し、等価線形法がバイリニアモデルによる解析結果と良い一致を示すことを示している (図 1-2 参照)。また国生¹⁵⁾は軟弱地盤の模型振動実験を行ない、その結果を等価線形地震応答解析によってシミュレートし、このような手法により地震時の地盤の最大加速度や最大ヒズミの適確な推定が可能であることを指摘している。

現在行なわれている等価線形手法は次の通りである。まず適当なヒズミに対応する G 、 h を用いて線形解析を行なう。この場合 G 、 h は時間に対して不変である。この計算より得られたヒズミ r に対応する G 、 h をあらかじめ決められている $G \sim r$ 、 $h \sim r$ 関係から求め、計算に使った G 、 h と比較することによって各々の誤差を計算する。この誤差が大きい場合には計算に仮定した G 、 h が適当ではなかったと判断し、再び G 、 h の仮定をしながら計算を行なう。以上の過程を数回繰り返すことにより、計算前に仮定した G 、 h と計算結果から求められたひずみに適合する G 、 h の差がある一定以下になった段階で、計算は収れんしたものと見なし、その時の応答を求める。

この方法ではバイリニア法等の非線形解析に比較して少ない時間で計算でき、かつ精度的にもある程度の結果が得られるという利点がある一方、軟弱地盤あるいは流動化過程の解析等のように G 、 h が時間的に変化する場合には適応できない。

(i) の方法は非線形化手法の定式化によって力学モデルと数学モデルの2つに分けられる。力学モデルは Iwan⁶⁾ によって提案されたもので応力、ヒズミ関係を線形バネとスリップ要素の組合せで表現するものである。これらの組合せ方によって Parallel-Series モデルと Series-Parallel モデルに分類される。

Parallel-Series モデルは図 1-3 に示すように線形バネとスリップ要素とを直列に連絡した要素を組合せたもので、その応力、ヒズミ関係式は次のように表わされる。

$$\sigma = \frac{F}{A} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{N} \epsilon + \sum_{i=n+1}^N \frac{\sigma_i^*}{N} \quad (1-1)$$

ここで、

E_i : i 番目の要素のヤング率

A_i : i 番目の要素の面積

σ_i^* : i 番目の要素の降伏応力

N : 要素の総数

(1-1) 式はヒズミ ϵ が生じている状態で $1 \sim n$ 個の要素はまだ線形バネが働いており、残りの $n+1 \sim N$ 個の要素は降伏点に達して一定応力 σ^* になっていることを示している。対象の大きさを無限大 (連続体) とすると $N \rightarrow \infty$ となり (1-1) 式は次のようになる。

$$\sigma = E\epsilon \int_{E\epsilon}^{\infty} \varphi(\sigma^*) d\sigma^* + \int_0^{E\epsilon} \sigma^* \varphi(\sigma^*) d\sigma^* ; \epsilon > 0 \quad (1-2)$$

ここで、

$\varphi(\sigma^*)$: σ^* の分布関数で $\varphi(\sigma^*) d\sigma^*$ は降伏応力が σ^* と $\sigma^* + d\sigma^*$ との間にあるスリップ要素の全体に対する割合を表わす。

E : $\epsilon \rightarrow 0$ のときのヤング率

(1-2) 式は応力、ヒズミの骨格曲線 (最初に荷重が加わった時にたどる応力、ヒズミ曲線) を表わすが、外力の方向が転換する時の応力、ヒズミ関係を表現する曲線を履歴曲線といい、規則的なくり返し荷重の場合 (図 1-4 参照) は次式で示される。

$$\sigma = - \int_0^{E(\epsilon_m - \epsilon)/2} \sigma^* \varphi(\sigma^*) d\sigma^* + \int_{E(\epsilon_m - \epsilon)}^{E\epsilon_m} (E\epsilon - E\epsilon_m + \sigma^*) \varphi(\sigma^*) d\sigma^* + E\epsilon \int_{E\epsilon_m}^{\infty} \varphi(\sigma^*) d\sigma^* \quad (1-3)$$

不規則なくり返し荷重の場合、図 1-5 に示す c-d 間の履歴曲線は次のようになる。

$$\sigma = \int_0^{E(\epsilon - \epsilon_c)/2} \sigma^* \varphi(\sigma^*) d\sigma^* + \int_{E(\epsilon - \epsilon_c)/2}^{E(\epsilon_b - \epsilon_c)/2} (E\epsilon - E\epsilon_c - \sigma^*) \varphi(\sigma^*) d\sigma^* + E\epsilon \int_{E\epsilon_b}^{\infty} \varphi(\sigma^*) d\sigma^* \quad (1-4)$$

一方 Series-Parallel モデルに関しても骨格曲線を (1-1) 式と同様の形で表現すると次のようになる。

$$\epsilon = \frac{l_0}{l+l_0} \frac{\sigma}{E'} + \frac{l}{l+l_0} \sum_{i=1}^N \frac{\epsilon_i}{N} \quad (1-5)$$

ここで、

E' : 各要素のヤング率

l_0, l : $l_i = l/N$ (図 1-6 参照)

要素の個数が多くなると (1-5) 式は積分形式で次のように表わされる。

$$\epsilon = \frac{1}{E} \left[\sigma + \alpha \int_0^{\sigma} (\sigma - \sigma^*) r(\sigma^*) d\sigma^* \right] ; \dot{\sigma} > 0 \quad (1-6)$$

ここで、

E : $E = E'(l_0 + l)/l_0$, 低ヒズミ時のヤング率

$r(\sigma^*)$: σ^* の分布関数で $r(\sigma^*) d\sigma^*$ は降伏応力が σ^* と $\sigma^* + d\sigma^*$ との間にあるスリップ要素の全体に対する割合を表わす。

α : 定数

$\alpha r(\sigma)$ は室内実験から次に示す関係式を使って得られる。

$$\alpha r(\sigma) = E \frac{d^2 \varepsilon}{d\sigma^2} \quad (1-7)$$

履歴曲線は規則的なくり返し荷重の場合を(1-8)式に、不規則なくり返し荷重の場合を(1-9)式に示す。

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{\alpha}{E} \int_0^{(\sigma_m - \sigma)/2} (\sigma + \sigma^*) r(\sigma^*) d\sigma^* + \frac{\alpha}{E} \int_{(\sigma_m - \sigma)/2}^{\sigma_m} (\sigma_m - \sigma^*) r(\sigma^*) d\sigma^* \quad (1-8)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{\alpha}{E} & \left[\int_{(\sigma_b - \sigma_c)/2}^{\sigma_b} (\sigma_b - \sigma^*) r(\sigma^*) d\sigma^* + \int_{(\sigma - \sigma_c)/2}^{(\sigma_b - \sigma_c)/2} (\sigma_c + \sigma^*) r(\sigma^*) d\sigma^* \right. \\ & \left. + \int_0^{(\sigma - \sigma_c)/2} (\sigma - \sigma^*) r(\sigma^*) d\sigma^* \right] \quad (1-9) \end{aligned}$$

Parallel-Series モデルは Taylor & Larkin¹³⁾ によって地盤の地震応答解析に適用され、その結果地表の応答スペクトルが等価線形法の結果と大きな差があることが指摘されている(図1-7参照)。一方、Joyner & Chen⁷⁾は Series-Parallel モデルを地盤の地震応答解析に適用し、応答波形、振動特性ともに等価線形法とは大きな差があることを指摘している(図1-8参照)。

一方、数学モデルとは土の応力・ヒズミを概知の関数によって表現するもので、その関数形によって現在までの所 Ramberg-Osgood モデルと Hardin-Drnevich モデルの2種類が提案されている。

Ramberg-Osgood モデルでは、履歴曲線および骨格曲線は次式で定義される。

$$\frac{r \pm r_0}{C r_y} = \frac{r \pm r_0}{C r_y} + \alpha \left| \frac{r \pm r_0}{C r_y} \right|^R \quad (1-10)$$

ここで、

r_y, r_y : 図1-9で定義される量で r_y/r_y は $G_{\max}$ に等しい

r_0, r_0 : 最も新しい履歴ループの反転点を示すヒズミと応力、 $C=1$ の時は $r_0=r_0=0$

α, R : 正の常数

C : 履歴曲線の場合は2、骨格曲線の場合は1

このモデルは荷重を受ける材料の静的挙動を表現するために提案されたものであるが、Jennings⁴⁾によって履歴曲線が定式化され構造物の定常振動応答解析に用いられた。その後 Streeter, Richart,⁵⁾ Idriss,²⁾ Chen¹⁴⁾らによって地盤の動的解析に利用され、液状化問題や軟弱な粘土地盤の解析に成果を挙げている。

一方 Hardin-Drnevich モデル¹⁾は静的な Kondner の双曲線モデルを土の動的な試験結果をもとにして拡張したもので、その骨格曲線は次式で表わされる(定数の定義は図1-10参照)。

$$r = \frac{r}{\frac{1}{G_{\max}} + \frac{r}{r_{\max}}} \quad (1-11)$$

(1-11) 式の両辺を $r \cdot G_{\max}$ で除すと $G/G_{\max}$ と r との関係式が得られる。

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{r}{r_r}} \quad (1-12)$$

ここで r_r は $r_{\max}/G_{\max}$ で定義される量で規準ヒズミと呼ばれる。

減衰定数を図 1-11 より求めると次式になる。

$$h = h_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right) \quad (1-13)$$

(1-13) 式を (1-12) 式と同様に規準ヒズミ γ_r を使って表わすと次のようになる。

$$\frac{h}{h_{\max}} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (1-14)$$

ここで $h_{\max}$ は $\gamma \rightarrow \infty$ の時の減衰定数である。

多くの動的試験結果から次式に示す hyperbolic strain γ_h を定義することによって (1-12), (1-13) 式が試験結果とよく一致することが示されている (図 1-12 参照)。

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \left[1 + a \exp \left(-b \frac{\gamma}{\gamma_r} \right) \right] \quad (1-15)$$

ここで a, b は土質によって決まる定数である。

Hardin-Drnevich モデルは履歴曲線の定義がなされていないが、図 1-11 に示してあるように折返し点 (図中の a, c) での曲線の勾配が $G_{\max}$ に等しいことと、この点で履歴曲線から骨格曲線への勾配が連続であるという条件を設けている。Finn、国生⁹⁾らはこの条件をもとに Hardin-Drnevich モデルの履歴曲線の定式化を行なっている。また、Hardin-Drnevich モデルの地震応答解析への適用は Chen¹⁵⁾ Finnらによって行なわれており、このうち Chen はモデル地盤について等価線形法との比較計算を行ない Hardin-Drnevich モデルを使った方が等価線形法よりも大きな応答を与えることを指適した (図 1-13 参照)。

これらのモデルのパラメータの求め方に関する研究には沢田、¹²⁾ 大崎、¹⁰⁾ 龍岡¹¹⁾らによるものがある。

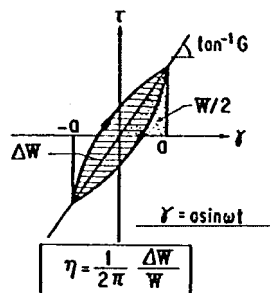


図 1-1 等価せん断剛性率 G と履歴減衰係数 h の定義

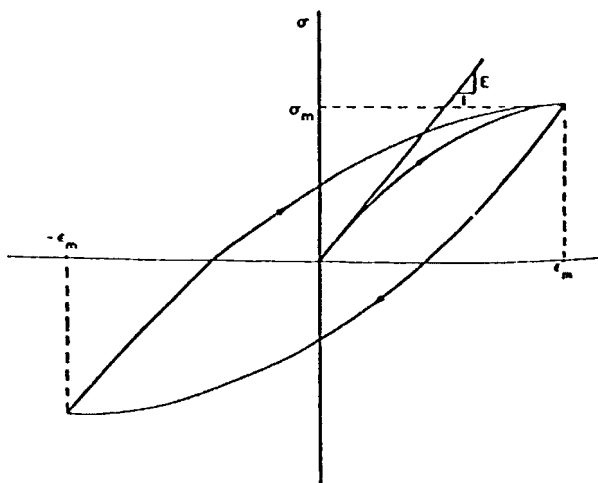
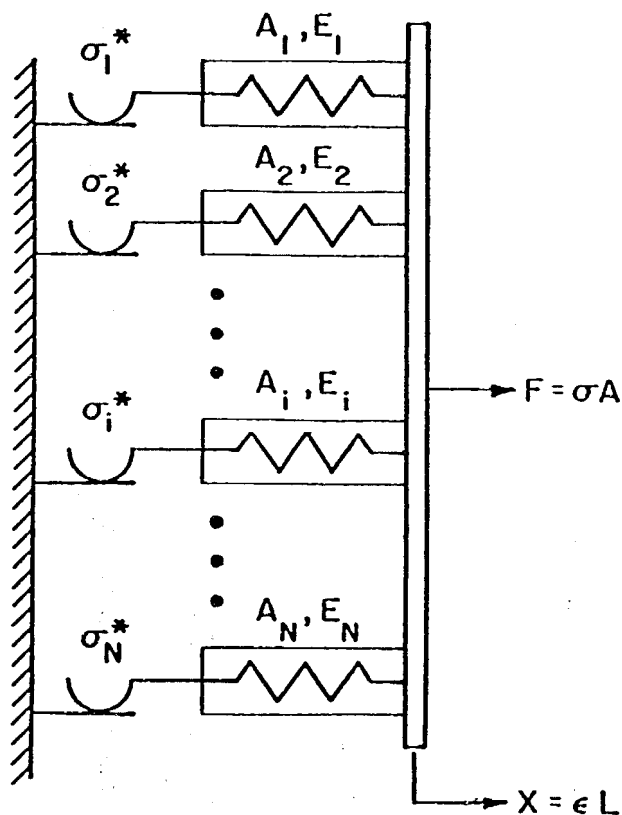


図 1-4 規則的くり返し荷重による応力～ヒズミ



$$A_i = A/N$$

図 1-3 Parallel-Series model

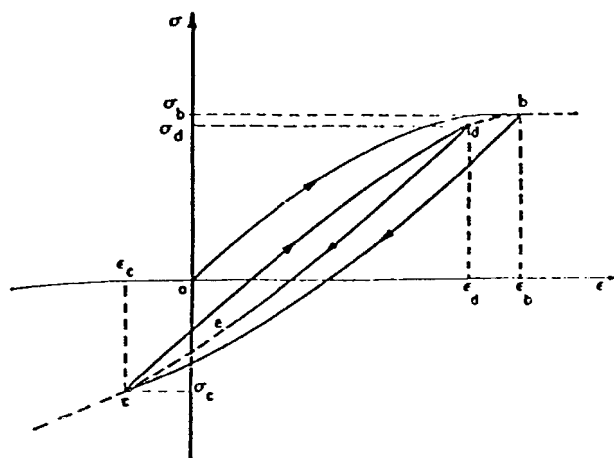


図 1-5 不規則くり返し荷重による応力～ヒズミ

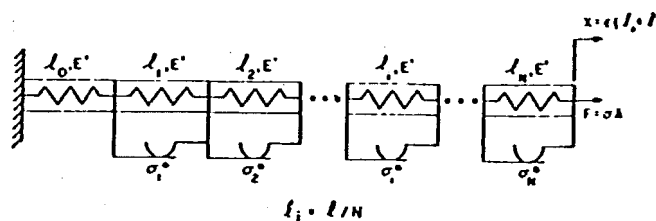
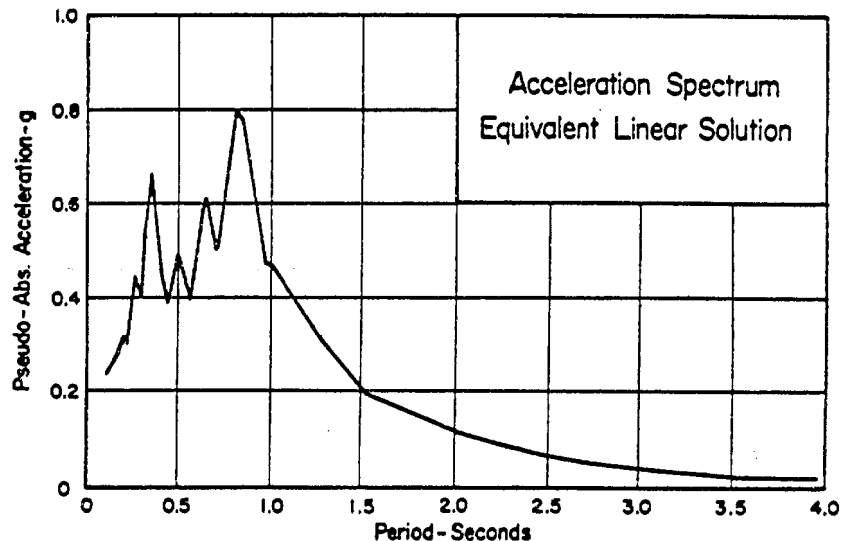
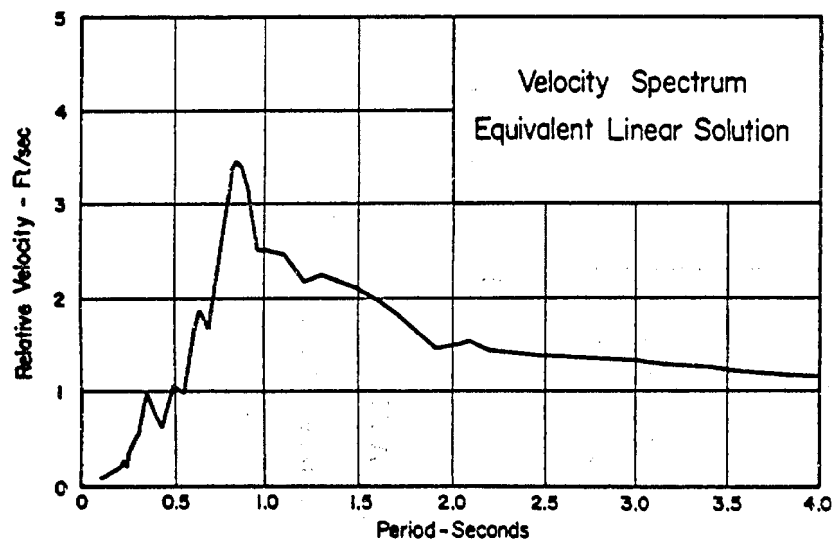
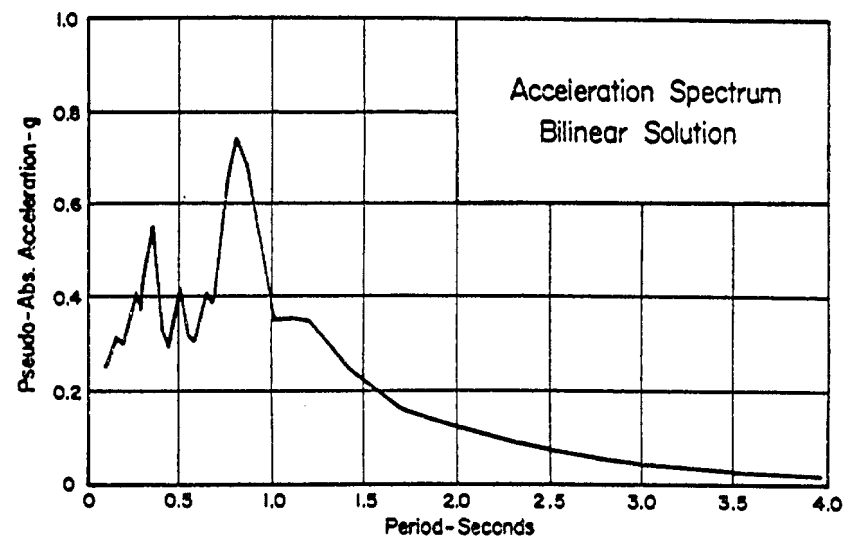
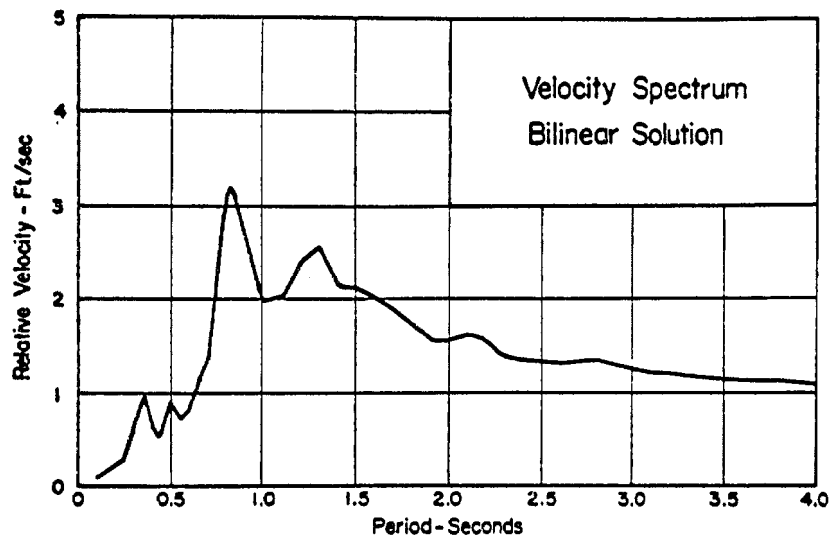


図 1-6 Series-Parallel model



RESPONSE SPECTRA FOR BILINEAR AND EQUIVALENT LINEAR SOLUTIONS

図 1-2 等価線形化法とバイリニア法による速度および加速度応答スペクトルの比較
(Seedらによる)

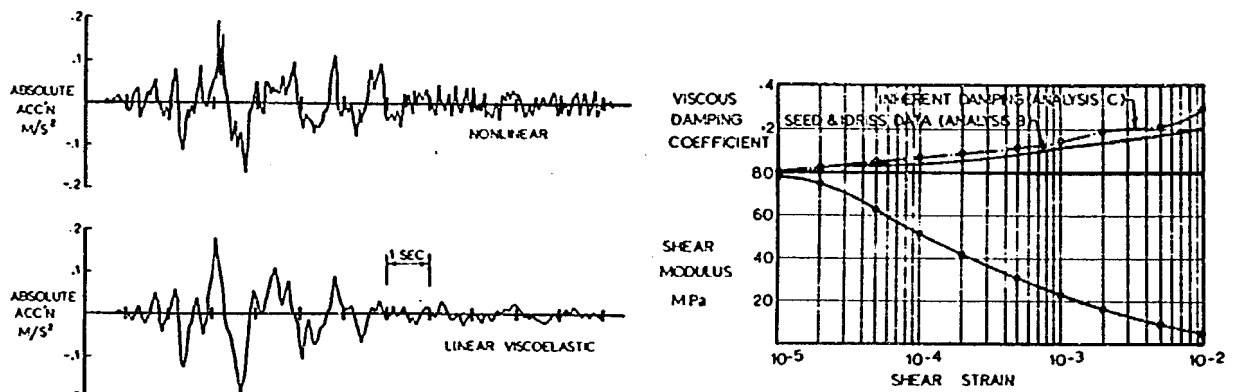
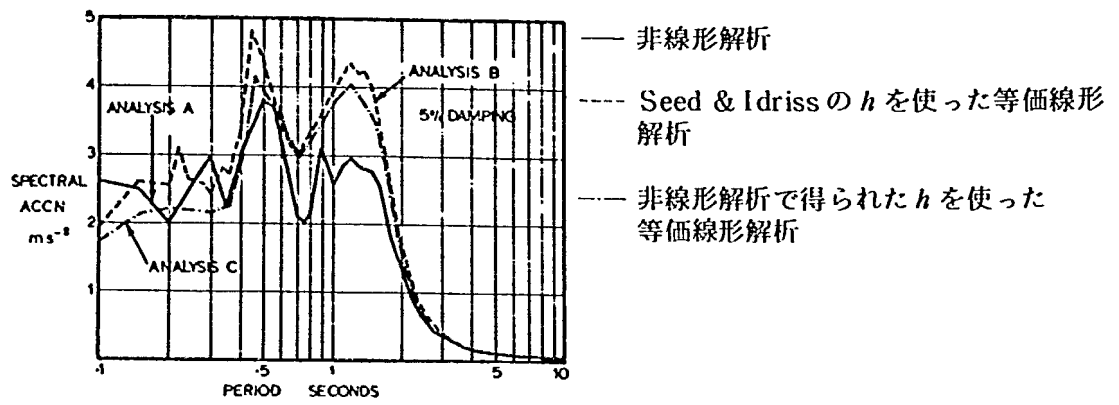


図 1 - 7 等価線形と非線形の比較(1)
(Taylor & Larkinによる)

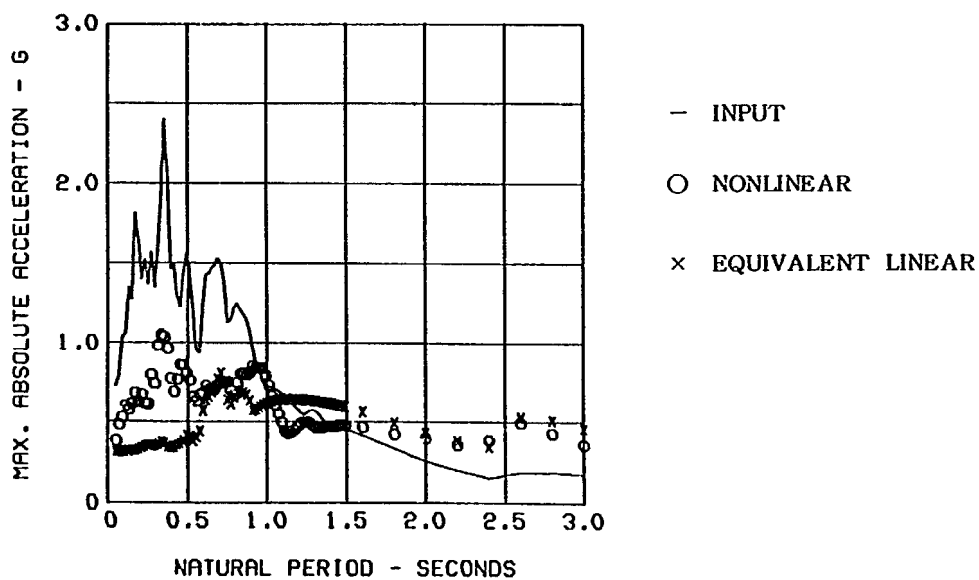
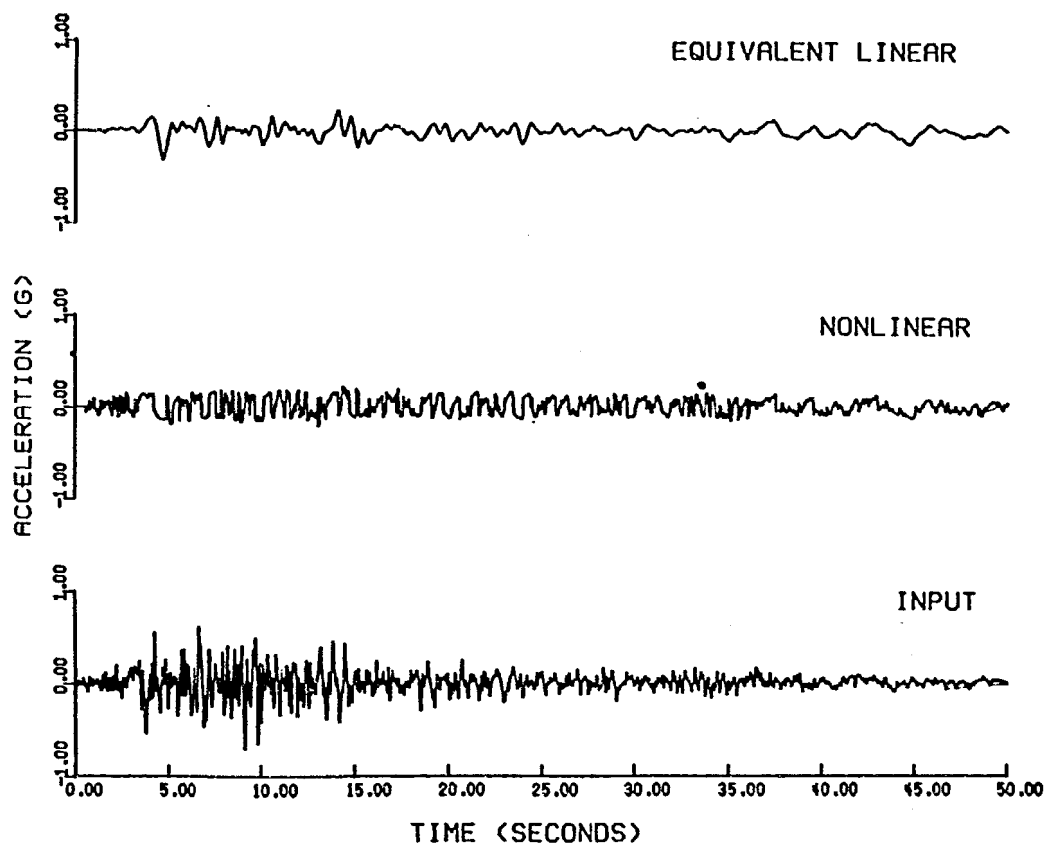


図1-8 等価線形と非線形の比較 (Joyner & Chen による)

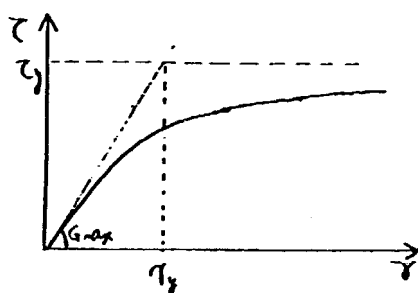


図1-9 τ_y 、 γ_y の定義

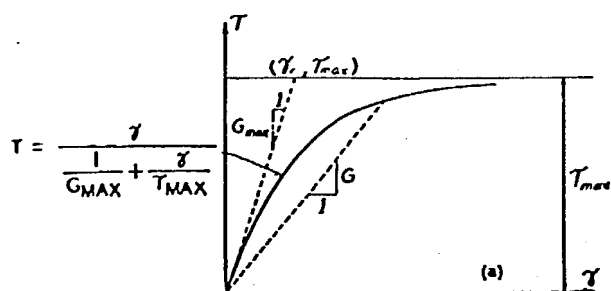


図1-10 G_{max} 、 τ_{max} の定義

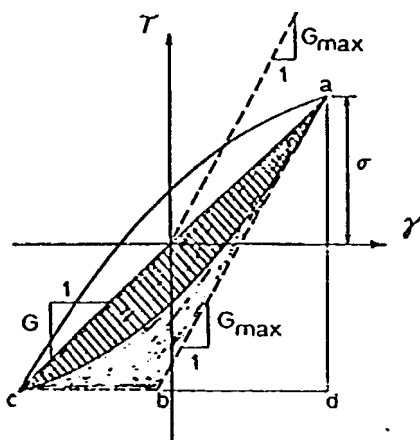


図1-11 減衰定数の定義

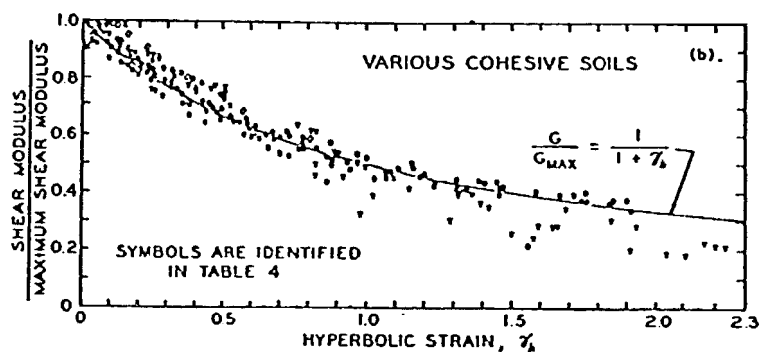
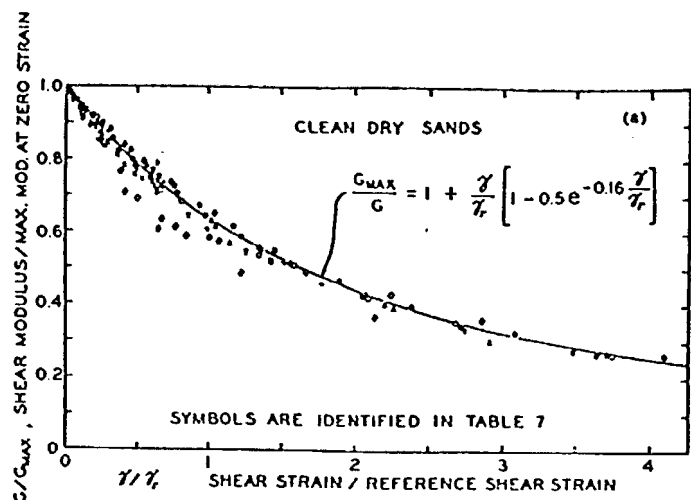


図1-12 γ_h を用いることによる実測値と計算との一致

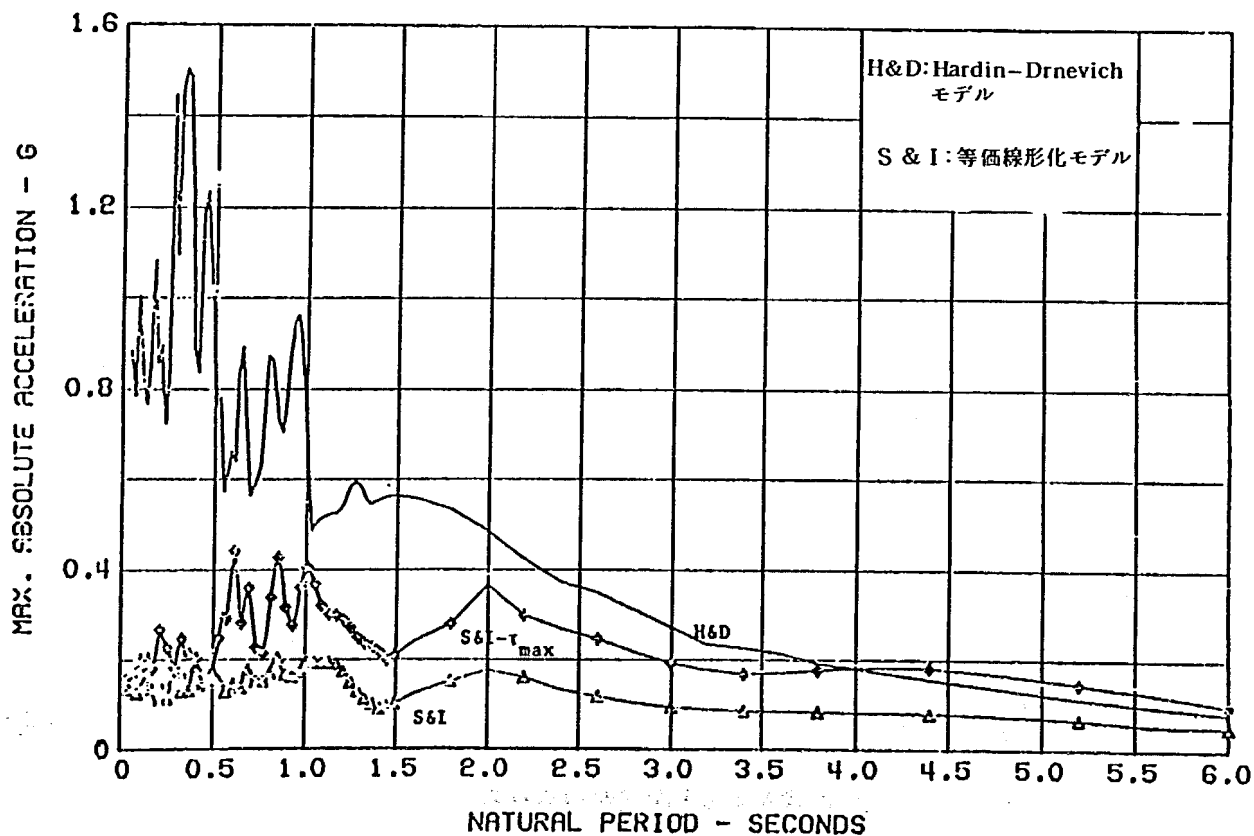


図1-13 Hardin, Drnevich モデルと等価線形モデルの比較
($h=2\%$ の加速度応答スペクトル、Chenらによる)

2. Ramberg—Osgoodモデルを用いた地盤の地震応答解析法

2-1 修正 Ramberg—Osgood モデル

ランダム繰り返し入力に対する土の応力～歪モデルは一般に図2-1に示すように骨格曲線 (Skelton Curve) と履歴曲線 (hysteresis Curve) で構成される。ここで、履歴曲線は骨格曲線を τ 、 r 両軸に対して2倍に引き伸ばした曲線である。図2-1の履歴曲線Ⅰ、Ⅱは原点に対して対称であり、折り返し点 (τ_0, r_0) と $(-\tau_0, -r_0)$ の位置によって、その大きさが異なる。このため、ランダムなせん断応力履歴に対して、 τ — r の履歴曲線を確保するためには、個々の履歴曲線を乗り移る法則が必要となる。

修正R—Oモデルでは、骨格曲線の一般式は次式で与えられる。

$$r = c_1 \tau (1 + c_2 |\tau|^\beta) \quad (2-1)$$

ここで、 β は奇数である必要はなく、このようにもとのR—Oモデルを修正していることから、このようなモデル化を修正R—Oモデルと呼ぶことにする。図2-2で定義する割線剛性率は G は図2-1の点 (τ_0, r_0) に対しては(2-1)式から次のように与えられる。

$$G = \frac{r_0}{\tau_0} = \frac{1}{G_1 \{1 + c_2 |\tau_0|^\beta\}} \quad (2-2)$$

$\tau_0 = 0$ の時を G を $G_{\max}$ と定義すれば、(2-2)式から $c_1 = 1/G_{\max}$ となる。従って、(2-1)式は次式のようになる。

$$r = \frac{\tau}{G_{\max}} (1 + c_2 |\tau|^\beta) \quad (2-3)$$

一方、任意の点 (τ^*, r^*) を通過する履歴曲線は(2-3)式の骨格曲線の原点を (τ^*, r^*) に移動し、かつ、 τ 、 r 両軸方向に曲線を2倍に引き伸ばして得られるから次式で表わされる。

$$\frac{r - r^*}{2} = \frac{\tau - \tau^*}{2 G_{\max}} \left(1 + c_2 \left| \frac{\tau - \tau^*}{2} \right|^\beta \right) \quad (2-4)$$

図2-1のⅠおよびⅡの履歴曲線は、(2-4)式においてそれぞれ $(\tau^* = \tau_0, r^* = r_0)$ および $(\tau^* = -\tau_0, r^* = -r_0)$ とすることによって得られる。図2-1の履歴曲線から図2-2で定義する履歴減衰定数 h を求めると次のようになる。

$$h = \frac{\Delta W}{2\pi W} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\beta}{\beta + 2} \cdot \frac{c_2 \tau_0^\beta}{1 + c_2 \tau_0^\beta} \quad (2-5)$$

一方、(2-3)式から

$$c_2 \tau_0^\beta = \frac{G_{\max}}{G} - 1 \quad (2-6)$$

であるから、これを(2-5)式に代入すると次式が得られる。

$$h = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\beta}{\beta + 2} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right) \quad (2-7)$$

ここで、 $G = 0$ の時、すなわち、 $r_0 \rightarrow \infty$ の時の h の値を $h_{\max}$ とすれば、

$$h_{\max} = \frac{2}{\pi} \frac{\beta}{\beta + 2} \text{ あるいは } \beta = \frac{2\pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}} \quad (2-8)$$

となる。従って、(2-8) 式を (2-7) 式に代入すると次式が得られる。

$$h = h_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right) \quad (2-9)$$

図 2-3 は、 $G/(G)_{r=10^{-6}}$ と h の関係の実測例を示したものであり、これによると、 h と $G/G_{\max}$ の間にはほぼ直線関係が認められる。また、この関係は拘束圧、砂の間隙比等によらない普遍的なものである。このような点から、(2-9) 式は砂の減衰特性をおおむね近似すると考えることができる。

ここで、 β は $h_{\max}$ を定めることにより (2-8) 式から求めることができる。龍岡らによると、砂の平均主応力 p の時の G と、 $r = 10^{-6}$ の時の $G = (G)_{r=10^{-6}} \simeq G_{\max}$ の比 $\{(G/(G)_{r=10^{-6}})\}_p$ は図 2-4 に示す方法で求めることができる。ここで、図中の曲線は多数の砂に対する実験から求められた関係式である。 $G/(G)_{r=10^{-6}}$ が $1/2$ になる時の $r \equiv r_{0.5}$ はこの図に示す関係から次のように求めることができる。

$$r_{0.5} = \begin{cases} 4.2 \times p^{0.45} \times 10^{-4} & (p \leq 1.0 \text{ kgf/cm}^2) \\ 5.0 \times p^{0.6} \times 10^{-4} & (p \geq 1.0 \text{ kgf/cm}^2) \end{cases} \quad (2-10)$$

また、(2-3) 式に $\tau = G_r$ を代入すると

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + c_2 |rG|^\beta} \quad (2-11)$$

となり、これに $r = r_{0.5}$ 、 $G/G_{\max} = 0.5$ を代入すると次式が得られる。

$$c_2 = \left(\frac{2}{r_{0.5} G_{\max}} \right)^\beta \quad (2-12)$$

$r_{0.5}$ を (2-10) 式から求めると修正 R-O モデルによる割線剛性率 G は $G/G_{\max} = 0.5$ の場合に実測値と完全に一致する。

以上の方法により、R-O モデルのパラメータ c_1 、 c_2 、 β の全てを決定することができる。すなわち、 $G_{\max} = 1/c_1$ は PS 検層によるセン断波速度 V_s の値から $G_{\max} \simeq \rho V_s^2$ によって求めることができる。また、共振法土質試験機によっても求めることができる。 $r_{0.5}$ は (2-10) 式あるいは他の室内実験から求めることができる。 β は (2-9) 式および図 2-3 のような室内実験から $h_{\max}$ を定めることによって求めることができる。図 2-4 には $h_{\max} = 0.3$ 、 $\beta = 1.29$ 、 $r_{0.5} = 4.2 \times 10^{-4}$ とした場合の修正 R-O モデルによる $G/G_{\max} \sim r(r_0)$ の関係が示されている。このモデルでは、実際には曲線関係にある $h \sim G/G_{\max}$ の関係を直線で近似しているため、両者は完全には一致していないことに注意しなければならない。また、このモデルでは (2-1) 式から $r \rightarrow \infty$ の場合に $\tau \rightarrow \infty$ となる点に注意しなければならない。

次に、骨格曲線と履歴曲線、あるいは、履歴曲線どうしを乗り移る法則を次のように定義すると、既往の土質試験結果と矛盾しない (図 2-5、図 2-6 参照)。

- (i) 最初は骨格曲線を通る。(A $\rightarrow$ B)
- (ii) 最初に反転する点 (r_0 、 r_0) から履歴曲線に移る。(B $\rightarrow$ C)

(iii) 履歴曲線上で反転した場合には、反転した点を (τ^*, r^*) とする (2-4) 式の履歴曲線の方程式に従う。 ($B \rightarrow C$ 、 $C \rightarrow D$ 、 $D \rightarrow E$ 、 $E \rightarrow F$ 、 $F \rightarrow G$)

(iv) 2つ前の反転の点を越えた場合 (F) には、履歴曲線は F を通る別の履歴曲線 (図では E での座標を (2-4) 式に代入した式) に移る ($F \rightarrow D$)。 $D \rightarrow B$ についても同様である。

(v) $|\tau| > |\tau_0|$ となった場合には再び骨格曲線に移る。 ($B \rightarrow H$)

このような反転、乗り移りの法則を用いれば、たとえば図 2-6 の F と E の間の割線剛性率 G と h は、このヒステリシスループの位置によらず歪の片振幅 (この場合には $(r_F \rightarrow r_E)/2$) のみによって定まることになる。これは、ヒステリシスループがどの位置にあっても、同一の履歴曲線の平行移動によって作られるようになっているためである。図 2-7 は中空供試体をねじった場合に、図 2-8 に定義する G と h に対するヒステリシスループの位置 (図 2-7 では、これは τ_i で表されている) の影響を調べた結果を示すものである。この結果によると実際の場合も上述の修正 R-O モデルの場合と同様に、 G と h は履歴曲線の位置にはほとんどよらない。従って、図 2-5、図 2-6 に示す乗り移り、反転の法則は妥当と考えられる。

2.2 運動方程式の数値積分

R-O モデルを含んだ系の運動方程式は次式で与えられる。

$$M \underline{\ddot{u}} + K \underline{du} = \underline{\Delta F} \quad (2-13)$$

ここで M : 質量マトリックス

K : 剛性マトリックス

$\underline{\Delta F}$: 地震外力増分ベクトル

$\underline{\ddot{u}}$: 加速度増分ベクトル

$\underline{du}$: 変位増分ベクトル

上式には減衰項がないが、減衰力は履歴減衰で考慮されていると考えている。

(2-13) 式の解法に Newmark の β 法を用いると応答値の増分は

$$\underline{\Delta u} = \underline{u}_{n+1} - \underline{u}_n = \underline{\dot{u}}_n \Delta t + \underline{\ddot{u}}_n \frac{\Delta t^2}{2} + \underline{\Delta \ddot{u}} \beta \Delta t^2 \quad (2-14)$$

$$\underline{\Delta \dot{u}} = \underline{\dot{u}}_{n+1} - \underline{\dot{u}}_n = \underline{\ddot{u}}_n \Delta t + \underline{\Delta \ddot{u}} \frac{\Delta t}{2} \quad (2-15)$$

ただし

$$\underline{\Delta \ddot{u}} = \underline{\ddot{u}}_{n+1} - \underline{\ddot{u}}_n \quad (2-16)$$

となる。ここで Δt は計算時間々隔、 n は各々の時刻での計算ステップである。

(2-14) 式より加速度の増分は次のようになる。

$$\underline{\Delta \ddot{u}} = -\frac{1}{2\beta} \underline{\ddot{u}}_n - \frac{1}{\beta \Delta t} \underline{\dot{u}}_n + \frac{1}{\beta \Delta t^2} \underline{\Delta u} \quad (2-17)$$

(2-17) 式を (2-15) 式に代入して速度の増分を求めると

$$\underline{\Delta \dot{u}} = \left(1 - \frac{1}{4\beta}\right) \Delta t \underline{\ddot{u}}_n - \frac{1}{2\beta} \underline{\dot{u}}_n + \frac{1}{2\beta \Delta t} \underline{\Delta u} \quad (2-18)$$

となる。

(2-17) 式を (2-13) 式に代入すると

$$\left(\frac{1}{\beta \Delta t^2} \underline{M} + \underline{K}(t) \right) \underline{\Delta u} = \frac{1}{\beta \Delta t} \underline{M} \dot{\underline{u}}_n + \frac{1}{2\beta} \underline{M} \ddot{\underline{u}}_n + \underline{\Delta F} \quad (2-19)$$

となり、この式を解くことによって変位増分 $\underline{\Delta u}$ を求めることができる。

しかし時間増分 Δt 後では土の非線形性のため剛性マトリックス $\underline{K}(t)$ が $\underline{K}(t + \Delta t)$ に変化しているため

$$\underline{\Delta F}_r = \underline{F}_{t+\Delta t} - (\underline{M} \ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t} + \underline{K}(t + \alpha \Delta t) \underline{u}_{t+\Delta t}) \quad (2-20)$$

によって表わされる不平衡力が生じる。(ここで $\underline{K}(t + \alpha \Delta t) \underline{u}_{t+\Delta t}$ は R-O モデルより得られる τ を使って計算される)

$\underline{\Delta F}_r$ が無視できるまで小さくなった時の $\underline{\Delta u}$ は応力・ヒズミ関係の非線形性に適合した剛性マトリックスによって計算されたものであるから、この値を使って時刻 $t + \Delta t$ における変位、速度、加速度を次のように求めることができる。

i) 変位

$$\underline{u}(t + \Delta t) = \underline{u}(t) + \underline{\Delta u} \quad (2-21)$$

ii) 速度

$\dot{\underline{u}}(t + \Delta t) = \dot{\underline{u}}(t) + \underline{\Delta \dot{u}}$ であるから、これを (2-6) 式に代入すると

$$\dot{\underline{u}}(t + \Delta t) = \frac{1}{2\beta \Delta t} \underline{\Delta u} + \left(1 - \frac{1}{2\beta}\right) \dot{\underline{u}}(t) + \left(1 - \frac{1}{4\beta}\right) \Delta t \ddot{\underline{u}}(t) \quad (2-22)$$

iii) 加速度

$$\begin{aligned} \ddot{\underline{u}}(t + \Delta t) &= \ddot{\underline{u}}(t) + \underline{\Delta \ddot{u}} \\ &= \left(1 - \frac{1}{2\beta}\right) \ddot{\underline{u}}(t) - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\underline{u}}(t) + \frac{1}{\beta \Delta t^2} \underline{\Delta u} \end{aligned} \quad (2-23)$$

(2-21)、(2-22)、(2-23) 式で求められた値は次の時間ステップの計算の初期値として使われる。この過程を繰り返すことによって逐時計算を行なうことができる。

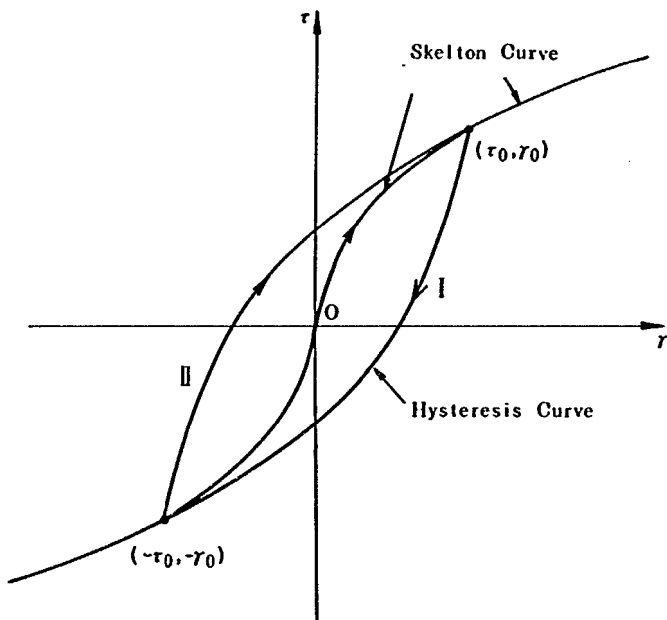


図 2 - 1 骨格曲線と履歴曲線の定義 (龍岡らによる)

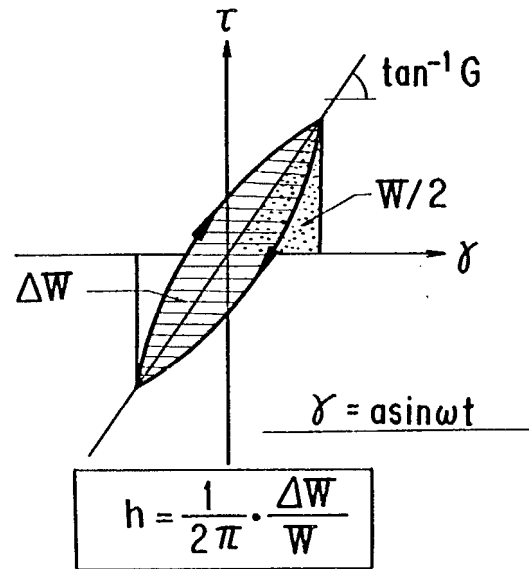


図 2 - 2 等価せん断剛性率 G と履歴減衰係数 h の定義 (龍岡らによる)

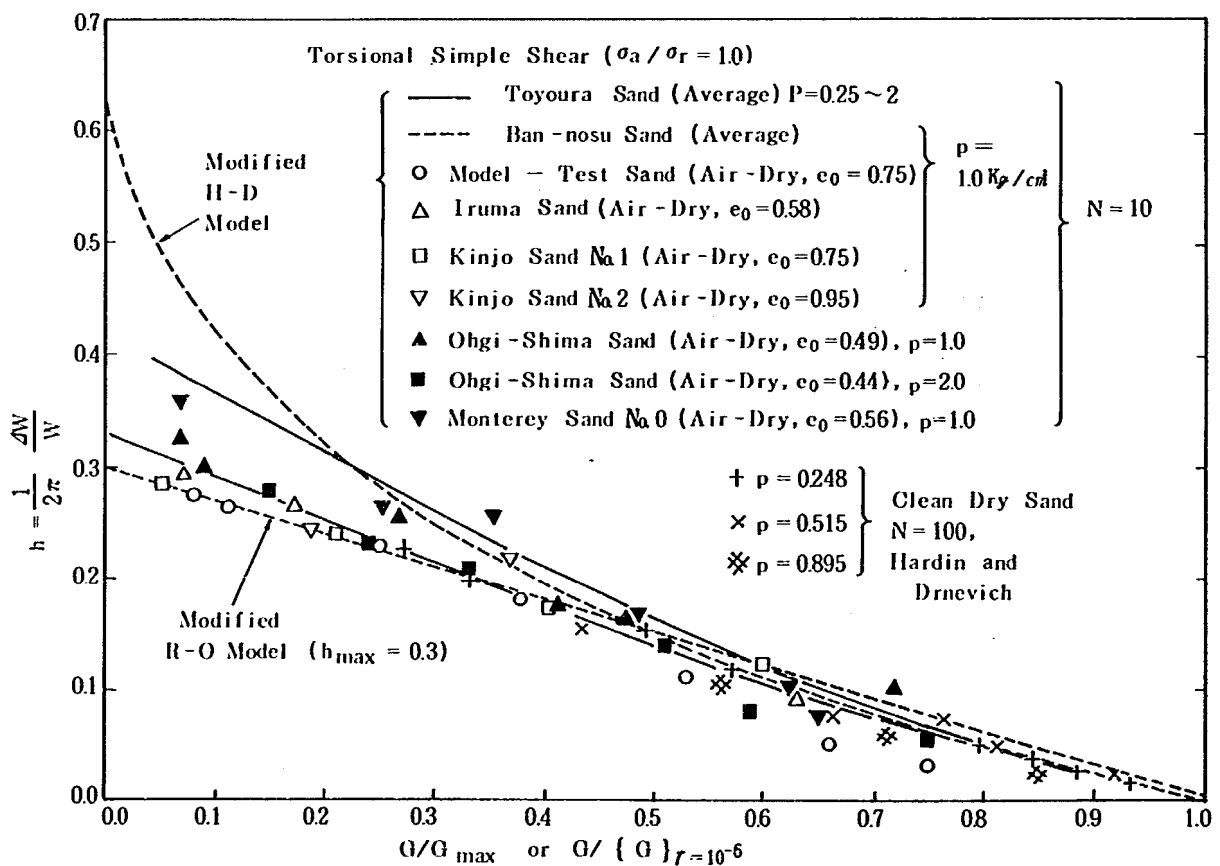


図 2 - 3 モデルによる理論曲線と実測値の比較 (N : くりかえし回数) (龍岡らによる)

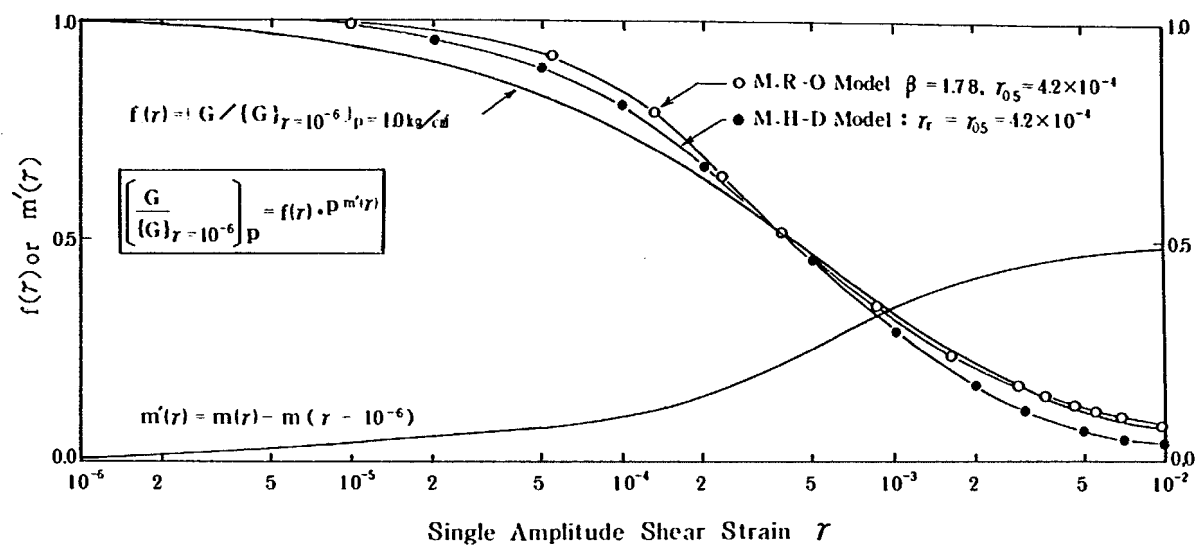


図 2-4 モデルによる理論曲線と実測値の比較 (龍岡らによる)

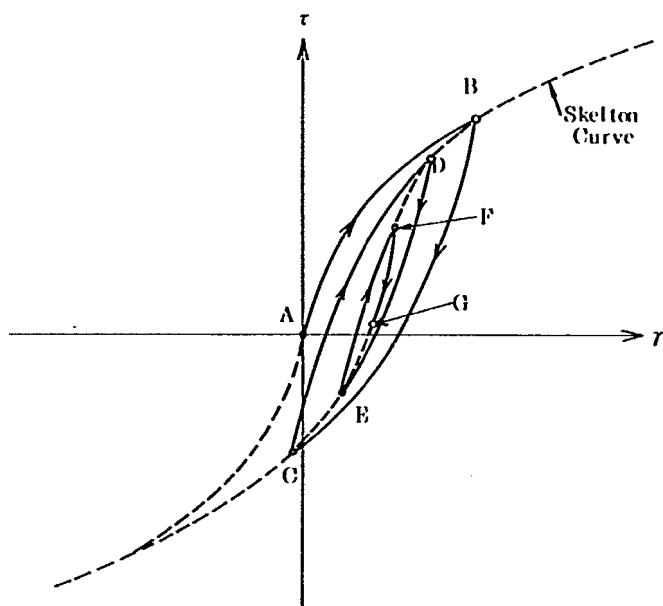


図 2-5 反転・乗り移り法則 (1)
(龍岡らによる)

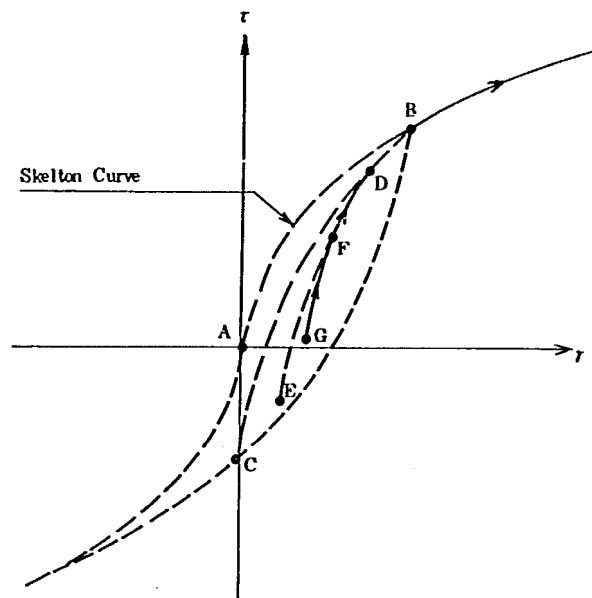


図 2-6 反転・乗り移り法則 (2)
(龍岡らによる)

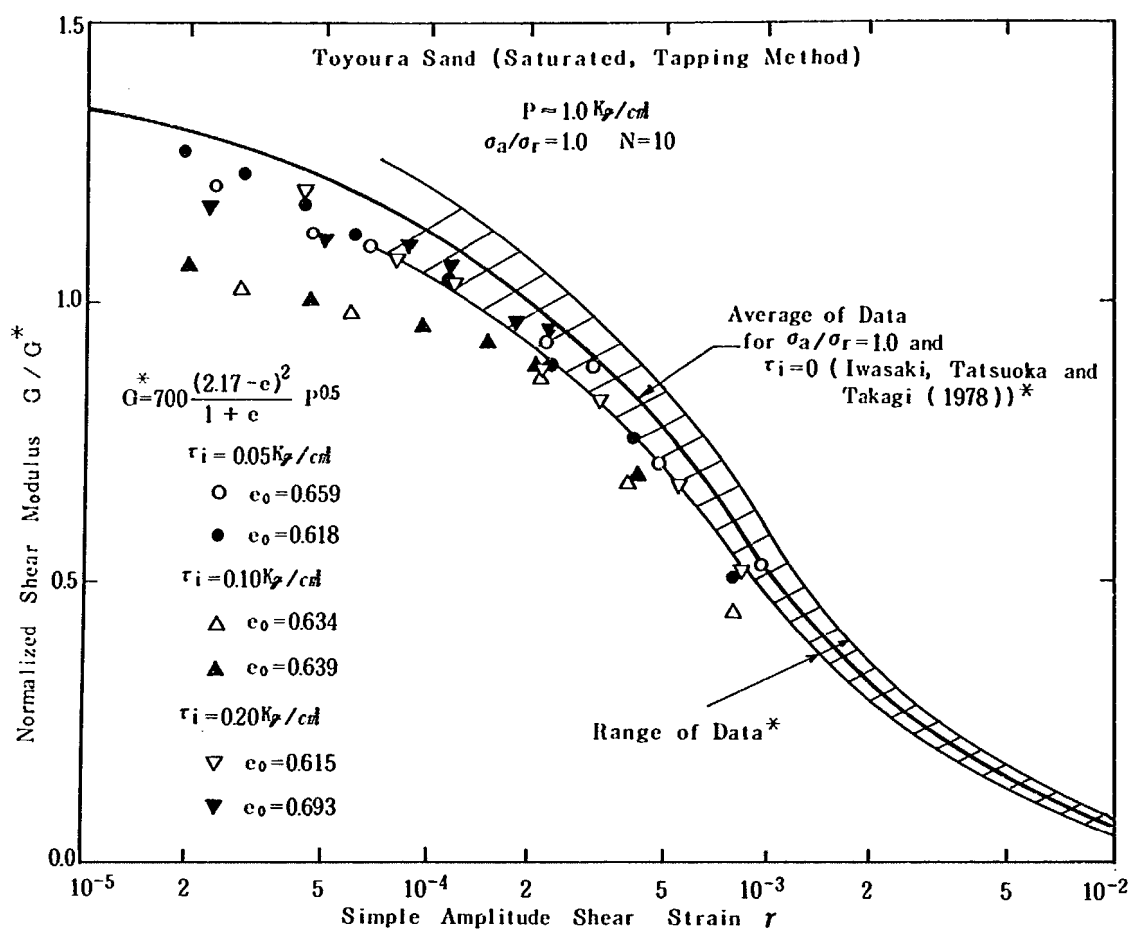


図 2-7 初期せん断応力 τ_i の G の値に与える影響 (龍岡らによる)

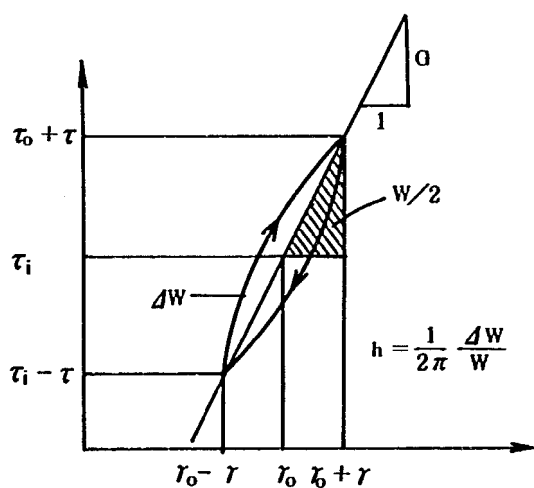


図 2-8 τ_i の作用時の G 、 h の定義 (龍岡らによる)

3. 地震応答解析

3-1 解析地点および地盤条件

解析対象地点は図3-1に示す東京湾横断道路建設予定地点のうち地盤調査資料が比較的豊富な3地点とした。周辺の地質状況は図3-2に示す通りである。川崎側人工島の建設予定地点より西側では軟弱な沖積粘性土が厚く堆積し、その下の洪積層の堆積状況も複雑である。その東側では次第に沖積粘性土層は薄くなり、木更津付近になると表層は沖積砂質土になる。沖積層の下の洪積層も東側では単純な構造となっている。

ボーリング調査結果により得られた3地点の地盤構成は図3-3に示す通りである。このうちB-1地点においてはせん断波速度が測定されている。他の2地点では直接せん断波速度が測定されていないため、表3-1に示す関係式を用いて、 N 値から推定した。

表層地盤の固有周期 T は近似的に次式で計算できる。

$$T = \sum_{i=1}^{NL} \frac{4H_i}{V_{si}} \quad (3-1)$$

ここで、

H_i, V_{si} : 第 i 層の厚さおよびせん断波速度

上記の微小ひずみ時のせん断波速度を用いて(3-1)式から3地点の固有周期を推定すると、B-1、B-28、B-52地点に対して、それぞれ1.77秒、1.01秒、1.62秒となる。

表3-1 $V_s \sim N$ 値の関係

土質名	記号	関係式
沖積砂質土	A_s	$V_s = 103 N^{0.211}$
" 粘性土	A_c	$V_s = 143 N^{0.0777}$
洪積砂質土	D_s	$V_s = 205 N^{0.125}$
" 粘性土	D_c	$V_s = 172 N^{0.183}$

3-2 土のせん断弾性係数 G と減衰定数 h のヒズミ依存性の関係

土のせん断弾性係数 G と減衰定数 h のヒズミ依存性に関しては、原位置試料(粘性土)の採取されているB-1についてはこれを用いた共振法土質試験および振動三軸試験結果から直接求めた。

砂質土に関しては、原位置試料が採取されていないため既往の研究結果から次のように定めた。

砂質土の $G \sim \tau$ は平均主応力によって変化し、その関係は次式で表わされる。

$$\left[\frac{Gr}{(G)_{\tau=10^{-6}}} \right]_p = \left[\frac{Gr}{(G)_{\tau=10^{-6}}} \right]_{p=10 \text{ kg/cm}^2} \cdot p^{m(\tau)-m(\tau=10^{-6})} \quad (3-2)$$

ここで、

$$\left[\frac{Gr}{(G)_{\tau=10^{-6}}} \right]_p : \text{平均主応力 } p \text{ における } G/G_{\tau=10^{-6}} \sim \tau$$

$$\left[\frac{Gr}{(G)_{r=10^{-6}}} \right]_{p=1.0 \text{ kg/cm}^2} : p = 1.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ における } G/G_{r=10^{-6}} \sim r \text{ (図 3-4 に示す)}$$

であり、 $m(r) - m(r=10^{-6})$ は図 3-5 に示すとおりである。

一方、図 3-6 は B-1 地点の粘性土試料を用いて $G/G_0 \sim h$ の関係を求めた結果である。採取試料間のばらつきが多少あるが、これより (2-8) 式で定義した $h_{\max}$ は A_{c1} 層、 A_{c2} 層、 D_5 層のそれぞれに対して 0.14 程度ととることができる。また砂質土に関しては B-1 地点における実験結果がないため、既往の実験結果 (図 2-3 参照) を参考にして、 $h_{\max} = 0.30$ とした。

以上のようにして、実測もしくは既往の実験結果から求めた B-1 地点における $G/G_{\max} \sim h \sim r$ の関係を図 3-7 に示す。ここで、地表面下 2.4 m、5.5 m、8.5 m、11.5 m、14.4 m、18.5 m、21.4 m、22.4 m、26 m における粘性土 (図 3-7(a)~(i)) に対しては B-1 地点における採取試料の土質試験結果を、また、これより下の砂質土 (図 3-7(j)~(l)) に対しては式 (3-2) から推定した結果を、それぞれ示している。また、同図中には後述する R-O モデルから求めた $G/G_{\max} \sim h \sim r$ の理論曲線も示している。

次に、B-28 地点および B-52 地点では、土質試料を用いた共振法土質試験および振動三軸試験による試験結果が得られていない。そのため、地盤のせん断波速度は前述したように各層の N 値の平均的な値から推定したが、 $G/G_{\max} \sim h \sim r$ の関係は、B-1 地点の結果に基づいて次のように定めた。すなわち、B-1、B-28 および B-52 地点の地盤構成は大きく、沖積粘性土層(1) (A_{c1} 層)、沖積粘性土層(2) (A_{c2} 層)、沖積砂層、洪積粘性土層 (D_5 層)、洪積砂層に分けることができる。したがって、粘性土に対しては B-1 地点の地盤調査結果から、これらの各地層ごとにこの中で複数個行なわれている $G/G_{\max} \sim r$ の試験結果の平均値を求め、これを対応する B-28 地点および B-52 地点における $G/G_{\max} \sim r$ 関係とした。砂質土については、B-1 地点と同様に (3-2) 式により推定した。また、減数定数 $h_{\max}$ についても B-1 地点と同じように、粘性土層に対しては $h_{\max} = 0.14$ 、砂質土層に対しては $h_{\max} = 0.30$ とした。

3-3 R-O モデル定数の決定

前章に示したように R-O モデルの 3 種のパラメータ C_1 、 C_2 、 β は $r=10^{-6}$ に対応するせん断弾性係数 $G_{\max}$ 、 $r \rightarrow \infty$ の時の減衰定数 $h_{\max}$ 、 $G/G_{\max}$ が 0.5 になる時のせん断ヒズミ $r_{0.5}$ の 3 つを与えることにより次のように定めることができる。

$$C_1 = \frac{1}{G_{\max}} \quad C_2 = \left(\frac{2}{r_{0.5} \cdot G_{\max}} \right)^{\beta} \quad \beta = \frac{2\pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}} \quad (3-3)$$

ここで、上述したように地盤定数を定めた場合に (2-1) 式による R-O モデルの $G \sim r$ および $h \sim r$ の関係と実験結果 (粘性土) がどの程度一致するかを示した一例が図 3-7 である。ここで、砂質土の場合には、B-1 地点における実測結果がないため (3-2) 式による既往の実験結果との比較を示している。この結果によればヒズミが非常に小さい領域を除けば両者は全体としてよく一致しているといえる。

表 3-2 ~ 3-4 は以上のように求めた対象地盤のモデル化を示したものである。

表3-2 地盤モデル(B-1地点)

Layer No	Sub-Layer	深 度 (m)	地 年 質 代	土 質	V_s (m/sec)	r_t (ton/m ²)	G_{max} (ton/m ²)	$r_{0.5}$ ($\times 10^{-4}$)	C_1	C_2	β	h_{max}	R-Oパラメータの決定の根拠
1	1	0 ~ 4	沖 積	粘 土	60	1.4	514	0.45	1.946×10^{-3}	12.32	0.563	0.14	資料No 1 (G.L. 2.4 m) (図3-7(a)参照)
2	1	4 ~ 7	"	"	60	1.4	514	8.0	"	2.437	"	"	資料No 2 (G.L. 5.5 m) (図3-7(b)参照)
3	1	7 ~ 10	"	"	60	1.4	514	2.0	"	5.318	"	"	資料No 3 (G.L. 8.5 m) (図3-7(c)参照)
4	1	10 ~ 13	"	"	110	1.5	1852	2.6	5.400×10^{-4}	2.229	"	"	資料No 4 (G.L. 11.5 m) (図3-7(d)参照)
5	1	13 ~ 17.5	"	"	110	1.5	1852	1.1	"	3.618	"	"	資料No 5 (G.L. 14.4 m) (図3-7(e)参照)
6	1	17.5 ~ 20	"	シルト質粘土	110	1.5	1852	17.0	"	0.775	"	"	資料No 6 (G.L. 18.5 m) (図3-7(f)参照)
7	1	20 ~ 23	"	"	110	1.5	1852	8.2	"	1.168	"	"	資料No 7 (G.L. 21.4 m) (図3-7(g)参照)
8	1	23 ~ 25	洪 積	砂質シルト	300	1.85	16990	13.6	5.89×10^{-5}	0.252	"	"	資料No 8 (G.L. 22.4 m) (図3-7(h)参照)
9	1	25 ~ 27.5	"	シルト質粘土	300	1.85	16990	4.5	"	0.470	"	"	資料No 9 (G.L. 26 m) (図3-7(i)参照)
10	2	27.5 ~ 36	"	中 砂	300	1.85	16990	5.1	"	0.074	1.780	0.30	式(3-3)から推定 ($P_0 = 1.20 \text{ kg/cm}^2$) (図3-7(j)参照)
11	2	36 ~ 42	"	シルト質粘土	190	1.8	6631	17.0	1.508×10^{-4}	0.378	0.563	0.14	資料No 7 を準用
12	2	42 ~ 49	"	"	220	1.8	8890	17.0	1.125×10^{-4}	0.320	"	"	"
13	2	49 ~ 56	"	粘土、砂互層	280	1.8	14400	17.0	6.944×10^{-5}	0.244	"	"	"
14	1	56 ~ 62	"	砂 礫	660	1.85	82231	8.0	1.216×10^{-5}	0.00199	1.780	0.30	式(3-3)から推定 ($P_0 = 2.67 \text{ kg/cm}^2$) (図3-7(k)参照)
15	1	62 ~ 68	"	中 細 砂	350	1.85	23125	10.0	4.324×10^{-5}	0.0128	"	0.30	式(3-3)から推定 ($P_0 = 3.01 \text{ kg/cm}^2$) (図3-7(l)参照)

表3-3 地盤モデル(B-28地点)

Layer No	Sub-Layer	深 度 (m)	土 記 号	土 質	V_s (m/sec)	r_t (ton/m ²)	G_{max} (ton/m ²)	$\gamma_{0.5}$ ($\times 10^{-4}$)	C_1 (m ² /ton)	C_2	β	h_{max}	R-Oパラメータの決定の根拠
1	1	0~3.2	沖 積		60	1.5	551	2.0	1.815×10^{-3}	5.114	0.563	0.14	A _{c1} 層に対する実測値の平均値
2	1	3.2~6.2	"		170	2.0	5898	2.1	1.695×10^{-4}	2.345	1.780	0.3	式(3-3)から推定 ($p'_0 = 0.21 \text{ kg/cm}^2$)
3	1	6.2~8.9	洪 積		300	1.8	16531	8.0	6.049×10^{-5}	0.345	0.563	0.14	D _s 層に対する実測値の平均値
4	1	8.9~15.2	"		320	1.85	19331	3.45	5.017×10^{-5}	0.111	1.780	0.3	式(3-3)から推定 ($p'_0 = 0.63 \text{ kg/cm}^2$)
5	1	15.2~21.5	"		350	1.95	24375	4.4	4.103×10^{-5}	0.0503	1.780	0.3	式(3-3)から推定 ($p'_0 = 0.99 \text{ kg/cm}^2$)
6	1	21.5~26.9	"		350	1.80	22500	8.0	4.444×10^{-5}	0.290	0.563	0.14	D _s 層に対する実測値の平均値
7	1	26.9~29.8	"		350	1.90	23750	5.2	4.211×10^{-5}	0.0392	1.780	0.3	式(3-3)から推定 ($p' = 1.25 \text{ kg/cm}^2$)
8	1	29.8~37.6	"		320	1.70	17763	8.0	5.630×10^{-5}	0.332	0.563	0.14	D _s 層に対する実測値の平均値
9	1	37.6~44.7	"		290	1.65	14160	8.0	7.062×10^{-5}	0.393	0.563	0.14	"
10	1	44.7~51.7	"		320	1.55	16196	8.0	6.174×10^{-5}	0.366	0.563	0.14	"
11	1	51.7~56.7	"		340	1.80	21233	9.4	4.710×10^{-5}	0.0167	1.780	0.3	式(3-3)から推定 ($p' = 2.81 \text{ kg/cm}^2$)
12	1	56.7~65.8	"		340	1.75	20643	8.0	4.844×10^{-5}	0.305	0.563	0.14	D _s 層に対する実測値の平均値

表3-4 地盤モデル(B-52地点)

Layer No	Sub-Layer	深 度 (m)	土 記 号	土 質	V_s (m/sec)	r_t (ton/m ²)	G_{max} (ton/m ²)	$\gamma_{0.5}$ ($\times 10^{-4}$)	C_1 (m ² /ton)	C_2	β	h_{max}	R-Oパラメータの決定の根拠
1	2	0~5.0	沖 積	シルト質粘土	60	1.25	459	2.0	2.179×10^{-3}	5.668	0.563	0.14	A _{c1} 層に対する実測値の平均値
2	2	5.0~9.0	"	"	110	1.25	1543	2.0	6.481×10^{-4}	2.864	0.563	0.14	"
3	2	9.0~14.0	"	"	110	1.60	1976	2.0	5.061×10^{-4}	2.492	0.563	0.14	"
4	2	14.0~21.0	"	"	110	1.60	1976	6.0	5.061×10^{-4}	1.342	0.563	0.14	A _{c2} 層に対する実測値の平均値
5	2	21.0~29.1	洪 積	砂質シルト	300	1.70	15612	8.0	6.405×10^{-5}	0.357	0.563	0.14	D _s 層に対する実測値の平均値
6	2	29.1~35.0	"	砂 礫	350	2.43	30375	5.4	3.292×10^{-5}	0.0236	1.780	0.30	式(3-3)から推定 ($p = 1.29 \text{ kg/cm}^2$)
7	2	35.0~41.1	"	"	350	2.43	30375	7.0	3.292×10^{-5}	0.0149	1.780	0.30	式(3-3)から推定 ($p = 1.86 \text{ kg/cm}^2$)
8	4	41.1~65.3	"	シルト質粘土 粘土質シルト	260	1.75	12071	8.0	8.284×10^{-5}	0.412	0.563	0.14	D _s 層に対する実測値の平均値
9	1	65.3~72.0	新 第 三 紀	シルト混り砂	320	1.90	19853	11.5	5.037×10^{-5}	0.0131	1.780	0.30	式(3-3)から推定 ($p = 3.56 \text{ kg/cm}^2$)

3-4 入力地震動

解析に用いた入力地震動は既存の強震記録の中から表3-5に示す5種類を選んだ。このうち、板島橋の記録については軟質な地盤の表面で採取された記録のため、重複反射の計算により基盤の地震動に変換した。図3-8は入力地震動の加速度波形を、また、図3-9は加速度応答スペクトル倍率 β を示したものである。図3-9から入力地震動の振動特性を分類すると、豊後水道沖地震（板島橋）は比較的短周期成分が卓越しており、また、伊豆半島沖地震（観音崎）は1.0秒付近の比較的長周期成分が卓越した地震波といえることができる。

なお入力地震動の最大加速度は基盤において、100、200、300 galの3種類に変化させた。

表3-5 入力地震動の諸元

地震名	発生年	最大加速度 (gal)	M	記録地点	記録成分	記録深度 (m)
宮城県沖	1978	29	7.4	開北橋	橋軸直角	地表
伊豆半島沖	1974	17	6.9	観音崎	E-W	-80 m
日向灘沖	1968	170	7.5	板島橋	橋軸	地表
宮城県沖	1978	240	7.4	樽水ダム	橋軸	地表
豊後水道沖	1968	439	6.6	板島橋	橋軸	地表

3-5 計算結果

前節の条件のもとにR-Oモデルにより行なった地震応答解析結果の一例を図3-10（最大加速度および最大変位の分布）、図3-11（最大せん断ひずみの分布）、および図3-12（地表層におけるせん断応力～せん断ひずみのヒステリシス）に示す。

また、B-1地点に観音崎記録および板島橋記録（豊後水道沖地震）を作用させた場合の地表面の加速度応答スペクトル倍率 β を基盤入力加速度のレベルに着目して整理した結果を図3-13に示す。

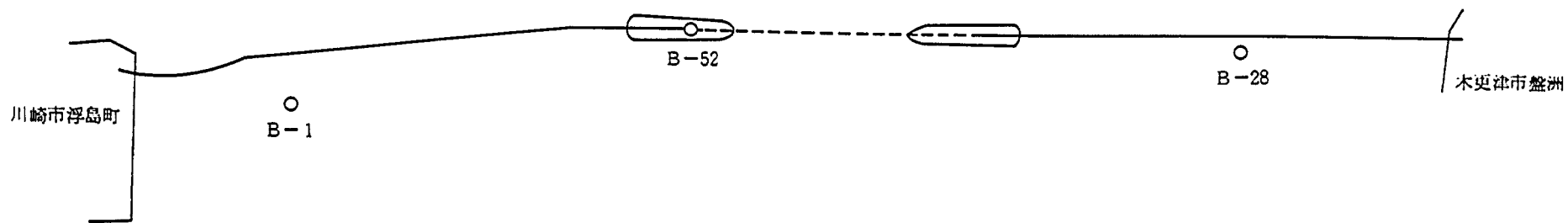


図3-1 解析対象地点

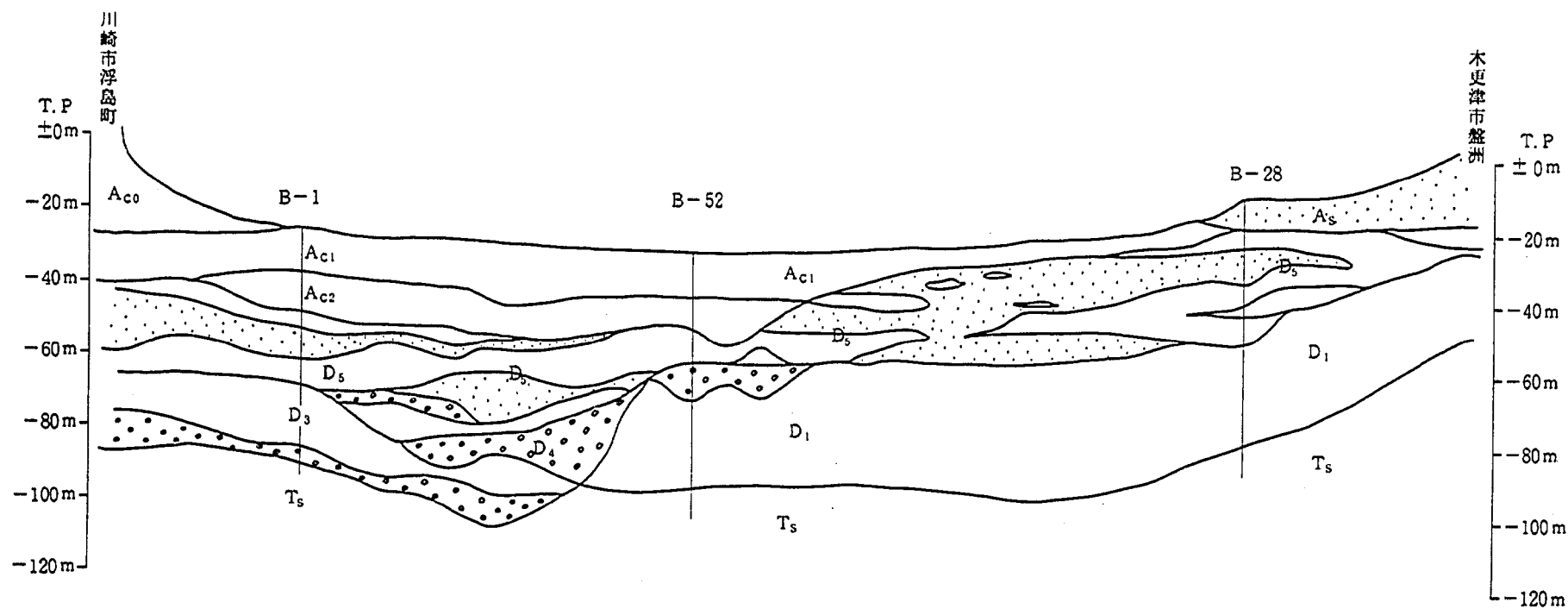


図3-2 東京湾地質断面図

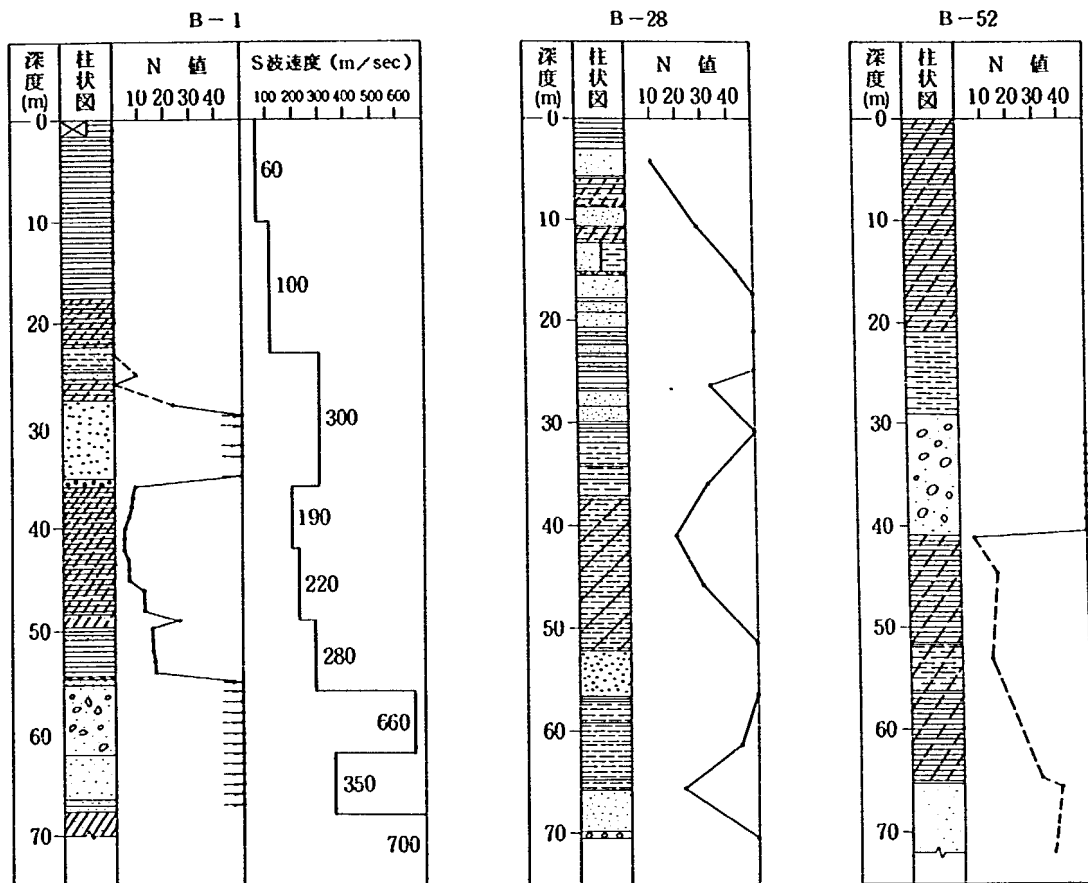


図3-3 解析地点の地盤柱状図

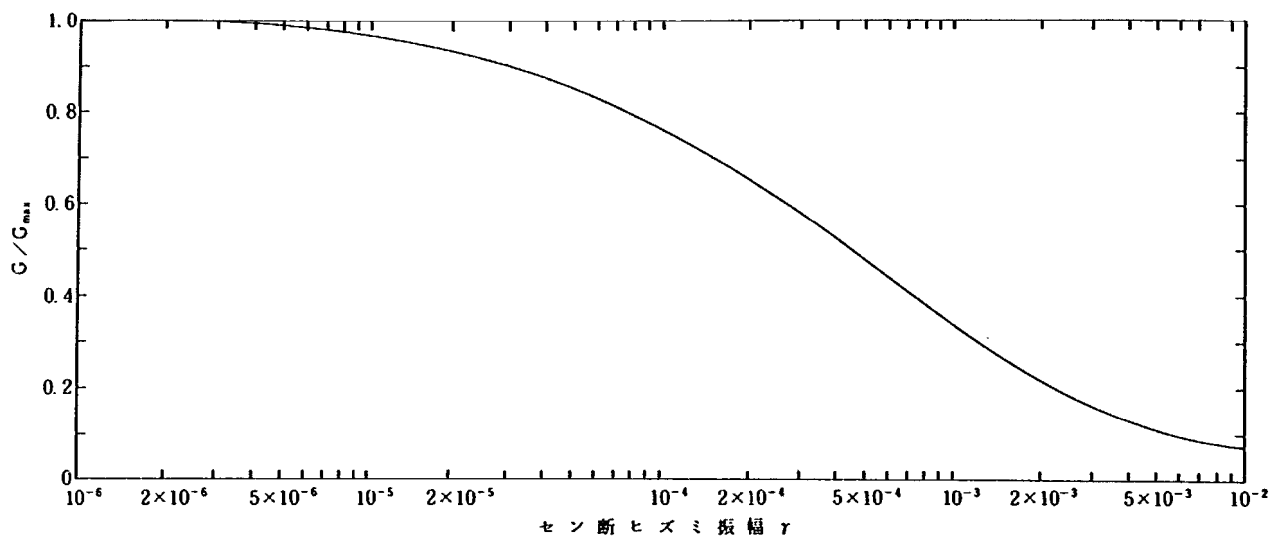


図3-4 $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ に対する $G \sim \gamma$ 関係 (砂)

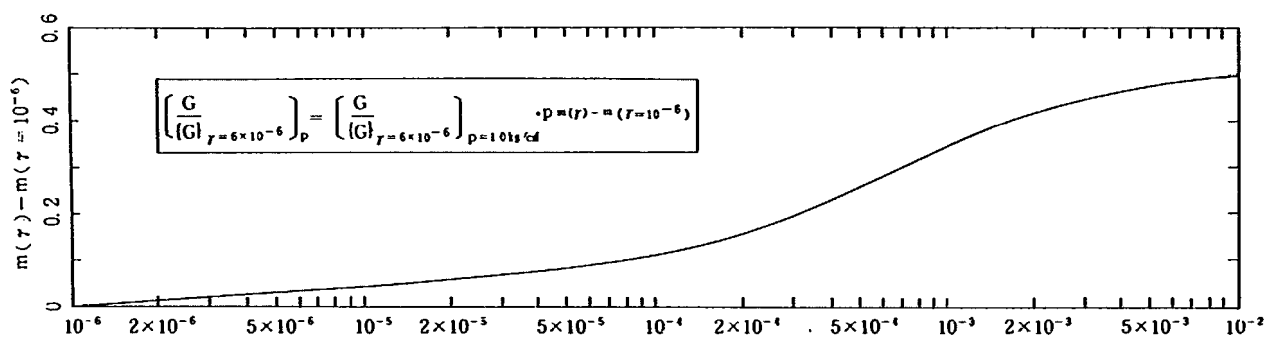


図3-5 $m(r) - m(r=10^{-6}) \sim \gamma$ の関係

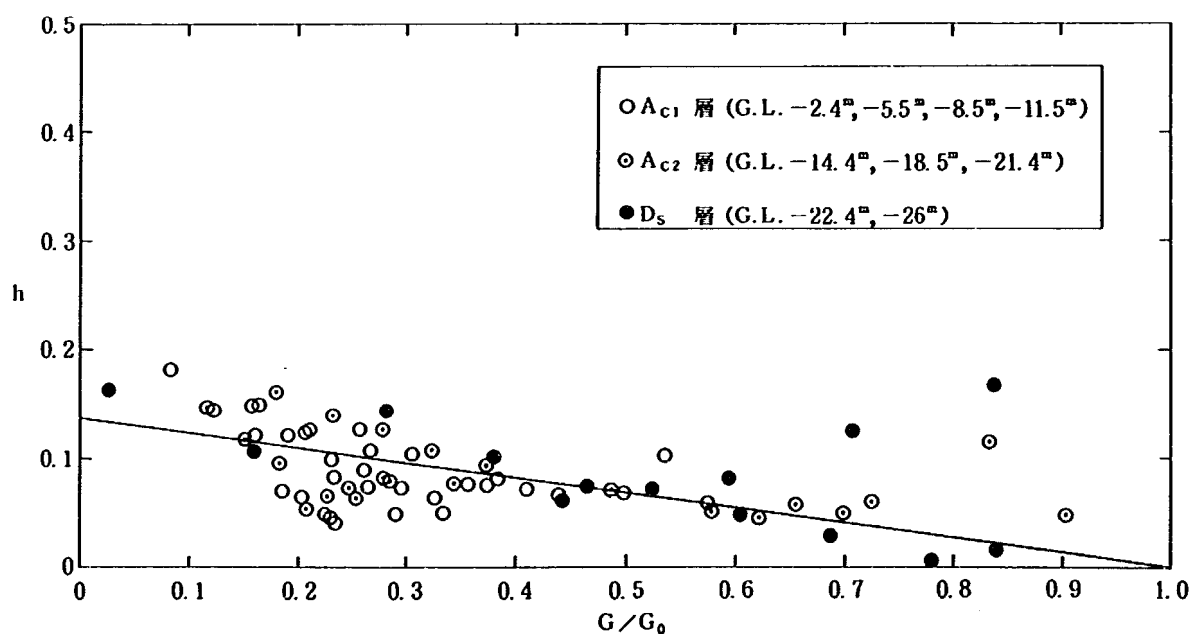
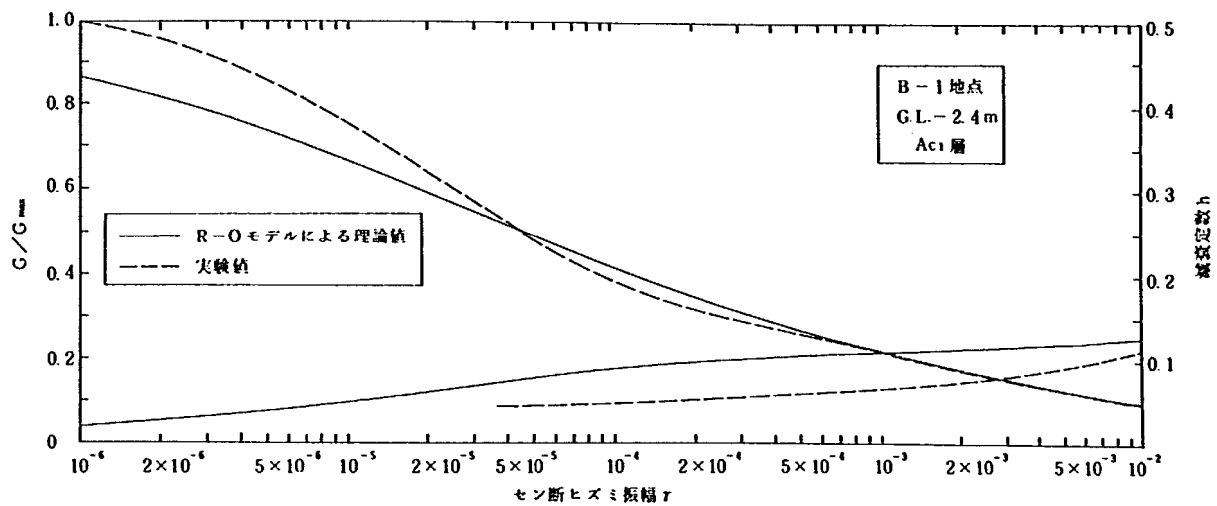
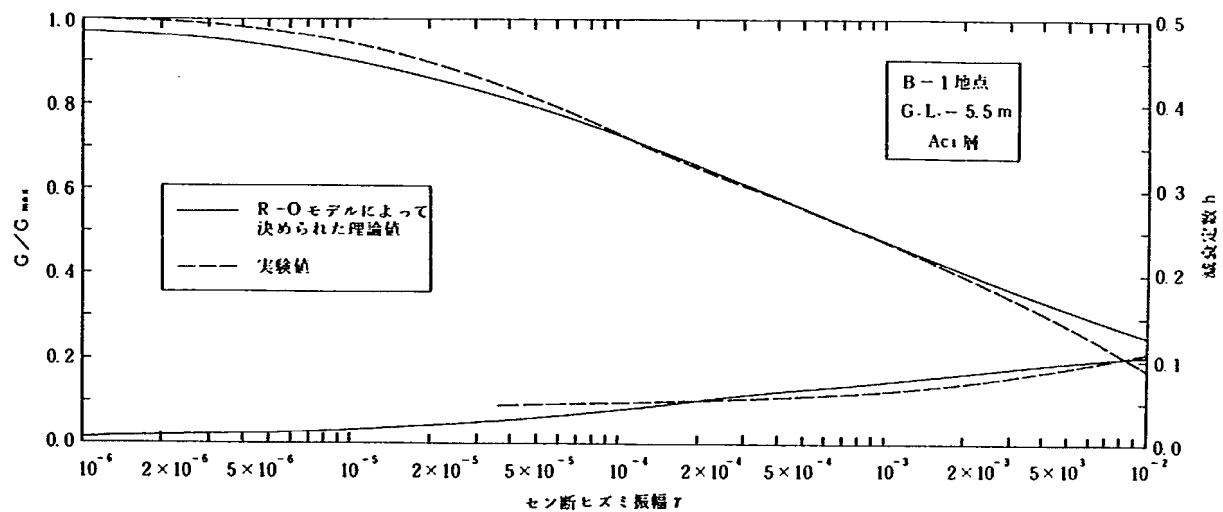


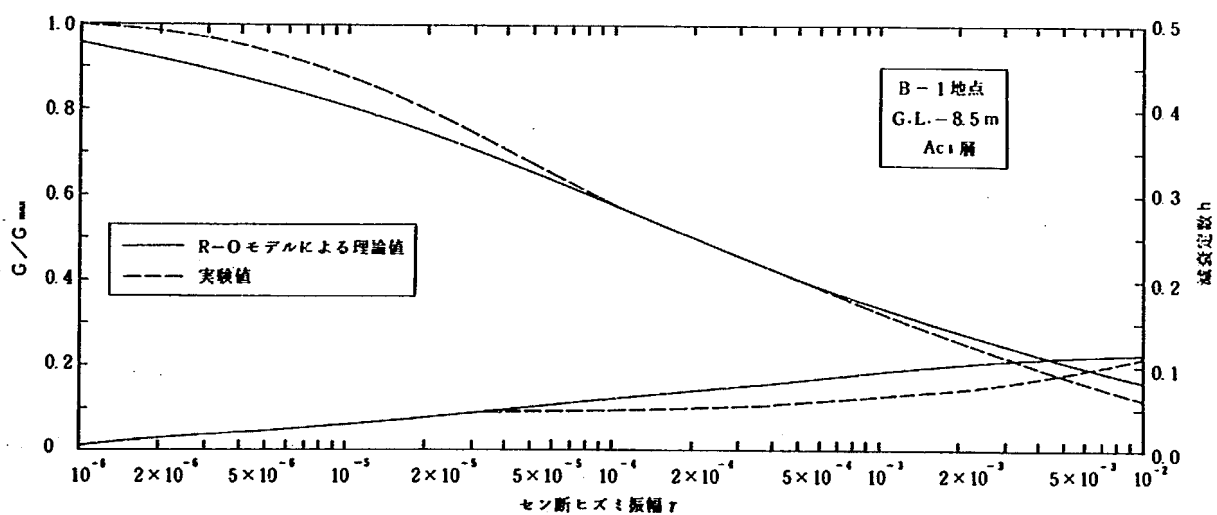
図3-6 B-1地点の粘性土に対する実測結果から求めた $G/G_0 \sim h$ の関係



(a) G.L. - 2.4 m (B-1) 粘性土試料No 1

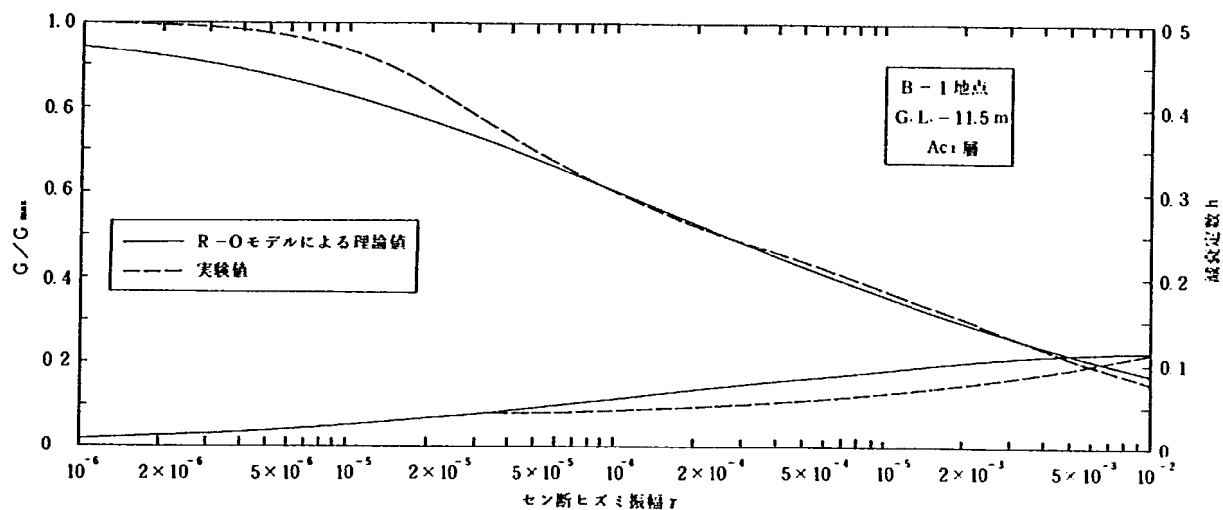


(b) G.L. - 5.5 m (B-1 地点) 粘性土試料No 2

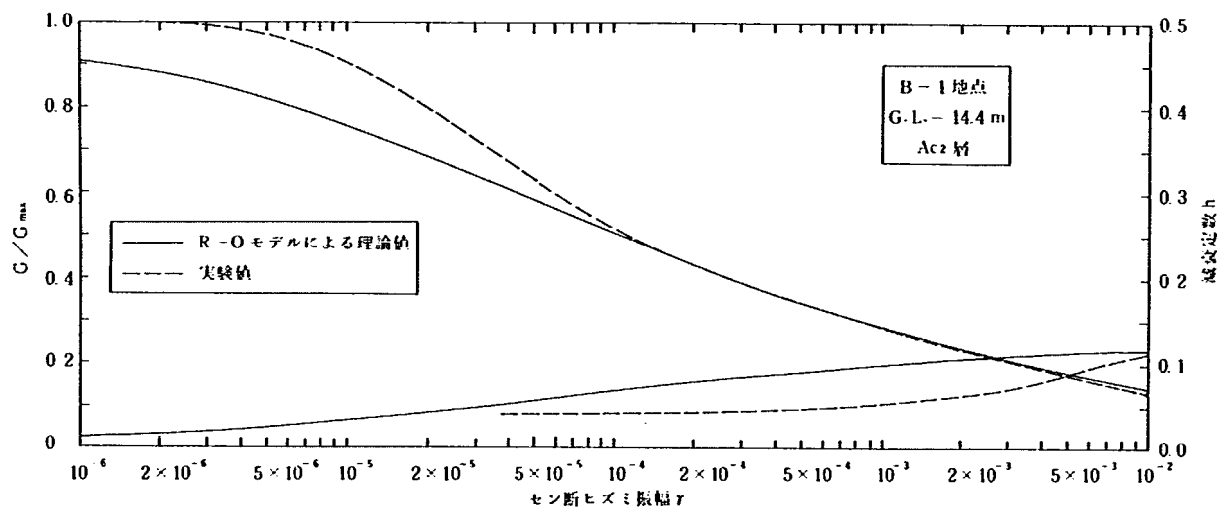


(c) G.L. - 8.5 m (B-1 地点) 粘性土試料No 3

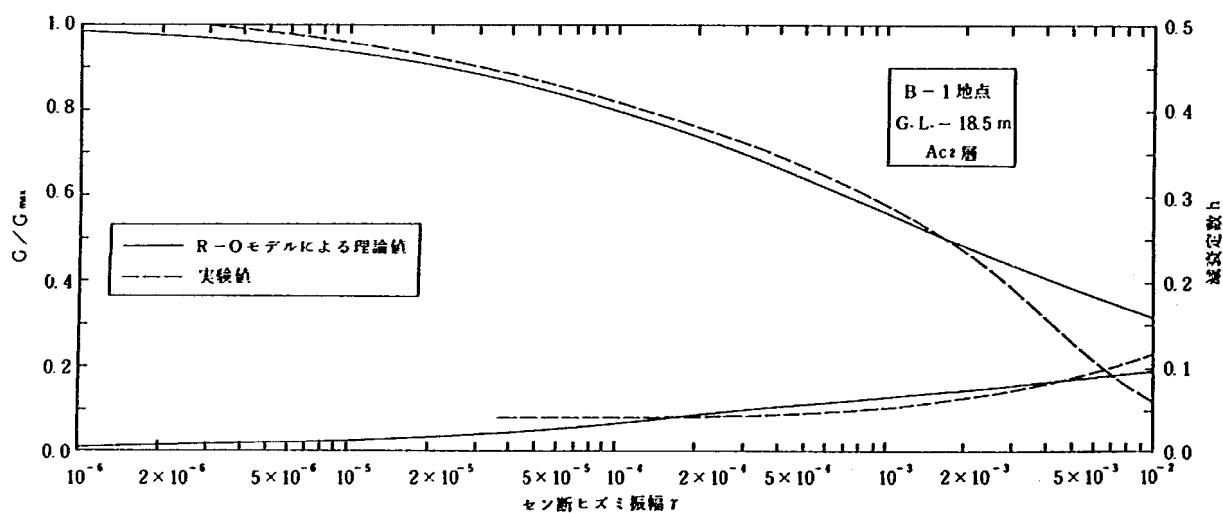
図3-7(1) B-1地点における実測結果もしくは既往の実験結果に基づく
土の剛性および減衰定数のひずみ依存性とR-Oモデルの比較
(B-1地点の解析モデルに使用)



(d) G.L. - 11.5 m (B-1 地点) 粘性土試料No.4

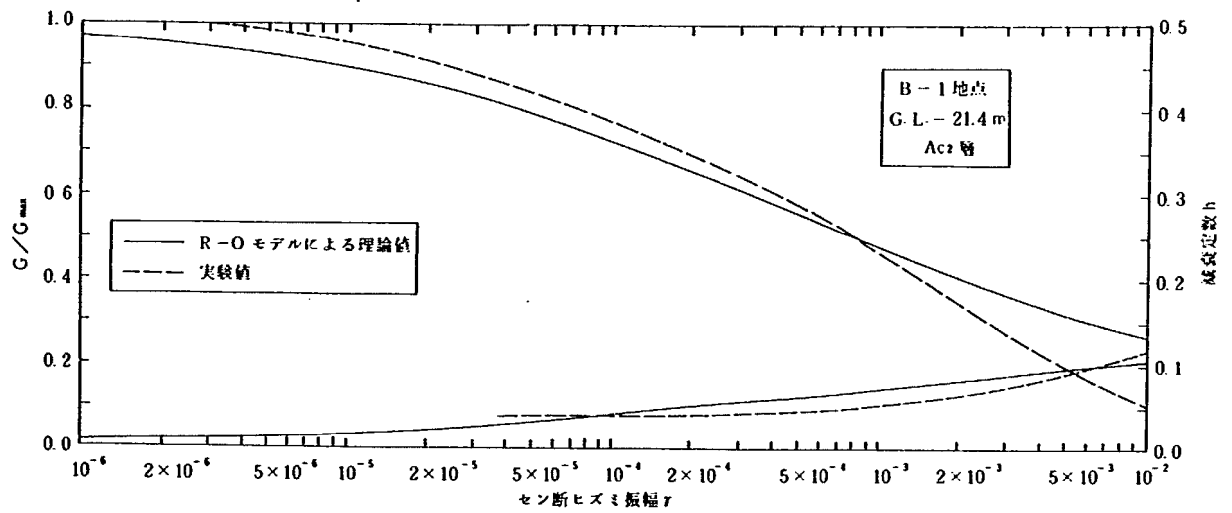


(e) G.L. - 14.4 m (B-1 地点) 粘性土試料No.5

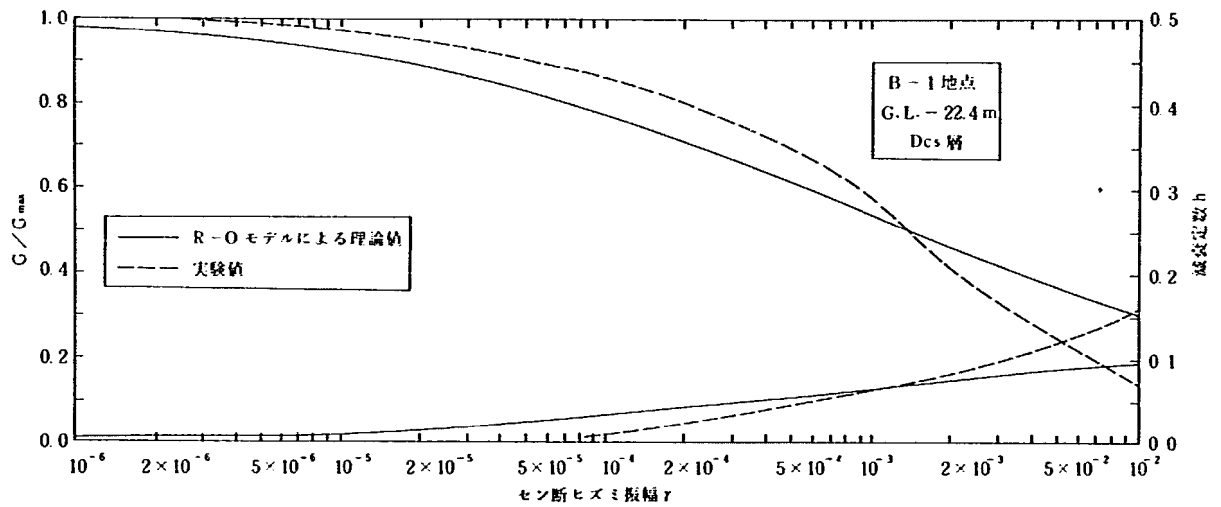


(f) G.L. - 18.5 m (B-1 地点) 粘性土試料No.6

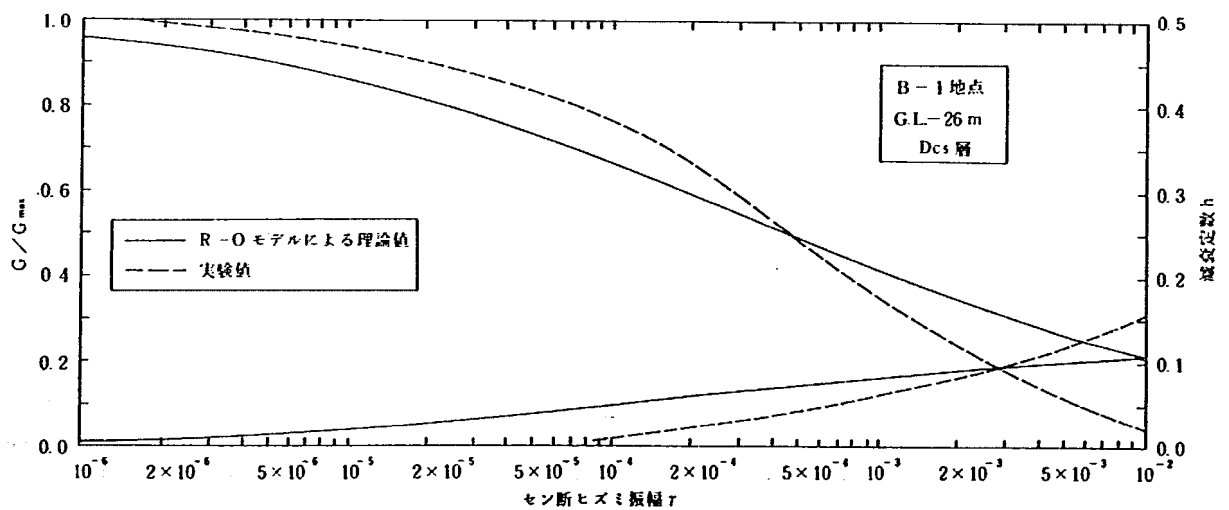
図3-7(2) B-1 地点における実測結果もしくは既往の実験結果に基づく土の剛性および減衰定数のひずみ依存性とR-Oモデルの比較 (B-1 地点の解析モデルに使用)



(g) G.L. - 21.4 m (B-1 地点) 粘性土試料No. 7

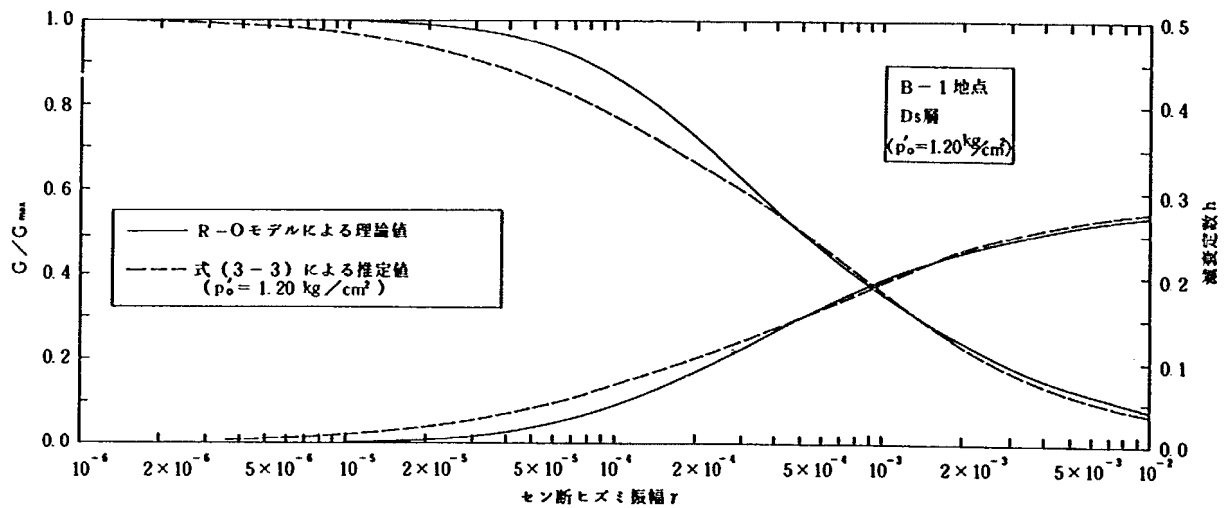


(h) G.L. - 22.4 m (B-1 地点) 粘性土試料No. 8

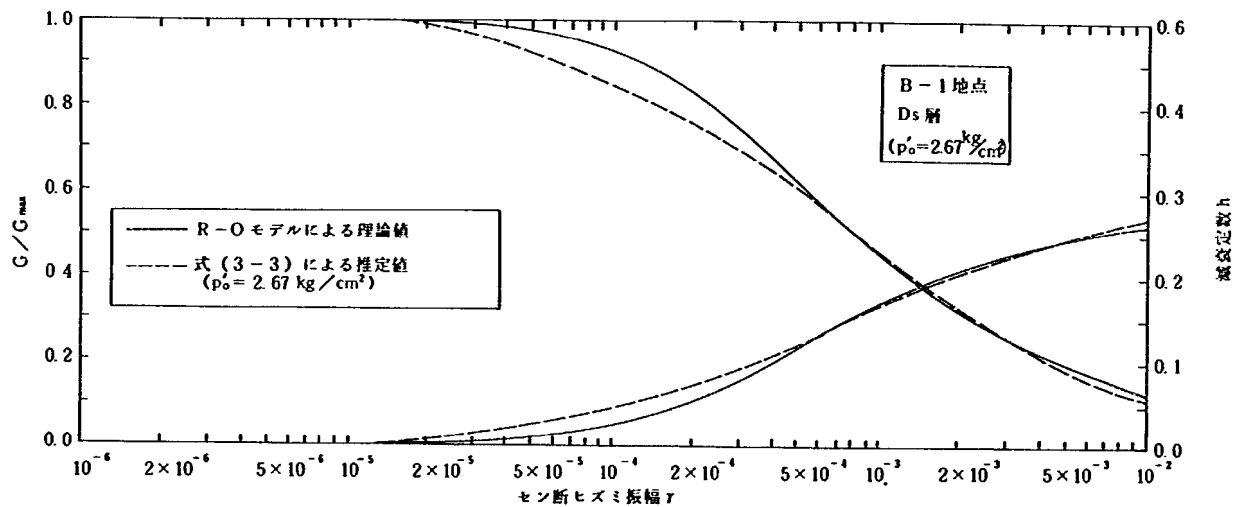


(i) G.L. - 26 m (B-1 地点) 粘性土試料No. 9

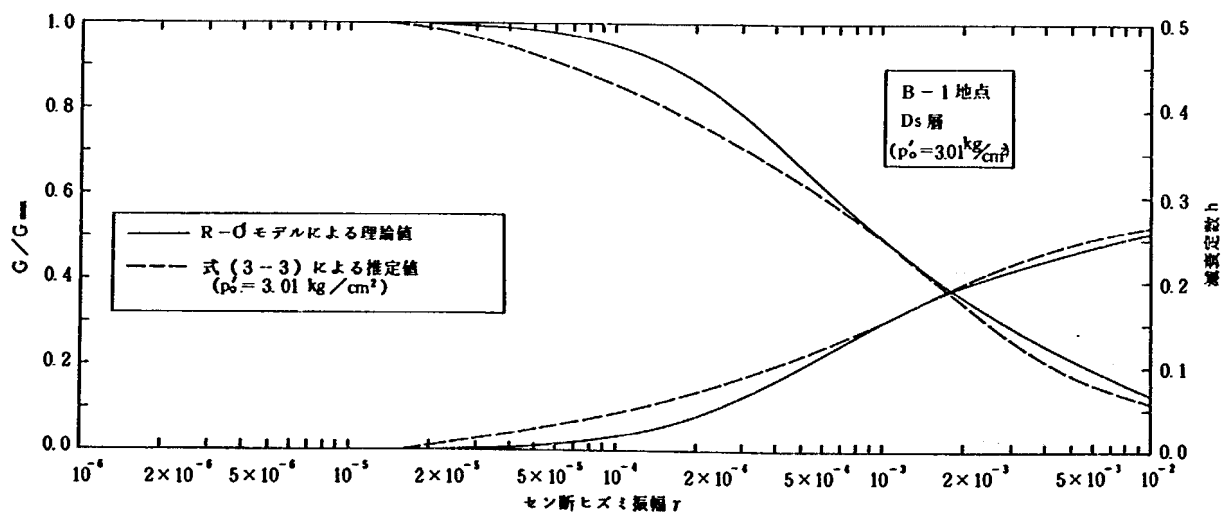
図 3-7(3) B-1 地点における実測結果もしくは既往の実験結果に基づく
土の剛性および減衰定数のひずみ依存性と R-O モデルの比較
(B-1 地点の解析モデルに使用)



(j) G.L. - 27.5 m ~ 36 m ($p'_0 = 1.20 \text{ kg/cm}^2$) に対する推定値 (砂質土)



(k) G.L. - 56 ~ 62 m ($p'_0 = 2.67 \text{ kg/cm}^2$) に対する推定値 (砂質土)



(l) G.L. - 62 ~ 68 m ($p'_0 = 3.01 \text{ kg/cm}^2$) に対する推定値 (砂質土)

図 3-7(4) B-1 地点における実測結果もしくは既往の実験結果に基づく土の剛性および減衰定数のひずみ依存性と R-O モデルの比較 (B-1 地点の解析モデルに使用)

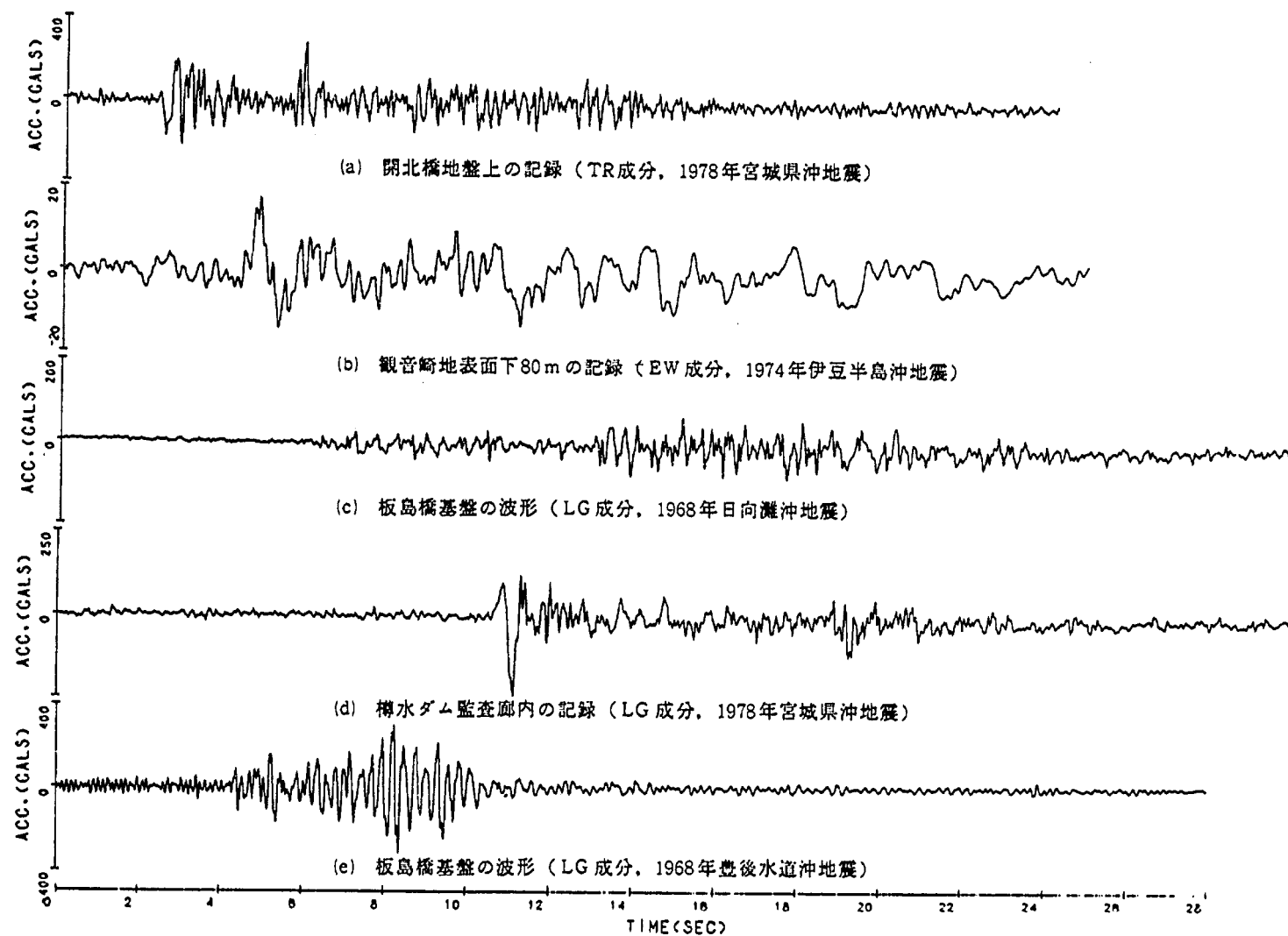


図3-8 入力地震波形

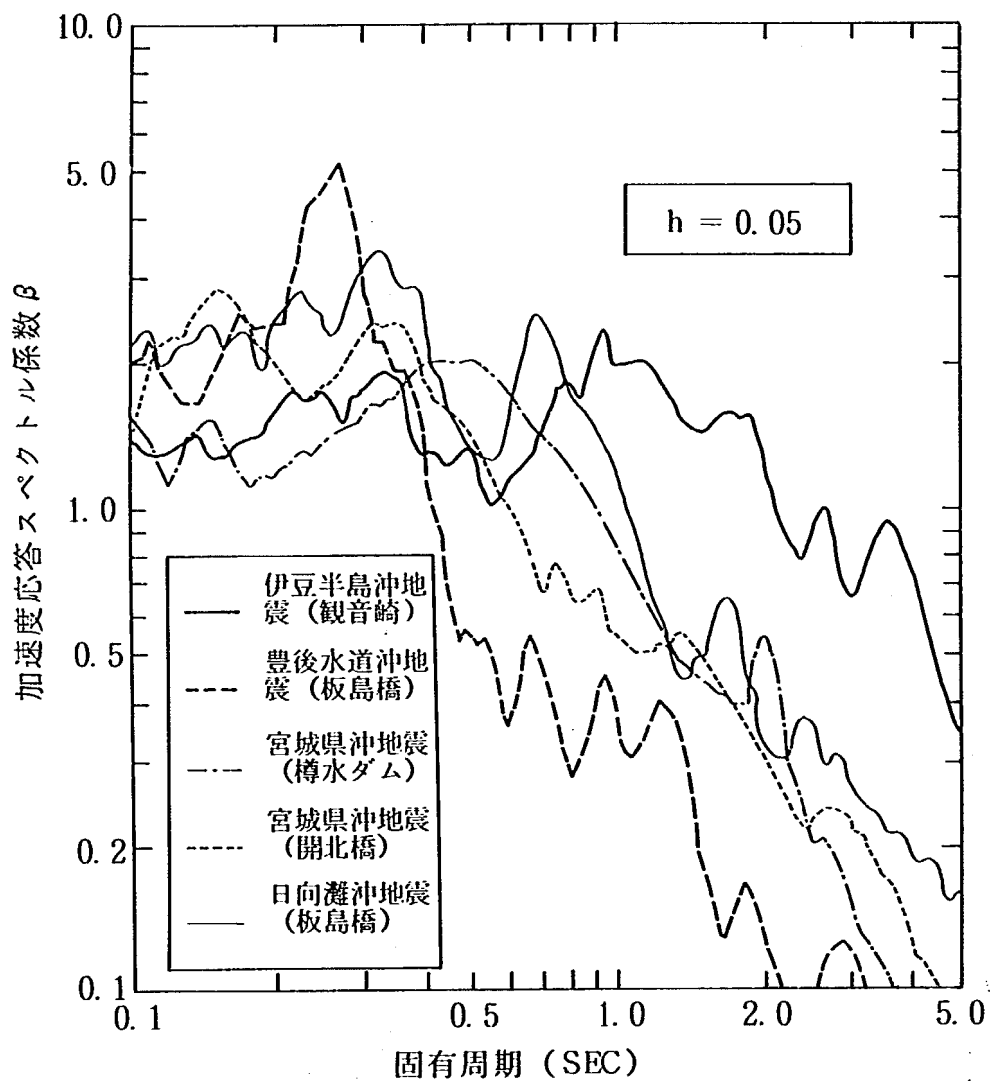
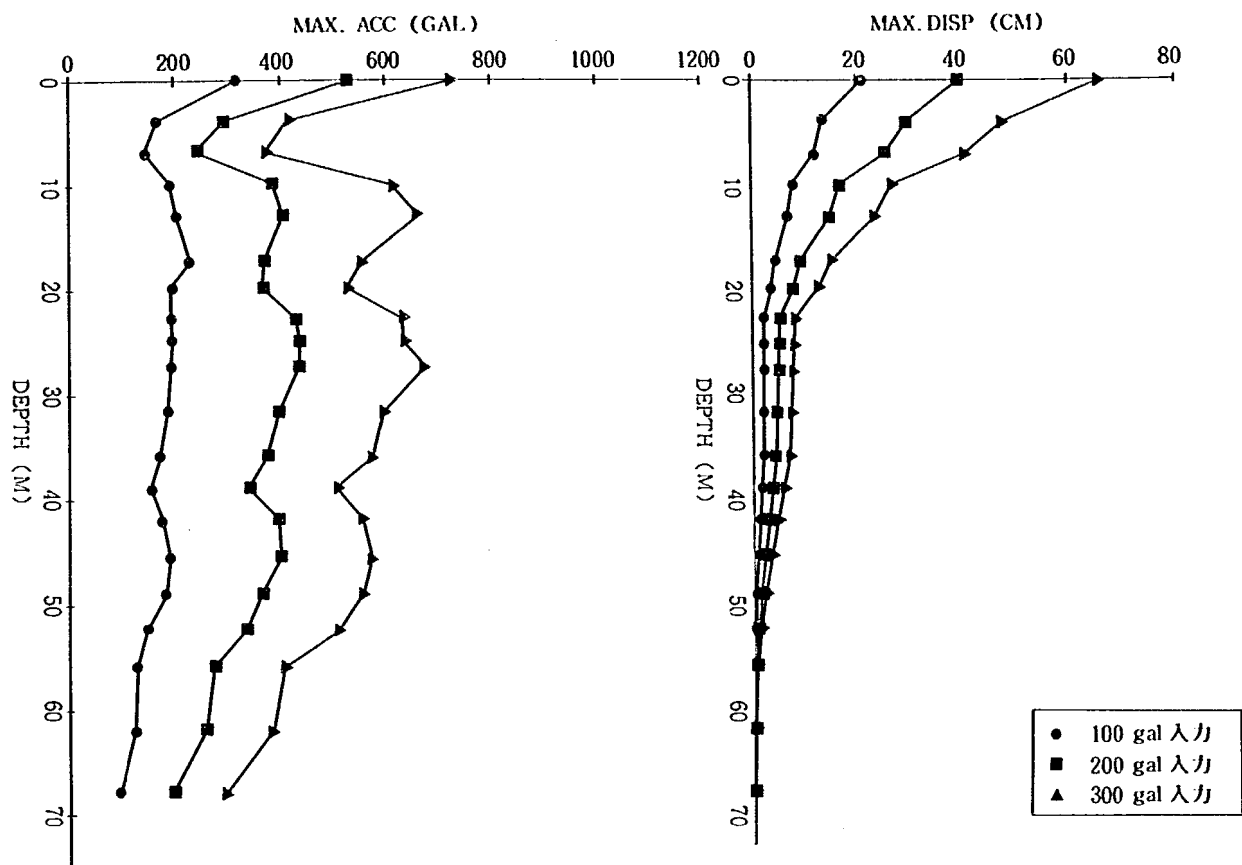
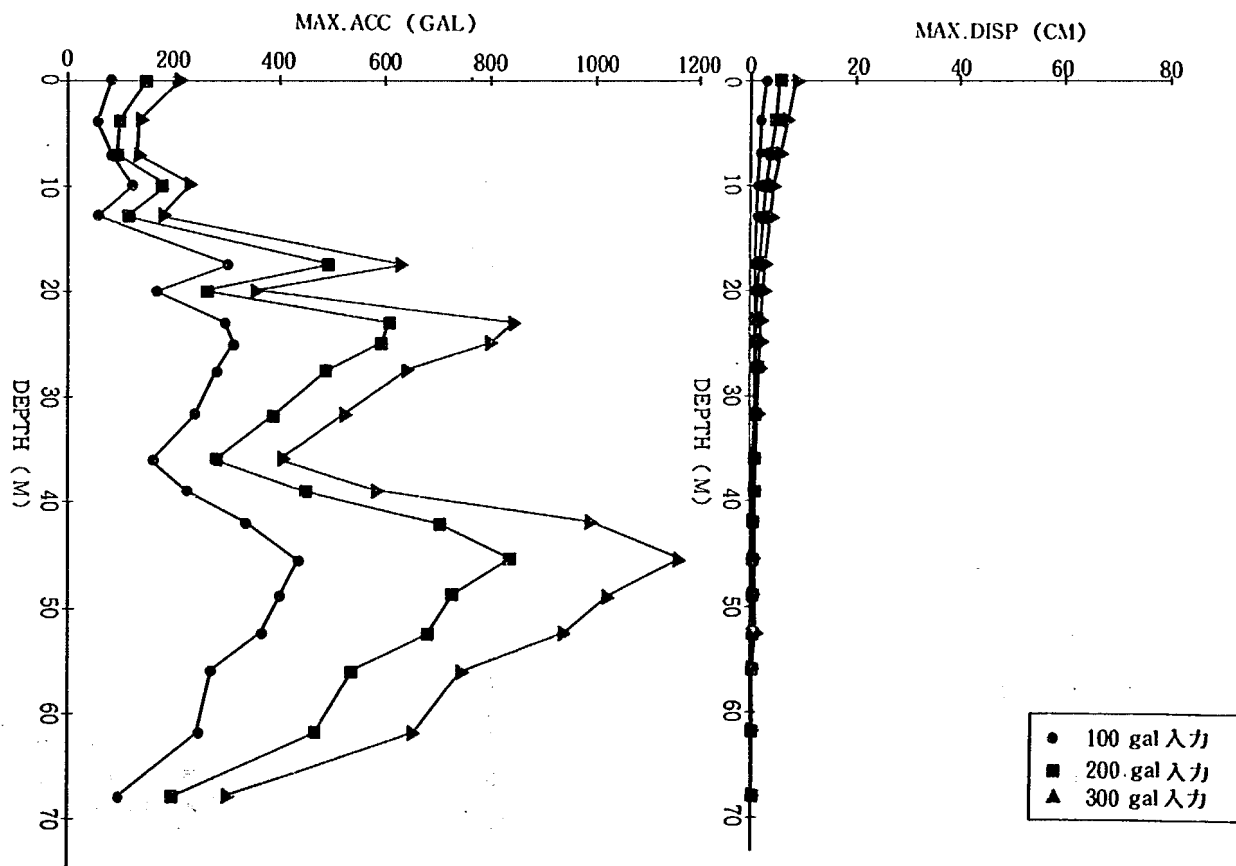


図3-9 入力地震動の振動特性

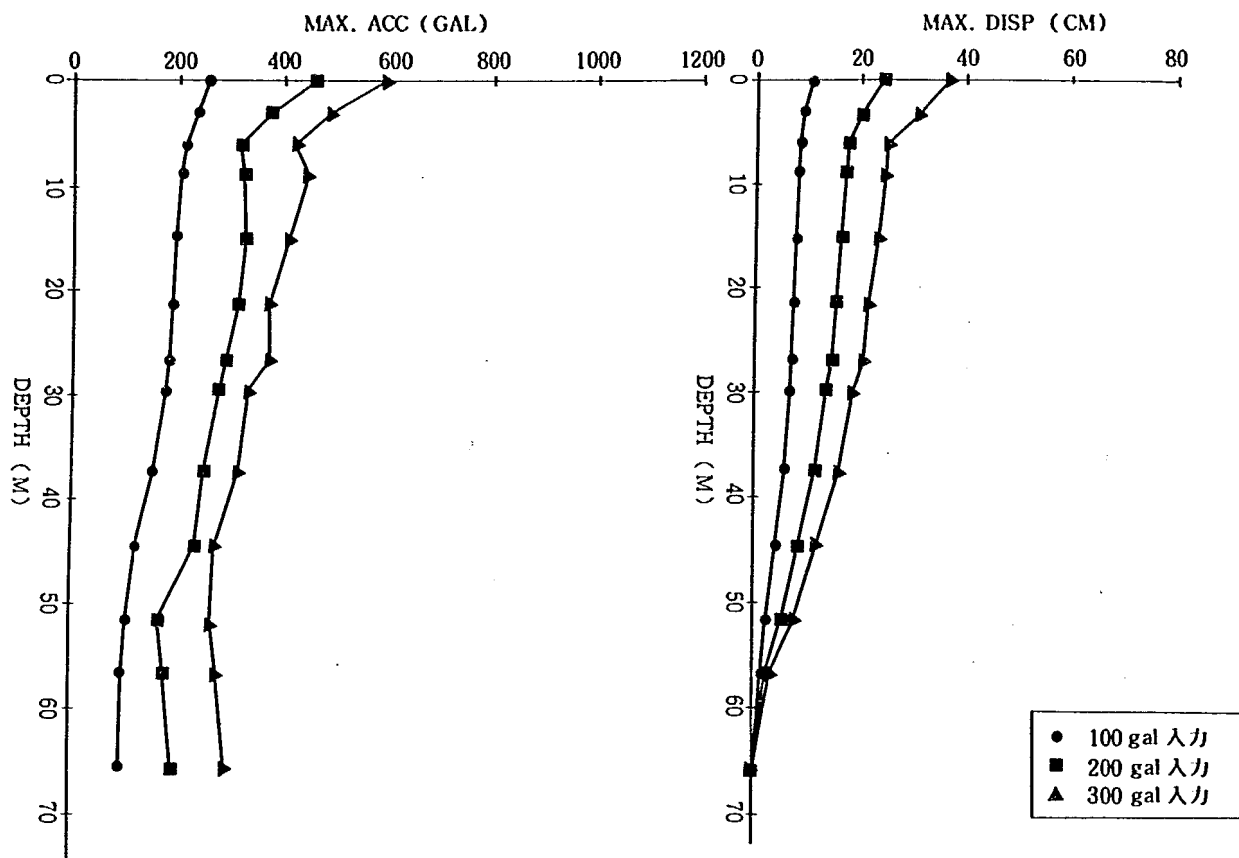


(a) 観音崎記録（伊豆半島沖地震）を作用させた場合

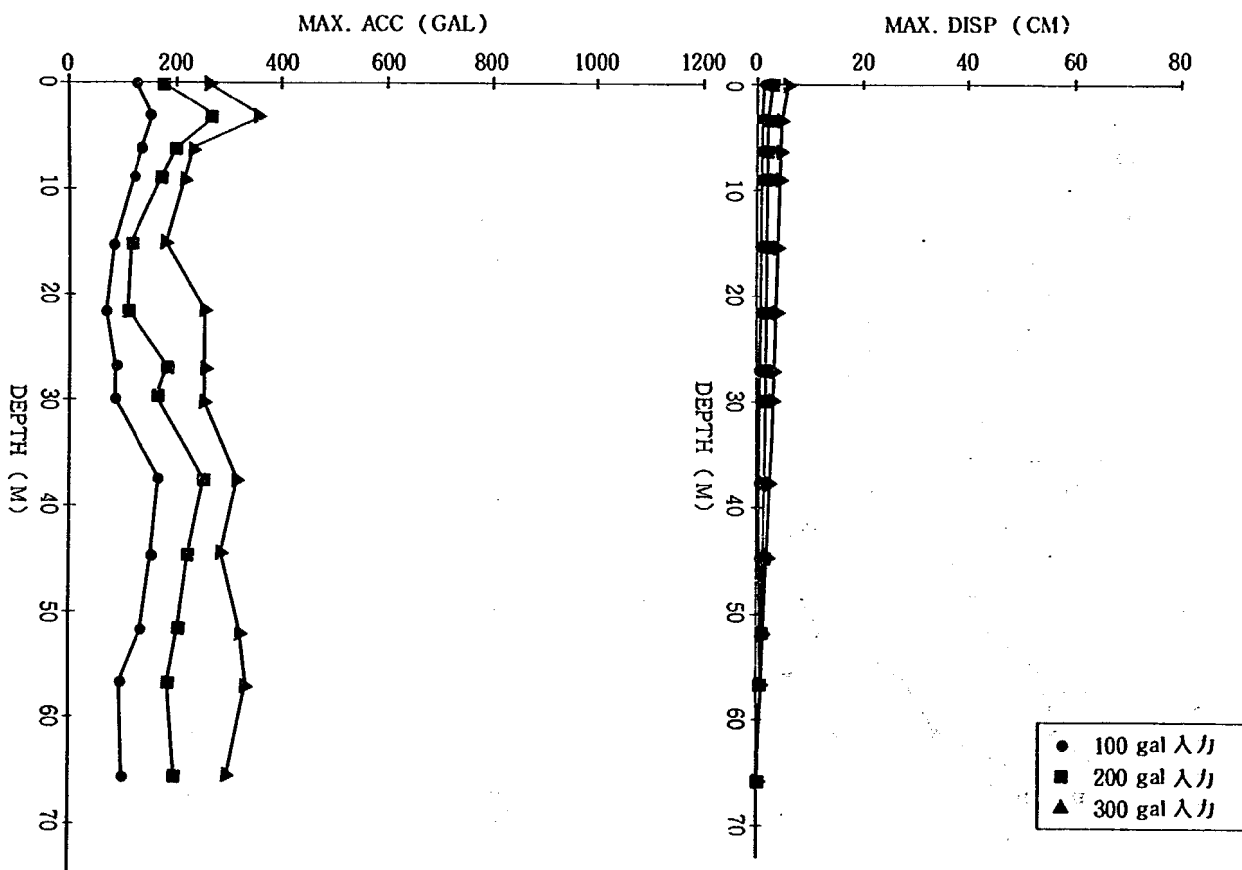


(b) 板島橋記録（豊後水道沖地震）を作用させた場合

図 3 - 10(1) 最大加速度および最大変位の分布（B - 1 地点）

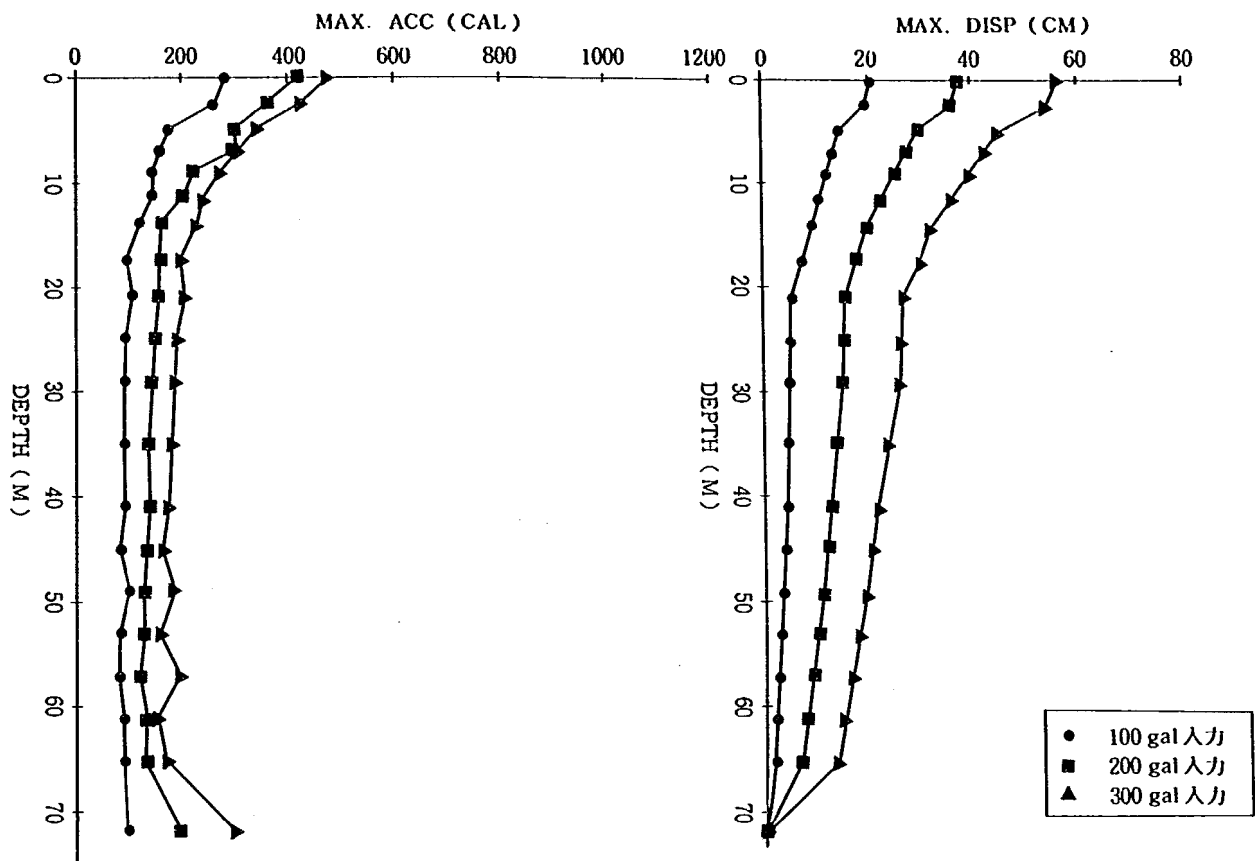


(a) 観音崎記録を作用させた場合

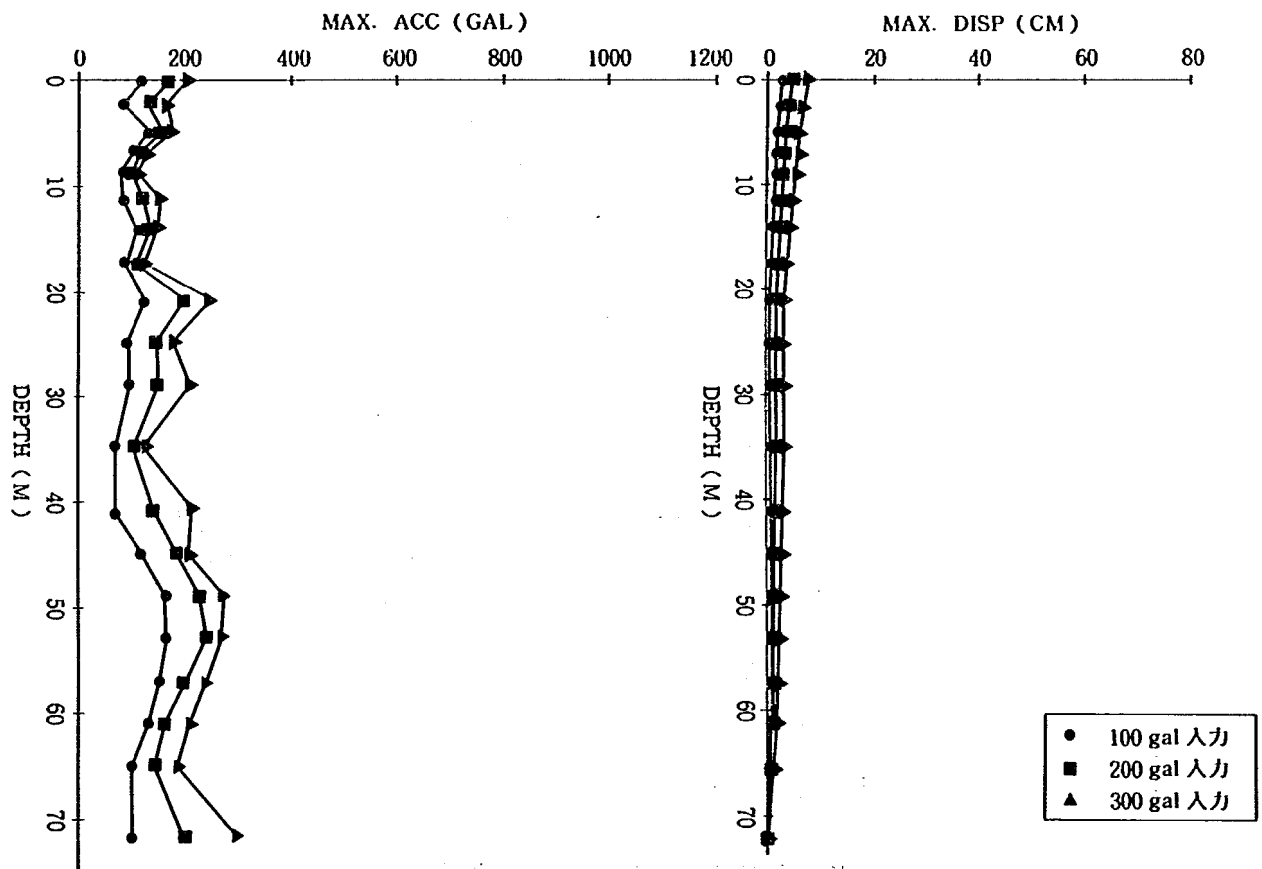


(b) 板島橋記録を作用させた場合

図 3 - 10(2) 最大加速度および最大変位の分布 (B=28地点)

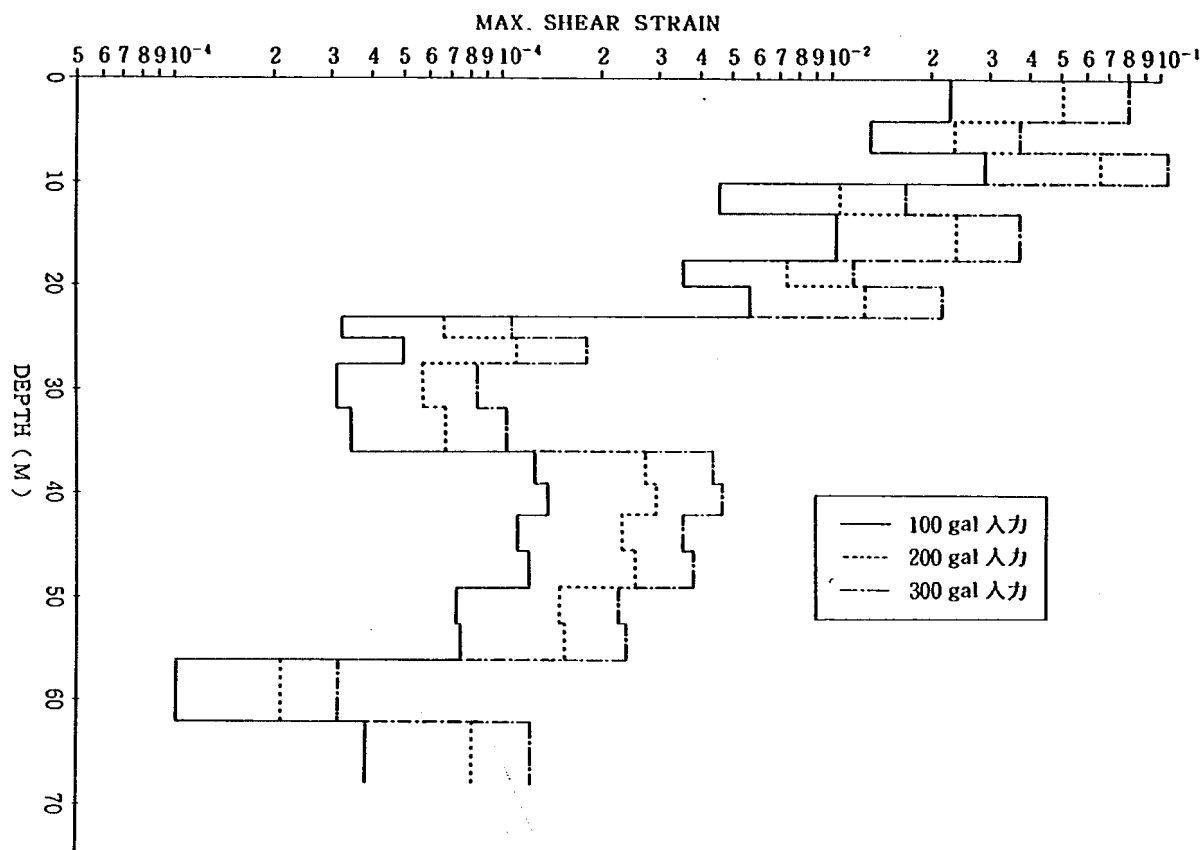


(a) 観音崎記録を作用させた場合

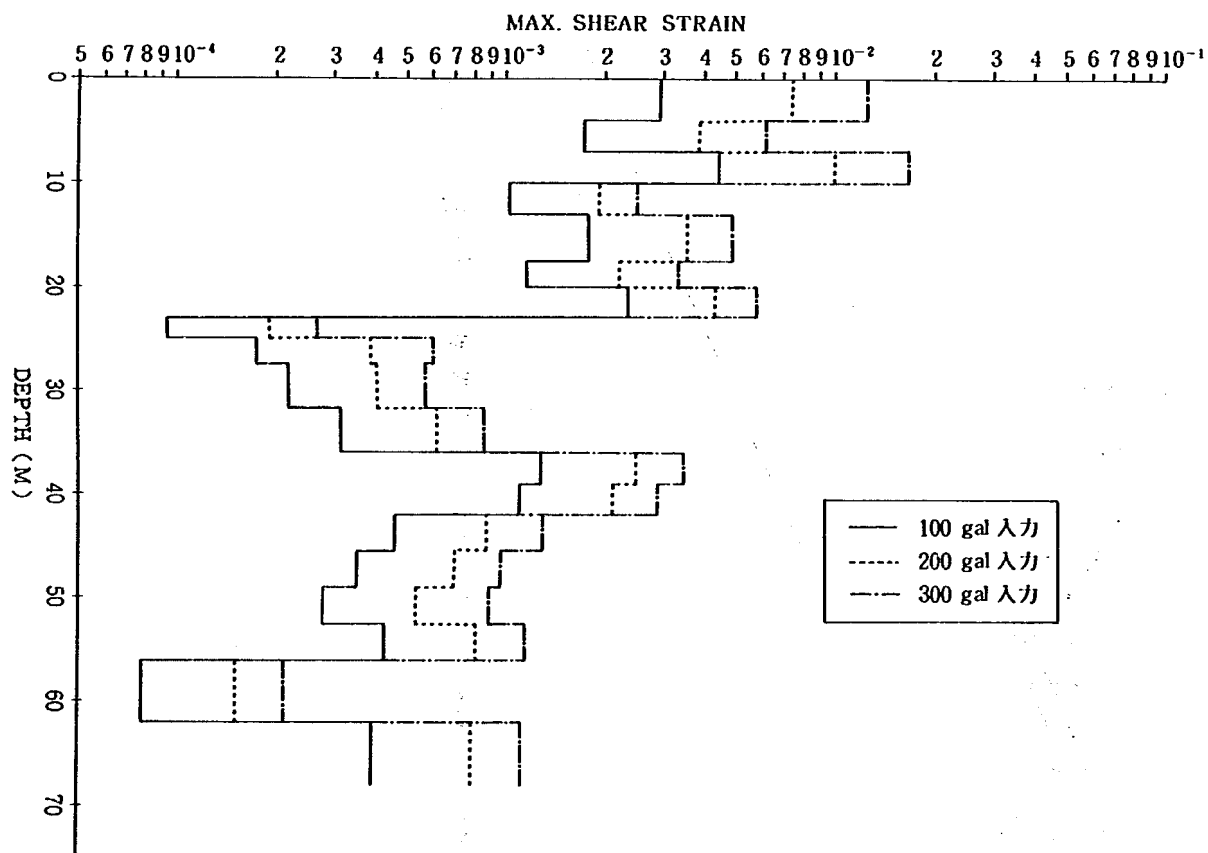


(b) 板島橋記録を作用させた場合

図 3-10(3) 最大加速度および最大変位の分布 (B-52地点)



(a) 観音崎記録を作用させた場合



(b) 板島橋記録を作用させた場合

図3-11(1) 最大せん断ひずみの分布 (B-1地点)

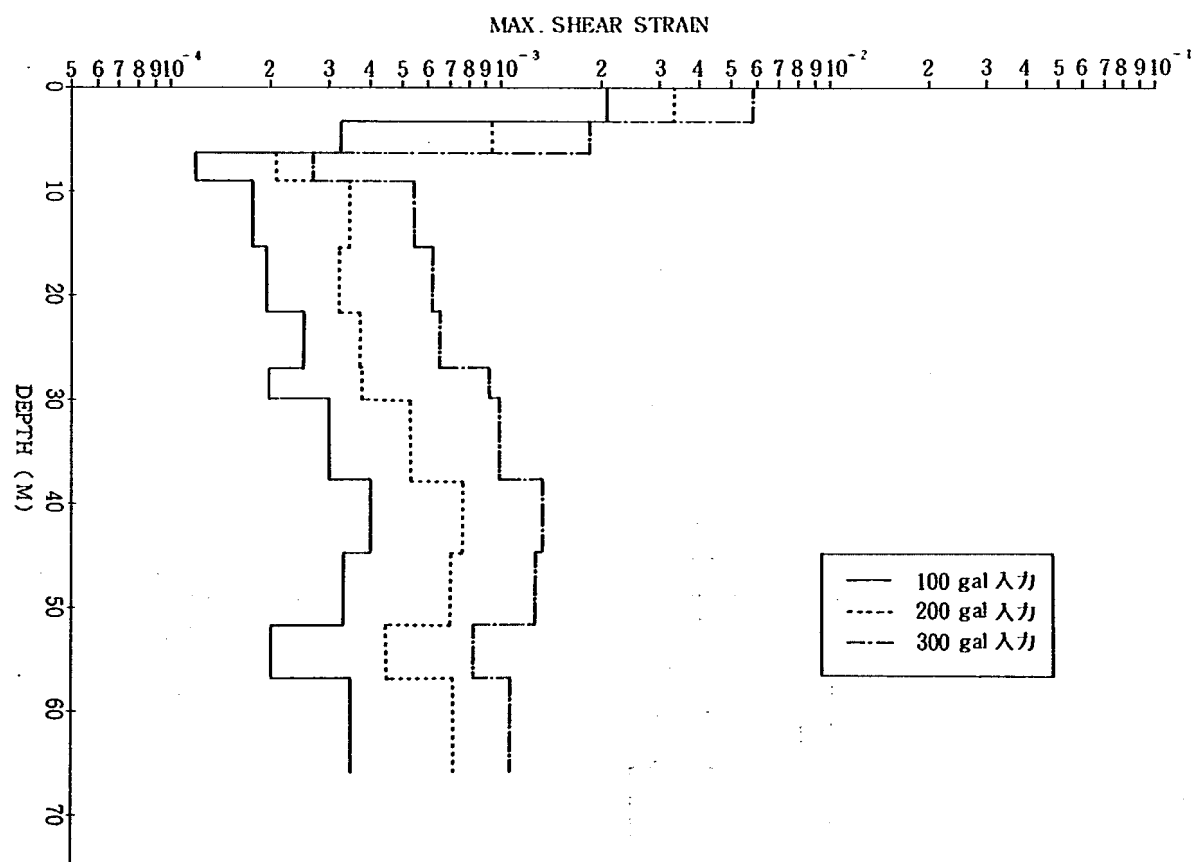
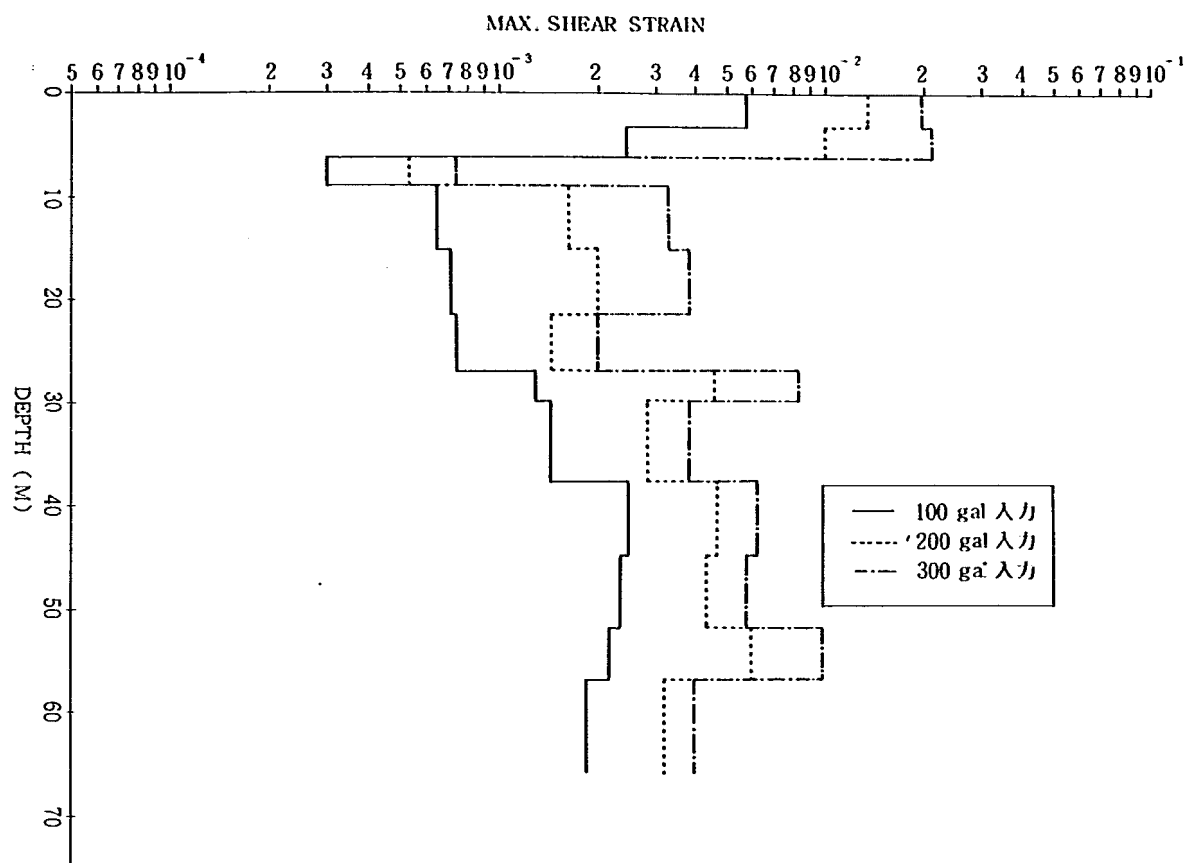


図3-11(2) 最大せん断ひずみの分布 (B=28地点)

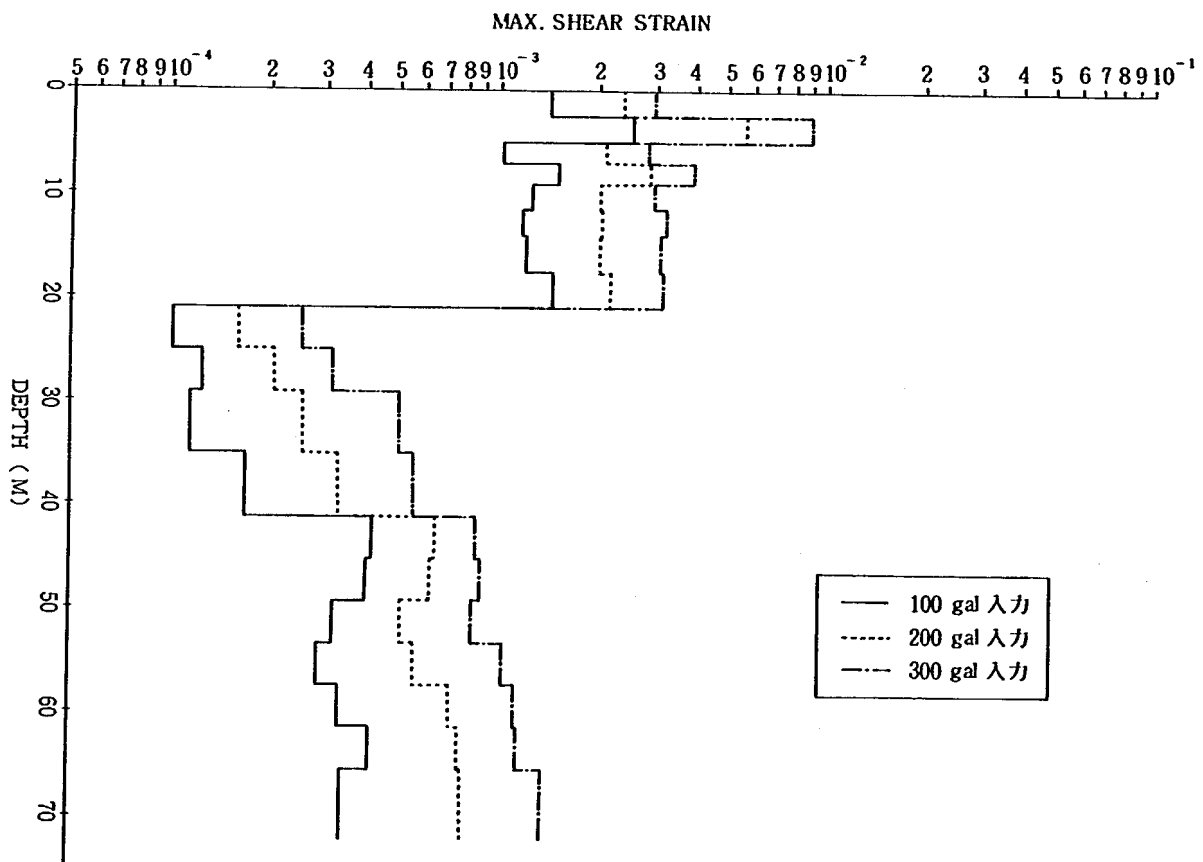
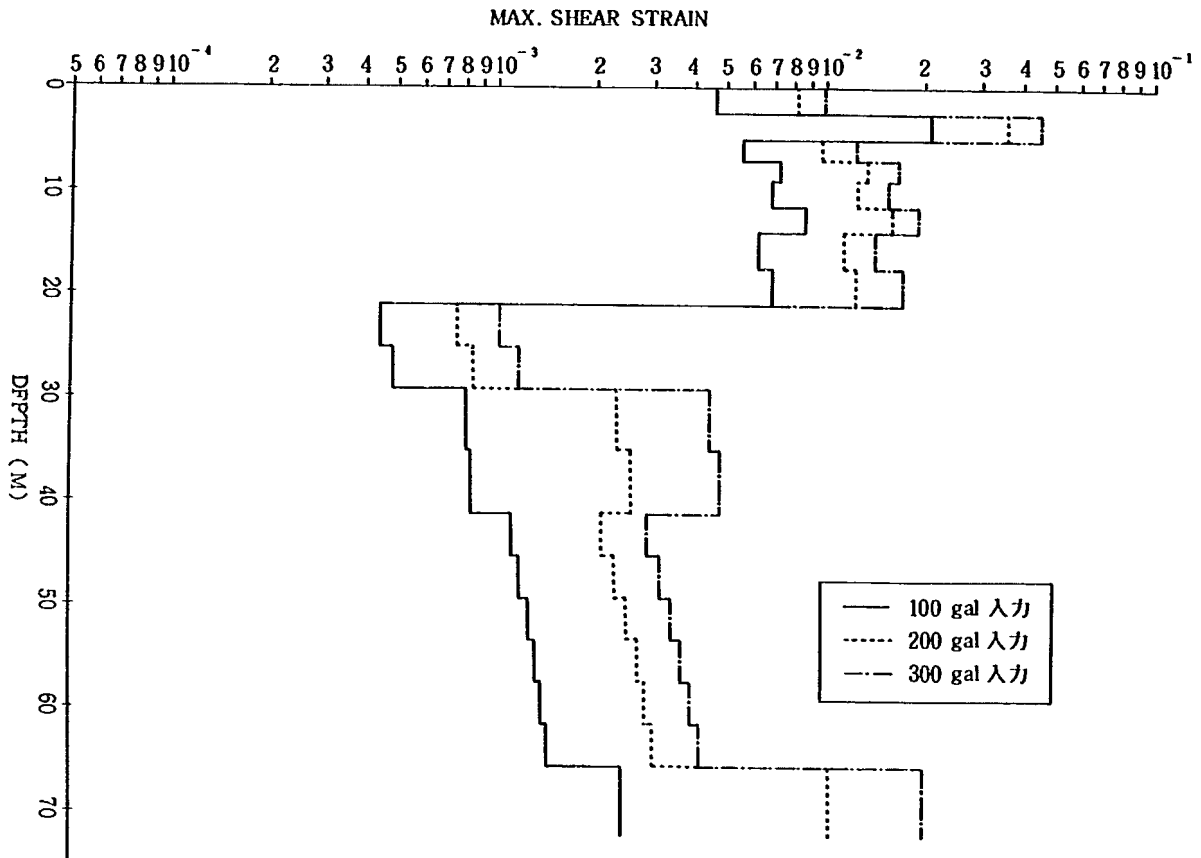
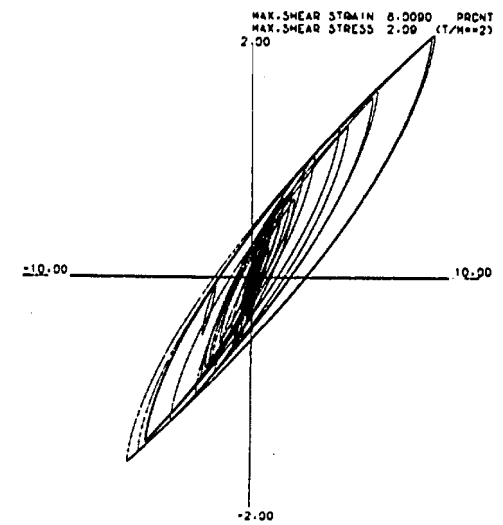
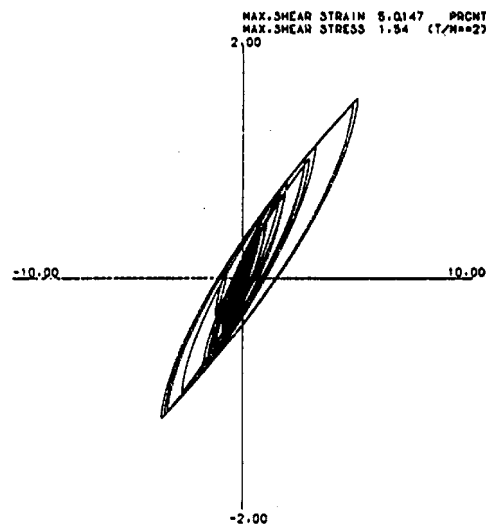
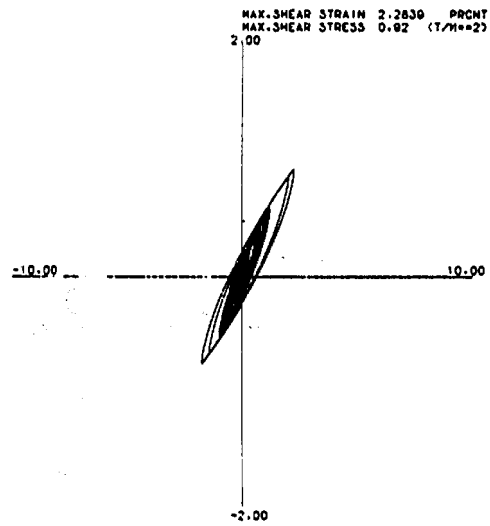
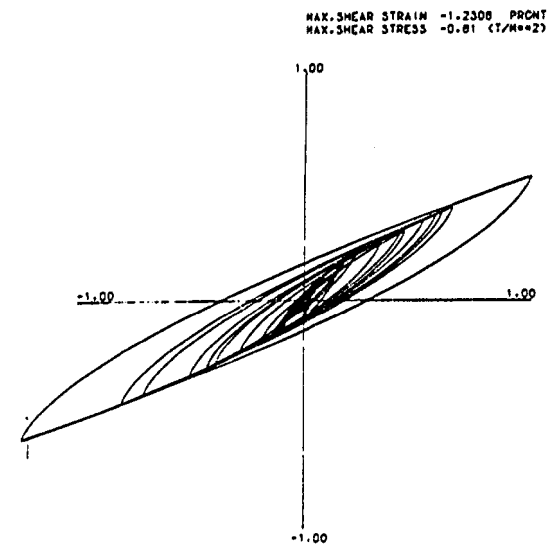
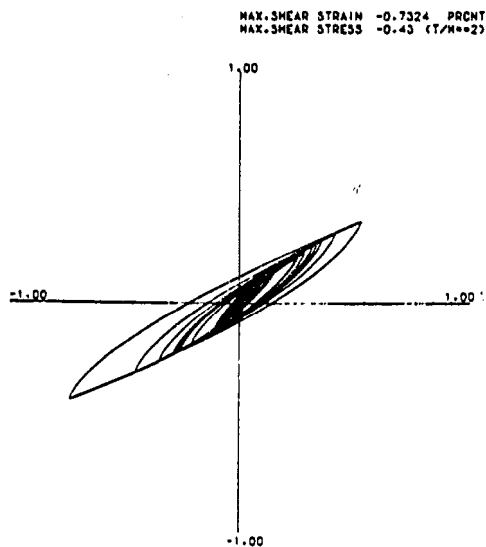
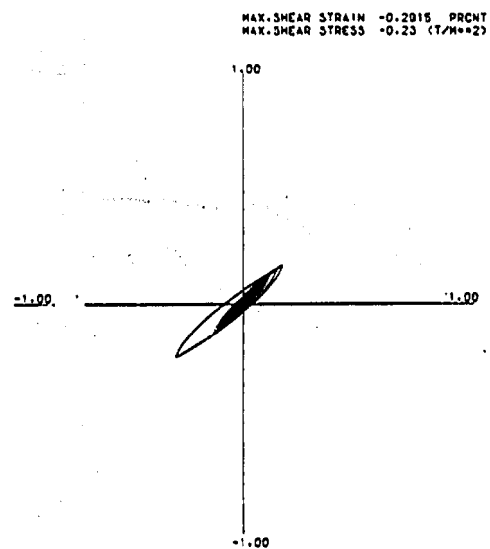


図3-11(3) 最大せん断ひずみの分布 (B-52地点)

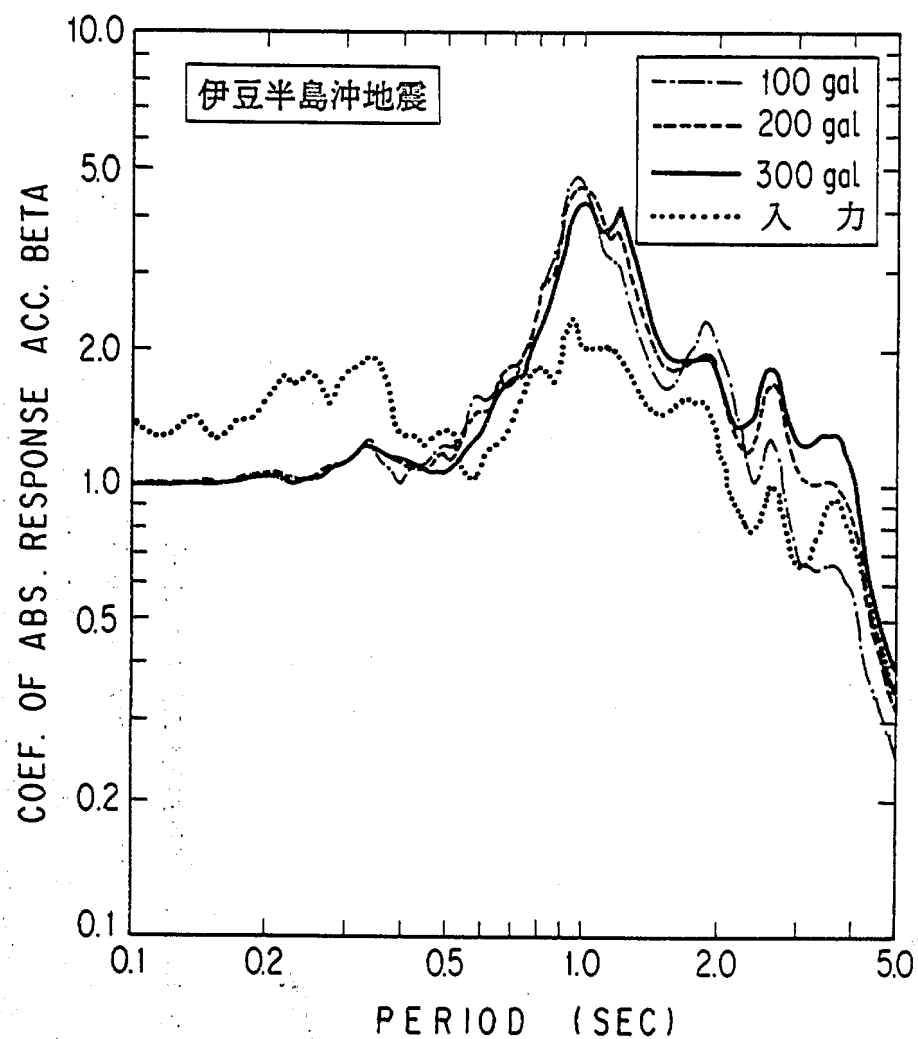


(a) 観音崎記録を作用させた場合

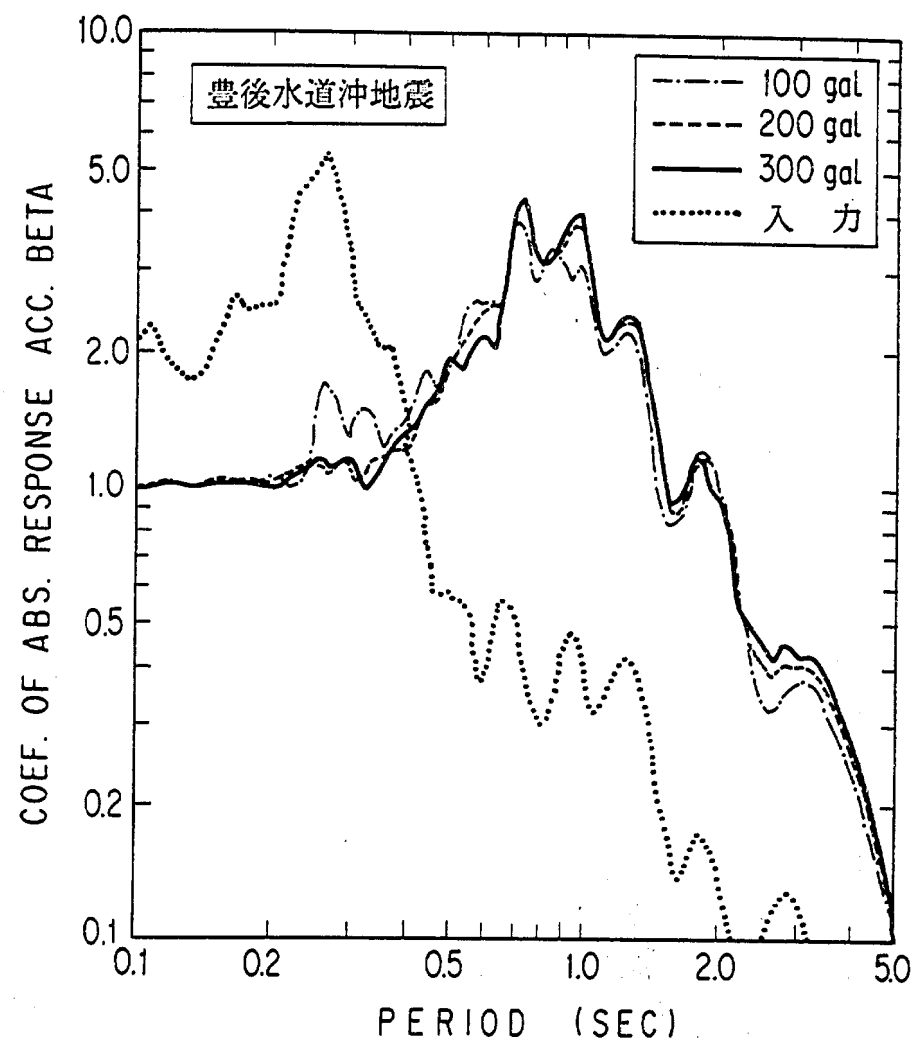


(b) 板島橋記録を作用させた場合

図 3-12 B-1 地点の地表層におけるせん断応力～せん断ひずみのヒステリシス曲線



(a) 観音崎記録を作用させた場合



(b) 板島橋記録を作用させた場合

図3-13 入力レベルによる加速度応答スペクトル倍率 β の変化

4. R-Oモデルと等価線形モデルの比較

4-1 等価線形モデルによる地震応答解析

前節に示したR-Oモデルの特性を調べるために、同じ解析地点に対して、同一入力地震動記録を用いた等価線形モデルによる地震応答解析を行った。解析はカリフォルニア大学により開発されたSHAKEを用い、地盤のモデルは表3-2、3-3、3-4に示したR-Oモデルと同一のモデルとした。また、土の $G/G_0 \sim h \sim r$ の関係は各地層区別ごとに図3-7に示したR-Oモデルによる理論曲線を用いた。実際の地盤の動的試験から求められた $G/G_0 \sim h \sim r$ の関係をを用いずに、R-Oモデルにより定められる $G/G_0 \sim h \sim r$ の理論曲線を用いた理由は、R-Oモデルと全く同一の条件下で等価線形モデルを用いた解析を行い、両者を比較することを目的としたためである。

このようにして、等価線形モデルで計算した地表面の最大加速度を前述したR-Oモデルの結果と比較して表4-1に示す。また、地盤内の最大加速度分布の一例（豊後水道沖地震による板島橋の記録を作用させた場合）を図4-1に示す。これより以下の検討を行った。

表4-1 R-Oモデルおよび等価線形化モデルによる地表面の最大加速度 (gal)

解析地点 最大加速度 入力地震動 (gal)		地 表 最 大 加 速 度 (gal)					
		B - 1 地 点		B - 28 地 点		B - 52 地 点	
		非 線 形	等 価 線 形	非 線 形	等 価 線 形	非 線 形	等 価 線 形
宮 城 県 沖 地 震 記 録 (開北橋)	100	130	166	164	216	142	223
	200	229	270	272	381	218	323
	300	316	366	350	534	256	417
伊 豆 半 島 沖 地 震 記 録 (観音崎)	100	322	389	258	277	284	441
	200	539	736	463	421	422	780
	300	732	—	598	561	482	1,045
日 向 灘 沖 地 震 記 録 (板島橋)	100	277	258	193	265	159	220
	200	431	523	303	403	261	409
	300	530	666	372	517	322	514
宮 城 県 沖 地 震 記 録 (樽水ダム)	100	194	278	199	257	188	248
	200	315	476	341	501	294	414
	300	414	647	457	725	370	558
豊 後 水 道 沖 地 震 記 録 (板島橋)	100	82	202	127	260	123	183
	200	152	306	178	378	178	301
	300	214	391	263	472	208	387

4-2 地表面最大加速度および応答加速度波形による比較

基盤最大加速度 a_{BR} (gal) を増加させると地表面最大加速度 (R-Oモデルの場合 a_{RO} (gal)、等価線形モデルの場合 a_{EL} (gal)) がどのように変化するかを示したのが図4-2である。入力地震動の種類ごとにばらつきがあるが、表層地盤内の加速度増幅率 a_{RO}/a_{BR} もしくは a_{EL}/a_{BR} はいずれも a_{BR} が増加するとともに減

少する傾向にあるのがわかる。

直接、 a_{RO} と a_{EL} の関係を示すと図 4-3 のようになる。これによれば、一般に a_{RO} は a_{EL} よりも小さく、両者の関係を平均的に求めると次式となる（表 4-2 参照）。

$$\left. \begin{aligned} a_{RO} &\approx 0.73 a_{EL} && B-1 \text{ 地点} \\ a_{RO} &\approx 0.74 a_{EL} && B-28 \text{ 地点} \\ a_{RO} &\approx 0.63 a_{EL} && B-52 \text{ 地点} \end{aligned} \right\} \quad (4-1)$$

また、3 地点全体を平均すると、 a_{RO} と a_{EL} の関係は次式で与えられる。

$$a_{RO} \approx 0.7 a_{EL} \quad (4-2)$$

また、 a_{RO}/a_{EL} が a_{BR} によってどのように変化するかを示すと図 4-4 のようになる。B-52 地点のように入力地震動にそれ程よらず、 a_{BR} の増加に伴って a_{RO}/a_{EL} が単調に、かつ、かなりの割合で減少する場合と、B-1 地点のように入力地震動ごとに異なった傾向を示すものがある。しかしながら、それぞれの地点ごとに平均的な変化を求めると図中の破線のようになり、 a_{RO}/a_{EL} が a_{BR} の増加とともに全体として減少する傾向にあることがわかる。これより、基盤入力加速度の増加にともなう土の剛性ならびに減衰特性のひずみ依存性を反映した表層地盤の加速度応答倍率の非線形性は、R-O モデルの方が等価線形モデルよりもやや大きく表われてくるといえる。

表 4-2 等価線形モデルおよび R-O モデルによる地表面最大加速度の比

入力地震動	a_{RO}/a_{EL}				
	a_{BR} (gal)	B-1 地点	B-28 地点	B-52 地点	平均
宮城県沖地震記録 (関北橋)	100	0.801	0.759	0.636	0.732
	200	0.848	0.714	0.675	0.746
	300	0.863	0.655	0.614	0.711
伊豆半島沖地震記録 (観音崎)	100	0.828	0.931	0.634	0.798
	200	0.732	1.100	0.541	0.791
	300	—	1.066	0.461	0.764
日向灘沖地震記録 (板島橋)	100	1.074	0.728	0.723	0.842
	200	0.824	0.752	0.638	0.738
	300	0.796	0.720	0.626	0.714
宮城県沖地震記録 (樽水ダム)	100	0.698	0.774	0.758	0.743
	200	0.662	0.681	0.710	0.684
	300	0.640	0.630	0.663	0.644
豊後水道沖地震記録 (板島橋)	100	0.406	0.488	0.672	0.522
	200	0.497	0.471	0.591	0.520
	300	0.547	0.557	0.537	0.547
平均		0.730	0.735	0.632	0.698

(注) a_{BR} : 基盤入力地震動の最大加速度 [gal]

a_{RO} : Ramberg - Osgood モデルによる地表面最大加速度 [gal]

a_{EL} : 等価線形モデルによる地表面最大加速度 [gal]

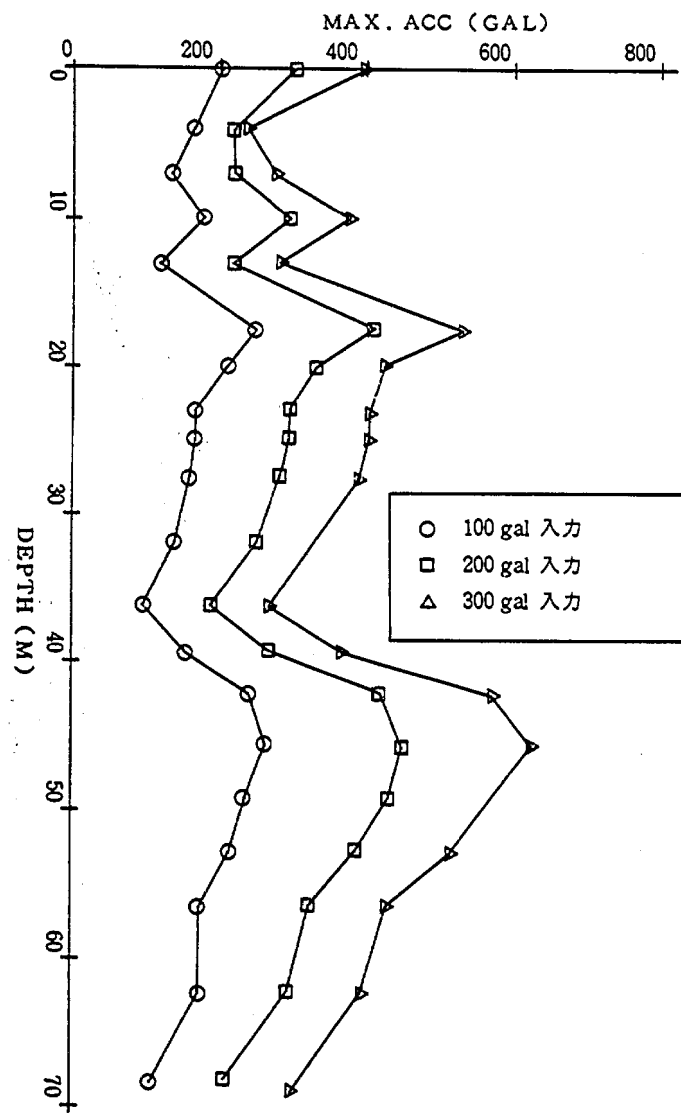
次に、地表面の加速度応答波形により R-O モデルと等価線形モデルの比較をした一例を図 4-5 に示す。

対象としたのはB-1地点で、観音崎（伊豆半島沖地震）および板島橋（豊後水道沖地震）の記録を最大加速度300 gal にして作用させた場合を示している。この結果によれば、表層地盤の一次固有周期（1～2秒）の範囲でスペクトルレベルが比較的一様に卓越する観音崎の記録を作用させた場合には、両モデルの加速度応答波形は互いによく似ているが、上記よりも短周期成分の卓越する板島橋の記録を作用させた場合には、両者の加速度応答波形は著しく異なっている。すなわち、等価線形モデルの場合の地表面加速度波形は入力地震動の特性を残した応答を示しているのに対し、R-Oモデルでは入力地震動の持つ短周期成分が取り除かれたゆっくりした加速度応答を示している。

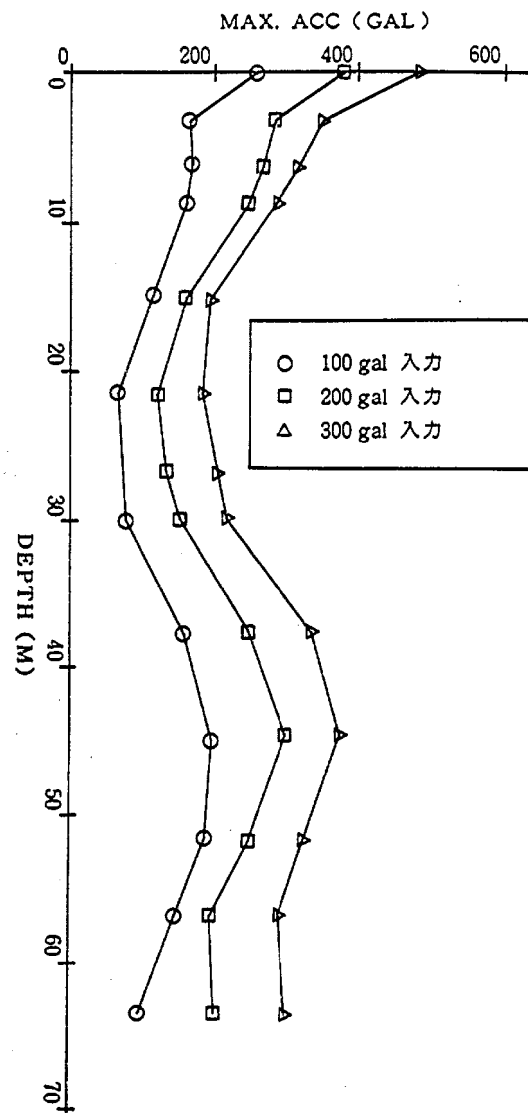
4-3 加速度応答スペクトルによる比較

上述した地表面の加速度応答から加速度応答スペクトルを求め、これによりR-Oモデルと等価線形モデルの比較をすると図4-6のようになる。この結果によれば、いずれの場合も周期1～2秒よりも短周期の領域では応答加速度のレベルはR-Oモデルの方が等価線形モデルよりもかなり小さいのに対して、これより長い周期領域では両者は同程度（ただし、一般に、ややR-Oモデルの方が等価線形モデルよりも大きい）の応答加速度レベルを与えていることがわかる。また、このような傾向は板島橋（豊後水道沖地震）の記録のように、表層地盤の基本固有周期よりも短周期の領域における、ある特定の周期で大きなスペクトルレベルのピークを有する地震動記録の場合に著しく、反対に、観音崎の記録（伊豆半島沖地震）のように、表層地盤の基本固有周期よりも短周期の領域において、特定の振動数で特に大きなスペクトルを持たず、全体にフラットなスペクトルレベルを持つ地震動記録では、顕著ではない。

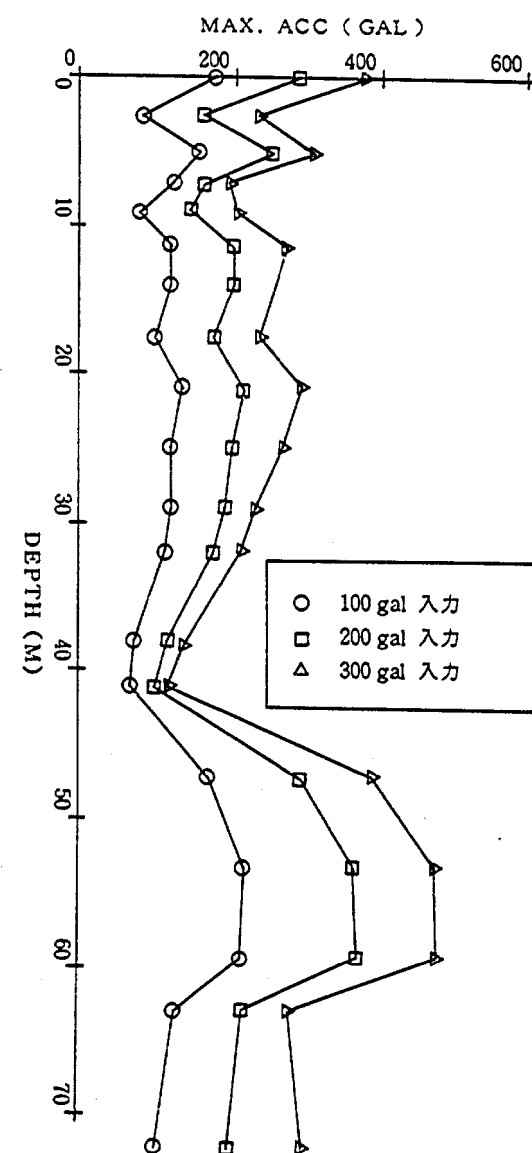
これは、表層地盤の基本固有周期よりも短い周期領域に、はっきりしたスペクトルレベルのピークを持つ地震動が等価線形モデルの系に作用した場合には、入力地震動の卓越周期に対応して、これに近い固有周期を持つ表層地盤のいずれかの振動モードが選択的に共振、もしくはこれに近い状態になり、結果として、その近傍の周期における応答のレベルが大きくなるのに対して、R-Oモデルでは、たとえこのような状況になっても応答量の増減につれて系の固有周期が時間的に変化するため、等価線形モデルのように選択的共振に陥りにくいと考えられる。



(a) B - 1 地点



(b) B - 28 地点



(c) B - 52 地点

図 4 - 1 等価線形化法による最大加速度の分布 (板島橋記録 (豊後水道沖地震) を作用させた場合)

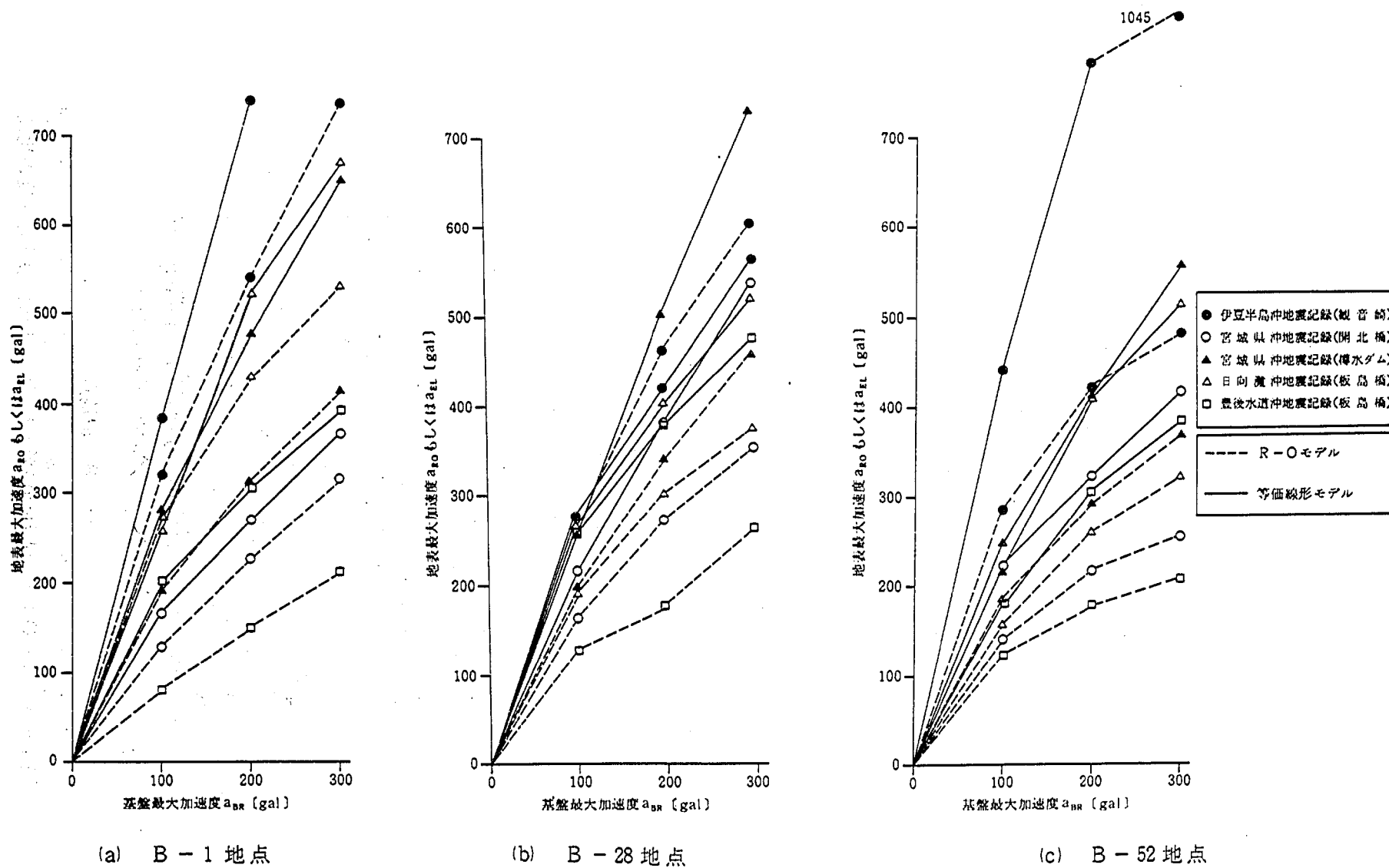
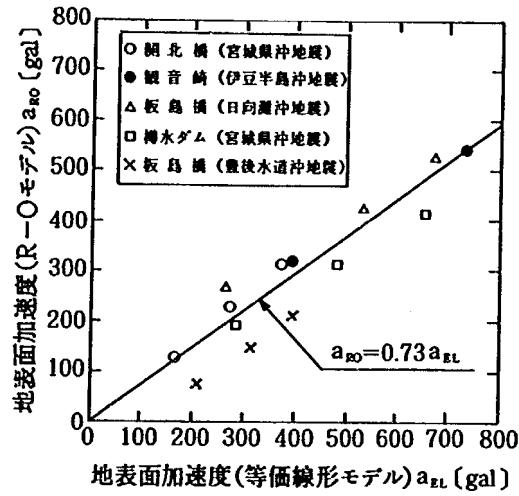
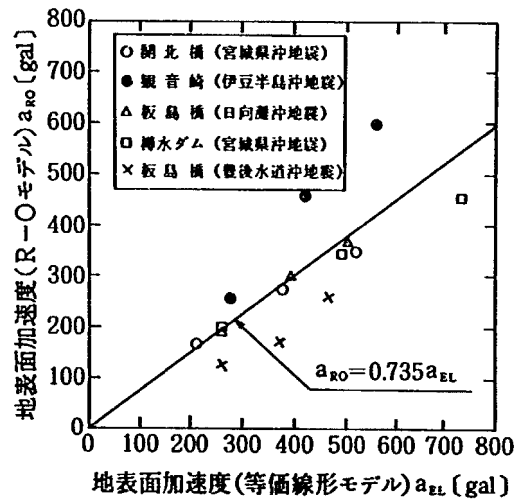


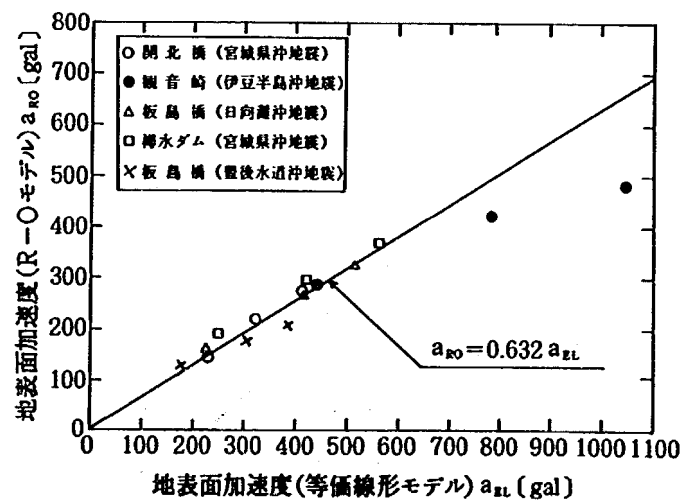
図4-2 基盤入力最大加速度が地表面最大加速度(増幅率)に及ぼす影響(R-Oモデルと等価線形モデルの比較)



(a) B-1地点

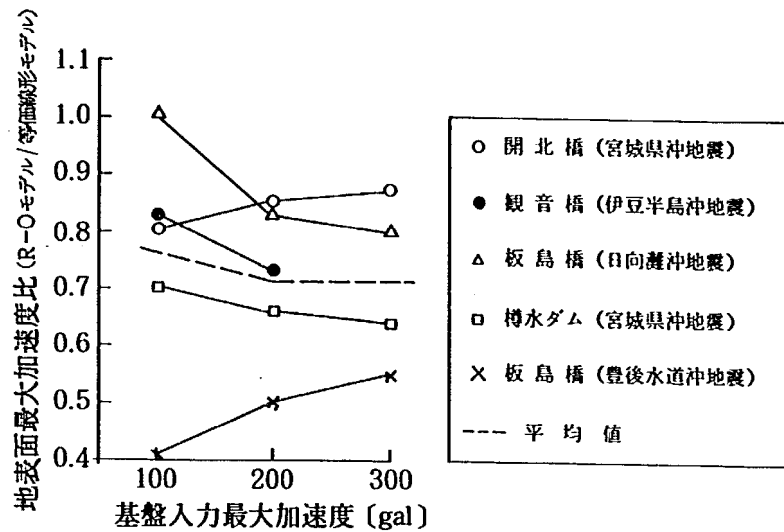


(b) B-28地点

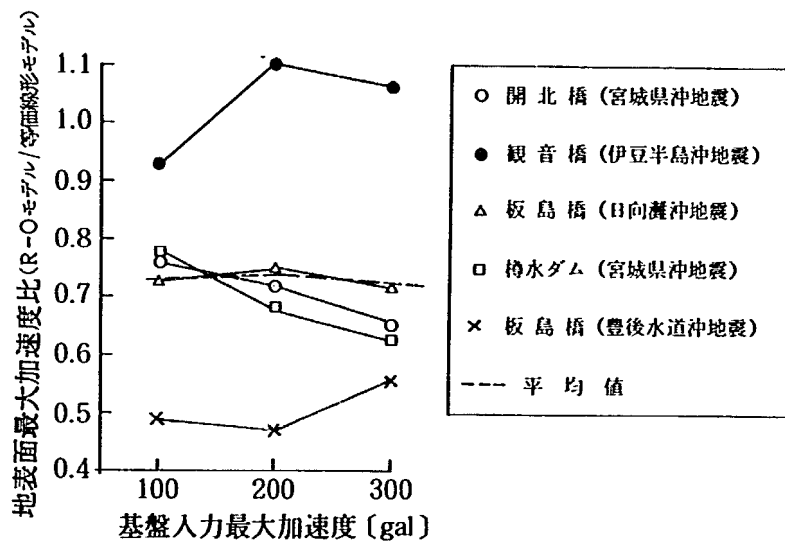


(c) B-52地点

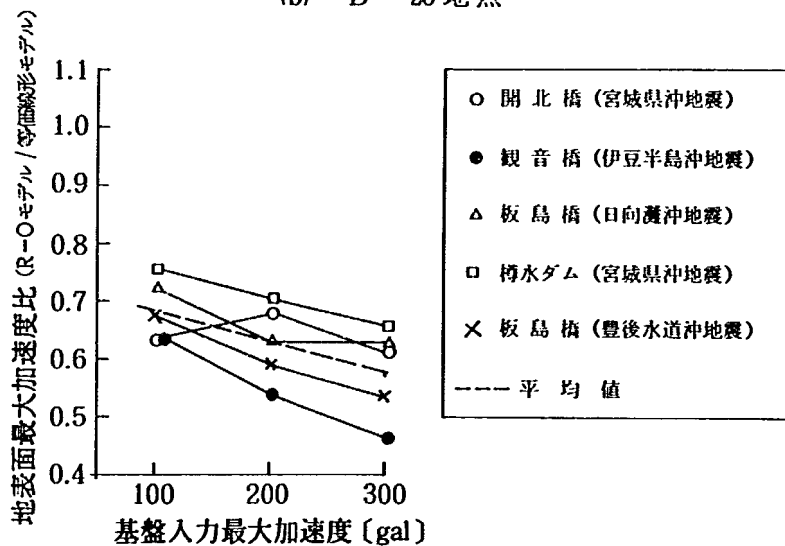
図4-3 R-Oモデルと等価線形化モデルの地表面最大加速度の比較



(a) B-1 地点

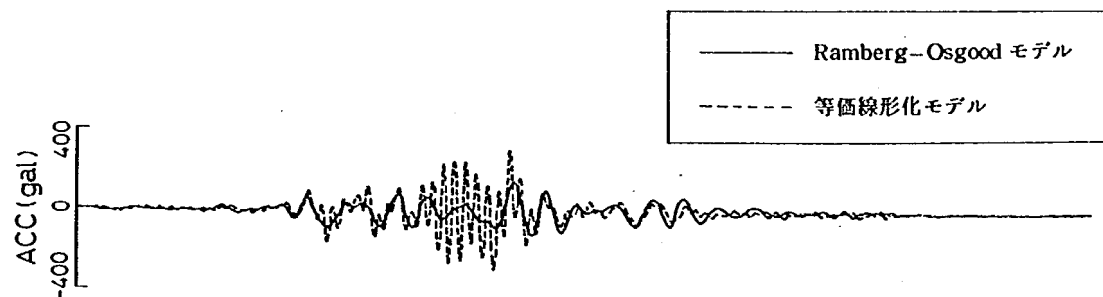


(b) B-28 地点

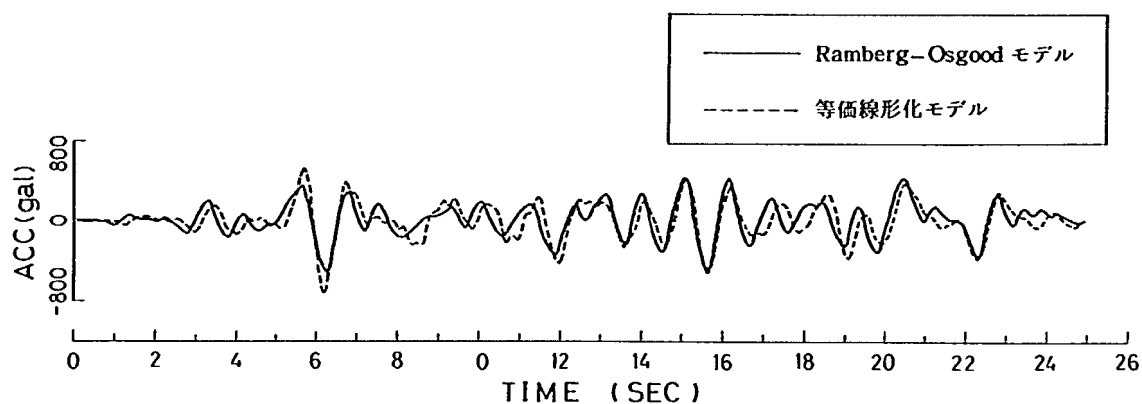


(c) B-52 地点

図 4-4 R-Oモデルによる地表面最大加速度 a_{ro} に対する等価線形モデルによる地表面最大加速度 a_{el} の比 (a_{ro}/a_{el}) に及ぼす基盤入力最大加速度 a_{br} の大きさ

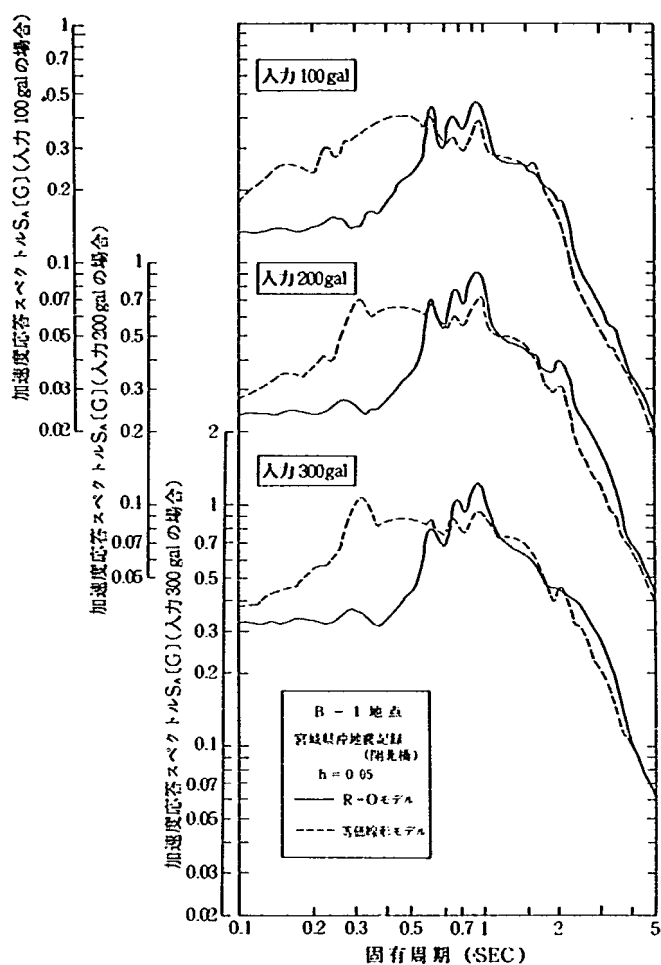


(a) 板島橋記録（豊後水道沖地震）を作用させた場合



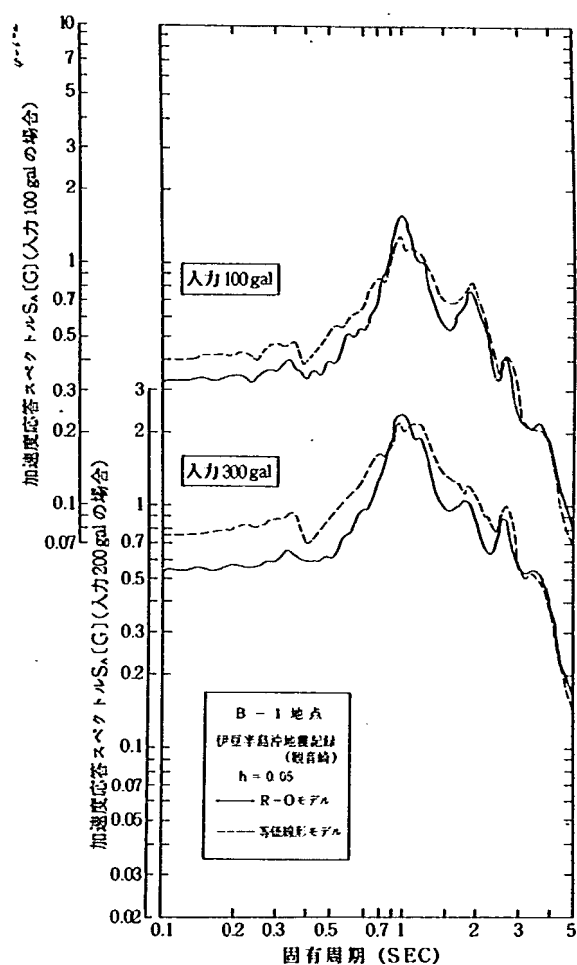
(b) 観音崎記録（伊豆半島沖地震）を作用させた場合

図 4 - 5 地表面の応答加速度波形の比較（B - 1 地点、基盤最大加速度 300 gal）



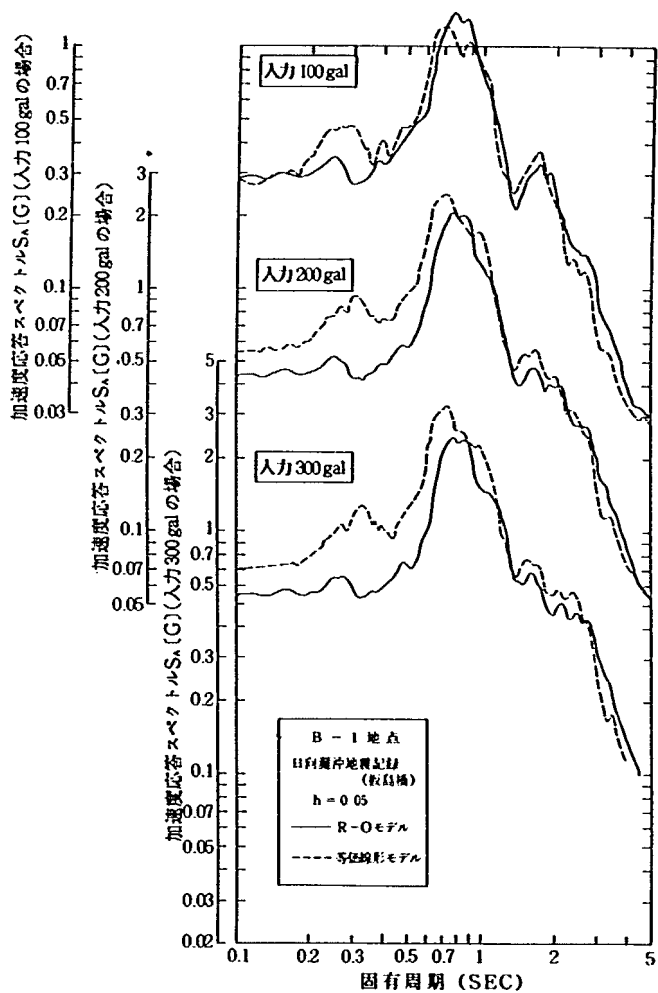
(a) 開北橋記録を作用させた場合

図4-6-1 応答スペクトルの比較 (B-1 地点、開北橋記録 (宮城県沖地震) を作用させた場合)



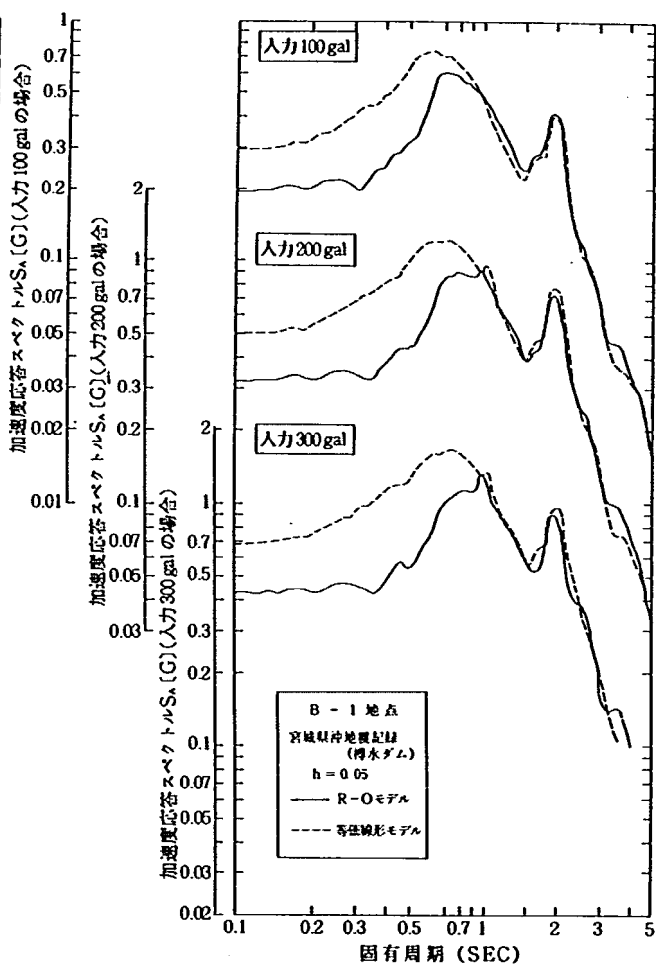
(b) 観音崎記録を作用させた場合

図4-6-2 応答スペクトルの比較 (B-1 地点、観音崎記録 (伊豆半島沖地震) を作用させた場合)



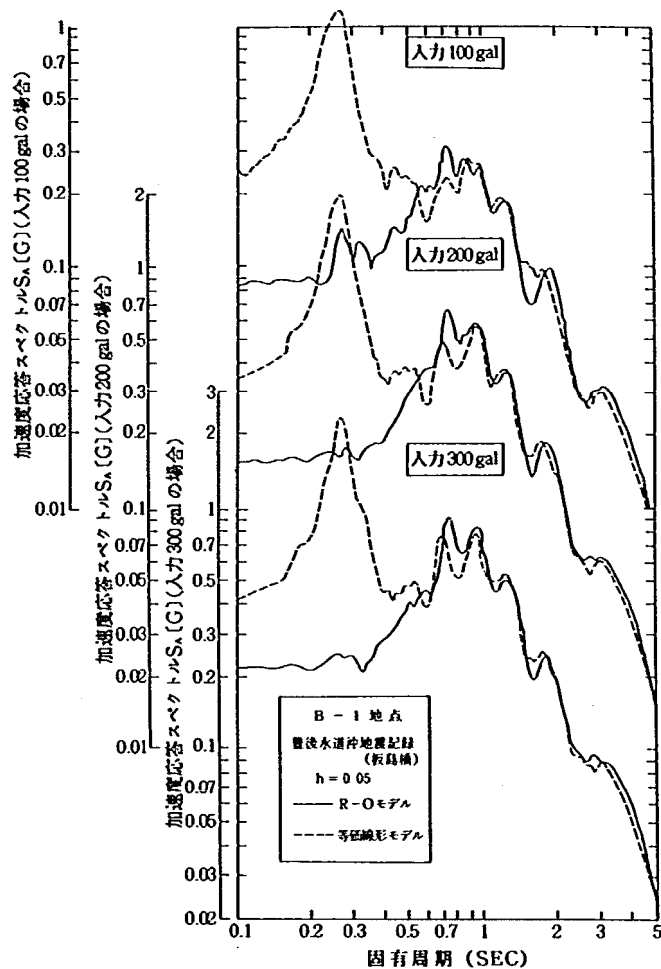
(c) 板島橋記録(1)を作用させた場合

図4-6-3 応答スペクトルの比較 (B-1 地点、板島橋記録 (日向灘沖地震) を作用させた場合)



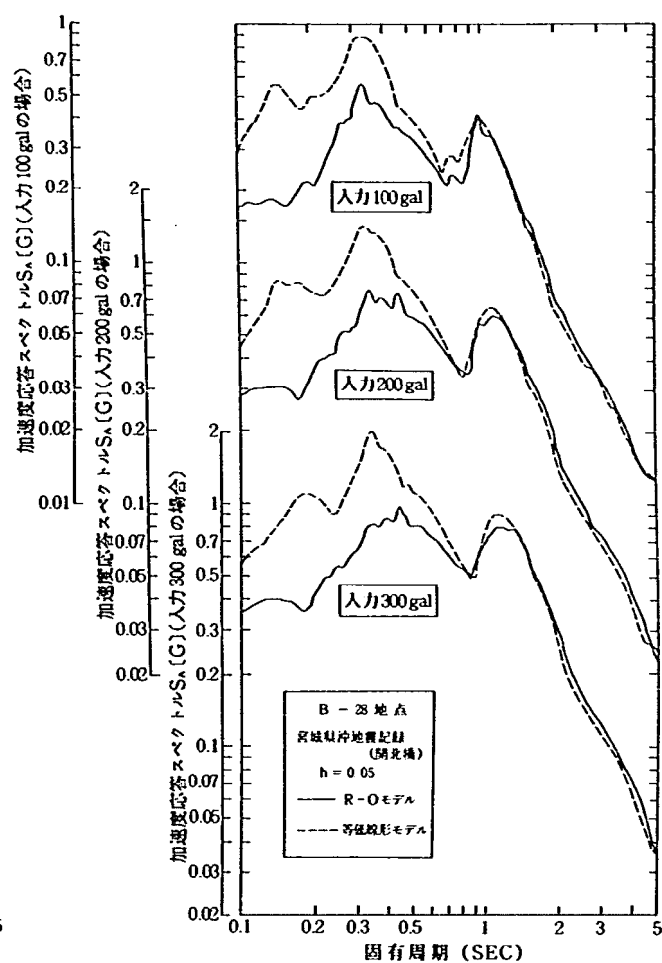
(d) 樽水ダム記録を作用させた場合

図4-6-4 応答スペクトルの比較 (B-1 地点、樽水ダム記録 (宮城県沖地震) を作用させた場合)



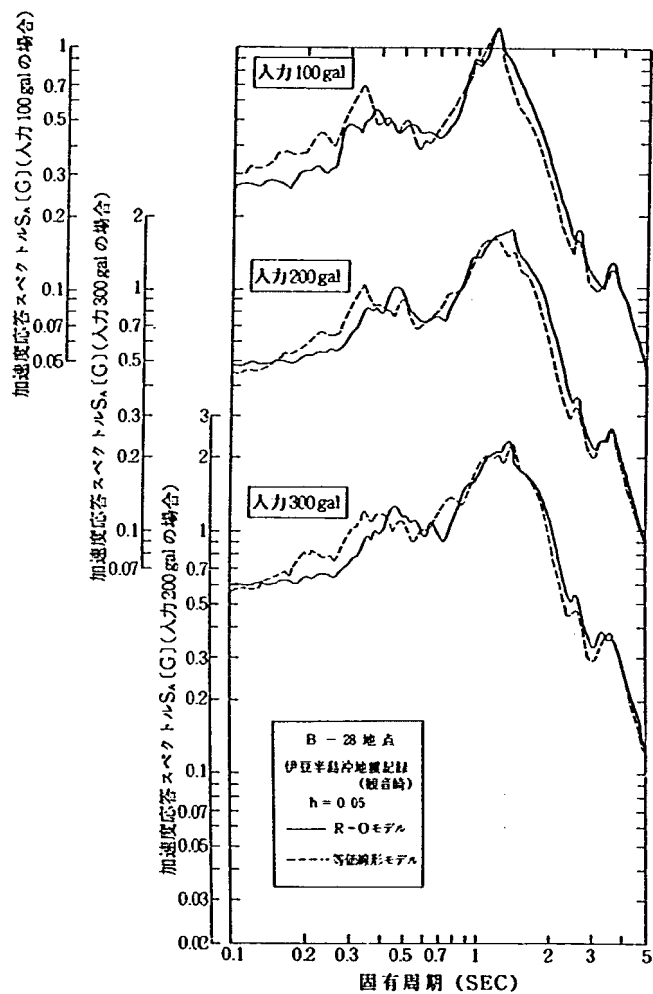
(e) 板島橋記録(2)を作用させた場合

図4-6-5 応答スペクトルの比較 (B-1 地点、板島橋記録 (豊後水道沖地震) を作用させた場合)



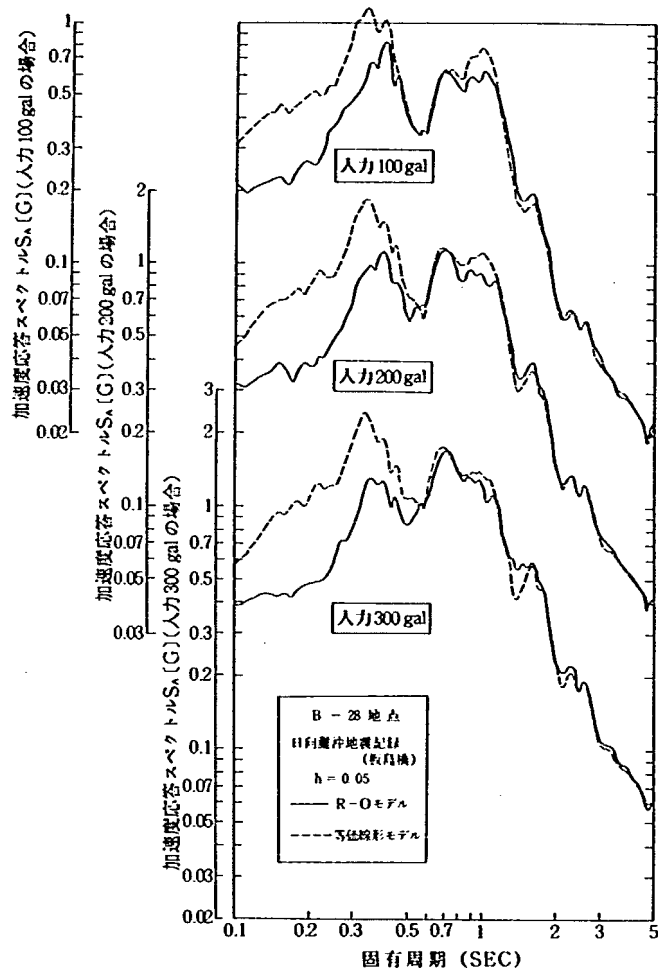
(a) 開北橋記録を作用させた場合

図4-6-6 応答スペクトルの比較 (B-28 地点、開北橋記録 (宮城県沖地震) を作用させた場合)



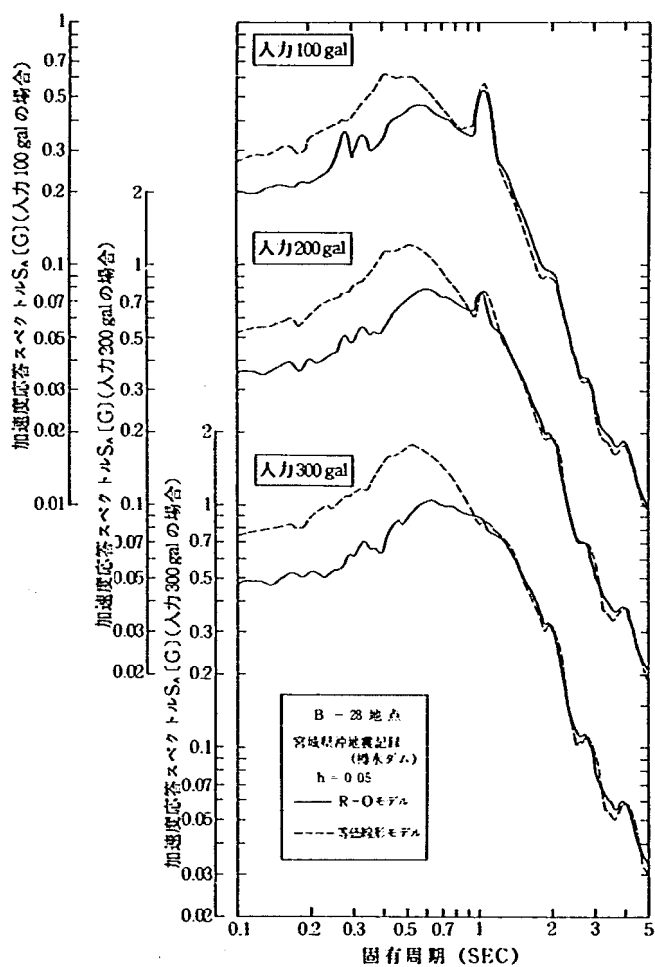
(b) 観音崎記録を作用させた場合

図4-6-7 応答スペクトルの比較 (B-28 地点、観音崎記録 (伊豆半島沖地震) を作用させた場合)



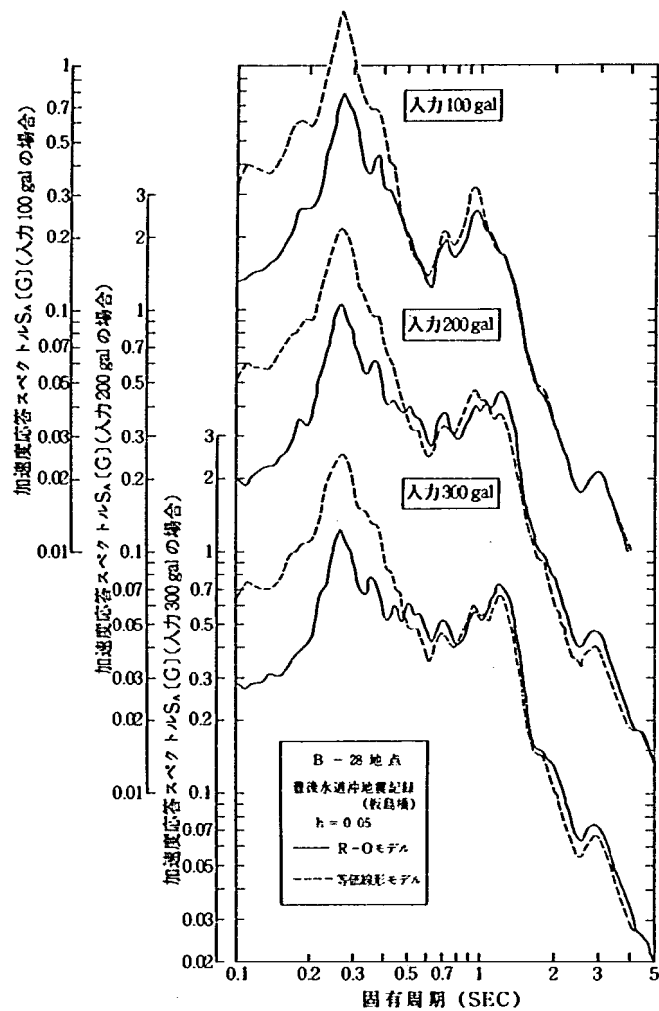
(c) 板島橋記録(1)を作用させた場合

図4-6-8 応答スペクトルの比較 (B-28 地点、板島橋記録 (日向灘沖地震) を作用させた場合)



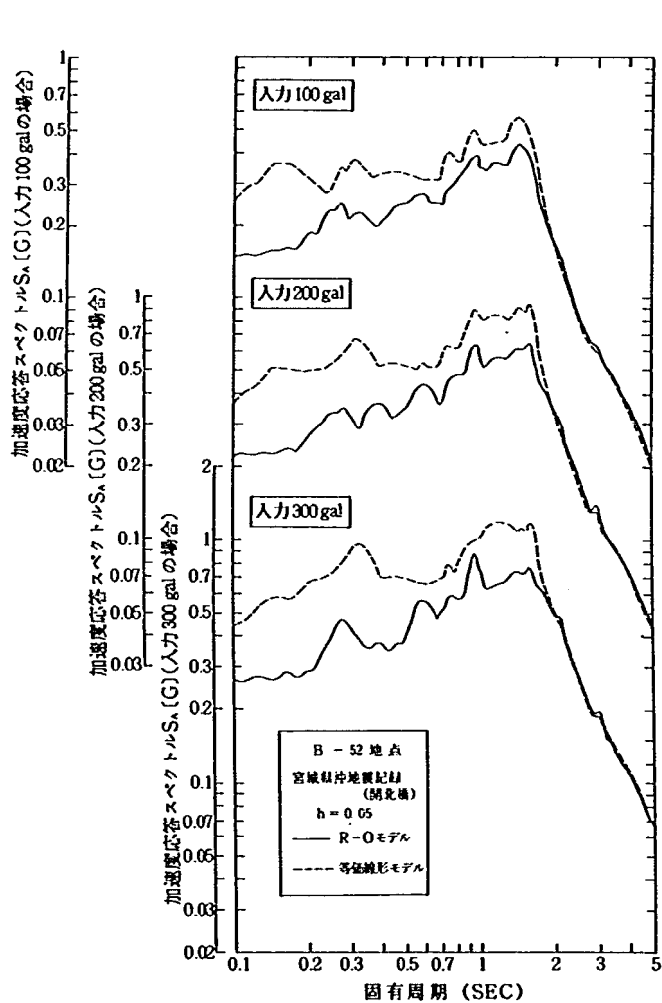
(d) 樽水ダム記録を作用させた場合

図4-6-9 応答スペクトルの比較 (B-28 地点、樽水ダム記録 (宮城県沖地震) を作用させた場合)



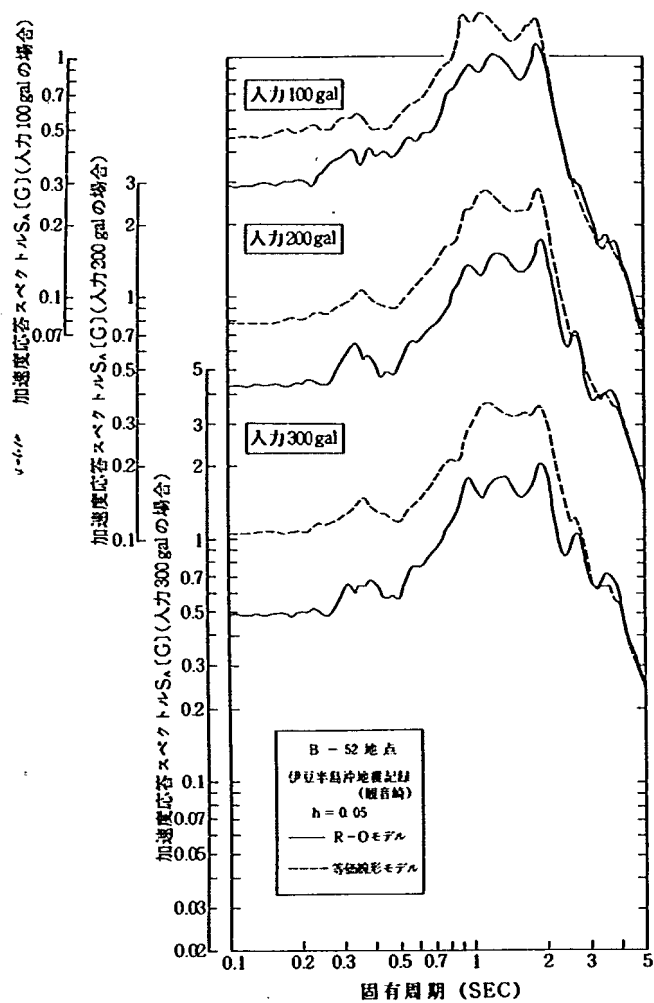
(e) 板島橋記録(2)を作用させた場合

図4-6-10 応答スペクトルの比較 (B-28 地点、板島橋記録 (豊後水道沖地震) を作用させた場合)



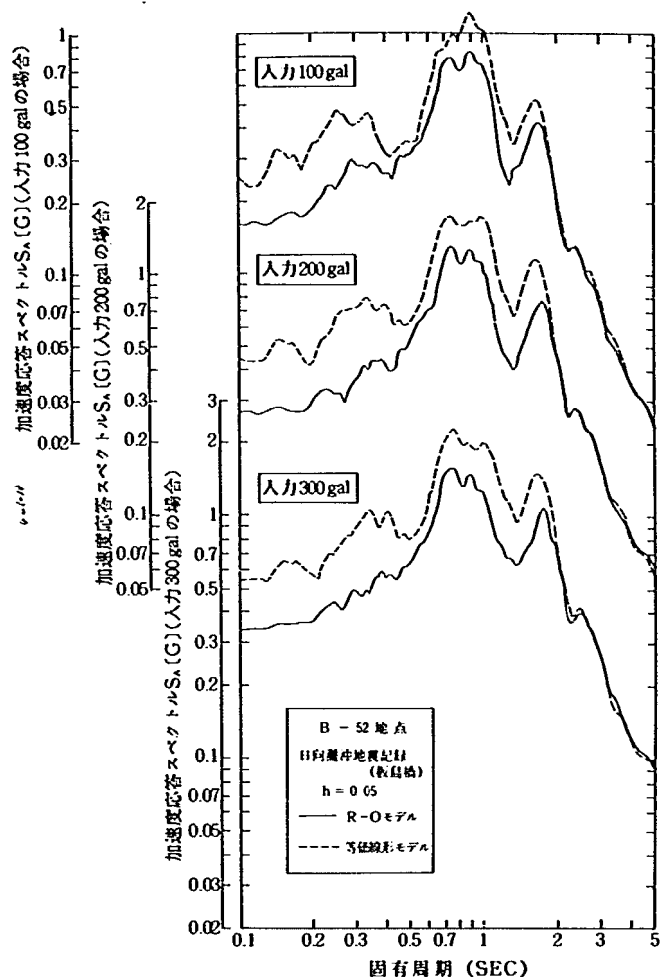
(a) 開北橋記録を作用させた場合

図4-6-11 応答スペクトルの比較 (B-52 地点、開北橋記録 (宮城県沖地震) を作用させた場合)



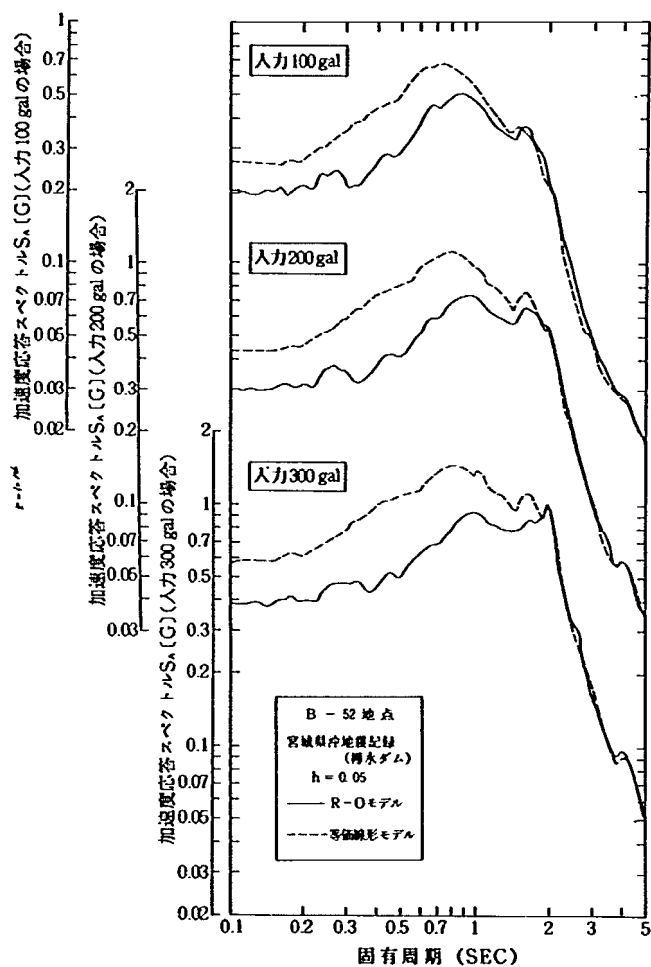
(b) 観音崎記録を作用させた場合

図4-6-12 応答スペクトルの比較 (B-52 地点、観音崎記録 (伊豆半島沖地震) を作用させた場合)



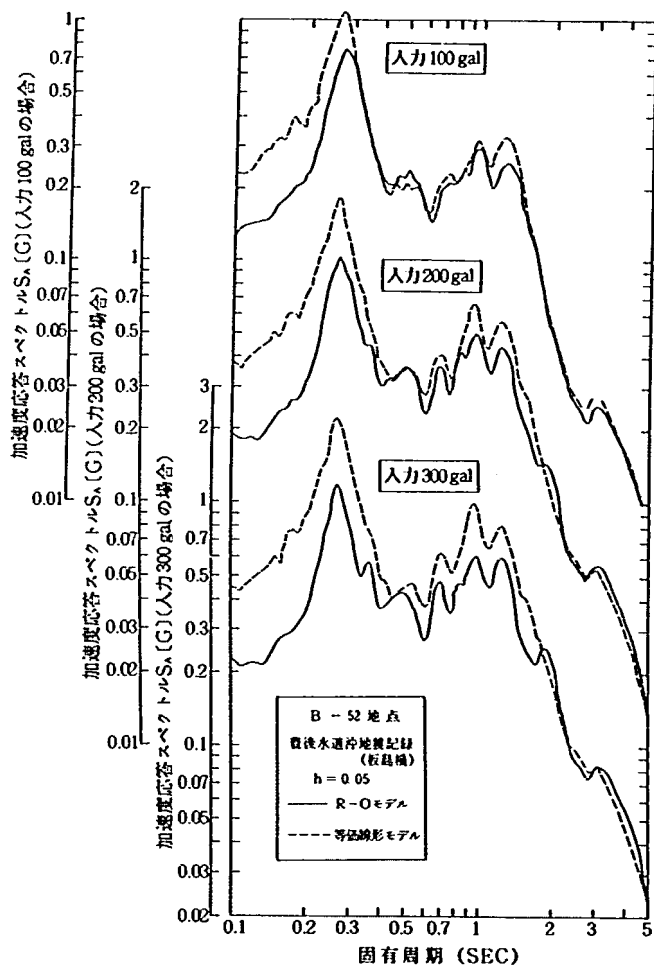
(c) 板島橋記録(1)を作用させた場合

図4-6-13 応答スペクトルの比較 (B-52 地点、板島橋記録 (日向灘沖地震) を作用させた場合)



(d) 樽水ダム記録を作用させた場合

図4-6-14 応答スペクトルの比較 (B-52 地点、樽水ダム記録 (宮城県沖地震) を作用させた場合)



(e) 板島橋記録(2)を作用させた場合

図4-6-15 応答スペクトルの比較 (B-52
地点、板島橋記録 (豊後水道沖
地震) を作用させた場合)

5. 結 論

土の非線形性が地盤の強震時の地震応答特性に及ぼす影響を検討し、耐震設計に想定する入力地震動を合理的に推定することを目的として、Ramberg-Osgood モデルにより土の応力～ひずみ関係を表示した地盤の非線形地震応答解析法を開発した。これを用いて、主として従来一般に用いられている等価線形化法との比較により、土の非線形性の影響を検討した結果、以下の結論を得た。

- (1) Ramberg-Osgood モデルを用いた場合の地表面最大加速度値は同一基盤加速度に対する等価線形モデルの場合に比較し、一般に30%程度低下する。
- (2) Ramberg-Osgood モデルを用いた場合の地表面加速度応答のスペクトルレベルはおおむね表層地盤の1次固有周期よりも短周期の領域において、同一基盤加速度に対する等価線形モデルを用いた場合のスペクトルレベル値に比較し、かなり低下する。また、表層地盤の1次固有周期よりも長い領域においては、Ramberg-Osgood モデルを用いた場合の方が等価線形モデルを用いた場合に比較し、一般にスペクトルレベルはやや大きくなるが、両者の違いは著しいものではない。
- (3) 表層地盤内の加速度の増幅率は基盤に作用させる地震動記録が同一でも、その強度が大きくなるとともに低下する。このような傾向は Ramberg-Osgood モデルでも等価線形モデルでも現われるが、その度合いは前者の方が後者よりもやや著しい。
- (4) 上記の結果は表層地盤の基本固有周期が1～2秒程度のきわめて軟質な地盤に対する検討結果から得られたものであり、これよりも地盤条件が良好な場合に対しては今後改めて検討する必要がある。

参 考 文 献

- 1) B.O. Hardin and V.P. Drnevich, 'Shear Modulus and Damping in Soils, Design Equations and Curves,' ASCE, SM 7, 1972, pp. 667 ~ 692.
- 2) I.M. Idriss, R. Dorby and R.D. Singh, 'Nonlinear Behavior of Soft Clays during Cyclic Loading,' ASCE, GT 12, 1978, pp. 1427 ~ 1446.
- 3) R. Pyke, 'Nonlinear Soil Models For Irregular Cyclic Loading,' ASCE, GT 6, 1972, pp. 715 ~ 726.
- 4) P.C. Jennings, 'Periodic Response of a General Yielding Structure,' ASCE, EM 2, 1964, pp. 131 ~ 166.
- 5) V.L. Streeter and E.B. Wylie, F.E. Richart, Jr., 'Soil Motion Computations by Characteristics Method,' ASCE, GT 3, 1974, pp. 247 ~ 262.
- 6) W.D. Iwan, 'On a Class of Models for the Yielding Behavior of Continuous and Composite Systems,' Journal of Applied Mechanics, 1967, pp. 612 ~ 617.
- 7) W.B. Joyner and A.T.F. Chen, 'Calculation of Nonlinear Ground Response in Earthquakes,' Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 65, No. 5, 1975, pp. 1315 ~ 1336.
- 8) I. Lam, C.F. Tsai and G.R. Martin, 'Determination of Site Dependent Spectra Using Non Linear Analysis,' Proceedings of The 2nd International Conference On Microzonation, Vol. 2, 1978, pp. 1089 ~ 1104.
- 9) 国生, 桜井, 'MODIFIED HARDIN - DRNEVICH モデルについて', 土木学会年次学術講演会, Vol. 3-64, 1978, pp. 116 ~ 117.
- 10) 大崎, 原, 清田, '地盤振動解析のための土の動力学モデルの提案', 土質工学研究発表会, E-8, 1978, pp. 1057 ~ 1060.
- 11) 龍岡, 福島, '砂のランダム繰返し入力に対する応力~歪関係のモデル化について', 生産研究, Vol. 30, No. 9, 1978, pp. 356 ~ 359.
- 12) 沢田, 古賀, 間瀬, '繰返しせん断に対する砂の変型特性', 土質工学研究発表会, D-7, 1978, pp. 501 ~ 504.
- 13) P.W. Taylor and T.J. Larkin, 'Seismic Site Response of Nonlinear Soil Media,' ASCE, GT 3, 1978, pp. 369 ~ 383.
- 14) A.T.F. Chan, 'Application of Stress-strain Relations in Nonlinear Ground Motion Analyses,' USGS Report GD-76-016, U.S. Geological Survey, 1976.
- 15) 国生, 岩楯, '軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析', 土木学会論文報告集, Vol. 285, 1979, pp. 57 ~ 67.
- 16) 岩崎, 龍岡, 佐伯, 'N値とひずみレベルを考慮したS波速度 Vs との関係例' 第12回土質工学研

究発表会， 1977.

- 17) 岩崎，龍岡，高木，「広範囲の歪領域での砂の動的せん断特性 —— 低周波動的せん断試験装置の開発」土研資料No 1080, 1976.
- 18) 岩崎，川島，森本，「ランベルグ・オズグットモデルによる地盤の地震応答解析」，第15回土質工学研究発表会， 1980.
- 19) 岩崎，川島，森本，「ランベルグ・オズグットモデルによる地盤の非線形解析」，第7回土木学会関東支部年次学術研究発表会， 1980.
- 20) 岩崎，川島，高木，相沢，「地盤と構造物の動的相互作用解析プログラム NONINT の概要」，土木研究所資料第1530号，建設省土木研究所，昭和55年5月（NONSOILの取扱い説明を含む）.

土の非線形性が地盤の地震応答に
及ぼす影響に関する解析的検討

ISSN 0386 - 5878
土研資料第 1582 号
昭和55年3月(1980)

岩崎敏男、龍岡文夫
川島一彦、森本 巖

キーワード 耐震設計、地盤、地震応答

要旨

地震時の地盤の振動応答を地震応答解析によって求めるためには、土の応力・ヒズミ関係の定式化が最も重要な要素の一つである。土の応力・ヒズミ関係の表現方法として現在までに多数の提案が行われているが、ここでは、Ramberg-Osgoodモデルを用いて地震応答計算を行い、従来用いられてきた等価線形モデルの結果との比較、検討を行った結果をとりまとめたものである。



郵便はかき

二十円切手
をはって下
さい

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

地震防災部振動研究室 御中

No. 184

No. 184

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 1582 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印