

港 湾 技 研 資 料

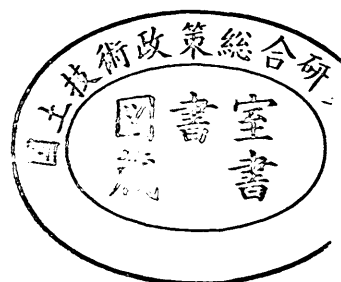
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 172 Dec. 1973

沈埋トンネルの耐震計算と模型振動実験について

中 野 拓 治
森 賢 治

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
ま え が き	3
1. 地震応答計算	4
1.1 計算条件	4
1.2 計算方法	5
1.3 振動特性およびバネ特性	8
1.4 沈埋トンネルと地盤のモデル化	12
1.5 計算内容	21
1.6 計算結果	22
1.7 考 察	37
2. スペクトルを用いた計算	40
2.1 BARTの方法	40
2.2 応答変位スペクトルからの推定法	50
3. 模型振動実験	54
3.1 概 要	54
3.2 予備実験	57
3.3 振動実験	62
3.4 実験結果と考察	71
4. 応答計算と実験結果の比較	82
4.1 曲げモーメント	82
4.2 軸 力	84
4.3 立坑とトンネルの相対変位	86
5. 結 語	86
参 考 文 献	86

Earthquake-Resistant Calculation and Dynamic Model Test on Trench Type Tunnel

Takuji NAKANO*
Kenji MORI**

Synopsis

The investigation for the earthquake-proof design of the trench type subaqueous tunnel, 1,160m length, crossing the Keihin Canal has been made by following three kinds of methods, the 1st is response analysis using an electronic computer. In this method multidegree system is substituted for the tunnel and the foundation. The 2nd is the static design method using design spectra. The last is the dynamic model test, in which the experimental response of a model on reduced scale for the earthquake inputs is analyzed using the vibration table. In this test the tunnel model is made of silicone gum and the foundation model is made of gelatin.

The response analysis using computer and the dynamic model test are in a sense the same kind of methods, and on the whole there is good correspondence between the results from these methods. Therefore, it is ascertained experimentally that the response analysis using computer, which involves some assumptions, may describe successfully the behavior of the tunnel during the earthquakes. And it is ascertained not only from the response analysis using computer but from dynamic model test that the effect of the earthquakes on the tunnel may be explained with the response displacement spectra.

The static design method using design spectra is convenient and easy to calculate, but needs more investigations for practical use. In comparison with the response analysis using computer, this method makes a fairly large difference in results.

* Chief of Materials Laboratory, Structures Division

** Member of Earthquake Resistant Structures Laboratory, Structures Division

沈埋トンネルの耐震計算と模型振動実験について

中野拓治*
森賢治**

要旨

京浜運河を横断する延長1160mの沈埋式海底トンネルに対し、3種類の方法でその耐震性を検討した。1つは沈埋トンネルを含む地盤を多質点系にモデル化し、地震波による応答計算を行なうもの、第2の方法は設計スペクトルを用いて静的に計算を行なうもの、第3の方法として地盤をゼラチンで、トンネルをシリコンゴムで縮尺模型を作り、振動台により地震波を入力し、実験的にその地震応答を求めるものである。

考え方として同種のものである応答計算と振動実験は、その結果が概ね一致し、応答計算法が種々の仮定を置いているがトンネルの地震時の挙動をよく反映していることが実験的に確かめられた。また、5個の地震波を検討に用いたのであるが、それらがトンネルに与える影響が各地震波の応答変位スペクトルで説明できることが計算上も実験的にも確かめられた。

設計スペクトルを用いる静的計算法は、計算が容易で便利な方法であるが、実際の運用に当ってはまだ検討の余地があり、応答計算法との比較した場合はかなりの差異が生ずることがわかった。

まえがき

ここ数年、臨海部における航路、河川の横断方法として沈埋トンネルを用いる例が急速に増えてきた。数百mの延長を持つ規模のものとして東京湾で多摩川、海老取川に2本、衣浦に1本、洞海湾に1本が完成し、現在、東京港第一航路、第二航路に1本づつ、京浜運河で2本の沈埋トンネルが施工中である。この工法はオランダを中心とするヨーロッパ、アメリカにおいてそれぞれ独自の方法で生まれ育って来た工法であるが1950年代において、水中作業の能率化、基礎工法の進展を見て1960年代に急速に施工例の増えた工法で、我国もこうした世界的な傾向により1960年代の後半から比較設計の対象としてとり入れられるようになり、その経済性と施工性が理解されるにつれて、ここ数年の大発展を見たものである。

この工法は軟弱地盤地帯での舟航河川、航路において橋梁との比較において有利性を持ち、シールドトンネルに対し経済性、安全性、作業性で有利に立つことが近年多く採用されるに至った原因となっている。

ところが新しい構造物であると共に長大な構造物であるため、日本のような地震地帯に用いて果たして問題がないのか、その耐震性の評価が問題となってくる。

沈埋トンネルはヨーロッパ、アメリカ東海岸といった大きな地震のないところで生まれ育った工法のため、今まで

その耐震性といったものは問題にされなかったし、事実現在に至るまで震害を受けていないのである。アメリカ西海岸や日本において用いられるようになってはじめて耐震性の検討がはじめられた。まず最初にサンフランシスコの高速地下鉄がサンフランシスコ湾を横断するBARTトンネルにおいてはじめて本格的な耐震設計が始められた。¹⁾これが設計スペクトル法と呼ばれるもので、地震計で得られる記録をもとに地震時の地盤の変位を想定し、この変位に基づいてトンネルの耐震設計を行なおうとするものである。その後、この工法が日本において用いられるようになって、設計スペクトル法での検討以外に、応答計算法なるものが開発され、²⁾こうした計算法をチェックするため模型実験³⁾が進められるようになった。したがって、この分野では現在、施工例の多いのと同時に耐震設計法の研究にも、日本において一番力が入れている状況である。すでに完成したトンネルには諸計器が備えつけられており、地震記録も一部で得られており、それらのデータの集積を見て、より一層の合理的な設計法が開発されていくものと考えられる。

今回、検討対象となった沈埋トンネルは京浜運河600mを横断するもので、川崎港沖合に出現する扇島東ふ頭との連絡路である。4車線の道路トンネルで沈埋面の断面は幅員31m、高さ8.54m、長さは100mのが4面、110mのが4面で沈埋トンネル長としては840mで首都高速

* 構造部 材料施工研究室長

** 構造部 耐震構造研究室

道路公団の施工による東京湾海底トンネル（幅員37.4m、高さ8.8m、長さ1035m）に次ぐ規模のものである。

このトンネルに対し、応答計算法、スペクトルを用いる静的な計算法、模型振動実験の3通りの方法でその地震時の挙動を検討したのでその結果を報告する。

1. 地震応答計算

1.1 計算条件

トンネル設置場所の土質条件は、千鳥町側では地表から-10m付近まではN値10程度のシルト質砂、-10mから-40m付近まではN値5程度の沖積シルト層、-40m～-50m付近まではN値10～20のシルト質砂層、その下が洪積層となり、-70m付近に保土谷砂礫層が現れている。扇島側は-10mまでN値10～30の砂層、-10m～-30m付近まではN値3程度の沖積シルト層、-30m～-40m付近はN値10程度のシルト質砂層でその下部には砂礫層が現れ、それ以下が洪積層となっている。地盤

は図1.1に示すようにモデル化した。

沈埋トンネルの海底部の断面図を図1.2、陸上トンネル部の断面図を図1.3に示す。換気所はトンネルの横に設け

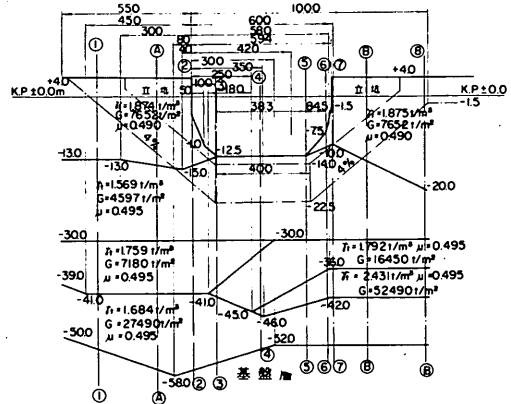
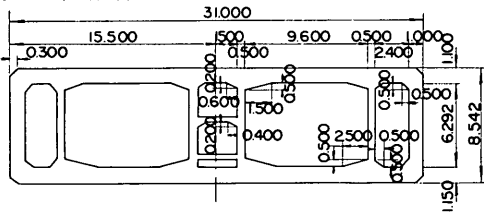


図1.1 モデル化した地盤図

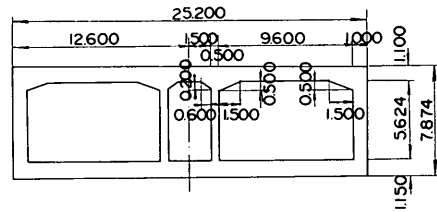
沈埋トンネル部 (単位m)



断面積 $A=101.778\text{m}^2$
 断面2次モーメント $I=9711.5\text{m}^4$
 曲げ剛性 $EI=3.0 \times 10^8 \times 9711.5=2.913 \times 10^{12}\text{t}\cdot\text{m}^2$
 軸方向剛性 $EA=3.0 \times 10^8 \times 101.778=3.053 \times 10^8\text{t}$

図1.2 沈埋トンネル断面図

陸上トンネル部 (単位m)



断面積 $A=75.192\text{m}^2$
 断面2次モーメント $I=4763.152\text{m}^4$
 曲げ剛性 $EI=3.0 \times 10^8 \times 4763.152=1.429 \times 10^{12}\text{t}\cdot\text{m}^2$
 軸方向剛性 $EA=3.0 \times 10^8 \times 75.192=2.256 \times 10^8\text{t}$

図1.3 陸上トンネル断面図

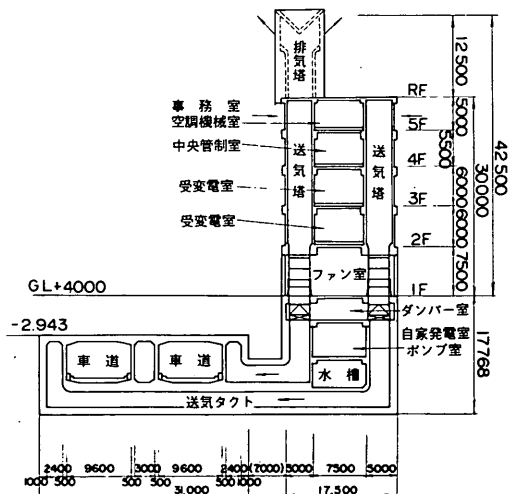


図1.4 千鳥町立坑断面図

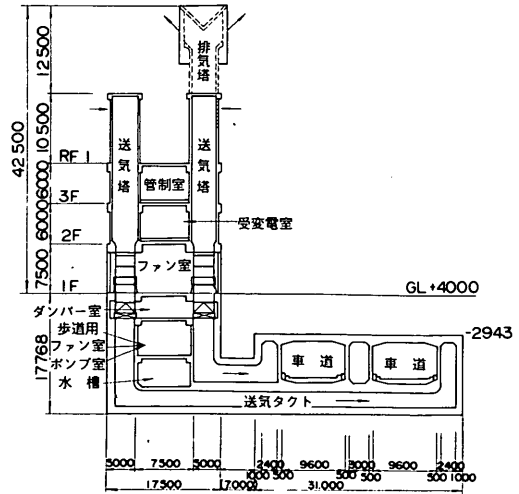


図1.5 扇島立坑断面図

られる予定であるが、その計画図を図1.4、1.5に示す。
 なお、立坑には $\phi 914.9$ 、 $t = 19$ 、 $l = 58\text{ m}$ の鋼管
 1 (断面積 $A = 534.5\text{ cm}^2$)が92本(総断面積 0.0492
 m^2) 打設されるとして計算に考慮した。

1.2 計算方法

1.2.1 仮定

計算に当っては以下に示す仮定を設けた。

- (1) 沈埋トンネル自体の自己振動を無視し、トンネルの変形はトンネルに沿った各地点の地盤変形をもとに、沈埋トンネルの剛性と土のバネにより決定される。
- (2) 立坑は自己振動するものとして解析する。
- (3) 地盤変形は基盤より上の表面層のせん断振動のみを考慮する。沈埋トンネルの断面力は地盤の相離れた2点間の変位差より決定されるが、地盤の変位に関しては一次振動の影響が支配的なことより応答計算モデルは一次振動のみを考慮する。
- (4) 地盤変形は、軸方向及び軸直角方向の水平動を考える。

1.2.2 応答計算モデル

沈埋トンネルが軸直角水平方向に振動する場合のモデルを図1.6に示す。このモデルは質量 M 、バネ K_1 、 K_2 、 K_3 、ダンパー C で構成される。

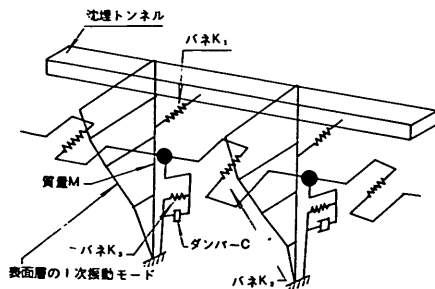


図1.6 応答計算モデル

質量 M 及びバネ K_3 は沈埋トンネル軸に沿った各地点における地盤を、一次振動と等価な1質点系に置換した際の実効質量とバネであり、その地盤の一次周期と同じ周期をもつように設定する。

質点を連結するバネ K_2 は地盤のせん断抵抗を表わすバネである。沈埋トンネル軸方向の振動を考える時は、バネ K_2 は地盤の引張圧縮抵抗を表わす。

バネ K_1 は沈埋トンネルと地盤とを結ぶバネであり、沈埋トンネルと地盤との間に単位相対変位が生じた時の沈埋トンネルに加わる力を示す。

この地盤から沈埋トンネルに加わる力によって生ずる沈

埋トンネルの変形量を算定し、これより断面力を計算する。質量 M 、バネ定数 K_1 、 K_2 、 K_3 の算定は、次に述べる方法によって求める。

1.2.3 質量 M およびバネ K_3

地盤を一質点系に置換した際の実効質量 M と、バネ K_3 は地盤のせん断一次振動数 ω_1 を介して次のような関係がある。

$$K_3 = M \cdot \omega_1^2 \quad \dots\dots\dots 1.1$$

まず沈埋トンネルに沿った各地盤における表面層のせん断振動1次周期及び固有モードを有限要素法により求める。

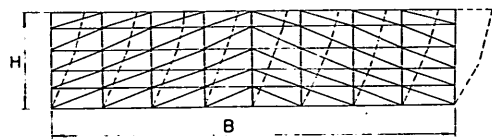


図1.7 要素分割図

図1.7は有限要素法の要素分割図である。このモデルに対して自由振動を考えると

$$[M] \cdot \{\ddot{X}\} + [K] \cdot \{X\} = \{0\} \quad \dots\dots\dots 1.2$$

$[M]$: マスマトリックス(対角マトリックスとして各要素の質量の $\frac{1}{2}$ を各節点に分配する。)

$[K]$: 有限要素法によるスティフネスマトリックス(平面歪条件でもとめる。)

$\{X\}$: 各質点の変位より構成されるベクトル

1.2式において

$$\{X\} = \{\bar{X}\} e^{i\omega t} \text{ とおくと}$$

$$[K] \{\bar{X}\} = \omega^2 [M] \{\bar{X}\} \quad \dots\dots\dots 1.3$$

1.3式の固有方程式を解いてせん断振動の1次周期及び1次モードをもとめる。

ここでは上下動の自由度を無視し水平方向の自由度のみを考慮する。

1.3式を解くことにより

ω_1 : せん断振動の1次円振動数

$\{\bar{X}\} = \{\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n\}$: せん断1次

モードがもたらる。

地盤の1次振動を表わす1質点系の質量は有限要素法によりもとめた1次振動モードの実効質量からもとめる。

1次振動だけを考慮した時の地盤の j 点における加速度応答値 \ddot{x}_j は

$$\ddot{x}_j = \ddot{q}_1 \frac{\sum_{i=1}^n m_i \bar{x}_i}{\sum_{i=1}^n m_i (\bar{x}_i)^2} \cdot \bar{x}_j \quad \dots\dots\dots 1.4$$

$$\ddot{q}_1 + 2w_1 h_1 \dot{q}_1 + w_1^2 q_1 = -\ddot{e}$$

\ddot{e} : 基盤の地震波

今各質点の加速度に質量を乗じ、各点における慣性力を求める。その力の総和 F をとる。

$$F = \sum_{j=1}^n m_j \ddot{x}_j$$

$$= \sum_{j=1}^n m_j \ddot{q}_1 \frac{\sum_{i=1}^n m_i \bar{x}_i}{\sum_{i=1}^n m_i (\bar{x}_i)^2} \bar{x}_j$$

$$= \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \bar{x}_i)^2}{\sum_{i=1}^n m_i (\bar{x}_i)^2} \ddot{q}_1 \quad \dots\dots\dots 1.5$$

$$\frac{(\sum_{i=1}^n m_i \bar{x}_i)^2}{\sum_{i=1}^n m_i (\bar{x}_i)^2} = \bar{M} \quad \text{とすると}$$

$$F = \bar{M} \ddot{q}_1 \quad \dots\dots\dots 1.6$$

1.6式において \bar{M} は1次振動における有効質量を示す。 \bar{M} は地盤の全質量 $\sum_{i=1}^n m_i$ よりも小さい値となる。この \bar{M} に質点間隔 L_i をかければ i 質点の質量がもとまる。

M_i, w_1 から1.1式によりバネ K_3 が求まる。又地盤の振動を示す1質点系モデルのダンパー C は地盤の減衰定数が $h = 0.1 \sim 0.2$ 程度である事を考慮して決定する。ここでは10%とした。

1.2.4 バネ K_2

バネ K_2 は図1.8に示す方法で算定する。即ち、沈埋トンネル軸直角方向に地盤が振動する場合、質点 M_i を δ だけ変形させ、質点 M_j を静止させた場合を考えると地盤の変位は図1.8-(a)のようになる。このようなせん断変形を起すのに必要な力を P とすると、質点 i と質点 j を結ぶバネ K_2 は $K_2 = \frac{P}{\delta}$ で示される。又、沈埋トンネル軸方向に地盤が振動する場合は図1.8-(b)で示され、変

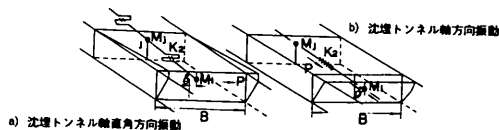


図1.8 質点をつなぐバネ K_2 の算定

形量 δ を起すのに必要な力 P を求める事により質点 i, j 間のバネを算定する。

1.2.5 バネ K_1

沈埋トンネルと地盤とを連結するバネ K_1 は図1.9に示

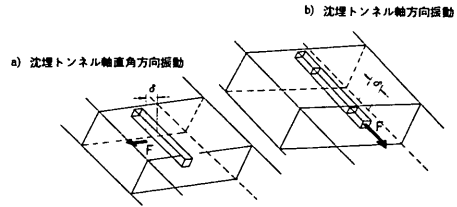


図1.9 トンネルと地盤をつなぐバネ K_1 の算定

す方法で算定する。沈埋トンネルの軸に直角な一断面をとりだし、トンネル自体に軸方向及び軸直角方向に変形量 δ を生じさせるのに必要な力を求めてバネ定数 K_1 を算定する。沈埋トンネルと地盤とを連結するバネ K_1 は沈埋トンネルがない状態でのトンネル軸線に沿った変位と、沈埋トンネルが存在する状態での変位との相対変位を表わすためのものである。沈埋トンネル軸に直角に振動する場合を考え沈埋トンネルを弾性床上のハリとすれば

$$EI \frac{d^4 y_B}{dx^4} + K_1 y_B = K_1 y_G \quad \dots\dots\dots 1.7$$

- y_G : 地盤変位
- y_B : 沈埋トンネルの変位
- K_1 : 地盤のバネ定数
- EI : 沈埋トンネルの曲げ剛性

y_G は沈埋トンネルがない状態での地震動によるトンネル線に沿った地盤変位を示す。沈埋トンネルは曲げ剛性をもつため、この地盤変位とは異った変位曲線 y_B で変形する。1.7式において地盤変位 y_G が既知であれば微分方程式を解くことにより y_B をもとめることができる。本解析では1.7式を直接解くのではなく、地盤の分布バネを集中バネに置き換えマトリックス法により解析している。

地盤と沈埋トンネルを結ぶバネは地盤反力係数(k 値)を使って簡単に求めることも可能であるが、ここでは有限要素法をもって算定した場合について検討する。

1.2.6 地震応答計算

以上のような予備段階の計算を終了後、図1.10に示さ

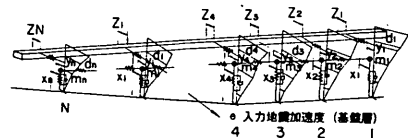


図1.10 沈埋トンネルの地震応答計算モデル

れる応答計算モデルを作成する。応答計算は次に示す式を解くことにより行なう。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K_g]\{x\} = -[M]\{\ddot{e}\} \quad \dots\dots\dots 1.8$$

$$\{y\} = [a] \cdot \{x\} \quad \dots\dots\dots 1.9$$

$$\{Z\} = [K_e] \cdot \{y\} \quad \dots\dots\dots 1.10$$

上式において

$$[M] = \begin{pmatrix} M_1 & & 0 \\ & M_2 & \\ 0 & & M_n \end{pmatrix} \quad \text{：各地盤における地盤のせん断1次振動を示す1質点等価モデルの有効質量より構成される質量マトリックス}$$

$$[C] = \begin{pmatrix} C_1 & & 0 \\ & C_2 & \\ 0 & & C_n \end{pmatrix} \quad \text{：各地盤における地盤のせん断1次振動を示す1質点等価モデルの減衰定数より構成される減衰マトリックス}$$

$$[K_g] = \begin{pmatrix} K_{11} & \dots & K_{1n} \\ \vdots & & \vdots \\ K_{n1} & \dots & K_{nn} \end{pmatrix} \quad \text{：各地盤における地盤の1質点等価モデルのバネ定数} K_3 \text{ 及び質点相互を連結するバネ} K_2 \text{ により構成されるスティフネス・マトリックス}$$

$$[a] = \begin{pmatrix} a_1 & & 0 \\ & a_2 & \\ 0 & & a_n \end{pmatrix} \quad \text{：各地盤のせん断1次モードにおいて、沈埋トンネルが埋設される位置での刺激係数より構成されるマトリックス}$$

$$\{x\}^T = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$$

：各地盤における地盤の1質点系モデルの質点変位より構成されるベクトル

$$\{y\}^T = \{y_1, y_2, \dots, y_n\}$$

：各地盤においてトンネルが埋設される位置での地盤変位より構成されるベクトル

$$[K_e] = \begin{pmatrix} k_{11} & \dots & k_{1n} \\ \vdots & & \vdots \\ k_{n1} & \dots & k_{nn} \end{pmatrix} \quad \text{：沈埋トンネルと地盤のモードとを連結するバネ} K_1 \text{ と沈埋トンネルの剛性より構成されるマトリックス}$$

$$\{Z\}^T = \{Z_1, Z_2, \dots, Z_n\}$$

：沈埋トンネルの各点における変位

$\{\ddot{e}\}$ ：基礎層における地震加速度

1.8式は沈埋トンネルの剛性を含まない地盤だけの振動方程式である。1.8式を解くことにより各地盤の一次振動を表わす1質点系の変位 $\{x\}$ を時々刻々もとめることができる。

1.9式で $\{x\}$ にトンネルの埋設位置における刺激係数を乗じて、トンネルの埋設位置での地盤変位を算定する。

1.9式において $\{y\}$ は地盤変位を表わすものであり、地盤バネ K_1 の地盤側端部の強制変位を示す。 $\{Z\}$ は沈埋トンネル各点の変位(回転角も含む)を示す。

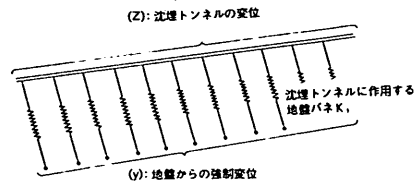


図 1.11 トンネルと地盤の結合状態

図 1.11 の如き構造系のスティフネスマトリックスを作ると、

$$\begin{pmatrix} K_{zz} & K_{zy} \\ K_{yz} & K_{yy} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} Z \\ y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_z \\ f_y \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots 1.11$$

f_z, f_y は外力

$f_z = f_y = 0$ で $\{y\}$ が既知とすると

$$\{Z\} = -[K_{zz}]^{-1} [K_{zy}] \cdot \{y\} = [K_e] \cdot \{y\} \quad \dots\dots\dots 1.12$$

1.12式を使って刻々の沈埋トンネルの変位 $\{Z\}$ を算定し、これをもとにして断面力を算定する。

ここに図 1.12 の振動モデルに於いて、立坑部は振動質量を有し、沈埋トンネルは地盤よりの強制変位により変形する弾性床上の梁と考へて方程式を作ると次の様になる。

$$\begin{pmatrix} m_1 & & \\ & 0 & \\ & & 0 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_1 \\ \ddot{U}_2 \\ \ddot{U}_3 \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} C_1 & & \\ & 0 & \\ & & 0 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_1 \\ \dot{U}_2 \\ \dot{U}_3 \end{Bmatrix}$$

$$+ \begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \end{Bmatrix}$$

$$= - \begin{pmatrix} m_1 & & \\ & 0 & \\ & & 0 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{e} \\ \\ \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots 1.13$$

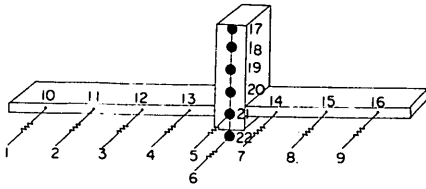


図 1.12 立坑付近の振動モデル

$\{U_1\}$: 振動質量をもつ節点変位
(節点 17, 18, 19, 20, 21, 22)

$\{U_2\}$: 振動質量をもたない節点変位
(節点 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16)

$\{U_3\}$: 地盤より強制変位を与えられる節点の変位
(節点 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

$\{\ddot{e}\}$: 地震波

$\{U_3\}$ は前述 1.8 式より求められ、これより次の 3 式が導かれる。

$$\begin{aligned}
 [m_1] \{\ddot{U}_1\} + [C_1] \{\dot{U}_1\} + [k_{11}] \{U_1\} + [k_{12}] \{U_2\} \\
 + [k_{13}] \{U_3\} = -[m_1] \{\ddot{e}\} \\
 [k_{21}] \{U_1\} + [k_{22}] \{U_2\} + [k_{23}] \{U_3\} = \{0\} \\
 [k_{31}] \{U_1\} + [k_{32}] \{U_2\} + [k_{33}] \{U_3\} = \{0\} \\
 \rightarrow \{U_2\} = -[k_{22}]^{-1} ([k_{23}] \{U_3\} + [k_{21}] \{U_1\})
 \end{aligned}
 \tag{1.14}$$

$$\begin{aligned}
 \rightarrow [m_1] \{\ddot{U}_1\} + [C_1] \{\dot{U}_1\} + ([k_{11}] \\
 - [k_{12}] [k_{22}]^{-1} [k_{21}]) \{U_1\} \\
 + ([k_{13}] - [k_{12}] [k_{22}]^{-1} [k_{23}]) \{U_3\} \\
 = -[m_1] \{\ddot{e}\}
 \end{aligned}
 \tag{1.15}$$

$\{U_3\}$ が既知より 1.15 式を用いて $\{U_1\}$, $\{\dot{U}_1\}$, $\{\ddot{U}_1\}$ を解き $\{U_1\}$, $\{U_3\}$ を 1.14 式に代入して $\{U_2\}$ を求める。

1.3 振動特性およびバネ特性

1.3.1 軸直角水平方向の振動

沈埋トンネルが設置される所の代表断面を 8 か所選定してそれ等の断面についての振動特性及びバネ定数を算出した。(図 1.1)

地盤の振動特性は図 1.13 に示された様に地盤を幅 350 m とし、F.E.M. を用いて求めた。その際同時に地表面の刺激係数、沈埋トンネル位置の刺激係数も計算した。これ等の刺激係数の分布から単位奥ゆき当りの地盤の質点間を結ぶバネ K_2 の値を計算した。そのバネの値は 1 質点系におきかえた場合の質点の位置が単位量だけ変位した時の力によって表される。各層の変位はその層の刺激係数で代表されているのでそれ等の層の平均変位に相当する力を合計すれば単位奥ゆき当りの地盤質点間を結ぶバネ K_2 がもつ

まる。表 1.1 に断面①の K_2 を示す。

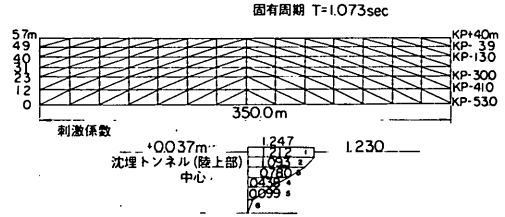
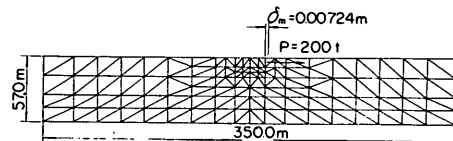


図 1.13 断面①での刺激係数

表 1.1 断面①の軸直角方向バネ K_2 の計算

層	セ 断 弾 弾 性 性 係 係 数 数 G (t/m ²)	変 位 δ (m)	面 積 A (m ²)	力 (F=AG δ) (t)
①	7,692	1.230	2,800	26,491,248
②	7,692	1.153	3,150	27,936,959
③	4,597	0.937	3,150	13,568,275
④	4,597	0.609	2,800	7,838,804
⑤	7,180	0.269	3,850	7,435,967
⑥	27,490	0.050	4,200	5,772,900
合計				89,044,153 = K_2 (t)

沈埋トンネルとを結ぶバネ K_1 の計算は図 1.14 に示されているように沈埋トンネルに荷重 200 t を作用させてその時の変位 δ を F.E.M. によりもとめる。バネ定数 K_1 は力と変位の関係から単位奥ゆき当り $K_1 = \frac{P}{\delta}$ でもとめる。



δ_m : 沈埋面の変位, $\delta_m = 0.00724m$

P : 沈埋面に作用させた力 200t

K_1 : 軸直角水平方向バネ定数(単位奥ゆき 1m 当り)

$$K_1 = \frac{P}{\delta} = \frac{200}{0.00724} = 276241/m^2$$

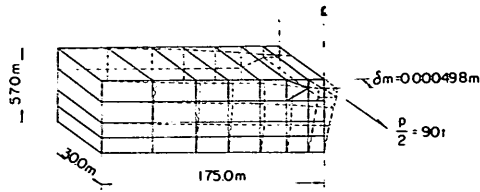
図 1.14 断面①での軸直角方向 K_1 バネの計算

1.3.2 軸方向の振動

代表断面を 6 か所選定して(図 1.1 の ①, ②, ③, ⑤, ⑦, ⑧), それ等の断面について立体 F.E.M. を用いて沈埋トンネルと地盤とを結ぶ軸方向バネ K_1 を算出した。その際、沈埋トンネルに作用させた力は 180 t であり、立体 F.E.M. の奥行は 30 m とした。図 1.15 に ① 断面の

計算を示した。

表 1.2 断面①の軸方向バネ K_2 の計算



δ_m : 沈埋面の変位, $\delta_m = 0.000498\text{m}$
 P : 沈埋面に作用させた力 $P = 180\text{t}$
 K_1 : 軸方向バネ定数 (単位長ゆき 1m 当り)
 $K_1 = \frac{P}{\delta} \times \frac{1}{30.0\text{m}} = \frac{180.0}{0.000498 \times 30.0} = 12146.1/\text{m}^2$

図 1.15 断面①での軸方向 K_1 バネの計算

地盤質点を結ぶバネ K_2 の計算を表 1.2 に示す。計算方法は軸直角方向と同様である。

層	ヤング係数 E (t/m^2)	変位 δ (m)	面積 A (m^2)	力 $F = AE \cdot \delta$ (t)
①	22,922	1.230	2,800	78,943,000
②	22,922	1.153	3,150	83,252,000
③	13,745	0.935	3,150	40,569,000
④	13,745	0.609	2,800	23,438,000
⑤	21,468	0.269	3,850	22,233,000
⑥	82,195	0.050	4,200	17,261,000
合計				265,696,000 = K_2 (軸バネ)

備考 軸方向 1m 当りのバネ定数 K_2 は力の合計で表される。
 一質点系に置換したところの質点が単位量だけ変位するときの力

以上で各断面の軸直角方向、軸方向に関するバネが算出される。図 1.16 に各断面の刺激係数、表 1.3 に各断面の固有周期およびバネの計算結果を示す。

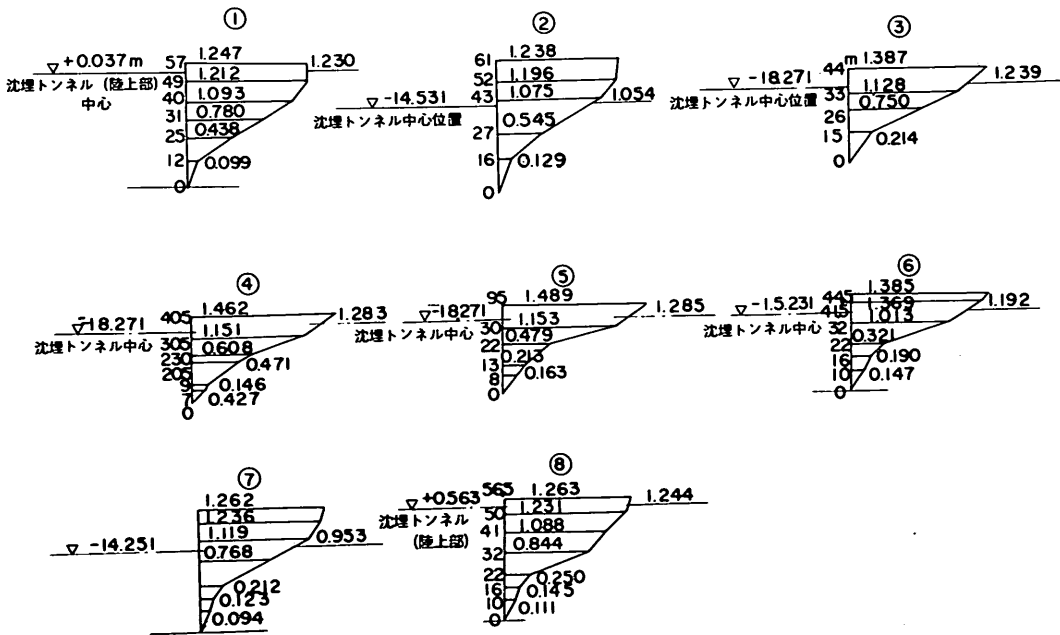


図 1.16 各断面の刺激係数

表 1.3 各断面の固有周期およびバネ定数

断面	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
固有周期 (sec)	1.073	1.098	0.672	0.574	0.529	0.651	0.958	0.924
軸直角方向バネ定数 K_2 (t)	89,044,153	96,746,998	61,606,712	64,844,096	72,204,513	86,906,203	91,814,852	108,472,401
軸方向バネ定数 K_2 (t)	265,696,000	282,834,000	184,203,000	193,885,000	215,893,000	223,092,000	274,054,000	323,598,000
軸直角方向バネ定数 K_1 (t/m^2)	27,624	47,393	46,838	51,348	64,103	60,790	60,606	32,573
軸方向バネ定数 K_1 (t/m^2)	12,146	19,887	18,634		26,549		24,793	16,393

1.3.3 立坑の振動モデル及び振動特性

立坑の振動モデル化をする。立坑の重量と各階のバネ定数の1例を図1.17に示す。

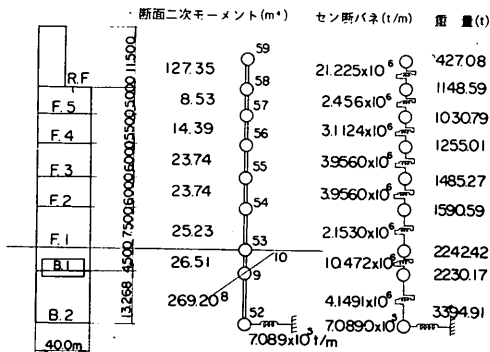


図 1.17 立坑の重量と各階のバネ定数 (立坑剛結の場合の軸直角方向振動……千鳥町側)

各階のバネ定数は柱と壁の剛性を考慮して算出した。重量は各階の床に集中させて振動モデルを作成し、千鳥町側立坑について軸直角方向、軸方向、扇島側立坑についても軸直角方向、軸方向の振動特性をもとめた。表1.4にそれ等の一次固有周期が書かれている。モード図は図1.18と図1.19に示してある。

表 1.4 立坑の固有周期

立坑の固有周期 (sec)			
千鳥町側		扇島側	
軸直角方向	軸方向	軸直角方向	軸方向
0.330	0.334	0.278	0.276

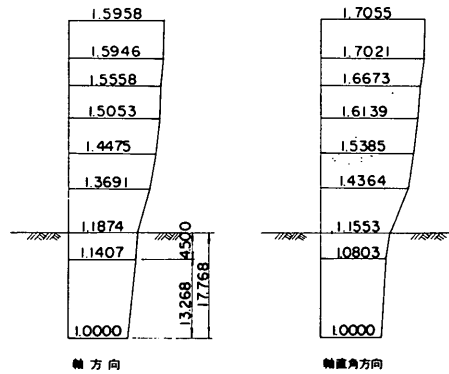


図 1.18 千鳥町立坑のモード

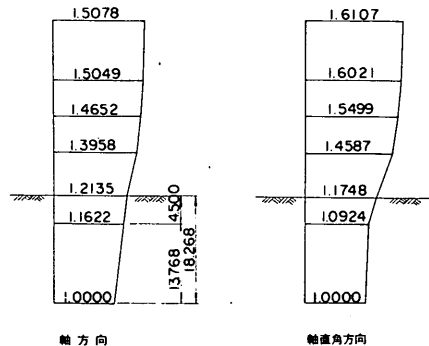


図 1.19 扇島立坑のモード

1.3.4 立坑がトンネルの横に在る場合のトンネルと立坑を結ぶバネの算出

立体F.E.M.により沈埋トンネルと立坑とを結ぶバネを算出する方法は次の手順によった。

沈埋トンネルと立坑を含む立体領域 $350\text{ m} \times 350\text{ m}$ \times 深さ(基盤層まで)について立体有限要素法の要素分割を行う。

これとは別に立坑のみをとり出し、立坑の多質点系振動モデルを作成し、1次振動モードを算定する。この1次振動モードと同型の強制変位を立坑に与え、この時沈埋トンネルの軸線における変形を立体有限要素法を用いて算定する。

図1.20, 1.21 の点線で示したものが沈埋トンネルの軸線の変形曲線である。

図1.20 は千鳥町側立坑の場合で強制変形を与えた方向は軸直角方向である。立坑に与えた強制変位はB2(地下2階)で10 cm であり、他の階は1次モードに相似型になるように決定した。

次に立坑及び沈埋トンネルの計算モデルを別々に作成し、立坑と沈埋トンネルの節点を仮想のパネで何点かに連結する。この後立坑に立体有限要素法で与えた強制変位をそのまま与え、沈埋トンネルの軸線に沿った変形曲線をもとめる。

沈埋トンネルと立坑を結ぶパネを種々に変化させることにより、立体有限要素法によってもとめられた変位とほぼ等しい変形曲線を得ることが出来る。この時のパネ定数を全体の系の応答解析に用いた。この結果が図1.20, 1.21 に示すもので、千鳥町側について示してある。

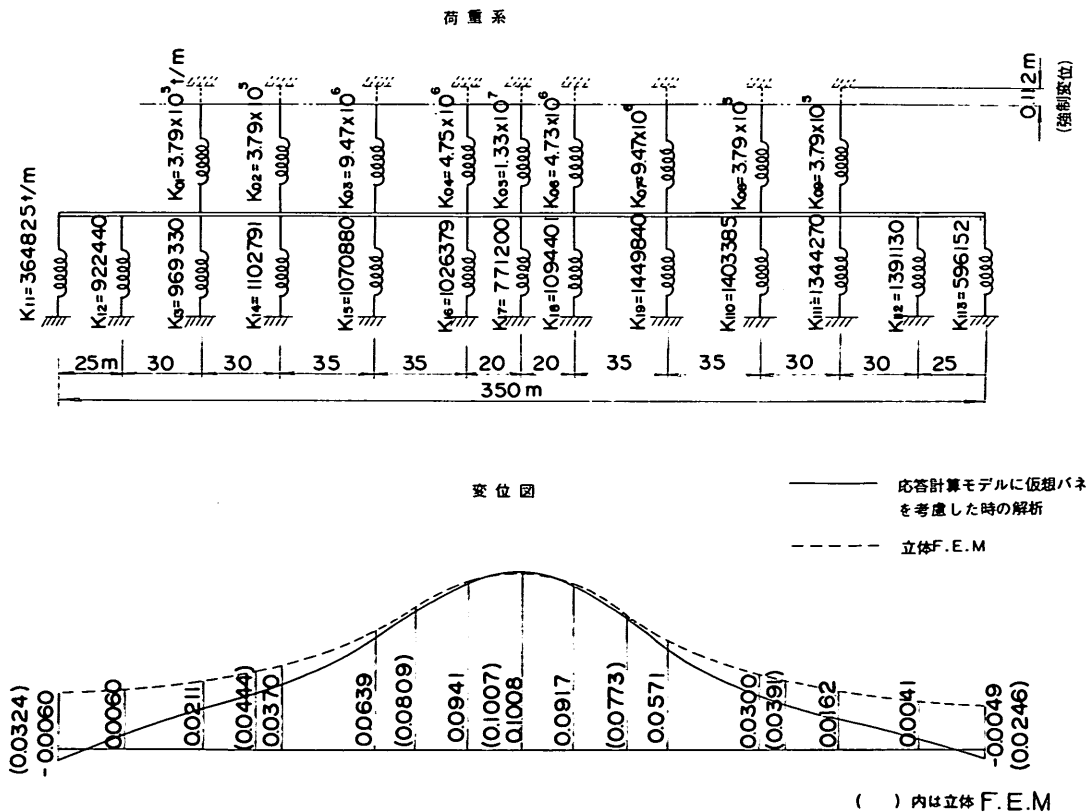
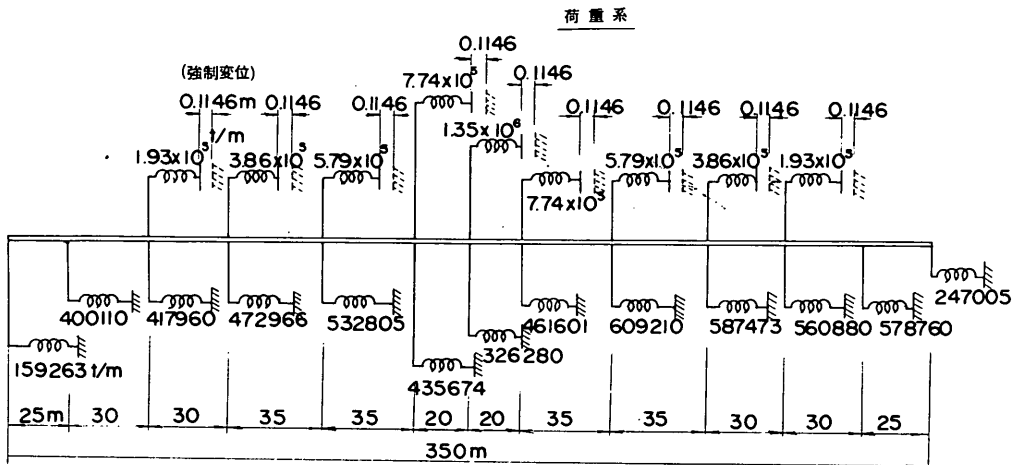


図1.20 千鳥町立坑とトンネルを結ぶ軸直角方向パネ



変位図

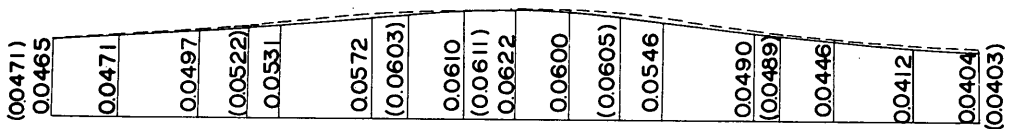


図 1.21 千鳥町立坑とトンネルを結ぶ軸方向バネ

1.4 沈埋トンネルと地盤のモデル化

1.3で得られた諸値をもとにして、地盤を30m程度の間隔に区切り多質点系に置きかえる。それらの点に於ける振動特性、バネ定数(K_1 , K_2 , K_3)を比例計算する。

○立坑が沈埋トンネルの上に設けられた場合

立坑が沈埋トンネルの上に設けられた場合の地震応答計算をする時に必要な諸値、各地盤の質点位置、振動特性、質量(重量)、刺激係数、バネ定数(K_1 , K_2 , K_3)を計算した結果が図1.22, 1.23に示されている。

○立坑が沈埋トンネルの横に離れて設けられている場合

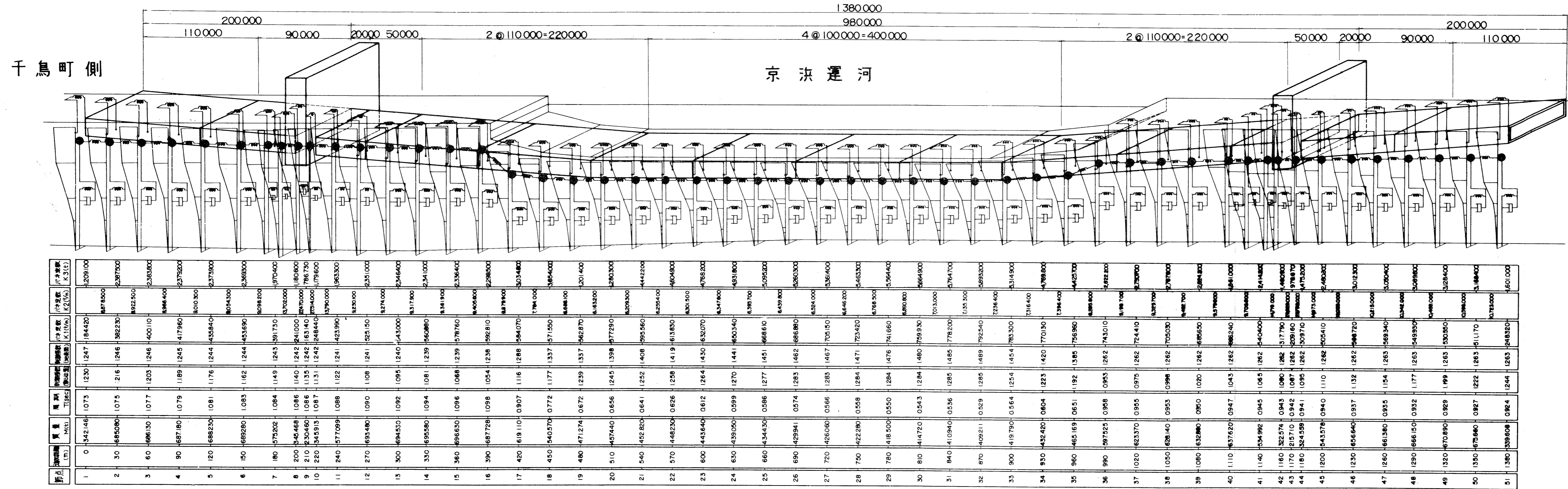
立坑が沈埋トンネルの横に設置された場合についても同様に、応答計算モデルに必要な諸数値(バネ定数 K_1 , K_2 , K_3)、地盤質点の質量を計算した。これを図1.24, 1.25に示す。

以上述べた予備的な計算をもとに、沈埋トンネル及び立坑の応答計算モデルを作成した。

図1.22, 1.23は立坑が沈埋トンネルの軸線上に設置される場合である。

図1.24, 1.25は立坑が沈埋トンネルの横に設置される場合である。

図 1.23 ケース 1 沈埋トンネルの地震応答計算モデル (軸方向)



節点	距離 (m)	質量 M(kg)	周期 T(sec)	剛性係数 (N/m)	減衰係数 (sec)	変位係数 (mm)	内力係数 K(N/m)	内力係数 K(N/m)	内力係数 K(N/m)
1	0	342,461	1.073	1230	1.247	184,420	1,209,100	1,209,100	1,209,100
2	30	685,080	1.075	216	1.246	382,230	2,397,500	2,397,500	2,397,500
3	60	686,130	1.077	1203	1.246	400,110	2,383,600	2,383,600	2,383,600
4	90	687,180	1.079	1189	1.245	417,960	2,379,300	2,379,300	2,379,300
5	120	688,230	1.081	1176	1.244	435,840	2,369,300	2,369,300	2,369,300
6	150	689,280	1.083	1162	1.244	453,690	2,354,000	2,354,000	2,354,000
7	180	690,330	1.084	1149	1.243	471,570	2,336,400	2,336,400	2,336,400
8	200	690,468	1.086	1140	1.242	489,450	2,317,900	2,317,900	2,317,900
9	210	690,606	1.086	1135	1.242	507,330	2,298,500	2,298,500	2,298,500
10	220	690,744	1.087	1131	1.242	525,210	2,279,100	2,279,100	2,279,100
11	240	691,098	1.088	1122	1.241	543,090	2,260,000	2,260,000	2,260,000
12	270	691,440	1.090	1108	1.241	560,970	2,241,400	2,241,400	2,241,400
13	300	691,780	1.092	1095	1.240	578,850	2,223,000	2,223,000	2,223,000
14	330	692,120	1.094	1081	1.239	596,730	2,204,600	2,204,600	2,204,600
15	360	692,460	1.096	1068	1.239	614,610	2,186,200	2,186,200	2,186,200
16	390	692,800	1.098	1054	1.238	632,490	2,167,800	2,167,800	2,167,800
17	420	693,140	1.097	1116	1.238	650,370	2,149,400	2,149,400	2,149,400
18	450	693,480	1.099	1116	1.237	668,250	2,131,000	2,131,000	2,131,000
19	480	693,820	1.100	1116	1.237	686,130	2,112,600	2,112,600	2,112,600
20	510	694,160	1.101	1116	1.237	704,010	2,094,200	2,094,200	2,094,200
21	540	694,500	1.102	1116	1.237	721,890	2,075,800	2,075,800	2,075,800
22	570	694,840	1.103	1116	1.237	739,770	2,057,400	2,057,400	2,057,400
23	600	695,180	1.104	1116	1.237	757,650	2,039,000	2,039,000	2,039,000
24	630	695,520	1.105	1116	1.237	775,530	2,020,600	2,020,600	2,020,600
25	660	695,860	1.106	1116	1.237	793,410	2,002,200	2,002,200	2,002,200
26	690	696,200	1.107	1116	1.237	811,290	1,983,800	1,983,800	1,983,800
27	720	696,540	1.108	1116	1.237	829,170	1,965,400	1,965,400	1,965,400
28	750	696,880	1.109	1116	1.237	847,050	1,947,000	1,947,000	1,947,000
29	780	697,220	1.110	1116	1.237	864,930	1,928,600	1,928,600	1,928,600
30	810	697,560	1.111	1116	1.237	882,810	1,910,200	1,910,200	1,910,200
31	840	697,900	1.112	1116	1.237	900,690	1,891,800	1,891,800	1,891,800
32	870	698,240	1.113	1116	1.237	918,570	1,873,400	1,873,400	1,873,400
33	900	698,580	1.114	1116	1.237	936,450	1,855,000	1,855,000	1,855,000
34	930	698,920	1.115	1116	1.237	954,330	1,836,600	1,836,600	1,836,600
35	960	699,260	1.116	1116	1.237	972,210	1,818,200	1,818,200	1,818,200
36	990	699,600	1.117	1116	1.237	990,090	1,800,000	1,800,000	1,800,000
37	1020	700,000	1.118	1116	1.237	1007,970	1,781,600	1,781,600	1,781,600
38	1050	700,400	1.119	1116	1.237	1025,850	1,763,200	1,763,200	1,763,200
39	1080	700,800	1.120	1116	1.237	1043,730	1,744,800	1,744,800	1,744,800
40	1110	701,200	1.121	1116	1.237	1061,610	1,726,400	1,726,400	1,726,400
41	1140	701,600	1.122	1116	1.237	1079,490	1,708,000	1,708,000	1,708,000
42	1160	702,000	1.123	1116	1.237	1097,370	1,689,600	1,689,600	1,689,600
43	1170	702,400	1.124	1116	1.237	1115,250	1,671,200	1,671,200	1,671,200
44	1180	702,800	1.125	1116	1.237	1133,130	1,652,800	1,652,800	1,652,800
45	1200	703,200	1.126	1116	1.237	1151,010	1,634,400	1,634,400	1,634,400
46	1230	703,600	1.127	1116	1.237	1168,890	1,616,000	1,616,000	1,616,000
47	1260	704,000	1.128	1116	1.237	1186,770	1,597,600	1,597,600	1,597,600
48	1290	704,400	1.129	1116	1.237	1204,650	1,579,200	1,579,200	1,579,200
49	1320	704,800	1.130	1116	1.237	1222,530	1,560,800	1,560,800	1,560,800
50	1350	705,200	1.131	1116	1.237	1240,410	1,542,400	1,542,400	1,542,400
51	1380	705,600	1.132	1116	1.237	1258,290	1,524,000	1,524,000	1,524,000

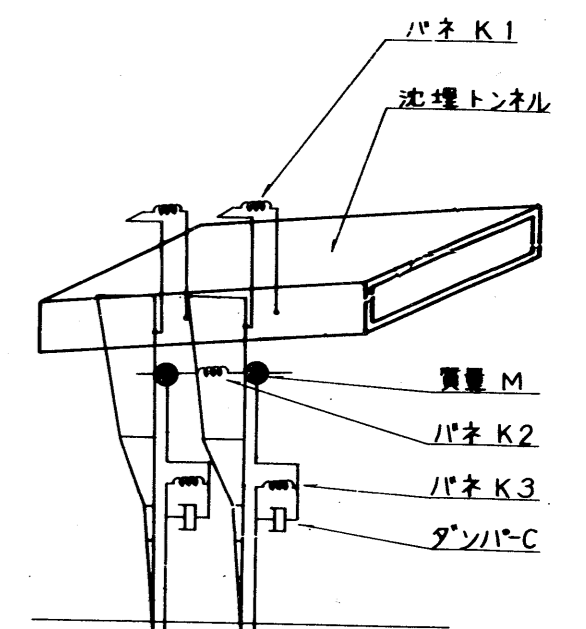
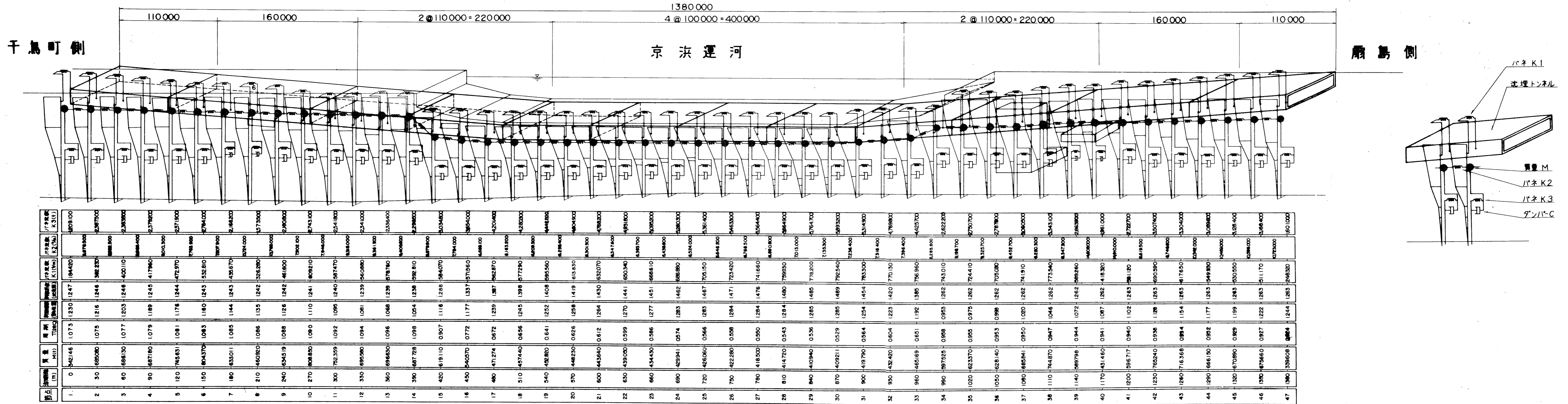


図1.25 ケース2 沈埋トンネルの地震応答計算モデル(軸方向)



1.5 計算内容

1.5.1 計算の種類

計算内容は表1.5に示す。CASE-1は立坑が沈埋トンネルの軸線上に設置される場合であるが、この時はトンネルと立坑が剛結合、ヒンジ結合及び沈埋トンネルと立坑が分離されている場合について計算を行った。

CASE-2は立坑が沈埋トンネルの横に設置される場合である。以下2ケースについて軸方向振動及び軸直角方向振動あわせて構造系は7種類である。

1.5.2 入力地震波

地震応答計算では、入力地震波の最大加速度を一定にしてもその地震波の特性によって結果が大きく変わるので、その選定は慎重に行なう必要がある。この特性は地震の規模、震央距離等によって変化することが予想されるが、トンネル設置点の川崎において、各種の地震記録が得られているわけではない。一応、マグニチュード8クラスの大規模地震とマグニチュード7クラスの中規模地震を想定し、現在得られるデータの中から5つの地震波を選んだ。比較的近距离で発生した中規模地震として「エルセントロ」、大規模地震のデータとしては1968年の十勝沖地震の記録が唯一であるが、このうち地表面での測得加速度が大きく基盤が比較的はっきりしている「八戸」、川崎で得られた唯一の記録として1972年の八丈島近海地震での「川崎」、川崎に近いところで発生した地震として1968年 埼玉県中部地震のとき品川で得られた「品川」、地盤構成が比較的よく似ている1970年の宮崎沖地震での「細島」である。これらの地震波のうちエルセントロ以外はすべて重複反射理論により基盤波に変換された地震波を地盤モデルの基盤に入力させた。各地震波のデータを以下に示す。

(1) ELCENTRO(1940)

マグニチュード 7.0 震度
震央距離 50 km 最大加速度 314 gal
加速度記録で0.25～0.6秒の成分が多い。
観測地点、約30mのロームと粘土の層

(2) 十勝沖地震(1968.5.16) - 八戸港

マグニチュード 7.8 震度 V
震央距離 190 km
最大加速度 188 gal (E-W)
加速度記録で1秒前後の成分が多い。
観測地点、層厚30mの砂地盤上
基盤波の最大加速度は78 gal、その卓越周期は1.1秒、0.8秒である。

(3) 「埼玉県中部」(1968.7.1) - 品川

マグニチュード 6.1 震度 IV
震央距離 80 km

最大加速度 88 gal (E-W)

0.4～0.7秒の成分が多い。

観測地点、層厚18mの軟弱地盤上
基盤波の最大加速度は23.4 gal、その卓越周期は1.4秒前後と0.3～0.4秒である。

(4) 「宮崎沖」(1970.7.26) - 細島

マグニチュード 6.1 震度 IV

震央距離 75 km

最大加速度 85 gal (N-S)

0.15～1.0秒の成分が多い。

観測地点、層厚50mのN=20前後の混合地盤上
基盤波の最大加速度は59 gal、その卓越周期は0.3秒、0.7～0.8秒である。

(5) 「八丈島近海」(1972.2.29) - 川崎

マグニチュード 震度 III

震央距離 280 km

最大加速度 42 gal (N-S)

46 gal (E-W)

N-Sについては1秒強の成分が卓越、E-Wについては0.3、1.0秒強が卓越

観測地点、層厚50m N=4～10のシルト質地盤上

基盤に換算した加速度波形ではN-Sで最大加速度12.2 gal、その卓越周期は0.3秒、0.6～0.9秒であり、E-Wでは最大加速度14.3 gal、卓越周期は0.2秒、0.3秒である。

入力地震波の応答スペクトル曲線を図1.26～1.31に示す。

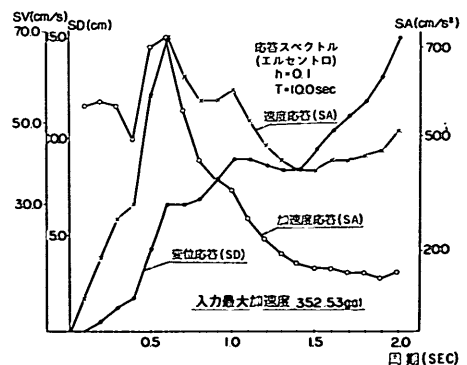


図1.26 エルセントロ応答スペクトル

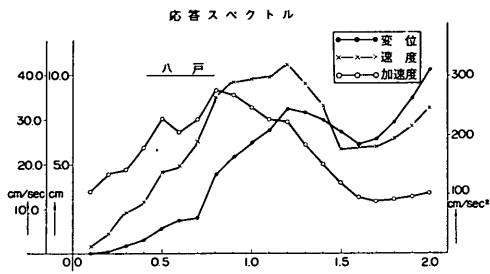


図 1.27 八戸 (E-W) 応答スペクトル

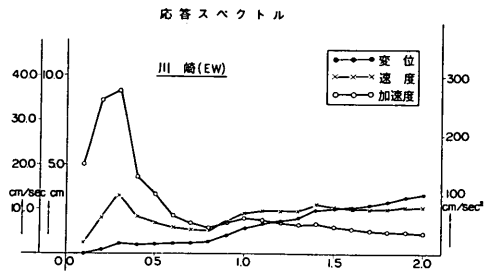


図 1.31 川崎 (E-W) 応答スペクトル

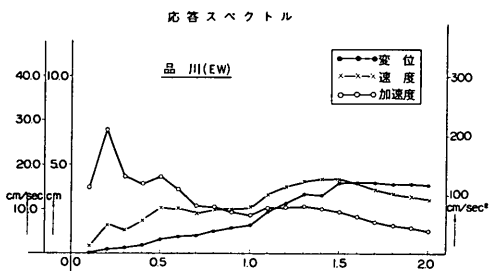


図 1.28 品川 (E-W) 応答スペクトル

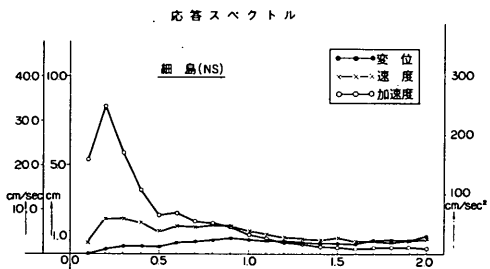


図 1.29 細島 (N-S) 応答スペクトル

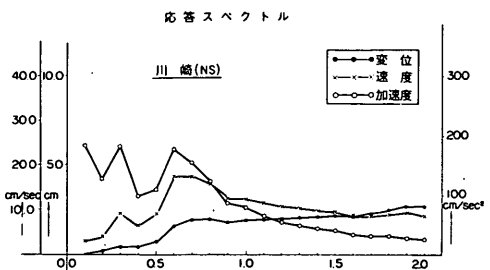


図 1.30 川崎 (N-S) 応答スペクトル

1.6 計算結果

応答計算の結果として変位、加速度、曲げモーメント、せん断力、軸力を求めた。表 1.5 は千鳥町陸上部、航路部、扇島陸上部における各最大値をまとめたものである。

1.6.1 ケース 1 立坑剛結の場合の軸直角方向振動

沈埋函の最大応答変位を図 1.32、地表面の最大応答加速度を図 1.33 に示す。応答変位量は固有周期が比較の長くなる(1~1.1 秒)陸上部で大きくなっており、特に「八戸」が大きいのが目立つ。図 1.26~1.31 に応答曲線を示した。これは固有周期 T を持つ 1 質点の応答量であるが、この図から千鳥町陸上部の固有周期 1.1 秒と航路部の地盤の平均的固有周期 0.6 秒に対する応答値を読んだのが表 1.6 である。多質点系の応答値である図 1.32 とよく合っており、応答量の大小関係は全く一致している。「細島」は応答変位量が航路部と陸上部でほとんど変わらないが、図 1.29 を見れば応答変位が周期に関係なくほとんど一定であることから理解できる現象である。

図 1.33 の地表面応答加速度を見ると、固有周期の短い航路部で「エルセントロ」が大きくなるのが目立つ。また「八戸」以外ではいずれも陸上部より航路部で応答値が大きくなっている。この現象も表 1.6 とつぎ合わせて見れば

表 1.6 各地震波の応答値

地震波		八戸	エルセントロ	品川	川崎 E-W	川崎 N-S	細島
		応答変位	1.1 秒 cm 6.9	2.5	2.3	1.7	2.0
応答変位	0.6 秒 cm 1.9	1.8	1.0	0.6	1.6	0.6	
応答加速度	1.1 秒 gal 227	82	78	56	66	26	
	0.6 秒 gal 206	213	110	64	180	68	

表 1.5 計算内容と結果

注：最大変位、最大加速度の値に於て上段は沈埋トンネル、下段は地盤の地表面の応答値である。

CASE	立坑と沈埋トンネルの結合条件	振動方向	入力地震波	最大変位 (cm)			最大加速度 (cm/sec ²)			最大曲げモーメント (t-m)			最大せん断力, 最大軸力 (t)				
				千鳥町側	航路海底部	扇島側	千鳥町側	航路海底部	扇島側	千鳥町側	航路海底部	扇島側	千鳥町側	航路海底部	扇島側		
				1.	立坑が沈埋トンネルの上に設けられている場合	剛結合	KAWASAKI (E-W)	2.01	0.70	1.47	8.11	116	74.3	167,000	5,310	111,000	5,169
2.13	0.79	1.58	9.32	148				86.4									
EL CENTRO (N-S)	3.28	2.28	2.67	126			291	138	216,000	17,765	232,000	9,200	299	11,000			
	3.91	2.59	3.66	168			344	206									
HACHINOHE (E-W)	8.31	2.15	6.72	309			273	308	473,000	17,700	501,000	21,800	238	23,300			
	9.83	2.43	8.20	370			313	393									
SHINAGAWA (E-W)	2.60	1.24	1.71	9.32			167	77.4	154,000	9,590	120,000	7,300	160	5,730			
	3.05	1.41	1.98	118			194	104									
HOSOJIMA (N-S)	1.07	0.69	1.00	45.9			89.8	48.7	59,400	5,480	77,700	1,830	67	3,410			
	1.07	0.78	1.28	48.0			101.9	72.2									
KAWASAKI (N-S)	1.99	1.45	1.91	7.43		174	97.6	-	-	-	25,900	7,200	20,800				
	2.95	1.95	3.02	134		257	182										
EL CENTRO (N-S)	2.90	2.00	2.20	114		250	116	-	-	-	30,700	8,700	29,400				
	4.24	2.59	3.67	182		343	218										
HACHINOHE (E-W)	7.30	2.04	5.63	270		223	273	-	-	-	62,600	9,940	57,400				
	10.80	2.50	8.43	407		305	373										
SHINAGAWA (E-W)	2.24	1.18	1.35	83.6		135	64.8	-	-	-	17,700	5,100	16,100				
	3.32	1.40	1.89	140		191	103										
HOSOJIMA (N-S)	0.78	0.58	0.85	29.8		72.1	40.8	-	-	-	9,440	2,480	10,100				
	0.99	0.89	1.21	43.7		102	71.1										
ヒンジ結合	軸直角水平方向	KAWASAKI (E-W)	1.98	0.70	1.46	83.1	119	73.8	46,300	5,310	39,400	1,675	63.3	1,450			
			2.17	0.79	1.57	93.0	148	82.2									
		EL CENTRO (N-S)	3.36	2.28	2.73	128	291	139	161,000	17,800	167,000	4,170	210	4,800			
			3.91	2.59	3.66	168	344	206									
		HACHINOHE (E-W)	8.47	2.15	6.72	326	273	311	305,000	17,700	222,000	9,310	238	8,760			
			9.83	2.43	8.20	370	313	393									
		SHINAGAWA (E-W)	2.48	1.24	1.71	94.0	167	77.2	92,500	9,590	65,400	2,780	110	2,240			
			3.04	1.41	2.03	118	194	104									
		HOSOJIMA (N-S)	1.06	0.69	1.04	44.8	88.4	50.4	59,400	5,480	52,500	1,370	67	1,620			
			1.06	0.78	1.28	44.8	102	72.2									
自由	軸直角水平方向	KAWASAKI (E-W)	1.96	0.70	1.42	80.8	119	70.2	46,900	5,310	38,500	1,240	63.3	1,190			
			2.18	0.79	1.57	93.2	148	86.4									
		EL CENTRO (N-S)	3.45	2.28	2.78	134	292	137	163,000	17,800	169,000	4,200	210	4,830			
			3.91	2.59	3.40	168	344	206									
		HACHINOHE (E-W)	9.20	2.15	6.91	331	273	314	308,000	17,700	204,000	7,550	238	6,040			
			9.83	2.43	8.17	370	313	393									
		SHINAGAWA (E-W)	2.85	1.24	1.66	108	167	76.6	93,200	9,590	82,400	2,310	110	2,300			
			3.04	1.41	1.98	118	194	104									
		HOSOJIMA (N-S)	1.05	0.81	0.91	44.6	89.8	53.5	59,700	5,480	52,200	1,380	66.7	1,620			
			1.05	0.91	0.91	44.6	102	65.5									
軸方向	軸方向	KAWASAKI (N-S)	2.35	1.50	2.58	92.1	175	140	-	-	-	25,300	7,130	20,600			
			2.95	2.38	3.02	135	257	182									
		EL CENTRO (N-S)	3.72	2.02	3.10	144	251	166	-	-	-	30,700	8,730	29,700			
			4.24	2.72	3.67	182	343	212									
		HACHINOHE (E-W)	9.59	2.03	7.54	347	225	338	-	-	-	63,900	11,400	56,600			
			10.80	2.50	8.43	407	305	383									
SHINAGAWA (E-W)	2.88	1.18	1.71	110	135	76.0	-	-	-	17,200	6,230	16,400					
	3.32	1.40	1.89	140	191	103											
HOSOJIMA (N-S)	0.93	0.58	1.09	37.2	72.2	53.4	-	-	-	9,590	2,470	10,800					
	1.03	0.84	1.25	43.7	101	71.1											
2.	立坑が沈埋トンネルの合横	バネ結合	軸直角水平方向	KAWASAKI (E-W)	2.00	0.69	1.46	86.7	119	72.2	51,700	4,740	39,700	1,290	64	1,200	
					2.20	0.80	1.60	93.3	148	86.9							
				EL CENTRO (N-S)	3.13	2.33	2.87	122	291	141	174,000	17,800	174,000	4,350	211	4,860	
					3.92	2.64	3.65	166	344	207							
				HACHINOHE (E-W)	8.13	2.15	7.06	326	274	330	342,000	18,800	218,000	8,400	240	6,170	
			9.86		2.43	8.21	370	313	395								
			SHINAGAWA (E-W)	2.68	1.24	1.80	100	167	82.8	101,000	9,590	86,600	2,370	110	2,420		
				3.05	1.41	2.03	117	194	82.8								
			軸方向	軸方向	HOSOJIMA (N-S)	0.91	0.76	1.16	45.6	89.8	65.7	60,200	5,500	55,360	1,400	67	1,710
						1.07	0.86	1.26	45.6	102	65.7						
KAWASAKI (N-S)	2.26	1.48			2.11	90.7	174	104	-	-	-	27,000	7,660	22,300			
	2.92	2.38			2.66	133	257	161									
EL CENTRO (N-S)	2.99	2.01			2.54	111	250	123	-	-	-	31,500	8,690	30,400			
	3.96	2.65	3.66	170	343	212											
HACHINOHE (E-W)	7.69	2.04	6.37	267	223	298	-	-	-	66,600	10,200	62,000					
	9.79	2.56	8.15	375	308	393											
SHINAGAWA (E-W)	2.47	1.21	1.60	91.6	127	73.0	-	-	-	18,800	6,530	17,400					
	2.93	1.42	2.03	118	191	105											
	0.86	0.58	1.13	36.5	72.1	53.0											
HOSOJIMA (N-S)	1.11	0.87	1.31	43	101	76.6	-	-	-	7,290	1,940	11,000					

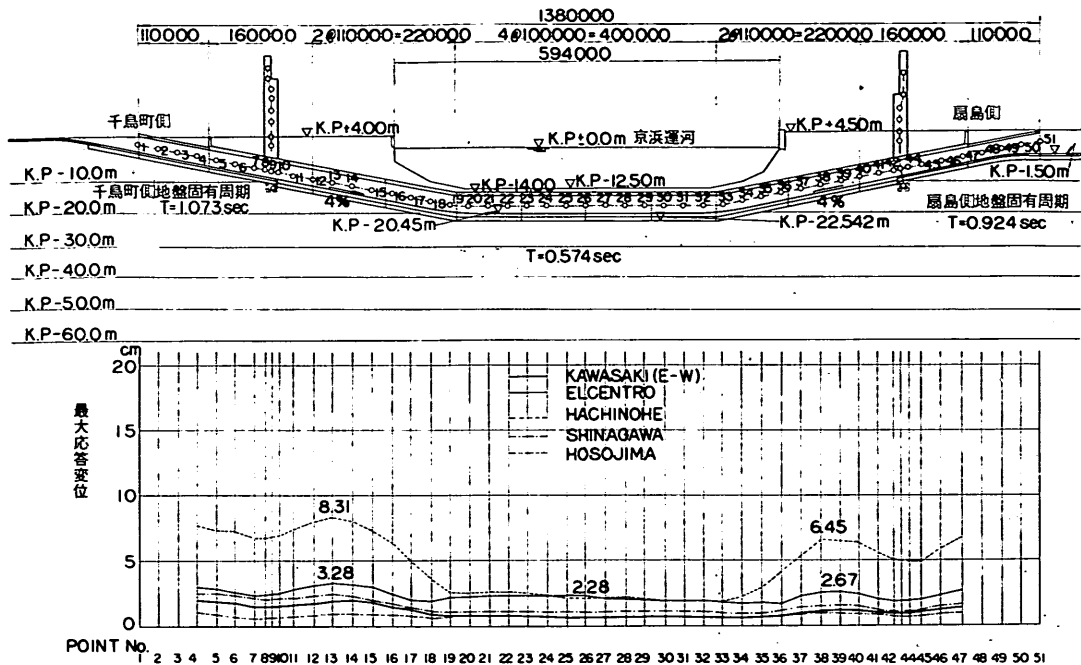


図 1.32 沈埋トンネルの最大応答変位 (ケース 1 立坑剛結軸直角方向)

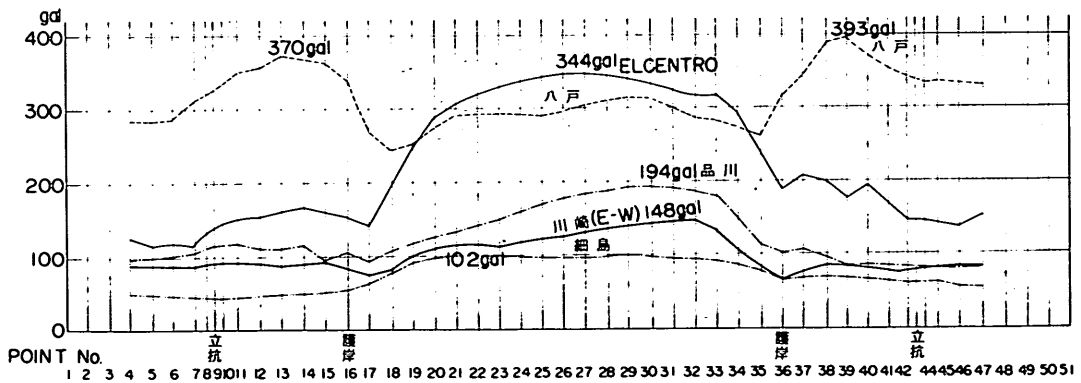


図 1.33 地表面の最大応答加速度 (入力 100 gal, $h = 0.1$)

理解される。

図 1.32 に示した応答変位の結果、図 1.34 に示すような曲げモーメントが発生する。剛結されている立坑との取付点および地盤の固有周期が不連続となる護岸付近で大きな

曲げモーメントが発生している。この傾向は地震波を変えても同じである。また、発生曲げモーメントの大小関係とも一致する。図 1.35 に最大せん断力の分布図を示す。

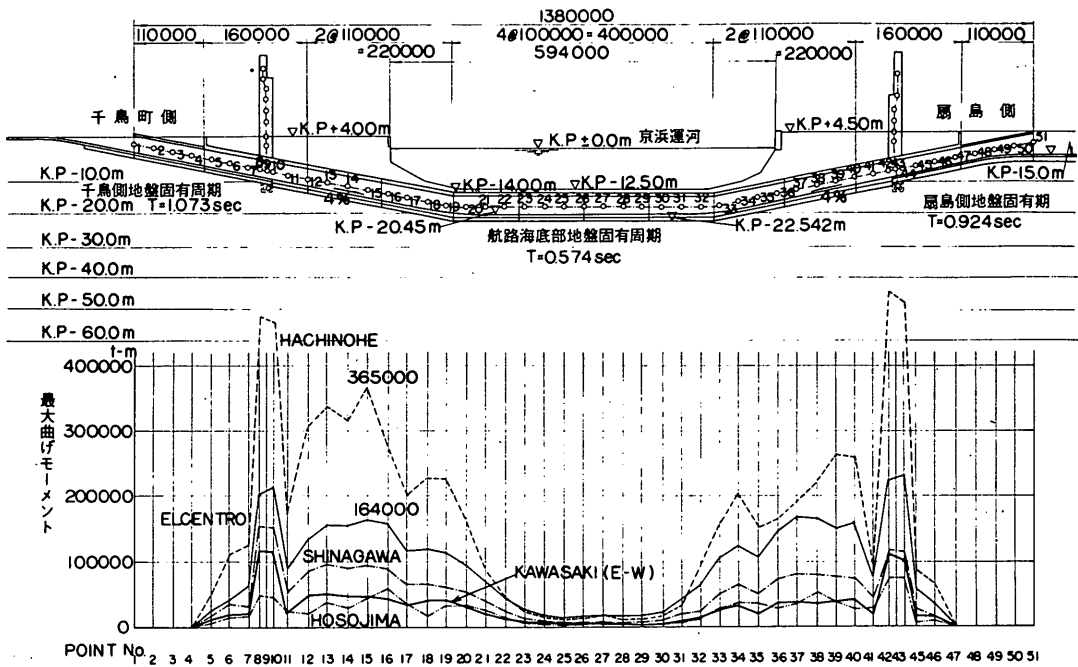


図 1.34 最大曲げモーメント

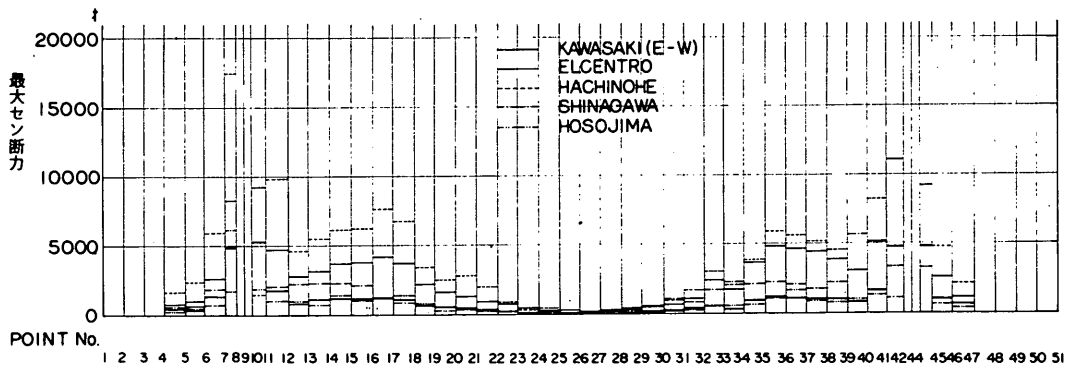


図 1.35 最大せん断力

1.6.2 ケース1立坑剛結の場合の軸方向振動

沈埋函の最大応答変位を図1.36に、地表面の最大応答加速度を図1.37に示す。これらの各ポイントでの応答量および大小関係もまた図1.26~1.31のスペクトル曲線の性質をよく反映している。ただし、図1.36に示す沈埋

函の応答変位は、図1.32に比べ陸上部で多少小さくなると共に全体に滑らかになっている。これは1.3で示した地盤相互をつなぐバネ K_2 が、軸方向では、軸直角方向に比べ約3倍になっている($E=3G$,ここに E は土のヤング率、 G は土のせん断弾性係数)ため各質点の動きが隣接

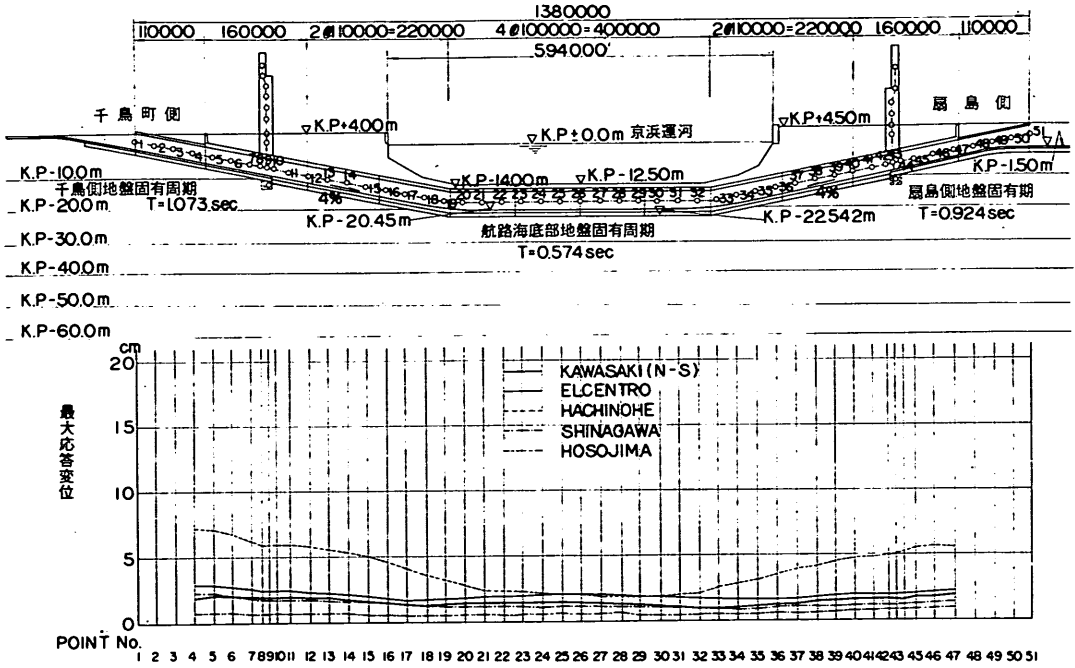


図 1.36 沈埋トンネル最大応答変位

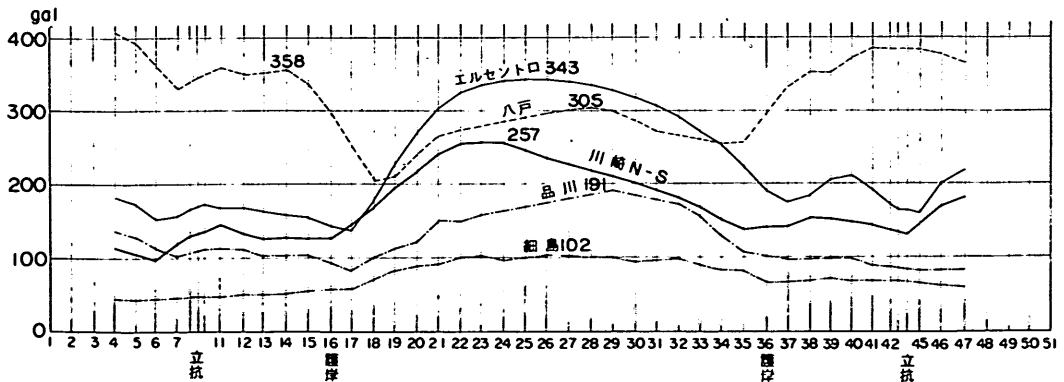


図 1.37 地表面の最大応答加速度 (入力 100 gal, $h = 0.1$)

する質点の動きに拘束されやすいことと、沈埋函の軸方向剛性が大きいと考えられる。図1.37と図1.33を比較すれば、 K_2 パネの違いの影響は現われていない。両者概ねよく似た値となっている。ただし、「川崎」については軸方向ではN-S方向の地震波を入れたので、軸直角方向振動に入力したE-Wとは異なっている。図1.30に示す

スペクトル曲線を反映し、地盤の固有周期の短い航路部でかなりの応答を示す。

図1.38に最大軸力の分布を示す。ここでも地盤の固有周期が不連続となる護岸付近で最大値が発生している。しかし図1.34の曲げモーメントの分布曲線に比べそのピークは滑らかになっており、ピークの位置が海側にずれている。

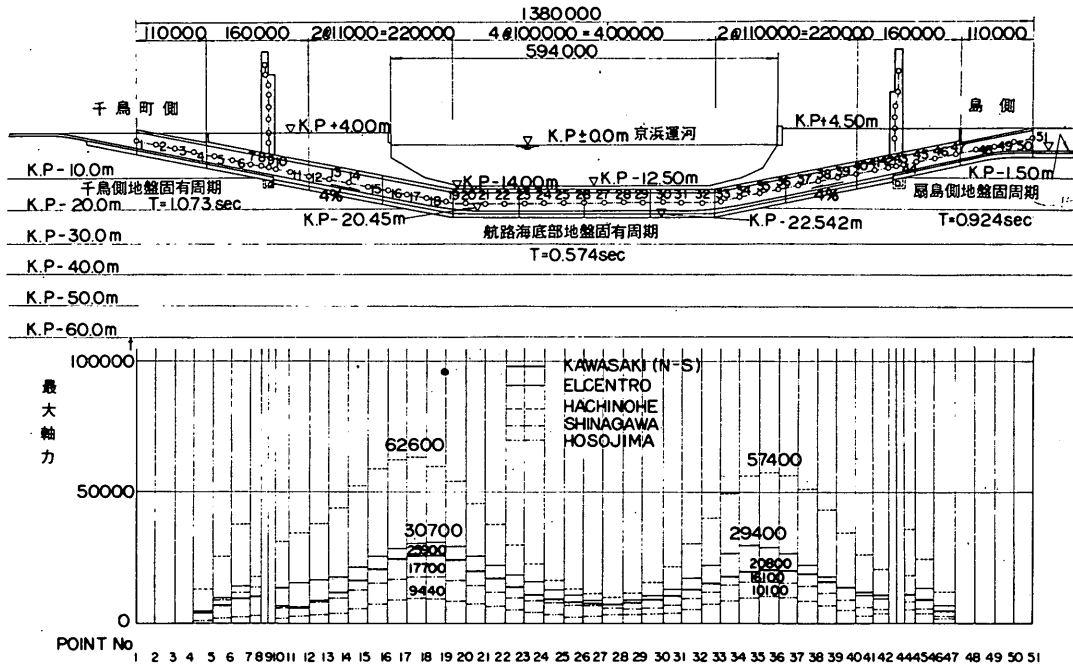


図 1.38 最大軸力

1.6.3 立坑との取付方法を変えた場合の影響

「八戸」の地震波が最大の曲げモーメント、セン断力、軸力を発生させることが判明したので、次に「八戸」についてトンネルと立坑の接続条件の違いによる影響をみる。図1.39は立坑との取付けを剛結、ヒンジ、フリーに変化させた場合の最大曲げモーメントの分布状況の変化を表わしたものである。ポイント16からポイント37までの間の曲げモーメントは立坑との接続条件の違いによる影響をほとんど受けないことがわかる。その影響範囲は千島町側で170m、扇島側で140mとなっている。こうした傾向は他の地震波についてもいえる。

のように変化するかを見たものである。この場合はポイント14からポイント37までがほとんど同じ値になっている。千島町側のポイント17~18間でフリー結合の方が軸力が多少ではあるが大きくなっているのが興味ある現象である。他の地震波についても最大値の発生地点はポイント17~18間でありフリーと剛結の値はほとんど同じになっている。(表1.5参照) フリー結合の影響が概ねポイント14までしか現れず、最大値の発生するポイント18付近では、地盤の拘束力と、フリーになったことによるトンネルの動きやすさが微妙に影響し合っ、場合によりフリー結合で大きくなるのであろう。

図1.40は軸力分布が立坑の取付けが剛結とフリーで

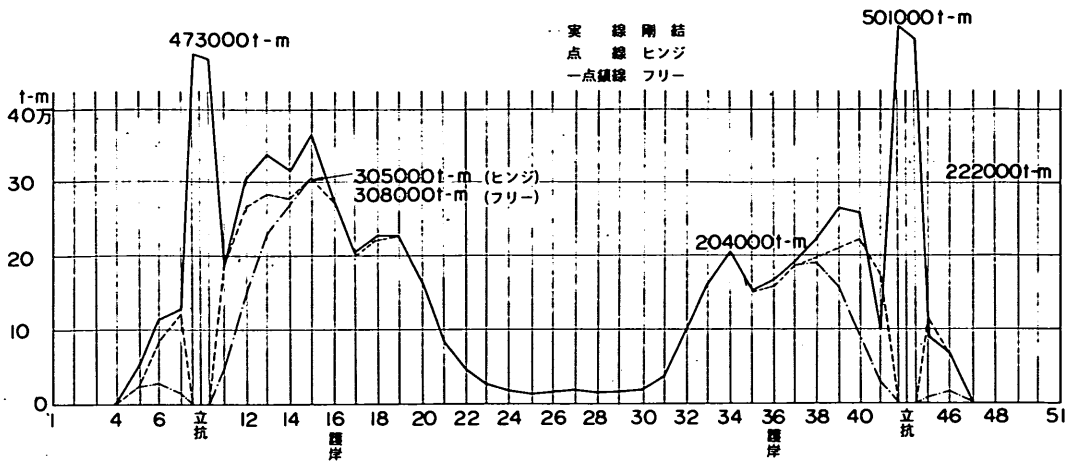


図 1.39 最大曲げモーメント (八戸, 入力 100 gal)

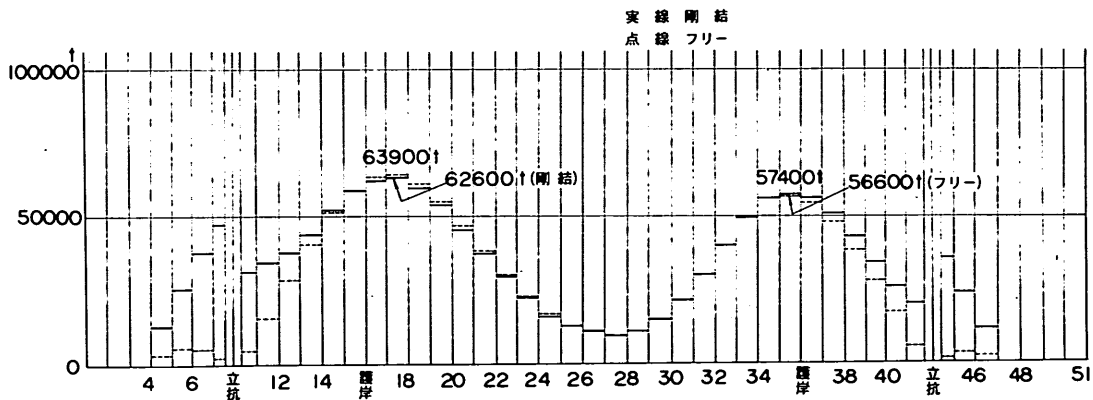


図 1.40 最大軸力 (八戸, 入力 100 gal)

1.6.4 ケース2 立坑がトンネルの横に設置されている場合の軸直角方向振動

立坑がトンネル軸線上にある場合は、その結合が剛結合の場合、大きな曲げモーメントが発生することがわかったので、次に立坑をトンネル軸線から離して横に設置される場合を検討した。この場合、立坑とトンネルは地盤のパネ定数で結合されているとした。図 1.41 は沈埋トンネルの各質点の最大応答変位である。図 1.32 と比較して立坑付近で多少応答変位が異なる以外はほとんど一致している。応答変位の大きい「八戸」について言えば、千鳥町立坑から 130 m 離れたポイント No. 13 から、扇島立坑から

130 m 離れたポイント No. 35 までの変位量は同じである。他の地震波は応答変位量そのものが小さいため「八戸」ほど明瞭にはなっていないが、同じ傾向にあるといえる。

図 1.42 は最大曲げモーメントの分布図である。ポイント 14 (千鳥町立坑から 160 m) からポイント 34 (扇島立坑から 160 m) までの間の分布は各地震波について、図 1.34 と全く同じである。なお、ケース 1 とケース 2 では立坑 (40 m × 20 m の平面形状) の設置方向が 90° ずれるためポイント番号がずれている点に注意されたい。

立坑が横に設置されていることにより、図 1.34 で発生していた取付点での大きな曲げモーメントはなくなったが、

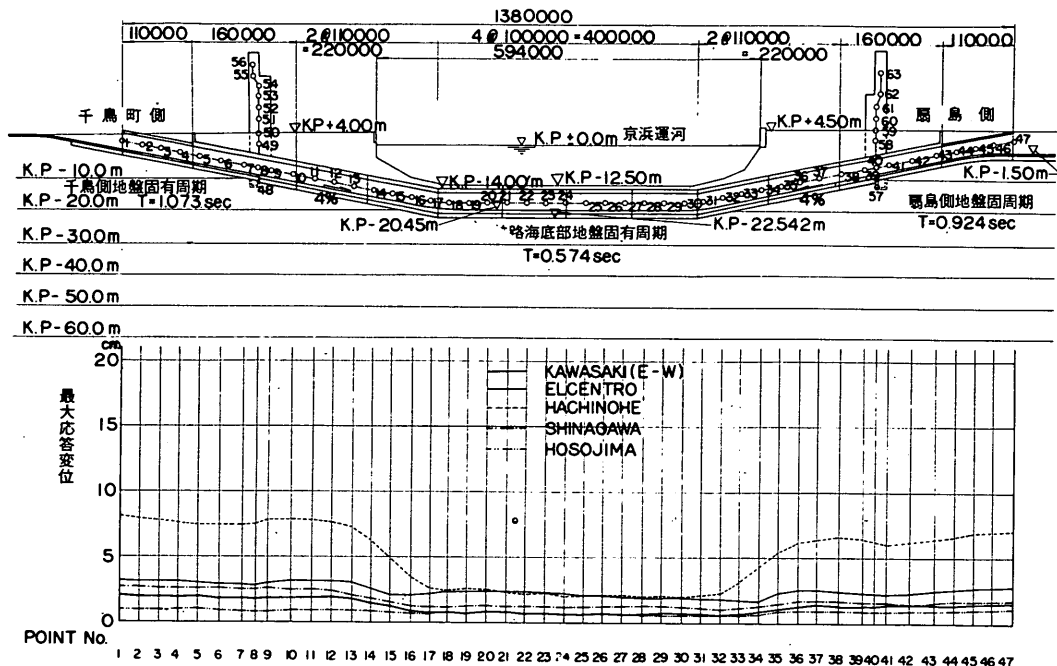


図 1.41 最大応答変位 (ケース 2 , 軸直角方向)

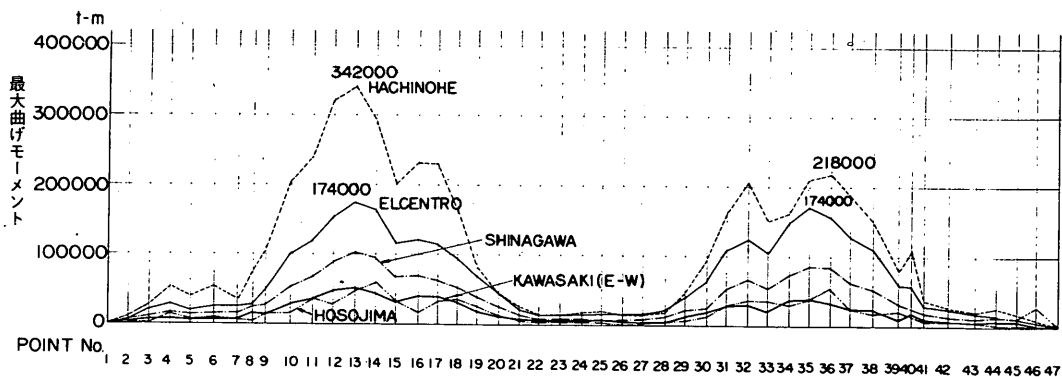


図 1.42 最大曲げモーメント (ケース 2)

護岸付近に発生する第2のピークは、図 1.42 でも同じような位置に発生しているのがわかる。このmaxの発生位置は立坑の構造的な影響を鋭敏に受けとる範囲外であり、やはり護岸部と航路部との地盤の固有周期の不連続により発生する応答変位量の差が大きいため発生しているものである。図 1.43 に最大せん断力の分布を示す。

図 1.44 に「八戸」におけるポイント 8, 14, 18,

24, 34, 40 の 10 秒間の変位応答曲線を示す。沈埋トンネルは地盤とほとんど同じように振動するが、その振幅は地盤に比べわずかに小さくなっている。護岸下のポイント 14 で 2.0 秒のピークから 8.5 秒までのピークの間には 6 回の振動があり、その平均周期は $6.5/6 = 1.08$ 秒、航路中央のポイント 24 では、1.9 秒のピークから 8.2 秒のピークまでの 10 回の振動があり、その平均周期は

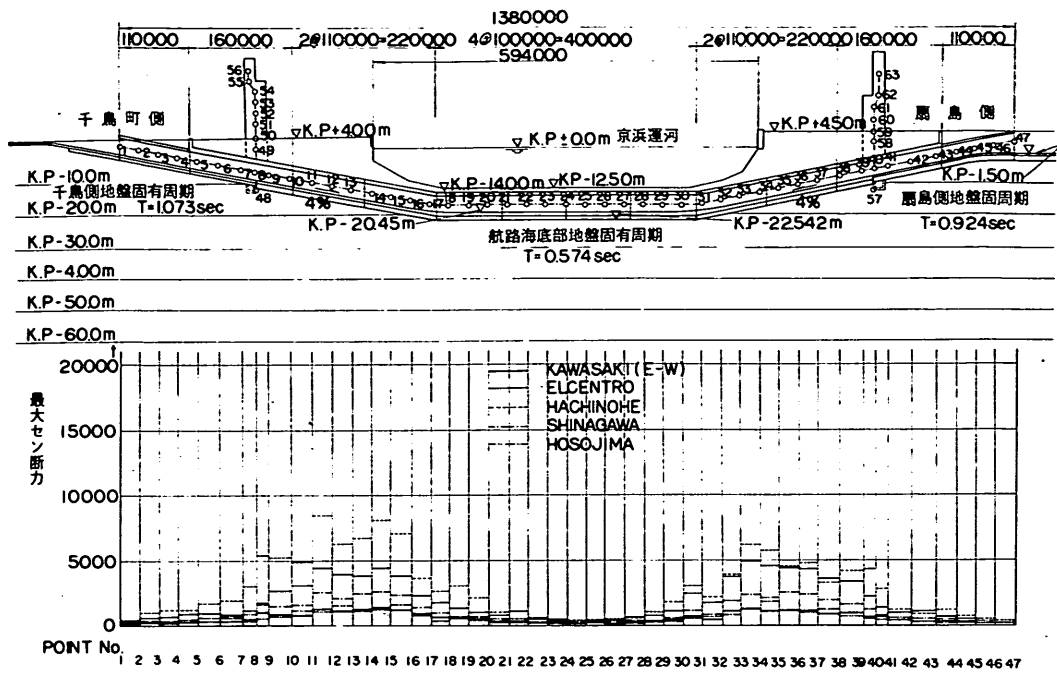


図 1.43 最大せん断力 (ケース 2)

6.3/10 = 0.63 秒 となっていて、それぞれ地盤の固有振動周期 (No.14 は 1.098 秒、No.24 で 0.574 秒) に近い周期で振動しているのがわかる。多質点系になっているため固有周期の長いところで多少短くなり、固有周期の短いところで多少長くなっている。この傾向は軸方向振動では質点をつなぐバネ K_2 が 3 倍になるためより明瞭となる。(図 1.48 参照)

次にある時間での系全体の変形状態を知るため、ポイント 14 の振幅がピーク近くになる 3.0, 3.4, 4.0, 4.6, 5.2 秒での変位状態を図 1.45 に示した。千鳥町側の陸上部全体が 8 cm ぐらいの振幅で左右に変化し、航路部は 1 cm 程度で振動しているのがわかる。なお、この図はポイント 14 が大きく振動している時間を取り出して描いているため、航路部の振動のピークの時間は拾っていないため、図 1.41 に示した航路部の最大応答変位 2 cm 強といった値にはなっていない。扇島陸上部も $T = 3.0, 3.4, 4.0$ 秒までは千鳥町陸上部と同位相で変位しているが、 $T = 4.6, 5.2$ 秒では位相のずれのため、この時間での変位は小さくなっている。 $T = 3.4$ 秒で千鳥町護岸下付近のポイ

ント 13 に 332,000 t・m の曲げモーメントが発生している (このケースでの最大曲げモーメントは表 1.5 に示したように $M_{13} = 342,000$ t・m である)。この時の曲げモーメント分布を図示したのが、図 1.46 である。航路部と護岸部の大きな地盤変位の差によりトンネルが大きく変位し、トンネルが著しく曲げられるポイント 13 とポイント 17 で大きな曲げモーメントが発生する。図 1.47 はポイント 13 付近の地盤のひずみレベルを見たものである。ポイント 14 で得られている 1 次モードをポイント 13 に準用して鉛直方向のせん断ひずみを調べると $10^{-3} \sim 10^{-4}$ のひずみレベルになっている。水平方向のせん断ひずみは図 1.45 の $T = 3.4$ 秒の地盤変位図よりポイント 15 で -3.64 cm、ポイント 16 で -1.47 cm となり、 2.17 cm / 3,000 cm = 7.2×10^{-4} の最大せん断ひずみを得られる。圧縮ひずみは、 $6.71 - 6.29 = 0.42$ cm の相対変位による等分布帯状荷重が働くとして、ケ-グラ-法で概算するとトンネル側壁から 7.4 m までの間の土の平均ひずみは 2.8×10^{-4} のオーダーになっている。

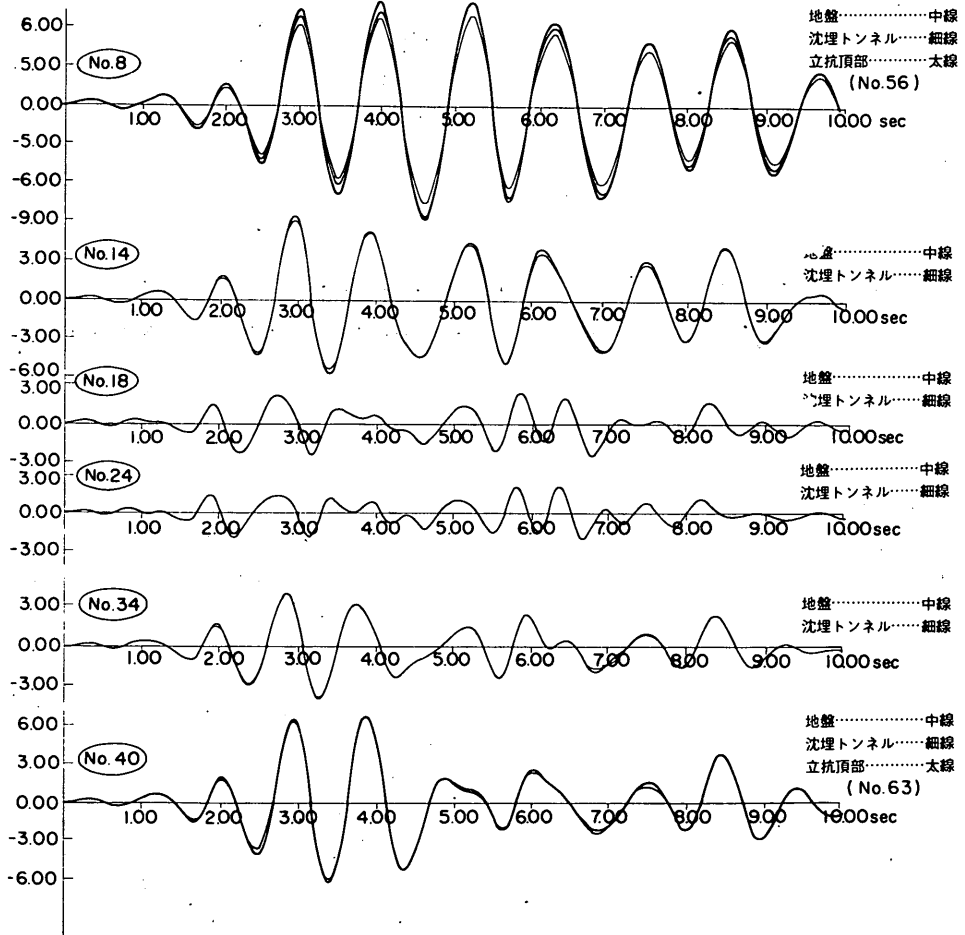
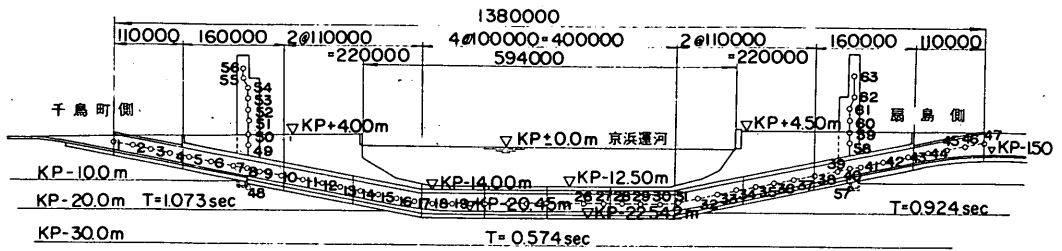


図 1.44 変位応答曲線 (ケース 2、八戸、軸直角方向)

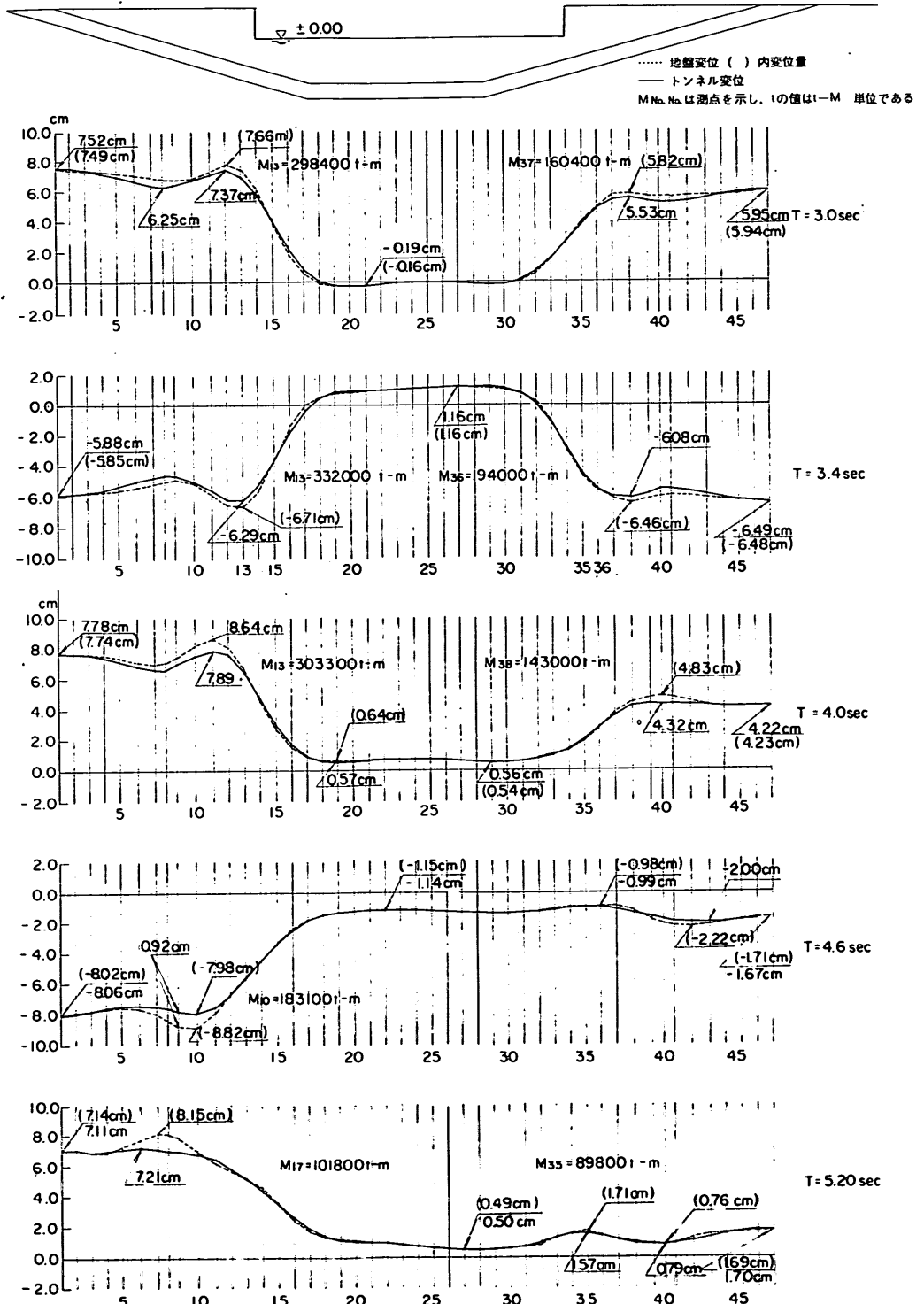


図 1.45 各時間の変形状態 (ケース 2、八戸、軸直角方向)

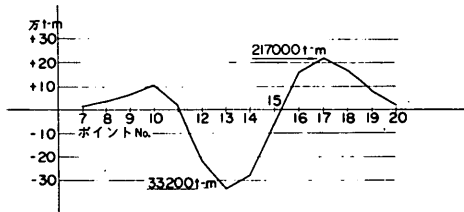
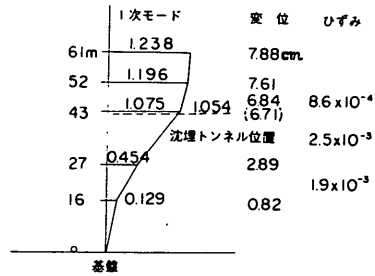


図 1.46 「八戸」 $T=3.4$ 秒の曲げモーメント分布



ポイント	13	14	15	16	17	18
変位	-6.71	-5.73	-3.64	-1.47	-0.09	0.55cm
変位差	0.98	2.09	2.17	1.38	0.64cm	
ひずみ	3.3	7.0	7.2	46	2.1×10^{-4}	

図 1.47 「八戸」 $T=3.4$ 秒におけるポイント13付近の地盤のひずみ

1.6.5 ケース2 立坑がトンネルの横に設置されている場合の軸方向振動
 沈埋函の最大応答変位を図 1.48 に示す。ケース1の図 1.3.6 と比べると立坑付近でケース2の方がよく動く以外

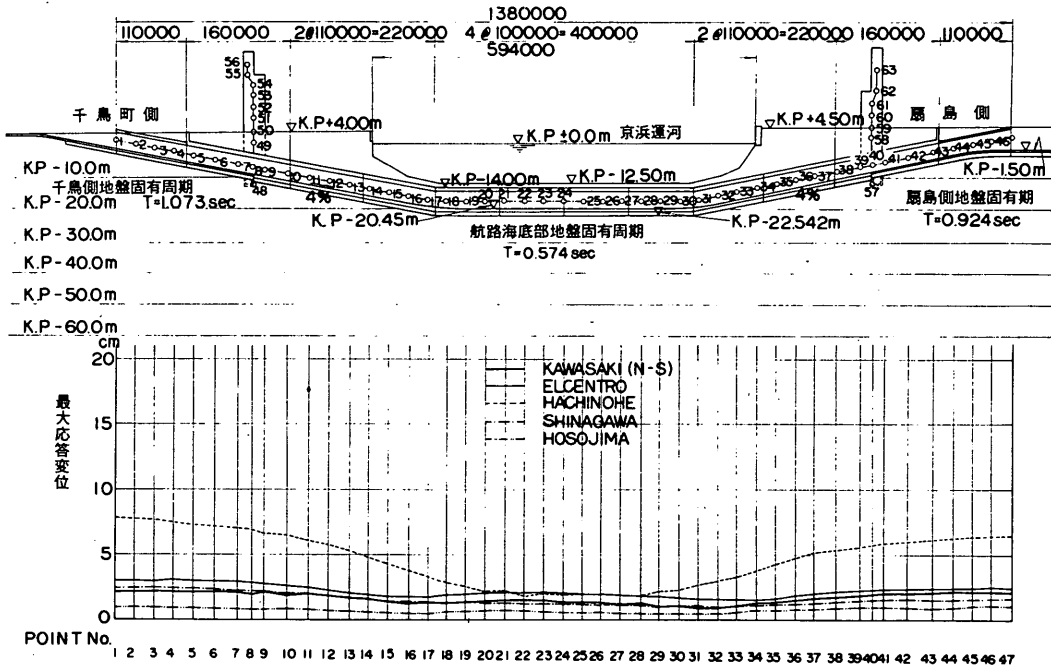


図 1.48 沈埋トンネルの最大応答変位 (ケース2、軸方向)

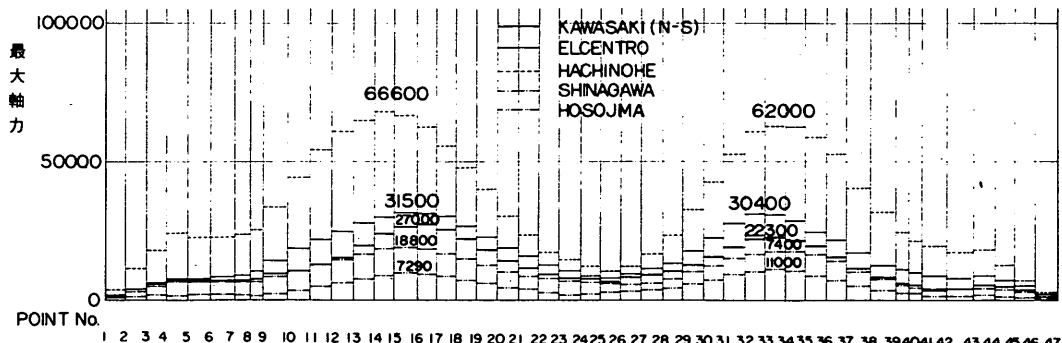


図 1.49 最大軸力

ほとんど一致している。「八戸」以外の地震波では陸上部も航路部もほとんど応答変位量に差がないのは、これら地震波の特長を表わしている。すなわち、前に示した変位応答スペクトル曲線で、航路部の固有周期0.6秒と陸上部の固有周期1～1.1秒の間で変位量がほとんど変わらないためである。図1.49に軸力分布を示す。各地震波とも護岸下付近で最大値を示しその分布は相似している。ケース1の図1.38と比較すると、図1.49のポイント16～32

間では概ね一致している。なおケース1で立坑のつなぎをフリーにすると護岸下での最大軸力が剛結の場合より増加するケースが見られたが、図1.49に示す両護岸下の最大値は「細島」の千鳥町側を除いてすべて図1.38の最大値より3～8%大きくなっている。発生位置はほとんど変わらない。

図1.50に「八戸」に対するポイント8,14,18,24,30,34,40の10秒間の変位応答曲線を示す。ポイント

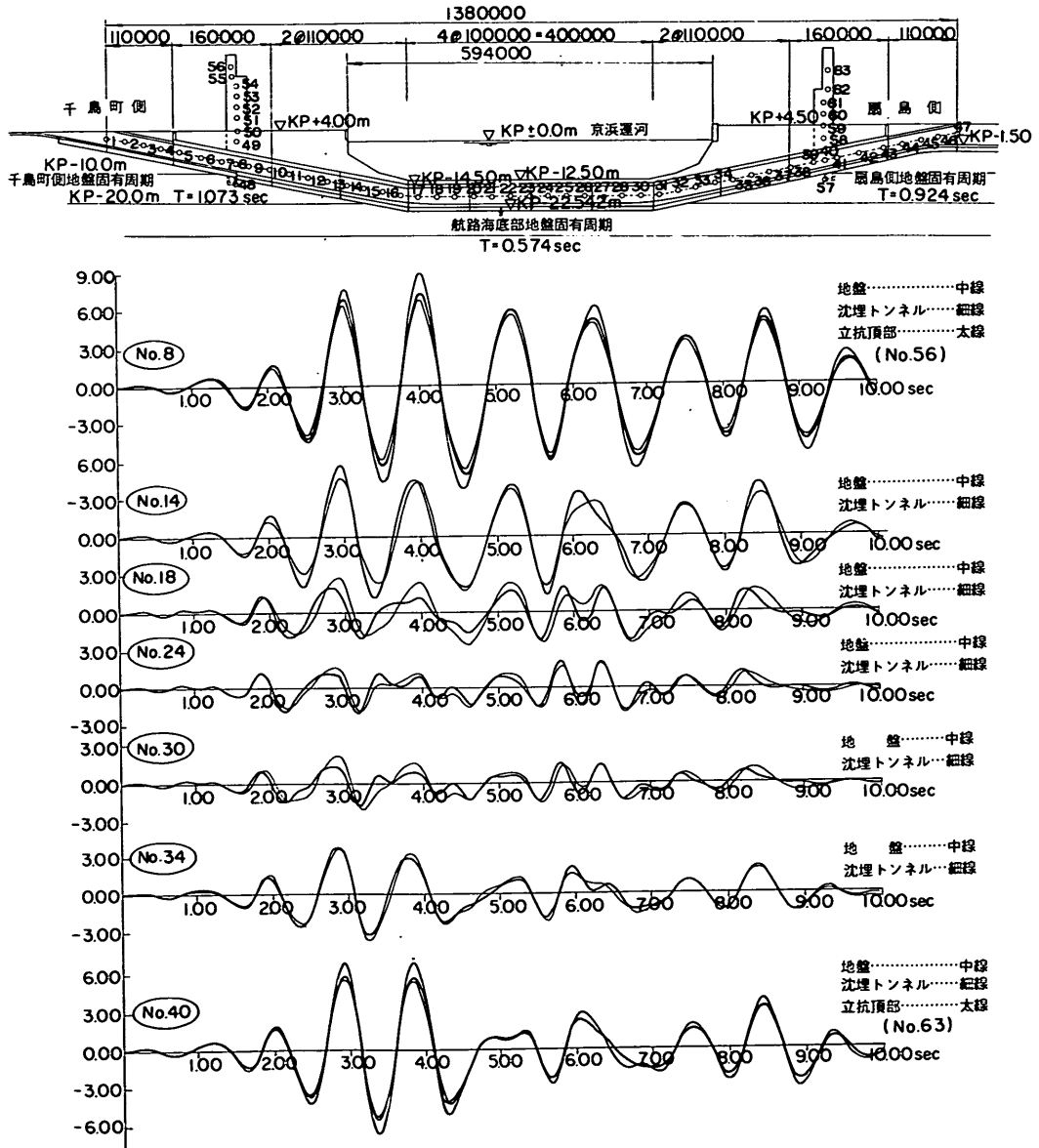


図1.50 変位応答曲線(ケース2, 八戸, 軸方向)

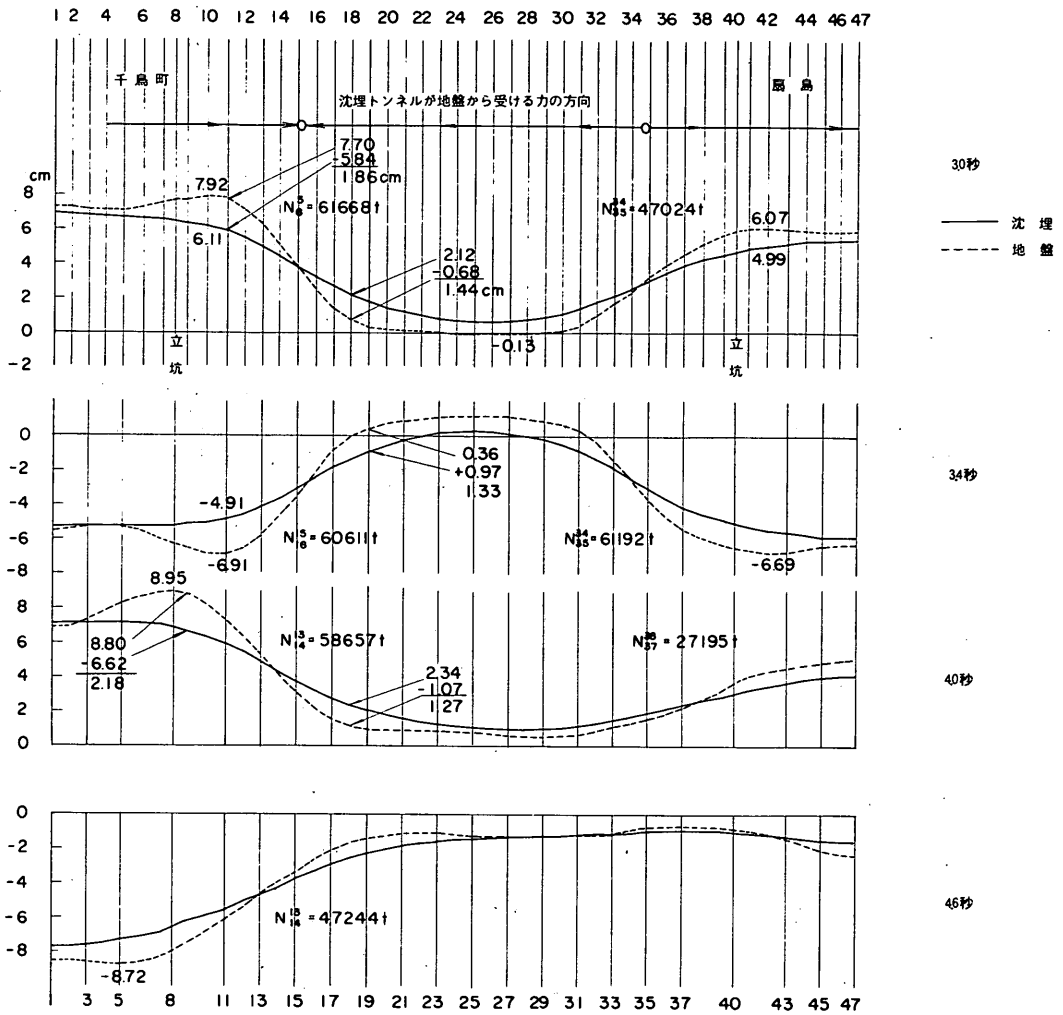


図 1.51 各時間の変形状態 (ケース 2、八戸、軸方向)

14 は平均周期 1.075 秒、ポイント 24 は 0.68 秒で振動しているのが読みとれる。軸直角の振動と比べて目立つのは、地盤とトンネルの相対変位量が多いことと位相のずれが出てくることである。

図 1.51 に「八戸」の場合のポイント 14 の振動のピーク付近の時間、3.0、3.4、4.0、4.6 秒における系全体の变形状態を示した。軸方向の振動を示したものであるから、変位のプラスを仮に扇島側への変位と読めば、 $T = 3.0$ 秒では陸上部が扇島側に 6~8 cm 変位しているが、航路部の地盤がほとんど変位しないため、ポイント 15~16 間で 61,668 t の圧縮力、ポイント 34~35 間で 47,024 t

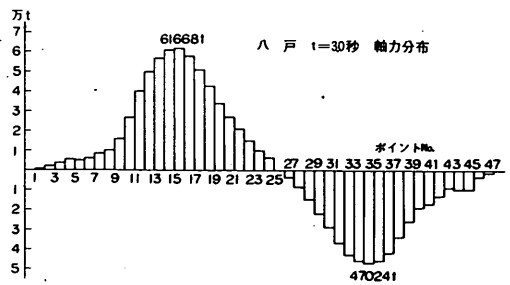


図 1.52 「八戸」 $T = 3.0$ 秒の軸力分布

の引張力が働く。図 1.52 に $T = 3.0$ 秒の時の軸力分布を示した。ポイント 26 を境に軸力の方向が逆転している。なお、この力は地震入力の変えれば逆の力となる。

図 1.45 と比較すると、地盤変位はあまり変わらないが、トンネルの軸方向の剛性が高いためトンネルの変位がなめらかになり、地盤との相対変位が大きくなっている。

1.6.6 立坑との相対変位について

立坑と沈埋トンネルの相対変位についての計算結果を表 1.7 に示す。表中最大回転角による相対変位というのは、ハリとしてのトンネルの立坑位置での回転角 θ に、トンネルの幅 B を乗じたものである。フリー結合の場合、「八戸」で軸直角で 1.08 cm、軸方向で 3.07 cm の相対変位が千鳥町側で発生する。ケース 2 の場合は地盤パネの影響で相対変位はミリ単位のオーダーになっている。

表 1.7 立坑と沈埋トンネルの相対変位

CASE	立坑と沈埋トンネルの結合条件	振動方向	入力地震波	最大相対変位 (cm)		最大回転角による相対変位 (cm)	
				千鳥町側	扇島側	千鳥町側	扇島側
1 立坑が沈埋トンネルの上にある場合	ヒンジ結合	軸直角方向	KAWASAKI (E-W)			0.23	0.20
			EL CENTRO (N-S)			0.93	0.80
			HACHINOHE (E-W)			1.76	0.96
			SHINAGAWA (E-W)			0.44	0.38
			HOSOJIMA (N-S)			0.37	0.31
	自由	軸直角方向	KAWASAKI (E-W)	0.23	0.15	0.12	0.08
			EL CENTRO (N-S)	0.53	0.50	0.40	0.33
			HACHINOHE (E-W)	1.08	0.76	0.90	0.53
			SHINAGAWA (E-W)	0.35	0.21	0.22	0.18
			HOSOJIMA (N-S)	0.13	0.09	0.15	0.15
		軸方向	KAWASAKI (N-S)	1.43	0.85		
			EL CENTRO (N-S)	1.68	1.22		
			HACHINOHE (E-W)	3.07	2.33		
			SHINAGAWA (E-W)	0.94	0.64		
HOSOJIMA (N-S)	0.33	0.36					
2 立坑横が沈埋する場合	パネ結合	軸直角方向	KAWASAKI (E-W)	0.06	0.07	0.03	0.03
			EL CENTRO (N-S)	0.13	0.15	0.16	0.13
			HACHINOHE (E-W)	0.40	0.34	0.31	0.18
			SHINAGAWA (E-W)	0.12	0.07	0.07	0.08
			HOSOJIMA (N-S)	0.03	0.04	0.06	0.07
	軸方向	KAWASAKI (N-S)	0.09	0.13			
		EL CENTRO (N-S)	0.12	0.19			
		HACHINOHE (E-W)	0.29	0.38			
		SHINAGAWA (E-W)	0.10	0.09			
		HOSOJIMA (N-S)	0.03	0.07			

1.7 考察

1.7.1 応答加速度

地表面の応答加速度の分布を図 1.33、図 1.37 に示したが、「八戸」以外はすべて航路部での応答値が陸上部よりも大きくなっている。これは各地震波の加速度応答スペクトルの特性を表わしており、特にエルセントロは 0.6 秒

付近で卓越するため、航路部で大きな応答加速度を示す。

本応答計算法では、最初に仮定したように地盤の 1 次振動のみを考慮している。最大加速度について 3 次振動まで考慮した場合の応答について計算したのが表 1.8 である。これは図 1.1 に示した①、④、⑧断面について F.E.M. で求めたものである。図 1.33 に示した値は多質点系の計

表 1.8 3 次振動まで考慮した場合の地表面最大応答値

断面	入力地震波	1 次振動のみ考慮		3 次振動まで考慮	
		最大変位 (cm)	最大加速度 (gal)	最大変位 (cm)	最大加速度 (gal)
1 - 1 (千鳥町側)	KAWASAKI (E-W)	2.1	89	2.0	186
	EL CENTRO (N-S)	3.1	127	3.4	162
	HACHINOHE (E-W)	7.9	283	8.4	327
	SHINAGAWA (E-W)	2.7	97	2.7	167
	HOSOJIMA (N-S)	1.1	48	1.1	109
4 - 4 (航路海底部)	KAWASAKI (E-W)	0.8	137	0.8	297
	EL CENTRO (N-S)	2.7	357	2.6	424
	HACHINOHE (E-W)	2.6	328	2.7	358
	SHINAGAWA (E-W)	1.5	198	1.6	305
	HOSOJIMA (N-S)	0.8	98	0.9	263
8 - 8 (扇島側)	KAWASAKI (E-W)	1.5	84	1.4	282
	EL CENTRO (N-S)	3.0	149	3.0	250
	HACHINOHE (E-W)	9.7	455	9.6	459
	SHINAGAWA (E-W)	1.9	94	2.0	217
	HOSOJIMA (N-S)	1.2	88	1.5	185

算結果であるが、表 1.8 の 1 次振動の値と概ね合っている。3 次振動まで考慮すると「川崎」地震波では 1 次の 3.36 倍になる所があり、短周期成分の卓越する地震波では高次振動の影響が大きい。「八戸」は加速度応答スペクトルの値についても長周期成分が卓越するため、高次の影響が小さくなっている。

1.7.2 応答変位

沈埋面の最大応答変位は図 1.32、1.36、1.41、

1.48 に示したが、地表面の応答変位をケース 2 の軸直角振動について示したのが図 1.53 である。当然のことながら地表面の変位の方が大きくなっている（千鳥町、航路部で約 10～20 増）。いずれも「八戸」を入れた場合の

陸上部での変位が大きくなっており、陸上部と航路部での応答変位量の大きな差が、沈埋トンネルに大きな断面力を発生させることがわかった。他の地震波では応答変位量そのものも小さいし、陸上部と航路部の応答変位の差も大きくないが、傾向としては「八戸」と同じである。

変位に関して高次振動の影響を見たのが表 1.8 である。この表の 1 次振動の変位と図 1.53 の値は概ねよく合っている。変位に関しては 1 次振動が支配的で高次を無視することによる誤差は非常に小さいことがわかる。したがって、地盤変位に左右されるトンネルの断面力への影響も小さいといえる。

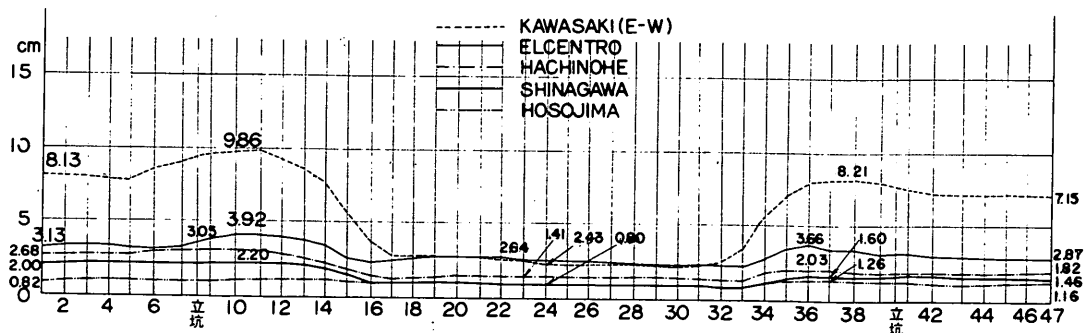


図 1.53 地表面最大応答変位 (ケース 2, 軸直角方向)

1.7.3 曲げモーメント

立坑剛結の場合の最大曲げモーメントの分布を図1.34に、立坑を横に置いた場合のそれを図1.42に示した。立坑との取付点に発生する局所的な値を除くと、最大曲げモーメントはいずれの場合も隠岸位置から多少陸地に入ったところで発生し、航路部では非常に小さくなっており、その分布形状は地震波に関係なく相似形になっている。両図の曲げモーメント値の大小と図1.32、1.41に示した応答変位の大小関係は「川崎」と「細島」で逆になる以外は全く一致している。すなわち、発生曲げモーメントの順位は両隠岸部とも「八戸」、「エルセントロ」、「品川」、「細島」、「川崎」となっており、応答変位量の順位は「八戸」、「エルセントロ」、「品川」、「川崎」、「細島」となっている。

一方、応答変位量はスペクトル曲線(図1.26~1.31)で推定できるから、今回のケースのように地盤の振動特性が大きく変化するところで発生する曲げモーメントの大きさをスペクトル曲線から推定することが可能となる。表1.9は千鳥町陸上部の平均固有周期1.09秒、扇島陸上部の平均固有周期0.94秒、航路部の平均固有周期0.61秒での各地震波の変位を応答スペクトル曲線より読みとり、

図1.45の変形曲線を参考にして、最大曲げモーメントは陸上部と航路部の位相が180°ずれる時と考え、最大変位差として千鳥町側で1.09秒と0.61秒の値を加え、扇島側では0.94秒と0.61秒を加え、航路部は0.61秒での応答変位そのものを載せた。この表を見ると前述のように陸上部で「細島」と「川崎」の順位が異なる以外は、曲げモーメントの比率と応答変位の比率が概ね合っているのがわかる。地盤の振動特性の異なる航路部では曲げモーメントは非常に小さいが、その大小関係は航路部の平均周期0.61秒の応答変位の大小関係と量的にもかなりよい一致を示しているのがわかる。このことは設計地震波の選択に非常に参考となる。

立坑との取付け方法の違いによる最大曲げモーメントの分布の変化を先に図1.39に示したが、概ね立坑位置から140m~170mまでの範囲がその影響を受けることがわかった。このトンネルの特性長 $\beta^{-1} = \sqrt{\frac{4EI}{K}}$ が約40mであるので大体 $3\beta^{-1} \sim 4\beta^{-1}$ の区間で影響のあることがわかる。クイの横抵抗問題を扱うときに有限長のクイを無限長のクイと見なして計算できるクイの根入長として $3\beta^{-1}$ とか $\pi\beta^{-1}$ という値が使われるが、上記の影響範囲はこうした指標と合っている。

表1.9 発生曲げモーメントと応答変位の関係

地震波	千鳥町				扇島				航路部			
	最大曲げモーメント	比	1.09秒と0.61秒の変位の和	比	最大曲げモーメント	比	0.94秒と0.61秒の変位の和	比	最大曲げモーメント	比	0.61秒の変位	比
八戸	t-m 342,000	1.0	cm 8.74	1.0	t-m 218,000	1.0	cm 7.69	1.0	t-m 18,800	1.0	cm 1.91	1.0
エルセントロ	174,000	0.51	4.34	0.66	174,000	0.80	4.15	0.86	17,800	0.95	1.84	0.96
品川	101,000	0.30	3.27	0.37	86,600	0.40	2.49	0.32	9,590	0.51	0.97	0.51
細島	60,200	0.18	1.41	0.16	55,360	0.25	1.53	0.20	5,500	0.29	0.64	0.34
川崎 E-W	51,700	0.15	2.28	0.26	39,700	0.18	1.87	0.24	4,740	0.25	0.60	0.31

(曲げモーメントはケース2の値)

1.7.4 軸力

立坑剛結の場合の軸力分布を図1.38、立坑が横に在る場合の軸力分布を図1.49に示した。いずれも隠岸下付近に最大値を持ち分布形状は各地震波とも同じになっている。この軸力も図1.51で見たと同じように陸上部と航路部の応答変位の差によって生じることがわかる。表1.10は表1.9と同じ方法で作ったものである。発生軸力の大きさの順番は応答変位量の大きさの順番と完全に一致しており、その量も概ね応答変位量の比から推定できることがわかる。つま

り「八戸」の千鳥町陸上部の応答変位が6.83cm、航路部で1.91cmであり両者合すと8.74cmとなる。これに対し「エルセントロ」は50%、「川崎」は44%、「品川」は37%、「細島」は16%となる。最大軸力の計算結果が「八戸」を1とすると「エルセントロ」で47%、「川崎」が41%、「品川」が28%、「細島」が11%となり、発生軸力の比が応答変位の比に概ね合っている。

立坑との取付け方法の変化による軸力分布の変化を図1.40に示したが、千鳥町側でポイント14(立坑から

表 1.10 発生軸応力と応答変位の関係

地震波	千 鳥 町			扇 島				航 路 部				
	最大軸力	比	1.09秒と0.61秒の変位の和	比	最大軸力	比	0.94秒と0.61秒の変位の和	比	最大軸力	比	0.61秒の変位	比
八 戸	t 66,600	1.0	cm 8.74	1.0	t 62,000	1.0	cm 7.69	1.0	t 10,200	1.0	cm 1.91	1.0
エルセントロ	31,500	0.47	4.34	0.50	30,400	0.49	4.15	0.54	8,690	0.85	1.84	0.96
川崎 N-S	27,000	0.41	3.88	0.44	22,300	0.36	3.78	0.49	7,660	0.75	1.74	0.91
品 川	18,800	0.28	3.27	0.37	17,400	0.28	2.49	0.32	6,530	0.64	0.97	0.51
細 島	7,290	0.11	1.41	0.16	11,000	0.18	1.53	0.20	1,940	0.19	0.64	0.34

(最大軸力はケース2の値)

110m)、扇島側でポイント37(立坑から140m)まで影響が現れている。このトンネルの $\lambda^{-1} = \sqrt{\frac{AE}{K}}$ が138mとなるが、軸力の影響範囲は λ^{-1} が目安となるようである。

2. スペクトルを用いた計算

沈埋トンネルは地震時に共振することは考えられず、地震時の地盤の変形に応じて、高々地盤の変形量までの変形をすることがわかっている。⁴⁾⁵⁾したがって、地震時の地盤の変形状態が予測できれば、その地盤変形からトンネルに生ずる応力を算定することが可能となる。

ここでは地盤変形を正弦波と仮定するBARTのスペクトル法と1の計算の結果得られた変位応答スペクトルを用いる方法について、その計算結果を示す。

2.1 BARTの方法

この方法は、過去に記録された地震時の地盤の変位記録、加速度記録から求めた積分変位等により地盤変位の振幅と周期の関係を求める。トンネル軸方向の地盤の変形の重要特性としては、その軸線に生じた曲率であるから、これは特定の波長と振幅の等価正弦波で表わされるとして、トンネル建設地点の条件に応じた種々の波長に対する振幅をプロットし、地盤変位の最大振幅と波長の関係を示す地盤変位スペクトルを求めた。これに対しトンネルが周辺の土と同じ周期、位相、波長で振動するものと仮定して、トンネルに生ずる応力を求めている。¹⁾(ただし、地盤変位スペクトルの求め方の詳細については明らかにされていない。)

2.1.1 等価正弦波振幅スペクトル

BARTのスペクトルをそのまま川崎港の沈埋トンネルの耐震設計に用いることは意味がないので、ここでは青木⁶⁾によって開発された方法により、川崎港沈埋トンネルに対し作成されたスペクトルを用いる。この方法は地表面で得

られた加速度記録波形が種々の調和振動の合成されたものであるとして、個々の調和振動により発生する曲率の和の最大と等しくなる等価正弦波を求めた。スペクトル作成に用いた加速度記録は室蘭、八戸、大船渡、品川、衣浦、高知、広島、細島で得られたものである。(図2.1参照)

図2.1は周期と振幅の関係と与えられているから、該地点におけるせん断波の伝ば速度 V_s を仮定して波長と振幅の関係に直して計算に用いることにする。後述するように川崎のトンネル設置位置での弾性波探査の結果、ここで V_s を180m/secと定めて図2.1を書き直したのが図2.2である。なお、図2.2には、マグニチュードの比較的大きい地震波より得られたスペクトル曲線の平均値に1 σ を

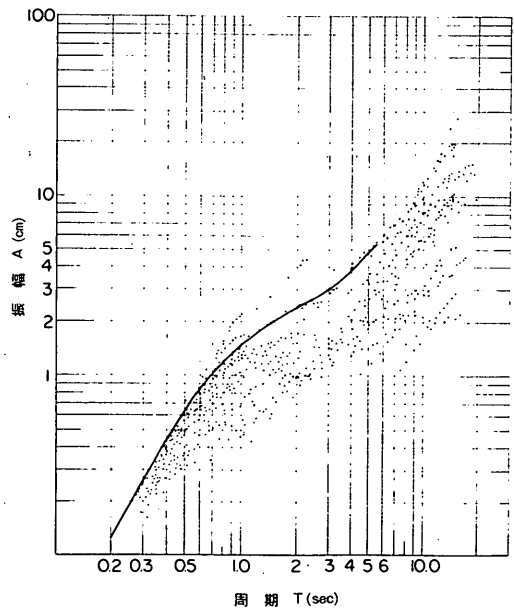


図 2.1 設計スペクトル(最大加速度 100 gal)

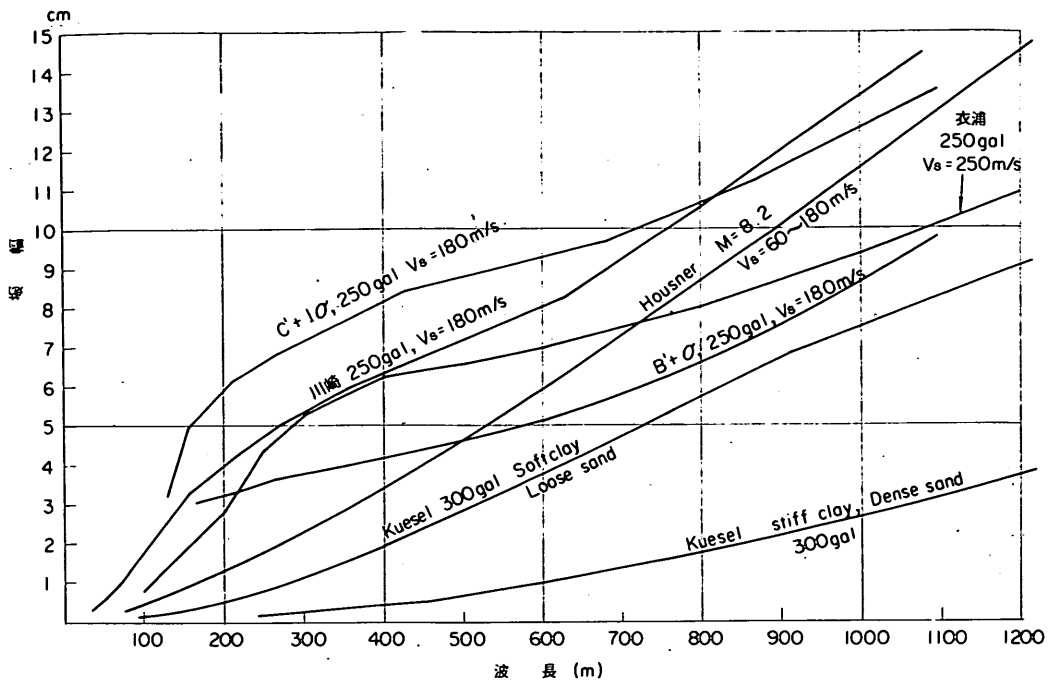


図 2.2 各種設計スペクトル

加えたもの⁶⁾(図 2.2 中 $C'+1\sigma$)、中規模地震で $N=5 \sim 50$ 程度の地盤に対するスペクトル曲線の平均値に 1σ を加えたもの⁶⁾(図 2.2 中 $B'+1\sigma$) を波長と振幅の関係に直したものを、衣浦港沈埋トンネルの設計に用いられたスペクトル曲線⁷⁾、BART の予備設計で用いられた Housner のスペクトル曲線¹⁾、BART に関連して作られた地下鉄道の耐震設計基準⁸⁾に載せられている Kuesel のスペクトル曲線を合わせて描いてある。図 2.1 から図 2.2 を作成する場合、 V_s の算定が重要となり、これを大きくとればある波長に対する振幅は小さくなる。川崎では一応 180 m/sec と仮定したため、かなりトンネルに対しきびしいスペクトル曲線が得られている。

BART の設計スペクトルの求め方の詳細は不明であるが、図 2.2 の Housner のスペクトルは深さ 34 m までの荷泥に対し適用されるものであるとしている。荷泥の V_s は海底面下 12.6 m で 152 m/s 、 18.7 m で 207 m/s 、 28 m で 238 m/s 、 41.2 m で 811 m/s となり、 46 m の深さのところ岩盤がある。表層の V_s の値は川崎とあまり違わないが、図 2.2 では波長 $200 \text{ m} \sim 600 \text{ m}$ の間でその等価正弦波の振幅値はかなり異なっている。

2.1.2 土の弾性係数

千鳥町陸上部および扇島での弾性波探査およびボーリング結果の一部を図 2.3 に示す。沈埋面は航路部 400 m は

底面が -22.5 m に位置し、護岸部ではそれより浅くなって最終端で -13.7 m に位置する。したがって、その大半がシルト層の中に埋設されることになる。このシルト層の N 値は $2 \sim 6$ であり、今井⁹⁾による推定式 $V_s = 92.1 \times N^{0.329} \text{ m/sec}$ を用いると $N=2$ に対し $V_s = 116 \text{ m/sec}$ 、 $N=6$ に対し $V_s = 166 \text{ m/sec}$ となる。これに対し図 2.3 に示した試験結果では千鳥町側が $V_s = 140 \sim 200 \text{ m/sec}$ で推定式にほぼ合っている。これに対し扇島では N 値が小さいにもかかわらず 400 m/sec といったかなり大きな値が観測されている。

軟弱シルト層内に埋設されたトンネルに対する耐震性のチェックという観点から、ここでは基盤を -40 m に取り、表層シルト質地盤の V_s を 180 m/sec と仮定する。なお千鳥町での常時微動の卓越周期は $1.0 \sim 1.2 \text{ sec}$ (1.3 の F.E.M. の計算で 1.1 sec)、扇島で $0.68 \sim 0.88 \text{ sec}$ であった(埋立工事施工前の -1.0 m の地盤で観測)。基盤を -40 m とし、表層の平均 V_s を 180 m/s とすると

$$T = \frac{4H}{V_s} \dots\dots\dots 2.1$$

で、地盤の卓越周期が得られる。ここに H : 層厚。千鳥町では $4(4.5+40)/180 = 0.99 \text{ sec}$ 、扇島で $4(-1+40)/180 = 0.87 \text{ sec}$ 、航路部で $(-12.5+40)/180 = 0.61 \text{ sec}$ となり、それぞれ常時微動の実測値、

千鳥町

厩島

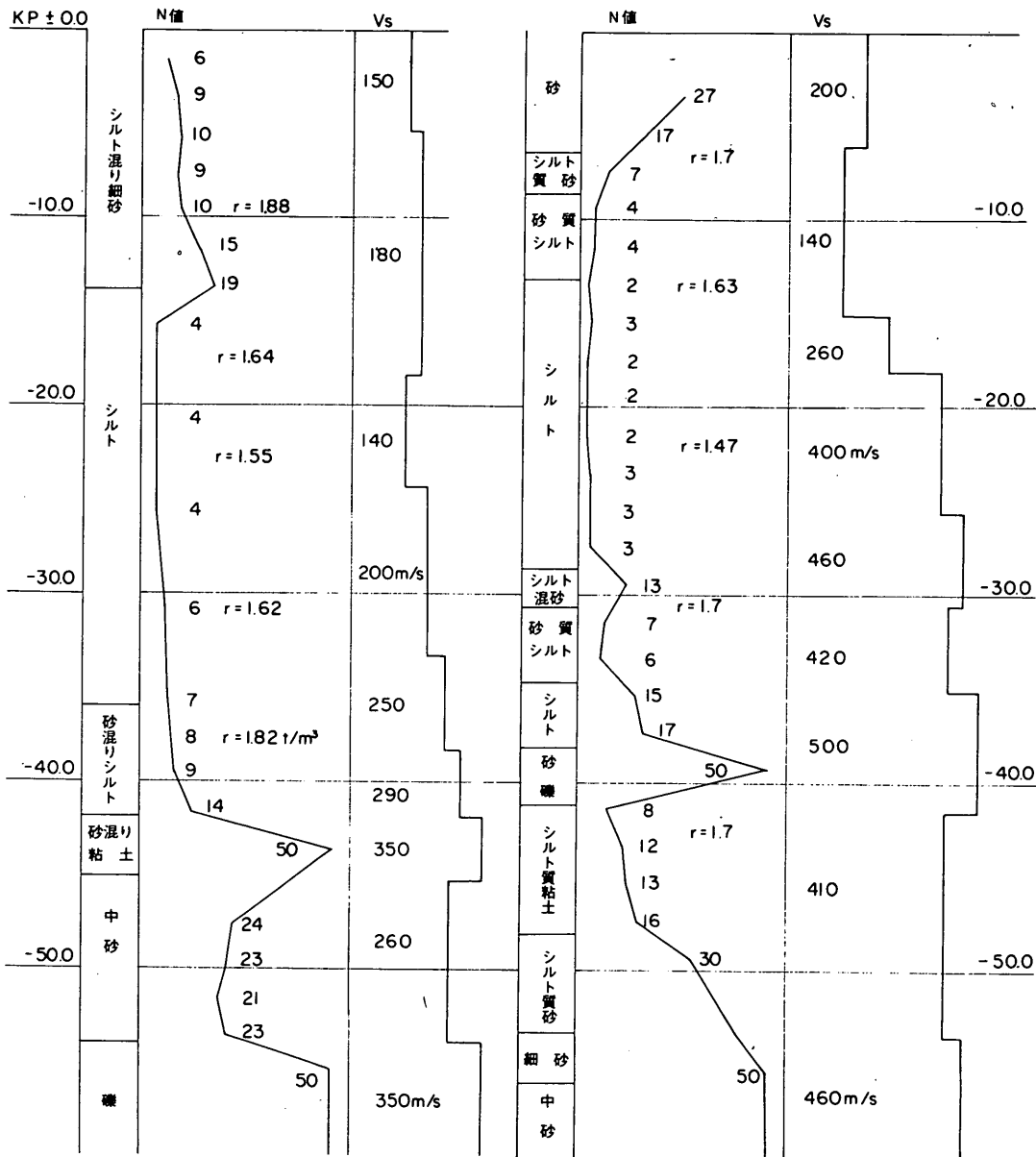


図 2.3 弾性波探査の結果

F.E.M. による計算結果に合っているので、上述した表層の設定はまず妥当なものとする。Vs を 180 m/sec とし、シルトの単位体積重量を 1.6 t/m³、Vs と Vp (P波の伝波速度) の比から求まるポアソン比を調査結果より 0.49 とすると、以下の式より G_s、E_s が求まる。

$$G_s = \frac{\gamma}{g} V_s^2 \quad \dots\dots\dots 2.2$$

$$E_s = 2 G_s (1 + \nu) \quad \dots\dots\dots 2.3$$

ここに、 G_s : 土のせん断弾性係数
 γ : 土の単位体積重量

- g : 重力の加速度
- V_s : S波の伝ば速度
- ν : ポアソン比
- E_s : 土の弾性係数

2.1.3 曲げモーメントの計算

以下ではトンネルは水平に設置されているとし、周辺の土と同位相、同じ周期、同じ波長で正弦波振動するものと仮定する。トンネル軸上任意の原点から x だけ離れた土の横方向変位は次式で表わせる(図2.4参照)。

$$y = A \sin \frac{2\pi}{L} x \quad \dots\dots\dots 2.4$$

上式はトンネルがない場合の土の変形を表わすものである。トンネルが入るとその剛性のため変位は多少小さくなる。

2.5式はトンネルの変位を表わすものである。

$$y_t = A_t \sin \frac{2\pi}{L} x \quad \dots\dots\dots 2.5$$

y と y_t の間の相対変位により、変位に比例した反力 P が発生することになる。

$$P = K(y - y_t) = K \cdot \Delta y \quad \dots\dots\dots 2.6$$

ここに K は地盤反力定数である。一方、トンネルの弾性変形曲線に関する微分方程式は式2.7で表わせる。

$$EI \frac{d^4 y_t}{dx^4} = P \quad \dots\dots\dots 2.7$$

2.4式~2.7式からトンネルの弾性変形曲線が2.8式として得られる。

$$y_t = \frac{A \sin \frac{2\pi}{L} x}{1 + \frac{EI}{K} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} = \eta_s \cdot A \sin \frac{2\pi}{L} x = \eta_s \cdot y \quad \dots\dots\dots 2.8$$

ここに $\eta_s = \frac{1}{1 + \frac{EI}{K} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4}$

つまり、トンネルの変形は地盤の変形に η_s 、という1より小さい伝達率を掛けたものとして表わせる。この伝達率 η_s はトンネルの曲げ剛性 EI 、地盤反力定数 K 、正弦波

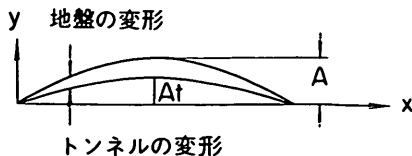


図2.4 地盤、トンネルの変形曲線

状の変形をした時の波長 L の関数となっている。 EI 、 K を一定とすると正弦波状の地盤変形の波長 L が大きくなれば、トンネルの変形は地盤変形に近いものとなり、 L が小さければトンネルの変形と地盤の変形に差が出てくる。

2.8式を x で2回微分すると2.9式が得られる。

$$\frac{d^2 y_t}{dx^2} = -\eta_s \cdot A \cdot \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \sin \frac{2\pi}{L} x \quad \dots\dots\dots 2.9$$

ゆえに、トンネルに生ずる曲げモーメントの最大値は2.10式で表わせる。

$$M_{\max} = \frac{EI \cdot A \cdot \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2}{1 + \frac{EI}{K} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} = \eta_s \cdot EI \cdot A \cdot \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \quad \dots\dots\dots 2.10$$

ここで地盤反力定数 K を求めなければならない。BAR Tでは全分布荷重 P のうち土の圧縮力による荷重を P_c 、反対側の引張力(圧縮力の減少)も P_c に等しいとし、トンネル底面に作用するせん断応力を P_s とし

$$P = 2P_c + P_s = (2K_c + K_s) \Delta y = K \cdot \Delta y \quad \dots\dots\dots 2.11$$

として解いている。

K_c は弾性体内の圧縮分布に関するBoussinesqの理論を応用し、2.12式で求める。

$$K_c = \frac{E_s}{2(1-\nu^2) I_y} \quad \dots\dots\dots 2.12$$

ここに I_y は長方形荷重の隅角部の沈下量の影響値

$$I_y = \frac{1}{\pi} \left\{ m \times \log e \frac{1 + \sqrt{m^2 + 1}}{m} + \log e (m + \sqrt{m^2 + 1}) \right\}$$

$$m = \frac{L'}{B'} \quad L' = \frac{L}{4} \quad L : \text{波長}$$

$$B' = \frac{d}{2} \quad d : \text{沈埋面の高さ}$$

分布荷重 P_c は半波長毎に正負符号が変化するため I_y を

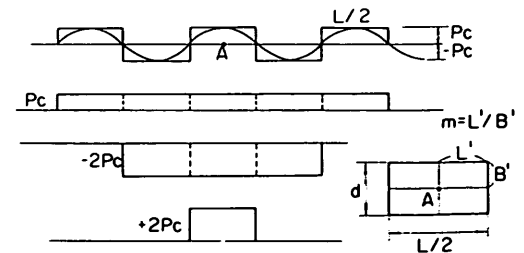


図2.5 影響値 I_y の算定

修正しなければならない。図 2.5 に示す 5 半波長に分布する荷重に対する影響値 I'_y は図に示すように分解してそれぞれの I_y を重ね合わせることで求める。川崎のトンネルに対し求めた I'_y を図 2.6 に示す。なお、 I'_y は数多くの半波長に対しても同様の手法で求まるが、5 半波長で計算しておけば無限半波長に対する近似値として十分である。

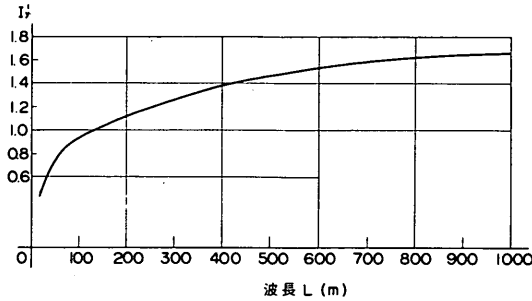


図 2.6 影響値 I'_y

2.12 式より

$$K_c = \frac{E_s}{2(1-\nu^2)I'_y} = \frac{E_s}{1.52I'_y} \dots\dots\dots 2.13$$

2.13 式と図 2.6 より各波長に対する K_c が求まる。

せん断ひずみに対する地盤反力定数 K_s は以下の方式で求める。水平力 P_s がトンネルに作用することによって生じるせん断ひずみ状態を図 2.7 に示す。図の AD, AE の範囲内にせん断応力が分布すると考える。A の位置は $x_1 = \frac{B}{2 \tan \theta}$ (B: トンネルの幅)、 θ に規定はないが

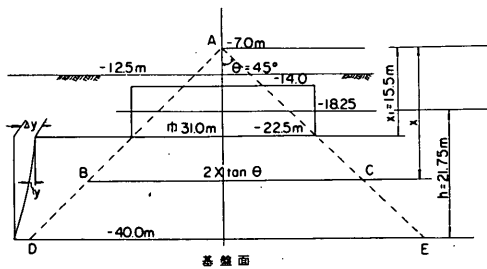


図 2.7 K_s の算定

表 2.1 K の計算表 ($G_s = 530 \text{ kg/cm}^2$)

L (m)	50	100	150	200	250	300	500	750	1000
I'_y	0.72	0.94	1.02	1.10	1.19	1.27	1.46	1.60	1.66
K_c (kg/cm ²)	1,440	1,110	1,020	950	870	820	710	650	630
K_s (kg/cm ²)	1,400	1,400	1,400	1,400	1,400	1,400	1,400	1,400	1,400
$K = 2K_c + K_s$	4,280	3,620	3,440	3,300	3,140	3,040	2,820	2,700	2,660

仮に 45° とする。点 A より x だけ下の BC 上には

$$\tau_x = \frac{P_s}{2x \tan \theta} \text{ のせん断応力が発生する。基盤面}$$

DE に対するトンネルの相対せん断変位を Δy , BC 面に対するトンネルのそれを y とすると、BC でのせん断ひずみ

$$r = \frac{dy}{dx}, \quad r = \frac{\tau_x}{G_s} \text{ であるから}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\tau_x}{G_s} = \frac{P_s}{2x \tan \theta} \cdot \frac{1}{G_s}$$

$$dy = \frac{P_s}{2 \tan \theta} \cdot \frac{dx}{x G_s}$$

$$\therefore \Delta y = \int_{x_1}^{x_2} dy$$

$$= \frac{P_s}{2 \tan \theta} \int_{x_1}^{x_2} \frac{dx}{x G_s}$$

G_s は表層内で一定とすると $P_s = K_s \cdot \Delta y$ であるから結局

$$K_s = 2 G_s \tan \theta \cdot \frac{1}{\log e \frac{x_2}{x_1}} \dots\dots 2.14$$

以上求めた定数により最大曲げモーメントの計算ができる。式 2.2、2.3 より $G_s = 530 \text{ kg/cm}^2$, $E_s = 1580 \text{ kg/cm}^2$ とすると図 2.6 と式 2.13、図 2.7 および式 2.14 より地盤反力定数 K が表 2.1 のように求まる。これより式 2.10 に従って曲げモーメントを求めると表 2.2 となる。ただし、 $EI = 3 \times 10^6 \text{ t/m}^2 \times 9,711.5 \text{ m}^4 = 2.913 \times 10^{10} \text{ t} \cdot \text{m}^2$ とした。表 2.2 によると、 L が小さいときはトンネルが地盤と同じように変形すると大きな曲げモーメントになるのであるが、 L が小さい間は伝達率 η_s が小さいため (トンネルが地盤と同じように変形しにくい) 小さい曲げモーメントとなっている。 L が大きくなれば η_s は 1 に近づくがその時には地盤変形による曲率そのものも小さくなるため曲げモーメントは小さくなり、 $L = 250 \text{ m}$ のとき $M_{\text{max}} = 632,000 \text{ t} \cdot \text{m}$ という最大値になっている。波長と η_s の関係を示したのが図 2.8 である。波長が 400 m を超えるとトンネルの変形は地盤の変形とほとんど同じにな

表 2.2 最大曲げモーメント ($G_s = 530 \text{ kg/cm}^2$)

L (m)	50	100	150	200	250	300	500	750	1000
A (cm)	0.55	1.76	3.05	3.96	4.70	5.33	7.16	9.55	13.40
$(\frac{2\pi}{L})^4 \dots \textcircled{1}$	2.49×10^{-4}	0.156×10^{-4}	3.08×10^{-6}	9.74×10^{-7}	3.99×10^{-7}	1.92×10^{-7}	2.49×10^{-8}	4.93×10^{-9}	1.56×10^{-9}
$\frac{EI}{K} \dots \textcircled{2}$	6.81×10^5	8.05×10^5	8.47×10^5	8.83×10^5	9.28×10^5	9.58×10^5	1.03×10^6	1.08×10^6	1.10×10^6
$\eta_s = \frac{1}{1 + \textcircled{1} \times \textcircled{2}}$	0.006	0.074	0.277	0.538	0.730	0.845	0.975	0.995	0.998
$(\frac{2\pi}{L})^2 \dots \textcircled{3}$	1.58×10^{-2}	0.395×10^{-2}	0.175×10^{-2}	9.87×10^{-4}	6.32×10^{-4}	4.39×10^{-4}	1.58×10^{-4}	7.02×10^{-5}	3.95×10^{-5}
$M_{\max} = \eta_s \cdot EIA \times \textcircled{3}$	15,200	150,000	431,000	613,000	632,000	576,000	321,000	194,000	154,000

のがわかる。

Kuesel⁸⁾によると弾性波探査から求まる V_s をそのまま使ったのでは、 G_s 、 E_s が大きくなりすぎるとして、土の G_s 、 E_s がひずみが大きくなると減少することを考慮し粘性土地盤では設計計算に用いる V_s として弾性波探査で求まる値の $\frac{1}{3}$ 、砂質土で $\frac{1}{2}$ を用いることを提案している。この方式により $G_s = 60 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E_s = 180 \text{ kg/cm}^2$ として計算し直したのが表 2.3、表 2.4 である。表 2.3 によると K は $500 \text{ kg/cm}^2 \sim 300 \text{ kg/cm}^2$ となり、表 2.1 の値の約 $\frac{1}{9}$ になっている。クイの横抵抗問題では地

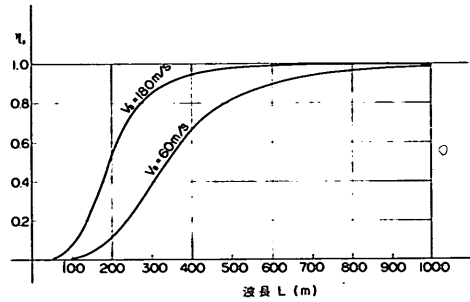


図 2.8 波長と伝達率 η_s の関係

表 2.3 K の計算表 ($G_s = 60 \text{ kg/cm}^2$)

L (m)	50	100	150	200	250	300	500	750	1000
I'_y	0.72	0.94	1.02	1.10	1.19	1.27	1.46	1.60	1.66
K_c (kg/cm ²)	164	126	116	108	100	93	81	74	71
K_s (kg/cm ²)	159	159	159	159	159	159	159	159	159
$K = 2K_c + K_s$	487	411	391	375	359	345	321	307	301

表 2.4 最大曲げモーメント ($G_s = 60 \text{ kg/cm}^2$)

L (m)	50	100	150	200	250	300	500	750	1000
$\frac{EI}{K} \dots \textcircled{2}'$	5.98×10^6	7.09×10^6	7.45×10^6	7.77×10^6	8.11×10^6	8.44×10^6	9.07×10^6	9.49×10^6	9.68×10^6
$\eta_s = \frac{1}{1 + \textcircled{1} \times \textcircled{2}'}$	0.0007	0.009	0.042	0.117	0.236	0.382	0.816	0.955	0.985
M_{\max} (t-m)	1,800	18,200	65,300	133,000	204,000	260,000	269,000	18,700	152,000

盤反力定数 K として $k_h \times B$ という式が用いられる。 N 値 2~5 に対し k_h は $0.4 \sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ (10) と与えられるから、 B としてトンネルの高さ 8.54 m を用いると $K = 340 \sim 854 \text{ kg/cm}^2$ となり、 V_s を $\frac{1}{3}$ して K を求めることは数々の試験結果から求めたクイの横抵抗計算の時の K 値に近い値となることわかる。

バネが弱くなったため表 2.4 に示すように η_s が小さくなり (図 2.8 参照)、その結果発生曲げモーメントの最大は $269,000 \text{ t-m}$ ($L = 500 \text{ m}$) となり、 $632,000 \text{ t-m}$ に対し約 40% の値に落ちる。

2.1.4 軸力の計算

BART 法によるスペクトルを用いた軸力の計算方法を以下に示す。

図 2.9 に示すようにトンネル軸に対しある角度 θ でセン断波が作用する場合のトンネルに発生する軸応力の計算を次の方法で行なっている。直線 BB' に沿って伝はする地震波の波形が

$$y = A \sin \frac{2\pi}{L} x \quad \dots\dots\dots 2.15$$

で表わされるものとする点 P'_x でのトンネル軸方向の地盤変位は

$$y' = y \cos \theta = A \sin \frac{2\pi}{L} x \cdot \cos \theta \quad \dots\dots\dots 2.16$$

で表わせる。これに対しトンネルは軸方向に対し剛体であると考えて、2.16 式による相対変位がトンネル周面で拘束されるためトンネルに伸縮力が起こされる。トンネル軸方向の土のひずみは、

$$\epsilon = \frac{\partial y'}{\partial x'} = \frac{\partial y'}{\partial x} \cdot \frac{dx}{dx'} \quad \dots\dots\dots 2.17$$

$dx/dx' = \sin \theta$ であるから、2.17 式は 2.18 式となる。

$$\begin{aligned} \epsilon &= \frac{\partial y'}{\partial x} \cdot \sin \theta = A \frac{2\pi}{L} \cos \frac{2\pi}{L} x \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \\ &= \frac{\pi A}{L} \cdot \sin 2\theta \cdot \cos \frac{2\pi}{L} x \quad \dots\dots\dots 2.18 \end{aligned}$$

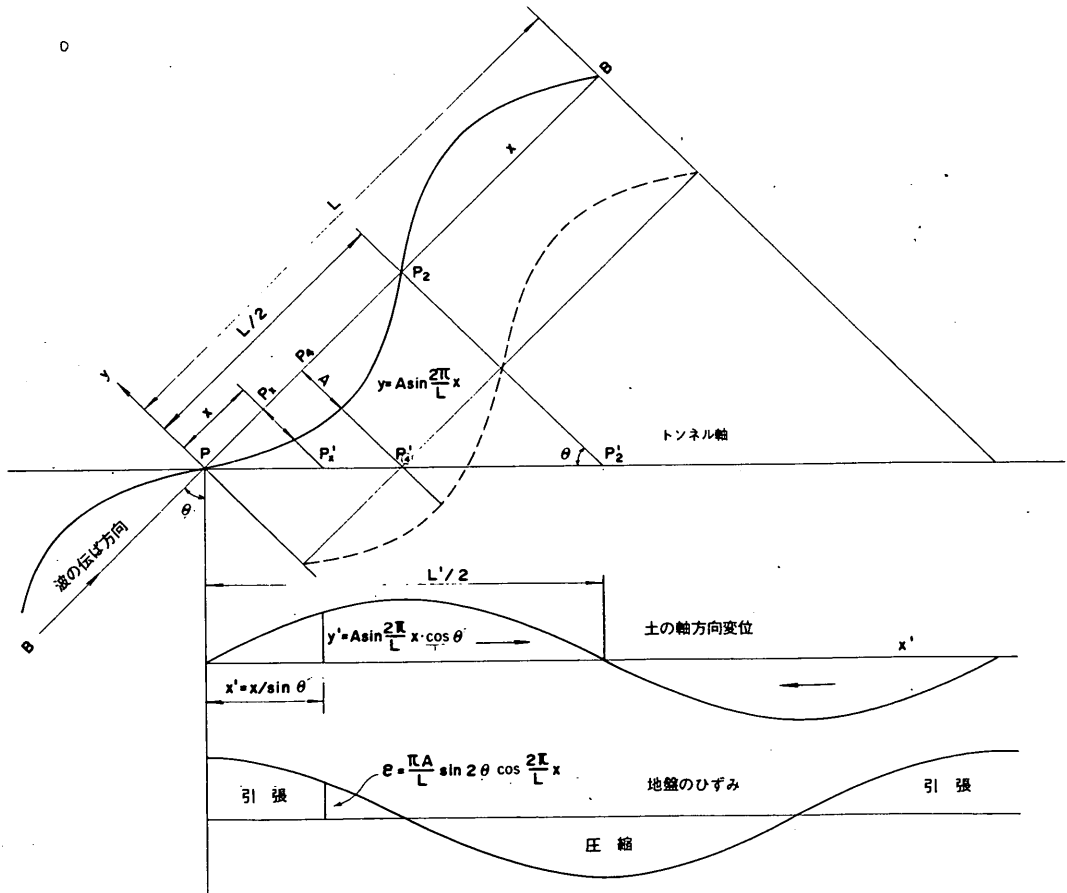


図 2.9 トンネル軸に斜めに入射する地震波

2.18式で表わされる土のひずみがトンネルにより拘束されるためトンネルに応力が発生するが、この応力はトンネルがない場合に発生すべき土のひずみを拘束するのに必要な土中のせん断応力と圧縮応力の和に等しいと仮定して算定される。なお、2.18式は $\theta = 45^\circ$ の時最大となるので以後 $\theta = 45^\circ$ として計算する。

土を図2.10に示すようにトンネル直下のaブロックと

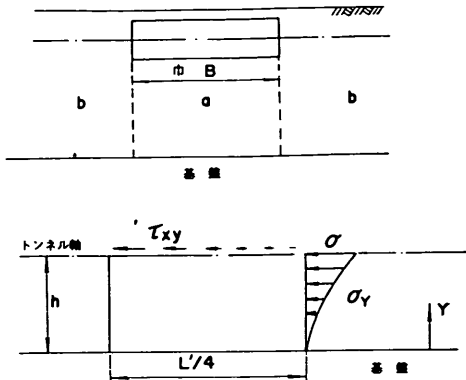


図2.10 トンネルに作用する圧縮力およびせん断力

その両側のbブロックに分ける。aブロックの長さ $L/4$ を取り出して考えると土に作用する伸縮力は図2.10のようになる。aブロック内におけるトンネル軸方向の圧縮応力を σ_y とし、トンネル軸上で $\sigma_y = \sigma$ とすると

$$\sigma = E_s \cdot \epsilon = E_s \cdot \frac{\pi A}{L} \cdot \cos \frac{2\pi}{L} x \quad \dots\dots 2.19$$

となる。 σ_y が深さの2次関数として変化すると仮定すると

$$\sigma_y = \sigma \left(\frac{Y}{h} \right)^2 = E_s \cdot \frac{\pi A}{L} \cdot \cos \frac{2\pi}{L} x \cdot \left(\frac{Y}{h} \right)^2 \quad \dots\dots 2.20$$

となる。

一方、土に対するトンネルの拘束効果によって生じるせん断ひずみは深さと共に変化しないとするとトンネル軸でのせん断ひずみは $\gamma = y'/h$ であるから、トンネル軸でのせん断応力は

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= G_s \cdot \gamma = G_s \cdot \frac{y'}{h} = \frac{G_s}{h} \cdot A \sin \frac{2\pi}{L} x \cdot \cos \theta \\ &= \frac{G_s}{\sqrt{2} h} \cdot A \sin \frac{2\pi}{L} x \quad \dots\dots 2.21 \end{aligned}$$

となる。

aブロックに対する拘束効果によってトンネルに作用する最大外力は伸縮力とせん断力の合力に等しい。式2.20より

$$\sigma_{Y\max} = \frac{\pi A}{L} \cdot E_s \cdot \frac{Y^2}{h^2} \quad \dots\dots 2.22$$

ゆえに合成応力 F_a は

$$\begin{aligned} F_a &= B \int_0^h \frac{\pi A}{L} \cdot E_s \cdot \frac{Y^2}{h^2} dY + B \int_0^{L/4} \frac{G_s A}{\sqrt{2} h} \\ &\quad \cdot \sin \frac{2\pi x}{L} \cdot dx' \quad \dots\dots 2.23 \end{aligned}$$

となる。2.23式より $E_s = 3G_s$ 、またbブロックによる影響はaブロックの半分であると仮定すると、トンネルに作用する最大合力は

$$\begin{aligned} F &= F_a + 2F_b = F_a + 2 \left(\frac{1}{2} F_a \right) \\ &= 2BG_s A \left(\frac{\pi h}{L} + \frac{L}{2\pi h} \right) \quad \dots\dots 2.24 \end{aligned}$$

となる。

これに対し衣浦港の海底トンネルで用いられた方法¹¹⁾はトンネルもやはり軸方向にある程度伸縮するものと考え、2.18式で求まる土のひずみに対し、トンネルのひずみを $\theta = 45^\circ$ として

$$\epsilon_t = \frac{\pi A_t}{L} \cdot \cos \frac{2\pi}{L} x \quad \dots\dots 2.25$$

とした。ここに A_t はトンネルの地震波進入方向に直角な方向の変位振幅である。2.25式と2.18式よりトンネル周辺の土がトンネルによって拘束されるひずみ ϵ' は

$$\epsilon' = \epsilon - \epsilon_t = \frac{\pi}{L} (A - A_t) \cdot \cos \frac{2\pi}{L} x \quad \dots\dots 2.26$$

となり、 $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon'$ の応力が発生する。このひずみが、図2.10に示したように深さ方向に2次関数で減少するものとする

$$\begin{aligned} \sigma_s(Y) &= \sigma_s \left(\frac{Y}{h} \right)^2 \\ &= \frac{\pi}{L} (A - A_t) E_s \cdot \cos \frac{2\pi}{L} x \cdot \frac{Y^2}{h^2} \quad \dots\dots 2.27 \end{aligned}$$

したがってトンネル底面単位面積に作用している力は

$$\begin{aligned} P_1 &= \int_0^h \sigma_s(Y) dY \\ &= \frac{\pi E_s h}{3L} (A - A_t) \cos \frac{2\pi}{L} x \quad \dots\dots 2.28 \end{aligned}$$

この力も実際にはトンネル底面と土の間のせん断力によって伝達される。その力の分布は

$$\begin{aligned} \tau_1 &= \frac{dP_1}{dx'} = \frac{dP_1}{dx} \cdot \frac{dx}{dx'} \\ &= \frac{2\pi^2 E_s h}{3L^2} (A - A_t) \sin \frac{2\pi}{L} x \cdot \sin \theta \end{aligned}$$

$$= \frac{\sqrt{2} \pi^2 E_s h}{3L^2} (A - A_t) \cdot \sin \frac{2\pi}{L} x \dots\dots\dots 2.29$$

また、トンネルと周囲の土の相対変位 ($y' - y'_t$) そのものによっても土のせん断ひずみに伴う力をトンネルが受ける。この力 τ_2 は

$$\begin{aligned} \tau_2 &= G_s \cdot \gamma = G_s \cdot \frac{y' - y'_t}{h} \\ &= \frac{G_s}{h} (A - A_t) \cdot \sin \frac{2\pi}{L} x \cdot \cos \theta \\ &= \frac{G_s}{\sqrt{2} h} (A - A_t) \cdot \sin \frac{2\pi}{L} x \dots\dots\dots 2.30 \end{aligned}$$

2.29式と2.30式を加えると

$$\begin{aligned} \tau &= \tau_1 + \tau_2 \\ &= \frac{(A - A_t)}{\sqrt{2}} \cdot \sin \frac{2\pi}{L} x \left\{ \frac{G_s}{h} + \frac{2\pi^2 E_s h}{3L^2} \right\} \dots\dots\dots 2.31 \end{aligned}$$

となる。この力は半波長毎に方向を転じ、半波長内でそれぞれ釣合っている(図2.9)。したがって、トンネル断面内応力の最大値はこの力を $L'/4$ にわたって積分したものである。なお、2.30式は図2.10におけるaブロックだけのものである。bブロックの影響をBARTと同じ $\frac{1}{2}$ と仮定するとトンネルに作用している力の最大値は

$$\begin{aligned} P &= B \int_0^{L'/4} 2\tau dx' \\ &= \sqrt{2} B (A - A_t) \left\{ \frac{G_s}{h} + \frac{2\pi^2 E_s h}{3L^2} \right\} \\ &\quad \times \int_0^{L'/4} \sin \frac{2\pi}{L} x \cdot dx' \\ &= \frac{BL(A - A_t)}{\pi} \left\{ \frac{G_s}{h} + \frac{2\pi^2 E_s h}{3L^2} \right\} \end{aligned}$$

$E_s = 3G_s$ とすると

$$= 2BG_s (A - A_t) \left\{ \frac{L}{2\pi h} + \frac{\pi h}{L} \right\} \dots\dots\dots 2.32$$

となる。これは2.24式と比較して、トンネルが伸縮する効果 ($A - A_t$) の項が A と異なっているのみである。

一方、トンネルに生じる力 P_c は

$$\frac{P_c}{A_c} = E_c \cdot \epsilon_t \dots\dots\dots 2.33$$

A_c : トンネルの断面積

であり、2.33式に2.25式を代入するとその最大値は

$$P_c = A_c E_c \cdot \frac{\pi A_t}{L} \dots\dots\dots 2.34$$

となる。2.32式と2.34式は等しいはずであるから両者を

等しいとおくと

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{2BG_s \left(\frac{L}{2\pi h} + \frac{\pi h}{L} \right) \cdot A}{2BG_s \left(\frac{L}{2\pi h} + \frac{\pi h}{L} \right) + A_c E_c \frac{\pi}{L}} \\ \alpha &= 2BG_s \left(\frac{L}{2\pi h} + \frac{\pi h}{L} \right) \\ \beta &= \frac{\pi A_c E_c}{L} \end{aligned}$$

とおくと

$$= \frac{1}{1 + \frac{\beta}{\alpha}} \cdot A \dots\dots\dots 2.35$$

ゆえに軸力は2.34式より

$$P_c = A_c E_c \cdot \frac{\pi}{L} \cdot \frac{1}{1 + \beta/\alpha} \cdot A \dots\dots\dots 2.36$$

となり、変位のスペクトルから L, A を求めて、トンネル軸に 45° に入射する地震波によって生ずる最大軸力が求まる。

一方、地盤の軸方向変位を y' 、トンネルの軸方向変位を y'_t とすると図2.9を参照して、それぞれ

$$\left. \begin{aligned} y' &= A \cos \theta \sin \frac{2\pi}{L'} x' \\ y'_t &= A_t \cos \theta \sin \frac{2\pi}{L'} x' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots 2.37$$

で表わせるから x' 軸をトンネル軸とすると弾性床上の θ が相対変位に比例した力を受けるものとする

$$A_c E_c \frac{d^2 y'_t}{dx'^2} = K' (y'_t - y') \dots\dots\dots 2.38$$

が成立つ。この式に2.37式を代入すると

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{1}{1 + \frac{A_c E_c}{K'} \left(\frac{2\pi}{L'} \right)^2} \cdot A \\ L' &= \frac{L}{\sin \theta}, \quad \theta = 45^\circ \text{ とすると} \\ &= \frac{1}{1 + \frac{A_c E_c}{2K'} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2} \cdot A \\ &= \eta_a \cdot A \dots\dots\dots 2.39 \end{aligned}$$

$$\text{ここ} \quad \eta_a = \frac{1}{1 + \frac{A_c E_c}{2K'} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2}$$

となる。2.35式と2.39式より軸方向地盤反力定数 K' が

$$K' = \frac{4BG_s \pi}{L} \left(\frac{L}{2\pi h} + \frac{\pi h}{L} \right) \dots\dots\dots 2.40$$

と表わせる。

2.39式の η_a は軸方向の地盤変位のトンネルへの伝達率を示すもので、2.37式に2.39式の関係代入すると、

$$y'_t = \eta_a \cdot A \cos \theta \cdot \sin \frac{2\pi}{L'} x' = \eta_a \cdot y'$$

$$\epsilon_t = \frac{dy'_t}{dx'} = A_t \cdot \frac{2\pi}{L'} \cos \theta \cos \frac{2\pi}{L'} x'$$

$$= \eta_a \cdot \frac{dy'}{dx'} = \eta_a \cdot \epsilon$$

$$\epsilon_{t \max} = \eta_a \cdot \epsilon_{\max} = \eta_a \cdot \frac{\pi A}{L}$$

..... 2.41

となり、トンネルの変位、ひずみがそれぞれ地盤の変位、ひずみの η_a 倍で表わされる。

以上の計算をもとに川崎港沈埋トンネルに図2.2に示したスペクトルを持つ等価正弦波がトンネル軸に45°で入射した場合の最大軸力を計算したのが表2.5である。表2.6はKuesel⁸⁾が提案したように土の弾性係数を弾性波探索から求める V_s を、粘性土地盤で1/3にして $G_s = \frac{\gamma}{9 \times g} \cdot V_s^2$ として求めたものである。それぞれの伝達率 η_a を図

2.11に示した。図2.8の曲げ変形の伝達率 η_b に比べ、トンネルの軸方向剛性が大きいので、 η_a がかなり小さいことがわかる。BARTで、トンネルは軸方向変形をしないとして式2.24で軸力を求めたのは、この η_a を考慮したものと考えられる。

表2.5を見ると軸力は波長とともに大きくなり、曲げモーメントを算出した時のように最大値が求まらない。したがってBARTの予備設計¹⁾では、Housnerにより次のような考え方から波長500フィートを設計波長としている。「トンネルが位置する沖積層の深さに比べて、波長が長い

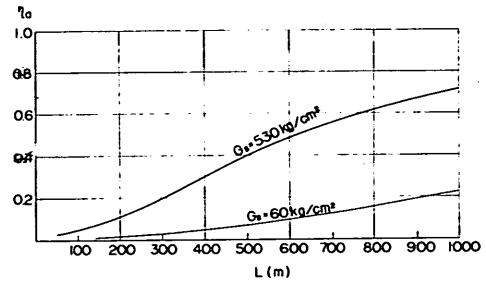


図2.11 波長と伝達率 η_a の関係

表2.5 最大軸力 ($G_s = 530 \text{ kg/cm}^2$)

L (m)	50	100	150	200	250	300	500	750	1000
A (cm)	0.55	1.76	3.05	3.96	4.70	5.33	7.16	9.55	13.40
$\frac{L}{2\pi h}$	0.366	0.732	1.098	1.463	1.829	2.195	3.659	5.488	7.317
$\frac{\pi h}{L}$	1.367	0.683	0.456	0.342	0.273	0.228	0.137	0.091	0.068
K' (kg/cm^2)	7,156	2,922	2,139	1,863	1,736	1,668	1,567	1,525	1,525
$(\frac{2\pi}{L})^2$	1.58×10^{-2}	0.395×10^{-2}	1.75×10^{-3}	9.87×10^{-4}	6.32×10^{-4}	4.39×10^{-4}	1.58×10^{-4}	0.702×10^{-4}	0.395×10^{-4}
η_a	0.029	0.046	0.074	0.110	0.153	0.199	0.394	0.587	0.717
P_c (t)	3,060	7,770	14,400	20,900	27,600	33,900	54,100	71,700	92,200
τ_{\max} (kg/cm^2)	0.44	0.56	0.69	0.75	0.79	0.81	0.78	0.69	0.66

表2.6 最大軸力 ($G_s = 60 \text{ kg/cm}^2$)

L	50	100	150	200	250	300	500	750	1000
K' (kg/cm^2)	810	331	242	211	197	189	177	173	173
η_a	0.003	0.005	0.009	0.014	0.020	0.027	0.068	0.139	0.223
P_c (t)	320	840	1,760	2,660	3,610	4,600	9,340	17,000	28,700

軸方向変形の場合には、沖積層中の振幅は、沖積層の底にある頁岩のそれと本質的に同じになる。トンネルは軟かい沖積層を通して頁岩に結ばれているので、トンネルに生ずる軸方向ひずみは、頁岩中の対応するひずみより小さいであろう」とし、頁岩が引張り破壊を起こす恐れはなく、トンネルはR、Cで頁岩より引張りに強いから波長の長いものに対してはトンネルは安全だとしている。そして、設計に余裕を持たせて、100フィートの沖積層に対し設計波長として500フィートを用いている。

同じような手法を川崎の例に適用すると、いま表層として約30mを考えているから、波長150m程度のものと考えればよく、その場合最大軸力は14,400tとなる。

なお、この方法の問題点として以下の点が指摘される。表2.5に τ_{\max} の値を載せておいた。これは、式2.31より、 $A_t = \eta_a \cdot A$ 、 $E_s \doteq 3G_s$ とすると

$$\tau_{\max} = \frac{\sqrt{2} \pi G_s}{L} (1 - \eta_a) A \left(\frac{L}{2\pi h} + \frac{\pi h}{L} \right)$$

..... 2.42

として求まるものである。このトンネル底面に作用している力は摩擦力以下でなければならない。摩擦力以上であればトンネル底面とトンネル基礎の間ですべりが生じトンネルに力が伝達されないことになる。ところが、いま摩擦力を計算すると航路部では、 0.20 kg/cm^2 （摩擦係数を0.6，土かぶりを1.5mとしてその単位体積重量を 1.0 t/m^3 ，トンネルの浮力に対する安全率を1.2とすると $f = 0.6 \times (1.5 \times 1 + 8.5 \times 0.2)$)となり、表2.5の τ_{\max} よりかなり小さいことがわかる。つまり表に示すような大きな軸力は発生し得ないことになる。

以上のようにスペクトル法は計算は簡単であるが、その運用に当ってはまだ問題がある。1つにはスペクトルの選び方であり、図2.2に示したようにその選び方によって振幅Aが大きく違って来て曲げモーメント、軸力がAに比例して増減する。2つには図2.1から図2.2を作成する時の伝ば速度をどうするかという問題である。これについては、表層S波の伝ば速度を用いると過大設計になる恐れがあり、波長が大きくなると表面波の伝ば速度が基盤の V_s に近くなるといったことを考慮する⁶⁾必要がある。また、軸力の最大値が求まらない点については、トンネル延長、地盤の固有周期等を考慮した波長Lを用いて上限値が決まることになる。トンネルと地盤の間に働く力が摩擦力を超える場合には、軸力の極限值として、摩擦力×トンネル周長×L/4の式で検討するのが合理的となる。

2.2 応答変位スペクトルからの推定法

2.2.1 曲げモーメントについて

2.1で求めたBART方式のスペクトル法では、求まる曲げモーメントや軸力の値が、応答計算結果とはかなり違って来ることがわかった。この原因としては、BART方式の設計スペクトルが、地盤上の1地点で得られた加速度記録を水平に伝ばしている波と仮定して計算を行なっているのに対し、応答計算では基盤に加速度を入力させ、それが鉛直方向に伝わるとしている。基盤への入力加速度はトンネル軸の各点に対し同位相で入力させるため、表層の振動周期にあまり変化のないところでは、ほとんど同位相で振動する。このため水平方向の曲げモーメント等は表層の振動周期の大きく異なるところでしか大きな曲げモーメントが発生しない。軸力については地震波の入力方向から異なっているため、両者を比較云々することは出来ない。

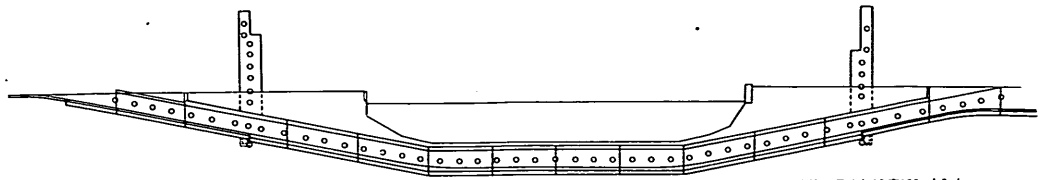
そこでいくらかでも応答計算結果に近い値が、応答計算を行わずに簡単に求めることが出来ないかと考え、以下に示す応答変位スペクトルからの推定を試みた。

1.で述べたように、川崎港海底トンネル設置点のように地盤の固有周期が陸上部と航路部で大きく異なり、陸上部あるいは航路部内ではほぼ一定しているようなところでは、発生応力の大小関係が、各地震波の応答変位スペクトルから推定することができ、量的な大小関係までも推定し得た。

図1.45に示したように「八戸」の地震波に対し、陸上部、航路部が各部同位相で振動している。図2.12に応答計算で千鳥町側護岸付近に最大曲げモーメントを生じた時間近くでのトンネルと地盤の変形曲線を示す。いずれも

「八戸」に似たパターンを示し、航路部、陸上部のそれぞれの位置では変形量が概ね同じであり、航路部と陸上部の変位量の差により大きな曲げモーメントが発生している。

図2.13は、各地震波の応答変位スペクトルと、各点の地盤の固有周期(図の②~⑦については表1.3で固有周期が求まっている。他の点は内挿で求めた)より地盤の最大応答変位分布を描いたものである。なお、応答変位スペクトルの値はある固有周期を持つ物体を1質点系に置き換えた時のその質点位置での変位であるが、ここでは地盤を1質点に置き換えた位置とトンネル埋設位置を同じとして扱った。図2.13をモデル化して描いたのが図2.14である。護岸部の最大応答変位がa cm、航路部がb cmと求まるが、最大値はaとbの位相がずれて航路部で-b cm変位した場合である。図2.12の実際の応答計算結果では、「川崎」以外で位相の異なる現象が見られるが、それぞれがa、-bといった最大値になっているわけではない。「川崎」の例は陸上部がa近くまで変位した時の航路部の変位がゼロの状態曲げモーメントの最大値が発生している。



基礎に最大加速度100gal 入力
 実線……沈埋トンネルの変位
 点線……トンネル位置での地盤の変位

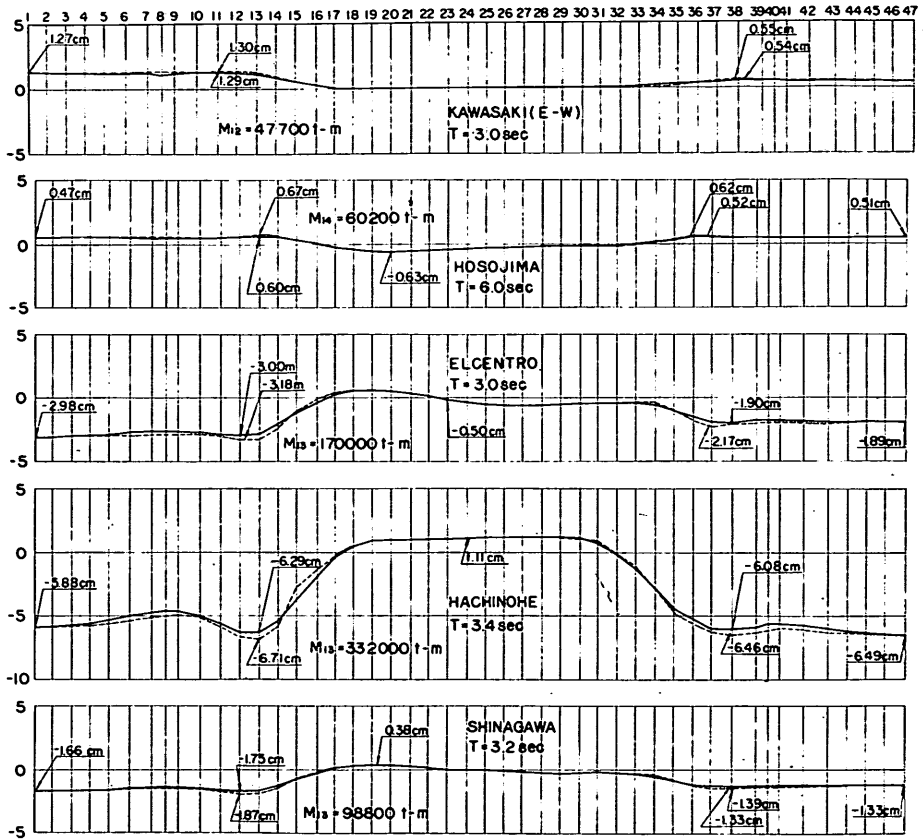


図 2.12 各地震波による変形分布

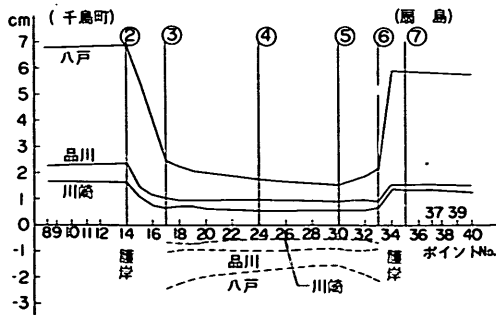


図 2.13 地盤の最大応答変位分布

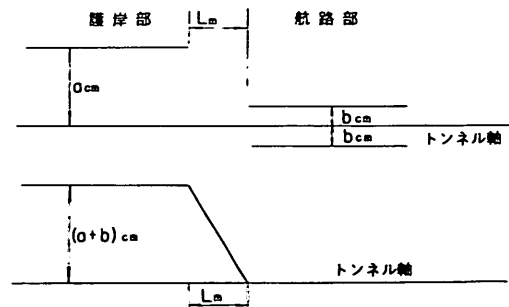


図 2.14 地盤変位のモデル化

最大値を予測するため図2.14に示すように護岸部だけ $(a+b)$ cm 様に変位した時のトンネルに生ずる曲げモーメントを計算した。この場合、そうした相対変位が何 m 離れて発生するかがポイントになるが、ここでは図2.13の変形曲線より90m (ポイント14~17, 31~34) ないし120m (ポイント14~18, 30~34) 離れて発生すると考えた。表2.7は図2.13のようなグラフを描き、千鳥町側、扇島側ではそれぞれ平均的な最大応答変位 a, b を各地震波について求めたものである。この a, b と L よりトンネル埋設位置の地盤が図2.14のような変位を受けるときにトンネルに発生する曲げモーメントを計算した結果が表2.8である。図2.15は10cmの相対変位を90m離れて与えた場合の計算結果を示したものである。表2.8を見ると「川崎」を除いてこうした簡易計算法で最大曲げモーメントを推定し得ることがわかる。

表2.7 地盤の最大応答変位

地震波	千鳥町側		扇島側		
	a	b	a	b	
八戸	6.86	2.00	5.90	1.58	
品川	2.33	0.94	1.55	0.93	
川崎	N-S E-W	2.14 1.67	1.80 0.65	2.09 1.34	1.05 0.56
細島	0.77	0.70	0.88	0.48	
エルセントロ	2.50	1.84	2.35	1.82	

表2.8 最大曲げモーメント

地震波	千鳥町側		扇島側		
	(m) L	(t-m) M_{max}	(m) L	(t-m) M_{max}	
八戸	90 120	357,000 283,000	342,000	90 120 254,000	218,000
品川	90 120	133,000 106,000	101,000	90 120 108,000 84,000	87,000
川崎	90 120	93,000 74,000	51,700	90 120 83,000 64,000	39,700
細島	90 120	59,000 47,000	60,200	90 120 59,000 46,000	55,400
エルセントロ	90 120	175,000 138,000	174,000	90 120 168,000 133,000	174,000

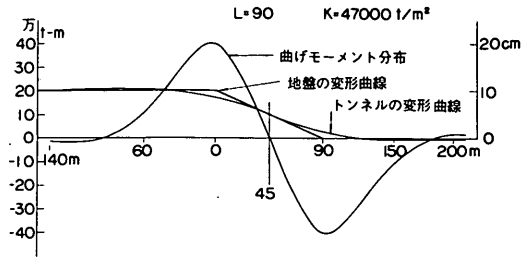


図2.15 モデル化した地盤変位に対する計算結果

2.2.2 軸力について

トンネル周囲の地盤の軸方向変位によってトンネルが受ける軸力については、2.38式で示したように次式が成立する。

$$EA \frac{d^2 u_t}{dx^2} = -K' (u_g - u_t) \quad \dots\dots 2.43$$

u_t : トンネルの軸方向変位

u_g : 地盤の

K' : 軸方向地盤反力定数

E : トンネル材料のヤング率

A : トンネルの断面積

地盤変位 u_g が $u_g = ax + b$ で表わされるとすると2.43式の解は

$$u_t = c_1 e^{\alpha x} + c_2 e^{-\alpha x} + ax + b \quad \dots\dots 2.44$$

$$\text{ここに } \alpha = \sqrt{\frac{K'}{EA}}$$

となる。いま、図2.16に示すような地盤変位(軸方向)を考え、 $x \rightarrow -\infty$ で $u_{t1} = 0$ 、 $x \rightarrow \infty$ で $u_{t3} = aL$ 、 $x = 0$ と L でトンネルの変形曲線が連続しているという条件で2.44式の未定係数を決めると x の各範囲で変形量ならびにひずみは次式となる。

$$x \leq 0$$

$$u_{t1} = \frac{a}{2\alpha} (1 - e^{-\alpha L}) e^{\alpha x}$$

$$\epsilon_1 = \frac{d u_{t1}}{d x} = \frac{a}{2} (1 - e^{-\alpha L}) e^{\alpha x}$$

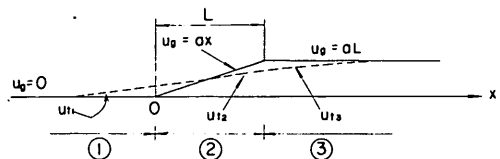


図2.16 モデル化した地盤変位

$$0 < x < L$$

$$u_{t2} = \frac{a}{2\alpha} (e^{-\alpha x} - e^{-\alpha(L-x)}) + ax$$

$$\epsilon_2 = \frac{du_{t2}}{dx} = -\frac{a}{2} (e^{-\alpha x} + e^{-\alpha(L-x)}) + a$$

$$\frac{d\epsilon_2}{dx} = 0 \quad \text{よ} \quad x = \frac{L}{2}$$

$$\therefore \epsilon_{\max} = a \left(1 - \frac{1}{e^{\frac{1}{2}\alpha L}} \right)$$

$$x \geq L$$

$$u_{t3} = \frac{a}{2\alpha} (1 - e^{\alpha L}) e^{-\alpha x} + aL$$

$$\epsilon_3 = \frac{du_{t3}}{dx} = -\frac{a}{2} (1 - e^{\alpha L}) e^{-\alpha x}$$

..... 2.45

上式にもとづいて $L=200\text{m}$ 離れて 2cm の地盤変形を与えた時のトンネルの軸方向の変形とひずみの分布を、図 2.17 に示す。

図 2.18 は 1. の応答計算でケース 2 の場合に最大軸力が生じた時間近くでの変形曲線を 5 地震波についてプロットしたものである。図 2.12 と比べるとトンネルと地盤との相対変位が大きくなっているほか変形曲線がなめらかになっており、図 2.17 のモデル化した場合の変形曲線と同じ

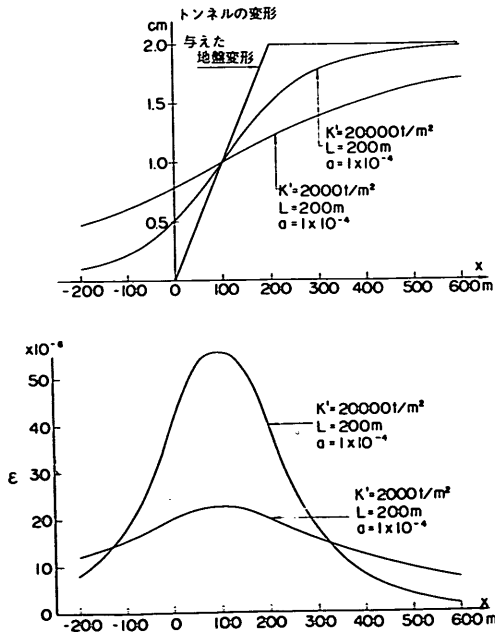


図 2.17 モデル化した地盤変形による計算例

傾向を示している。

したがって、軸力についても応答変位スペクトルからの推定を試みた。これも図 2.18 に見られるように地盤の固有周期が各ブロック内で一定しており、ブロック相互間で大きく異なっている川崎港のトンネルの場合はその変形パターンが図 2.14 のようにモデル化されるからである。表 2.7 の a 、 b という応答変位を用い、 L としては曲げの時に用いた $90\text{m} \sim 120\text{m}$ という値の 3 倍を用いた。この理由は地盤を軸直角方向に振動させると軸方向に振動させず場合は、一質点で表わされた地盤をつなぐバネが後者が前者の約 3 倍となり、地盤は軸方向には自由に動きやすくなっており、隣接する質点の動きに拘束されやすくなっている。そのため図 2.18 に示す地盤変形曲線が図 2.12 のそれよりなめらかになっている。このため軸直角方向で 90m 離れて生じる相対変位は、軸方向では 3 倍の距離を離して生じるとした。

しかし、この大胆な仮定は図 2.12 と図 2.18 のエルセントロの地震波を見れば、間違っているのがわかる。前者では L がポイント 13~17 の 120m と読み取れるのに対し、後者では L が 11~18 の 210m と読み取れるから、 $\frac{210}{120} = 1.75$ 倍である。こうした矛盾はあるが、ここでは一応 $(a+b)$ の相対変位が $L=3 \times (90 \sim 120)\text{m}$ の距離を置いて発生するとして式 2.45 より最大軸力を求めた。表 2.9 が計算結果である。「品川」、「細島」の千鳥町側で応答計算の結果より大き目の結果が出、「八戸」、「細島」の扇島側でやや小さ目の結果が出た以外は式 2.45 の簡易式で応答計算値に近い値を推定することができる。しかも応答計算結果の N_{\max} の大小関係と簡易計算結果の大小関係は完全に一致しており、このことは他の地震波により発生する最大応力は、その変位応答スペクトルがわか

表 2.9 最大軸力

地震波	千鳥町側			扇島側		
	(m) L	(t) N_{\max}	応答計算 (t) N_{\max}	(m) L	(t) N_{\max}	応答計算 (t) N_{\max}
八戸	270	66,600	66,600	270	59,700	62,000
	360	57,600		360	51,000	
品川	270	24,600	18,800	270	19,800	17,400
	360	21,300		360	16,900	
川崎	270	29,300	27,000	270	25,000	22,300
	360	26,900		360	21,400	
細島	270	11,000	7,290	270	10,800	11,000
	360	9,600		360	9,300	
エルセントロ	270	32,600	31,500	270	33,300	30,400
	360	28,200		360	28,400	

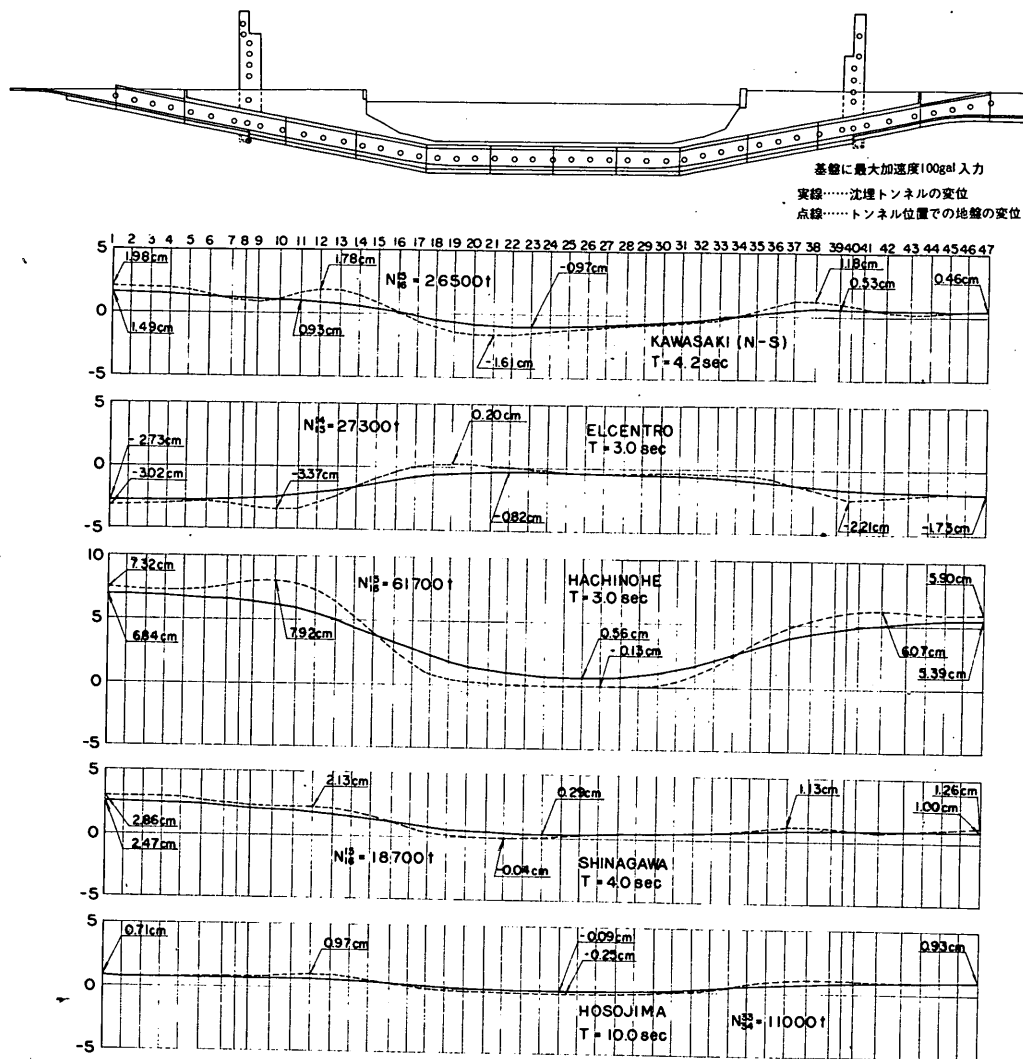


図 2. 18 各地震波による変形分布

つていれば簡易計算式で概ね推定することができることを示している。

3. 模型振動実験

3.1 概要

振動実験の対象となった川崎港海底トンネルの平面および縦断線形を図 3.1 に、トンネル設置場所におけるボーリング結果による推定土層断面図を図 3.2 に、千鳥町および扇島において行なわれた弾性波探査の結果を図 3.3 に示す。

模型化に当っては、その対象範囲を千鳥町側の半分とし、

換気所付近の応力および変位測定が実験の主眼であったため、これを模型の中心とした。これは、今までに行なわれた沈埋トンネルに対する計算および実験結果から、航路部の地盤性状が比較的一定しており、しかも両側護岸部に比べ固有周期が短いとき、航路中央付近で応力が小さくなり、中央をはさんだ両側が互いに及ぼす影響が非常に少ないと考えられるためである。

実験に当っては、模型材料の物性を把握する必要があるため、予備実験として、ゼラチン、シリコンゴムの物性を調べ、この種の試験では初めての試みであるトンネル模型

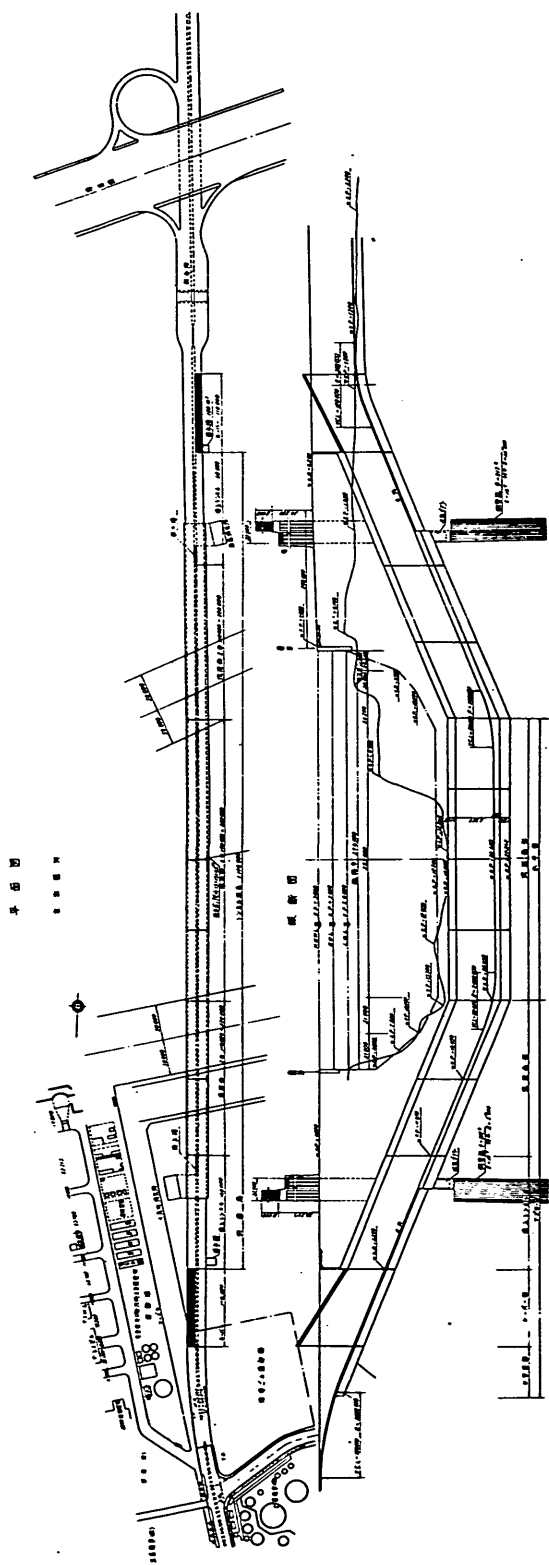
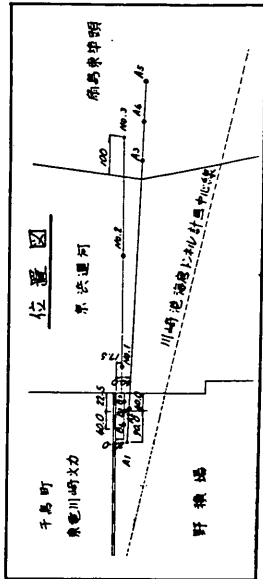


図 3.1 川崎港海底トンネルの平面図及び縦断面図



注：●既調査箇所
 B1, B2, B3 埋設部 (S244.3)
 No.1, No.2, No.3 川崎町 (S245.0)
 A1 ~ A3 川崎町 (S247.2)

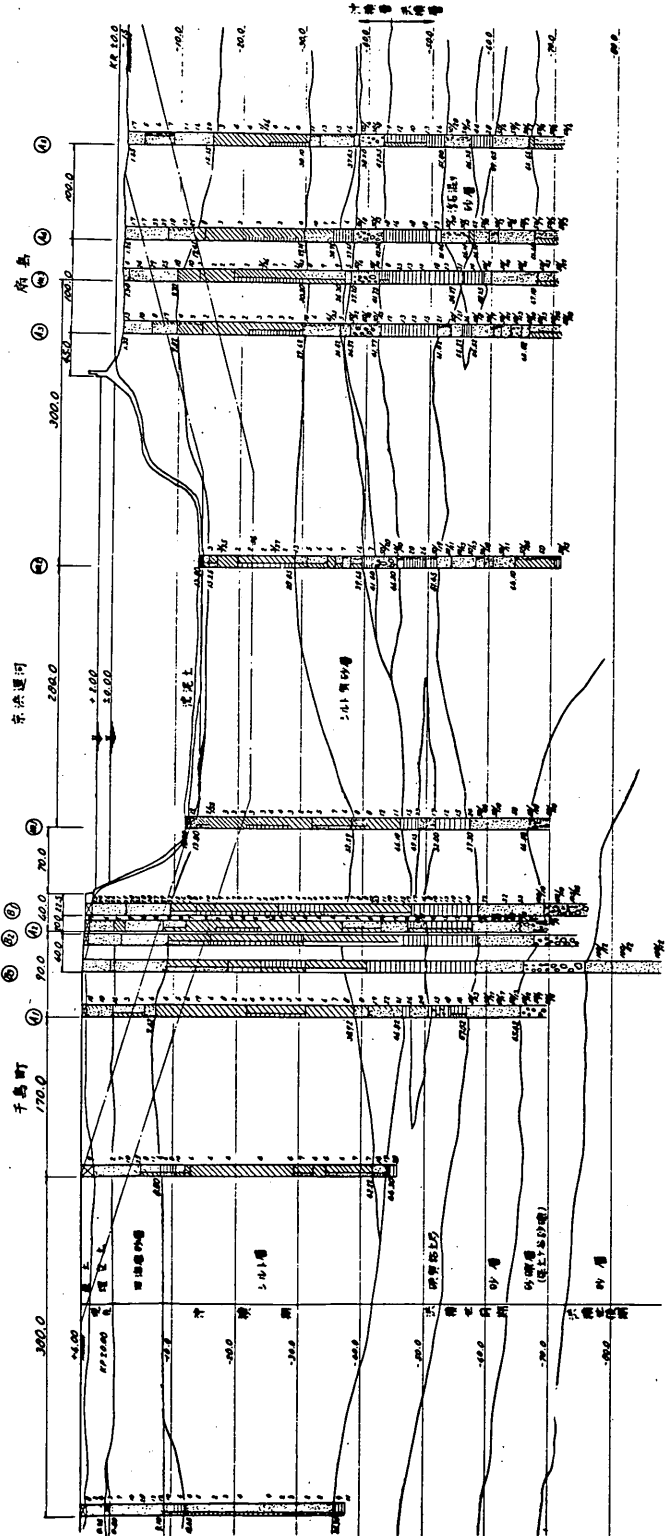


図 3.2 推定土層断面図

注) — は所定の試験値
 — B/Cは予島町測の試験値

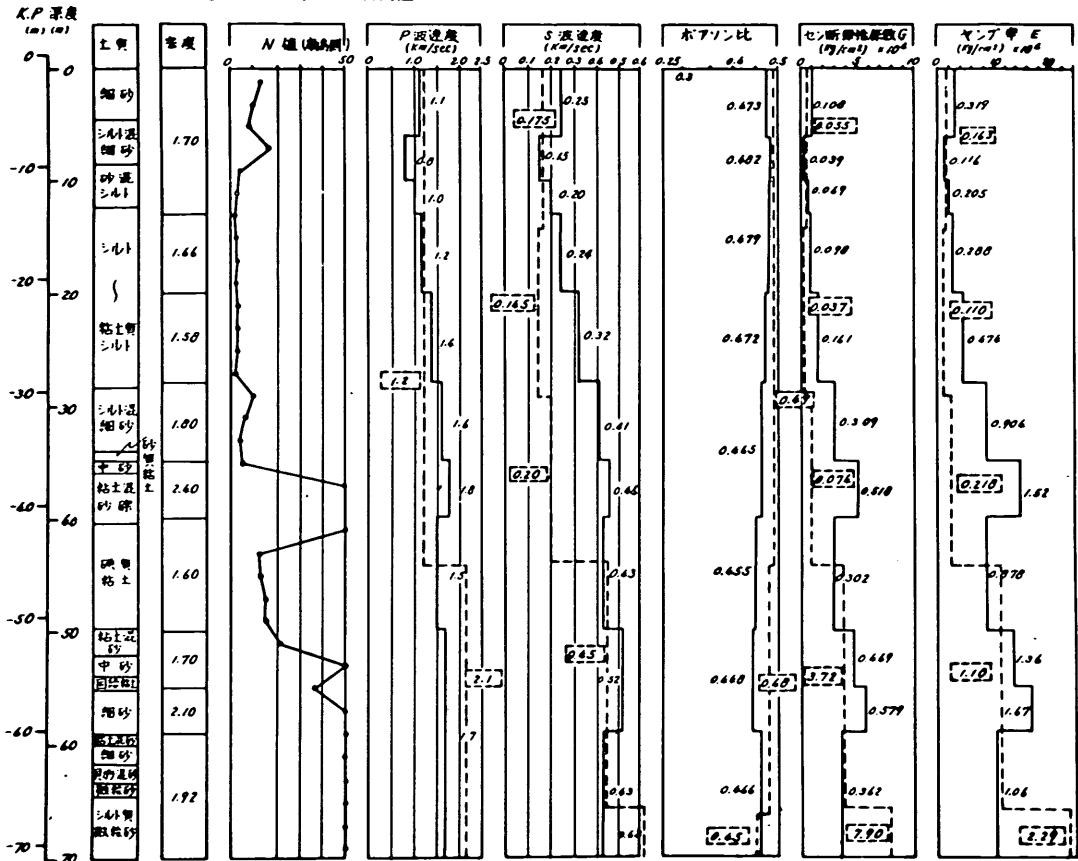


図 3.3 弾性波試験結果

の応力測定を行なうため、ひずみゲージの効率試験を実施した。その後、振動台上に相似律を満足する沈埋トンネルを含めた地盤模型を製作し、正弦波振動、地震波形振動を加え、沈埋トンネルの地震時の挙動を検討した。

3.2 予備実験

3.2.1 ゼラチンの特性試験

これまでに行なわれているゼラチンを使用した実験から、ゼラチンの力学的特性は湿度および温度により変化し、透明度も湿度に左右されることがわかっている。¹³⁾ またゼラチンは、凝固後長時間経過すると腐蝕しはじめる。模型材料として用いるためには、これらの特性を正確に把握する必要がある。そこで次の事項につき特性試験を行なった。なお、使用したゼラチンは日本皮革K.K.のものである。

- i) ゼラチン弾性係数と湿度および温度との関係
- ii) ゼラチン凝固後の弾性係数の経時変化

iii) ゼラチン湿度と透明度との関係

(1) ゼラチン弾性係数と湿度および温度

(a) セン断振動法

ゼラチン供試体(10 cm × 50 cm × 10 cm) に打撃を加え、セン断自由振動を生じさせる。この時、固有周期を写真3.2に示すように供試体側面中央部に貼付けた歪ゲージの記録より読取り、次式により弾性係数を求める。

$$T_0 = 4l \sqrt{\frac{\gamma}{k' G g}} \dots\dots\dots 3.1$$

$$\therefore G = \frac{16l^2 \gamma}{k' g T_0^2} \dots\dots\dots 3.2$$

$$E = 2(1 + \nu) G \dots\dots\dots 3.3$$

ここに T_0 : ゼラチン供試体の固有周期

G : セン断弾性係数

E : 弾性係数



写真 3.1 ゼラチン供試体



写真 3.2 セン断振動試験

- l : 供試体高さ
- γ : ゼラチンの単位体積重量
- k' : 断面定数
- g : 重力加速度
- ν : ポアソン比

(b) 直接載荷法

図 3.4 のように供試体 (10 cm × 10 cm × 15 cm) に分

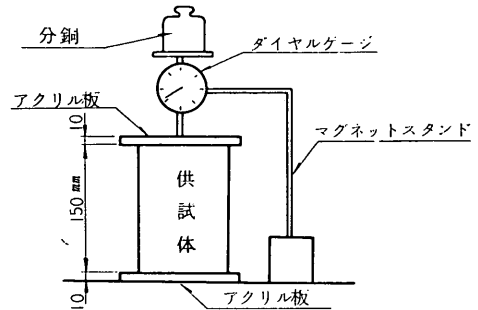


図 3.4 直接載荷法

銅によって荷重を加え、その沈下量をダイヤルゲージで読取る。そして次式により弾性係数を求める。

$$E = \frac{P \cdot l}{A \cdot \Delta l} \dots\dots\dots 3.4$$

- ここに E : 弾性係数
- P : 載荷重
- l : 供試体高さ
- Δl : 沈下量
- A : 供試体断面積

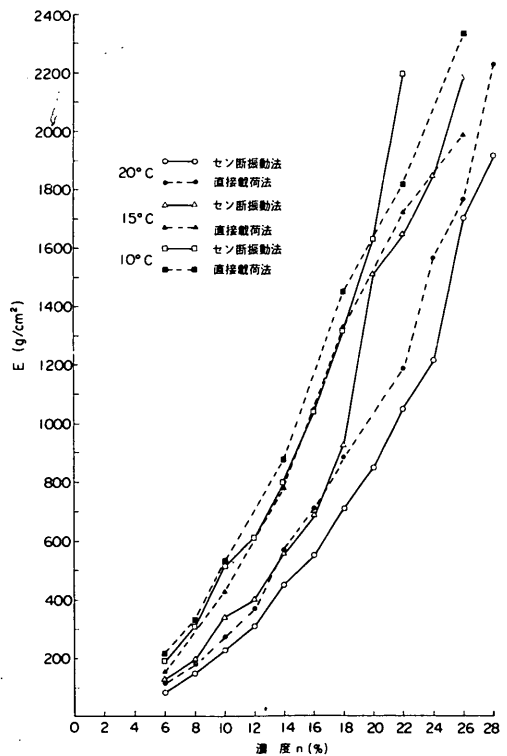


図 3.5 ゼラチン弾性係数と濃度

上記(a),(b)2方法によりゼラチン濃度を6%~28%まで2%間隔に変化させ、それぞれの弾性係数を求めた。試験は恒温室内で行ない、その温度は10℃、15℃、20℃の3種類とした。結果を図3.5に示す。2つの試験法による結果の差は次の原因によるものと考えられる。まず動的の方法と静的の方法という試験方法が異なること。次に直接載荷法は、ゼラチン弾性係数が小さいため変形量が大きく、載荷重の鉛直性が不安定であり、それがダイヤルゲージの読みのばらつきとなる。また供試体の上下面にはグリセリンを塗り変形が拘束されないようにしたがそれでも端部で拘束があった。この事も直接載荷法の結果に影響を及ぼしたと考えられる。従って、以下ゼラチン弾性係数を求める方法としてはセン断振動法を用いることとする。

次に、ゼラチン弾性係数に及ぼす温度の影響を調べるため、後に地盤模型として用いる濃度6.0%、7.1%、15.2%、18.9%の4種の供試体を作り、セン断振動法により弾性係数を求めた。この時温度は14℃~25℃の7段階とした。図3.6に結果を示す。これより濃度一定のとき、弾性係数はほぼ供試体温度に比例することがわかる。そこで最小自乗法により直線を当てはめ、各濃度の温度と弾性係数の関係式を得る。

$$n = 6.0\% : E = 218.7 - 6.891K \quad \dots\dots 3.5$$

$$n = 7.1\% : E = 319.7 - 10.23K \quad \dots\dots 3.6$$

$$n = 15.2\% : E = 1,213.0 - 35.58K \quad \dots\dots 3.7$$

$$n = 18.9\% : E = 1,859.3 - 54.88K \quad \dots\dots 3.8$$

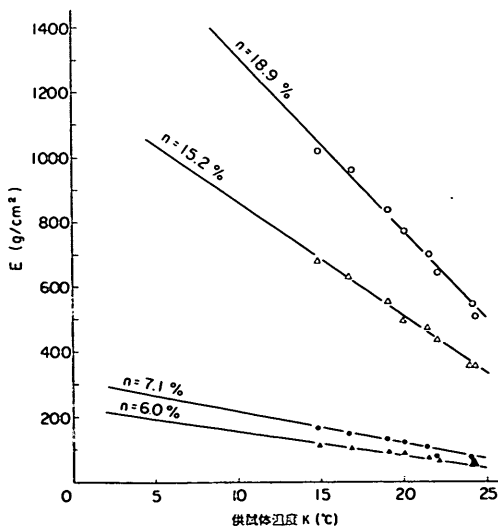


図3.6 ゼラチン弾性係数と温度

ここに n : ゼラチン濃度 (%)
 E : 弾性係数 (gr/cm²)
 K : 供試体温度 (°C)

これらの実験式

$$E = a - bK \quad \dots\dots 3.9$$

の係数 a , b をゼラチン濃度に対してまとめると図3.7に示すようになる。これより、

$$a = 5.03474n^2 + 0.63101n + 46.08184 \quad \dots\dots 3.10$$

$$b = 0.15644n^2 - 0.22841n + 3.22031 \quad \dots\dots 3.11$$

従って、ゼラチン弾性係数と濃度および供試体温度との関係式は次のようになる。

$$E = (5.03474n^2 + 0.63101n + 46.08184) - (0.15644n^2 - 0.22841n + 3.22031)K \quad \dots\dots 3.12$$

上式はゼラチン濃度6%~22%に対してよい一致を示す。

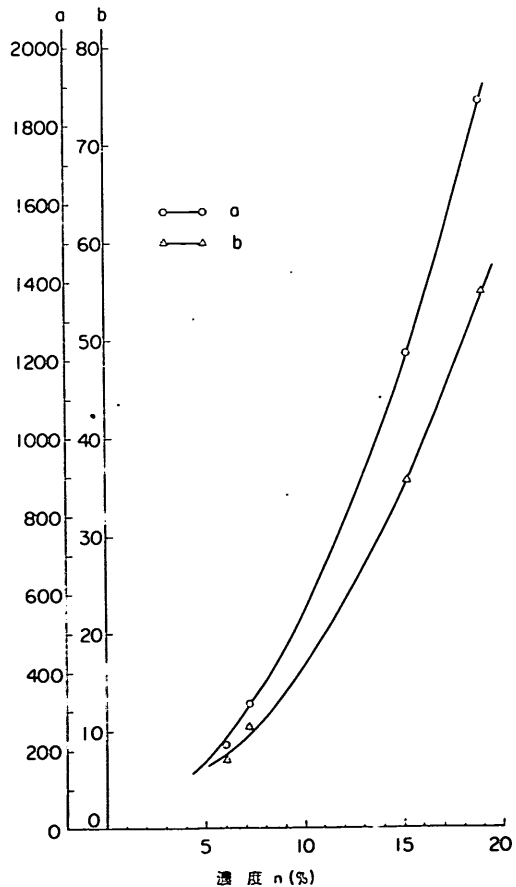


図3.7 係数 a , b とゼラチン濃度

(2) 弾性係数の経時変化

ゼラチン濃度 6%、14%、20%、24% の4 供試体について、セン断振動法により供試体製作後の経過時間による弾性係数の変化を調べた。試験時の温度は 20℃、経過時間は最大 6.5 日である。結果を図 3.8 に示す。

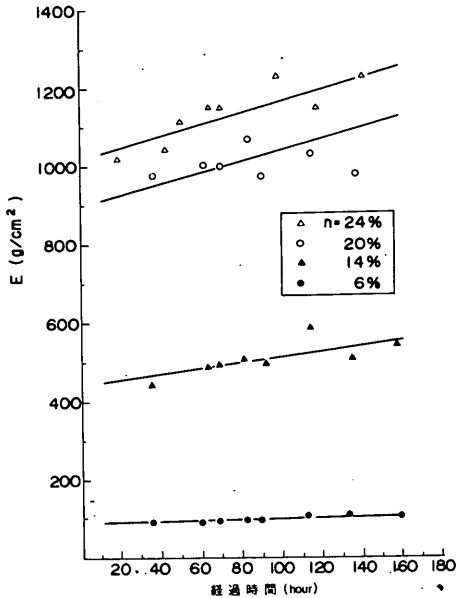


図 3.8 ゼラチン弾性係数の経時変化

これより、時間経過とともに弾性係数は増加するように見える。特に 24% 濃度のものについてこの傾向が著しい。しかし供試体には、時間とともに表面に乾燥による硬化部分が観察された。結局、弾性係数の増加は表面の乾燥によるものと考えられ、供試体温度がおよそ一定で表面の乾燥を防げば、少くとも約 7 日程度までは安定していると考えられる。

(3) ゼラチン濃度と透明度

後述のように、振動実験の際、トンネルと換気所との相対変位を 16mm 高速カメラで撮影するので、ゼラチンの透明度が問題となる。そこで、6%~28% の 2% 間隔で濃度を変えた 12 個の供試体を肉眼で観察した結果、6%~12% 程度までの濃度では透明度は極めて良く、特に 6%、8% 濃度のものは、淡黄色の色彩さえ除けば透明ガラスにも等しい透明度であった。14% 程度から淡黄色が濃くなり始めて透明度が落ち始め、28% 濃度に至っては濃黄色となり透明度は悪いものとなった。

なお、日数の経過につれ各供試体の透明度は製作当初より悪くなるが、これはゼラチン表面の乾燥を防げば、1 週間程度の実験では問題とならない。

3.2.2 シリコンゴムの特性試験

シリコンゴムにはいろいろな種類のものがあるが、本実験では、透明度及び強度の点から信越化学 K K の KE106 LTV を採用した。KE106 LTV は無色透明で比重は 25℃ 時で 1.0 程度であり、触媒を付加することにより硬化する。弾性係数は付加触媒の添加割合により変化させ得る。以下、特性試験について述べる。

図 3.9 に示すように、シリコンゴムの弾性係数は供試体として 5 cm × 1 cm × 15 cm のものを触媒の添加量を変えて製作し、これに対する曲げ自由振動の固有周期から次式により算定した。

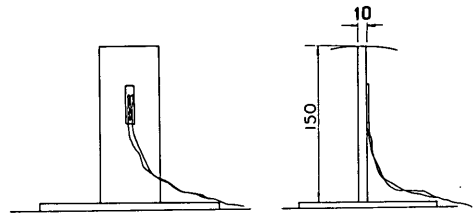


図 3.9 シリコンゴムの特性試験

$$T_0 = \frac{2\pi l^2}{1.875^2} \sqrt{\frac{A\gamma}{EIg}} \dots\dots\dots 3.13$$

$$\therefore E = \frac{4\pi^2}{1.875^4} \cdot \frac{ATl^4}{IgT_0^2} \dots\dots\dots 3.14$$

- ここに T_0 : 固有周期
- E : シリコンゴムの弾性係数
- A : 供試体断面積
- γ : シリコンゴムの単位体積重量
- I : 供試体断面 2 次モーメント
- l : 供試体高さ
- g : 重力加速度

結果を図 3.10 に示す。各供試体とも減衰定数は小さく $h = 4 \sim 7\%$ 程度であり、3.15 式により見掛けの固有周期から真の固有周期を求めたが、ほとんど違いはないので、ここでは見掛けの固有周期をそのままシリコンゴム供試体の固有周期とみなすこととした。

$$T_0 = T_0' \sqrt{1-h^2} \dots\dots\dots 3.15$$

- ここに T_0 : 真の固有周期
- T_0' : 見掛けの固有周期
- h : 減衰定数

図 3.10 の結果は、ばらつきを見せている。その原因は次のように考えられる。試験は 20℃ 一定の恒温室内で、出来るだけ同条件の下で行なわれた。しかしながら触媒を添加攪拌する時、空気がシリコンゴム中に混入する。これ

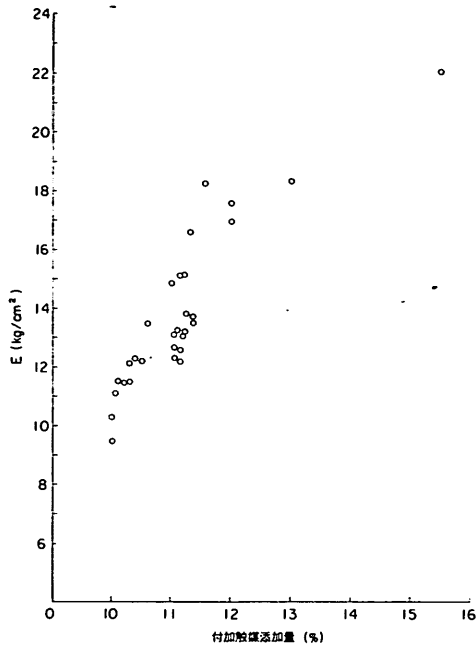


図 3.10 シリコンゴム弾性係数と付加触媒添加量

を一度真空ポンプにより脱泡し、型枠に流した後もう一度真空ポンプにかける。それでも微小な気泡は残り、気泡の残り方が製作毎に異なって弾性係数にばらつきを見せるものと思われる。

弾性係数の経時変化は次のようである。シリコンゴムは、製作後 4、5 日目までは弾性係数が急激に増加し、その後少しづつ増加して一定値となるものと思われる。この安定するまでの時間は、シリコンゴムを約 50℃ の乾燥炉に 2 時間入れることにより短縮される。トンネル模型製作には乾燥炉を利用することとした。

3.2.3 歪ゲージの効率検定

シリコンゴムは、鉄やコンクリートに比して弾性係数が非常に小さな材料である。このため、一般に使用されている歪ゲージをシリコンゴムに貼付した場合、ゲージベースの方がシリコンゴムよりも硬いものとなり、ゲージに生じる歪みがおのまかシリコンゴムに生じる歪みとはならない。そこでシリコンゴムに生じる歪み量とゲージから得られる歪み量との関係、即ち歪ゲージの追従効率を正確につかんでおく必要が生まれる。ここに歪ゲージの追従効率は、ゲージにより計測された歪み量と、実際に生じると推定される歪み量即ち理論歪み量との比で表わすものとする。歪ゲージの追従効率が定まれば、実歪み量はゲージより計測される歪み量に追従効率の逆数を乗じることにより求められ

る。

効率検定試験に当って、ゲージはフェステルゲージ KC-70-A1-11 (共和電業) を 2 枚ゲージとして用い、42-RTV にてコーティングを行なった。

供試体としては、振動実験で用いるトンネル模型 (長さ 30 cm) を用い、図 3.11 に示すように引張試験を行なっ

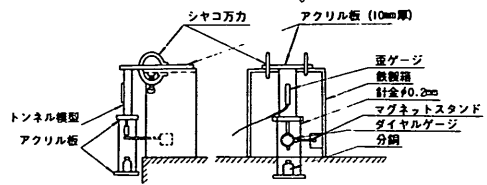


図 3.11 ゲージ効率検定試験

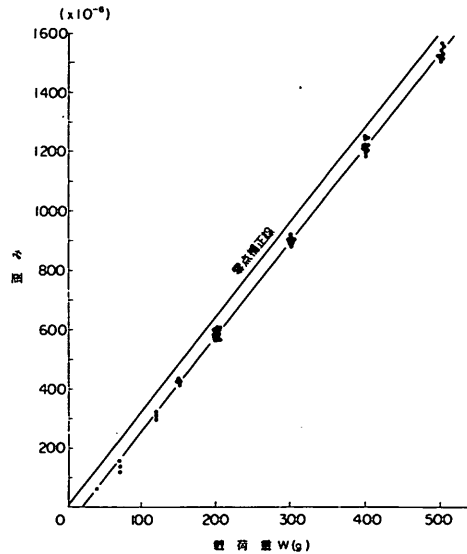


図 3.12 荷重-歪み曲線 (ダイヤルゲージ測定)

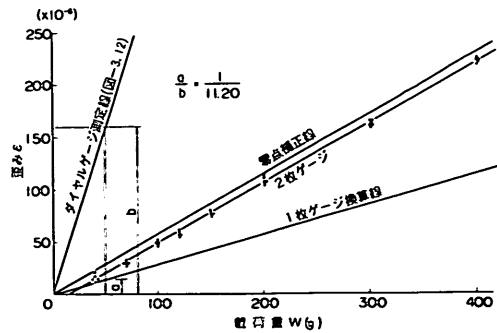


図 3.13 荷重-歪み曲線 (歪ゲージ測定)

た。ゲージの追従効率、ダイヤルゲージによる計測結果から算出される理論歪みと歪ゲージからの値との比から求める。結果を図3.12, 13に示す。

効率検定は引張り試験ばかりでなく、曲げ試験についても行なったが、曲げ試験については試験方法および解析法に問題があるためここでは採用しない。

効率検定試験の結果、歪ゲージの追従効率を1/11.20と定めた。なお、トンネル模型についての詳細は3.3.2(3)に述べる。

3.3 振動実験方法

3.3.1 実験概要

振動実験は、振動研究室の地震波形振動試験装置を用い、ゼラチン温度を一定に保つため冷房装置付きの小屋を仮設して実施した。

本実験で取り上げる対象は、川崎港海底トンネルの航路部中央より千鳥町側の区間とした。これまでの沈埋トンネルに対する計算あるいは実験結果から、トンネル航路部中央付近では応力は零に近くなり、航路部中央をはさんで両側が互いに及ぼす影響は非常に少ないと考えられる。従って、対象範囲を今回のようにとった場合でも、トンネルの地震時挙動にはほとんど差異はないと考えられる。

本実験の主な検討事項は次の2点である。

i) 地震時に発生するトンネル応力

これまでのこの種の模型実験では、定性的検討はなされているが定量的検討のなされたものは皆無といってよい。その原因は、トンネル模型あるいはゼラチン模型の歪み量を測定する適当な歪ゲージがないことと思われる。本実験では、あらかじめ歪ゲージの追従効率を求めておくことにより定量的検討を行なう。

ii) トンネルと換気所との位置関係および結合方式の相違による地震時挙動の変化

換気所の位置は、トンネル上部に作る場合（衣浦港海底トンネル、首都高速道路湾岸線等）と、トンネルの横に独立して作る場合（首都高速道路4号線八重洲トンネル、エリザベス川トンネル）がある。本実験ではそれぞれの場合につき、結合方式が剛結の場合と自由の場合の2ケース、計4ケースにつき検討する。

3.3.2 模型縮尺率およびモデル化

(1) 縮尺

基本縮尺として、長さ、密度、時間を次のように選ぶ。

$$\text{長さ} : n = \frac{L_p}{L_m} = 250$$

$$\text{密度} : m = \frac{\rho_p}{\rho_m} = 1.579 \sim 1.894$$

$$\text{時間} : t = \frac{T_p}{T_m} = 2.5$$

基本縮尺から速度、加速度、弾性係数、振動数の縮尺を求めると次のようになる。

$$\text{速度} : v = \frac{V_p}{V_m} = \frac{n}{t} = 100$$

$$\text{加速度} : \alpha = \frac{A_p}{A_m} = \frac{n}{t^2} = 40$$

$$\text{弾性係数} : e = \frac{E_p}{E_m} = \frac{mn^2}{t^2} \\ = (1.579 \sim 1.894) \times 10^4$$

$$\text{振動数} : f = \frac{F_p}{F_m} = \frac{1}{t} = 0.4$$

(2) 地盤のモデル化

地盤のモデル化に先立ち、図3.14のように実地盤の単純化を行なった。まずN値が50以上となるK.P-58mを基盤面とし、3.1.3、図3.2, 3に基づき土質、S波速度、単位体積重量を考慮して5層に分けた。この時S波速度についてはできるだけ実測値に従い、千鳥町、扇島両側の地層の連続性を考慮し、しかもそれぞれの地点での常時微動観測記録から得られる地盤卓越周期が一致するようにS波速度を定めた。S波速度が定まれば、せん断弾性係数は次式により求められる。

$$G = \frac{V_s^2 \gamma}{g} \dots\dots\dots 3.16$$

ここに G : セン断弾性係数

V_s : S波速度

γ : 土の単位体積重量

g : 重力加速度

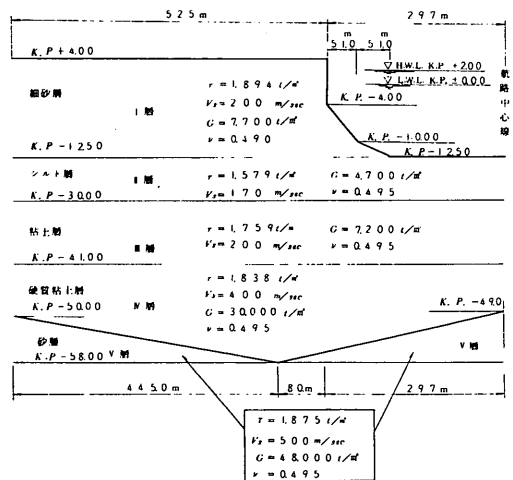


図3.14 地盤の単純化

表 3.1 原型と模型の諸定数

	原 型					模 型					
	第Ⅰ層	第Ⅱ層	第Ⅲ層	第Ⅳ層	第Ⅴ層	第Ⅰ層	第Ⅱ層	第Ⅲ層	第Ⅳ層	第Ⅴ層	
地 盤	材 料	土 層					ゼ ラ チ ン				
	平 面 寸 法	400 m × 800 m					1.6 m × 3.2 m				
	層 厚	m 16.5	m 17.5	m 11.0	m 9~17 11~17	m 0~8 0~6	m/m 66	m/m 70	m/m 44	m/m 36~68 44~68	m/m 0~32 0~24
	せん断弾性係数	t/m ² 7,700	4,700	7,200	30,000	48,000	g/cm ² 40	30	40	164	258
	ヤング率	t/m ² 22,900	14,100	21,500	89,700	142,900	g/cm ² 120	90	120	490	770
	単 位 重 量	t/m ³ 1.894	1.58	1.76	1.84	1.88	t/m ³ 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	ポアソン比	0.490	0.495	0.495	0.495	0.495	0.490	0.495	0.495	0.495	0.495
ト ン ネ ル		陸上トンネル部		沈埋トンネル部			陸上トンネル部		沈埋トンネル部		
	材 料	鉄筋コンクリート					シリコンゴム				
	寸 法	7.87 m × 25.2 m		8.54 m × 3.10 m			31.5 m/m × 100.8 m/m		34.0 m/m × 124.0 m/m		
	ヤング率	3.0 × 10 ⁹ kg/m ²					1.11 kg/cm ²				
	単 位 重 量	2.5 t/m ³					1.03 t/m ³				

単純化された地盤に対して、3.3.2(1)で定めた相似則を適用すれば地盤は図3.19、表3.1のようにモデル化される。なお、この時各層はトンネル軸直角水平方向には一様であるとする。

(3) トンネルのモデル化

トンネルの横断面は図1.2, 3の通りであり、これをそのまま縮小することは模型製作上困難である。そこでここでは、トンネル外形と曲げ剛性EIおよび引張剛性EAが相似則を満足するように模型断面を定めた。

トンネル模型材料であるシリコンゴムの単位体積重量は1.03 t/m³であるから、鉄筋コンクリートの単位体積重量を2.50 t/m³とすると、密度の縮尺率は3.3.2(1)の記号

を用いて

$$m = \frac{\rho_p}{\rho_m} = \frac{2.50}{1.03} = 2.427$$

従って、曲げ剛性および引張剛性の縮尺率は

$$\frac{(EI)_p}{(EI)_m} = \frac{m n^6}{t^2} = \frac{2.427 \times 250^6}{2.5^2} = 9.481 \times 10^{13}$$

$$\frac{(EA)_p}{(EA)_m} = \frac{m n^4}{t^2} = \frac{2.427 \times 250^4}{2.5^2} = 1.517 \times 10^9$$

となる。

一方原型の曲げ剛性および引張剛性は次のようである。

$$\text{沈埋トンネル部} : EI_i = 3.044 \times 10^{10} \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

$$EA_i = 3.098 \times 10^8 \text{ t}$$

$$\text{陸上トンネル部} : EI_i = 1.600 \times 10^{10} \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

$$EA_i = 2.454 \times 10^8 \text{ t}$$

ここにIおよびAの添字iは、それぞれ鉄筋を考慮した換算断面2次モーメント、換算断面積であることを示す。従って、模型において必要とされるEI, EAは次のようになる。

$$\text{沈埋トンネル部} : EI = 3,210.3 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$EA = 204.2 \text{ kg}$$

$$\text{陸上トンネル部} : EI = 1,687.5 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$EA = 161.8 \text{ kg}$$

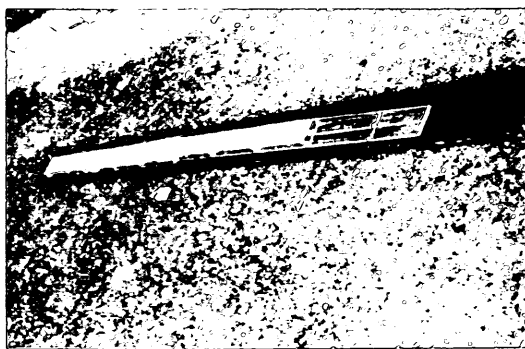


写真3.3 トンネル模型

そこでトンネル模型寸法を図3.15のように定めると断面2次モーメントおよび断面積は

沈埋トンネル部： $A = 18.40 \text{ cm}^2$

$$\therefore E_m = \frac{204.2}{18.40} = 11.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 288.4 \text{ cm}^4$$

$$\therefore E_m = \frac{3,210.3}{288.4}$$

$$= 11.13 \text{ kg/cm}^2$$

陸上トンネル部： $A = 14.53 \text{ cm}^2$

$$\therefore E_m = \frac{161.8}{14.53} = 11.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 151.7 \text{ cm}^4$$

$$\therefore E_m = \frac{1,687.5}{151.7}$$

$$= 11.12 \text{ kg/cm}^2$$

従って、トンネル模型材料であるシリコンゴムの所要弾性係数は、 $E = 11.1 \text{ kg/cm}^2$ となる。

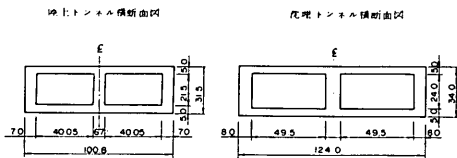


図3.15 トンネル模型寸法

(4) 換気所のモデル化

換気所は、その固有周期が相似則を満足すべくモデル化した。換気所を1質点系とみなすと、固有周期はバネ定数 k と質量 M の関数として表わされる。

$$\frac{T_p}{T_m} = t = 2.5 = \frac{2\pi \sqrt{\frac{M_p}{k_p}}}{2\pi \sqrt{\frac{M_m}{k_m}}} = \sqrt{\frac{k_m}{k_p} \cdot \frac{M_p}{M_m}}$$

$$\therefore \frac{k_p}{k_m} = \left(\frac{L_p}{L_m}\right)^3 \cdot \frac{\rho_p}{\rho_m} \cdot \left(\frac{t_m}{t_p}\right)^2$$

$$= \frac{n^3 m}{t^2} = 6.067 \times 10^6$$

しかし、バネ定数が相似則を満足するように模型を作るとは製作上困難である。従って、バネ定数は相似則を満足しているものとして、各階の重量が相似則を満足するようにモデル化を行なう。

$$\frac{M_p}{M_m} = \left(\frac{L_p}{L_m}\right)^3 \cdot \frac{\rho_p}{\rho_m} = n^3 \cdot m = 3.792 \times 10^7$$

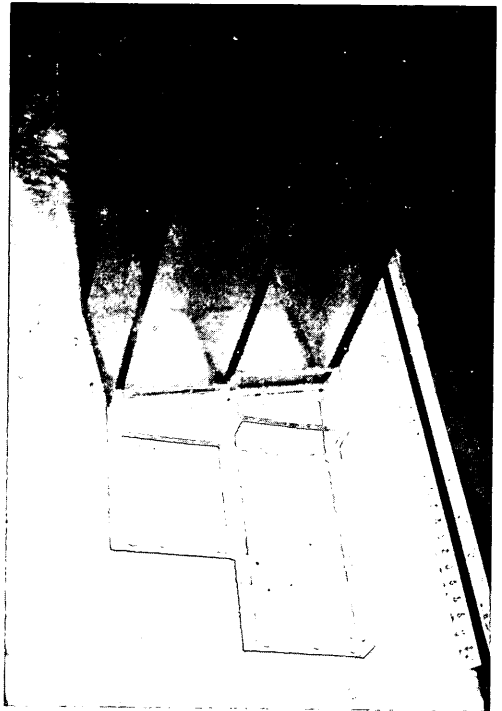


写真3.4 換気所模型

模型寸法を図3.16に示す。この模型の固有周期を計算すると約0.10秒となり、これは原型で0.25秒に相当する。一方、原型の換気所の固有周期は、柱や壁の評価により若干異なるが、およそ0.33秒である。すなわち、模型は原型より幾分剛性が大きくできています。なお換気所の基礎杭は、換気所が回転運動するとき杭から受ける鉛直方向の反力が相似則を満足するようにモデル化して、5mm×5mm×177mmのシリコンゴムの杭を4本図3.16に示す位置につけることとした。

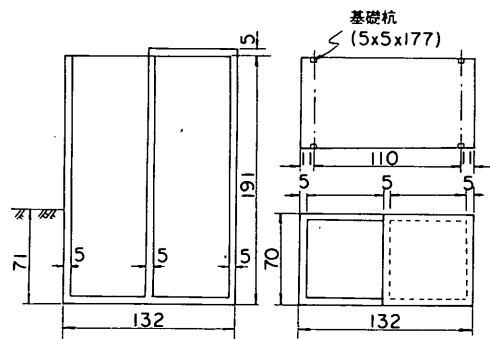


図3.16 換気所模型寸法

3.3.3 実験ケースおよび入力地震波

実験ケースは、トンネルと換気所との位置関係および結合方式の組合せにより次の4ケースとする。

Case 1 換気所がトンネルの横にあって自由結合

Case 2 換気所がトンネルの横にあって剛結合

Case 3 換気所がトンネルの上にあって自由結合

Case 4 換気所がトンネルの上にあって剛結合

各ケースについて、トンネルと換気所の位置関係および模型寸法を図3.17に示す。Case 2では、シリコンゴムの連結ダクトを設けトンネルと換気所を結合した。Case 3では、トンネルの換気所の間を3mmの隙間を設け自由結合とした。

各ケースの模型体に対し、表3.2に示す5種類の地震波を入力地震波として、トンネル軸方向および軸直角方向の2方向に加振した。また模型地盤の固有周期を測定するため正弦波も入力した。

八丈島地震については、その観測地点がトンネル設置場所に近い川崎であるので、トンネル軸方向にはN-S成分を、軸直角方向にはE-W成分を入力地震波として用いた。「E1・Centro」を除き入力地震波は、重複反射理論によって基盤にもどした加速度波形を用いた。なお、いずれの地震波も相似則に従い時間軸を $\frac{1}{2.5}$ に縮小されている。各地震波の加速度波形を図3.18に示す。またこれらの応答スペクトルは図1.26~31に示される。

表 3.2 入力地震波諸元(原型)

地震名	観測地点	マグニチュード(震度)	震央距離	最大加速度	卓越周期(sec)	基盤波の最大加速度と卓越周期	観測地点の地盤	観測年
十勝沖地震	八戸	7.8(V)	km 190	gal 188 (E-W)	1.0	78 gal 1.1, 0.8	30mの砂地盤	1968. 5.16
八丈島地震	川崎	(Ⅲ)	km 280	46 gal (E-W) 42 gal (N-S)	0.3, 1.0 1.0	14.3 gal 0.2~0.3 12.2 gal 0.3 0.6~0.9	層厚50mのシルト質地盤	1972. 2.29
東松山地震	品川	6.1(N)	km 80	88 gal (E-W)	0.4~0.7	23.4 gal 1.4, 0.3~0.4	18mの軟弱地盤	1968. 7.1
宮崎沖地震	細島	6.1(N)	km 75	85 gal (N-S)	0.15~1.0	59 gal 0.3, 0.7~0.8	層厚50mの混合地盤	1970. 7.26
エルセントロ	エルセントロ	7.0	km 50	314 gal (N-S)	0.25~0.6		約30mのロームと粘土の層	1940. 5.18

3.3.4 模型製作

(1) 模型体の概要

模型体の平面寸法は1.6m×3.2mとし、3.3.1で述べたようにトンネルの航路部中央より千鳥町側の区間を対象としている。

模型体はアルミ製型枠内に製作し、振動実験時においてもこの型枠は取外さないこととした。これは、これまでのゼラチンを使用した実験より、模型体平面寸法がゼラチン厚さのおよそ6倍以上となる場合には、周辺の境界の影響は小さく、特に考慮しなくてもよいとされていることによった。本実験では、模型体上部周辺を隅切りすることにより、境界条件として固定と自由の中間をねらった。

地盤各層のゼラチン濃度は、図3.5より表3.3のように定めた。またトンネル模型材料のシリコンゴムは、弾性係

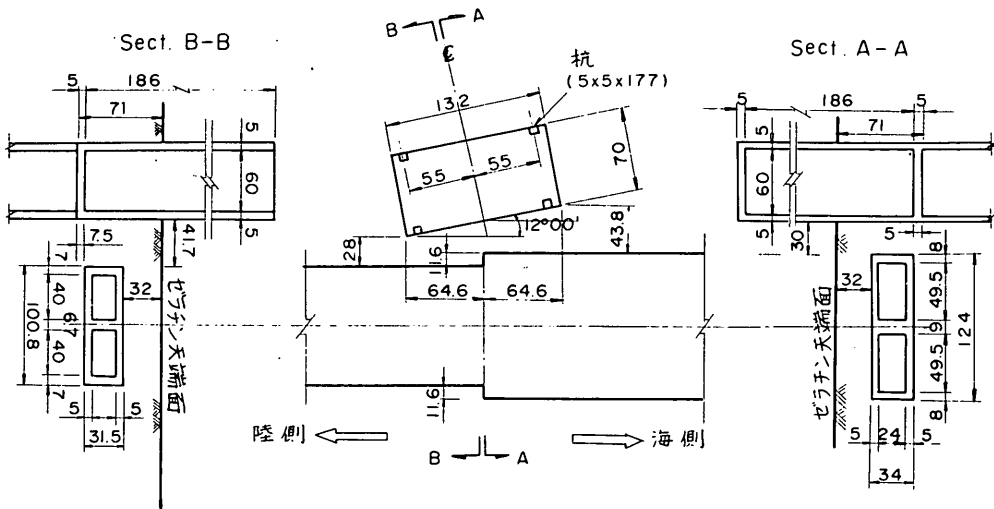
数 $E = 11.1 \text{ kg/cm}^2$ となるように図3.10より付加触媒添加量を10.1%とした。

模型体の縦断面図、平面図を図3.19, 20に示す。

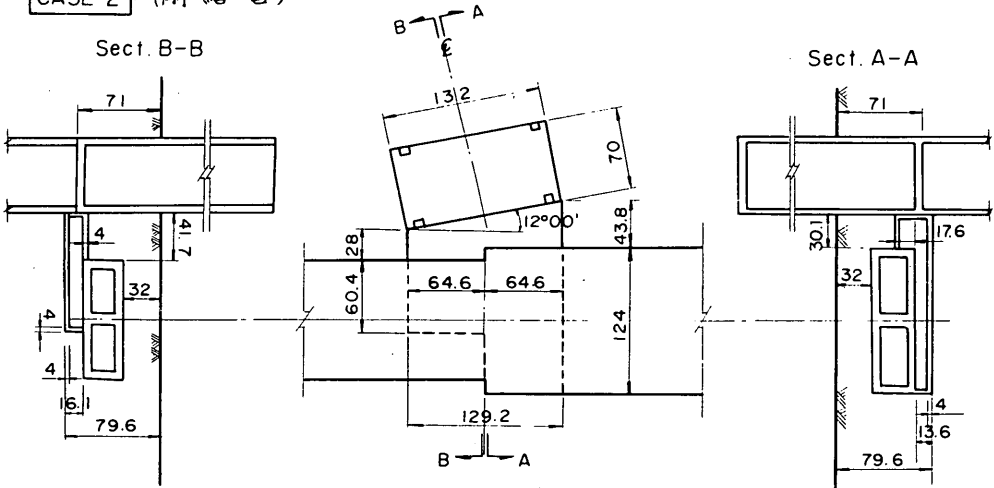
表 3.3 模型地盤各層のゼラチン濃度

	弾性係数 E (g/cm^2)	濃度 n (%)
第 I 層	120	7.1
第 II 層	90	6.0
第 III 層	120	7.1
第 IV 層	490	15.2
第 V 層	770	18.9

CASE 1 (自由結合)



CASE 2 (剛結合)



CASE 3 (自由結合), CASE 4 (剛結合)……トンネルと立坑と剛結合以外はCASE 3 同一構造。

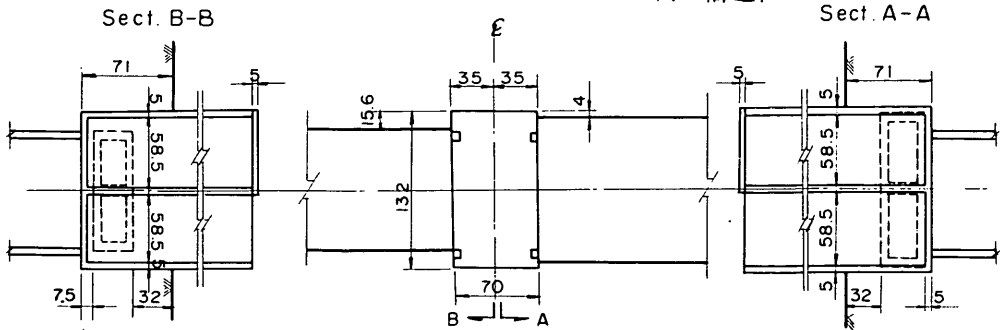


図 3.17 トンネルと換気所との位置関係

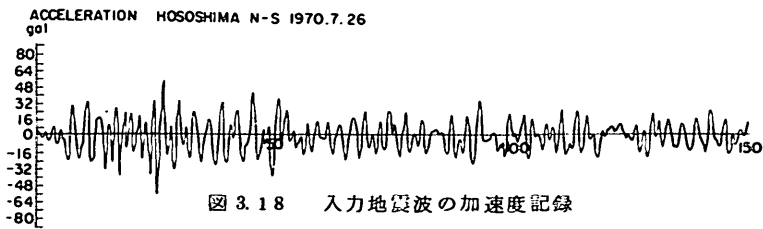
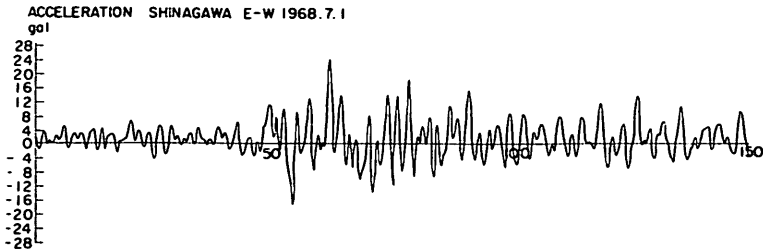
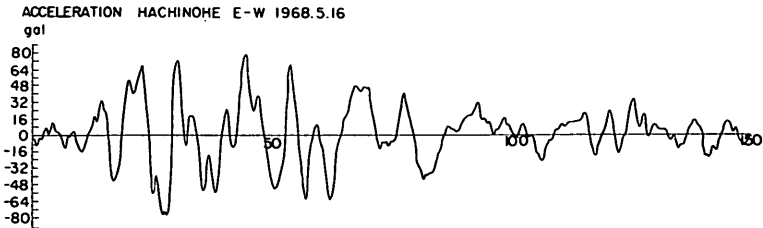
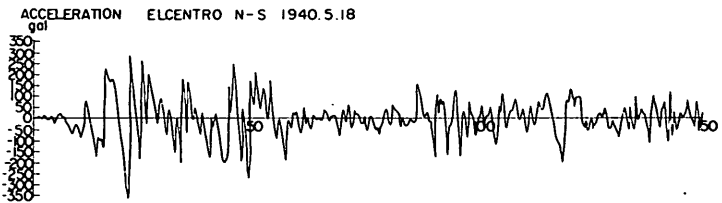
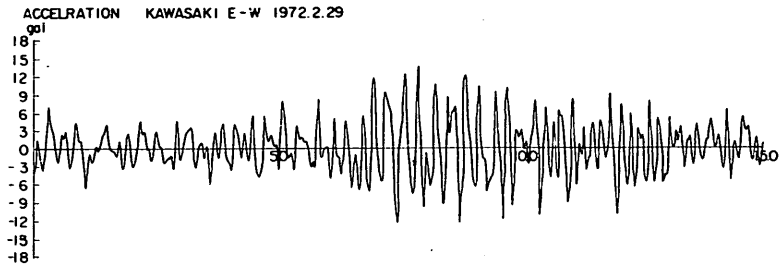
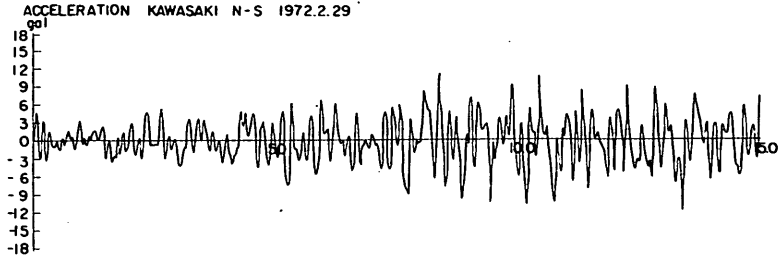


図 3.18 入力地震波の加速度記録

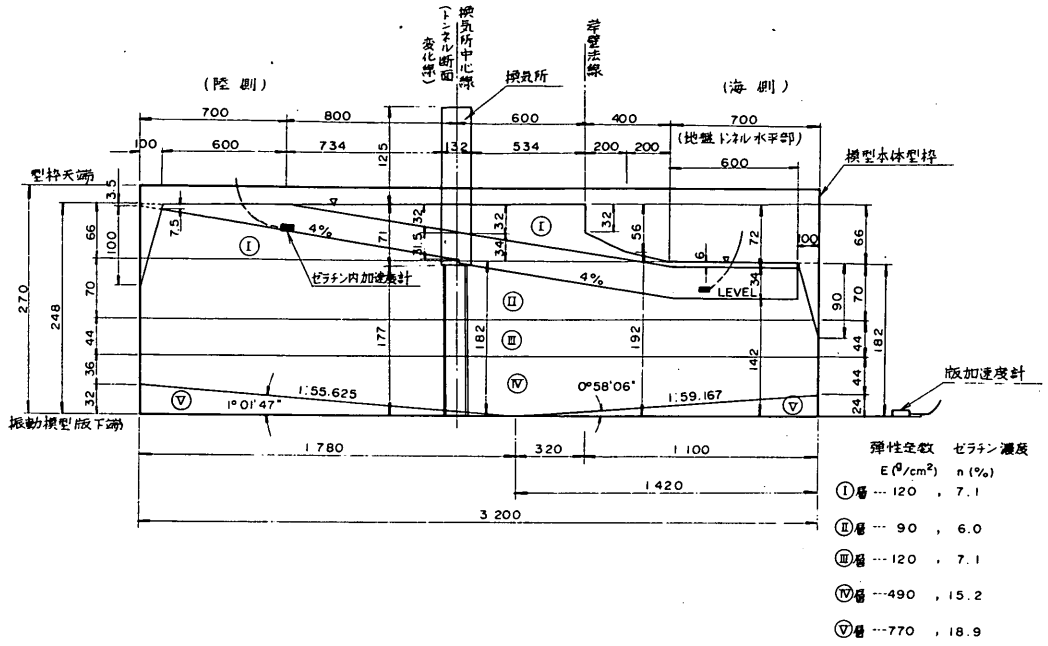


図 3.19 模型体縦断面図

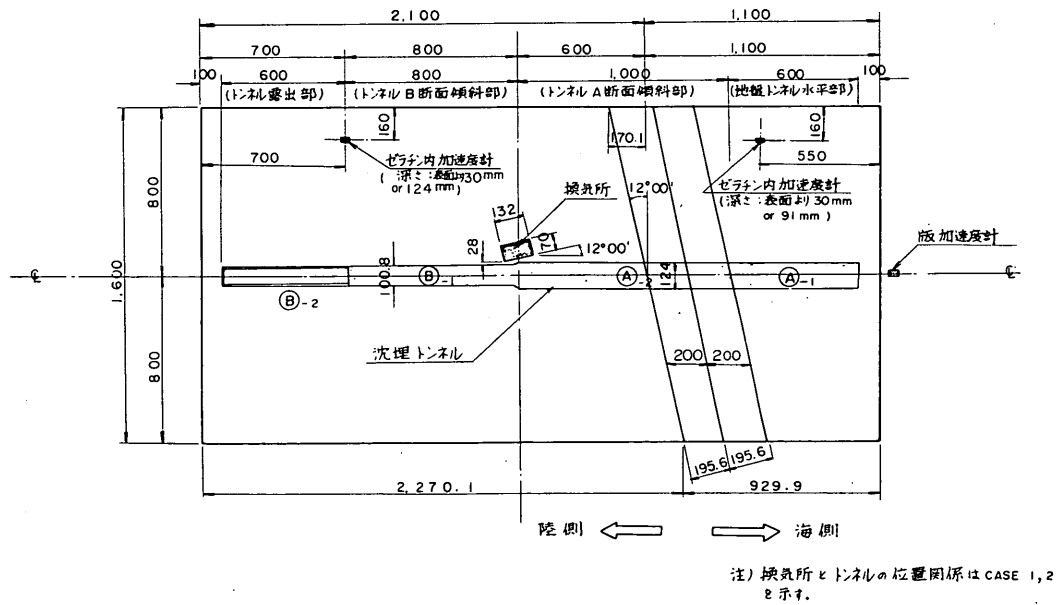


図 3.20 模型体平面図

(2) 模型管理試験

製作されたトンネル模型あるいは地盤模型が所要の弾性係数となっているかどうかを調べるため、シリコンゴムおよびゼラチンに対して管理試験を行なった。

トンネル模型については、全延長は約3mとなるが、製作の都合上これを11個に分割製作した後、1液型シリコンゴム42-RTVで接着する方法をとった。この時、シリコンゴムの製作回数は4回となるので、各回に1個の供試体(5cm×1cm×15cm)をとり3.2.2と同様の試験を行なって弾性係数を求めた。結果を表3.4に示す。

地盤模型については、実験ケースごとにゼラチンを打設するので、実験ケースごと各層につき2個づつ供試体をとって3.2.1と同様せん断振動法により弾性係数を求めた。結果をまとめると表3.5のようになる。表中の弾性係数の計算値とは式3.12より求めたものである。実測値と計算値とはよく一致しており、供試体高さおよび温度計測の誤差を考えれば、この結果は充分満足すべきものと考えられる。

表 3.4 シリコンゴム管理試験結果

供試体 番号	脱型後 2 週間経過後		脱型後 8 週間経過後	
	固有周期 (T)	弾性係数 (E)	固有周期 (T)	弾性係数 (E)
No. 1	sec 0.497	kg/cm ² 8.31	sec 0.480	kg/cm ² 8.91
No. 2	0.457	9.83	0.452	10.05
No. 3	0.433	10.95	0.425	11.36
No. 4	0.388	13.63	0.385	13.85
平均値		10.68		11.04

3.3.5 測定方法

(1) 歪み量の測定

トンネルの地震時挙動を定量的に調べるため、トンネル模型の側壁部外側図3.21に示す位置に3.2.3において追従効率検定を行なった歪ゲージKC-70-A1-11を貼付し、地震波入力時に生じる歪み量を動歪計を通じて電磁オシロにて記録する。

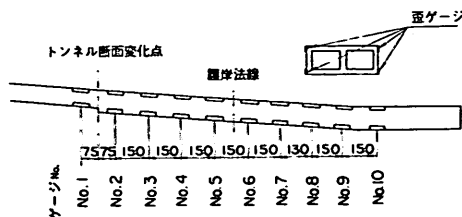


図 3.21 歪ゲージ貼付位置

歪ゲージは、トンネル軸方向には図3.21に示すようにおよそ15cm間隔で10個所貼付した。これは沈埋トンネルに関するこれまでの実験あるいは応答計算の結果から、地盤性状の急変部すなわち本実験の場合では設岸下付近で最大応力の生じることが予想されるためである。

1個所4枚の歪ゲージは、トンネル軸直角方向に加振する場合すなわち曲げ歪みを計測する場合には4枚ゲージとして用い、トンネル軸方向に加振する場合すなわち軸歪みを計測する場合には上側のゲージを使う2枚ゲージとして用いた。

(2) 相対変位の測定

トンネルと換気所との相対変位の測定には16mm高速度カメラを使用し、コマ送り速度200コマ/秒で撮影したものをフィルムアナライザーにより解析することとした。撮影範囲は図3.22に示す通りとし、6個の標的鉛直方向位置はトンネル天端面およびこれと同レベルの換気所壁とした。解像力を高めるため撮影範囲は標的4個を含むものとし、各ケース各方面ともに同一地震波にて2度加振し、標的6個の動きを追うこととした。

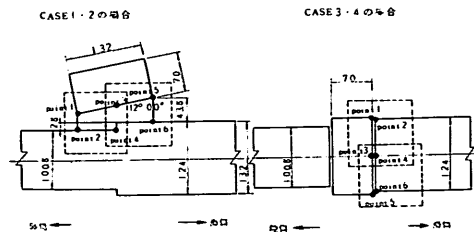


図 3.22 標的位置と撮影範囲

(3) 版加速度の測定

地震波入力時の振動台の動きを調べるため加速度計を取付ける。模型体はアルミ製版上に製作し、これを振動箱の上に固定するので、加速度計は模型体基盤に相当するアルミ製版に取付けた。換振器は、非接着抵抗線歪計型加速度計、計測範囲2000gal、固有振動数125Hzである。

(4) ゼラチン内加速度の測定

模型地盤の振動性状を調べるため、陸上部および航路部のゼラチン内部にそれぞれ1個加速度計を埋設し、主に正弦波入力時の加速度を計測する。(3)で述べた版加速度計と併せて応答倍率を求めるのに利用する。

加速度計の埋設位置は、模型体の振動挙動に影響を及ぼさない位置として平面的には図3.20に示す位置とした。鉛直方向にはCase 1, 2ではトンネル下端の深さとし陸上部、航路部ともに表面より3cmの深さとした。Case 3, 4ではゼラチン全厚の中心、陸上部では表面より12.4

表 3.5 ゼラチン供試体管理試験結果

	層 別	濃 度 (%)	供 試 体 高 さ h (cm)	打設後の 経過日数 (日)	温 度 (℃)	固有周期 T (sec)	弾 性 係 数 E (g/cm ²)		
							実 測 値	計 算 値	
CASE 1	V 層	18.9	9.50	2.0	22.0	0.087	608	651.9	
				7.0	21.5	0.080	719	679.4	
				9.60	1.0	22.0	0.085	648	651.9
				7.0	21.5	0.080	731	679.4	
	N 層	15.2	9.55	1.5	22.0	0.106	407	430.2	
				6.5	21.5	0.097	486	448.0	
	II 層	6.0	8.70	1.5	21.5	0.236	66.2	70.5	
5.5				21.5	0.216	77.6	70.5		
I 層 および III 層	7.1	9.15	6.0	21.5	0.201	101	99.8		
			6.5	21.5	0.187	117	99.8		
CASE 2	V 層	18.9	9.50	5.0	21.5	0.080	716	679.4	
				5.0	20.0	0.077	772	761.7	
	N 層	15.2	9.30	1.0	21.5	0.112	345	448.0	
				5.0	20.0	0.093	501	501.4	
	III 層	7.1	8.90	1.0	21.5	0.240	67.0	99.8	
				5.0	20.0	0.186	112	115.1	
	II 層	6.0	9.15	5.5	21.5	0.235	73.4	70.5	
5.5				21.5	0.232	75.3	70.5		
I 層	7.1	9.20	5.0	20.7	0.190	115	107.9		
CASE 3	V 層	18.9	9.50	4.5	20.0	0.078	753	761.9	
			10.0	4.0	20.0	0.080	793	761.9	
	N 層	15.2	9.40	4.0	20.0	0.095	493	501.4	
			9.50	4.0	20.0	0.094	515	501.4	
	III 層	7.1	9.10	3.0	20.0	0.199	101	105.1	
				4.0	20.0	0.193	108	115.1	
	II 層	6.0	9.00	3.5	20.0	0.233	79.0	80.9	
8.95				3.5	20.0	0.233	78.2	80.9	
I 層	7.1	9.25	3.0	20.0	0.190	115	115.1		
			4.0	20.0	0.194	110	115.1		
CASE 4	V 層	18.9	9.85	3.0	20.5	0.080	495	734.3	
			10.00	3.0	20.5	0.081	489	734.3	
	N 層	15.2	9.75	3.0	20.5	0.098	80.0	483.6	
			9.20	3.0	20.5	0.098	80.0	483.6	
	III 層	7.1	9.70	2.0	20.8	0.208	129	106.9	
				2.0	20.0	0.192	113	115.1	
	II 層	6.0	9.55	2.5	20.5	0.235	124	77.4	
9.30			2.5	20.5	0.229	129	106.9		
I 層	7.1	9.35	3.0	20.0	0.181	129	115.1		
			2.0	20.5	0.194	113	110.0		

cm、航路部では9.1 cm の深さとした。加速度計はゼラチン内に埋込まれるため、1ケースにつき1方向だけ計測される。Case 1, 3ではトンネル軸直角方向、Case 2, 4

では軸方向の振動につき計測した。なお換振器はピエゾ型加速度計、計測範囲5,000 gal、固有振動数約1,000 Hz、大きさ9 mm×15 mm×9 mm、重さ約5 grを使用した。

3.4 実験結果と考察

3.4.1 正弦波振動

(1) 加速度応答

版加速度に対する陸上部および航路部のゼラチン内加速度の比、すなわち加速度応答倍率を図3.23～26に示す。ゼラチン内加速度はCase 1, 3 ではトンネル軸直角方向、Case 2, 4 ではトンネル軸方向につき計測されており、

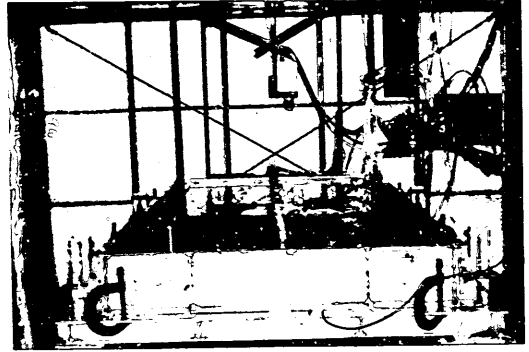


写真3.5 模型体全景

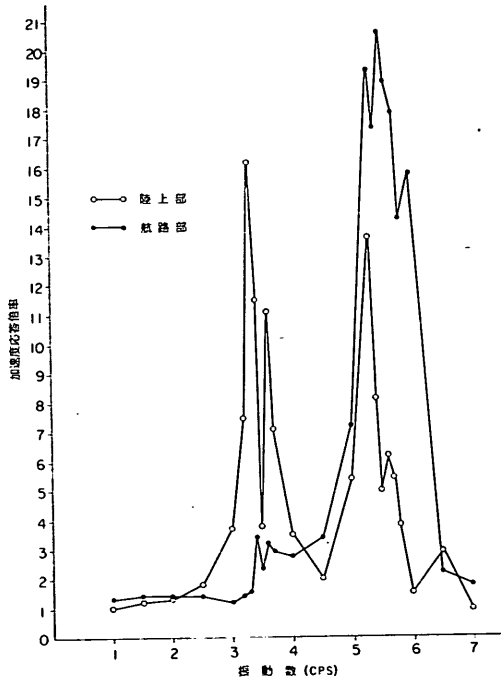


図3.23 正弦波加速度応答倍率曲線
(Case 1 軸直角方向)

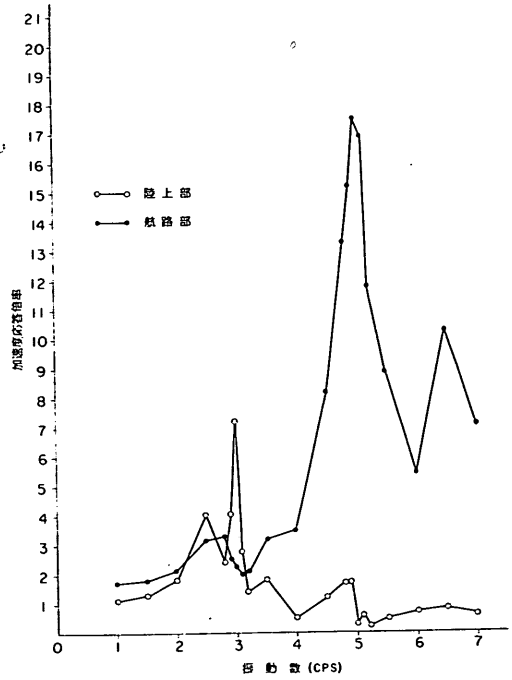


図3.24 正弦波加速度応答倍率曲線
(Case 2 軸方向)

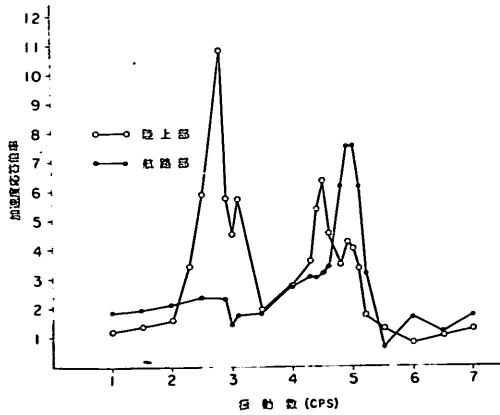


図3.25 正弦波加速度応答倍率曲線
(Case 3 軸直角方向)

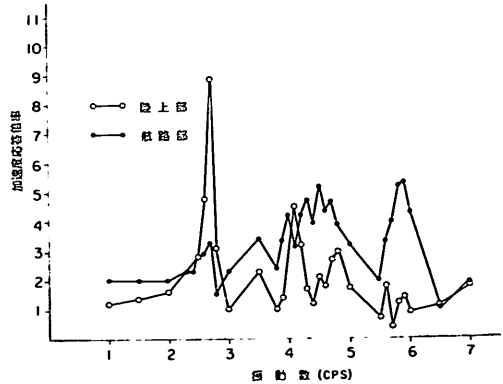


図3.26 正弦波加速度応答倍率曲線
(Case 4 軸方向)

これより模型地盤の固有振動数は表 3.6 のようになる。

加速度の計測はまず 0.5 cps 間隔とし、次いで振幅がピークと思われる付近で 0.1 cps 間隔とした。従って最大ピークの振動数はとらえられているが、第 2 第 3 のピークはとらえられていないこともあり得る。また今回の計測のように不連続に振動数を変化させる場合、正確に共振振動数をとらえることは困難であり、最大ピークにおいてもその応答倍率の値は、振動数をわずかに変えることによりもっと大きくなることも考えられる。以上の理由から、応答倍率の値により議論することは避け、加速度応答倍率曲線の傾向を見ることとする。

加振方向がトンネル軸直角方向である Case 1 と 3、軸方向である Case 2 と 4 では、その傾向はそれぞれよく一致している。ただ Case 1、2 に比して Case 3、4 では起伏が多く複雑な曲線となっている。これは次のように考えられる。加速度計埋設深さが Case 1、2 ではゼラチン表面より 3 cm、Case 3、4 ではゼラチン全厚さの中間点である。このため後者においては、境界の影響すなわち模型体周囲にある型枠の影響を強く受けたのであろう。

表 3.6 において、模型地盤の固有振動数はケースにより

異なっている。全ケースを通して同一振動性状を持つ模型地盤の製作を目指したのであるが、ゼラチン温度が表 3.7 に示すようにケースにより異なっている。従ってゼラチン弾性係数が異なり、模型地盤の固有振動数も異なったものになったと考えられる。

千鳥町で行なわれた常時微動観測によれば、原地盤の固有振動数は 0.83 ~ 1.00 cps、縮尺して 2.08 ~ 2.50 cps である。すなわち模型は実際よりも幾分堅い地盤をモデル化したことになる。

次に計算値との比較を行なう。

表 3.6 において、 f_1, f_2, f_3 は 3 種の異なった計算法により求めた模型地盤の固有振動数である。

f_1 は、岡本の提案する換算速度を用いて地盤の最も長い周期を求める方法¹⁴⁾ によっている。

$$\text{すなわち } f_1 = \frac{V_m}{4H} \dots\dots\dots 3.17$$

$$V_m = \frac{H}{\sum \frac{H_i}{V_{s,i}}} \dots\dots\dots 3.18$$

ここに V_m : 換算速度 $V_{s,i}$: 各層の伝播速度

表 3.6 模型地盤の固有周期

	陸 上 部 cps.					航 路 部 cps.				
	実 測 値	計 算 値				実 測 値	計 算 値			
		f_1	f_2	f_3			f_1	f_2	f_3	
				1 次	2 次			1 次	2 次	
Case 1	3.30	2.50	3.17	2.35	7.57	5.50	3.64	4.81	4.28	8.96
Case 2	3.00	2.34	2.97	2.20	7.08	5.00	3.42	4.53	4.02	8.42
Case 3	2.90	2.29	2.92	2.16	6.95	4.95	3.42	4.53	4.02	8.42
Case 4	2.70	2.16	2.77	2.03	6.55	4.50	3.18	4.26	3.74	7.84

表 3.7 実験時の模型体温度とゼラチンの推定弾性係数

		ゼラチン内 温 度 ($^{\circ}\text{C}$)	ゼラチン弾性係数 (g/cm^2)				
			第 I 層 ($n=7.1\%$)	第 II 層 ($n=6.0\%$)	第 III 層 ($n=7.1\%$)	第 IV 層 ($n=15.2\%$)	第 V 層 ($n=18.9\%$)
Case 1	陸上部	(16.0)	156.0	108.4	156.0	643.7	981.2
	航路部	(15.0)	—	115.3	166.3	679.3	1,036.1
Case 2	陸上部	18.0	135.6	94.7	135.6	572.6	871.5
	航路部	17.0	—	101.6	145.8	608.1	926.3
Case 3	陸上部	18.5	130.4	91.2	130.4	554.8	844.0
	航路部	17.0	—	101.6	145.8	608.1	926.3
Case 4	陸上部	20.0	115.1	80.9	115.1	501.4	761.7
	航路部	19.0	—	87.8	125.3	537.0	816.6

H : 各層の厚さの和 f_1 : 固有振動数
 H_i : 各層の厚さ

次に f_2 は、多層地盤の弾性係数を1層系の地盤の値に換算する方法によっている。すなわち、各層の弾性係数に層の側面積を重みとして乗じ、これを平均することにより1層系に換算するのである。

$$f_2 = \frac{V_s}{4H} \dots\dots\dots 3.19$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E_m}{2\rho(1+\nu)}} \dots\dots\dots 3.20$$

$$E_m = \frac{\sum A_i E_i}{\sum A_i} \dots\dots\dots 3.21$$

ここに E_m : 換算弾性係数 A_i : 地盤の断面積
 E_i : 各層の弾性係数 ρ : 土の単位体積質量
 ν : ポアソン比 H : 各層の厚さの和
 V_s : 1層系換算速度

f_3 は、地盤を多質点系に置き換え、モーダルアナリシスにより固有振動数を求める方法によったものである。2次の固有振動数までを示す。

計算法により固有振動数はかなり異なってくるが、これらの計算法の中で最も実測値に近い値を示すのは、2番目の計算法すなわち換算弾性係数を求める方法である。

(2) 歪み応答

図 3.21 に示す 10 個所の歪ゲージのデータより、縦

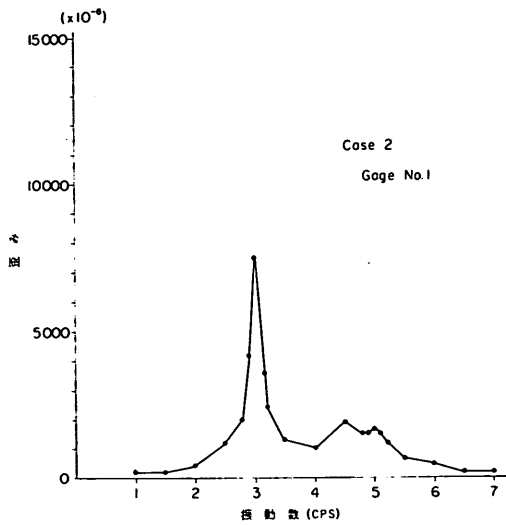


図 3.27 正弦波歪み応答曲線

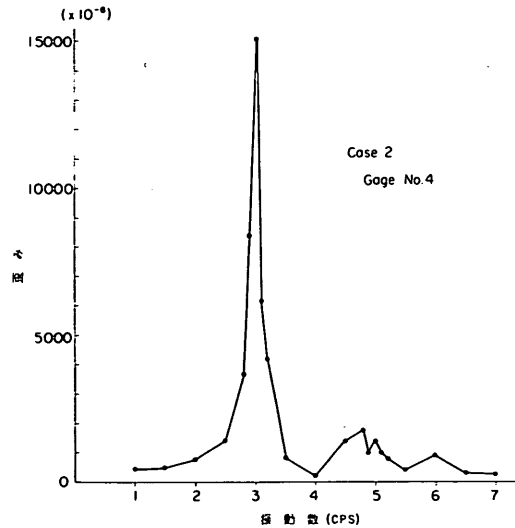


図 3.28 正弦波歪み応答曲線

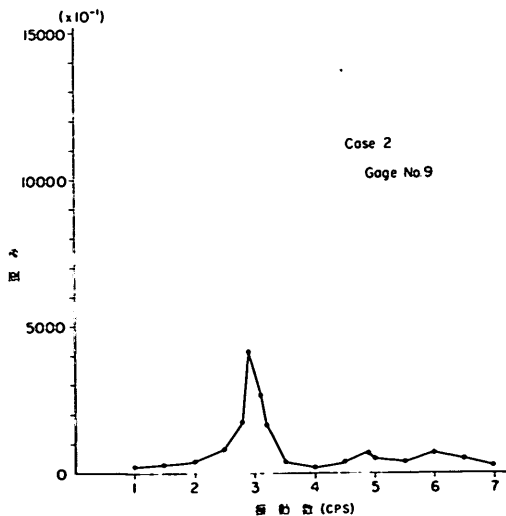


図 3.29 正弦波歪み応答曲線

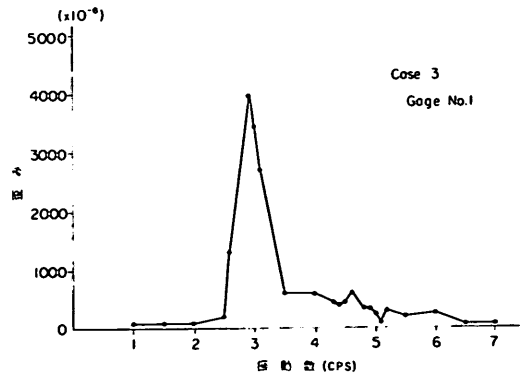


図 3.30 正弦波歪み応答曲線

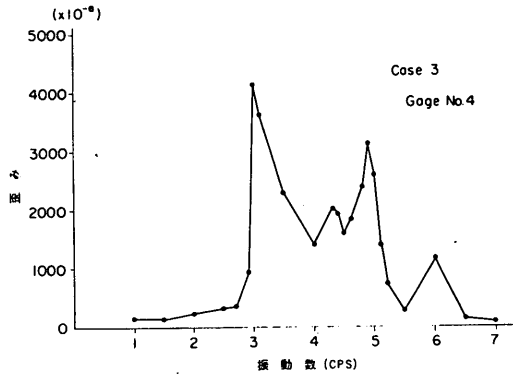


図 3.31 正弦波歪み応答曲線

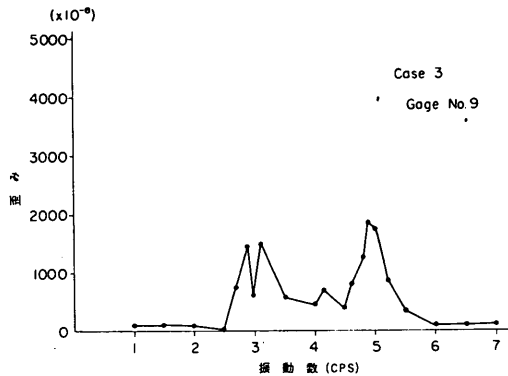


図 3.32 正弦波歪み応答曲線

軸に歪み量を、横軸に振動数をとって、各ケース各点ごとの歪み応答曲線を得る。その代表例を図 3.27～32 に示す。

ピークは、陸上部および航路部の共振振動数付近に見られ、ケースごとに各点ともほぼ一定している。

Case 1, 3 のトンネル軸直角方向の振動では、陸上部中央付近であるゲージ No. 1～3 で、陸上部共振振動数における歪み応答値が航路部のそれにおける値より大きい。護岸下付近のゲージ No. 4 から傾斜部のゲージ No. 8 までは次第に航路部共振振動数における歪み応答値も大きくなる。航路部となるゲージ No. 9, 10 では、値は小さいが航路部共振振動数が最大ピークを与える。

Case 2, 4 のトンネル軸方向の振動では、陸上部の共振振動数付近のピークの卓越が各点において著しい。第 2 のピークは航路部の共振振動数付近で見られるが、最大のピークに比べて小さい。

図 3.33, 34 に航路部および陸上部の共振振動数近くでの各ゲージの最大歪みを示す。縦軸は単位入力加速度当

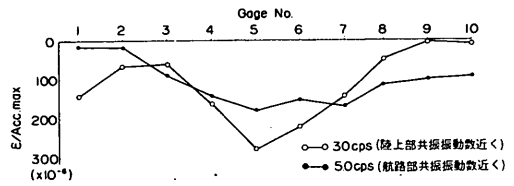


図 3.33 共振振動数近くにおける最大曲げ歪み (Case 3)

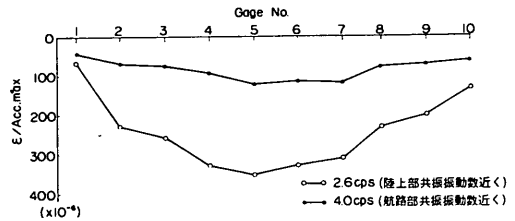


図 3.34 共振振動数近くにおける最大軸歪み (Case 4)

りの歪み量である。これらの図より定性的に次のことが知られる。トンネル軸直角方向の振動の場合、陸上部共振時に護岸下付近で最大歪みを生じ、傾斜部で漸減し、航路部では歪みは零に近い。航路部共振時には、最大歪みは護岸下付近に生じるが、陸上部共振時程大きくはならず、航路部での歪み量が他の場合に比べてかなり大きくなる。またこの時、陸上部中央付近では歪みは零に近い。

トンネル軸方向の振動の場合、航路部の共振時、陸上部の共振時ともに護岸下付近に最大歪みを生じる。陸上部共振時には航路部でも比較的大きな歪みが生じ、航路部共振時にはいずれの個所の歪み量も小さい。すなわち、軸方向の振動の場合陸上部の振動が全体の振動性状に対して支配的であり、航路部の振動は全体の振動性状に大きく影響することはないと考えられる。

(3) 減衰定数

減衰定数は、加速度応答倍率曲線より次式により計算される。(図 3.35 参照)

$$h = \frac{dw}{2w_0} \dots\dots\dots 3.22$$

ここに $dw = w_2 - w_1$

結果を表 3.8 に示す。

しかし、この方法では加速度応答倍率のピークが正確にとらえられていることが必要であり、計測振動数間隔も小さいことが要求される。従って今回の測定の場合、この方法により計算される減衰定数は誤差が大きいものと考えられる。

そこでここでは、表 3.8 の結果は参考にとり 3.3.4 (2)

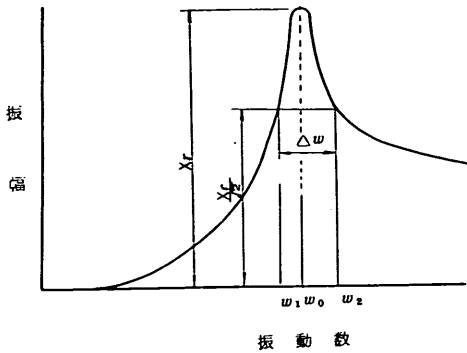


図 3.35 減衰定数の算定

表 3.8 加速度応答曲線から求めた減衰定数

Case \ h	陸上部	航路部
Case 1	2.3 %	9.1 %
Case 2	3.3 %	4.0 %
Case 3	6.9 %	4.0 %
Case 4	3.2 %	—

で得られたゼラチン供試体の自由振動曲線からその減衰定数を算定する。算定は次式による。

$$\frac{x_n}{x_{n+1}} = e^{2\pi h / \sqrt{1-h^2}} \dots\dots\dots 3.23$$

$$\therefore \log \frac{x_n}{x_{n+1}} = \frac{2\pi h}{\sqrt{1-h^2}} \approx 2\pi h \quad 3.24$$

ここに x_n : n 番目の振幅

x_{n+1} : x_n から 1 周期後の振幅

h : 減衰定数

この結果模型地盤の減衰定数は $h \approx 0.02$ と考えられた。

3.4.2 地震波形振動

(1) 版加速度およびゼラチン内応答加速度

模型体への入力加速度となる版加速度およびゼラチン内応答加速度の最大値を、各ケース各地震波別を表 3.9 に示す。表には最大加速度の発生時間と最大値の応答倍率も併記した。ここで応答倍率とはゼラチン内応答加速度の最大値を版加速度の最大値で割ったものである。

入力地震波が同じ場合でも、ケースによって最大加速度の発生時刻が異なっているものがある。これは、入力波形のくずれというよりも、むしろ加速度のオシロ記録がノイズを含むための読取誤差に原因していると考えられる。版加速度の最大値は、模型体を線形として取扱い、入力加速

度レベルを合わせて各ケースを比較検討する際用いられる。従って仮に第 2 ピークが最大ピークとして読取られたとしても、波形は各ケースとも全体的によく一致しているため、模型体の振動性状に定性的にも定量的にもさほど問題とはならない。

次に航路部と陸上部の応答加速度を比較すれば、「八戸」のある場合以外では全て航路部の応答値が陸上部のそれより大きい。これは、入力地震波の卓越周期成分と地盤の卓越周期との関係によるものと考えられる。すなわち「八戸」以外の地震波では 0.2 ~ 0.6 sec, 縮尺して 0.08 ~ 0.24 sec の短周期成分が卓越しており、「八戸」では 1.0 sec, 縮尺して 0.4 sec の長周期成分が卓越している。一方模型地盤は、正弦波振動より求めたように、陸上部固有周期 0.3 ~ 0.37 sec, 航路部固有周期 0.18 ~ 0.22 sec である。従って「八戸」以外の地震波では、短周期成分により航路部での応答値が大きくなったと考えられる。

(2) 曲げモーメントおよび軸力

各ケース各地震波の最大歪み量を表 3.10 に示す。

測定された歪み量から曲げモーメントあるいは軸力を計算し、各点での最大値を最大入力加速度 100 gal となるよう原型に換算したものを図 3.36 ~ 45 に示す。これより次の事項が知れる。

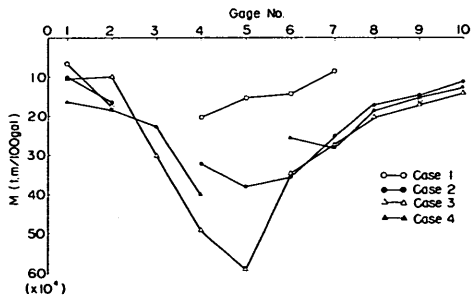


図 3.36 最大曲げモーメント (八戸)

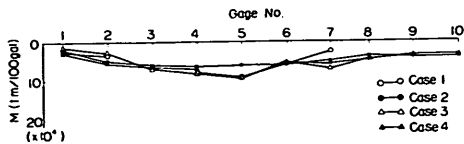


図 3.37 最大曲げモーメント (川崎)

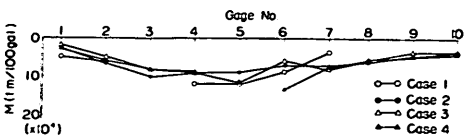


図 3.38 最大曲げモーメント (品川)

表 3.9 最大加速度と応答倍率

CASE, 方向		入力波		八		戸		川		崎		品		川		El-Centro		細		島		
		事項	最大値 (gal)	発生時刻 (sec)	応答倍率	最大値 (gal)	発生時刻 (sec)	応答倍率	最大値 (gal)	発生時刻 (sec)	応答倍率	最大値 (gal)	発生時刻 (sec)	応答倍率	最大値 (gal)	発生時刻 (sec)	応答倍率	最大値 (gal)	発生時刻 (sec)	応答倍率	最大値 (gal)	発生時刻 (sec)
CASE 1	軸	版	24.0	1.24		29.0	4.41		30.8	2.58		28.3	0.63		34.0	1.16						
	軸直方向	版	21.5	1.22		32.6	3.66		31.4	2.55		35.7	0.61		41.2	1.14						
		応答 加速度	76.2	2.80	3.54	43.4	4.44	1.33	-49.5	5.46	-1.58	-80.0	2.30	-2.24	50.3	2.52	1.22					
CASE 2	軸直	版	73.0	2.22	3.40	-91.2	3.14	2.80	-105.3	3.56	-3.35	108.1	0.65	3.30	106.7	1.68	2.59					
		版	24.8	1.22		-34.1	3.65		38.8	2.55		37.4	0.63		19.7	1.15						
	軸方	版	-38.2	2.34 2.56		32.3	4.48		38.8	2.55		-26.2	1.72		39.7	1.16						
CASE 3	軸直	版	110.5	2.43	-2.89				57.9	3.26	1.49				71.6	4.76	1.80					
		版	-119.3	2.45	3.12	-116.5	4.76	3.61	101.0	2.68	2.60	-168.4	1.84	3.03	-105.3	1.37	2.65					
	軸方	版	-29.1	1.05		32.4	4.42		32.2	2.56		39.6	0.63		34.1	1.16						
CASE 4	軸直	版	28.0	1.84		-33.6	3.10		29.1	2.54		36.3	0.64		33.4	1.16						
		版	±68.6	1.47 2.26	2.45	-80.0	3.30	2.38	-47.2	3.28	-1.62	-63.2	0.78	-1.74	-57.2	2.92	-1.70					
	軸方	版	±88.4	2.58 2.36	3.16	-112.3	3.68	3.34	-70.2	2.56 3.14	-2.41	-82.0	0.76	-2.40	-98.3	1.16	-2.93					
CASE 4	軸直	版	±69.3	1.84 1.06		±98.7	3.26 3.08		±87.4	2.56 2.22		98.3	0.62		94.0	1.12						
		版	90.2	1.22		88.0	4.40		69.5	2.52		78.2	0.66		-84.7	1.10						
	軸方	版	143.5	1.98	1.59	191.3	5.62	2.17	-147.8	2.40	-2.13	-163.1	0.80	-2.08	-158.7	0.70	1.87					
		版	191.3	1.98	2.12	365.2	4.58	4.15	-208.7	3.74	-3.00	195.6	0.80	2.49	-191.3	1.18	2.26					

表 3.10 トンネルに生じる最大歪み (原形、最大基盤加速度 100 gal)

ϵ_n : 軸歪み ϵ_b : 曲げ歪み

		八戸	川崎	品川	El-Centro	細島
Case 1	ϵ_n ($\times 10^{-6}$)	(3) 892.70	(3) 403.61	(3) 239.38	(3) 356.88	(3)(8) 260.10
	ϵ_b ($\times 10^{-6}$)	(3)(0) 254.73	(3)(0) 114.56	(3)(0) 147.46	(3)(0) 207.82	(3)(0) 121.41
	ϵ_n/ϵ_b	3.50	3.52	1.62	1.72	2.14
Case 2	ϵ_n ($\times 10^{-6}$)	(3)(5)(6) 508.82	(3)(5) 547.46	(3) 104.33	(3)(5) 338.99	(3)(6) 275.91
	ϵ_b ($\times 10^{-6}$)	(3) 479.52	78.97	124.17	(9) 205.13	188.78
	ϵ_n/ϵ_b	1.06	6.93	0.84	1.65	1.46
Case 3	ϵ_n ($\times 10^{-6}$)	729.16	420.46	206.36	388.21	178.71
	ϵ_b ($\times 10^{-6}$)	739.88	(10) 119.57	142.40	205.10	144.31
	ϵ_n/ϵ_b	0.99	3.52	1.45	1.89	1.24
Case 4	ϵ_n ($\times 10^{-6}$)	779.18	369.86	241.94	486.68	149.79
	ϵ_b ($\times 10^{-6}$)	(5) 502.76	(5) 85.22	(5) 164.35	(5) 196.79	(5) 139.83
	ϵ_n/ϵ_b	1.55	4.34	1.47	2.47	1.07

() の数字は欠測ゲージ No.

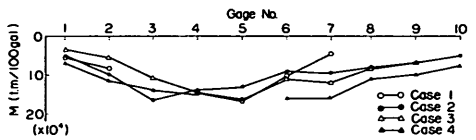


図 3.39 最大曲げモーメント (El-Centro)

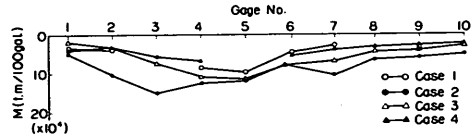


図 3.40 最大曲げモーメント (細島)

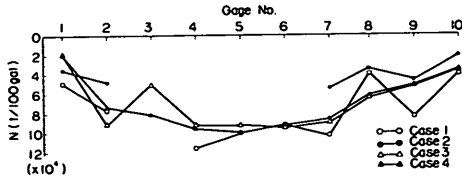


図 3.41 最大軸力 (八戸)

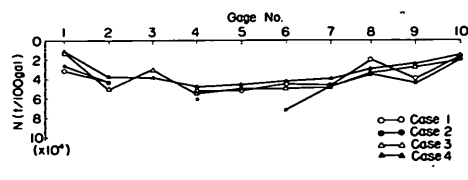


図 3.42 最大軸力 (川崎)

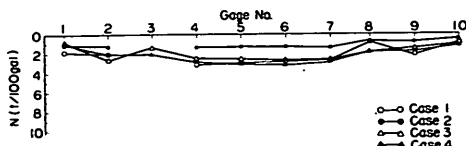


図 3.43 最大軸力 (品川)

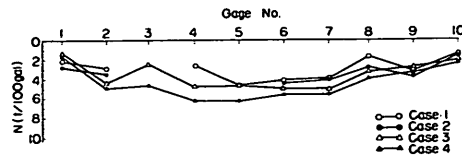


図 3.44 最大軸力 (El-Centro)

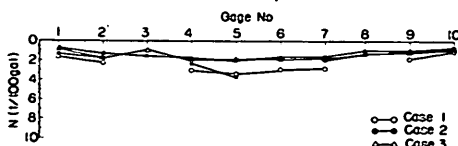


図 3.45 最大軸力 (細島)

(i) 曲げ歪みよりも軸歪みの方が大きい。その比は 1.5 ~ 2.0 倍の場合が多い。

(ii) 曲げモーメント、軸力ともに護岸下付近に相当するゲージ No. 4 ~ 6 で最大となる。ただし、軸力においては

ピークがかなりなめらかになっている。

この特性は正弦波振動でも見られたのであるが、それは次のように説明される。すなわち、航路部と陸上部とは振動性状が大きく異なり、ある地震波を入力したときそれぞれ独自の応答をする。従って、航路部と陸上部との境である護岸下付近では、大きな相対変位が生じその結果トンネルに生じる応力が大きくなるものと考えられる。

(iii) 「八戸」が、各ケースについて曲げモーメント、軸力ともに最大値を与える。

最大曲げモーメント、最大軸力を表 3.11 に示す。地震波の種類では「八戸」の場合が曲げモーメント、軸力ともに最大となる。その値は、ケースによりばらつきを見せているが、原型にして曲げモーメントでおよそ $40 \sim 60 \times 10^4 \text{ t}\cdot\text{m}/100 \text{ gal}$ 、軸力でおよそ $7 \sim 12 \times 10^4 \text{ t}/100 \text{ gal}$ となっている。「八戸」が最大応力を与えることは応答変位スペクトル図 1.26～31 より予想されることである。すなわち、模型地盤の固有周期は陸上部で $0.30 \sim 0.37 \text{ sec}$ 、原型に換算して $0.75 \sim 0.90 \text{ sec}$ であり、このときの応答変位は「八戸」が最も大きいのである。

(iv) トンネルと換気所との結合方式の相違が応力状態に及ぼす影響は顕著ではない。

これまでの計算例から、トンネルのある断面での境界条件が、トンネルの振動性状に及ぼす影響範囲は大きなものでないと予想される。例えば首都高速道路湾岸線の応答計算¹⁵⁾では、トンネルのある断面にヒンジを設けたときその影響範囲は限定されており、ヒンジ断面の両側に 100 m 程度となっている。そこで換気所の設置位置に近いゲージ No. 1, 2 に注目して、結合方式の違いによる影響を見て

みる。図 3.36～40 の曲げモーメントにおいては、自由結合である Case 1, 3 よりも剛結合である Case 2, 4 の方が、応力は幾分大きくなると読取れる。しかしながらこの差は、全体のばらつきと同程度であり、これが結合方式の相違によるものと断定し得る程のものではない。

4 種の結合方式中で、応力的に最も不利になるのは、Case 4 の換気所一体方式剛結合であろう。これは、トンネルの一部に剛性の変わる部分ができ、そこに応力集中のおこることが予想されるためである。応力集中がおこるとすれば、本実験の場合ゲージ No. 1 と No. 2 の間である。そして応力集中の範囲が小さいとすれば、ゲージ No. 1, 2 ではとらえられないことも考えられる。また、使用したゲージはゲージ長 70 mm であり、原型で 17.5 m の範囲の応力の平均値を計測したことになる。すなわち、応力のピークが丸められて測定されていることも考えられる。いずれにせよ、ゲージ No. 1, 2 での応力は最大となる No. 4～6 での応力に比して小さく、換気所付近(ゲージ No. 1, 2)は応力的に余裕のある場所ではある。

以上のことより、トンネルと換気所との結合方式が応力状態に及ぼす影響はゲージを貼付した範囲については顕著ではないと言って差支えないと考えられる。

次にこれに関連して、「八戸」と「品川」の場合の最大応力発生時における各点の歪み量を図 3.46～49 に示す。これより最大応力発生時のトンネルの変形状態を知ることができる。すなわち軸直角方向の場合、護岸下付近に最大曲げ応力が生じている時には、換気所付近および航路部では護岸下付近とは逆方向の曲げ変形を生じている。また軸方向の場合では、護岸下付近に最大軸力の生じている時、

表 3.11 最大曲げモーメント・最大軸力

最大曲げモーメント(軸直角方向振動)		単位: $\text{t}\cdot\text{m}/100 \text{ gal}$			
	八戸	川崎	品川	El-Centro	細島
Case 1	2.04×10^4	9.16×10^4	11.8×10^4	16.6×10^4	9.71×10^4
Case 2	38.3×10^4	6.31×10^4	9.92×10^4	16.4×10^4	15.1×10^4
Case 3	59.2×10^4	9.56×10^4	11.4×10^4	16.4×10^4	11.5×10^4
Case 4	40.2×10^4	6.81×10^4	13.1×10^4	15.7×10^4	6.75×10^4

最大軸力(軸方向振動)		単位: $\text{t}/100 \text{ gal}$			
	八戸	川崎	品川	El-Centro	細島
Case 1	11.6×10^4	5.24×10^4	3.11×10^4	4.64×10^4	3.38×10^4
Case 2	6.61×10^4	7.11×10^4	1.36×10^4	4.40×10^4	3.59×10^4
Case 3	9.47×10^4	5.46×10^4	2.68×10^4	5.04×10^4	1.94×10^4
Case 4	10.1×10^4	4.81×10^4	3.14×10^4	6.32×10^4	1.95×10^4

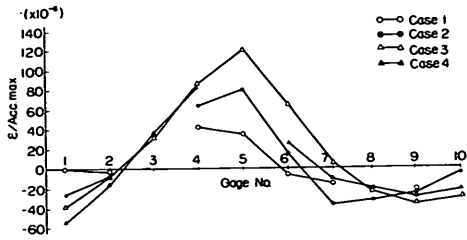


図 3.46 護岸下付近最大歪み発生時のトンネルの変形状態 (八戸・軸直角方向)

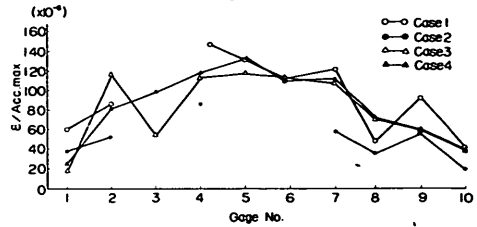


図 3.48 護岸下付近最大歪み発生時のトンネルの変形状態 (八戸・軸方向)

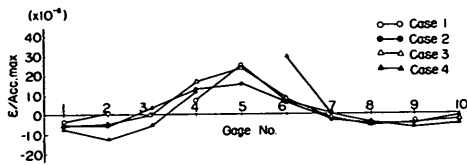


図 3.47 護岸下付近最大歪み発生時のトンネルの変形状態 (品川・軸直角方向)

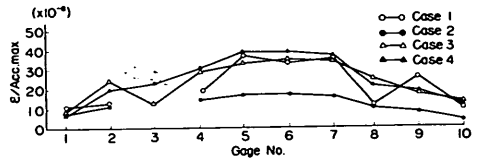


図 3.49 護岸下付近最大歪み発生時のトンネルの変形状態 (品川・軸方向)

この実験区間内では、各ポイントで同一方向の応力が生じていることがわかる。

(3) 相対変位

相対変位は、トンネルと換気所につけた対応する2個の標的、例えば図3.2.2のPoint 1と2の動きをフィルムアナライザーで読み、2点の変位の差を相対変位とする。一例を図3.50, 51に示す。

各ケース、入力地震波ごとの最大相対変位を入力加速度

を原型で100galに換算し表3.1.2に示す。表中の値には読取誤差によるばらつきがある。しかし、これより一般的傾向および相対変位量の目安をつかむことができる。すなわち、最大相対変位を与えるのはトンネル軸方向、軸直角方向とも「八戸」である。また、軸直角方向振動の場合ではCase 1の換気所独立方式自由結合が、軸方向振動の場合ではCase 3の換気所一体方式自由結合が最大相対変位を与える。Case 2の換気所独立方式剛結合では相対変位

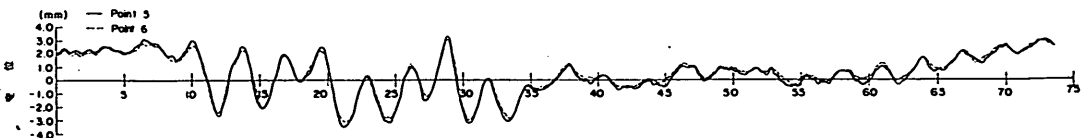
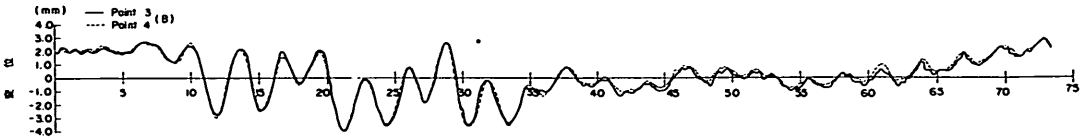


図 3.50 相対変位 (Case1 「八戸」 軸直角方向)

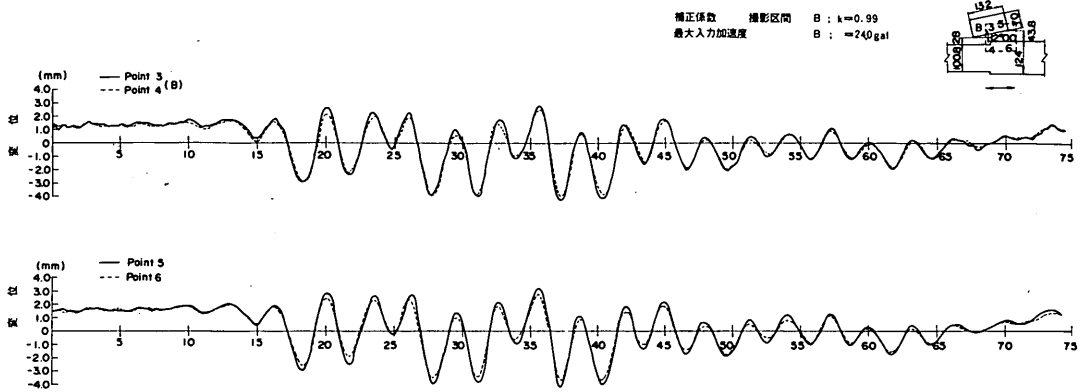


図 3.51 相対変位 (Case1「八戸」軸方向)

表 3.12 トンネルと換気所との最大相対変位

*の付したものはPoint No.3, 4, No.5, 6の値である。

Case	入力波	Point No.	軸直角方向			軸方向		
			最大入力加速度 (gal)	模型の相対変位 (mm)	原型相対変位 (mm/100gal)	最大入力加速度 (gal)	模型の相対変位 (mm)	原型相対変位 (mm/100gal)
Case 1	八戸	1, 2	23.1	+ 0.65	+ 18	24.0*	+ 0.45	+ 12
		3, 4		- 0.65	- 18		- 0.32	- 8
	川崎	1, 2	42.7	+ 0.47	+ 13	26.8	+ 0.49	+ 13
		3, 4		- 0.22	- 3		- 0.56	- 15
	品川	1, 2	35.6	+ 0.45	+ 7	28.6	+ 0.33	+ 8
		3, 4		- 0.35	- 5		- 0.20	- 5
	El-Centro	1, 2	36.8	+ 0.17	+ 3	32.9	+ 0.39	+ 9
		3, 4		- 0.27	- 4		- 0.20	- 5
	細島	1, 2	37.3	+ 0.52	+ 9	34.0*	+ 0.15	+ 3
		3, 4		- 0.30	- 5		- 0.18	- 4
	細島	1, 2	36.8	+ 0.15	+ 3	32.9	+ 0.15	+ 3
		3, 4		- 0.22	- 4		- 0.20	- 4
細島	1, 2	37.3	+ 0.52	+ 9	34.0*	+ 0.15	+ 3	
	3, 4		- 0.52	- 9		- 0.15	- 3	
細島	1, 2	37.3	+ 0.26	+ 4	34.0*	+ 0.10	+ 2	
	3, 4		- 0.34	- 6		- 0.15	- 3	
細島	1, 2	37.3	+ 0.43	+ 7	34.0*	+ 0.15	+ 3	
	3, 4		- 0.26	- 4		- 0.15	- 3	
細島	1, 2	37.3	+ 0.17	+ 3	34.0*	+ 0.10	+ 2	
	3, 4		- 0.17	- 3		- 0.15	- 3	

Case	入力波	Point No.	軸直角方向			軸方向			
			最大入力加速度 (gal)	模型の相対変位 (mm)	原型相対変位 (mm/100gal)	最大入力加速度 (gal)	模型の相対変位 (mm)	原型相対変位 (mm/100gal)	
Case 2	八戸	1, 2	31.8	+0.34 -0.42	+7 -8	32.5	+0.17 -0.21	+3 -4	
		3, 4		+0.34 -0.34	+7 -7		+1.00 -0.75	+19 -14	
	川崎	1, 2	32.8	+0.08 -0.08	+2 -2	32.3	+0.25 -0.25	+5 -5	
		3, 4		+0.13 -0.13	+3 -3		+0.54 -0.66	+10 -13	
	品川	1, 2	29.6	+0.25 -0.17	+5 -4	36.7	+0.25 -0.21	+4 -4	
		3, 4		+0.21 -0.21	+4 -4		+0.25 -0.25	+4 -4	
	El-Centro	1, 2	36.1	+0.17 -0.17	+3 -3	26.2	+0.17 -0.17	+4 -4	
		3, 4		+0.17 -0.17	+3 -3		+0.29 -0.46	+7 -11	
	細島	1, 2	22.1	+0.13 -0.13	+4 -4	41.8	+0.12 -0.12	+2 -2	
		3, 4		+0.34 -0.34	+10 -10		+0.33 -0.33	+5 -5	
	Case 3	八戸	1, 2	28.0	+0.18 -0.35	+4 -8	36.8	+0.77 -0.97	+13 -17
			3, 4		+0.26 -0.18	+6 -4		+0.79 -0.70	+13 -12
川崎		1, 2	33.0	+0.22 -0.22	+4 -4	28.8	+0.35 -0.35	+8 -8	
		3, 4		+0.26 -0.26	+5 -5		+0.22 -0.28	+5 -6	
品川		1, 2	28.6	+0.31 -0.31	+7 -7	36.0	+0.31 -0.26	+5 -5	
		3, 4		+0.18 -0.18	+4 -4		+0.18 -0.18	+3 -3	
El-Centro		1, 2	40.3	+0.22 -0.22	+3 -3				
		3, 4		+0.35 -0.35	+5 -5				
細島		1, 2	30.8	+0.26 -0.26	+5 -5				
		3, 4		+0.13 -0.13	+3 -3				

は小さい。「八戸」の場合、原型で入力加速度 100gal 以外では 1.0 cm 以下である。
 当り最大相対変位は 1.5 ~ 2.0 cm 程度であり、「八戸」

4. 応答計算と模型実験の結果の比較

同じ地震波を用い基盤に入力させた1章の応答計算の結果と3章の模型振動実験の結果をとりまとめる。両者は、地盤の卓越周期が実験で多少短か目になったこと、減衰定数が前者が10%で計算し、後者のゼラチン地盤は2%程度であった点異なるが、基盤にトンネル軸直角方向に同位相で地震波が入った場合のトンネルの挙動(曲げモーメント)、基盤に軸方向で入った場合の挙動(軸力)が、両者よく一致する結果となった。

4.1 曲げモーメント

図4.1に各実験ケースについて、得られた最大曲げモーメント(基盤100gal)の分布を原型に換算し、各地震波についてプロットした。ケース1は立坑がトンネルの横にあってその結合がフリーの場合であり、同じケースについて1章での計算結果のうち「八戸」(点線)と「品川」(1点鎖線)を比較の意味でプロットしてある。ポイント③, ⑧, ⑩で欠測となっているが、いずれの地震波でもポイント④, ⑤付近で最大曲げモーメントが生ずる傾向は計算結果とよく一致している。表4.1に各地震波についてその最大値と発生ポイントを示したが、ケース1では最大値を引き起こす地震波の順番が、実験と計算で完全に一致しており、値そのものにはバラツキがあるが、オーダーとして概ね一致している。

ケース2は立坑が横に在って連絡ダクトでトンネルとつながっているケースで、これに対する計算結果はないのでケース1の計算値を載せた。このケースにのみポイント③で最大値を示す地震波があるが、大きなピークではなく、ポ

イント④, ⑤の値とそう違わない。ケース1と2で本来曲げモーメントの値は違わない筈であるが、「八戸」と「細島」が大きくなっているのが目立つ。ゼラチン温度の違いによる地盤振動数の違いが影響したものと思われる。なお、表4.1によると「細島」と「品川」でその順序が計算と異なるのがこのケース2とケース3で見られる。

ケース3は立坑がトンネル軸線上にあってその結合がフリーの場合である。いずれの地震波でもポイント⑤で最大値を示すことがわかる。「八戸」だけが特に大きな値を示し、残りの4地震波は1群で同じような応答を示し、そのうち「エルセントロ」がやや大きいといった傾向は応答計算結果と同じである。1章で図を示さなかったので、立坑がフリーの場合の応答計算結果を図4.2に示す。なお、図4.1のケース3のポイント⑥で現れる凹形の分布が、図4.2のポイント⑦で同じように現れるのは非常に興味ある現象である。これは計算ではどのケースでも現れ、実験ではケース1、ケース2、にも見られるが、このポイントは計算で

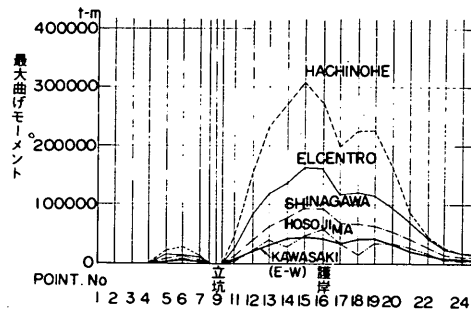


図4.2 最大曲げモーメント分布図

表4.1 最大曲げモーメントとその発生位置

実験ケース 1			実験ケース 2			実験ケース 3			実験ケース 4		
地震波	実験値 M (万 t·m)	計算値 M (万 t·m)	地震波	実験値 M (万 t·m)	計算値 M (万 t·m)	地震波	実験値 M (万 t·m)	計算値 M (万 t·m)	地震波	実験値 M (万 t·m)	計算値 M (万 t·m)
八戸	④ 20.4	⑬ 34.2	八戸	⑤ 38.3	⑬ 34.2	八戸	⑤ 59.2	⑮ 30.8	八戸	④ 40.2	⑮ 36.6
エルセントロ	⑤ 16.6	⑬ 17.4	エルセントロ	③ 16.4	⑬ 17.4	エルセントロ	⑤ 16.4	⑮ 16.3	エルセントロ	⑥ 15.7	⑮ 16.6
品川	⑤ 11.8	⑬ 10.1	細島	③ 15.1	⑭ 6.0	細島	⑤ 11.5	⑯ 6.0	品川	⑥ 13.1	⑬ 9.7
細島	⑤ 9.7	⑭ 6.0	品川	③ 9.9	⑬ 10.1	品川	⑤ 11.4	⑮ 9.3	細島	④ 6.8	⑯ 5.9
川崎	⑤ 9.2	⑬ 5.2	川崎	④ 6.3	⑬ 5.2	川崎	⑤ 9.6	⑮ 4.7	川崎	④ 6.8	⑬ 5.1

- で囲んだ数字はmax発生点を示す。
- 曲げモーメントの値は基盤100galに対する値である。

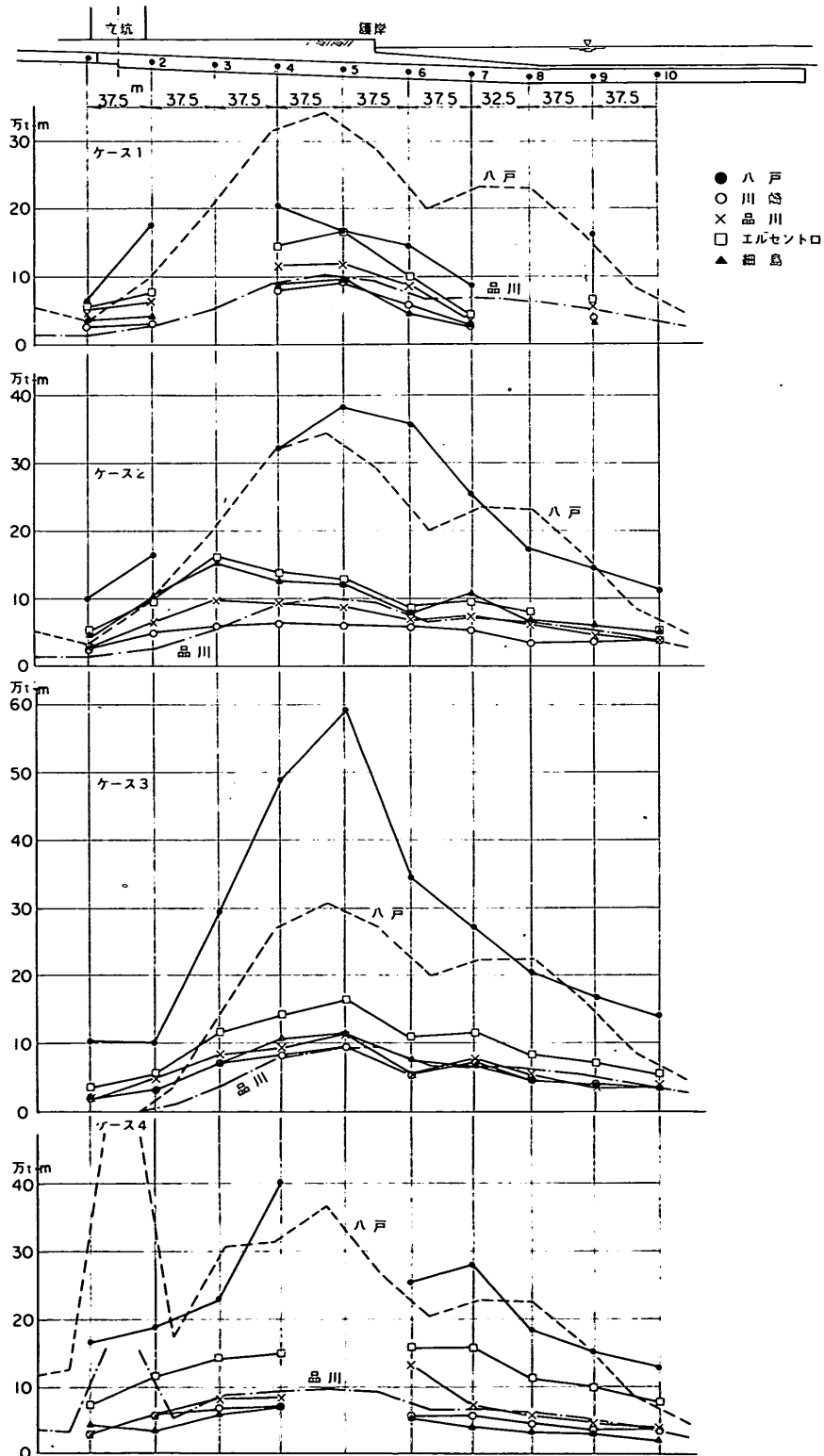


図 4.1 最大曲げモーメント分布図

表 4.2 応 答 変 位

地 震 波	$h = 10\%$ の応答変位 (cm)			$h = 2\%$ の応答変位 (cm)			$\frac{A_2}{A_{10}}$
	$T = 1.09$	$T = 0.61$	和 = A_{10}	$T = 1.09$	$T = 0.61$	和 = A_2	
八 戸	6.83	1.91	8.74	15.21	3.45	18.66	2.14
品 川	2.30	0.97	3.27	3.53	1.55	5.08	1.55
細 島	0.77	0.64	1.41	0.96	1.08	2.04	1.45
川崎 (E-W)	1.68	0.60	2.28	2.53	1.03	3.56	1.56
川崎 (N-S)	2.14	1.74	3.88	3.56	3.78	7.34	1.89

は護岸より 30 m、実験では 18.75 m の位置である。1.6 で述べたように陸上部と航路部がそれぞれの固有周期で振動する場合に、このポイントが節の位置となるため曲げモーメントが小さくなるものと考えられる(図 2.15 参照)。ケース 2 とケース 3 はほとんど同じ温度条件で行なっているため(表 3.7 参照)、本来同じ値になるべきである。ポイント⑥~⑩については各地震波とも概ねよく一致しているが、「八戸」の最大値(ポイント⑤)については 50% も値が異なっている。

ケース 4 は立坑剛結の場合である。最大値が出ると予想されるポイント⑤で欠測を生じたのは残念であるがおよその傾向はつかめる。表 4.1 のケース 4 を見ると最大曲げモーメントを起こす地震波の順序が実験と計算で一致しているのがわかる。

以上のデータよりとりまとめると以下のようになる。

- 各地震波による最大曲げモーメントの分布形状が、各ケースで相似しており、最大値発生点も大体一定している。この傾向は応答計算結果と一致する。
- 最大値はポイント⑤で発生するケースが多いが、この位置は護岸下から約 20 m 陸側であり、計算値も 30 m の位置になっている。
- 最大値を発生させる地震波の順序は、実験と計算でよく一致する。
- ケース 1 では「八戸」が他のケースと比較して小さかったのであるが、これを除くと「エルセントロ」が「八戸」の $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$ 、「川崎」、「細島」、「品川」の 3 波は「八戸」の $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{6}$ の値となっていて、計算での比率に合っている。
- 護岸下付近の曲げモーメントの値は各ケースについて本来同じ値になるものと思われるが、各ケースでの実験時のゼラチン温度の違いにより差が生じたものと思われる。「八戸」の各ケースでのバラツキが目立つが、これは図 1.27 に示した応答変位スペクトルが陸上部の固有周期 1 秒付近で急こう配になっているための影響と思われる。

- 「エルセントロ」が例外的に計算値と実験値が各ケースとも合っているが、一般的な傾向として実験値が計算値より大きくなった。これは減衰定数の相違によるものと考えられる。表 4.2 は表 1.9 と同じ方法でつくったものであるが、ケース 1, 2, 3 の「川崎 E-W」、「細島」、「品川」の実験値/計算値の平均が 1.6 倍となっており、表 4.2 より h が 2% と 10% の違いは相対変位として 1.5~1.6 倍になることがわかる。

4.2 軸 力

各実験ケースについて、5 地震波による発生軸力の最大値を原型に戻してプロットしたのが図 4.3 である。図中には、実験と同じケースについての 1 章での計算結果のうち「八戸」、「品川」について、比較の意味でプロットしてある。実験による最大値とその発生位置を計算値と合わせて表 4.3 に示してある。軸力の場合も立坑の接続条件、位置に関係なく、最大軸力は護岸下のポイント④~⑤に発生するのがわかる。ただ図 4.1 の曲げモーメントの分布図に比べ、そのピークが滑らかになっている。

ケース 2 は欠測が多かったのであるが、ケース 1, 3, 4 で「八戸」が 1 番大きい軸力を生じる。なお、軸直角と軸方向で地震波を変えたのが「川崎」であるが、軸方向に入れた「川崎 N-S」は、その応答変位量が大きい(表 4.2 参照)、比較的大きな軸力を発生さす。表 4.3 を見ると軸力についてはケース毎のバラツキが少なく、最大値は一定している(再現性がよい)。なお、応答計算結果との対比で見るとケース 4 では地震波による発生軸力の大小関係が全く一致しており、ケース 1, 3 では「川崎」と「エルセントロ」で逆転している。

結果をとりまとめると以下のとおりである。

- 最大軸力の分布は各地震波で相似形を示し、最大値はいずれのケース、いずれの地震波によっても護岸下のポイント④~⑤付近に発生する。この傾向は 1 章の応答計算結果と一致する。

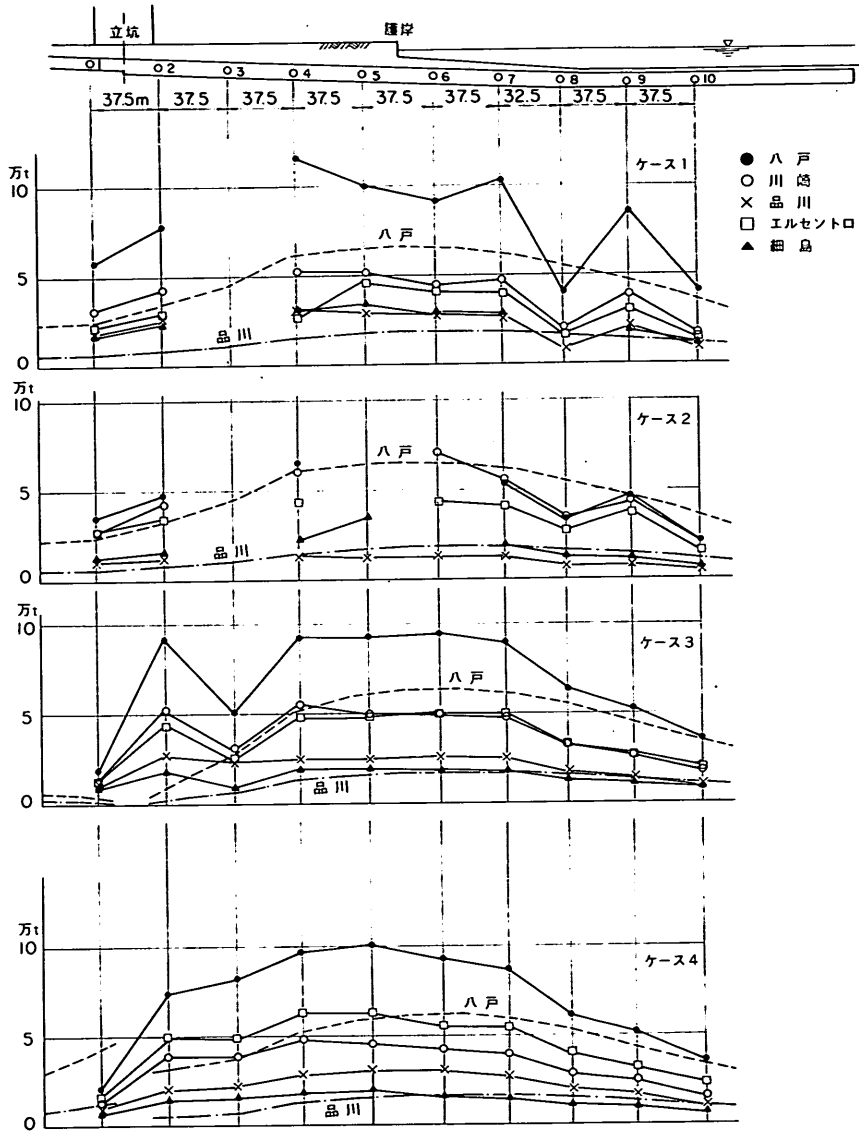


図 4.3 最大軸力分布図

- いずれのケースでも「八戸」の発生軸力が一番大きくなり「エルセントロ」、「川崎」はその4割～6割、「品川」、「細島」が2割～3割で計算結果の比率と合っている。
- 実験値が計算値より大きくなったのは減衰定数の違いによるものと考えられる。すなわち表4.2によると「八戸」、「川崎N-S」は約2倍と予想されるのに対し、表4.3の1, 3, 4ケースのこれら地震波の実験値/計算値の平均は1.8倍、「品川」は1.5倍に対し1.65倍となっている。

なお、「細島」と「川崎N-S」はその応答変位スペクトル(図1.29, 1.30 参照)が千鳥町陸上部の固有周期の1秒より下がったところで微妙な増減を示すが、模型地盤がケース1, 2, 3で多少硬め($T < 1$ 秒)にできたことと関連して、実験結果に反映したものと考えられる。すなわちケース4では最大軸力を発生させる地震波の順序が実験と計算で全く一致するのに対し、ケース1で「川崎」、「細島」、ケース3で「川崎」が計算値と逆転している。

表 4.3 最大軸力とその発生位置

実験ケース 1			実験ケース 3			実験ケース 4		
地震波	実験値 N(万t)	計算値 N(万t)	地震波	実験値 N(万t)	計算値 N(万t)	地震波	実験値 N(万t)	計算値 N(万t)
八戸	④ 11.6 (100)	⑭ 6.7 (100)	八戸	⑥ 9.5 (100)	⑰ 6.4 (100)	八戸	⑤ 10.1 (100)	⑰ 6.3 (100)
川崎	④ 5.2 (45)	⑯ 2.7 (40)	川崎	④ 5.5 (58)	⑰ 2.5 (39)	エルセントロ	⑤ 6.3 (62)	⑱ 3.1 (49)
エルセントロ	⑤ 4.6 (40)	⑮ 3.2 (48)	エルセントロ	⑦ 5.0 (53)	⑱ 3.1 (48)	川崎	④ 4.8 (48)	⑰ 2.6 (41)
細島	⑤ 3.4 (29)	⑮ 0.7 (10)	品川	② 2.7 (28)	⑰ 1.7 (27)	品川	⑥ 3.1 (31)	⑰ 1.8 (29)
品川	④ 3.1 (27)	⑮ 1.9 (28)	細島	④ 1.9 (20)	⑰ 1.0 (16)	細島	⑤ 2.0 (20)	⑰ 0.9 (14)

- で囲んだ数字はmax発生位置
- 基盤入力100 galに対する値である。
- ()の数字は「八戸」に対する比である。

4.3 立坑とトンネルの相対変位

立坑とトンネルの相対変位を実験結果とそれに対応する計算結果と比較したのが表4.4である。立坑が横に設置されているケース1については軸直角方向振動の場合の方が軸方向より相対変位が大きくなる傾向は実験、計算でよく一致している。数字そのものには、両者に相違が見られるが、「八戸」が大きく「細島」で小さくなる傾向も両者合っている。ケース3は立坑がトンネル軸線上にあってフリー結合されている場合であるが、軸方向で相対変位が大きくなり、地震波別では「八戸」が大きくなる点両者よく一致している。

表 4.4 立坑とトンネルの相対変位

(単位mm)

地震波	ケース 1		ケース 3	
	軸直角	軸	軸直角	軸
八戸	18 (7.1)	15 (2.9)	8 (19.8)	17 (30.7)
川崎	8 (0.9)	10 (0.9)	5 (3.5)	8 (14.3)
品川	9 (1.9)	4 (1.0)	7 (5.7)	5 (9.4)
エルセントロ	9 (2.9)	3 (1.2)	5 (9.3)	- (16.8)
細島	7 (0.9)	3 (0.3)	5 (2.8)	- (3.3)

- ()の数字は計算結果

5. 結 語

沈埋トンネルのような地中構造物の耐震設計法として現在用いられている電子計算機による応答計算、模型による振動実験、設計スペクトルを用いた静的な計算の3つの方法により川崎港海底沈埋トンネルの耐震性を検討した。その結果、以下の点が明らかとなった。

地震波の与え方として基盤に入力さす応答計算および振動実験の結果によると

1. 地盤の振動特性が漸続的に急変するところで、トンネルに大きな応力が発生する。
2. したがって、大きな応力の発生する位置は地震波に関係なく一定している。
3. 地盤の固有周期の短いところでは発生応力が小さい。固有周期の長いところでも振動性状の一定しているところでは応力はそれほど大きくなりません。
4. 発生する応力の大きさは、使用する地震波の変位応答スペクトルの大きさに一致する。したがって地盤の固有周期がわかれば、設計地震波をスペクトルを考慮して選定できる。
5. シリコンゴムのような柔らかい材料にひずみ計をはりつける実験手法は初めてのものであるが、地震時の挙動を十分とらえることができ、応答計算法の妥当性を明らかにすることができた。

計算法の全く異なるスペクトルを用いたBART方式の計算法は、計算が容易で使いやすいものであるが、応答計算との結果の比較では各応力に差が出て来る。運用に当たってはなお検討の余地があるものと考えられる。いずれにしても理論上の計算法であり、今後、現地観測のデータの集積を待つてより合理的な設計法が明らかになるものと思われる。

なお、1章の計算は文献2に基づき、そのプログラムを持っている大成建設に依頼して行なったものであり、模型実験は当研究所内で港湾コンサルタントが請負で実施したものであることを付記しておく。(1973年9月29日受付)

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：水底トンネルに関する外国文献(3)、土木研究所資料、415号、昭和43年10月
- 2) 浜田政則：沈埋トンネルの地震応答計算、土木学会第26回年次学術講演会講演集、第1部、昭和46年10月
- 3) 田村重四郎・岡崎孝夫：沈埋トンネルの模型振動実験、第11回地震工学研究発表会講演概要、昭和46年7月
- 4) 青木義典・土田 肇・林 聡：沈埋トンネルの野外模型振動実験、港湾技術研究所報告第11巻第2号、1972年6月
- 5) 那須信治：沈埋管の振動実験、土と基礎、1972年1月
- 6) 青木義典・丸山 浩：沈埋トンネル耐震設計用スペクトルについて、港湾技術研究所報告第11巻第4号、1972年12月
- 7) 青木義典：沈埋トンネルの基本的耐震設計の一例、月刊建設、1971年8月
- 8) Thomas, R.Kuesel : Earthquake Design Criteria For Subways, Proc. of ASCE, Structural Division, ST6 June, 1969
- 9) 今井常雄・吉村正義：速度を中心とした地盤の力学的性質、物理探査技術協会講演予稿集、昭和46年10月
- 10) 横山幸満：鋼杭の設計と施工、山海堂 P.143
- 11) 土木学会：昭和46年度沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究報告書、昭和47年3月
- 12) 中野拓治・田淵民雄・青木義典：沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究(第2報)、港湾技術研究所報告第12巻第2号、1973年6月
- 13) 栗林栄一・佐藤 進ほか：ゼラチン等地盤模型振動実験材料の弾性特性、第12回地震工学研究発表会講演概要、1972年7月
- 14) 岡本舜三：耐震工学、オーム社、p.97
- 15) 首都高速道路協会：東京港海底トンネル耐震分科会報告書、昭和47年3月

港湾技研資料 No. 172

1973.12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 東京プリント

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.