

## 土木研究所資料

# 大規模地震動に対する地中構造物の耐震設計 のための表層地盤の実用的な応答評価手法

令和4年6月

国立研究開発法人土木研究所  
地質・地盤研究グループ（土質・振動）

Copyright © (2022) 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 Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事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、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。





# 大規模地震動に対する地中構造物の耐震設計 のための表層地盤の実用的な応答評価手法

地質・地盤研究グループ（土質・振動） 上席研究員 佐々木 哲也  
主任研究員 谷本 俊輔

## 要 旨

近年では、地中構造物においても大型化やコスト縮減、省力化のための技術開発が進んでいることから、技術基準類のさらなる性能規定化を図る上で、地中構造物の汎用的かつ実用的な耐震設計法を提示する必要性が高まっている。地中構造物の耐震設計法を構築していく上では様々な技術課題が考えられるが、その中の一つとして、表層地盤の応答評価手法の問題がある。本資料は、大規模地震動に対する地中構造物の耐震設計のための表層地盤の実用的な応答評価手法について、検討を行った結果をとりまとめたものである。ここで提案している手法の特徴は、大規模地震動に対して適用可能であること、表層を構成する各地層の硬軟分布の影響を考慮した応答値を算出可能であること、設計地震動が地表で定義されている場合であっても適用可能であることである。

キーワード：地中構造物、耐震設計、大規模地震動、表層地盤、モード解析法、ひずみ依存性



## 目 次

|       |                                |    |
|-------|--------------------------------|----|
| 1 章   | はじめに                           | 1  |
| 1.1   | 背景                             | 1  |
| 1.2   | 従来手法とその課題                      | 1  |
| 1.3   | 本資料の構成                         | 2  |
| 2 章   | 地盤の 1 次元地震応答解析に対するモード解析法の定式化   | 4  |
| 2.1   | 離散系に対するモード解析法                  | 4  |
| 2.1.1 | 運動方程式のモード分解                    | 4  |
| 2.1.2 | モード減衰定数                        | 7  |
| 2.1.3 | 刺激係数、有効質量および有効質量比              | 8  |
| 2.1.4 | 応答値の算出方法                       | 9  |
|       | (1) 時刻歴応答解析法                   | 9  |
|       | (2) 応答スペクトル法                   | 9  |
| 2.2   | 地盤の 1 次元地震応答解析への適用             | 11 |
| 2.2.1 | 運動方程式のモード分解                    | 11 |
| 2.2.2 | モード減衰定数                        | 14 |
| 2.2.3 | 刺激係数、有効質量および有効質量比              | 15 |
| 2.2.4 | 一様な表層地盤に対する解                   | 16 |
| 2.2.5 | モード解析法による伝達関数                  | 17 |
| 2.2.6 | モード解析法と重複反射理論の違い               | 18 |
| 2.3   | 土のひずみ依存性                       | 19 |
| 2.3.1 | せん断係数比 $G_D/G$                 | 19 |
| 2.3.2 | 減衰定数 $h$                       | 19 |
| 3 章   | 鉛直アレー記録および模型実験に見られる表層地盤の材料非線形性 | 21 |
| 3.1   | 大規模地震動を観測した鉛直アレー記録に基づく検討       | 21 |
| 3.1.1 | 鉛直アレー記録および観測地点の概要              | 21 |
| 3.1.2 | 波形処理解析の方法                      | 29 |
| 3.1.3 | 表層地盤の材料非線形性                    | 30 |
| 3.2   | 盛土に大規模地震動を入力した動的遠心模型実験に基づく検討   | 33 |
| 3.2.1 | 実験概要                           | 33 |
| 3.2.2 | 盛土の材料非線形性                      | 33 |
| 4 章   | 時刻歴応答解析法による鉛直アレー記録の再現解析        | 36 |
| 4.1   | 地盤のモデル化                        | 36 |
| 4.2   | モード分解                          | 39 |

|       |                                      |    |
|-------|--------------------------------------|----|
| 4.3   | 地表の応答に対する各モードの影響度合い                  | 43 |
| 4.4   | 表層地盤の増幅特性                            | 47 |
| 4.5   | 地表の地震記録との比較                          | 49 |
| 4.6   | 応答値の深さ方向分布の比較                        | 52 |
| 5     | 耐震設計上の地盤面で定義された地震動に基づく表層地盤の簡易な応答評価手法 | 54 |
| 5.1   | 引き戻し・加速度応答スペクトルの誘導                   | 54 |
| 5.1.1 | カルバートの耐震設計に用いる基盤地震動の考え方              | 54 |
| 5.1.2 | 耐震設計上の地盤面における加速度応答スペクトルの引き戻し         | 55 |
| 5.1.3 | 重複反射理論による伝達関数                        | 56 |
| 5.1.4 | 引き戻し・応答スペクトル法の計算手順                   | 57 |
| 5.2   | 引き戻し・応答スペクトル法による鉛直アレー記録の再現解析         | 59 |
| 5.2.1 | 加速度応答スペクトルの設定                        | 59 |
| 5.2.2 | モード解析法と重複反射理論による表層地盤の増幅特性            | 61 |
| 5.2.3 | 引き戻し・応答スペクトル法による地表変位の計算結果            | 64 |
| 6     | まとめ                                  | 65 |
|       | 謝辞                                   | 66 |
|       | 参考文献                                 | 66 |
|       | 巻末資料 A 引き戻し・応答スペクトル法の計算プログラム         | 71 |
| A1    | 使用許諾条件                               | 71 |
| A2    | プログラムの実行の方法                          | 71 |
| A3    | 入力データファイルの作成方法                       | 72 |
| A4    | 出力データファイル                            | 75 |
| A5    | ソースコード                               | 77 |



# 1. はじめに

## 1.1 背景

管路施設やカルバート、ポンプ施設、貯留施設などの地中構造物については、明確な耐震設計法が示されていないものも存在する。これは、これらの地中構造物の多くにおいて、過去の大地震による被災事例が限定的であったことが背景となっている。しかし、頂版が中柱に支持された多連構造の地中構造物など、一部の条件の地中構造物においては致命的な地震被害を受けた事例<sup>1)</sup>が存在することも事実である。近年では、地中構造物においても大型化やコスト縮減、省力化のための技術開発が進んでいることから、技術基準類のさらなる性能規定化を図る上で、地中構造物の汎用的かつ実用的な耐震設計法を提示する必要性が高まっている。

地中構造物を対象とした汎用的かつ実用的な耐震設計法を構築していく上では様々な技術課題が考えられるが、その中の一つとして、表層地盤の応答評価手法の問題がある。地中構造物の地震時挙動に対しては、地震時の地盤変位の影響が主たる作用となるため、地盤条件や地震動特性に応じた表層地盤の応答を適切に評価することが重要となる。しかし、特にレベル2地震動と呼ばれる大規模地震動に対しては表層地盤が極めて強い非線形性を発揮し、応答計算の結果に大きなばらつきを生じさせる要因となる。こうした影響を踏まえつつ、表層地盤の地震時応答を実用上十分な精度で評価しうる手法が確立されていないのが現状である。

以上の背景から、本資料では、大規模地震動に対する地中構造物の耐震設計のための表層地盤の実用的な応答評価手法について、検討を行った結果をとりまとめた。

## 1.2 従来手法とその課題

地中構造物の耐震設計に用いられてきた表層地盤の応答評価手法の発祥は定かではないが、古くは岩崎<sup>2)</sup>がモード解析法 (Modal Analysis) に基づく計算式とその誘導過程を示している。この手法は東京湾横断道路の沈埋トンネルの耐震設計<sup>3)</sup>に適用され、建設省土木研究所が示した地中構造物の耐震設計法の基本的な枠組み<sup>4)</sup>に組み込まれた後、具体的な技術基準類としては昭和61年の共同溝設計指針<sup>5)</sup>、平成4年の駐車場設計・施工指針<sup>6)</sup>へと順次導入されることとなった。本資料では、共同溝設計指針および駐車場設計・施工指針に示されている表層地盤の応答計算法を従来手法と呼ぶこととする。その後も、従来手法は他の地中構造物の耐震設計法<sup>例えば7)8)</sup>の中で準用されている。

ここで、従来手法における地盤の水平変位  $u(z)$  の計算式を以下に示す。

$$u(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_V(T_S, h_S) \cdot T_S \cdot \cos \frac{\pi z}{2H} \text{-----(1.1)}$$

$$T_S = 1.25T_G \text{-----(1.2)}$$

$$T_G = \sum_{j=1}^n \frac{4H_j}{V_{Sj}} \text{-----(1.3)}$$

ここに、 $z$  は地表面からの深さ、 $S_V$  は耐震設計上の基盤面における速度応答スペクトル、 $T_S$ 、 $h_S$  はそれぞれ表層地盤の固有周期、減衰定数、 $T_G$  は地盤の特性値 (微小ひずみ域の S 波速度に基づく固有周期)、 $H$  は表層地盤の層厚、 $H_j$ 、 $V_{Sj}$  はそれぞれ第  $j$  層の層厚、S 波速度 (微小ひずみ域) である。この手法の主な特徴は次のとおりである。

(a) モード解析法に基づく手法であり、ひずみ依存性 ( $G/G_0-\gamma$ ,  $h-\gamma$ 関係) を有する地盤の材料特性を等価線形化法の考え方に基づいて扱っている。

(b) 式(1.1)の導出にあたり、表層地盤を一様とみなすことで計算手法の単純化を図っている。

(c) 式(1.2)において、表層地盤の固有周期が  $T_G$  に対して 1.25 倍に増加するものと仮定している。これは、地盤のひずみ依存性の影響を考慮したものであり、表層地盤の S 波速度を微小ひずみ域の値の 1/1.25 倍 (=0.8 倍) として扱うことと同義である。

モード解析法は、構造物や地盤などの評価対象とする系の地震時応答を多数の固有振動モードに分解・合成することで、複雑な地震時挙動を比較的容易に算出することができる解析手法である。計算原理上、系の材料非線形性の経時変化を直接的に表現することができず、時々刻々の非線形応答を追跡することはできないが、系の材料非線形性を等価線形化法の考え方に基づいて扱うことで、最大応答値の評価に用いることはできる。特に、分解された各モードの最大応答値は地震応答スペクトルによって求めることが可能である点に大きな利点があり、簡易な応答評価手法を構築する上では極めて有用であることから、本資料においてもモード解析法の理論に基づいて表層地盤の応答評価手法を構築することとする。

ただし、従来手法には様々な課題が残されている。例えば、地震動により振動する地盤では軟弱な地層に変形が集中することが知られており、特に地震動が強くなるほど材料非線形性の影響によって軟弱層への変形の局所化が顕著となる。しかし、従来手法では上記(b)のように表層地盤を一様とみなす単純化を図っているため、算出される地盤変位分布には、各地層の硬軟分布 (S 波速度構造) の影響が反映されない。

また、今日的な耐震設計法で考慮されるレベル 2 地震動に対しては、従来手法の適用性が十分に検証されていない。具体的に言えば、上記(c)で考慮されているひずみ依存性は、1970 年代当時の強震記録を用いた数多くの地震応答解析の結果に基づいて設定されたものであり、いわゆるレベル 2 地震動と呼ばれるような大規模地震動を考慮して設定されたものではない。

その他の課題として、例えば道路土工要綱<sup>9)</sup>では、耐震設計に用いる地震動が地表付近で設定されているため、道路土工構造物におけるカルバート等の地中構造物について表層地盤の応答の影響を考慮して耐震設計を行う場合は、地表付近の地震動と整合した工学的基盤面の地震動を設定することが必要となる。ただし、地表付近で定義された設計地震動から工学的基盤面における地震動を設定するためには、重複反射理論によって地震動を工学的基盤面に引き戻すことが必要となり、その場合は算出された基盤地震動が過大な短周期成分を含んだものとなることがある<sup>10)</sup>。したがって、地表付近で設定された設計地震動を耐震設計に用いる場合は、このような問題を回避した上で基盤地震動を設定する方法についても検討が必要となる。

本研究は、モード解析法に基づいて実用的な表層地盤の応答評価手法を構築するにあたり、従来手法が持つ上記の課題や、設計地震動が地表で定義されている場合の適用方法について検討を行ったものである。

### 1.3 本資料の構成

以上の背景および課題認識に基づき、本資料では、大規模地震動を対象としたモード解析法による表層地盤の応答評価手法について検討を行い、その結果を以下の構成によりとりまとめた。

2 章では、表層地盤の地震応答の簡易評価法を構築する上で必要となるモード解析法および応

答スペクトル法について、地盤の1次元地震応答解析に適用するための定式化を行った。

3章では、表層地盤の実用的な応答評価手法における材料非線形性の扱いについて定量的な目安を得ることを目的とし、大規模地震動を観測した既往の鉛直アレー記録等を対象とした波形処理解析を行った。

4章では、3章に示した鉛直アレー記録に対してモード解析法を適用し、計算手法の持つ基本的傾向を示すとともに、ひずみ依存性等の扱いについて検討を行った。

5章では、耐震設計上の地盤面で定義された加速度応答スペクトルを耐震設計上の基盤面まで安定的に引き戻し、これと応答スペクトル法を組み合わせた表層地盤の簡易な応答評価手法(本資料では引き戻し・応答スペクトル法と呼ぶ)を導いた。また、3章に示した鉛直アレー記録に対して引き戻し・応答スペクトル法を適用することで、同手法の検証を行った。

上記に加え、巻末CDには、引き戻し・応答スペクトル法の計算プログラムを収録しており、その使用方法やソースコード等を巻末資料Aに示している。

## 2. 地盤の 1 次元地震応答解析に対するモード解析法の定式化

ここでは、従来手法の基となっているモード解析法について、離散系に対する基礎理論を 2.1 に示した上で、地盤の 1 次元地震応答解析に適用する方法を 2.2 に示す。このとき、表層地盤を一様とみなすことなく、複数の地層から構成されるものとして扱うこととする。また、設計計算に適用する際の便を考慮し、各地層の内部を空間的に離散化することなく、連続体として定式化することとする。さらに、土のひずみ依存性の影響を取り込む方法を 2.3 に示す。

### 2.1 離散系に対するモード解析法

#### 2.1.1 運動方程式のモード分解

固体要素、ばね要素、はり要素等によって空間的に離散化された多自由度系の運動方程式は、一般に次式で表される。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_B \text{ -----(2.1)}$$

$[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ はそれぞれ質量、減衰、剛性マトリックス、 $\{u\}$ は地震動の入力位置に対する相対変位ベクトル、ドット ( $\cdot$ ) の個数は時間微分の回数を表している。 $\ddot{u}_B$  は地震動であり、ここでは簡単のため 1 成分のみ (スカラー) を入力する形としている。 $\{I\}$ は地震動を所定の自由度に配分するための単位ベクトルであり、地震動と同一方向の成分が 1、それ以外の成分が 0 である。なお、ここでは系を線形弾性または等価線形として扱うこととし、 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ はいずれも対称マトリックスとする。

モード分解を行うにあたり、まずは自由振動状態 ( $\ddot{u}_B = 0$ ) を考える。式(2.1)の左辺第 2 項 (減衰力項) を含めた形でモード分解を行うことも理論的には可能であるが、実用上は減衰力項が十分に小さいものと仮定することで単純化し、次式に対して分解を行う場合が多い。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \text{ -----(2.2)}$$

両辺をフーリエ変換して変形すると、次のように、一般固有値問題に帰着する。

$$(i\omega)^2 [M]\{\phi\} + [K]\{\phi\} = \{0\}$$

$$([K] - \omega^2 [M])\{\phi\} = \{0\} \text{ -----(2.3)}$$

$\{\phi\}$ は変位ベクトルのフーリエ変換、 $\omega$ は円振動数、 $i$ は虚数単位である。上式を満たす固有値 $\omega^2$ と固有ベクトル $\{\phi\}$ として、固有円振動数 $\omega$ とモードベクトル $\{\phi\}$ がそれぞれ得られることとなる。得られる固有円振動数 $\omega_m$ とモードベクトル $\{\phi\}$ の組合せの数 $n_m$ は、系の自由度の総数と一致し、固有円振動数を小さいものから順に並べて $m$ 番目のものが $m$ 次固有円振動数 $\omega_m$ 、それに対応する固有ベクトルが $m$ 次のモードベクトル $\{\phi_m\}$ である。なお、 $\{\phi\}$ はベクトルを構成する各成分間の相対的な大きさのみが意味を持ち、絶対値の定め方に任意性がある点に注意を要する。

固有値問題の解として得られたモードベクトル $\{\phi_m\}$  ( $m=1 \sim n_m$ ) は互いに線形独立であるため、モードベクトルの 1 次結合により、任意の変位ベクトル $\{u\}$ を表現することができる。

$$\{u\} = \sum_{m=1}^{n_m} q_m \{\phi_m\} \text{ -----(2.4)}$$

$q_m$  は  $m$  次モードの変位量を代表する量であり、基準座標と呼ばれる。

ここで、式(2.3)より、 $k$  次モードと  $m$  次モードに対して次式が成り立つ。

$$[K]\{\phi_k\} = \omega_k^2 [M]\{\phi_k\} \text{-----}(2.5a)$$

$$[K]\{\phi_m\} = \omega_m^2 [M]\{\phi_m\} \text{-----} (2.5b)$$

これらの両辺に左側から  $\{\phi_m\}^T$  および  $\{\phi_k\}^T$  を乗じると、次のようになる。

$$\{\phi_m\}^T [K]\{\phi_k\} = \omega_k^2 \{\phi_m\}^T [M]\{\phi_k\} \text{-----}(2.6a)$$

$$\{\phi_k\}^T [K]\{\phi_m\} = \omega_m^2 \{\phi_k\}^T [M]\{\phi_m\} \text{-----} (2.6b)$$

ここで、 $[K]$  を対称マトリックスとしたことを考慮すると、式(2.6a)の転置より、次式が得られる。

$$\left(\{\phi_m\}^T [K]\{\phi_k\}\right)^T = \omega_k^2 \left(\{\phi_m\}^T [M]\{\phi_k\}\right)^T$$

$$\{\phi_k\}^T [K]\{\phi_m\} = \omega_k^2 \{\phi_k\}^T [M]\{\phi_m\} \text{-----}(2.7)$$

式(2.6b)および式(2.7)の左辺は同一であるため、次式が成り立つこととなる。

$$(\omega_k^2 - \omega_m^2) \{\phi_k\}^T [M]\{\phi_m\} = 0 \text{-----}(2.8)$$

式(2.8)が  $k=m$  ( $\omega_k = \omega_m$ ) の場合に成り立つことは自明である。一方、 $k \neq m$  ( $\omega_k \neq \omega_m$ ) の場合においても式(2.8)が成り立つためには、 $k \neq m$  に対して常に  $\{\phi_k\}^T [M]\{\phi_m\} = 0$  でなければならない。したがって、質量マトリックス  $[M]$  は次式のように、モードベクトルによって直交化されることが分かる。

$$\{\phi_k\}^T [M]\{\phi_m\} = \begin{cases} \tilde{M}_k & (k=m) \\ 0 & (k \neq m) \end{cases} \text{-----}(2.9)$$

ここに、 $\tilde{M}_k$  は  $k$  次の一般化質量である。これを式(2.7)に代入すると、剛性マトリックス  $[K]$  もモードベクトルによって直交化されることが分かる。

$$\{\phi_k\}^T [K]\{\phi_m\} = \begin{cases} \tilde{K}_k & (k=m) \\ 0 & (k \neq m) \end{cases} \text{-----} (2.10)$$

ここに、 $\tilde{K}_k (= \omega_k^2 \tilde{M}_k)$  は  $k$  次の一般化剛性である。

次に、減衰力項を有する系を考える。Rayleigh 減衰を適用する等により、 $[C]$  についても  $\{\phi\}$  によって直交化されるものと仮定する。

$$\{\phi_k\}^T [C]\{\phi_m\} = \begin{cases} \tilde{C}_k & (k=m) \\ 0 & (k \neq m) \end{cases} \text{-----} (2.11)$$

$\tilde{C}_k$  は  $k$  次の一般化減衰である。

以上に示したモードベクトルの直交性を利用し、運動方程式を展開する。まず、式(2.1)に式(2.4)を代入し、その各項に左から  $k$  次のモードベクトル  $\{\phi_k\}^T$  を乗じると、左辺をスカラーのみで構成

される式に変形することができる。

$$\{\phi_k\}^T [M] \sum_{m=1}^{n_m} \ddot{q}_m \{\phi_m\} + \{\phi_k\}^T [C] \sum_{m=1}^{n_m} \dot{q}_m \{\phi_m\} + \{\phi_k\}^T [K] \sum_{m=1}^{n_m} q_m \{\phi_m\} = -\{\phi_k\}^T [M] \{I\} \ddot{u}_B$$

$$\tilde{M}_k \ddot{q}_k + \tilde{C}_k \dot{q}_k + \tilde{K}_k q_k = -\{\phi_k\}^T [M] \{I\} \ddot{u}_B \text{-----} (2.12)$$

次に、右辺をスカラーに変換するため、次式のように、単位ベクトル $\{I\}$ をモードベクトル $\{\phi\}$ の1次結合として表す。

$$\{I\} = \sum_{m=1}^{n_m} \beta_m \{\phi_m\} \text{-----} (2.13)$$

$\beta_m$ は  $m$  次の刺激係数であり、その物理的意味については後述する。これを用いると、式(2.12)の右辺の一部を次のように変形することができる。

$$\{\phi_k\}^T [M] \{I\} = \{\phi_k\}^T [M] \sum_{m=1}^{n_m} \beta_m \{\phi_m\} = \beta_k \tilde{M}_k \text{-----} (2.14)$$

これを式(2.12)に代入すると、 $k$  次モードに関するスカラー型の運動方程式が得られる。

$$\tilde{M}_k \ddot{q}_k + \tilde{C}_k \dot{q}_k + \tilde{K}_k q_k = -\beta_k \tilde{M}_k \ddot{u}_B$$

$$\ddot{q}_k + 2h_k \omega_k \dot{q}_k + \omega_k^2 q_k = -\beta_k \ddot{u}_B \text{-----} (2.15)$$

$\omega_k$ 、 $h_k$ はそれぞれ  $k$  次の固有円振動数、モード減衰定数である。以上により、多自由度系の運動方程式(2.1)が、 $n_m$ 組の互いに独立な運動方程式に分解された。

なお、式(2.15)は、刺激係数 $\beta_k$ を除けば、以下に示す固有円振動数 $\omega_n$ 、減衰定数  $h$  の線形1自由度系の運動方程式と同一である。

$$\ddot{u} + 2h\omega_n \dot{u} + \omega_n^2 u = -\ddot{u}_B \text{-----} (2.16)$$

したがって、モード分解された運動方程式の解は、Newmark- $\beta$ 法などの時間積分法を用いることによって容易に得ることができる。また、式(2.15)の解として得られた各モードの基準座標  $q_k$  を式(2.4)によって重ね合わせれば、任意の離散点における変位 $\{u\}$ の時刻歴を得ることができる。

ここで、系の減衰の定式化について述べておく。式(2.15)あるいはその基になっている式(2.1)では粘性減衰(速度比例減衰)が仮定されているが、これは、解析を容易に行うための便宜的な扱いである<sup>11)</sup>。一方で、構造用材料や地盤材料の減衰特性としては、速度依存性のない履歴減衰が支配的であるものも多いため、その場合は実際の減衰機構とは異なった定式化がなされていることになる。そこで、これらの減衰機構の違いにより、算出される応答値にどのような差異が生じるかを確認する。粘性減衰モデルを用いた式(2.16)の運動方程式を非粘性減衰モデルに置き換えると、次のようになる。

$$\ddot{u} + \omega_n^2 (1 + i \cdot 2h) u = -\ddot{u}_B \text{-----} (2.17)$$

ここに、 $i$ は虚数単位である。式(2.16)および(2.17)の両辺をフーリエ変換して変形すると、両モデルによる伝達関数(応答加速度 / 入力地震動)として次式が得られる。

$$\frac{\ddot{U} + \ddot{U}_B}{\ddot{U}_B} = \frac{1 - (1 - 4h^2)(f/f_n)^2 - i \cdot 2h(f/f_n)^3}{1 - 2(1 - 2h^2)(f/f_n)^2 + (f/f_n)^4} \quad (\text{粘性減衰モデル}) \text{-----} (2.18a)$$

$$\frac{\ddot{U} + \ddot{U}_B}{\ddot{U}_B} = \frac{(1+4h^2) - (f/f_n)^2 - i \cdot 2h(f/f_n)^2}{(1+4h^2) - 2(f/f_n)^2 + (f/f_n)^4} \quad (\text{非粘性減衰モデル}) \text{-----} (2.18b)$$

式(2.18)から算出される振幅比 (応答加速度 / 入力地震動) の比較を図-2.1 に示す。減衰定数  $h \leq 15\%$  の場合は両モデルによる振幅比がほぼ一致している。また、 $h \geq 20\%$  になるとピーク周波数や高振動数域 ( $f/f_n \geq 1.5$  程度) の振幅比にわずかな違いが生じ始めるものの、差異の程度としては小さい。このように、粘性減衰、非粘性減衰のいずれを仮定しても、算出される応答値に生じる差異はわずかであると考えられる。したがって、系の減衰機構として履歴減衰が支配的な場合であっても、減衰の定式化として粘性減衰を用いることに大きな問題はないと考えられる。

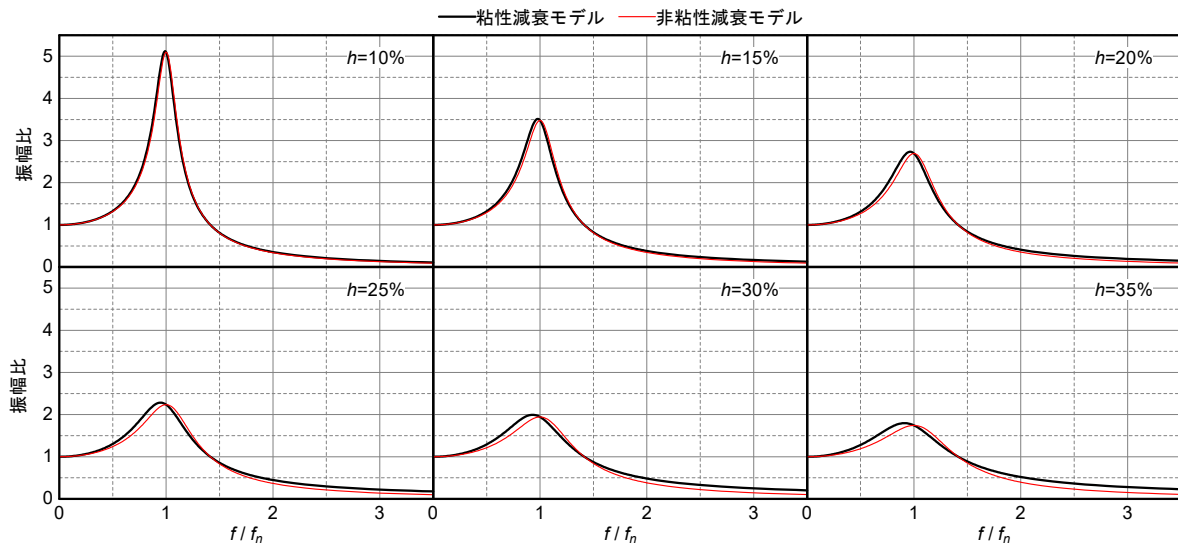


図-2.1 粘性減衰モデルまたは非粘性減衰モデルを用いた場合の  
1自由度系の振幅比 (応答加速度 / 入力地震動)

### 2.1.2 モード減衰定数

式(2.15)の粘性減衰を表すモード減衰定数  $h_k$  は、ひずみエネルギー比例減衰法<sup>12)</sup>によって設定されるのが一般的である。これは、系の動的応答における減衰機構として履歴減衰、逸散減衰など様々なものが考えられる中で、多くの場合は材料の変形に応じたエネルギー損失に起因するものであるとの考えに基づくものである<sup>11)</sup>。ひずみエネルギーの損失量から粘性減衰を設定するという点は、解析を容易に行うための便宜的な扱いであるが、2.1.1に示したように、いずれの機構を想定しても結果的に算出される応答値に大きな差は生じないと考えられる。

ひずみエネルギー比例減衰法では、 $k$ 次モードベクトル $\{\phi_k\}$ に対応したモード減衰定数  $h_k$  を次式により算出する。

$$h_k = \frac{\sum_{j=1}^{n_e} h_{ej} \cdot \frac{1}{2} \{\phi_{j,k}\}^T [K_j] \{\phi_{j,k}\}}{\frac{1}{2} \{\phi_k\}^T [K] \{\phi_k\}} = \frac{\sum_{j=1}^{n_e} h_{ej} \{\phi_{j,k}\}^T [K_j] \{\phi_{j,k}\}}{\{\phi_k\}^T [K] \{\phi_k\}} \text{-----} (2.19)$$

ここに、 $h_{ej}$ 、 $[K_j]$ はそれぞれ要素  $j$  に関する要素減衰定数、剛性マトリックス、 $\{\phi_{j,k}\}$ は  $k$ 次モードにおける要素  $j$  のモードベクトル、 $n_e$ は要素の総数である。分母は  $k$ 次モードによって系全体に生

じるひずみエネルギーである。分子は、 $k$ 次モードによる要素 $j$ のひずみエネルギーに要素減衰定数 $h_{ej}$ を乗じることで算出される損失エネルギーを、全要素について総和したものである。

### 2.1.3 刺激係数、有効質量および有効質量比

式(2.15)と式(2.16)を比較すると、多自由度系のモード分解によって導かれる式(2.15)では、入力地震動 $\ddot{u}_B$ に刺激係数 $\beta_k$ を乗じているため、刺激係数 $\beta_k$ が大きいモードほど大きな基準座標 $q_k$ が算出されることとなる。見方を変えると、刺激係数 $\beta_k$ は、系に地震動 $\ddot{u}_B$ が入力されたときの応答値に対する $k$ 次モードの寄与度を表していると言える。刺激係数 $\beta_k$ は、式(2.14)を変形した次式によって算出することができる。

$$\beta_k = \frac{\{\phi_k\}^T [M] \{I\}}{\tilde{M}_k} = \frac{\{\phi_k\}^T [M] \{I\}}{\{\phi_k\}^T [M] \{\phi_k\}} \quad (2.20)$$

ここで、 $\beta_k$ の大きさは $\{\phi_k\}$ の絶対値に依存することに注意する必要がある。前述したように、モードベクトル $\{\phi_k\}$ の絶対値の定め方には任意性があるため、例えば、2つのモードに対して得られた刺激係数 $\beta_k$ 、 $\beta_m$ の大きさを直接比較しても、系全体の応答に対する $k$ 次モードと $m$ 次モードの寄与度の違いが分かるとは限らない。そこで、系全体の応答に対する各モードの寄与度を表す客観的な指標として、有効質量および有効質量比が一般的に用いられる。以下、これらの計算式を導く。

まず、系全体の質量の総和 $M_{total}$ は、質量マトリックス $[M]$ から次式により算出することができる。

$$M_{total} = \{I\}^T [M] \{I\} \quad (2.21)$$

右辺に乗じている2つの単位ベクトル $\{I\}$ に式(2.13)を代入して変形する。

$$\begin{aligned} M_{total} &= \left( \sum_{k=1}^{n_m} \{\phi_k\}^T \beta_k \right) [M] \left( \sum_{m=1}^{n_m} \{\phi_m\} \beta_m \right) \\ &= \sum_{k=1}^{n_m} \beta_k^2 \tilde{M}_k \\ &= \sum_{k=1}^{n_m} M_{ek} \quad (2.22) \end{aligned}$$

$M_{ek}$ は $k$ 次の有効質量であり、次式によって算出することができる。

$$M_{ek} = \beta_k^2 \tilde{M}_k = \frac{\left( \{\phi_k\}^T [M] \{I\} \right)^2}{\{\phi_k\}^T [M] \{\phi_k\}} \quad (2.23)$$

有効質量は刺激係数と密接な関係を持ち、これも、系全体の応答に対する各モードの寄与の大きさを表す指標となる。特に、有効質量の大きさはモードベクトルの絶対値に依存しないため、2つのモード $k$ 、 $m$ の有効質量 $M_{ek}$ 、 $M_{em}$ を直接比較することが可能となる。

さらに、有効質量 $M_{ek}$ を系全体の総質量 $M_{total}$ で正規化すると、有効質量比 $r_{MK}$ が得られる。



$$r_{Mk} = \frac{M_{ek}}{M_{total}} = \frac{\beta_k^2 \tilde{M}_k}{\{I\}^T [M] \{I\}} \text{----- (2.24)}$$

式(2.22) より、全モードの有効質量  $M_{ek}$  の総和は  $M_{total}$  と一致するため、有効質量比  $r_{Mk}$  を全モードで総和すると 1 になる。したがって、系全体の応答に大きな影響を与えるモードほど、有効質量比  $r_M$  は 1 に近い値をとることとなる。このように、有効質量比  $r_M$  はその値自体が明確な意味を持つため、刺激係数、有効質量に比べてより客観的な指標であると言える。

なお、モード解析法によって系の応答値を算出する場合、必ずしも全てのモードの応答値  $q_k$  ( $k=1 \sim n_m$ ) を算出する必要はなく、寄与度が小さなモードは無視しても問題ない。一般に、モード解析法では、有効質量比が 0.9 以上となるような振動モードを選定すれば、精度のよい解が得られると言われている。

## 2.1.4 応答値の算出方法

### (1) 時刻歴応答解析法

前述したように、 $k$  次モードに関する運動方程式(2.15)の解 ( $q_k$ 、 $\dot{q}_k$  および  $\ddot{q}_k$ ) は、Newmark- $\beta$  法などの時間積分法によって容易に算出することができる。こうして得られた解を用いると、任意の離散点における応答変位、応答速度、応答加速度を次式により算出することができる。

$$\{u\} = \sum_{m=1}^{n_m} q_m \{\phi_m\} \text{----- (2.4 再掲)}$$

$$\{\dot{u}\} = \sum_{k=1}^{n_m} \dot{q}_k \{\phi_k\} \text{----- (2.25)}$$

$$\{\ddot{u}\} + \{I\} \ddot{u}_B = \sum_{k=1}^{n_m} (\ddot{q}_k + \beta_k \ddot{u}_B) \{\phi_k\} \text{----- (2.26)}$$

その他、例えば  $\{u\}$  にひずみマトリックス  $[B]$  を乗じることでひずみを求めることや、 $\{u\}$  に剛性マトリックス  $[K]$  を乗じることで応力や断面力などを求めるなど、あらゆる応答値を求めることができる。

### (2) 応答スペクトル法

地震応答スペクトルは、ある減衰定数  $h$  を有する線形 1 自由度系の運動方程式(2.16)を数多くの固有周期  $T (=2\pi/\omega)$  に対して解き、得られた最大応答値 (加速度、速度、変位) と  $T$  の関係を表示したものである。このため、入力地震動  $\ddot{u}_B$  の加速度応答スペクトル  $S_A$ 、速度応答スペクトル  $S_V$ 、変位応答スペクトル  $S_D$  があらかじめ与えられている場合は、 $k$  次モードの最大応答値を次式によって簡易に求めることができる。

$$q_k|_{\max} = |\beta_k| S_D(T_k, h_k) \text{----- (2.27)}$$

$$\dot{q}_k|_{\max} = |\beta_k| S_V(T_k, h_k) \text{----- (2.28)}$$

$$(\ddot{q}_k + \beta_k \ddot{u}_B)|_{\max} = |\beta_k| S_A(T_k, h_k) \text{----- (2.29)}$$

ただし、各モードの最大応答値が同一時刻で発生するわけではないため、これらを全モードに

ついて単純に総和すると、明らかに応答を過大評価することとなる。このため、応答スペクトル法では次式のように、各モードの最大応答値を二乗和平方根によって重ね合わせるのが一般的である。

$$\{u\}_{\max} = \sqrt{\sum_k [\beta_k S_D(T_k, h_k) \{\phi_k\}]^2} \text{-----} (2.30)$$

$$\{\dot{u}\}_{\max} = \sqrt{\sum_k [\beta_k S_V(T_k, h_k) \{\phi_k\}]^2} \text{-----} (2.31)$$

$$(\{\ddot{u}\} + \{I\} \ddot{u}_B)_{\max} = \sqrt{\sum_k [\beta_k S_A(T_k, h_k) \{\phi_k\}]^2} \text{-----} (2.32)$$

なお、地震応答スペクトルは、 $S_A$ 、 $S_V$ 、 $S_D$ のうちいずれか一つが与えられていれば、次の近似的関係<sup>13)</sup>によって他の二つを得ることができる。

$$\frac{T}{2\pi} S_A \approx S_V \approx \frac{2\pi}{T} S_D \text{-----} (2.33)$$

また、入力地震動が減衰定数 5%の加速度応答スペクトル  $S_A(T, 0.05)$ の形で与えられている場合、川島・相沢<sup>14)</sup>による次の補正式を用いることで、任意の減衰定数  $h$ の加速度応答スペクトル  $S_A(T, h)$ を近似的に得ることができる。

$$S_A(T, h) = c_D(h) S_A(T, 0.05), \quad c_D(h) = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \text{-----} (2.34)$$

したがって、入力地震動が  $S_A(T, 0.05)$ の形で与えられている場合は、応答スペクトル法を用いることで、動的解析を行うことなく高次モードを含めた多自由度系の最大応答値を簡易に算出することができる。

## 2.2 地盤の1次元地震応答解析への適用

次に、複数の地層から構成される表層地盤の1次元地震応答解析に対して、モード解析法を適用する方法を導く。ここでは前述のように、表層地盤を構成する各地層の内部を空間的に離散化することなく、連続体として定式化することとする。離散点を極限まで細分したものが連続体であると考え、2.1節に示した運動方程式のモード分解や応答値の算出方法等の基本的な考え方は、当然のことながら、連続体に対しても適用することができる。このため、本節では、表層地盤を連続的な1次元モデルとして扱う場合のモード分解や各種定数の算出方法等を整理する。

なお、ここではモード解析法の特性に基き、以下の前提条件を設けることとする。

- 地盤の剛性および減衰定数を全時刻にわたり一定値とする等価線形化法によって扱う。
- 地震動は、解析モデルの下面から剛基盤入力 (いわゆる E+F 入力) によって与えることとする。地震動の入力位置をモデル下面とするのは、式(2.1)のように入力地震動と応答値の項が分離された時間領域の運動方程式に基づいて表層地盤の応答計算を行う場合、モデル下面以外を地震動の入力位置として選ぶことができないためである。また、剛基盤入力を前提とするのは、2.1.1に示したように系の減衰力を無視した形でモード分解を行う場合、弾性基盤入力 (いわゆる 2E 入力) に必要となる粘性境界を表現することができないためである。

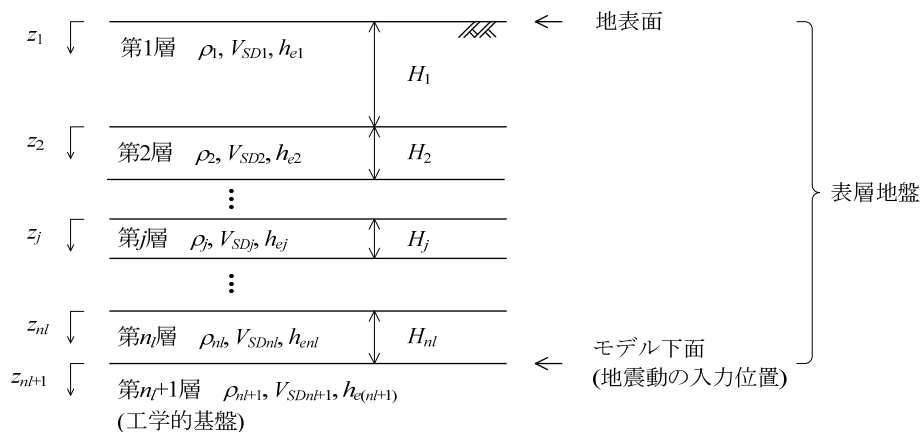


図-2.2 複数の地層から構成される表層地盤

ここで検討の対象とする表層地盤の概念図を図-2.2 に示す。表層地盤は、工学的基盤の上の計  $n_t$  層の地層から構成されるものとする。地表から第  $j$  番目の地層の層厚、密度、S 波速度、要素減衰定数をそれぞれ  $H_j$ 、 $\rho_j$ 、 $V_{SDj}$ 、 $h_{ej}$  とし、当該地層上面からの深さを  $z_j$ 、変位を  $u_j$  とする。なお、S 波速度は地震時のひずみレベルに対応した値である。

### 2.2.1 運動方程式のモード分解

まず、非減衰自由振動系を考えると、第  $j$  層の微小要素に関する運動方程式は次のようになる。

$$\rho_j \frac{\partial^2 u_j}{\partial t^2} = G_{Dj} \frac{\partial^2 u_j}{\partial z_j^2}$$

$$\frac{\partial^2 u_j}{\partial t^2} = V_{SDj}^2 \frac{\partial^2 u_j}{\partial z_j^2} \text{----- (2.35)}$$

ここに、 $G_{Dj}$  は地震時のひずみレベルにおけるせん断係数である。 $G_{Dj}$  および  $V_{SDj}$  の具体的な設定

方法については後述する。両辺をフーリエ変換して整理すると、次式が得られる。

$$-\omega^2 \phi_j q = V_{SDj}^2 \frac{\partial^2 \phi_j}{\partial z_j^2} q$$

$$\frac{\partial^2 \phi_j}{\partial z_j^2} + \left( \frac{\omega}{V_{SDj}} \right)^2 \phi_j = 0 \text{ ----- (2.36)}$$

$\phi_j$  は第  $j$  層の変位モード分布であり、その一般解は次の関数形で与えられる。

$$\phi_j = A_j \cos \omega z_j / V_{SDj} + B_j \sin \omega z_j / V_{SDj} \text{ ----- (2.37)}$$

$A_j$ 、 $B_j$  は積分定数である。これを用いるとせん断ひずみ、せん断応力のモード分布をそれぞれ次のように書くことができる。

$$\frac{\partial \phi_j}{\partial z_j} = \frac{\omega}{V_{SDj}} (-A_j \sin \omega z_j / V_{SDj} + B_j \cos \omega z_j / V_{SDj}) \text{ ----- (2.38)}$$

$$G_{Dj} \frac{\partial \phi_j}{\partial z_j} = \omega \rho_j V_{SDj} (-A_j \sin \omega z_j / V_{SDj} + B_j \cos \omega z_j / V_{SDj}) \text{ ----- (2.39)}$$

なお、各層の上面 ( $z_j=0$ ) では、

$$\phi_j = A_j, \quad \frac{\partial \phi_j}{\partial z_j} = \frac{\omega}{V_{SDj}} B_j \text{ ----- (2.40)}$$

であるため、 $A_j$  は層上面の変位振幅、 $B_j$  は層上面のひずみ振幅に関連した定数であることが分かる。

ここで、地層境界における連続条件を考える。第  $j$  層下面 ( $z_j = H_j$ ) と第  $j+1$  層上面 ( $z_{j+1} = 0$ ) では、変位とせん断応力の連続条件が成り立たなければならない。すなわち、

$$A_j \cos \omega H_j / V_{SDj} + B_j \sin \omega H_j / V_{SDj} = A_{j+1} \text{ ----- (2.41)}$$

$$\omega \rho_j V_{SDj} (-A_j \sin \omega H_j / V_{SDj} + B_j \cos \omega H_j / V_{SDj}) = \omega \rho_{j+1} V_{SDj+1} B_{j+1}$$

$$R_j (-A_j \sin \omega H_j / V_{SDj} + B_j \cos \omega H_j / V_{SDj}) = B_{j+1} \text{ ----- (2.42)}$$

ここに、 $R_j$  は実数インピーダンス比であり、次式で表される。

$$R_j = \frac{\rho_j V_{SDj}}{\rho_{j+1} V_{SDj+1}} \text{ ----- (2.43)}$$

式(2.41)、(2.42)をマトリックス形式で書くと、次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} A_{j+1} \\ B_{j+1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \omega H_j / V_{SDj} & \sin \omega H_j / V_{SDj} \\ -R_j \sin \omega H_j / V_{SDj} & R_j \cos \omega H_j / V_{SDj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_j \\ B_j \end{Bmatrix} = [L_j] \begin{Bmatrix} A_j \\ B_j \end{Bmatrix} \text{ ----- (2.44)}$$

$[L_j]$  は第  $j$  層の層マトリックスである。これを用いると、第  $j$  層の定数  $A_j$ 、 $B_j$  は、次のようなマトリックス形式の漸化式によって算出することができる。

$$\begin{Bmatrix} A_j \\ B_j \end{Bmatrix} = [L_{j-1}] \dots [L_2] [L_1] \begin{Bmatrix} A_1 \\ B_1 \end{Bmatrix} \text{ ----- (2.45)}$$

次に、境界条件を考える。モード解析法では  $u_j$  (または  $\phi$ ) を地震動の入力位置に対する相対変位として表すため、地震動の入力位置の相対変位は零でなければならない。したがって、地震動入力位置をモデル下面 (第  $n_r+1$  層上面) とする前提条件から、 $A_{n_r+1}$  が定まることとなる。

$$\phi_{n+1} = A_{n+1} = 0 \text{ ----- (2.46)}$$

また、地表ではせん断応力が常に零である。この条件より、 $B_1$ が定まる。

$$G_{D1} \frac{\partial \phi(0)}{\partial z_1} = \omega \rho_1 V_{SD1} B_1 = 0, \text{ すなわち, } B_1 = 0 \text{ ----- (2.47)}$$

なお、上述したようにモード分布の絶対値の定め方には任意性があるが、ここでは地表の変位振幅が1となるように定めることとする。

$$A_1 = 1 \text{ ----- (2.48)}$$

式(2.41)、(2.42)の連続条件と式(2.46)、(2.47)の境界条件は、ある特定の $\omega$ に対してのみ、同時に満たされることとなる。その $\omega$ は系の固有値に相当するものであり、地盤を連続体として定式化する場合は無数に存在することとなるが、それらを小さいものから順に並べて  $k$  番目のものが  $k$  次固有円振動数 $\omega_k (=2\pi/T_k)$  である。ただし、表層地盤が複数の地層から構成される場合は $\omega_k$ の解析解を導くことが難しいため、数値計算によって試行錯誤的に求める必要がある。また、得られた $\omega_k$ から式(2.45)により  $A_{j,k}$ 、 $B_{j,k}$ を算出し、これらを式(2.37)に代入すると、 $k$  次の変位モード分布 $\phi_{j,k}$  ( $j=1\sim n$ ) が求まることとなる。

以上によって分解された連続的な地盤モデルにおける無数の固有振動モード $\phi_{j,k}$  ( $j=1\sim n$ ) は、2.1に示した離散系の場合と同様に互いに線形独立である。したがって、連続的な地盤モデルに発生する任意の変位分布  $u_j(z_j, t)$  ( $j=1\sim n$ ) は、各次のモード分布 $\phi_{j,k}$ の1次結合によって表すことができる。

$$u_j(z_j, t) = \sum_{k=1}^{\infty} q_k(t) \cdot \phi_{j,k}(z_j) \text{ ----- (2.49)}$$

$q_k(t)$ は  $k$  次の基準座標である。後述の方法によって離散系と等価なモード減衰定数  $h_k$  および刺激係数 $\beta_k$ を設定すれば、連続的な地盤モデルの運動方程式は、モードごとに独立したスカラー型の式に分解することができる。

$$\ddot{q}_k + 2h_k \omega_k \dot{q}_k + \omega_k^2 q_k = -\beta_k \ddot{u}_B \text{ ----- (2.50)}$$

したがって、 $k$  次モードの運動方程式の解は、Newmark- $\beta$ 法などの時間積分法によって容易に求まることとなる。地盤の材料減衰は速度依存性を持たないことが知られているが、2.1.1に示したように、これを粘性減衰としてモデル化しても算出される応答値の差異は小さいと考えられることから、式(2.50)では便宜上、解析が容易な粘性減衰を用いている。

式(2.50)の解を用いれば、任意の地層  $j$  における任意の深さ  $z_j$  の各種応答値を次式により求めることができる。

$$u_j(z_j, t) = \sum_{k=1}^{\infty} q_k(t) \cdot \phi_{j,k}(z_j) \text{ ----- (2.51)}$$

$$\dot{u}_j(z_j, t) = \sum_{k=1}^{\infty} \dot{q}_k(t) \cdot \phi_{j,k}(z_j) \text{ ----- (2.52)}$$

$$\ddot{u}_j(z_j, t) + \ddot{u}_B = \sum_{k=1}^{\infty} \{ \ddot{q}_k(t) + \beta_k \ddot{u}_B \} \cdot \phi_{j,k}(z_j) \text{ ----- (2.53)}$$

$$\gamma_j(z_j, t) = \sum_{k=1}^{\infty} q_k(t) \cdot \frac{d\phi_{j,k}(z_j)}{dz_j} \text{ ----- (2.54)}$$

$$\tau_j(z_j, t) = \sum_{k=1}^{\infty} q_k(t) \cdot G_{Dj} \frac{d\phi_{j,k}(z_j)}{dz_j} \text{-----} (2.55)$$

さらに、入力地震動がモデル下面 (E+F) において地震応答スペクトル  $S_A$ 、 $S_V$ 、 $S_D$  の形で与えられている場合は、応答スペクトル法によって最大応答値を簡易に求めることができる。

$$u_j(z_j)|_{\max} = \sqrt{\sum_k [|\beta_k| \cdot S_D(T_k, h_k) \cdot \phi_{j,k}(z_j)]^2} \text{-----} (2.56)$$

$$\dot{u}_j(z_j)|_{\max} = \sqrt{\sum_k [|\beta_k| \cdot S_V(T_k, h_k) \cdot \phi_{j,k}(z_j)]^2} \text{-----} (2.57)$$

$$\{\ddot{u}_j(z_j) + \ddot{u}_B\}|_{\max} = \sqrt{\sum_k [|\beta_k| \cdot S_A(T_k, h_k) \cdot \phi_{j,k}(z_j)]^2} \text{-----} (2.58)$$

$$\gamma_j(z_j)|_{\max} = \sqrt{\sum_k \left[ |\beta_k| \cdot S_D(T_k, h_k) \cdot \frac{d\phi_{j,k}(z_j)}{dz_j} \right]^2} \text{-----} (2.59)$$

$$\tau_j(z_j)|_{\max} = \sqrt{\sum_k \left[ |\beta_k| \cdot S_D(T_k, h_k) \cdot G_{Dj} \frac{d\phi_{j,k}(z_j)}{dz_j} \right]^2} \text{-----} (2.60)$$

## 2.2.2 モード減衰定数

次に、離散モデルの場合と同様に、連続的な地盤モデルのモード減衰定数  $h_k$  を、ひずみエネルギー比例減衰法によって計算する式を導く。この場合、系全体のひずみエネルギーは、微小要素のひずみエネルギーの空間積分によって表すことができる。また、系全体のエネルギー損失は、微小要素のひずみエネルギーに比例するものとして算出されるエネルギー損失を、空間的に積分することで表すことができる。このとき、要素減衰定数  $h_{ej}$  は地層ごとに一定であると仮定することとする。

以上に基づくと、連続的な地盤モデルのモード減衰定数は、次式により算出することができる。

$$\begin{aligned} h_k &= \frac{\sum_{j=1}^m \int_0^{H_j} h_{ej} \cdot \frac{1}{2} G_{Dj} \left( \frac{d\phi_{j,k}}{dz_j} \right)^2 dz_j}{\sum_{j=1}^m \int_0^{H_j} \frac{1}{2} G_{Dj} \left( \frac{d\phi_{j,k}}{dz_j} \right)^2 dz_j} \\ &= \frac{\sum_{j=1}^m \left\{ h_{ej} G_{Dj} \left( \frac{\omega_k}{V_{SDj}} \right)^2 \int_0^{H_j} (-A_{j,k} \sin \omega_k z_j / V_{SDj} + B_{j,k} \cos \omega_k z_j / V_{SDj})^2 dz_j \right\}}{\sum_{j=1}^m \left\{ G_{Dj} \left( \frac{\omega_k}{V_{SDj}} \right)^2 \int_0^{H_j} (-A_{j,k} \sin \omega_k z_j / V_{SDj} + B_{j,k} \cos \omega_k z_j / V_{SDj})^2 dz_j \right\}} \\ &= \frac{\sum_{j=1}^m \left\{ h_{ej} \rho_j \omega_k^2 (A_{j,k}^2 SS_{j,k} - 2A_{j,k} B_{j,k} CS_{j,k} + B_{j,k}^2 CC_{j,k}) \right\}}{\sum_{j=1}^m \left\{ \rho_j \omega_k^2 (A_{j,k}^2 SS_{j,k} - 2A_{j,k} B_{j,k} CS_{j,k} + B_{j,k}^2 CC_{j,k}) \right\}} \text{-----} (2.61) \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
CC_{j,k} &= \int_0^{H_j} \cos^2 \omega_k z_j / V_{SDj} dz_j \\
&= \frac{1}{4} \left( 2H_j + \frac{V_{SDj}}{\omega_k} \sin 2\omega_k H_j / V_{SDj} \right) \text{-----} (2.62)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
CS_{j,k} &= \int_0^{H_j} \cos \omega_k z_j / V_{SDj} \sin \omega_k z_j / V_{SDj} dz_j \\
&= \frac{V_{SDj}}{4\omega_k} (1 - \cos 2\omega_k H_j / V_{SDj}) \text{-----} (2.63)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
SS_{j,k} &= \int_0^{H_j} \sin^2 \omega_k z_j / V_{SDj} dz_j \\
&= \frac{1}{4} \left( 2H_j - \frac{V_{SDj}}{\omega_k} \sin 2\omega_k H_j / V_{SDj} \right) \text{-----} (2.64)
\end{aligned}$$

ひずみエネルギー比例減衰法による要素減衰定数  $h_{ej}$  は履歴減衰に基づいて設定するものであるため、ここでは室内試験（繰返し変形特性試験）で得られる減衰定数  $h$  を用いる。

### 2.2.3 刺激係数、有効質量および有効質量比

連続的な地盤モデルについて、離散系と等価な刺激係数を導く。ここで考えている 1 次元モデルでは、地盤の水平変位と入力地震動の方向が同一であるため、式(2.20)における単位ベクトル  $\{I\}$  は 1 に置き換えることができる。したがって、連続的な地盤モデルの刺激係数  $\beta_k$  は、式(2.20)との対比から、微小要素の質量（密度  $\rho_j$ ）にモード分布  $\phi_{j,k}$  またはその 2 乗を乗じ、それを空間的に積分することによって算出することができる。

$$\begin{aligned}
\beta_k &= \frac{\sum_{j=1}^n \int_0^{H_j} \rho_j \phi_{j,k} dz_j}{\sum_{j=1}^n \int_0^{H_j} \rho_j \phi_{j,k}^2 dz_j} \\
&= \frac{\sum_{j=1}^n \rho_j (A_{j,k} C_{j,k} + B_{j,k} S_{j,k})}{\sum_{j=1}^n \rho_j (A_{j,k}^2 CC_{j,k} + 2A_{j,k} B_{j,k} CS_{j,k} + B_{j,k}^2 SS_{j,k})} \text{-----} (2.65)
\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
C_{j,k} &= \int_0^{H_j} \cos \omega_k z_j / V_{SDj} dz_j \\
&= \frac{V_{SDj}}{\omega_k} \sin \omega_k H_j / V_{SDj} \text{-----} (2.66)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S_{j,k} &= \int_0^{H_j} \sin \omega_k z_j / V_{SDj} dz_j \\
&= \frac{V_{SDj}}{\omega_k} (1 - \cos \omega_k H_j / V_{SDj}) \text{-----} (2.67)
\end{aligned}$$

なお、2.2.1 で述べたように、モード解析法を地盤の 1 次元地震応答解析に適用する場合、地表の

変位振幅が 1.0 となるようにモード分布  $\phi_{j,k}$  の絶対値を定めるのが一般的である。このように、モード分布の絶対値を客観的に定める場合は、刺激係数  $\beta_k$  も客観的な指標となる。

同様に、有効質量  $M_{ek}$  の算出式を導く。

$$M_{ek} = \frac{\left( \sum_{j=1}^n \int_0^{H_j} \rho_j \phi_{j,k} dz_j \right)^2}{\sum_{j=1}^n \int_0^{H_j} \rho_j \phi_{j,k}^2 dz_j}$$

$$= \frac{\left\{ \sum_{j=1}^n \rho_j (A_{j,k} C_{j,k} + B_{j,k} S_{j,k}) \right\}^2}{\sum_{j=1}^n \rho_j (A_{j,k}^2 C C_{j,k} + 2 A_{j,k} B_{j,k} C S_{j,k} + B_{j,k}^2 S S_{j,k})} \quad (2.68)$$

有効質量比  $r_{Mk}$  は、 $r_{Mk} = M_{ek} / M_{total}$  として算出することができる。地盤の 1 次元地震応答解析における  $M_{total}$  は、解析対象地盤の単位平面積あたりの総質量として算出することができる。

$$M_{total} = \sum_{j=1}^n \rho_j H_j \quad (2.69)$$

## 2.2.4 一様な表層地盤に対する解

ここで、2.2.1～2.2.3 に示した連続的な地盤モデルの定式化を、図-2.3 に示すような一様な表層と基盤から構成される単純な地盤条件に適用することで、1 章に示した従来手法と比較しておく。

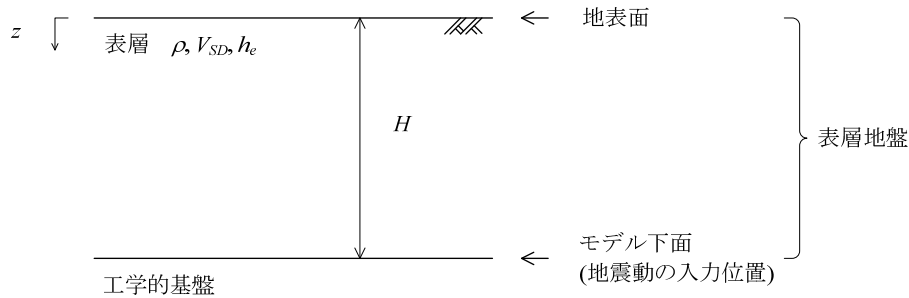


図-2.3 一様な表層地盤

この場合、表層地盤を構成する地層の総数  $n=1$  である。式(2.47)、(2.48)を考慮すると、表層のモード分布は次式で表される。

$$\phi = \cos \omega z / V_{SD} \quad (2.70)$$

モデル下面 ( $z=H$ ) の境界条件として、式(2.46)が満たされなければならない。この条件から、次式が成り立つ必要がある。

$$\cos \omega H / V_{SD} = 0 \quad (2.71)$$

これを満たす解として、 $k$  次の固有円振動数  $\omega_k (>0)$  および固有周期  $T_k$  が定まる。

$$\omega_k H / V_{SD} = \frac{\pi(2k-1)}{2}$$

$$\omega_k = \frac{\pi(2k-1)V_{SD}}{2H} \quad (k=1, 2, \dots) \quad (2.72)$$



$$T_k = \frac{4H}{(2k-1)V_{SD}} \quad (k=1, 2, \dots) \text{-----} (2.73)$$

また、これを式(2.70)に代入することで、モード分布が次のように定まる。

$$\phi = \cos \frac{\pi(2k-1)z}{2H} \text{-----} (2.74)$$

モード減衰定数  $h_k$  は、式(2.61)に地層の総数  $n_f=1$  を代入すると明らかなように、表層の要素減衰定数  $h_e$  そのものとなる。

$$h_k = h_e \text{-----} (2.75)$$

刺激係数  $\beta_k$  は、式(2.65)より、次のように算出することができる。

$$\begin{aligned} \beta_k &= \frac{\rho(A_k C_k + B_k S_k)}{\rho(A_k^2 C C_k + 2A_k B_k C S_k + B_k^2 S S_k)} \\ &= \frac{4 \cdot (-1)^{k-1}}{\pi(2k-1)} \text{-----} (2.76) \end{aligned}$$

地震動が基盤面における減衰定数  $h = h_e$  の速度応答スペクトル  $S_V(T, h_e)$  で与えられている場合、式(2.33)を用いることで、表層の最大変位分布を次式により算出することができる。

$$\begin{aligned} u(z)|_{\max} &= \sqrt{\sum_k \left[ |\beta_k| \cdot \frac{T_k}{2\pi} S_V(T_k, h_e) \cdot \phi_k \right]^2} \\ &= \sqrt{\sum_k \left[ \frac{2}{\pi^2(4k-3)} T_k S_V(T_k, h_e) \cdot \cos \frac{\pi(4k-3)z}{2H} \right]^2} \text{-----} (2.77) \end{aligned}$$

さらに、表層地盤の最大変位分布が1次モードのみによって決まるものと仮定すると、次式が得られる。

$$u(z)|_{\max} = \frac{2}{\pi^2} \cdot T_1 S_V(T_1, h_e) \cdot \cos \frac{\pi z}{2H} \text{-----} (2.78)$$

以上によって得られた一様な表層地盤の最大変位分布の計算式は、従来手法である式(1.1)と完全に一致する。理論的背景が同一であるため当然のことではあるが、2.2.1～2.2.3に示した一連の手法は、従来手法を包含し、かつ、複数の地層から構成される表層地盤の応答を高次モードの影響を含めて算出できるように拡張された手法となっていることが分かる。

## 2.2.5 モード解析法による伝達関数

ここで、モード解析法の定式化に基づく伝達関数の計算方法を示しておく。モード解析法による応答計算の過程において、伝達関数の算出は必要とはならないが、これを算出して観測記録や他の計算手法と比較することで、計算手法の特性を知ることができる。

地表面における相対加速度を  $\ddot{u}_s$  とすると、地表面 ( $\phi=1$ ) の絶対加速度は次式で表される。

$$\ddot{u}_s + \ddot{u}_B = \sum_k (\ddot{q}_k + \beta_k \ddot{u}_B) \text{-----} (2.79)$$

この両辺をフーリエ変換し、入力地震動のフーリエスペクトル  $\ddot{U}_B$  との比をとることで、伝達関数  $H(\omega)$  が得られる。

$$\begin{aligned}
H(\omega) &= \frac{\ddot{U}_s + \ddot{U}_B}{\ddot{U}_B} \\
&= \sum_k \beta_k \left( \frac{\ddot{Q}_k}{\beta_k \ddot{U}_B} + 1 \right) \text{-----} \quad (2.80)
\end{aligned}$$

$Q_k$ は基準座標のフーリエスペクトルである。ここで、 $k$ 次モードの運動方程式(2.15)の両辺をフーリエ変換して変形し、

$$\begin{aligned}
\ddot{Q}_k + 2h_k \omega_k \frac{\dot{Q}_k}{i\omega} + \omega_k^2 \frac{Q_k}{(i\omega)^2} &= -\beta_k \ddot{U}_B \\
\frac{\ddot{Q}_k}{\beta_k \ddot{U}_B} &= \frac{(\omega/\omega_k)^2}{1 - (\omega/\omega_k)^2 + i \cdot 2h_k (\omega/\omega_k)} \text{-----} \quad (2.81)
\end{aligned}$$

これを式(2.80)に代入して整理することで、伝達関数の計算式が得られる。

$$\begin{aligned}
H(\omega) &= \sum_k \beta_k \left\{ \frac{(\omega/\omega_k)^2}{1 - (\omega/\omega_k)^2 + i \cdot 2h_k (\omega/\omega_k)} + 1 \right\} \\
&= \sum_k \beta_k \frac{1 - (1 - 4h_k^2)(\omega/\omega_k)^2 - i \cdot 2h_k (\omega/\omega_k)^3}{1 - (2 - 4h_k^2)(\omega/\omega_k)^2 + (\omega/\omega_k)^4} \text{-----} \quad (2.82)
\end{aligned}$$

## 2.2.6 モード解析法と重複反射理論の違い

モード解析法は、材料非線形性を等価線形化法によって扱う手法であり、同じく地盤の1次元地震応答解析に適用される重複反射理論と共通する点も多い。ただし、両手法には大きく異なる点があるため、これについて参考までに整理しておく。

いずれの手法も鉛直SH波動場の運動方程式を基礎式としている点は共通しているが、地震動の入力方法が根本的に異なる。2.2節の冒頭に示したように、モード解析法では、基礎式において入力地震動と応答値の項を分離していることに起因し、地震動を表層地盤のモデル下面以外から入力することができない。また、モード分解の過程では減衰力が無視される場合が多く、その場合はモデル下面に粘性境界を設けることができないため、モデル下面を剛基盤(E+F境界)として扱うこととなる。これに対し、重複反射理論は周波数成分ごとに求めた各地層間の複素振幅比(伝達関数)を用いて応答値を算出する手法であるため、地震動を任意の位置から入力することができる。また、重複反射理論では定式化の過程で波動を上昇成分Eと下降成分Fに分離しているため、応答値をE、F、あるいはE+F、2Eなど、様々な成分に分解・合成することができる。

また、減衰の扱いにも違いがある。重複反射理論では2.1.2に示したような非粘性減衰モデル(非粘性Voigtモデル)が用いられるのに対し、モード解析法では粘性減衰モデル(Voigtモデル)が用いられる。しかし、2.1.2に示したように、これらの減衰の扱いにより、算出される応答値に大きな差異は生じないと考えられる。

## 2.3 土のひずみ依存性

地盤の地震応答解析では、土のひずみ依存性をいかにモデル化するかが重要となる。以下、これらの簡易な設定方法について述べる。なお、ひずみレベルに応じたせん断係数比は  $G/G_0$  と表記されるのが一般的であるが、ここでは式(2.35)以降の記号の表記にあわせてせん断弾性係数(微小ひずみ域)を  $G$ 、地震時のひずみレベルに応じたせん断係数を  $G_D$  とし、せん断係数比を  $G_D/G$  と表記することとする。

### 2.3.1 せん断係数比 $G_D/G$

式(2.36)以降で用いている地盤の S 波速度  $V_{SD}$  は、地震時のひずみレベルを加味した S 波速度である。これは、PS 検層等によって得られる微小ひずみレベルの S 波速度  $V_S$  に対して次式で表すこととする。

$$V_{SD} = c_V V_S \text{-----} (2.83)$$

ここに、 $c_V$  はひずみレベルに応じた S 波速度の補正係数 (S 波速度比) である。なお、次式のように、S 波速度比  $c_V$  は  $G_D/G$  と一意的な関係を持つ。

$$c_V = \frac{V_{SD}}{V_S} = \frac{\sqrt{G_D/\rho}}{\sqrt{G/\rho}} = \sqrt{G_D/G} \text{-----} (2.84)$$

また、表層地盤の固有周期が概ね  $T \approx 4H/V_S$  によって表されるものと考え、次式を導くことができる。

$$\frac{T_S}{T_G} \approx \frac{4H/V_{SD}}{4H/V_S} = \frac{1}{c_V} \text{-----} (2.85)$$

ここに、 $T_G$  は微小ひずみレベルにおける地盤の基本固有周期、 $T_S$  は地震時のひずみレベルの下での地盤の固有周期であり、 $T_S/T_G$  は表層地盤の材料非線形性に起因する長周期化の度合いを表している。

道路橋示方書では、橋の固有周期の算出に用いる地盤反力係数の設定にあたり、 $c_V=0.8$  ( $G_D/G=0.64$ ) が用いられている。また、共同溝設計指針や駐車場設計・施工指針では、地盤変位の簡易算定式の中で  $T_S=1.25T_G$  という関係が用いられているが、これも  $c_V=0.8$  に相当するものである。この  $c_V$  は、数多くの地盤に対して行った地震応答解析における  $T_S/T_G$  から設定されたものである。ただし、この地震応答解析は、今日で言うところのレベル 1 地震動が考慮されたものである。

レベル 2 地震動に対しても、数多くの地震応答解析の結果に基づいて  $c_V$  を設定する方法が考えられるが、大規模地震動に対してはひずみ依存性のモデル化によって解が大きく変化することから、信頼性の高い解が常に得られるとは限らない。このため、本研究では、実地盤で得られた鉛直アレー記録の波形処理解析によって  $c_V$  を推定することを試みた。その詳細は次章以降に示している。

### 2.3.2 減衰定数 $h$

2.2.2 に示したように、ここではモード減衰定数の基となる各地層の要素減衰定数として、室内試験で得られる減衰定数  $h$  を用いることとする。

吉田・若松<sup>15)</sup>が示した 482 試料の原位置試料に対する室内試験結果によれば、減衰定数  $h$  は次の Hardin-Drnevich<sup>16)</sup>の式によって与えることができる。

$$h = h_{\max} (1 - G_D/G) \text{-----} (2.86)$$

ここに、 $h_{\max}$  は最大減衰定数である。吉田・若松<sup>15)</sup>のデータによると、数多くの原位置試料から得られた  $h_{\max}$  は 10～35%程度の広範囲にわたっているが、その多くは砂質土、粘性土ともに 20%前後に分布している。上式を変形すると、 $h$  についても  $c_v$  の関数として与えることができる。

$$h = h_{\max} (1 - c_v^2) \text{-----} (2.87)$$

これを用いれば、減衰定数  $h$  を簡易に評価することが可能となる。

### 3. 鉛直アレー記録および模型実験に見られる表層地盤の材料非線形性

#### 3.1 大規模地震動を観測した鉛直アレー記録に基づく検討

ここでは、大規模地震時における実地盤のS波速度比 $c_v$ を得ることを目的とし、大規模地震動を観測した鉛直アレー記録の選定および波形処理解析を行った結果を示す。

##### 3.1.1 鉛直アレー記録および観測地点の概要

解析の対象として選定した鉛直アレー記録を表-3.1に示す。

表-3.1 検討の対象とした鉛直アレー記録<sup>17)18)19)20)21)22)23)</sup>

| 地震年  | 地震名        | 観測点名         | 略称    | 解析対象深度                  | 解析対象方位  | 地盤種別 | 主たる土質 |
|------|------------|--------------|-------|-------------------------|---------|------|-------|
| 1993 | 釧路沖地震      | 釧路-G, GB     | KSP   | G.L. ~<br>G.L.-77.45m   | N05E    | I種   | 砂質土   |
| 1995 | 兵庫県南部地震    | 神戸港島-DB32, D | PI    | G.L. ~<br>G.L.-32m      | N38W    | III種 | 砂質土   |
| 1995 | 兵庫県南部地震    | 東神戸大橋        | HKB   | G.L. ~<br>G.L.-33m      | HB146HA | III種 | 砂質土   |
| 2011 | 東北地方太平洋沖地震 | 小名浜事-G, GB   | ONH   | G.L. ~<br>G.L.-11.05m   | N45E    | I種   | 砂質土   |
| 2011 | 東北地方太平洋沖地震 | 山崎震動観測所      | YMZ-G | G.L. (小段)~<br>G.L.-22m  | S70E    | III種 | 粘性土   |
| 2011 | 東北地方太平洋沖地震 | 山崎震動観測所      | YMZ-T | G.L. (天端)~<br>G.L.-22m  | S70E    | III種 | 中間    |
| 2016 | 熊本地震       | 加勢川水門        | KGW-G | G.L. (水門脇)~<br>G.L.-40m | N62W    | III種 | 中間    |
| 2016 | 熊本地震       | 加勢川水門        | KGW-T | G.L.+4m (堤防天端)~G.L.-40m | N62W    | III種 | 中間    |

各地点の地層構成および地震計設置深度を図-3.1に示す。

KSP<sup>17)</sup>は、地中地震計の深度がG.L.-77.45mと深く、砂質土が主体であること、G.L.-10m以深が概ね $V_s \geq 300\text{m/s}$ と比較的硬質な地層から構成されていることが特徴的である。道路橋示方書<sup>24)</sup>に基づく耐震設計上の地盤種別はI種地盤である。解析の対象とした平成5年(1993年)釧路沖地震の後には、観測点の周辺で液状化痕が確認されており、サイクリックモビリティの影響によるスパイク状のピーク加速度が地表記録に含まれていることが知られている<sup>25)</sup>。

PI<sup>17)</sup>は神戸市内の臨海部の埋立地に設けられた観測点である。地中には3点(G.L.-16m、32m、83m)に地震計が設置されているが、ここでは特に強い非線形性が発現された深度区間のデータを

解析対象とするため、地中記録として G.L.-32m のデータを解析対象とした。解析対象とする深度範囲では砂質土が主体であり、 $V_s=170\sim 245\text{m/s}$  と S 波速度のコントラストが比較的小さいことが特徴である。地盤種別はⅢ種地盤であり、解析の対象とした平成 7 年 (1995 年) 兵庫県南部地震の後には周辺地盤に液状化痕が確認されている。

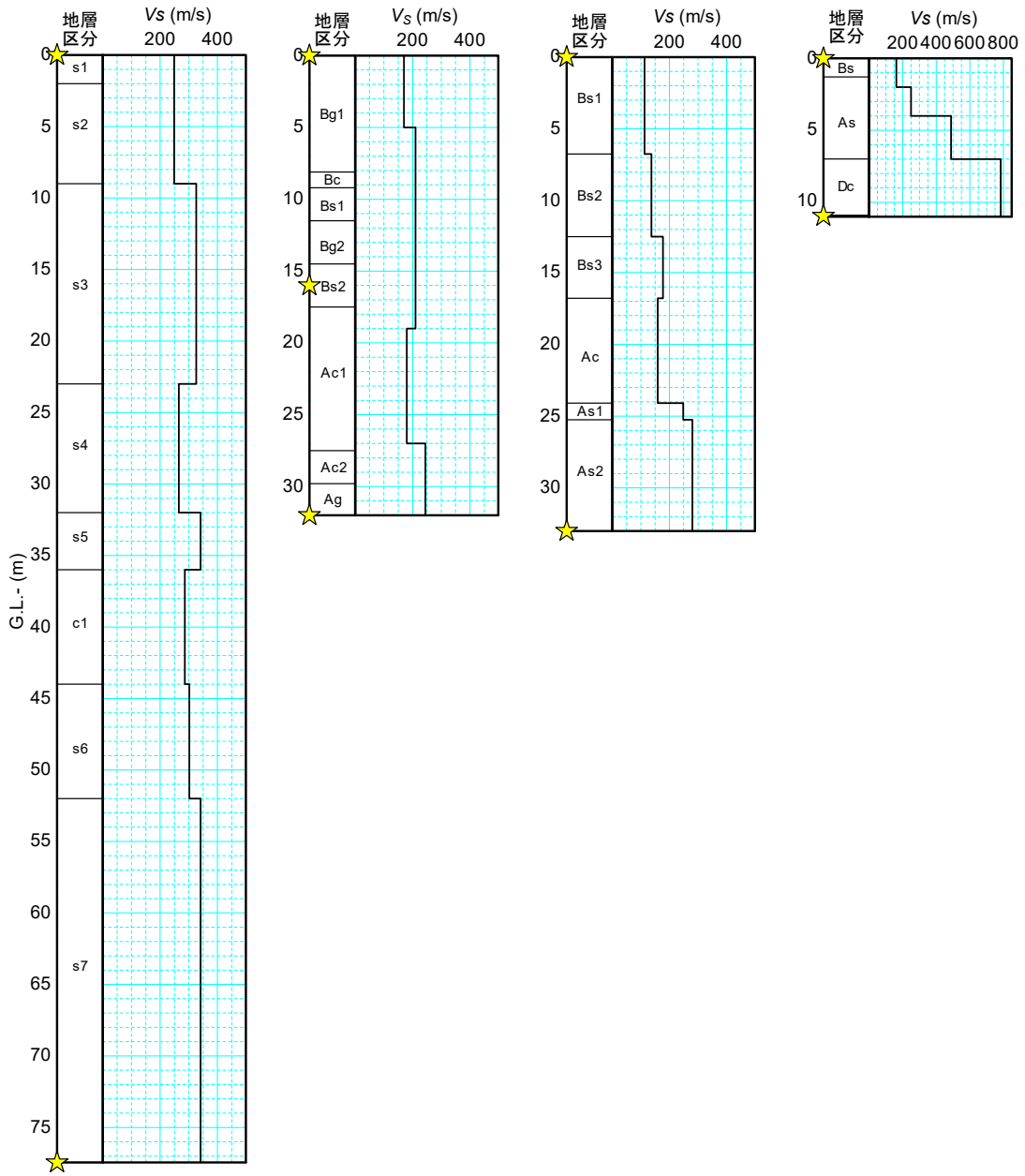
HKB<sup>18)</sup>は PI と同様に、神戸市内の埋立地に設けられた観測点であり、地中地震計が G.L.-33m に設置されている。PI と比べると、地層構成や地盤種別、地震後の周辺地盤に液状化痕が確認された点など、多くの点において PI とよく似ていることが特徴である。

ONH<sup>17)</sup>は地中地震計が G.L.-11.05m と浅く、砂質土が主体であること、 $V_s$ が地表付近の 250m/s 以下から 488m/s、784m/s へと急増し大きな速度コントラストを有することが特徴である。解析の対象とした平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震における液状化痕の有無については報告が見当たらないが、地表記録に含まれるスパイク状のピーク等の特徴から、液状化が生じたとの推測がなされている<sup>26)</sup>。なお、この観測地点では周辺地域が津波により浸水しているため、津波堆積物と区別して液状化痕の存在有無を確認することが困難であったものと推察される。

YMZ-G および YMZ-T<sup>19)20)21)</sup>は、軟弱粘性土地盤上の河川堤防の横断面内に 3 点 (天端、小段、小段-22m) の地震計が設置されている観測点であり、これらのうち小段と小段-22m の組合せを YMZ-G、天端と小段-22m の組合せを YMZ-T と呼んでいる。なお、小段と称されている位置は、実際には堤防の裏のり尻にあたる。YMZ-G については、地表付近が  $V_s=71\text{m/s}$  の軟弱層を含む粘性土主体の地盤であること、下方に  $V_s=448\text{m/s}$  の砂岩を有し大きな速度コントラストをなしていることが特徴的である。また、YMZ-T については、盛土が 11.85m と厚いこと、のり尻部に比べると軟弱粘性土層の S 波速度が  $V_s=121\text{m/s}$  と大きいことが特徴的である。地盤種別はⅢ種地盤である。解析の対象とした平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震の際には、同地点の堤防天端に 1.2m 程度の沈下が生じている。この際、堤防周辺に液状化痕は確認されていないものの、地震記録の波形処理解析の結果から、上部砂層 (As1 または Asc) に液状化が生じた可能性が指摘されている<sup>21)</sup>。

KGW-G および KGW-T<sup>22)23)</sup>は、河川堤防を横断する水門を対象とした観測地点であるが、ここでは水門の周辺地盤の 3 点 (堤防天端、水門脇、G.L.-40m) の地震記録に着目して解析を行った。なお、水門脇は堤防の概ねのり尻に位置している。これらのうち、水門脇と G.L.-40m の組合せを KGW-G、堤防天端と G.L.-40m の組合せを KGW-T と呼んでいる。地層構成としては、上部が火山灰質の砂質土層、下部が軟弱粘性土層から構成されている。なお、堤防天端位置ではボーリング調査が行われていないため、図-3.1(h)には水門脇位置で確認された柱状図を投影して図示している。平成 28 年 (2016 年) 熊本地震における本観測点では、4 月 14 日に発生した前震よりも、4 月 16 日に発生した本震において強い地震動が観測されたため、本震の記録を解析の対象としている。本震の際には周辺堤防に段差を伴う縦断亀裂が生じたほか、天端で液状化痕が確認されているものの、水門脇の地表では液状化痕が確認されていない<sup>23)</sup>。

★ 地震計設置深度



(a) KSP

(b) PI

(c) HKB

(d) ONH

図-3.1 (1) 鉛直アレ観測地点の地層構成および地震計設置深度

★ 地震計設置深度

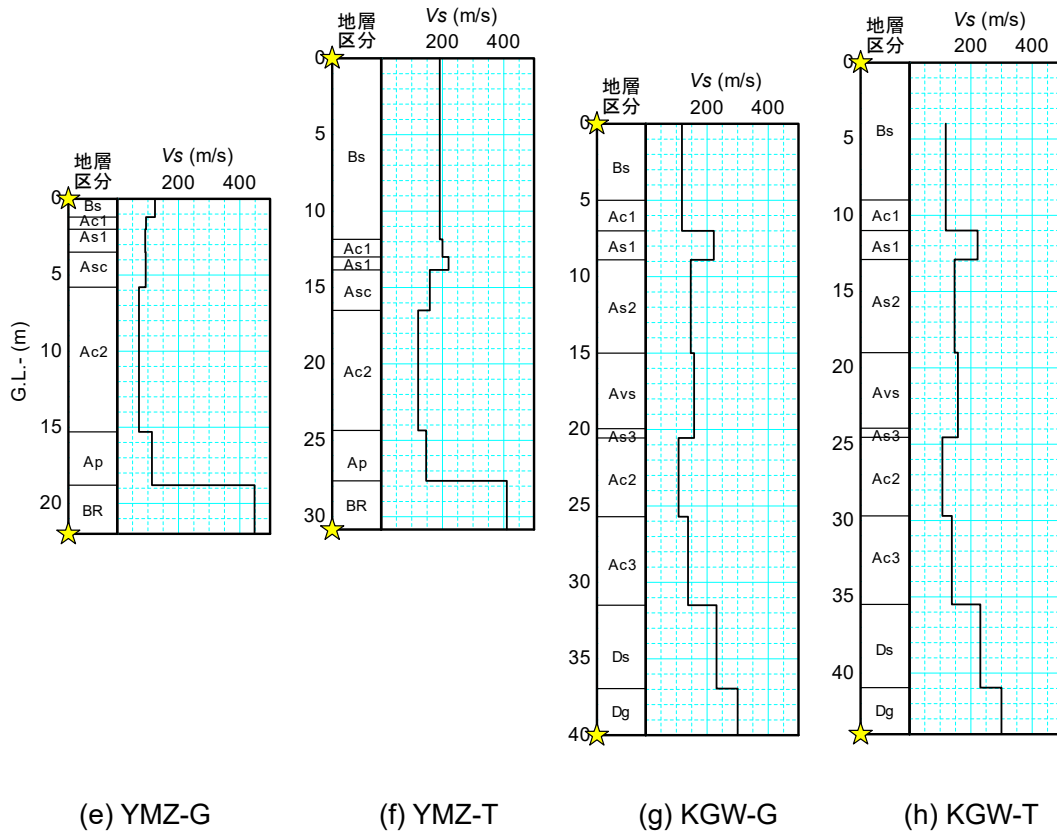


図-3.1 (2) 鉛直アレー観測地点の地層構成および地震計設置深度

各地点の地震記録の分析に際しては、次の手順でデータの補正処理を行った。

- 1) 山崎ら<sup>27)</sup>の方法により地震計の設置方位誤差を確認した上で補正を行った。なお、地震計の設置方位誤差とは、各深度の地震計の設置方位のずれを指している。特に、ボーリング孔内に設置する地中地震計が UD 軸周りの設置方位誤差を有する場合が多いため、ここでは地表地震計を基準とし、これに対する地中地震計の相対的な方位誤差を計算・補正した。

KSP および ONH では、以下に示す方位誤差 (各軸右ねじの方向が正) が認められたため、これらが零となるように方位補正を行った。

KSP      NS 軸周り :  $2.5^\circ$ 、EW 軸周り :  $-1.5^\circ$ 、UD 軸周り :  $-7.5^\circ$

ONH      UD 軸周り :  $-7.2^\circ$

PI および HKB については、有意な設置方位誤差が確認されなかったため、補正を行わなかった。

YMZ-G および YMZ-T においては、2 点の地表地震計 (天端、小段) の間に有意な方位誤差が認められなかったものの、地中地震計 (小段-22m) に NS 軸周り :  $3.1^\circ$ 、EW 軸周り :  $-1.8^\circ$ 、UD 軸周り :  $-28.4^\circ$  の方位誤差が認められたため、地中地震計のみに対して方位補正を行った。

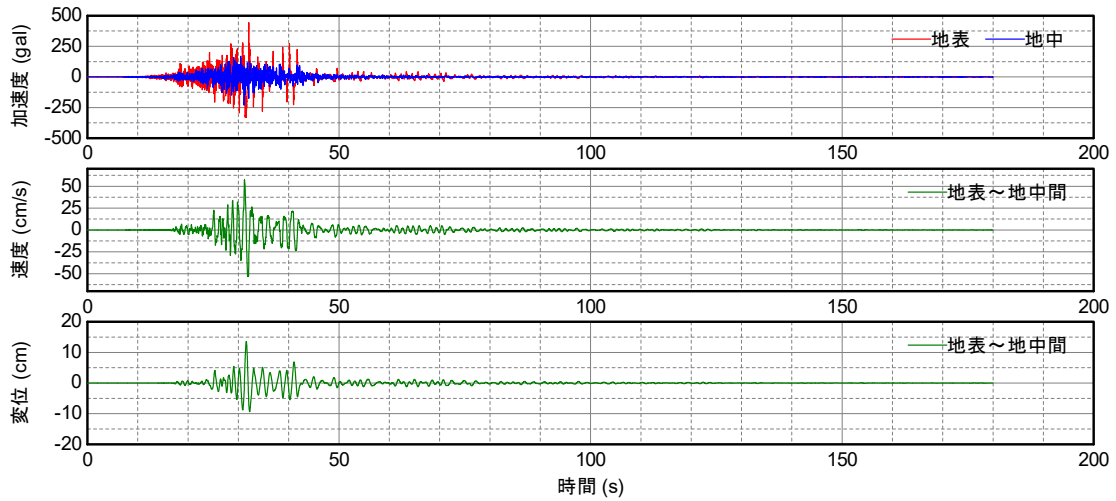
KGW-G および KGW-T においては、KGW-G における 2 点の地震計 (水門脇、G.L.-40m) の間に有意な方位誤差が認められなかったものの、KGW-T の地表地震計 (堤防天端) において NS 軸周り :  $8^\circ$ 、EW 軸周り :  $-5^\circ$ 、UD 軸周り :  $-14^\circ$  の方位誤差が認められたことから、堤防天



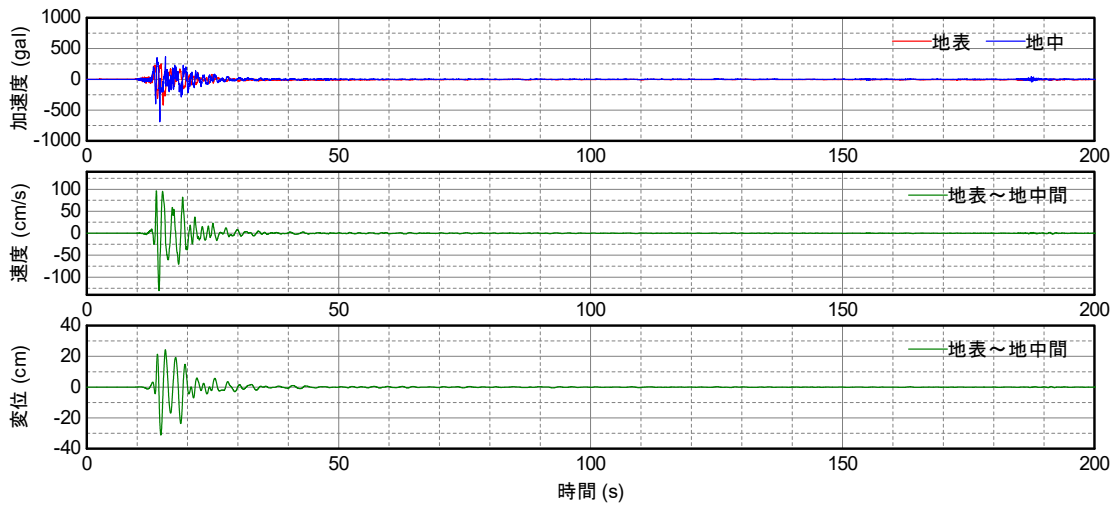
端の地震計のみに対して方位補正を行った。

- 2) 水平 2 成分の地震記録から、強軸方向の成分を抽出した。KSP、PI、HKB、ONH については、表層地盤の非線形性が最も顕著に現れた方向を抽出するため、地表・地中の地震記録から算出される相対変位 (平均せん断ひずみ) の最大方向を強軸方向とみなした。河川堤防の観測点である YMZ-G および YMZ-T については、強軸方向が堤防縦断方向を概ね一致していたため、堤防縦断方向成分を抽出した。また、同じく河川堤防の観測点である KGW-G および KGW-T では、強軸方向と堤防縦断方向が概ね一致していたこと、天端が大きく拡幅されており水平成層地盤に近いことから、強軸方向を抽出した。
- 3) YMZ-G および YMZ-T の地表記録については、地震後に 10gal 前後の加速度の残留が認められたため、これをステップ関数状ノイズとみなし、本山・室野<sup>28)</sup>の方法を用いて除去した。なお、本観測点では堤防に沈下等の変状が生じているため、それに伴う地震計の傾斜の影響が加速度の残留成分として記録されたものと考えられる。

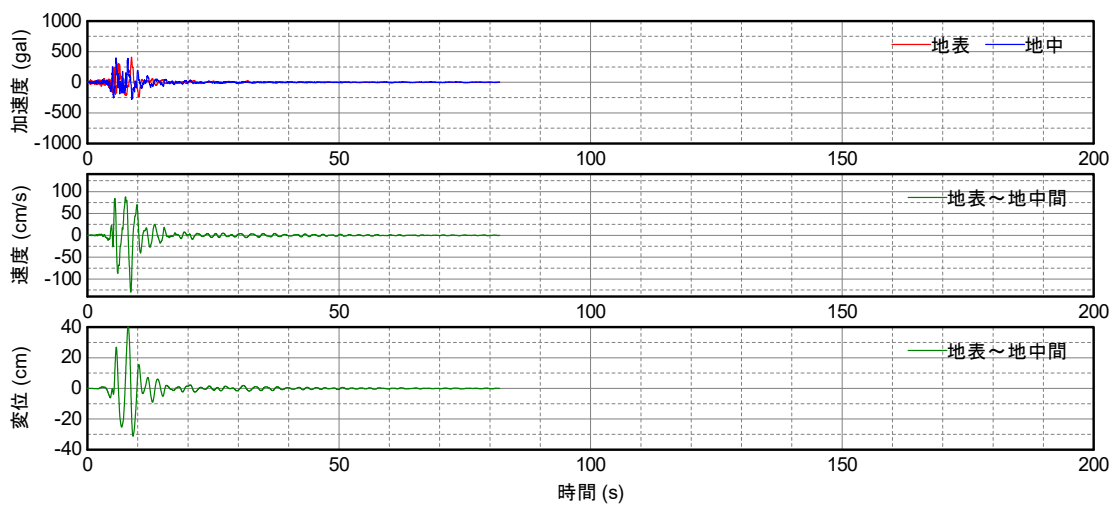
上記の処理によって得られた地震記録を図-3.2 に示す。同図に示す速度、変位は解析対象とした深度区間の下端の地中地震計位置に対する地表のそれぞれ相対速度、相対変位であり、ハイパスフィルタ (3 次バターワース) を併用して周波数領域で算出したものである。以降に示す加速度、速度、変位は、特に断らない限り、それぞれ絶対加速度、相対速度、相対変位である。



(a) KSP

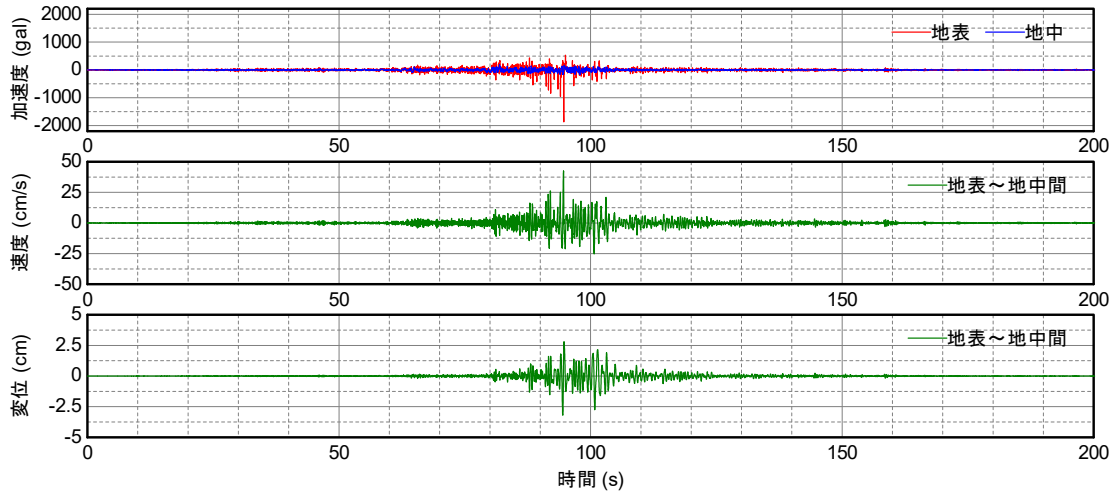


(b) PI

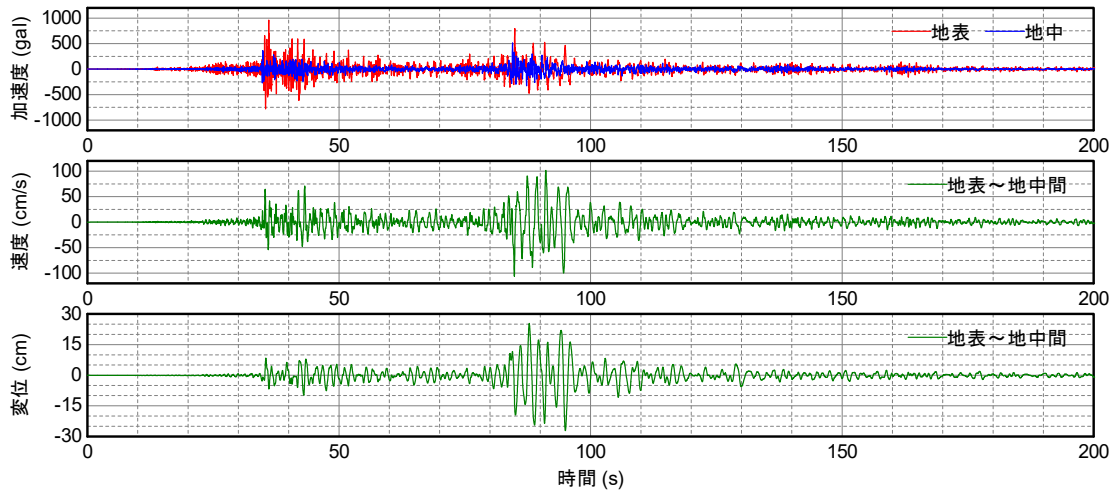


(c) HKB

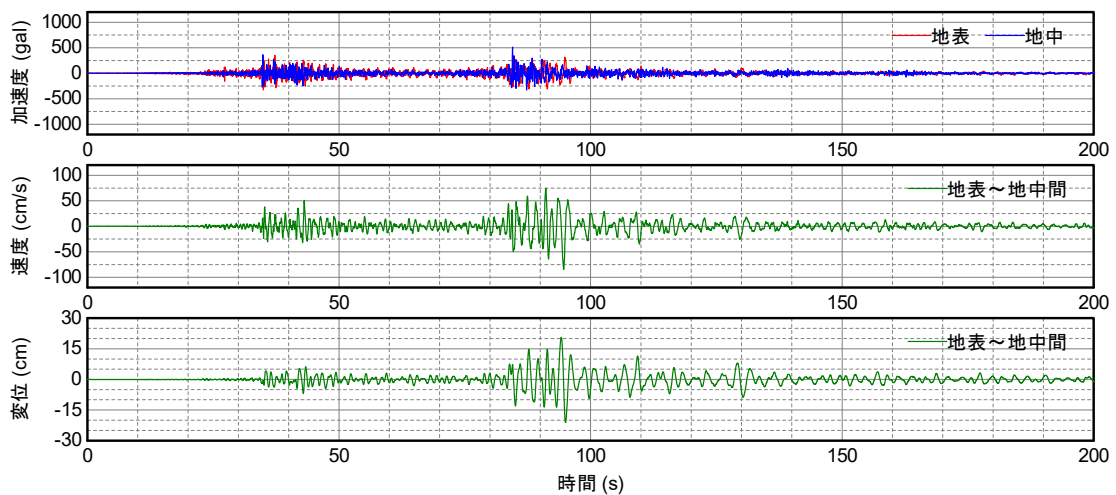
図-3.2 (1) 解析対象とした観測記録



(d) ONH

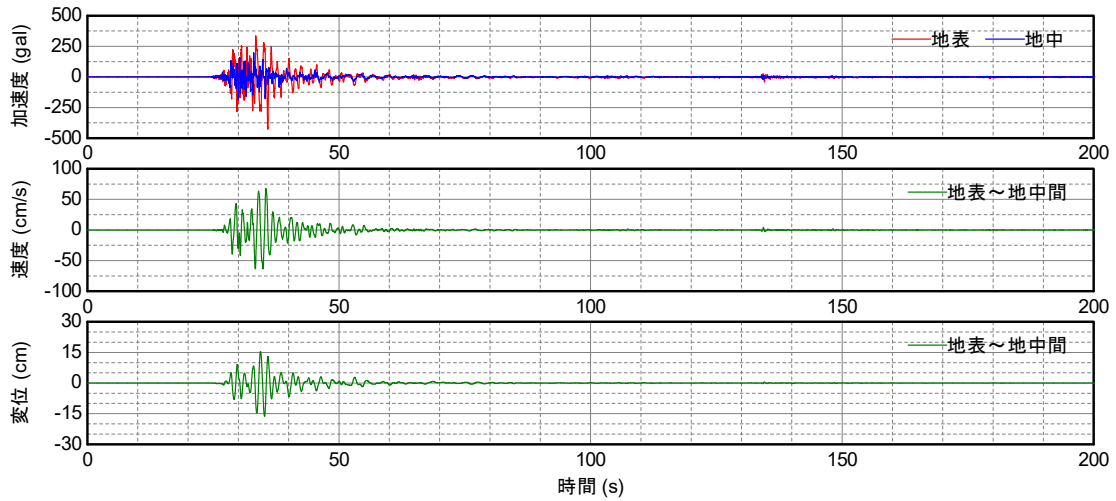


(e) YMZ-G

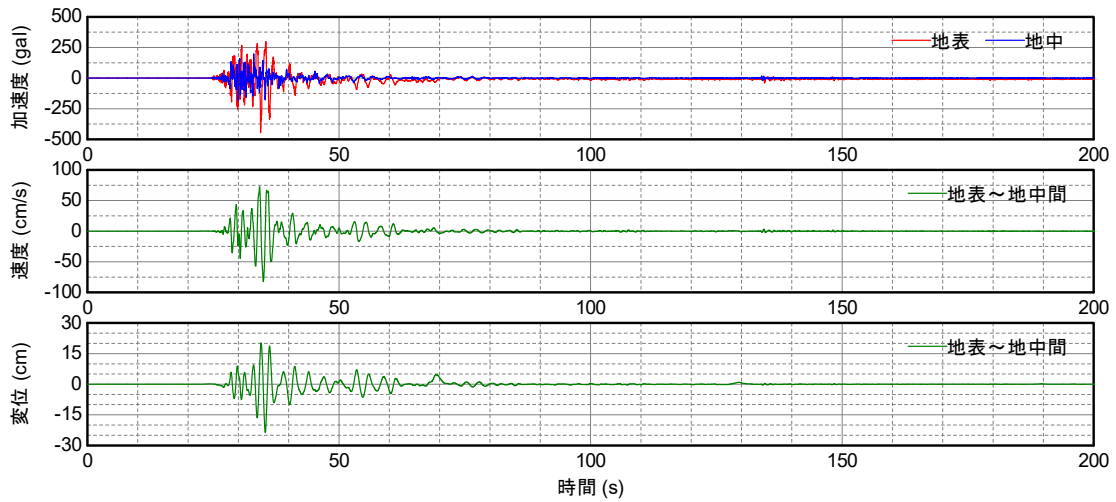


(f) YMZ-T

図-3.2 (2) 解析対象とした観測記録



(g) KGW-G



(h) KGW-T

図-3.2 (3) 解析対象とした観測記録

各地点の地表加速度記録の強軸方向成分から算出した加速度応答スペクトルと、道路橋示方書<sup>24)</sup>におけるレベル2地震動の標準加速度応答スペクトル(地域別補正係数を1.0として算出)の比較を図-3.3に示す。いずれの記録も一部の周期帯で標準スペクトルに近接あるいは超過しており、レベル2地震動に概ね相当する地震動強さを有していることが分かる。

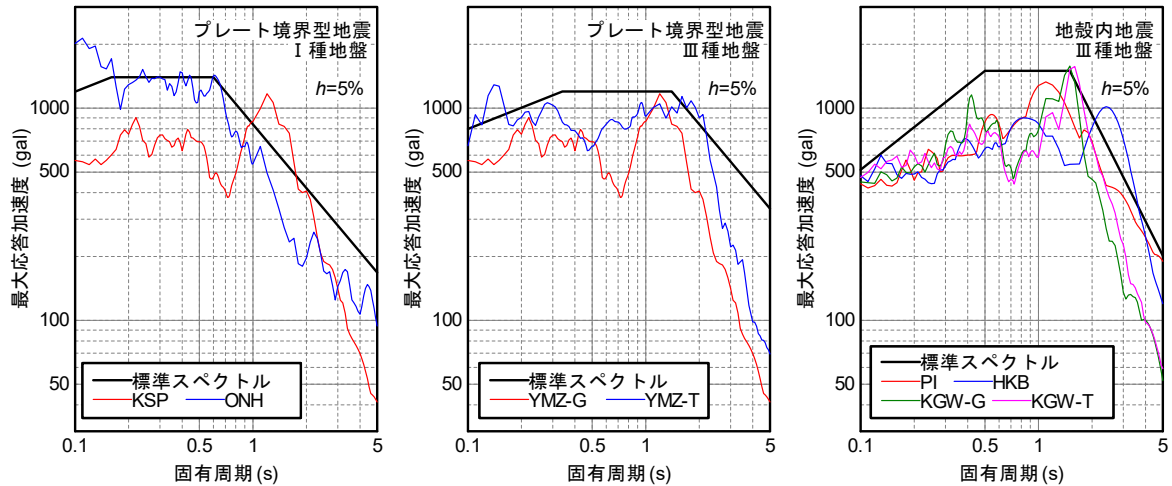


図-3.3 地表記録の加速度応答スペクトル

### 3.1.2 波形処理解析の方法

大規模地震動に対する表層地盤の材料非線形性に起因した等価剛性は、時間とともに著しく変化する。したがって、鉛直アレー記録から表層地盤の材料非線形性に関する情報を得るためには、時間分解能の高い解析手法を選定することが重要となる。そこで、ここでは Ohmachi & Tahara<sup>29)</sup>の方法を用いて S 波速度の経時変化を求めることとした。これは、2 点で得られた地震記録におけるフーリエ位相スペクトルの差分を利用して 2 点間のタイムラグおよび位相速度の空間平均を求める方法であり、時間分解能の面から優れた方法である。その手順を以下に示す。

- 1) 地表および地中の加速度時刻歴を、全バンド幅 2.56s ないしは 5.12s (有効バンド幅 1.28s ないしは 2.56s) で切り出し、各々のフーリエ位相スペクトルを算出する。
- 2) 2 波形のフーリエ位相の差分  $\Delta\phi$  を計算し、 $\Delta\phi$  と周波数  $f$  の関係を直線近似したときの勾配からタイムラグの最適値  $\tau_{opt}$  を求める。これは、波形形状が同一でタイムラグ  $\tau$  を有する 2 つの時刻歴波形において、両波形のフーリエ位相スペクトルの差分  $\Delta\phi$  とタイムラグ  $\tau$  が次式の関係を持つ性質を利用したものである。

$$\Delta\phi = 2\pi f \cdot \tau \text{-----}(3.1)$$

- 3) 地震計間の鉛直距離  $\Delta z$  を上記 2) によるタイムラグの最適値  $\tau_{opt}$  で除すことにより、2 つの地震計間における波動の位相速度  $c (= \Delta z / \tau_{opt})$  を算出する。
- 4) 台形ウィンドウの時間帯を 1.28s ないしは 2.56s ずつスライドさせて上記 1)~3) の計算を繰り返すことにより、位相速度  $c$  の経時変化を得る。

なお、台形ウィンドウのバンド幅については、広げすぎると  $c$  の時間分解能が低下し、その一方で狭めすぎても、データ点数が少なくなるため  $\tau_{opt}$  の精度が低下する。上述のバンド幅は、これらを勘案して試行錯誤により設定したものである。

また、位相速度の時刻歴と対比するための参考データとして、地表・地中間の平均せん断ひずみの時刻歴を計算し、その *Complex envelope*<sup>30)</sup> から得られた振幅包絡線の最大値を 1.28s ないしは 2.56s 間隔で抽出した。

### 3.1.3 表層地盤の材料非線形性

各地点の記録に対する波形処理解析結果を図-3.4 に示す。いずれの記録についても共通することとして、次の傾向を確認することができる。

- ・ 地震開始～主要動にわたり、加速度振幅の増加と同時に平均せん断ひずみが増加し、これに伴って位相速度が低下している。特に、地震動の継続時間が長い ONH、YMZ-G、YMZ-T においては、位相速度が加速度振幅のわずかな変化に敏感に反応している様子が確認される。これらより、算出された位相速度は表層地盤の材料非線形性（ひずみ依存性）を反映していると考えられる。
- ・ 主要動が収束した時間帯（例えば、平均せん断ひずみがほぼ零に戻った時間帯）においても、位相速度は地震前の値まで回復しない。これは、地震中の繰返しせん断に伴って上昇した過剰間隙水圧が主要動後においても残留している状況を反映していると考えられる。

以上より、今回の解析の対象とした地震記録はいずれも、鉛直 SH 波動場において非線形性を発揮しながら応答する表層地盤の挙動を捉えたものと理解することができる。すなわち、得られた位相速度  $c$  も地震計間の地盤の平均的な S 波速度  $V_S$  に対応していると解釈することができる。上述したように、算出した位相速度  $c$  が加速度振幅のわずかな増減に対して敏感に反応している様子からは、位相速度  $c$  が高い精度で算出されると同時に、高い時間分解能をもって算出されていると言える。

なお、平均せん断ひずみの大きさに着目すると、例えば KSP では液状化痕が確認されているにも関わらず、平均せん断ひずみが最大でも 0.2% と小さく、不自然に感じられるかもしれない。しかし、ここで算出している平均せん断ひずみは地表地震計と地中地震計の間の相対変位を単に両者の鉛直距離で除したものであり、2 点の地震計間 (77.45m 区間) に存在する硬質な地層も含めた値であるため、液状化層の応答だけを反映したものではない。同様に、ONH では 2 点の地震計間 (11.05m 区間) の半分以上は  $V_S \geq 500\text{m/s}$  であるため、著しい剛性低下が生じたにも関わらず、平均せん断ひずみの最大値が 0.13% 程度にとどまっている。このため、平均せん断ひずみは経時的な増減傾向だけが意味を持ち、各地点で算出した平均せん断ひずみの数値を直接比較することに意味はない点に注意を要する。

これと同様に、位相速度  $c$  (S 波速度  $V_S$ ) も 2 点の地震計間での平均的な値であり、特定の地層に関する  $V_S$  を表すものではない。しかし、平均  $V_S$  は波動伝播時間の長い地層 ( $V_S$  が小さく、層厚が厚い地層) の影響を強く受けるため、比較的軟弱な地層の特性を強く反映していると考えられる。

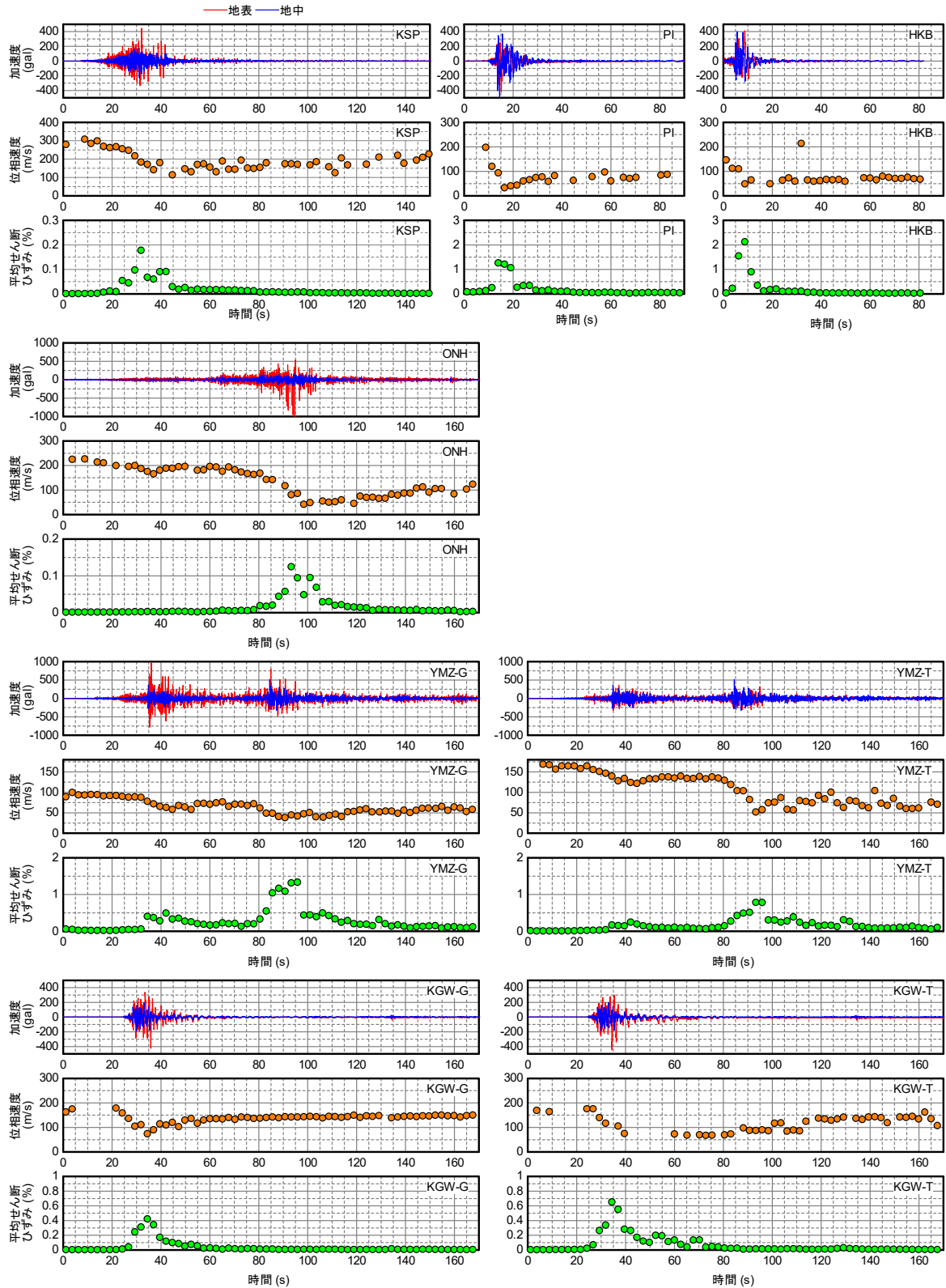


図-3.4 加速度、位相速度、平均せん断ひずみの時刻歴

各記録について、0s から地震開始前後の時間帯で得られた位相速度 (平均 S 波速度) に対する位相速度の最小値の比を S 波速度比  $c_{Vmin}$  として算出した。その数値の一覧を表-3.2 に示す。

砂質土を主体とする地盤では  $c_V=0.16\sim0.39$  が得られている。ただし、KSP では地中地震計位

置が深いため非線形性が顕著でない深度範囲を大きく含んでいる可能性があり、また、HKB の記録にはプルトリガー部が含まれていないため地震前の  $V_S$  を適切に算出できていない可能性が考えられる。これらを考慮して PI および ONH に着目することとすると、砂質土を主体とする地盤では大規模地震動に対して  $c_V \doteq 0.20$  程度まで低下するものと評価される。なお、PI では地震後の周辺地盤一帯に噴砂が生じたこと、ONH では加速度波形にスパイク状の著しいピークが記録されていることから、 $c_V \doteq 0.20$  という値は液状化の影響を含んだものと解釈するのが妥当であると言える。

粘性土を主体とする YMZ-G の地盤は、極めて強い地震動を受けたものの  $c_{Vmin} \doteq 0.40$  にとどまっている。また、ほぼ同じ地点で堤体土を含めて観測している YMZ-T では  $c_{Vmin} \doteq 0.31$  となっており、YMZ-G に比べて小さな値を示している。これらの傾向は、土質による繰返し変形特性 ( $G/G_0 \sim \gamma$  関係) の違いによって説明することができる。すなわち、既往の数多くの繰返し変形特性試験データからよく知られているように、 $G/G_0$  は粘性土に比べて砂質土において低下しやすい傾向があり、この傾向が砂質土主体の地盤 (PI、ONH) と粘性土主体の地盤 (YMZ-G) の違い、あるいは、YMZ-G と YMZ-T の違いに現れたものと解釈することができる。

表-3.2 各記録から得られた S 波速度比の最小値  $c_{Vmin}$

| 地震年  | 地震名        | 観測点名             | 略称    | 解析対象深度                      | 地盤種別  | 主たる土質 | S 波速度比の最小値 $c_{Vmin}$ |
|------|------------|------------------|-------|-----------------------------|-------|-------|-----------------------|
| 1993 | 釧路沖地震      | 釧路-G, GB         | KSP   | G.L. ~<br>G.L.-77.45m       | I 種   | 砂質土   | 0.39                  |
| 1995 | 兵庫県南部地震    | 神戸港島<br>-DB32, D | PI    | G.L. ~<br>G.L.-32m          | III 種 | 砂質土   | 0.16                  |
| 1995 | 兵庫県南部地震    | 東神戸大橋            | HKB   | G.L. ~<br>G.L.-33m          | III 種 | 砂質土   | 0.33                  |
| 2011 | 東北地方太平洋沖地震 | 小名浜事<br>-G, GB   | ONH   | G.L. ~<br>G.L.-11.05m       | I 種   | 砂質土   | 0.19                  |
| 2011 | 東北地方太平洋沖地震 | 山崎震動<br>観測所      | YMZ-G | G.L. (小段)~<br>G.L.-22m      | III 種 | 粘性土   | 0.40                  |
| 2011 | 東北地方太平洋沖地震 | 山崎震動<br>観測所      | YMZ-T | G.L. (天端)~<br>G.L.-22m      | III 種 | 中間    | 0.31                  |
| 2016 | 熊本地震       | 加勢川水門            | KGW-G | G.L. (水門脇)~<br>G.L.-40m     | III 種 | 中間    | 0.43                  |
| 2016 | 熊本地震       | 加勢川水門            | KGW-T | G.L.+4m (堤防<br>天端)~G.L.-40m | III 種 | 中間    | 0.43                  |

以上をまとめると、大規模地震動を受けた表層地盤の S 波速度比の最小値  $c_{Vmin}$  は、砂質土主体の地盤で 0.2 程度、粘性土主体の地盤で 0.4 程度であったと見ることができる。これは、大規模地震動に対する表層地盤の応答特性の簡易評価法を構築する上で、重要な目安となるものである。



### 3.2 盛土に大規模地震動を入力した動的遠心模型実験に基づく検討

前節に示した砂質土主体の地盤の S 波速度比  $c_v$  は、液状化の影響を含んだものであった。一方で、道路カルバートへの適用を考えると、道路カルバートは道路盛土内に設置される場合が多いことから、地下水位以浅の盛土の S 波速度比について確認しておく必要がある。

前述した Ohmachi & Tahara の波形処理解析は、ロックフィルダムのコアゾーン (粘性土) に設置された地震計に適用されたものであり、 $G/G_0$  の最小値として 0.1~0.2 程度が得られている。これは、 $c_{vmin}=0.32\sim0.45$  に相当するものであり、3.1.3 に示した粘性土地盤における  $c_{vmin}\doteq 0.4$  と調和的である。ただし、道路の盛土材とは異なること、ダム の 堤 体 内 水 位 以 深 の 飽 和 域 の 影 響 を 含 んだ 値 である こと に 注 意 する 必要 が あり、道 路 カ ル バ ー ト の 耐 震 設 計 法 を 検 討 する 上 で は 参 考 的 な 知 見 と 捉 える の が よ い と 考 え ら れ る。著 者 ら の 知 る 限 り、大 規 模 地 震 動 に 対 す る 盛 土 の 材 料 非 線 形 性 の 把 握 に 適 した 強 震 記 録 は こ れ 以 外 に 存 在 し な い こ と か ら、こ こ で は 動 的 遠 心 模 型 実 験 の 計 測 デ ー タ を 対 象 に 検 討 を 行 っ た。

#### 3.2.1 実験概要

検討の対象とする実験<sup>31)</sup>は、土木研究所所有の大型動的遠心力載荷試験装置を用いて、75G の遠心力場の下で行われたものである。模型概要を図-3.5 に示す。模型地盤は盛土と基盤層から構成されている。盛土は締固め度  $D_c=90\%$  の江戸崎砂により作製されており、実物スケール換算の寸法は高さが約 20m、天端幅が約 25m、のり勾配が 1:1.8 である。基盤層は相対密度  $D_r=92\%$  の東北硅砂 7 号により作製されており、実物スケール換算の層厚は約 8.6m である。地下水位が設けられていないため、液状化は発生しえない。入力地震動は、道路橋示方書<sup>24)</sup>における動的解析用標準波形のうち 2-I-I-3 (新晩翠橋周辺地盤 NS 成分) であり、道路橋の設計においてレベル 2 地震動として扱われる地震動波形のうちの一つである。

ここでは、模型地盤内に多数配置された加速度計のうち、盛土天端 (A11) および盛土底面 (A4) の計測データを対象に波形処理解析を行った。

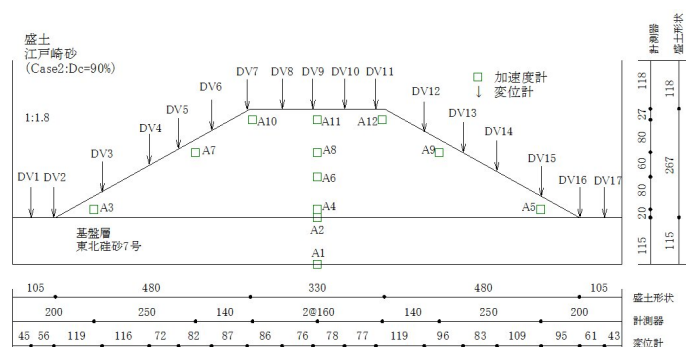


図-3.5 模型概要図 (寸法は模型スケール)

#### 3.2.2 盛土の材料非線形性

3.1 節と同様に、Ohmachi & Tahara の方法を用いて 2 点間の位相速度  $c$  の経時変化を計算した。2 点の加速度と 2 点間の位相速度および平均せん断ひずみの時刻歴を図-3.6 に示す。主要動前後の 70~130s では位相速度を安定的に算出できており、その最小値は 80m/s 程度である。しかし、その他の時間帯では位相速度の計算結果に大きなばらつきが生じているため、位相速度の初期値を

読み取ることができない。

盛土の底面と天端の加速度時刻歴を図-3.7 で詳しく比較すると、時間帯によらず両波形に 2～3Hz の成分が強く含まれていることが分かる。その原因は不明であるが、Ohmachi & Tahara の方法は幅広い周波数帯にわたる群遅延時間の差分を利用する手法であるため、今回のように特定の周波数成分のみを強く含む波形に対して、位相速度を精度よく算出することができなかったものと考えられる。

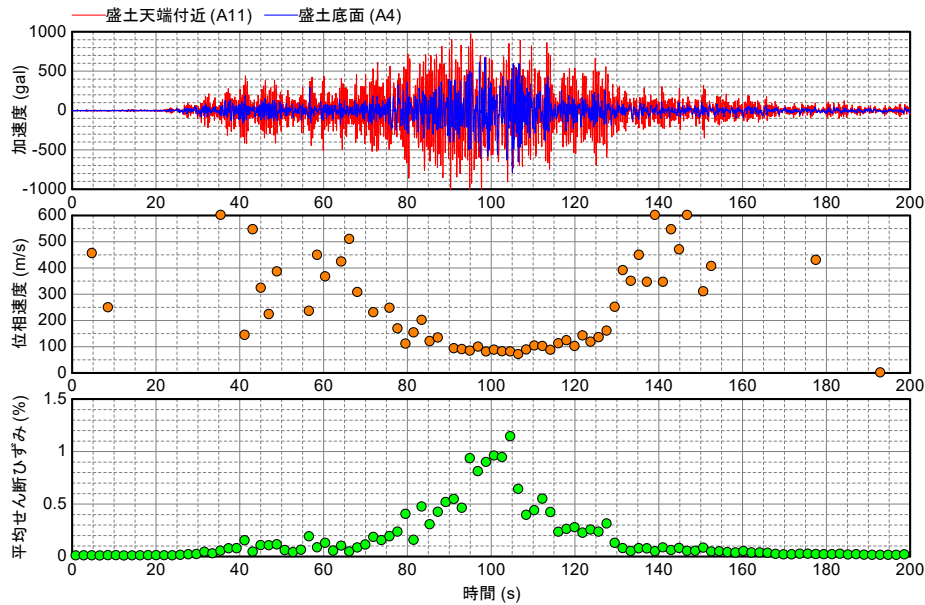


図-3.6 遠心実験における盛土 (A4・A11 間) の加速度、位相速度、平均せん断ひずみの経時変化

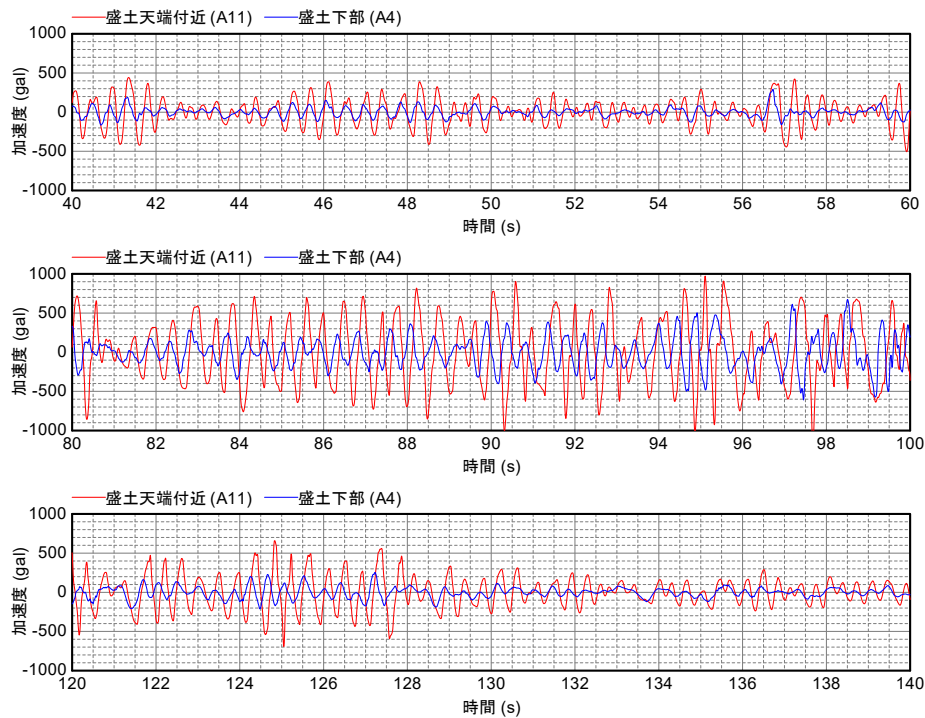


図-3.7 代表的な時間帯における盛土の加速度時刻歴

そこで、卓越周波数の経時変化に着目し、盛土の非線形性を推定する方法を用いることとする。

具体的には、盛土天端および盛土底面の加速度時刻歴から各々の非定常スペクトル<sup>32)</sup>を算出し、それらの比を算出した。その結果を図-3.8 に示す。

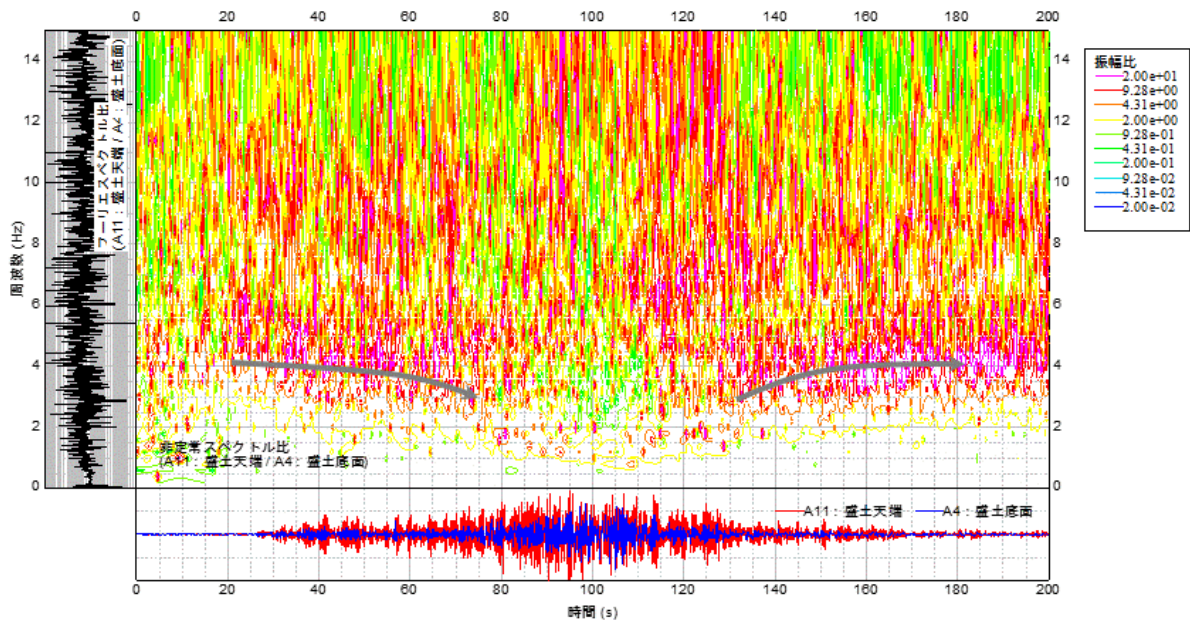


図-3.8 非定常スペクトル比 (盛土天端 / 盛土下部)

図中に矢印で示したように、加振初期の 20~60s 程度にわたって約 4Hz にピークが存在すること、地震動が特に強い 80~120s 付近でこのピーク (振幅比) が小さくなるとともにピーク周波数帯が低域側にシフトしていること、地震動が収束に向かう 140s 以降でピークが約 4Hz に戻っていることが読み取られる。主要動付近 (80~120s 付近) に見られる上記の特徴は、盛土が剛性低下によって長周期化しつつ、履歴減衰の増加によって増幅率が低下した結果であると解釈することができる。また、加振後のピーク周波数が加振前と同程度の値に戻っているのは、過剰間隙水圧が発生しえないためである。以上のように、少なくとも定性的には、盛土の材料非線形性の影響が非定常スペクトル比に反映されていると言える。

そこで、図-3.6 および図-3.8 に示した 2 つの解析結果から、盛土の材料非線形性の定量評価を試みる。この盛土に対して 1/4 波長則を適用すると、微小ひずみ域における 1 次固有振動数  $f_1 \doteq 4\text{Hz}$  から平均 S 波速度  $V_s \doteq 320\text{m/s}$  と概略推定することができる。なお、この盛土に対しては、盛土形状 (天端幅、のり勾配) を考慮して算出<sup>33)</sup>される固有振動数と、1/4 波長則により算出される固有振動数の差異が 2.3% とごくわずかであったことを確認している。次に、Ohmachi & Tahara の方法から推定された主要動中 (70~130s) の平均 S 波速度の最小値は 80m/s 程度であり、この値を用いて 1/4 波長則から算出される盛土の固有振動数は 1Hz となる。これを考慮して非定常スペクトル比を見ると、主要動中におけるピーク周波数が明確に現れているわけではないものの、明らかな矛盾も認められない。そこで、加振前に対する S 波速度比の最小値を求めると、 $c_{vmin} \doteq 80 \text{ (m/s)} / 320 \text{ (m/s)} = 0.25$  が得られる。これは、砂質土主体の地盤において、液状化の影響を含んだものとして得られた  $c_{vmin} \doteq 0.20$  と著しく異なるものではない。

以上の検討結果に基づくと、大規模地震動に対して表層地盤が示す材料非線形性は、盛土と基礎地盤、あるいは液状化の発生有無によって区別する必要性は低いと言える。

## 4. 時刻歴応答解析法による鉛直アレー記録の再現解析

本章では、2章に示したモード解析法(時刻歴応答解析法)による鉛直アレー記録の再現解析を行うことで、モード解析法の基本的特性を把握するとともに、3章で目安を得た表層地盤の材料非線形性の具体的な扱いについて検討した。

### 4.1 地盤のモデル化

本章では、砂質土主体の地盤の代表例としてPIおよびONH、粘性土主体の地盤の代表例としてYMZ-Gを解析の対象とする。解析を行うにあたり、各地点の地盤を表-4.1のようにモデル化した。なお、5章においてKSP、HKB、YMZ-T、KGW-G、KGW-Tを対象とした解析を行っていることから、これらの地点の地盤モデルについても同表に示している。モデルの下面は地中地震計の設置深度とした。各層の土質は、当該地点のボーリング柱状図等に基づいて区分した。ただし、砂質土と粘性土の互層からなる土層については、顕著なひずみ依存性を示す砂質土の影響が卓越するものと考え、砂質土として区分した。S波速度 $V_S$ は、PS検層の結果に基づいて設定した。湿潤密度 $\rho$ については、室内試験データが得られている場合はその値を用いることとし、得られていない場合は土質に応じた概略値を設定した。

ひずみ依存性に関するパラメータのうちS波速度比 $c_r$ については、鉛直アレー記録の波形処理解析から得られた値を考慮しつつ、大規模地震動に対する簡易評価手法で用いる標準値を設定することを念頭に、表-4.2の3ケースを設定した。

Case1は、 $V_S < 300\text{m/s}$ の表層地盤を構成する各地層に対し、砂質土主体の地盤における $c_r \doteq 0.2$ と粘性土主体の地盤における $c_r \doteq 0.4$ の平均的な値として、 $c_r = 0.3$ を一様に設定するものである。この場合、各地層間のインピーダンス比は微小ひずみレベルにおける $V_S$ から決まることとなる。これに対し、Case2およびCase3は、表層地盤を構成する各層の土質に応じて異なる $c_r$ を設定するものである。この場合、各地層間のインピーダンス比は微小ひずみレベルにおける $V_S$ 分布と各層の $c_r$ の組合せによって決まることとなる。Case2は、3章の解析によって得られた表層地盤全体の平均的な $c_r$ の目安値を地層ごとに設定するケースであり、Case3は土質に応じた $c_r$ のコントラストを強めたケースである。なお、地中構造物の設置深度によっては、耐震設計上の基盤面の目安とされる $V_S \geq 300\text{m/s}$ の地層を含めて地盤の応答評価を行うケースが想定される。定量的な知見は得られていないものの、大規模地震動に対してこうした地層においてもひずみ依存性に起因した一定の剛性低下が生じる可能性が考えられる。ここでは、 $V_S < 300\text{m/s}$ の比較的軟質な土層に比べるとひずみが生じにくく剛性低下の度合いは軽微なものにとどまるものと考え、 $c_r = 0.8$ として与えることとした。

ひずみ依存性に関するパラメータのうち、減衰定数 $h$ については、式(2.87)により、 $c_r$ の関数として地層ごとに設定することとした。このとき、最大減衰定数 $h_{max}$ は全ケースについて20%とした。

表-4.1 (1) 各地点の地盤モデル

(a) 釧路港 (KSP)

| 土質  | G.L.- (m)  | $V_s$ (m/s) | $\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) |
|-----|------------|-------------|----------------------------|
| 砂質土 | 0~2.0      | 249         | 1.54                       |
| 砂質土 | 2.0~9.0    | 249         | 1.72                       |
| 砂質土 | 9.0~23.0   | 326         | 1.98                       |
| 砂質土 | 23.0~32.0  | 265         | 1.73                       |
| 砂質土 | 32.0~36.0  | 341         | 1.76                       |
| 粘性土 | 36.0~44.0  | 286         | 1.70                       |
| 砂質土 | 44.0~52.0  | 302         | 2.00                       |
| 砂質土 | 52.0~77.45 | 341         | 1.73                       |

(b) ポートアイランド (PI)

| 土質   | G.L.- (m) | $V_s$ (m/s) | $\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) |
|------|-----------|-------------|----------------------------|
| れき質土 | 0~5.0     | 170         | 1.7                        |
| れき質土 | 5.0~17.8  | 210         | 2.0                        |
| 粘性土  | 17.8~27.5 | 180         | 1.7                        |
| 砂質土  | 27.5~32.0 | 245         | 2.0                        |

(c) 東神戸大橋 (HKB)

| 土質  | G.L.- (m)  | $V_s$ (m/s) | $\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) |
|-----|------------|-------------|----------------------------|
| 砂質土 | 0~6.75     | 113         | 1.80                       |
| 砂質土 | 6.75~12.5  | 137         | 2.00                       |
| 砂質土 | 12.5~16.8  | 177         | 2.00                       |
| 粘性土 | 16.8~24.1  | 159         | 1.64                       |
| 砂質土 | 24.1~25.25 | 248         | 1.85                       |
| 砂質土 | 25.25~33.0 | 280         | 2.00                       |

(d) 小名浜港湾事務所 (ONH)

| 土質  | G.L.- (m) | $V_s$ (m/s) | $\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) |
|-----|-----------|-------------|----------------------------|
| 砂質土 | 0~1.3     | 162         | 1.7                        |
| 砂質土 | 1.3~4.0   | 250         | 2.0                        |
| 砂質土 | 4~7.0     | 488         | 2.0                        |
| 粘性土 | 7.0~11.0  | 784         | 2.0                        |

(e) 山崎震動観測所 (YMZ-G)

| 土質 (地質) | G.L.- (m) | $V_s$ (m/s) | $\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) |
|---------|-----------|-------------|----------------------------|
| 砂質土     | 0~1.2     | 123         | 1.88                       |
| 粘性土     | 1.2~2     | 94          | 1.55                       |
| 砂質土     | 2~3.5     | 91          | 1.83                       |
| 砂質土     | 3.5~5.8   | 93          | 1.60                       |
| 粘性土     | 5.8~15.3  | 71          | 1.45                       |
| 粘性土     | 15.3~18.8 | 113         | 1.55                       |
| 軟岩      | 18.8~22.0 | 448         | 2.1                        |

(f) 山崎震動観測所 (YMZ-T)

| 土質  | G.L.- (m)   | $V_s$ (m/s) | $\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) |
|-----|-------------|-------------|----------------------------|
| 砂質土 | 0~11.85     | 191         | 1.884                      |
| 粘性土 | 11.85~13.0  | 200         | 1.545                      |
| 砂質土 | 13.0~13.85  | 220         | 1.825                      |
| 砂質土 | 13.85~16.5  | 159         | 1.598                      |
| 粘性土 | 16.5~24.35  | 121         | 1.451                      |
| 粘性土 | 24.35~27.65 | 147         | 1.554                      |
| 軟岩  | 27.65~30.84 | 410         | 2.100                      |

表-4.1 (2) 各地点の地盤モデル

| (g) 加勢川水門 (KGW-G) |            |             |                            | (h) 加勢川水門 (KGW-T) |            |             |                            |
|-------------------|------------|-------------|----------------------------|-------------------|------------|-------------|----------------------------|
| 土質                | G.L.- (m)  | $V_s$ (m/s) | $\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) | 土質                | G.L.- (m)  | $V_s$ (m/s) | $\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) |
| 砂質土               | 0.0~5.0    | 118         | 1.70                       | 砂質土               | 0.0~4.0    | 118         | 1.50                       |
| 粘性土               | 5.0~7.0    | 118         | 1.75                       | 砂質土               | 4.0~9.0    | 118         | 1.70                       |
| 砂質土               | 7.0~8.9    | 222         | 2.00                       | 粘性土               | 9.0~11.0   | 118         | 1.75                       |
| 砂質土               | 8.9~15.0   | 147         | 1.80                       | 砂質土               | 11.0~12.9  | 222         | 2.00                       |
| 砂質土               | 15.0~22.55 | 158         | 1.95                       | 砂質土               | 12.9~19.0  | 147         | 1.80                       |
| 粘性土               | 20.55~25.7 | 107         | 1.75                       | 砂質土               | 19.0~24.55 | 158         | 1.95                       |
| 粘性土               | 25.7~31.5  | 138         | 1.75                       | 粘性土               | 24.55~29.7 | 107         | 1.75                       |
| 粘性土               | 31.5~36.95 | 231         | 2.1                        | 粘性土               | 29.7~35.5  | 138         | 1.75                       |
| 砂質土               | 36.95~40.0 | 300         | 2.1                        | 粘性土               | 35.5~40.95 | 231         | 2.1                        |
|                   |            |             |                            | 砂質土               | 40.95~44.0 | 300         | 2.1                        |

表-4.2 S波速度比  $c_v$  の設定ケース

| S波速度 $V_s$               | 土質       | S波速度比 $c_v$ |       |       |
|--------------------------|----------|-------------|-------|-------|
|                          |          | Case1       | Case2 | Case3 |
| $V_s < 300\text{m/s}$    | 砂質土、れき質土 | 0.3         | 0.2   | 0.1   |
|                          | 粘性土      | 0.3         | 0.4   | 0.5   |
| $V_s \geq 300\text{m/s}$ | —        | 0.8         | 0.8   | 0.8   |

## 4.2 モード分解

3地点の地盤のモード分解によって得られた固有振動モード $\phi_k$ 、固有振動数 $f_k$ 、モード減衰定数 $h_k$ 、刺激係数 $\beta_k$ 、有効質量比 $r_{Mk}$ と、入力地震動として扱う地中記録の応答スペクトルを図-4.1～図-4.3に示す。

S波速度の分布図には、PS検層により得られた値( $V_S$ )と、地震時のひずみレベルを考慮した値( $V_{SD} = c_V V_S$ )を示している。いずれの地点、ケースについても、 $V_S < 300\text{m/s}$ の地層には $c_V = 0.1 \sim 0.5$ を与えているため、地震時のS波速度 $V_{SD} = 20 \sim 100\text{m/s}$ と非常に小さな値となっている。また、土質に応じて異なった $c_V$ を与えたCase2、3では、 $V_S$ 分布に対して、各地層間での $V_{SD}$ の大小関係が逆転している箇所も見られる。

固有振動モードは、境界条件により、地震動の入力位置(モデル下面)で $\phi_k = 0$ 、地表で $\phi_k = 1$ となるが、1次モードでは地表が極大値(いわゆる振動の腹)、モデル下面が零(いわゆる振動の節)となっている。これに対し、2次モードではモデル上下端を含めると振動の腹と節を2点ずつ持つ分布となり、さらに3次モードでは3点ずつ持つ分布となっている。図には示していないが、それ以上の高次モードにおいても、 $k$ 次モードでは腹と節を $k$ 点ずつ持つ分布が算出されている。地層ごとのモード分布に着目すると、例えば $V_S \geq 300\text{m/s}$ の硬質な地層とそれ以浅では変形量が明瞭に異なり、また、Case1とCase2を比較しても $V_{SD}$ が小さい地層に変形が集中するなど、各地層の硬軟分布に応じた変形モードが得られている。特に、中間部に軟弱粘性土層を有するYMZ-Gでは、2次および3次モードで中間粘性土層において地表より大きな変位が生じる箇所が存在することが特徴的である。

固有振動数 $f_k$ については、モード次数に対して概ね比例する形となっている。砂質土層を主体とするPIおよびONHでは、砂質土層のS波速度を著しく低減させるCase3の固有振動数が最小となる一方、軟弱粘性土層を主体とするYMZ-Gでは粘性土層のS波速度を著しく低減させるCase1の固有振動数が最小となっている。

モード減衰定数 $h_k$ については、全地点を通じて概ね15～20%の範囲にある。式(2.87)から $h_{max} = 20\%$ として求まる減衰定数は $c_V = 0.1 \sim 0.5$ に対して $h = 19.8 \sim 15.0\%$ であり、これがモード減衰定数 $h_k$ と概ね同範囲であることから、モード減衰定数 $h_k$ は変形が生じやすく弾性ひずみエネルギーが大きい地層によって決定付けられていることが分かる。

刺激係数 $\beta_k$ は、奇数次のモードで正、偶数次のモードで負の値をとり、高次モードほど絶対値が小さくなっている。また、有効質量比 $r_{Mk}$ はモード次数に対して概ね単調に減少している。1次モードの有効質量比 $r_{M1}$ は各地点で異なっており、PIで0.8程度であるのに対し、ONHでは0.4程度、YMZ-Gでは0.6程度と小さな値を示している。一般的に、1次の有効質量比が小さいことは、系の応答が1次モードのみでは決まりにくい(相対的に高次モードが励起されやすい)ことを意味するが、今回の解析においては次のように解釈することができる。モード分布からも分かるように、硬質層には低次モードによる変形が生じにくく、その質量が刺激係数や有効質量比に寄与しにくいいため、各地盤モデルの全層厚の中で硬質層が占める割合(ONH > YMZ-G > PI)が大きい場合ほど、低次モードにおける刺激係数や有効質量比が小さくなっている。つまり、ONHおよびYMZ-Gにおける1次の有効質量比が小さいのは、硬質層の内部に設置された地中地震計の位置を解析モデルの下面に選んだことによるものである。一般的には工学的基盤面(硬質層の上面)をモデルの下面に選ぶこととなるため、今回のように1次の有効質量比が小さくなることはない



と考えられる。

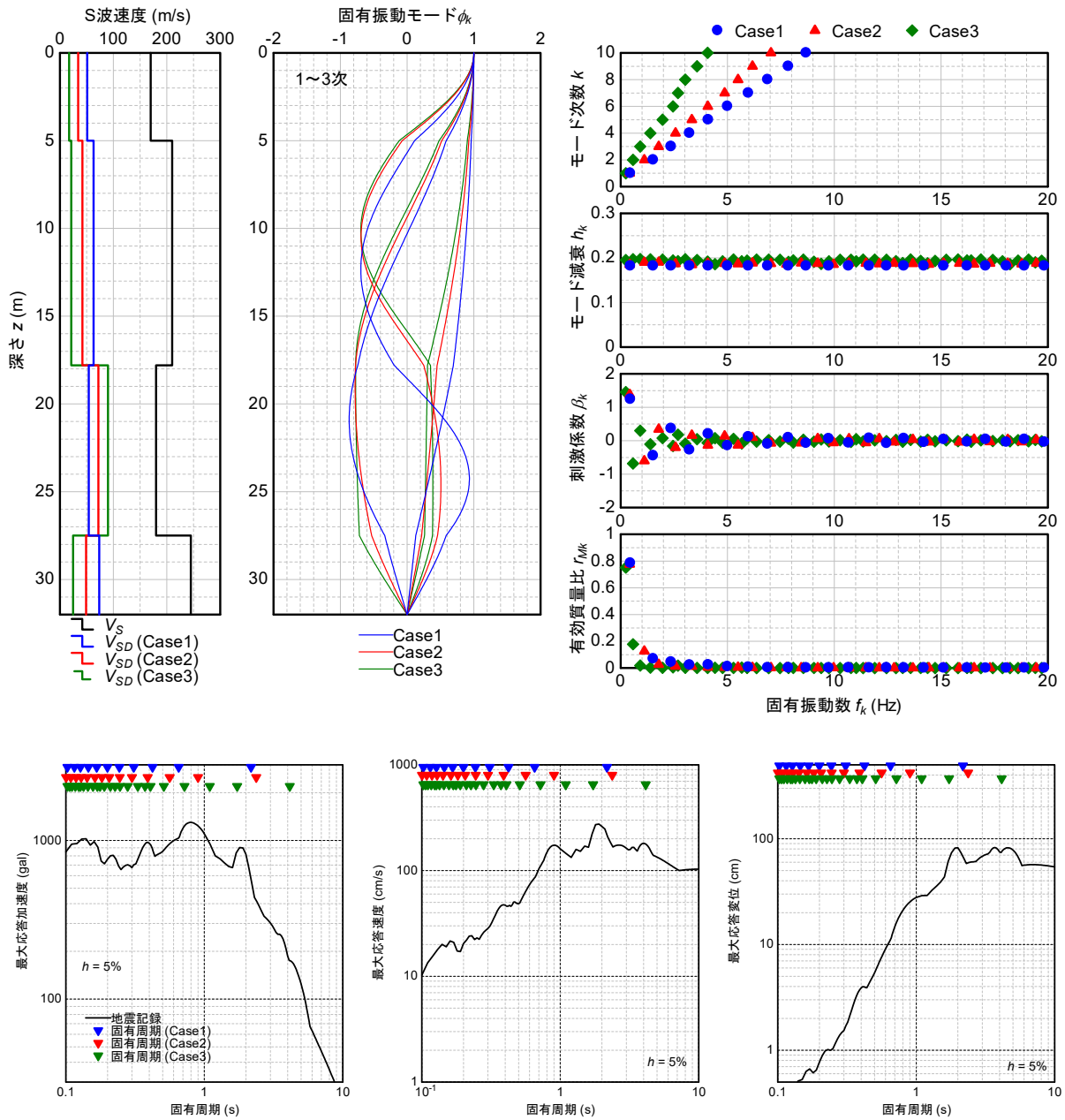


図-4.1 モード分解の結果と入力地震動の応答スペクトル (PI)



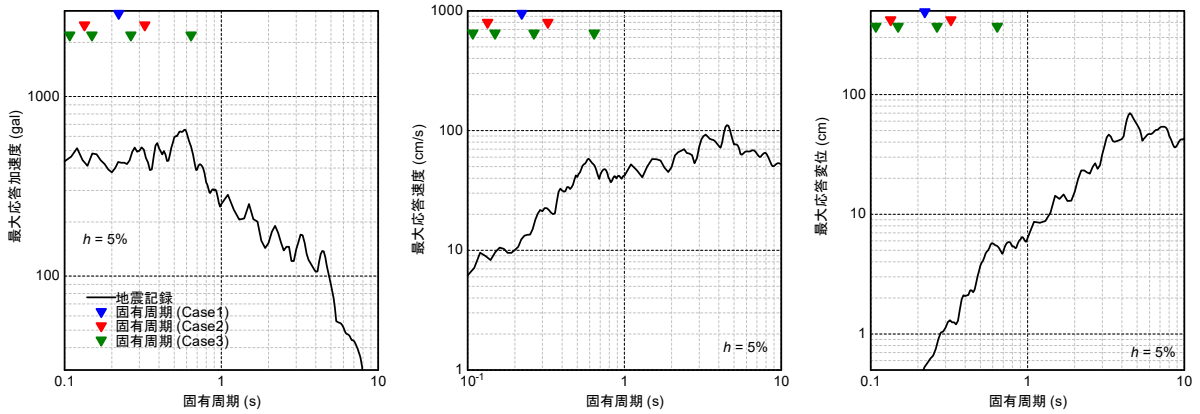
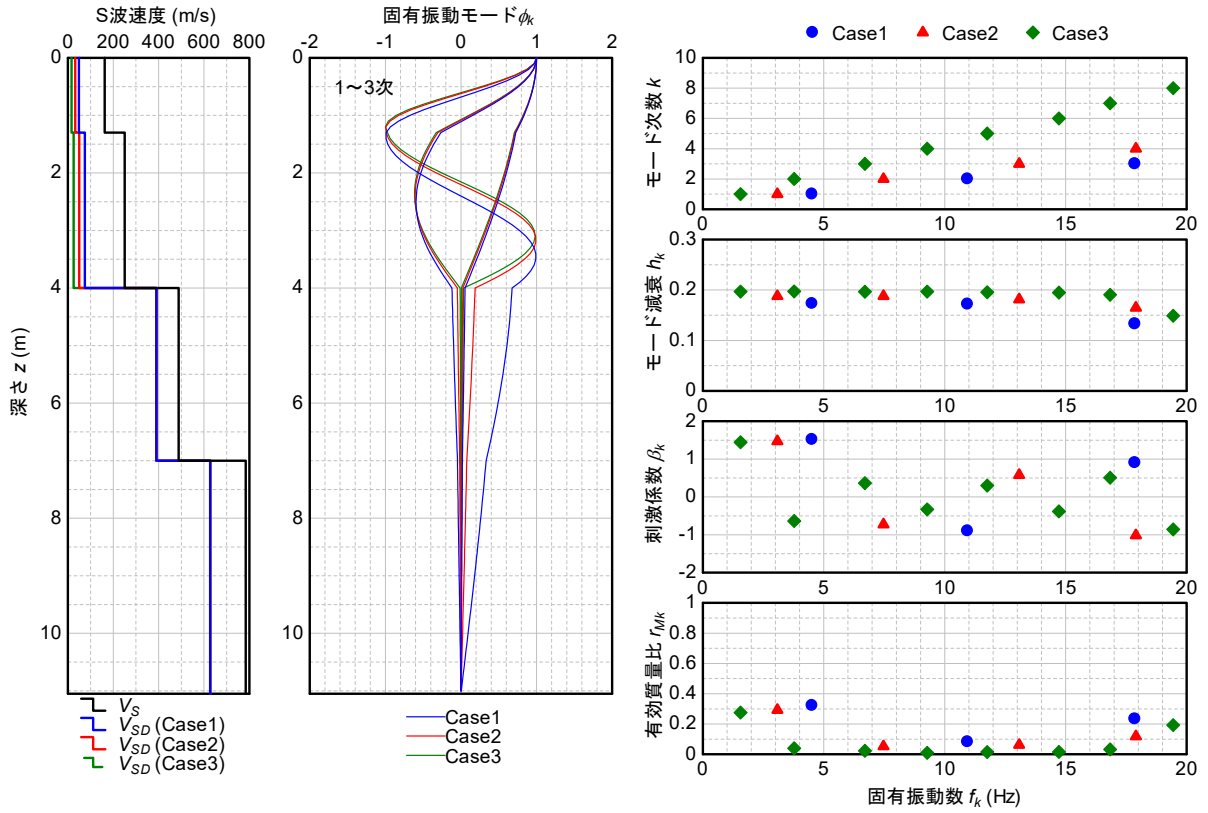


図-4.2 モード分解の結果と入力地震動の応答スペクトル (ONH)

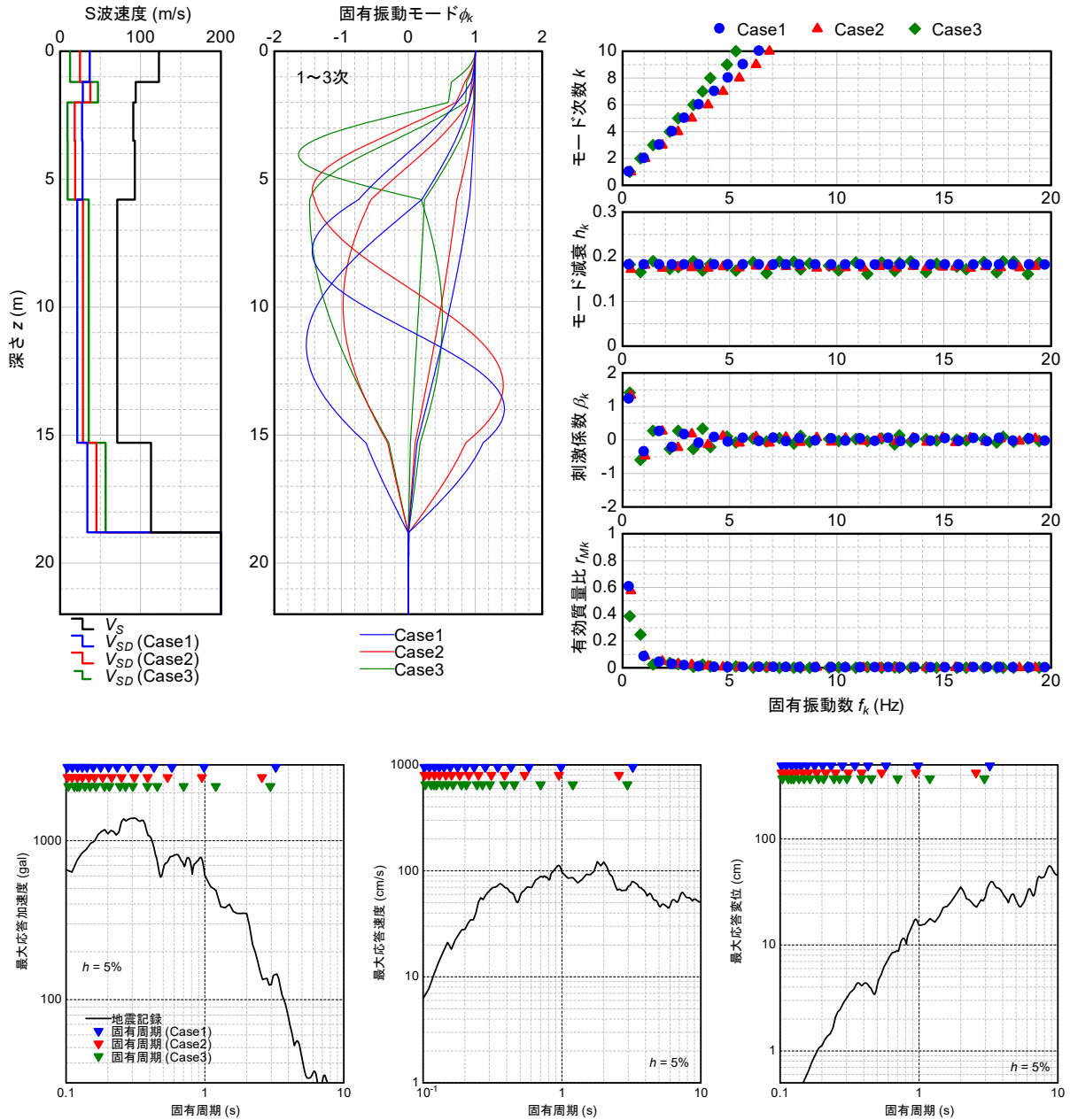


図-4.3 モード分解の結果と入力地震動の応答スペクトル (YMZ-G)

### 4.3 地表の応答に対する各モードの影響度合い

次に、PI の Case1 を例として、地表の応答に対する各次数のモードの影響度合いを確認する。ここでは地中記録の加速度時刻歴を地盤モデルの下面から入力し、1～10 次モードを対象として計算を行った。モードごとの加速度、速度、変位の時刻歴を図-4.4～図-4.6 に示す。

まず、加速度に着目すると、モード次数が高くなるほど地表加速度の高振動数成分が励起されている。また、モード次数が高くなるほど刺激係数 $\beta_k$ の絶対値が小さくなる (図-4.1) ため、振幅が徐々に小さくなっている。しかし、各次数の最大加速度は、1 次モードの 408gal に対し、例えば 2 次モードで 324gal、3 次モードで 239gal、5 次モードで 135gal、10 次モードで 62gal であり、高次モードが無視しえない大きさを持っていることが分かる。

速度についても、定性的には加速度応答と似た傾向を示しているが、高次モードほど振幅が小さくなる傾向が強まっている。ただし、各次数の地表最大速度は 1 次モードの 149cm/s に対し、例えば 2 次モードで 27cm/s、3 次モードで 10cm/s であり、高次モードが一定の影響を与えている。

変位については、モード次数が高くなるにつれて振幅が小さくなる傾向がさらに強まり、各次数の地表最大変位は 1 次モードの 44cm に対し、例えば 2 次モードで 3cm、3 次モードで 1cm である。このように、地表の変位応答に対しては 1 次以外のモードがほとんど寄与していない。

以下、加速度、速度および変位に対する高次モードの影響について考察する。応答スペクトル法による最大加速度、最大速度および最大変位の計算式(2.56)、(2.57)および(2.58)に基づいて考えると、地表における固有振動モード $\phi_k=1$ であるため、 $k$  次モードの最大応答値は、 $k$  次固有周期 $T_k$ に応じた応答スペクトル $S_A$ 、 $S_V$ 、 $S_D$ と刺激係数 $\beta_k$ によって決まる。加速度、速度、変位のいずれにおいても高次モードほど最大応答値が小さくなるのは、刺激係数 $\beta_k$  (図-4.1 参照) の影響が一因となっている。ただし、刺激係数 $\beta_k$  の影響は加速度、速度および変位のいずれに対しても等しいため、加速度、速度および変位に対する高次モードの影響度合いが異なるのは、高次の固有周期 $T_k$ に対する応答スペクトル $S_A$ 、 $S_V$ 、 $S_D$ の大きさの違いによるものであると言える。図-4.1 に示すように、応答スペクトルは短周期域を除くと加速度応答が右下がり、変位応答が右上がり、速度応答がそれらの中間的な形状を示すのが一般的である。こうした応答スペクトルの形状の違いと対応し、高次モードが加速度応答に対して強い影響を及ぼす一方、変位応答に対する影響が小さいといった傾向が現れたものと考えることができる。特に、変位応答が 1 次モードのみによって概ね決まるのは、このためである。

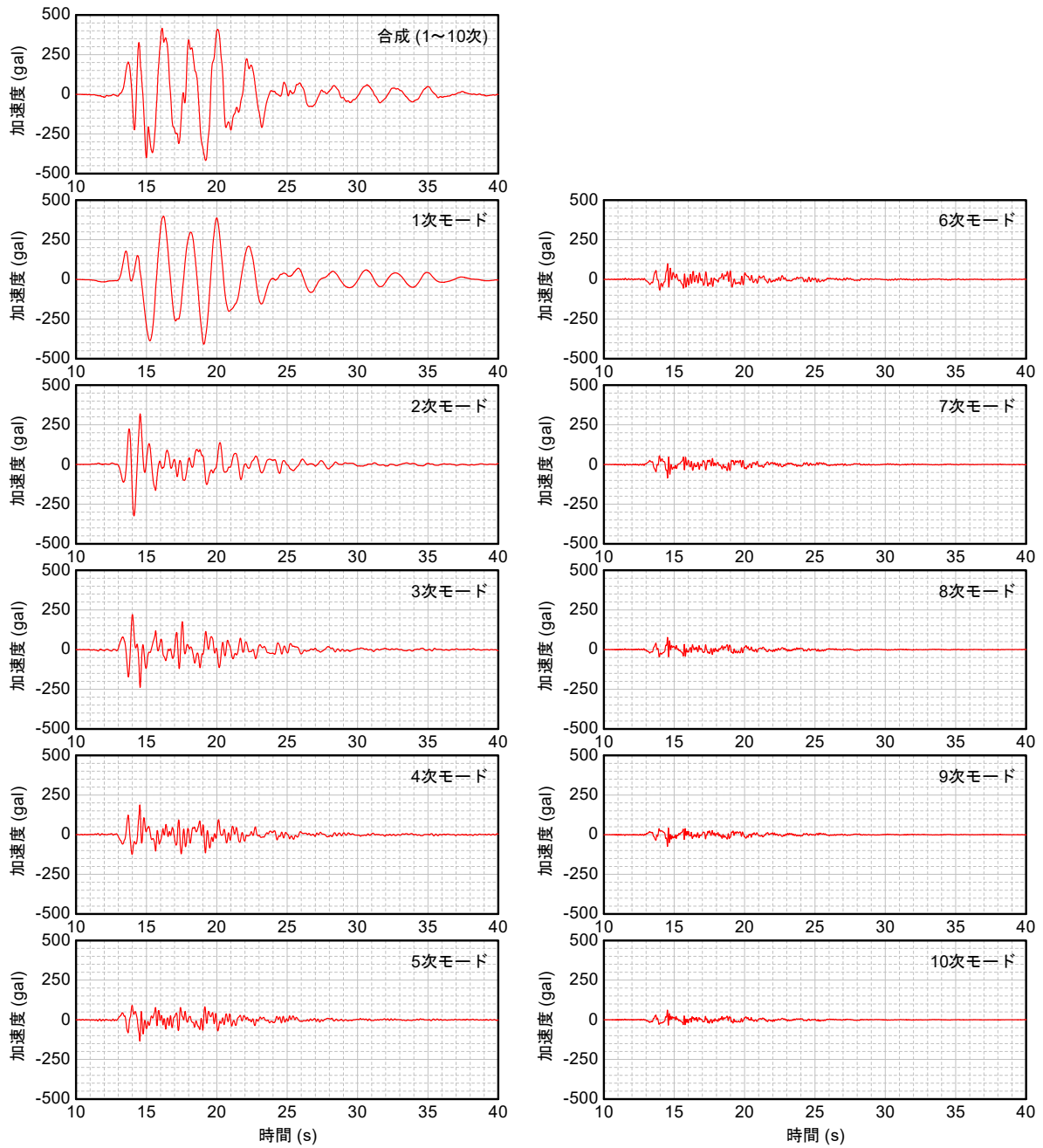


図-4.4 地表の加速度時刻歴に対する各モードの影響 (PI、Case1)

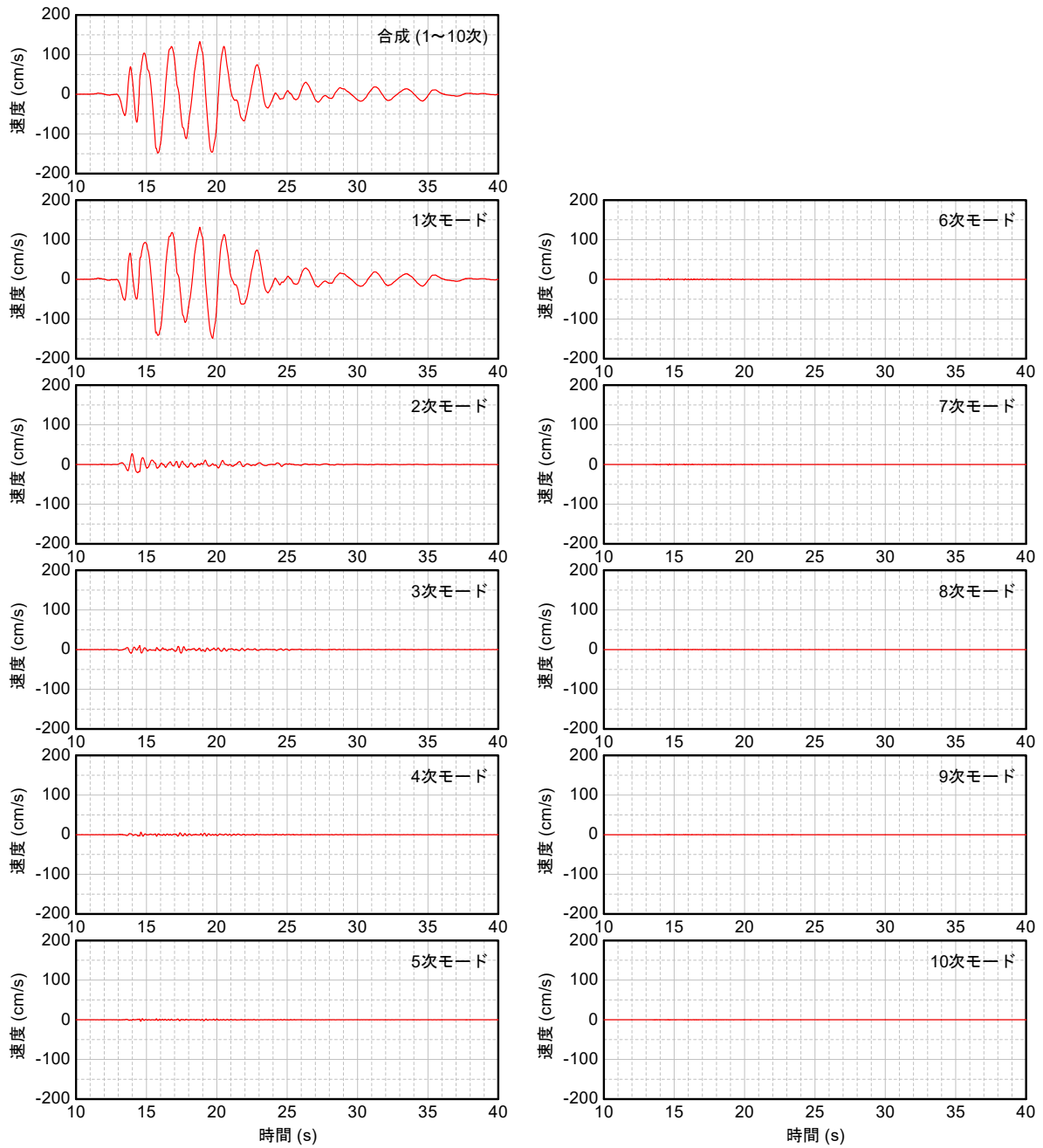


図-4.5 地表の速度時刻歴に対する各モードの影響 (PI、Case1)

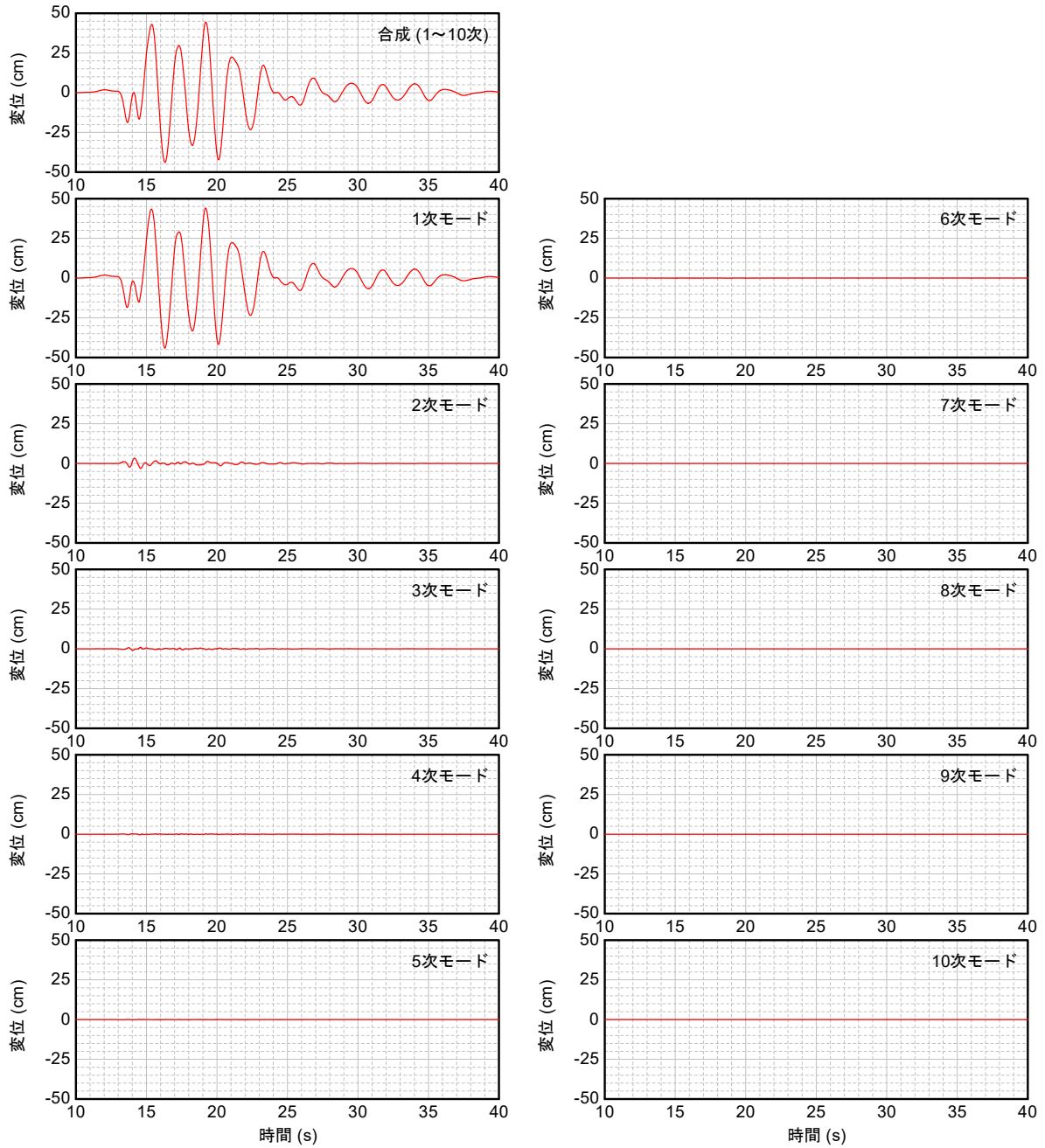


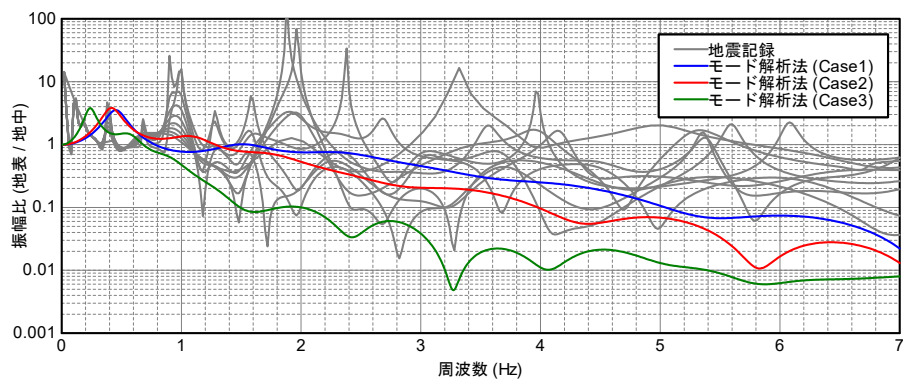
図-4.6 地表の変位時刻歴に対する各モードの影響 (PI、Case1)

#### 4.4 表層地盤の増幅特性

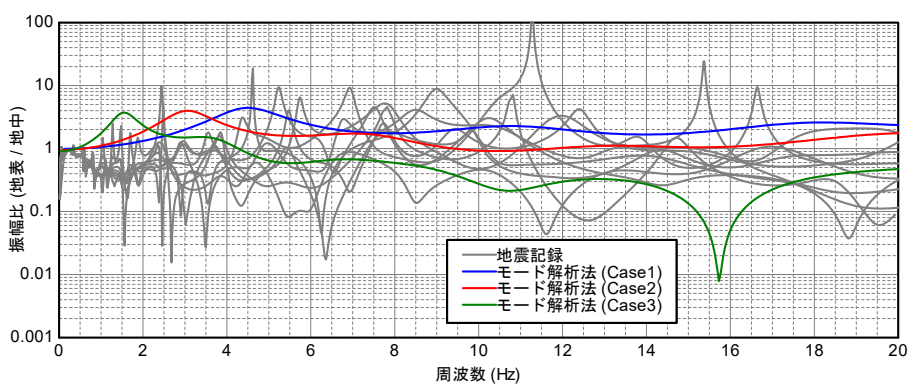
PI、ONH、YMZ-G の各地点について、式(2.82)によって算出したモード解析法に基づく伝達関数を図-4.7 に示す。また、地表記録と地中記録を用いて多数の瞬間フーリエスペクトル<sup>32)</sup>の比を算出し、それらの中から位相速度が最小値  $c_{Vmin}$  を示した時刻の前後各 2s 間のものを選んで同図にプロットしている。

地震記録の瞬間フーリエスペクトル比が大きな幅を持つため、解析結果との比較が難しいが、低振動数域に着目して解析ケース間で比較すると、1 次固有振動数の差異は PI および ONH において大きく、YMZ-G において小さい。これは前述のように、表層地盤の主たる土質の違いによるものである。また、1 次固有振動数における振幅比は各解析ケースで同程度である。

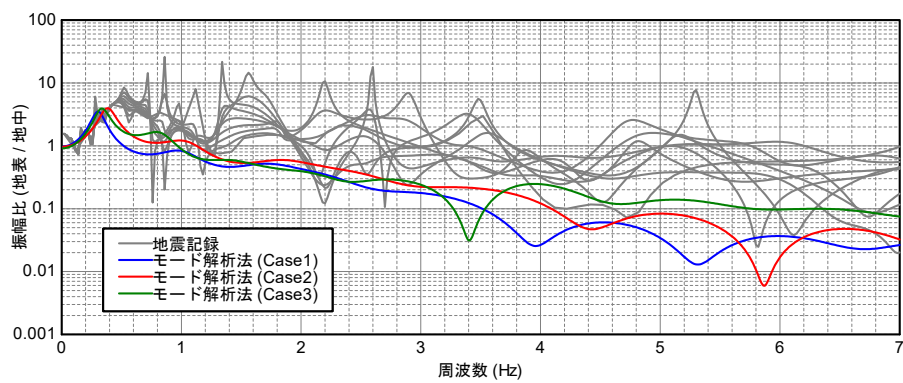
一方、1 次固有振動数の低い PI および YMZ-G では、高振動数域において、モード解析法による振幅比が過小となっていることが分かる。これは、重複反射理論に基づく地震応答解析手法として代表的な SHAKE が示す傾向<sup>例えば 10)</sup>とよく似たものであり、等価剛性と減衰を全周波数帯にわたって一定として扱うことに起因していることが知られている。モード解析法と重複反射理論では、減衰力の定式化に違いがあるものの、等価線形化法である点は共通するため、モード解析法においても重複反射理論と類似した特徴が高振動数域に現れたものと考えられる。4.3 節で確認したように、加速度応答が高次モード (高振動数域) の影響を強く受けることとあわせて考えると、モード解析法によって算出される表層地盤の応答加速度は過小となりやすいことが類推される。



(a) PI



(b) ONH



(c) YMZ-G

図-4.7 モード解析法に基づいて算出した地盤の増幅特性



#### 4.5 地表の地震記録との比較

モード解析法(時刻歴応答解析法)を3地点の地震記録に適用し、地表の応答を地震記録と比較する。ここでは、いずれの地点についても表-4.2に示す3パターンでのS波速度比 $c_r$ を用いて計算を行った。算出された地表の加速度、速度および変位の時刻歴を図-4.8~図-4.10に示す。

PIの地震記録では、15.0~15.5s付近で最大応答を示しているのに対し、解析Case1およびCase2により、同時間帯における加速度、速度、変位が概ね再現されている。なお、この時間帯は、位相速度の最小値 $c_{rmin}=0.16$ が得られた時間帯と一致している。その他の時間帯に着目するとCase1、Case2の再現性は必ずしも高くはないかもしれないが、表層地盤の最大応答値の評価を目的とする限りは大きな問題ではない。解析Case3は他の解析ケースと比べて異なった傾向を示しているが、いずれの応答値にも位相遅れが生じていることから、表層地盤の剛性を過小評価していることが分かる。

ONHでは、地震記録の94~95s付近に見られる最大応答を、解析Case3が最も良好に再現している。ただし、等価線形化法であるため、地震記録の加速度波形に含まれるスパイク状のピークは再現されていない。これに対し、解析Case1およびCase2は、剛性が大きめに評価された結果、地盤の変位を小さめに評価している。

YMZ-Gでは、解析Case1~3における1次固有振動数が同程度であったため、地表の応答値にも大きな差が生じてない。地震記録と比べると、加速度、速度、変位のいずれにおいても波形形状が異なっているものの、地表の最大変位は概ね再現されている。本地点においても地表加速度にスパイク状のピークが認められ、サイクリックモビリティの影響を含んでいると見られるが、このような特徴を持つ波形を等価線形化法で再現することは、やはり難しいと言える。

以上の解析結果を基に、S波速度比 $c_r$ の標準値について考える。土質に応じた $c_r$ のコントラストを強めたCase3は、砂質土層に対して $c_r=0.1$ とする極端なケースであり、ONHに対してはよく整合する結果が得られたものの、PIのように、極端な長周期化、地盤変位の過大評価につながるケースがある。また、盛土内に設置される道路カルバートへの適用を想定すると、砂質土による盛土において $c_r=0.1$ とするのは、3.2節に示した実験データとの適合性の観点からも過小であると言える。したがって、S波速度比 $c_r$ の標準値はCase1またはCase2とするのがよいと考えられる。ただし、本節に示した解析では、Case1とCase2による応答値の違いは小さかった。

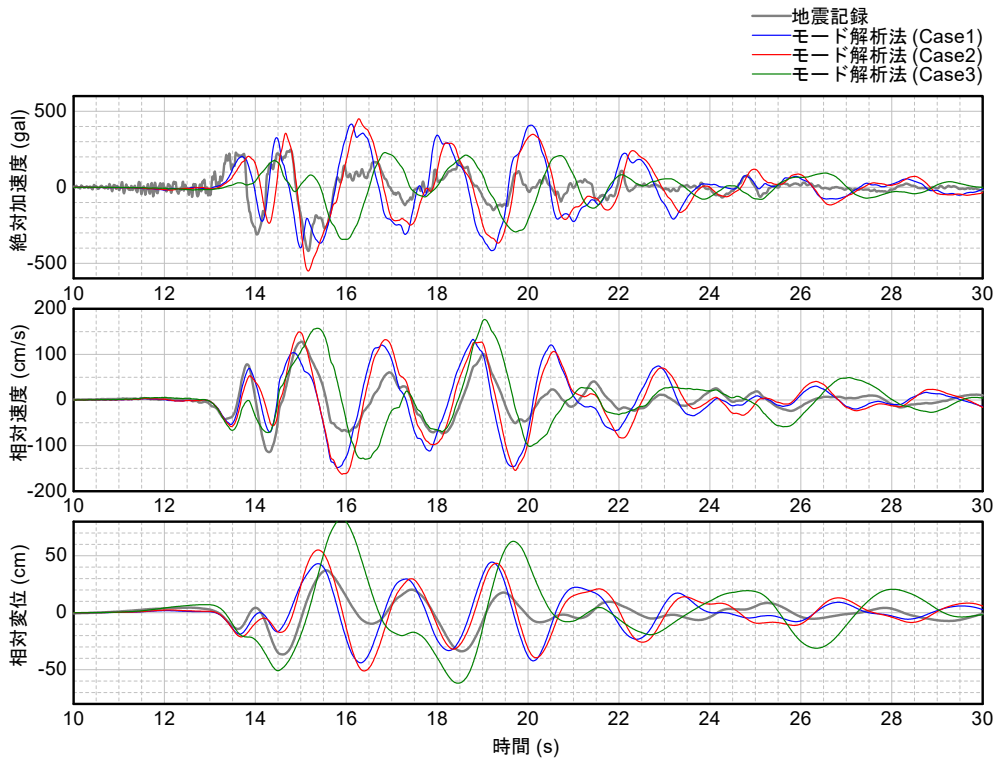


図-4.8 地表の時刻歴応答 (PI)

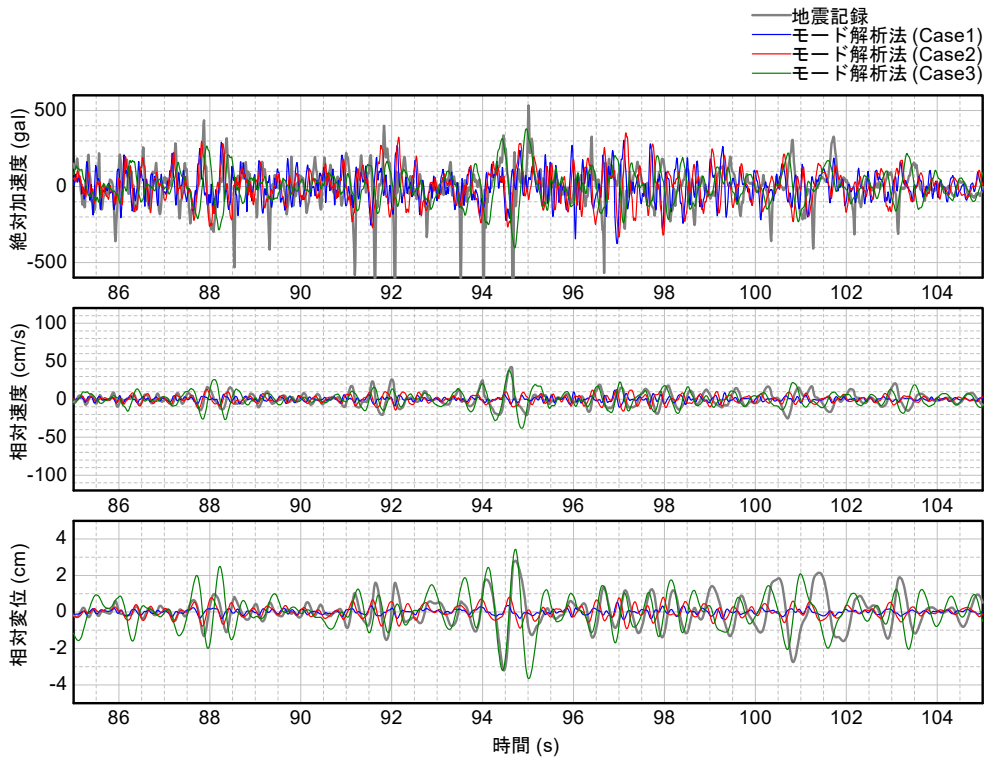


図-4.9 地表の時刻歴応答 (ONH)

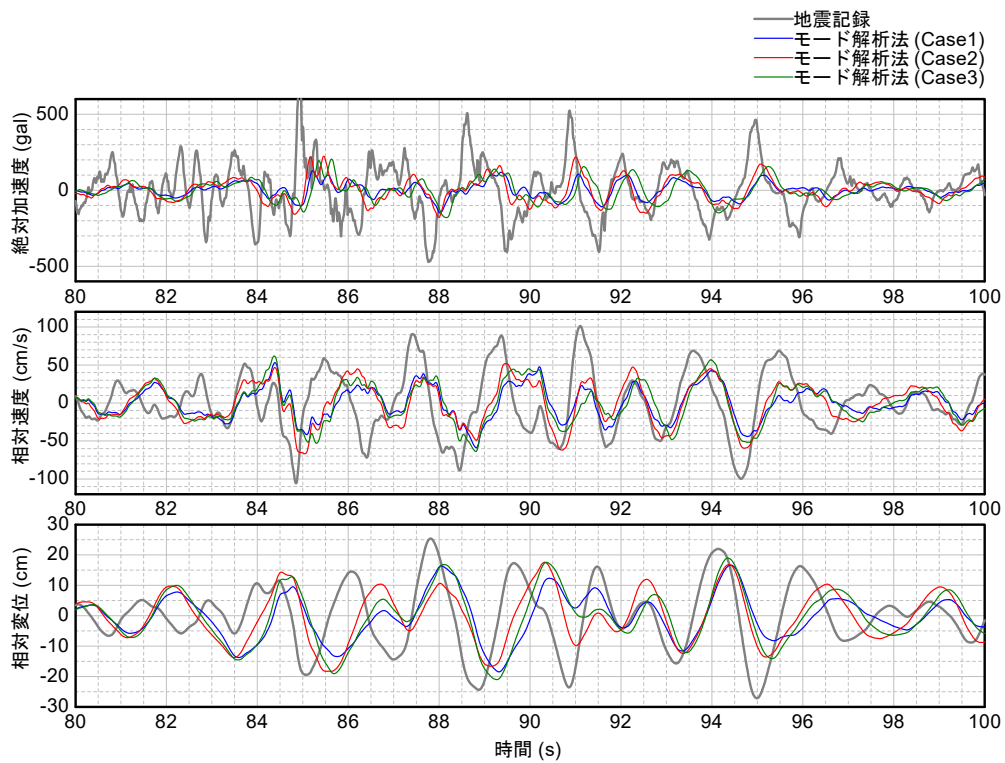


図-4.10 地表の時刻歴応答 (YMZ-G)

#### 4.6 応答値の深さ方向分布の比較

次に、解析で得られた応答値の深さ方向分布について検討する。ただし、深さ方向に3点以上の地震計が設置されているのはPIのみであることから、ここでは主としてPIに関する計算結果から考察を行うこととする。

まず、PIの鉛直アレー記録については、地震応答解析による再現<sup>34)35)36)37)</sup>や逆解析<sup>38)39)</sup>を試みた例がいくつか報告されている。これらの検討例における埋立まさ土層と粘性土層の最大せん断ひずみを表-4.3に示す。全ての検討例に共通しているのは、下位粘性土層よりも上位埋立層のせん断ひずみが大きいという点である。PIでは下位粘性土層よりも上位埋立層のS波速度 $V_s$ が大きいことを考えると、S波速度比 $c_r$ を土質によらず一律に与えるCase1では、こうしたせん断ひずみの深さ方向分布を説明できないと考えられる。

表-4.3 PIに対する既往の解析で算出された最大せん断ひずみ

| G.L.- (m) | 土質  | 吉田 <sup>34)35)</sup> | 川瀬ら <sup>36)</sup> | 藤川ら <sup>37)</sup> | 國生ら <sup>38)</sup> | 風間ら <sup>39)</sup> |
|-----------|-----|----------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 0~17.8    | まさ土 | 3%程度                 | 4~5%               | 2~3%               | 2.3%               | 1.85%              |
| 17.8~27.5 | 粘性土 | 2%程度                 | 1%以下               | 1%程度               | 0.7%               | 0.532%             |

そこで、PIにおける解析Case1~3で得られた最大応答値の深さ方向分布を図-4.11に示す。やはり、Case1では上位埋立層よりも下位粘性土層の最大せん断ひずみが大きくなっており、既往の解析結果とは整合しないことが分かる。これに対し、Case2では下位粘性土層よりも上位埋立層の最大せん断ひずみが大きくなり、かつ、最大せん断ひずみの大きさとしても既往の解析結果と近い値が得られている。

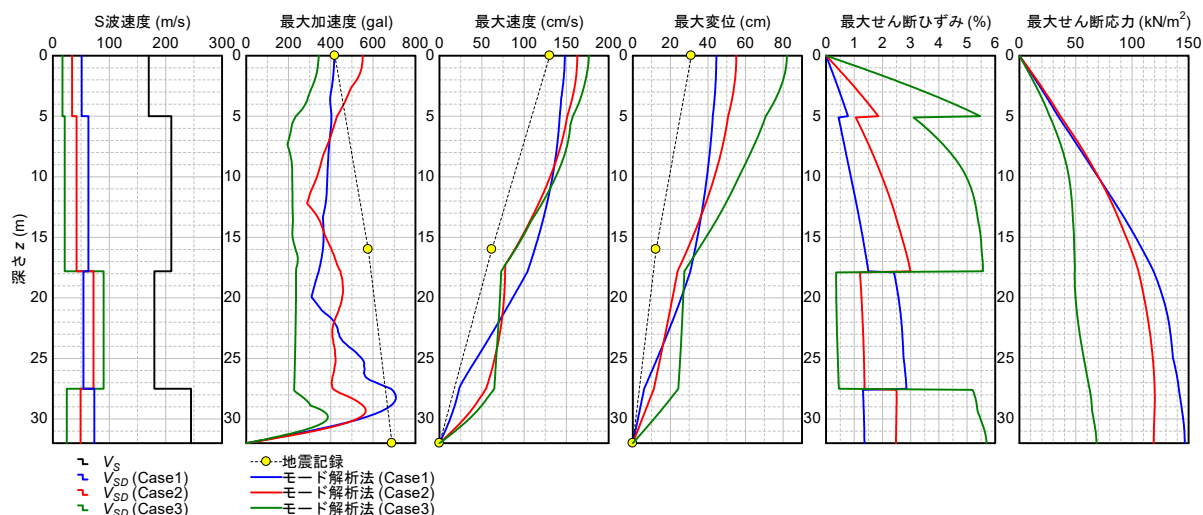


図-4.11 最大応答値の深さ方向分布 (PI)

なお、PIのG.L.-16mにおける加速度、速度および変位の時刻歴応答を図-4.12で確認すると、いずれの応答値も解析で大きめに評価する結果が得られている。解析ではCase1およびCase3の結果がやや大きめであることから、地震記録との整合性が高いのはCase2である。

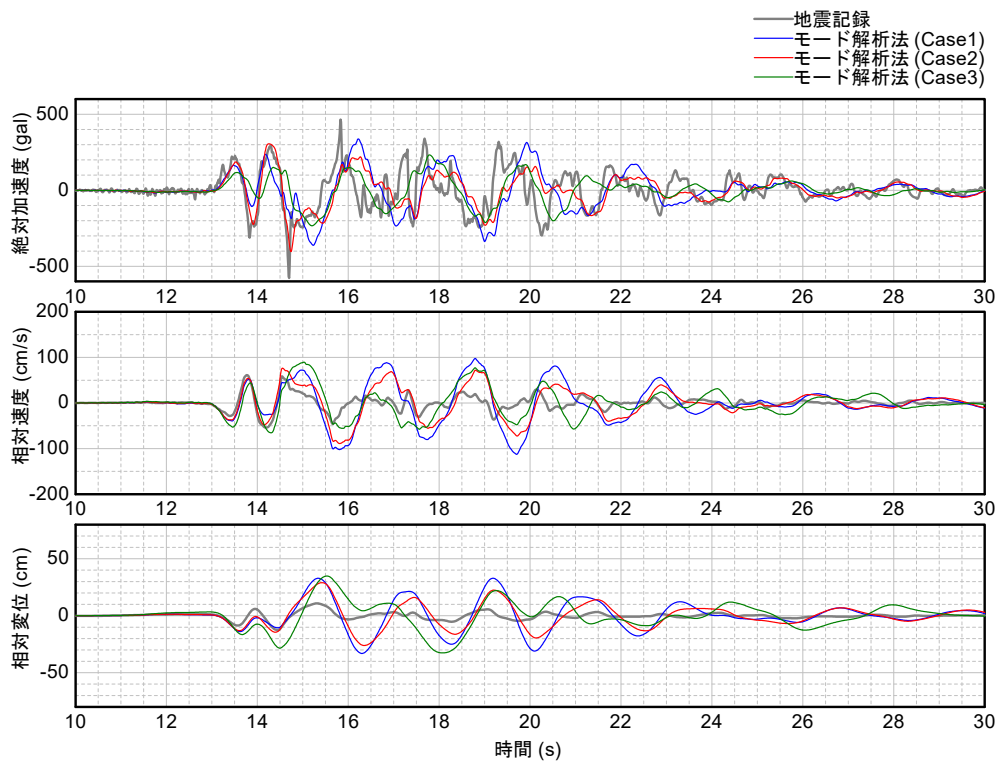


図-4.12 G.L.-16m の時刻歴応答 (PI)

以上をまとめると、大規模地震動に対する表層地盤の最大変位分布を適切に表現するための S 波速度比  $c_v$  の標準値としては、Case2 の組合せが最も適切であると考えられる。ただし、限られた検討結果に基づくものであるため、今後も引き続きデータの蓄積が必要である。

## 5. 耐震設計上の地盤面で定義された地震動に基づく表層地盤の簡易な 応答評価手法

ここでは、道路カルバートへの適用を想定し、地表付近で定義された加速度応答スペクトルを工学的基盤面に引き戻す方法を 5.1 に示す。また、地表の加速度応答スペクトルを基にした表層地盤の簡易な応答評価手法について、鉛直アレー記録との比較により検証を行った結果を 5.2 に示す。

### 5.1 引き戻し・応答スペクトル法の誘導

#### 5.1.1 カルバートの耐震設計に用いる基盤地震動の考え方

道路土工要綱<sup>9)</sup>では、土工構造物の耐震設計に用いる地震動を耐震設計上の地盤面で与えている。耐震設計上の地盤面は一般に地表付近を指すが、カルバートは図-5.1 に示すように地盤の様々な位置に設置されるため、耐震設計上の地盤面の位置としては、いくつかの設定方法が考えられる。具体的には、カルバートが盛土内に設置されるケースを含めると①盛土の天端、②原地盤の上面、③基礎地盤の上面が考えられる。

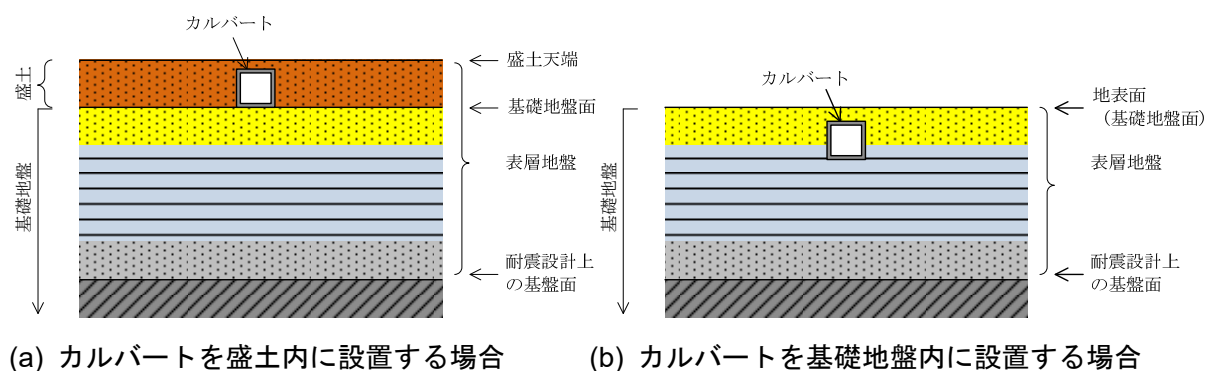
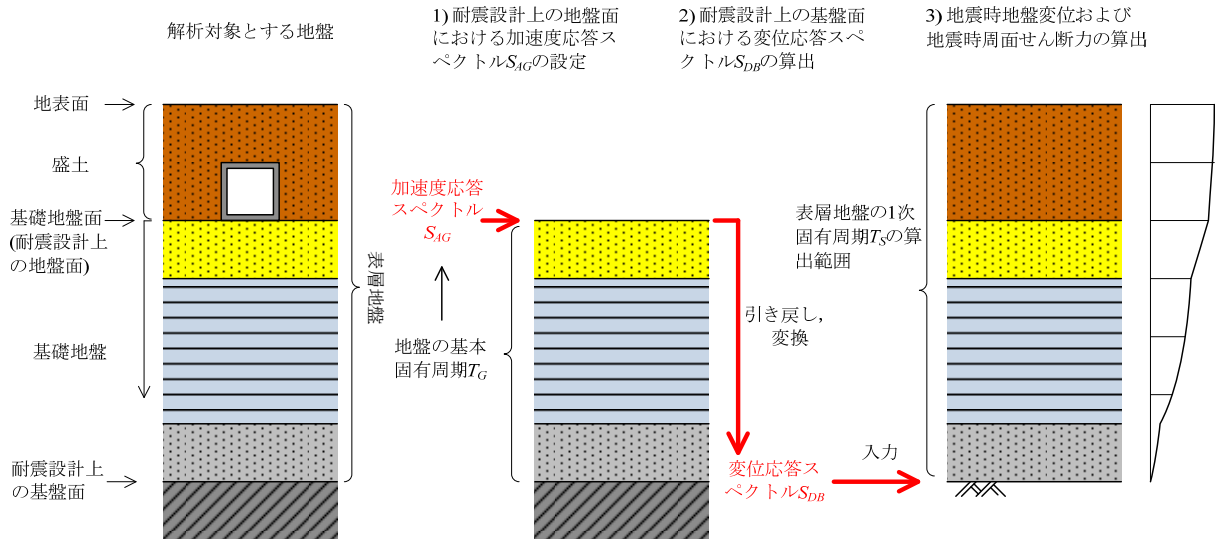


図-5.1 カルバートの設置位置と周辺地盤の条件

この点について整理しておくとして、道路土工要綱、あるいはその基となっている道路橋示方書V編の地震動は、盛土自体の振動の影響を含まない地盤の上面付近で設定されたものであるため、その定義位置は上記②または③に該当すると考えるのが妥当である。また、一般に構造物の耐震設計は、完成後の地盤条件に対して行うこととなるため、地震動の定義位置とする耐震設計上の地盤面は、上記③、すなわち基礎地盤の上面とするのがよいと考えられる。

これを踏まえ、基盤地震動および表層地盤の応答値の算出手順の例を図-5.2 および下記 1)~3) に示す。



**図-5.2 基盤地震動および表層地盤の応答値の算出手順**  
(盛土を有する地盤を解析対象とする場合の例)

- 1) 地盤の基本固有周期  $T_G$  から地盤種別を判別し、それに応じて、耐震設計上の地盤面における地震動を設定する。このとき、地盤の基本固有周期  $T_G$  は、耐震設計上の地盤面（基礎地盤面）以深の地盤を対象として算出する。
- 2) 耐震設計上の地盤面（基礎地盤面）で定義された地震動を重複反射理論によって引き戻し、基盤地震動を設定する。このとき、耐震設計上の地盤面を全反射境界（いわゆる 2E 境界）として扱う。また、基盤地震動は、全反射境界の値として算出する方法と、透過・反射境界（いわゆる E+F 境界）の値として算出する方法が考えられるが、この点については表層地盤の応答解析手法に応じて適切に区別する必要がある。
- 3) 盛土を含めてモデル化した表層地盤に対して基盤地震動を入力し、表層地盤の応答値を算出する。

道示V編の地震動の定義位置である耐震設計上の地盤面は、波動場の境界条件としては全反射境界に相当する。この条件と整合させるためには、上記 2)において、耐震設計上の地盤面（基礎地盤面）を全反射境界とすること、すなわち、盛土の影響を除いて引き戻しの計算を行うことが必要となる。このため、地震動を耐震設計上の基盤面に引き戻す過程（上記 1)、2)) と、表層地盤の応答値を算出する過程（上記 3)) では、着目する地盤の範囲が異なる場合がある。

また、上記 2)に示すように、基盤地震動には 2 とおりの算出方法が考えられる。2 章に示したモード解析法では、透過・反射境界で定義された地震動の入力（剛基盤入力）を前提としたため、透過・反射境界の値として算出する必要がある。

### 5.1.2 耐震設計上の地盤面の加速度応答スペクトルの引き戻し

地震時における基礎地盤面（基礎地盤の上面）、基盤面の加速度時刻歴をそれぞれ  $\ddot{u}_G$ 、 $\ddot{u}_B$  とすると、両者のフーリエスペクトル ( $\ddot{U}_G$ 、 $\ddot{U}_B$ ) の関係を次式で表すことができる。

$$\ddot{U}_G = H\ddot{U}_B \text{-----}(5.1)$$

$H$ は伝達関数であり、その詳細は5.1.3にて後述する。

これをモード解析法（応答スペクトル法）に適用するため、次の3つの関係式を利用する。

- 1) 加速度時刻歴のフーリエ振幅スペクトルは、非減衰速度応答スペクトル  $S_V(T, 0)$  と概ね一致する。

$$t_d \cdot |\ddot{U}| \approx S_V(T, 0) \text{-----}(5.2)$$

ここに、 $t_d$ は地震動波形の継続時間である。この関係式は、1質点系の応答値に関する理論解から近似的に成り立つことが知られている<sup>13)</sup>。

- 2) 加速度応答スペクトル  $S_A$ 、速度応答スペクトル  $S_V$  および変位応答スペクトル  $S_D$  は、次式によって近似的に相互変換することができる。

$$\frac{T}{2\pi} S_A(T, h) \approx S_V(T, h) \approx \frac{2\pi}{T} S_D(T, h) \text{-----}(2.33 \text{ 再掲})$$

- 3) 減衰定数5%の加速度応答スペクトル  $S_A(T, 0.05)$  に対し、式(2.34)を用いることで、減衰定数  $h$  の加速度応答スペクトル  $S_A(T, h)$  を近似的に得ることができる。

$$S_A(T, h) = c_D(h) \cdot S_A(T, 0.05), \quad c_D(h) = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \text{-----}(2.34 \text{ 再掲})$$

これらを用いると、式(5.1)を次のように変形することができる。

$$\begin{aligned} \frac{S_{VG}(T, 0)}{t_d} &= |H| \cdot \frac{S_{VB}(T, 0)}{t_d} \\ \frac{T}{2\pi} \cdot S_{AG}(T, 0) &= \frac{2\pi}{T} \cdot |H| \cdot S_{DB}(T, 0) \\ c_D(0) \cdot \frac{T}{2\pi} \cdot S_{AG}(T, 0.05) &= \frac{c_D(0)}{c_D(h)} \cdot \frac{2\pi}{T} \cdot |H| \cdot S_{DB}(T, h) \\ S_{DB}(T, h) &= \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot c_D(h) \cdot \frac{S_{AG}(T, 0.05)}{|H|} \text{-----}(5.3) \end{aligned}$$

式(5.3)は、基礎地盤面で与えられた地震動  $S_{AG}(T, 0.05)$  を基盤地震動  $S_{DB}(T, h)$  へと引き戻す演算を、応答スペクトルの形式で行うものである。応答スペクトルを用いているため、例えば式(2.56)に代入して最大変位分布を算出するなど、応答スペクトル法への直接的な適用が可能となる。また、2.1.3で述べたように、モード解析法では一部の振動モードのみを選択して応答値を求めることができるため、引き戻しの計算で発散しやすい高振動数域を避けて基盤地震動を設定することも可能となる。

### 5.1.3 重複反射理論による伝達関数

次に、表層地盤の伝達関数  $H$  の計算方法を示す。このとき、5.1.1項で述べたように、耐震設計上の地盤面および基盤面における波動場の境界条件を適切に区別する必要がある。ここでは、耐



震設計上の地盤面を全反射境界 (2E 境界)、耐震設計上の地盤面を透過・反射境界 (E+F 境界) として算出する方法を示す。

ここでは、図-5.2 のような地盤条件を考え、盛土天端を地表面と呼ぶこととする。また、地表面から下方に第  $m$  番目の地層上面が基礎地盤面、第  $n$  番目の地層が基礎面であるとする。このとき、基礎地盤面の加速度の 2E 成分は、次式で表される。

$$\ddot{U}_G = -\omega^2 (2E_m) e^{i\omega t} \text{-----} (5.4)$$

ここに、 $E_m$  は第  $m$  層上面における変位振幅の上昇成分、 $i$  は虚数単位、 $\omega$  は円振動数、 $t$  は時間である。また、基礎面の加速度の E+F 成分は次式で表される。

$$\ddot{U}_B = -\omega^2 (E_n + F_n) e^{i\omega t} \text{-----} (5.5)$$

ここに、 $F_n$  は第  $n$  層上面における変位振幅の下降成分である。これらを用いると、伝達関数  $H$  は次式により算出することができる。

$$H = \frac{\ddot{U}_G}{\ddot{U}_B} = \frac{2E_m}{E_n + F_n} \text{-----} (5.6)$$

なお、 $E_j$ 、 $F_j$  は、地表 ( $j=1$ ) での値を基準とし、次の漸化式により算出することができる。

$$E_1 = F_1 = 1 \text{-----} (5.7)$$

$$E_{j+1} = \frac{1+R_j^*}{2} E_j e^{i\omega H_j / V_{SDj}^*} + \frac{1-R_j^*}{2} F_j e^{-i\omega H_j / V_{SDj}^*} \text{-----} (5.8)$$

$$F_{j+1} = \frac{1-R_j^*}{2} E_j e^{i\omega H_j / V_{SDj}^*} + \frac{1+R_j^*}{2} F_j e^{-i\omega H_j / V_{SDj}^*} \text{-----} (5.9)$$

$$R_j^* = \frac{\rho_j V_{SDj}^*}{\rho_{j+1} V_{SDj+1}^*} \text{-----} (5.10)$$

$$V_{SDj}^* = c_{Vj} V_{Sj} \sqrt{1+i \cdot 2h_j} \text{-----} (5.11)$$

ここに、

$i$  : 虚数単位

$\omega$  : 円振動数

$H_j$  : 第  $j$  層の層厚

$V_{SDj}^*$  : 地震時のひずみレベルを考慮した第  $j$  層の複素 S 波速度

$V_{Sj}$  : 微小ひずみレベルにおける第  $j$  層の S 波速度

$c_{Vj}$  : 地震時のひずみレベルを考慮した第  $j$  層の S 波速度比

$h_j$  : 地震時のひずみレベルを考慮した第  $j$  層の減衰定数

$R_j^*$  : 第  $j$  層と第  $j+1$  層の複素インピーダンス比

#### 5.1.4 引き戻し・応答スペクトル法の計算手順

本節および 2 章に示した一連の方法を組み合わせると、基礎地盤面で与えられた加速度応答スペクトルから表層地盤の応答を簡易に評価することができる。この方法を引き戻し・応答スペクトル法と呼ぶこととし、その計算手順を以下に示す。なお、計算の対象とするモード次数は任意

に選ぶことができるが、その選び方については 5.2.2 で検討している。

- 1) 盛土等を含めた完成状態の表層地盤を対象に、所定の次数までの固有周期  $T_k$ 、固有振動モード  $\phi_k$ 、モード減衰定数  $h_k$ 、刺激係数  $\beta_k$  を算出する。固有周期  $T_k$  は、式(2.45)により算出されるパラメータ  $A_{n+1}$  が  $A_{n+1}=0$  となるように試行錯誤的に算出する。固有振動モード  $\phi_k$  は、固有円振動数  $\omega_k$  から式(2.37)により算出する。モード減衰  $h_k$  および刺激係数  $\beta_k$  は、それぞれ式(2.61)、(2.65)により算出する。
- 2) 耐震設計上の地盤面 (基礎地盤面) における加速度応答スペクトル  $S_{AG}(T_k, 0.05)$  を設定する。このとき、耐震設計上の地盤種別は、基礎地盤面以深の地盤に対して算出した基本固有周期  $T_G$  に基づいて区分する。また、固有周期  $T_k$  には上記 1) により算出された値を用いる。
- 3) 式(5.3)を用いて、耐震設計上の地盤面における加速度応答スペクトル  $S_{AG}(T_k, 0.05)$  を、耐震設計上の地盤面における変位応答スペクトル  $S_{DB}(T_k, h_k)$  に変換する。このとき、 $T_k$ 、 $h_k$  には上記 1) で算出した値を用いる。
- 4) 式(2.56)～(2.60) により、各次数における最大応答値を重ね合わせる。

## 5.2 引き戻し・応答スペクトル法による鉛直アレー記録の再現解析

ここでは、3.1 節に示した全ての鉛直アレー記録を対象に引き戻し・応答スペクトル法を用いた再現解析を行うことで、適用性を検証した。土のひずみ依存性に関するパラメータである S 波速度比  $c_r$  については、前章の検討結果を踏まえ、表-4.2 のうち Case2 の組合せとした。

### 5.2.1 加速度応答スペクトルの設定

ここでは、図-3.3 に示した地表記録の加速度応答スペクトル (以下、原スペクトルと呼ぶ) を用いて解析を行った。ただし、盛土を有するサイトである YMZ-T および KGW-T については、盛土ののり尻付近で得られた地表記録 (YMZ-G および KGW-G の地表記録) を用いて解析を行った。

前章に示した時刻歴応答解析では、入力地震動の持つ周波数特性と計算モデルの固有振動数の相対的な関係により、解析結果が大きく異なるケースが認められた。この傾向は、ランダムかつ非定常な実地震記録を解析対象としたことに起因するものであると言える。一方、道路土工要綱やその基になっている道路橋示方書 V 耐震設計編の地震動は、我が国で得られた数多くの強震記録に含まれる多様な震源、伝播経路および表層地盤の平均的な特性を反映したものであるため、距離減衰式を基にした両対数軸上における単純な折れ線の組合せによって表記されている。耐震設計では実用上、こうした平坦なスペクトルが用いられるため、応答スペクトルの微細な凹凸に起因する計算結果の違いは重要でないと考えられる。

そこで、地表の加速度記録から算出した応答スペクトルのピークを包絡するスペクトル (以下、包絡スペクトルと呼ぶ) を作成し、これを入力地震動の一つとして用いることとした。包絡スペクトルを原スペクトルの平均ではなく包絡するように作成したのは、各地点の地盤の最大応答が原スペクトルのピークに反映されていると考えられるためである。その他、耐震設計で考慮するレベル 2 地震動として、道路橋示方書 V 耐震設計編 (H29) の標準加速度応答スペクトル (以下、設計スペクトルと呼ぶ) を入力する解析も行った。なお、設計スペクトルの算出にあたっては、全地点について地域別補正係数  $c_z = 1.0$  とした。これは、地域ごとの地震危険度を重視するのではなく、強震動に対する表層地盤の非線形応答に主眼を置いたためである。

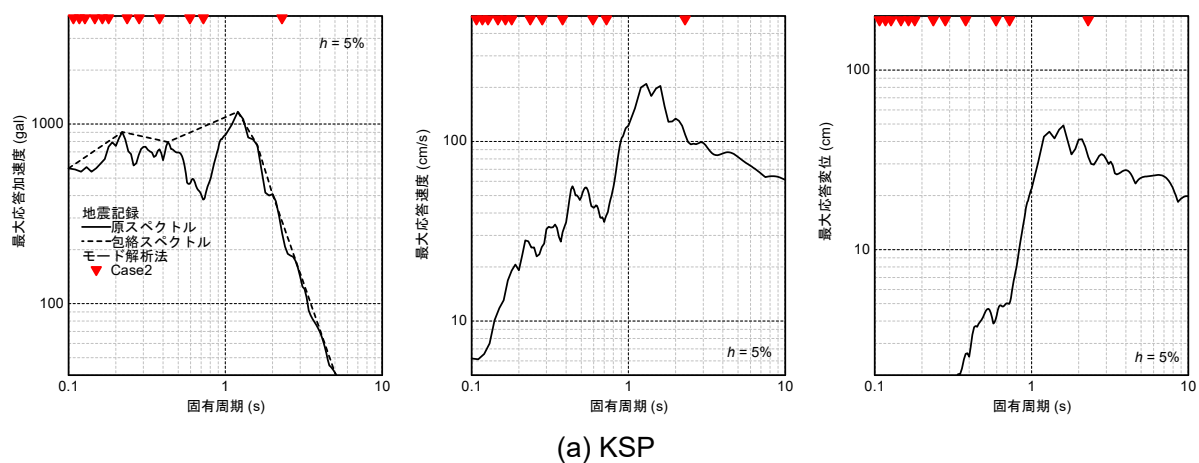
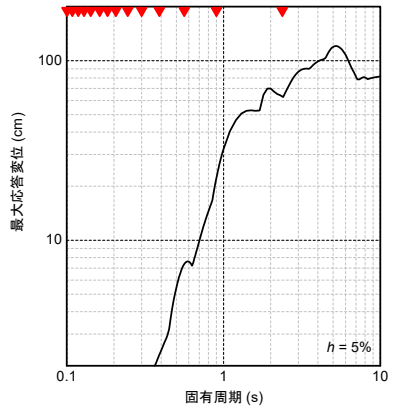
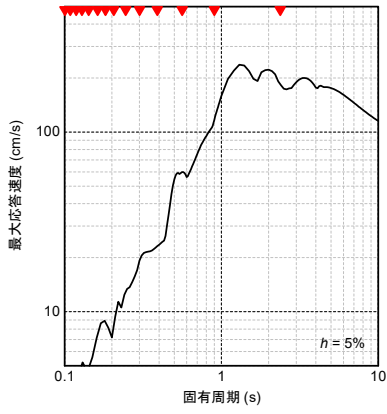
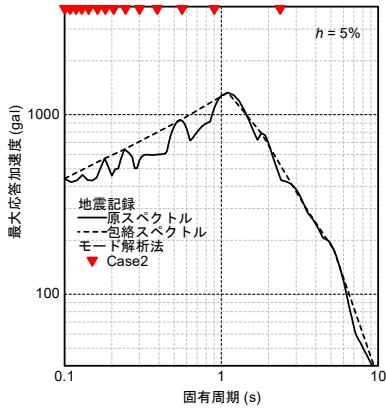
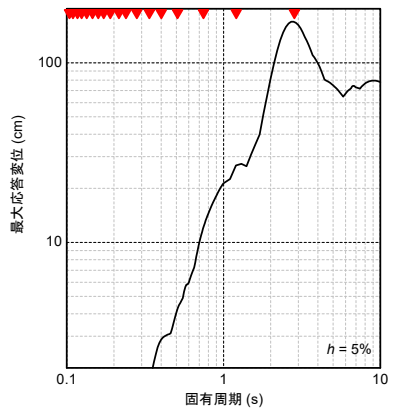
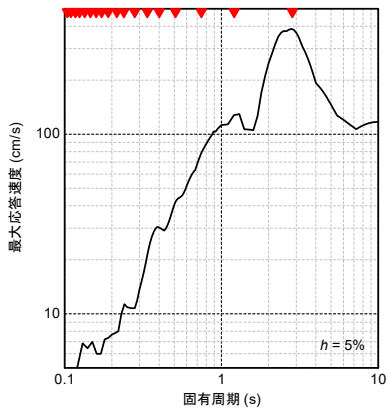
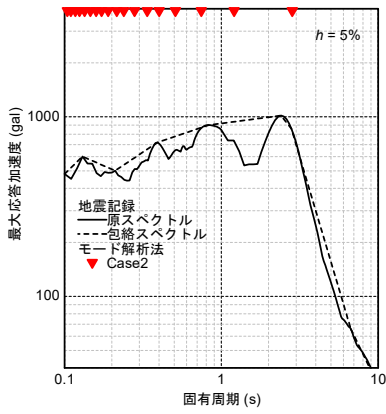


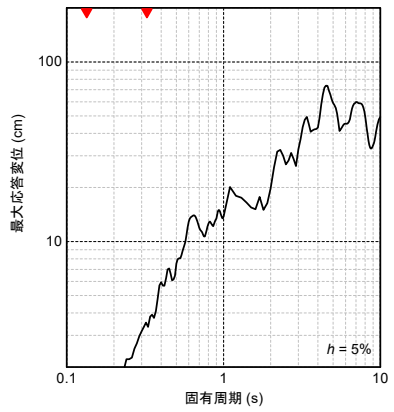
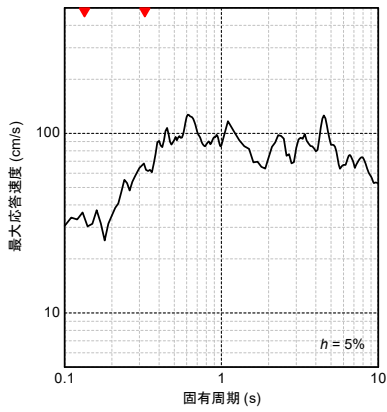
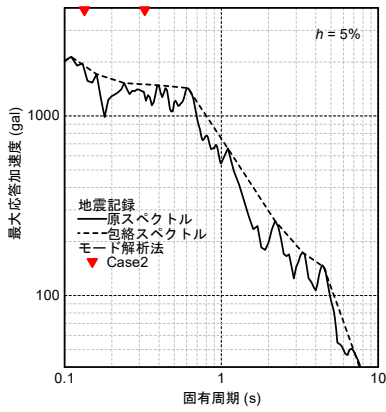
図-5.3 (1) 解析に用いた地表記録の応答スペクトル



(b) PI

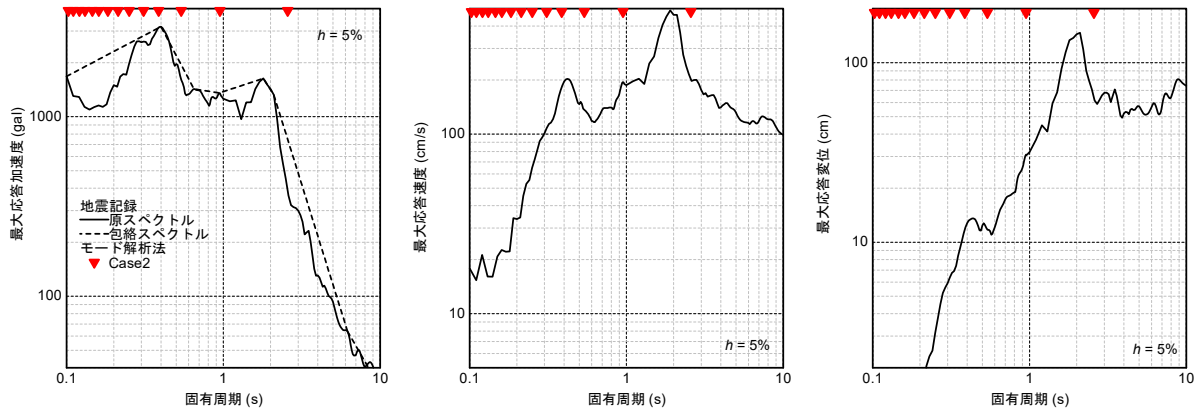


(c) HKB

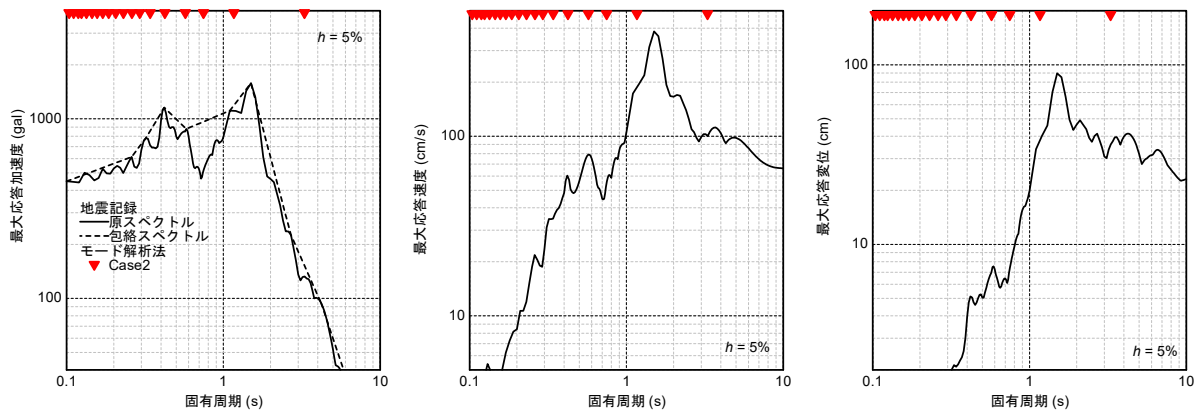


(d) ONH

図-5.3 (2) 解析に用いた地表記録の応答スペクトル



(e) YMZ-G



(f) KGW-G

図-5.3 (3) 解析に用いた地表記録の応答スペクトル

### 5.2.2 モード解析法と重複反射理論による表層地盤の増幅特性

引き戻し・応答スペクトル法は、重複反射理論 (逆増幅過程) とモード解析法 (増幅過程) を組み合わせた手法であることから、両者による伝達関数の不一致は好ましくない。このため、解析結果を確認する前に、モード解析法と重複反射理論における表層地盤のフーリエ振幅比の違いを図-5.4 で確認しておく。左右のグラフの違いは表示範囲のみである。

1 次固有振動数とそのときの振幅比は、モード解析法と重複反射理論でほぼ一致している。一方で、1 次固有振動数の 20 倍を超えるような高い周波数帯では、モード解析法よりも重複反射理論による振幅比が極端に小さくなるのが分かる。この傾向は、他の地点についても同様であった。

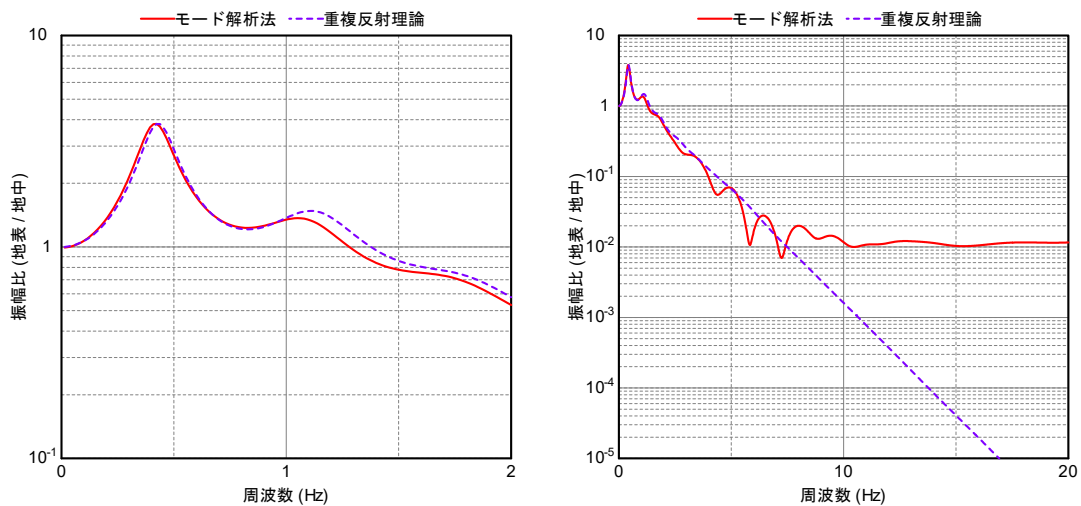


図-5.4 モード解析法と重複反射理論によるフーリエ振幅比の例 (PI)

次に、引き戻し・応答スペクトル法を用いて、合成するモード次数の範囲を種々変化させた場合の計算結果を図-5.5 に示す。

最大加速度分布は、合成するモード次数を高めるにつれて大きくなり、発散していく結果となった。これは、4.3 節の検討では見られなかった傾向であることから、引き戻し・応答スペクトル法で導入した逆伝達関数 $|H^{-1}|$ が悪影響を及ぼした結果であると言える。特に、加速度応答に対しては高次モードが比較的強い影響を及ぼすため、逆伝達関数の影響が特に表れやすかったものと解釈することができる。

これに対し、最大変位分布は、9 次モードまでの範囲内では、合成するモード次数範囲による計算結果の差異が小さい。また、図-5.4 に示したように、1 次固有振動数とその増幅率は 2 手法でほぼ一致することから、1 次モードが支配的要因となる最大変位分布については、引き戻し・応答スペクトル法の適用性が高いと考えられる、

最大速度分布はこれらの中間的な傾向を示しており、9 次モードを合成した時点で発散し始めている。

以上を踏まえると、引き戻し・応答スペクトル法の適用範囲は、低次モードの影響が支配的な変位分布の算出等に限定する必要がある。

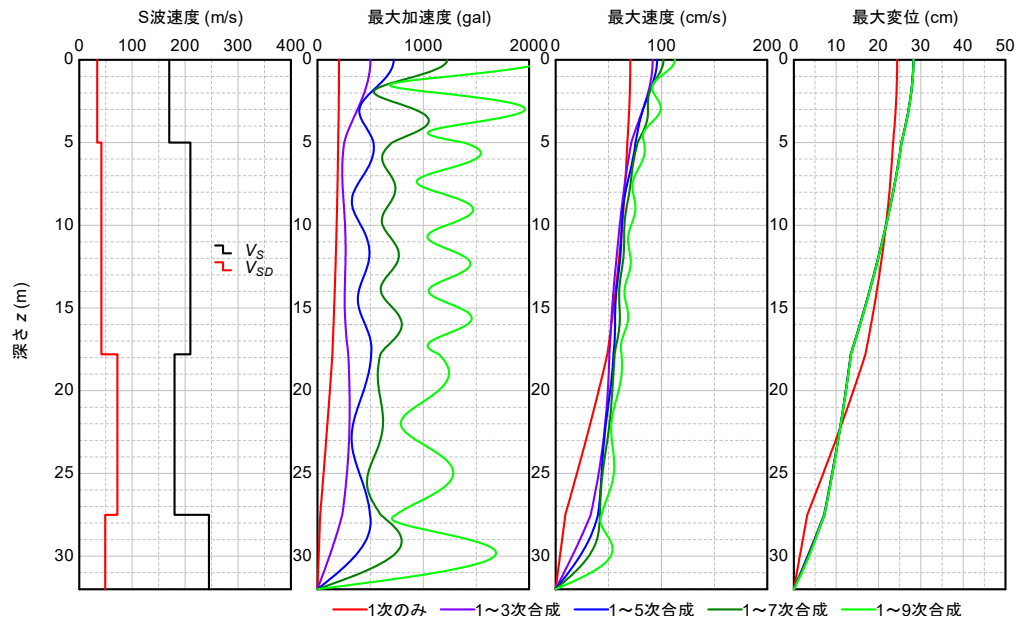


図-5.5 高次モードの影響の例 (PI)

### 5.2.3 引き戻し・応答スペクトル法による地表変位の計算結果

5.2.2 における検討結果を踏まえ、ここでは引き戻し・応答スペクトル法により 1 次モードのみを対象として表層地盤の最大変位量を算出し、地震記録との比較を行った。その結果を図-5.6 に示す。各地層のモード分布は 2.2 の方法と 5.1 の方法による違いがなく、4 章ですでに検討済みであることから、ここでは地表最大変位のみに着目して比較を行う。

原スペクトルを用いた場合に比べると、ほぼ全てのケースにおいて、包絡スペクトルを用いた場合の地表変位が大きくなっている。この差異は、原スペクトルが持つ微細な凹凸の影響によるものであるが、前述したとおり、実用上は平坦な応答スペクトルを用いることを想定しているため、重要な意味を持たない。そこで、包絡スペクトルを用いた場合の解析結果に着目すると、多くのケースにおいて、地震記録と同程度の地表変位が得られていることが分かる。

また、設計スペクトルを入力した解析結果に着目すると、より大きな地表変位が得られているケースが多い。したがって、設計スペクトルと引き戻し・応答スペクトル法を組み合わせることで、より安全側な地盤変位が得られることが期待される。

以上より、本資料で提案する引き戻し・応答スペクトル法を用いることで、多くのケースにおいて地震時の地盤変位を簡易かつ実用上十分な精度で算出できると考えられる。

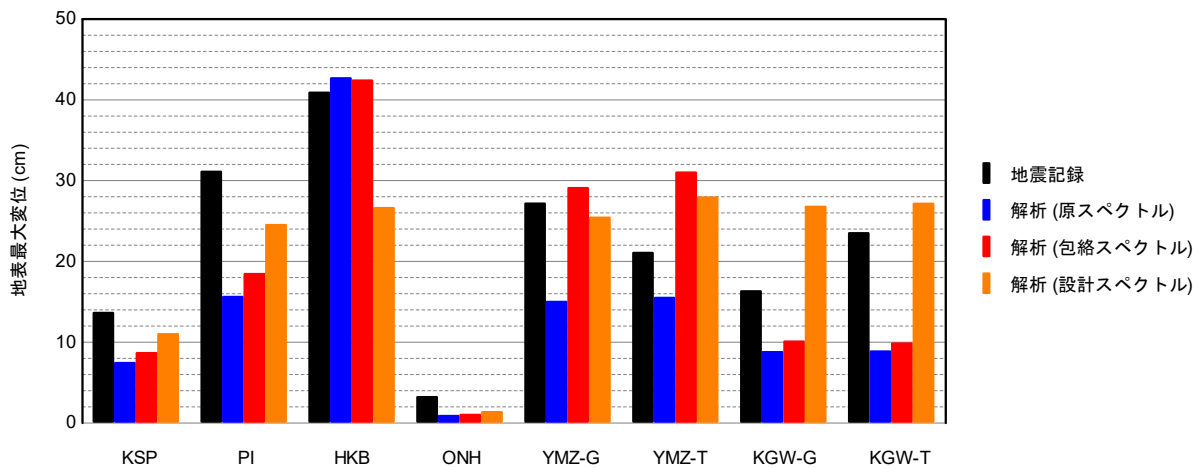


図-5.6 地表の最大応答変位の比較



## 6. まとめ

本資料では、大規模地震動に対する地中構造物の耐震設計に用いる表層地盤の実用的な応答評価手法について検討を行った。得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 表層地盤の1次元地震応答解析に対するモード解析法の定式化を行った。この手法では、各地層の硬軟分布や材料非線形性 (S波速度比  $c_v$  および減衰定数  $h$ ) の影響を考慮することができ、かつ、時刻歴応答解析法および応答スペクトル法によって簡易に応答値を算出することができる。
- (2) 大規模地震動に対する実地盤の挙動を観測した鉛直アレー記録および動的遠心模型実験データの波形処理解析に基づき、大規模地震動に対するS波速度比  $c_v$  の目安として、砂質土を主体とする地盤で0.2程度、粘性土を主体とする地盤で0.4程度の値が得られた。ただし、この目安は限られたデータから導いたものであるため、今後も引き続きデータを蓄積していく必要がある。
- (3) 上記(1)の手法を用いた解析の結果から、表層地盤の加速度応答が高次モードの影響を強く受けること、変位応答がほぼ1次モードのみによって決まることを確認した。また、モード解析法において著しい材料非線形性を考慮する場合は、重複反射理論と同様に、高振動数域における表層地盤の増幅率を過小評価する傾向を確認した。
- (4) 大規模地震動を考慮する場合のS波速度比  $c_v$  の標準値について検討したところ、粘性土層に  $c_v=0.4$ 、砂質土層に  $c_v=0.2$  を適用するケースにおいて、地表最大変位および深さ方向の変位分布が観測記録と比較的よい一致を示すことを確認した。
- (5) 応答スペクトル法の枠組みの下で、耐震設計上の地盤面で定義された加速度応答スペクトルを耐震設計上の基盤面まで引き戻し、表層地盤の応答値を算出する手法 (引き戻し・応答スペクトル法) を構築した。この手法では、引き戻しの計算に重複反射理論を用いているため、波動場の境界条件 (2E、E+F など) を適切に考慮することができる。
- (6) 引き戻し・応答スペクトル法では、着目する固有周期 (固有振動モード) を限定した引き戻しが可能であるため、1次モードのみからほぼ決まる変位応答の評価にあたっては、常に安定した解を得ることができる。一方、高次モードを含めた引き戻しを行うと解が発散するため、加速度応答の評価に適用することは困難である。この問題を解決するための方法としては、高次モードに対する増幅特性の評価手法を改良する方法があるほか、地震動を耐震設計上の基盤面で定義する方法が考えられる。
- (7) 引き戻し・応答スペクトル法により、鉛直アレー記録における地表最大変位を一定の精度で再現することができることを確認した。本手法の簡便さとあわせて考えると、実用性の高い手法

であると言える。

## 謝 辞

表層地盤の材料非線形性の検討や、地震時応答の簡易評価手法の検証にあたっては、国土交通省国土技術政策総合研究所からの提供データおよび港湾地域強震観測<sup>17)</sup>の公開データを使用させていただいた。また、検討を進める上では、国土交通省国土技術政策総合研究所の片岡正次郎道路構造物管理システム研究官、七澤利明構造・基礎研究室元室長をはじめとする関係諸氏より貴重なご助言をいただいた。ここに記して深甚なる謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 佐藤工業(株)：神戸高速鉄道東西線大開駅災害復旧の記録，1997.1.
- 2) 建設省土木研究所：構造物基礎および地盤の耐震に関する研究，土木研究所資料，第764号，1972.6.
- 3) 建設省土木研究所：東京湾横断道路トンネルの耐震計算および地震応答解析，土木研究所資料，第953号，1974.4.
- 4) 建設省土木研究所：総プロ「新耐震設計法の開発」研究報告 新耐震設計法（案），土木研究所資料，第1185号，1977.3.
- 5) (社)日本道路協会：共同溝設計指針，1986.3.
- 6) (社)日本道路協会：駐車場設計・施工指針 同解説，1992.11.
- 7) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・同解説 V 揚排水機場編，2012.2.
- 8) (公社)日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説－2014年版－，2014.5.
- 9) (社)日本道路協会：道路土工要綱（平成21年版），2009.6.
- 10) 吉田望：地盤の地震応答解析，鹿島出版会，p.191，2010.10.
- 11) 川島一彦，長島寛之，岩崎秀明：エネルギー比例減衰法による免震橋のモード減衰定数の推定精度，土木技術資料，Vol.35，No.5，pp.62-67，1993.5.
- 12) (社)土木学会：動的解析と耐震設計，第4巻ライフライン施設，1989.7.
- 13) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，1994.5.
- 14) 川島一彦，相沢興：減衰定数に対する地震応答スペクトルの補正法，土木学会論文集，No.344，I-1，pp.351-355，1984.4.
- 15) 吉田望，若松加寿江：土の繰返しせん断特性のモデル化と地質年代・堆積環境の影響，地盤工学ジャーナル，Vol.8，No.2，pp.265-284，2013.6.
- 16) Hardin, B. O. & Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of the American Society of Civil Engineers*, Vol.98, No.SM7, pp.667-692, 1972.7.

- 17) 港湾空港技術研究所ほか：港湾地域強震観測，<http://www.eq.pari.go.jp/kyosin/>
- 18) 田村敬一，二宮嘉朗，濱田禎：液状化を考慮した簡易な地震応答解析，第51回土木学会年次学術講演会講演概要集，Ⅲ-A168，pp.336-337，1996.9.
- 19) 建設省土木研究所：河川堤防における強震計配置計画（第3期），土木研究所資料，第3499号，1997.3.
- 20) 国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震による強震記録，国土技術政策総合研究所資料，第726号，2013.2.
- 21) 谷本俊輔，川口剛，佐々木哲也：鉛直アレー記録に基づく軟弱粘性土地盤の強非線形挙動の分析，第50回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1999-2000，2015.9.
- 22) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人土木研究所：平成28年（2016年）熊本地震土木施設被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第967号，土木研究所資料第4359号，2017.3.
- 23) 地蔵智樹，谷本俊輔，佐々木哲也：加勢川水門における熊本地震の鉛直アレー記録の分析，第52回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1773-1774，2017.7.
- 24) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.11.
- 25) Iai, S., Morita, T., Kameoka, T., Matsunaga, Y. & Abiko, K.: Response of a dense sand deposit during 1993 Kushiro-Oki Earthquake, *Soils and Foundations*, Vol.35, No.1, pp.115-131, 1995.3.
- 26) 山崎浩之，後藤佑介：2011年東北地方太平洋沖地震の地震動に対しての地盤の液状化挙動に関する考察，港湾空港技術研究所資料，No.1242，2011.12.
- 27) 山崎文雄，鹿林，片山恒雄：アレー観測における地震計設置誤差の評価，土木学会論文集，No.432/I-16，pp.231-240，1991.7.
- 28) 本山紘希，室野剛隆：地震加速度記録の積分による変位波形の計算手法，土木学会論文集 A1，Vol.68，No.4，pp.I\_202-I\_208，2012.
- 29) Ohmachi, T. and Tahara, T.: Nonlinear earthquake response characteristics of a central clay core rockfill dam, *Soils and Foundations*, Vol.51, No.2, pp.227-238, 2011.
- 30) 和泉正哲，勝倉裕：地震動の位相情報に関する基礎的研究，日本建築学会論文報告集，第327号，pp.20-28，1983.
- 31) 東拓生，佐々木哲也，加藤俊二：盛土高の高い構造物背面盛土の地震時の沈下・変形に関する遠心力載荷実験，土木学会第75回年次学術講演会，Ⅲ-126，2020.9.
- 32) 神山眞：強震地震動の非定常スペクトル特性とその波動論的考察，土木学会論文集，No.284，pp.35-48，1979.4.
- 33) 秦吉弥，加納誠二，山下典彦，横井芳輝，土田孝：形状を考慮した簡便な盛土の固有周波数算定式，地盤工学ジャーナル，Vol.2，No.3，pp.197-207，2007.
- 34) 吉田望：1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析，土と基礎，Vol.43，No.10，pp.49-54，1995.10.
- 35) 日本建築学会構造委員会基礎構造運営委員会：有効応力解析は実挙動をどれだけシミュレートできるか，建築基礎の設計施工に関する研究資料4、液状化地盤における基礎設計の考え方，pp.47-92，1998.

- 36) 川瀬博, 佐藤智美, 福武毅芳, 入倉幸次郎: 兵庫県南部地震による神戸市ポートアイランドでのボアホール観測記録とそのシミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, No.475, pp.83-92, 1995.9.
- 37) 藤川智, 福武毅芳, 上田稔, 熊崎幾太郎: 神戸ポートアイランド鉛直アレー記録の二次元シミュレーション解析, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp.321-324, 1999.7.
- 38) 國生剛治, 佐藤清正, 松本正毅: 1995年兵庫県南部地震での地盤の非線形震動特性, 土と基礎, Vol.43, No.9, pp.39-43, 1995.
- 39) 風間基樹, 柳沢英司, 稲富隆昌, 菅野高弘, 稲垣紘史: アレー観測記録から推定した神戸ポートアイランドの地盤の応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.547/III-36, pp.171-182, 1996.

## 巻末資料 A

引き戻し・応答スペクトル法の計算プログラム



## 巻末資料 A 引き戻し・応答スペクトル法の計算プログラム

巻末CDには、本資料5章に示した引き戻し・応答スペクトル法の計算プログラム [decrespec] を収録している。ただし、収録しているプログラムは5章の解析に使用したものと同一ではなく、1次モードに限定した計算を行うように機能を制限したものである。以下、このプログラムの使用方法等について説明する。

なお、本プログラムの作成にあたって使用した言語はFortran90であり、使用したコンパイラはGfortran (開発元：GNUプロジェクト、windows-20140629版) である。

### A1 使用許諾条件

本資料のプログラムまたはソースコード (以下、「本著作物」という。) は、以下の事項に同意の上で利用することができる。

1. 利用者は、本著作物を利用して得られた計算結果を、著作権者への断りなく公表することができる。ただし、その場合は本著作物を利用した旨を表示しなければならない。
2. 利用者は、著作権者への断りなく、本著作物を第三者に配布することができる。
3. 利用者は、著作権者への断りなく本著作物を改変し、二次著作物を作成することができる。ただし、二次著作物を公表・配布する場合は、原著物である本著作物の著作権が国立研究開発法人土木研究所にある旨を表示しなければならない。
4. 利用者は、著作権者への断りなく、本著作物または二次著作物を営利目的で利用することができる。ただし、その場合は原著物である本著作物の著作権が国立研究開発法人土木研究所にある旨を表示しなければならない。
5. 本著作物または二次著作物の利用によって生じるあらゆる損害に対して、著作権者は一切の責任を負わない。

### A2 プログラムの実行の方法

実行ファイルの名称は [decrespec.exe] であり、その保存場所に関する指定は特にない。実行の手順は次のとおりである。

- (1) 実行ファイルと同じディレクトリに下記3種類の入力データファイルを保存する。
  - 1) layer.csv
  - 2) S\_AG.csv
  - 3) depth.csv
- (2) 実行ファイル [decrespec.exe] を起動することで、計算が実行される。
- (3) 入力データファイルに不適切な点がある場合はエラーストップする。問題なく計算が完了した場合は、計算結果として以下の出力データファイルが生成される。
  - 4) mode.csv
  - 5) response.csv

### A3 入力データファイルの作成方法

ここでは、上述した3つの入力データファイルの作成方法を示す。

ファイル形式はいずれもテキスト形式 (カンマ区切り、文字コード: Shift-JIS、改行コード: CR+LF) としている。この形式のファイルは、Microsoft Excel によって容易に編集することができることから、以降に示すデータフォーマットも Microsoft Excel による編集を想定し、表形式で示している。なお、文字コードが UTF-8 である場合など、ファイル形式、文字コード、改行コードが上記と異なる csv ファイルは、本プログラムで正しく読み込むことができないので注意を要する。

#### 1) layer.csv

地盤条件を指定するためのファイルである。地層構成とパラメータの名称を図-A3.1 に示す。

このファイルには、地表 ( $j=1$ ) から基盤 ( $j = nl+1$ ) までの各地層の深度、物性値を入力する。プログラムでは、第  $nl+1$  層の上面以深に第  $nl+1$  層と同一の物性値を有する地層が無限に連続するものとして扱う。設計時と完成時で盛土の有無が異なる場合は、完成時の地盤条件を入力する。

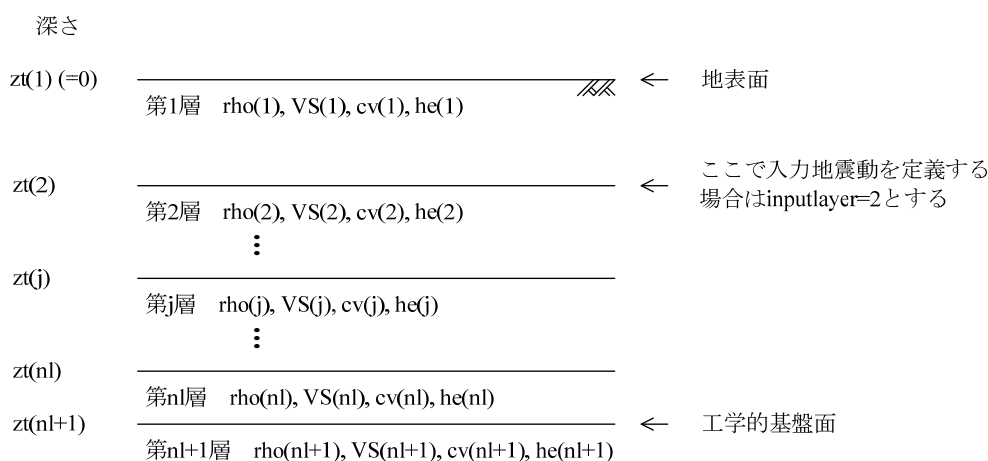


図-A3.1 地層構成と物性値の記号

このファイルのフォーマットを以下に示す。

|      | 1 列目  | 2 列目   | 3 列目  | 4 列目  | 5 列目  |
|------|-------|--------|-------|-------|-------|
| 1 行目 | zt(1) | rho(1) | VS(1) | cv(1) | he(1) |
| 2 行目 | zt(2) | rho(2) | VS(2) | cv(2) | he(2) |
| ...  | ...   | ...    | ...   | ...   | ...   |

ここに、

- zt(j) : 地表から j 番目の地層上面までの深度 [m]
- rho(j) : 地表から j 番目の地層の密度 [t/m<sup>3</sup>]
- VS(j) : 地表から j 番目の地層の S 波速度 (微小ひずみ域) [m/s]
- cv(j) : 地表から j 番目の地層の S 波速度比。表-4.2 のうち Case2 の値を推奨する。
- he(j) : 地表から j 番目の地層の要素減衰定数。式(2.87)において最大減衰定数  $h_{max}=0.20$  として算出される値を推奨する。

各地層上面の深度 zt(j)の入力における留意事項を以下に示す。

- 第 1 層目の上面の深度 zt(1) = 0 とし、鉛直下向きを正とする。



- $z_t(j+1) - z_t(j)$ として算出した  $j$  番目の地層の層厚が零または負の場合は、エラーストップする。  
このため、各地層上面の深度を地表面側から下方の順に指定しなければならない。
- 最下層を工学的基盤として扱う。地層の総数 (データ行数) の制限はない。

## 2) S\_AG.csv

入力地震動に関するファイルであり、離散的な加速度応答スペクトルとして入力する。プログラムでは、ユーザーが入力した固有周期  $T$ 、加速度応答スペクトル  $S\_AG$  の離散値を、図-A3.2のように補間して使用する。すなわち、

- 1 点目 ( $T(1), S\_AG(1)$ ) より短周期側では、 $S\_AG(1)$  を一定として外挿する。
- $nsp$  点目 ( $T(nsp), S\_AG(nsp)$ ) より長周期側では、両対数軸上で第  $nsp-1$  点目と第  $nsp$  点目を結んだ直線によって外挿する。ここで、 $nsp$  はユーザーが入力した加速度応答スペクトルの点数である。
- 上記以外の周期帯では、ユーザーが入力した ( $T, S\_AG$ ) の離散点を両対数軸上で線形補間して使用する。

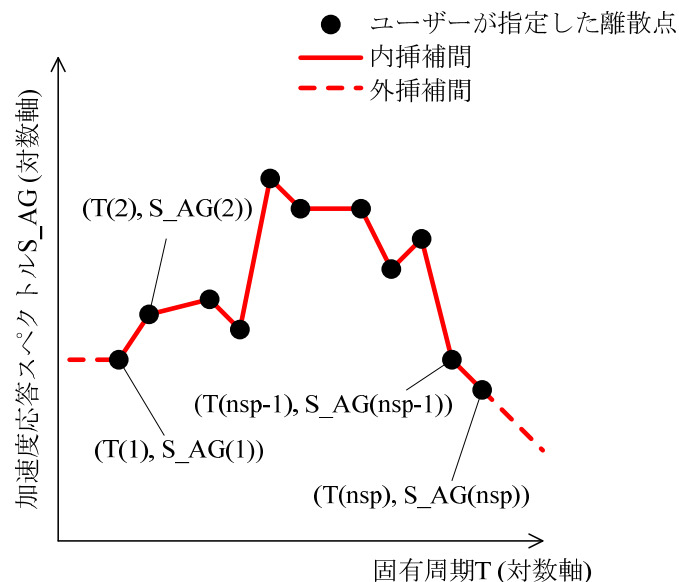


図-A3.2 加速度応答スペクトルの入力データと補間方法

このファイルのフォーマットを以下に示す。

|      | 1 列目 | 2 列目       |
|------|------|------------|
| 1 行目 | cz   | inputlayer |
| 2 行目 | T(1) | S_AG(1)    |
| 3 行目 | T(2) | S_AG(2)    |
| ...  | ...  | ...        |

ここに、

- cz** : 加速度応答スペクトルの振幅調整係数。地域別補正係数の入力を想定したものであるが、その他にも、単位換算 ( $gal \rightarrow m/s^2$ ) などに使用することもできる。
- inputlayer** : 入力地震動の定義位置 (耐震設計上の地盤面) を上面とする地層の番号。inputlayer  $\geq 1$  の場合は、与えられた加速度応答スペクトル  $S\_AG$  を inputlayer の上面における 2E 成分の値であるとみなして計算する。inputlayer = 0 の場合は、 $S\_AG$  をモデル最下面 ( $n+1$  層上面) における E+F 成分の値であるとみなして計算する。

T(j) : 短周期側から j 点目の固有周期 [s]  
 S\_AG(j) : 短周期側から j 点目の加速度応答スペクトル [m/s<sup>2</sup>]

このファイルの作成における留意事項を以下に示す。

- 入力する加速度応答スペクトル S\_AG は、減衰定数  $h=5\%$  として算出されたものでなければならない。
- 加速度応答スペクトル S\_AG が 2E 境界で定義された値の場合は inputlayer $\geq 1$  としなければならない。また、加速度応答スペクトル S\_AG が工学的基盤面における E+F 境界で定義された値の場合は inputlayer=0 としなければならない。
- ユーザーが入力した加速度応答スペクトル S\_AG に対し、プログラムでは振幅調整係数 cz を乗じて使用する。したがって、地域別補正係数として 1.0 以外の値を設定する場合は、S\_AG として加速度応答スペクトルの標準値 (地域別補正係数を乗じる前の値) を指定しなければならない。
- 固有周期 T は、短周期側から順に入力しなければならない。T の入力順序が逆転している箇所がある場合は、エラーストップする。
- 加速度応答スペクトルの点数 nsp (データ行数) の制限はない。

以下、パラメータ inputlayer を設定する際の参考情報として、入力地震動の E+F 成分と 2E 成分の違いについて説明しておく。

- 地中で観測される地震動波形は、下方から伝播する上昇成分 (E) と上方から伝播する下降成分 (F) の和として表される。したがって、地中で観測される地震動波形は全て E+F 成分である。上昇成分 E と下降成分 F の振幅比は地盤条件に固有なものとして決まるため、E+F 成分の地震動を地盤条件とは無関係に地中から入力することは、「上部地層の振動が当該地層の振動に全く影響しないとみなせるほどに当該地層が大きな剛性を有するものと仮定して地震動を入力する」ことを意味する。このため、地震動の E+F 成分を地中に入力する方法は剛基盤入力と呼ばれることもある。時間領域の地震応答解析では、モデル下面の変位を固定して地震動を入力する方法が剛基盤入力に相当する。
- 地表面はせん断応力が零の境界であるため、下方から伝播した上昇波 (E) が全反射して下降波 (F) に転ずる。したがって、地表で観測される地震動波形は全て 2E 成分である。地中の地震動波形を重複反射理論によって上昇成分 E と下降成分 F に分離し、上昇成分 E の振幅に 2 を乗じることで、2E 成分を得ることができる。2E 成分の地震動波形を地中から入力することは、「仮に上部地層が存在しなかった場合に当該地層上面で観測されるであろう波形を、当該地盤の速度構造を考慮した上で入力する」ことを意味する。このため、2E 境界で定義された地震動を地中に入力することは弾性基盤入力と呼ばれることもある。時間領域の地震応答解析では、粘性境界を介してモデル下面に地震動を入力する方法が弾性基盤入力に相当する。

### 3) depth.csv

計算結果を出力する深度を指定するためのファイルである。このファイルのフォーマットを以下に示す。

|      | 1 列目  |
|------|-------|
| 1 行目 | zo(1) |
| 2 行目 | zo(2) |
| ...  | ...   |

ここに、

zo(i) : j 番目の出力深度 [m]

出力深度 zo(j)の入力における留意事項を以下に示す。

- ・ ユーザーが指定した出力深度 zo(j)が負の場合、または z(nl+1)より大きい場合は、その深度を読み飛ばして処理を行う。なお、z(nl+1)はモデル最下面の深度である。
- ・ 出力深度の点数 (データ行数) の制限はない。指定順序も任意。

## A4 出力データファイル

計算が正常に完了すると、プログラムは計算結果として下記 4)、5) のファイルを出力する。これらの出力データファイルの形式も、テキスト形式 (カンマ区切り、文字コード : Shift-JIS、改行コード : CR+LF) である。

### 4) mode.csv

1 次振動モードに関する情報。フォーマットは次のとおり。なお、下線部は定型的に出力する文字列である。

|       | 1 列目        | 2 列目     |            | 1 列目      | 2 列目           |
|-------|-------------|----------|------------|-----------|----------------|
| 1 行目  | <u>mode</u> | <u>1</u> | 11 行目      | <u>zo</u> | <u>phi(1)</u>  |
| 2 行目  | <u>fs</u>   | fs(1)    | 12 行目      | zo(1)     | phi(1,1)       |
| 3 行目  | <u>Ts</u>   | 1/fs(1)  | 13 行目      | zo(2)     | phi(2,1)       |
| 4 行目  | <u>h</u>    | hm(1)    | ...        | ...       | ...            |
| 5 行目  | <u>cD</u>   | cD(1)    | (11+no)列目  | zo(no)    | phi(no,1)      |
| 6 行目  | <u>beta</u> | beta(1)  | (12+no)列目  | <u>zo</u> | <u>dphi(1)</u> |
| 7 行目  | <u>rMe</u>  | rMe(1)   | (13+no)列目  | zo(1)     | dphi(1,1)      |
| 8 行目  | <u>absH</u> | absH(1)  | (14+no)列目  | zo(2)     | dphi(2,1)      |
| 9 行目  | <u>S_AG</u> | S_AG(1)  | ...        | ...       | ...            |
| 10 行目 | <u>S_DB</u> | S_DB(1)  | (11+2no)列目 | zo(no)    | dphi(no,1)     |

ここに、

- fs(1) : 1 次固有振動数 [Hz]
- hm(1) : 1 次モード減衰定数
- cD(1) : 1 次モード減衰定数 h(1)に対する減衰定数別補正係数
- beta(1) : 1 次モードの刺激係数
- rMe(1) : 1 次モードの有効質量比
- absH(1) : 1 次固有振動数における伝達関数の絶対値
- S\_AG(1) : 入力地震動の定義位置 inputlayer における 1 次固有周期の加速度応答スペクトル (減衰定数  $h=5\%$ ) [m/s<sup>2</sup>]. ユーザーが [S\_AG.csv] で指定した値の補間により算出したもの。
- S\_DB(1) : 工学的基盤面における 1 次固有周期の変位応答スペクトル (減衰定数  $h_1=hm(1)$ ) [m].
- zo(j) : j 番目の出力深度
- phi(j,1) : 深度 zo(j)における 1 次のモード分布  $\phi$
- dphi(j,1) : 深度 zo(j)における 1 次のモード分布の空間微分  $d\phi/dz$

### 5) response.csv

1次振動モードの最大応答値分布。フォーマットは次のとおり。なお、下線部は定型的に出力する文字列である。

|     | 1列目      | 2列目         | 3列目         | 4列目         | 5列目           | 6列目           |
|-----|----------|-------------|-------------|-------------|---------------|---------------|
| 1行目 | <u>z</u> | <u>Amax</u> | <u>Vmax</u> | <u>Dmax</u> | <u>gmamax</u> | <u>taumax</u> |
| 2行目 | zo(1)    | Amax(1)     | Vmax(1)     | Dmax(1)     | gmamax(1)     | taumax(1)     |
| 3行目 | zo(2)    | Amax(2)     | Vmax(2)     | Dmax(2)     | gmamax(2)     | taumax(2)     |
| ... | ...      | ...         | ...         | ...         | ...           | ...           |

ここに、

zo(j) : j番目の出力深度 [m]

Amax(j) : 出力深度 zo(j)における最大絶対加速度 [m/s<sup>2</sup>]

Vmax(j) : 出力深度 zo(j)における最大相対速度 [m/s]

Dmax(j) : 出力深度 zo(j)における最大相対変位 [m]

gmamax(j) : 出力深度 zo(j)における最大せん断ひずみ

taumax(j) : 出力深度 zo(j)における最大せん断応力 [kN/m<sup>2</sup>]

## A5 ソースコード

```
!   引き戻し・応答スペクトル法による表層地盤の地震応答計算プログラム
!   decrespec ver.220428
!   著作権者：国立研究開発法人土木研究所
!*****
!   module commonparameters
!*****
!   integer*4 nl, nm
!   real*8,dimension(:),allocatable::zt, th, rho, VS, cv, VSD, he
!   real*8,dimension(:),allocatable::R
!
!   real*8,dimension(:),allocatable::A0, B0
!   real*8,dimension(:,:),allocatable::A, B
!   real*8,dimension(:,:),allocatable::phi, dphi, Gdphi
!   real*8,dimension(:),allocatable::fn, hm, cD, beta, rMe
!
!   integer*4 nsp
!   real*8 cz
!   real*8,dimension(:,:),allocatable::S_AG0
!   real*8,dimension(:),allocatable::S_AG, S_DB, absH
!
!   end module
!*****
!   program decrespec
!*****
!   use commonparameters
!   implicit none
!   temporary
!   real*8 Ts, df
!   real*8 tmp, tmp1, tmp2, tmp3, tmp4
!   real*8 fL, fC, fU
!   real*8 UbL, UbC, UbU
!   real*8 C, S, CC, CS, SS
!   integer*4 ndf
!   real*8 wn
!   real*8 erra
!   real*8 Mtotal
!   integer*4 no
!   real*8,dimension(:),allocatable::zo
!   real*8 zl
!   real*8 Amax, Vmax, Dmax, gmamax, taumax
!   integer*4 inputlayer
!   character*3 ctmp
!   counter
```

```

integer*4 i, j, k
! subfunction
integer*4 countrows
real*8 pi, Ub, S_AGint, xfer2

!-----

write(*,*)
write(*,*)
write(*,*)
write(*,"(--- 引き戻し・応答スペクトル法による表層地盤の地震応答計算プログラム)")
write(*,"(--- decrespec ver.220428)")
write(*,"(--- 著作権者：国立研究開発法人土木研究所)")
write(*,*)

!-----

! 1. データ読み込み

!-----

nm = 1 ! モード次数を1次に限定
ndf = 50
erra = 1.d-12
allocate(fn(0:nm))
allocate(hm(nm))
allocate(cD(nm))
allocate(beta(nm))
allocate(rMe(nm))
allocate(S_AG(nm))
allocate(S_DB(nm))
allocate(absH(nm))

!
! 地盤条件
! - 読み込み
open(10,file='layer.csv')
nl = countrows(10) - 1
allocate(zt (nl+1))
allocate(th (nl))
allocate(rho(nl+1))
allocate(VS (nl+1))
allocate(cv (nl+1))
allocate(VSD(nl+1))
allocate(he (nl+1))
allocate(A0 (nl+1))
allocate(B0 (nl+1))
allocate(A (nl+1,nm))
allocate(B (nl+1,nm))
allocate(R (nl))
rewind 10
do j = 1, nl+1

```

```

    read(10,*) zt(j), rho(j), VS(j), cv(j), he(j)
    VSD(j) = cv(j) * VS(j)
end do
close(10)
! - エラーチェック
if(zt(1) /= 0.d0) then
    write(*, "('エラー : 1 層目の上面深度が 0 になっていません')")
    stop
end if
do j = 1, nl
    if(zt(j+1) - zt(j) <= 0.d0) then
        write(*, "('エラー : 層厚が零または負になっています')")
        write(*,*) '地層番号 j=', j
        stop
    end if
end do
! - 計算準備
Ts = 0.d0
Mtotal = 0.d0
do j = 1, nl
    th(j) = zt(j+1) - zt(j)
    Mtotal = Mtotal + rho(j) * th(j)
    R(j) = rho(j) * VSD(j) / rho(j+1) / VSD(j+1)
    Ts = Ts + 4.d0 * th(j) / VSD(j)
end do
!
! 加速度応答スペクトル
! - 読み込み
open(10, file='S_AG.csv')
nsp = countrows(10) - 1
allocate(S_AG0(nsp, 2))
rewind 10
read(10,*) cz, inputlayer
do i = 1, nsp
    read(10,*) (S_AG0(i, j), j = 1, 2)
end do
S_AG0(:, 2) = cz * S_AG0(:, 2)
close(10)
! - エラーチェック
if((inputlayer < 0) .or. (nl+1 < inputlayer)) then
    write(*,*) 'fatal error!: inputlayer の設定が不適切です'
    write(*,*) 'inputlayer =', inputlayer
    stop
end if
do i = 1, nsp - 1

```

```

if(S_AG0(i,1) >= S_AG0(i+1,1)) then
  write(*, "('エラー：固有周期が短周期側から順に入力されていません')")
  write(*, ', ', i, ', ', i+1, '点目'
  stop
end if
end do

```

!

! 出力深度

! - 読み込み

```

open(10, file='depth.csv')
no = countrows(10)
allocate(zo(no))
rewind 10
j = 0
do i = 1, no
  read(10, *) tmp
  if(tmp < 0.d0) cycle
  if(tmp > zt(nl+1)) cycle
  j = j + 1
  zo(j) = tmp
end do
no = j

```

! do i = 1, no

! read(10, \*) zo(i)

! end do

```

close(10)

```

!-----

! 2. 固有振動数の計算

!-----

```

df = 1.d0 / Ts / dfloat(ndf)
fL = 0.d0 ; UbL = Ub(0.d0)

```

!

```

do k = 1, nm

```

!

! 挟み撃ち法 (step1:はさむ)

```

  fL = fn(k-1) + df ; UbL = Ub(fL)
  do
    fU = fL + df ; UbU = Ub(fU)
    if(UbL * UbU <= 0.d0) exit
    fL = fU ; UbL = UbU
  end do

```

!

! 挟み撃ち法 (step2:狭める)

```

  do
    fC = (fL + fU) / 2.d0 ; UbC = Ub(fC)

```



```

if(abs(UbL) <= erra) then
  fn(k) = fL
  fL = fn(k) + df
  fU = fL + df
  exit
end if
if(abs(UbU) <= erra) then
  fn(k) = fU
  fL = fn(k) + df
  fU = fL + df
  exit
end if
if(abs(UbC) <= erra) then
  fn(k) = fC
  fL = fn(k) + df
  fU = fL + df
  exit
end if
if(UbL * UbC < 0.d0) then
  fU = fC ; UbU = UbC
else
  fL = fC ; UbL = UbC
end if
end do
!
end do

```

!-----

! 3. モード分布の計算

!-----

```

do k = 1, nm
  call calcAB0(fn(k))
  A(:,k) = A0(:)
  B(:,k) = B0(:)
end do
!
allocate(phi(no,nm))
allocate(dphi(no,nm))
allocate(Gdphi(no,nm))
do i = 1, no
  call localz(zo(i), zl, j)
do k = 1, nm
  wn = 2.d0 * pi() * fn(k)
  phi(i,k) = A(j,k) * cos(wn * zl / VSD(j)) + B(j,k) * sin(wn * zl / VSD(j))
  dphi(i,k) = wn / VSD(j) * (- A(j,k) * sin(wn * zl / VSD(j)) + B(j,k) * cos(wn * zl / VSD(j)))
  Gdphi(i,k) = (rho(j) * VSD(j) ** 2.d0) * dphi(i,k)

```

```
end do
end do
```

---

```
! 4. モード減衰, 刺激係数, 有効質量比
```

---

```
do k = 1, nm
  tmp1 = 0.d0 ; tmp2 = 0.d0 ; tmp3 = 0.d0 ; tmp4 = 0.d0
  wn = 2.d0 * pi() * fn(k)
  do j = 1, nl
    tmp = wn * th(j) / VSD(j)
    C = VSD(j) / wn * sin(tmp)
    S = VSD(j) / wn * (1.d0 - cos(tmp))
    CC = (2.d0 * th(j) + VSD(j) / wn * sin(2.d0 * tmp)) / 4.d0
    CS = VSD(j) / wn / 4.d0 * (1.d0 - cos(2.d0 * tmp))
    SS = (2.d0 * th(j) - VSD(j) / wn * sin(2.d0 * tmp)) / 4.d0
    tmp3 = tmp3 + he(j) * rho(j) * &
    & (wn ** 2.d0) * ((A(j,k) ** 2.d0) * SS - 2.d0 * A(j,k) * B(j,k) * CS + (B(j,k) **2.d0) * CC)
    tmp4 = tmp4 + rho(j) * (wn ** 2.d0) * &
    & ((A(j,k) ** 2.d0) * SS - 2.d0 * A(j,k) * B(j,k) * CS + (B(j,k) **2.d0) * CC)
    tmp1 = tmp1 + rho(j) * (A(j,k) * C + B(j,k) * S)
    tmp2 = tmp2 + rho(j) * ((A(j,k) ** 2.d0) * CC + 2.d0 * A(j,k) * B(j,k) * CS + (B(j,k) **2.d0) * SS)
  end do
  hm(k) = tmp3 / tmp4
  beta(k) = tmp1 / tmp2
  rMe(k) = (tmp1 ** 2.d0) / tmp2
end do

!
cD(:) = 1.5d0 / (40.d0 * hm(:) + 1.d0) + 0.5d0
rMe(:) = rMe(:) / Mtotal
```

---

```
! 5. 基盤地震動(E+F)
```

---

```
do k = 1, nm
  if(inputlayer == 0) then
    absH(k) = 1.d0
  else
    absH(k) = xfer2(1.d0 / fn(k), inputlayer)
  end if
  S_AG(k) = S_AGint(1.d0 / fn(k))
  S_DB(k) = cD(k) * S_AG(k) / absH(k) / (2.d0 * pi() * fn(k)) ** 2.d0
end do
```

---

```
! 6. モード分解の結果出力
```

---

```
open(30,file='mode.csv')
```

```

write(30,("mode,',*(i3,',')")) (k, k = 1, nm)
write(30,("fs,',*(e13.6,',')")) (fn(k), k = 1, nm)
write(30,("Ts,',*(e13.6,',')")) (1.d0 / fn(k), k = 1, nm)
write(30,("h,',*(e13.6,',')")) (hm(k), k = 1, nm)
write(30,("cD,',*(e13.6,',')")) (cD(k), k = 1, nm)
write(30,("beta,',*(e13.6,',')")) (beta(k), k = 1, nm)
write(30,("rMe,',*(e13.6,',')")) (rMe(k), k = 1, nm)
write(30,("absH,',*(e13.6,',')")) (absH(k), k = 1, nm)
write(30,("S_AG,',*(e13.6,',')")) (S_AG(k), k = 1, nm)
write(30,("S_DB,',*(e13.6,',')")) (S_DB(k), k = 1, nm)

```

!

```

write(ctmp,"(i3.3)") nm
write(30,("zo,', " // trim(ctmp) // "(phi(',i3,',')")) (k, k = 1, nm)
do i = 1, no
  write(30,("e13.7,',*(e13.6,',')")) zo(i), (phi(i, k), k = 1, nm)
end do

```

!

```

write(ctmp,"(i3.3)") nm
write(30,("zo,', " // trim(ctmp) // "(dphi(',i3,',')")) (k, k = 1, nm)
do i = 1, no
  write(30,("e13.7,',*(e13.6,',')")) zo(i), (dphi(i, k), k = 1, nm)
end do

```

!

```

close(30)

```

!-----

## ! 7. 最大応答値の計算, 出力

!-----

```

open(30,file='response.csv')
write(30,("z,Amax,Vmax,Dmax,gmamax,taumax'))"
do i = 1, no
  Amax = 0.d0
  Vmax = 0.d0
  Dmax = 0.d0
  gmamax = 0.d0
  taumax = 0.d0
do k = 1, nm
  Amax = Amax + (S_DB(k) * ((2.d0 * pi() * fn(k)) ** 2.d0) * beta(k) * phi(i,k)) ** 2.d0
  Vmax = Vmax + (S_DB(k) * (2.d0 * pi() * fn(k)) * beta(k) * phi(i,k)) ** 2.d0
  Dmax = Dmax + (S_DB(k) * beta(k) * phi(i,k)) ** 2.d0
  gmamax = gmamax + (S_DB(k) * beta(k) * dphi(i,k)) ** 2.d0
  taumax = taumax + (S_DB(k) * beta(k) * Gdphi(i,k)) ** 2.d0
end do
  Amax = sqrt(Amax)
  Vmax = sqrt(Vmax)
  Dmax = sqrt(Dmax)

```

```

    gmamax = sqrt(gmamax)
    taumax = sqrt(taumax)
    write(30,"(6(e13.6,','))")zo(i), Amax, Vmax, Dmax, gmamax, taumax
end do
close(30)
!
write(*,"(--- 計算完了)")
write(*,*)
write(*,*)
write(*,*)
!
end program
!*****
!   円周率
    real*8 function pi()
!*****
    implicit none
!-----
    pi = 3.14159265358979d0
    end function
!*****
!   ファイルの行数を数える
    integer*4 function countrows(ifile)
!*****
    implicit none
    integer*4 ifile
!-----
    countrows = 0
    rewind ifile
!
100  read(ifile,*,end=999)
    countrows = countrows + 1
    goto 100
!
999  continue
    end function
!*****
!   与えられた周波数 f に対応するモード分布(A0, B0)の計算
    subroutine calcAB0(f)
!*****
    use commonparameters
    implicit none
    real*8 f, w, tmp
    integer*4 j
    real*8 pi

```

```

!-----
A0(1) = 1.d0 ; B0(1) = 0.d0
w = 2.d0 * pi() * f
!
do j = 1, nl
  tmp = w * th(j) / VSD(j)
  A0(j+1) = A0(j) * cos(tmp) + B0(j) * sin(tmp)
  B0(j+1) = - R(j) * A0(j) * sin(tmp) + R(j) * B0(j) * cos(tmp)
end do
!
end subroutine
!*****
! モデル下面の水平変位 Ub の計算
real*8 function Ub(f)
!*****
  use commonparameters
  implicit none
  real*8 f
!-----
  call calcAB0(f)
  Ub = A0(nl+1)
!
end function
!*****
! 地表からの深度 z を含む地層の番号 j を検索し、j 層上面からの深度 zl を求める
subroutine localz(zs, zl, j)
!*****
  use commonparameters
  implicit none
  real*8 zs ! 地表からの深度 (ユーザー入力)
  real*8 zl ! 層上面からの深度
  integer*4 i, j
!-----
  do i = 1, nl
    if(zs <= zt(i+1)) then
      j = i
      zl = zs - zt(i)
      exit
    end if
  end do
!
end subroutine
!*****
! 加速度応答スペクトルの補間
real*8 function S_AGint(T)

```

```

!*****
use commonparameters
implicit none
real*8 T
integer*4 i

!-----

S_AGint = S_AG0(1,2)

!
do i = 1, nsp
if(T <= S_AG0(i,1)) then
if(i == 1) exit
S_AGint = (log(T) - log(S_AG0(i-1,1))) * &
& (log(S_AG0(i,2)) - log(S_AG0(i-1,2))) / (log(S_AG0(i,1)) - log(S_AG0(i-1,1))) &
& + log(S_AG0(i-1,2))
S_AGint = exp(S_AGint)
exit
end if
end do

!
end function
!*****
! 重複反射理論による伝達関数 (第 k 層上面 2E / 基盤 E+F) の計算
real*8 function xfer2(T, k)
!*****

use commonparameters
implicit none
real*8 w, T
complex*16,dimension(:),allocatable::E, F, Vsc
integer*4 j, k
complex*16 i, R2
real*8 pi

!-----

i = dcmplx(0.d0, 1.d0)
w = 2.d0 * pi() / T
allocate(E(nl+1))
allocate(F(nl+1))
allocate(Vsc(nl+1))
Vsc(:) = VSD(:) * cdsqrt(dcmplx(1.d0, 2.d0 * he(:)))

!
E(1) = dcmplx(1.d0, 0.d0) ; F(1) = dcmplx(1.d0, 0.d0)
do j = 1, nl
R2 = rho(j) * Vsc(j) / rho(j+1) / Vsc(j+1)
E(j+1) = + (1.d0 + R2) / 2.d0 * E(j) * cdexp(+dcmplx(0.d0, 1.d0) * w * th(j) / Vsc(j)) &
& + (1.d0 - R2) / 2.d0 * F(j) * cdexp(-dcmplx(0.d0, 1.d0) * w * th(j) / Vsc(j))
F(j+1) = + (1.d0 - R2) / 2.d0 * E(j) * cdexp(+dcmplx(0.d0, 1.d0) * w * th(j) / Vsc(j)) &

```

```
      &      + (1.d0 + R2) / 2.d0 * F(j) * cdexp(-dcmplx(0.d0, 1.d0) * w * th(j) / Vsc(j))
end do
!
xfer2 = cdabs(2.d0 * E(k) / (E(nl+1) + F(nl+1)))
!
end function
```











---

土木研究所資料  
TECHNICAL NOTE of PWRI  
No.4430 June 2022

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所  
本資料の転載・複写のお問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課  
〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 電話 029-879-6754