

沈埋トンネル水平部の野外模型振動実験

運輸省港湾技術研究所 ○青木義典・土田 肇・林 聡

1. まえがき

我園においても沈埋工法による大規模な水底トンネルの建設はめずらしくなくなつて来た。しかしこのような長大な地中構造物の耐震設計法については あまり研究が進められているとはいえない。

本報告は、運輸省第五港湾建設局衣浦港工事々務所で施工している沈埋工法による海底トンネルの耐震設計法の検討のために行なわれた実験の一部についてのものであり、主としてトンネル水平部の振動時の挙動について述べる。約60 の縮尺となるように塩化ビニールパイプを用いてこれを盛土内に埋設し、'S-大砲' と称するS波発生装置を使って模型に振動を与えた。模型に発生する歪と変位振動と地盤の変位振動と同時に測定した。

2. 実験の方法

(1) 盛土 本実験は、愛知県衣浦港中央面埠頭の埋立地内で行った。実験地点の地質はボーリングの結果によると現地盤高が+5.50 m で+3.0 m まで埋立土砂。その下に層厚4.70 m のシルト質粘土、3.90 m の細砂、12.80 m のシルト質粘土があって基盤の砂礫層に達している。この地点に図-1 に示すような高さ1.5 m の盛土を行った。盛土に使用した砂のフルイ分け試験結果は表-1 に示す。この砂を3層に分けて巻き出しブルドーザーによって締め固めた。加振源の基礎になる部分は粒度配合のよいものを用いて特に入念に締めかためた。試験盛土上における深さ25 cm から70 cm における含水比は、6 % 前後、単位体積重量(湿潤)は 1.4 g/cm^3 前後であった。盛土施工直後の載荷試験(JIS A 1215)による地盤係数は、平均 3.88 kg/cm^2 であった。これが振動後には 6.0 kg/cm^2 に上昇している。

フルイ	加振通過率	盛土 振動後
19.1 mm		100 %
9.52		65
4.76	100 %	51.2
2.00	99.55	38.2
.84	95.45	23.1
.42	77.75	9.4
.25	34.25	4.3
.105	9.75	2.0
.074	6.55	1.0
負目	0	0

表-1 砂の粒度

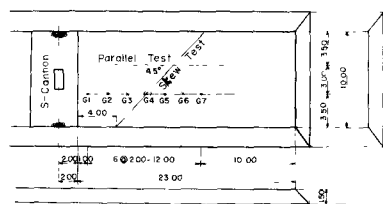


図-1 試験盛土と模型の配置

(2) 模型 模型には塩化ビニールパイプを使用した。その形状寸法は、図-2 に示す通りである。予備実験の結果地盤に発生させる歪みの大きさに限度があってあまり剛性の高い材料を使用すると歪の測定が困難になることがわかったのでヤング率の小さな合成樹脂を使用することとした。模型は外径63 cm のパイプを単管として使った場合とこれを2本平行に接合したメガネ型断面(複管)の場合の2通りを使った。これらの模型は支間5.6 m の単純梁による載荷試験によって剛性(EI)を換定した。その結果、単管の場合 $4.4 \times 10^9 \text{ kg-cm}^2$ 、複管の場合 $7.7 \times 10^9 \text{ kg-cm}^2$ となり、これからヤング率を逆算すると、単管が 2.5×10^9

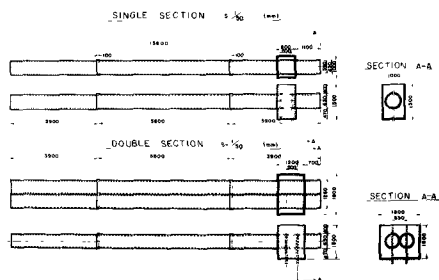


図-2 模型の形状寸法

Kg/cm^2 , 複管で $7.9 \times 10^3 \text{ Kg/cm}^2$ となる。複管の場合の見かけのヤング率が低くなるがこれは合成断面として十分に働かないためと見られるので解析にはこの値をそのまま使用した。模型の一端には同じく塩化ビニール製の箱をとりつけ、このような箱の影響を調べることにした。またその箱の中に2~4本の32mmの鉄筋を打込んで接着剤でかため、杭基礎の影響を調べることを試みた。模型の配置は図-1に示す通り、単断面、複断面それぞれの模型について、盛土軸に平行に配置した平行試験と斜め(45°)に配置した斜め試験の2種類づつである。埋設深さは模型の底面が地表より73cm前後に来るようにして土かぶりを約10cmとした。

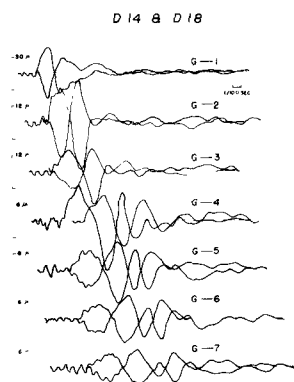


図-3 盛土の振動記録の例

(3) 使用器械 加振源としてはここで用いたS-大砲の他に起振機を用いる方法も考えられるが、予備実験による比較の結果、起振機では高い振動数 α 振動を得ることが難しく波速との関係で大きな模型が必要となるので適当でないことがわかった。S-大砲は、内径230mmの鋼管に補強を行い台に固定したもので、その内に1ヶ約65kgの鉄塊を10ヶつめ、これを一端に固定された薬室の中でダイナマイト75~100grを爆発させておし出すようにしたものである。発砲方向を変えて試験できるように左右対象にしている。大砲々身と鉄塊の台、弾丸を含めて約3tあり、実験ではこの上に約5tの荷重をのせ総重量を約8tとした。できるだけ発砲時の揺りを小さくしエネルギーが地盤に伝わるようにするためである。図-3にS-大砲により発生する盛土の振動の記録を示す。この記録から、発砲方向を変える振動がきれいに反転しS波であることがわかる。波速は主振動で150~160 m/sec である。

地盤と模型内の振動は固有周期2cpsの動線輪型地震計に固有周期30cpsのガルバリメーターをオーバーダンピングの状態に接続してオシログラフに記録した。したがって記録は変位振動である。地盤振動は図-1に示すように7点(斜め実験ではG-3を除く6点)で地表より40cmの深さに埋めこ測定した。模型の振動は、先端の箱の中に加振源側先端より平行実験では5.4mの点と7.4m(S-3)の点で、また斜め実験では6.9mの点で模型の底面に置いて測定した。平行試験では模型軸直角方向の成分だけを、斜め試験では直角と平行の2成分を測定した。模型の歪みは、模型管体の内面測壁にストレーンゲージを軸方向に2枚づつ平行に貼付し、曲げ歪みを測定する場合にはこれらのゲージを4枚ゲージに組み、軸歪みを測定する場合にはこれらのうちの2枚を使って170cpsの固有周期を持つガルバリメーターでオシログラフに記録した。測点の配置は、加振源側の支端より、2.3, 5.9, 6.9, 7.9, 8.9, 10.8, 11.8mの9点である。その他、水平方向地盤反力係数を推定するための単管模型の支端に水平力を加えて、模型に発生する歪みと変位を測定した。実験の順序は、単管平行試験の固定筋有り、固定筋なし、複管平行固定筋あり、固定筋なし、単管斜め、複管斜め試験である。それぞれのケースにつき方向に3回づつ2方向に発砲して記録をとった。静的水平加力試験は単管の平行試験が終了時、模型をそのままの状態にしておいて行った。

3. 実験結果と考察

(1) 平行試験における模型中央部の挙動 図-4~6に単管の場合の地盤と模型内の振動変位および

び模型の歪のパワースペクトル密度関数を図-7~9に地盤と模型の振動変位の振動変位と模型の歪および地盤の振動変位と模型の歪みのパワースペクトル比の平方根を示す。図-4から地盤内に発生している振動は振動数15cpsを中心としたものである。ところが模型内の振動と模型の歪は20cpsの振動数が卓越している。これらのことから推定できるようにスペクトル比の平方根をとってみると図-7に示すように模型は20cpsと35cpsの2点で共振現象がみられる。また図-10~11に複管の場合の地盤と模型の振動変位のスペクトル比の平方根および地盤振動と模型歪みのスペクトル比の平方根を示す。この場合も20cpsと37cpsの2点にピークを持つ。

模型を弾性支承上の梁と考えれば、その運動方程式は

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = K(u - y) \quad (1) \text{式}$$

ここに、EIは模型の曲げ剛性、yは模型軸直角方向、xは平行方向の座標、mは単位長さ当りの質量、Kは単位長さ当りの地盤反力係数、uは地盤の変位=u(t, x)である。この式から振動数は、

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\left(\frac{n\pi}{L}\right)^4 \frac{EI}{m} + \frac{K}{m}} \quad n=1, 2, \dots \quad (2) \text{式}$$

この振動数方程式は梁の長さの関数であるが、地盤を伝播する波の波長に等しいものとし、 $2L=L=U_s/f$ (U_s は波速) および $n=1$ とし、Kには静的水平加力試験から得られた $k=2.0 \text{ kg/cm}^2$ から $K=kD=126 \text{ kg/m}$ を代入して、mには図-12に示すような附加質量をとると図-13に示すような振動数と固有振動数の関係になり図-7および10の2つのピークは説明できる。しかしこの共振現象は本実験のように $\sqrt{K/m}$ に比べて高い強制振動を与えるような特別な場合にのみ生ずると考えられる。実際のトンネルでは附加質量は満天の2乗、地盤反力係数は1乗に比例すると考えられるから、 $\sqrt{K/m}$ は模型の $\sqrt{1/20} \approx 1/4.5$ となる。これは管体の曲げ剛性が奇少することになり固有振動は数サイクル以上にはなるので一般解にはこのような共振現象は起こらないものと考えられる。共振現象がない場合には、管体のまわりの土の変位を調和関数とすれば、次のような式が一般に提案されている。

$$e = \left\{ \frac{BA}{2} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 \left[\frac{EI}{K} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4 + 1 \right] \right\} \sin(2\pi ft - \frac{2\pi}{L} x) \quad (3) \text{式}$$

ここで、Bは管の振動方向の幅、Aは土の変位振幅、eは管体には生ずる曲げ歪み。この式を計算して図-9と11に示してある。この図が理論設管体の歪みを推定するのに式(3)が妥当であることがわかる。

(2) 箱の影響 図-14に振源からの距離に对する地動の最大振幅と模型歪みの最大を1つのグラフにプロットしてみたものを示す。平均的に地動 ($\times 10^6 \text{ m}$) に対し0.2の

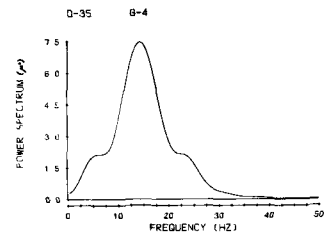


図-4 地盤振動のスペクトル

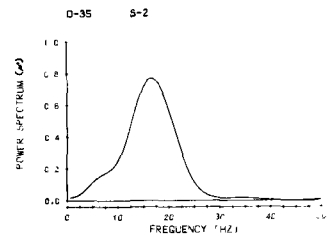


図-5 模型振動のスペクトル

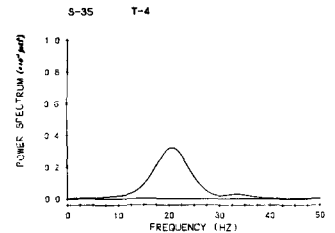


図-6 模型歪みのスペクトル

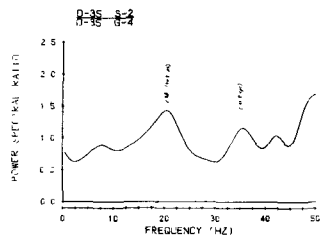


図-7 地盤振動と模型振動

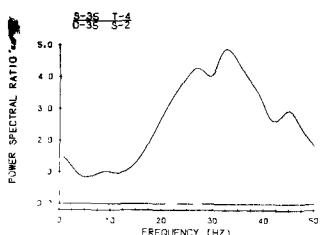


図-8 模型振動と模型歪み

歪み ($\mu\epsilon$) が発生しており特に箱との接離点 (加振源より 5m) で大きな歪みが発生していることはみられない。また、鉄筋による箱の固定は特に発生する歪みに影響を与えていない。

(3) 斜め試験 図-15に斜め試験で得られた軸歪みと曲げ歪みの記録を示す。軸歪みについては共振している様子はみられない。歪みの最大値と地動変位の最大値の比でみると $0.2 \sim 0.32 \mu\epsilon/\mu$ 程度となっていて、共振しなかったと仮定した場合の曲げ歪みに匹敵している。曲げ歪みとの関係も考え合わせて管体の耐震設計上重要な要因である。斜め試験の曲げ歪みは図-15からわかる通りは、より共振している。

(4) まとめ データ-のデジタルス等には時間と率するためまた十分に解析が直んでいないが、本実験から次のようなことがわかった。水埋トンネルのような埋設管体は地震によって共振することはなさそうである。土中に埋設された非常に軽い箱状の構造物も共振現象は顕著でない。管体に斜めに波が入射すると相当な軸力が発生する。

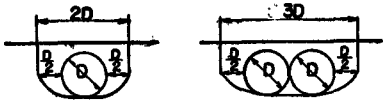


図-12 軸向変位の取り方

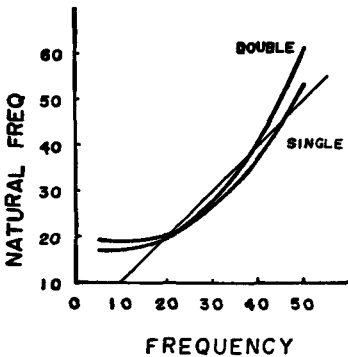


図-13 管体の共振の動数

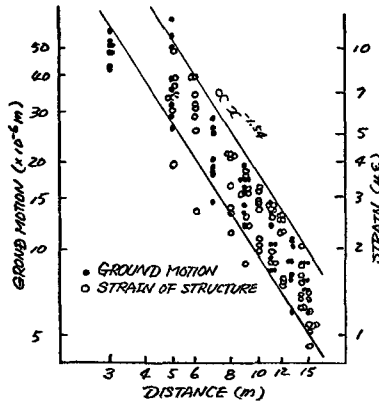


図-14 地動と模型歪みの減衰

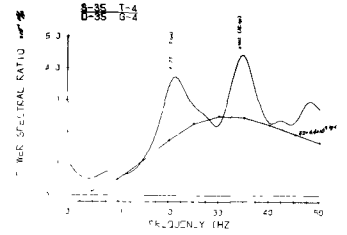


図-9 模型歪みと地盤振動

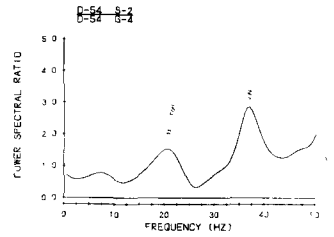


図-10 地盤振動と模型振動

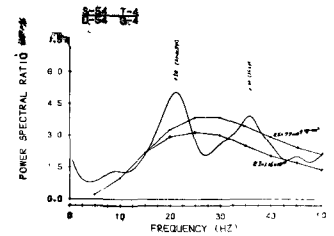


図-11 地盤振動と模型歪み

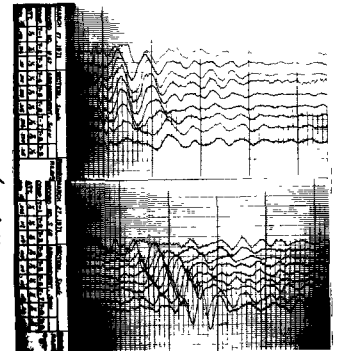


図-15 斜めの試験記録の一例