

第5章 3次元不整形表層地盤の地震応答解析モデル

5.1 序節

地中構造物の地震応答解析のための地盤モデルには、バネマス系モデルと有限要素法によるモデルがある。バネマス系モデルでは、せん断1次振動を表す1質点系をトンネル軸線に沿って連結した多質点系モデル(田村モデル)、およびこれを平面的に拡張した平面バネマス系モデルがあった。田村モデルはトンネル軸直交方向の地盤構造が一樣と見なせるような地盤の地震応答解析が、非常に簡便に行える点でメリットが大きいが、3次元的な地盤構造の解析には適さない。また平面バネマス系モデルは、3次元的地盤の地震応答解析を目的として考えられたが、地盤のポアソン比を考慮することができず、水平2方向の解析が独立してしまい、表層地盤の振動における地形的影響を十分シミュレートできない。有限要素法によるモデルも一般的であるが、2次元解析の適用については、田村モデルと同様の地盤条件が必要であり、なおかつトンネル軸直交方向の解析はできない。さらに3次元解析とする場合には、複雑な3次元地盤のモデル化が極めて繁雑となり、コンピュータの容量の点でも十分な解析は不可能と言えよう。

そこで、複雑な境界を有する3次元的表層地盤の地震応答解析を可能とするために、田村、鈴木³¹⁾は上記のバネマス系とFEMを複合したハイブリッドモデルを構成した。図5-1-1に本モデルの概念図を示す。このモデルではせん断1次振動を表すバネマスの質点同士を単位厚みの平板要素で連結しており、3次元地盤の解析を2次元的に取扱うことができるため、擬似3次元地盤モデル(A Quasi-Three-Dimensional Ground Model)と称する。

本章では、まず擬似3次元地盤モデルの数式化について説明し、次に模型振動実験によって本モデルの適用性を検証する。また東京湾海底地盤の振動性状を本モデルによって解析し、その結果をバネマス系モデルによる解析結果と比較する。最後に本モデルの非線形解析への拡張について、モデル地盤の地震応答解析を通して考察する。

5. 2 擬似3次元地盤モデルの数式化^{31), 32)}

図5-1-1に示すように、表層地盤を土柱のブロックに分割する。図5-2-1は、分割された1つのブロックを、平面的に見たものであり、以下にこのブロックを単位厚みの平板要素に置換える際、平板要素Jに与えるヤング率 E_J とポアソン比 ν_J の決め方について説明する。平板要素Jは1~4の4節点を有しており、各節点において質量、ヤング率、ポアソン比等の物性が、異なった鉛直分布で構成されている。図5-2-1の右側には、節点3を例にとり、節点におけるモデル化を模式的に表している。節点iにおいて、土柱を単位厚みに置換えたときの等価ヤング率 $E_{i,eq}$ を、次式のように定義する。

$$E_{i,eq} = \frac{\int_0^{H_i} E'_i(z) F_i(z) dz}{\int_0^{H_i} m'_i(z) f_i(z) dz} \quad \dots (5-2-1)$$

$$F_i(z) = \frac{f_i(z)}{\int_0^{H_i} m'_i(z) f_i(z) dz} \quad \dots (5-2-2)$$

ここで、 H_i : 節点iにおける表層厚、

$E'_i(z)$: 節点iにおけるヤング率の鉛直分布、

$F_i(z)$: 質点の位置で規準化された節点iの変位関数、

$m'_i(z)$: 節点iにおける、単位断面積の土柱質量の鉛直分布、

$f_i(z)$: 節点iの土柱のせん断1次振動モードベクトル

(5-2-2)式の $F_i(z)$ は、節点iにおいて、土柱がせん断の基本振動モードで変形するときの水平変位関数であり、土柱に働く慣性力の中心位置で1となるように規準化されている。 $E_{i,eq}$ は4角形要素の場合4つの節点について求められ、したがって単位厚みの平板要素Jのヤング率 E_J は、4節点における平均として、次式で定義できる。

$$E_J = \frac{\sum_{i=1}^4 E_{i,eq}}{4} \quad \dots (5-2-3)$$

平板要素Jのポアソン比 ν_J についても、同様に定義することができる。まず節点iにおける平均ポアソン比 ν_i を、変位関数による重みづけを行って、次式で与える。

$$\nu_i = \frac{\int_0^{H_i} \nu'_i(z) F_i(z) dz}{\int_0^{H_i} F_i(z) dz} \quad \dots (5-2-4)$$

ここで、 $v_i(z)$: 節点 i におけるポアソン比の鉛直分布

4角形要素の場合、 v_i は4つの節点について求められる。したがって平板要素 J のポアソン比 V_J は、4つの節点の平均として、(5-2-3)式と同じように次式で与えることができる。

$$V_J = \frac{\sum_{i=1}^4 v_i}{4} \quad \dots (5-2-5)$$

(5-2-3)式と(5-2-5)式は、4つの節点間で土柱の動特性にあまり大きな相違がない場合には、十分適用可能と考えられる。また要素の形状が異なる場合、例えば3角形要素の場合には、3節点の平均として E_J 、 V_J を与えれば良い。

次に節点 i に集中させる質量 M_i と、この質量と基盤を結ぶバネ $K_{3,i}$ の求め方について図5-2-2に従って説明する。節点 i における単位断面積の土柱質量 m_i は、次式によって表される。

$$m_i = \int_0^{H_i} m_i'(z) dz \quad \dots (5-2-6)$$

この m_i を、節点 i が接している平板要素の影響面積に関して積分することにより、ここに集中させる質量 M_i を与えることができる。すなわち、

$$M_i = m_i \cdot (\text{AREA})_i \quad \dots (5-2-7)$$

ここで $(\text{AREA})_i$ は影響面積であり、長方形要素の分割とした場合には図5-2-2のように表され、分割が複雑となった場合でも、節点座標より簡単に求められる。このように集中質量が決まると、地盤質点と基盤を結ぶバネ $K_{3,i}$ は、節点 i の土柱のせん断1次振動の固有周期 T_i を用いて、次式で与えることができる。

$$K_{3,i} = M_i \left(\frac{2\pi}{T_i} \right)^2 \quad \dots (5-2-8)$$

図5-2-3は、擬似3次元地盤モデルによる表層地盤のモデル化を、模式的に表したものである。図のように表層地盤が、集中質量、 K_3 バネ、および平板要素で置換されている。このように平板要素を導入することにより、質点間を結ぶバネ K_2 を、平面応力状態の下でポアソン比を考慮してFEMによって簡単に表現できるようになった。応力状態を平面ひずみとするか、平面応力とするかは、モデル化を行う地盤の構造によるが、ここで対象としているのはポアソン比が0.5に近い軟弱な表層地盤であり、当然ながら地表においては変形が自由であるから、平面応力状態が適当であると思われる。またFEMが適用できるので、地盤のモデル化

に適した形状のメッシュ分割ができる。したがって、平面バネマスモデルの欠点はこのモデルにより解消される。さらに2次元FEMと1質点バネマスとの複合モデルであるので、3次元FEMと比較すれば自由度が大幅に縮小され、少々複雑な地盤をモデル化しても、コンピュータの記憶容量はそれほど大きくはならない。

このモデルによる地震応答解析は、次式で示す運動方程式を、時刻歴で解くことによって可能となる。

$$[M] \begin{Bmatrix} \ddot{X} \\ \ddot{Y} \end{Bmatrix} + [C] \begin{Bmatrix} \dot{X} \\ \dot{Y} \end{Bmatrix} + [K] \begin{Bmatrix} X \\ Y \end{Bmatrix} = -[M_e] \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{W} \end{Bmatrix} \quad \dots (5-2-9)$$

ここで、 \ddot{X} 、 \dot{X} 、 X ；X方向のそれぞれ相対加速度、速度、変位、

\ddot{Y} 、 \dot{Y} 、 Y ；Y方向のそれぞれ相対加速度、速度、変位、

\ddot{U} 、 \ddot{W} ；それぞれX、Y方向の基盤入力加速度、

$[M]$ ； M_i で構成される質量マトリックス、

$[C]$ ；減衰マトリックス、

$[K]$ ； K_2 と K_3 によって構成される剛性マトリックス： $[K_2] + [K_3]$ 、

$[M_e]$ ；有効質量 $M_{e,i}$ によって構成される有効質量マトリックス

上式の減衰マトリックス $[C]$ は、Rayleigh減衰として次のように与えることができる。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad \dots (5-2-10)$$

係数 α 、 β は、一般に固有円振動数に関する連立方程式を解いて求められるが、擬似3次元地盤モデルでは1次、2次モードの固有振動数の違いは極く僅かであるので、モード解析における1次の固有円振動数 ω_1 と減衰定数 h を用いて、次式で与えれば良い。³³⁾

$$\alpha = h \omega_1, \quad \beta = h / \omega_1 \quad \dots (5-2-11)$$

節点 i の有効質量 $M_{e,i}$ は、次式で表すことができる。

$$M_{e,i} = (\text{AREA})_i \frac{\int_0^{H_i} m'(z) f_i(z) dz)^2}{\int_0^{H_i} m'(z) f_i^2(z) dz} \quad \dots (5-2-12)$$

あるいは節点 i における土柱のせん断基本振動モードの関与係数 λ_i を用いて、

$$M_{e,i} = \lambda_i \cdot M_i \quad \dots (5-2-13)$$

のように表すことができる。

また多点異入力として位相差をつけた地震応答解析を行うときには、(5-2-9)式の右辺を変形し、次式で示す運動方程式を解けば良い。

$$[M] \begin{Bmatrix} \ddot{X} \\ \ddot{Y} \end{Bmatrix} + [C] \begin{Bmatrix} \dot{X} \\ \dot{Y} \end{Bmatrix} + [K] \begin{Bmatrix} X \\ Y \end{Bmatrix} = -[M_e] [K]^{-1} [S] \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{W} \end{Bmatrix} \quad \dots (5-2-14)$$

ここで、 $[S]$ は基盤と質点を結ぶバネ K_j のみで構成される剛性マトリックスである。

(5-2-9)式あるいは(5-2-14)式を解くことによって、質点の相対加速度 \ddot{X} 、 \ddot{Y} と絶対加速度 $\ddot{X} + \ddot{U}$ 、 $\ddot{Y} + \ddot{W}$ 、相対速度 \dot{X} 、 \dot{Y} 、相対変位 X 、 Y が得られる。節点 i について任意の時間 t における任意の深さ z の位置のそれぞれ X 、 Y 方向の相対変位 x 、 y を求める場合には、(5-2-2)式の変位関数を用いて次の計算をすることになる。

$$x_i(t, z) = X_i(t) \cdot F_i(z) \quad \dots (5-2-15a)$$

$$y_i(t, z) = Y_i(t) \cdot F_i(z) \quad \dots (5-2-15b)$$

本モデルでは平面応力状態の平板を仮定しているので、水平振動に伴って生ずる鉛直方向のひずみ ϵ_z を用いて、 Z 方向(鉛直方向)の変位 z が求められる。

$$z_i(t, z) = \epsilon_z(t, z) \cdot H_j \cdot F_i(z) \quad \dots (5-2-16)$$

ここで ϵ_z は、水平 X 、 Y 方向のひずみ ϵ_x 、 ϵ_y と地盤のポアソン比 ν より、次式で与えられる。

$$\epsilon_z = -\frac{\nu}{1-\nu} (\epsilon_x + \epsilon_y) \quad \dots (5-2-17)$$

また H_j は、要素 J の位置における土柱の平均層厚である。

以上のようなモデル化によって、3次元的地盤構造を2次元的に取扱うことができ、解析における自由度を、3次元FEMに比べて大幅に縮小させることができる。表層地盤の境界と各節点位置における土質プロファイルさえ与えれば、表層地盤の構造が少々複雑であってもモデル化にそれほど多大な時間は必要としない。またモデル化の精度についても、通常建設に先立って行われる地質調査は、一般にはある一定間隔を置いてボーリング調査が実施される程度であるから、これらのデータを最大限活用できる点では本モデルで十分であろう。

減衰マトリックスに関して、ここではRayleigh減衰を示したが、質点毎に減衰定数、基本せん断振動数を変える場合は、1質点系のエネルギー消散に基づいて、減衰マトリックスを構成することができる。非線形解析では、当然ながら減衰にひずみ依存性が存在するので、5.5では、このような減衰マトリックスの生成法を用いている。

5. 3 模型振動実験によるモデルの検証

5. 3. 1 模型振動実験

擬似3次元地盤モデルの有用性を検証するため、図5-3-1に示す複雑な地盤模型を製作し、振動実験を実施した。模型の形状は図のように溺れ谷地形とし、洪積層あるいは第3紀層基盤を石膏で、表層地盤（沖積層）をアクリルアミドゲルによって形成した。地震観測地点のように複雑な地盤の地震応答解析への本モデルの適用を目指しているため、谷の形状、起伏は地震観測地点よりもさらに複雑にしている。上部の自由境界付近では谷の両側の傾斜が急でここでは表層の深さが最大20cmである。谷の傾斜は下部になるほど次第に緩やかになって、表層の最大深さも18cmと変わる。さらに右下部では谷幅が狭まり、自由境界が形成されている。したがってこの地盤模型では、谷の上部ではY方向の振動が卓越し、下部ではX方向の振動が卓越する振動モードが現れ、中央部では複雑な挙動を呈すると考えられる。なお実験に用いたアクリルアミドゲルは弾性材料としての性質を有し、単位体積重量は 1.15gf/cm^3 、せん断波速度は約 240cm/sec であり、減衰定数は1%以下である。またポアソン比はほぼ0.5であることが、森地³⁴⁾によって確認されている。

地盤模型は振動台上に固定し、正弦波入力によって振動台を加振した。まず周波数を少しずつ変化させたとき、共振状態にある地盤の振動モードを観察によって決定し、この振動モードのブレ写真を撮影した。模型の表面から3cmの深さには細いゴム糸が、図5-3-1のメッシュのように張っており、目視により振動モードが確認できるようにしてある。また模型の表面に直径5mmの標的を貼りつけておき、ブレ写真を拡大したとき、移動量を測定してモードを描けるようにした。加振方向によって振動モードの現れ方が異なるので、模型を 15° づつ回転させて、合計6方向の加振による振動モードを丁寧に観察した。

5. 3. 2 実験結果と解析結果の比較³⁵⁾

図5-3-2(a)~(c)に、模型振動実験のブレ写真を拡大して得られた1~3次モードを示した。これらの図の実線は、変形前のゴム糸で形成された格子を示しており、太線は変形後のゴム糸の位置を、また点線はゴム糸の交点上の標的の移動を表している。まず(a)の実験の1次モードについて考察する。1次モードの振動数は 3.64Hz であり、谷上部でY方向の振動が卓越しており、下部では振動が小さい。このモードはY方向（上部の谷軸方向）の加振でもっとも激しく共振するが、X方向（上部の谷軸直交方向）の加振でも現れる。2次モード

(b)は、谷の中央から下部にかけてX、Y両方向の振動が卓越するモードで、この位置における谷軸に沿って、振動主軸が形成されていることがわかる。振動数は1次モードよりも約20%高く、4.40Hzである。3次モード(c)では谷全体にわたって振動が生じており、とくにX方向で3次モードとなっているのが特徴である。3次モードの振動数は4.94Hzである。実験では5次モードまで確認したが、4次以上のモードはあまり明瞭ではなかった。

本章で提案した擬似3次元地盤モデルを検証するために、模型地盤を擬似3次元地盤モデルによってモデル化し、モード解析を行った。振動モードとその固有振動数を求めるために、次式による固有値解析を行った。

$$[K] \begin{Bmatrix} X \\ Y \end{Bmatrix} = \omega^2 [M] \begin{Bmatrix} X \\ Y \end{Bmatrix} \quad \dots (5-3-1)$$

ここで、 $[K]$ ：剛性マトリックス、 ω ：固有円振動数、

$[M]$ ：質量マトリックス、

$\begin{Bmatrix} X \\ Y \end{Bmatrix}$ ：モードベクトル

解析モデルのメッシュ分割はゴム糸の位置と一致させ、実験結果と比較しやすくした。解析に用いた総節点数は110であり、自由度は176である。固有値解析にはサブスペース法³⁶⁾を採用し、低次の10モードまで求めた。

図5-3-3(a)～(c)は、固有値解析によって求めた10モードの中で、実験の3モードに対応する3モードを描いたものである。図の実線、太線、および点線の表示は、図5-3-2の実験結果と同じである。これらは実験のモードと対応しているだけではなく、解析で求めたモードの中で、関与係数(有効質量比)が高いモードであり、その他のモードの関与係数は3%以下であった。(a)は解析の1次のモードで、モード形状は実験の1次モードとほとんど一致している。振動数は3.79Hzで実験の1次モードよりやや高く、関与係数は0.136である。(b)は解析の2次モードであり、振動数は4.36Hzで実験の2次モードとほぼ等しいが、谷の上部境界付近で若干X方向の振動が実験の2次モードと異なる。関与係数は0.26で、10モードの中でもっとも高い。また(c)は解析の5次モードである。上記2つのモードに比べて複雑なモードであるが、上部の一部を除き実験の3次モードを良くシミュレートできていることがわかる。このモードの振動数は4.74Hzで、実験の3次モードよりやや低く、関与係数は0.198で、2次モードに次いで高い。表5-3-1に、実験と解析の卓越振動モードの振動数の比較を示したが、実験と解析の振動数の誤差は、せいぜい4%程度である。

実験におけるゴム糸の格子に合わせてメッシュ分割を行ったので、擬似3次元地盤モデルによるモデル化は、模型地盤の層厚の変化に比べて粗くなり、また必ずしも谷軸に沿って分割を

行っていない。しかしこの程度の解析でも、実験の振動モードをかなり正確に再現することができ、擬似3次元地盤モデルの精度を十分検証することができた。なお谷軸に沿い、さらに細かなメッシュ分割として解析したが、実験と解析の振動数の誤差も、モードの形状もそれほど大きな変化はなかった。

5. 4 擬似3次元地盤モデルと従来モデルの比較

5. 4. 1 東京湾海底地盤のモード解析

東京湾横断道路シールドトンネルは、延長約10kmの他に例を見ない長大海底トンネルである^{37), 38)}。外径約14mの大断面併設トンネルが、東京湾の海底土被り十数メートルの深さに建設されることから、近年その耐震性が特に重要視されている。ここでは、擬似3次元地盤モデルによって、東京湾海底地盤の主要な振動モードを解析し、ここにシールドトンネルを建設した場合の耐震性について考察するとともに、従来モデル¹³⁾による解析結果と比較し、本モデルの優位性について述べることにする。

図5-4-1は東京湾北部地域を示したものである。点線が東京湾横断道路の計画ルートを示し、●印は左から川崎側人工島、木更津側人工島の建設予定地点を表している。古東京川が海底沖積層下に埋没しており、図のような平面形状を呈していると思われる。古東京川は、川崎側人工島からその西にかけて、計画ルートを斜めに縦断しているため、埋没谷の断面形状、地質構成、および平面分布が、トンネルの振動性状を支配する大きな要因の1つとなる可能性がある。そこでここでは、図5-4-1中の格子で示した約3.2km × 2.8kmを解析対象地盤として選定し、モード解析を実施して海底地盤の振動性状を検討する。

図5-4-2は、解析対象範囲を擬似3次元地盤モデルによってモデル化したメッシュ図である。地盤データは、東京湾横断道路の計画ルートに沿って行われた、ボーリングによる地質調査の結果³⁹⁾を用いた。調査結果に基づいて、一点鎖線で示した縦断面に沿って地盤をモデル化すると、図5-4-3のようになる。図中のA_{c1}層～D_{4g}層の動的物性値は、表5-4-1にまとめている。ただし解析において基盤と考えているD₅層のせん断弾性係数Gは、3820kgf/cm²程度、せん断波速度V_sにすると、450m/sec程度である。メッシュの作成は、図5-4-3の断面形状が、旧河川の蛇行に沿って連続していると仮定して、まず断面を21のブロックに分け、さらに流れの直交方向に、12のブロックに分割して行った。したがって、図5-4-2のメッシュの節点数は286、要素数は252である。

旧河川の流れに直交方向に切った、おのおのの河道断面の形状が未知であるので、ここでは同一として取扱い、流れと直交方向の要素の大きさを多少変えて河川の平面形状と一致させている。したがって、正確に言えば実地盤と異なるが、振動主軸や3次元的地盤構造を考慮した効果は十分検討できるとと思われる。このように擬似3次元地盤モデルによってモデル化してモード解析すると同時に、従来のモデルによるモード解析についても、図5-4-2のルート上

で地盤構成が同じになるようにモデル化を行い、解析結果を比較することにする。なお、解析境界においては自由の境界条件としている。

5. 4. 2 擬似3次元地盤モデルによる解析結果^{51), 52)}

解析に用いた変位関数 $f(z)$ (1次モード)の例を図5-4-4に示す。図5-4-5および図5-4-6はそれぞれ、擬似3次元地盤モデルによって解析した1次、2次の振動モードである。図中の実線は、変形前のメッシュを表し、点線は変形後を表している。また太線は節点の移動を示している。サブスペース法によって低次の10モードまで求めたが、3次~10次のモードの関与係数はわずか1%前後で、海底地盤の振動にはほとんど寄与しない。したがって、上記2モードが支配的と考えられる。

1次モードに着目すると、振動主軸が谷に沿って形成されているのが明らかであり、東京湾横断道路の計画ルートとの交角は約60度である。したがって、1次モードのトンネルに対する影響は、軸方向変形よりも軸直交方向の変形(曲げ、ねじれ)に関して大きいと考えられる。なお振幅は、基盤までの層がもっとも厚い河道中央部で急に大きくなっており、この周辺で大きなトンネルひずみが発生する可能性がある。1次モードの振動数は0.5835Hzで、関与係数は0.419である。関与係数の大きさから、古東京川付近の海底地盤の振動に対しては、このモードがもっとも支配的であると言える。

2次モードは、河道横断面図(図5-4-3)において、 D_1 層がもっとも厚く堆積した位置で振幅が最大となるモードである。古東京川の蛇行によって左右されやすいモードと言える。さらに詳細な地質調査を必要とするが、地盤の変位方向はトンネル軸と直交しているのので、このモードはトンネルの曲げ、ねじり変形を発生させるが、軸変形にはほとんど無関係である。振動数は1次よりわずかに高く0.5853Hzで、関与係数は0.111である。

以上擬似3次元地盤モデルを用いたモード解析によって、東京湾海底地盤の主な動的特性を説明したが、結論として以下の2点を重要項目として挙げることができる。

1) 解析領域内において、東京湾横断道路シールドトンネルの耐震性に関する表層地盤で卓越する振動方向は、1次モードがトンネル軸と約60度の方向、2次モードがほぼトンネル軸直交方向である。

2) また、表層地盤で大きな振幅の発生する地点は、古東京川の河道中央部と、川崎側人工島の付近である。

5. 4. 3 従来モデルによる解析結果との比較

東京湾横断道路の計画ルートで、擬似3次元地盤モデルの場合と同一の地盤構成となるようにモデル化して、従来のバネマス系モデルによるモード解析を実施した。解析の結果得られたトンネルの軸方向の振動モードを図5-4-7に、トンネル軸直交方向の振動モードを図5-4-8に、それぞれ5次まで示した。

まず軸方向モードについて考察する。軸方向のモードで関与係数の大きいのは、1次、3次、2次の順で、その中でも1次は全体の50%以上の有効質量を占めている。1次は擬似3次元地盤モデルの1次モードに対応すると考えられるが、擬似3次元地盤モデルと比較してトンネル軸方向に大きな振動を見積もることになり、これは解析対象軸直交方向の地形が考慮されていないためである。2次モードは擬似3次元地盤モデルの2次モードに相当しているが、川崎側人工島の付近で図5-4-5の解析結果ほど振幅の変化は著しくはない。また関与係数は0.061と小さい。3次モードの関与係数は0.168と大きいですが、これに相当するモードは3章の解析では見当たらなかった。3次モードの振幅が最大となるのは、河道中央よりやや浮島よりの地点である。

次に、軸直交方向のモードについて考察する。軸直交方向で主要なモードは1次、2次、4次であり、このうち1次、2次については擬似3次元地盤モデルによる解析の1次、2次に相当していることは明瞭である。4次モードの関与係数は0.201に及び、1次モードに次いで大きな値を示しているが、軸方向の3次モードと同様に、擬似3次元地盤モデルによる解析結果にはこれに相当するモードはなく、また河道中央よりやや浮島側で、最大振幅となっている。

このように、従来モデルと擬似3次元地盤モデルの解析結果の比較により、以下のことが明瞭にされた。

1) 計画ルート軸直交方向については、振動解析に従来モデルが適用可能であるが、軸方向に従来モデルを適用した場合、実挙動との相違がかなり生ずると思われる。

2) 従来モデルを用いると、軸方向、軸直交方向ともに、擬似3次元地盤モデルでは現れない、河道中央よりやや浮島側で最大振幅となるモードが生じる。これらのモードの関与係数は大きく(有効質量比約20%)、浮島側のD4c層の斜面による拘束条件が無視されたために現れたものと考えられる。

3) 擬似3次元地盤モデルによる1次、2次モードの振動数は、従来モデルのそれぞれ1次、2次の軸方向と軸直交方向の振動数の中間にある。

5. 4. 4 まとめと考察

本節では、擬似3次元地盤モデルの東京湾横断道路シールドトンネルへの適用性について検討するため、擬似3次元モデルと従来モデルによるモード解析結果の比較を行った。その結果以下のような事項が指摘された。

(1) 解析領域内の海底地盤では、古東京川の河道に沿った振動主軸を形成する1次モードとD₁層(海底面より第3層目)の分布に従い木更津側で振幅の大きな2次モードが支配的である。

(2) 上記2つの振動モードは、トンネル軸直交方向の変形に対して大きく寄与する成分を持ち、とくに古東京川の中央部と川崎側人工島の付近で、トンネル軸直交方向の地盤変位が著しく生じることが予想される。

(3) 解析領域に従来モデルを適用した場合、トンネル軸方向の振動を過大に評価することが推測され、さらに軸方向、軸直交方向ともに、擬似3次元地盤モデルによる解析では卓越することのない振動モードが現れる。

(4) したがって、東京湾横断道路シールドトンネルの耐震性評価をより正確に行うためには擬似3次元地盤モデルの適用が有用であろう。またそのためには、さらに重点的な地質調査による詳細な地盤構造の把握が不可欠である。

トンネル軸を含む地質縦断面で表層地盤の構成を代表でき、トンネル軸直交方向の地盤、地形の変化がほとんどない場合には、地震応答解析モデルは2次元モデルで十分であり、擬似3次元地盤モデルは有用性は見出せない。しかし、本解析地盤のように、3次元的な地盤構成を有する表層地盤で、なおかつ表層地盤の振動主軸が明らかにトンネル軸方向と異なる場合は、3次元モデルを用いなければトンネルの耐震性評価を正確に行うことはできない。3次元FEMではモデル化が困難な表層地盤構造であっても、擬似3次元地盤モデルでは容易にモデル化ができ、本モデルによる地震応答解析によって、トンネルの耐震性評価の精度を大幅に向上させることが可能となろう。

5. 5 擬似3次元地盤モデルによる非線形応答解析

5. 5. 1 はじめに

擬似3次元地盤モデルによって複雑な3次元地盤をモデル化するには、3次元FEM解析ほどではないが、自由度がかなり多くなる。したがって、Masing's Rule に従ってヒステリシスループ上を通るように、せん断定数を変化させる厳密な非線形解析を行うと、コンピュータのCPUタイムが膨大となり、あまり実用的とは言えない。そこで、簡便に非線形を考慮した解析手法として、等価線形化手法が有効となる。本節では、等価線形化手法を用いた擬似3次元地盤モデルによる非線形解析手法について説明する。

5. 5. 2 非線形モデル

非線形モデルとしては、Hardin-Drnevich モデル^{40), 41)}、Ramberg-Osgoodモデル⁴²⁾、Iwanモデル⁴³⁾や、これらを修正したモデル^{44), 45)}が多く提案されているが、動的応力履歴を受ける土の非線形挙動から導かれたHardin-Drnevich モデルを、ここでは擬似3次元地盤モデルに採用することにする。Hardin-Drnevich モデルでは、次のような骨格曲線を用いている。

$$\sigma = \frac{\mu_t \varepsilon}{1 + \frac{\varepsilon}{\varepsilon_r}} \quad \dots (5-5-1)$$

ここで、 σ : 土のせん断応力、 μ_t : 微小ひずみ時のせん断定数、

ε : 土のせん断ひずみ

また ε_r は規準ひずみと呼ばれ、次式で定義されている。

$$\varepsilon_r = \frac{\sigma_f}{\mu_t} \quad \dots (5-5-2)$$

ここで σ_f は土のせん断強度である。

このモデルでは、 μ_t と ε_r を与えられるだけで骨格曲線は定まる。また $\varepsilon = \varepsilon_r$ のとき、せん断定数 $\mu = \sigma / \varepsilon$ は $0.5\mu_t$ となって、初期せん断定数の $1/2$ まで低減する。2つの定数は、土質試験から容易に求めることができ便利である反面、複雑な履歴現象を表現する定数が2つしかないことが欠点でもある。

図5-5-1にHardin-Drnevich モデルの概念図を示す。図のヒステリシスループの1周期毎のエネルギー損失より減衰定数Dは、応力が上限値 σ_f に一致したときの減衰定数を D_{\max} とすると、次式で定義できる。

$$D = D_{\max} \left(1 - \frac{\sigma}{\mu_t} \right) \quad \dots (5-5-3)$$

さらに(5-5-3)式に(5-5-1)を代入すると、

$$D = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_r + \varepsilon} D_{\max} \quad \dots (5-5-4)$$

となる。上式から、ひずみ ε が規準ひずみ ε_r に一致したとき、 $D = 0.5D_{\max}$ となることがわかる。したがって、Hardin-Drnevich モデルを用いて地震応答解析を行うためには、上記2つのパラメータに加えて、 D_{\max} が必要となる。

5. 5. 3 等価線形化法の適用

擬似3次元地盤モデルでは、基盤と質点を繋ぐ K_3 バネと、これと並列なダンパーの減衰係数 C_3 、平板要素の物性(E, ν)から、平面応力状態の下で定まる K_2 バネとこれと並列なダンパーの減衰係数 C_2 を、土のせん断ひずみに対応させて変化させなければならない。

まず剛性マトリックスの作り方について説明する。基盤と質点 i を繋ぐ $K_{3,i}$ および平板要素(四角形) J のヤング率 E_J を次式によって与える。ただし、単一層地盤を仮定する。

$$K_{3,i} = \frac{K_{3,i}^E}{1 + \frac{e_i}{e_{r,i}}} = R_i \cdot K_{3,i}^E \quad \dots (5-5-5)$$

$$E_J = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 \{ R_i E_{i,eq} \} \quad \dots (5-5-6)$$

ここで、 $K_{3,i}$; ひずみに依存した新しいバネ定数、 $K_{3,i}^E$; 初期のバネ定数、

$e_i, e_{r,i}$; 質点 i のせん断ひずみおよび規準ひずみ、

R_i ; 節点 i のせん断定数低減率、

E_J ; ひずみに依存した平板要素 J の新しいヤング率、

$E_{i,eq}$; (5-2-1)式で定義した初期の等価ヤング率

質点 i のせん断ひずみ e_i は、質点 i の変位を d_i 、質点 i の基盤からの高さを h_i とすれば

$$e_i = \frac{d_i}{h_i} \quad \dots (5-5-7)$$

によって与えることができる。したがって上記の K_3 バネに、平板要素のヤング率とポアソン比より平面応力状態で求めた K_2 バネを、全質点、全要素についてたし合せ、次式により新たに剛性マトリックス $[K]$ を作る。

$$[K] = [K_2] + [K_3] \quad \dots (5-5-8)$$

ここで、 $[K_2]$; 平板要素から求めた剛性マトリックス、

$[K_3]$; K_3 バネから求めた剛性マトリックス

一方質点 i と基盤間の減衰定数 D_i は、(5-5-4) 式の関係を用いて次式で与えることができる。

$$D_i = \frac{\epsilon_i}{\epsilon_r + \epsilon_i} D_{\max} \quad \dots (5-5-9)$$

要素 J 内の減衰定数 D_J も、四角形要素の場合は4質点の平均値として次式で表す。

$$D_J = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 D_i \quad \dots (5-5-10)$$

非線形解析では、振動が激しくなるほど、基盤と地盤質点を結ぶ K_3 バネの低減率 R_i が場所毎に異なり、したがって各点の減衰定数も異なるので、線形解析で行ったような地盤全体の1次振動数を用いたRayleigh減衰は、適当ではないと思われる。そこで非線形解析では、1質点系のエネルギー消散に基づいて、各質点、各平板要素毎に減衰定数を変えて、減衰マトリックスを構成する。

まず質点 i と基盤とを結ぶダンパーの減衰係数を、1質点系のエネルギー消散より、次式で与える。

$$c_{3,i} = \frac{2D_i K_{3,i}}{\omega_{1,i}} \quad \dots (5-5-11)$$

ここで $\omega_{1,i}$ は、質量 M_i とせん断ひずみより新たに設定したバネ定数 $K_{3,i}$ により、次式で与えられる。

$$\omega_{1,i} = \sqrt{\frac{K_{3,i}}{M_i}} \quad \dots (5-5-12)$$

一方要素 J の減衰係数は、要素 J を構成する4あるいは3節点の固有振動数の平均値と、(5-5-10) 式で定義した要素 J の減衰定数 D_J および要素剛性マトリックス $[k_J]$ から、

$$[c_J] = \frac{2D_J}{\omega_J} [k_J], \quad \omega_J = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 \omega_i \quad \dots (5-5-13)$$

したがって全体減衰マトリックスは、(5-5-11) 式で示した質点~基盤間のダンパーの減衰係数の全質点に関する総和と、(5-5-13) 式で示した質点間の減衰係数の全要素に関する総和との和として、次式で示すことができる。

$$[C] = [C_2] + [C_3] \quad \dots (5-5-14)$$

ここで、 $[C_2]$: 要素減衰マトリックス、

$[C_3]$: c_3 で構成される質点～基盤間の減衰マトリックス

等価線形解析では、適当な初期減衰定数を仮定して、まず全解析時間にわたって線形解析を行い、各質点の最大せん断変位 $d_{i,max}$ を次式によって計算する。

$$d_{i,max} = \max [\sqrt{x_i^2 + y_i^2}] \quad \dots (5-5-14)$$

次にこの $d_{i,max}$ を (5-5-7) 式に代入して、各質点の最大せん断ひずみの $e_{i,max}$ を求め、これを (5-5-5) 式以降の e_i として剛性マトリックス $[K]$ 、減衰マトリックス $[C]$ を作成し、さらに次のステップで全解析時間にわたり応答解析を実施する。また e_i として $e_{i,max}$ をそのまま用いず、その65%を全解析時間領域のせん断ひずみのピークの平均値あるいは実効ひずみ $e_{i,eff.}$ として定義し、これを解析に用いる方法もある。⁵³⁾

$$e_{i,eff.} = 0.65 e_{i,max} \quad \dots (5-5-15)$$

また Martin et al.⁴⁶⁾ が、液状化を考慮した地盤の地震応答解析で行っているように、解析時間をいくつかの時間ステップで区切ることもできる。後述する解析例ではこれを採用した。

収束の判定は、前の解析ステップのすべての $R_{i,j-1}$ と、現在のステップのすべての $R_{i,j}$ が、ある許容範囲 S 内に入っているかどうかを、チェックすることによって行う。すなわち、

$$S \geq S_{max} = \max [|R_{i,j-1} - R_{i,j}| / R_{i,j}], \quad i=1, n \quad \dots (5-5-16)$$

地盤が単一層ではなく、 n 層から構成されている場合は、まず応答解析から得られた質点 i の応答変位を d_i として、次式により各層 (深さ) の地盤変位 $d'_i(z)$ を求める。

$$d'_i(z) = d_i \cdot F_i(z) \quad \dots (5-5-17)$$

次に (5-5-7) 式を用いて各層のせん断ひずみ $e'_1 \sim e'_n$ を算出し、これらと各層の土の規準ひずみより、各層でせん断定数の低減率 $R'_1 \sim R'_n$ を決定する。(5-5-5) 式で用いる R_i は、質点 i の変位関数 $F_i(z)$ で重み付けを行い、次式で定義できる。

$$R_i = \frac{\int_0^{H_i} R'_i(z) F_i(z) dz}{\int_0^{H_i} F_i(z) dz} \quad \dots (5-5-18)$$

以後は単一層の場合と同じように、(5-5-5)～(5-5-8) 式に従って、剛性マトリックスが作成できる。

n 層地盤の減衰マトリックスの作成法も同様であり、 $e'_1 \sim e'_n$ と各層の土の規準ひずみから、各層の土の減衰定数 $D'_1 \sim D'_n$ が求まり、これらに i 点の変位関数による重み付けを行っ

て、質点 i に関する減衰定数 D_i を定義する。

$$D_i = \frac{\int_0^{H_i} D_i'(z) F_i(z) dz}{\int_0^{H_i} F_i(z) dz} \quad \dots (5-5-18)$$

減衰マトリックスは、(5-5-18) 式の D_i と (5-5-10) ~ (5-5-14) 式に従い、単一層と同じ要領で作成できる。

5. 5. 4 等価線形化法による解析例

擬似3次元地盤モデルに等価線形化法を適用した場合、前述の手法によってどの程度の解析が可能になるのか、またどの程度の取束性が得られるのかを、単一地盤の応答解析例で示すことにする。

図5-5-2に、擬似3次元地盤モデルによってモデル化した地盤のメッシュと、表層地盤の深さを示した。旧河川の河床を基盤とする、溺れ谷地形を模擬した地盤となっており、左右が自由境界、上下面が固定境界である。表層地盤のせん断波速度 V_s は 80m/sec、単位体積重量 γ_t は 1.8gf/cm³ とし、ポアソン比 $\nu = 0.498$ として解析を実施する。図5-5-3は地盤の1次振動モードである。地形から当然予想されるように、谷に沿って明瞭な1次振動が現れるモードである。振動数は0.80Hzであり有効質量比は0.43で、この地盤ではこのモードが支配的である。以後に述べる地震応答解析では、この振動モードが卓越して現れている。

地震応答解析は4ケース行った。まず上記の物性を有する砂地盤と粘性土地盤を仮定し、砂および粘土のせん断定数と減衰比のひずみ依存性の関係は、図5-5-4に示す石原⁴⁷⁾によって求められた平均的な砂、粘土のひずみ依存性カーブを参考にし、これを若干修正し用いることにする。その結果、Hardin-Drnevich モデルの D_{max} 、 e_r を、砂の場合 $D_{max} = 0.25$ 、 $e_r = 5 \times 10^{-4}$ 、粘土の場合 $D_{max} = 0.18$ 、 $e_r = 3 \times 10^{-3}$ と決定した。またそれぞれ砂地盤、粘性土地盤において、非線形解析で予想されるひずみレベルに対応して、減衰定数を2種類変えて線形解析も併せて実施することにする。地震応答解析を行う4ケースは、表5-5-1に示すように、Case-1が粘性土地盤を対象とした非線形解析、Case-2が粘性土地盤を対象とした線形解析、Case-3が砂地盤を対象とした非線形解析、Case-4が砂地盤を対象とした線形解析である。Case-2では減衰定数 $D = 0.08$ を、Case-4では減衰定数 $D = 0.21$ を与えたが、これらは非線形解析の結果得られた各質点と基盤の間のせん断ひずみに対応する減衰定数の平均的な値として、決定したものである。

入力地震波としては、1974年宮城県沖地震の際、建設省槽水ダムのギャラリー内で観測された水平2方向成分の加速度波形⁴⁸⁾を、建設省の提案するL-1地震波⁴⁹⁾の変位応答スペクトルに一致するよう、修正したものの主要動部20秒間を用いた。図5-5-5に、入力地震波形を示す。最大加速度の大きなHA成分を解析のX方向の入力として、HB成分をY方向成分として入力する。また非線形解析では、5秒のintervalで時間ステップを区切り、現時間ステップまでの最大せん断ひずみに対応させて、マトリックスを作成し直す方法を採用した。

(a) 粘性土地盤における線形解析と非線形解析の比較

Case-1とCase-2は粘性土地盤を対象とした地震応答解析である。図5-5-6は、図5-5-2で○印で示した解析領域のはほぼ中央部にある節点のうち、最上部のNo. 94節点の地表におけるX方向の応答加速度、速度、変位波形を、線形解析と非線形解析で比較して示したものである。粘性土地盤では、砂地盤と比較してせん断ひずみに対する地盤のせん断定数の低減、減衰定数の増大は比較的少なく、したがって図5-5-6のCase-1とCase-2の加速度は、絶対値でCase-2の線形解析が30%程度大きい、波形はそれほど異なっていない。しかし変位波形の方は、前半でせん断ひずみが大きくなったためにせん断定数が低下し、非線形解析(Case-1)では後半部でも大きな変位応答が現れ、振動数が低くなって線形解析(Case-2)とは大きく異なっていることがわかる。変位の最大値については、No. 94節点では線形解析の方が若干大きい。この節点におけるせん断定数の低減率R、減衰定数Dは、時間ステップ2よりそれぞれ $R=0.652$ 、 $D=0.063$ であり、解析領域中央部の6節点中で、もっともせん断定数の低減が少なかった。

図5-5-7は図5-5-6と同様に、谷の中央部にある節点No. 68に関して、線形解析と非線形解析の結果の比較を行ったものである。節点No. 68は谷の中央部でもっとも応答の激しい位置にあるため、図のように線形解析と非線形解析とは加速度、速度、変位波形のすべてに大きな相違が見られる。卓越振動数は線形解析で約0.8 Hzであるが、非線形解析では前半でも0.6 Hz、後半では0.5 Hzに近い。変位の最大値は非線形解析では8.8 cmに至り、線形解析よりも30%以上大きくなっている。節点No. 68では $R=0.461$ 、 $D=0.097$ で、節点No. 38と比較してせん断定数の低減が著しく、全節点中もっとも大きな低減を示した。

このように地盤が非線形挙動を示す場合は、振動の激しい場所と振動の小さい場所の差が、線形解析よりも顕著となり、トンネル等地下中構造物にとって危険な状況が起こることが示された。したがって、重要地下中構造物の耐震性の検討に非線形地震応答解析を行う必要があり、極めて複雑な3次元非線形解析を比較的容易に行うことのできる本解析手法は、有益な手段とな

りうる。

(b) 砂地盤における線形解析と非線形解析の比較

Case-3、Case-4は、砂地盤を対象とした地震応答解析である。図5-5-8、図5-5-9に、節点No. 94、68の地表における加速度、速度、変位波形を、線形解析と非線形解析で比較して示した。砂地盤では、せん断ひずみに対する地盤のせん断定数の低下が著しいために、節点No. 94でも加速度波形は線形解析と非線形解析では大きく異なっている。非線形解析(Case-3)では卓越振動数が0.5 Hz以下となっているだけでなく、変位が後半部で増大し、また最大変位は線形解析(Case-4)の約60%も大きくなっている。節点No. 94においては、時間ステップ3より $R=0.193$ 、 $D=0.202$ に達していた。また節点No. 68でも、非線形解析の変位は線形解析の約60%大きく、せん断ひずみは時間ステップ毎に変化し、最終的に $R=0.158$ 、 $D=0.210$ に達した。

Case-3の非線形解析で、もっともせん断定数の低減の著しかったのは、節点No. 22で、ここでは $R=0.106$ 、 $D=0.223$ に至っている。この節点は図5-5-2に示す通り、固定境界に隣り合い、一般に応答の小さい場所にあるが、地層厚が薄い割に地盤の全体的な変位が大きくなったため、結果としてせん断ひずみの増大とせん断定数の低減の相乗作用により、次第に変位が増大したものと思われる。

このように砂地盤では、大地震時にせん断定数の低減が著しく、地盤の変位が線形解析に比べて全体的に増大する。したがって、粘性土地盤と異なった観点から、やはり非線形地震応答解析が、地中構造物の耐震検討に対して重要となる。

(c) 非線形解析の収束性

非線形解析では、せん断定数の低減率の前の解析ステップと現解析ステップとの誤差 S が、全質点の K_3 バネに関して1%以内に入った場合、収束したものと見なした。その結果、時間ステップによって異なるが、粘性土地盤では繰返し回数1~8回、砂地盤では4~12回で収束した。許容誤差 S を2%としても解析結果はほとんど変わらず、その際繰返し計算の回数は上記結果の約半分で収束することを確認している。この程度の収束性を有していれば、十分実用に耐えうると判断される。

5. 6 第5章のまとめ

本章では第3章の地震観測地点の溺れ谷地形のように、シールドトンネルが建設される不整形3次元表層地盤の地震応答解析を可能とするため、数値解析モデルの構築、模型振動実験によるモデルの検証、およびその適用性に関する検討を実施した。以下に本章で得られた結論をまとめた。

(1) 田村らによって提案された、トンネルの地震応答解析のための擬似2次元地盤モデルを平面的に拡張し、基本せん断振動を表す1質点バネマスを、平面応力状態の下で単位厚みの板によって平面的に結合し、バネマス系とFEMのハイブリッドモデルとして擬似3次元地盤モデルとして定式化した。

(2) アクリルアミドゲルによって境界、基盤の起伏の複雑な溺れ谷地形の表層地盤模型を製作し、振動台による共振実験を実施して確認した卓越震動モードを、擬似3次元地盤モデルによるモード解析でシミュレートし、表層地盤の低次の卓越震動について振動数、振動モードを十分な精度で再現できることを検証した。

(3) 東京湾横断道路シールドトンネルの計画ルート上で、地盤の3次元性がトンネルの耐震性評価に関わってくる地点を選定して擬似3次元地盤モデルによるモード解析を実施し、従来の擬似2次元地盤モデルによって求めた振動モードとの比較により、本モデルの優位性ならびに本モデルを適用すべき地盤について明らかにした。

(4) Hardin-Drnevich タイプの応力～ひずみ関係を用いた等価線形化法を採用し、擬似3次元地盤モデルによる非線形解析のための定式化を行い、モデル地盤の地震応答解析を実施して線形解析との結果の相違を明らかにした。

表5-3-1 1次~3次モード振動数の
実験結果と解析結果の比較
()内は実験値との誤差(%)

モード次数	種別	実 験	解 析
1		3.64	3.79 (4.1)
2		4.40	4.36 (0.9)
3		4.94	4.78 (3.2)

表5-4-1 地盤の動的物性値

	単位体積重量 γ_s (t/m ³)	せん断弾性係数 G (kgf/cm ²)	せん断波速度 V_s (m/sec)	ポアソン比 ν
A _{C1}	1.4	40.0	53.0	0.495
A _{C2}	1.6	110.0	82.0	0.495
D _{1c,s}	1.7	290.0	129.0	0.495
D _{1g} , D _{2c,s} , D _{2s,g}	2.0	2250.0	332.0	0.480
D _{4c}	1.8	1240.0	260.0	0.485
D _{4g}	2.2	2780.0	352.0	0.450

表5-5-1 解析ケース

Case-No.	地震種別	解析種別	D	D _{max}	ϵ_r
1	粘性土	非線形		0.18	3×10^{-3}
2		線形	0.08		
3	砂	非線形		0.25	5×10^{-4}
4	砂	線形	0.21		

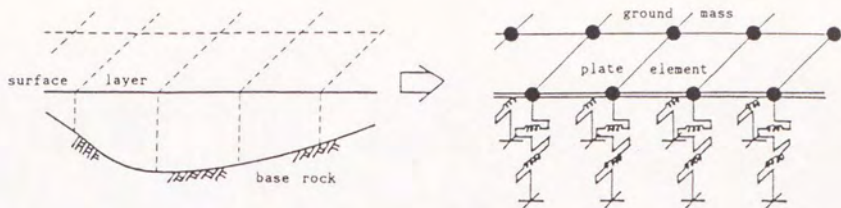


図5-1-1 擬似3次元地盤モデルの概念図

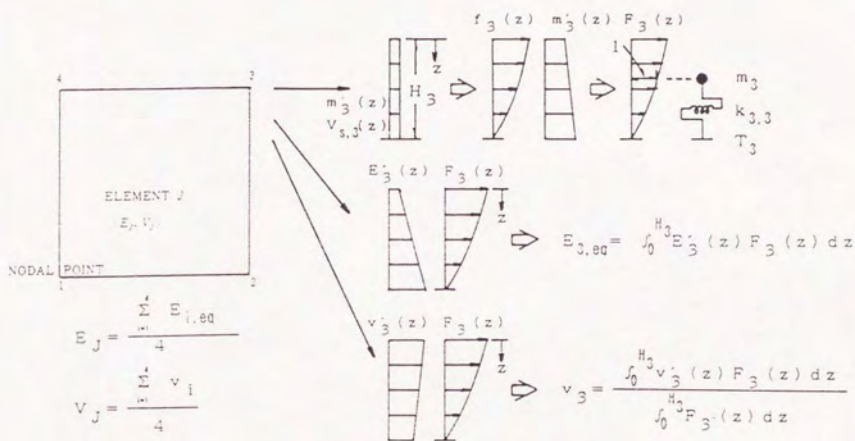


図5-2-1 平板要素Jの構成

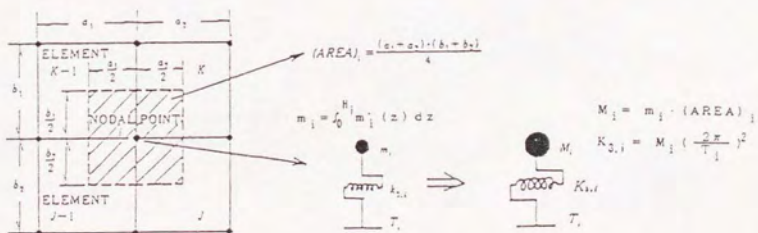
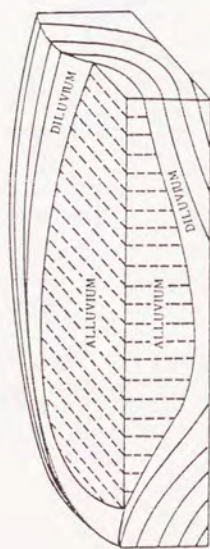
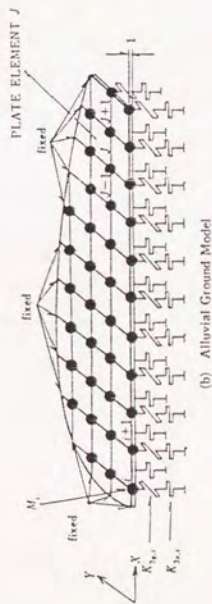


図5-2-2 節点1における地盤質量 M_1 と影響面積 $(AREA)_1$



(a) A Drowned Valley Surrounded by Diluvium



(b) Alluvial Ground Model

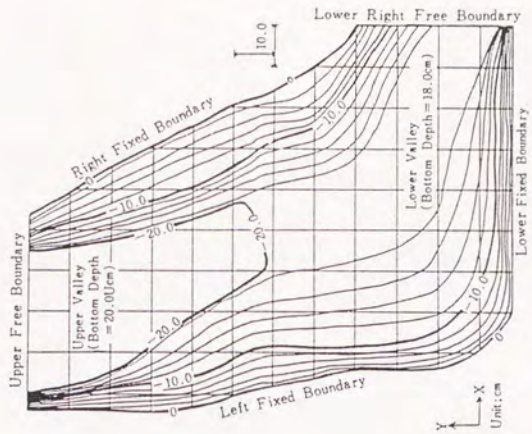
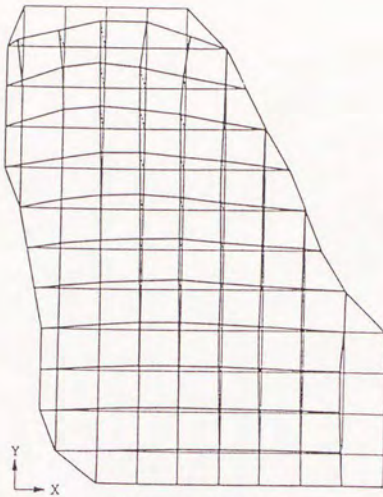
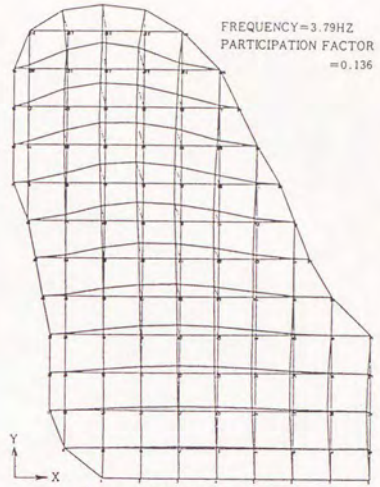


図5-3-1 模型振動実験に用いた地震模型平面図

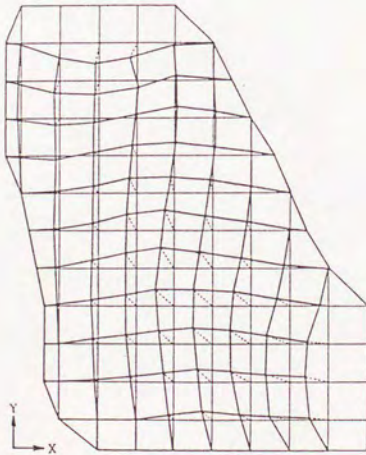
図5-2-3 擬似3次元地震モデルによる溺れ谷地形を有する表層地震のモデル化



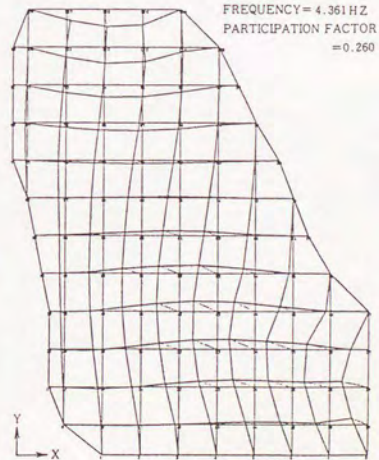
(a) 振動実験による1次モード
(振動数: 3.64 Hz)



(a) モード解析による1次モード
(振動数: 3.79 Hz)

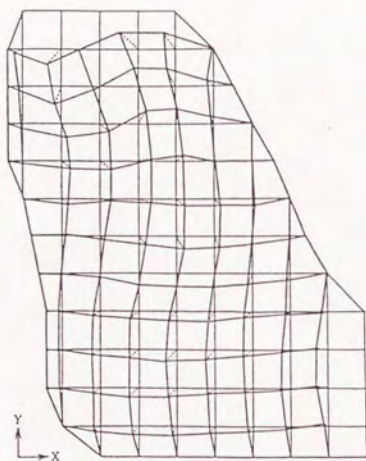


(b) 振動実験による2次モード
(振動数: 4.40 Hz)

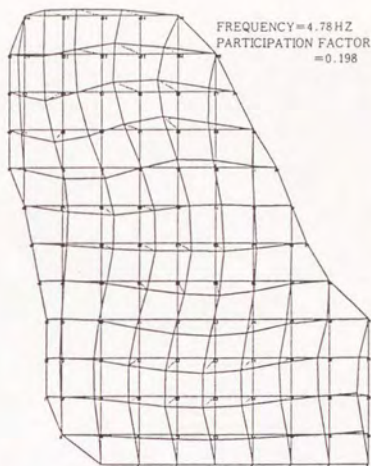


(b) モード解析による2次モード
(振動数: 4.36 Hz)

図5-3-2 模型振動実験で現れた主要な振動モード 図5-3-3 モード解析による主要な振動モード



(c) 振動実験による3次モード
(振動数: 4.94 Hz)



(c) モード解析による5次モード
(振動数: 4.78 Hz)

図5-3-2 模型振動実験で現れた主要な振動モード

図5-3-3 モード解析による主要な振動モード

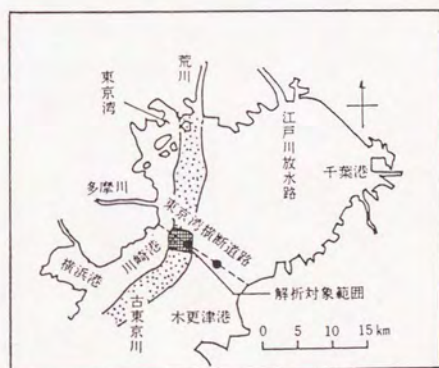


図5-4-1 東京湾北部と東京湾横断道路計画ルート

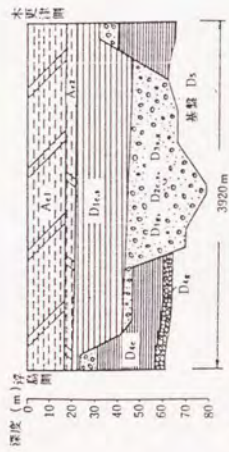


図5-4-3 東京湾横断道路計画ルート上の地質縦断面図

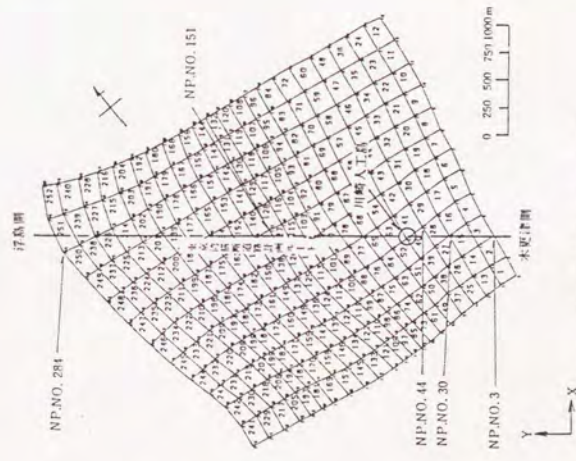


図5-4-2 解析領域のメッシュ分割図

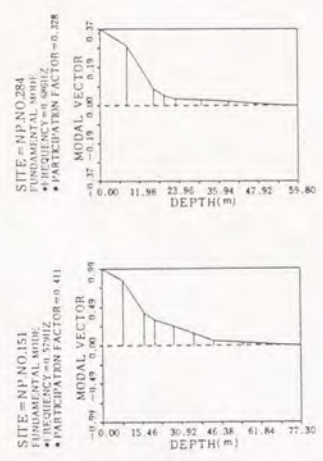
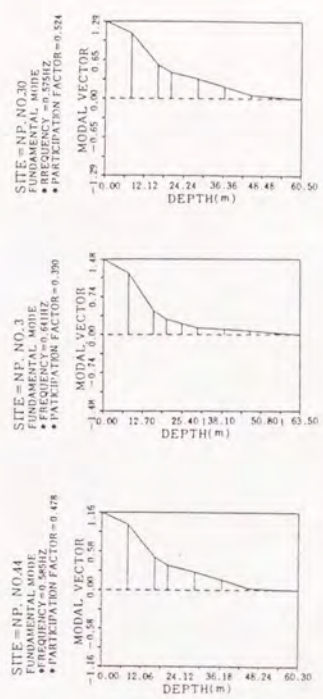


図5-4-4 解析に用いたモーダルベクトル $f_i(z)$ と関与係数の一例

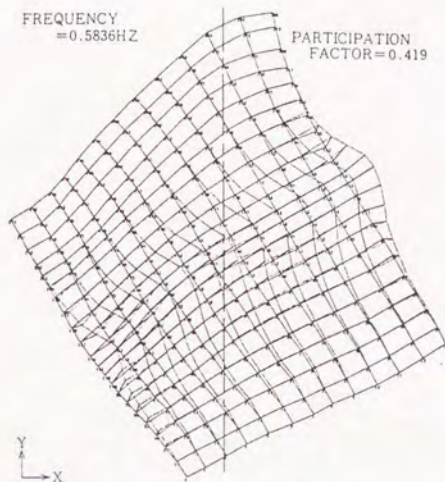


図5-4-5 擬似3次元地盤モデルによる1次モード

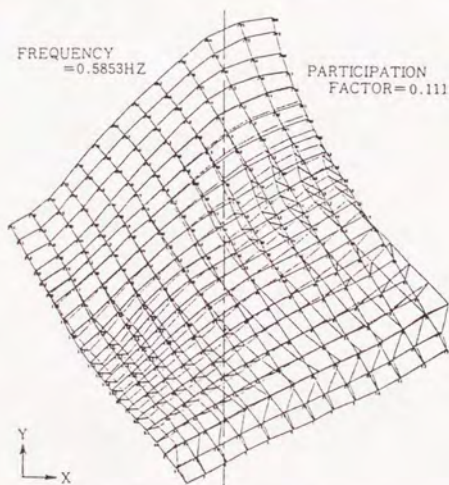


図5-4-6 擬似3次元地盤モデルによる2次モード

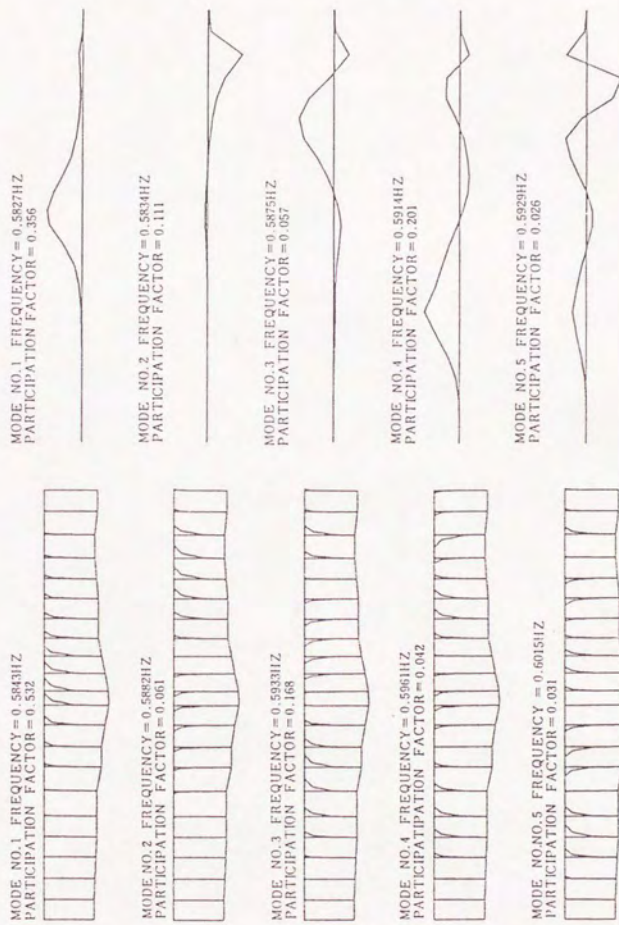


図5-4-7 従来モデルによるトンネル精直方向振動モード 図5-4-8 従来モデルによるトンネル精直交方向振動モード

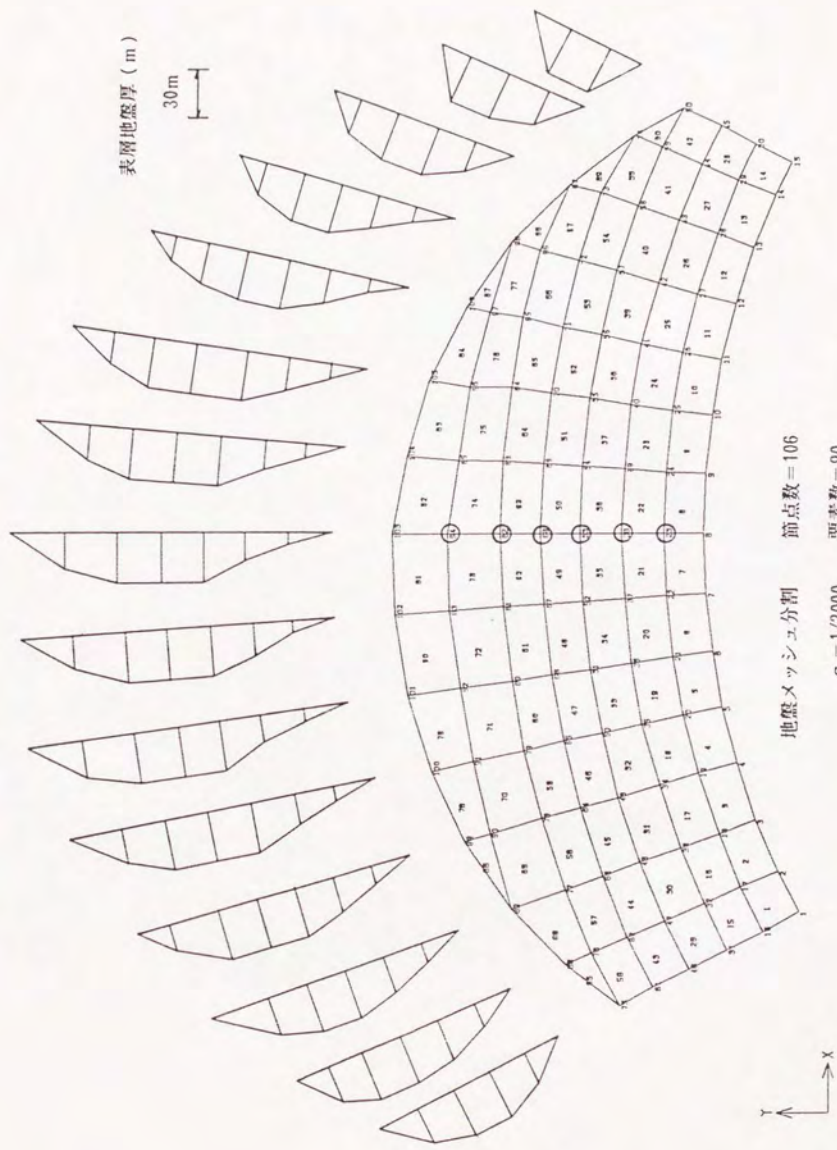


図5-5-2 解析に用いる地盤とそのメッシュ分割

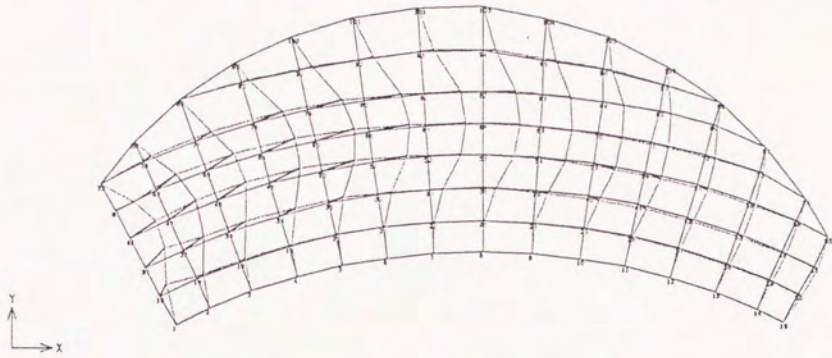


図5-5-3 表層地盤の1次振動モード

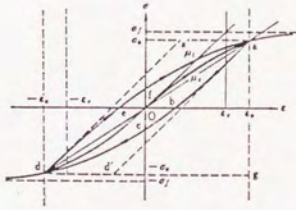
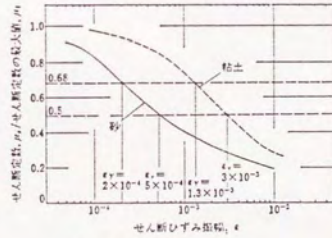
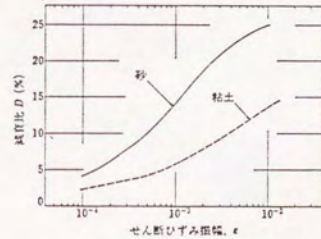


図5-5-1 Hardin-Drnevich モデルの概念図



(a) セン断定数とひずみとの関係



(b) 減衰比とひずみとの関係図

図5-5-4 砂、粘性土の平均的なひずみ依存性曲線

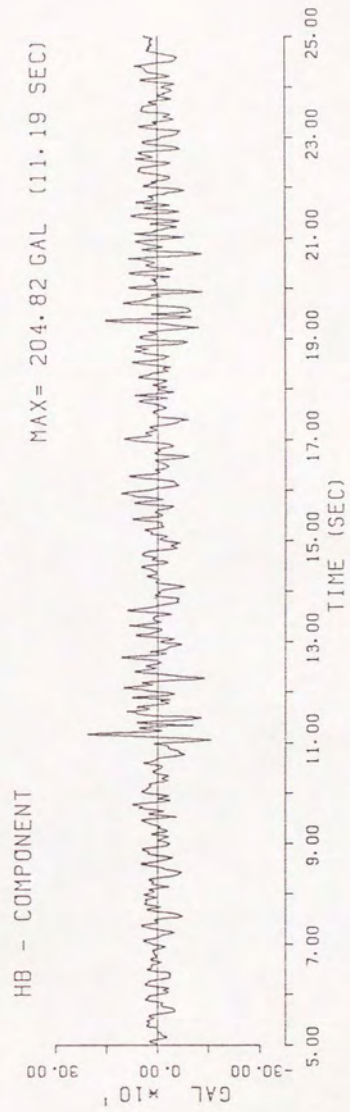
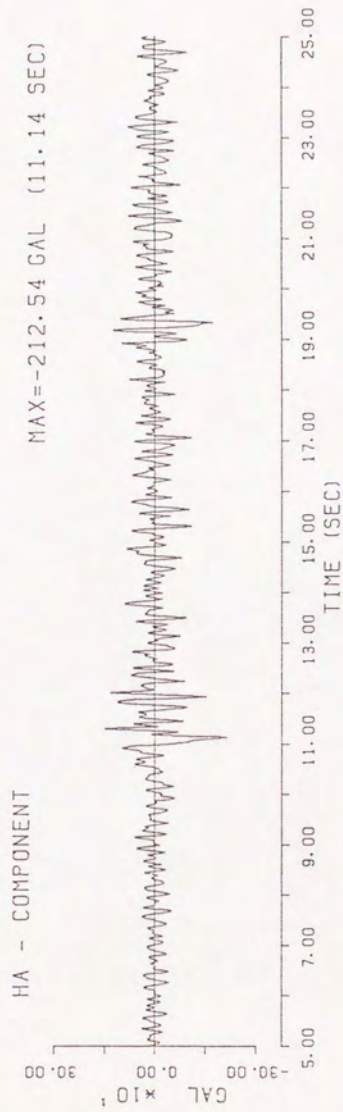
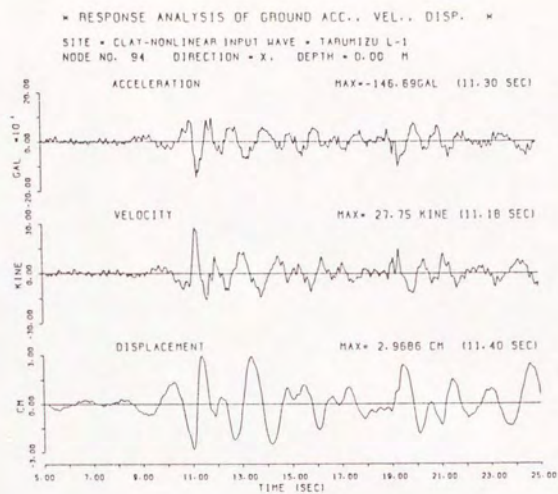
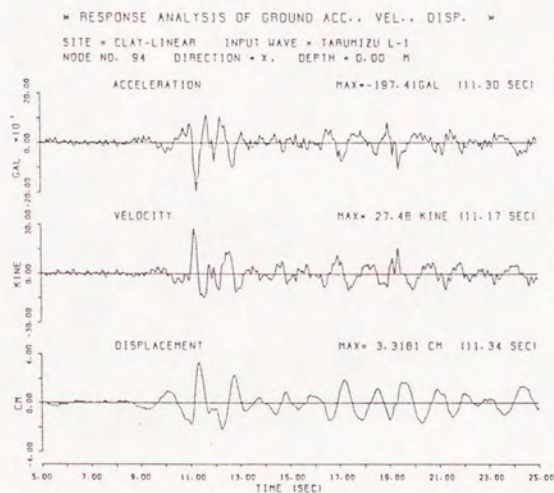


図5-5-5 入力地震波形 (宮城県沖地震槽水ダム、L-1地震波)



(a) Case-1 (粘性地震、非線形解析)

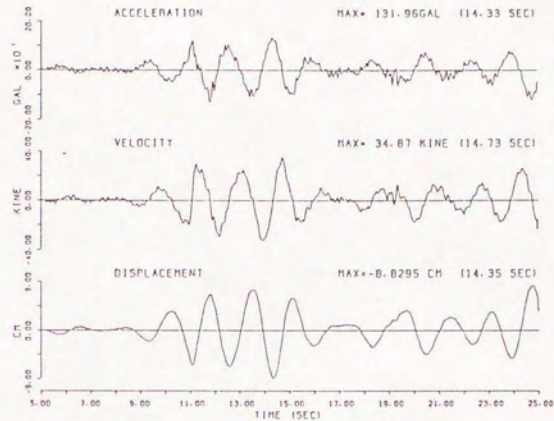


(b) Case-2 (粘性地震、線形解析)

図5-5-6 粘性地震の地震時応答に関する線形解析と非線形解析の比較
 (節点No. 94、加速度、速度、変位波形)

* RESPONSE ANALYSIS OF GROUND ACC., VEL., DISP. *

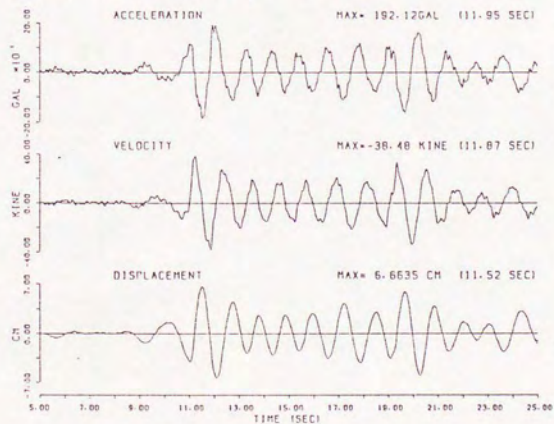
SITE = CLAT-NONLINEAR INPUT WAVE = TARUMIZU L-1
 NODE NO. 68 DIRECTION = X. DEPTH = 0.00 M



(a) Case-1 (粘性土地震、非線形解析)

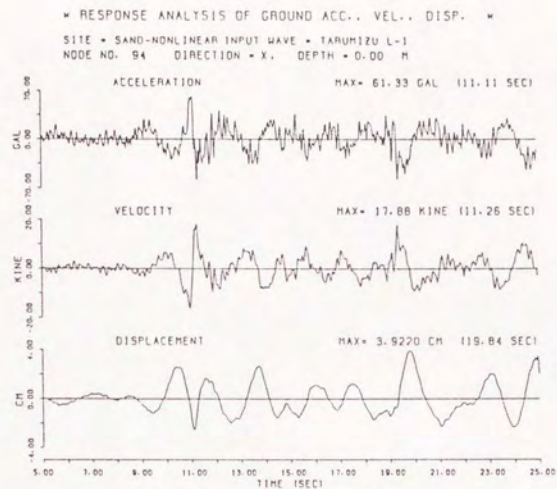
* RESPONSE ANALYSIS OF GROUND ACC., VEL., DISP. *

SITE = CLAT-LINEAR INPUT WAVE = TARUMIZU L-1
 NODE NO. 68 DIRECTION = X. DEPTH = 0.00 M

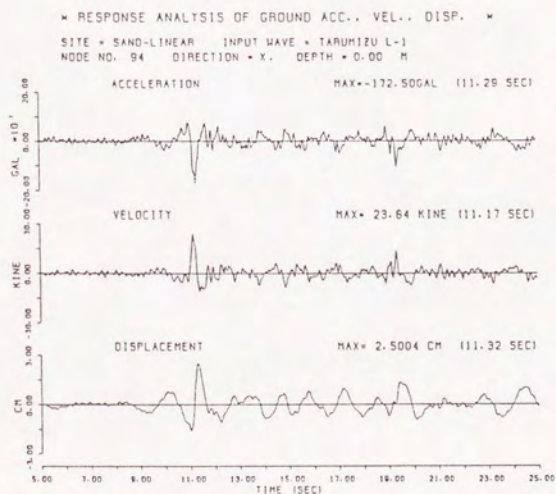


(b) Case-2 (粘性土地震、線形解析)

図5-5-7 粘性土地震の地震時応答に関する線形解析と非線形解析の比較
 (節点No. 68、加速度、速度、変位波形)



(a) Case-3 (砂地震、非線形解析)

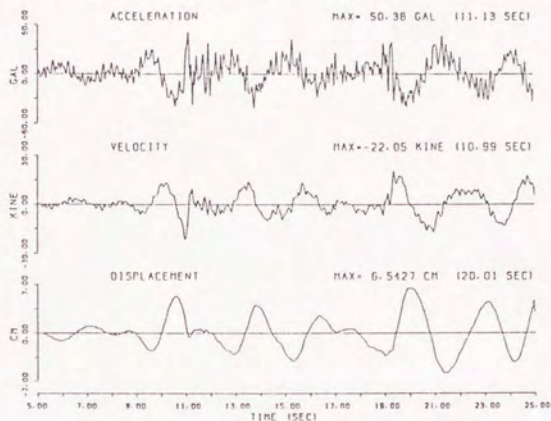


(b) Case-4 (砂地震、線形解析)

図5-5-8 砂地震の地震時応答に関する線形解析と非線形解析の比較
 (節点No. 94、加速度、速度、変位波形)

* RESPONSE ANALYSIS OF GROUND ACC., VEL., DISP. *

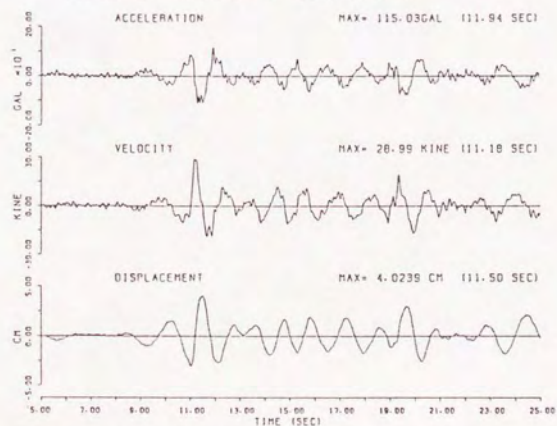
SITE = SAND-NONLINEAR INPUT WAVE = TARUMIZU L-1
 NODE NO. 68 DIRECTION = X, DEPTH = 0.00 M



(a) Case-3 (砂地震、非線形解析)

* RESPONSE ANALYSIS OF GROUND ACC., VEL., DISP. *

SITE = SAND-LINEAR INPUT WAVE = TARUMIZU L-1
 NODE NO. 68 DIRECTION = X, DEPTH = 0.00 M



(b) Case-4 (砂地震、線形解析)

図5-5-9 砂地震の地震時応答に関する線形解析と非線形解析の比較
 (節点No. 68、加速度、速度、変位波形)

第6章 シールドトンネルの実地震時挙動シミュレーション

6.1 序節

1983年より実施してきたシールドトンネルの地震時挙動観測により、地震時における地盤およびトンネルの実挙動を示す貴重な観測データが得られた。観測期間中に観測地点周辺で被害がでるほどの大地震を経験することはなかったが、首都圏周辺の地震の巣で発生した比較的大きな5つの地震（横浜で震度Ⅲ、Ⅳ）による地盤、トンネルの挙動を捉えることができた。すなわち、1983年8月8日神奈川・山梨県境地震（YKHM-1）、1984年3月6日鳥島近海地震（YKHM-2）、1984年9月14日長野県西部地震（YKHM-3）、1985年10月4日千葉茨城県境地震（YKHM-4）、1987年12月27日千葉県東方沖地震（YKHM-5）である。第3章で述べたように、各地震の震源、マグニチュード等の相違によって地震動の特性が異なるため、これらの地震の際の地盤やトンネルの応答特性（卓越振動数、地盤加速度の増幅率、水平2方向の比率、トンネルひずみ分布、継手の挙動等）も、これに起因してかなり異なっていた。

本章では、複雑な地盤条件を有する観測地点を擬似3次元地盤モデルによってモデル化し、震央方向と位相速度を考慮して地震応答解析を実施し、上記5つの地震時の地盤およびシールドトンネルの実挙動を再現するためのアプローチを試みる。また表面波によるシールドトンネルの実挙動を簡便な数値計算によってシミュレートできることを示す。さらに応答解析の結果得られた諸知見をまとめ、本章で行った地盤およびトンネルのモデル化手法の妥当性に関する検討を行う。

6. 2 モデル化と解析手法

6. 2. 1 地震のモデル化

観測地点は洪積泥岩(三浦層群)の浸蝕によって形成された谷地形を、軟弱なシルト質粘性土が堆積して覆った溺れ谷地形となっている。表6-2-1は加速度計埋設時のボーリング孔を利用したPS換層の結果を基に決定した、本解析に用いる沖積層の動的物性値をまとめたものである。表層地盤の構成は、地表から表土、腐植土、シルト～シルト混じり砂、シルト質粘土、粘土～砂質シルト(礫含有)であり、せん断波速度 $V_s = 40 \sim 260$ m/secの範囲にある。また地震基盤と考える泥岩のせん断波速度 V_s は750 m/secである。図6-2-1はトンネルの線形に沿った地盤縦断面をモデル化したものであるが、トンネルが存在するのはほとんど粘土～砂質シルトの堆積する最下層と基盤内であり、その V_s は260～750 m/secである。

図6-2-2は、観測地点の表層地盤を擬似3次元地盤モデルによってモデル化したものである。図の左右の境界は、地質調査資料より推定される沖積層と洪積泥岩層の境界であり、解析においては固定境界として取扱う。また上下の境界は、谷の連続性を考慮して自由境界とした。メッシュ分割は谷軸(想定される表層地盤の振動主軸)に沿い、なおかつトンネル線形および地盤内加速度計埋設地点(F点、G点)と節点が一致するように行った。4角形要素を中心として分割しているが、境界付近では地形が入組んでいるので、一部には3角形要素も使用した。各節点では変位関数 $F_i(z)$ の計算に必要な土柱の基本せん断振動モードが得られるように、土柱を5～9質点系へ置換してまずモード解析を実施し、 $F_i(z)$ を決定した後1質点-バネ系に置換えている。地震応答解析で求められたトンネル位置の地盤変位を、トンネルの応答解析で用いることになり、また基盤の起伏がかなり激しい地盤であるため、あまり粗いメッシュ分割にはできない。そこでこの解析領域としては少々細かなメッシュ分割とし、節点数473、要素数437とした。このように観測地点は基盤の起伏や境界が複雑な地盤構造を有しているので、3次元的な地盤のモデル化が望ましく、擬似3次元地盤モデルの効果が発揮されると思われる。ただし、解析モデルのX、Y方向は、第3章で述べた観測のそれぞれYおよびX方向に対応している。したがって、X方向は谷軸直交方向、Y方向は谷軸方向を意味する。

6. 2. 2 トンネルのモデル化

トンネルは柱・梁要素でモデル化し、13のエレメントに分割した。図6-2-1に示したよ

うに、基盤の起伏が激しいために、トンネル観測断面位置のトンネルひずみを正確に求めるためには、本解析のトンネル分割数は少なく、分割位置についても地盤の分割に主眼を置いてるので適当ではないかも知れないが、全体的なトンネルの地震時挙動を把握するには十分と思われる。トンネル要素の分割とトンネル観測断面の位置より、B断面とC断面に対応するトンネル要素では、実測値よりも大きなひずみを解析することが予想される。

解析においては図6-2-1のトンネル位置にある地盤質点の応答変位に、この位置の変位関数を乗じてトンネル深度の地盤変位を求め、これを地盤～トンネル間のバネを通してトンネルに伝達させる。ここでトンネルを柱・梁に置換えるときの等価剛性(EA)_{eq}、(EI)_{eq}は、実測値から得た等価剛性を用いる。表6-2-2に解析に用いた軸剛性低減係数R_aと曲げ剛性低減係数R_bをまとめた。またトンネル～地盤間のバネは、次の簡易式によって与えることにした。

$$K_a = G \cdot \pi D L \quad \dots (6-2-1a)$$

$$K_b = 3G \cdot D L \quad \dots (6-2-1b)$$

ここで、K_a ; 軸方向のバネ定数, K_b ; 軸直角方向のバネ定数,
G ; トンネル周辺地盤のせん断弾性係数, D ; トンネル外径,
L ; トンネルの長さ

6. 2. 3 応答解析手法

本章で地震応答解析を実施する5つの地震は、それぞれ震源位置やマグニチュードが異なり、各地震で地盤およびトンネルの地震時応答に相違があることを第3章で示した。ここではまず、応答解析を実体波成分と表面波成分に分け、実体波成分については擬似3次元地盤モデルでトンネル位置の地盤変位を求め、表面波については図6-2-1のメッシュの座標と地震波の伝ば速度からトンネル位置の地盤変位を時刻歴で求めて、これらを入力としてトンネルに発生する軸方向ひずみを計算した。

実体波の解析では、YKHM-1～YKHM-4で実測された地盤のせん断ひずみレベルがせいぜい 2.0×10^{-4} 、YKHM-5で 4.0×10^{-4} であるので線形解析とし、地盤材料のひずみ依存性から判断して、YKHM-1～YKHM-4では減衰定数h=0.025、YKHM-5ではh=0.05とした。また震央方向による表層地盤とトンネルの応答の違いをシミュレートするために、(5-2-14)式を用いて震央方向から伝ば速度750m/secで位相差入力を行った。伝ば速度750m/secは基盤のV_sと一致しているが、位相差を何種類か変えて応答解析を実施した結果、この時がもっとも地盤

F点の加速度の応答性状が観測結果とよく一致したからである。入力加速度は各地震の際に地盤F点G.L. -29.8m(基盤内)で観測された加速度波形(X、Y方向)の主要動部とし、解析領域の震央にもっとも近い境界節点を基準(位相差0)として、順次各節点における位相差 Δt を決定して入力位相差を考慮した。すなわち、節点 $i(x_i, y_i)$ において考慮する位相差 Δt_i は、震央からの地震波伝ば方向とメッシュのX軸との交角を θ (反時計回りを正)とし、地震波の伝ば速度を c とすれば、以下の式で決定できる。

$$\Delta t_i = \frac{(x_i - x_0) \cos \theta + (y_i - y_0) \sin \theta}{c} \quad \dots (6-2-2)$$

ただし、 x_0, y_0 は、メッシュで震央にもっとも近い節点のXおよびY座標である。トンネルの応答は、この位相差を考慮して地震動を入力して得られる、各トンネル位置の地盤質点の応答変位をバネを通してトンネルに伝達させている。

表面波によるトンネル応答の解析は、まずF点G.L. -29.8mの加速度から変位波形(水平2方向)を積分によって求め、次に上記と同様な方法により各トンネル節点位置の変位を求めた。

トンネルは、等価剛性をもつ柱・梁としているので、応答解析の結果得られるのはトンネルの等価軸ひずみと等価曲げひずみである。したがって、実測のトンネル各断面のひずみと比較する場合は、セグメント本体のひずみに換算しなければならない。すなわち、

$$\epsilon_{\text{seg}, a} = R_a \cdot \epsilon_{\text{eq}, a} \quad \dots (6-2-3a)$$

$$\epsilon_{\text{seg}, b} = R_b \cdot \epsilon_{\text{eq}, b} \quad \dots (6-2-3b)$$

ここで、 $\epsilon_{\text{seg}, a}$:セグメント本体の軸ひずみ、 $\epsilon_{\text{seg}, b}$:セグメント本体の曲げひずみ、

$\epsilon_{\text{eq}, a}$:トンネルの等価軸ひずみ、 $\epsilon_{\text{eq}, b}$:トンネルの等価曲げひずみ、

トンネルA断面については、実測しているのが二次覆工上のひずみであるから、これがセグメント本体と継手の平均ひずみと考え、この平均ひずみと解析結果の等価ひずみとを直接比較することにする。

6.3 モード解析^{55), 56)}

地震応答解析に先立って、観測地点の表層地盤の主な振動性状を把握するために、図6-2-2の地盤モデルで振動モードを解析した。モード解析(固有値解析)にはSubspace法³⁶⁾を採用し、低次の30モードまで求め、その中で関与係数(有効質量比)の大きいものから順に8モードを図6-3-1に示す。モード図で点線は変形後のメッシュを表しており、太線は質点の移動を表している。

もっとも関与係数の高いのは2次のモード(a)で、振動数は1.32Hz、関与係数は0.37である。このモードでは、谷軸方向と谷軸直交方向の1次モードが重なり合って現れている。解析領域の中央部における質点の動きに着目すると、ちょうどトンネル軸方向に同一位相の振動が非常に卓越しており、観測におけるタイプ1(YKHM-1、YKHM-4)の地震動の振動モードに相当していると思われる。卓越振動数も第3章(図3-5-3)で示した、YKHM-4の地震のトンネル軸ひずみの卓越振動数とほぼ一致するため、地盤のモデル化はかなり実地盤に近いと判断される。

次に関与係数が高いのは3次モード(b)である。このモードは4次モード(h)と良く似ており、谷軸直交方向の成分は下部の自由境界の付近のみで、解析領域中央部において谷軸方向の振動成分のみが卓越するモードである。トンネルに対しては主にトンネル軸直交方向の変形、すなわち曲げ変形に寄与する成分である。上記2つの関与係数を合計すると0.13である。

その他の5つのモードは、解析領域の上部、下部ではそれぞれモードが異なるが、中央部で谷軸直交方向の3次~4次のモードが現れているという点で共通しており、各モードの振動数は、1.42~1.48Hzの狭い範囲にある。これらの振動モードはタイプ2(YKHM-2、YKHM-5)の地震動によって現れた振動モードに対応していると考えられる。これらのモードの関与係数の合計は0.34であり、合計するとかなり高くなる。

このように表層地盤の振動モードを3つのタイプの分類すると、その関与係数からやはりタイプ1とタイプ2の地震動によって生じた地盤およびトンネルの振動モードが、卓越して現れることがわかり(タイプ1:0.39、タイプ2:0.34)、表層地盤のモデル化が適切に行われたことを表している。

6. 4 地震応答解析

6. 4. 1 YKHM-1 (神奈川・山梨県境地震)

本地震の際、地盤F点の洪積泥岩層内 (G.L. -29.8m) で得られたY方向 (谷軸方向) の非定常スペクトルを図6-4-1に示す。これによれば、12秒前後から始まるS波の主要動とともに、30~40秒にわたって長周期の振動成分が卓越していることがわかる。F点の地表 (G.L. -1.5m) では、S波の増幅が著しいために非定常スペクトルにこの長周期成分のピークは認められないが、トンネル軸ひずみ波形には、この表面波によると思われる成分が約30秒から明瞭に現れている。

そこで本地震の応答解析では、10~30秒の実体波成分については擬似3次元地盤モデルを用いて行い、表面波については、基盤内で観測された加速度の積分により求めた変位を、位相差をつけて入力し20~40秒の20秒間にわたってトンネルひずみを解析する。なお地震波の入射方向は図6-4-2に示す通りであり、解析領域の左側からの入射とする。

6. 4. 1. 1 実体波成分

図6-4-3に応答解析に用いた入力地震波形を示す。最大加速度はY方向 (谷軸方向) の方が若干大きい程度で、最大値発生時刻もほぼ一致していることがわかる。図6-4-4、6-4-5は、地震観測によってF点G.L. -1.5mで実測された加速度波形 (1.0~2.0 Hz) と、擬似3次元地盤モデルを用いた地震応答解析によるF点G.L. -1.5mの加速度波形を比較したものである。前述したように、解析においては解析領域の震央方向の境界からF点までの地震波の伝ば時間 (約0.2秒) だけ、上の実測波形との間でtime lagが生じている。実測結果にはフィルター処理を行い、解析結果には処理を行っていないが、擬似3次元地盤モデルによる応答解析自体、土柱のせん断一次振動のみを取扱う手法であるので、既に一次振動のフィルターを通過していると判断されるためである。

図6-4-4、6-4-5の解析結果は絶対加速度であり、表層地盤の卓越振動数よりもかなり振動数の高い基盤の入力加速度が含まれているが、全体的な加速度の時刻歴応答性状は実測結果と良く一致しており、位相もほとんどの時間帯で一致している。加速度の最大値に着目すると、実測・解析ともY方向の谷軸方向成分の増幅が大きく、タイプ1の地震の特徴をシミュレートできていることがわかる。入力位相差を与えないケースについても応答解析を実施し

たが、加速度の時刻歴応答特性は位相差をつけたケースほど、実測結果と一致しなかった。

次にトンネル軸ひずみの解析結果について考察する。図6-4-6は左(a)に本地震で実測された各観測断面のトンネル軸ひずみの主要動部を、右(b)に各観測断面にはほぼ対応する位置にあるトンネル要素(A断面-要素No. 3、B断面-要素No. 7、C断面-要素No. 11、C断面-要素No. 13)に生じた軸ひずみの応答解析結果を示している。実測ひずみはリング継手を含まないセグメント本体上で測定されたひずみで(A断面は二次覆工上)、加速度と同様1.0~2.0 Hzのフィルターで処理されており、解析ひずみについては等価ひずみでフィルター処理を行っていない。また表6-4-1は、(6-2-3)式により等価ひずみをセグメント本体のひずみに換算し、実測と解析の軸ひずみの最大値の比較をしたものである。

図6-4-6の実測と解析の軸ひずみ波形を比較する。CおよびD断面では実測と解析の軸ひずみ波形の時刻歴応答特性が比較的良く一致しているが、AおよびB断面では一部で両者の時刻歴応答特性に相違が見られ、地震加速度の場合ほどトンネル軸ひずみを良くシミュレートできていない。解析における各トンネル要素長は12~13mで、比較的細かな分割であるにもかかわらず、基盤の起伏が激しいために、ひずみ波形が一致するほどのシミュレーションはできていない。最大値の比較では、表6-4-1に示すように、予想通りB、C断面で解析値が実測値よりも60~80%大きい結果となったが、A、D断面では両者は非常に良く一致しており、与えた等価軸剛性が適切であったことを表している。

次にトンネル曲げひずみに着目する。図6-4-7は図6-4-6と同様に、実測と解析の曲げひずみ波形を対応させて示したものである。曲げひずみの時刻歴応答の性状については、軸ひずみの場合よりも両者は相似な波形になっているように見えるが、最大値の発生時刻は一致していない。表6-4-1には、(6-2-3)式で換算したセグメントの曲げひずみの最大値もまとめている。A断面では解析値が実測値の約1/2で、軸ひずみの解析結果と異なっているが、B~D断面については軸ひずみの解析結果と同様、BとC断面で大きな解析ひずみとなった。したがって曲げひずみについても、等価曲げ剛性は現実に即した値であると考えられる。

以上のように、擬似3次元地盤モデルと等価剛性を用いた地震応答解析により、トンネルの実地震時挙動をかなり良い精度でシミュレートできることが示された。

6.4.1.2 表面波成分

図6-4-8に本解析に用いた入力変位波形を示す。表面波の伝ば速度は、1000 m/secと2000 m/secの2ケースについて解析を行った。なお変位波形には、波の表面波成分(長周期成分

)のみの解析を行うため、0.1~1.0 Hzのフィルターを通してある。入力波の最大変位はX方向で0.3 cm、Y方向で0.4 cmである。

図6-4-9は、伝ば速度 1000m/secのケースのトンネル軸ひずみ波形の解析結果を、実測結果と比較したものである。左(a)は実測ひずみに長周期成分のフィルター(0.1~1.0Hz)で処理したもので、右(b)は各観測断面に対応するトンネル要素の軸ひずみの解析結果である。軸ひずみ波形は、実測結果でも解析結果でも各断面でほとんど変わらず、幾何学的に相似である。また位相については、A→D断面に向かって次第に時間遅れが生じており、位相が少しずつズレていることが認められる。実測ひずみと解析ひずみの波形を比較すると、位相、時刻歴応答特性とも非常に良く一致しており、両者の波形はほとんどの時間帯で重なり合うほどの相似性が認められる。ひずみの絶対値も、表6-4-2に示すように、軸ひずみについては十分満足できる結果が得られた。表面波の場合には、表層地盤の地形的要素がトンネルの挙動に影響を与えることはなく、トンネルの平面的な配置と表面波の伝ば速度および入射方向が、主としてトンネルの変形を支配するため、B、C断面においても実測値と解析値が良く一致している。

表面波の伝ば速度を2000 m/secとしたケースでは、トンネル軸ひずみ波形は当然ながら伝ば速度1000 m/secのケースと変わらないが、絶対値が伝ば速度1000 m/secのケースの約半分に減少し、実測結果との対応が悪くなった。離れた2点、あるいは3点による加速度の観測を行っていないので、この表面波の伝ば速度を評価することができなかったが、実体波の解析より軸剛性低減係数が適切であることがわかっているため、表面波の伝ば速度は1000 m/sec前後と考えて良いであろう。

図6-4-10は、表面波の伝ば速度が1000 m/secのケースのトンネル曲げひずみ波形の解析結果を、実測結果とともに示したものである。位相はA断面とC断面で解析結果と実測結果がだいたい一致しているが、B断面とD断面では両者の位相のズレが大きく、逆位相に近い。表6-4-2を用いてセグメントの曲げひずみ最大値について、実測と解析の比較をすると、実測値の方が数倍~十数倍、とくにB、D断面では実測値の方が1オーダーも大きいことがわかる。また実測の曲げひずみ波形のB~D断面は、図6-4-9で示した軸ひずみ波形とはほぼ位相が一致している。したがって、観測においてトンネル左右内壁の軸方向ひずみ e_L 、 e_R の出力値がアンバランスであったため、 $(e_L - e_R) / 2$ によって計算上、軸ひずみ成分の一部が曲げひずみとして算出されたと思われる。左右のひずみ出力の度合いを調べてみると、A断面では左右とも同レベルであるが、その他の断面では左右でかなりの違いがあり、B、D断

面では一方が他方の2倍にもなっていた。左右のひずみ出力の差の $1/2$ は $1.0\sim 1.5\ \mu$ であることから、表6-4-2の曲げひずみに関する実測と解析の最大値の相違は、曲げひずみの分離の際に計算上生じた誤差と考えて良いであろう。一方軸ひずみに関しては、左右のひずみの平均として算出しており、軸ひずみが曲げひずみに比べて圧倒的に卓越しているので、このひずみのアンバランスの影響は比較的小さいであろう。

6. 4. 2 YKHM-2 (鳥島近海地震)

本地震では、2秒前後の振動数成分がS波の到達より後半で認められるが、表層地盤の卓越振動が支配的であった。したがって、擬似3次元地盤モデルによる実体波成分の応答解析を実施する。解析時間帯は波の主要動部である70~90秒の20秒間とし、図6-4-2のように解析領域の下方向から入射させる。図6-4-11に、本解析に用いた入力地震波形を示す。

図6-4-12と図6-4-13は、地盤GL - 1.5mの実測加速度波形と解析結果を、それぞれX、Y方向について比較して示したものである。下方向からの入射であるので、F点では実測と解析の間に約0.3秒の時間のズレが生じている。X方向では78~80秒に実測で見られる減衰が、解析ではシミュレートできていないし、Y方向でも一部に両者の加速度波形に相似性の悪い部分があるが、ほぼ全解析時間領域にわたり実測と解析の位相は一致している。加速度の最大値についても実測、解析ともY方向がX方向よりも2割程度大きく、また両方向とも解析結果が実測結果より15%程度大きい結果となった。

図6-4-14は、左(a)に本地震の際実測された各観測断面のトンネル軸ひずみを、右(b)に各断面に対応する位置にあるトンネル軸ひずみの応答解析結果を示している。実測と解析のひずみ波形を比較すると、位相は両者でだいたい一致しているが、解析では後半の80秒以降で実測よりもひずみ振幅が大きくなっており、とくにA断面ではこの傾向が著しい。しかしひずみの最大値については、表6-4-3に示すように妥当な解析結果となっている。

次にトンネル曲げひずみの実測結果と解析結果の比較を、図6-4-15に示した。各断面とも実測と解析の位相特性はほぼ一致しており、ひずみ振幅の増大する時間帯も軸ひずみの場合より両者の対応が良く、かなり時刻歴応答特性をうまく再現できていると思われる。セグメント曲げひずみの最大値は、表6-4-3に示すように、B断面以外ではYKHM-1と同じく妥当な結果となっている。B断面では、左右のひずみ出力の一方が他方の約2倍であるので、このため曲げひずみが過大に評価されたと考えられる。

以上のようにYKHM-2の地震でも、本解析手法の妥当性が示された。

6. 4. 3 YKHM-3 (長野県西部地震)

本地震では地盤F点の洪積層内のみならず、地表(GL, -1.5m)においても、Y方向(谷軸方向)の加速度波形に明瞭な分散性を有するlove波と思われる表面波成分が、卓越して現れていた。トンネル軸ひずみには実体波成分はわずかで、表面波成分が卓越しており、その継続時間も長かった。そこで図6-4-16に示す、F点の洪積層内の加速度を積分して求めた変位の内、長周期成分(0.1~0.5 Hz)を図6-4-2に示す方向から入射し、20~100秒の80秒間にわたって表面波によるトンネルの応答解析を行うことにした。なお入力波の最大変位はY方向で1.7 cmに達している。

図6-4-17は表面波の伝ば速度を1000 m/secとして解析したトンネル軸ひずみ波形を、実測結果とともに示したものである。図から容易に判断されるように、実測波形と解析波形は表面波が明瞭になる40秒から相似となり、位相が一致している。軸ひずみが最大となる時刻も、各断面とも良く一致しており約81秒である。トンネル軸ひずみの最大値を表6-4-4にまとめた。実測と解析の軸ひずみの最大値を比較すると、若干解析値の方が小さいので、軸剛性低減係数が正確であれば、実際の表面波の伝ば速度が、1000 m/secよりもやや遅いことになる。したがって、6. 4. 1. 2の例から判断して、表面波の伝ば速度2000 m/secのケースの解析は行わなかった。このように表面波によるトンネル軸ひずみは、YKHM-1と本解析によって、時刻歴応答特性、ひずみの絶対値とも、ここで採用した簡便な解析手法で、かなりの精度の実挙動シミュレーションが可能であることが検証された。

次にトンネル曲げひずみの解析結果について、図6-4-18に基づいて考察する。曲げひずみの時刻歴応答特性については、一部を除き解析結果が実測と一致していない。その理由はYKHM-1の解析と同じで、トンネル左右内壁のひずみ出力のアンバランスのためである。その中でもD断面では、一方のひずみが他方の3倍以上であった。曲げひずみの最大値を表6-4-4に示すが、実測値が解析値に比べて著しく大きく両者は一致しない。解析値が異常に小さいように思われるが、波動論的に判断すると、曲げひずみは軸ひずみの数%であるから、本解析結果は妥当であると判断される。以上のように、曲げひずみに関しては、観測における曲げひずみの分離が十分な精度で行われていないため、実測結果によって検証できないが、波動論的には十分納得できる解析結果を得ていると考えられる。

6. 4. 4 YKHM-4 (千葉・茨城県境地震)⁵⁵⁾

本地震では地盤F点の地表のみならず、洪積層内においても表面波と思われる長周期の振動成分はまったく確認できず、極めて実体波の卓越した加速度波形が得られている。そこで地震応答解析は擬似3次元地盤モデルを用いて実体波の解析とし、地震波の主要動部である10~30秒の20秒間について行う。用いた入力地震波を図6-4-19に示す。地震波の入射方向は図6-4-2に示すように、解析領域の右斜め上方から入射させる。

図6-4-20、6-4-21は、地盤F点G.L. - 1.5mにおけるそれぞれX方向、Y方向の加速度波形の実測結果と解析結果を比較したものである。実測と解析のTime lagは、約0.15秒である。これまでに紹介した地震と異なっているのは、X方向(谷軸直交方向)の方がY方向(谷軸方向)よりも、加速度の最大値が大きくなっていることである。このような加速度の増幅特性も、解析によって再現できており、地盤のモデル化が適切であったことを意味している。実測波形と観測波形は、位相も時刻歴応答特性も全解析時間にわたって良く一致しており、実体波に関するこれまでの3つの応答解析の中では、もっとも実測結果に近いシミュレーション結果となった。また解析結果の方が加速度振幅が約20%大きい点で、YKHM-2の解析結果と一致している。

本地震の観測からは、図6-2-2の地盤G点のG.L. - 5.0mの深さにも加速度計が埋設されており、加速度記録が得られている。図6-4-22、23は、このG点の加速度の実測結果と解析結果を対比したものである。解析結果は地表G.L. 0.0mの加速度であるので、絶対値の比較はできないが、両者の時刻歴応答特性はF点よりもさらに良く一致している。

図6-4-24に、トンネル軸ひずみ波形の実測結果と解析結果を比較して示した。軸ひずみの最大値発生時刻までは一致しないが、A断面の20秒前後を除き、実挙動と解析は位相、増幅特性ともほぼ一致しており、実体波の応答解析では、もっとも実測に近い軸ひずみのシミュレーション結果が得られた。(6-2-3)式から求めたセグメント軸ひずみの最大値を表6-4-5に示すが、このケースではB、C断面でもそれほど解析結果が実測よりも大きくはなっていない。恐らくB、C断面周辺の基盤の起伏があまり影響しないような、地盤の振動が生じていたためであろう。

次にトンネル曲げひずみに関して、図6-4-25に注目して考察する。曲げひずみでも位相は実測と解析でだいたい一致しているが、B断面において時刻歴応答特性に相違がみられ、相似性は軸ひずみの場合ほど良くない。表6-4-5にはセグメント曲げひずみの最大値もまとめているが、B、C断面だけでなく、D断面でも解析値が大きい結果となっている。またA断

面において、解析値が実測値の約5割であるのは、3つの実体波の解析で共通しており、軸ひずみに関しては両者が良く一致しているため、その原因としては、曲げ剛性低減係数が不適当であること、軸変形と曲げ変形では二次覆工の効果（軸変形ではセグメント本体と継手の平均的な変形が現れる）が異なっていること等が推測される。

6. 4. 5 YKHM-5（千葉県東方沖地震）⁵⁶⁾

本地震では、長周期成分も少し含まれているが、実体波の方が卓越した地震波であったため前節と同様に実体波の応答解析を行う。解析を行うのは、地震波の主要動部である10～30秒の20秒間である。図6-4-26に解析に用いた入力地震波を示す。地震波の入射方向は、図6-4-2に示すように解析領域の右方向からの入射とする。

図6-4-27、28は、地盤F点GL. - 1.5mにおけるそれぞれX方向、Y方向の加速度波形の実測結果と解析結果を比較したものである。本地震でもYKHM-4と同じように、X方向の加速度振幅の方が若干大きい、解析によりこのような加速度増幅特性が、実測と同じように再現されている。Y方向（b）については解析波形の方に、観測にはないやや高い振動数の波が含まれ、両者の対応が悪いように見えるが、主要な部分では良く対応している。このことを示したのが、図6-4-29、30である。両図では、解析波形にさらに1.0～2.0 Hzのフィルター処理が施してある。このようにフィルター処理をすると、両方向の解析波形はほとんど重ね合わせることができるほど一致し、絶対値も実測値と非常に近くなる。また図6-4-31、32に、地盤G点における加速度波形の、実測結果と解析結果の比較を示すが、地盤G点でも地盤加速度を非常に良くシミュレートできていることがわかる。

図6-4-33に本地震における、トンネル軸ひずみ波形の実測結果と解析結果を比較して示した。A断面では実測ひずみ波形の前半に、他断面では見られないやや高い振動数成分が卓越し、後半でも時刻歴応答特性が解析結果と異なるが、その他の断面では、実測と解析の軸ひずみの時刻歴応答特性は良く一致していると言える。表6-4-6に、実測と解析によるセグメント軸ひずみの最大値をまとめているが、これまでの実体波の応答解析結果と同様、A断面とD断面では実測と解析がほぼ同じレベルのひずみとなり、B、C断面では解析ひずみを実測ひずみよりも大きいという結果が得られた。以上のように、4つの異なった地震による実体波の地震応答解析を通じて、シールドトンネルの実地震時の軸ひずみが、本解析手法によって十分な精度でシミュレートできることが証明された。

図6-4-34に本地震における、トンネル曲げひずみ波形の実測結果と解析結果を比較して

示す。曲げひずみに関しては、時刻歴応答特性は軸ひずみの場合ほど両者で一致しないが、A断面のように軸ひずみよりも両者が良く一致している断面もある。表6-4-6には曲げひずみに関する最大値の比較結果をまとめた。これまでの実体波の解析結果と傾向はだいたい同じであり、A断面では解析結果が実測結果の約5割、D断面では両者がほぼ一致している。本解析では曲げ剛性低減係数が他の地震に比べて非常に小さい値で、継手の曲げ変形吸収を取入れているので、本解析の結果がほとんどこれを考慮していない他の解析結果と一致しているということは、本地震では実際に継手による曲げ変形の吸収が起こっていることを裏付けているものと思われる。

6. 4. 6 応答解析結果に関する考察

5つの異なった実地震時における地盤およびシールドトンネルの挙動に関し、実体波成分について4ケース、表面波成分について2ケースの応答解析を実施した。以下にこれらの応答解析の結果を、実体波成分の解析、表面波成分の解析、両解析に共通の項目の順に考察する。

まず実体波成分の解析結果から考察する。表6-4-7は、各地震における基盤から地表への地盤加速度の増幅特性について、実測結果と解析結果を比較してまとめたものである。ただし、基盤の加速度は入力地震動であり、地表の加速度については実測は1.0~2.0 Hzでフィルター処理されたもの、解析は応答解析の結果をそのまま示したものである。表に示すように、地盤F点の加速度の増幅は地震毎でまちまちであるが、応答解析によりこのように複雑な実挙動が良く再現されていることがわかる。また地震毎で表層地盤の卓越振動数に若干の相違が見られたが、加速度波形も実測結果と位相、時刻歴応答特性ともほとんど一致を示した。溺れ谷地形を有する観測地点の地盤構造については、本解析を行うためには地質調査のデータが不十分で、推定した部分が多かったが、擬似3次元地盤モデルによるモデル化は妥当なものであることが示された。このように実挙動に近いシミュレーション結果が得られたのは、この地盤のモデル化のみならず、位相差入力を行ったことによる部分も大きい。位相差入力を行ったのは、地盤加速度とトンネルひずみの解析結果を実測結果と比較している際、波の伝ば速度を1000 m/sec よりもやや遅くした場合、解析結果が実測結果と非常に近くなるケースがあったからであり、とくに加速度の時刻歴応答特性は、位相差をつけることによってかなり変化することが確かめられた。大地震の場合には、ほとんどが真下からの地震入力となるはずであるから、本解析のように、すべて基盤のS波速度で震央方向から地震波が伝ばするというのは誤っているように思われるが、特殊な地盤構造である場合には、ローカルな波動伝ばによりこのような現象が生じることもある。

トンネル軸ひずみに関しては、解析におけるトンネルの要素分割が基盤の激しい起伏に対して比較的粗く、また解析結果がトンネル要素内の平均値であるのに対し実測結果はある1断面の値であるので、地盤加速度ほど実挙動を再現できていないが、位相や時刻歴応答特性(増幅、減衰)についてはほぼ満足できる解析結果が得られた。トンネル要素分割による影響を加味すれば、得られた軸ひずみの絶対値は4つの異なった地震で実測結果と同レベルであり、要素分割による影響の少ないA、D断面では、どの地震でも絶対値が良く一致した。また位相差を与えることにより、軸ひずみの時刻歴応答特性や絶対値は、地盤加速度よりもさらに大きく変化し、実測結果に近づき傾向が見られた。このように、擬似3次元地盤モデルによる位相差を考
(151)

慮した応答解析で地盤の変位を求め、トンネルの等価軸剛性を実測値から求めた軸剛性低減係数 R_b を導入して決定した本解析手法が、中規模の地震動に対しては十分適用できることが検証された。この等価剛性の考え方は、セグメントとボルト継手の直列バネ系として算定する従来の等価剛性とは意味が異なっており、シールドトンネルの耐震設計において、重要な意味をもつものとする。

トンネル曲げひずみに関しても、位相や時刻歴応答特性は実挙動と近いシミュレーション結果となっているように見えるが、ひずみの絶対値が実測と解析であまり一致していない。以下にその理由について考察する。解析が正しい場合実測値が解析値よりも大きくなる理由としては、トンネル左右内壁の軸方向ひずみから曲げひずみを分離する際、左右のひずみ出力のアンバランスのために、軸ひずみ成分が曲げひずみに含まれ、ひずみ出力の一方が他方の2倍、3倍となるような場合には、ほとんど軸ひずみ成分が曲げひずみとして算出されてしまうことが挙げられる。しかしながら、表面波成分と異なり実体波成分では、トンネル軸方向と軸直交方向の振動の違いが比較的小さい場合が多いので、波形からは両ひずみ成分の違いが、容易に判断できないことがある。次に実測が正しい場合解析値が実測値より大きくなる原因としては、トンネル要素の分割位置が観測断面と正しく対応していないことと、等価剛性を決定する際に用いた曲げ剛性低減係数 R_b が不適当だったことが考えられる。 R_b の値は表6-2-2に示したように、YKHM-2で0.533、YKHM-5で0.265で、その他の地震ではほぼ1となっており、継手の変位吸収が著しい場合と継手がまったく寄与していない場合が存在している。しかしすべての解析ケースで、D断面では実測値と解析値がだいたい一致し、A断面では解析値が実測値の約5割という結果で共通しており、曲げ剛性低減係数は妥当な値となっているように思われる。上記の理由により、曲げひずみに関しては本解析手法の妥当性を検証するまでには至っていないが、曲げ剛性低減係数が重要なパラメータであることは、解析によって明らかとなった。

次に表面波成分の解析結果について考察する。トンネル軸ひずみに関しては、波形の位相、時刻歴応答特性やひずみの絶対値について、ほぼ実挙動を再現できており、本章で採用した簡便な解析手法と、 R_b の妥当性が証明されたと考えよう。YKHM-1とYKHM-3の解析ケースを比較してみる。両地震の震央方向はあまり変わらないので、トンネルに対する波の入射角はそれほど違わないし、伝ば速度も同じ1000 m/secで解析を行っている。また入力変位は、YKHM-3の方が3~4倍大きい。従ってYKHM-3の地震では、YKHM-1のケースの3~4倍の軸ひずみが発生するようになるが、両者の表面波の卓越周期に相違があり

(YKHM-1で2~3秒、YKHM-3で7~8秒)、YKHM-3のケースで50~60%ひずみが大きくなっている程度である。このように表面波の場合は、周期すなわち波長の違いによって、発生するトンネルひずみは大きく異なる。

トンネル曲げひずみに関しては、トンネル左右内壁の軸方向ひずみ出力のアンバランスの影響が顕著に現れ、また実際に発生した曲げひずみのオーダーが、解析結果および波動論から判断すると0.1~0.3 μ と小さいために、実測と解析の対応は、位相についても絶対値についても非常に悪い。しかし左右の出力値のアンバランス分を実測曲げひずみから差引くと、だいたい解析値と等しくなるので、 R_b 値についても妥当な値であるように思われる。入力波の最大変位は、YKHM-3の方がYKHM-1の3~4倍であったが、曲げひずみは逆にYKHM-1の方がやや大きい。波動論によれば⁵⁷⁾、トンネルの軸ひずみと曲げひずみの比は、次式で表現される。

$$\frac{\epsilon_b}{\epsilon_a} = \frac{a}{v} \frac{d}{c} \quad \dots (6-5-1)$$

ここで、 ϵ_a : トンネル軸ひずみ、

ϵ_b : トンネル曲げひずみ、

a : 加速度 (gal)、

d : トンネル直径 (m)、

v : 速度 (kine)、

c : 波の伝ば速度 (m/sec)

上式に、YKHM-1の地震で $a = 9.0$ 、 $v = 1.3$ を、YKHM-3の地震で $a = 4.5$ 、 $v = 1.5$ を代入し、 $d = 5$ m、 $c = 1000$ m/secを両地震で共通としてこの比を計算すると、YKHM-1で0.035、YKHM-3で0.015となる。軸ひずみはYKHM-3の方がYKHM-1より50~60%大きかったので、この比を採用すれば、曲げひずみについてはYKHM-1のケースで若干大きい結果となって、この理由が説明できる。

以上の実体波と表面波の応答解析結果から総合的に判断すると、解析に用いた等価剛性を決定する際の剛性低減係数 R_a 、 R_b は、妥当な値を与えているように思われる。曲げ剛性低減係数は、YKHM-2とYKHM-5の実体波の解析以外はほぼ1で、これは曲げ変形に関して継手が寄与していないことを意味するが、振動がさらに大きくなれば、YKHM-5の地震のように継手が十分変位を吸収するものと考えられる。したがって、大地震を想定した耐震解析においては、第4章の剛性低減係数 R_a 、 R_b が、有効であると考えられる。ただ本章では地盤のひずみレベルが低いので、地盤、トンネルとも線形解析によって実挙動をシミュレートできが、大地震を想定した耐震解析においては、当然ながら非線形解析を行う必要があり、この際は、地盤の剛性低下まで考慮して、剛性低減係数を決定しなければならない。

6. 5 第6章のまとめ

本章では、表層地盤を擬似3次元地盤モデルで、シールドトンネルをトンネルの実測ひずみから求めた等価剛性梁によってモデル化し、第3章の地震観測地点の表層地盤およびシールドトンネルの実地震時挙動を再現することを試みた。観測された5つの実地震時における地盤およびトンネルの実挙動のシミュレーションを、実体波成分について4ケース、表面波成分について2ケース、計6ケース実施した。以下に本章で得られた結論を列挙する。

(1) モード解析では、表層地盤の主な振動モードが3つのタイプに分類できることが示された。それぞれのタイプの振動モードの関与係数から、やはり観測より見いだされた地震タイプ1と2による地盤およびトンネルの振動性状と一致する表層地盤の振動モードが、解析でも卓越していることが示され、地盤のモデル化の妥当性が確認された。

(2) 擬似3次元地盤モデルによる4つの地震に対する表層地盤の地震応答解析では、各地震によってそれぞれ異なる地盤F点の加速度の増幅特性、時刻歴応答特性を、かなり良い精度でシミュレートできることが示され、地盤のモデル化手法の妥当性および震央方向からの位相差入力の重要性が指摘された。

(3) トンネルの実体波成分の地震応答解析では、トンネル要素の分割が観測地点の基盤の起伏と比較して粗いため、解析されたトンネル軸ひずみ波形の時刻歴応答特性は、地盤加速度波形の場合ほど実挙動と一致しないが、位相は実測結果とほぼ一致し、また軸ひずみの絶対値も実測値と同レベルの結果が得られ、トンネルの等価軸剛性の設定が適切であったことを立証できた。

(4) トンネル曲げひずみに関しては、波形の時刻歴応答特性を軸ひずみと同等にシミュレートできているが、ひずみの絶対値はD断面を除くと実測結果とあまり一致しなかった。

(5) 表面波によるトンネルの地震応答解析では、卓越震動数の異なる2つの表面波の2ケースの解析で、トンネル軸ひずみの時刻歴応答特性、ひずみの絶対値は、実測結果と非常に良く一致し、ここでもトンネルの等価軸剛性の妥当性が示された。

(6) 一方トンネル曲げひずみについては、波形やひずみの絶対値は実測結果とあまり一致しなかったが、観測におけるトンネル左右内壁の軸方向ひずみ出力値のアンバランスを考慮すると、解析結果は妥当と思われ、波動論的にも十分説明のつくひずみ値であった。

シールドトンネルの曲げ変形に関するモデル化、すなわち曲げ剛性低減係数については、十

分な適用性が確認できなかったものの、解析から得られたトンネル曲げひずみの絶対値は、実測結果とオーダーが異なるような値ではない。したがって、本章のシミュレーションにより、擬似3次元地盤モデルならびに周辺地盤の剛性を考慮したシールドトンネルの等価剛性算定の妥当性を、検証することができたと言えよう。

表6-2-1 解析に用いる地盤の動的物性値

地層 NO.	地層名	単位体積重量 γ_t (gf/cm ³)	せん断波速度 V_s (m/sec.)	ポアソン比 ν
1	表土	1.868	40.0	0.498
2	腐蝕土	1.108	40.0	0.498
3	シルト～シルト混じり砂	1.765	70.0	0.498
4	シルト質粘土	1.535	110.0	0.497
5	粘土～砂質シルト	1.778	260.0	0.485

表6-2-2 実測ひずみから求めた剛性低減係数

地震	R_a	R_b
YKHM-1	0.284	0.985
YKHM-2	0.202	0.533
YKHM-3	0.331	1.079
YKHM-4	0.445	1.115
YKHM-5	0.167	0.265

表6-4-1 セグメントひずみ最大値の実測と解析の比較
(YKHM-1、実体波成分)

種別	軸ひずみ (μ)		曲げひずみ (μ)	
	実測	解析	実測	解析
A	(4.12)	(3.99)	(1.57)	(0.82)
B	1.82	3.34	1.37	3.59
C	1.52	2.41	0.59	2.42
D	2.67	2.77	2.18	2.45

()内実測は二次覆工上のひずみ、()内解析は等価ひずみ

表6-4-2 セグメントひずみ最大値の実測と解析の比較
(YKHM-1、表面波成分)

種別	軸ひずみ (μ)		曲げひずみ (μ)	
	実測	解析	実測	解析
A	(8.92)	(6.51)	(0.90)	(0.31)
B	1.70	1.99	1.55	0.27
C	2.54	2.18	0.90	0.23
D	2.67	3.23	1.93	0.10

()内実測は二次覆工上のひずみ、()内解析は等価ひずみ

表6-4-3 セグメントひずみ最大値の実測と解析の比較
(YKHM-2)

種別	軸ひずみ (μ)		曲げひずみ (μ)	
	実測	解析	実測	解析
A	(2.31)	(2.38)	(1.40)	(0.83)
B	1.02	2.12	3.31	1.89
C	0.47	1.61	0.62	1.52
D	1.74	1.77	1.46	1.21

()内実測は二次覆工上のひずみ、()内解析は等価ひずみ

表6-4-4 セグメントひずみ最大値の実測と解析の比較
(YKHM-3)

種別	軸ひずみ (μ)		曲げひずみ (μ)	
	実測	解析	実測	解析
A	(9.09)	(7.92)	(0.80)	(0.28)
B	3.55	2.89	0.61	0.19
C	5.13	3.34	0.67	0.27
D	4.42	3.65	2.66	0.10

()内実測は二次覆工上のひずみ、()内解析は等価ひずみ

表6-4-5 セグメントひずみ最大値の実測と解析の比較
(YKHM-4)

種別	軸ひずみ (μ)		曲げひずみ (μ)	
	実測	解析	実測	解析
A	(3.06)	(2.91)	(1.48)	(0.72)
B	2.55	3.12	1.30	5.28
C	2.34	2.82	0.53	3.20
D	3.33	2.99	2.00	3.47

()内実測は二次覆工上のひずみ、()内解析は等価ひずみ

表6-4-6 セグメントひずみ最大値の実測と解析の比較
(YKHM-5)

種別	軸ひずみ (μ)		曲げひずみ (μ)	
	実測	解析	実測	解析
A	(5.45)	(5.69)	(2.39)	(1.11)
B	2.07	3.32	1.15	1.62
C	0.95	2.58	0.54	1.34
D	2.02	2.65	0.91	1.20

()内実測は二次覆工上のひずみ、()内解析は等価ひずみ

表6-4-7 地盤F点における加速度増幅特性

地震名 方向	種別		F点地表・実測 (gal)			F点地表・解析 (gal)		
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	Y/X	X方向	Y方向	Y/X
YKHM-1 神奈川・山梨県境	14.13	15.51	22.42 (1.59)	33.11 (2.13)	1.48	22.03 (1.56)	29.28 (1.89)	1.33
YKHM-2 鳥島近海	6.21	7.58	16.70 (2.69)	19.98 (2.64)	1.20	19.17 (3.09)	22.91 (3.02)	1.20
YKHM-4 千葉・茨城県境	9.23	11.72	20.75 (2.25)	19.00 (1.62)	0.91	24.56 (2.66)	22.41 (1.91)	0.91
YKHM-5 千葉県東方沖	21.08	24.52	34.49 (1.64)	31.86 (1.30)	0.92	39.93 (1.89)	36.24 (1.48)	0.91

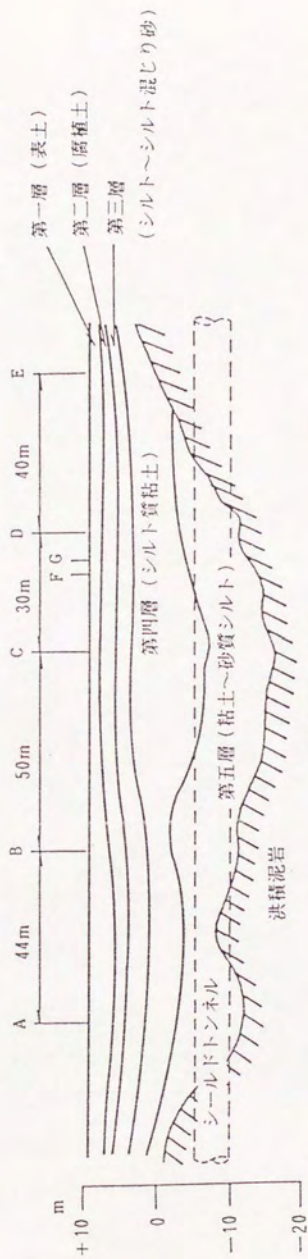


図6-2-1 観測地点表層地盛の地層分布

FEM MESH FOR GROUND MODEL

SITE = USHIODA.

NE = 437 , NP = 473

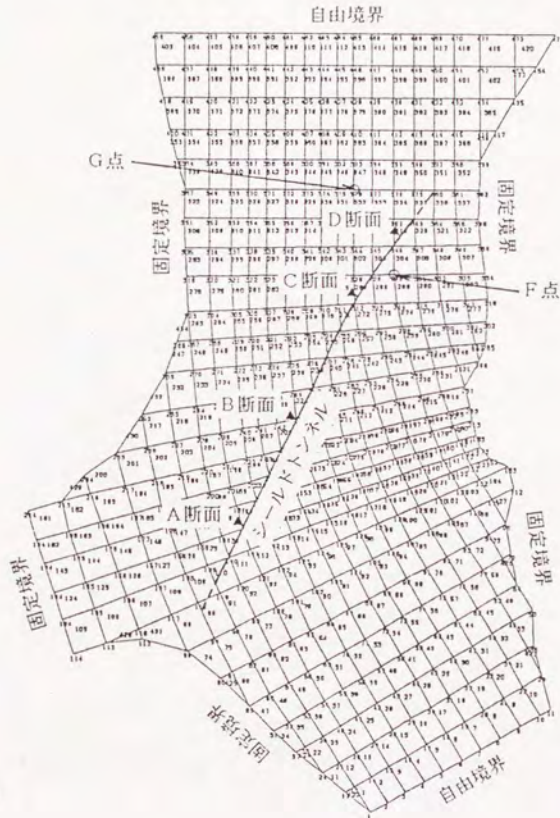
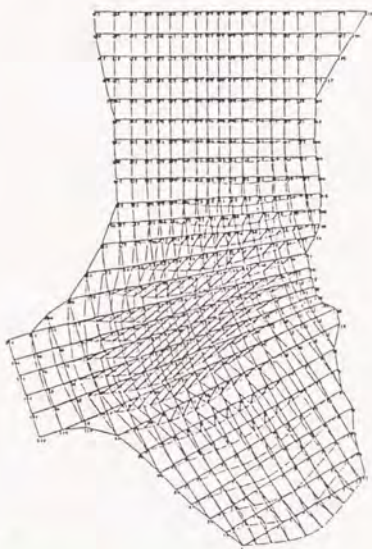


図6-2-2 擬似3次元地盤モデルによるモデル化

(a) MODE NO. 2

FREQUENCY = 1.32250 HZ

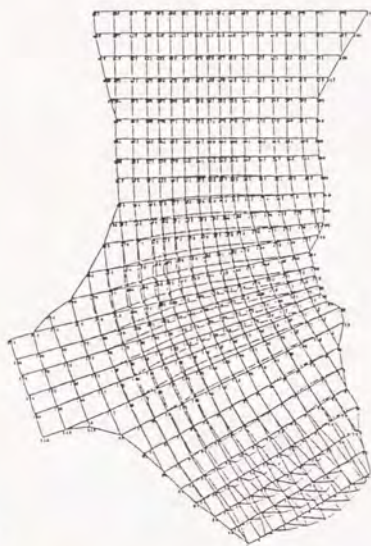
PARTICIPATION FACTOR = 0.37247



(b) MODE NO. 3

FREQUENCY = 1.35210 HZ

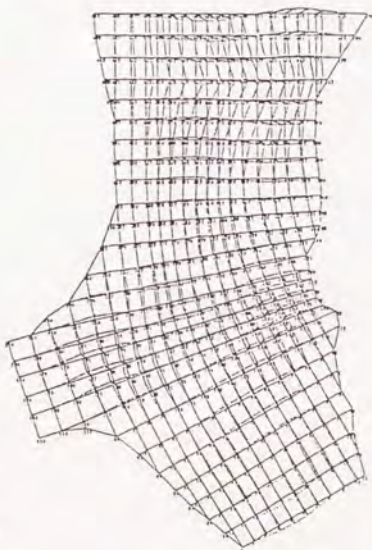
PARTICIPATION FACTOR = 0.09573



(c) MODE NO. 11

FREQUENCY = 1.48440 HZ

PARTICIPATION FACTOR = 0.08505



(d) MODE NO. 7

FREQUENCY = 1.42220 HZ

PARTICIPATION FACTOR = 0.07918

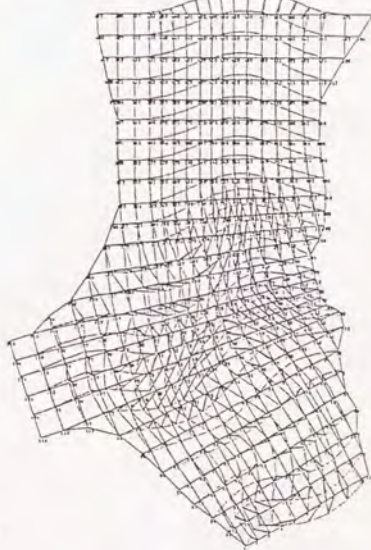
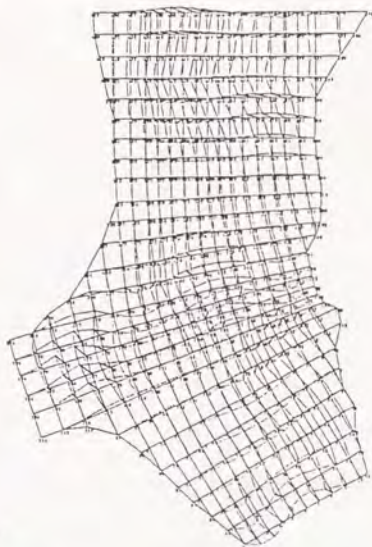


図6-3-1a 振動モード

(e) MODE NO. 13

FREQUENCY = 1.48420 HZ

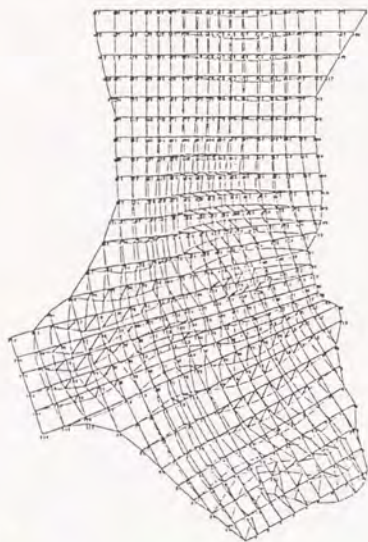
PARTICIPATION FACTOR = 0.07163



(f) MODE NO. 12

FREQUENCY = 1.47680 HZ

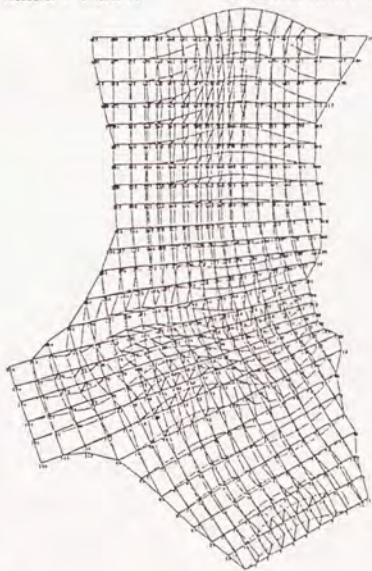
PARTICIPATION FACTOR = 0.05502



(g) MODE NO. 9

FREQUENCY = 1.45340 HZ

PARTICIPATION FACTOR = 0.04854



(h) MODE NO. 4

FREQUENCY = 1.35310 HZ

PARTICIPATION FACTOR = 0.02804

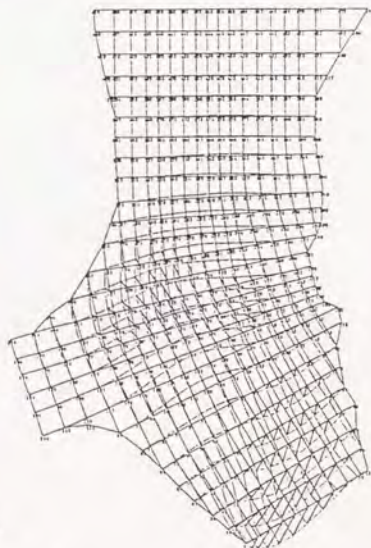
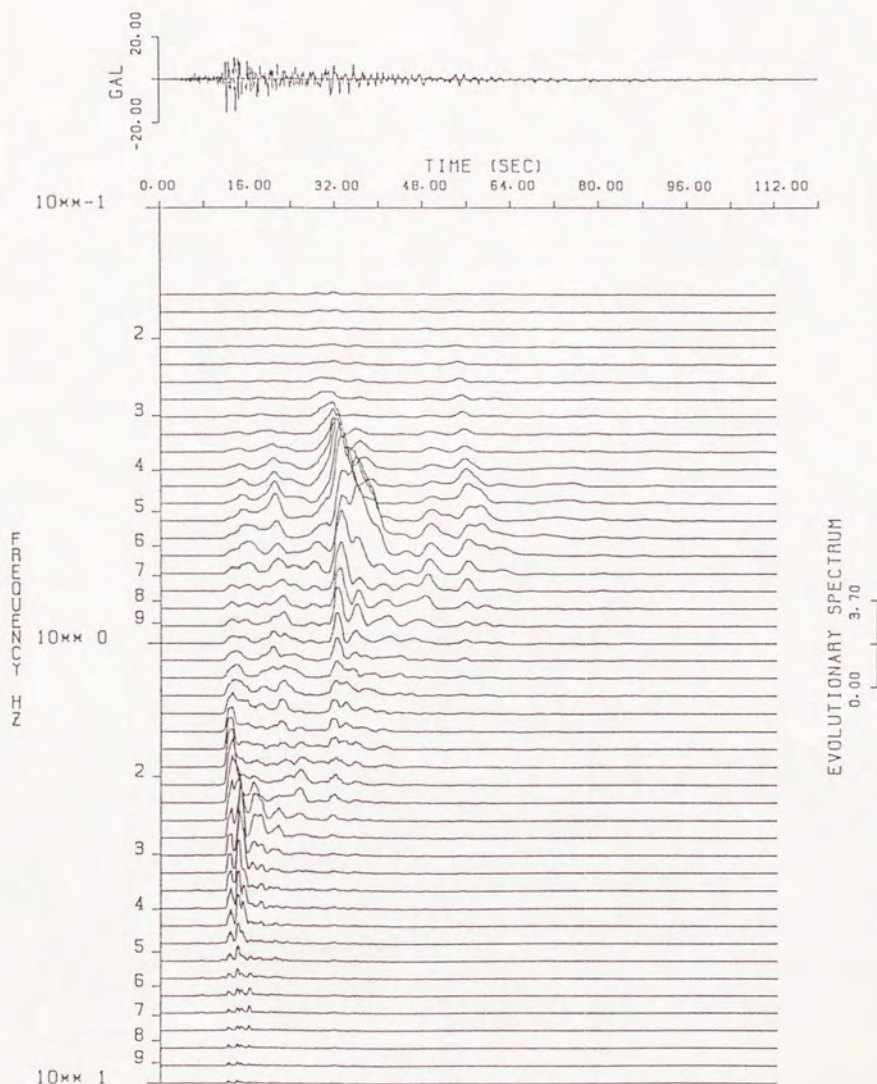


図6-3-1b 振動モード



GL. -29.8M X ('83AU08)

図6-4-1 非定常スペクトル (GL. -29.8m, Y)

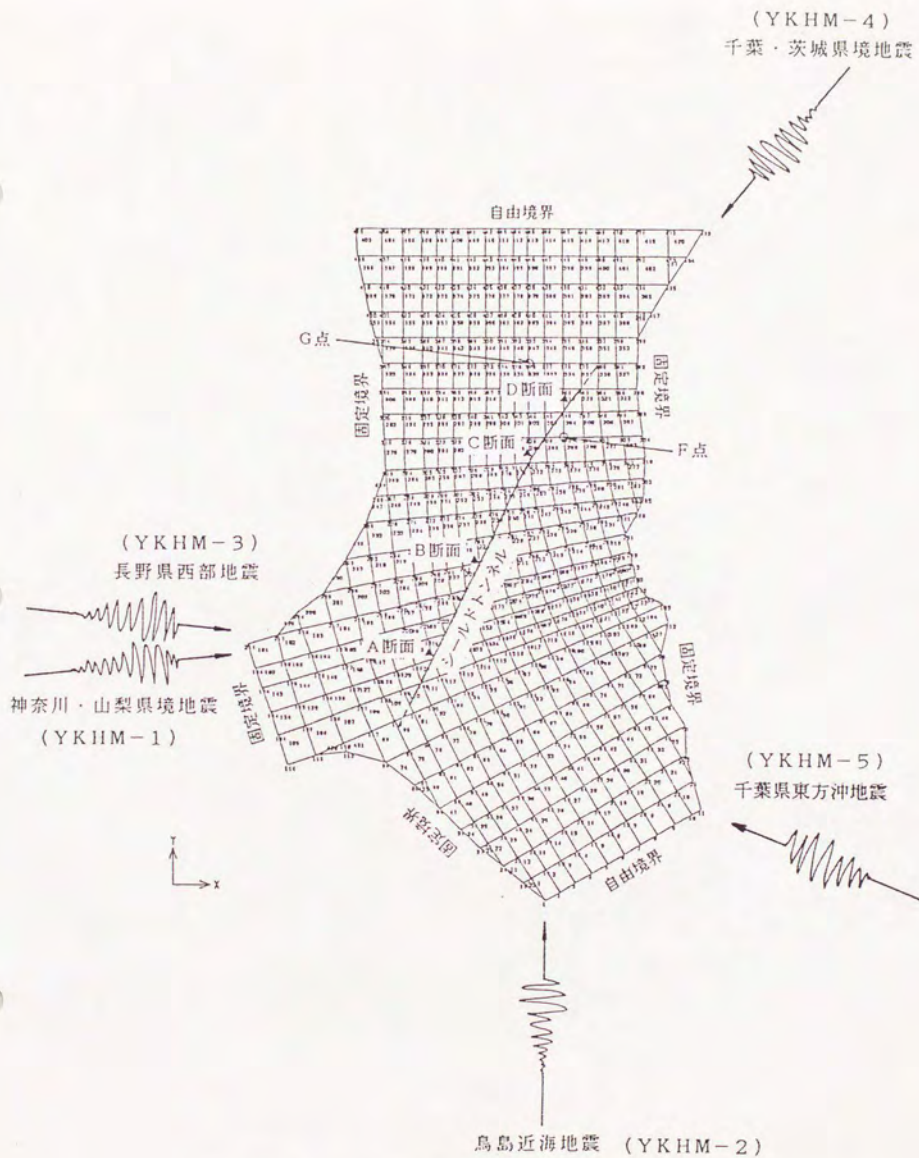


図6-4-2 各地震の地震波入射方向

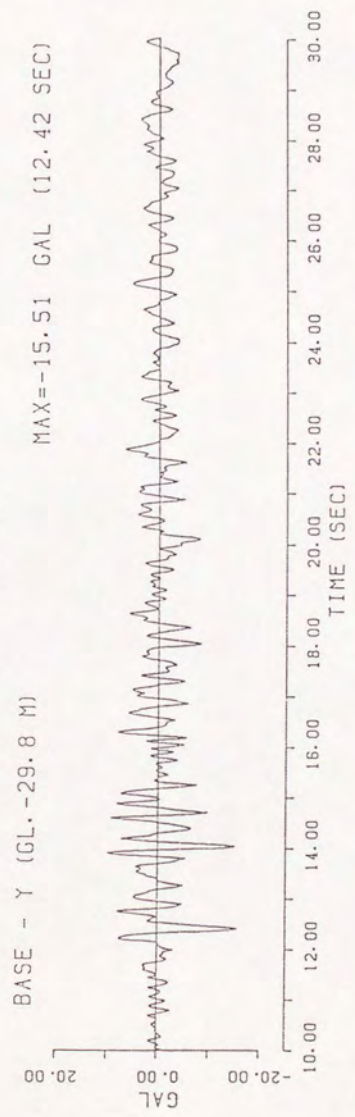
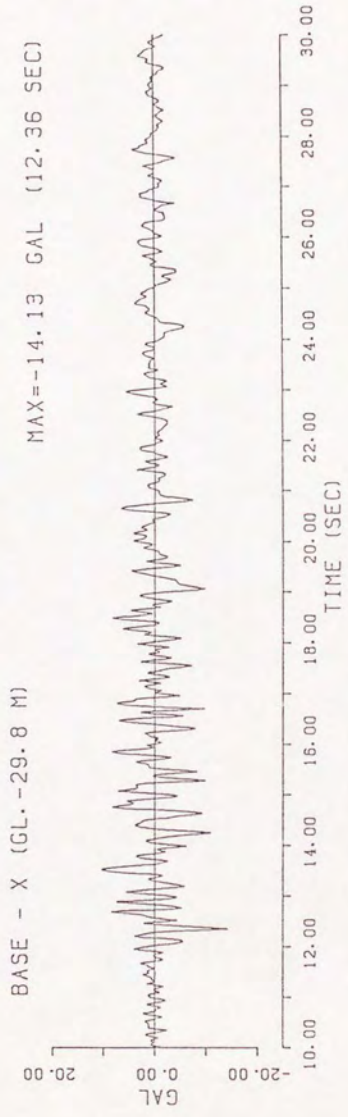
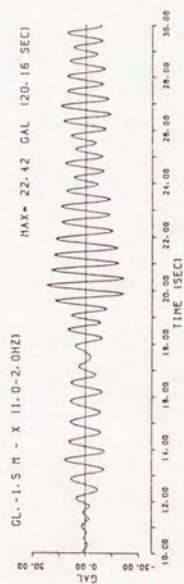
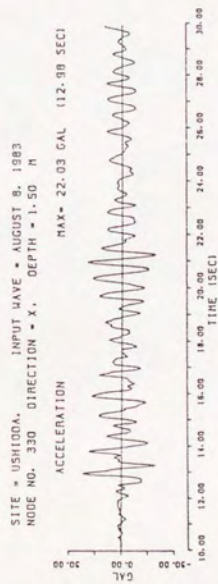


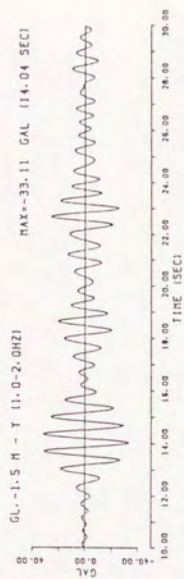
図6-4-3 入力地震波 (YKHM-1、実体波)



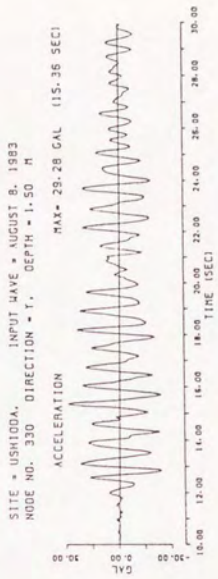
(a) 観測



(b) 解析



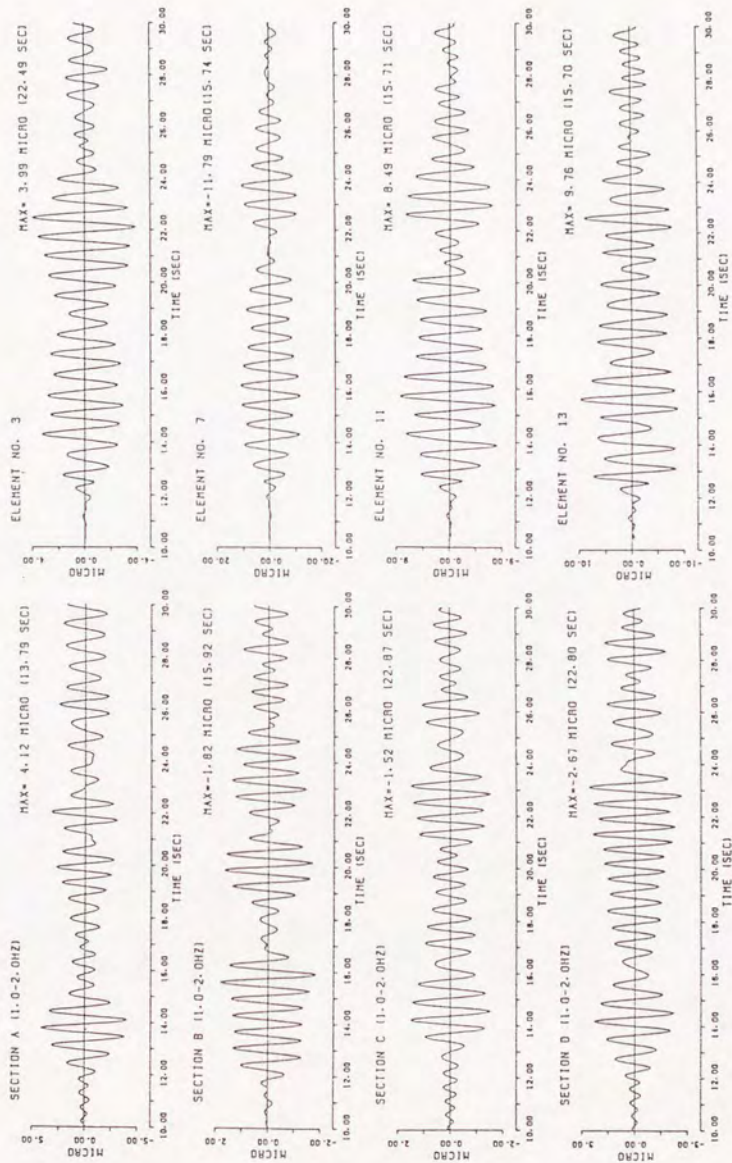
(a) 観測



(b) 解析

図6-4-4 F点GL-1.5mの加速度波形(X方向)

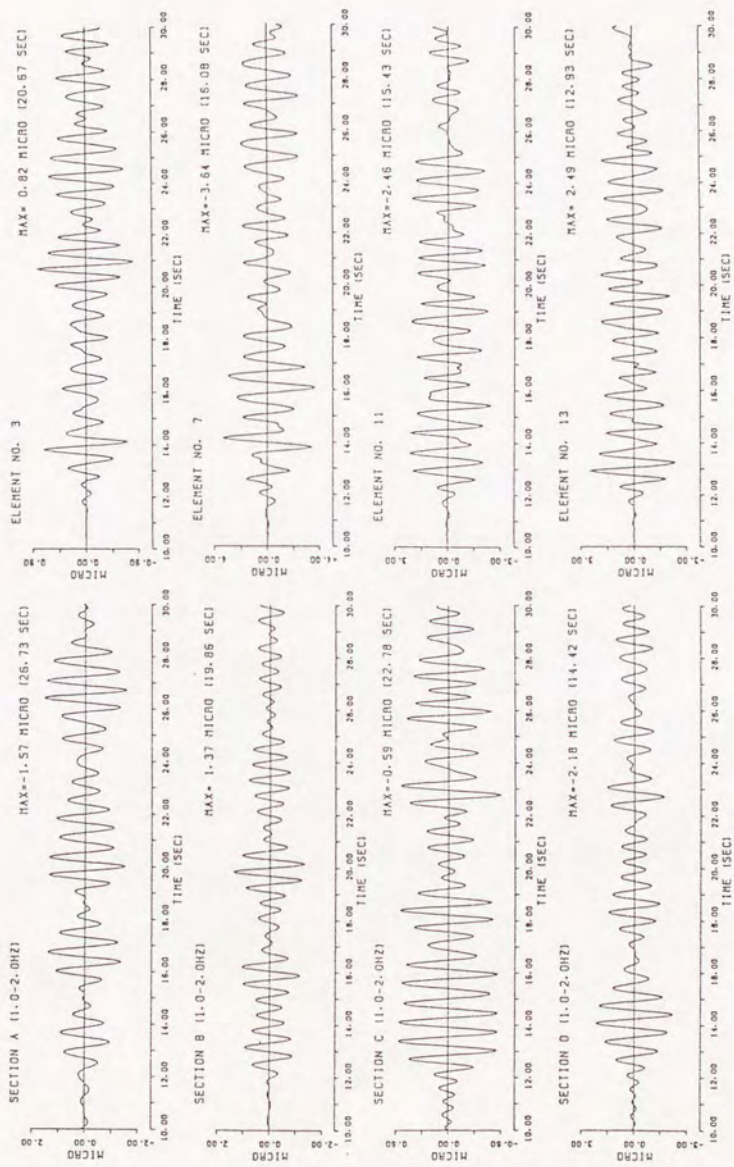
図6-4-5 F点GL-1.5mの加速度波形(Y方向)



(a) 地震観測

(b) 応答解析

図6-4-6 トンネル軸ひずみ波形 (YKHM-1, 実体波)



(a) 地震観測

(b) 応答解析

図6-4-7 トンネル曲げひずみ波形 (Y K H M - 1 , 実体波)

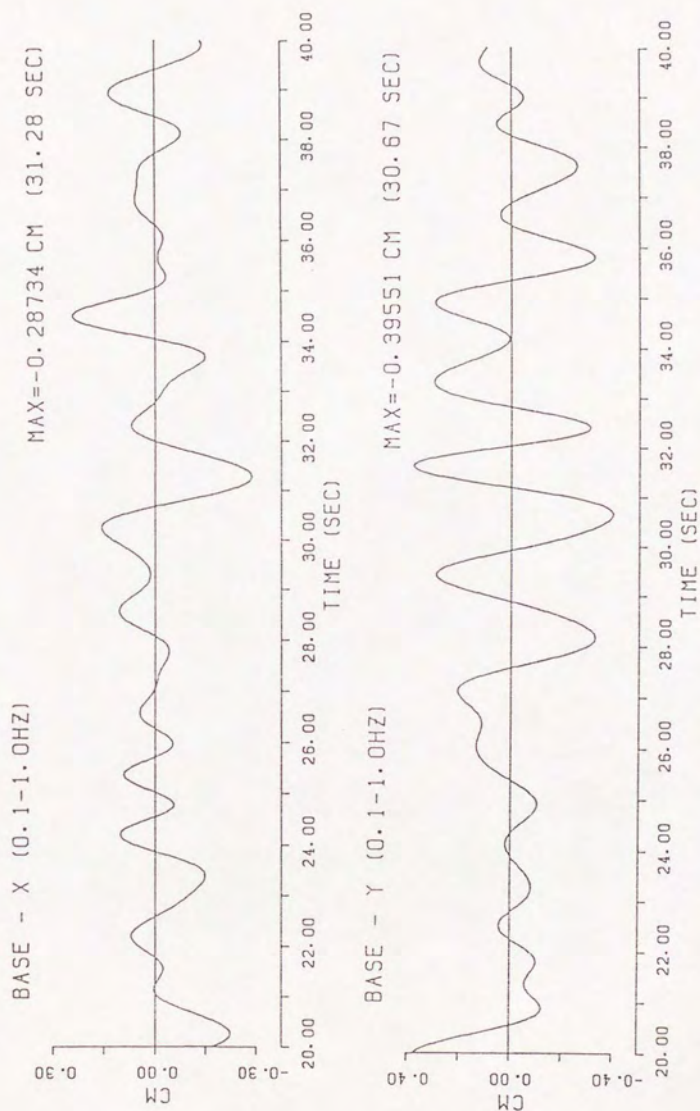
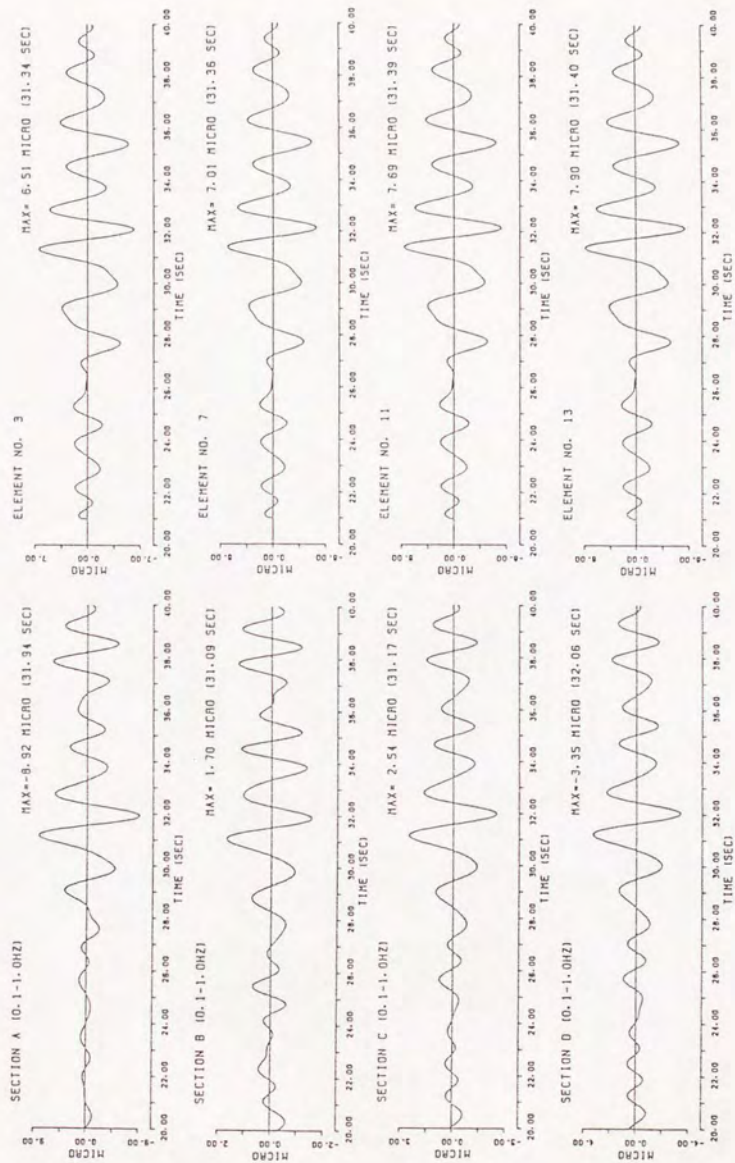


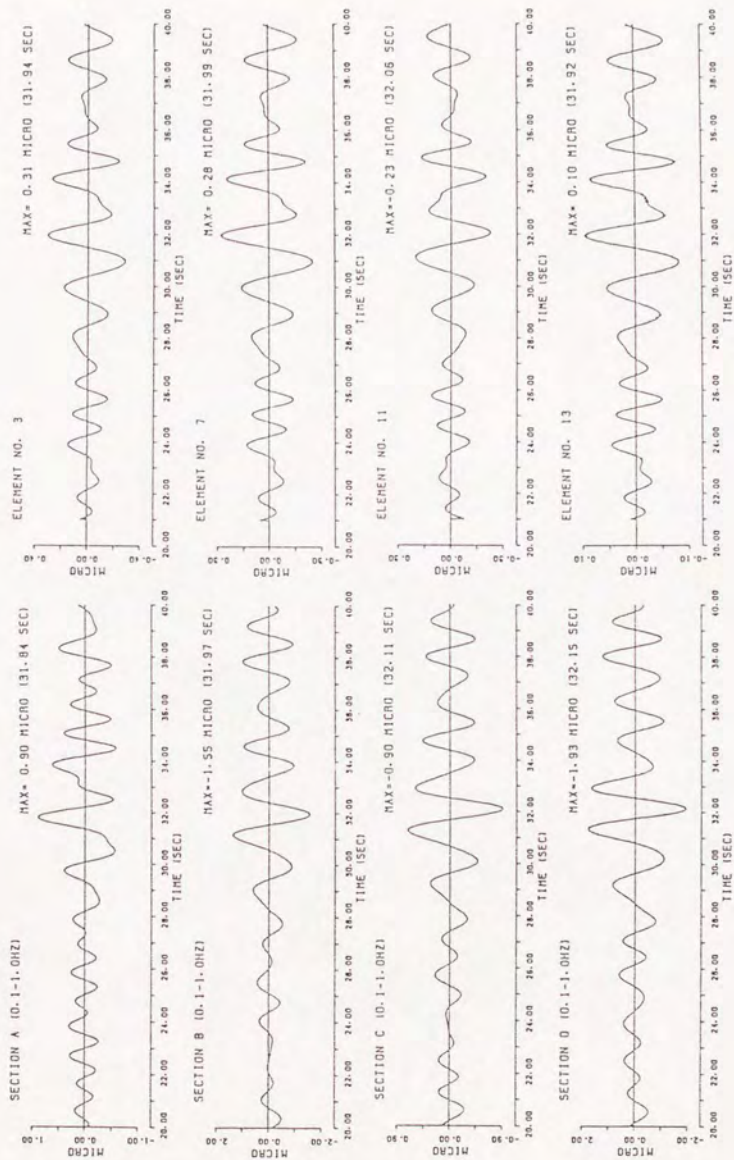
图6-4-8 入力変位波形 (YKHM-1、表面波)



(a) 地震観測

(b) 応答解析

図6-4-9 トンネル軸ひずみ波形 (YKHM-1, 表面波、伝ば速度1000m/sec.)



(a) 地震観測

(b) 応答解析

図6-4-10 トンネル曲げひずみ波形 (YKHM-1, 表面波、伝は速度1000m/sec.)

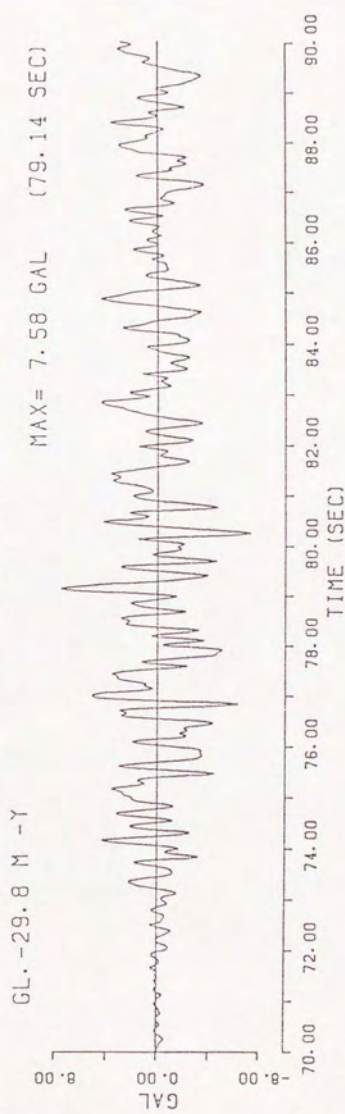
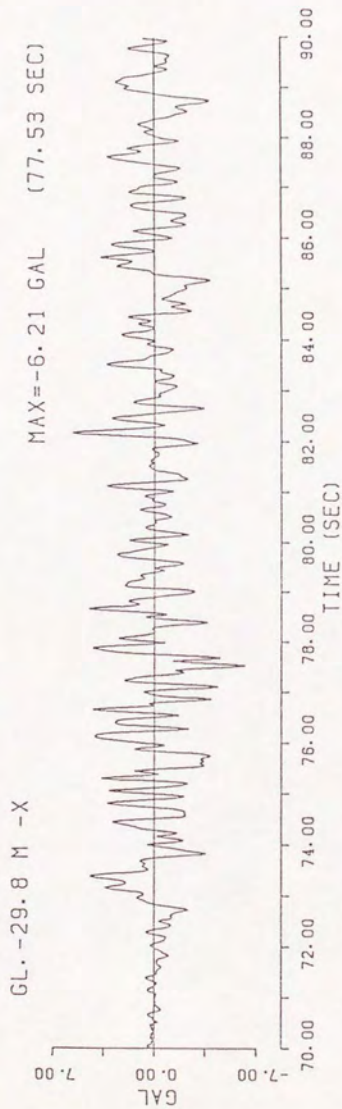
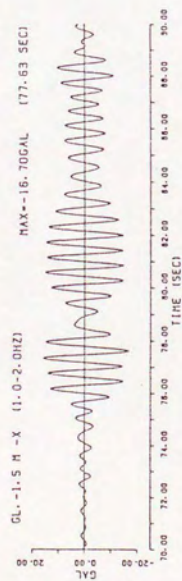
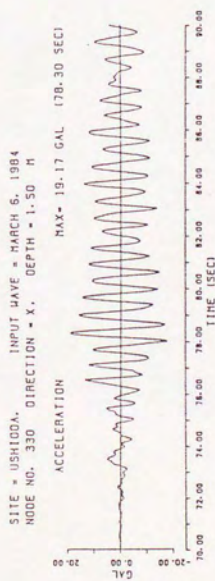


图6-4-11 入力地震波 (YKHM-2)

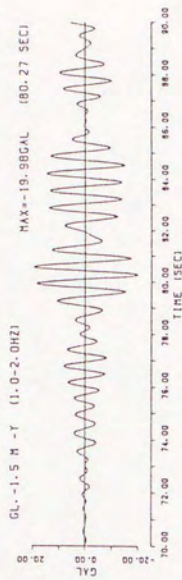


(a) 観測

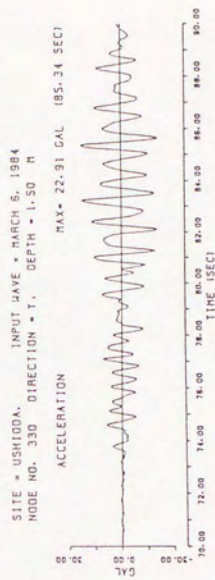


(b) 解析

図6-4-12 F点GL.-1.5mの加速度波形 (X 方向)

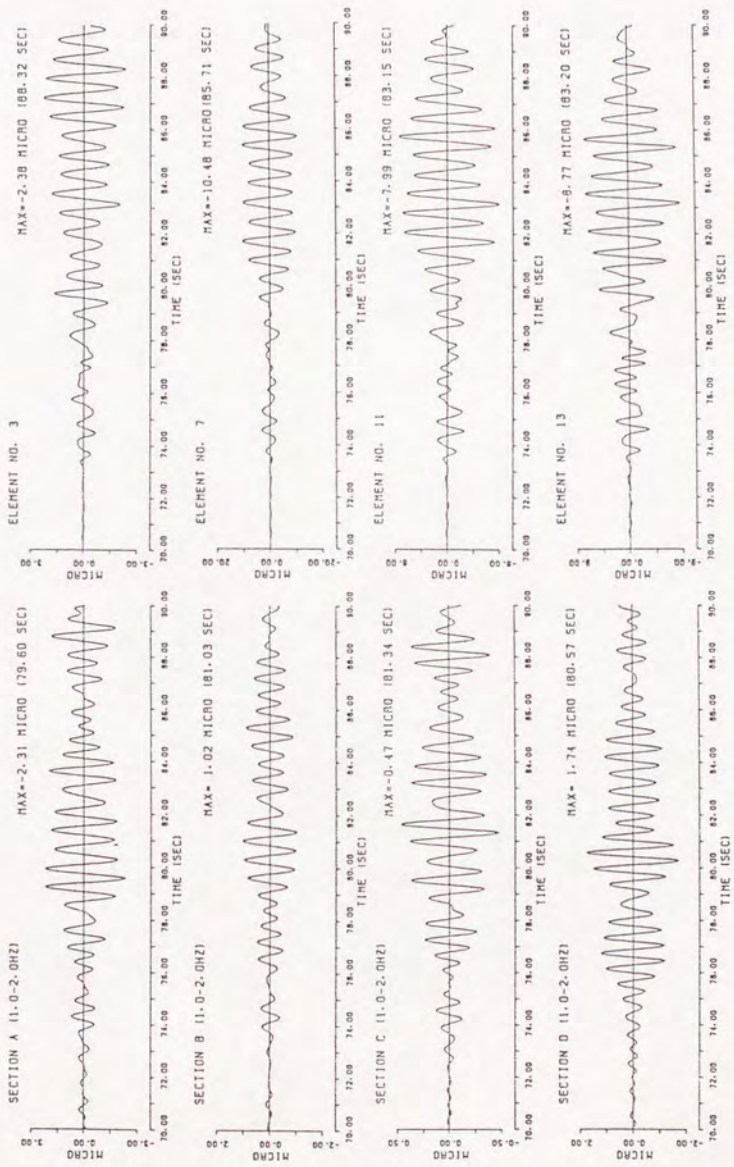


(a) 観測



(b) 解析

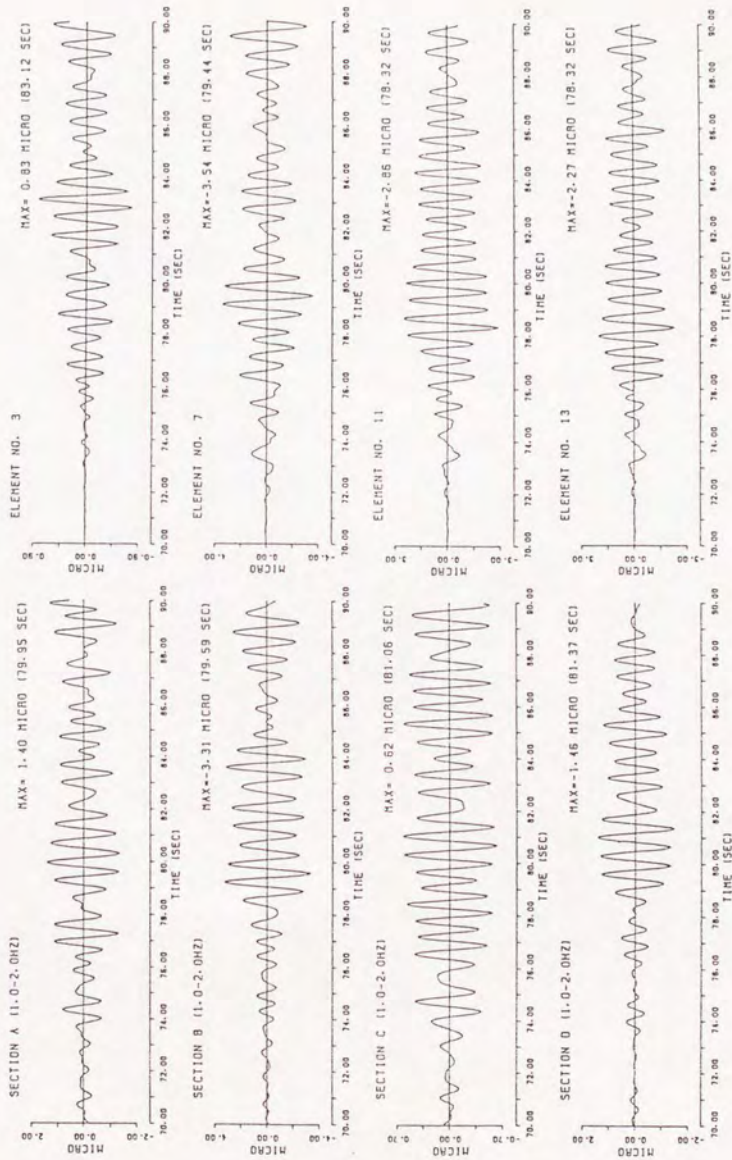
図6-4-13 F点GL.-1.5mの加速度波形 (Y 方向)



(b) 応答解析

(a) 地震観測

図6-4-14 トンネル軸ひずみ波形 (Y K H M - 2)



(a) 地震観測

(b) 応答解析

図6-4-15 トンネル曲げひずみ波形 (Y K H M - 2)

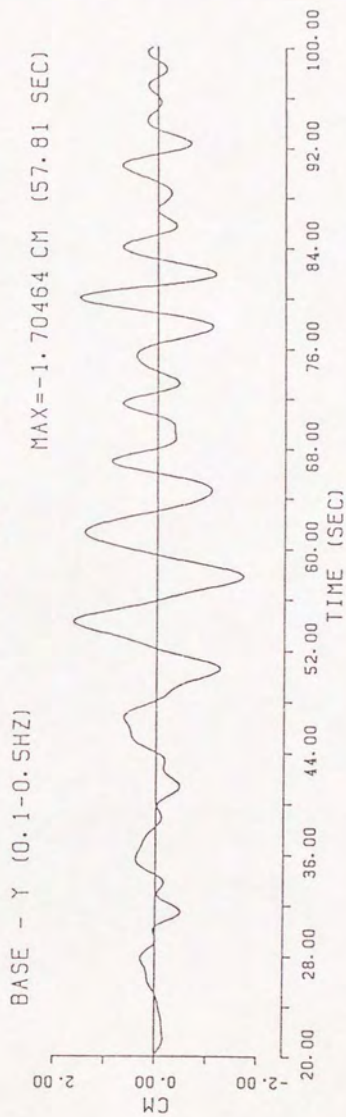
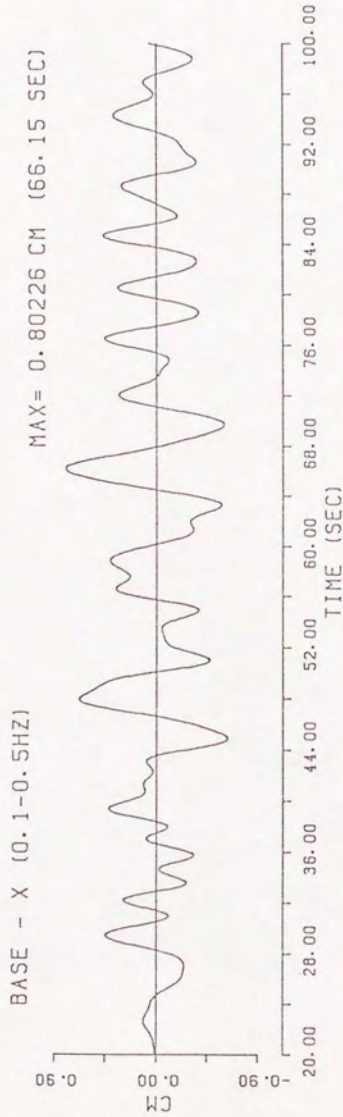
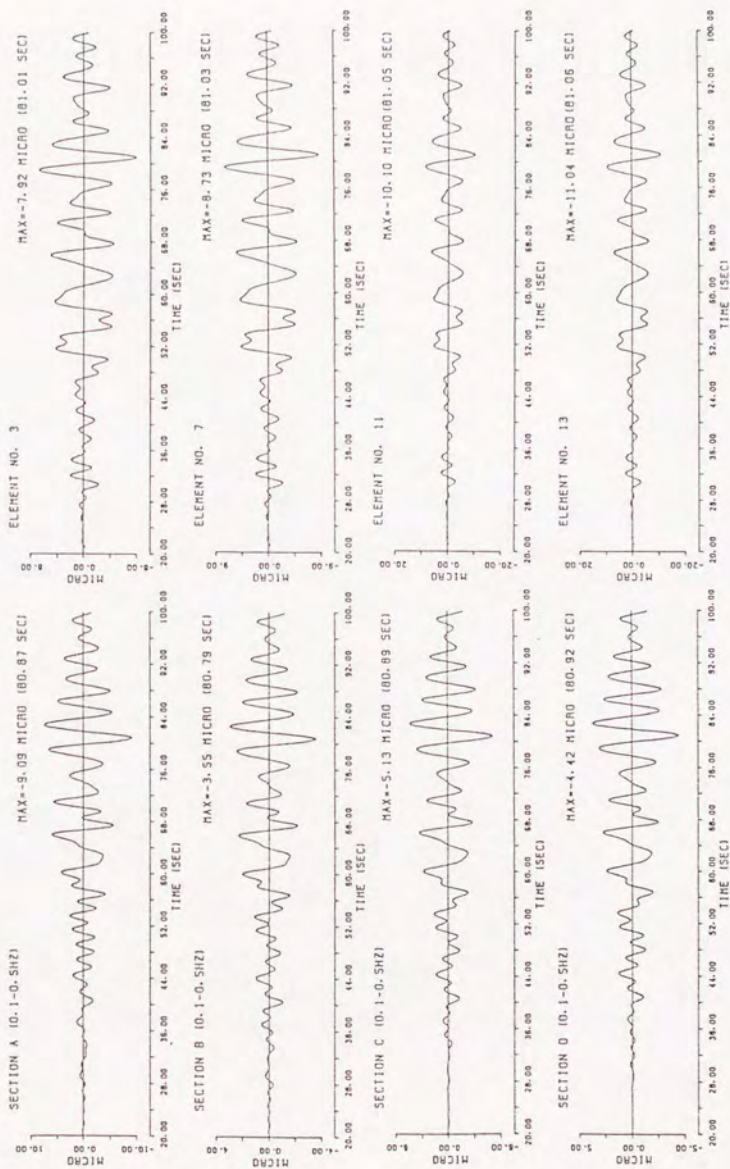


图6-4-16 入力変位波形 (YKHM-3)



(a) 地震観測

(b) 応答解析

図6-4-17 トンネル軸ひずみ波形 (YKHM-3, 伝ば速度1000m/sec.)



(a) 地震観測

(b) 応答解析

図6-4-18 トンネル曲びひずみ波形 (YKHM-3, 伝ば速度1000m/SEC.)

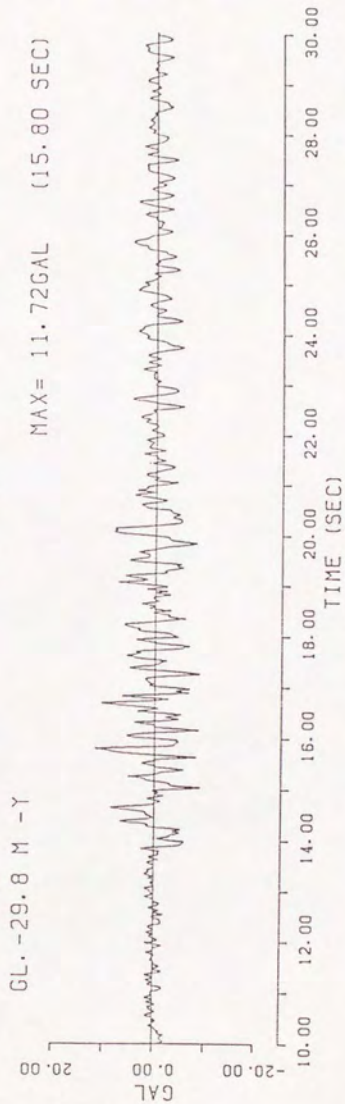
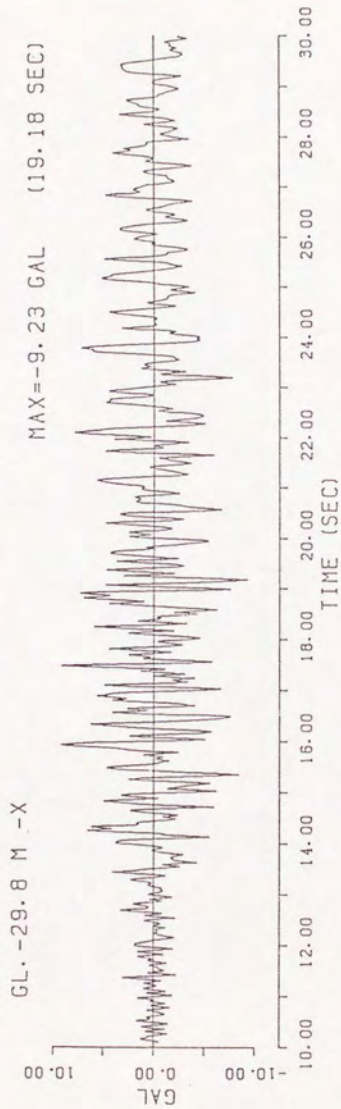
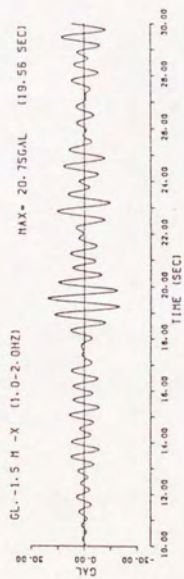
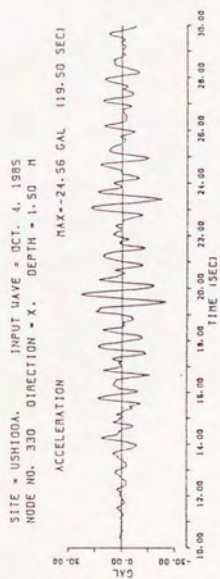


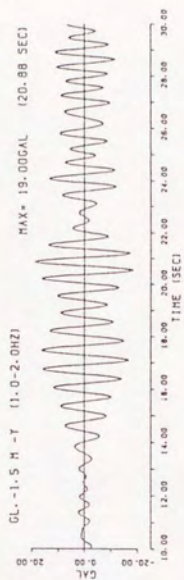
図6-4-19 入力地震波 (YKHM-4)



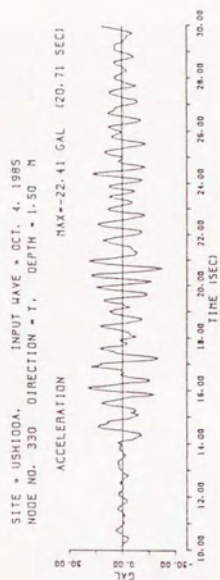
(a) 観測



(b) 解析



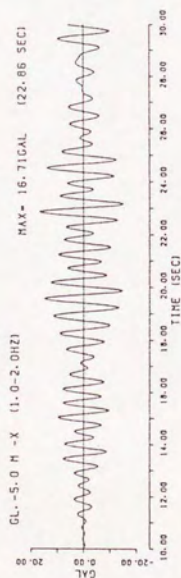
(a) 観測



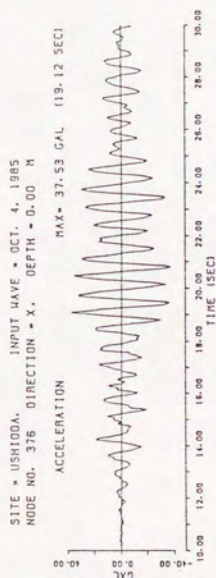
(b) 解析

図6-4-20 F点GL-1.5mの加速度波形 (X方向)

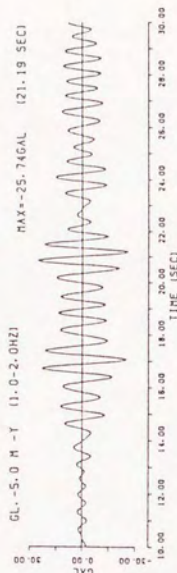
図6-4-21 F点GL-1.5mの加速度波形 (Y方向)



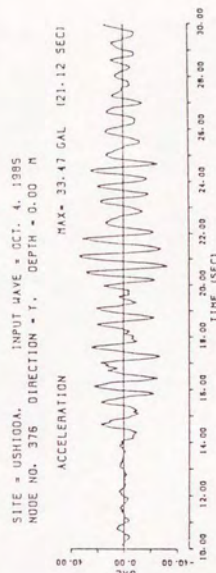
(a) 観測



(b) 解析



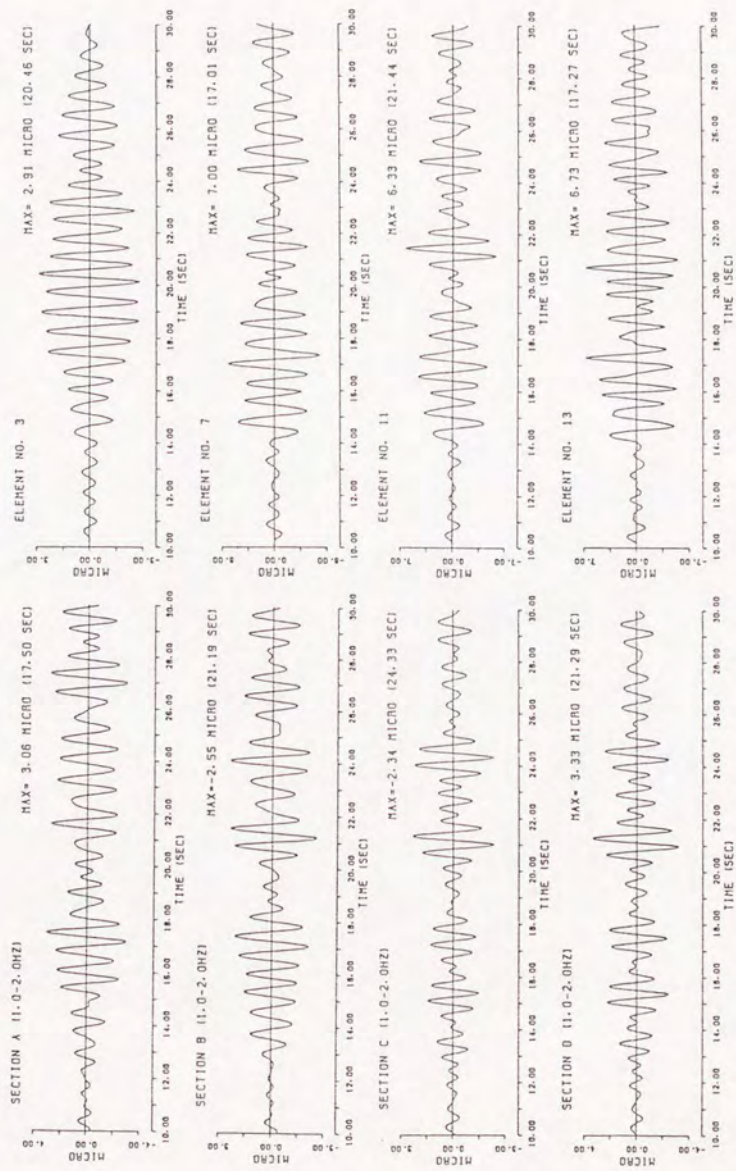
(a) 観測



(b) 解析

図6-4-22 F点GL. -5.0mの加速度波形 (X方向、解析は地表)

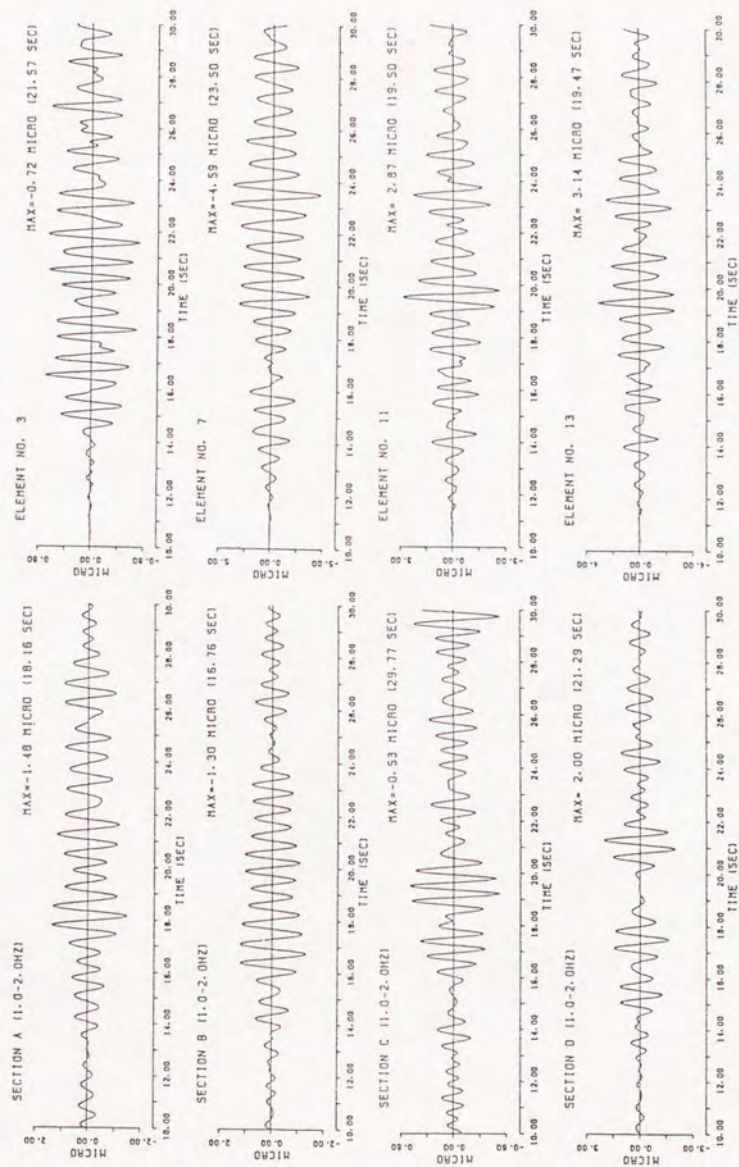
図6-4-23 F点GL. -5.0mの加速度波形 (Y方向、解析は地表)



(a) 地震観測

(b) 応答解析

図6-4-24 トンネル軸ひずみ波形 (YKHM-4)



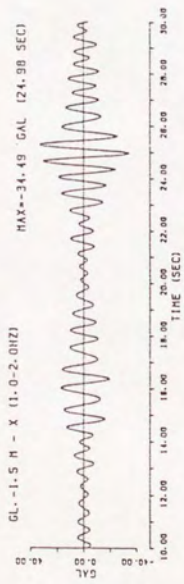
(a) 地震観測

(b) 応答解析

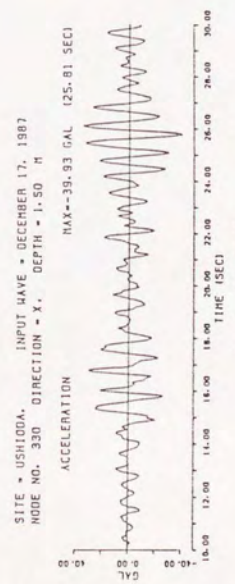
図6-4-25 トンネル曲げひずみ波形 (YKHM-4)



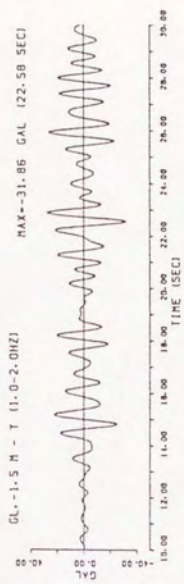
図6-4-26 入力地震波 (YKHM-5)



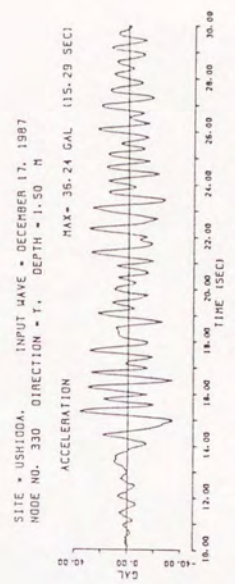
(a) 地震観測



(b) 応答解析



(a) 地震観測



(b) 応答解析

図6-4-27 F点GL-1.5mの加速度波形 (X方向)

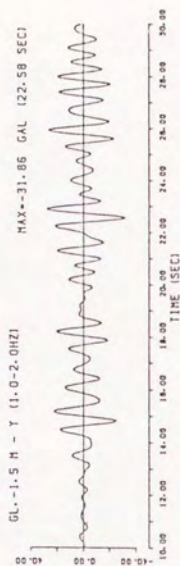
図6-4-28 F点GL-1.5mの加速度波形 (Y方向)



(a) 地震観測



(b) 応答解析



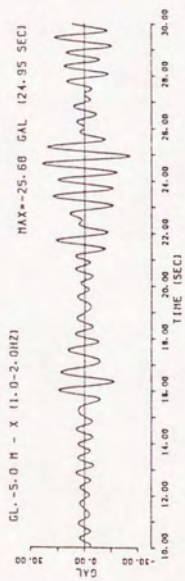
(a) 地震観測



(b) 応答解析

図6-4-29 F点GL-1.5Mの加速度波形 (X方向)
(解析結果は 1.0~2.0 HZ成分)

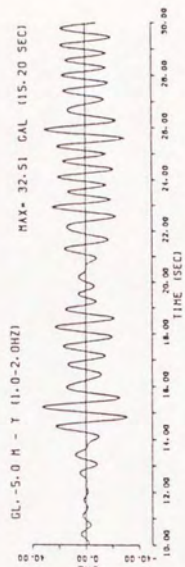
図6-4-30 F点GL-1.5Mの加速度波形 (Y方向)
(解析結果は 1.0~2.0 HZ成分)



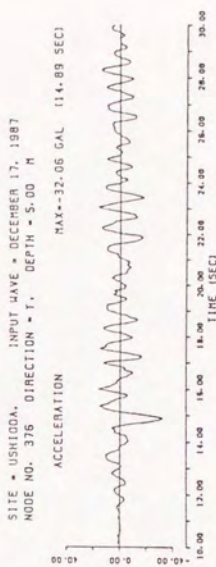
(a) 地震観測



(b) 応答解析



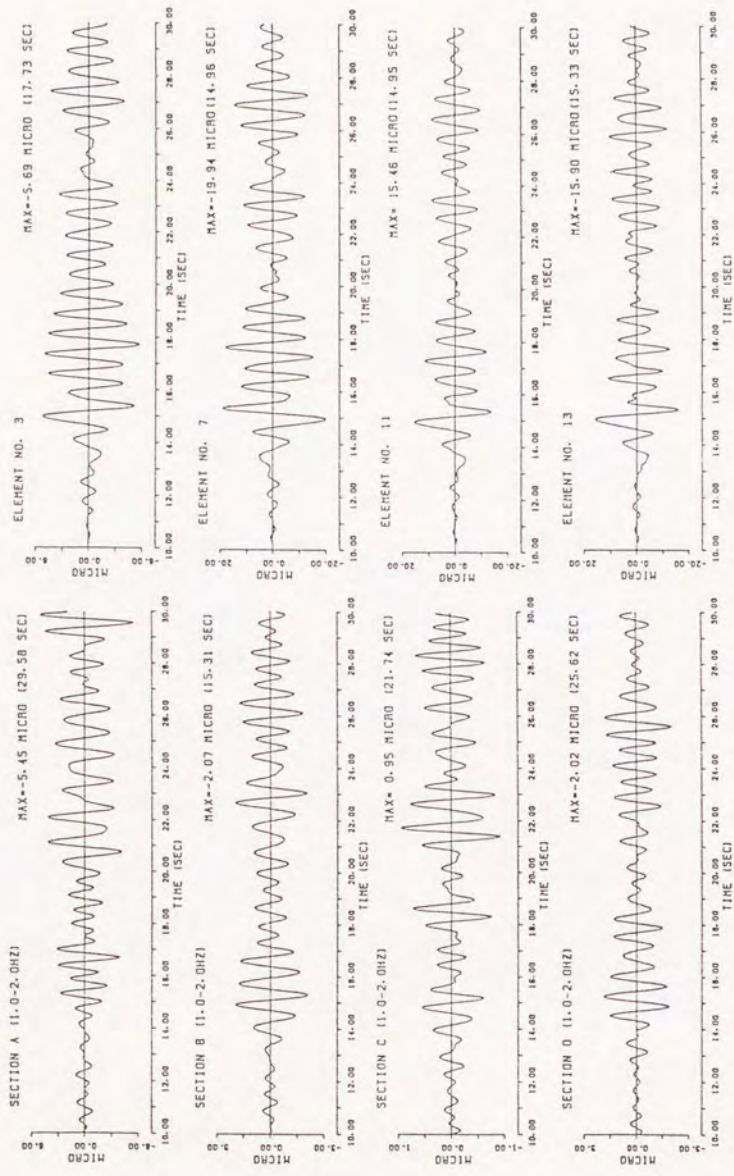
(a) 地震観測



(b) 応答解析

図 6-4-31 G点GL-5.0mの加速度波形 (X方向)

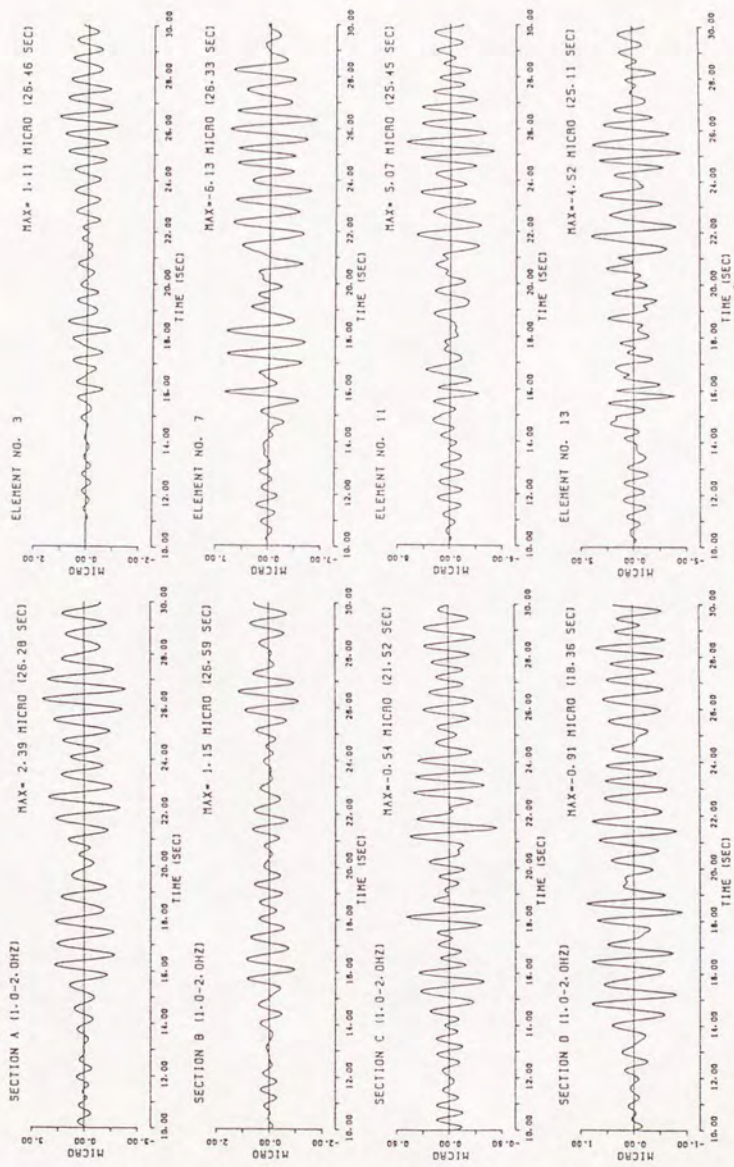
図 6-4-32 G点GL-5.0mの加速度波形 (Y方向)



(a) 地震観測

(b) 応答解析

図6-4-33 トンネル軸ひずみ波形 (YKHM-5)



(a) 地震観測

(b) 応答解析

図6-4-34 トンネル曲げひずみ波形 (YKHM-5)