

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

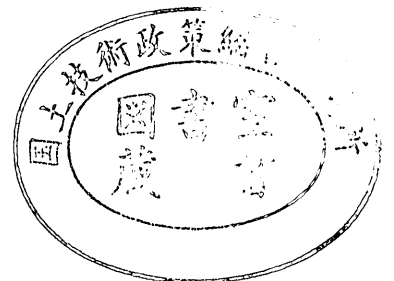
---

VOL. 11

NO. 4

DEC. 1972

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第11巻 第4号 (Vol. 11, No. 4), 1972年12月 (Dec. 1972)

## 目 次 (CONTENTS)

1. Vibratory Response of a Laterally Constrained Silty Clay Subjected to a Longitudinal Vibration.....Yasufumi UMEHARA..... 3  
(縦振動を受ける側方拘束粘土の振動応答.....梅原靖文)
2. 岩礁上の円柱の設計波力に関する研究  
.....合田良実・池田龍彦・笹田 正・岸良安治..... 45  
(Study on Design Wave Forces on Circular Cylinders Erected upon Reefs  
.....Yoshimi GODA, Tatsuhiko IKEDA, Tadashi SASADA and Yasuharu KISHIRA)
3. 砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ...中瀬明男・勝野 克・小林正樹..... 83  
(Unconfined compression strength of soils of intermediate grading between sand and clay.....Akio NAKASE, Masaru KATSUNO and Masaki KOBAYASHI)
4. 石灰による深層混合処理工法 (第2報)  
.....奥村樹郎・寺師昌明・光本 司・酒井正寛・吉田富雄.....103  
(Deep-Lime-Mixing Method for Soil Stabilization (2nd Report)  
.....Tatsuro OKUMURA, Masaaki TERASHI, Tsukasa MITSUMOTO,  
Tadahiro SAKAI and Tomio YOSHIDA)
5. 空港舗装における路盤の等価値に関する研究.....須田 潤・佐藤勝久.....123  
(Study on Layer Equivalencies of Bases in Airport Pavements  
.....Hiroshi SUDA and Katsuhisa SATO)
6. 地表における強震記録より推定した基盤の地震動の特性  
.....土田 肇・上部達生.....191  
(Characteristics of Base-Rock Motions Calculated from Strong-Motion Accelerograms at Ground Surface.....Hajime TSUCHIDA and Tatsuo UWABE)
7. 沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究  
.....青木義典・田淵民雄.....271  
(A experimental study on the interaction between trench type tunnels and soils  
.....Yoshinori AOKI and Tamio TABUCHI)
8. 沈埋トンネル耐震設計用スペクトルについて.....青木義典・丸山 浩.....291  
(Spectra for Earthquake Resistive Design of Trench type Tunnel  
.....Yoshinori AOKI and Hiroshi MARUYAMA)
9. 雑貨埠頭の上屋・倉庫のシステム設計 (第1報) .....工藤和男.....315  
(System Design of Transitsheds and Warehouses(Part-1) .....Kazuo KUDO)
10. スパッドに作用する衝撃荷重について  
.....平山 勇・菊谷 徹・小岩苔生.....337  
(Shock Forces on a Spud of Working Craft  
.....Isamu HIRAYAMA, Toru KIKUYA and Taisei KOIWA)

## 8. 沈埋トンネル耐震設計用スペクトルについて

青木 義典\*・丸山 浩\*\*

### 要 旨

沈埋トンネルの耐震設計法には、スペクトルを用いる方法と電子計算機による応答計算の2通りがある。本論文は、このうち、スペクトルを用いる計算法の考え方について述べ、計算に必要なスペクトルを提案するものである。

当研究所耐震構造研究室の強震観測網により得られた強震記録のうち最大加速度 50gal 以上の記録 49成分を、新しく開発した計算法により処理して、等価正弦波の周期と変位振幅にまとめた。49成分をまず、観測地点の地盤に着目してクラスA～Cに分類し標準的なスペクトルを示し、続いて、震源マグニチュードの大きさを考慮した分類も試みた。

---

\* 前構造部 材料施工研究室長

\*\* 構造部 材料施工研究室

## 8. Spectra for Earthquake Resistive Design of Trench Type Tunnel

Yoshinori AOKI\*

Hiroshi MARUYAMA \*\*

### Synopsis

Existing earthquake resistive design methods of trench type tunnels can be classified into two; the design method by design spectra and the response analysis by electric computer. This paper discusses the concept of the design method by using spectra and proposes design spectra required.

49 components of strong motion earthquake records of which the maximum accelerations are greater than 50 gal., out of those gathered by the observation network of the Earthquake Resistant Structures Lab., were treated. Relation between period and displacement amplitude of the equivalent sinusoidal waves were computed by the electric computer for each record. Then, at 1st, those were classified into three groups, that is, A, B and C from ground conditions at each observation station point of view. The 2nd the other classification in which the magnitude of each earthquake were taken into consideration, that is, A, B' and C' was tentatively proposed.

---

\* EX-Chief of Materials Laboratory, Structures Division.

\*\* Member of the Materials Laboratory, Structures Division.

## 目 次

要 旨	291
1. ま え が き	295
2. スペクトル法の考え方	295
3. 設計スペクトル計算式の誘導と例	297
4. 標準応答スペクトル	301
4.1 用いた強震記録とスペクトルの性質	301
4.2 スペクトルの地盤別クラス分けと標準スペクトル	304
4.3 マグニチュードとスペクトルの形	307
5. スペクトル使用にあたっての提案	308
5.1 等価正弦波の周期と見かけ波速の関係	308
5.2 平均値と平均値+1 $\sigma$ の関係	308
5.3 クラス C' と B' について	308
6. あとがき	308
参考文献	308
付録A 地震時における地盤内歪みの上限値推定について	309
付録B 沈埋トンネルの軸方向地盤反力係数の図表	312
付録C 沈埋トンネルの横方向地盤反力係数の1計算法	312
参考文献	314

## 1. まえがき

沈埋工法による水底トンネルの建設は、米国南部およびヨーロッパにおいて相当古い歴史を持っている。しかしながら、これらの地域では地震の影響を設計に取り入れる必要はなかった。なぜか地震の多い我国や米国西海岸では、今まで沈埋トンネルによる水底トンネルの建設の例がほとんどなかった。カナダのバンクーバーの近くにあるディーズアイランドトンネルを除いてこの地域における沈埋工法による水底トンネルはこの2～3年間の内に建設が始まったものである。このような訳でその耐震設計の歴史は非常に新しい。現在基礎的な研究の段階にあって未だはっきりした耐震設計法なるものは確立されていないといえる。

沈埋トンネルの耐震性を検討する方法として現在提案されているものに、次の3つの方法がある。

- (1) スペクトル法
- (2) 電子計算機による応答計算
- (3) 模型実験

スペクトル法については、本稿の主題であるから後で詳しく述べることにする。電子計算機による応答計算では、トンネルを含むある範囲の地盤全体をFEMを主体とした3次元の振動モデルを考えて電子計算機により応答計算を行う。この場合、3次元の振動モデルの自由度が一般に非常に大きくなって、計算機の容量制限の問題や演算時間が長くなり経済性的問題にぶつかって、種々の方法で自由度の縮小が必要となる。現在、この自由度の縮小の方法によって応答計算法は異なって来て、いくつかの提案<sup>1),2),3)</sup>がなされている。

模型実験には、屋外において比較的大縮尺で地盤を使った実験<sup>4),5),6)</sup>と、室内において小さな模型を使うが、ある特定のトンネルの地盤を含めた特性をできるだけ正確にスケールダウンした実験<sup>7),8)</sup>が行なわれている。前者は、地盤として現場のものをそのまま使い、模型に加え得る振動にも特性上の限界があるため、相似性について実物と合わせることは難かしい。したがってこの実験では、特定のトンネルの耐震性ということではなく、埋設管体の一般的な動的特性を調べることが目的となり、他の方法とは少し意味が違っている。後者の実験は、振動台の上に、相以律を満足するような模型を作って、ある特定のトンネルの各部の地震時の応答を細かく調べ、そのトンネルの耐震性を検討することを目的にする。現在は、模型地盤としてゼラチンを、トンネルの模型として、シリコンゴムを使っている。この実験は、実物のト

ンネルの地震時の挙動を模型を使ってシミュレートするもので、先の電子計算機による応答計算とは、電子計算機でシミュレートするか物理的な模型を使ってシミュレートするかは異なるが、ある意味で似た手法であると考えられることもできる。

スペクトル法では、応答計算や模型実験のように、トンネルの特性が変わったり入力地震が変わる毎にそれぞれ応答計算を行なうことはせず、あらかじめ設計用のスペクトルを作って置いて、トンネルの特性を別に計算し設計に必要な数値をスペクトルから読みとって検討する。世界で初めて耐震設計が行なわれた米国サンフランシスコ湾のBARTトンネルの設計法<sup>9)</sup>は、この分類に属する。我国でも、現在までに施工された沈埋工法による水底トンネルの耐震性は、このBARTの方法を参考にしている。

BARTトンネルの耐震設計に用いられた“等価正弦波変位スペクトル”の求め方は明らかでない。愛知県衣浦港の沈埋トンネルの耐震設計では、地震の加速度記録を2回積分して、その波形から目視によって等価正弦波の振幅と周期を読みとった<sup>10)</sup>。この方法では、手順がわずらわしいだけでなく、次の点で科学的な明確さが失われる。

- (1) よく知られているように、地震の加速度記録を単純に2回積分したのでは、得られる変位記録が発散してしまうので、もとの記録に種々の補正が必要になる。
- (2) 加速度記録の誤差が積分によって拡大される。
- (3) 目で読む時に個人差と誤差がでる。

本稿で提案する方法は、積分の過程を含まず最終的な図面に至るまですべての作業を計算機で行い得るものであり、上記の欠点は取り除かれている。

以下に、スペクトル法の考え方、ここに提案するスペクトルの求め方の誘導とスペクトルの例および数多くの強震記録から得られたスペクトルを処理し最終的に標準設計スペクトルとしたものを示す。

## 2. スペクトル法の考え方

前節で他の方法との対比でスペクトルを使う沈埋トンネルの耐震設計について述べたが、本節ではそれをもう少し詳しく述べる。従来から地上にある構造物の一般的な耐震設計法として、応答スペクトルを用いる方法がある。この場合のスペクトルとしては、加速度応答スペクトル、速度応答スペクトル、変位応答スペクトル等がある。この場合、横軸に1自由度振動系の固有振動周期をとり、それぞれの固有周期をもつ1自由度振動系がある地震動に対してしめす応答加速度、応答速度、応答変

位をあらかじめ計算して図表にしたものである。沈埋トンネルの耐震設計では、振動モデルを考へて直接応答計算を行う方法に対して応答スペクトル的なものを使用し耐震性を検討する方法もありうるわけである。この場合地上の構造物の応答スペクトルとは違つてそのスペクトルの横軸にはトンネルの特性がとられる。これについては後でくわしく述べることにする。そして縦軸としては、スペクトルの量としてこれも次節でくわしく述べるが、トンネルの曲げひずみ、せん断力、トンネルに働く軸方向の力など各種のものが考えられる。

沈埋トンネルの耐震設計は、次のような事実や考え方にもとづいている。第1に沈埋トンネルは非常に軽い構造物であり、全体が地中に埋めこまれているために、地震時においても共振現象はあまり顯著ではなく周囲の土の動きと同程度または、それ以下の変化しか示さないこと<sup>4),7),11)</sup>、またそのかわり平面的な広がりをもっている構造物であるための相対的な二点間の変位差が非常に重要となる。したがつて第2の前提条件としては、沈埋トンネルは構造系としては弾性支承上の静的な梁として解くものとする。第3の前提条件として、沈埋トンネルの埋設されている地盤は、地震時に流動化やすべり等によって破壊することはないものとする。第4の前提条件は、地震の加速度記録は水平に伝ばする地震波のある特定な地点における加速度記録として考へる。すなわち、地震波は水平にしかもトンネルの埋設されている地盤のせん断波速で伝ばされるものとする。この最後の前提は、地震波の大部分は基盤から鉛直に伝ばするせん断波で、実体波であるという従来からの考え方とまったく異なつたものである。これは沈埋トンネルが従来地上の構造物とはまったく異なつて、先にも述べたように大きな広がりをもつており、二点間の変位の差が重大なるために必要になってくる考え方である。強震記録の中にも表面波の成分が含まれていることは、よく知られており、また局所的な地盤や地形の不連続性によつても平面的な地盤のひずみが発生する。平面的な地盤のひずみについては応答計算を行なえば求めることもできるが、これは沈埋管が埋設されている地盤全体の成層状態や地形が非常に重要になり、その地盤が自然のものであるために相当綿密に調査しなければ応答計算のためのモデルが正確にならないことや、将来沈埋トンネルの建設されている地点の近くの地形で人工的にかえられた場合にも相当な影響を受ける。このように、加速度記録の中にも含まれている表面波の成分や地盤、地形の不連続によつて発生する地盤のひずみについては正確にこれを推定するこ

とは現在のところむづかしい。このように不確定な要素をたくさん含まれている構造物の設計法として、1つの考え方にアッパーリミットデザイン的なものがある。すなわち、その時点で得られる情報または、活用できる手法を用いてその構造物の上限値すなわち危険側の限界を計算する方法である。沈埋トンネルの耐震設計でスペクトルを用いるのは、このような考え方にもとづいている。たとえば、表面波のとりあつかいについてラブ波の波速は波長が長くなると基盤の波速に近くなり、波長が短くなると表層のせん断波速に近い。いま、地震の加速度記録に現われている加速度がすべて水平に伝ばする波のものであり、その伝ば速度を表層のすなわち、沈埋トンネルの埋設されている地盤のせん断波速と考へてとりあつかえば、ラブ波がもしその中に含まれていても、もっとも波長の遅いものとしてとりあつかうのであるから安全側の限界となることがわかる。先に地盤や地形が局部的に不均一なために地盤にひずみが発生するというこゝについて述べたが、このような現象として考へられるのは沈埋トンネルの埋設されている近辺に非常に重い構造物があつてそれがたまたま、地震によつて共振した場合にその構造物から四方に地動が伝ばすることが考へられる。また、地盤の共振振動数が場所によつて異なるためにその境界付近に大きなひずみが発生する場合もある。また基盤からまったく同一な波が入力した場合でも途中の経路が異なるために、沈埋トンネルの埋設されている深さにおいて振動の位相が異なつてくることも考へられる。このような場合にはかならずしも振動が水平に伝ばしているというこゝにはいらないかもしれないが、先ほどの加速度記録のとりあつかい方として、水平に伝ばしているものと考えれば沈埋トンネルに影響を与える土のひずみという面からみれば等価なものを取りあつかつてことになる。

以上述べた種々の要因のうち、基盤が不整な2~3の条件について電子計算機により地中に発生するひずみをシミュレートした。(付録A参照) その結果(図2-1)によると、地表付近に発生するひずみは、地表における振動から表層のS波速度で水平に伝ばしているとして推定したひずみを越えないことがわかつた。また表層の一次固有周期を越える振動に対しては、表層のS波速度を仮定すると、ひずみの推定値が過大になることがあり、スペクトルの使用にあつて制限する必要も考へられる<sup>12)</sup>。この点については、後で述べることにしよう。

スペクトルを用いた沈埋トンネルの耐震設計の考え方をまとめると次の通りである。沈埋トンネルのように長

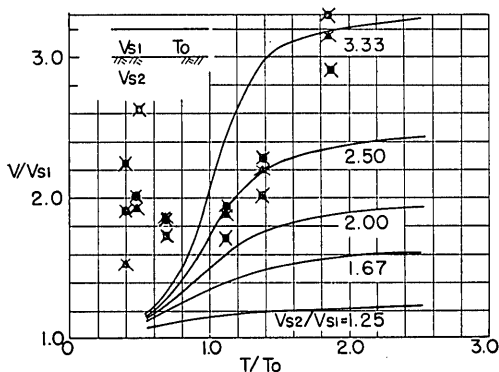


図2-1 周期と見かけ波速

い地中構造物では、地震時における地盤中の相対変位が重要となる。この地盤内に発生する相対変位は、地震そのものの他に、トンネル建設地点の地層、地形その他種々の条件によって左右される。このように、対象とするトンネルおよび地震によって1つ1つ異なるであろう地盤内の相対変位について、その上限値を既存の強震記録について数多く計算しておき標準的な値をあらかじめ求めておけば、対象とするトンネルおよび周囲の地盤の特性から簡単にそのトンネルの耐震性を検討できるのである。強震記録から地盤の相対変位を求めるとき、強震記録を水平に伝ばしている波と考えて計算を行なうが、このことは地震波動が水平に伝ばすると主張するものではなく、単なる計算手段上の仮定にすぎない。時々誤解されることがあるので注意をうながしたい。

### 3. 設計スペクトル計算式の誘導と例

トンネルの曲げ剛性を  $EI$ 、地盤のバネ定数を  $K$ 、トンネルのトンネル軸直角方向の変位を  $u_i$ 、および地盤のトンネル軸直角方向の変位を  $u$  とし、トンネル軸にそって  $x$  軸をとれば、弾性床上の梁の基本式から次式が成立つ。

$$EI \cdot \frac{d^4 u_i}{dx^4} = K(u - u_i) \quad \dots 3-1$$

$u$  として  $U$  振巾の正弦波を考え、トンネルの変形も振巾  $U_i$  の同じ正弦波を考えると、無限に長い梁に対しては 3-1 式より、次の関係が得られる。

$$\begin{aligned} u_i &= \frac{u}{\left[ \frac{EI}{K} \left( \frac{2\pi}{L} \right)^4 + 1 \right]} \\ &= \frac{U}{\left[ \frac{EI}{K} \left( \frac{2\pi}{L} \right)^4 + 1 \right]} \sin \frac{2\pi}{L} x \quad \dots 3-2 \end{aligned}$$

ここで  $L$  は、地盤およびトンネルの変位波形の波長である。3-2 を、 $L = V_s T$  および  $x = V_s t$  において変形すれば、3-3 式を得る。

$$u_i = \frac{U}{\left[ \frac{EI}{K} \left( \frac{2\pi}{V_s} \right)^4 \frac{1}{T^4} + 1 \right]} \sin \frac{2\pi}{T} t \quad \dots 3-3$$

ここで、

$$\tau = \frac{2\pi}{V_s} \sqrt[4]{\frac{EI}{K}} \quad \dots 3-4$$

とおき、この  $\tau$  を剛比周期と呼ぶことにする。剛比周期は、トンネルと地盤の剛性から定まるもので、特定のトンネルに対しては固有の値である。剛比周期を使って 3-3 式を 3-5 式のように書き直すことができる。

$$u_i = G(\tau, T) u = \frac{U}{(\tau/T)^4 + 1} \sin \frac{2\pi}{T} t \quad \dots 3-5$$

$G(\tau, T) = 1/[(\tau/T)^4 + 1]$  は、地盤変形のトンネルへの伝達関数で、トンネルの剛比周期と地盤振動周期または波長によって定まる値である。

正弦波形しているトンネルの曲率  $\rho$  は、次式で表わすことができる。

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{d^2 u_i}{dx^2} = \frac{1}{V_s^2} \frac{d^2 u_i}{dt^2} \\ &= -G(\tau, T) U \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 \frac{1}{V_s^2} \sin \frac{2\pi}{T} t \quad \dots 3-6 \end{aligned}$$

前節で述べた通り、3-6 式が地中に埋設された管体の平面波に対する曲げ歪の応答を表す式として成り立つことは実験により確かめられている。

3-6 式で、地盤振動の加速度振巾を  $a$  とすれば  $a = U(2\pi/T)^2$  であるから、

$$\rho V_s^2 = -G(\tau, T) \cdot a \sin \frac{2\pi}{T} t \quad \dots 3-7$$

と表すことができる。

一方、地震の加速度記録をフーリエ級数に展開すると、

$$a_e(t) = \sum_n a_n \sin \left( \frac{2\pi}{T_n} t + \phi_n \right) \quad \dots 3-8$$

と書くことができる。ここで、 $a_e(t)$  は地震の加速度記録波形、 $a_n$  および  $T_n$  は、周期  $T_n$  の加速度振巾成分が  $a_n$  であることを示す、 $\phi_n$  はその成分の位相角である。3-8 式で表される各々の成分に対して、3-7 式が成り立つのであるから、 $a_e(t)$  なる地震波に対する剛比周期  $\tau$  なるトンネルの変形は、各々の成分にその成分の周期に対応する伝達関数をかけて位相を考慮して加え合わせることによって求めることができる。すなわち、

$$\rho V_s^2 = -\sum_n G(\tau, T_n) \cdot a_n \sin \left( \frac{2\pi}{T_n} t + \phi_n \right) \quad \dots 3-9$$



3-9式は、剛比周期 $\tau$ を与えれば数値化した地震記録から電子計算機によって容易に計算することができる。図3-1にその例を示す。最上段の波形はEl CentroのN-S成分の原波形0~10秒のものであり、2段目は、原波形を10秒から0.15秒までの成分にフーリエ級数展開して、

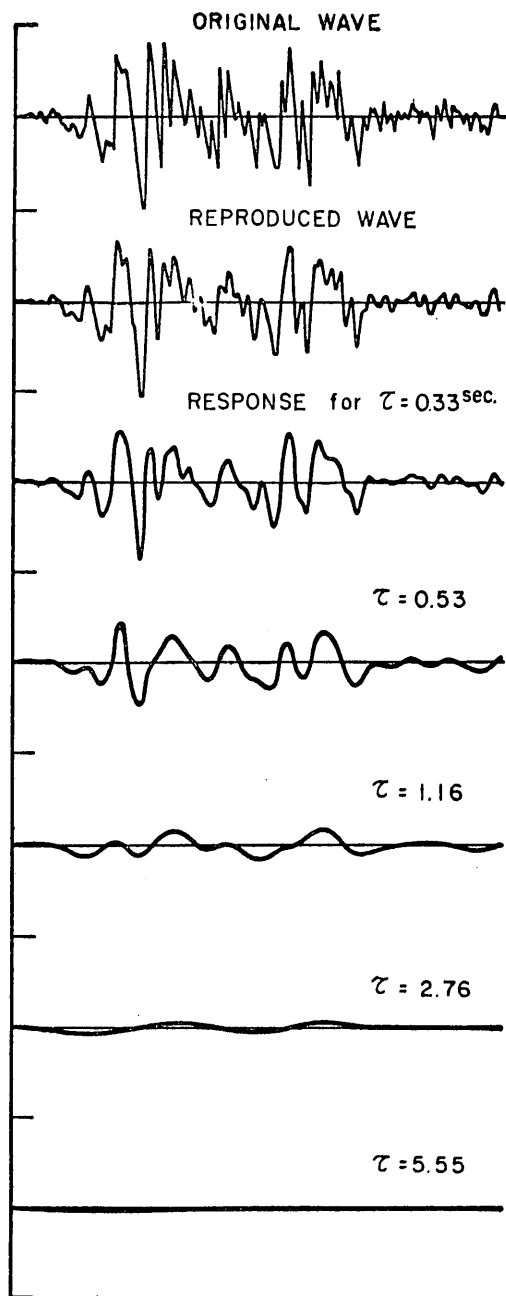


図3-1 設計スペクトルの計算過程

それを再び単に合成して得られたものである。原波形と比べると短周期成分が落ちているが比較的良く再生されている様子がわかる。El Centroの記録には短周期成分が多く含まれているため再生波形が少しひずむ。演算時間の問題と、短周期成分は、普通のトンネルの設計にはあまり影響しないことを考慮して0.15秒以下の成分は省略した。第3段以下は、それぞれ $\tau$ を0.33, 0.53, 1.16, 2.76および5.55秒とした場合の3-9式の値を示している。トンネルの剛性が高くなって剛比周期が長くなるに従って、トンネルの曲率が小さくなっていく様子がわかる。図3-2には、3-1の波形のフーリエスペクトルを示す。 $\tau$ の増大につれて高周波すなわち短周期成分が小さくなっていくのがわかる。

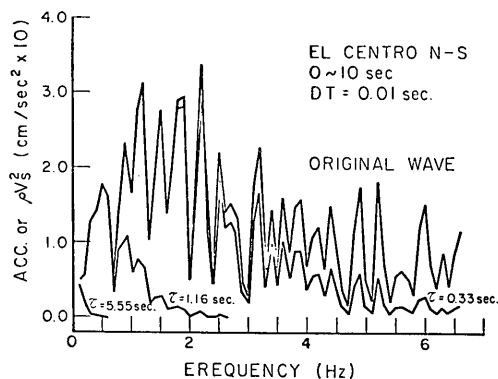


図3-2 原波形と曲げ応答値のフーリエスペクトル

図3-1の3段目以下の波形で表わされるような3-9式の値から最大値1つを求めることができる。この手順を数多くの $\tau$ に対して繰り返し計算すれば、特定の地震のトンネルの曲げに対する設計スペクトルが $\tau$ の関数として求まる。すなわち、曲率に対するこの値を、 $H_p(\tau)$ で表わせば、

$$\begin{aligned}
 H_p(\tau) &= |\rho V_s^2|_{\max} \\
 &= \left| -\sum_n G(\tau, T_n) \cdot a_n \sin\left(\frac{2\pi}{T_n} t + \phi_n\right) \right|_{\max} \quad \dots 3-10
 \end{aligned}$$

と書ける。この $H_p$ を曲率応答スペクトルと呼ぶことにする。加速度と同じ $\text{cm/sec}^2$ の次元を持つ。図3-3にEl Centro N-S成分の $H_p(\tau)$ を示す。計算の条件は、0.01秒間隔の記録を0~10秒まで使用し、フーリエ成分は10秒~0.15秒までを用いた。最大加速度100gal、また、3-6式は単一正弦波によるトンネル変形の曲率を求める式であるから、3-10式から求められた地震による最大曲率と同じ大きさの変形をトンネルに与える単一正弦波の

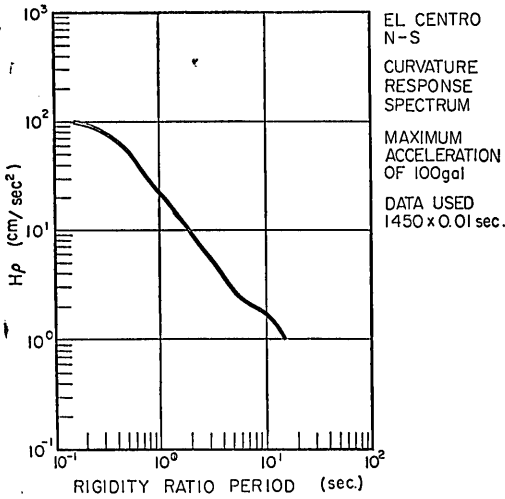


図3-3 曲げ曲率応答スペクトルの例

変位振幅と周期の関係を、3-6式に3-10式を代入することによって求めることができる。すなわち、

$$U_p = -\frac{\rho V_s^2}{G(\tau, T)} \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 = \frac{H_p(\tau)}{G(\tau, T)} \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad \dots 3-11$$

3-11式は、 $U$  と  $T$  の座標上で  $\tau$  をパラメータとする下に凸の曲線群を表わす。特定の  $\tau$  に対して一つの曲線が得られその曲線上関係満足する振幅と周期を持つ単一正弦波は、全て同一のしかも  $H_p$  を計算した地震によって起きる曲率と同じ曲率をトンネルに生ぜしめる。3-11式で表わされる曲線群の包絡線を 図3-4 に示すように引

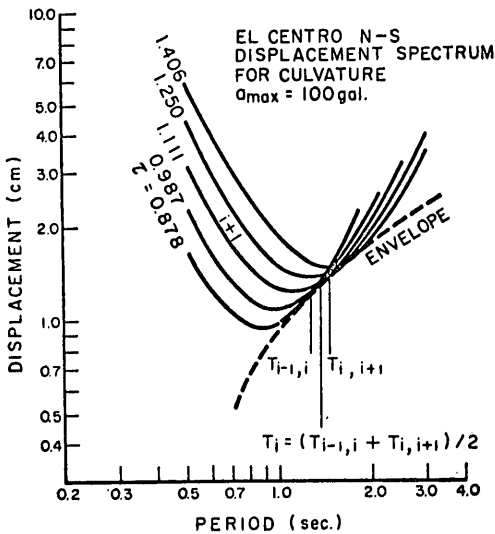


図3-4 変位と周期の関係

くことができる。この包絡線は次のような意味を持っている。すなわち、この包絡線上の  $U$  と  $T$  からある特定の  $\tau = \tau_0$  に対して3-6式からトンネルの曲率を計算すると、包絡線が3-11式の  $\tau = \tau_0$  の曲線と接している点で最大となり、その包絡線を計算した地震波から求めた曲率と同じになる。その他の点では  $\tau = \tau_0$  の曲線より常に下側の変位振幅  $U$  を使うことになり、地震波から計算した曲率より小さな値となる。トンネルの設計に際して、この包絡線にそって  $U$  と  $T$  を求めながら曲率の最大値を捜すものとすれば、この包絡線を用いることができる。この包絡線を、曲率に対する等価正弦波振幅ベクトルと呼ぶことにする。包絡線で表わされる振幅  $U$  は、周期  $T$  のみの関数となる。包絡線の数値計算は次のようにして行なうことができる。 $\tau = \tau_i$  の曲線と  $\tau = \tau_{i-1}$  の交点を  $T_{i-1,i}$  とすれば、

$$T_{i-1,i} = \frac{H(\tau_i)\tau_{i-1}^4 - H(\tau_{i-1})\tau_i^4}{H(\tau_{i-1}) - H(\tau_i)}, \quad H(\tau_{i-1}) - H(\tau_i) > 0 \quad \dots 3-12$$

となる。同様に  $T_{i,i+1}$  も求めることが出来る。 $T_{i-1,i}$  と  $T_{i,i+1}$  の平均を  $T_i$  とし、この値を3-11式の  $\tau = \tau_i$  としたものに代入して得られる振幅  $U$  が包絡線の通過点と考える(図3-4参照)。3-12式で、 $H(\tau_{i-1}) - H(\tau_i)$  が零また負になる場合は、2つの曲線が交点を持たない。またまれにこのようなことになる地震記録の例もある。その場合は、等価正弦波振幅スペクトルの使われ方を考慮して、少々過大設計にはなるが、交点を持たない特別の  $\tau$  を持つ曲線をも通過するよう包絡線を修正する必要がある。図3-5に El Centro N-S 成分から求めた曲率に対する等価正弦波振幅スペクトルを示す。計算の条件は、図3-4 に示した曲率応答スペクトルの場合と同じである。

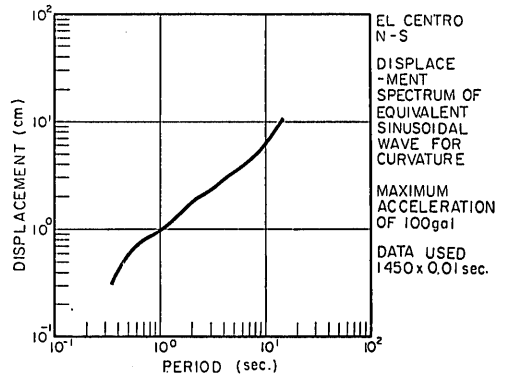


図3-5 等価正弦波振幅スペクトルの例

ここまでトンネルの曲げ変形について、曲率応答スペクトルおよび曲率に対する等価正弦波振巾スペクトルについてその誘導と例について述べて来たが、まったく同様の方法でせん断力や地盤からトンネル軸直角方向に受ける荷重、または軸方向のひずみや軸方向の荷重などについても計算することができる。

せん断力については、3-5式から

$$S = -EI \frac{d^3 u_t}{dx^3} = -\frac{EI}{V_s^3} \frac{d^3 u_t}{dt^3} \\ = G(\tau, T) \cdot U \cdot \left(\frac{2\pi}{T}\right)^3 \frac{EI}{V_s^3} \cos \frac{2\pi}{T} t \quad \dots 3-13$$

となり、3-9式と同様に、

$$H_s(\tau) = \left| \frac{SV_s^3}{EI} \right|_{\max} \\ = \left| \sum G(\tau, T_n) a_n \left(\frac{2\pi}{T}\right) \cos \left(\frac{2\pi}{T_n} t + \phi_n\right) \right|_{\max} \quad \dots 3-14$$

が導かれる。これをせん断力応答スペクトルと呼ぶ。 $H_s(\tau)$  を使って3-13式より

$$U_s = \frac{SV_s^3}{G(\tau, T)EI} \left(\frac{T}{2\pi}\right)^3 = \frac{H_s(\tau)}{G(\tau, T)} \left(\frac{T}{2\pi}\right)^3 \quad \dots 3-15$$

が得られ、この曲線群の包絡線をせん断力に対する等価正弦波振巾スペクトルと呼ぶことにする。

軸直角方向荷重に対しては、次のような形で得られる。

$$p_t = -EI \frac{d^4 u_t}{dx^4} = -\frac{EI}{V_s^4} \frac{d^4 u_t}{dt^4} \\ = -G(\tau, T) \cdot U \cdot \left(\frac{2\pi}{T}\right)^4 \frac{EI}{V_s^4} \sin \frac{2\pi}{T} t \quad \dots 3-16$$

従って

$$H_{pt}(\tau) = \left| \frac{p_t V_s^4}{EI} \right|_{\max} \\ = \left| \sum G(\tau, T_n) \cdot a_n \cdot \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 \sin \left(\frac{2\pi}{T_n} t + \phi_n\right) \right|_{\max} \quad \dots 3-17$$

および

$$U_{pt} = \frac{p_t V_s^4}{G(\tau, T) \cdot EI} \left(\frac{T}{2\pi}\right)^4 \\ = \frac{H_{pt}(\tau)}{G(\tau, T)} \left(\frac{T}{2\pi}\right)^4 \quad \dots 3-18$$

となる。

トンネルの軸方向の変形については、トンネルと周囲の土との間の摩擦力以上にはトンネルが土から力を受け

ることができないため、地盤の反力係数が線型であると考へ得る範囲に限界がある。ここでは、地盤の変形がその限度内にあるものとして計算式を導き、それによって得られた結果をみて、適用できる範囲内の変形であったかどうかを判断し、摩擦力を越えている場合はそれを考慮するものとする。トンネル軸方向の地盤反力係数を  $K'$ 、地動のトンネル軸方向の変位成分を  $u'$ 、波長を  $L' = TV'$ 、トンネルの軸方向変位を  $u_t'$  とすれば、

$$AE \frac{d^2 u_t'}{dx^2} = K'(u' - u_t') = p_t \quad \dots 3-19$$

が成立つ。ここで、 $A$  はトンネルの断面積、 $V'$  は波速である。

$$u_t' = \frac{u'}{\frac{AE}{K'} \left(\frac{2\pi}{L'}\right) + 1} = \frac{U'}{\frac{AE}{K'} \left(\frac{2\pi}{L'}\right) + 1} \sin \frac{2\pi}{L'} x \quad \dots 3-20$$

なる解が  $u' = U' \sin 2\pi x / L'$  の地動を考え、無限のはりとすれば得られる。軸直角方向の場合と同様に、地震記録のフーリエ級数展開式を代入して次のような式が得られる。

トンネルの軸ひずみ  $\epsilon$  に対しては、

$$H_\epsilon(\tau') = \left| \epsilon V' \right|_{\max} \\ = \left| \sum_n G'(\tau', T_n) \cdot \frac{a_n T_n}{2\pi} \cos \left(\frac{2\pi}{T_n} t + \phi_n\right) \right|_{\max} \quad \dots 3-21$$

および

$$U_\epsilon = \frac{H_\epsilon(\tau')}{G(\tau', T)} \left(\frac{T}{2\pi}\right) \quad \dots 3-22$$

式3-21と3-22において、 $G'(\tau, T) = 1 / [(\tau'/T)^2 + 1]$  で軸方向変位の周波数伝達関数、 $\tau' = 2\pi \sqrt{AE/K'V'}$  で、軸方向の剛比周期である。トンネル軸方向に作用する荷重、 $p_t$  については、

$$H_{pa}(\tau') = \left| \frac{p_a V'^2}{AE} \right|_{\max} \\ = \left| -\sum_n G'(\tau', T_n) a_n \sin \left(\frac{2\pi}{T_n} t + \phi_n\right) \right|_{\max} \quad \dots 3-23$$

および

$$U_{pa} = \frac{H_{pa}(\tau')}{G'(\tau', T)} \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad \dots 3-24$$

となる。3-21および3-23式をそれぞれ軸ひずみ応答スペクトル、軸荷重応答スペクトル、3-22および3-24式で表わされる曲線群の包絡線を軸ひずみに対する等価正弦波振巾スペクトル、軸荷重に対する等価正弦波振巾スペク

沈埋トンネル耐震設計用スペクトルについて

トルと呼ぶことにする。軸荷重応答スペクトルから求めた力、すなわち、 $p_a = H_{pa}(\tau')AE/V^{1/2}$  が摩擦力を越えている場合は、3-21式の軸ひずみ応答スペクトルから求められる軸ひずみが過大であり、実際には、トンネルと地盤の間に滑りが生じてそれほどひずみは生じないと考えることができる。

図3-6~9にそれぞれ、El Centro N-S 成分のせん断、軸ひずみ、および軸荷重の応答スペクトルを示す。計算条件は、図3-4と同じである。最大加速度 100gal に対するものである。

図3-9に図3-5に示した曲率に対するものも含めて5種類の等価正弦波振幅スペクトルを示す。これを見ると5本の曲線はそれ程違わないように思われる。



図3-6 せん断力応答スペクトルの例

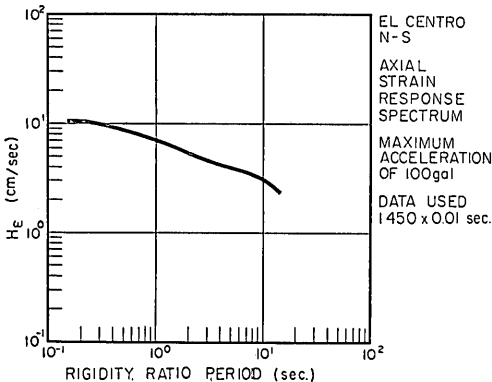


図3-7 軸歪み応答スペクトルの例

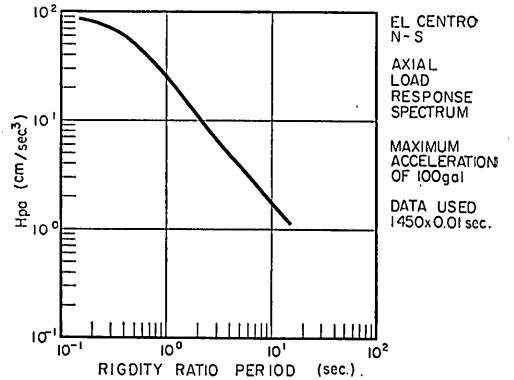


図3-8 軸荷重応答スペクトルの例

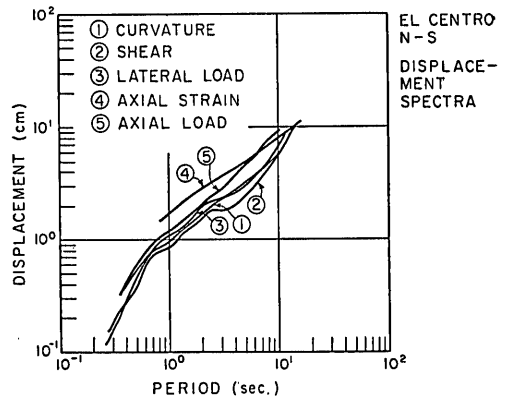


図3-9 各種等価正弦波振幅スペクトルの例

4. 標準応答スペクトル

4.1 用いた強震記録とスペクトルの性質

今回は、当所耐震構造研究室の強震観測網により得られた強震記録<sup>13)</sup>のうちから、最大加速度 50gal 以上のものを選んで、13地点、27記録、49成分を処理した。これらの観測地点記録名、および成分は表-4に示す。これらの記録は同じく表4-1中に示す長さの主要動についてだけ計算を行った。

数多くの記録から得られるスペクトルの形には相当の巾がある。前章まで El Centro (N-S) の例を取りあげてきたが、例えば、図4-1~5に示す宮古港で観測された地震から計算したスペクトル類、または、図4-6~10に示す青森港で得られた記録から計算したスペクトル類を先の El Centro ものと同合わせて比べてみれば、その違いの範囲がわかって来る。これらのスペクトルの形の違いは、種々の要因にもとづくことが考えられる。例えば、震源における地震の発生機構、マグニチュード、震央距

表4-1 使用した強震記録およびクラス分け一欄表

\* マグニチュードを考慮したクラス分け

グループ	記	録	*	長さ	$H\rho(1)$ cm/sec <sup>2</sup>	マグニ チュード	
A	釧路	S-369 E-W	A	1000	5.35		
	宮古	S-236	N-S	A	2000	5.61	7.8
			E-W	A	2000	6.35	7.8
		S-271	N-S	A	1500	7.59	7.4
			E-W	A	1500	8.20	7.4
		S-273	N-S	A	1050	2.48	—
			E-W	A	1050	3.03	—
		S-312	N-S	A	2000	7.79	7.3
			E-W	A	2000	8.06	7.3
	S-420	N-S	A	1000	1.39	—	
		E-W	A	1000	5.60	—	
	S-537	N-S	A	1500	4.17	—	
		E-W	A	1500	4.92	—	
	大船渡 (B)	S-554 E-W	A	1050	8.87	6.2	
鹿島	S-196	N-S	A	1000	4.63	—	
		E-W	A	1000	6.40	—	
室蘭	S-234	N-S	C'	1800	26.0	7.8	
		E-W	C'	1800	31.3	7.8	
	S-241	N-S	B'	1500	10.5	7.4	
		E-W	B'	1800	15.3	7.4	
	S-399	N-S	B'	1500	10.8	6.9	
			B'	1500	10.8	6.9	
八戸	S-252	N-S	C'	1500	30.8	7.8	
		E-W	C'	1500	44.4	7.8	
	S-310	N-S	B'	1800	19.8	7.3	
		E-W	B'	1800	22.8	7.3	
大船渡	S-140	E-W	B'	1500	26.9	—	
		N-S	C'	1800	45.9	?	
	S-282	E-W	C'	1500	33.8	?	
		N-S	B'	1500	25.4	—	
	S-361	E-W	B'	1500	25.4	—	
品川	S-340	N-S	B'	1800	25.8	—	
		E-W	B'	1800	13.4	—	
衣浦	S-480	N-S	B'	1500	11.8	—	
		E-W	B'	1500	21.0	—	
広島	S-364	N-S	B'	1500	16.0	—	
		E-W	B'	1500	29.7	—	
細島	S-213	N-S	C'	1500	30.7	7.5	
		E-W	C'	1500	38.4	7.5	
	S-453	N-S	B'	1500	15.8	—	
		E-W	B'	1500	9.8	—	
	S-544	N-S	B'	1800	23.5	6.7	
		E-W	B'	1800	16.1	6.7	
S-545	E-W	B'	1000	10.5	6.1		
青森	S-235	N-S	C'	2000	43.0	7.8	
		E-W	C'	2000	50.5	7.8	
	S-264	N-S	B'	2000	29.0	7.4	
		E-W	B'	2000	27.1	7.4	
	高知	S-211	N-S	C'	1800	51.0	7.5
E-W			C'	1800	44.9	7.5	

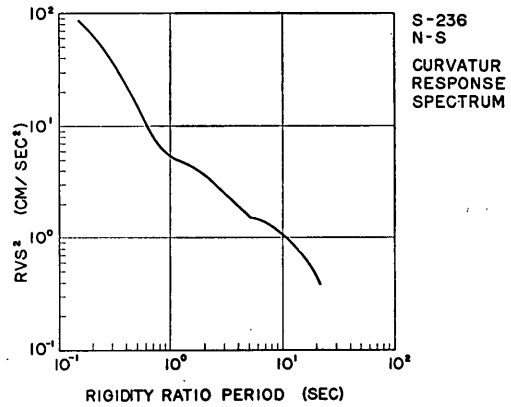


図4-1 曲げ曲率応答スペクトルの例 (2)

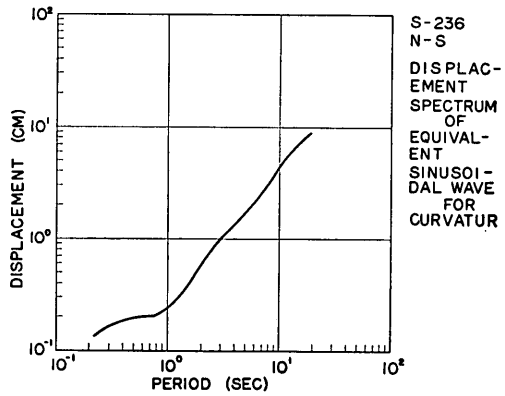


図4-2 等価正弦波振幅スペクトルの例 (2)

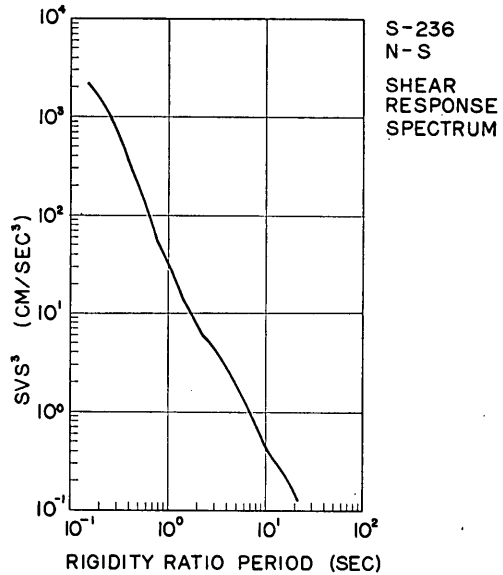


図4-3 せん断力応答スペクトルの例 (2)

沈埋トンネル耐震設計用スペクトルについて

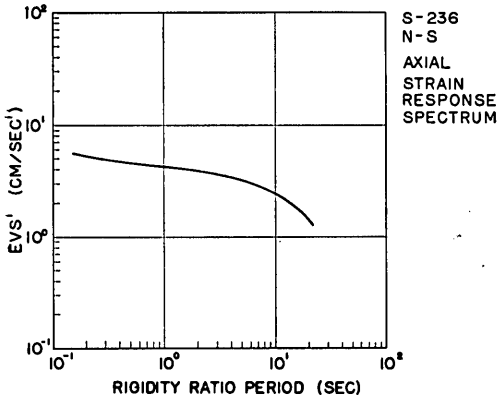


図4-4 軸ひずみ応答スペクトルの例 (2)

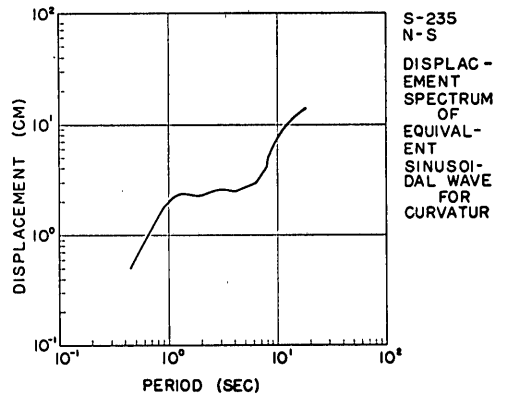


図4-7 等価正弦波振幅スペクトルの例 (3)

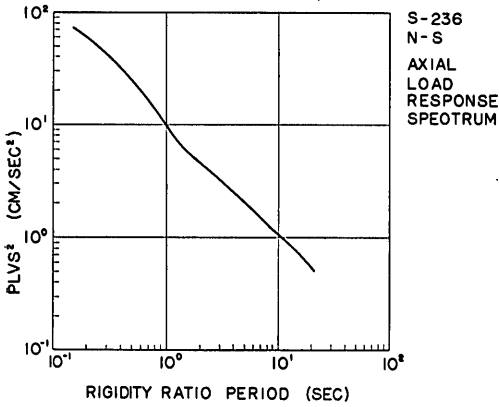


図4-5 軸荷重応答スペクトルの例 (2)

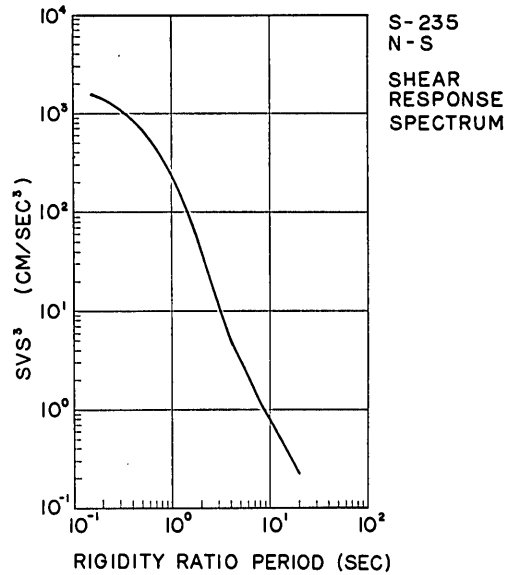


図4-8 せん断力応答スペクトルの例 (3)

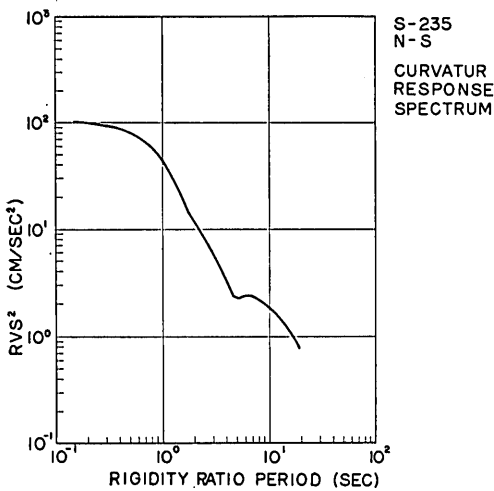


図4-6 曲げ曲率応答スペクトルの例 (3)

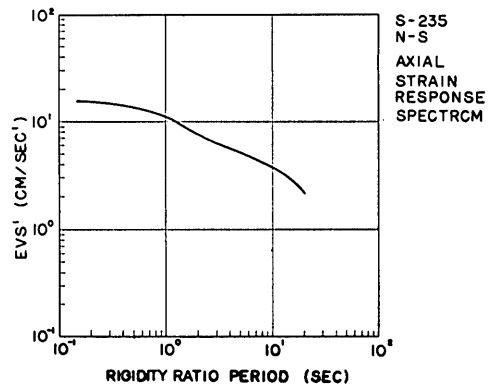


図4-9 軸ひずみ応答スペクトルの例 (3)

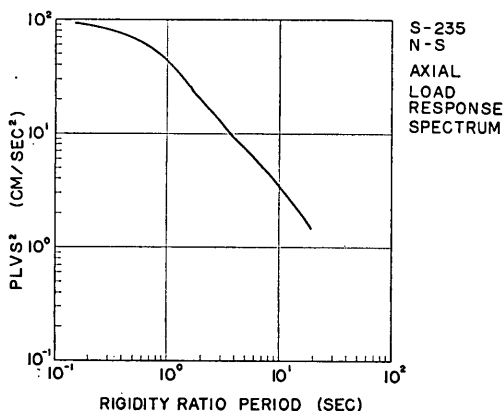


図4-10 軸荷重応答スペクトルの例 (3)

離、伝ば経路、観測地点の地盤条件などである。このうち特に観測地点の地盤条件の違いは、観測される強震記録の特性に大きな影響を与える点についてはよく知られている。すでに、特に観測地点の地盤条件に注目して、加速度応答スペクトルを分類整理している例<sup>14)</sup>がある。ここでもある程度のクラス分けを考えてみる。

#### 4.2 スペクトルの地盤別クラス分けと標準スペクトル

前章のスペクトル計算式の誘導では、曲げ曲率、せん断力、軸直角荷重、軸ひずみ、軸荷重の5種類の項目について、それぞれ応答値および等価正弦波振巾のスペクトルについて述べて来た。しかしながら、あまりスペクトルの種類が多すぎるのは、整理の労力が多いばかりでなく使用する場合にも混乱をまねく恐れがあるので、これらのスペクトル類を統合することを考えてみる。それぞれの応答スペクトルは、単位が異なり統合は不可能である。しかしながら、それぞれの項目に対する等価正弦波振巾スペクトルであれば、全て周期と変位量の単位で表わされており、統合することができる。なお、前章で、El Centro (N-S) のものを例に挙げこれら各級の等価正弦波振巾スペクトルが皆似たような値になることを示した。また、各種応答スペクトルを使って設計を行うと非常に簡単になるのであるが、等価正弦波振巾スペクトルから設計してもわずかな手間が加わるだけであり、正弦波の周期と振巾というきわめて具体的で単一な量を取扱えばよいことになり、工学的に好ましいものとなる。

以上の検討の結果、今回は、最終的な成果として等価正弦波振巾スペクトルを幾つかのクラスに分けて標準的な設計スペクトルを準備することを試みる。5種類の等価正弦波振巾スペクトルのうち曲げ曲率に対するもので

代表させることにする。なお、軸直角方向荷重の応答スペクトルとこれに対する振巾スペクトルを除き、表4-1に挙げた記録について計算したスペクトル類については、この報告では取りあげないことになるが、その数表と図面を保存<sup>15)</sup>しておき、必要のある場合はすぐ使えるようにしてある。

種々の要因が組み合わさった結果として現わされているスペクトルの形を、各々の要因に分析して細かくクラス分けすることも可能ではあるが、要因を多く取り挙げすぎても、データ不足となることがさけられないし、使用する場合もきわめて複雑なことになる。将来は要因を増して検討することも考えることとし、ここでは、先に紹介した<sup>14)</sup>加速度応答スペクトルのクラス分けにならって、強震記録の観測地点に着目してクラス分けを行う。このことは、地震観測地点の土質条件の影響を重視することと同様な結果になる。

種々な形をしたスペクトルの形自体を定量化することは簡単でない。ここでは、スペクトルの形の一つの指標として、曲げ曲率応答スペクトルの横軸で表わされている剛比周期が1 secの点における曲げ曲率スペクトル値  $H_p(1)$  をそれぞれの記録について拾ってみると表4-1のような値となる。これを見ると、大きなものは、50cm/sec<sup>2</sup> 以上から、小さいものでは4 cm/sec<sup>2</sup> 以下までである。このスペクトル値は、種々の大きさの加速度の記録を全て最大加速度 100gal に基準化してあるので、最大加速度で基準化することに問題があるかもしれないが、一応大きさの要因は取り除いてあると考えられ、スペクトルまたは原記録の性質を表わしていると考えることができる。また、一つの観測地点でも地震によってばらつきは見られるが、ある範囲の中に入っていることがみられよう。この値が10cm/sec<sup>2</sup> のものをAクラス、10~40cm/sec<sup>2</sup> ぐらいのものをBクラス、40cm/sec<sup>2</sup> 以上のものをCクラスとすると、大体表4-1に示したようなクラス分けとなる。ただし、大船渡、八戸などで大きなマグニチュードの地震を記録した場合には、相当大きな  $H_p(1)$  値を示しており、震源のマグニチュードにも影響されているようにも思われる。このクラス分けは、先の加速度応答スペクトルのクラス分けと比べると高知で得られた記録のものをここではCクラスに分類したことを除いて相互に一致している。強震計設置位置の地盤条件は省略するが<sup>16),17)</sup>、上記のクラスと密接な関係があり、グループAは非常に締った砂層または、砂レキで、N値50以上に相当する。グループCは、非常にゆるづめ状態の砂層でN値が5以下、または、軟弱な粘土層の深い所に相当

沈埋トンネル耐震設計用スペクトルについて

する。これら両地盤のいずれにも属さない中間的な地盤がグループBに対応すると考えられる。グループBに対応する地盤は極めて多様であるが、日本においては非常に多くの場所に見られるものである。特に沈埋トンネルの建設される地点はほとんどこのグループに属すると思われる。

これら3グループに属する曲げ曲率に対する等価正弦波振巾スペクトルで代表される振巾スペクトルの平均と $1\sigma$ (標準偏差)および $2\sigma$ の範囲を計算したものを図4-11~13に示す。(各図面の下の線から順に平均値, $1\sigma$ , $2\sigma$ ) また平均値と $+1\sigma$ の値を表4-2に示す。図4-14~16には、標準スペクトルとして、もとのデータは取り除

表4-2 標準スペクトル(2)

PERIOD (sec)	A CLASS DISPLACEMENT (cm)		B CLASS DISPLACEMENT (cm)		C CLASS DISPLACEMENT (cm)	
	平均値	$1\sigma$	平均値	$1\sigma$	平均値	$1\sigma$
0.200	0.524E-01	0.676E-01				
0.225	0.844E-01	0.111E 00				
0.253	0.958E-01	0.128E 00				
0.285	0.103E 00	0.141E 00	0.207E 00	0.207E 00		
0.320	0.110E 00	0.153E 00	0.224E 00	0.255E 00	0.249E 00	0.249E 00
0.360	0.117E 00	0.165E 00	0.282E 00	0.316E 00	0.302E 00	0.312E 00
0.405	0.133E 00	0.191E 00	0.347E 00	0.393E 00	0.362E 00	0.381E 00
0.456	0.142E 00	0.205E 00	0.419E 00	0.483E 00	0.469E 00	0.522E 00
0.513	0.151E 00	0.219E 00	0.502E 00	0.598E 00	0.599E 00	0.677E 00
0.577	0.161E 00	0.233E 00	0.601E 00	0.737E 00	0.737E 00	0.843E 00
0.649	0.174E 00	0.250E 00	0.699E 00	0.884E 00	0.897E 00	0.104E 01
0.731	0.188E 00	0.269E 00	0.808E 00	0.105E 01	0.114E 01	0.134E 01
0.822	0.206E 00	0.292E 00	0.925E 00	0.125E 01	0.137E 01	0.164E 01
0.925	0.227E 00	0.318E 00	0.106E 01	0.148E 01	0.170E 01	0.205E 01
1.040	0.250E 00	0.347E 00	0.113E 01	0.162E 01	0.194E 01	0.235E 01
1.170	0.279E 00	0.386E 00	0.118E 01	0.169E 01	0.214E 01	0.263E 01
1.317	0.316E 00	0.439E 00	0.121E 01	0.174E 01	0.229E 01	0.287E 01
1.481	0.360E 00	0.504E 00	0.123E 01	0.179E 01	0.235E 01	0.296E 01
1.666	0.413E 00	0.584E 00	0.126E 01	0.186E 01	0.240E 01	0.305E 01
1.875	0.481E 00	0.687E 00	0.129E 01	0.194E 01	0.246E 01	0.316E 01
2.109	0.566E 00	0.824E 00	0.134E 01	0.205E 01	0.255E 01	0.334E 01
2.373	0.669E 00	0.990E 00	0.140E 01	0.216E 01	0.264E 01	0.352E 01
2.669	0.792E 00	0.119E 01	0.146E 01	0.223E 01	0.271E 01	0.368E 01
3.003	0.939E 00	0.144E 01	0.156E 01	0.233E 01	0.278E 01	0.382E 01
3.378	0.112E 01	0.174E 01	0.170E 01	0.249E 01	0.283E 01	0.388E 01
3.801	0.134E 01	0.212E 01	0.190E 01	0.276E 01	0.287E 01	0.390E 01
4.276	0.161E 01	0.260E 01	0.214E 01	0.309E 01	0.293E 01	0.395E 01
4.810	0.194E 01	0.319E 01	0.244E 01	0.349E 01	0.310E 01	0.414E 01
5.411	0.234E 01	0.389E 01	0.279E 01	0.398E 01	0.331E 01	0.441E 01
6.088	0.281E 01	0.476E 01	0.322E 01	0.456E 01	0.362E 01	0.480E 01
6.849	0.337E 01	0.581E 01	0.372E 01	0.527E 01	0.405E 01	0.527E 01
7.705	0.406E 01	0.711E 01	0.430E 01	0.612E 01	0.457E 01	0.581E 01
8.668	0.490E 01	0.872E 01	0.498E 01	0.718E 01	0.534E 01	0.659E 01
9.751	0.614E 01	0.108E 02	0.579E 01	0.841E 01	0.624E 01	0.771E 01
10.970	0.800E 01	0.121E 02	0.653E 01	0.966E 01	0.737E 01	0.922E 01
12.342	0.105E 02	0.144E 02	0.787E 01	0.115E 02	0.868E 01	0.110E 02
13.884	0.120E 02	0.166E 02	0.891E 01	0.131E 02	0.107E 02	0.146E 02
15.620	0.146E 02	0.213E 02	0.906E 01	0.132E 02	0.115E 02	0.149E 02
17.572	0.165E 02	0.245E 02	0.140E 02	0.181E 02	0.117E 02	0.163E 02



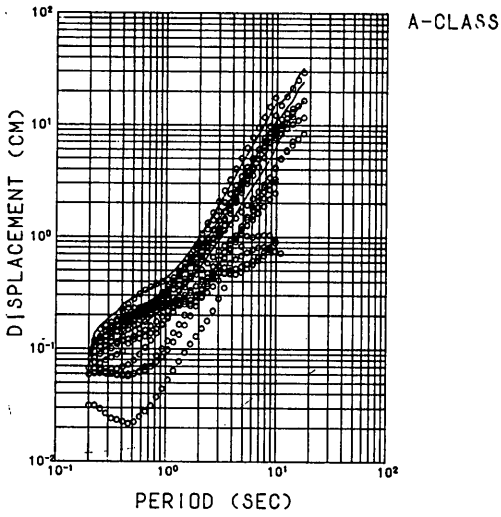


図4-11 等価正弦波振幅スペクトル グループA

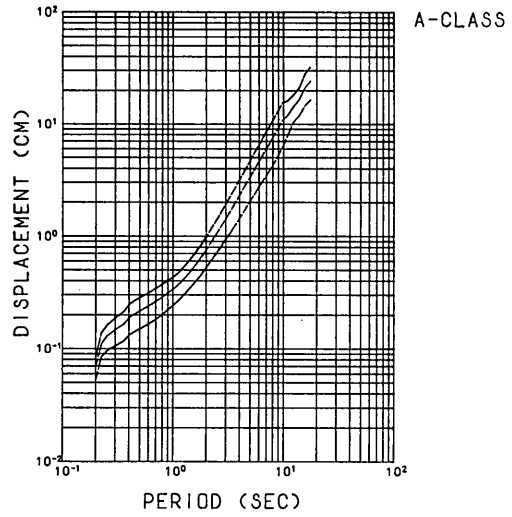


図4-14 標準スペクトル(1) グループA

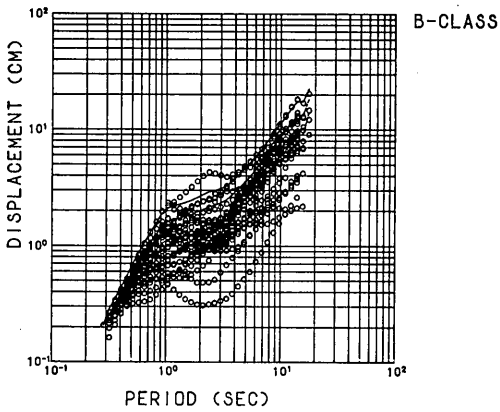


図4-12 等価正弦波振幅スペクトル グループB

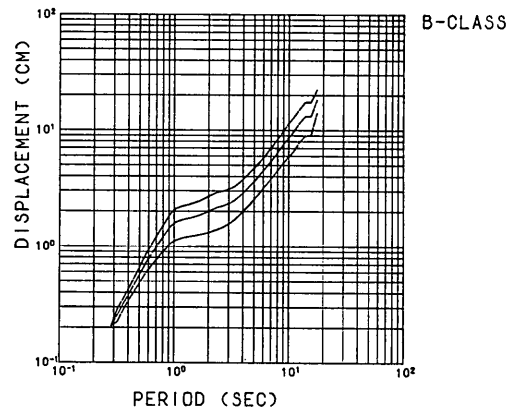


図4-15 標準スペクトル(1) グループB

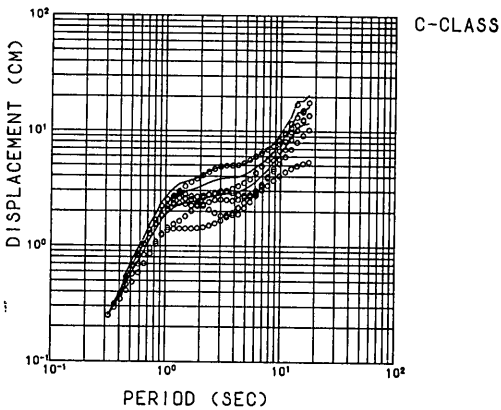


図4-13 等価正弦波振幅スペクトル グループC

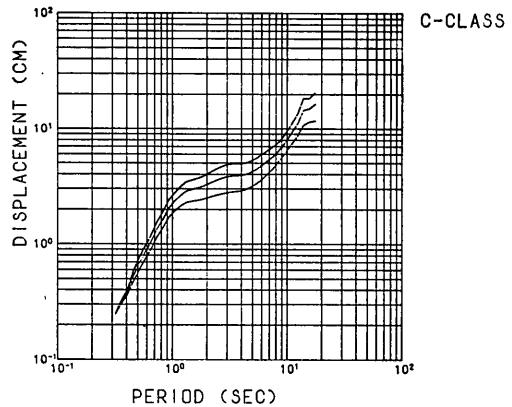


図4-16 標準スペクトル(1) グループC

き、平均値と、平均 +1σ および 2σ の値だけを示す。

4.3 マグニチュードとスペクトルの形

表4-1を見ると、 $H_p(1)$  値が大きくなるのは、地盤が先き程述べた軟弱な場合と震源のマグニチュードが大きい事の2つの要因が重なることによって生ずることが想像される。先にクラス分けしたもからマグニチュードが大きく  $H_p(1)$  値の大きい記録だけを、八戸および大船渡からもぬき出しこれをクラス C' とする。また青森で得られた記録の場合でも  $H_p(1)$  値が小さい(これはマグニチュードも小さい)ものを加えて前節のクラス B をクラス B' と組み換えてみる。前節と同様の処理をほどこした結果が、図4-17~18である。同じく数表を表4-3に示す。また、平均値とそれに1σと2σを加えたものだけを図4-19~20に示す。

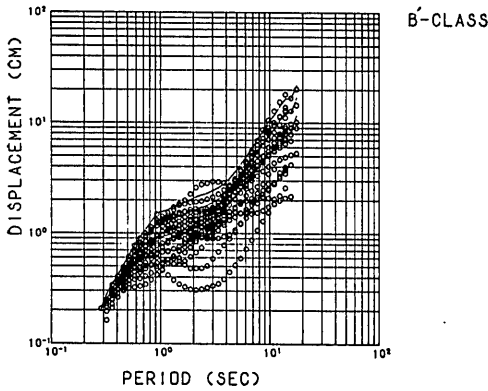


図4-17 マグニチュードを考慮したグループ化グループB'

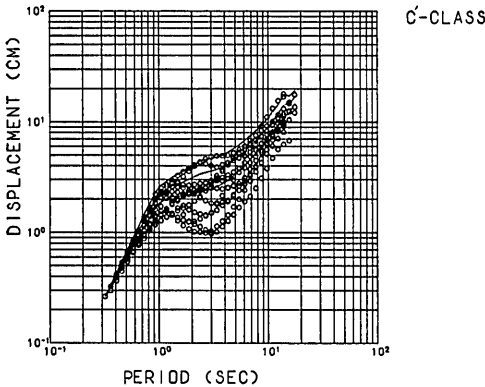


図4-18 マグニチュードを考慮したグループ化グループC'

表4-3 標準スペクトル (2)

PERIOD (sec)	B' CLASS DISPLACEMENT (cm)		C' CLASS DISPLACEMENT (cm)	
	平均値	1σ	平均値	1σ
0.200				
0.225				
0.253				
0.285	0.207E 00	0.207E 00		
0.320	0.222E 00	0.251E 00	0.264E 00	0.264E 00
0.360	0.281E 00	0.314E 00	0.313E 00	0.326E 00
0.405	0.336E 00	0.377E 00	0.395E 00	0.412E 00
0.456	0.401E 00	0.458E 00	0.492E 00	0.519E 00
0.513	0.470E 00	0.553E 00	0.615E 00	0.661E 00
0.577	0.553E 00	0.669E 00	0.756E 00	0.827E 00
0.649	0.632E 00	0.782E 00	0.917E 00	0.103E 01
0.731	0.717E 00	0.906E 00	0.113E 01	0.130E 01
0.822	0.806E 00	0.104E 01	0.136E 01	0.159E 01
0.925	0.905E 00	0.122E 01	0.164E 01	0.197E 01
1.040	0.939E 00	0.126E 01	0.187E 01	0.226E 01
1.170	0.970E 00	0.131E 01	0.202E 01	0.245E 01
1.317	0.100E 01	0.138E 01	0.210E 01	0.263E 01
1.481	0.104E 01	0.145E 01	0.212E 01	0.273E 01
1.666	0.108E 01	0.150E 01	0.214E 01	0.285E 01
1.875	0.112E 01	0.158E 01	0.218E 01	0.301E 01
2.109	0.117E 01	0.166E 01	0.224E 01	0.319E 01
2.373	0.123E 01	0.173E 01	0.232E 01	0.337E 01
2.669	0.130E 01	0.181E 01	0.239E 01	0.348E 01
3.003	0.140E 01	0.193E 01	0.246E 01	0.359E 01
3.378	0.153E 01	0.207E 01	0.258E 01	0.369E 01
3.801	0.169E 01	0.226E 01	0.275E 01	0.388E 01
4.276	0.190E 01	0.252E 01	0.296E 01	0.414E 01
4.810	0.216E 01	0.290E 01	0.325E 01	0.449E 01
5.411	0.247E 01	0.336E 01	0.361E 01	0.491E 01
6.088	0.286E 01	0.392E 01	0.405E 01	0.543E 01
6.849	0.332E 01	0.463E 01	0.459E 01	0.605E 01
7.705	0.385E 01	0.547E 01	0.522E 01	0.678E 01
8.668	0.448E 01	0.654E 01	0.604E 01	0.768E 01
9.751	0.522E 01	0.776E 01	0.701E 01	0.883E 01
10.970	0.580E 01	0.883E 01	0.816E 01	0.103E 02
12.342	0.708E 01	0.107E 02	0.946E 01	0.119E 02
13.884	0.807E 01	0.124E 02	0.111E 02	0.144E 02
15.620	0.833E 01	0.126E 02	0.121E 02	0.147E 02
17.572	0.119E 02	0.170E 02	0.145E 02	0.168E 02

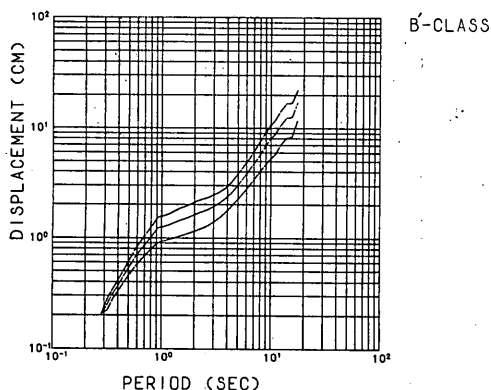


図4-19 標準スペクトル(2) グループB'

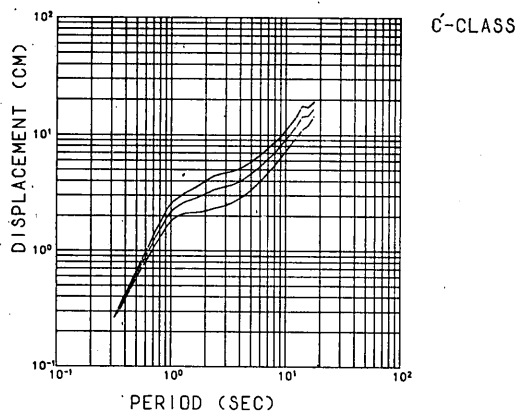


図4-20 標準スペクトル(2) グループC'

## 5. スペクトル使用にあたっての提案

### 5.1 等価正弦波の周期と見かけ波速の関係

図2-1に示したように、地盤の一次卓越周期に比べて長い周期のものを考える場合は、表層S波の速度と仮定すると過大設計になる恐れがある。地盤の地層構成を考えたいうえで、図2-1を参考にして、考えようとする周期と地盤の卓越周期との関係に合わせて見かけ速度として表層のS波速度を割増して計算することを提案する。スペクトルを用いる設計の考え方および、計算式の誘導の章では、表層S波速度を考えて地盤変位を推定するものであることを説明してきたが、3-1式以下このS波速度、 $V_s$ をいかなる値にとろうと、結果の一般性を失うものでないことは容易にわかる。だ足ながらこのことをつけ加えておく。

### 5.2 平均値と平均値+1 $\sigma$ の関係

1つのグループに含まれるスペクトルでも図4-11~13に示されるように相当の巾を持っている。平均値を設計

に使用することには、いくぶん不安があるので、平均値+1 $\sigma$ の曲線を使用してはどうだろうか。

### 5.3 クラスC'とB'について

軟弱な地盤においても、あまり大きくない地震を考える場合は、クラスB'のスペクトルを用いて設計してもよいのではなからうか。また、非常に大きい地震を考える場合は、もしその地点がゆるい砂地盤であったり、軟弱な粘土層が深い場合は、クラスC'のスペクトルに対しても検討しておく必要があることになる。ただし、その場合は、クラスB'のスペクトルを使用した場合よりいくぶん安全率等を落してもよい場合もある。

## 6. あとがき

以上、沈埋トンネルの耐震設計用スペクトルについて、その計算式を誘導し、13地点で観測された49本の水平成分の記録についてスペクトルを計算した。そしてそれらを等価正弦波の振巾スペクトルで代表される設計スペクトルを、まず始めに、強震記録の観測地点によってクラス分けし、その平均値と分散を計算しクラス別標準スペクトルとしてA、BおよびCのスペクトルを示した。

次に、スペクトル形が単に地盤条件だけでなく、震源のマグニチュードにも関係するらしいことがわかれたので、地盤の条件とマグニチュードの両方を考慮した別の分類、すなわち、クラスA、B'およびC'を示し、その使い分けについて一つの提案を示した。

また、本スペクトルを計算するための手段として、地震波を水平に伝ばしているものと仮定するが、この時、表層波Sの波速で伝ばしていると考えれば確かに地盤中に生ずる相対変位(ひずみ)は上限値を得ることができるとも具体的な計算例によって示した。しかし、地盤の卓越周期に比べて長い周期の振動を考える場合には、S波速度をそのままとったのでは過大設計になることもわかった。そのため、スペクトルの一般性を失うことなく見かけの伝ば速度をS波速度より割増して計算する方法も提案した。(1972年9月30日受付)

## 参考文献

- 1) 田村重四郎, 岡田郁生, 浜田政則; 沈埋トンネルの応答解析, 第12回地震工学研究発表会講演概要, 1972, 7, p. 107~110, 他
- 2) 後藤洋三, 太田順, 佐藤拓男; 沈埋函トンネルの地震応答解析について, 同上, p. 115~118 他
- 3) 武藤清, 内田一義, 律川恒久; 沈埋函の地震応答解析, 第3回日本地震工学シンポジウム 講演集,

- 1970, 10, p. 437~444
- 4) 青木義典他; 沈埋トンネルの野外模型振動実験, 港研報告, Vol. 11, No. 2, 1972, 6, p. 261~307
  - 5) 那須信治; 沈埋管の振動実験, 土と基礎, 昭和47年1月, Vol. 20, No. 1, p. 21~31
  - 6) 桜井彰雄; 埋設パイプラインの耐震性, 昭和45年度土質工学会北海道支部講演会別刷, 昭和45年10月
  - 7) 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, p. 25~28
  - 8) 岩崎敏男, 若林進, 若月高晴, 辻勝成; 沈埋トンネルの地震応答, 第12回地震工学研究発表会講演概要, 1972, 7, p. 111~114
  - 9) 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, 第415号, 昭和43年10月
  - 10) 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 Vol. 15, No. 8, 1971, 8, p. 26~36
  - 11) 土岐憲三, 高田至郎; 地中埋設管の動特性について, 第12回地震工学研究発表会講演概要, 1972, 7, p. 103~106, 他
  - 12) 青木義典; 沈埋トンネル耐震設計用スペクトルについて, 第12回地震工学研究発表会講演概要, 1972, 7, p. 119~122
  - 13) 土田瑩等による一連の港湾地域強震観測年報, 港研資料, No. 55, 62, 64, 98, 100, 116, 136
  - 14) 林 聡他; Acceleration Response Spectra on Various Site Condition, 第3回日本地震工学シンポジウム講演集, 1970, 11, p. 207~214
  - 15) 材料施工研究室; 沈埋トンネル耐震設計用スペクトル数値表, および同図表, 1972, 9
  - 16) 土田瑩他; 港湾地域強震観測地点資料(その1), 港研資料 No. 34, 1967, 11
  - 17) 倉田栄一他; 港湾地域強震観測地点資料(その2), 港研資料 No. 107, 1970, 12

付録A 地震時における地盤内歪みの上限値推定について

1. はじめに

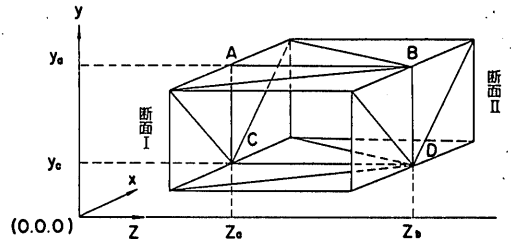
スペクトルを用いて行う沈埋トンネルの耐震設計法<sup>1)</sup>では, 種々の要因によって生ずる地震時の地盤の歪みの上限値を推定する考え方に立っている。そしてその方法は, 強震記録を, 水平に表面S波の波速で伝ばしていると考えられる架空の波動から得られたものと仮定し, 地盤に発生する歪みを計算している。しかし, このような方法

が, 地震時の地盤歪みの上限値を与えるものかどうかは証明を要する問題である。論理的に数式を用いて証明することが出来るのかもしれないが, ここでは, 種々の極端な状態を例として取り上げ, 具体的に振動応答歪みを計算してみて上記の方法によって推定した値を上まわらないことを確認して証明に換える方法を試みた。取り上げることが出来た条件が未だ少ないので十分ではないが, その結果を示す。

2. 計算法

振動応答計算には, 平面歪み条件のFEMを, 特別な工夫をして用いた。特別な工夫とは次の通りである。

地盤のせん断振動を考える場合, 地盤各点の水平方向成分しか取り上げないことはよく行なわれる。たとえば, スライス法やランプドマス法により地盤の振動解析を行うのもその例である。そしてこれらの方法は, 良好な結果を与えることが知られている。ここでは, 立体的に複雑な地盤の振動解析においても, 1方向のせん断振動を取り上げるものとして, 各点の自由度は, 水平1方向だけを取ればよいものとする。そうすると, 地盤の2地点における断面の間の土は, 伸縮をともなわずせん断変形だけを受ける。そして, 図A-1に示すように, 2断面



図A-1 準立体 FEM

間の土に対しても, スライスに切ってそれぞれのスライスについてFEMの要素分割を行うことができる。しかし, これだけでは, 2断面の間隔方向の座標も必要となり3次元問題となる。そのため, このような問題を2次元問題の簡単なプログラムで計算するために工夫が必要となる。今, 図A-1に示す, B点の座標は3次元座標では,  $(y_0, 0, z_0)$  であるがこれを,  $(y_0 + (z_0 - z_1), 0)$  という2次元表示を行ってみる。すなわち, z軸をy軸に重ねるようにするわけである。そうすると, 断面Iと断面IIは同一面内に入り, 水平な要素は鉛直となる。このような変換を行っても, 全ての要素が変位の自由度としてx方向しか与えられていないので, 力学的な特性は全々変わらない。以上のことをまとめると, 水平方向に1方向しか自由度のあたえられていないモデルは, 他の水平

方向の座標を鉛直方向の座標に重ね合わせることによって、2次元問題に帰着する。

このような方法が、どの程度の精度を持っているか調べてみたのでその結果を示す。まず、箱の中に砂を入れて振動台で振動を与えた場合の砂の運動を表わす微分方程式の近似解として次の1-1式が実験値と合うことがわかって<sup>2)</sup>。

$$u(x, y, z, t) = \sum_p \sum_q \sum_r \sin \frac{p\pi}{l} x \sin \frac{q\pi}{b} y \sin \frac{r\pi}{2h} z \frac{64a_g}{pqr\pi^3} \frac{\sin(\omega t + \phi_{pqr})}{\sqrt{(\omega^2 - \omega_{pqr}^2)^2 + (2\zeta\omega\omega_{pqr})^2}} \quad 1-1$$

ここで

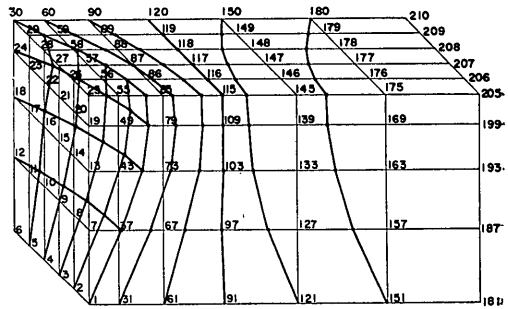
$$\phi_{pqr} = \tan^{-1} \frac{2\zeta\omega\omega_{pqr}}{\omega^2 - \omega_{pqr}^2}$$

$$\omega_{pqr} = \frac{r\pi}{2h} v_s \sqrt{1 + \left(\frac{2ph}{rl}\right)^2 \left(\frac{v_c}{v_s}\right)^2 + \left(\frac{2hq}{br}\right)^2}$$

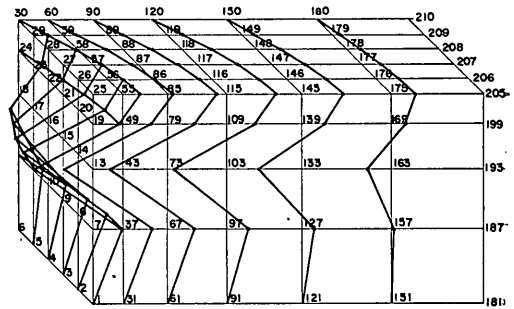
$l, b$  および  $h$  は箱の寸法,  $p, q, r = 1, 3, 5, 7, \dots$

$a_g$  は加速度の入力振幅,  $v_s, v_c$  はそれぞれせん断波粗密波の速度である。

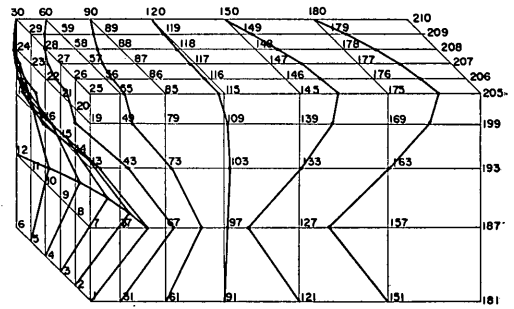
それで、上記の方法により  $262 \times 50 \times 70$  cm の箱に砂を入れた場合のモデルを計算したものと1-1式とを比べてみた。このような箱の中の砂の運動は、対象性を考慮して4分の1を計算すればよい。図A-2に8次までの振動



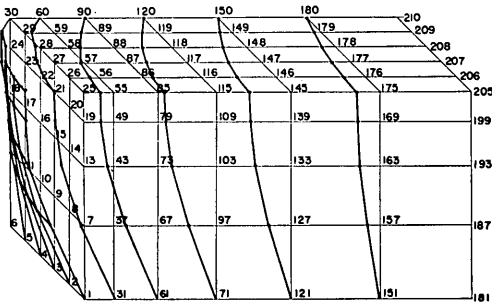
図A-2-③ 砂箱の振動モード



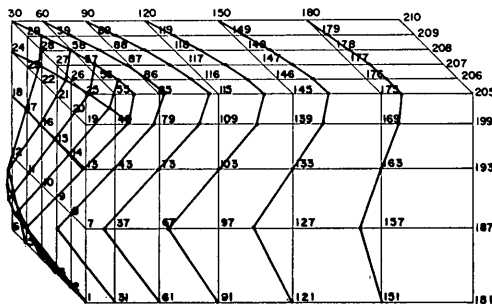
図A-2-④ 砂箱の振動モード



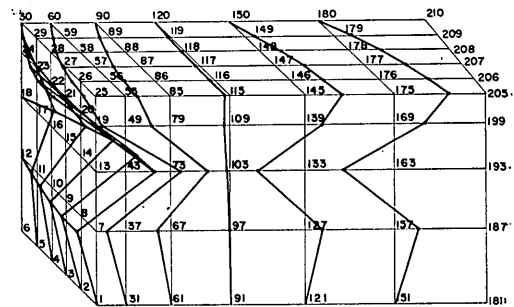
図A-2-⑤ 砂箱の振動モード



図A-2-① 砂箱の振動モード

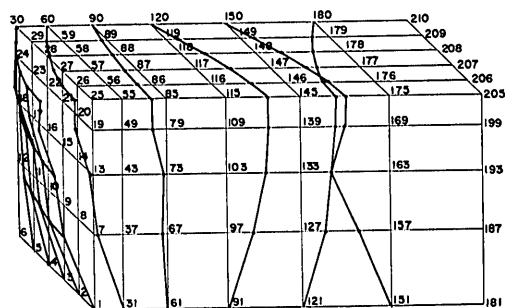


図A-2-② 砂箱の振動モード

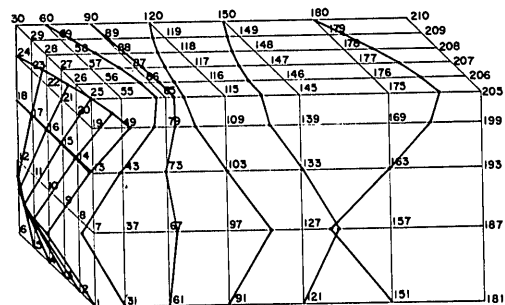


図A-2-⑥ 砂箱の振動モード

沈埋トンネル耐震設計用スペクトルについて

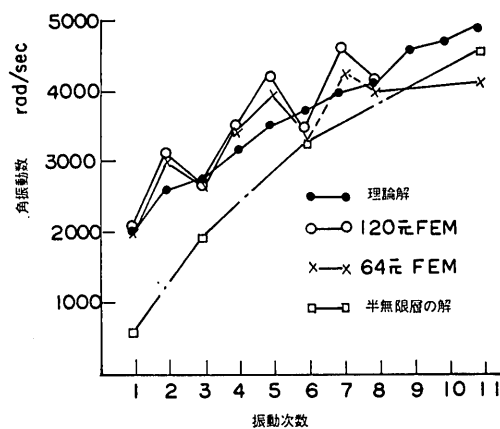


図A-2-⑦ 砂箱の振動モード

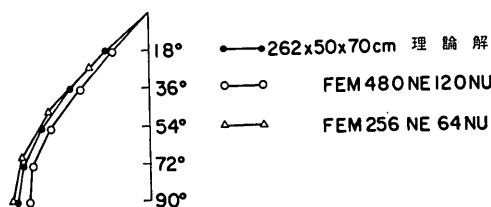


図A-2-⑧ 砂箱の振動モード

モードを示す。図A-3に各振動次数における振動数を示す。また図A-4には箱中央表面横断方向の応答変位分布



図A-3 砂箱の次数と振動数

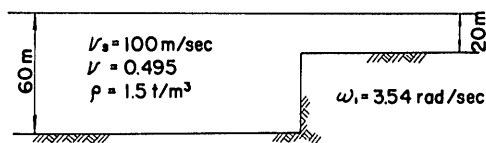


図A-4 応答変位分布

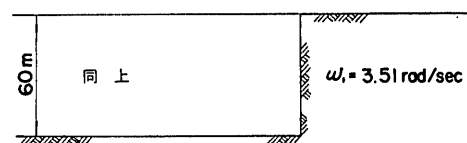
を示す。これらを見ると、上記のような準3次元 FEM の計算が相当の精度を持っていることがわかる。

3. 計算結果

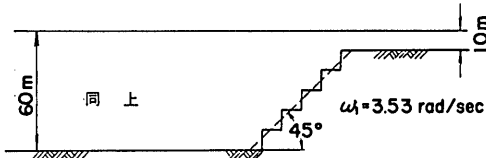
ここに計算したのは、図A-5に示す3通りの場合である。これらの振動モデルに基岩に図面と直角方向の正弦振動を与えた。その時の表面の振動が 100m/sec の波速で水平に伝ばしていると考えた時の地盤内の歪みと、実際にモデルに発生している歪みの比を計算した。この値は、モデル表面で得られた振動の時系列からモデル表面に発生している歪みを推定する場合の見かけの水平伝ば速度と 100m/sec との比でもある。



CASE I (図1-7の印\*)



CASE II (図1-7の印\*)



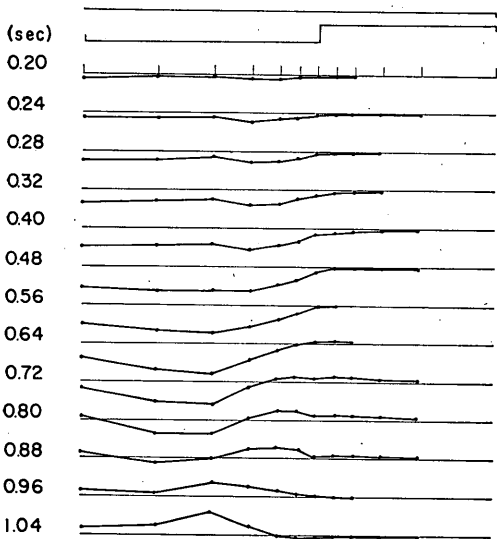
CASE III (図1-7の印\*)

図A-5 地盤の応答計算モデル

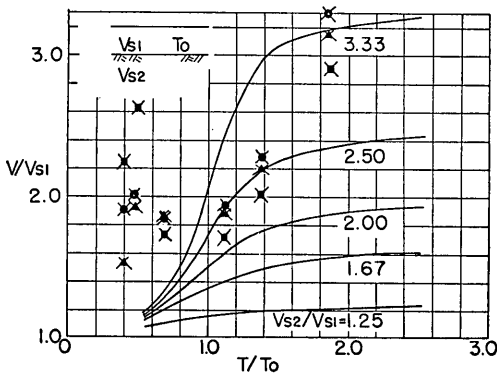
図A-6にモデル表面の変位分布の時間的変位を示す。上記のような方法で計算した見かけ速度と表層S波速度との比 ( $V/V_{s1}$ ) を、モデルの一次卓越周期で除し無次元化した入力波の周期との関係で図にしたものが、図A-7である。ただし、モデルの要素分割の寸法が最小10mとなっているので、高い振動数に対しては、計算される歪みの値が過少になることが考えられるので、1-2式のような補正を行なってみた。結果的にはほとんど変わっていない。

$$\gamma = \gamma' \frac{\pi f l}{V_s} \frac{1}{\sin(\pi f l / V_s)} \quad 1-2$$

ここで、 $\gamma$  および  $\gamma'$  は、補正後および前のせん断歪み、



図A-6 モデル表面の振動



図A-7 周期と見かけ波速

$f$ は振動数,  $l$ は要素の寸法 (10m),  $V_s$ はせん断波速 (100m/sec) である。

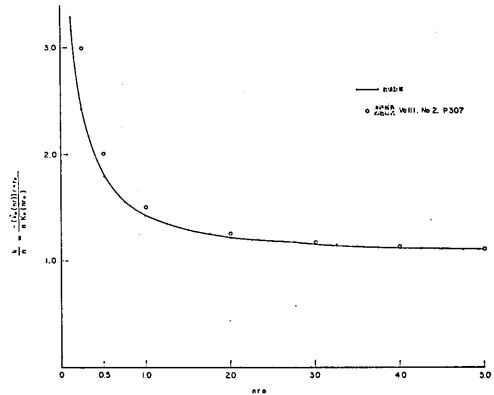
なお, 図A-7に実線で示したものは, ラブ波の分散曲線である。これも, 周期はモデルの一次固有周期で除して無次元化し, 波速も表層のS波速度で除して無次元化してある。

この図をみると, 下の層と上の層の波速の比が小さい場合のラブ波については, 相当長い周期まで表層S波速度に近い速度で水平に伝ばすると考えなくてはならないが, 上下層の速度比の大きいラブ波または, 地層の不整の影響も, 表層の一次固有周期より長い周期に対しては, 表層S波速の1.5倍以上の見かけ速度を取って, 地表1点における振動記録から地中の歪みを推定してもよ

いことがわかる。また, 表層の一次固有周期より短い周期のものに対しては, ラブ波を考えると, 表層のS波速度をとらなければならないように見えるが, ラブ波の卓越周期が, 表層の一次固有周期に近くこの周辺にほとんどのエネルギーが集中すると考えると, 見かけ速度のとり方に一考を要するといえよう。しかしながら, 少なくとも表層S波速度をとって計算すれば歪みの上限値になることはわかる。

付録B 沈埋トンネルの軸方向地盤反力係数の図表

先に沈埋トンネルの軸方向地盤反力係数の計算式<sup>3)</sup>を誘導し合わせて近似式を示した。ここに数値計算結果を図B-1として示す。軸方向地盤反力係数  $K'$  は,



図B-1  $k/n$  と  $nr_0$

$$K' = -\pi r_0 G \frac{(\dot{K}_0(nr))_{r=r_0}}{K_0(nr_0)} \quad 2-1$$

と表わせる。ここで,  $r_0$ はトンネルの半径,  $G$ は地盤のせん断弾性係数,  $K_0$ は第2種変形ベッセル関数,  $\dot{K}_0$ はその  $r$ に関する微分,  $n$ は  $(2\pi/L)(V_p/V_s)$  であり,  $L$ は波長,  $V_p$ と  $V_s$ はそれぞれP波およびS波の波速である。

$$k = -\frac{(\dot{K}_0(nr))_{r=r_0}}{K_0(nr_0)} \quad 2-2$$

とおけば, 2-1 式は

$$K' = \pi r_0 G k \quad 2-3$$

となる。図B-1は,  $nr_0$ と  $k/n$ を図にしたものである。 $k$ は長さ分の1の次元を持っていることに注意。

付録C 沈埋トンネルの横方向地盤反力係数の一計算法

トンネル軸方向に  $z$ 軸, 半径方向の座標を  $r$ , 接線方

向を  $\theta$  とする円筒座標系で、トンネルを円形とすれば、トンネル周囲の土が正弦波形で変形しトンネルの周囲でその剛性のため土が歪みを受けている場合の応力は次の関係式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{aligned} \alpha^2 \frac{\partial \Delta}{\partial r} - \frac{2}{r} \frac{\partial w_z}{\partial \theta} + 2 \frac{\partial w_\theta}{\partial z} &= 0 \\ \alpha^2 \frac{\partial \Delta}{r \partial \theta} - 2 \frac{\partial w_r}{\partial z} + 2 \frac{\partial w_z}{\partial r} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad 3-1$$

ここで  $\alpha^2 = (\lambda + 2\mu)/\mu$ 、 $\lambda$  と  $\mu$  はラーメの定数、そして

$$\left. \begin{aligned} \Delta &= \frac{1}{r} \left\{ r \frac{\partial u}{\partial r} + u + \frac{\partial v}{\partial \theta} \right\} \\ 2w_z &= \frac{1}{r} \left\{ r \frac{\partial v}{\partial r} + v + \frac{\partial u}{\partial \theta} \right\} \\ 2w_r &= -\frac{\partial v}{\partial z} \\ 2w_\theta &= \frac{\partial u}{\partial z} \end{aligned} \right\} \quad 3-2$$

ここで、 $u$ 、 $v$  はそれぞれ半径方向および接線方向の変位である。トンネル方向の変位は 0 とする。

もし、 $u$  および  $v$  が、次式のように変数分離できるものとすれば

$$\left. \begin{aligned} u &= R_x \sin \frac{2\pi}{L} z \cos \theta \\ v &= R_y \sin \frac{2\pi}{L} z \sin \theta \end{aligned} \right\} \quad 3-3$$

ここで、 $L$  はトンネル周囲の土の変形の波長である。

$$\left. \begin{aligned} \Delta &= \left\{ \dot{R}_x + \frac{R_x}{r} + \frac{R_y}{r} \right\} \sin \frac{2\pi}{L} z \cos \theta \\ 2w_z &= \left\{ \dot{R}_y + \frac{R_x}{r} + \frac{R_y}{r} \right\} \sin \frac{2\pi}{L} z \sin \theta \\ 2w_r &= -\left( \frac{2\pi}{L} \right) R_y \cos \frac{2\pi}{L} z \sin \theta \\ 2w_\theta &= \left( \frac{2\pi}{L} \right) R_x \cos \frac{2\pi}{L} z \cos \theta \end{aligned} \right\} \quad 3-4$$

一方 3-1 は次のようにも書ける<sup>4)</sup>

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 \Delta}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Delta}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \Delta}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 \Delta}{\partial z^2} &= 0 \\ \frac{\partial^2 w_z}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial w_z}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial w_z}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 w_z}{\partial z^2} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad 3-5$$

また、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 \Delta}{\partial \theta^2} &= -\Delta, \quad \frac{\partial^2 \Delta}{\partial z^2} = -\left( \frac{2\pi}{L} \right)^2 \Delta \\ \frac{\partial^2 w_z}{\partial \theta^2} &= -w_z, \quad \frac{\partial^2 w_z}{\partial z^2} = -\left( \frac{2\pi}{L} \right)^2 w_z \end{aligned} \right\} \quad 3-6$$

であるから、3-6 式を 3-5 式に代入して、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 \Delta}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Delta}{\partial r} - \left\{ \frac{\Delta}{r^2} + \left( \frac{2\pi}{L} \right)^2 \Delta \right\} &= 0 \\ \frac{\partial^2 w_z}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial w_z}{\partial r} - \left\{ \frac{w_z}{r^2} + \left( \frac{2\pi}{L} \right)^2 w_z \right\} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad 3-7$$

となり

$$\left. \begin{aligned} \Delta &= C_1 \cdot K_1 \left( \frac{2\pi r}{L} \right) \sin \frac{2\pi}{L} z \cos \theta \\ 2w_z &= C_2 \cdot K_1 \left( \frac{2\pi r}{L} \right) \sin \frac{2\pi}{L} z \sin \theta \end{aligned} \right\} \quad 3-8$$

が得られる。ここで  $K_1$  は 1 次の第 2 種変形ベッセル関数である。 $r = \infty$  でトンネルによる影響が 0 になることを考慮して第 2 種だけを選んだ。

3-8 式を 3-1 式に代入すると、

$$\left. \begin{aligned} \alpha^2 C_1 \dot{K}_1 \left( \frac{2\pi r}{L} \right) - \frac{1}{r} C_2 K_1 \left( \frac{2\pi r}{L} \right) - \left( \frac{2\pi}{L} \right)^2 R_x &= 0 \\ -\alpha^2 \frac{C_1}{r} K_1 \left( \frac{2\pi r}{L} \right) - \left( \frac{2\pi}{L} \right)^2 R_y + C_2 \dot{K}_1 \left( \frac{2\pi r}{L} \right) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad 3-9$$

これから

$$\left. \begin{aligned} R_x &= \alpha^2 C_1 \left( \frac{L}{2\pi} \right)^2 \dot{K}_1 \left( \frac{2\pi r}{L} \right) - C_2 \frac{1}{r} \left( \frac{L}{2\pi} \right)^2 K_1 \left( \frac{2\pi r}{L} \right) \\ R_y &= -\frac{\alpha^2}{r} C_1 \left( \frac{L}{2\pi} \right)^2 K_1 \left( \frac{2\pi r}{L} \right) + C_2 \left( \frac{L}{2\pi} \right)^2 \dot{K}_1 \left( \frac{2\pi r}{L} \right) \end{aligned} \right\} \quad 3-10$$

ここで、 $C_1$  と  $C_2$  境界条件から決まると定数である。トンネルが接線方向 ( $\theta$ ) に変形しないとすれば次の条件を満足しなければならない。

$$(u)_{r=r_0, \theta=0} = (v)_{r=r_0, \theta=\pi/2} \quad 3-11$$

すなわち、

$$\begin{aligned} \alpha^2 C_1 \left( \frac{L}{2\pi} \right)^2 \dot{K}_1 \left( \frac{2\pi r_0}{L} \right) - C_2 \frac{1}{r_0} \left( \frac{L}{2\pi} \right)^2 K_1 \left( \frac{2\pi r_0}{L} \right) \\ = -\frac{\alpha^2}{r_0} C_1 \left( \frac{L}{2\pi} \right)^2 K_1 \left( \frac{2\pi r_0}{L} \right) + C_2 \left( \frac{L}{2\pi} \right)^2 \dot{K}_1 \left( \frac{2\pi r_0}{L} \right) \end{aligned} \quad 3-12$$

$$\therefore \alpha^2 C_1 = C_2 \quad 3-13$$

$$U = C \left\{ \dot{K}_1 \left( \frac{2\pi r}{L} \right) - \frac{1}{r} K_1 \left( \frac{2\pi r}{L} \right) \right\} \left( \frac{L}{2\pi} \right)^2 \quad 3-14$$

とすれば、

$$\left. \begin{aligned} u &= U \sin \frac{2\pi}{L} z \cos \theta \\ v &= U \sin \frac{2\pi}{L} z \sin \theta \end{aligned} \right\} \quad 3-15$$

となる。

一方トンネルを弾性床の上のはりと考えると、

$$EI \frac{d^4 u_i}{dz^4} = K(u)_{\theta=0} = -p \quad 3-16$$

ここで、 $EI$  は曲げ剛性、 $u_i$  はトンネルの変位である。 $K$  が求めるべき地盤反力係数、 $p$  は単位長さ当りの反力である。 $r_0$  はトンネルの半径である。

トンネル周囲には、地盤から軸応力  $\sigma$  とせん断力  $\tau$  を受けている。その大きさは、



参 考 文 献

- 1) 青木義典・丸山 浩；沈埋トンネル耐震設計スペクトルについて，港研報告 Vol. 11, No. 4. 1972, 12 (未刊)
- 2) Y. Aoki; Vibration Analysis of Dry Sand Models, A thesis submitted in partial fulfilment of the requirements for the degree of M. Sc in the dept. of civil Engrg, U.B.C, March, 1969
- 3) 青木義典, 土田 肇, 林 聡；沈埋トンネルの野外模型振動実験，港研報告 Vol. 11, No. 2, 1972, 6. p. 306
- 4) 西村源六郎，振動工学，誠文堂新光社，昭和44年5月，p. 424

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= E_S \left( \frac{\partial u}{\partial r} \right)_{r=r_0} = E_S \left( \frac{dU}{dr} \right)_{r=r_0} \sin \frac{2\pi}{L} z \cos \theta \\ \tau &= G_S \left( \frac{\partial v}{\partial r} \right)_{r=r_0} = G_S \left( \frac{dU}{dr} \right)_{r=r_0} \sin \frac{2\pi}{L} z \sin \theta \end{aligned} \right\} \quad 3-17$$

ここで  $E_S, G_S$  は地盤のヤング率とせん断弾性係数である。従ってトンネルの受ける反力は

$$p = \int_0^{2\pi} (\sigma r_0 \cos \theta - \tau r_0 \sin \theta) d\theta \\ = \pi r_0 (E_S + G_S) (\dot{U})_{r=r_0} \sin \frac{2\pi}{L} z \quad 3-18$$

3-16 式から，

$$K(u)_{r=r_0} = K U_{r=r_0} \sin \frac{2\pi}{L} z \\ = -\pi r_0 (E + G) (\dot{U})_{r=r_0} \sin \frac{2\pi}{L} z \quad 3-19$$

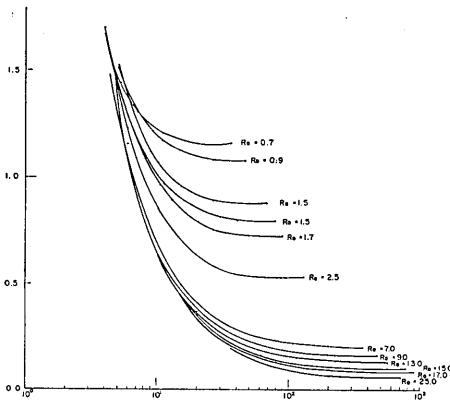
従って

$$K = -\pi r_0 (E_S + G_S) \frac{\dot{U}_{r=r_0}}{U_{r=r_0}} \quad 3-20$$

が得られる。もしトンネルが地表近くに埋設されているのであれば，3-20 式の半分をとって

$$K = \frac{-\pi r_0}{2} (E_S + G_S) \frac{\dot{U}_{r=r_0}}{U_{r=r_0}} \\ = \frac{-\pi r_0}{2} (E_S + G_S) k \quad 3-21$$

図C-1にK値を，種々の  $r_0$  について  $L$  との関係を図にしたものを示す。



図C-1  $k-r_0-L$