地中埋設管の耐震性に関する研究

著者	箕輪 親宏
雑誌名	国立防災科学技術センター 研究報告
巻	20
ページ	63-87
発行年	1978-11
URL	http://doi.org/10.24732/nied.00000779

国立防災科学技術センター研究報告　第20号　1978年11月

550.34:699.841:625.78

地中埋設管の耐震性に関する研究

箕輪親宏*
国立防災科学技術センター

Studies on the Aseismic Properties of Underground Pipes

By
Chikahiro Minowa
National Research Center for Disaster Prevention, Japan

Abstract

This paper describes studies on the aseismic properties of underground pipes. The studies consist of the brief considerations on excitations for underground pipes, the interaction springs between grounds and pipes for axial direction, the problem of slip between the surface of the pipe and the soil, and experiments on underground pipes by a large-scale shaking table.

Two kinds of experiments were performed. In the first experiment a linear pipeline of steel was buried in the ground in the vicinity of the shaking table. The test pipeline was excited by the waves which were generated by the shaking table and transmitted through the ground. The behaviors of this pipeline and the ground would not always be similar because of differences in the rigidities between pipe and soil, and in the boundary conditions where the pipeline ends. In this experiment, slight differences were measured between the behaviors of the test pipeline and ground.

In the second experiment, a steel pipeline with a branch pipe was set on the shaking table and one end of the main pile was clamped in the shaking table foundation, the other being in the pit sand. The dynamic strains had values similar to those of static strains for the same displacements. The hysteresis loops, drawn by the restoring force and displacement at the clamped end, had energy absorption. The necessities for second experiment were based on the fact that the slip phenomena are often found on the surface of pipes bents or joints in disasterous earthquakes. The slip values for an infinite length pipeline with a branch pipe were calculated for sinusoidal ground waves.

1. はじめに

地中埋設管の耐震性に関する研究は桜井博士 (1971) を始めとして田村博士 (1975)，および建設省の耐震性に関する総合プロジェクト等で数多くなされている．これらの研究で埋設管の地震観測が行われ，直線管の管軸方向の歪が主に起ることが示された．解析方法としては地盤と管の間にバイリニアーループ型の非線形相互作用ばねを仮定して，地盤について

* 第2研究部耐震実験室

は質点とばねに置換し，マトリックス法で解いている．

宮島（1975）の研究では，バイリニアー型の非線形相互作用ばねを地盤と管表面のすべりに基づくと仮定して解析し，このすべりがあると直線管では管軸方向の歪が小さくなり，設計にとって有利になることが示された．

この報告は地中埋設管の地震挙動について簡単な考察を試みるものである．まず地中埋設管の地震挙動を考える上で最初に問題となる地表面でのみかけの地震波伝播速度について単純な考察をした．また建物の近傍で埋設管の地震被害が数多く報告されているので，地盤と建物の相対変位を，単純な計算と，観測により求めてみた．地震波の埋設管への入力機構を明らかにする目的で，埋設管と地盤を結ぶ管軸方向の相互作用ばねを弾性理論に基づき求めた．大地震時にはこの相互作用ばねを弾性理論で扱うのは問題があるとされているので，バイリニアールーブの相互作用ばねを想定し，このばねを複素ばねで表すことを試みた．次に埋設管路の地震挙動を考えるとき基本となる有限長の直線管，および無限長直線管に枝管のある管路の2ケースについて正弦波動挙動を求めてみた．また一方，振動台周辺地盤振動により生じる地中埋設管の振動も測定した．振動台上の実験では，T型埋設管路の強制変位実験を行い分岐部の集中曲げ歪を測定した．

これらの結果として，みかけの地震波伝播速度が地盤層の傾斜および層厚変化に関係すること，大地震時には建物と地盤の相対変位は2～3 cm とするのが妥当であること，埋設管と地盤の相互作用ばねが管径と入力正弦波動の波長および無次元振動数等の関数として複素数で表されること，有限長直線管の挙動は地動の波長と管長により変化し管長が短いと地盤とほぼ同じ挙動をすること，分岐管があると分岐部に集中曲げ歪が発生するが分岐部の管と地盤の相対変位が判ればほぼ静的解析で済むことなどが分った．

なおこの研究は「地下埋設管の耐震性に関する特別研究」により実施された．

2. 埋設管の耐震性を考えるための地震動

地盤が地震時に，どの点でも同じ振幅で，位相差を持たず振動したとすれば，大きな構造物の付近を除いて，ほとんど埋設管に被害は生じないはずである．構造物のない平坦な地域に埋設された管に被害が生じるのは，地震動が地表面のおのおのの点で相当違っているためである．この地震動の相違を地盤層の成層性，傾斜性によって生じるみかけの伝播速度の観点から考えてみる．管軸方向の歪は初歩的に考えれば粒子速度と位相速度（伝播速度）の比で表されるので，みかけ伝播速度がわかれば，埋設管に生じる歪のオーダーが推定できる．

ここでは図1のように工学的意味での地盤層が基盤に対し傾斜している場合の地表面でのみかけの伝播速度を，地震波の到達時間の差から計算してみた．地震波は基盤底部に地震学的な速度で水平に伝播し，基盤の中を垂直に上昇すると仮定し，このときの地表面でのみかけの伝播速度を求めると次のようになる．

$$V_a = V_2 \frac{\sin\alpha}{\sin\theta(1-\beta\sin(\alpha+\theta)) - \frac{V_2}{V}\sin(\alpha+\theta)\cos\theta} \tag{2.1}$$

ここで V_a は地表面でのみかけの伝播速度，V_1 は基盤の S 波速度，V_2 は地盤層の S 波速度，V は基盤底部での地震波の伝播速度，$\beta = V_2/V_1$，$\cos\alpha = \beta\sin\theta$ である．図1は計算例である．地盤層の速度 V_2 は一般的な地表層の S 波速度 100 m/s を取り，基盤の速度 V_1 は工学的な基盤の S 波速度を想定している．地震波の速度 V は一般的な S 波伝播速度 4,000 m/s を取った．

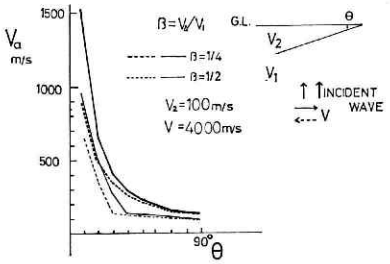


図 1 地盤の傾斜による見かけの伝播速度

Fig. 1 Relation between apparent transmitting velocities and an inclined soil layer

この図からわかるように地盤層の傾斜が急になると，みかけの伝播速度は遅くなる．みかけの伝播方向もやはり，地震波の伝播方向よりもむしろ地盤層の傾斜の向きにより左右される．

次に地盤層の層厚のわずかな違いから生じると考えられる地表面でのみかけの伝播速度について考えてみる．このことは，層厚が変化したとき地盤の伝達関数の位相特性がどのように変化するか調べることに対応する．図2に一般的な2層地盤を仮定し，2層の層厚の変化により振幅特性，位相差がどのように生ずるか調べたものを示す．この図から層厚がわずかに変化しても伝達関数の振幅特性はあまり変化しないが位相差がかなり生じるのがわかる．位相差のピークの位置もやはり振幅特性のピーク位置，すなわち地盤の卓越振動数付近である．地表面の離れた2点でこのような位相差が計算されれば，2点間の距離をもとにしてみかけの伝播速度が計算できる．

このように地盤の傾斜または層厚の違いが，地盤調査によりわかれば埋設管の設計に必要なみかけの伝播速度はある程度推定できる．現在，設計には 300 m/s 程度のみかけの伝播速度を仮定しているが，これは図1から推定するに，20° 以上の地盤層の傾斜を考えていることになる．

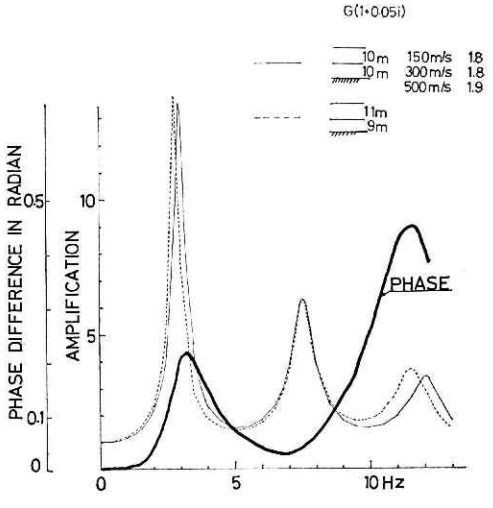


図 2 地盤層厚の違いによる地表面の振幅相違および位相差

Fig. 2 Phase differences and amplification variations caused by thickness changes in the soil layers

3. 建物と建物近傍地盤の地震挙動

地震時に建物近くで埋設管のジョイント

が抜けたり，立上り部が折れたりする被害例が数多くある．これは建物基礎部と地盤で地震挙動に相違が生じ，相対変位が起るためと考えられる．この相対変位を求めるのが建物近傍での埋設管の被害を解明する第一歩と思われるので，この問題を考えてみる．

この問題は地盤と建物の動的相互作用の問題である．埋設管が敷設されているのは，ほとんど，建物が密集した都市部であり，一つの建物と地盤の動的相互作用だけでは解決しない面を含んでいる．だが一つの建物と地盤の動的相互作用から地震時の建物と地盤の相対変位を検討するのが第一歩であるので，この問題を扱う．

ここで単純に建物は剛体と考え，質量で表現出来るとみなし，地盤は水平相互作用ばねを与えるとし，機械基礎などを扱う場合と同じく，単純な1質点振動系で考察してみる．このように質点集中系で扱った場合，建物との相対変位を求める際，地盤側の基点を建物からどれだけ離れた所に取ればよいかが，歪などを考える場合に問題になるが，解析モデルが難しく今後の課題である．

まず，地震波の S 波の立上り部で建物と地盤の相対変位が生じると考え，立上り速度を考慮したステップ応答でこの相対変位を調べてみる．この相対変位は次のように表される．

T：立上り時間

ω_n：建物と地盤の相互作用系の固有円振動数

h：相互作用系の減衰定数

u：建物と地盤の相対変位

$$\left.\begin{aligned} 0<t<T \quad & u=\frac{1}{T}\left(t-\frac{1}{\omega_d}\mathrm{e}^{-h\omega_n t}\sin\omega_d t\right) \\ T<t \quad & u=1+\frac{1}{\omega_d T}\{(\mathrm{e}^{-h\omega_n t}\cos\omega_d T)\mathrm{e}^{-h\omega_n(t-T)} \\ & \sin\omega_d(t-T)-\mathrm{e}^{-h\omega_n T}\sin\omega_d T\cdot\mathrm{e}^{-h\,\omega_n(t-T)}\cos\omega_d(t-T)\end{aligned}\right\} \quad (3.1)$$

ここで $\omega_d=\omega_n\sqrt{1-h^2}$，地盤の立上り変位は単位変位としている．このとき相対変位の最大値を固有振動数 f_n と T の積を変数に取り，減衰定数でどのように変るか表にしたものを表1に示す．減衰定数の値は一般の機械基礎等で用いられている0.2と0.4を採用した．一般の建物でよくあるように f_n を2.5 Hzとし，T を0.1秒とすると地盤立上り変位の5割程度の相対変位が生じることになる．

次にこの単純な一質点相互作用振動系での正弦波に対する定常状態での地盤と建物の相対変位を，振動数を変数に取りプロットしたものを図3に示す．減衰定数は，やはり0.2と0.4を取った．この図からもわかるように地盤の振動数と相互作用系の固有振動数が合った所で，当

表 1　立上り時の相対変位
Table. 1　Relative displacements of step impulses

h ＼ f_0T	0.1	0.25	0.5	1.0	2.5
0.2	0.9328	0.4813	0.2490	0.1125	0.0498
0.4	0.7345	0.3816	0.1908	0.0960	0.0382

然であるが，ピークを示している．この場合，地盤振幅の2.5倍程度の相対変位が生じることになる．だが相互作用系の固有振動数より低い振動数の入力に対しては相対変位の値は地盤変位より小さくなる．

一方，建物が地下に深くもぐっている場合は，地盤表層の増幅効果を受けない波が建物に入力することになり，地表面の震動の方が建物基礎部のそれより大きくなることがある．このことにより地盤と建物に相対変位が生じる．この相対変位を筑波の大型振動台基礎と周辺での地震観測を例に取り検討してみる．この地震観測についてはすでに発表しているので概要は省略する．観測はすべて加速度で記録したので，この相対変位を求めるためには加速度を変位に変換しなければならない．このために加速度を固有振動数0.1 Hz，減衰定数$1/\sqrt{2}$の振動系を通し変位に変換した．計算方法はたたみ込みの式を直接積分することによっている．なおこの積分は積分区間を換えると変位が変ってしまうので，主要動が始る前の初動部から積分を行った．理想的には初動部が始る前から積分するのが望ましい．ここでは振動台基礎と地表の変位を求め，その引算を時間軸について行い相対変位を求めた．地盤の測点は基礎から35 m 程，離れている．方向は，埋設管の管軸方向を想定し，振動台基礎からみてレーレー波方向，この場合 E-W 方向成分を取った．観測された地震の中から三つの地震を選びこの相対変位を求めた．図4, 5, 6にこれらを示す．図7は図6の地震の時の地下40m，10 m の測点の記録を加えた図である．これらの記録では基礎が G.L. 下8 m もぐって

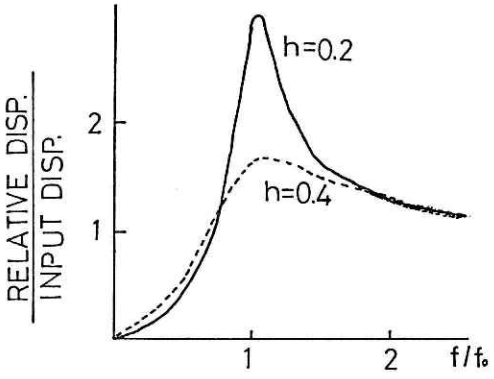


図 3　入力と出力の相対変位
Fig. 3　Relative displacements between a building and ground

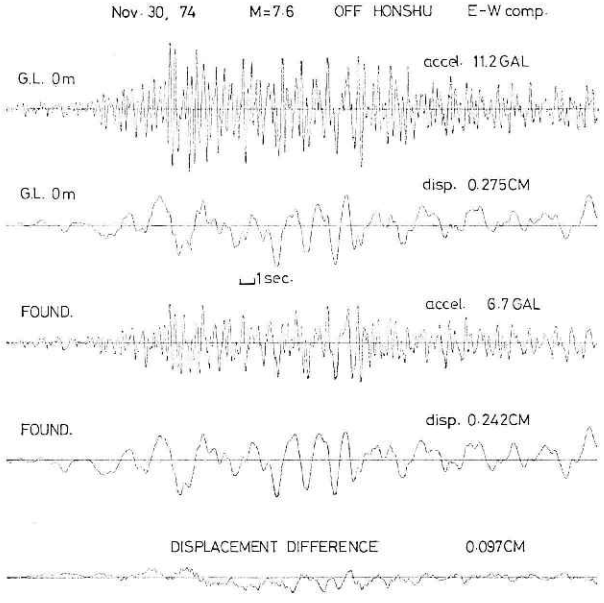


図 4　計算変位と相対変位
Fig. 4　Displacement difference calculated from the acceleration records on Nov. 30, 74

いる影響が現れているため，加速度値は地表面の方が基礎より大きく，2倍程度ある．変位の最大値は加速度ほど違いはない．相対変位は地表変位の1/3程度現れており，表層の卓越振動数と考えられる2 Hzから3 Hzの波がみられる．観測誤差，加速度から変位に変換する計算誤差がある程度，含まれていると考えられるが，地表面加速度が11 GALで相対変位が0.1 cmほどでている地震記録があるため，1968年十勝沖地震の八戸の強震記録が220 GAL程度あったことなどから，大地震では単純に考えると，2～3 cmの相対変位が生じると推定される．

以上の3種の考察から建物と地盤の相対変位は，地盤卓越振動数1 Hz，地動振幅200 GALの地震動を想定し，相互作用系の固有振動数を3 Hzとすれば2～3 cmの値がやはり妥当な数値と考えられる．

このため建物に埋設管を接続する場合は3 cm程度の管軸方向変形が生じても支障がないようにすべきである．

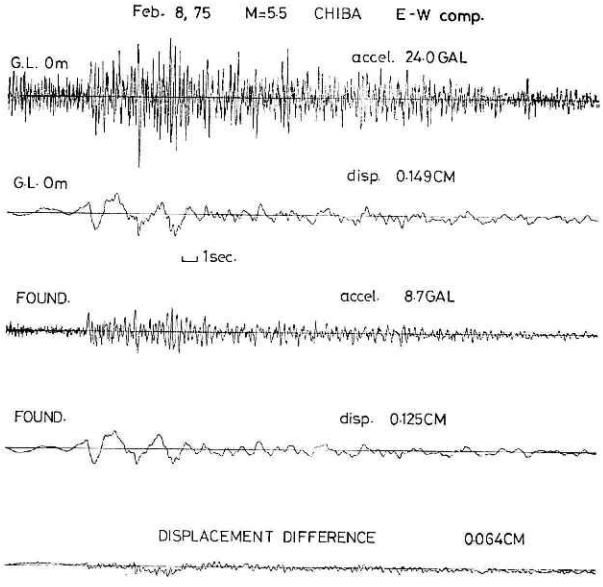


図 5　計算変位と相対変位
Fig. 5　Displacement difference calculated from the acceleration records on Feb. 8, 75

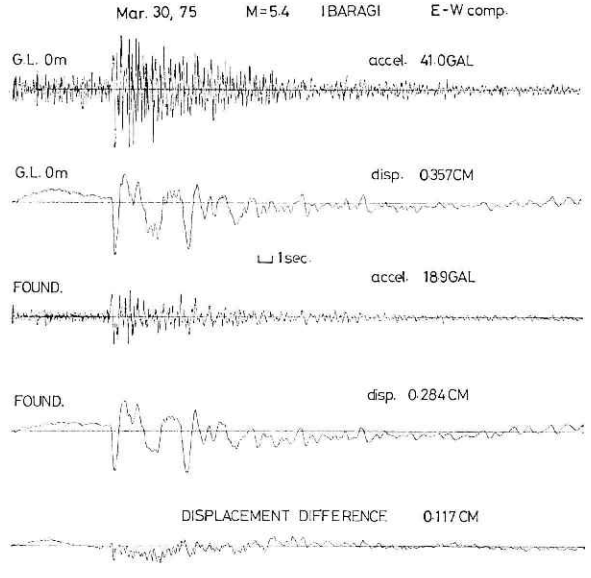


図 6　計算変位と相対変位
Fig. 6　Displacement difference calculated from the acceleration records on Mar. 30, 75

4.　埋設管への地震入力機構

地震力は埋設管へ管軸方向と管軸直角方向から入力する．管軸直角方向からの入力はすでに桜井および宮島により示されているように問題になる曲げ歪を生じないし，また杭の水平

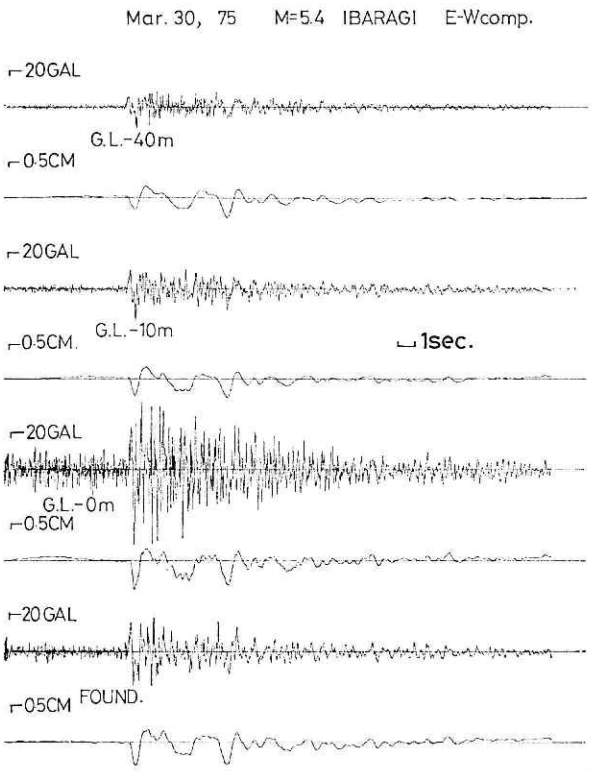


図 7 計算変位と相対変位

Fig. 7 Displacements calculated from the acceleration records on Mar. 30. 75

抵抗の問題と同じく扱えるので，ここでは扱わない．

この地震入力機構の問題はいわゆる地盤と埋設管の動的相互作用の問題である．これは地盤と埋設管を結ぶばね定数を求めることに立脚している．以後，このばねを管軸方向について求めてみる．

埋設管の管軸方向の運動方程式はすでに多くの人によって明らかにされているように2階の偏微分方程式で次のように表される．

$$EA\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+c_0\frac{\partial^3 u}{\partial t\partial x^2}=\rho_0\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}-k_{ga}(u_g-u) \tag{4.1}$$

ここで

u：管の静止の位置からの変位

u_g：地盤の静止の位置からの変位

E：管のヤング率

A：管の断面積

ρ_0：内容物を入れた管の単位長さ質量

c_0：管材の粘性減衰

k_{ga}：地盤と管の動的相互相互作用バネ

x：座標

上式に於いて k_{ga} の設定が問題になるが，k_{ga} は主に地盤の剪断弾性定数 G によって決定されると考えられる．また付着力の小さい砂質地盤と，付着力の大きい粘土質地盤では k_{ga} は当然，違って来ると考えられる．

この k_{ga} を許容剪断抵抗と関連づけて考えてみる．ここで地盤の許容剪断抵抗を τ_s，地盤と管周面の許容剪断抵抗を τ_p とする．この許容剪断抵抗は τ_s，τ_p とも粘着力 c と摩擦力

$\sigma \tan\phi$ の和 $\tau = c + \sigma \tan\phi$ で表される．σ は垂直応力であり，$\tan\phi$ は摩擦係数である．$\tau_p > \tau_s$ であれば，地盤と管周面の付着は保たれ，k_{ga} は地盤の剪断弾性定数の性質だけで決る．$\tau_p < \tau_s$ の場合，$k_{ga}(u_g - u) < \tau_p$ の範囲の相対変位 $(u_g - u)$ では地盤の剪断弾性定数により k_{ga} は定まるが，$k_{ga}(u_g - u)$ が τ_p と等しくなった所で地盤と管周面の付着が切れてしまい，以後，k_{ga} は主に地盤と管周面の動摩擦により決る．粘着力は一担，切れると回復することはないので $k_{ga}(u_g - u) = \tau_p$ の変位になった時から急激に，k_{ga} はみかけ上，減少する．τ_s については資料が数多くあるが，τ_p については管周面と地盤との摩擦係数や粘着性のばらつき，埋設してからの年数による粘着力の変化等が予想されるが，資料がほとんどなく推定の域を出ない．

地盤の剪断弾性定数 G は剪断歪の値が上昇するにつれて減少する．弾性波探査によって求められる G は剪断応力—歪曲線の立上り部での G の値であり，τ_s の状態の G に比べるとはるかに大きい．このため，耐震設計のように大きな剪断歪を対象とするときは，相当小さい G を採用すべきと考えられる．

一方，「地盤と管周面」または「地盤」の動摩擦特性を求める目的の埋設管の強制変位実験が北条等により行われ，相対変位と復元力のループが調べられ，k_{ga} がバイリニアー形のループを描くことが示されている．

そこで，このバイリニアーループを，石丸 (1973) に従い定常な正弦波動が作用すると仮定し，複素ばねで置換することを考えてみる．このループをフーリェ級数に展開し，その第1項だけを取る．するとバイリニアーループを楕円ループに置換えたことになり，k_{ga} は次のように複素数で表される．

$$k_{ga} = k_1(\boldsymbol{C} + \boldsymbol{S}i) \tag{4.2}$$

ただし

$$\left.\begin{aligned} \boldsymbol{C} &= \frac{1}{\pi}(1-\alpha)\left(\theta - \frac{1}{2}\sin 2\theta\right) + \alpha \\ \boldsymbol{S} &= \left| -\frac{1}{\pi}(1-\alpha)\sin^2\theta \right| \\ \theta &= \cos^{-1}\left(1 - \frac{U_e}{U}\right) \end{aligned}\right\} \tag{4.3}$$

記号は図8に示すとうりである．このループは $k_{ga}(u_g - u)$ が τ_p 又は τ_s を越えた場合に対応する．すなわち塑性状態に対応する．

次に弾性状態，すなわち $k_{ga}(u_g - u)$ が τ_p 又は τ_s に達していない場合の k_{ga} を管が無限の地盤に埋っているとして求めてみる．この場合，3次元弾性論を用い，円筒座標で田治見 (1975) の3次元薄層法の式に従い取扱う．

u_r：ラジアル方向の変位（地盤の）

u_x：管軸方向の変位（地盤の）

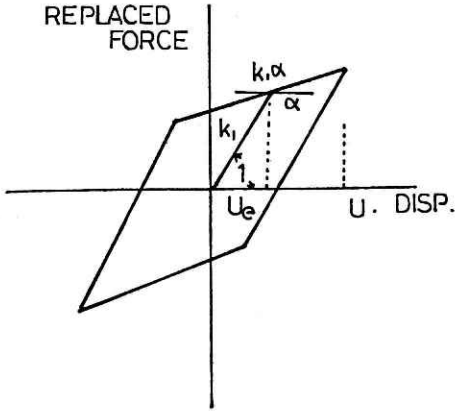


図 8　バイリニアーモデル
Fig. 8　Bi-linear model

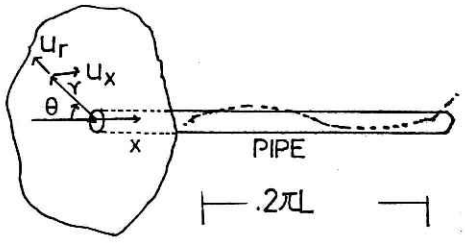


図 9　解析モデル
Fig. 9　Analysis model

この u_r, u_x に対し次のように仮定する．

$$u_r = V_r e^{i\omega t},\quad u_x = V_x e^{i\omega t} \tag{4.4}$$

ここで

$$V_r = U(x)H_1^{(2)}(\alpha r),\quad V_x = W(x)H_0^{(2)}(\alpha r) \tag{4.5}$$

とする．

$H_1^{(2)}(\alpha r)$：1次の第2種ハンケル関数

$H_0^{(2)}(\alpha r)$：0次の第2種ハンケル関数

α は未定定数である．このとき α の満すべき方程式は次の2式である．

$$\left.\begin{aligned} &\alpha^2(\lambda+2G)U(x) - G\frac{d^2U(x)}{dx^2} + \alpha\frac{dW(x)}{dx} - \rho\omega^2 U(x) = 0 \\ &-\alpha(\lambda+G)\frac{dU(x)}{dx} + \alpha^2 G W(x) - (\lambda+2G)\frac{d^2W(x)}{dx^2} - \rho\omega^2 W(x) = 0 \end{aligned}\right\} \tag{4.6}$$

ここで

ρ：単位体積質量（地盤の）

G, λ：地盤のラメ定数（G は剪断弾性定数）

$U(x)$ と $w(x)$ を次のように仮定する．L は波長を 2π で割ったものである．i は虚数単位である．

$$U(x) = U_0 e^{-i\frac{x}{L}},\quad W(x) = W_0 e^{-i\frac{x}{L}} \tag{4.7}$$

すると上の2式は次のようになる．

$$\begin{pmatrix} \alpha^2(\lambda+2G) + \dfrac{G}{L^2} - \rho\omega^2, & -\alpha(\lambda+G)\dfrac{i}{L} \\ \alpha(\lambda+G)\dfrac{i}{L}, & \alpha^2 G + (\lambda+2G)\dfrac{1}{L^2} - \rho\omega^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} U_0 \\ W_0 \end{pmatrix} = 0 \tag{4.8}$$

U_0 と W_0 が0でないためにはマトリックスが0であることが必要である．よって

$$\left.\begin{aligned} s_1&=\mathrm{G}(\lambda+2\mathrm{G}),\quad s_2=\frac{2\mathrm{G}(\lambda+2\mathrm{G})}{\mathrm{L}^2}-\rho\omega^2(\lambda+2\mathrm{G})\\ s_3&=\left(\frac{\mathrm{G}}{\mathrm{L}^2}-\rho\omega^2\right)\left((\lambda+2\mathrm{G})\frac{1}{\mathrm{L}^2}-\rho\omega^2\right)\end{aligned}\right\}\quad(4.9)$$

として次の4次方程式を得る．

$$s_1\alpha^4+s_2\alpha^2+s_3=0 \tag{4.10}$$

この式より

$$\alpha=\pm\sqrt{\frac{-s_2\pm\sqrt{s_2{}^2-4s_1s_3}}{2s_1}} \tag{4.11}$$

以上のように4個の α が得られる．この内 $\mathrm{r}\to\infty$ で $\mathrm{H}_0{}^{(2)}(\alpha r)$ が収束する α を採用する．この収束条件は $Im(\alpha)<0$ である．この条件をみたす α は2個あり，この α_1，α_2 に対し次のモードが得られる．

$$\left.\begin{aligned}\alpha_1{}^T&=(m_1,\ 1)=\left(\frac{\alpha_1{}^2(\lambda+2\mathrm{G})+\dfrac{\mathrm{G}}{\mathrm{L}^2}-\rho\omega^2}{\alpha_1(\lambda+\mathrm{G})\dfrac{i}{\mathrm{L}}},\ 1\right)\\ \alpha_2{}^T&=(m_2,\ 1)=\left(\frac{\alpha_2{}^2(\lambda+2\mathrm{G})+\dfrac{\mathrm{G}}{\mathrm{L}^2}-\rho\omega^2}{\alpha_2(\lambda+\mathrm{G})\dfrac{i}{\mathrm{L}}},\ 1\right)\end{aligned}\right\}\quad(4.12)$$

すると

$$\begin{pmatrix}V_r\\V_x\end{pmatrix}=\begin{bmatrix}\mathrm{H}_1{}^{(2)}(\alpha_1 r),&0\\0,&\mathrm{H}_0{}^{(2)}(\alpha_1 r)\end{bmatrix}\alpha_1 q_1\,\mathrm{e}^{-i\frac{x}{\mathrm{L}}}+\begin{bmatrix}\mathrm{H}_1{}^{(2)}(\alpha_2 r),&0\\0,&\mathrm{H}_0{}^{(2)}(\alpha_2 r)\end{bmatrix}\alpha_2 q_2\,\mathrm{e}^{-i\frac{x}{\mathrm{L}}} \tag{4.13}$$

q_1，q_2 は基準座標である．

管周面に生じる管軸方向応力 σ_{xr} は次のようになる．

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{xr}&=\mathrm{G}\left(\frac{\partial V_r}{\partial x}+\frac{\partial V_x}{\partial r}\right)\\ \sigma_{xr}&=\mathrm{G}\left(-\left(\frac{i}{\mathrm{L}}m_1+\alpha_1\right)\mathrm{H}_1{}^{(2)}(\alpha_1 r_0)q_1-\left(\frac{i}{\mathrm{L}}m_2+\alpha_2\right)\mathrm{H}_1{}^{(2)}(\alpha_2 r_0)q_2\right)\mathrm{e}^{-i\frac{x}{\mathrm{L}}}\end{aligned}\right\}\quad(4.14)$$

r_0 は管の半径である．管周面全体に加わる管軸方向力 F_x は，$F_x=2\pi r_0\sigma_{xr}$ であるので，管周面での x 方向変位 u_x で F_x を割った，F_x/u_x が埋設管に対する地盤のばね定数である．管周面での V_x は次のようになる．

$$V_x|_{r=r_0}=(\mathrm{H}_0{}^{(2)}(\alpha_1 r_0)q_1+\mathrm{H}_0{}^{(2)}(\alpha_2 r_0)q_2)\mathrm{e}^{-i\frac{x}{\mathrm{L}}} \tag{4.15}$$

管周面でのラジアル方向の変位 V_r を0と仮定すると，

$$(\mathrm{H}_1{}^{(2)}(\alpha_1 r_0)m_1 q_1+\mathrm{H}_1{}^{(2)}(\alpha_2 r_0)m_2 q_2)\mathrm{e}^{-i\frac{x}{\mathrm{L}}}=0 \tag{4.16}$$

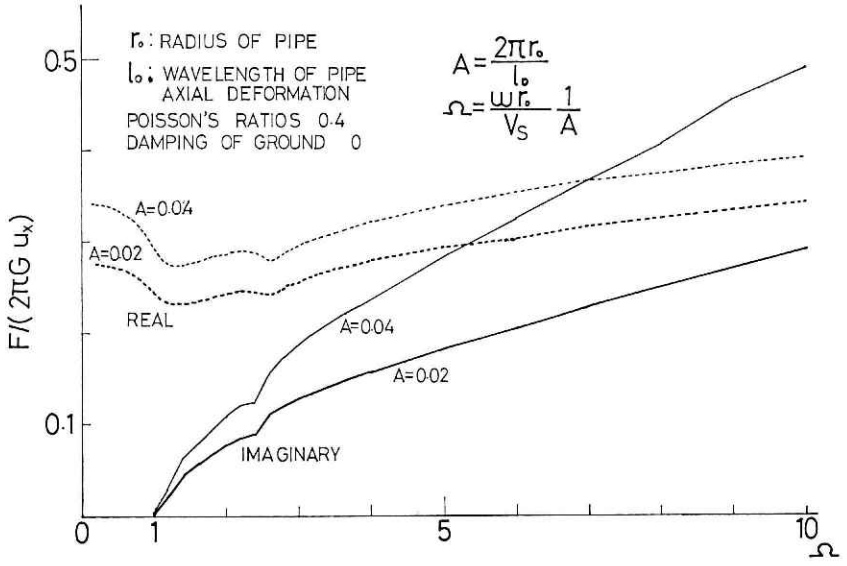


図 10 地盤と管の軸方向ばね定数
Fig. 10 Interaction spring between the pipe and the soil

従って

$$q_2=-\frac{\mathrm{H}_1^{(2)}(\alpha_1 r_0)m_1}{\mathrm{H}_1^{(2)}(\alpha_2 r_0)m_2}q_1 \tag{4.17}$$

となる.

ここで

$$p=-\frac{\mathrm{H}_1^{(2)}(\alpha_1 r_0)m_1}{\mathrm{H}_1^{(2)}(\alpha_2 r_0)m_2} \tag{4.18}$$

で表す.

よって r_0 での σ_{xr}, V_x は次のようになる.

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{xr}&=-\mathrm{G}q_1\mathrm{e}^{-i\frac{x}{\mathrm{L}}}\left(\left(\frac{im_1}{\mathrm{L}}+\alpha_1\right)\mathrm{H}_1^{(2)}(\alpha_1 r_0)+p\left(\frac{im_2}{\mathrm{L}}+\alpha_2\right)\mathrm{H}_1^{(2)}(\alpha_2 r_0)\right)\\ V_x&=q_1\mathrm{e}^{-i\frac{x}{\mathrm{L}}}(\mathrm{H}_0^{(2)}(\alpha_1 r_0)+p\mathrm{H}_0^{(2)}(\alpha_2 r_0))\end{aligned}\right\} \tag{4.19}$$

よって埋設管に対する地盤のばね定数 k_{ga} は次のようになる.

$$\frac{F}{u_x}=-2\pi\mathrm{G}\frac{\left(\frac{im_1 r_0}{\mathrm{L}}+r_0\alpha_1\right)\mathrm{H}_1^{(2)}(\alpha_1 r_0)+p\left(\frac{im_2 r_0}{\mathrm{L}}+r_0\alpha_2\right)\mathrm{H}_1^{(2)}(\alpha_2 r_0)}{\mathrm{H}_0^{(2)}(\alpha_1 r_0)+p\mathrm{H}_0^{(2)}(\alpha_2 r_0)} \tag{4.20}$$

α_1, α_2 は L で割られた次元を持っているので, 無次元数 β_1, β_2 を取入れて $\alpha_1=\beta_1/\mathrm{L}$, $\alpha_2=\beta_2/\mathrm{L}$ と表し, $A=r_0/\mathrm{L}$ とすると上式は次のようになる.

$$\frac{F}{u_x}=-2\pi A\mathrm{G}\frac{(m_1 i+\beta_1)\mathrm{H}_1^{(2)}(\beta_1 A)+p(m_2 i+\beta_2)\mathrm{H}_1^{(2)}(\beta_2 A)}{\mathrm{H}_0^{(2)}(\beta_1 A)+p\mathrm{H}_0^{(2)}(\beta_2 A)} \tag{4.21}$$

図 10 はこの計算例である. 波長 40 m で管半径 15 cm を想定すれば $A=0.02$ 程度にな

る．また振動数2 Hz，V_s=100 m/s とすれば Ω は5程度になり，虚数部が実数部の半分以上になっている．G=200 kg/cm² とすればこのとき k_{ga}≒(380+250 i)kg/cm² 程度になり，地盤係数法で地盤係数を4 kg/cm³ と仮定して，管周長を乗じて得られる k_{ga}≒360 kg/cm² と近いオーダーである．

以上のように埋設管と地盤をむすぶばねは，弾性状態にしろ，塑性状態にしろ，複素ばねで表すことができ，速度に比例した入力がかなり存在することが予想される．

5. 有限長埋設管の正弦波動挙動

本来，無限長の埋設管路はなく，なんなりの構造物間を結ぶもので，有限長である．この意味からも，一般埋設管路の正弦波動挙動を推測する手がかりとして，有限長の直線埋設管の正弦波動挙動を調べるのは，管長と波長の関連を明確にする上でも意味のあることと考える．

ここでも，前項同様，管軸方向成分だけについて考える．運動方程式は前にも示したように次式で表される．

$$EA\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}+c_0\frac{\partial^3 u}{\partial t\partial x^2}=\rho_0\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}-k_{ga}(u_g-u) \tag{5.1}$$

この式を，u_g が定常正弦波動 $U_0e^{i\omega(t-x/V)}$ であるとして，両端自由の境界条件のもとに解くと変位は次のように表される．

$$u(x,t)=\frac{k_{ga}U_0e^{i\omega t}}{(EA+ic_0\omega)\frac{\omega^2}{V^2}+k_{ga}-\rho\omega^2}\left(e^{-i\frac{\omega x}{V}}+\frac{\omega\sin\frac{\omega l}{V}\cosh\lambda_a l}{V\lambda_a\sinh\lambda_a l}\right.$$
$$\left.+i\frac{\omega\cos\frac{\omega l}{V}\sinh\lambda_a x}{V\lambda_a\cosh\lambda_a l}\right) \tag{5.2}$$

ここで

$$\lambda_a^2=\frac{k_{ga}-\rho_0\omega^2}{EA+ic_0\omega},\quad u_g=U_0e^{i\omega(t-x/V)} \tag{5.3}$$

V は地動のみかけの伝播速度であり，2l が管長である．

一方　前式を固有値問題として扱うと，解 u は次のように書ける．

$$u(x,t)=\sum_{n=0}^{\infty}(\beta_n\phi_n(x)q_n(t)) \tag{5.4}$$

ここで β_n は n 次の刺激係数であり，$\phi_n(x)$ は n 次の固有関数であり，$q_n(t)$ は n 次の規準座標である．

V_p を管を伝播する縦波の速度とし，k_s を地盤と管の変位ばね定数，c_d を地盤と管の粘性定数とすると，n 次の固有振動数 f_n，減衰定数 h_n は次のようになる．

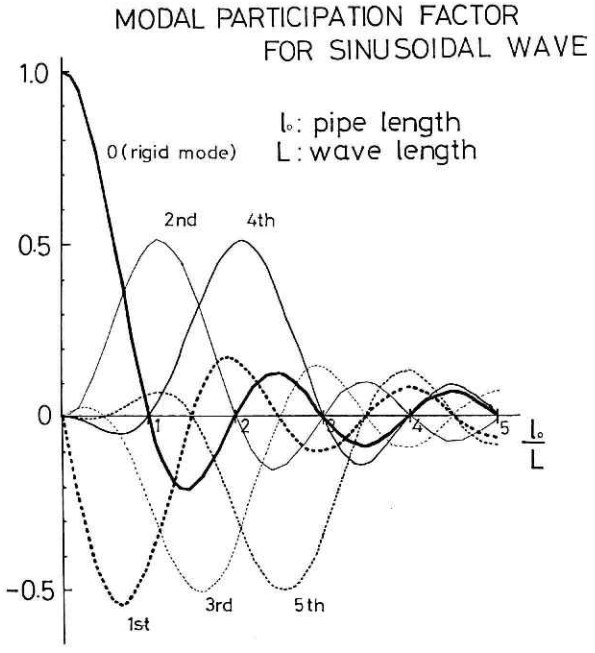


図 11 管長と波長による刺激係数の変化
Fig. 11 Participation factors of a finite length pipe

$$\left.\begin{aligned} f_n^2 &= \left(\frac{V_p^2}{4\pi^2}\right)\left(\frac{n^2\pi^2}{4l^2\rho_0}+\frac{k_s}{EA}\right) \\ h_n^2 &= \left(\frac{1}{4\pi^2 f_n^2}\right)\left(\frac{n^2\pi c_0}{4l^2\rho_0}+\frac{c_d}{\rho_0}\right) \end{aligned}\right\} \quad (5.5)$$

固有関数は次のように表される．

$$\phi_n(x)=\{1+(-1)^n\}\cos\frac{n\pi}{2l}x+i\{1-(-1)^n\}\sin\frac{n\pi}{2l}x \quad (5.6)$$

正弦地動 $u_g=e^{i\omega(t-x/V)}$ を仮定して β_n を求める．ここで地動の波長を L，管長を l_0 で表す．

$$\beta_n=\frac{1}{2}\left(\frac{\sin\pi\left(\frac{n}{2}+\frac{l_0}{L}\right)}{\pi\left(\frac{n}{2}+\frac{l_0}{L}\right)}+(-1)^n\frac{\sin\pi\left(\frac{n}{2}-\frac{l_0}{L}\right)}{\pi\left(\frac{n}{2}-\frac{l_0}{L}\right)}\right) \quad (5.7)$$

図 11 はこの式を計算したものであり，横軸には管長を波長で割った値を取っており，各次の刺激係数がこの比率によってどのように変化するか示したものである．0 次のモードはいわゆる剛体モードであり，管に応力を生じさせない．管長が短いとほとんどこの 0 次のモードで振動する．すなわち管長が短いと地盤と同じ挙動をすることになる．管長が長くなると高次のモードが含まれる割合が高くなり，地盤とは異なった挙動を管は示すようになる．なお 0 次の刺激関数は建物に対する有効入力式と言う形で，山原 (1970) が別の方法により導いている．

6. 枝管を有する埋設管路の正弦波動挙動

埋設管の地震被害で，曲り部とか分岐部が折れた被害例は数多い．これらの被害は節点に集中する曲げ応力によると考えられる．この曲げ応力を調べる第一歩として，無限長直線管に枝管（分岐管とも言う）がある場合の正弦波動に対する管路の挙動を解析してみた．

曲げに対する方程式は次のようになる．

$$\mathrm{EI}\frac{\partial^4 v}{\partial x^4}+\mathrm{c}_b\frac{\partial^5 v}{\partial t\partial x^4}=-\rho_0\frac{\partial^2 v}{\partial t^2}+\mathrm{k}_{gb}(v_g-v) \tag{6.1}$$

ここでIは管の断面2次モーメント，c_b は管の粘性減衰，k_{gb} は管と地盤の曲げ変形に対するばね定数である．v は管軸方向に対して直角方向の管変位，v_g は同方向の地盤変位である．

幹管，枝管とも無限長のT型埋設管を想定し，分岐点での各種力の均合，変形の連続条件のもとに，軸力と曲げの運動方程式を解く．幹管に平行して縦波が伝るとして分岐点での幹管方向の管の変位を求めると次のようになる．

$$\frac{U_j}{U_0}=\frac{\lambda_b^3\mathrm{I}_b(1+\delta)\mathrm{k}_{bb}}{(\lambda_m\mathrm{A}_m+\lambda_b^3\mathrm{I}_b(1+\delta))(\mathrm{k}_{bb}-\rho_b\omega^2)}+\frac{\mathrm{k}_{ga}\mathrm{A}_m\lambda_m}{(\lambda_m\mathrm{A}_m+\lambda_b^3\mathrm{I}_b(1+\delta))((\mathrm{EA}_m+i\mathrm{c}_m\omega)\frac{\omega^2}{\mathrm{V}^2}+\mathrm{k}_{ga}-\rho_m\omega^2)} \tag{6.2}$$

ここでは，

$$\left.\begin{aligned} 4\lambda_b^4&=\frac{\mathrm{k}_{bb}-\rho_b\omega^2}{\mathrm{EI}_m+i\mathrm{c}_{bb}\omega}, \qquad 4\lambda_{bn}^4=\frac{\mathrm{k}_{bm}-\rho_m\omega^2}{\mathrm{EI}_m+i\mathrm{c}_{bm}\omega}\\ \delta&=\frac{2\lambda_{bo}^2\mathrm{I}_m}{2\lambda_{bo}^2\mathrm{I}_m+\lambda_b^2\mathrm{I}_b}, \qquad \lambda_m^2=\frac{\mathrm{k}_{ga}-\rho_m\omega^2}{\mathrm{EA}_m+i\mathrm{c}_m\omega}\end{aligned}\right\} \tag{6.3}$$

記号は次の意味である．

U_j：分岐点の幹管方向の変位

U_0：地動の幹管方向の変位

V：地盤の幹管方向のみかけの伝播速度

I_m，I_b：幹管と枝管の断面2次モーメント

ρ_m，ρ_b：幹管と枝管の単位長さ質量

k_{bm}，k_{bb}：幹管と枝管の曲げに対する地盤のばね

c_{bm}，c_{bb}：幹管と枝管の曲げに対する粘性減衰定数

A_m：幹管の断面積

k_{ga}：幹管と地盤の幹管（管軸）方向の相互作用ばね

c_m：幹管の管軸方向振動に対する粘性減衰定数

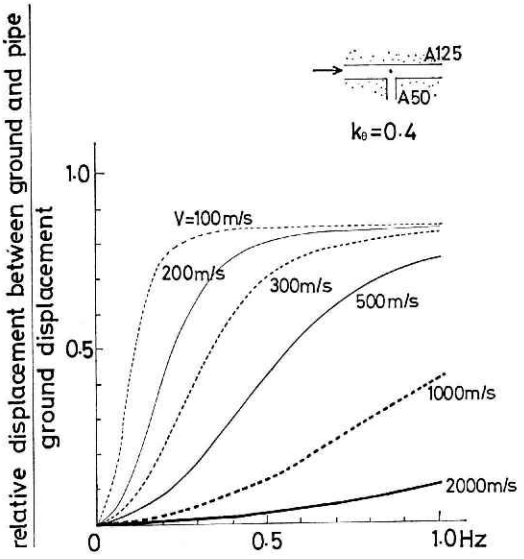


図 12　T型管路分岐部の相対変位
Fig. 12　Slip of a junction point

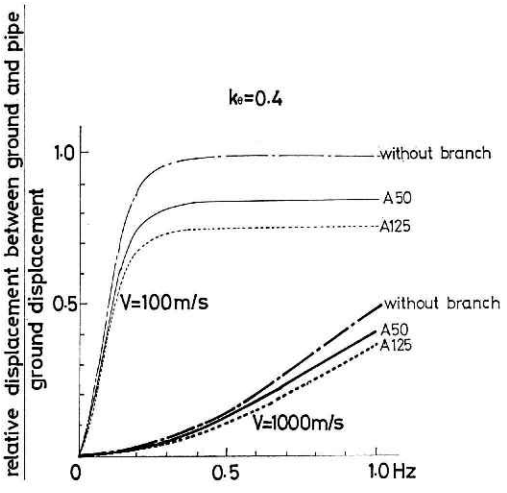


図 13　T型管路分岐部の相対変位
Fig. 13　Slip of a junction point

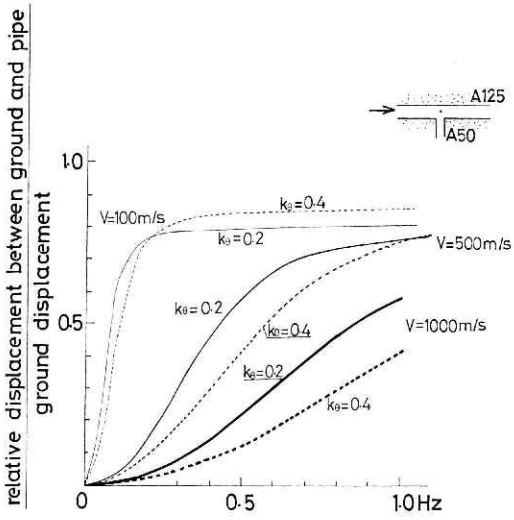


図 14　T型管路分岐部の相対変位
Fig. 14　Slip of a junction point

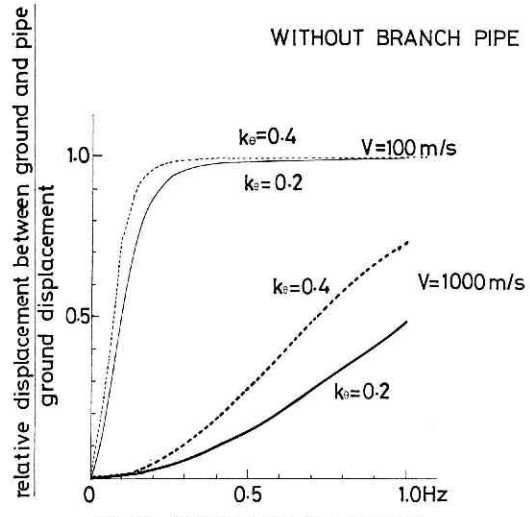


図 15　T型管路分岐部の相対変位
Fig. 15　Slip of a junction point

分岐点以外での幹管方向の幹管変位 $u(x,t)$ と枝管変位 $v(y,t)$ は次のように表される．

$$\left.\begin{aligned} u(x,t)=&\frac{\lambda_b^3 I_b(1+\delta)}{(\lambda_m A_m+\lambda_b^3 I_b(1+\delta))}\left(\frac{k_{bb}}{(k_{bb}-\rho_b\omega^2)}-\frac{k_{ga}}{(EA_m+ic_m\omega)\frac{\omega^2}{V^2}+k_{ga}-\rho_m\omega^2}\right)\\ &\times U_o e^{i\omega t}e^{\lambda_{bo}x}+\frac{k_{ga}}{(EA_m+ic_m\omega)\frac{\omega^2}{V^2}+k_{ga}-\rho_m\omega^2}U_o e^{i\omega(t-x/V)}\\ v(y,t)=&\frac{k_{bb}}{k_{bb}-\rho_b\omega^2}U_o e^{i\omega t}+\frac{\lambda_a A_m}{\lambda_a A_m+\lambda_b^3 I_b(1+\delta)}\left(\frac{k_{ga}}{(EA+ic_m\omega)\frac{\omega^2}{V^2}+k_{ga}\omega^2}\right.\\ &\left.-\frac{k_{bb}}{k_{bb}-\rho_b\omega^2}\right)U_o e^{i\omega t}(\cos\lambda_b y+\delta\sin\lambda_b y)e^{-\lambda_b y}\end{aligned}\right\}\quad(6.4)$$

地盤と埋設管幹管の相対変位は u_g-u で比にすると $1-\frac{u}{u_g}$ である．

この比 $1-u/u_g$ を分岐点について計算したのが図 12, 13, 14, 15 である．

この計算では正弦波地動を仮定し，幹管管軸方向の地盤の相互作用ばねに対しては前述のバイリニアー形とし，($U_e=0.2$ cm, $U=10$ cm, $\alpha=0$) 複素ばねに置換えた．図中の k_θ は地盤と管周面の動摩擦係数であり，次のような関係にある．

$$U_e=\frac{2\pi r_0\cdot W\cdot h}{k_1}k_\theta,\qquad k_1=2\pi\xi G k_r\qquad(6.5)$$

ここで k_r は図 10 の実部から求められる．G は地盤の剪断弾性定数，ξ は G の低減率，h は埋設深さである．ここでは h=120 cm, W=1.9 g/cm^3 を採用している．なお r_0 は管半径である．幹管管軸方向のばね k_{bm}, k_{bb} は管径に無関係に 28 kg/cm^2 とした．幹管は JIS 規格 A 125 とし，枝管は A 125 と A 50 を想定した．計算のパラメーターとしては地動の伝播速度を取った．振動数は長周期を想定し 0.1 Hz から 1.0 Hz の範囲とした．この計算から下記のことが分る．枝管があることにより地盤と管の相対変位は小さくなるが，その値は枝管が太くなると小さくなる傾向がある．相対変位は主に波長により決定される．動摩擦係数が与える影響は，枝管がない場合は動摩擦係数が小さい方が相対変位は大きくなるが，枝管がある場合はある波長を境に長い波長では大きく，短い波長では小さくなる．このことから大地震時には枝管に数 cm 程度の強制変位が作用し，分岐点には管材の降伏応力を越える集中応力が加わることが推定される．このため分岐部のジョイントにはこの変位を吸収するフレキシブルなものを用いる必要があろう．

7. 振動台を用いた埋設管の実験

a) 振動台加振時の周辺地盤振動を用いた実験

この実験についてはすでに報告しているが（国立防災科学技術センター研究報告第 16 号，

表 2　埋設管測定加速度振幅（単位：GAL）
Table. 2　Measured acceleration amplitudes of the underground pipe in GAL

波形 / 地点	変位ステップ	2 Hz	3 Hz	4 Hz	5 Hz	6 Hz	7 Hz	8 Hz	9 Hz	10 Hz
0 m	1.85	0.16	1.01	1.58	2.64	2.71	3.73	2.19	0.40	5.17
5 m	1.75	0.14	0.96	1.67	2.48	2.45	3.33	2.89	0.58	5.25
35m	1.88	0.12	0.48	0.48	3.51	4.17	1.92	1.99	1.21	0.67
60.5m	3.01	0.08	0.20	1.50	3.01	4.57	5.23	2.84	0.95	2.05

表 3　地盤測定加速度振幅（単位：GAL）
Table. 3　Measured acceleration amplitudes of the ground

波形 / 地点	変位ステップ	2 Hz	3 Hz	4 Hz	5 Hz	6 Hz	7 Hz	8 Hz	9 Hz	10 Hz
0 m	2.62	0.16	1.04	1.35	3.50	2.46	3.32	2.03	0.83	6.34
60.5m	2.82	0.09	0.14	1.70	3.03	4.75	4.86	2.26	1.11	2.24

表 4　埋設管測定管軸方向歪振幅（単位：10^{-6}）
Table. 4　Measured axial strain amplitudes of the underground pipe

波形 / 地点	変位ステップ	2 Hz	3 Hz	4 Hz	5 Hz	6 Hz	7 Hz	8 Hz	9 Hz	10 Hz
5 m	0.65	0.13	0.68	1.65	1.31	2.08	0.83	1.66	0.50	0.81
35m	0.70	0.19	0.68	1.44	3.72	2.02	2.78	1.92	0.52	0.87

1976)，あらためて実験測定を行った．条件等は前回の実験と同じである．目的は地盤埋設管の振動挙動の違いを調べることである．

測定は管軸方向についてのみ行った．管および地盤の振動挙動は動歪型の加速度計で，地盤2ヵ所，埋設管4ヵ所を記録した．管の軸歪は2ヵ所で測定した．振動台加振波形は正弦波と変位ステップ波である．正弦波の読取に際しては，高振動数の波形成分が記録波に含まれているため，全記録成分とも同じローパスフィルターを通し読取った．

表 5　埋設管測定波形から読んだみかけの位相速度（単位：m/sec）
Table. 5　Apparent transmitting velocities read from the underground pipe records

波形 / 変位ステップ	2 Hz	3 Hz	4 Hz	5 Hz
加速度 5 m～35m	750	750	750	141	137
加速度 35m～60.5m	361	650	464	1,062	306
加速度 0 m～60.5m	540	756	581	280	207
歪 5 m～35m	−750	750	576	291	208

この測定波形を図17，18に示す．振幅と位相速度を表2，3，4，5に示す．加速度レベルは最大5GAL程度，歪は最大4×10^{-6}程度であった．図および表より明らかなようにこの

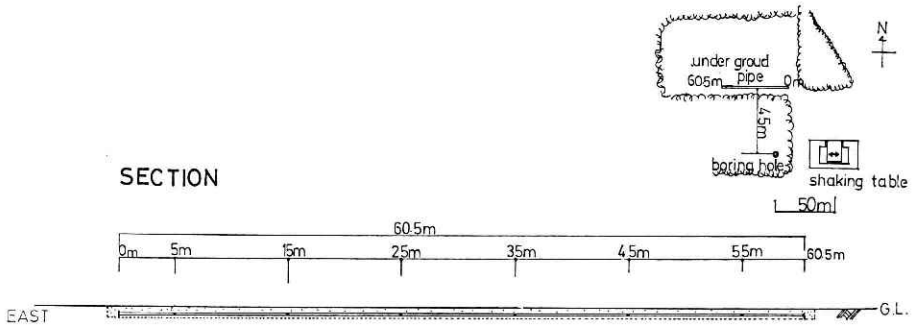


図 16　埋設管 設 置 状 況
Fig. 16　The outline of the experiment site

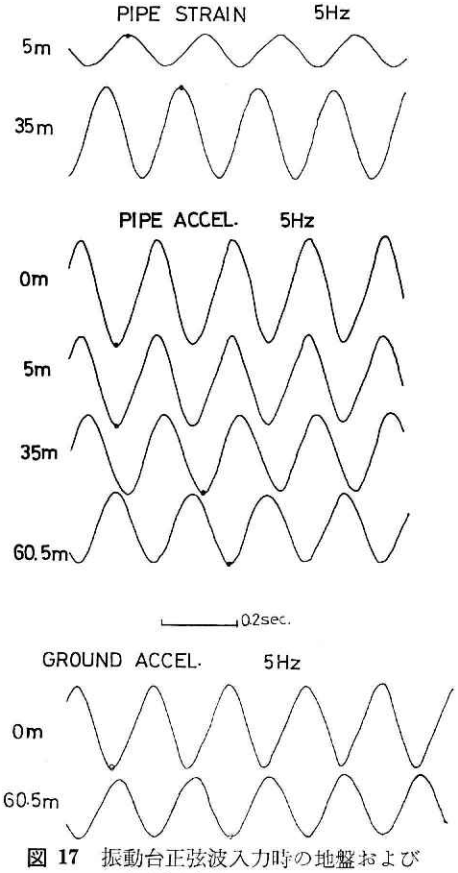


図 17　振動台正弦波入力時の地盤および埋設管測定波形
Fig. 17　Measured sinusoidal waves

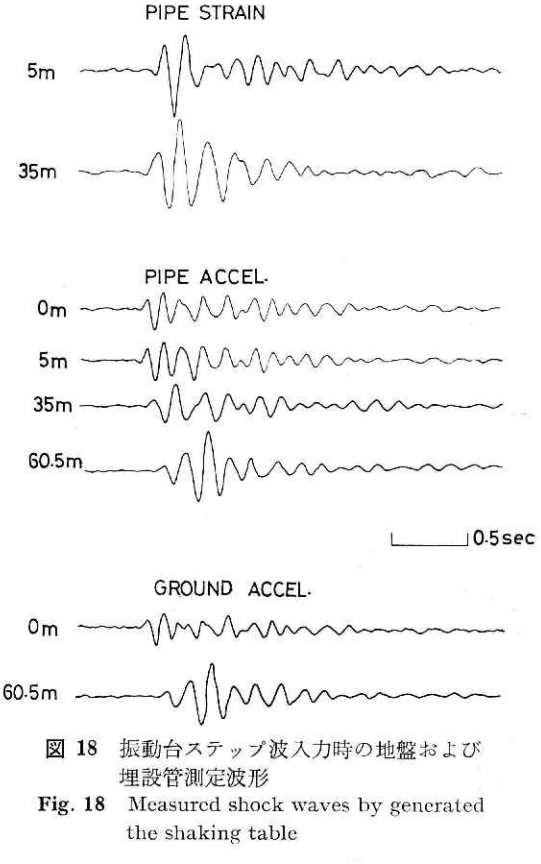


図 18　振動台ステップ波入力時の地盤および埋設管測定波形
Fig. 18　Measured shock waves by generated the shaking table

実験では埋設管と管盤の波形はほぼ一致している．振幅に於いては，多少大小の違いがみられるが，地盤と管は同レベルである．埋設管の位相速度を振動台加振時の地盤の位相速度と比べると，大きな違いはない．位相速度で特記すべきことは，変位ステップ波の歪波形に於

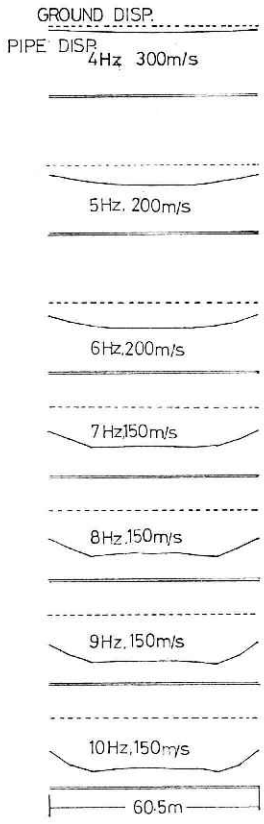


図 19　地盤と管の振幅の相違(数式による計算)

Fig. 19　Theoretical displacements of pipes and ground

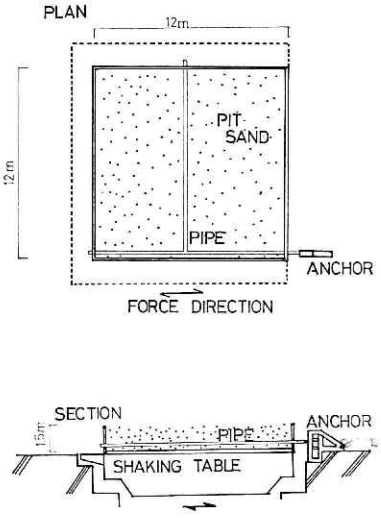


図 20　強制変位実験概観

Fig. 20　Outline of T-shaped pipeline experiments

いて，振動源より離れた35 m 地点の方が，より振動源に近い5 m 地点より早く現象が生じており，見掛上，負の位相速度が起っていることである．

次に加速度値から particle velocity を出し，歪値と particle velocity から位相速度を求めてみると，120 m/s～1,000m/s 程度になる．これらは位相速度の測定値と大差ない．これらから，この程度の振動レベルでは地盤と埋設管はほぼ同じ挙動を示すとみてよい．しかし地盤と埋設管の剛性の大きな違い，管が有限長であること等から，完全な一致を見ることは難しい．

図19はこの埋設管を想定し地盤の変位ばねを $k_s=250$ kg/cm²，地盤の速度ばね $k_d=2$ kg·sec/cm² と，仮定して，第5項の始めの式により地盤と管の変位を比べた図である．地動の伝播速度は実験の測定値に近い値を採用した．図からわかるように4 Hz の場合のように波長が長いと，埋設管は地盤よりわずかに小さい変位挙動を示すだけであり，地盤と埋設管の挙動の相違は目立たない．しかし振動数が高くなり，波長が短くなると埋設管の変位は小さくなるとともに，振動モードも複雑になって来る．埋設管の中央部で谷になり，管端部で振幅が急激に大きくなるモードが現れる．実験でも表2と表3からある程度振動数が高くなると複雑な挙動をする傾向や，管端部の振幅が大きくなる傾向が読み取れる．

b)　T 型埋設管路の強制変位実験

大地震時には地盤と埋設管の間にすべりが生じ，かなりの相対変位が生じることが予想される．管路に分岐部があると，この相対変位によって分岐管にかなりの曲げ応力が生じる．この曲げ応力を，振動台を一種のアムスラー試験機と考え管を加力し，測定した．

実験は，振動台上に砂箱を組立て，約20 cm 砂を敷つめ，そこに T 型の鋼管を設置し，その鋼管の一端を振動台基礎に固定し，山砂で埋めた．埋設深さは管上面から1.1 m，砂箱

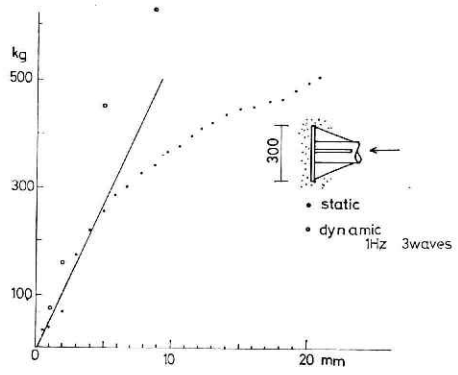


図 21 30 cm 矩形板の荷重—変位(静的試験)
Fi. 21 Relations between loads and displacements for a square plate

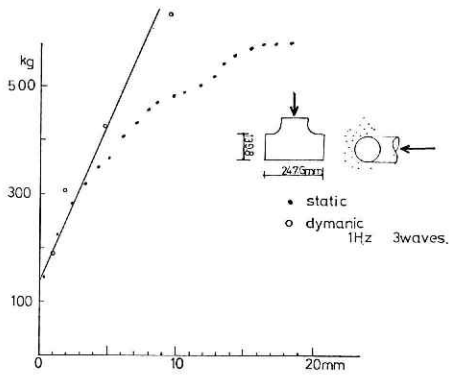


図 22 T ジョイントの荷重—変位(静的試験)
Fig. 22 Relations between loads and displacements for a T joint

の大きさは 12 m 角である．供試管は外径 140 mm の加力方向に平行な幹管と加力方向に直角な枝管からなる．試験は枝管が外径 60 mm の場合と，外径 140 mm の二種の供試管について行なった．このほかに，実験に用いた山砂の地盤反力係数を求めるため，平板 (30 cm 角) と試験に使用した T 型ジョイント部を山砂の中に埋め，水平に加力した．

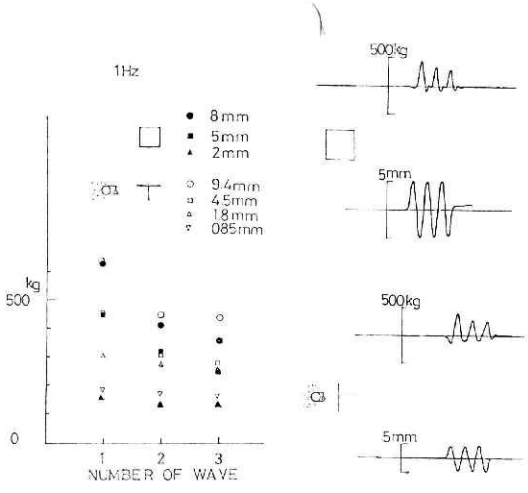


図 23 30 cm 矩形板および T ジョイントの荷重—変位 (動的試験)
Fig. 23 Load decrements for increase of wave numbers

なお各供試体とも固定台にはロードセルを介して固定された．供試体には歪ゲージと振動台と管の相対変位を計るための変位計を取付けた．加力は変位を段階的に変える静的試験と 1 Hz の正弦波の変位を加える動的試験の方式を採用した．

供試管を埋めた山砂は単位体積重量 1.7～1.8 g/cm³，均等係数 27.4，V_s≒100 m/s，V_p≒400 m/s である．

b-1) 地盤反力係数を求めるための試験結果

この試験の変位と荷重の関係を平板と T 型ジョイントについて求めた図を図 21，22，23 に示す．T 型の試験では管の周面摩擦が働いて，全体に 100 kg 程度ほど荷重値が大きくなったと推定される．30 cm 角の平板では受圧面積 900 cm²，T 型ジョイントでは見付受圧面積 346.14 cm² であり，平板は T 型ジョイントの 2.6 倍の面積がある．荷重—変位曲線は変

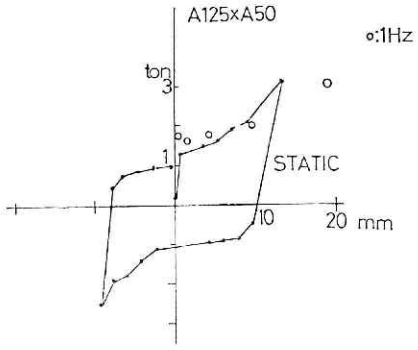


図 24　アンカー部での荷重—変位
Fig. 24　Hysteresis curves measured at the anchor point for A125xA50 pipeline

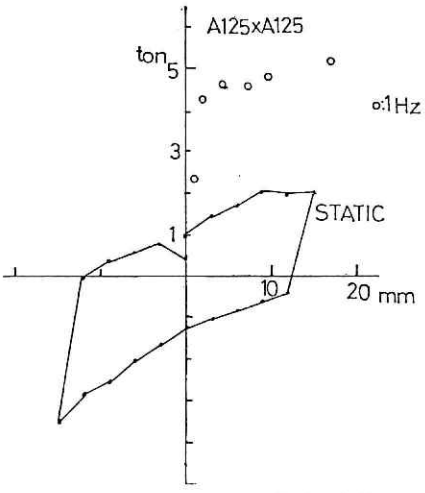


図 25　アンカー部での荷重—変位
Fig. 25　Hysteresos curves measured at the anchor point for A125xA125 pipeline

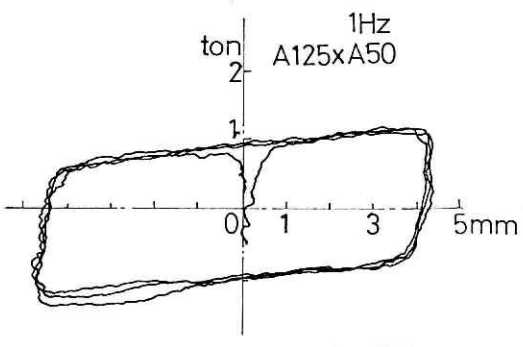


図 26　アンカー部での履歴曲線
Fig. 26　Hysteresis curves measured at the anchor point for A125xA50 pipeline

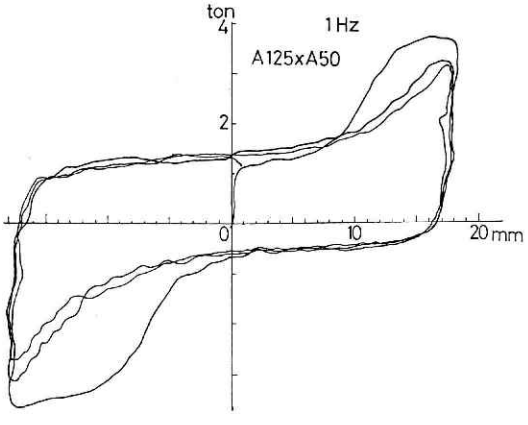


図 27　アンカー部での履歴曲線
Fig. 27　Hysteresis curves measured at the anchor point for A125xA50 pipeline

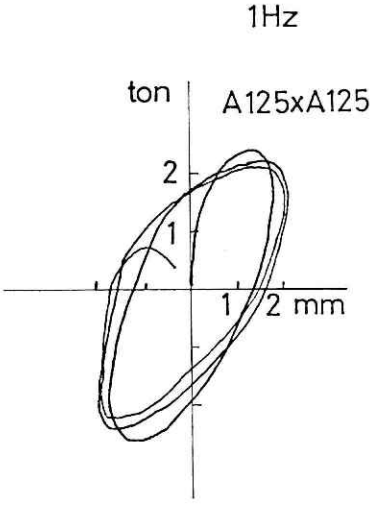


図 28　アンカー部での履歴曲線
Fig. 28　Hysteresis curves measured at the anchor point for A125xA125 piprline

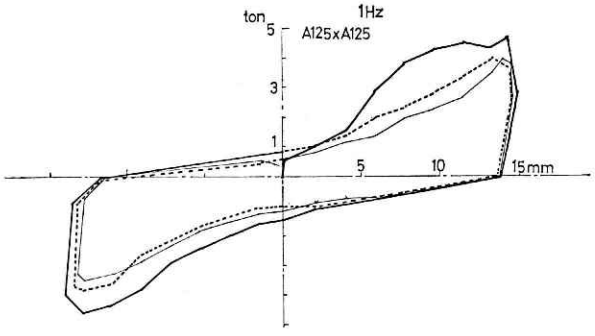


図 29 アンカー部での履歴曲線
Fig. 29 Hysteresis curves measured at the anchor point for A125xA125 pipeline

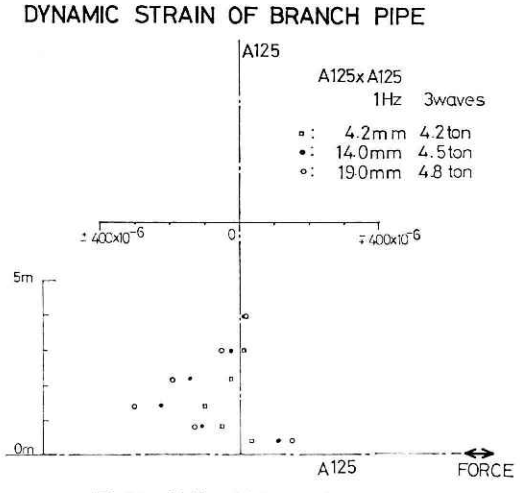


図 30 枝管の最大歪分布（動歪）
Fig. 30 Dynamic bending strain distributions of the branch pipe for A125xA125

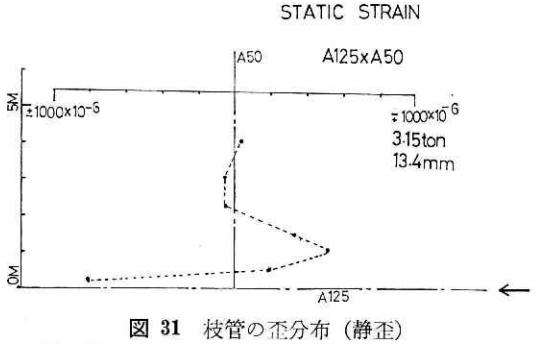


図 31 枝管の歪分布（静歪）
Fig. 31 Static bending strain distribution of the branch pipe for A125xA50

位の増加とともに勾配がねてくるが，初期の勾配から地盤反力係数を求めると，平板で0.56 kg/cm³，T型ジョイントで1.53 kg/cm³である．この試験での平板，T型ジョイントの埋設深さは供試管と同じ1.1 mである．地盤反力係数を求めるこの試験では，静的試験の他にも1 Hzの波を変位一定にして3波加える動的試験を変位レベルを変え行った．動的試験の値は静的試験よりも大きい．波数が増すに従い荷重の値は減少している．この傾向は平板についても，円型の断面を持ったT型ジョイントについても言える．土は粘弾性材であり，速度抵抗がかなりあるが，この試験でも明らかにこの性質が現れた．

b-2) T型埋設管路強変位実験結果

T型埋設管路の強制変位実験の状況は図20に示してある．幹管と枝管の組合せでT型管路が構成されるが，図に於いては外径140 mmの幹管と外径60 mmの枝管のT型管路をA125×A50で表している．A125×A125は枝管も外径140 mmの鋼管からなるT型管路である．図24，25にアンカーの位置での荷重と変位の関係を示す．この図で動的試験の場合，荷重の

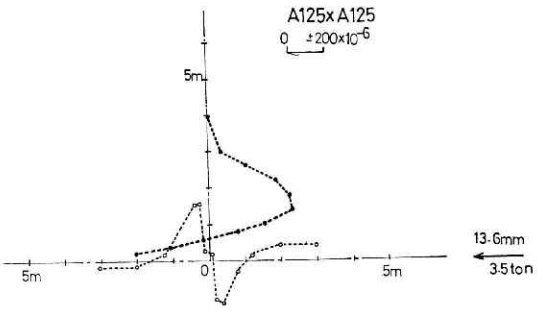


図 32　T型管路の歪分布（静歪）
Fig. 32　Static strain distribution of the T-shaped pipeline A125xA125

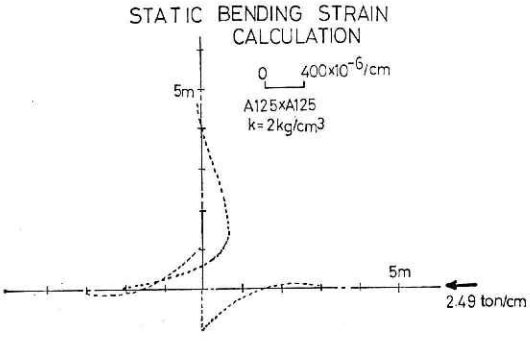


図 33　T型管路の計算曲げ歪分布
Fig. 33　Theoretical static bending strain distribution of the T shape pipeline A125xA125

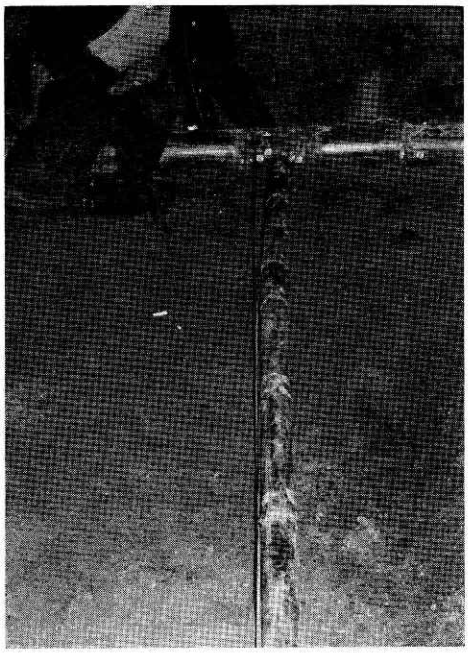


写真 1　枝管の残留変形（A125×A50）
Photo. 1　Residual deformation of the T shape pipeline A125xA50

最大値を取っている．アンカーでの位置では幹管での摩擦抵抗，枝管の曲げ抵抗が合わさった値が現れる．しかし幹管の摩擦抵抗はA125×A125の供試管では，計算結果からみて殆んど無視して良いと思われる．しかしA125×A50の供試管に於いてはかなり作用していたと思われる．図26，27，28，29に動的試験での荷重—変位曲線を示す．2 mmの変位での曲線は，A125×A125では楕円ループ，A125×50ではバイリニアーループを描いている．15 mmの変位ではA125×A125，A125×A50とも同じ型のループを描いている．図から明らかなように2 mmと15 mmのループは明確に異なっている．変位が大きくなると荷重の増加が著しくなる．なお，動的試験では1 Hz 3波の波形の試験を変位レベルを段階的に上げて，数回行った．

枝管の歪分布は図30，31，32に示してある．動的試験と静的試験では歪分布形においては殆んど違いは認められず，変位に対する歪値も同程度である．しかし動的試験の方が荷重値が大きく現れている．

A125×A125の静的試験の状況は幹管の摩擦抵抗を無視し，地盤反力係数を2 kg/cm³と仮定した計算値と良い一致を見た．この結果，分岐部の設計に於いては，地盤との相対変位

が与えさえすれば，静的な解析でも適確な応力計算できると考えられる．

あとがき

地中埋設管の耐震性を検討するにあたり主要な要因となる地盤のみかけの伝播速度，建物と地盤の相対変位，地盤と埋設管の相互作用ばね等についてある程度のオーダーを与えることが出来た．また管長と波長の関係による振動挙動の変化，枝管のある場合の分岐点の曲げ応力についても簡単ではあるが検討を加えた．だが埋設管の付加質量，一般埋設管路系の解析，曲り管の解析等まだ残された問題が数多くある．中でも地盤の平面地盤特性は埋設管の地震入力を定めるのに重要な役割を果たすので，解明すべき主要な課題である．

この研究を進めるにあたり大型実験研究部長，現第1研究部長木下武雄氏，前耐震実験室長稲葉誠一氏の御助言をいただいた．また実験に関して東京ガスの西尾宣明氏から貴重な資料をいただいた．研究全般にわたり，研究員小川，木下両氏の協力を得た．実験実施にあたって現施設課の飯田，久保田両技官に振動台運転，実験準備をお願いした．また一方，数値解析にあたり日本大学理工学部田治見研究室助手下村氏，元大学院生横山氏および東京理科大井口助数授の協力をいただいた．本報告をまとめるにあたり耐震実験室長大谷圭一氏の御指導をいただいた．ここに記して深謝致します．

なおこの報告は第9回日米天然会議耐風耐震構造専門部会（WIND AND SEISMIC EFFECTS, The Ninth Joint UJNR Panel Conference, May 23-27, 1977, Tokyo, Japan）で発表したものに加筆したものである．

参考文献

1) 北条貞宗（1974）：地震と管路について．鋳鉄管第**16**号，28～37.
2) 石丸辰治（1973）：塑性率制御法について．日本建築学会論文報告集，第214号.
3) 建設省土木研究所（1975）：昭和49年総合技術開発プロジェクト報告書，埋設管の耐震設計法．土木研究所技術資料，第**1037**号.
4) Minowa, C., *et al.*, (1975) : Dynamic Behaviors of a Large-Scale Shaking Table Foundation. 第4回日本地震工学シンポジューム講演集，375～382.
5) 箕輪親宏（1976）：地下埋設管の振動挙動について．国立防災科学技術センター研究報告，第**16**号，59～82.
6) 宮島信雄（1975）：埋設管の地震時応力．第4回日本地震工学シンポジューム講演集，663～670.
7) 桜井彰雄（1971）：地盤の震動解析に基づく埋設パイプラインの耐震性研究.
8) Tajimi, H., Shimomura, Y., (1975) : Interaction Analysis of Mat Foundation Resting on Layered Soils. College of Scienee and Technology, Nihon University, 18～25.
9) Tamura, C., *et al.*, (1975) : Dynamic Behavior of a Submerged Tunnel During Earthquake. 東京大学生産技術研究所報告，第**24**巻，第5号.
10) 山原浩（1970）：地震時の地動と地震の入力損失．日本建築学会論文報告集第167号，25～30.

（1978年7月12日　原稿受理）