

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

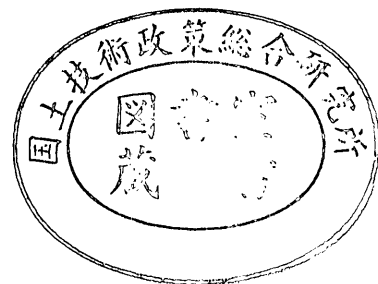
---

VOL. 11

NO. 2

JUNE 1972

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第11巻 第2号 (Vol. 11, No. 2), 1972年6月 (June 1972)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 直立壁および混成堤直立部に働く波圧に関する実験的研究  
..... 合田良実・福森利夫..... 3  
(Laboratory Investigation of Wave Pressures Exerted upon Vertical and Composite Walls .....Yoshimi GODA and Toshio FUKUMORI)
2. 不規則な海の波の屈折および回折の計算 .....永井康平..... 47  
(Computation of Refraction and Diffraction of Irregular Sea .....Kohei NAGAI)
3. 横波を受ける船舶の繋船岸への衝突力に関する実験  
..... 伊藤喜行・木原 力・久保正則・山本庄一.....121  
(A Model Experiment on the Impact Force upon a Wharf Due to a Moored Ship Subjected to the Beam Sea  
.....Yoshiyuki ITO, Tsutomu KIHARA, Masanori KUBO and Shoichi YAMAMOTO)
4. 浮防波堤の水理に関する近似理論と応用 .....伊藤喜行・千葉 繁.....137  
(An Approximate Theory of Floating Breakwaters  
.....Yoshiyuki ITO and Shigeru CHIBA)
5. 来島海峡潮流模型実験 (第2報)  
..... 木村久雄・宮原英治・須藤 茂・柴山輝彦・浜田徳一.....167  
(A Model Experiment on a Tidal Current at the Kurushima Strait (2nd Report)  
.....Hisao KIMURA, Hideharu MIYAHARA, Shigeru SUDO, Akihiko SHIBAYAMA and Tokuchichi HAMADA)
6. 粘土の非排水せん断強度と変形係数  
..... 中瀬明男・小林正樹・兼近明男.....243  
(Undrained Shear Strength and Secant Modulus of Clays  
..... Akio NAKASE, Masaki KOBAYASHI and Akio KANECHIKA)
7. 沈埋トンネルの野外模型振動実験 …青木義典・土田 隆・林 聡.....261  
(Out-Door Dynamic Model Test of Trench Type Tunnel  
..... Yoshinori AOKI, Hazime TSUCHIDA and Satoshi HAYASHI)
8. 懸濁粒子の沈降挙動と超音波の反射吸収特性 .....木原純孝.....309  
(Effect of Behavior of Settling Suspension Particles on Reflection and Absorption Characteristics of Ultrasonic Waves .....Sumitaka KIHARA)
9. 平板による土の掘削抵抗について .....石塚浩次.....329  
(A Study on Excavation Forces by a Plane Blade .....Koji ISHIZUKA)

## 7. 沈埋トンネルの野外模型振動実験

青木義典\*・土田 肇\*\*・林 聡\*\*\*

### 要 旨

本報告は、衣浦港連絡道路トンネルの耐震性を検討する手法の妥当性を確認するため、衣浦港中央西ふ頭において昭和45年度に行なった実験の解析結果に関するものである。

実験は、高さ1.5m、幅10m、長さ23mの細砂からなる人工盛土内に、外径63cmの塩化ビニールパイプで作ったトンネルの模型を埋設し、特殊なS波起振機によって発生させた伝播波に対する模型の応答変位およびひずみを測定したものである。

実験で得られたデータの解析結果によると、沈埋トンネルは、地盤時における地盤の振動に対して共振が問題になることはほとんどなく、地震時の地盤の変形が与えられれば、トンネルを弾性床上のはりと考えて静的に計算すればよいことがわかる。

---

\* 構造部 材料施工研究室長  
\*\* 構造部 耐震構造研究室長  
\*\*\* 構造部長

## 7. Out-Door Dynamic Model Test of Trench Type Tunnel

Yoshinori AOKI\*

Hazime TSUCHIDA\*\*

Satoshi HAYASHI\*\*\*

### Synopsis

This papare discusses the result of dynamic model test which has been done in the West Center Pier, Port of Kinuura, in 1970 fiscal year, for the purpose that the earthquake resistive design method applied to the trench type subaqueous tunnel constructed in the Port of Kinuura is to be certified reasonable.

Response deflection and strain of models to propagting waves generated by the special S- wave generator were measured. Models made of vinyl chrolide pipe were burried in the artificial embankment made of fine sand. Dimensions of models and the embankment were as follows; pipes of  $\phi 630 \text{ mm} \times t 20 \text{ mm} \times l 14 \text{ m}$  were used as asingle section model and a double section model by combining two of above mentioend pipe, and the embankment was 1.5 m high, 10 m wide and 23 m long.

According to the test result, the resonant vibration of the tunnel to an earthquake will not play any important role from the earthquake resistive design point of view, and the behavior of tunnels during an earthquake can be represented by a static treatment with the assumption for the tunnel to be a beam in an elastic medium, provided that the ground deformation during an earthquake is assumed or known.

---

\* Chief of Materials Labortory, Structures Division

\*\* Chief of Earthquake Resistant Structures Labortory, Structures Division

\*\*\* Head of Structures Division

## 目 次

要 旨	261
1. ま え が き	265
2. 実 験 計 画	266
3. 実験の方法	268
3.1 模型および盛土	268
3.2 計測器機とその配置	270
3.3 実験の順序	271
4. 実験結果とその解析	273
4.1 発生波の特性	273
4.2 平行試験	276
4.3 斜め試験における軸方向ひずみ	280
4.4 斜め試験における曲げひずみ	287
4.5 模型端部に取付けられた箱の影響	289
5. 結 論	292
参 考 文 献	293
付録A 水平載荷試験の方法と結果の解析	294
付録B 予備実験について	297
付録C S波起振機の性能	303
付録D 軸方向地盤反力係数の求め方	306

## 1. まえがき

近年沈埋工法による海底トンネルの建設例がとみに増加して来た。海底トンネルは、構造体が海底にあり、公共の用に供することを考えると、我国のような地震国ではその耐震設計が一つの重要な問題であることは言うまでもない。しかしながら、沈埋工法による水底トンネル建設の歴史は古いけれども、地震多発地域における建設の例は非常に新らしく、震災の例は皆無であり耐震設計の方法にも定説になるようなものはない。現在主として我国においてこの分野における研究が進められている段階といえる。

沈埋トンネルの耐震性を検討する方法として、今日提案されているものを大別すると次のようになる。

(1) 設計スペクトルを用いる方法。この方法の考え方は、地中におかれは沈埋トンネルが、地震時に周囲の地盤との間で共振は起こさず、周囲の地盤が地震によって変形した場合にトンネルを弾性体内のはりとして静的に応力を解析することができるとするものである。この方法は、はじめて耐震設計の行なわれたサンフランシスコの BART トンネルにおいて採用された方法である<sup>1)</sup>。その後我国における沈埋トンネルの耐震設計には、ほとんどこの考え方が応用されており、現在における最も実用的な耐震設計方法といえる。

本設計方法では、地震時の地盤の変形の分布を知らなければならず、これを推定する方法に問題がある。特に沈埋トンネルのように長大な構造物では、地盤内の地震時における変位分布が必要になるため問題が複雑となっている。地盤内の変位分布は、地震そのものの性質の他に、立体的にかなり広範囲の地盤や地形の影響を受けるし、今まであまり注目されなかった表面波も重要な要素となる。従来地震は点で観測されているので、地震時の地盤内の平面的な変位分布の推定ができるような地震記録はない。このように、地震時における地盤内の変位分布を推定することは難かしく、手法が確立されるまでには、相当の期間を要するものと思われる。現在は、これらの複雑な要素を考慮したうえで上限値と思われる考え方で推定している。すなわち、点で観測された地震記録は、S波の波速で水平に伝播している波動から観測されたものであると仮定するのである。

この方法のもう一つの問題点は、実際の現象を単純な数式で表現するのであるが、その過程について現在まで

全く実験的な裏づけがなかったことである。

(2) 模型実験、これはトンネルを含めた地盤全体を相似律を考慮して再現させた模型を使って実際の地震記録に対する応答を実験的に調べようとするものである。地震に対する模型材料としてゼラチンを使用し、トンネル模型材料としてはシリコンゴムを使用すれば、相似律を満足した模型を作ることができ、手法としては田村博士らによって確立されている<sup>2)</sup>。地形や地盤の複雑な箇所、または、堅坑などの異種の構造物間の接続部における問題を定量的に解析するのに威力を発揮すると思われる。

現在の所まだ研究手法として使われている段階である。この方法では、入力として表面波を取り入れることが出来ないため、結果が過小評価になる恐れがある。また、模型を正確に作るためには、建設地点の地盤を綿密に調査しなければならない。地盤条件の違いによる誤差や、将来の地形の変化がトンネル構造体にどの程度影響を与えるかと云うことも一つ一つ実験を行なわなければならない、経済性の点に問題がある。

(3) 計算機による応答計算、この方法は、前項の模型実験と似た考え方である。ただ、振動台の上に物理的な模型を作る代りに、電子計算機の中に数学的模型を作る点が異なるだけである。3次元の振動モデルであるため、計算機の容量や計算時間上の制約があって、実際には模型実験とは異なり高次の項を無視したかなり単純なモデルとならざるを得ない<sup>3,4,5)</sup>。模型実験との比較では、応答計算の場合部分的な条件の修正が容易にできるので、色々な条件について幅広い検討が行なえ、一度プログラムを開発しておけば、その後は、比較的手軽に計算できる点で勝れている。しかし一方、高次の項を省略した形になっているため細かな点についての検討には不向きである。

入力の取扱い方によっては結果が過小評価されたものとなる恐れがあり、地盤条件などの誤差が結果にどのように影響するか明らかでない点は、模型実験と同様の弱点である。

沈埋トンネルの耐震性に関する実験的研究は、まだ少なく、田村博士らによるゼラチンを用いた模型実験<sup>2)</sup>の他、日本鋼管株式会社<sup>6)</sup>が中心となって行なった屋外実験や、桜井<sup>7)</sup>などが松代群発地震を利用して行なった実験などを挙げることができる。

理論的研究としては、一連の応答計算法の開発<sup>8-10)</sup>に

関するものの他、後藤博士らの波動論と有限要素法を使った埋設管体の振動特性に関する研究<sup>8,9)</sup>がある。

ここに報告する実験は、埋設管体の振動特性、特に水平に伝播する波動に対する応答特性を定性的に把握し、設計スペクトルを用いる耐震設計法の妥当性を検討することを目的としたものである。

細砂で作った高さ 1.5 m、幅 10 m で長さが 23 m の盛土内に、塩化ビニールパイプ製の管体模型を埋設し、水平に伝播する S 波を当て模型の応答を調べたものである。S 波の発生源としては、S 波検層で用いる板たたき法の原理を応用し火薬の爆発力を利用して出力を大きくした S 波起振機を用いた。模型は、剛性の異なる 2 種類のものを用いた。いずれも外径 63 cm、肉厚 2 cm で 14 m 長さのものであり、これを単管のまま模型として使用したものと、これを 2 本平行に接着しめがね型の断面となるようにして使用した場合の 2 種類である。S 波の伝播方向に平行に埋設した場合と、これに 45° の角度で埋設した場合の 2 種の模型配置について実験した。模型の端部には、沈埋トンネルの堅坑の影響を調べる目的で、箱を取り付けて実験した。

始めに実験計画について述べ、続いて実験方法、実験結果およびその解析について述べる。巻末に付録として水平載荷試験結果、予備実験結果、S 波起振機の特長および軸方向地盤反力係数の算定法について述べる。

## 2. 実験計画

設計スペクトルを用いて行なう沈埋トンネルの耐震設計法に関しては、第 1 に地震時における地盤内の変位分布を推定する段階に問題を含んでいる。しかし、この問題は、多くの要因が関係し、主として地震観測を中心とした今後の研究の積み重ねを待たなければ解決できないと思われることと、実用的には、地震動がせん断波の波速で水平に伝播すると考えて上限値を推定することができるので、地震時における地盤内の変位分布の推定に関しては将来の研究の成果に期待することにした。この設計法の第 2 の問題点は、沈埋トンネルが地震時に共振することなく弾性体内のたりの問題として静的に取扱うことができると言うことの実験的な裏づけがない点である。

今回の実験の目的は、水平に伝播する波動が沈埋トンネルにどのような影響を与えるかを実験的に調べることである。水平に伝播する波動に対して沈埋トンネルがどのような動的挙動を示すかを定性的に見ることと、波動

の振幅や波長などの特性と沈埋トンネルに生ずるひずみの関係を定量的に把握することの 2 点に分けることができる。

模型材料の選定にあたって、次のような考え方で地盤の模型材料として実際の土を使用することにした。すなわち、波動の特性とトンネルに生ずるひずみとの関係を定量的にとらえるためには、材料の性質を制御できるものを選んで相似律を満足した実験とすることが望ましい。しかしながら、トンネルの動的特性を定性的に把握するためには、なるべく大きな模型を用いてできるだけ大局的に見て実際の構造物と同じような条件にするほうがよいからである。トンネル模型の材料は、地盤に発生させ得る波動のエネルギーとの関係であまり剛なものとするひずみの測定が困難となるため十分考慮する必要がある。この点については、後ほど述べることにする。

水平に伝播する波動をどのように発生させるかが次に問題となる。S 波検層で用いる板たたき法は、S 波を発生させることができる。また、大砲と同じ原理でダイナマイトの爆発と弾丸の発射の反動を利用して地盤に S 波を発生させ検層を行なう方法も実用化<sup>10)</sup>されている。板たたき法よりエネルギーは大きい、地中に埋設された模型に測定できる程のひずみを発生させるだけの大きさがあるかどうか不明である。また波長が適当な長さでないと模型の寸法との関係で使用できない。別な手段として考えられるのは起振機である。起振機を用いれば、かなり大きな振幅の波動を発生させ得る可能性がある。しかし、簡単に入手できるのは最大振動数 10 cps 程度のものであるのでよほど S 波の伝播速度が遅くないと波長が長すぎて大きな模型が必要となる恐れがある。また、地盤の材料も粘性を持たない砂の方が良いのか、粘性分を含んだ山土の方が良いのか全く不明である。

本実験の詳細な計画を立てる前に上記のような疑問点を明らかにするために、予備実験を実施した。予備実験の内容については付録 B に述べてあるのでここではその結論だけを列挙することにする。すなわち、予備実験から次のような結論が得られた。

- (1) 板たたき法の原理を拡張した S 大砲によれば、水平に伝播する S 波を発生させることができる。
- (2) 砂地盤の方が大きな振幅の波動が得られ、しかも波動が山土より安定しているので、このような実験では砂質地盤の方が粘性土地盤より勝っている。
- (3) S 大砲によって得られた波の卓越振動数は、砂地盤で 30 cps であった。また、S 波の波速が 150 m/sec

### 沈埋トンネルの野外模型振動実験

前後であるので波長が5m前後となり適当な大きさの模型で実験できる。

(4) しかしながら、地動の変位振幅が振源から10mの点で10マイクロンと非常に小さいので、同じ原理でエネルギーの大きな装置を新しく作る必要があることがわかった。

(5) 起振機によると大きな振幅の波を発生させることができるが、波速が150m/secであるので10cpsの振動数では、波長が15mにもなり1波長以上の模型を作るためには模型が大変大きくなって今回の実験には不適当であることがわかった。

予備実験の結果からまず第1に新しく出力の大きなS波発生装置を作った。実験に先立ち新しく作ったS波発生装置の特性について試験したので、この試験結果と合わせて付録CにS波発生装置について述べてある。

また、地盤の材料としては、砂質土が勝れていることがわかったので、予備実験で用いた盛土のうちの砂地盤の方をそのまま本実験でも使用することとした。(図B-1参照)

既存のS大砲では発生させる振動の振幅が小さいので、出力の大きなS波発生装置を新しく作ることにしたが、時間の関係で新しい装置の能力を試験する前に

模型の設計を行わなければならない、新しい装置によってどれほど発生させる振幅を大きくできるかは全く未知数である。安全側の考え方で新しい装置によっても発生させ得る振動の振幅は飛躍的に大きくなることは期待しないこととした。そうするとあまり剛性の高い材料をトンネルの模型として使用すると、ひずみの測定ができなくなる危険性がある。このことを考慮してヤング率が $3 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 程度の塩化ビニールを使用することとした。なお断面の形状は、実際のトンネルの形状を重視すると短形にすべきであるが、最も基本的で力学的にも安定した形状である円形断面を用いても特に問題になる点はなさそうであるので、市場に既製品として出まわっているパイプを使用することとした。入手が容易であり価格的にも有利であるだけでなく、大量生産を行なっている材料は材質・寸法ともにむらなく均一なものが得やすいことも考慮した。

本実験の目的は、トンネルの動特性を定性的に把握し、地盤の振動とトンネル内に発生するひずみの関係を定量的に調べることであると云う点は先にも述べた通りであるが、その内容を詳しく分類すると次の通りである。

第1に、波動がトンネルの軸方向に伝播する場合の問題、第2に、波動がトンネル軸に対してある角度を持つ

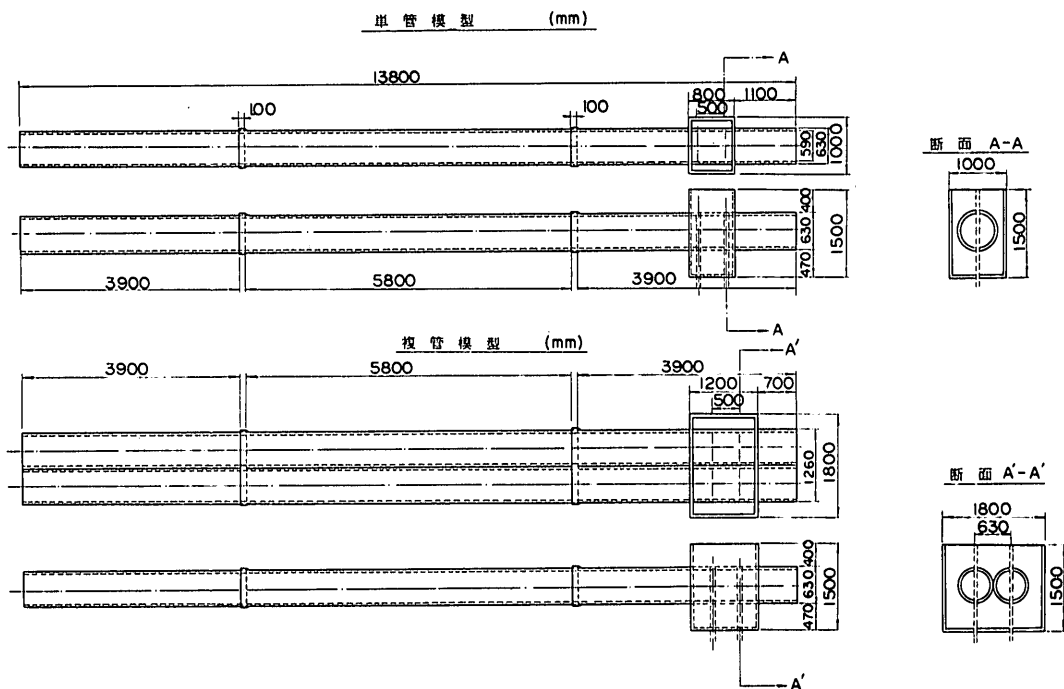


図-2-1 模型製作図



表 2-1 模型の種類と設置条件による実験の分類

模型の種類	設置条件	実験の内容
単管模型	平行・箱の固定度低い 平行・箱に鉄筋を打込む 斜め配置	標準部の動特性・波動と模型内ひずみの関係・箱の影響 箱の固定度の違いによる影響 斜めに入射する波に対する軸ひずみと曲げひずみ
複管模型	平行・箱の固定度低い 平行・箱に鉄筋を打込む 斜め配置	} 内容は単断面模型と同じ、模型の剛性の違いによる影響を調べる

て入射して来る場合の問題および、第3番目にトンネルが堅坑のような異種の構造物と接合している場合の問題がある。これらの問題について定量的に結果の解析を行ない成果を実際のトンネルの設計にまで外挿して応用するためには、トンネルの性状について2種類以上の実験を行なう必要がある。今回は、塩化ビニールパイプを単体として使用する場合と2本を平行に接着したメガネ型の断面を有するもの2種類について実験することとした。これら2種類の模型を以後“単管模型”および“複管模型”と呼ぶ。

これらの模型の一端に同じく塩化ビニール製の箱を取付けて、異なった構造物との接合部に関する実験も、境界のない標準部の実験と同時にこなえるように計画した(図 2-1 参照)。また端部の箱には鉄筋を地盤に打込んで箱の固定度を高くすることができるようにしておいて、箱の固定度の影響も調べるように計画した。

斜めに入射して来る波動に対する実験には、模型を波動伝播方向に対して45°の方向に配置して行なうことにし、平行に伝播する波に対する実験(以後これら2種類の実験を“平行試験”および“斜め試験”と呼ぶ)と同一の模型を使用して、埋設を斜め方向にやり直すこととした。上記の内容をまとめると表 2-1 に挙げるような実験を行なう必要がある。

これらの要素を組み合わせると図 2-1 に示すような2種類の模型となる。断面の寸法は、人間が内部に入ってひずみゲージの貼付作業や配線または変位計の設置ができるように、外径 630mm、厚さ 20mm とし、長さは、45°の角度で幅 10m の盛土に埋設できるように 14m とした。

### 3. 実験の方法

#### 3.1 模型および盛土

本実験に用いた模型は、外径 630mm、厚さ 20mm の

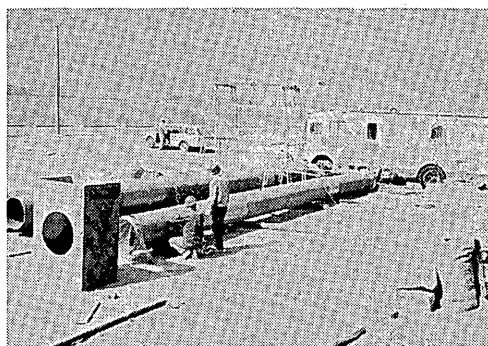


写真 3-1-1 準備中の模型

塩化ビニール製のパイプを基本にしている。このパイプを1本だけ使用したものと、2本平行に接着したものの2種類の模型を用いた。長さは両方とも約 14m である。この模型の一端に同じ塩化ビニール製の箱を取付けた。模型材質および形状寸法決定の考え方は前節で述べた通りである。模型の製作図は図 2-1 に示す通りである。模型の主要な断面特性は表 3-1-1 に示す通りである。

模型の主要な特性の一つに曲げ剛性がある。この値は製品カタログに示されているヤング率と幾何学的な断面2次モーメントから求めることもできるが、本実験では、単管模型と複管模型両方についてスパン 5.6m の単純ばりに集中荷重を載荷する方法によって断面剛性の検定を行なった。図 3-1-1 にこの時の荷重と中央点たわみの関係を示す。表 3-1-1 に挙げた模型の断面剛性は、こ

表 3-1-1 模型の断面特性

模型の種類	断面積 (cm <sup>2</sup> )	単位重量 (kg/cm)	曲げ剛性 EI(kg/cm <sup>2</sup> )	$\beta l$
単管模型	385	54.2	$4.4 \times 10^9$	55.8
複管模型	770	108.4	$1.02 \times 10^{10}$	19.0

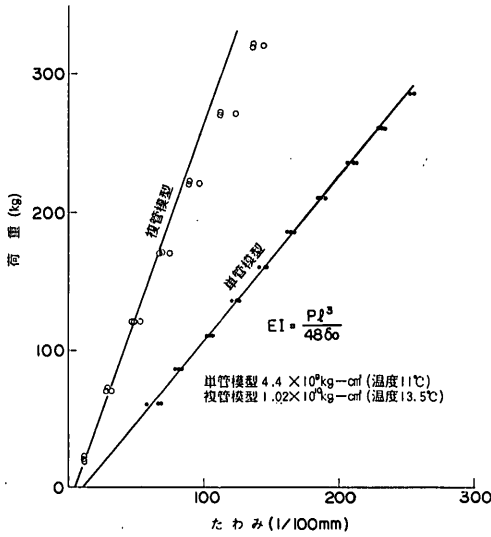


図 3-1-1 模型曲げ剛性の検定

の載荷試験によって得られた値である。以後の実験結果の解析にはこの値を用いることにする。製品カタログのヤング率および幾何学的断面 2 次モーメントから求めた値よりかなり小さくなっている。

トンネルの模型は細砂で作った、幅 10m、長さ 23m 高さ 1.5m の盛土内に埋設して実験した。実験用盛土の形状寸法およびその材料の性質、ならびに盛土の作られた地点の地盤条件は付録 B に詳しく述べてある。

実験に平行して、試験盛土と模型周囲の埋め戻し土について湿潤単位体積重量と含水比を測定した。これは、実験中の条件の変化を知ること、埋め戻し土の締め固め状態を管理するためである。図 3-1-2 に盛土資料採集位置図を、表 3-1-2 に試験結果を示してある。この結果からみると 9 日間の実験期間中には、ほとんど盛土

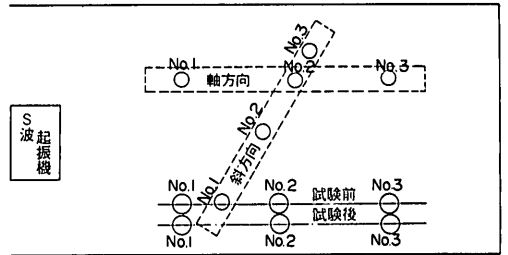


図 3-1-2 盛土資料採集位置

表 3-1-2 試験時の盛土の単位体積重量および含水比

		湿潤単位 体積重量	含水比 (%)
試験前	No. 1	1.42	6.24
	No. 2	1.39	6.10
	No. 3	1.45	6.30
試験後	No. 1	1.44	5.98
	No. 2	1.39	6.09
	No. 3	1.45	7.33
平行試験 (単管)	No. 1	1.41	7.03
	No. 2	1.39	5.63
	No. 3	1.33	4.76
平行試験 (複管)	No. 1	1.33	5.76
	No. 2	1.37	5.78
	No. 3	1.32	5.22
斜め試験 (単管)	No. 1	1.39	4.74
	No. 2	1.41	5.00
	No. 3	1.44	4.30
斜め試験 (複管)	No. 1	1.32	4.94
	No. 2	1.45	4.69
	No. 3	1.45	4.82

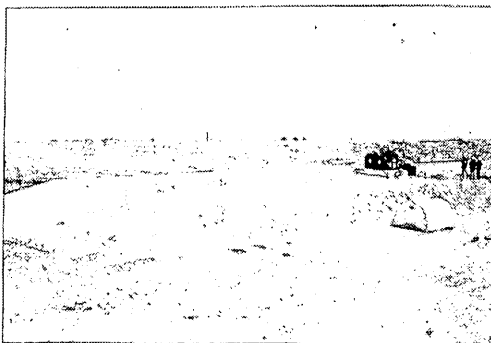


写真 3-1-2 実験盛土の全形

の含水比の変化はみられない。また埋め戻し土は、掘削埋め戻し作業を晴天に行なったので、いくぶん乾燥している傾向はあるが、締め固めは十分に行なわれていることがわかる。

2 種類の模型について、S 波の進行方向に平行に模型を埋設した場合と 45° 傾けて埋設した場合の 2 通りの実験を行なった。それぞれの実験に対する S 波起振機の位置と模型の埋設位置の関係は 図 3-2-1 および 3-2-2 に示してある。模型はこれらの図に示されている位置に土かぶり 10cm となるよう、したがって模型管体の下面が盛土表面から 73cm の位置に来るよう埋設した。あ

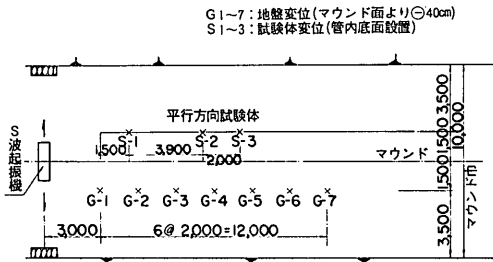


図 3-2-1 平行試験変位計設置位置

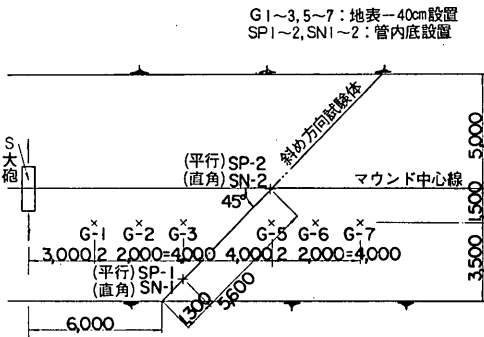


図 3-2-2 斜め試験変位計設置位置

らかじめ模型の幅に両側約 20 cm の余裕を取った幅で深さ 73 cm の溝を掘り、その中に模型をフレンス車によって設置し、模型の両側に掘削土を厚さ 20 cm 程度の層に分けて埋め戻し各層毎に丸太を用いて十分突き固めた。模型の上部は 10 cm 厚さの土を置いてならしの上を良く踏み固めた。



写真 3-1-3 複断面模型の埋設作業

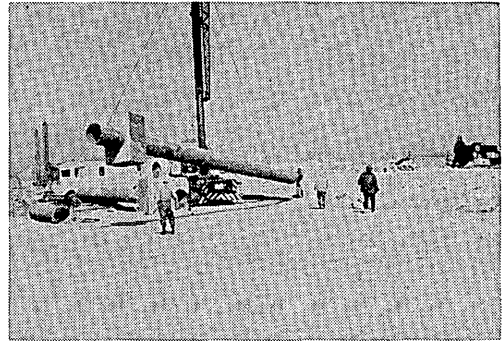


写真 3-1-4 単断面模型の埋設

### 3.2 計測器機とその配置

本実験に用いた計測器は、主目的には変位計とひずみゲージだけである。変位計は、固有振動数 2 cps の動線輪型の地震計を換振器とし、その出力が振動の速度に比例しているのでこれを 30 cps の固有振動数を持つガルバノメーターによって一度積分して記録した。変位計の接続回路図は図 B-10 に示す通りである。

変位形は地盤上と模型内に設置してそれぞれ変位記録をとった。地盤に設置した変位計は、地盤に 20×30 cm の大きさで深さが 40 cm の穴を掘り、穴の底面に鉄板を敷いてその上に設置した。模型内には、模型の底面にやはり鉄板を敷きその上に設置した。

地盤上および模型内の変位計の配置は、図 3-2-1 および 3-2-2 に、平行試験と斜め試験の場合についてそれぞれ示してある。

ひずみゲージは模型の内面側壁に、1 測点につき両側面に 2 枚づつ計 4 枚を貼付した。この 4 枚のゲージをブリッジに組んで曲げひずみを検出した。したがってひずみゲージの出力はアクティブゲージ 1 枚の場合に比べ 4 倍の感度となっている。軸ひずみを測定するときは、両

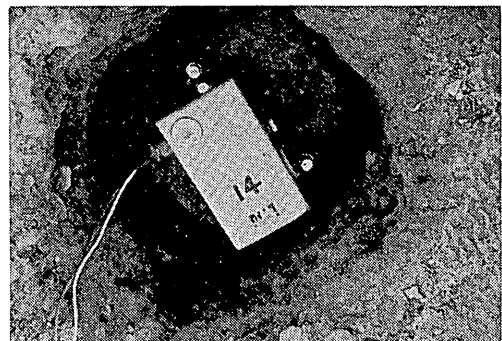


写真 3-2-1 設置された変位計

沈埋トンネルの野外模型振動実験

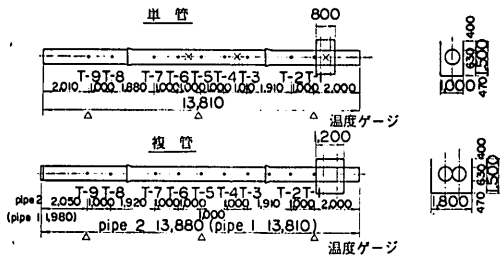


図 3-2-3 ひずみゲージ配置図

側面より1枚ずつのゲージを選び出し2枚ゲージ法によって測定した。

それぞれの模型のひずみゲージの配置は、図 3-2-3 に示す通りである。

上記の主目的に対する計測器の他に模型に温度ゲージを貼付した。これは、塩化ビニール等の合成樹脂の性質が温度変化に対して敏感であることを考え実験中の模型の温度を管理するためである。温度測定の結果、埋設されている模型は温度が大体 10°C 前後で安定してあまり変化しないことがわかったので、以後の解析では温度の影響については言及しない。

3-3 実験の順序

表 2-1 に示す内容の実験を表 3-3-1 に示す順序で行なった。まず、単管模型を波の進行方向に対して平行に埋設し端部の箱には丸鋼を打込んで接着剤で固めて振動実験を行なった。これが終わってからただちに、箱に打込んだ丸鋼を引きぬいて振動実験を行なった。その後、模型をそのままの状態でも水平載荷試験を行なった。複管模型の平行試験も、単管模型を掘り出したあとで箱を固定した場合としない場合について、単管模型の場合と全く同じ順序で実験を行なった。複管の平行試験が終了したあとで複管模型を掘り出し、次に単管模型をS波進行方

表 3-3-1 実験の順序

1. (予備実験)
↓
2. S波起振機性能試験
↓
3. 単管模型・平行試験・箱固定
↓
4. 単管模型・平行試験・箱自由
↓
5. 水平載荷試験
↓
6. 複管模型・平行試験・箱固定
↓
7. 複管模型・平行試験・箱自由
↓
8. 単管模型斜め試験
↓
9. 複管模型斜め試験



写真 3-3-1 埋設された斜め試験用模型

向に対して45°の角度で埋設して斜め試験を行なった。続いて複管模型の斜め試験を実施した。

箱を固定した実験を箱が自由な場合の先に行なった理由は、単に接着剤の乾燥時間を節約して工程を短縮するためである。また、複管試験を常に単管試験の後に行な

表 3-3-2 試験番号と模型および発砲の条件

試験番号	模型の条件	発 砲 条 件				備 考
		薬 量 (g)	方 向*	薬室前空間	その他	
20	平行・単管・箱固定	100	—	32 m		3/23
21	" " "	100	—	"		
22	" " "	100	—	"		
23	" " "	100	—	"		
24	" " " (ダミー)	100	+	"		
25	" " "	100	+	"		
26	" " "	100	+	"		

表 3-3-2 つづき

試験番号	模型の条件	発 砲 条 件				備 考
		薬 量 (g)	方 向*	薬室前空間	その他	
27	平行・単管・箱固定	100	+	32 m		
28	" " 箱自由	75	+	60 m		
29	" " "	75	+	"		
30	" " "	75	+	"		
31	" " " (ダミー)	75	-	"	ピン止め	
32	" " "	75	-	"	ピン止め	
33	" " "	75	-	"		
34	" " "	75	-	"		地盤変位記録なし
35	" " "	75	-	"		
41	" 複管・箱固定	75	-	"		3/26
42	" " "	75	-	"		
43	" " "	75	-	"		
44	" " " (ダミー)	75	+	"		
45	" " "	75	+	"		
46	" " "	75	+	"		
47	" " "	75	+	"		
48	" " 箱自由	75	+	"		
49	" " "	75	+	"		
50	" " "	75	+	"		
51	" " " (ダミー)	75	-	"		
52	" " "	75	-	"		
53	" " "	75	-	"		
54	" " "	75	-	"		
55	" " " (ダミー)	75	-	"		
61	斜め・単管	75	-	"		3/27
62	" " "	75	-	"		
63	" " "	75	-	"		
64	" " (ダミー)	75	+	"		
65	" " "	75	+	"		
66	" " "	75	+	"		
67	" " "	75	+	"		
68	" " "	75	+	"		曲げひずみ測定
71	" 複管	75	+	"		2/28
72	" " "	75	+	"		
73	" " "	75	+	"		
74	" " (ダミー)	75	-	"		
75	" " "	75	-	"		
76	" " "	75	-	"		
77	" " "	75	-	"		
78	" " "	75	-	"		曲げひずみ測定

\* 発砲方向 + は、模型から起振機に向った場合右側に弾丸を打ち出す方向であり、- はその逆である。

沈埋トンネルの野外模型振動実験

表 3-3-3 実験工程表

工 種	15~19	土 20	日 21	月 22	火 23	水 24	木 25	金 26	土 27	日 28
現地準備工										
S波起振機特性テスト										
単管模型埋設・準備										
単管模型平行試験										
水平載荷試験準備										
水平載荷試験										
複管模型埋設・準備										
複管模型平行試験										
単管模型埋設・準備										
単管模型斜め試験										
複管模型埋設・準備										
複管模型斜め試験										

ったのは、盛土を乱す範囲の広いものを後にして盛土の攪乱の影響を少なくするためである。

それぞれの実験に対して、発砲方向を変えて実験し各々の発砲方向について3発の発砲を行なった。発砲方向を転じた直後の1発目は、起振機と基礎地盤とのなじみを良くするためと考えダミーとした。それぞれの実験に対する発砲の条件は表 3-3-2 に示す通りである。表中の試験番号を用いてこれ以後の実験結果の解析を整理していく。

この実験は、表 3-3-3 に示すような工程で行なった。

4. 実験結果とその解析

4-1 発生波の特性

模型を埋設した実験に先立ち、試験地盤を伝播する波の性質を知るため、ダイナマイト 100g、薬室前の空間(付録C参照)を 32mm と云う条件で 10 回の発砲試験(試験番号 D1~D9)を行なった。その結果をまとめると次の通りである。

図 4-1-1 に、発砲方向が逆な場合を組合わせ G-1~G-7 の測点における記録を示す。これを見ると、予備実験(付録B参照)で得られた結論の通り、主要動はせん断波が卓越していることがわかる。また、水平に伝播していく様子がよくわかる。

図 4-1-2 に模型を埋設した場合(D35, D54, D63)を合わせて最大振幅が振源距離とともに減衰していく様子を示す。両対数グラフ上で直線的に減衰し、模型の置かれる地点では数ミクロンから数10ミクロンの振幅となる。模型中心点で10数ミクロンの振幅となっている。

D14 & D18

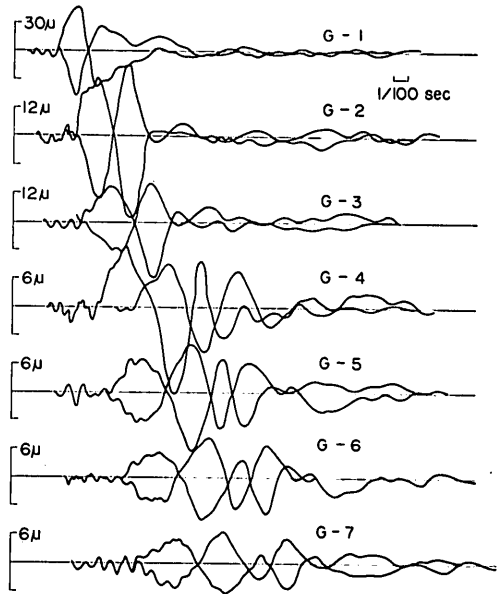


図 4-1-1 地盤変位振動記録の例

図 4-1-3~6 に振源からの距離の違った点における記録のパワースペクトルを示す。いずれの記録についても2つの山がみられる。振動数の低い方の山は、いずれの点においても 5~6 cps にある。振動数の高い方の山は、振源からの距離が遠くなるに従って振動数が下がって来る。G-1 の点では、22~23 cps にあった山が G-7 の点では、16~17 cps になっている。

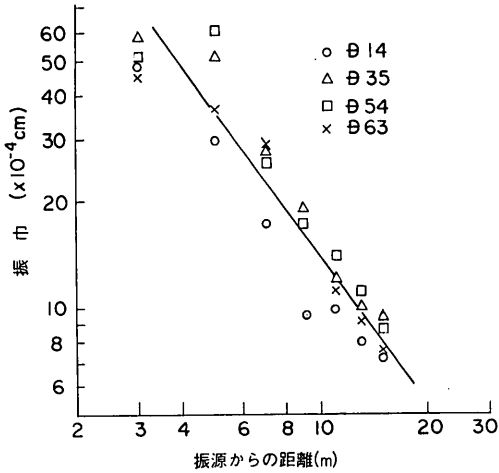


図 4-1-2 地盤振動の距離減衰

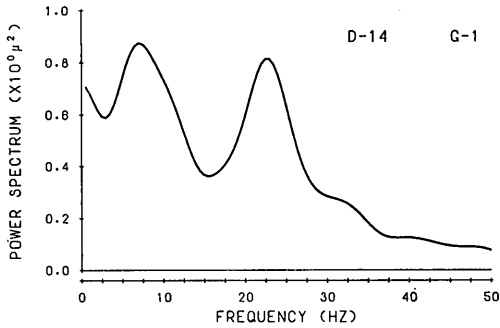


図 4-1-3 地盤振動のパワースペクトル (G-1)

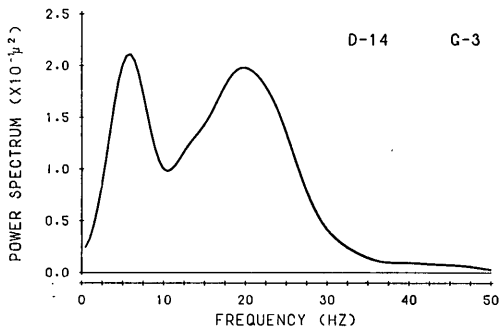


図 4-1-4 地盤振動のパワースペクトル (G-3)

図 4-1-1 に示した伝播波形からも主要動の伝播波速を求めることはできる。しかし、ここではもう少し詳しくみるために次のような手法で伝播波速を求めてみた。すなわち、ある発砲に対するそれぞれの測点の記録

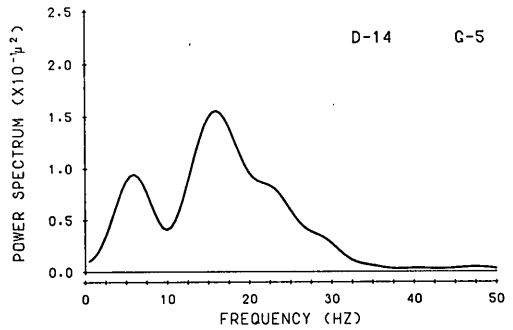


図 4-1-5 地盤振動のパワースペクトル (G-5)

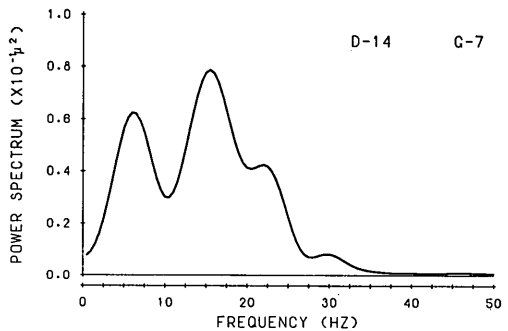


図 4-1-6 地盤振動のパワースペクトル (G-7)

をフーリエ分析して、それぞれの振動数成分の測点間の位相差を求め、その位相差と測点間距離および振動数より波速を計算した。その結果が 図 4-1-7~10 に模型を埋めた場合のものも合わせて、振動数別波動走時曲線を示す。これを見ると 図 4-1-7 の模型を埋設してない場合の走時曲線は、振動数が大きくなるに従って立つ傾向があり、振動数が高くなると波速が遅くなる傾向がみられる。一方模型の埋設してある場合には、振源に近い測点で模型の埋設してない場合と同様の傾向がみられるが、模型の中央付近では一様な勾配となり波速が約 150 m/sec と一定の値となっている。走時曲線の型が、模型を埋設する前と埋設した後で異なるのは、埋設時に盛土を掘削してゆるめた事と、模型が入ったためにいくぶん盛土全体として振動系が変わったためであろう。以後の測定結果の解析では、波速が重要な要素となる。ここに述べたことから、後の解析には、試験地盤内の波速を 150 m/sec で一定な値として取扱うことにする。

図 4-1-11 に、G-5 測点における記録を、発砲方向によって2種類に分け、一つの図にしたものを示す。これを見ると、S波起振機によって発生する波はかなり再

沈埋トンネルの野外模型振動実験

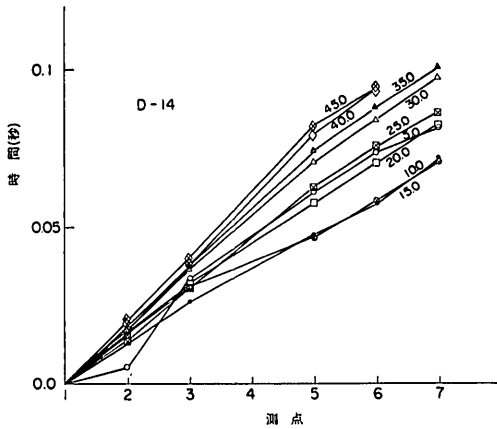


図 4-1-7 振動数別波動走時曲線 (D-14)

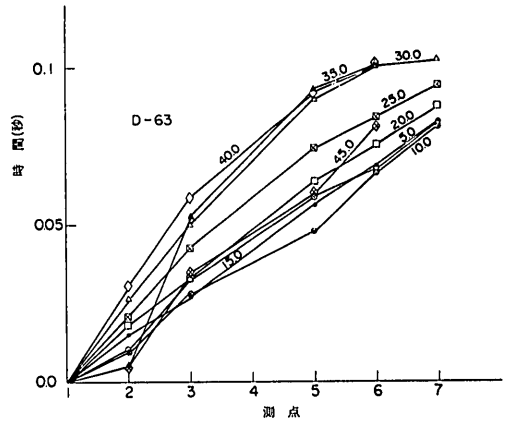


図 4-1-10 振動数別波動走時曲線 (D-63)

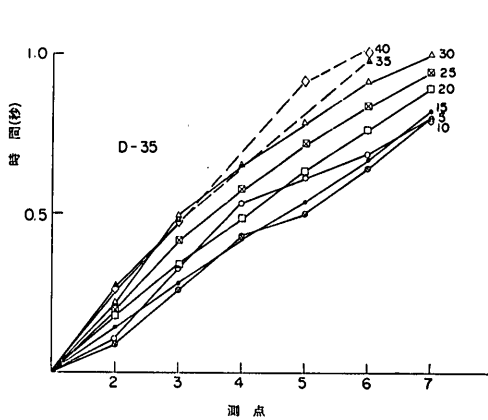


図 4-1-8 振動数別波動走時曲線 (D-35)

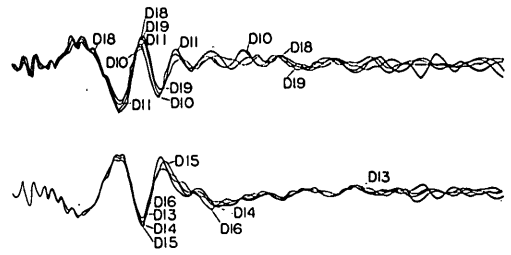


図 4-1-11 S波起振機による波の再現性

現性が高いことがわかる。

図 4-1-12 に、試験盛土断面方向に配置した測点における波形を示す。波形はほとんど同じ形をしていることがわかる。図中にそれぞれの点における最大振幅を合せて記入してある。G-4 測点の計器が D-14 発砲時に少々不調であったので値が小さくなっているけれど、G-8 の点でわずかに小さくなっている程度で他の点ではほとんど差がない。盛土断面方向の振幅分布は、発砲方向に左右されるようである。また盛土内の深さ方向の振幅分布も調べてみた。G-9 測点の計器を地表に置き、G-10 の計器を地表より 70 cm の深さに置いた。G-4 および G-8 はそれまで通り地表より 40 cm の深さのままとした。平面的な配置は 図 4-1-12 と同じである。その結果、D-16 発砲による振幅の最大値は、測点 G-4、G-8、G-9 および G-10 に対しそれぞれ、 $13.0\mu$ 、 $35.7\mu$  および  $13.4\mu$  であった。D-16 発砲は、先の D14 と同方向であることを考えると、地表に置かれた G-9 は 40 cm 深さの倍、70 cm 深さに置かれたものは、40 cm 深さに対して約 70% 程度となっている。

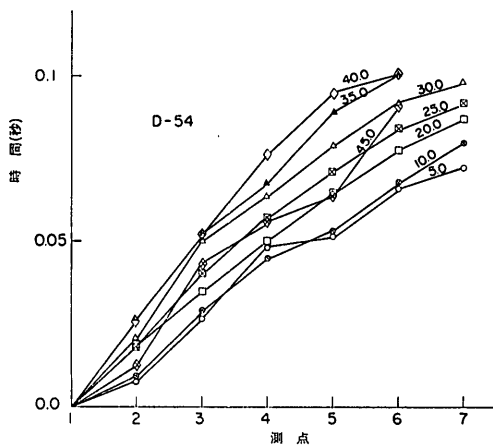


図 4-1-9 振動数別波動走時曲線 (D-54)



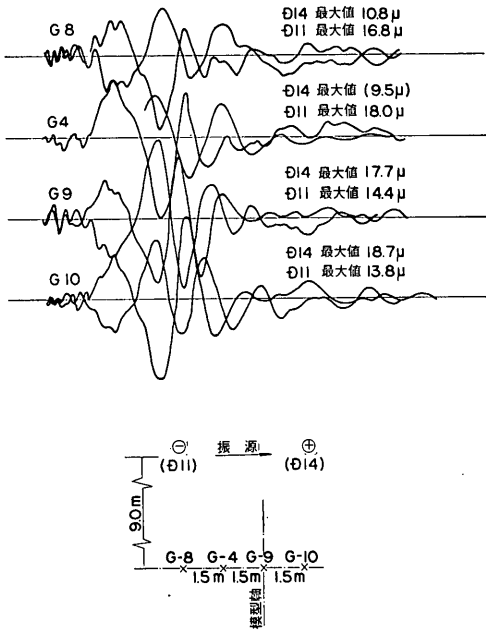


図 4-1-12 地盤の変位振動の横断方向分布

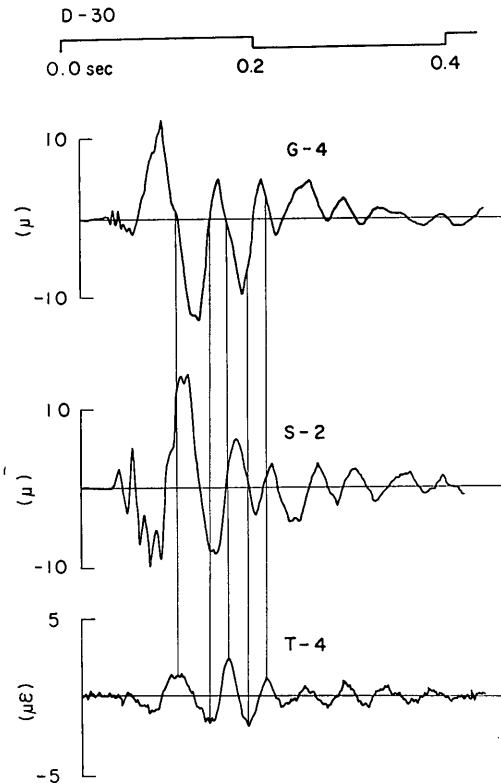


図 4-2-1 単管平行試験測定記録の例 (D-10)

#### 4.2 平行試験

ここでは、端部の箱の影響のない中央部の挙動についてのべる。地盤の反力係数を  $2.2 \text{ kg/cm}^3$  (付録 A 参照)  $\beta = \sqrt[4]{Bk/4EI}$  は  $9.4 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-3}$  となり、 $1/\beta$  が  $1.06 \times 10^2 \text{ cm}$  となるから箱からこの値の 2~3 倍になれば、箱の影響はないものと考えることができる。模型に貼付したひずみゲージ T-3 以後、地盤変位計 G-3 以後および模型内変位 S-2 と S-3 は、この条件を満足している。

図 4-2-1~4 に、単管平行試験、複管平行試験における測点 G-4 と S-2 における変位波形および T-4 測点の曲げひずみをそれぞれ 2 例ずつ示す。これらの波形は少しづつ形が違うが、その主な原因は、発砲方向の違いによる。またこれらの図をみると、単管模型 (D-30 および D-35) については地盤の変位と模型内の変位は波形も振幅の大きさもほとんど同じである。複管模型については、時間の早い部分に振動数の高い成分が模型内の変位記録に入っているのがみられる。この理由は、端

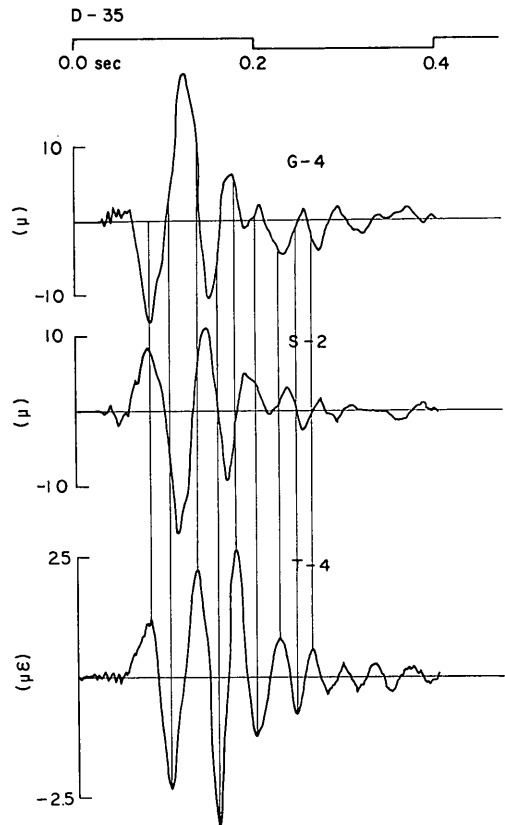


図 4-2-2 単管平行試験測定記録の例 (D-35)

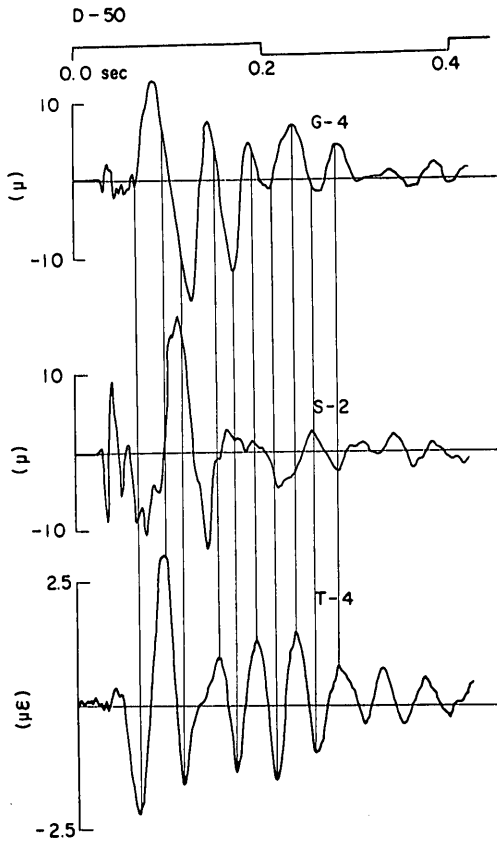


図 4-2-3 複管平行試験測定記録の例 (D-50)

部箱の影響かまたは、付加質量の加わった断面内方向の部材振動によるものかはっきりしない。変位記録と曲げひずみ波形の関係は、相互に波が対応していることはみられるが位相差がある。これは、曲げひずみが後の解析で示す通り加速度に比例する量であるため過渡状態ではかならずしも変位とひずみとの位相が合わないことと、

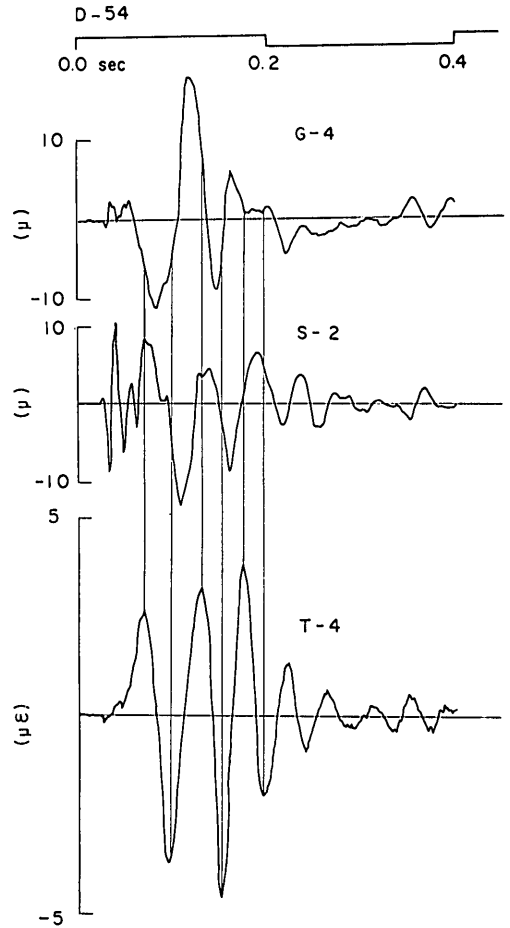


図 4-2-4 複管平行試験測定記録の例 (D-54)

同じく後の解析でふれるように地盤変位と模型ひずみの間には共振現象もみられることから位相のずれが生じているものと考えられる。

図 4-2-5 および 6 に模型内の振動と曲げひずみ波形

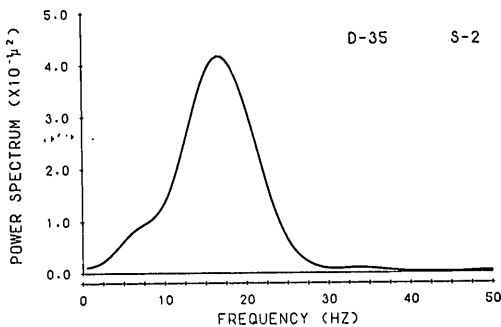


図 4-2-5 単管模型の模型内振動のパワースペクトル

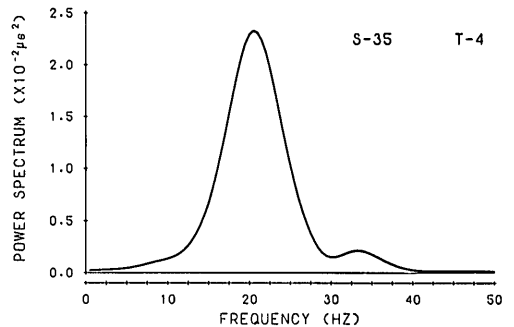


図 4-2-6 単管模型の曲げひずみのパワースペクトル

のパワースペクトルを示す。いずれの図についても振動数 30 cps 以上の成分はパワーが小さい。この範囲については、パワースペクトルの計算で3角形ウインドーを用いていることなども考え合わせて精度が落ちあまり厳密な議論はできないものと考えられる。前節で、模型の埋設してある場合とない場合で波動の走時曲線が違う点を指摘した。伝播する波動の性質が両者の場合どの程度違うかは、パワースペクトルを比べてみればわかるが、詳しくみるために、両者のスペクトル比の平方根をとって見たものが 図 4-2-7 である。D-14G-4 の記録は、計器が不調であったのであまり良い例ではないが、特に G-5 の記録からわかるように周波数分析結果では、模型が埋設してあってもなくても盛土内の波動は同じとみなすことができる。

図 4-2-8 に特定の時刻における模型内曲げひずみ分布を示す。これをみると、地盤の変位波形にそって曲げられている様子がよくわかる。また、曲げひずみの波形が時間とともに伝播していく様子もわかる。ただ距離による減衰は地動振幅より少ないようである。

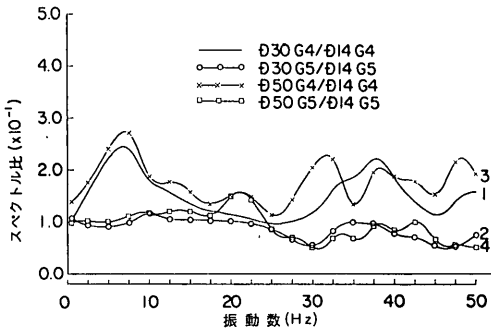


図 4-2-7 模型埋設の影響

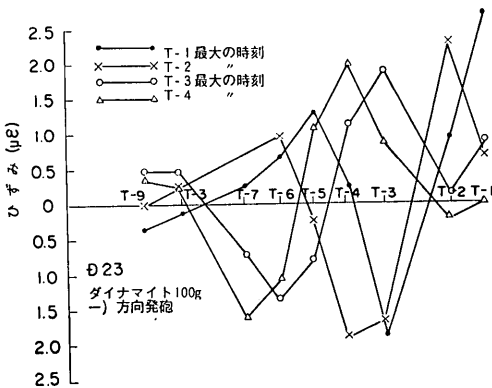


図 4-2-8 模型の曲げひずみ分布

地中に埋設された管体を弾性床の上のはりと考え、 $K$ を弾性床のバネ定数、 $EI$ を管体の曲げモーメントとし、 $u = U \sin 2\pi x/L$  および  $u_t = U_t \sin 2\pi x/L$ を地盤および管体の軸直角方向の変位として、 $x$ 軸を管体の軸にとれば、次の式が成立つ。

$$EI \frac{d^4 u_t}{dx^4} = K(u - u_t) \quad (4-2-1)$$

そして、この解として、

$$u_t = \frac{u}{\frac{EI}{K} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + 1} = \frac{U}{\frac{EI}{K} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + 1} \sin \frac{2\pi}{L} x \quad (4-2-2)$$

すなわち、次の関係が得られる。

$$U_t = \frac{U}{\frac{EI}{K} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + 1} \quad (4-2-3)$$

ここで、 $L$ は正弦波と考えた地動伝播波の波長である。波の伝播速度を  $V_s$ 、波の周期を  $T$  とすれば、 $L = TV_s$ と書くことができる。これを使って (4-2-3) 式を次のように変形する。

$$U_t = \frac{U}{\frac{EI}{K} \left(\frac{2\pi}{V_s}\right)^4 \frac{1}{T} + 1} = \frac{U}{\frac{\tau^4}{T^4} + 1} = G(\tau, T)U \quad (4-2-4)$$

ここで、 $\tau = (2\pi/V_s) \sqrt[4]{EI/K}$ を剛比周期となすける。この値は、時間の次元を持ち地盤と構造物の総合的な特性を示す。今回用いた模型についてこの値を計算してみると、単管模型について  $\tau = 3.14 \times 10^{-2}$  sec、複管模型について  $\tau = 3.88 \times 10^{-2}$  sec となる。この値は、実物トンネルの  $3 \times 10^{-1} \sim 3$  sec に比べ  $1/10 \sim 1/100$  程度である。ここで  $kB = K = 1386$  kg/cm<sup>2</sup>、 $V_s = 150$  m/sec とした。

(4-2-4) 式は単一正弦波に対して成立つ。地盤振動と模型内振動記録をそれぞれ周波数分析して、それぞれの周波数成分についても上式はなりたち、それぞれの記録のパワースペクトルの比をとりその平方根を求めれば、(4-2-4) 式中の  $G(\tau, T) = 1/((\tau^4/T^4) + 1)$  なる周波数伝達関数が得られる。図 4-2-9 および 10 に、単管模型と複管模型のスペクトル比の平方根 (以後これを単にスペクトル比と呼ぶ) の計算結果を示す。図中には、同時に (4-2-4) 式から得られる周波数伝達関数も合わせて示してある。この図をみると、振動数が 30 cps より小さい範囲では、理論的な周波数伝達関数で良く表わすことができる。しかし、30 cps 以上の振動数になると、実測記録のスペクトル比は、理論的な周波数伝達関数よりは

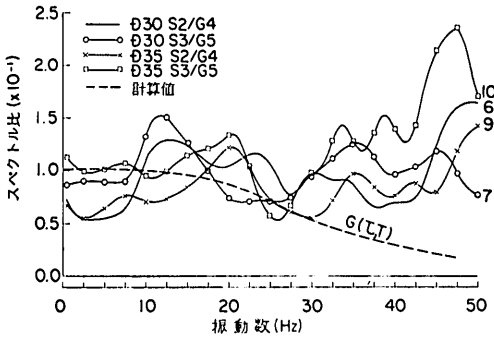


図 4-2-9 単管の地盤と模型内振動のスペクトル比

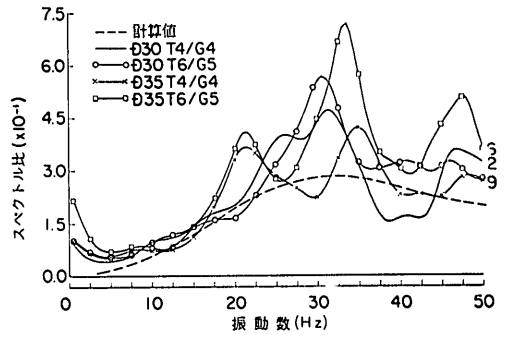


図 4-2-11 単管模型の縁ひずみと地動のスペクトル比

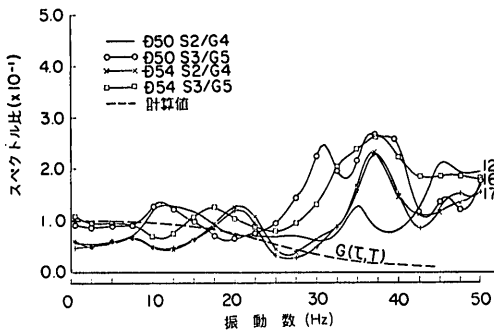


図 4-2-10 複管の地盤と模型内振動のスペクトル比

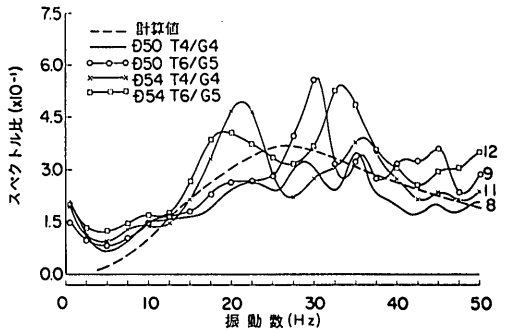


図 4-2-12 複管模型の縁ひずみと地動のスペクトル比

るかに大きくなって、全く一致しない。この理由は良くわからないが、第一に先にも述べたように、30 cps 以上の振動数に対するパワーが非常に小さく、誤差が影響していることが想像される。第2には、このような高い振動数では、(4-2-1) 式で表わされるような挙動とは全く異った現象、たとえば、部分的な共振などが起ったとも考えられる。

正弦波型で変形しているはりの縁ひずみは次のように表わすことができる。

$$\epsilon = \frac{B}{2} \frac{d^3 u_t}{dx^3} \quad (4-2-5)$$

(4-2-5) 式に (4-2-2) 式を代入して  $L = V_s T$  と置き、 $\tau$  を使って表わせば、

$$\epsilon = \frac{BU}{2 \left( \frac{\tau^4}{T^4} + 1 \right) V_s^3} \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 \sin \frac{2\pi}{T} t \quad (4-2-6)$$

となる。この式の右辺も地動の振動と一種の周波数伝達関数の積の形になっている。(4-2-6) 式から単管模型と複管模型に対し  $\epsilon/U$  をそれぞれ計算して図示したもの

が、図 4-2-11 と 12 である。図中には、(4-2-6) 式で計算できる理論的な値も同時に示した。この図における、実測値と計算値の比較から次のようなことがわかる。第1に、図 4-2-9 や 10 では、30 cps 以上の高振動数の所で理論値と実測値の間に著しいひらきがあったが、図 4-2-11 および 12 ではそれ程大きな差として表われていない。このことは、図 4-2-9 と 10 のひらきの原因が、先に述べたように誤差や部分的な共振のようなものであったことの裏づけになるのではなかろうか。第2に、ほとんどの曲線が、20 cps 近辺と、30~35 cps の2点にピークを持っている。これは、曲げ振動の共振現象と考えられる。第3に、先の共振点におけるピークを除けば、理論的な曲線で比較的良く説明できる。

縁ひずみと地動のパワースペクトル比に表われているピークを共振によるものとする、次のように説明できる。地中に埋設されている長い構造物の曲げ振動を近似的に弾性床上的はりの振動として取扱うと、その固有振動数は次式で表わすことができる<sup>11)</sup>。

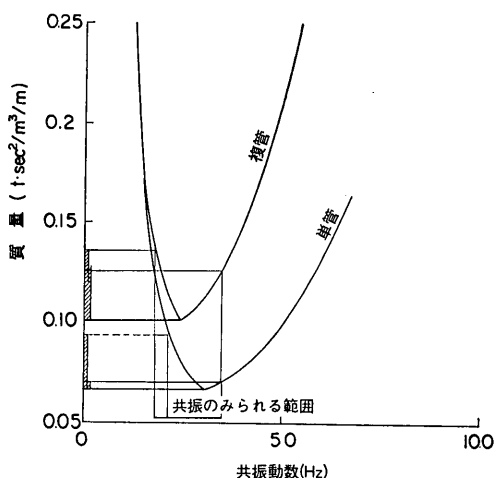


図 4-2-13 質量と共振々動数

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\left(\frac{n\pi}{l}\right)^4 \frac{EI}{m} + \frac{K}{m}} \quad (4-2-7)$$

ここで、 $f_n$  は  $n$  次の固有振動数、 $l$  は、構造物の両端単純支承と等価な延長である。 $l$  に対して地動変位の半波長をとれば、その両端では、変位零、曲げモーメント零となり上記の条件を満足する。 $m$  は、附加質量を含んだ質量である。 $l$  を波速と振動数で表わせば、 $l = V_s/2f$  となる。これを(4-2-7)式に代入して第1次の振動数だけに注目すれば、

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\left(\frac{2\pi}{V_s}\right)^4 f \frac{EI}{m} + \frac{K}{m}} \quad (4-2-8)$$

(4-2-8) 式には、両辺に振動数、 $f$  を含んでいる。これを解いて(4-2-8)式を両足する振動数を求めれば、その値が共振々動数となる。質量  $m$  として模型材料の重量だけを考えたのでは、共振々動数が非常に高くなって図 4-2-11 と 12 のピークを説明することはできない。適当な附加質量を考えるものとして、(4-2-8)式の質量、 $m$  と共振々動数、 $f$  の関係を図示すると、図 4-2-13 のようになる。この図から図 4-2-11 および 12 のピークの現われている振動数の範囲に対する質量の範囲を求めてみると、単管模型で最大  $0.095 \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}/\text{m}$ 、複管の場合で  $0.135 \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}/\text{m}$  となり、振動数の高い所では、附加質量がいくぶん小さな傾向がみられる。この質量を重量になおすと、単管で  $0.93 \text{ t}/\text{m}$  複管で  $1.32 \text{ t}/\text{m}$  となり、これは単管の場合には、模型断面の2倍に相当ある土が一緒に動いていると考えなければならない。複管の場合には、模型断面の1.5倍の土を附加質量と考えればよい。(4-2-7)で求められる共振々動数は、 $(1/2\pi) \sqrt{K/m}$

より大きい。実際のトンネルでは、この値が相当大きい、たとえば、断面積  $100 \text{ m}^2$  で  $K$  値が  $4000 \text{ kg}/\text{cm}^2$  程度のトンネルでは振動数、 $f$  は、約  $5 \text{ cps}$  となる。また、曲げ剛性、 $EI$ 、の関与しない地中構造物は、エネルギーの地中逸散が大きくなりほとんど共振しないし、曲げ剛性が振動の復元力に加わって来るとエネルギーが系内に保存されるようになるが、一方共振々動数は高くなる。

以上述べて来た模型軸に添ってせん断波が伝播する場合に対する実験について結果をまとめると次の通りである。

(1) 実験に用いた模型と地盤条件およびそれを与えた振動の性質の範囲では、模型の共振現象らしい挙動がみられた。しかし、これは与えた振動の振動数が非常に高く波長が短かかったためで、実物のトンネルについて検討してみると、ほとんど共振が問題となることはなさそうである。

(2) 共振による曲げひずみの増加を除いて考えると、(4-2-6)式で模型軸に添って伝播するせん断波に対する模型の挙動が説明できる。

#### 4-3 斜め試験における軸方向ひずみ

斜め試験における軸方向ひずみの測定結果についてのべる。図 4-3-1 にひずみ測定記録の例を、同じ斜め試験における曲げひずみの測定記録と合わせて示す。この図の特徴は、軸ひずみ記録のピークの伝播速度が非常に早く約  $500 \sim 600 \text{ m}/\text{sec}$  となっており、地盤を伝播する S 波の模型軸方向に投影した速さ、 $212 \text{ m}/\text{sec}$  よりはるかに速い。しかし、模型材料の粗密波伝播速度  $1440 \text{ m}/\text{sec}$  より遅くなっている。地盤を伝播する P 波の模型軸に投影した速さ  $550 \text{ m}/\text{sec}$  に一致しており、このことからまず、S 波起振機によって発生した P 波に反応したものと考えることもできるが、到達時間から考えると少々無理がある。第 2 には模型内を軸方向に軸ひずみが伝播する場合、隣接した土をいくらか含めた系の中を伝播するものと考え、土が附加質量の効果を持ち、材料だけの軸ひずみ伝播速度より低下する。したがって、最初に測定番号の若い点に到達した S 波によって模型内に発生した軸ひずみが、このような波速で伝播したとも解釈できる。またひずみの大きさをみてみると、両端では小さくなっている。特に振源に近い T-3 測点においても、模型中央部の T-4~T-6 と大差がない。これは、両端部では模型の軸方向の拘束がないためであると思われる。

図 4-3-2~5 に単管模型と複管模型について、地盤の

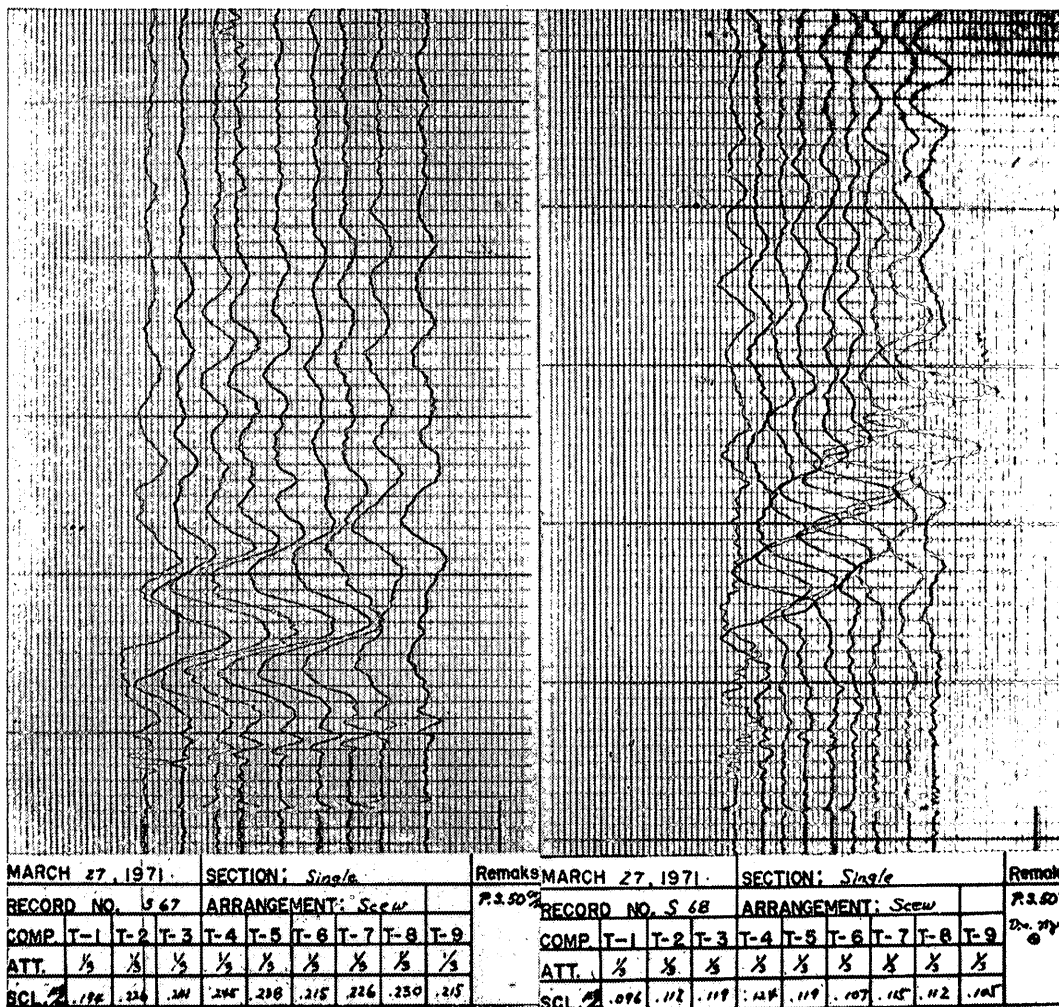


図 4-3-1 斜め試験ひずみ測定記録例

変位，模型内の軸方向 (SP) と軸直角方向 (SN) の変位および模型の軸ひずみの波形を2例づつ示す。ここで地盤の測定点 G-5 は，模型変位および模型ひずみの測点より，振源から距離が少し遠い (約 50 cm) ので位相の対応は正確でない。模型内の変位とひずみは同一地点で測定したものである。この図から，軸ひずみの位相が発砲方向を反転すると反転することから，先に立てた仮説のうち P波だけに応答していると考えるのは妥当でないことが確認される。やはり S波の影響がかなり大きいと考えるべきであろう。模型変位の位相が，地盤変位波形と比べ距離の違い (S波を考えた場合 0.0033 sec) を考えてもまだ相当に進んでいる。また，発砲方向が (+

側の場合には，D-67 および D-73 のように軸ひずみが大きくなっている。

図 4-3-6 に特定の時刻における模型内の軸ひずみ分布を示す。これを見ると，先の平行試験における山げひずみ (図 4-2-18 参照) とは異なり，ひずみのピークがなだらかで相当長い区間にわたって一樣なひずみとなっていることがわかる。軸ひずみについては，図 4-3-1 からわかるように曲げひずみのような共振現象が起きている様子はみられない。模型内のある点に生じた軸ひずみは，あまり減衰しないで模型内を伝達するようである。そのため，今回の実験のように減衰のはげしい地盤変位との定量的な関係を模型の中央でとらえることは，

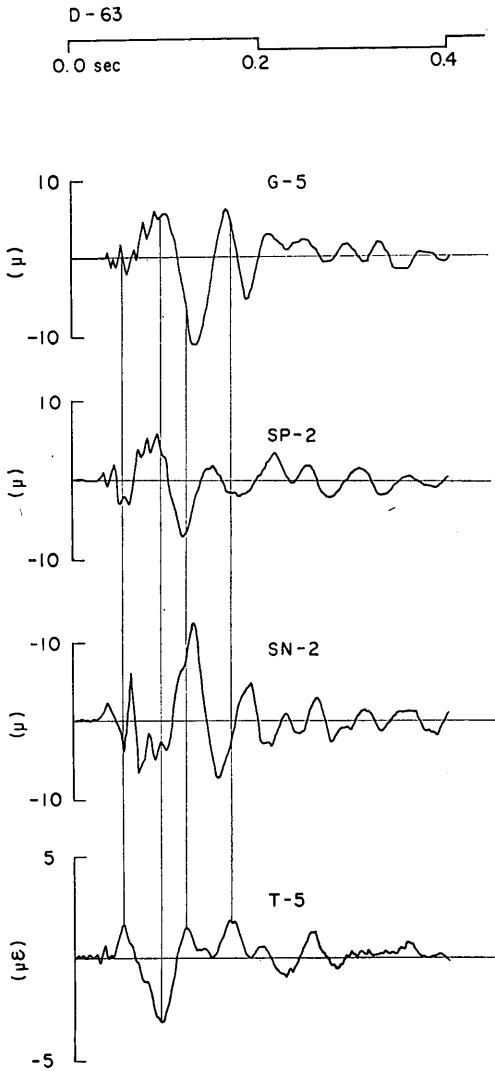


図 4-3-2 単管模型斜め試験軸ひずみ測定記録の例 (D-63)

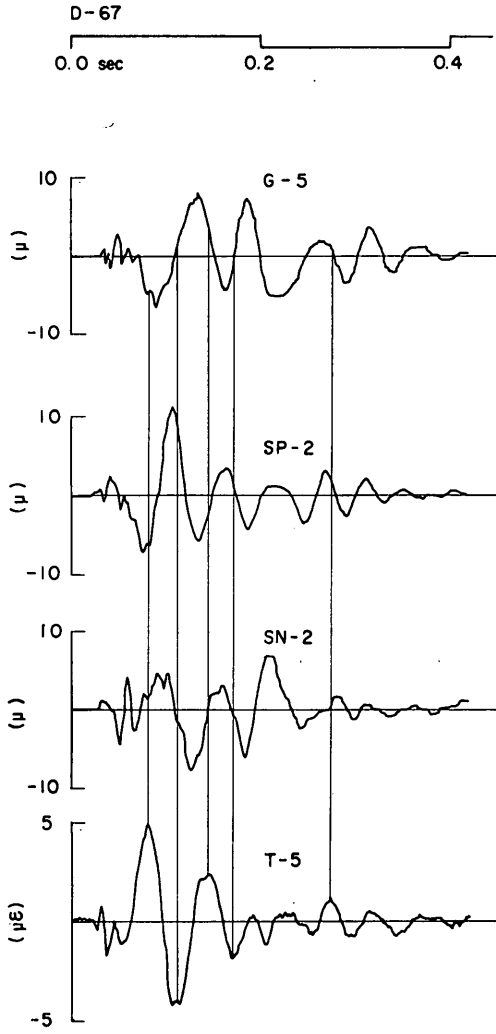


図 4-3-3 単管模型斜め試験軸ひずみ測定記録の例 (D-67)

なかなかむずかしい。

軸方向の地盤反力係数を  $K'$ 、模型材料のヤング率を  $E$ 、断面積を  $A$ 、地盤と模型の軸方向変位を  $u'$  および  $u'_i$  とし、 $x$  軸を模型軸にとれば、次の式が成立つ。

$$AE \frac{d^2 u'_i}{dx^2} = K(u'_i - u') \quad (4-3-1)$$

曲げひずみの場合と同様に、 $u'_i$  および  $u'$  が正弦波であるとすれば

$$u'_i = \frac{u'}{\frac{EA}{K'} \left(\frac{2\pi}{L'}\right)^2 + 1} = \frac{U'}{\frac{EA}{K'} \left(\frac{2\pi}{L'}\right)^2 + 1} \sin \frac{2\pi}{L'} x \quad (4-3-2)$$

が得られる。ここで、 $U'$  は地盤変位の振幅である。この場合の模型のひずみは、次のようになる。

$$\epsilon = \frac{du'_i}{dx} = \frac{U' \left(\frac{2\pi}{L'}\right)}{\frac{EA}{K'} \left(\frac{2\pi}{L'}\right)^2 + 1} \cos \frac{2\pi}{L'} x \quad (4-3-3)$$

この式をみると、模型の軸ひずみと、地盤変位または模型の変位は、 $90^\circ$  位相がずれることになる。図 4-3-2~5 をみると、大体  $SP-2$  と  $T-5$  の波形は位相が  $90^\circ$  ずれている。

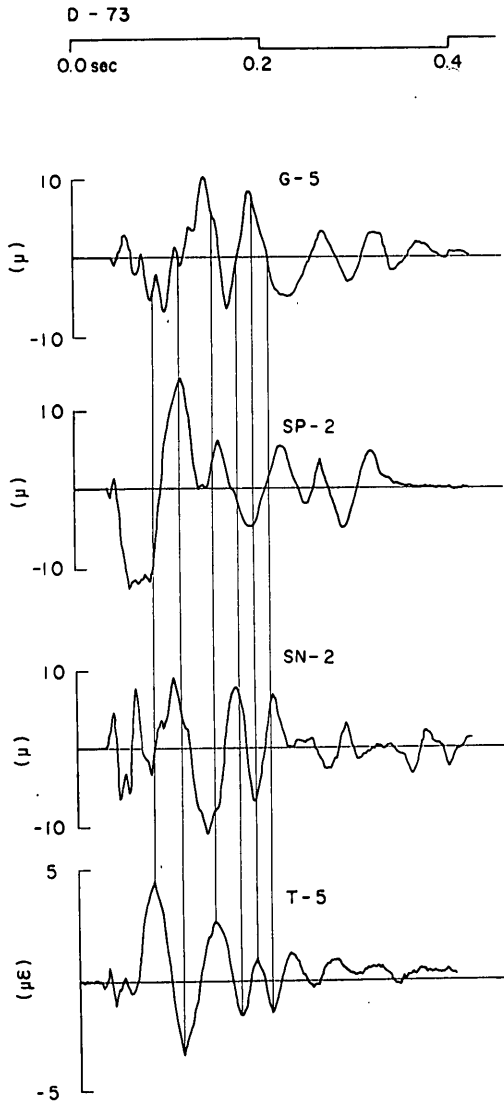


図 4-3-4 複管模型斜め試験軸ひずみ測定記録の例 (D-73)

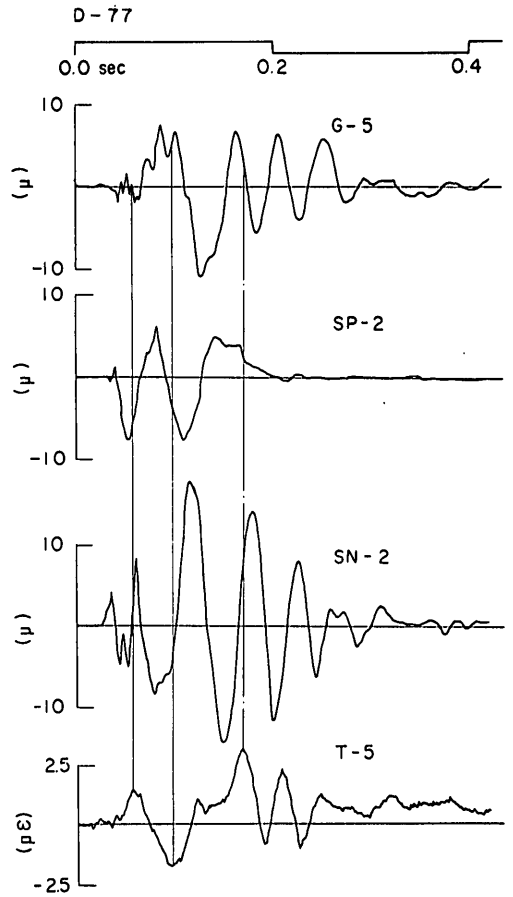


図 4-3-5 複管模型斜め試験軸ひずみ測定記録の例 (D-77)

4-3-3 式を計算するには、軸方向の地盤反力係数、 $K'$ を推定しなければならない。このような形の地盤反力係数を求める研究は現在のところほとんど行なわれていない。ただ理論的に計算した BRAT トンネルの設計の考え方を修正して次のような式を、衣浦港のトンネルの設計に用いた<sup>13)</sup>。すなわち、

$$K' = 2B \left[ \frac{G_s}{h} + \left( \frac{2\pi}{L'} \right)^2 \frac{h}{3} E_s \right] \quad (4-3-3)$$

ここで、 $B$  は模型の直径、 $G_s$  および  $E_s$  はそれぞれ、地盤の剛性とヤング率である。 $h$  が問題となる値いで、

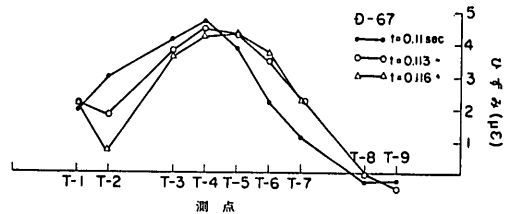


図 4-3-6 軸ひずみの分布



実物トンネルの設計では、トンネル底面から基岩までの深さを取って誘導した値であるが、今回の実験盛土のような条件では、この値を求めることはできない。ここでは、まったく別の考え方から次式を導いた。誘導の過程は付録Dに述べる。

$$K' = \frac{\pi B G_s}{2} \left( \frac{2\pi V_p}{L' V_s} + \frac{1}{B} \right) \quad (4-3-4)$$

ここで、 $V_p$  および  $V_s$  は  $P$  波および  $S$  波の波速である。まず単管模型について、 $K'$  の値を具体的に計算してみる。模型直径  $B=0.63$  m, 地盤の剛性率は  $S$  波の波速  $150$  m/sec と土の単位重量  $1.4$  t/m<sup>3</sup> から計算すると  $3200$  t/m<sup>2</sup>,  $L'$  は地盤内伝播波の主要動の振動数と波速から  $14.1$  m として、4-3-4 式を計算すると、 $K'=8600$  t/m<sup>2</sup> が得られる。また、複管模型に対しては、模型の換算直径として単管の場合の  $1.5$  倍を考えると、 $K'=10400$  t/m<sup>2</sup> が得られる。

4-3-3 式に  $L'=TV'$  および  $\tau'=(2\pi/V')\sqrt{EA/K'}$  を代入して、ひずみ  $\epsilon$ , と地動振幅  $U$  の比を求めると次式ようになる。

$$\frac{\epsilon}{U'} = \frac{\left(\frac{2\pi}{T}\right)}{\left(\frac{\tau'^2}{T^2} + 1\right)V'} \cos \frac{2\pi}{T} t \quad (4-3-5)$$

4-3-5 式中の  $\tau'$  は、軸方向の剛比周期と呼ぶことができ、時間の次元を持っている。前節で述べた曲げ変形に対する剛比周期に対応する。単管および複管模型に対する剛比周期は、波速  $V'=212$  m/sec,  $E=3.0 \times 10^4$  kg/cm<sup>2</sup> と、断面積  $A$  がそれぞれ  $385$  cm<sup>2</sup> および  $770$  cm<sup>2</sup> であるから、 $0.034$  sec および  $0.044$  sec となる。

前節の曲げひずみの場合と同様 4-3-5 式で表わされる一種の周波数伝達関数を実測値のパワースペクトルの比から計算したものと比較したものが、図 4-3-7 と 8 で

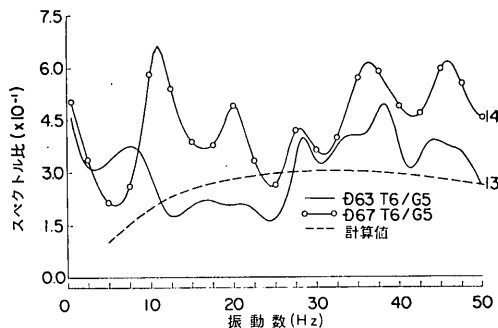


図 4-3-7 単管模型の地動と軸ひずみのパワースペクトル比

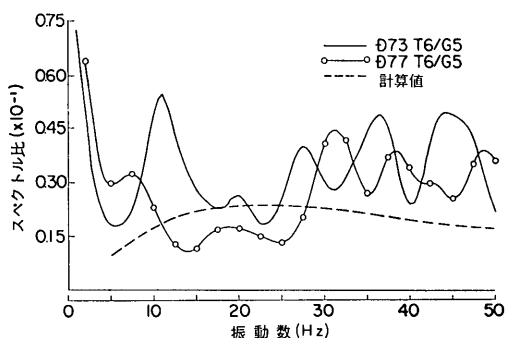


図 4-3-8 複管模型の地動と軸ひずみのパワースペクトル比

ある。

この図をみるとかなりずしも計算結果と実測記録から得られた値いとが良く一致しているとはいえない。その理由の一部は、次のようなことによるものと思われる。第一に、周波数の低い部分では、図 4-3-5 に示す  $T-5$  の軸ひずみ記録に良く表われているように、振動が終わった後にもひずみが残留しており、記録としては直流成分が含まれていることになってパワースペクトルに長周期成分が卓越してくる。その結果、地盤変位と軸ひずみのスペクトル比では、低周波数域で大きな値となる。第二に、 $30$  cps を越える高周波域では、パワーが非常に小さく、ウィンドーの影響などがでて来て誤差が大きなものとなり、スペクトル比としては信頼できないものと思われる。このようなことを念頭に置いて 図 4-3-7 および 8 をみると、ある程度 4-3-5 式が現象を説明しているとも云えそうである。しかし、図 4-3-7 および 8 の  $10$  cps 付近では計算値と実測値との差が大きく、現象を説明するには 4-3-5 式だけでは不十分であることを示している。

先にも述べたように、軸ひずみがあまり減衰しないで速い速度で模型内を伝播する現象が大きく影響していると思われる。このことは、図 4-3-1 をみてもわかるが、図 4-3-9 から理解できる。図 4-3-9 は、G-3 測点の G-5 測点に対する周波数成分別地動振幅比をとったものである。この図で注目すべきことは、G-3 測点と G-5 測点との間の地動振幅比が谷を示す部分の周波数では、G-5 測点の軸ひずみと地動振幅のスペクトル比が山となっていることである。このことは、地盤の中を波動が伝播する間に周波数構成が変わっていくのに対し、模型内に振源に近い所で発生したひずみはあまり減衰しないで伝達して来て注目している点 (G-5 測点の近辺) に達し

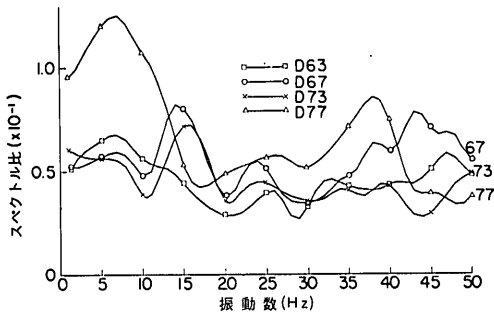


図 4-3-9 G-3 測点と G-5 測点の変位のパワースペクトル比

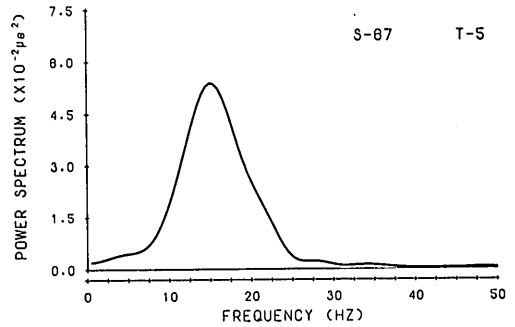


図 4-3-12 模型軸ひずみ (SP) のパワースペクトルの例

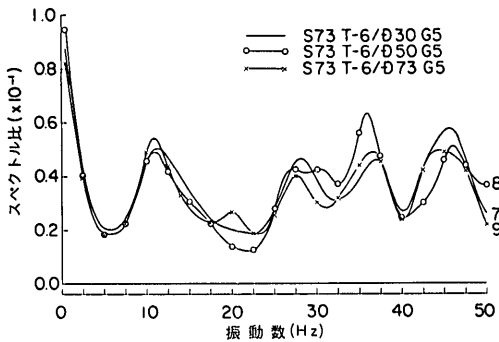


図 4-3-10 模型埋設の影響 (2)

ているためと考えることができる。なお、図 4-3-10 に斜め試験の G-5 測定点が模型の隠になっていることの影響を、平行試験の時の記録と比べることによって調べた結果を示す。これをみると、G-5 測点は模型の影響を受けていないことがわかる。図 4-3-11~12 に模型の軸方向変位と軸ひずみのパワースペクトルの例を示す。

次に、軸ひずみの伝播をも含めてもう少し定量的に検

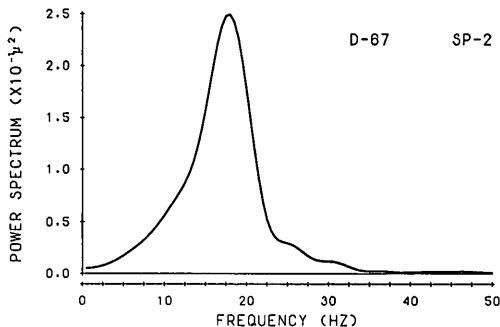


図 4-3-11 模型軸方向振動 (SP) のパワースペクトルの例

討を進めてみる。4-3-5 式の右辺の係数は、一種の周波数伝達関数となっている。このことを利用して、地盤の変位振動をフーリエ級数に展開し、その成分に対して周波数伝達関数を掛けて再び合成することによって、次式で表わすことのできるようなひずみ応答スペクトル  $H_i(\tau)$  が計算できる。

$$H_i(\tau) = \left| \sum_n \frac{U_n \left( \frac{2\pi}{T_n} \right)}{\frac{\tau^2}{T_n^2} + 1} \cos \left( \frac{2\pi}{T_n} t + \phi_n \right) \right|_{\max} \quad (4-3-6)$$

ここで、 $U_n$ 、 $T_n$  および  $\phi_n$  は、地盤変位振動のフーリエ級数の各成分に対する振幅、周期および位相角である。同様の考え方で、模型が地盤から受ける荷重についても軸荷重応答スペクトル、 $H_{pa}(\tau)$  が次式のように求められる<sup>13)</sup>。

$$H_{pa}(\tau) = \left| \sum_n \frac{U_n \left( \frac{2\pi}{T_n} \right)^2}{\frac{\tau^2}{T_n^2} + 1} \sin \left( \frac{2\pi}{T_n} t + \phi_n \right) \right|_{\max} \quad (4-3-7)$$

4-3-6 および 7 式を D63, 67, 73, 77 の G-5 の記録について計算し図示したものが図 4-3-13 および 14 である。図 4-3-13 を利用し先に求めた  $\tau$  の値いに対して、模型のひずみ (T-6) と地動変位 (G-5) の最大値の比を計算し、実測値と合わせて示したのが表 4-3-1 である。この表をみると、計算は実測値に比べて小さくなっている。その割合は、D63 および D77 のように一側に発砲した場合は、1.3 倍強、D67 および D73 のように + 側に発砲した場合は、2 倍以上である。計算値が実測を下まわるのは、図 4-3-3 および 4-3-4 をみるとわかるように、軸ひずみの最大値は地盤変位の最大値の

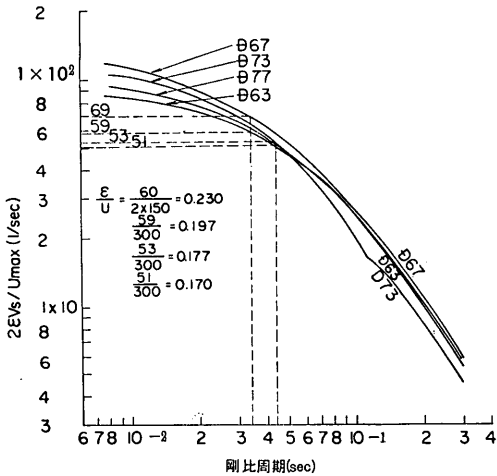


図 4-3-13 軸ひずみ応答スペクトル (SP) のパワースペクトルの例

発生する時刻より速い時刻に発生しており、ひずみの模型内伝播があるためである。この点については後で議論する。

表 4-3-1 で発砲方向によって、計算値と実測値の比が大きく異なる点について考察しなければならない。この理由は単純でなく、幾つかの理由が重なっている。第1に、表 4-3-1 の最後の欄に挙げてあるように、発砲方向によって、地動の減衰特性が少し異なり、⊖側に発砲した場合の方が減衰が少ない。もう一つの原因は、模型の端部に取付けた箱が、斜め試験の時には、盛土の法肩に来る。この箱の存在が軸ひずみに与える影響は、発砲方向によって著しく違うことがわかった。図 4-3-1 をみると T-1 測点に発生しているひずみはあまり大きくなく、模型の他の点には影響を与えていない。一方⊖側に発砲した場合は、本報告には記録の例を示してないが、T-1 測点の軸ひずみが  $4.4 \mu\epsilon$  (D77) と大変大きくなっている。このように⊖側に発砲した場合は箱の取付け

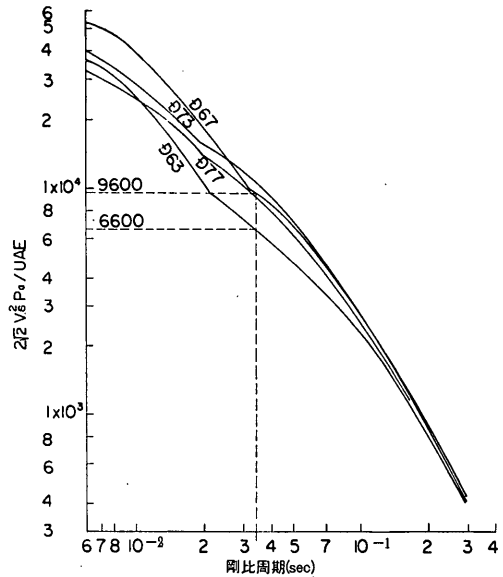


図 4-3-14 軸荷重応答スペクトル (SP) のパワースペクトルの例

点に大きなひずみが発生し、このひずみが模型内を伝播する。この伝播して来たひずみは、模型中央部で地盤の変形によって新しくその点に発生する軸ひずみと干渉して波形が乱れ、大きなひずみが発生しない結果となっている。

以上のことから表 4-3-1 の D63 および D77 については特別な現象によって T-6 測定点のひずみが小さくなったもので、むしろ D-67 および D-73 の場合が普通の現象と考えられる。D-67 および D-73 の場合は、計算に比べ実測値が 2.03~2.37 倍になっている。このことは、先き程から述べている通り、T-6 の測定点より振源に近い地動変位振幅の大きい点で模型内に発生したひずみが T-6 測定点に伝播して来たものと考えることによって説明でできる。表 4-3-1 の最後の欄に G-3

表 4-3-1 軸ひずみの実測値と計算値の比較 (T-6/G-5)

模 型	記 録	最大軸ひずみの最大地動変位振幅に対する比			
		①実測値	②計算値	①/②	G-3/G-5
単 管 模 型	D63⊖	0.258	0.197	1.31	2.4
	D67⊕	0.545	0.230	2.37	2.5
複 管 模 型	D73⊕	0.358	0.177	2.03	2.9
	D77⊖	0.228*	0.170	1.34	1.9

\* 図 4-3-3 に示す基線補正を行なったもの

測点と G-5 測点における最大変位振幅の比を示してある。この値は、D-67 および D-73 に対しては、2.4 ~ 2.9 倍になっている。(図 3-2-2 参照)従って、T-2 測定点近辺で模型内に発生したひずみが T-6 測定点まで伝播して来たものと思われる。図 4-3-1 をみても T-2 測定点のひずみと T-6 測定点のひずみの大きさはほとんど同じであることによって上記の考え方のできることがわかる。実験計画が十分でなかったため、T-2 測定点に相当する地動変位の記録が取れていないが、もし、T-2 測定点近辺で、4-3-6 式によるひずみの推定と行なえば、実測値と一致することが容易に想像される。

軸方向の地動の変位と模型のひずみに関しては、それらの間の力の伝達が摩擦力によっているため、もし地盤と模型の間の摩擦抵抗を越えるような相対変位が生じている場合には、4-3-6 式は適用できない。図 4-3-14 に示した軸荷重応答スペクトルからこの点に関して検討を行う。図からスペクトルの値を読むと最大値として  $9600^1/\text{sec}^2$  が得られる。荷重  $p_a$  は、次式から得られる。

$$p_a = H_{pa}(\tau') \times U A E / 2 \sqrt{2} V_s^3 \quad (4-3-8)$$

この式に、 $A E = 2.3 \times 10^7 \text{ kg}$ 、 $V_s = 150 \text{ m/sec}$ 、 $U = 7.9 \mu$  を代入すると、 $p_a = 0.275 \text{ kg/cm}$  となる。一方、模型底面における圧力を土かぶりと模型の重量から算出すると約  $0.04 \text{ kg/cm}^2$  となる。かりに模型の底面だけで力の伝達が行なわれたと仮定しても、模型の幅が複管模型の場合  $126 \text{ cm}$  であるから、 $5 \text{ kg/cm}$  の圧力が生じており、相当に小さな摩擦係数を仮定しても、 $0.275 \text{ kg/cm}$  の力は十分に伝達できる。

以上考察を加えて来たことをまとめると、次の通りである。

(1) 今回の実験に用いたような、かなり衝撃的な波動では、模型の一端に軸ひずみが導入されるとそのひずみはあまり減衰しないで模型内を伝播する現象がみられた。

(2) ひずみの模型内伝播現象があるため、模型の中間で、地動変位振幅と模型のひずみの関係を説明しようとする、模型を弾性床上的のはりと仮定して静的に導いた 4-3-2 または 6 式では説明できない。しかし、最初に模型内にひずみが導入される地点について、4-3-6 式を適用すると、理論値と実測値が良く一致することが間接的に推定された。

(3) 模型内をひずみが伝播する現象は、模型内をひずみが伝播する時の速度に比べて地盤の振動が速い場

合、別な表現では、現象の速度が大きく模型の質量に関する項が無視できないような場合に有意なものとなる。実験では、模型内のひずみの伝播速度は  $500 \sim 600 \text{ m/sec}$  に対し、地盤の振動は  $10 \sim 30 \text{ cps}$  であった。実際のトンネルについてこの関係を推定してみると、トンネルを構成する主要材料であるコンクリートは、今回の模型に比べ密度は、1.7 倍であるがヤング率が約 10 倍であるからひずみの伝播速度は  $1000 \text{ m/sec}$  を越えることになりそうである。一方、地震の卓越周期は長いから実際のトンネルでは、このひずみの伝播は重要でなくなると思われる。

#### 4-4 斜め試験における曲げひずみ

斜め試験における曲げひずみ測定記録の例は、図 4-3-1 に軸ひずみの記録と比較しながら示してある。これを見ると、模型内の曲げひずみは、発達しながら約  $180 \sim 200 \text{ m/sec}$  程度の速度で伝播しているのがわかる。この伝播速度は、地盤内の S の波の伝播速度を模型軸上に投影したもの、すなわち  $212 \text{ m/sec}$  よりいくぶん遅いが非常に近い値となっている。地盤内の伝播波の振幅は急激に減衰していつているはずであるのに、模型内の曲げひずみが発達していくのは、共振現象と考えざるを得ない。

図 4-4-1 と 2 に単管模型および複管模型について地盤変位、模型変位および曲げひずみの測定記録の例を相互の関係がわかるようにまとめて示す。この図の特徴は曲げひずみの最大値が地盤振動の主要動より遅れていることおよび模型の軸直角方向の変位振幅が地盤のそれに対して増幅されていることである。また、曲げひずみの波形が単純な形をしているのも特徴であろう。これらの現象も先に述べたように斜め試験では、模型が曲げ振動で共振を起していると考えることによって理解できる。D-68 と D-78 で曲げひずみの振幅が大きく異なるのは、単に模型が違うためだけでなく、S 波起振機の発砲方向が違い波の性質が違うことも影響している。

図 4-4-3 に単管模型の G-5 測点における地動変位と T-6 測点の模型の曲げひずみのパワースペクトル比を示す。4-2-6 式に波動の伝播速度としてトンネル軸方向に換算したみかけの波速、 $V' = 212 \text{ m/sec}$  を代入して、斜め試験模型の曲げひずみと地動振幅の比を計算してみると、同図破線で示す通りである。剛比周期は単管模型と複管模型に対し、それぞれ、 $0.0212 \text{ sec}$  および  $.0272 \text{ sec}$  となる。先から述べている通り本試験において模型が振動で共振しているものとすれば 図 4-4-3 は説明で

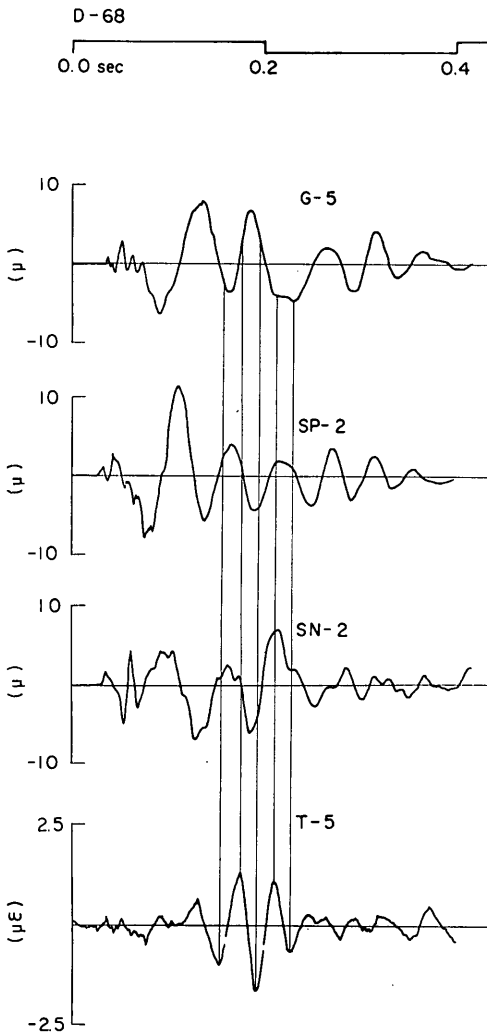


図 4-4-1 単管模型斜め試験曲げひずみ測定記録の例 (D-68)

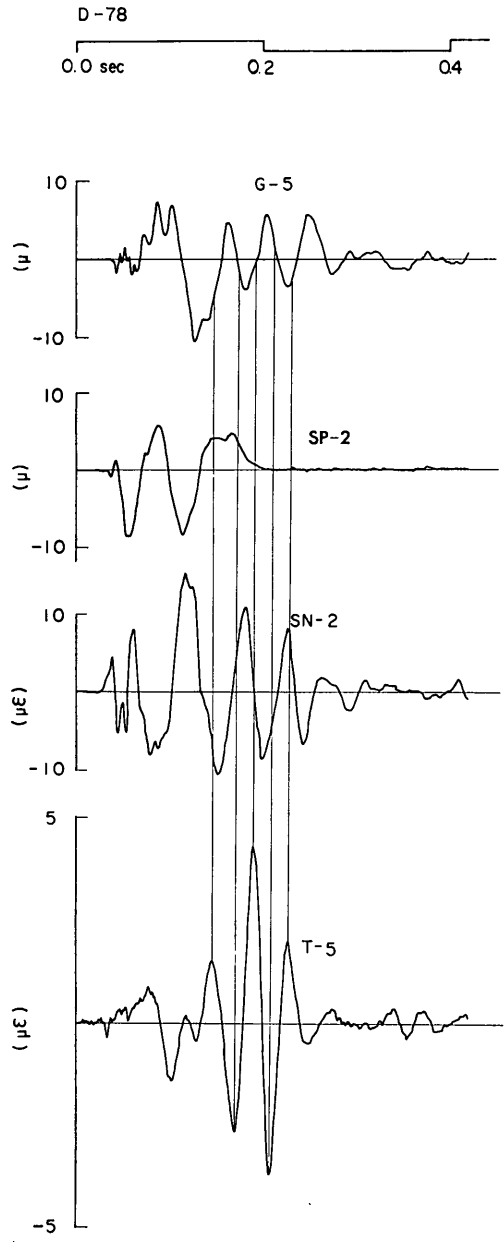


図 4-4-2 複管模型斜め試験曲げひずみ測定記録の例 (D-78)

きる。

平行試験についての項で述べた埋設管体の共振々振動数を求める式 (4-2-8) を、 $V'=212 \text{ m/sec}$  を用いて計算した結果が 図 4-4-4 である。平行試験の解析で得られた附加質量の範囲をこの図に適用すると単管模型では、

19.5 cps, 複管模型では 16 cps 以上で共振が起き得ることになる。

結論として、波動を模型軸に対して  $45^\circ$  の方向から入射させた実験では、模型内を伝播する曲げひずみの速度と地盤を伝播する波の模型軸方向に換算した波速に近い

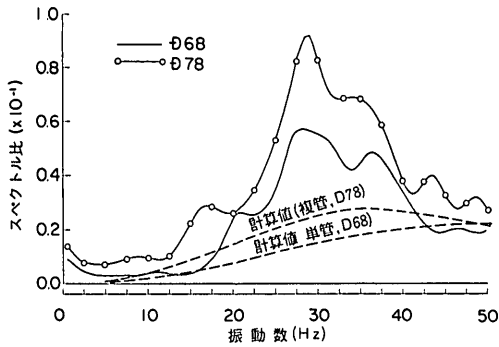


図 4-4-3 斜め試験における地動と曲げひずみのパワースペクトル比

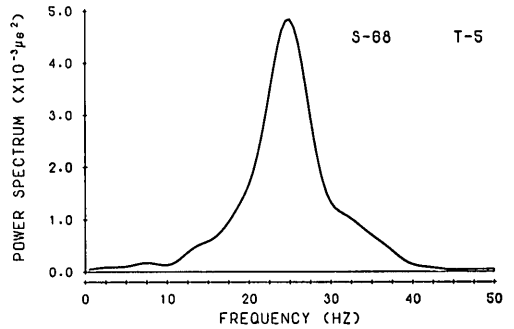


図 4-4-6 斜め試験の模型曲げひずみのパワースペクトルの例

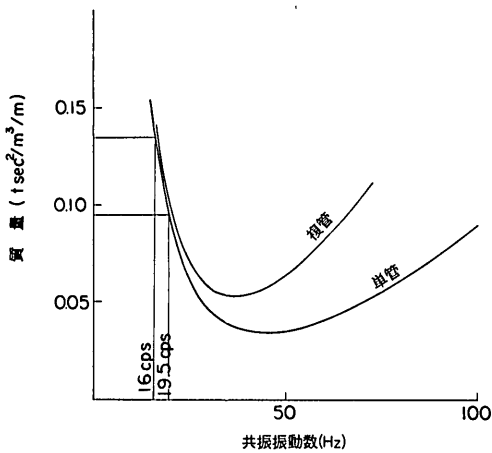


図 4-4-4 質量と共振々動数 (2)

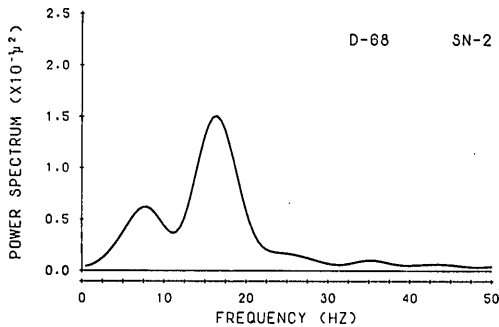


図 4-4-5 斜め試験の模型直角方向振動のパワースペクトルの例

値となりかなりの共振現象がみられる。この共振現象を合わせて考えるならば、4-2-6 式によって、波動が斜めに入射する場合について曲げひずみ発生機構を説明できることがわかった。

#### 4-5 模型端部に取付けられた箱の影響

先に述べた平行試験では、同時に模型の振源に近い端部に箱を取付け (図 2-1 参照) 実物トンネルにおける壁

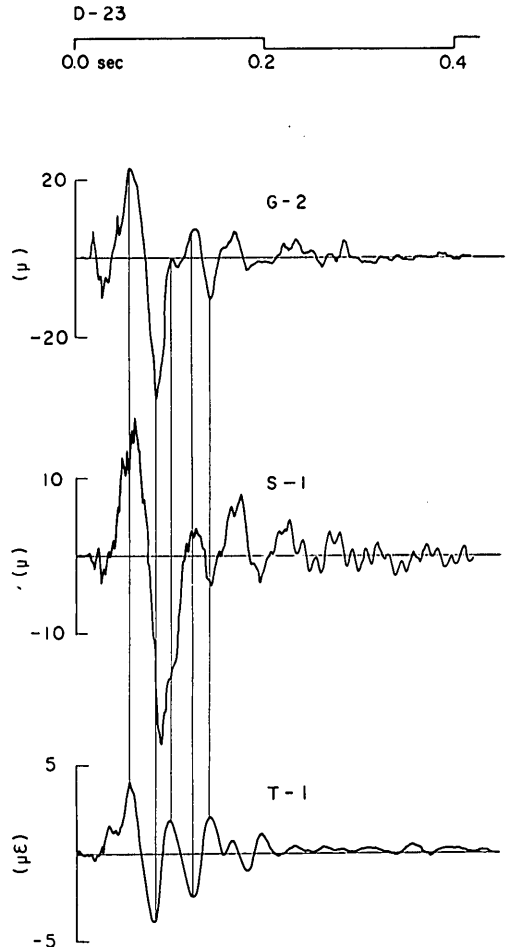


図 4-5-1 単管模型箱固定の測定記録例 (D-23)

坑の影響を調べることを試みた。箱は単に埋設された場合と箱を貫いて 35 mm の丸鋼を地盤に打込んで箱の固定度を高めた場合の 2 種類の試験を行なった。丸鋼は、単管模型では 2 本、複管模型では 4 本使用し、それぞれ盛土表面から 1.7 m、すなわち現地盤に 20 cm の所まで打込んだ。

図 4-5-1~4 に単管模型と複管模型について箱を固定した場合と固定しない場合のそれぞれの試験の測定記録の例を示す。G-2 測点における地盤変位、S-1 測点における模型(箱の中)内の変位記録および T-1 測点(模型の箱と管部の取付点)におけるひずみ記録を同一図面に示してある。これを見ると、地盤の変位と箱の変位は、全く同一位相で振動し、主要な変位は地盤のそれよりい

くぶん小さくなっている。ただ、複管模型の場合振動の初期において周期の短い成分で大きな振幅の波が観測されている。これは、箱を固定しない場合の方が大きく出ている。原因を究明するだけの十分なデータはないが、箱そのものの固有振動である可能性もある。

地盤振動と箱の振動のパワースペクトルの比をとってみると 図 4-5-5 のようになる。図中に模型中央部の解析に用いた 4-2-4 式から得られる理論的に計算した両者の周波数別変位振幅比を同時に示してある。この図をみると複管模型の高周波域を除いて 4-2-4 式に従った動きをしているようである。すなわち周波数の低い範囲では、地盤とほとんど同じ動きをし、周波数が高くなるに従って箱に取付けられている管体の剛性が高くなり箱の

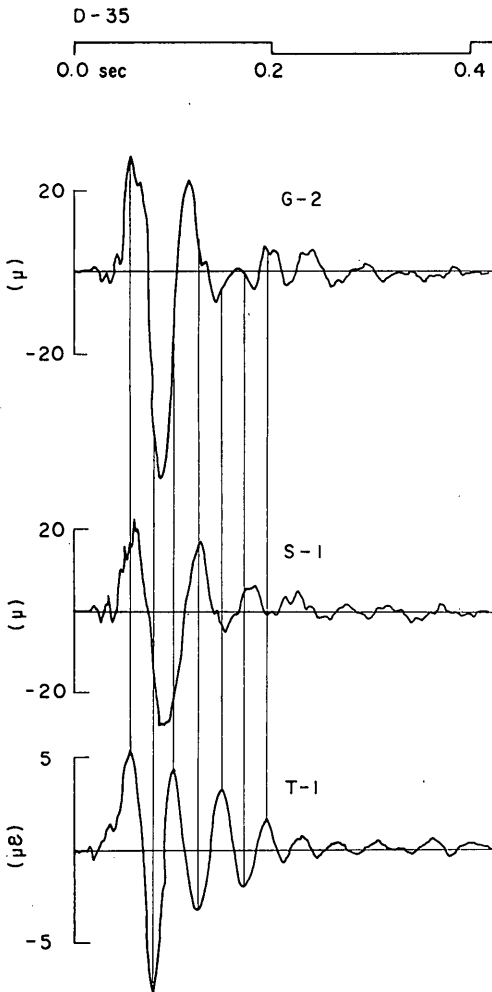


図 4-5-2 単管模型箱自由の測定記録例 (D-35)

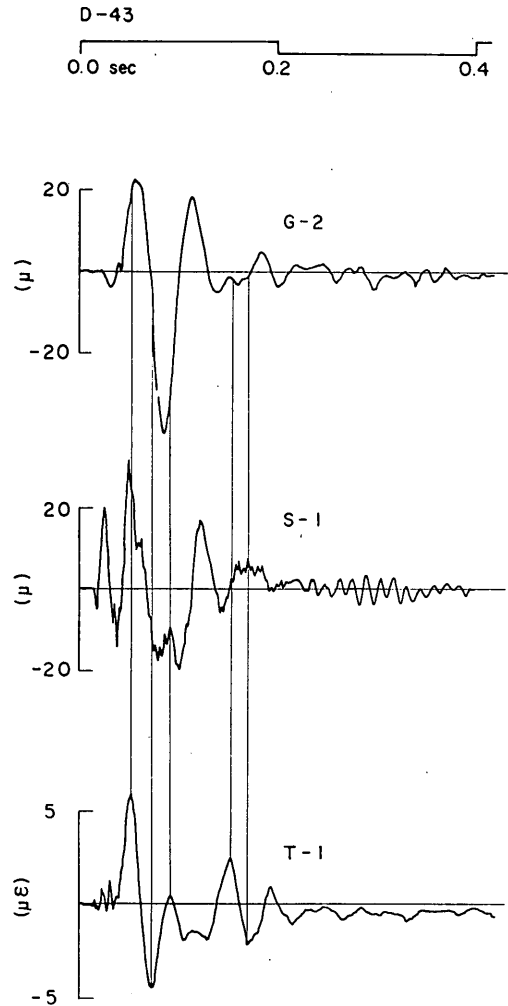


図 4-5-3 複管模型箱固定の測定記録例 (D-43)

沈埋トンネルの野外模型振動実験

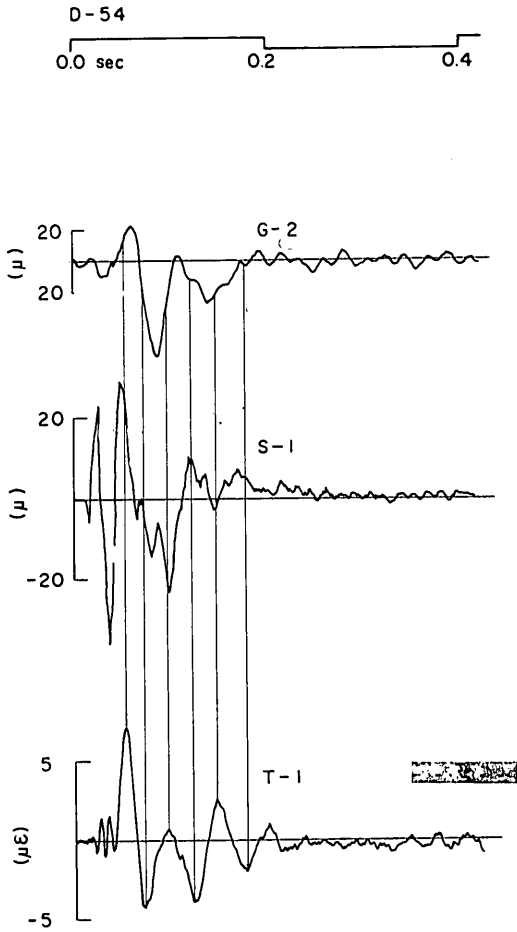


図 4-5-4 複管模型箱自由の測定記録例 (D-54)

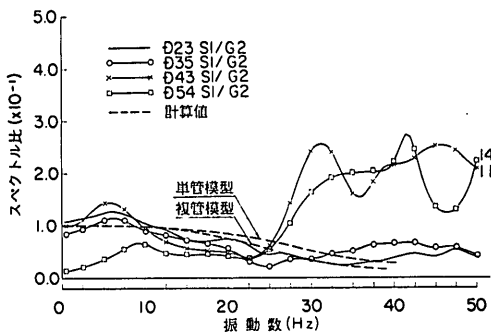


図 4-5-5 地動と箱の振動のパワースペクトル比

動きを拘束することになる。複管模型の高周波域では、  
 図 4-5-3 ないし 4 の模型変位振動記録に表われている  
 振動初期の周期の短い変位振動成分が出ているものと思  
 われる。

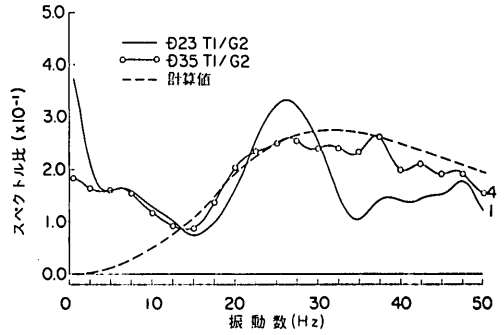


図 4-5-6 単管模型の地動と箱の取付点の  
 ひずみのパワースペクトル比

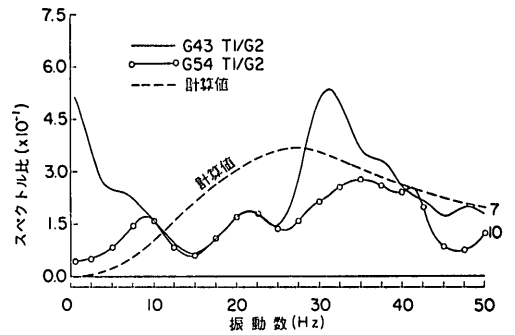


図 4-5-7 複管模型の地動と箱の取付点の  
 ひずみのパワースペクトル比

箱を固定した場合と固定しない場合については、単管  
 模型ではほとんど差がみられない。地盤振動の鉛直方向  
 振動モードから推定すると、箱の振動にはロッキングが  
 相当含まれると考えられるが、単管模型の箱は、丸鋼を  
 管体軸の中央に沿って 2 本配置しただけであり、ロッキ  
 ングに対してはあまり剛性が高くない。このような理由  
 にもよると思われる。複管模型では、2 本の管体の軸上  
 にそれぞれ配置したのでいくぶんロッキングに対して抵  
 抗すると思われる。図 4-5-5 を注視すれば、D-54 す  
 なわち複管で箱を固定しない場合の方が短周期成分の振  
 幅が大きくなっている。

図 4-5-6 および 7 に、単管模型と複管模型について  
 箱と管体の取付け点における曲げひずみとその近辺の地  
 動との関係をパワースペクトル比で表わしたものを示  
 す。これらを見ると、単管模型の場合も箱が固定されて  
 いる場合とない場合でいくぶん違った形をしている  
 が、図中に合わせて示してある計算値と大体合ってい  
 る。複管模型の場合は、箱が固定されていない場合の  
 30 cps におけるピークを除いて全般に小さな値となっ



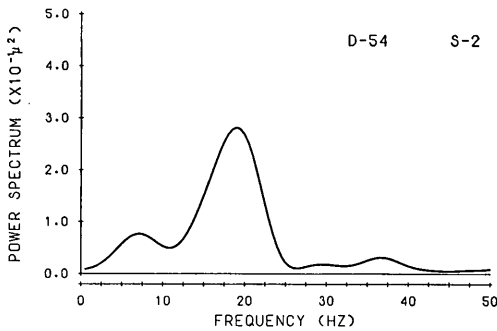


図 4-5-8 複管模型の箱の振動のパワースペクトル

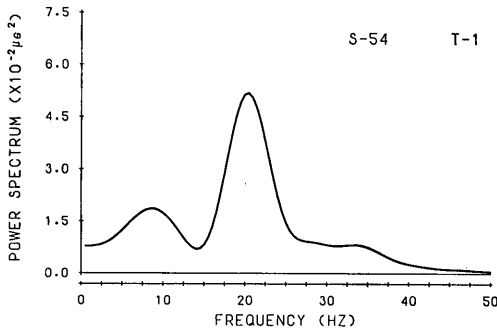


図 4-5-9 複管模型の箱の取付点における曲げひずみのパワースペクトル

ている。30 cps のピークは 図 4-5-5 にも表われている箱の固有振動と考えられる短周期振動であろう。図 4-5-6 および 7 の計算値は 4-2-6 から計算したものであり、先の地盤と模型内の変位振動と比較したものと同様に、箱との取付点についても管体中央部と比べて特別な挙動は示していない。

図 4-5-8 と 9 に複管模型の箱の振動と箱の取付点における曲げひずみのパワースペクトルの例を示す。

結論として、管体の端部に 図 2-1 に示すような箱を取付けた実験を行なってみたが、この箱の振動特性や箱が管体のひずみに与える影響は顕著でなかった。また箱を棒鋼で固定した場合についてもその影響として顕著なものはいずれもない、管体中央部の挙動と比べて大差のない結果であった。

## 5. 結 論

S波の波速が約 150m/sec で P波のそれが約 390m/sec の細砂からなる盛土内に、外径 63 cm, 肉厚 2 cm の塩化ビニール製の長さ 14 m の模型を埋設し、特殊な S波振起機によって発生させた SH 波を当てた今回の実験から次のような結論を得た。

(1) 模型を波動の伝播方向に埋設した実験では、模型の曲げ振動で共振する現象がみられた。この場合の共振々動数は、弾性床の上のはりの振動として説明ができた。ただし、この場合模型の断面積の 1.5~2.0 倍に相当する土を附加質量として考慮した。

(2) 埋設管体の曲げ振動における共振は、今回の実験のように、管体の曲げ剛性に比べ適度の長さの波長で高い振動値 (20~30 cps) の地盤振動に対しては起きるが、この考え方を実物のトンネルに延長すると、共振々動数が数サイクル以上になり、共振現象があまり重要でなくなる。むしろ、地震波の場合は、振動数の低い変位振幅の大きな成分が問題となる。

(3) 共振現象を別にして考えると、模型軸に沿って伝播する S波に対する模型の応答ひずみは、弾性床の上のはりの理論から静的に誘導した次式で表わすことができる。

$$\epsilon_b = \frac{UB \left( \frac{2\pi}{L} \right)^2}{2 \left[ \frac{EI}{K} \left( \frac{2\pi}{L} \right)^4 + 1 \right]} \sin \frac{2\pi}{L} x \quad (5-1)$$

ここで、 $\epsilon_b$  は模型の曲げひずみ、 $EI$  は模型の曲げ剛性  $K$  は地盤の反力係数、 $B$  は模型の幅、 $U$  は地動を正弦波と考えた時の変位振幅、 $L$  は地動の波長である。

(4) 模型を S波の進行方向に対して  $45^\circ$  の角度で埋設した実験では、模型の振源に近い所で発生した軸ひずみが 500~600 m/sec の速度で模型内を伝播する現象がみられた。模型内のひずみ伝播速度は、模型材料の粗密波伝播速度 1440 m/sec よりはるかに遅い。これは、地中にあるため周囲の土をいくぶん含めた系の中をひずみが伝播するためと解釈できる。

(5) 模型内を伝播するひずみの問題も、先の曲げ振動の共振現象と同様、模型内のひずみの伝播速度に比べ、地動の振動数が高く、模型の質量の影響を無視できない場合に重要になると思われる。実物のトンネルでは周囲の土の影響が管体を伝わるひずみの速度にどの程度影響を与えるか不明であるが、実物トンネルの主要材料であるコンクリートのヤング率は、今回使用した模型の 10 倍ぐらいで、密度は 1.7 倍程度であるから、ひずみの伝播速度も 1000 m/sec を越えると思われる。地震の卓越振動数は、逆に、今回の実験に用いた地盤振動の 1/10 程度であることを考えると、実物トンネルでは今回の実験で見られたようなひずみの伝播が問題になることはなからう。トンネルのある点に導入されたひずみは、静的に周囲の地盤から受ける力と釣合うところまで伝達される

だけである。

(6) 軸ひずみの伝播の問題を取り除くために、模型内に最初にひずみが導入される付近について、地動変位振幅と発生ひずみの関係を推定してみると、弾性床の上のはりの理論から静的に誘導した次式によって説明できそうである。

$$\epsilon_t = \frac{U' \left( \frac{2\pi}{L'} \right)}{\left[ \frac{EA}{K'} \left( \frac{2\pi}{L'} \right)^2 + 1 \right]} \cos \frac{2\pi}{L'} x \quad (5-2)$$

ここで、 $\epsilon_t$  は軸ひずみ、 $AE$  は伸縮に対する剛性、 $K'$  は軸方向反力係数、 $U'$  は地動の模型軸方向の変位成分、 $L'$  は模型軸に投影した地動の波長である。

(7) 模型をS波の進行方向に対して45°の角度で埋設した場合の曲げ振動は、S波の進行方向に平行に埋設した場合より、共振の影響は顕著である。この場合の共振も先の平行に埋設した場合と同様に説明ができた。

(8) 模型の先端に、トンネルの壁坑を想定した箱を取付けて実験を行なった。その結果、この箱に鉄筋を打込んで固定度を高めた場合も、単に埋設しただけの場合も、模型の箱から十分離れた点と箱の取付点では発生するひずみに大差がなかった。これは箱も塩化ビニールで作ったもので非常に軽い構造であるため、箱自体が共振したりすることなく、周囲の地盤と同じに動いたためと思われる。

なお本実験は、第5港湾建設局衣浦港工事々務所と共同で行なったものであり、松並所長、斎藤氏および高野氏を始め多くの方々は大変お世話になった。また、実験の実施は、新日本製鉄(株)相模原研究所の宮島氏・山田氏等に依頼して行なったものである。材料施工研究室の丸山、田淵両研究員が電子計算機によるデータ整理を担当したこれらの方々には深謝の意を表する。

(1972年3月31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，第415号 昭和43年10月
- 2) 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.
- 3) 武藤清，内田一義，津川恒久：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，昭和45年11月，p. 437~444.
- 4) 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，p. 317~320.
- 5) 後藤洋三，太田順，佐藤拓男：FEMによる沈埋トンネルの地震応答計算方法について，同上 p. 321~324.
- 6) 須須信治：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.
- 7) 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冊，昭和45年10月
- 8) 後藤尚男，土岐憲三，高田至郎：地中埋設管の振動性状について，第11回地震工学研究発表会講演概要，昭和46年7月，p. 33~36.
- 9) 後藤尚男，高田至郎：地中埋設物の振動性状について，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，p. 311~314.
- 10) 柴藤喜平：地盤調査の科学兵器S大砲，地質ニュース，No. 160, 昭和42年12月，p. 1~6.
- 11) チモシェンコ著，谷下市松訳：工業振動学，東京図書
- 12) 第五港湾建設局：衣浦港連絡道路の設計施工について，昭和45年6月，p. 33~41.
- 13) Y. Aoki: Design Spectra for Trench Type Tunnel, 未発表
- 14) 畑野正，渡辺啓行：粘土，砂，碎石の動的粘弾性常数ならびにポアソン比について，中央電力研究所技術研究所報告，No. 68032, 1968, 9.
- 15) 磯田和男，大野豊：数値計算ハンドブック，オーム社，昭和46年5月，p. 489.

附録 A 水平載荷試験の方法と結果の解析

1. 試験方法

水平載荷試験に用いた模型は、振動実験で用いた単管模型と同一のものである。本文に述べてある単管平行試験が終わった後模型は埋設されたそのままの状態できき続いて水平載荷試験を行なった。したがって、模型の埋設位置および埋設の方法等は本文を参照すればよい。本試験のためには、次のような準備を行なった。すなわち、模型の自由端の部分掘って、図 A-1 に示すようにリング状の載荷治具を先端より 15cm の位置に取付け、これに載荷ロッドを定着した。載荷ロッドは、マウンドの法から水平に打込まれた鉄管の中を通すことによって、摩擦による力の減衰を防いでいる。模型の上面には図 A-2 に示す位置に、ダイヤルゲージによって変位を測定するための金具を接着剤で取付けた。模型端面の開口部には、ひずみゲージのリード線を引きだすだけの穴をあけた鉄板をあてて蓋とした。これだけの作業が済んでから、掘削した部分を良く突き固めながら埋め戻した。載荷方向の逆側に、模型から十分離してくいを打ちダイヤルゲージ固定用のほりを張り出した。載荷ロッドの端部は、図 A-1 に示すように、ロードセルとジャッキを取り付けて、コンクリートブロックと山型鋼からなるアンカーに固定した。

本試験に使用したひずみゲージの配置は、図 A-3 に示す通りである。K1~K18 は水平試験専用のゲージで、模型内面の両側壁に1枚づつ貼付し、2枚ゲージで

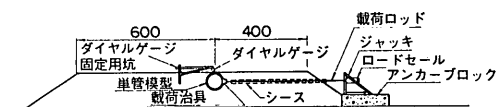


図 A-1 水平載荷方法

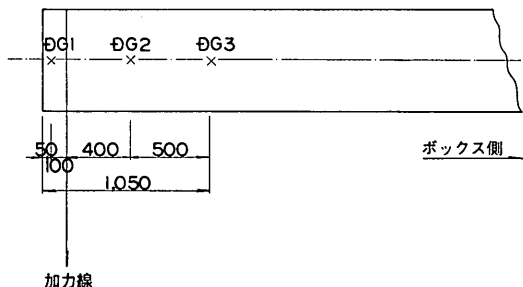


図 A-2 水平載荷試験加力位置および変位測定位置



写真 A-1 水平載荷試験のアンカー



写真 A-2 水平載荷試験変位測定状況

曲げひずみを測定した。この他に振動試験に使用するための T8 と T9 測点のゲージも合わせて用いた。K1, K5 および K9 の位置には、3軸ゲージを図 A-3 のように貼付けて、断面内のひずみおよびせん断ひずみの測定も行なった。T9 の位置に貼付してある温度ゲージを使って、試験中の模型の温度変化も記録した。解析に耐えるような結果が得られなかったので以後ふれませんが、土圧計も取付けた。

図 A-5 に示すように、加力は5サイクルにわたって行なった。1~3サイクルは 1t から減力し、4サイクル目は 2.7t, 5サイクル目は 3.3t から減力した。1サイクル目の加力にあたっては、500kg まで 100kg 毎にダイヤルゲージとひずみゲージの値を読み取った。荷重が大きくなるに従って読み取り間隔を広げていった。

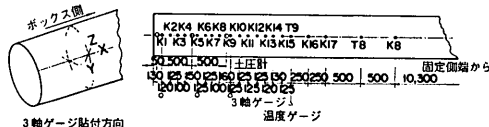


図 A-3 水平載荷試験のひずみゲージおよび土圧計貼付け位置

2. 試験結果と解析

図 A-4 に、代表的な荷重段階における曲げひずみ分布を示す。図 A-5 に管端より 5 cm の点における荷重-変位曲線を示す、図 A-5 中の第 2 サイクル目の曲線が大きな変位を示しているのは、載荷時にロードセルの入り方が悪くて荷重が正確に表示されなかったためである。実際には、1t より相当大きな荷重が加わったものと思われる。図 A-6 に、図 A-5 と同じ点の荷重-変位曲線を対数グラフに描いたものを示す。

これらの図を見ることによって次の事柄がわかる。

(1) 図 A-4 から、荷重が大きくなるに従ってひず

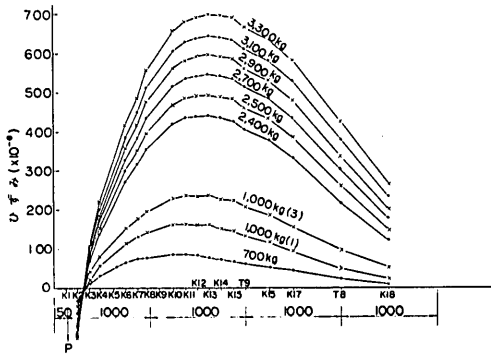


図 A-4 水平載荷試験のひずみ分布図

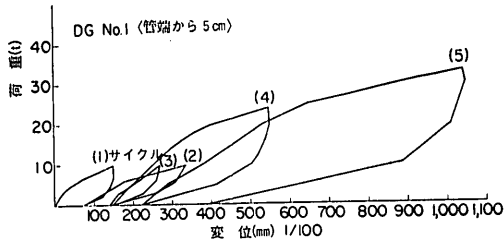


図 A-5 水平載荷試験荷重変位曲線 (1)

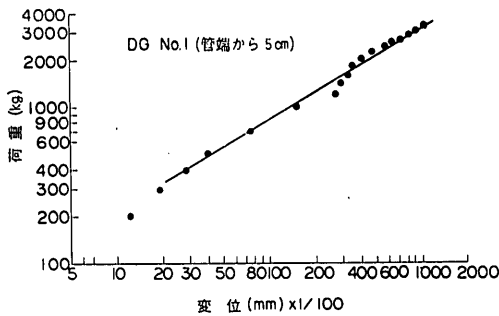


図 A-6 水平載荷試験荷重変位曲線 (2)

み最大の点およびひずみ零の点が載荷点から遠くになって行き、地盤の剛性が非線型であることがわかる。

(2) K1 のゲージは載荷点に近すぎ、載荷治具による局部的なひずみの集中があつて、有効な測定結果は得られていないが、載荷点の内側 15 cm の点近辺でひずみの符号が反転しており、載荷点が管端より 15 cm 内側に入っていることによる影響がかなり出ている。

(3) 図 A-5 の第 1 サイクル目の立上がり目に注目すると、200~300 kg までは、線型座標上で直線と見なせるようである。

(4) 図 A-6 から 300 kg を越えると荷重と変位の関係は両対数座標上で直線の関係が成立つようである。

本文で取扱っている振動実験では、振幅が 50 ミクロン以下であるから、ここに述べる静的水平載荷試験においては、極端に低い荷重レベルに相当する。振動実験の解析に必要なのは、このように極端に低い荷重レベルにおける地盤反力係であるけれども、実験技術上あまり低い荷重に対する静的載荷試験は困難であるので、ここに述べる程度の実験から特に初期の荷重-変位および荷重-ひずみ曲線の立上がり目に焦点を合わせて解析を進めることにする。また、振動実験結果の解析に必要な動的な地盤反力を静的水平載荷試験によって推定することにも問題があるけれど、振動数の変化に対して砂のヤング率はほとんど変化しないという実験結果<sup>14)</sup>もあるので、静的試験によることにする。

先に述べた実験結果に関する特色の (2) の項に述べたことがらを考慮して、この実験のモデルを図 A-7 のように仮定する。すなわち、模型軸にそって  $x$  軸をとり、その原点を載荷点にとる。荷重の方向に  $y$  軸をとる。載荷点から模型端部までは短いのでこの間の変位は一定とみなし、載荷点の変位に等しいとする。

模型の端面では、土中の応力が端面から外側に向かって広がって行くことが考えられる、この量を評価するために模型端部に仮定の長さ  $h'$  をつけ加えて考える。また、模型の端面には摩擦力が働くのでこの量を  $P_f$  とする。

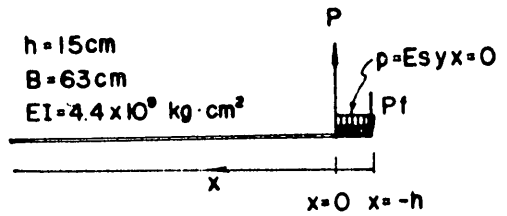


図 A-7 水平載荷試験のモデル

地盤反力係数を一定と仮定すると、 $x > 0$  の範囲では、杭の横抵抗問題と同様に、次式が成り立つ。

$$y = e^{-\beta x}(C \cos \beta x + D \sin \beta x), \quad \beta = \sqrt[4]{E_s/4EI} \quad (A-1)$$

ここで、 $E_s = kB$ 、 $B$  は模型の高さ、 $k$  は地盤反力係数、 $EI$  は模型の曲げ剛性である。 $C$  および  $D$  は、境界条件から決定される定数である。 $x=0$  で  $y=C$  であるから定数  $C$  は載荷点の変位である。先に述べた模型端面の取扱いに関する仮定を考えると、載荷点における左右の力の釣合を考えると、A-1 式に対して次のような境界条件式が得られる。

$$S_{x=0} = -\frac{E_s}{2\beta}(C+D) = -(P - P_f - (h'+h)E_s C) \quad (A-2)$$

$$M_{x=0} = \frac{E_s}{2\beta^2} D = P_f h + (hh' + h^2/2)E_s C \quad (A-3)$$

これらの式で、 $h$  は載荷点から模型端面までの距離 (15 cm)  $S$  および  $M$  は、せん断力と曲げモーメントである。これらの式を整理すると次の式で表わすことができる。

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C \\ D \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} \quad (A-3)$$

ここで

$$a_{11} = \frac{E_s}{2\beta}(1+2\beta(h'+h))$$

$$a_{12} = \frac{E_s}{2\beta}$$

$$a_{21} = -E_s(hh'+h^2/2)$$

$$a_{22} = \frac{E_s}{2\beta}$$

$$P_1 = P - P_f$$

$$P_2 = P_f h$$

この式の解として、定数  $C$  と  $D$  は次のように決定される。

$$C = (P_1 a_{22} - P_2 a_{12}) / (a_{11} a_{22} - a_{12} a_{21}) \quad (A-4)$$

$$D = (P_2 a_{11} - P_1 a_{21}) / (a_{11} a_{22} - a_{12} a_{21}) \quad (A-5)$$

A-4式、A-5式で定まる定数を A-1 式に代入すれば、模型の挙動を表現する式が得られる。具体的に、A-4、および A-5 式を計算するためには、 $h'$  および  $P_f$  を決定しなければならない。これらの値を推定することは大変むずかしい。ここでは次のような考え方で決めることにする。 $h'$  は模型の直径に等しい値として 63 cm とする。端面の摩擦は、径直と等しい幅で地表から模型の底面まで考えた矩形の面に対するものをとる。したがっ

て、 $P_f = B\mu\gamma(B+0.1)^2/2$  から計算できる。ここで  $B$  は模型の直径、 $\gamma$  は土の単位体積重量で  $1.4 \text{ t/m}^3$ 、 $\mu$  は静止土圧係数と摩擦係数の積である。 $\mu$  の値は、杭の支持力計算においてしばしば 0.5 を取るが、今回は、十分に締め固めながら埋め戻したことを考えて 0.575 程度の値をとることにする。計算の結果は  $P_f = 135 \text{ kg}$  となる。

上記のような仮定で推定した  $h'$  と  $P_f$  を A-4 および A-5 式に代入して  $C$  と  $D$  を決定し、A-1 式に代入することによって載荷された模型のひずみや変位の計算

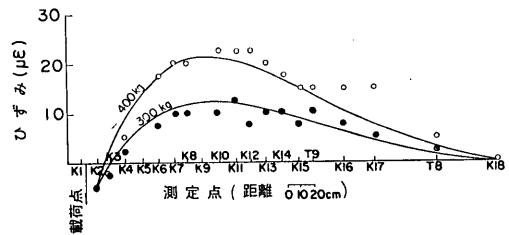


図 A-8 ひずみ分布の計算値と実測値の比較

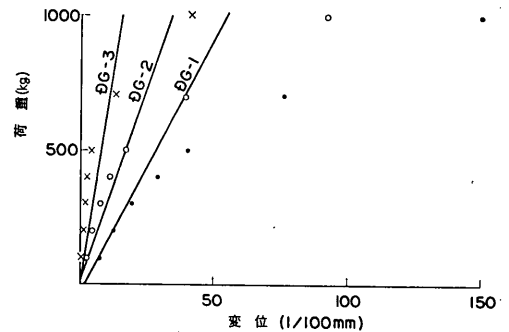


図 A-9 変位の計算値と測定値の比較

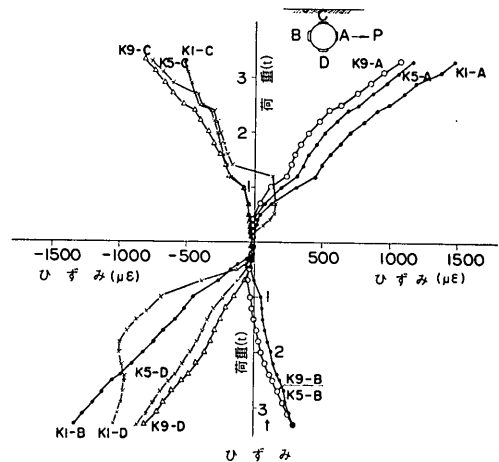


図 A-10 三軸ゲージの測定記録

ができる。種々の  $k$  値について計算してみた結果  $k=2.2\text{ kg/cm}^3$  の場合が最も良く実測値と一致する。図 A-8 に、荷重が 300 kg と 400 kg の時の模型に発生するひずみの分布について、計算値と実測値の比較を示す。また、図 A-9 に、ダイヤルゲージで測定した管体の変位量の計算値と実測値の比較を示す。特にひずみ分布については両者が良く一致しており、振動実験の解析に  $k=2.2\text{ kg/cm}^3$  を採って良さそうである。

この実験では、三軸ゲージを用いて断面方向の応力およびせん断力の解析も行なえるように計画したが、地盤反力係数を調べると言う主目的にはかならずしも必要でなかったため、ここでは詳しい解析は省略する。図 A-10 に断面内のひずみを荷重の関係を示す。これを見ると、断面内の応力が相当に大きいことがわかる。

なお、水平載荷試験中の温度測定結果では、No. 9 点における温度が  $9^{\circ}\text{C}$  で一定であった。

結論として、地盤反力係数を  $2.2\text{ kg/cm}^3$  とする。

## 附録 B 予備実験について

### 1. 試験項目と実験盛土

予備実験の目的については、本文で述べてあるので省略する。予備実験は本実験でそのまま用いる予定の盛土を施工しその上で次の 3 項目について行なった。

- (1) P波探査
- (2) S大砲によるせん断力の確認
- (3) S大砲と起振機および砂地盤と山土地盤の比較

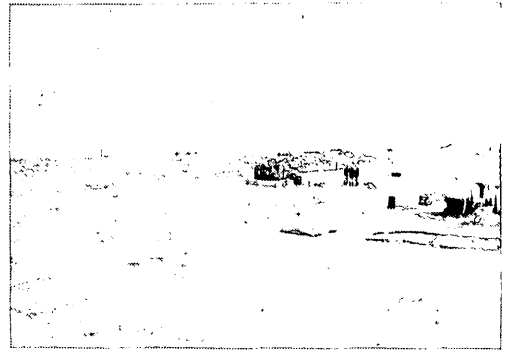


写真 B-1 盛土の全影

実験盛土は、衣浦港中央埠頭の埋立地内に図 B-1 に示すように、3種類の材料を用いて幅 10 m、長さ 52 m で高さ 1.5 m のものを作った。この地点の現地盤は軟弱な埋立土であり、地下水位が高いので盛り上げざるを得なかったのである。第 1 の材料は砂質土とした。第 2 の材料は加振源の基礎として大きな応力に耐えることができ、しかも隣接する地盤と比較して波動インピーダンスが高く隣接地盤への波動入射が容易なように、十分締め固めのできる粒度配合のものを使用した。第 3 の材料としては、粘性土分を含んだ山土を用いた。これら 3 種類の土のふるい分け試験結果を表 B-1 および図 B-2 に示す。結果的には材料 2 および 3 は、ほとんど同じものを使用している。材料 1 の区間(以後“砂地盤”と呼ぶ)と材料 3 の区間(以後山土地盤と呼ぶ)は、3 層に分けて撒き出しブルドーザーによって締め固めながら盛っ

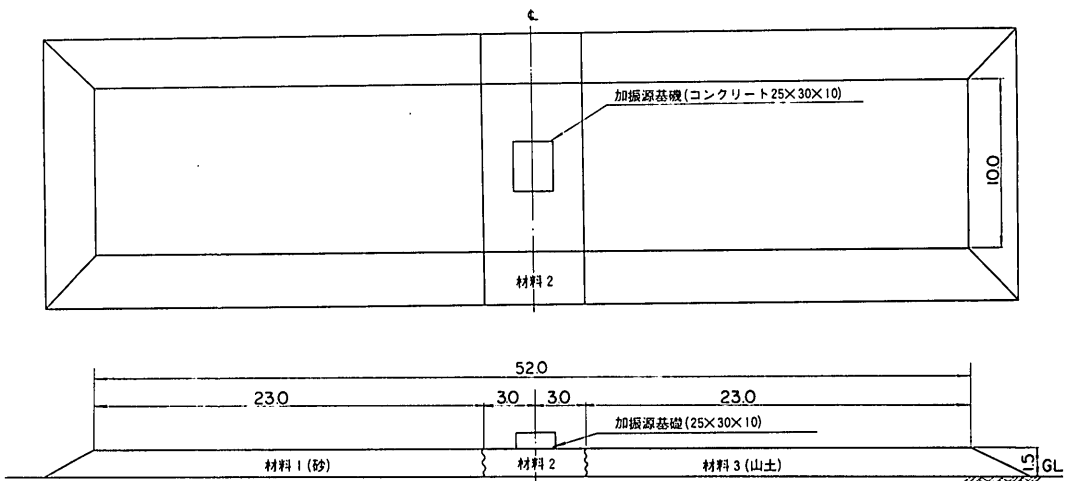


図 B-1 実験盛土

表 B-1 試験盛土材料ふるい分け試験結果

ふるい	加積通過率 (%)		
	材料 1	材料 2	材料 3
19.1 mm		100	100
9.52		65	60.2
4.76	100	51.2	51.1
2.00	99.55	38.2	42.2
0.84	95.45	23.1	33.1
0.42	77.75	9.4	15.2
0.25	34.25	4.3	7.3
0.105	9.75	2.0	3.6
0.074	6.55	1.1	2.6
受皿	0	0	0

注 材料の産地は 材料 1 常滑  
 " 2 武豊二ツ峰  
 " 3 "

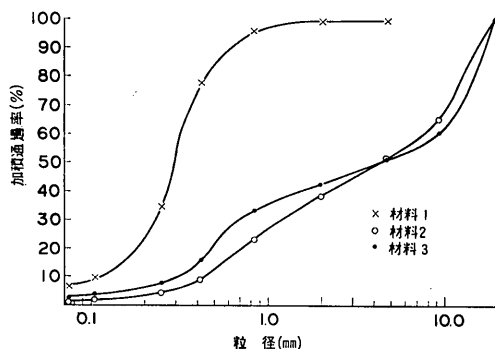


図 B-2 試験盛土機材ふるい分け試験結果

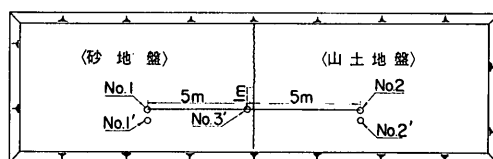


図 B-3 盛土上における土質試験位置

た。材料 2 の区間 (以後加振基礎と呼ぶ) は、特に入念に締め固めた。

この盛土上の、図 B-3 に示す位置において、盛土の単位容積重量と含水比の試験、および平板載荷試験を行った。試験の方法は、それぞれ JIS に定められている方法 (JIS 1214, 1203, 1215) による。

図 B-4 に盛土施工地点におけるボーリングの結果を示す。上部より盛土 (層厚 2.5m)、シルト質粘土 (層厚 4.70m)、細砂 (層厚 3.90m)、シルト質粘土 (層厚 12.80m)、砂礫 (層厚 1.55m 以上) に区分される。2 つのシルト質粘土層は、大変軟弱で  $N$  値はほとんど零である。特に上部粘土層は、へドロ状を呈す。衣浦港沈埋トンネル本工事のための調査結果からみるとこの層に相当する部分の  $S$  波の波速は 100 m/sec である。粘土層に挟まれた細砂層の  $N$  値は 12~15 である。この層の  $S$

波の波速は、180~250 m/sec 程度である。最下部の砂礫層は、第 4 紀洪積世末期の堆積物と推定されよく固まっている。 $N$  値は 40 以上で  $S$  波の波速は、400 m/sec 程度である。

表 B-2 に盛土で行なった各種土質試験の結果を示す。湿润状態の単位体積重量は、砂地盤で 1.7 前後、山土地盤で 2.0 前後と良く締まっている。含水比は、砂地盤で 7% 前後、山土地盤では、振動の前後で行なった測定間に開きがあるけれども約 10% 前後である。平板載荷試験の結果は、振動前に地盤係数が砂地盤で 3.2 kg/cm<sup>2</sup>、山土地盤上で 4.56 kg/cm<sup>2</sup> であったものが、振動後には 6.0 kg/cm<sup>2</sup> といずれも大幅に上昇している。振動による地盤係数の上昇は、盛土の表面付近で振動の締め固め効

表 B-2 盛土上における各種試験結果

試験項目	No. 1		No. 2		No. 3		
	振動前	振動後	振動前	振動後	振動前	振動後	
単位体積重量	湿润 kg/cm <sup>3</sup>	1.72	1.68	2.13	1.90		
	乾燥 kg/cm <sup>3</sup>	1.60	1.57	1.90	1.74		
含水比 %	7.3	6.9	12.4	9.5			
地盤係数 kg/cm <sup>2</sup>	3.20	6.0	4.56	6.0		6.56	

沈埋トンネルの野外模型振動実験

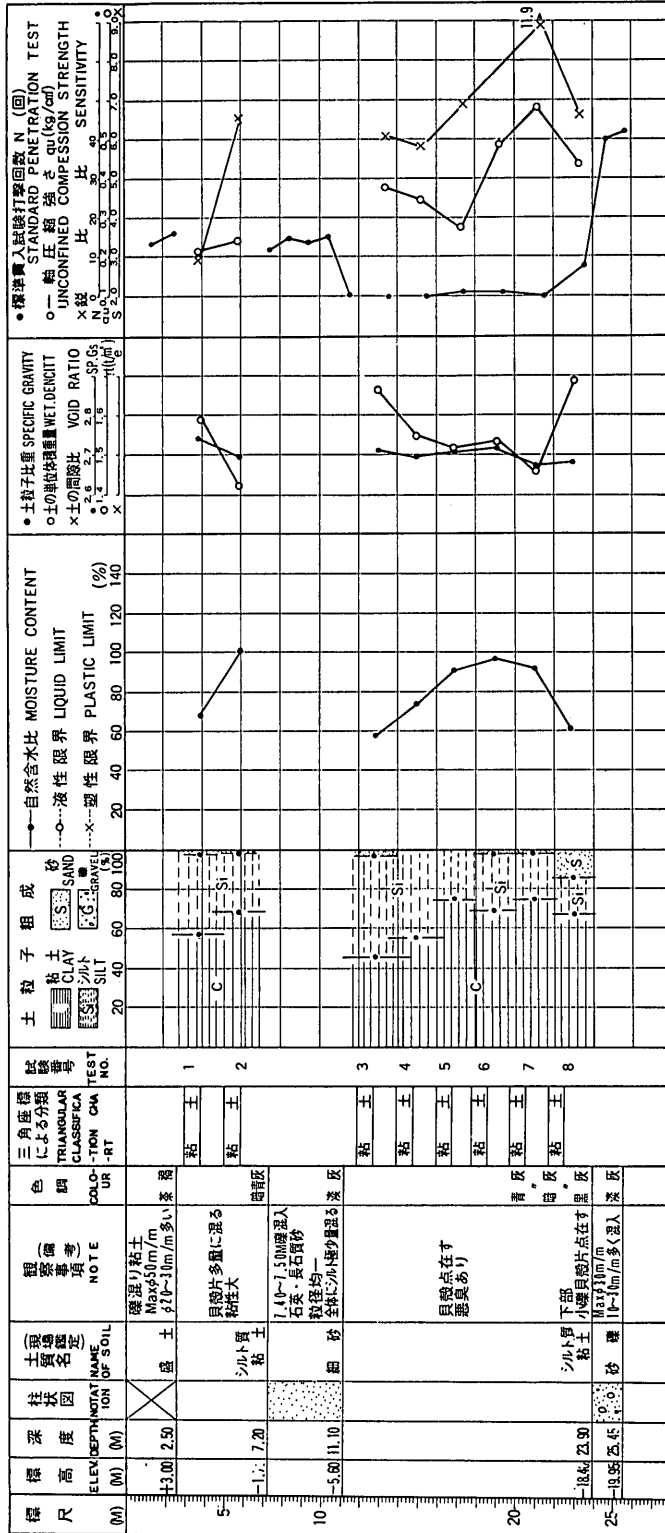


図 B-4 試験盛土位置の土質柱状図



果があったためか、盛土のばらつきによるものかは、わからない。

2. P波探査

3成分地震計 (E.T.L.) 3ケを2回使用して、ダイナマイトの爆破を振源とする P 波々速の測定を行なった。3ケの3成分地震計を1回目は、振源から 1m, 3m および 5m, 2回目は 6m, 8m および 10m に配置した。ダイナマイトは振源の遠い場合 100/4g, 近い場合は 100/16~100/32g を使用した、全く同様の測定を砂地盤と山土地盤で行なった。

P 波の走時曲線を 図 B-5 に示す。これによると砂地盤でも山土地盤でも 390m/sec とほとんど同じような波速が得られた。

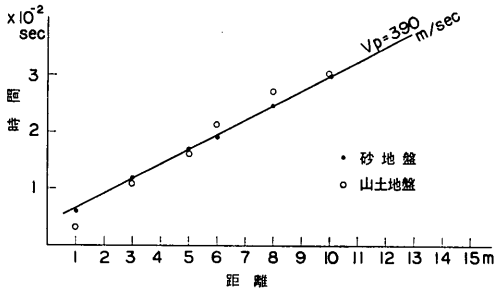


図 B-5 P波走時曲線

3. S大砲によるせん断波の確認

本試験は、通産省地質調査所々有のS大砲を借受け、これを振源とした振動の性質を調べるものである。砲身および戦荷重の総量は約 2.1t とし、ダイナマイトを 100/8g~100/32g 使用して発砲した感振器は、3成分地震計を使用した。

図 B-6 に砂地盤の振源から 15.3m 離れた点 (図 B-8 の測点 3) における平面的な地動の軌跡を、図 B-7 に震源を含む鉛直面内の軌跡を示す。これらの図から波の伝播方向に直角な水平運動が卓越しており、振動の主

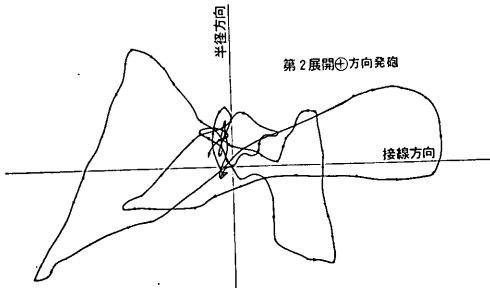


図 B-6 地動軌跡の平面分布

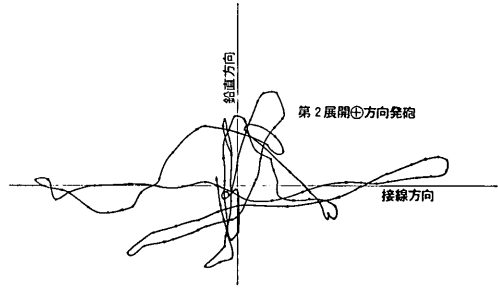


図 B-7 地動軌跡の鉛直分布

要動は SH 波であることがわかる。

図 B-8, 砂地盤および山土地盤で記録された波の伝播方向に対して直角な方向の水平成分 (主要動) の波形を示す。図中実線で示したものと、破線で示したものは、S大砲の発砲方向を反転した時のものである。これを見ると、発砲方向を反転することによって波形もきれいに反転し、上下対象の波形が得られる。このことから

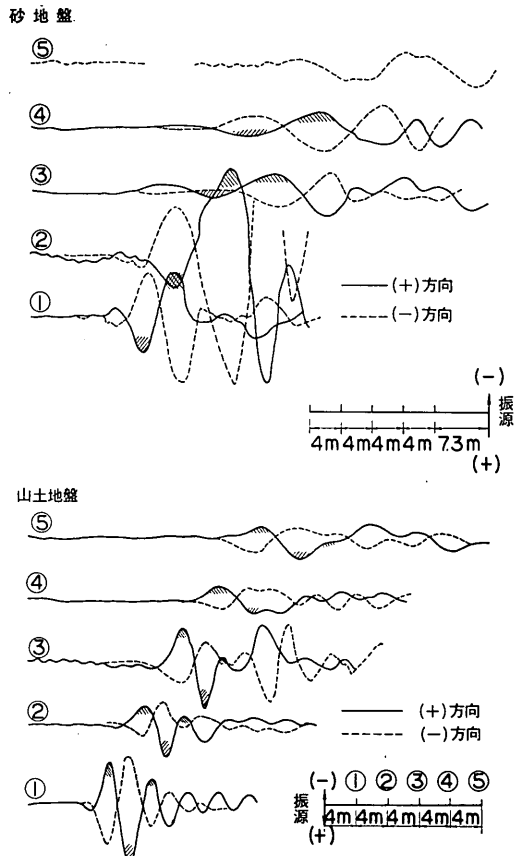


図 B-8 砂地盤および山土地盤の波形

も、S大砲によって得られる波動は、SH波が卓越していることがわかる。

#### 4. S大砲と起振機および砂地盤と山土地盤の比較

##### 4-1. 試験の方法

振源として先に述べたS大砲と新日本製鉄株式会社所有の起振機を使用した。S大砲は前記試験時より載荷重を増し約総重量 3.4t で使用した。発射薬としてはダイナマイトの他に、釜山用黒色火薬が、爆速が遅く地盤へのエネルギー伝達の効率が良いことも考えられるのでこれを使用してみた。使用量は、大砲の容量ぎりぎりまでとしてダイナマイトの場合は、25, 75, 100g, 黒色火薬の場合は 100, 200, 300g の、それぞれ3段階について試験してみた。起振機の性能は、最大起振力 20t, 振動範囲 0.3~10cps のものである。

感振器としては、3成分地震計は補助的に使用し、主として、固有振動数 2 cps の動線輪型地震計と固有振動数 30 cps のガルバノメーターを組合わせた変位計 10台と歪ゲージ型加速度計 (5G型 2台, 2G型 10台) を使用した。この変位計については、使用に先立ち港湾技術研究所の地震波形振動台を使って感度の検定を行なった。検定結果の一例を 図 B-9 に接続図と合わせて示す。検定の時の地震計とガルバノメーターの組合せは、実験においても変えないようにした。しかし、どの組合せの場

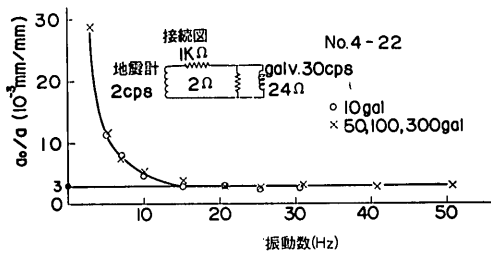


図 B-9 変位計特性曲線

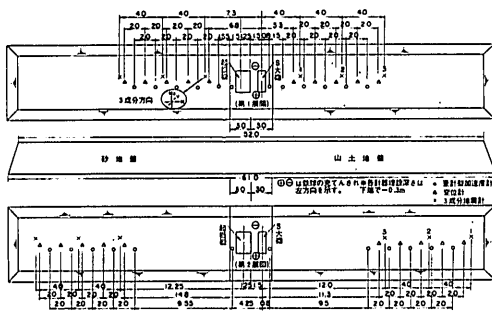


図 B-10 S大砲および起振機による実験の測器配置図

合も大体  $3 \times 10^{-3}$  mm/mm の感度であった。周波特性は、約 15 cps から直線性が失われ、10 cps で誤差が約 60% となっている。実験における地動の振幅が意外に小さかったので、実際の測定では、シャント抵抗を  $15 \Omega$  まで上げて感度を高くして使用しなければならなかった測点もある。

加振源を含めたこれら器機の配置は 図 B-10 の通りである。感振器は2回に分けて配置し直し、盛土全長をカバーした。

##### 4-2. S大砲による試験

図 B-11 および 12 にそれぞれ砂地盤および山土地盤のS波走時曲線を示す。これによると火薬の種類や量によっては影響を受けず一定で、砂地盤で 160m/sec, 山土地盤で 200m/sec の波速となる。なお図中横軸中央で曲線がくい違っているのは、感振器を配置換して別な発砲により記録を取っているため時間軸の起点が違っているためである。発砲条件によって大きなばらつきのあるのも同じ理由による。

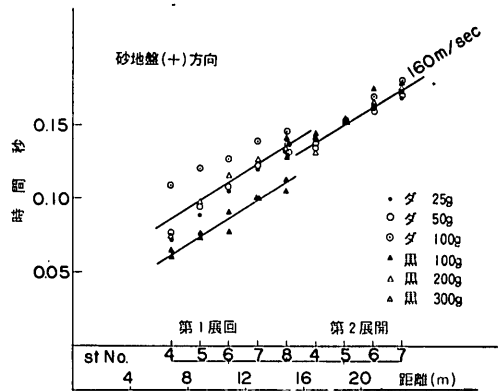


図 B-11 砂地盤におけるS波の走時曲線

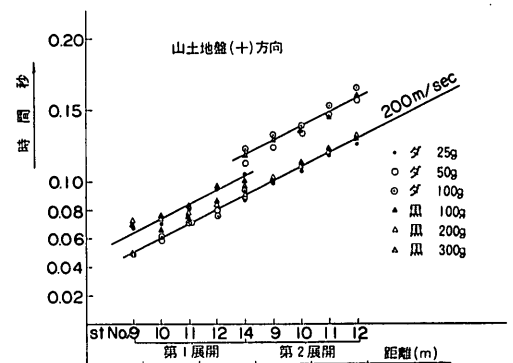


図 B-12 山土地盤におけるS波の走時曲線

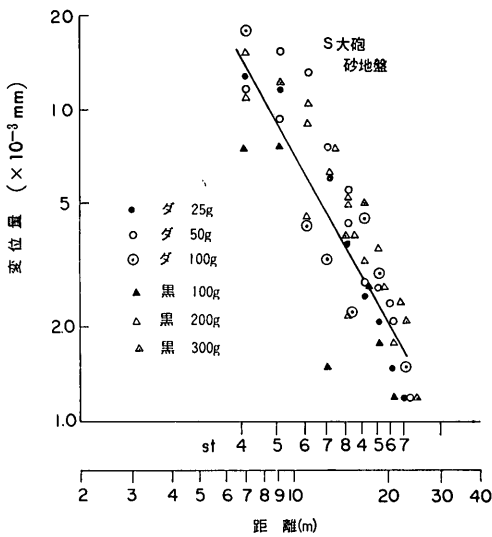


図 B-13 距離と変位振幅

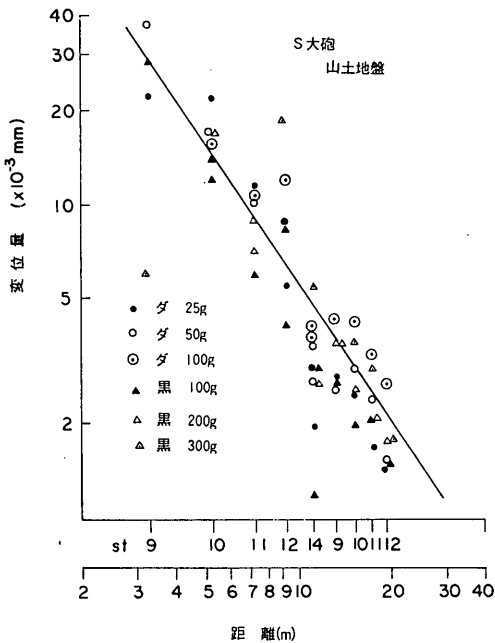


図 B-14 距離と変位振幅

図 B-13 および 14 に、それぞれ砂地盤と山土地盤における震源からの距離と変位振幅の関係を示す。これを見ると振幅は距離とともに急激に減衰することがわかる。両者を比較してみると、減衰の速さには大差なきようである。しかし、砂地盤の方が震源から 5~10m の範囲では、ばらつきが少なく振幅が大きくなっている。

震源からの距離が 10 m の点における振幅は、砂地盤で 7~13 ミクロン程度、また山土地盤では 6 ミクロン前後である。

S 波の卓越振動数は砂地盤では距離にあまり関係なく 30 cps 前後、山土地盤では震源に近い方で 30 cps 前後遠い方では少し低くなって 20 cps 前後となっている。

加速計による記録も取ったが、加速度記録は当然のことながら短周期成分が卓越しているので大変に読みにくい。一方、変位記録は、波形が単純で解析し易い。沈埋トンネルのような長大な地中構造物の耐震性に関しては、加速度より変位の方が直接的な情報であることを考慮し、加速度記録の解析は省略する。

#### 4-3. 起振機による試験

起振機では、2 cps から 1 cps おきに 10 cps まで振動数を高めて行き、図 B-6 の計器配置により測定を行なった。

図 B-15 および 16 に、それぞれ砂地盤と山土地盤における震源からの距離と変位振幅の関係を示す。これを見るとやはり砂地盤の方が大きな振幅となっていることがわかる。震源から 10m の点で、砂地盤の場合 25 ミクロン、山土地盤の場合 15 ミクロン程度の振幅となっている。

起振機による S 波の波速は、周波数にはほとんど関係なく砂地盤で 170 m/sec、山土地盤で 145 m/sec 程度となっており、S 大砲によるものより幾分小さめの値が得

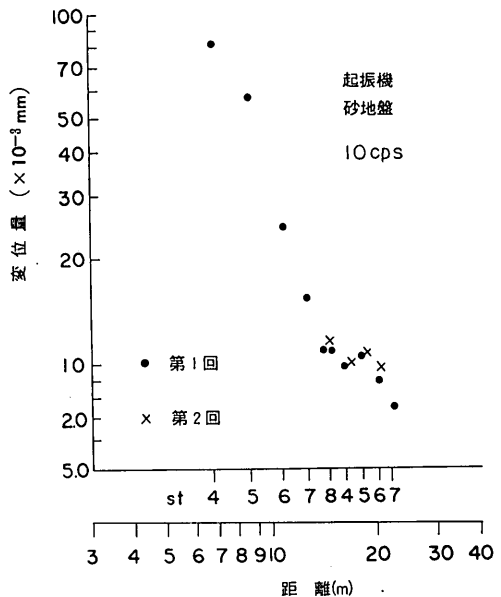


図 B-15 距離と変位振幅

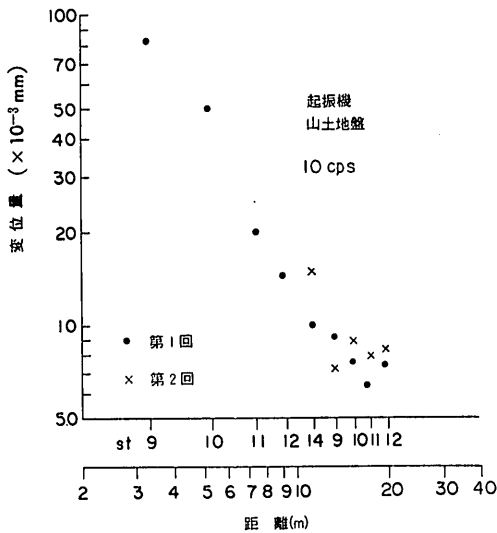


図 B-16 距離と変位振幅

られた。

## 5. 結論

以上の試験より次のような結論が得られる。

- (1) 図 B-1 に示すような実験盛土上では、砂地盤において  $P$  波の波速は 390 m/sec,  $S$  波の波速は 160 ~ 145 m/sec であり、山土地盤側では  $P$  波の波速が、390 m/sec,  $S$  波のそれが 200 ~ 170 m/sec である。したがって、これらの波速から計算したポアソン比は、砂地盤で 0.40 ~ 0.42, 山土地盤で 0.32 ~ 0.38 程度である。
- (2)  $S$  大砲によって発生する地動は、 $SH$  波が卓越している。
- (3) 砂地盤の方が山土地盤より大きな振幅が得られ、振源から 10 m の点で前者が後者の 1.6 倍程度の振幅となる。
- (4) 卓越振動数は、砂地盤で 30 cps, 山土地盤では振源に近い所で 30 cps 前後、遠くなると 20 cps 前後である。
- (5) 起振機の方が  $S$  大砲より大きな振幅の振動が得られる。
- (6) 砂地盤と山土地盤の比較では、砂地盤の方が振幅の大きな波を発生させることができ、しかも波動が安定しているので、砂地盤の方が勝っている。
- (7)  $S$  大砲によって発生する波動の波長は、卓越振動数と波速から求めると 5 m 前後であり、適当な大きさの模型で振動実験を行なうことが可能である

が、起振機の場合は、波長が砂地盤の場合でも 15 ~ 16 m となり長い模型が必要となるので好ましくない。

- (8) 地動の変位振幅は  $S$  大砲を用いた場合、震源より 10 m の点で 10 ミクロン前後と大変小さく、もう少し規模の大きな  $S$  波発生装置を考える必要がある。

## 附録 C S 波起振機の性能

予備実験の結果、 $S$  波検層に用いる板たたき法の原理を使った大砲式の  $S$  波起振機は、本実験に必要な性質を具備したせん断波を発生することがわかった。しかし、予備実験に用いた通産省地質調査所有のものでは、能力が小さく発生する波の振幅が小さすぎてひずみや変位の測定上問題となることが予想されたので、本実験用に新しく大型の  $S$  波起振機を製作することにした。ここにその形状と主要寸法および振動実験に先立ち行なった性能試験の結果を述べる。

### 1. S 波起振機の型状寸法

図 C-1 に新しく製作した  $S$  波起振機の図を示す。砲身は 2.5 m あり、外径 267.4 mm, 15 mm 厚の引抜鋼管の外側に内径 268.5 mm, 15 mm 厚の鋼管を焼嵌めたものである。この砲身を 8 ケ所で 50 mm 厚の補強材により台座に溶接した。台座は 2080 mm × 1000 mm で 50 mm 厚の鋼板と 2080 mm × 500 mm で厚さ 100 mm の鋼板を重ね底面には、20 mm 間隔に径 10 mm の鉄筋を溶接して滑り止めとしている。以上の砲身と台座は全く左右対象にできており、使用にあたって左右発砲の方向を転ずることができる。両端にはダイナマイトの爆発の反力をとるための蓋がとめられるような爪がつけてある。蓋は、砲身の外側にはめ込んで 45° 回転して爪に引っかけてとめるようになっており、直接反力を受け最も大きな力を受ける部分であるので底板は 32 mm 厚の鋼板を用いている。

砲身内には、径 230 mm, 長さ 200 mm で重量が 1 ケ 65 kg の弾丸と称する鉄塊を 10 ケ装填し、終端の薬室と称する鉄塊の中でダイナマイトを爆発させる。その爆発力によって、65 × 10 = 650 kg の鉄塊を砲身から押し出す時の反動を地盤に伝えるようになっている。薬室は、径 230 mm, 長さ 270 mm のニッケル特殊鋼 (SNCM 8 種) でできており、中央に 45 mm の径で深さ 130 mm のダイナマイトを装填する穴が掘ってある。砲身、台座、弾丸および薬室の重量は合計で約 3.26 t である。

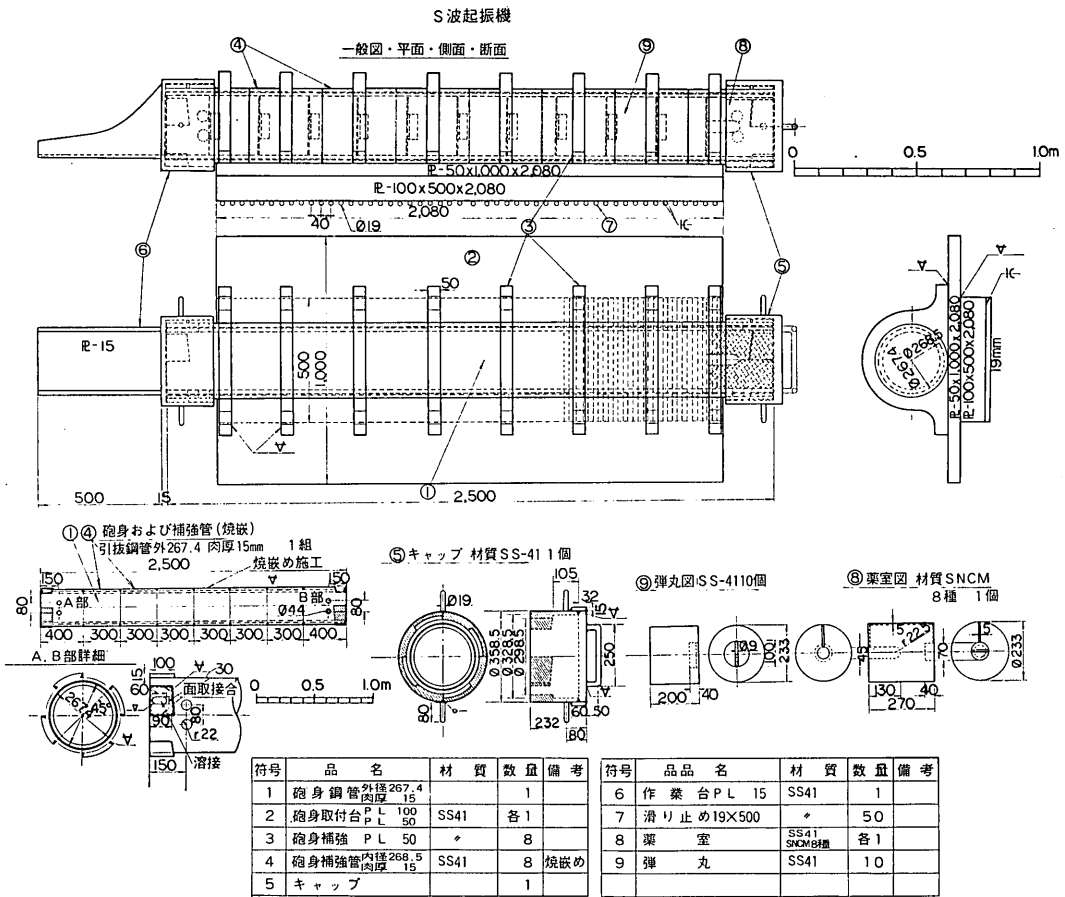


図 C-1 S波起振機

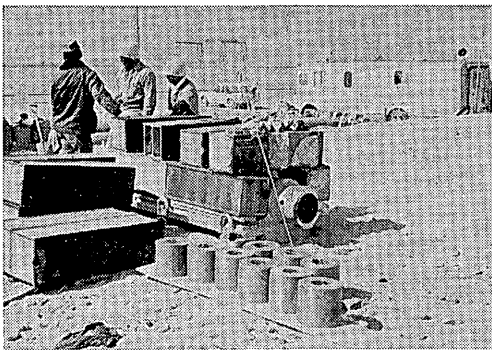


写真 C-1 S波起振機とその弾丸

その他、ダイナマイトの装填作業や、10ケの弾丸を砲身内につめ込む作業を行なうため、両端のツメを利用して取付けられるようにした作業台や、砲身内に残った弾丸を引き出すための金具、65 kg の弾丸の運搬を容易

にするための金具等の附属品も準備した。

このようなS波起振機の設計を行なうことはほとんどできない。武器としての大砲の設計法は実験の蓄積があり理論的にもある程度進められているが、発射薬の性質が全々違うのでそれを応用することはできない。火薬の爆発によって弾丸に与えられるエネルギー、または、その反動として地盤に伝えられるエネルギーは力積が大きくなってはならない。薬室のダイナマイトをつめた穴に直接弾丸の面をつけて爆発させると局部的には大変大きな力が働いても、砲身や蓋にむりがかかるとばかりでなく、エネルギーを十分利用することができないことも考えられるので、薬室と弾丸の間にスペーサーを置き空間を設けてクッションの働きをさせることを考えた。大砲としての部材強度の計算も行ないようがないのでここでは述べないこととし、その代り、使用実績について報告する。

本起振機は、ダイナマイト 100g を使用できるように計画したつもりであったが、25g から始めて 100g 以下の薬量で数回発砲し、その後 100g で薬室の前の空間を 3.2cm として発砲を 21 回行った時点で、蓋の底面の 32mm 厚の鉄板がドラ焼のような形で相当にもり上がって来て、溶接の箇所もはがれて来る様子がみえて来た。その後、薬量を 75g に落とし、薬室前の空間を 6cm に広げて実験を続けた。その結果 40 数回の発砲で特に異状はみられなかった。製作時にすでに唯一の弱点が蓋にあることは、予想できたので、万一のことを考え、砲身の端部に 44mm 径の穴をあけておいた。これは、蓋が破損した場合でもこの穴に 40mm 程度の鉄筋を 2 本さし込んでこれに薬室の反動をとらせることができるようにしたものである。実験中に鉄筋によってとめる方法についても試験してみたが、2 回 (75g, 空間 6cm) の発砲によって鉄筋は相当曲がってしまい、同一の鉄筋は、数回以上使用することは無理なようであった。大砲の発射時の内圧を測定するための圧力計があるのでこれを使用してみたところ、薬室内のものは容器ごとめちゃめちゃにこわれてしまった。普通、大砲の内圧は 2~4000 kg/cm<sup>2</sup> 程度であり、これを測定するためのものであることを考えると相当高い圧力になっているものと予想される。薬室前の空間に置いたものは、爆風によって飛ばされ、相当傷がついたけれども、圧力の測定ができ、その結果は約 904 kg/cm<sup>2</sup> であった。

2. S 波起振機の性能

振動実験に充立ち、S 波起振機の性能を調べるために表 C-1 のような組合せで試験発砲を行なった。ダイナマイト量を 25g から始めて、50g, 100g と増して行き、薬室前の空間はそれぞれの火薬量ごとに大きなものから小さなものに変化させた。25g の薬量を用いた最初の発

砲では、弾丸を 9 ケだけ装填したが、その他の試験では、10ケ全部つめた。起振機自体 3.26t の重量があるが、あらかじめ荷重を載せるために広くしておいた台座の上に、H型鋼にコンクリートをつめたブロックを載荷した。載荷量は、薬量 50g の最初の発砲まで 2.64t とし、その後は 4.95t とした。それぞれ全体重量は、5.9t および 8.21t である。

薬量 25g で発射した時には、起振機が地盤との間で迂りを生ずることがなかったが、50g の場合 1~2mm の迂りが生じた。弾丸は、50g の場合は先端のものが砲身から落下する程度である。薬量を 100g にすると、起振機の迂りは 6~8mm に達する。弾丸は 5~6ケ飛び出す。本実験で 100g のダイナマイトを使った時には、起振機のずれ 13mm, 弾丸の落下数 8ケを記録した。

表 C-1 に示すような、起振機の性能を調べる実験の範囲では、起振機に一切異状はみとめられなかったけれど、先にも述べたように本実験の途中で、端部の蓋に異状が認められ、100g のダイナマイトを使った実験は続行不可能と判断し、ダイナマイト量を 75g まで落さざるを得ない状態になった。薬量を 75g に落とすと、起振機の迂りも 3~5mm, 弾丸の落下数も 3~5ケ程度になり、蓋の変形も進まなくなって安定した状態となった。

図 C-2 にこれらの発砲条件と変位振幅の関係を示す。ダイナマイト量を増せば、振幅は大きくなる。起振機より 3m の点で 100g のダイナマイトを爆発させると 40μ 程度の振幅が得られている。しかし減衰が大きいのので 10m の点では 10μ 程度となっておりかならずしも十分な振幅とは云えない。50g のダイナマイトで薬室前の空間を 120mm とした場合で、起振機の総重量の異なる試験を一回行なった。その結果によれば重量の大きい方が、発生波の振幅が大きくなっている。また薬室前の空間は、一番小さな 32mm の場合にはいずれも振幅が大きくなっているが、60mm~120mm では、むしろ

表 C-1 S 波起振機性能試験

番号	ダイナマイト量	薬室前空間	弾丸数	上載荷重
1	25g	60mm	9ケ	2.64t
2	"	32mm	10ケ	"
3	50g	120mm	"	"
4	"	"	"	4.95t
5	"	60mm	"	"
6	"	32mm	"	"
7	100g	120mm	"	"
8	"	60mm	"	"
9	"	32mm	"	"

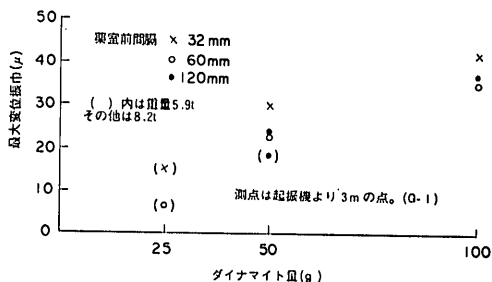


図 C-2 発砲条件と変位振幅

ろ、120mm の間隔の方が大きな振幅の波を発生させておりかなり複雑な機構のようである。測定された波形をみると、葉量の変化によって波形はあまり変わらず単に振幅が変化するだけのようである。

結論としては、第1に発生波の振幅が予想より小さかった。第2に、振幅を除く発生波の特性は、本文で詳しく述べる通り、波速が150m/sec前後、振動数が15~30cpsの成分が卓越していて予想通りであった。第3に、起振機の強度は大体予定通りで、本実験に耐え得ることがわかった。

### 附録 D 軸方向地盤反力係数の求め方

トンネルを無限弾性体内の円形断面のはりと考えその断面積を  $A$ 、材料のヤング率を  $E$ 、直径を  $2r_0$  とする。今周囲の地盤（弾性体）に何らかの原因により正弦波形で分布する力、 $X \sin 2\pi x/L$  が作用し、地盤全体が、トンネルの軸方向に  $U \sin 2\pi x/L$  の変形を受けているものとする。トンネルの断面中心にトンネル軸に添って  $x$  軸をとり、半径方向に  $r$  座標をとった円筒座標を考える。接線方向は、軸対象であるから必要がない。座標軸の関係は 図 D-1 に示してある。トンネルの近辺では、トンネルの剛性によって地盤の変形が拘束される。その時の地盤の変形を  $u(r, x) = R(r) \cdot z(x)$  で表わすことができるものとする。地盤内の釣合方程式は円筒座標で表わすと

$$(\lambda + 2\mu) \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \mu \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = X \sin \left( \frac{2\pi}{L} x \right) \quad (D-1)$$

となる。ここで、 $\lambda$  および  $\mu$  はラーメの定数である。

変数分離の手法を用いて一般解を求めてみる。(D-1)式に  $u(r, x) = R(r) \cdot z(x)$  を代入して整理すると、

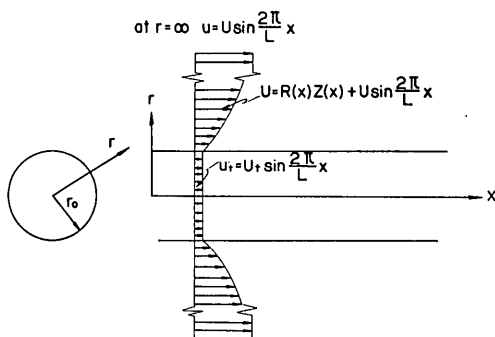


図 D-1 軸方向地盤反力係数計算モデル

$(\lambda + 2\mu)/\mu = V_p^2/V_s^2$  と置いて

$$\left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 \frac{1}{z} \frac{d^2 z}{dx^2} = -\frac{1}{R} \left( \frac{d^2 R}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dR}{dr} \right) = -n^2 \quad (D-2)$$

第1式から、

$$z = C' \sin \left( \frac{V_s}{V_p} n x \right) \quad (D-3)$$

が得られ第2式の

$$\frac{d^2 R}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dR}{dr} - n^2 R = 0 \quad (D-4)$$

は、ベッセルの方程式である。(D-4)式の静的な解として、第1種と第2種の変形ベッセル関数があるが、今(D-4)式の解を含む(D-1)式の一般解をトンネルの影響によるもののみとして  $r = \infty$  で  $R = 0$  となることを考え、第2種の変形ベッセル関数だけを取り上げる。すなわち、

$$R = C'' K_0(nr) \quad (D-5)$$

従って(D-1)式の一般解として

$$u = R \cdot z = CK_0(nr) \sin(V_s n x / V_p) \quad (D-6)$$

となる。(D-3)、(D-5、6)式における  $C'$ 、 $C''$  および  $C$  は定数で、 $C' \times C'' = C$  である。(D-1)式の特別解として  $u = U \sin 2\pi x/L$  とすれば、完全な解は、

$$u = CK_0(nr) \sin \left( \frac{V_s}{V_p} n x \right) + U \sin \frac{2\pi}{L} x \quad (D-7)$$

となる。(D-7)式を(D-1)式に代入してみると、

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = -CK_0(nr) \left( \frac{V_s}{V_p} n \right)^2 \sin \left( \frac{V_s}{V_p} n x \right) - U \left( \frac{2\pi}{L} \right)^2 \sin \frac{2\pi}{L} x \quad (D-8)$$

および、(D-4)式から

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} = n^2 z R = n^2 CK_0(nr) \sin \frac{V_s}{V_p} n x \quad (D-9)$$

より、

$$\begin{aligned} & -(\lambda + 2\mu) CK_0(nr) \left( \frac{V_s}{V_p} \right)^2 \sin \left( \frac{V_s}{V_p} n x \right) \\ & -(\lambda + 2\mu) U \left( \frac{2\pi}{L} \right)^2 \sin \frac{2\pi}{L} x \\ & + \mu n^2 CK_0(nr) \sin \frac{V_s}{V_p} n x = X \sin \frac{2\pi}{L} x \end{aligned} \quad (D-10)$$

$\mu$  で両辺を割って整理すると、

$$X = -U \left( \frac{V_s}{V_p} \right)^2 \left( \frac{2\pi}{L} \right)^2 \mu \quad (D-11)$$

であればよいことになる。

次にトンネルに注目し、トンネルの軸方向の変位を  $u_t$  とすると、その釣合式は、

$$EA \frac{d^2 u_t}{dx^2} = p \quad (D-12)$$

ここで、 $p$  はトンネル単位長さ当りの軸方向荷重で周囲の地盤から受ける力である。トンネルと地盤の間に迂りがないものとする、 $u_t = (u)_{r=r_0}$  である。すなわち

$$u_t = CK_0(nr_0) \sin\left(\frac{V_s}{V_p} nx\right) + U \sin\frac{2\pi}{L} x \quad (D-13)$$

一方、地盤のひずみによってトンネルの単位長さが受ける力は、

$$\begin{aligned} p &= 2\pi r_0 G \left( \frac{\partial u_t}{\partial r} \right)_{r=r_0} \\ &= 2\pi r_0 G C (\dot{K}(nr))_{r=r_0} \sin\frac{V_s}{V_p} nx \quad (D-14) \end{aligned}$$

である。ここで  $\dot{K}(nr)$  は  $r$  に関する 1 階の微分を表わす。 $G$  は地盤の剛性である。(D-13, 14) を (D-12) に代入すると、

$$\begin{aligned} CEAK_0(nr_0) \left( \frac{V_s}{V_p} n \right)^2 \sin\frac{V_s}{V_p} nx \\ + \left( \frac{2\pi}{L} \right)^2 AEU \sin\frac{2\pi}{L} x \\ = -2\pi r_0 G C (\dot{K}_0(nr))_{r=r_0} \sin\frac{V_s}{V_p} nx \end{aligned}$$

すなわち

$$\begin{aligned} C \left[ EAK_0(nr_0) \left( \frac{V_s}{V_p} n \right)^2 + 2\pi r_0 G (\dot{K}_0(nr))_{r=r_0} \right] \\ \times \sin\left(\frac{V_s}{V_p} nx\right) + \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 AEU \sin\frac{2\pi}{L} x = 0 \quad (D-15) \end{aligned}$$

(D-15) 式が  $x$  のあいゆる値に対して成立つためには、

$$\frac{V_s}{V_p} n = \frac{2\pi}{L} \quad \text{または} \quad n = \frac{2\pi}{L} \frac{V_p}{V_s} \quad (D-16)$$

でなくてはならない。

いま、(D-12)式における  $p$  を、トンネルのない場合の地盤の変位、 $(u)_{r=\infty}$  とトンネルの変位、 $u_t$  との差に地盤反力係数  $K'$  を掛けたもので表わされるものとする、

$$\begin{aligned} p &= K' \{ (u)_{r=\infty} - u_t \} \\ &= -K' CK_0(nr_0) \sin\left(\frac{2\pi}{L} x\right) \quad (D-17) \end{aligned}$$

となり一方  $p$  は (D-14) 式によって表わせるから、求める  $K'$  は次のように得られる。

$$K' = \frac{-2\pi r_0 G (\dot{K}_0(nr))_{r=r_0}}{K_0(nr_0)} \quad (D-18)$$

第 2 種の変形ベッセル関数、 $\dot{K}_0(y)$  は、 $y$  が小さくない時は近似的に次式で表わすことができる<sup>15)</sup>。

$$\dot{K}_0(y) \approx \sqrt{\frac{\pi}{2y}} e^{-y}$$

したがって

$$\dot{K}_0(nr_0) = \sqrt{\frac{\pi}{2nr_0}} e^{-nr_0} \quad (D-19)$$

$$\dot{K}_0(nr) = - \left( n \sqrt{\frac{\pi}{2nr}} + \frac{1}{2r} \sqrt{\frac{\pi}{2nr}} \right) e^{-nr} \quad (D-20)$$

したがって

$$(\dot{K}_0(nr))_{r=r_0} = - \left( n + \frac{1}{2r_0} \right) \sqrt{\frac{\pi}{2nr_0}} e^{-nr_0}$$

(D-19) と (21) 式を (D-18) に代入すれば、

$$\begin{aligned} K' &= 2\pi r_0 G \left\{ n + \frac{1}{2r_0} \right\} \\ &= 2\pi r_0 G \left\{ \left( \frac{V_p}{V_s} \frac{2\pi}{L} \right) + \frac{1}{2r_0} \right\} \quad (D-22) \end{aligned}$$

(D-22) 式を沈埋トンネルのように地表近くに置かれたトンネルに应用する場合は、近似的に半分をとることにすると

$$K' = \pi r_0 G \left( \frac{2\pi}{L} \frac{V_p}{V_s} + \frac{1}{2r_0} \right) \quad (D-23)$$

となる。