

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

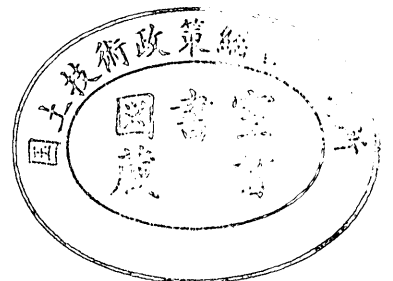
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

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)

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**

要 旨

沈埋トンネル等の埋設管と地盤との相互作用について実験的に調べるため、試験槽内の地盤に任意の変形を与えることのできる地中歪みシミュレーターと呼ぶ装置を開発した。また、本装置を使用して沈埋トンネルの模型に正弦波形の地盤変位を与えそれによって模型に発生する歪みについて調べた。

本報告は、地中歪みシミュレーターの機構と性能について述べ、これを用いた実験の結果について報告するものである。

実験の結果によると、沈埋トンネルの曲げに関係する横方向地盤反力係数および軸歪みに関係する軸方向地盤反力係数の両方とも、弾性波速度から求めた地盤の弾性率を用いたこれらの定数の推定は、実験結果に比べ10倍以上大きな値を与えることがわかった。

* 前構造部 材料施工研究室長

** 構造部 材料施工研究室

7. A experimental study on the interaction between trench type tunnels and soils

Yoshinori AOKI*

Tamio TABUCHI**

Synopsis

A new device so-called ground strain simulator have been built by which an arbitrary deformation can be applied to the soil in the test vessel, in order to study on the soil-structure interaction of such structures as trench type tunnels. And by using the device, a series of test of a tunnel model subjected to sinusoidal ground deformation has been performed.

This paper describes the mechanism and performance of the device and discusses the results of the test using the device.

According to the test result, both the axial reaction coefficient which is connected with the axial strain and the transverse reaction coefficient connected with the bending of the model, obtained from the test are quite different from those calculated using the Young's modulus presumed through propergation velocities of elastic waves.

The latter gives us the value more than ten times greater than the former.

* EX-Chief of Materials Laboratory, Structures Division.

** Member of the Materials Laboratory, Structures Division.

目 次

要 旨	271
1. ま え が き	275
2. 装置の概要ならびに仕様	275
2.1 試 験 槽	275
2.2 制 御 部	276
2.3 動 力 部	277
3. 性 能	277
3.1 時間的安全性	277
3.2 制御板指示計とフレームの動き	278
3.3 フレームと試験槽内土砂の動き	278
4. 試験地盤と模型	279
4.1 試 験 地 盤	279
4.2 模 型	281
5. 実 験 方 法	282
6. 実験結果および解析	284
6.1 軸平行方向模型	284
6.2 平行方向試験解析結果の考察	286
6.3 斜め(45°)方向試験結果と解析	287
6.4 斜め試験結果の考察	289
7. 結 論	289
8. あ と が き	289

1. まえがき

近年わが国において沈埋工法による海底トンネルの建設が急速に増えてきて、その耐震性がクローズアップされてきた。沈埋トンネルの歴史は古く、ヨーロッパや米国においては相当の実績を持つ工法である。しかし、わが国や米国太平洋岸のように地震多発地域にこのような構造物が建設され始めたのは最近のことであり、沈埋トンネルの耐震性については、現在ようやく研究の緒についた段階といえる。

アプローチの方法としては、電子計算機を用いた地震応答計算を主とする理論的な解析、室内の振動台を使い小さいができるだけ相似律を満足した模型による応答実験および大縮尺でしかも自然の地盤を用いた屋外模型実験などが進められている。屋外模型実験では自然の地盤を使用するため相似律の満足は不可能であり、直接耐震設計に使用し得る成果は期待できない。むしろ、沈埋トンネルのような地中構造物が地震時にどのような挙動を示すか、振動に対してどのような応答を示すかというような大局的な耐震設計の基本的考え方を方向づけるためのものといえる。そして、設計法を開発するためには基礎的な研究を積み重ねることによって補間していく必要がある。ここに報告する実験のため開発した地中歪みシミュレーターも屋外模型実験や理論的研究成果をふまえて、沈埋トンネルの耐震設計法の開発に必要な基礎的な資料を得るためのものである。

現在までの研究の結論の一つに、沈埋トンネルは地震時に共振することはほとんど考えられず、地震時の地盤の変形にともなって変形し、変形量は高々地盤の変形量までであるということがわかっている。このことはトンネルの質量力を考える必要がなく静的に考えてよいことを意味する。その結果、沈埋トンネルの耐震設計を徹視的にみれば、第1に、地震時の地盤の変形の仕方について十分な情報があり、与えられた地盤の変形からその中に埋設された構造物がどのような力を受けるかを計算できればよいことになる。本装置は、その後者の問題について研究を進めるためのものである。試験槽の中の地盤に構造物の模型を埋設し、これにいろんな形の変形を静的に与えることができる。

本報告は、製作された地中歪シミュレーターの一般的な機構およびその特性について述べ、これを用いた沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験結果について報告するものである。

2. 装置の概要ならびに仕様

本装置は写真2-1に示すように、巾3.00m×長さ3.40m×高さ0.78mの試験槽に11本の油圧ピストンを取付け、それぞれ単独に制御することによって試験槽内の土に種々の形の変形を与えることができるようにしたものである。装置の構成は、試験槽、制御部および動力部に大別できる。

2.1 試験槽

試験槽の大きさは次のような事柄を考慮して決定した。まず模型断面の大きさは、歪ゲージなどを添付して計測を行なうには、10~20cmの寸法が必要になる。この大きさは、実物トンネルの約 $\frac{1}{100}$ に相当する。槽の実働深さを50cmにとれば、実物の50mに相当するので十分と考えられる。槽の深さは、これに余裕を加えて78cmとした。幅は広い方が側壁の影響が小さくなるので好ましいが経済的な面や、設置位置の広さの関係であまり大きくできない。平面歪み条件のFEMで調べてみた結果

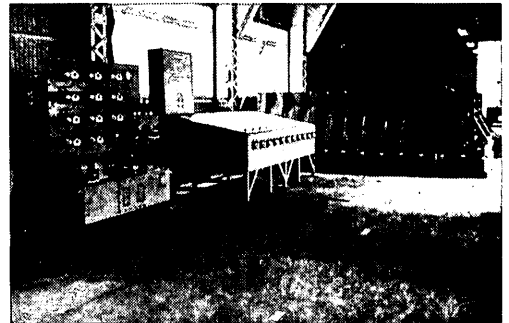


写真2-1 地中歪みシミュレーター

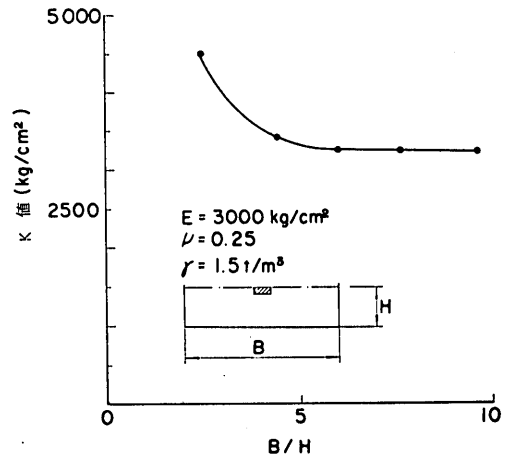


図2-1 試験槽の幅の影響

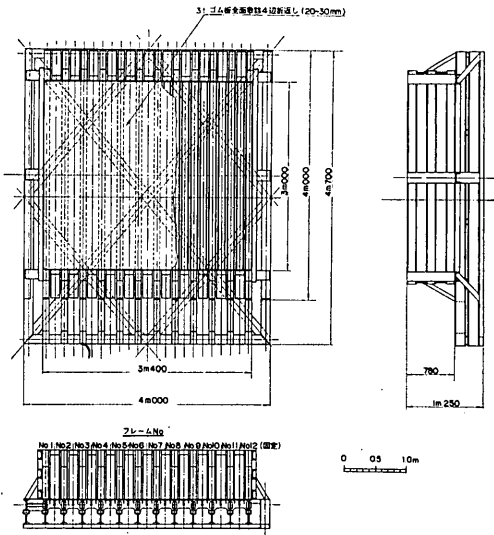


図2-2 試験槽の平面図

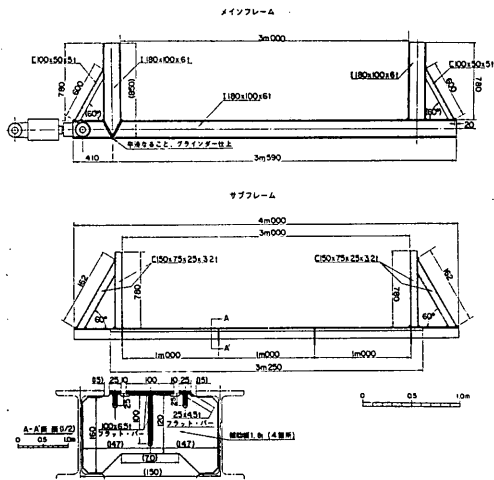


図2-3 試験槽断面図

図2-1に示すように、巾が深さの6倍あれば側面の影響があまりないことがわかる、このことを考え3m幅とした。長さは、模型の長さが剛比長さの2倍以上になると、模型を45°の角で埋設する実験も行なえるように巾と大体同じ程度とし3.40mとした。試験槽の寸法は図2-2に示す通りである。試験槽は図2-3に示すような11本の可動主フレームと1本の固定主フレームおよび、主フレーム間に設けられた副フレームからなる。主フレームは、基礎ベームにローラーを介して載っており、フレームの長手方向に移動できるようになっている。11本の主フレームには、11本の複動式油圧シリンダーが連絡されている。これを以後主シリンダーと呼ぶ。副フレーム

は4ヶ所で1.6mm厚のガセットプレートによって主フレームに連絡されている。図2-3に示すように試験槽の底面では主フレームと副フレームの間隙は小型のT型バリアをガセットプレートの上に渡してあり、結局主フレームと主フレームの間は、巾10~15mmの間隙が4本残るだけとなっている。そして主フレームと主フレームを連絡しているものは、1.6mm厚の4本のガセットプレートだけであり主フレーム間の相対的移动には、ほとんど抵抗しないようにしてある。この上にゴムシートを張って試験槽の底面としている。

側面は、主フレームと副フレームに2.3mm厚の鉄板を張ったもので、側面においても主フレーム間の相対変位に対しては、2.3mm厚の鉄板の曲げ抵抗だけであり、剛性は大きくないようにしてある。

主フレームに結合された11本の主シリンダーは独立に作動させることができる。主シリンダーの実動作長は次のような考え方で±5mmとした。すなわち、3.40m長さの試験槽に一端5mmの直線的に変化する変形を与えると、土のひずみは $5/3400 \cong 1.5 \times 10^{-3}$ となる。土にあまり大きなひずみを与えると性質が非線型領域に入り問題が複雑となるので、そのような実験はまず行なうことはない。また、はりに正弦波型の変形を与えるとその縁ひずみの最大値は、次のようになる。

$$\varepsilon = \frac{AB}{2} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 \quad (1)$$

ここで、 ε は最大縁ひずみ、 B ははりの巾、 A は振巾、 L は正弦波の波長である。 $L=340\text{cm}$ $B=20\text{cm}$ を代入すると、ひずみ ε は $0.138A$ となり、振巾は5mm以下で十分測定可能な大きさのひずみを得られる。

主シリンダーの力は、大きい方が変位をコントロールする場合、負荷による効率の低下などがなく安定し易いと考えられるが、次のような考え方から50tとした。すなわち、50cm×300cmの断面の土に 10^{-3} のひずみを生じさせるには、土の剛性を 10^3kg/cm^2 と仮定すると15tの力が必要となる。残りの主シリンダーを固定しておいて1本だけ動かしてこれだけのひずみを土に発生させるためには両側から力を受けるので2倍の力が必要となる。それに、フレームの剛性や摩擦を考えると50tの力が必要となる。

2.2 制御部

本装置の油圧系統図を図2-4に示す。制御部は、後述の動力部を制御して試験機に取付けられている主シリンダーを必要量動かし試験槽中の土に所要のひずみを生じさせるためのものである。本装置の制御は変位で行なっ

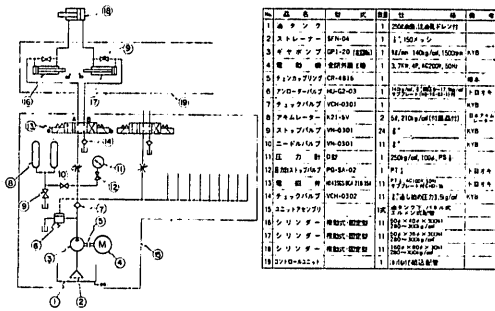


図2-4 油圧系統図

ている。主シリンダーの押しおよび引き側のそれぞれに断面積が主シリンダーの1/20のプースターシリンダー（図2-4では⑩および⑪）を連結し、主シリンダーのストロークを20倍に増巾してプースターシリンダーのストロークとして取り出す。プースターシリンダーのストロークを、制御板上の指示計と連動させて手動により動かすリミットスイッチにより検出し、その信号を動力部の電磁弁に送るようになっている。いまかりに、ある主シリンダーを、3mm押し出した場合には、制御板上の対応する指示計を押し側3mmの所に合わせる。するとこの指示計と連動しているリミットスイッチが、プースターシリンダーのピストンヘッドの中立点より60mmの位置に来る。この状態で油圧を送るとプースターシリンダーのピストンが主シリンダーの動きの20倍の早さで動き、中立の位置より60mm出た所で、ピストンヘッドがリミットスイッチをたたく。この時シリンダーの動きの量は、60mmの20分の1で3mmとなる。ピストンヘッドがリミットスイッチをたたくと、その信号が動力部の電磁弁を動かしてこの回路が閉じられ、主シリンダーの所要の位置に停止する。このような回路が、11本の主シリンダーに独立に組込まれていて、自田に試験槽の中の土に変形を与えることができる。各部の仕様と寸法は、図2-4の表にまとめてある。

2.3 動力部

動力部は、図2-4の油圧系統図に示すように、基本的には3.7kWのモーターで、140kg/cm²、9ℓ/minの油圧ポンプを動かし、5ℓのアクムレーターを介して電磁弁に接属されている。細部については、図2-4の油圧系統図の通りである。図中の表に各部の仕様寸法を合わせて示してある。

3. 性能

本装置の性能を調べるため、負荷として試験槽内に深

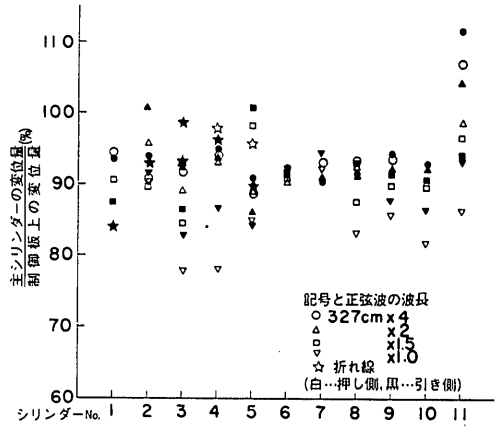


図3-2 各回路の損失定数

さ70cmのわずかにシルト分を含んだ乾燥砂を入れて各種の試験を行なった。乾燥砂の諸性質は、次章（4. 試験地盤と模型）を参照。

3.1 時間的安全性

本装置は静的な試験装置であり、各種の測定に関する時間の問題などあって設定した変形がある時間内は変化することなく固定されていることが望ましい。しかし、電磁弁には限られた範囲での漏えいが認められており、電磁弁だけで完全に固定することはできない。

図3-1に11本のシリンダーについて押し側、引き側それぞれの時間の経過とシリンダーの流れの測定結果を示

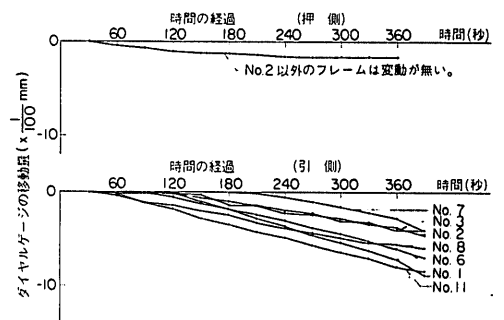


図3-1 油圧統系の時間的安全性

す。押し側の方がシリンダー断面積が大きいため、フレームを固定するための油圧が低くてよいので流れがほとんどない。引き側については0.001mm/min程度の流れがある。この試験は注目する1本のシリンダーだけを中立の位置に固定し、その他のシリンダーを押し側、引き側にそれぞれ2.5mm動かして全体の回路を閉じて時間の経過と主フレームの移動量を1/100mmのダイヤルゲージで測定したものである。

3.2 制御板指示計とフレームの動き

本装置は先にも述べた通り変位で制御している。しかも主シリンダーの変位そのものではなく、20倍に増巾したプースターシリンダーを仲介して検出しており、主シリンダーとプースターシリンダーは、数mにおよぶ高圧パイプに連結されている。従って、これらの2つのシリンダーの工作上的精度や連結している。高圧パイプの膨張量の違いなどの影響で、制御板上の指示計と主シリンダーの実動量との間には、それぞれの回路特有の損失が生ずることは、避けられない。

図3-2に各種の変形々状に対する各回路の損失定数の

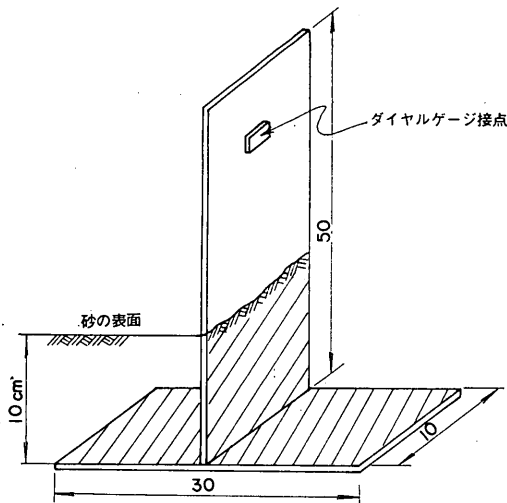


図3-3 土中変位検出装置

試験結果を示す。これをみるとほとんどの回路で85~95%の値となっている。

この値は機械的な問題の他、試験槽内の砂の性質によって主シリンダーにかかる負荷が異なり、違った値となることも考えられる。

3.3 フレームと試験槽内土砂の動き

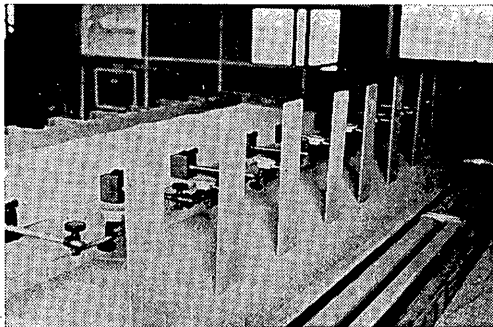


写真3-1 砂の変位測定

フレームの動きと試験槽内土砂の変形との間にも、いくらかの損失がある。この損失量は、試験槽内土砂に与えようとする変形々状と槽内の土砂によって異なる。

図3-3に示すような逆T型の土中変位の検出装置を(写真3-1)を表面より10cmの深さに埋めて土中の変形を測定した結果のうち代表的なものを図3-4に示す。図3-5に

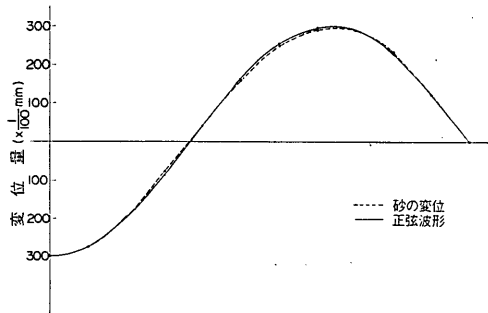


図3-4 土中変位測定結果の例

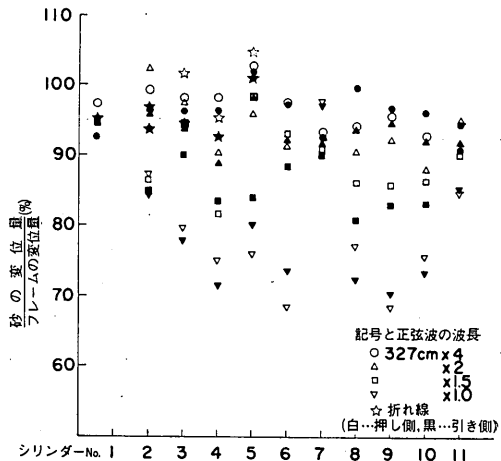


図3-5 フレームの動きに対する砂の動き

主フレームの動きに対する砂の動きの比を測定したものを示す。これをみると、試験槽の土砂に正弦波のような連続的な変形を与えようとする場合は、フレームと土中の変形の間損失はわずかであるが、折線のような変形を与えようすると折曲げ点において、フレームと土中の変位が相当異なることがわかる。従って、不連続な変形を土中を与えるときは、フレームに与える変形に特別な工夫が必要になる。

以上、制御板指示計と主フレームの動きおよび主フレームと砂の動きについてそれぞれの関係を調べてきた。実試に当っては、砂の中に所要の変位を与えなければならない、この量は制御板上の指示計によって制御する。従

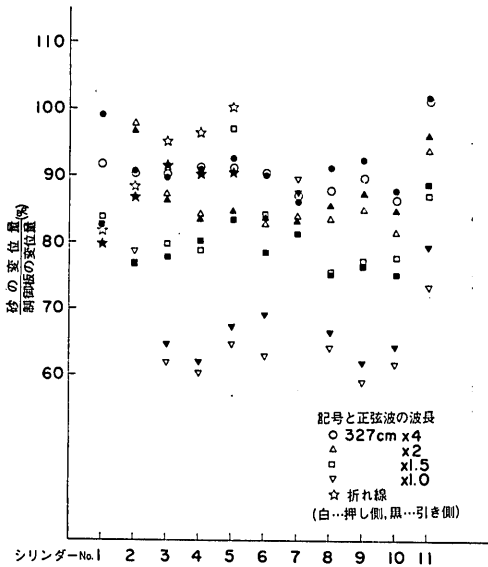


図3-6 制御板上の値と砂の動き

って最も大切なのは、制御板上の値と砂の変位量の関係である。これを図3-2および3-5と同一の方法で示したのが図3-6である。これを見ると相当の損失があることがわかる。

実験に当っては、解析のことを考えると砂中の変位を予定の(例えば正弦波)形に制御する方が望ましい。上記の図3-6は制御板に変形の形を与え、これから砂中どのような変位が生じているかを換算することには使えるが、その逆として砂中にある形の変位を与えたい時の制御板上のセット量を決める場合にはそのまま使えない。これは、試行錯誤により定めなければならない。本実験で制御板上にセットした値およびその時の砂の変形量は第4章で述べる。

土と構造物の相互作用を調べるためには、模型の埋設してない場合の土のひずみ量が必要であり、この量は、模型を埋設してしまうと測定不能となるので、模型を埋設する前に、フレームの動きと、試験槽内土砂の変形量の関係を十分とらえて置くことが、本装置使用上のポイントとなる。

4. 試験地盤と模型

4.1 試験地盤

以下に述べる実験に用いた砂は、愛知県知多半島から産した山砂でこの砂の諸性質は次の通りである。なお、ここに示す性質は、乾燥炉により乾燥したのち試験槽に投入しコンクリート打設用のバイブレーターで十分締固

表4-1 粒度分布

フルイ	No. 1	No. 2	No. 3	平均
4.76	97.91	97.87	96.73	97.50
2.00	85.58	90.82	85.37	87.26
0.84	58.69	71.20	62.04	63.98
0.42	30.57	40.87	32.80	34.75
0.25	15.03	20.73	15.75	17.17
0.105	5.58	7.45	5.52	6.18
0.074	3.83	5.06	3.70	4.20
R	0.00	0.00	0.00	0.00

めを行なった試料についてのものである。

粒度分布は、表4-1および図4-1に示す通りである。単位容積重量は、試験槽に投入した全重量と締固め後の容積より、 $1.63t/m^3$ である。

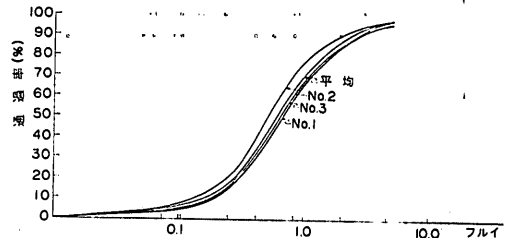


図4-1 粒度分布

試験槽内で標準貫入試験と土研式動的貫入試験を行なった。その位置図を図4-2に示す。標準貫入試験の結果は表4-2の通りであり、平均で約 $N=3$ 程度である。

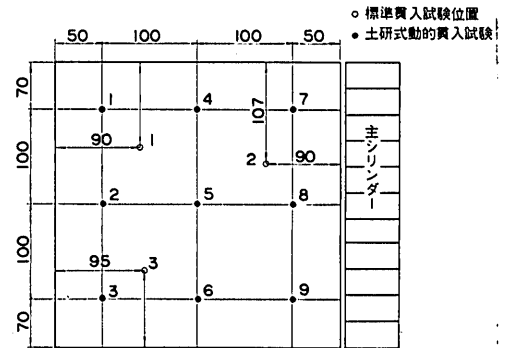


図4-2 貫入試験位置図

また動的貫入試験の結果は、図4-3に示す通りで、相当のばらつきはあるが、深さとともに貫入抵抗が直線的に増加していることがわかる。試験槽の底の近くでは表面の3倍から5倍の貫入抵抗を示している。

歪みゲージ型の加速度計を試験槽の中に図4-4に示すように配置し、砂の表面において板たたきを行なうの

表4-2 標準貫入試験結果

測点①		測点②		測点③	
N	貫入量 cm	N	貫入量 cm	N	貫入量 cm
1	14.6	1	17.0	1	18.0
2	24.0	2	26.0	2	27.0
3	31.0	3	34.0	3	33.0

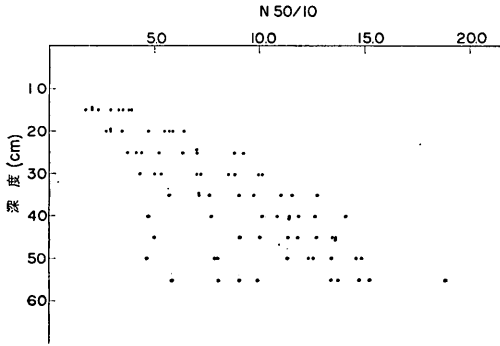
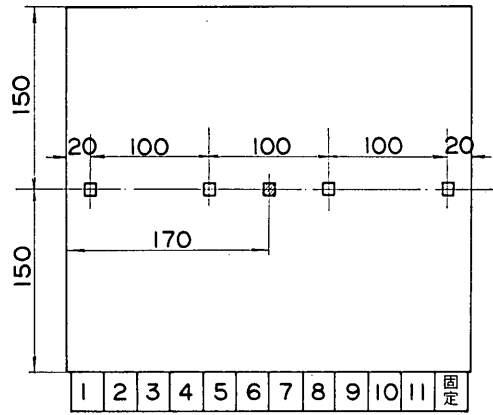


図4-3 貫入試験結果

と、試験槽端面に打撃を与える方法により、砂層のS波とP波の速度を測定することを試みた。S波については、層厚が薄いことと、砂層の周囲が槽壁によって拘束されている影響もあるためあまり明確には走時曲線が

平面図



主シリンダー11本

□ P波測定用
 ■ S波測定用

断面図

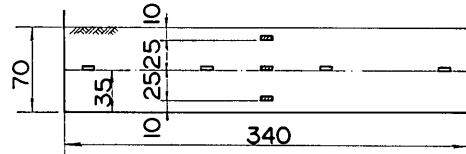
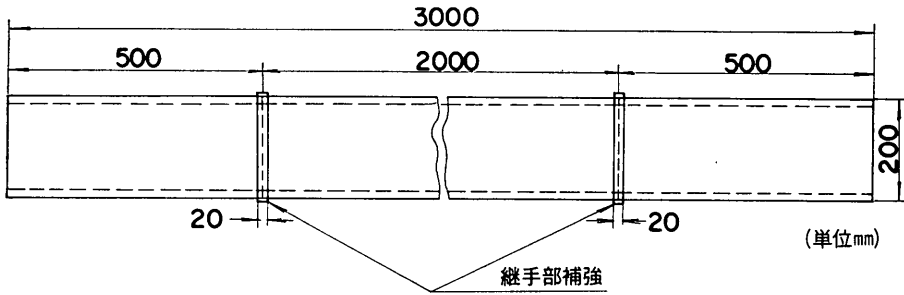
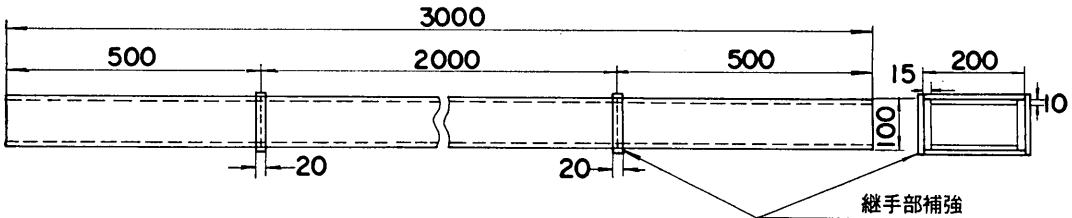


図4-4 加速度計配置図



(単位mm)

継手部補強



(単位mm)

継手部補強

図4-5 地中埋設物模型

沈埋トンネルと地盤の相互作用

得られない。また、 P 波の方は減衰が大きいことと槽壁を伝播する波形が表われるため、これも走時曲線を読み取るのは容易でなかった。しかし、左右反転しながら数回繰返した測定から平均的に得られた値は、 S 波速度 $145\sim 155\text{m/sec}$ 、 P 波 280m/sec 、ポアソン比 $0.28\sim 0.32$ 程度でこれから、砂の弾性係数を求めると、

$$E = V_p^2 \frac{\gamma}{g} \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} = 2(1+\nu)G$$

$$= 930\sim 1,000\text{kg/cm}^2$$

$$G = V_s^2 \gamma / g = 350\sim 400\text{kg/cm}^2$$

程度の値が得られる。

4.2 模 型

模型はアクリル樹脂製(写真4-1)で、巾20cm、高さ10cm、長さが3mである。図4-5に示す通り、側壁が15mm、上下の版が10mmの板を使用して組立てたもの

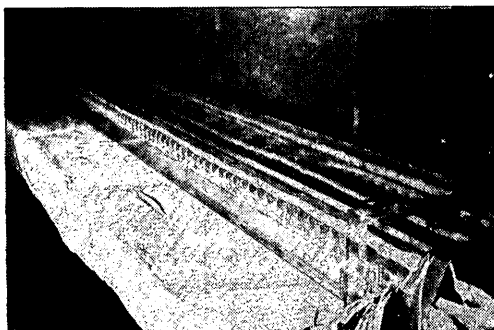


写真4.1 地中埋設物模型

である。この模型の内側に図4-6に示すような配置で測長10mmのひずみゲージを添付した。模型断面の剛性 EI は、模型をスパン280cmで単純支承しその中央に載荷して、はり中央のたわみと各ひずみゲージに発生するひずみから検定した。図4-7に中央点のたわみおよび模型のひずみと荷重の関係を示す。この時の模型の温度は 20°C である。図4-8には、模型のひずみ分布の例を示す。この載荷試験の結果から模型の剛性 EI を逆算してみると、 $EI = 0.838 \times 10^8 \text{kg}\cdot\text{cm}^2$ となる。新面の図形から計算した。新面2次モーメント I は $3,391\text{cm}^4$ であるから材料のヤング率 E は $2.46 \times 10^4 \text{kg/cm}^2$ となる。載荷試験の結果ひずみの検出量がたわみ量から逆算した値より9%程度少なかったため、被測定体の剛性が低いと考え、解析に当たっては補正してある。

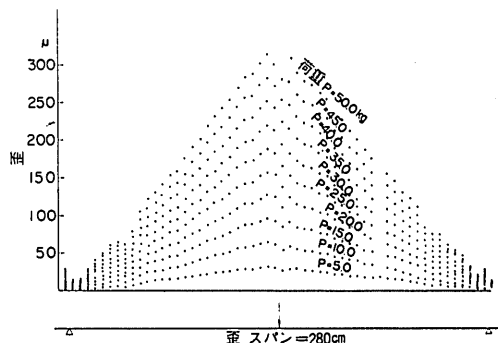


図4-8 模型検定時歪み分布図

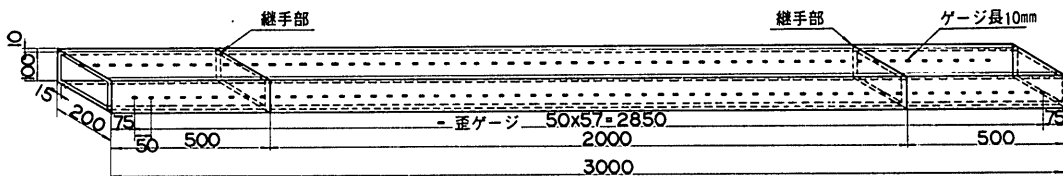


図4-6 歪みゲージ配置図

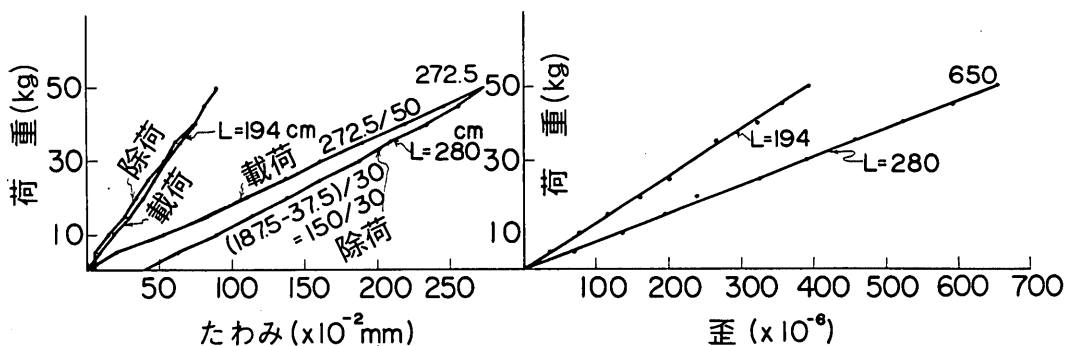


図4-7 中心点のたわみおよび歪み図

5. 実験方法

4.2で述べた形状の模型を使って、試験槽の長手軸に平行に模型を埋設した場合と、これに対して45°の角度で埋設した場合の2種について、4通りの波長、すなわち327×1, 327×2, 327×3および327×4cmの波長を持つ正弦波の変形を試験槽内の地盤に与えて実験した。これは、試験槽の固定フレームを含めた12本の主フレームの間隔(実長327cm)が、正弦波の $2\pi, \frac{3}{2}\pi, \pi$ および $\pi/2$ 分の長さに対応するため、それぞれ $\sin 360^\circ, \sin 270^\circ, \sin 180^\circ$ および $\sin 90^\circ$ と呼ぶことにする。それぞれの変形は押し側、引き側の2種類の方向を持ってい

る。ここで押し側とは、試験槽の可動フレーム側の端が、シリンダーピストンを押し出す方向に動かす場合をいい、引き側はその反対方向である。また、それぞれの波長と押し側、引き側に対して変形の振幅を最大が5mmで0.5mmおきに4~6種の変形々状について実験した。(表5-1参照)

いずれの実験においても、模型は、試験槽底面より50cmの深さに埋め周囲をよく突き固めた。

測定は、図4-6に示す配置の歪みゲージによって模型に生ずるひずみを、主シリンダーが中立状態の場合と、計画した変形を与えた場合の両方で多点デジタル歪み測定器により測定した。なお、模型を試験槽の長手軸に

表5-1 ブースターシリンダー変位設定量(単位 cm)

波 形 振巾(cm)	sin 90°												sin 180°			
	4/20		5/20		6/20		7/20		8/20		9/20		3/20		4/20	
	方向		方向		方向		方向		方向		方向		方向		方向	
シリンダー No.	押	引	押	引	押	引	押	引	押	引	押	引	押	引	押	引
1	+4.3	-4.3	+5.4	-5.4	+6.4	-6.5	+7.5	-7.6	+8.6	-8.6	+9.7	-9.7	-1.5	+2.0	-2.0	+2.4
2	+4.3	-4.3	+5.4	-5.4	+6.5	-6.5	+7.6	-7.6	+8.6	-8.7	+9.7	-9.8	+1.4	-1.0	+1.9	-1.3
3	+4.2	-4.4	+5.3	-5.5	+6.3	-6.6	+7.3	-7.6	+8.4	-8.7	+9.4	-9.8	+1.8	-2.1	+2.5	-2.3
4	+3.9	-4.1	+4.9	-5.1	+5.9	-6.1	+6.9	-7.2	+7.9	-8.2	+8.9	-9.2	+2.7	-2.6	+3.7	-3.4
5	+3.8	-3.8	+4.7	-4.7	+5.6	-5.6	+6.6	-6.6	+7.5	-7.5	+8.4	-8.5	+3.5	-3.2	+4.6	-4.3
6	+3.4	-3.4	+4.3	-4.3	+5.1	-5.1	+6.0	-5.9	+6.8	-6.8	+7.7	-7.6	+3.5	-3.9	+4.7	-5.1
7	+3.1	-3.1	+3.9	-3.9	+4.7	-4.6	+5.5	-5.4	+6.3	-6.2	+7.1	-6.9	+3.8	-3.7	+5.0	-5.0
8	+2.4	-2.5	+3.1	-3.1	+3.6	-3.7	+4.3	-4.3	+4.9	-4.9	+5.5	-5.5	+3.5	-3.7	+4.7	-5.0
9	+1.9	-1.9	+2.4	-2.4	+2.8	-2.8	+3.4	-3.3	+3.8	-3.8	+4.3	-5.5	+2.2	-2.2	+3.0	-2.6
10	+1.5	-1.4	+1.9	-1.8	+2.2	-2.2	+2.6	-2.5	+3.0	-2.9	+3.3	-3.2	+2.5	-2.2	+3.4	-2.9
11	+0.5	-0.5	+0.6	-0.6	+0.7	-0.7	+0.8	-0.9	+0.9	-1.0	+1.0	-1.1	+0.8	-0.4	+1.0	-0.5

表5-1・2

波 形 振巾(cm)	sin 180°								sin 270°							
	5/20		6/20		7/20		8/20		1/20		2/20		3/20		4/20	
	方向		方向		方向		方向		方向		方向		方向		方向	
シリンダー No.	押	引	押	引	押	引	押	引	押	引	押	引	押	引	押	引
1	-2.5	+2.7	-3.0	+3.0	-3.5	+3.3	-4.0	+3.6	+1.1	-1.2	+2.3	-2.3	+3.4	-3.5	+4.6	-4.6
2	+2.4	-1.6	+2.9	-1.9	+3.4	-2.2	+3.9	-2.6	+1.3	-1.1	+2.6	-2.2	+4.0	-3.4	+5.0	-4.6
3	+3.1	-3.5	+3.7	-4.2	+4.3	-4.9	+4.5	-5.6	+1.0	-1.2	+1.9	-2.3	+2.9	-3.5	+3.4	-4.6
4	+4.5	-4.3	+5.5	-5.2	+6.4	-6.0	+7.3	-6.9	-0.5	+0.2	-0.5	+0.4	-0.8	+0.6	-0.8	+0.8
5	+5.7	-5.4	+6.9	-6.5	+8.1	-7.6	+9.2	-8.6	+0.8	-0.3	+1.3	-0.6	+2.0	-0.9	+2.1	-1.2
6	+5.8	-6.4	+7.0	-7.7	+8.3	-9.0	+9.4	-10.2	-1.2	+0.9	-2.5	+1.9	-3.7	+3.0	-4.6	+4.0
7	+6.2	-6.3	+7.5	-7.5	+8.8	-8.8	+10.1	-10.0	-0.7	+0.9	-1.4	+1.7	-2.1	+2.6	-3.8	+3.4
8	+5.8	-6.2	+7.0	-7.4	+8.2	-8.7	+9.4	-9.9	-1.1	+1.8	-3.5	+3.7	-5.2	+5.5	-6.0	+7.4
9	+3.7	-3.3	+4.5	-3.9	+5.2	-4.6	+6.0	-5.2	-1.2	+1.2	-2.4	+2.6	-3.7	+3.9	-5.0	+5.3
10	+4.2	-3.6	+5.0	-4.7	+5.9	-5.5	+6.7	-6.5	-1.0	+1.0	-2.0	+1.9	-2.9	+3.0	-3.8	+4.1
11	+1.3	-0.7	+1.5	-0.8	+1.8	-1.0	+2.0	-1.1	-0.3	+0.6	-0.5	+0.9	-0.8	+1.3	-1.2	+1.7

沈埋トンネルと地盤の相互作用

表5-1・3

シリンダー No.	波形		sin 360°													
	振巾(cm)		5/20		6/20		1/20		2/20		3/20		4/20		5/20	
	方向		押	引	押	引	押	引	押	引	押	引	押	引	押	引
1	+5.8	-5.8	+7.0	-7.0	-1.2	+1.2	-2.3	+2.4	-3.5	+3.5	-4.7	+4.7	-5.8	+5.9		
2	+6.8	-5.7	+8.2	-6.8	+1.0	-1.1	+2.1	-2.4	+3.1	-3.6	+4.1	-4.7	+4.8	-5.8		
3	+4.8	-5.9	+5.7	-7.0	+1.4	-1.3	+3.3	-2.6	+5.2	-3.9	+7.0	-5.2	+10.1	-7.7		
4	-1.3	+1.1	-1.5	+1.3	+1.8	-2.1	+4.0	-4.1	+6.0	-6.2	+8.1	-8.3	+10.4	-10.4		
5	+3.3	-1.5	+4.0	-1.8	+1.1	-1.3	+2.2	-2.5	+3.4	-3.8	+4.7	-5.1	+5.9	-5.6		
6	-6.5	+5.0	-7.8	+5.8	0.0	-0.3	+0.2	-0.7	+0.2	-1.0	+0.3	-1.3	+0.4	-1.6		
7	-3.3	+4.3	-4.2	+5.1	-0.5	+0.3	-0.6	+0.6	-0.8	+0.9	-1.1	+1.2	-1.4	+1.5		
8	-8.8	+9.2	-10.4	+11.0	-1.1	+1.2	-2.1	+2.5	-3.1	+3.7	-4.2	+5.0	-5.4	+6.3		
9	-6.2	+6.7	-7.5	+8.2	-2.1	+1.9	-4.2	+4.0	-6.4	+6.1	-8.6	+8.3	-10.0	+10.4		
10	-5.4	+5.1	-6.5	+6.8	-1.6	+1.8	-3.3	+3.6	-5.2	+5.3	-7.1	+7.3	-9.2	+9.5		
11	-1.3	+2.2	-1.5	+2.3	-0.2	+0.4	-0.6	+0.8	-0.9	+1.1	-1.2	+1.4	-1.6	+1.6		

-は引側を意味 +は押し側を意味

平行に埋設した場合については、模型両側面のゲージを2枚ゲージ法に組んで曲げ歪みだけを検出した。試験槽の軸に対して45°の角度で埋設した場合には、両側のゲージの出力をそれぞれ別々に検出した。その他、試験槽軸に平行に模型を埋設した場合には、模型の長さ方向30cm毎に模型の変位量も測定した。しかしながら、平行方向模型試験の結果から、模型変位より、ひずみの方が測定ならびに解析し易いことがわかったので、45°方向模型の実験では、模型のひずみしか測定しなかった。な

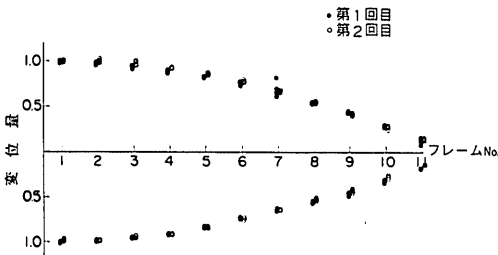


図5-1 地盤変形々状 (sin 90°)

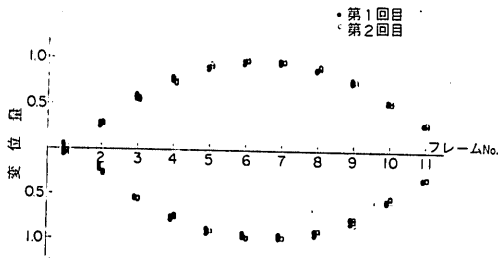


図5-2 地盤変形々状 (sin 180°)

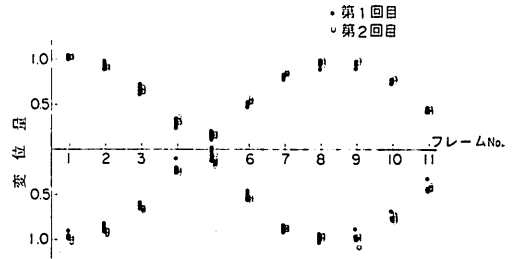


図5-3 地盤変形々状 (sin 270°)

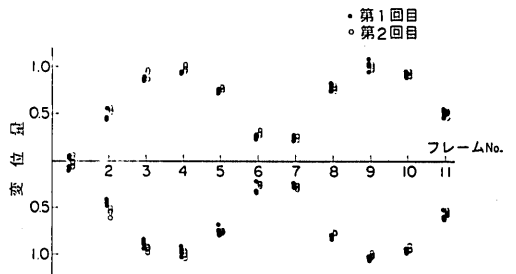


図5-4 地盤変形々状 (sin 360°)

お試験槽主フレームの変位量も合わせて測定しておいた。温度ゲージを用いて温度変化も測定した。

この実験では、模型を埋設する前の試験地盤の変形を正確に設定することが重要である点については、3.3の項にも述べた通りである。今回の実験では、試験槽に与えた4種類の正弦波によって、模型を埋設してない試験地盤に生ずる変形を模型を軸に平行に埋設する前とその実験終了後で45°方向埋設前の2回測定し確認した。図5-1~4にその結果を示す。変形は全て最大値を1に換算

したものである。これをみると、模型の埋設掘り出しなどによっても、試験地盤内の変位はあまり変わらず、プースターシリンダーに与える変位量によって安定していることがわかる。また表5-1にプースターシリンダーに与えた変位量を示す。

6. 実験結果および解析

6.1 軸平行方向模型

図6-1~4に、試験槽に与えられたそれぞれの変形々状別に模型変位量を示す。この量も全て最大値を1に換算したものである。これをみると、模型中央部では、地盤の変形と一致しているが、模型先端では境界の影響によ

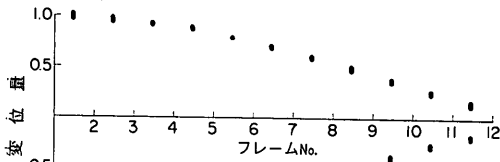


図6-1 模型の変位量 (sin 90°)

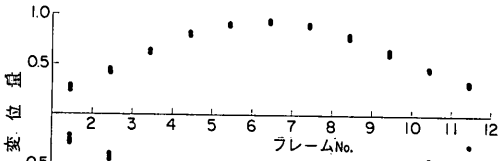


図6-2 模型の変位量 (sin 180°)

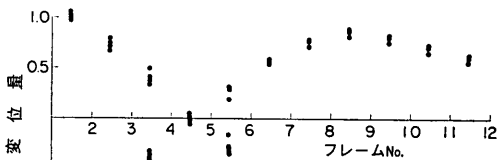


図6-3 模型の変位量 (sin 270°)

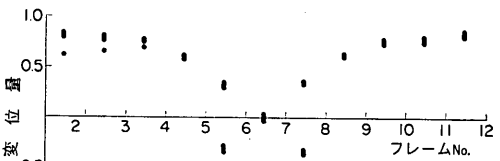


図6-4 模型の変位量 (sin 360°)

って地盤の動きに追随しなくなっていることがわかる。

また、図6-5~6に、sin 90°と sin 180°の押し側について最大変位量を種々変えた場合の模型歪み分布を示す。これをみると、端部の境界においては、曲げひずみは大体0となっている。しかし、特に sin 90°の結果に良く表われているように、せん断力はかならずしも0とはなっていないように思われる。また、最大変位量の増加に対しては、直線的にひずみが増加しているようであり、材料は、非線型領域に入っていないようである。

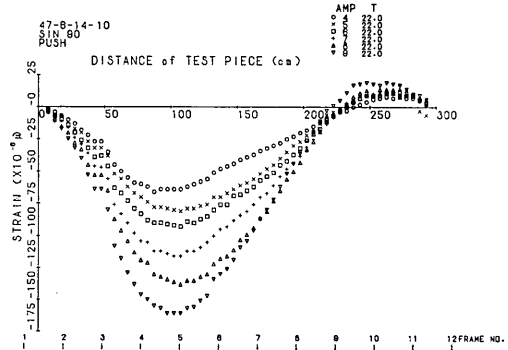


図6-5 平行試験模型歪み分布図 (sin 90° 押し)

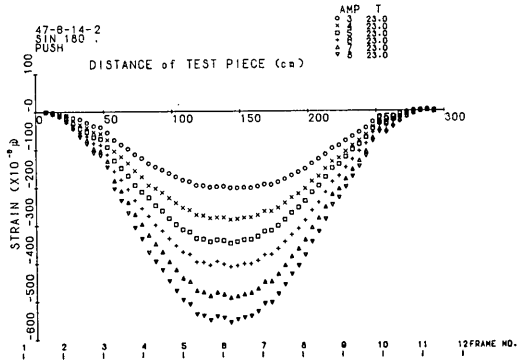


図6-6 平行試験模型歪み分布図 (sin 180° 押し)

上記の事柄を考慮して解析してみる。まず、弾性床上のはりの基本式から出発しよう。模型の曲げ剛性を EI 、模型の変位量を u 、地盤のそれを u_s 、地盤の反力係数を K 、地盤の変形々状を正弦波としその波長を L として、模型軸にそって x -軸をとれば、

$$EI \frac{d^4 u}{dx^4} = (u_s - u) K, \quad u_s = U \sin \frac{2\pi}{L} x \quad 6-1$$

ここで U は、地盤の最大変位量である。

6-1 式の解は、

$$u = \frac{U \sin \frac{2\pi}{L} x}{\frac{EI}{K} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4 + 1} + e^{-\beta x} (A \sin \beta x + B \cos \beta x) + l^{\beta x} l^{-\beta l} (C \sin \beta x + D \cos \beta x) \quad 6-2$$

ここで、 A, B, C, D は境界条件によって決まる定数、 l は模型の長さ、 $\beta = \sqrt{K/4EI}$ である。6-2の第1項は外力に依存する項で、2, 3項は、境界の影響によるものである。境界条件として模型の両端で曲げモーメントが0、およびせん断力がそれぞれ S_0 と S_l すると、 $x=0$ では、

$$\frac{d^2u}{dx^2} = -2A\beta^2 = 0 \quad 6-3$$

$$\frac{d^3u}{dx^3} = 2(A+B)\beta^3 = S_0/EI \quad 6-4$$

また、 $x=l$ では、

$$\frac{d^2u}{dx^2} = u_0''(l) + \beta^2(-2D \sin \beta l + 2C \cos \beta l) = 0 \quad 6-5$$

$$\frac{d^3u}{dx^3} = u_0'''(l) + \beta^3[-2(C+D) \sin \beta l + 2(C-D) \cos \beta l] = S_l/EI \quad 6-6$$

ここで、 $u_0''(l)$ と $u_0'''(l)$ は、6-2式の第1項を x でそれぞれ3回および2回微分し、 $x=l$ と置いたものを意味する。上記6-3~6から $A-D$ の定数を決定し、次式を計算することができる。

$$\frac{d^2u}{dx^2} = u_0''(x) + 2\beta^2 l^{-\beta x} (B \sin \beta x - A \cos \beta x) - 2\beta^2 l^{\beta x} l^{-\beta l} (D \sin \beta x - C \cos \beta x) \quad 6-7$$

これを使って

$$\epsilon(x) = -\frac{B_m}{2} \frac{d^2u}{dx^2} \quad 6-8$$

ここに $\epsilon(x)$ は距離 x において模型に生じている曲げひずみ、 B_m は模型の幅を示す。6-8式から計算したひずみと、測定値を比較しながら K を決定してみる。ただし、実験においては、地盤に与えた正弦波の原点と、模型の端面は一致しておらず、13.5cmのずれがあったので、計算機による演算では、この補正をしている。また、一つの波形について、押し側、引き側および最大変位量の異なる実験結果を全て最大変位量を+0.5cmに基準化して一つのグラフにまとめた。また、端部におけるひずみの測定値の勾配と計算値が一致するように、6-4、6-6式の S_0, S_l を決定した。計算値と測定値の差の2乗が最小になるよう K 値を決定した。

その結果は、表6-1および図6-7~10に示す。表6-1中の誤差とは、誤差の2乗和を個数で割り、その値の最大ひずみの平均に対する値である。図6-7~10の点は測

表6-1 平行試験解析結果

波 形	L (cm)	K (kg/cm ²)	誤差(%)
sin 90°	327	30.8 (37.2)	0.452 (0.264)
sin 180°	654	28.1	0.170
sin 270°	971	17.7	0.274
sin 360°	1308	13.7	0.525

* () 内は押し側だけをとった場合

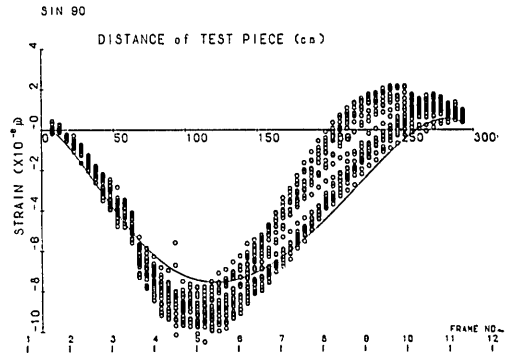


図6-7 平行試験模型歪み解析結果 (sin 90°)

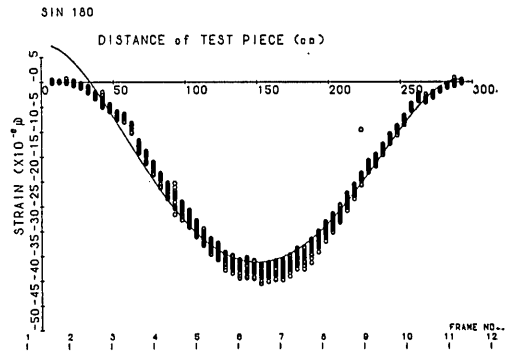


図6-8 平行試験模型歪み解析結果 (sin 180°)

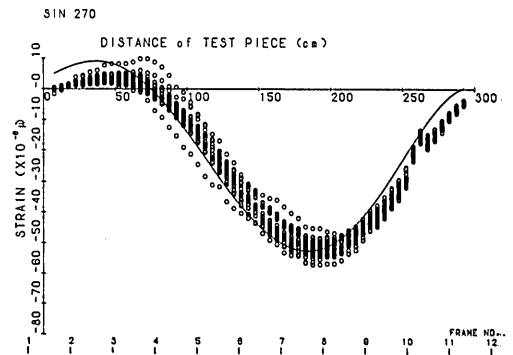


図6-9 平行試験模型歪み解析結果 (sin 270°)

表6-2 各種計算法によるK値

波長	327	654	971	1308
計算法				
F. E. M	934			
地盤反力係数 KB(N=3~10)	6~20 ⁵⁾			
BART 法	1057	—	—	727
文献4)	1000	1000	1000	1000

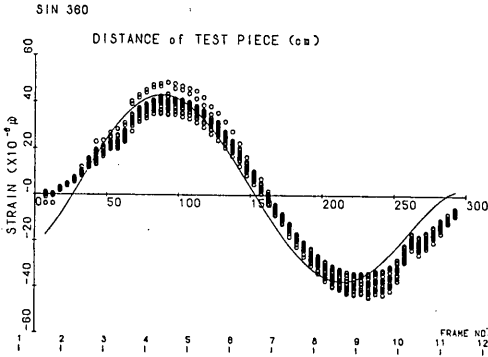


図6-10 平行試験模型歪み解析結果 (sin 360°)

定値, 実線が計算値である。

6.2 平行方向試験解析結果の考察

今まで、沈埋トンネルの設計において用いられている地盤反力係数Kの設定法には、2通りある。スペクトルを用いる設計に使われるBARTの方法¹⁾と電子計算機による応答計算で用いられるFEMを使う方法²⁾である。ここでは、まずこれらの方法によって得られる値と、上記の実験から得られた値を比較してみる。

今回実験に用いた砂の試験槽の状態での剛性率, ポアソン比等は、4.1試験地盤の項で述べた各種試験から図6-11のように推定³⁾する。

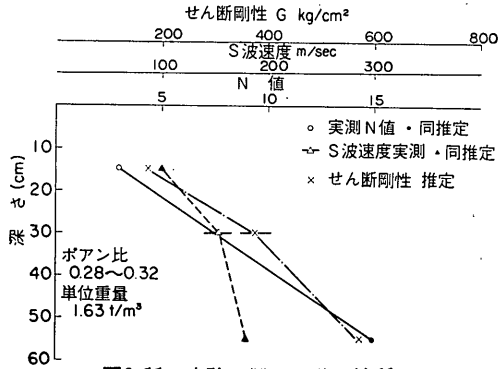


図6-11 実験に用いた砂の性質

図6-12に示すようなモデルについて、FEMによりKを計算すると、 $K=934\text{kg/cm}^2$ が得られる。また、BART方法によると、表6-2のような結果が得られる。また、筆者は、弾性体の均合方程式を解いてK値を求める式を誘導した⁴⁾。その結果だけを示すと次の通りである。

$$K = \frac{\pi r_0}{2} (3+2\nu) G_s k' \quad 6-9$$

ここで、 πr_0 はトンネルの半周で、 ν はポアソン比、 G_s は地盤のせん断剛性、 k' は波長とトンネルの半径によって決まる定数で文献4)に図表を示してある。これらの値を全て、先の表6-2に示してある。ここで注目すべきことは、弾性波の伝播速度を介して地盤のヤング率を求め、これを使って計算したK値は、大体似た値となるが、実験値と比べるとはるかに大きく、約50倍である。そして、杭の横抵抗を計算するとき用いる横方向地盤反力係数を使った推定値と良く一致する。この原因はよくわからないが、その1つとして考えられることは、弾性波の伝播による土のひずみは微小であるのに反し、反力係数を計算しようとするような状態においては、相当のひずみが生じており、土の非線型性が表われていることである。しかしながら、今回の実験の範囲では変位量の大きさによる影響はほとんどひずみの分布に表われていないし、先に報告した、野外模型振動実験⁶⁾では、地盤振動の振幅が数10ミクロン以下の振動に対しても、横方向地盤反力係数を使った解析が実験結果と良く一致して

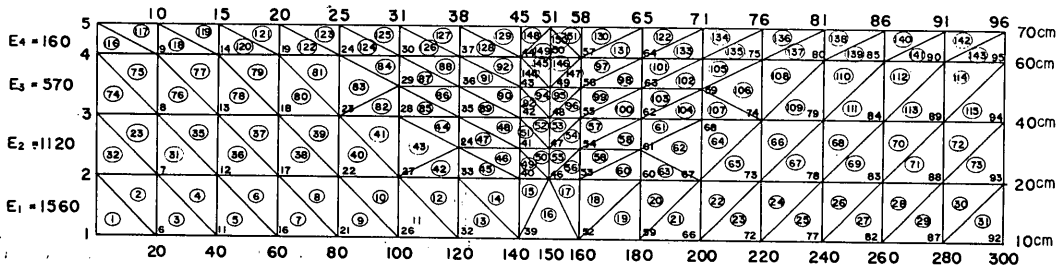


図6-12 K値計算モデル

いた。これらの事を考えると、非線型性だけの問題でないことも考えられ、寸法の効果もあるかもしれないので一概にはいいきれないが、BART, FEM および文献4)の方法等で、弾性波速度から求めた地盤の弾性係数を用いて推定した K 値を使うと、過大な設計となることが考えられる。

6.3 斜め (45°) 方向試験結果と解析

図6-13~14に $\sin 180^\circ$ の押し側の場合の模型A側面, B側面のひずみ分布を示す。これを見ると曲げと同時に軸方向のひずみが発生していることがわかる。曲げひずみについては、前節で論じたのでこの節では、実験結果のA面とB面のひずみを平均することによって軸方向ひずみを算出しこれについて解析を加える。軸ひずみについては端面において0にならないので解析では、境界条件として端面のひずみを取り入れることにする。

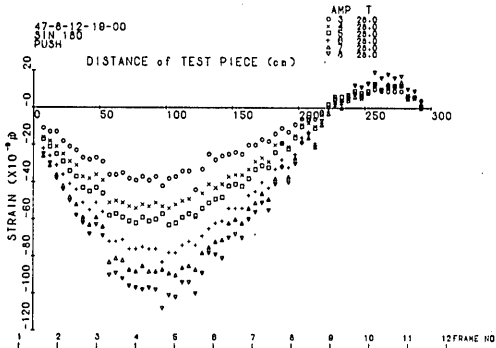


図6-13 斜め試験模型歪み分布 (sin 180° 押しA面)

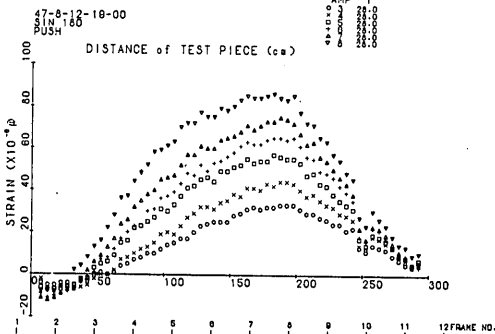


図6-14 斜め試験模型歪み分布 (sin 180° 押しB面)

弾性体(地盤)中にはりがあり、はりとは弾性体とは異なりがないものとして、はりが弾性体から相対変位に比例した力を受けるものとする、

$$A_m E \frac{d^2 u}{dx^2} = -K'(u_s - u) \quad 6-10$$

ここで、 $A_m E$ は、はり(模型)の軸方向剛性、 u は軸方

向変位、 K' は反力係数、 u_s は地盤の変位である。もし、地盤の変形が波長 L で最大変位 U なる正弦波とすると、6-10式の解は、

$$u = Ae^{-\lambda x} + Be^{\lambda x} + U \sin \frac{2\pi}{L} x \quad 6-11$$

ここで、 A と B は境界条件から決まる定数、 l は模型の長さ、 $\lambda = \sqrt{K'/AE}$ である。端面($x=0, l$)で模型に発生しているひずみを ϵ_0, ϵ_l で表わし、6-11式の最後の項を $u_0(x)$ で表わすと境界条件から、

$$\left(\frac{du}{dx}\right)_{x=0} = -\lambda A + \lambda B + u_0'(0) = \epsilon_0 \quad 6-12$$

$$\left(\frac{du}{dx}\right)_{x=l} = -\lambda Ae^{-\lambda l} + \lambda Be^{\lambda l} + u_0'(l) = \epsilon_l \quad 6-13$$

となり、 A および B が決定できる。従って、

$$\epsilon(x) = -\lambda Ae^{-\lambda x} + \lambda Be^{\lambda x} + u_0'(x) \quad 6-14$$

6-14式から理論的なひずみ分布が計算できる。

図6-15~22にそれぞれの波形の押し側, 引き側に理論値との適合の状態を示す。軸ひずみについては、曲げひずみに比べるとばらつきが大きい。この原因は、第1にひずみの絶対量が少ないことと、測定ゲージ数が、 A ,

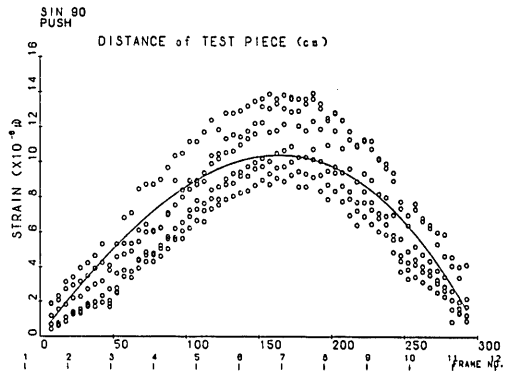


図6-15 斜め試験模型歪み解析結果 (sin 90° 押し)

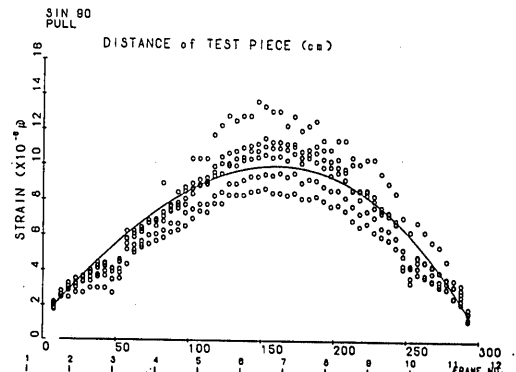


図6-16 斜め試験模型歪み解析結果 (sin 90° 引き)

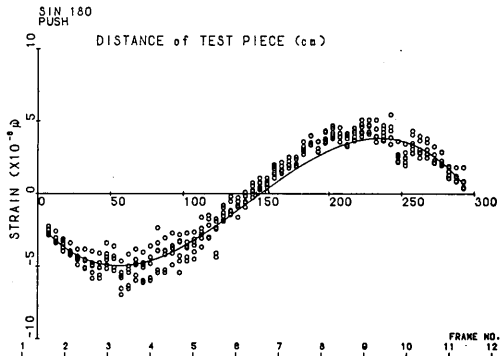


図6-17 斜め試験模型歪み解析結果(sin 180° 押し)

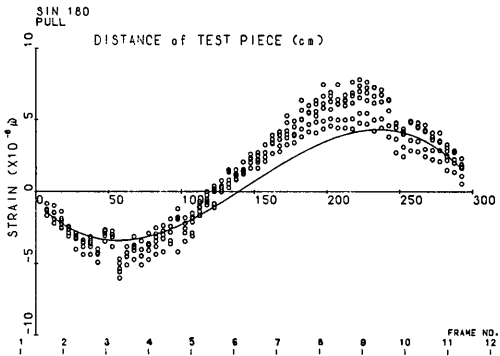


図6-18 斜め試験模型歪み解析結果(sin 180° 引き)

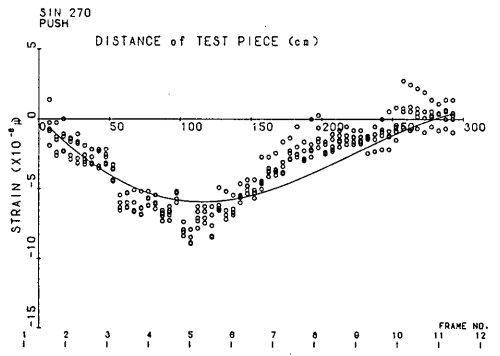


図6-19 斜め試験模型歪み解析結果(sin 270° 押し)

B 両面別々に計測したため、倍になり、計測時間が長くなっている。アクリルにゲージを貼った場合安定性の悪いことがしばしばあり、計測時間の長かったことも一因となっていると思われる。また sin 90° の場合は、地盤の最大変位量が大きくなるほど、地盤の単位変位量あたりのひずみが小さくなる傾向がみられ、何らかの理由によって非線形性が表われている。しかしながら、その他の波形については、最大振幅 0.5cm に基準化してある

図 6-17~22 にそのような原因によるばらつきはみられ

表6-3 斜め試験解析結果

波 形	波長(cm)	K' 値 (kg/cm ²)	誤差(%)	
sin 90°	押し	327	22.6	0.79
	引き	65.4	20.2	0.59
sin 180°	押し	197	23.2	0.69
	引き	1308	20.3	1.18
sin 270°	押し	4.8	5.0	0.92
	引き	4.8	5.6	0.82
sin 360°	押し	4.8	4.8	0.86
	引き	4.8	4.8	0.72

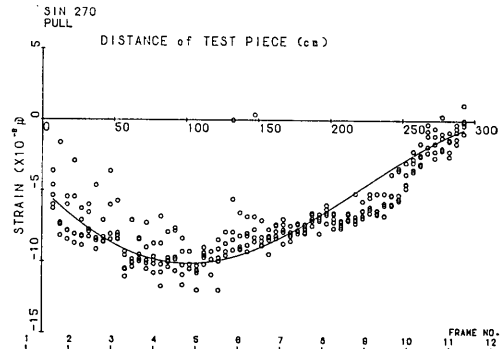


図6-20 斜め試験模型歪み解析結果(sin 270° 引き)

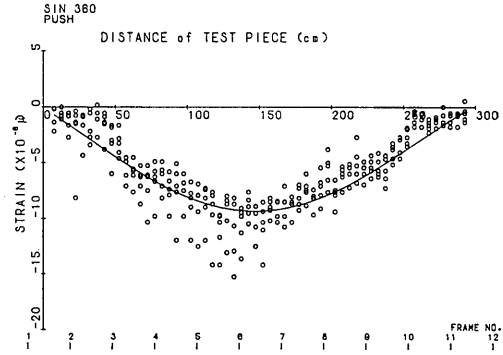


図6-21 斜め試験模型歪み解析結果(sin 360° 押し)

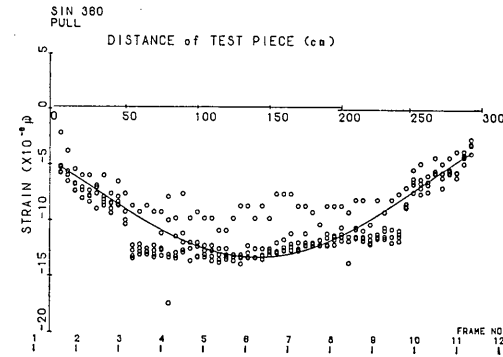


図6-22 斜め試験模型歪み解析結果(sin 360° 引き)

ない。

また、斜め試験の場合は、それぞれの波形について、押し側と引き側と比べてみるとわかる通り、波形の方向によってひずみ分布の形が相当に違う。これは、端部における境界条件が違ってくるためである。

表6-3に解析結果をまとめて示す。表中の誤差とは6.1節で定義したものと同一である。この結果によると、 K' の値は、数 kg/cm^2 から $20\sim 30\text{kg/cm}^2$ までにおよび巾の大きな値となった。

6.4 斜め試験結果の考察

軸方向については、模型の剛性が非常に高くなり、境界の影響が大きなものとなる。例えば、 $K'=20.5\text{kg/cm}^2$ の場合、 $\lambda=0.00327\text{cm}^{-1}$ となり、この逆数として 300cm の範囲には十分影響がおよぶ。ちなみに曲げひずみの場合は、 $\beta=0.0156\text{cm}^{-1}$ ($K=20\text{kg/cm}^2$)で約 65cm の範囲にしか境界の影響がおよばないことを考えると、今回の斜め方向試験の模型は少し剛性が高すぎたようである。これは、一つの模型で曲げ方向と軸方向の試験を行なうにはやむを得ないことである。今後剛性の低い模型を使って実験を続ける考えである。

先に K' が、大きな巾を持った値として得られた点について指摘したが、図6-15~22に示す図を注目すれば、表6-3で小さな K' を与える $\sin 270^\circ$ および $\sin 360^\circ$ の実験では、模型の両端から 50cm の点で、ひずみ分布に大きな不連続面が見られる。特に $\sin 360^\circ$ の押し側の実験では、この不連続面の内側のひずみはほぼ一定値となっている。このことは、模型と地盤の間で迂りが生じ、図4-5に示されているような模型の継手に力が集中したためであろう。しかし、 $\sin 90^\circ$ および 180° の実験ではこのような不連続面は見られず理論値に近いひずみ分布の形をしている。このことを考えると、表6-3の結果のうち、6-10式で表わせる現象は $\sin 90^\circ$ および 180° の実験の方で生じていると考えてさしつかえなからう。そして、軸方向の地盤反力係数としては、 $20\sim 30\text{kg/cm}^2$ 程度の値と考えてよさそうである。

軸方向の地盤反力係数の計算法としては、BARTの計算法¹⁾を地盤反力係数で表わせる形に筆者らが修正したものと、弾性体の釣合式を解いて求めた計算法⁶⁾がある。その他、立体FEMを使った計算法²⁾もあるがこれについてはふれない。上記2通りの計算法に図6-11に示されているような地盤の特性を代入して計算すると、表6-4のようになる。軸方向地盤反力係数についても先の横方向地盤反力の場合と同様、相当低い値となる。文献6)の方法に比べると、 $10\sim 20$ 分の1の値である。この原因も

表6-4 各種計算法による K' 値 (kg/cm^2)

波長(cm)	327	654	971	1308
計算法				
修正 BART	1354	—	—	151
文献 6)	555	415	368	345

やはり、地盤のひずみ量の大きさによるものと考えざるを得ない。

7. 結 論

以上述べて来たことをまとめると次の通りである。

- 1) 地中ひずみシミュレーターは、改良すべき点は幾多あるが、新しく開発したものとしては成功したといえる。地中構造物の地盤との相互作用を調べる上では有力な武器とならう。
- 2) 地盤の変形(正弦波)によって地中埋設管に生ずるひずみは、弾性床上のはりとして説明できる。
- 3) しかしながら、弾性波の伝播速度から得られる地盤の弾性率を使った地盤反力係数は、実験結果よりはるかに大きな値となる。今回の実験では、約50倍であった。
- 4) 地盤の変位方向に対して 45° の角度を持って埋設された模型には、意外に小さなひずみしか発生しなかったが、これは、模型の剛性が高すぎて境界の影響が模型全体におよんだためと、地盤変形の波長が短くなると模型と地盤の間に迂りが生じたためである。
- 5) 理論式をあてはめて K' (軸方向地盤反力係数)を推定してみると、弾性速度から得られた地盤の弾性率を使って理論的に求めた値よりはるかに小さな値となり、約 $10\sim 20$ 分の1程度と推定された。
- 6) 地盤反力係数を求めようとするような状態では、弾性波の伝播と比べると地中のひずみのレベルが非常に大きいため、土の非線型性により、少なくとも10分の1程度ぐらまでは土の弾性率が低下するものと考えられる。
- 7) 杭の横抵抗問題で使う横方向地盤反力係数を使うと実験結果と良く一致した。

8. あとがき

今回新しく開発した、地中ひずみシミュレーターと呼ばれる装置は、大体目標とした性能を持ったものが出来た。始めての実験として正弦波の地盤変形から埋設管が受ける作用について調べた。この実験も模型一種類に

ついでだけであるので十分とはいえない。模型の剛性を変えた実験を続けて行なって行きたい。

また、本装置の性能を生かした実験としては、断層の変位から沈埋トンネルが受ける影響や不等沈下がトンネルにおよぼす影響等の問題が考えられ利用範囲は広いと思われるので、今後、十分に利用できれば試作者として幸甚である。(1972年9月30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, pp. 107~110, 他

- 3) 今井常雄，吉村正義；速度を中心とした地盤の力学的性質，物理探鉱技術協会講演予稿集，昭和46年10月
- 4) 青木義典，丸山浩；沈埋トンネルの耐震設計用スペクトルについて，港研報告 Vol. 11, No. 4 1972. 9 付録C
- 5) 調査設計室報告(第二報) 棧橋ドルフィンの設計法，運輸省港湾局調査設計室，1962年3月，pp. 87
- 6) 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年6月