

# 地中ダクトの地震時動土圧の理論

渡辺啓行\*

地中ダクトの側壁水平動土圧の発生機構を解明してきたが、多数の数値実験からダクトと自由地盤の相対変位に比例する主要動土圧の比例定数が山原の正方形の剛板分布理論で評価可能なことを示し、ダクトと地盤のせん断剛性比の対数に比例するダクトの荷重分担率理論値をエネルギー法から導き、加えてモーメントの釣合い特性を解明してダクト全周の垂直・せん断動土圧を定式化し、一般的動土圧理論を提案した。

**Keywords** : *underground conduit, coefficient of soil reaction, size effect, energy method, normal and shearing earth pressures*

## 1. まえがき

震度法に基づく地中構造物の耐震計算法の合理化を図るためには、主要地震荷重である動土圧を構造物と地盤との動的相互作用力として正しく評価しなければならない。地中構造物の地震時挙動に関する最近の研究をみると、その挙動はかなり複雑である。しかしながら、大規模な地下タンクの地震応答に関する浜田<sup>1)</sup>の研究、ダブルボックスラーメンの断面を有する海水取水用ダクトの物理模型振動実験による当麻<sup>2)</sup>の研究、コンクリートケーソン式岸壁の物理模型振動実験による風間<sup>3)</sup>の研究、併設トンネルの物理模型振動実験とそのFEMシミュレーションに基づく竹内<sup>4)</sup>の研究、等によると地中構造物に力学的影響を与える主要因子は、地盤ひずみや構造物と周辺地盤との相対変位であることが示唆されている。上記相対変位をどのような量として評価すべきかを検討するため、著者は、剛性を3種類変えた地中ダクト物理モデルの振動実験およびFEM数値モデルを用いたこれらのシミュレーションを行い、横方向動土圧の発生機構を説明し得るいくつかの概念を得た<sup>5)</sup>。この概念に加え上記物理モデルの振動実験に替わるシミュレーションとして二次元のFEM数値モデルについて地中構造物の剛性と見掛けの単位体積質量を種々変化した動的解析による検討を数多く行い、以下の知見を得た<sup>6)</sup>。①せん断土柱についての平面波の理論から与えられる地中構造物上下板位置のせん断力の合力をそれぞれ $T_U$ 、 $T_L$ とするとき地中構造物に伝えられるせん断力は、それぞれ $T_U$ 、 $\alpha T_L$ となり、 $\alpha$ は構造物がその剛性に応じて分担し得る荷重の分担率である。②構造物の見掛けのせん断剛性率と地盤の剛性率との比を $\beta$ とすると、 $\alpha = \alpha_0 + \alpha_1 \cdot \log \beta$ の関係がある。③せん断力 $T_U$ のうち構

造物が自身の剛性で分担するのは $\alpha T_U$ であり、残差は両側壁に作用する動土圧の一部 $P_1 = (1/2)(1 - \alpha)T_U$ となる。④この動土圧の分布形状は、構造物が下端単純支持条件で上端に $\alpha T_U$ の外力が加わって変形する際の任意位置の変位と地盤のみの場合の同じ位置の地盤変位との相対変位を側壁にわたって積分した量がゼロとなるようにゼロ点補正した相対変位の分布形状と相関がある。⑤数値解析より得た動土圧を側壁にわたる積分値がゼロとなるようにゼロ点補正した任意位置の動土圧は同じ位置の上記相対変位と比例関係にあり、その比例定数(地盤反力係数)と相対変位との積で評価した動土圧分布は数値解析による動土圧分布と非常に良い一致を示す。⑥上記①と③で述べた構造物に作用するせん断力とその慣性力との差は動土圧の残りの一部 $P_2 = (1/2)[F^* + \alpha(T_U - T_L)]$ となり、動土圧の合力は $P = (1/2)[F^* + T_U - \alpha T_L]$ となる。⑦動土圧の予測値は上記⑤と⑦のそれぞれの分布値の和で与えられる。

以上により地中ダクト側壁動土圧の発生機構をある程度解明できたと考えられるが、上記物理モデルの断面で得られた荷重分担率と地盤反力係数の実験式の諸定数が一般的な値であるとはいえない。特に、地盤反力係数には通常寸法効果がある。また、上記知見は、共振定常状態という疑似静的状態での動土圧に関するものであり、設計への適用を考慮した場合基盤入力が地震動である場合にも拡張されなければならない。本論文では、文献<sup>6)</sup>の数値モデルの寸法を2倍、4倍とした場合に上述の諸定数がどのように変動するかを検討することによりそれらの一般式を誘導するとともに設計に適用し得る地震時動土圧の定式化を試みるものである。

## 2. 数値実験の方法

### (1) 数値モデル

地盤と埋設された地中ダクトの離散化モデルを Fig.1

\* 正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科  
(〒338 浦和市下大久保 255)

Number of Nodal Point 94  
Number of Element 135

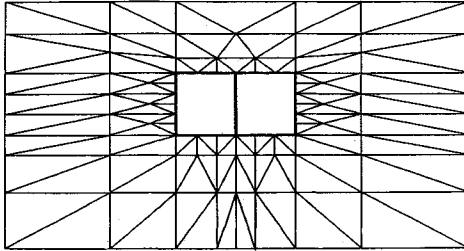


Fig.1 Finite Element Idealization of Ground-Conduit Composite Numerical Model.

に示す。下端は一樣入力境界とし、両側は水平ローラーとした。地盤は三角形定ひずみ有限要素でモデル化し、図中太い実線で示した構造物はこれに接する三角形要素の辺の長さ分割した梁要素によりモデル化し、梁要素と有限要素との間に定ひずみジョイント要素<sup>7)</sup>を挿入した。動土圧はジョイント要素の応力として求める。これら数値モデルの定式化の詳細については文献<sup>6)</sup>によることとしここでは省略する。

地盤物性は、前述した文献<sup>5)</sup>と同じく、単位体積質量  $\rho_c = 1.369(\text{g/cm}^3)$  と下記の線形動的定数を用いた。

$$G = 123.4 (\text{kgf/cm}^2), \quad h = 0.110 \dots \dots \dots (1)$$

$$k_n = k_s = 600 (\text{kgf/cm}^2) \dots \dots \dots (2)$$

とした。減衰は地盤のみに考慮し、次式に示す Rayleigh 型減衰行列を用いている。

$$[c] = 1.4h\omega_1[m] + 0.6(h/\omega_1)[k] \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 $[m]$ ,  $[k]$ ,  $\omega_1$  はそれぞれ要素質量、剛性各行列および全体系の基本固有角振動数である。

このように、動的解析は線形解析であり、全体系の固有角振動数  $\omega_1$  と加速度振幅  $50(\text{cm/s}^2, \text{gal})$  の正弦波を基盤に入力して定常解を求めるものである。

(2) 数値実験のケースと地中構造物の物性・諸元

前述した本研究の目的に沿った数値実験ケースの一覧を Table 1 に示す。表中、 $E$  は構造物の弾性率、 $A$  は奥行単位幅をもつダクト横断面を梁要素に離散化したときの梁の横断面積 (ダクトの板厚  $t$  に相当)、 $I$  は上記梁要素の断面二次モーメント、 $\rho$  は構造物の単位体積質量である。 $2a$ ,  $b$  は構造物の幅と高さを示し、 $H$  はモデル地盤の深さを示す。 $\beta$  は、構造物の見掛けのせん断剛性率  $G^*$  と地盤の線形せん断剛性率  $G$  との比、すなわち、 $\beta = G^*/G$  である。ここに、 $G^*$  は、ダブルボックスラーメンの下端単純支持条件のもとで構造物上面にせん断応力を与えたときに上面位置に生ずる変位を  $b$  で除した平均せん断ひずみに対するせん断応力の比で与えられる。また  $\rho^*$  は構造物の見掛けの単位体積質量である。これらは次式で与えられているが、誘導の詳細は文献<sup>6)</sup>によることとし、ここでは省略する。

Table 1 Numerical Models and These Parameters.

Model No.	EI (Kgf/cm <sup>2</sup> )	$\rho A$ (gr/cm)	a (cm)	b (cm)	H (cm)	$\beta$	$\rho^*/\rho_c$
M13	416840.0	3.15	31.0	33.2	132.0	1.0	0.25
M14	208320.0	do.	do.	do.	do.	0.5	do.
M15	833280.0	do.	do.	do.	do.	2.0	do.
M16	41664.0	do.	do.	do.	do.	0.1	do.
M17	4166400.0	do.	do.	do.	do.	10.0	do.
M18	3333120.0	1.575	62.0	66.4	264.0	1.0	0.0625
M19	1666560.0	do.	do.	do.	do.	0.5	do.
M20	6666240.0	do.	do.	do.	do.	2.0	do.
M21	333312.0	do.	do.	do.	do.	0.1	do.
M22	33331200.0	do.	do.	do.	do.	10.0	do.

$$G^* = \frac{36EI}{ab} \frac{2a+b}{3a^2+6ab+2ab^2} \dots \dots \dots (4)$$

$$\rho^* = \frac{(4a+3b)\rho A}{2ab} \dots \dots \dots (5)$$

Table 1 の M 13~M 17 は全体系の寸法を文献<sup>6)</sup>の数値モデルの 2 倍としたうえで  $\rho^* = 0.25 \rho_c$  と固定し  $\beta$  をそれぞれ、1, 1/2, 2, 1/10 および 10 倍としたモデルであり、M 18~M 22 は全体系の寸法を文献<sup>6)</sup>の数値モデルの 4 倍としたうえで  $\rho^* = 0.0625 \rho_c$  と固定し  $\beta$  をそれぞれ、1, 1/2, 2, 1/10 および 10 倍としたモデルである。

3. 地盤反力係数の評価

(1) 数値解析による動土圧と理論相対変位の関係

構造物と周辺地盤の三角形要素の間にはジョイント要素が挿入されているが、側壁に沿って構造物に接する Fig.1 に示すような 6 個の有限要素と構造物の間に挿入された 6 個のジョイント要素において数値解析により得られた動土圧を側壁にわたる積分値がゼロとなるようにゼロ点補正した動土圧を  $\sigma^*$  と書きこれを縦軸に取り、構造物が下端単純支持条件で上端に  $\alpha T_0$  の外力が加わって変形する際の任意位置の変位と地盤のみの場合の同じ位置の地盤変位との相対変位を側壁にわたって積分した量がゼロとなるようにゼロ点補正した相対変位  $\Delta u(z)^*$  から同じジョイント要素位置の相対変位を横軸に取ってプロットすると、文献<sup>6)</sup>で得られた直線関係がモデルの寸法を 2 倍、4 倍とした本数値解の場合にも成立している。一例として 4 倍のケースを Fig.2 に示す。ただし、 $\beta = 0.1$  のケースのように構造物の剛性が極端に小さい場合には、文献でも述べられているとおりこれらの関係が成立しないので除いてある。結局、任意の寸法の地中ダクトにおいて、次の関係が成立するといえる。

$$\sigma^* = k_z \cdot \Delta u(z)^* \dots \dots \dots (6)$$

上式の  $\Delta u(z)^*$  の具体的表式は後掲するが、詳細な誘導は文献<sup>6)</sup>によることとし、ここでは省略する。

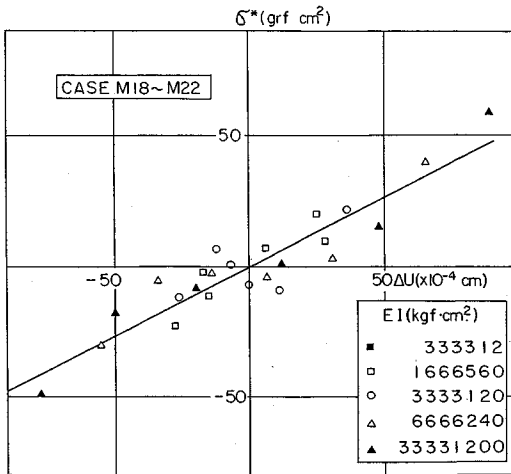


Fig.2 Relation between  $\sigma^*$  and Relative Displacement (4/35 Models; Case M 18~M 22).

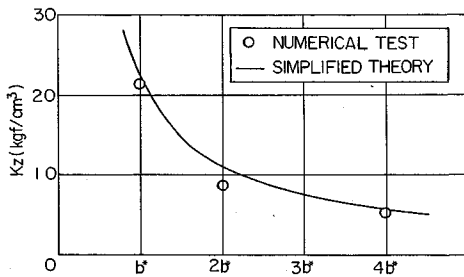


Fig.3 Size Effect of The Spring Constant.

(2) 地盤反力係数  $k_z$  の寸法効果

前述した知見が得られた文献<sup>9)</sup>の数値モデルにおける地中ダクトの高さを基準に取り  $b^*$  ( $=16.6 \text{ cm}$ ) と置くと、本数値実験のモデルではダクトの高さ  $b$  は、それぞれ、 $2b^*$  および  $4b^*$  となる。 $k_z$  を縦軸に取り、ダクトの高さを横軸に取って、本数値実験で得られた  $k_z$  の値を上記文献で得られた値とともにプロットすると Fig.3 を得る。図から明らかなように  $k_z$  はダクトの高さに逆比例した寸法効果を示している。このような地盤反力係数として、従来提案されている種々の理論式を検討した結果、長方形ブロックの剛板分布荷重に対する山原の式<sup>9)</sup>の回転動のばね係数と回転角との積を、相対変位が第一近似としてこの回転角に比例した直線分布であると仮定して求めたモーメントに等置することにより決定した正方形ブロックの地盤反力係数の値が数値実験による  $k_z$  の値にやや大きいけれども比較的近いものとなった。しかし、同じ山原の式の中で上下動のばね係数から正方形ブロックの地盤反力係数を求めると、回転動について求めた値と近い値ではあるが、本解析結果の  $k_z$  の値にさらに良く適合することがわかった。この事実に加えて、相対変位が直線分布ではないうえ、相対変位と  $k_z$  の積

である動土圧からモーメントに変換した際に伴う係数の複雑さを避けるために、上下動に対する地盤反力係数で  $k_z$  を近似することにした。上述した山原の式による理論値を次式に示すが、図中の実線となり数値実験による値とほぼ一致しているといえる。

$$k_z = \frac{G}{1-\nu} \cdot \frac{\kappa}{b}, \quad \kappa = \frac{8}{\pi} \ln \tan \frac{3}{8} \pi \approx 2.244 \dots \dots \dots (7)$$

本解析結果の地盤反力係数が、平面ひずみの条件下で得られたものであるにもかかわらず、正方形ブロックの理論値と上述したように良好に一致する理由については、当面説明できない。今後の課題と考えている。

4. 荷重分担率の評価

(1)  $\alpha \sim \log \beta$  関係における質量効果

本解析における寸法の異なる数値モデルに対して、前述した文献<sup>9)</sup>の知見と同じく、荷重分担率  $\alpha$  とせん断剛性比  $\beta$  の対数とは Fig.4 に示すとおり直線関係になることが明らかとなった。Fig.4 は本解析結果を文献の結果とともに重ねて示したものであり、図中  $1b^*$  が文献の結果であり、 $2b^*$  と  $4b^*$  が本解析結果である。Fig.4 における各回帰式から求めた  $\alpha_0$  と  $\alpha_1$  とを各寸法の数値モデル群ごとに構造物と地盤の単位体積質量比  $\rho^*/\rho_c$  をパラメーターとして一覧表にすると Table 2 を得る。Table 2 から明らかなとおり、両係数とも寸法や質量比の変化に対して大きく変動する値ではないといえる。これらの係数が構造物の寸法に依存して変化するという根拠を挙げることはできないし、本解析における寸法の変化より質量比の変化の方が2オーダー大きいので、これらの変動は主として質量比の変化に対応するものであると考えた方が正しいようである。実際、Table 2 の値から  $\alpha_0$  および  $\alpha_1$  と  $\rho^*/\rho_c$  との回帰式をそれぞれ計算すると、

$$\left. \begin{aligned} \alpha_0 &= 0.7598 + 0.2044 \cdot \rho^*/\rho_c, \quad r = 0.99985 \\ \alpha_1 &= 0.0671 + 0.0523 \cdot \rho^*/\rho_c, \quad r = 0.99612 \end{aligned} \right\} \dots \dots (8)$$

となり相関はきわめて良い。したがって、荷重分担率の各係数は慣性力に依存する量であるといえる。

(2) 地中ダクトの慣性力の評価

表層地盤の基盤面に地盤の固有角振動数  $\omega_1$  をもつ  $y(t) = U_0 \sin \omega_1 t \dots \dots \dots (9)$  のような水平変位が一様に入射する場合、平面波の方程式の基本モード解は次式で与えられる。

$$u(t, z) = u_1(z) \sin(\omega_1 t - \pi/2) \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 $u_1(z)$  は振幅で座標  $z$  を地中ダクトの底面を原点に上向きを正にとると次式で与えられる。

$$u_1(z) = \frac{2U_0}{\pi h} \cdot \sin \left\{ \frac{\pi(z+H_L)}{2H} \right\} \dots \dots \dots (11)$$

地盤全体は振幅  $u_1(z)$  で運動しているが、地中ダクト

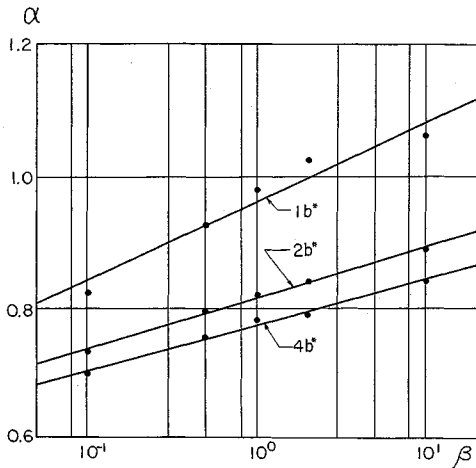


Fig. 4 Relations between  $\alpha$  and  $\beta$ .

Table 2 Values of  $\alpha_0$  and  $\alpha_1$  obtained from Numerical Experiments.

$\rho^*/\rho_a$	$\alpha_0$	$\alpha_1$
1.0	0.9638	0.1199
0.25	0.8128	0.0777
0.0625	0.7710	0.0724

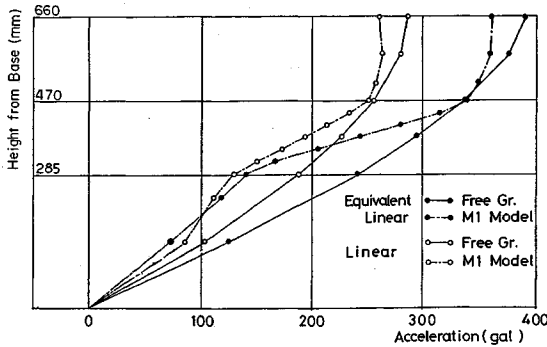


Fig. 5 Difference in The Distribution Pattern of Response Acceleration between The Grounds with and without A Conduit.

の変位は、その剛性に依じてこれとは異なったものとなる。著者が行った地中ダクトの物理モデルの振動実験とそのシミュレーション結果<sup>9)</sup>では、剛性が小さい場合の側壁に平行な鉛直線に沿った応答加速度の例として数値実験では Fig. 5 が得られ、物理モデルの振動実験でも類似の結果が得られているが、ダクト下端の応答加速度がかなり低下し、上端でダクトのない地盤の応答に復帰しているのがわかる。この事実が前述した荷重分担率の根拠となったのであるが、このような応答加速度の低下を考慮してダクトの慣性力を以下のように評価できる。下端が単純支持で上端にせん断応力  $\tau$  が作用するダクトの変位を上端の変位が一致するように近似した式<sup>6)</sup>は、

$$u_2(z)^* = \frac{\tau a}{6EI} \cdot \frac{3a^2 + 6ab + 2b^2}{2a + b} \cdot \left( \frac{z^2}{2} - \frac{z^3}{3b} \right) = \frac{\tau b}{G^*} \left\{ 3 \left( \frac{z}{b} \right)^2 - \left( \frac{z}{b} \right)^3 \right\} \dots \dots \dots (12)$$

で与えられる。また、ダクト上下端位置の地盤せん断応力  $\tau_U$  と  $\tau_L$  は式 (11) から次式で与えられる。

$$\tau_U = \frac{GU_0}{Hh} \cdot \cos \frac{\pi H_U}{2H}, \quad \tau_L = \frac{GU_0}{Hh} \cdot \cos \frac{\pi H_L}{2H} \dots \dots \dots (13)$$

剛性が小さいダクトの応答加速度に関する Fig. 5 に示す現象は、変位の応答ともみなすことができ、地盤のみの場合の上端位置の変位状態からダクトまたはダクト位置の地盤の上端を単純支持した条件下で下端にせん断力をかけて引き戻した状態と考えることもできる。地中ダクトの見掛けのせん断剛性が地盤のせん断剛性に等しい場合、ダクト部分の変形は地盤のみの場合の同じ部分の変形にほとんど等しいので、まず、地盤のみの場合の変位は、式 (12) において  $z$  をダクト上端から下方に取り、 $G^*$  を  $G$  に、 $\tau$  を  $\tau_U$  に置き換えて得られる変位を地盤のみの場合のダクト上端位置の変位から差し引いた変位により近似する。次いで、ダクトの変位は、剛性率が  $G^*$  に低下した状態で下端に  $\alpha \tau_U$  のせん断応力を加えて引き戻した状態と考えられるので上記と同じく式 (12) において  $\tau$  の代わりに  $\alpha \tau_U$  とした変位を地盤のみの場合のダクト上端位置の変位から差し引いた変位で与える。これらの変位の差  $\delta u(z)$  に相当する加速度の低下に伴うダクトの慣性力分を、地盤変位  $u_1(z)$  に相当する加速度に伴うダクトの慣性力から差し引いたものがダクトの慣性力  $F^*$  となると考えれば Fig. 5 に示す現象と矛盾しない。以上から  $\delta u(z)$ 、 $F^*$  はそれぞれ次式で与えられる。

$$\delta u(z) = b \left( \frac{\alpha \tau_U}{G^*} - \frac{\tau_U}{G} \right) \left\{ 3 \left( \frac{z}{b} \right)^2 - 2 \left( \frac{z}{b} \right)^3 \right\} = \frac{2U_0}{\pi h} \left( \frac{\pi b}{2H} \right) \cos \frac{\pi H_U}{2H} (\alpha - 1) \left\{ 3 \left( \frac{z}{b} \right)^2 - 2 \left( \frac{z}{b} \right)^3 \right\} \dots \dots \dots (14)$$

$$F^* = 2a\rho^* \int_0^b u_1(z) \omega_1^2 dz - 2a\rho^* \int_0^b \delta u(z) \omega_1^2 dz = \frac{2a}{b} \left\{ \frac{2U_0}{\pi h} \left( \frac{\pi b}{2H} \right) G \right\} \left[ \cos \frac{\pi H_U}{2H} - \cos \frac{\pi H_L}{2H} + \frac{1}{2} \left( \frac{\pi b}{2H} \right)^2 \cos \frac{\pi H_U}{2H} (1 - \alpha) \right] \frac{\rho^*}{\rho_g} \dots \dots \dots (15)$$

ここに、地盤の基本角振動数  $\omega_1^2$  は次式で与えられる。

$$\omega_1^2 = \frac{G}{\rho_g} \left( \frac{\pi}{2H} \right)^2 \dots \dots \dots (16)$$

$F^*$  が式 (15) で与えられたから動土圧合力  $P$  は次式で与えられる。

$$P = \frac{1}{2} \frac{2a}{b} \left\{ \frac{2U_0}{\pi h} \left( \frac{\pi b}{2H} \right) G \right\} \left[ \cos \frac{\pi H_U}{2H} + \left\{ \cos \frac{\pi H_L}{2H} \right. \right.$$

$$-\cos \frac{\pi H_U}{2H} + \frac{1}{2} \left( \frac{\pi b}{2H} \right)^2 \cos \frac{\pi H_U}{2H} \left( 1 - \frac{\alpha}{\beta} \right) \frac{\rho^*}{\rho_G} - \alpha \cos \frac{\pi H_L}{2H} \dots\dots\dots (17)$$

(3) 荷重分担率  $\alpha$  の誘導

荷重分担率  $\alpha$  は、その性質は種々明らかにされてきたけれど、理論的には未定数そのままである。 $\alpha$  の理論的決定は、ダクト周辺地盤の全エネルギーの停留条件によることとし、以下のように考える。

ダクトの天端には地盤から本来  $\tau_v$  のせん断応力が伝えられているにもかかわらず  $\alpha \tau_v$  のせん断応力に相当する変形しかなしい。これまでの研究<sup>5,6)</sup>では、この応力差に相当する力が動土圧の一部になっていると考えてきた。したがって、この応力差によってダクトに蓄えられるはずのひずみエネルギー  $W$  はダクト周辺の地盤内に動土圧としての地盤内応力に起因するひずみエネルギーとして蓄えられていることになる。 $W$  は次式で与えられる。

$$W = \frac{1}{2} (2ab) \frac{(1-\alpha)\tau_v^2}{G^*} = \frac{1}{2} \cdot \frac{2a}{b} \left\{ \frac{2U_0}{\pi h} \left( \frac{\pi b}{2H} \right) \cos \frac{\pi H_U}{2H} \right\}^2 G \cdot \frac{(1-\alpha)^2}{\beta} \dots\dots (18)$$

地中構造物を含む地盤は、全体的には式 (11) に示す振幅  $u_1(z)$  で振動している。しかし、ダクト自身の変形はこの振幅から式 (14) に示す変位  $\delta u(z)$  だけ偏っている。このことは、ダクト周辺地盤のある部分が付加質量としてダクトと一体となって運動していることを示すものといえる。この付加質量がどの程度の範囲まで及ぶかは解明しようがないのでダクト部分を地盤材料で置き換えた範囲の  $\varepsilon$  倍としておき、誘導された  $\alpha$  の理論値を式 (8) に示した本数値実験結果における  $\alpha$  の実験式と比較することにより決定することとする。付加質量、すなわち、ダクト周辺地盤の運動エネルギー  $T$  は次式で与えられる。

$$T = \frac{1}{2} (2a\varepsilon)\rho_G \int_0^b \left\{ \delta u(z) \cdot \omega_1 \right\}^2 dz = \frac{1}{2} \cdot \frac{2a}{b} \left\{ \frac{2U_0}{\pi h} \left( \frac{\pi b}{2H} \right) \cos \frac{\pi H_U}{2H} \right\}^2 G \cdot \frac{13}{35} \varepsilon \left( \frac{\pi b}{2H} \right)^2 \left( 1 - \frac{\alpha}{\beta} \right)^2 \dots\dots (19)$$

側壁に作用する動土圧は反力として周辺地盤に対して上述した変位差  $\delta u(z)$  に対応した仕事をする。式 (17) に示した動土圧の合力  $P$  はこの変位差の重心に作用すると考えられ、重心位置は

$$z_0 = 0.7b \dots\dots\dots (20)$$

であり、この位置の変位差を  $u_p$  と書くと次式となる。

$$u_p = \frac{2U_0}{\pi h} \left( \frac{\pi b}{2H} \right) \cos \frac{\pi H_U}{2H} \cdot \frac{98}{125} \left( \frac{\alpha}{\beta} - 1 \right) \dots\dots\dots (21)$$

ダクト周辺地盤の全エネルギー  $\Pi$  は以上から次式で

与えられる。

$$\Pi = W + T - 2P \cdot u_p \dots\dots\dots (22)$$

未定係数  $\alpha$  は  $\Pi$  が最小となる次の条件から決定する。

$$\delta \Pi = \left( \frac{dW}{d\alpha} + \frac{dT}{d\alpha} - 2P \cdot \frac{du_p}{d\alpha} \right) \cdot \delta \alpha = 0 \dots\dots\dots (23)$$

上式で  $\delta \alpha$  は任意だから第 2 項の括弧内がゼロとなる。したがって、式 (17)~(19) および (21) を代入して整理すると、結局次式が得られる。

$$(\alpha-1) \cos \frac{\pi H_U}{2H} + \frac{13}{35} \varepsilon \left( \frac{\pi b}{2H} \right)^2 \cos \frac{\pi H_U}{2H} \left( \frac{\alpha}{\beta} - 1 \right) = \frac{98}{125} \left[ \cos \frac{\pi H_U}{2H} + \frac{\rho^*}{\rho_G} \left\{ \left( \cos \frac{\pi H_L}{2H} - \cos \frac{\pi H_U}{2H} \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{\pi b}{2H} \right)^2 \cos \frac{\pi H_U}{2H} \left( 1 - \frac{\alpha}{\beta} \right) \right\} - \alpha \cos \frac{\pi H_L}{2H} \right] \dots\dots\dots (24)$$

式 (24) をさらに整理し、諸定数を以下のように置く。

$$\left. \begin{aligned} A &= \cos \frac{\pi H_U}{2H} + \mu_2 \cos \frac{\pi H_L}{2H} + \mu_1 D \varepsilon \\ B &= (1 + \mu_2) \cos \frac{\pi H_U}{2H} + \mu_1 D \varepsilon \\ C &= \mu_2 \left\{ \left( \cos \frac{\pi H_L}{2H} - \cos \frac{\pi H_U}{2H} \right) + \frac{1}{2} D \right\} \\ D &= \left( \frac{\pi b}{2H} \right)^2 \cos \frac{\pi H_U}{2H}, \mu_1 = \frac{13}{35}, \mu_2 = \frac{98}{125} \end{aligned} \right\} \dots\dots (25)$$

上式において  $A, B, C$  各項に含まれる  $D$  の値は他の項に比べ 2 オーダー小さい値であり、 $A$  と  $B$  とにおいて前述した付加質量の範囲を規定する係数  $\varepsilon$  が 2 倍になろうが半分になろうが  $A$  と  $B$  の値に影響を与えない。式 (25) の諸定数を用いて式 (24) を  $\alpha$  について書くと次式を得る。

$$\alpha = \frac{B + \frac{\rho^*}{\rho_G} C}{A - D \left\{ \mu_1 \varepsilon - \left( \mu_1 \varepsilon + \frac{1}{2} \mu_2 \frac{\rho^*}{\rho_G} \right) \frac{1}{\beta} \right\}} \dots\dots\dots (26)$$

上式において、さらに、ダクトの見掛けのせん断剛性の変化が小さい場合、次の近似式が成立するから、

$$\frac{1}{\beta} = \frac{G}{G^*} = \frac{G}{G + dG} = 1 - \frac{dG}{G} \approx 1 - \ln \left( 1 + \frac{dG}{G} \right) = 1 - \ln \beta = 1 - \frac{\log \beta}{\log e} \dots\dots\dots (27)$$

式 (26) は結局、これまでの研究で得られた知見と同じく

$$\alpha = \alpha_0 + \alpha_1 \log \beta \dots\dots\dots (28)$$

の形式で与えることができる。ただし、 $\log$  は常用対数であり、 $\alpha_0$  と  $\alpha_1$  は次式で与えられる。

$$\alpha_0 = \frac{B}{A} + \frac{AC - 0.5BD\mu_2}{A^2} \cdot \frac{\rho^*}{\rho_G} - \frac{1}{2} \cdot \frac{CD}{A^2} \mu_2 \left( \frac{\rho^*}{\rho_G} \right)^2 \dots (29)$$

$$\alpha_1 = \frac{D}{\log e} \left\{ \frac{\mu_1 \varepsilon B}{A^2} + \frac{0.5\mu_2 B + \mu_1 \varepsilon C}{A^2} \cdot \frac{\rho^*}{\rho_G} + \frac{\mu_2}{2} \cdot \frac{C}{A^2} \left( \frac{\rho^*}{\rho_G} \right)^2 \right\}$$

$$\dots\dots\dots(30)$$

以上を本数値実験で用いた諸元に対して具体的に計算してみると、 $\alpha_0$  と  $\alpha_1$  は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_0 &= 0.7666 + 0.2393(\rho^*/\rho_G) - 0.0066(\rho^*/\rho_G)^2 \\ \alpha_1 &= 0.0426\epsilon + (0.0450 + 0.0144\epsilon)(\rho^*/\rho_G) \\ &\quad + 0.0152(\rho^*/\rho_G)^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(31)$$

結局、 $\epsilon$  の影響は  $\alpha_1$  にのみあり、 $\rho^*/\rho_G$  までの項と前述した実験式との比較から  $\epsilon$  の値は、定数項に対して 1.58、 $\rho^*/\rho_G$  の係数に対して 0.51 となり、ばらつきは大きい。前述したように  $\alpha$  に対する  $\rho^*/\rho_G$  の感度は鈍いからこれらの平均を用いても  $\alpha$  の評価に大きな誤差は生じないといえる。したがって、付加質量の範囲はダクトの大きさの範囲として、上述した諸式において、

$$\epsilon = 1.0 \dots\dots\dots(32)$$

とすることにする。その精度を検討するため  $\epsilon$  を 1 とした式 (31) を式 (8) に示した数値実験式と比較すると  $\alpha_0$  に関してはきわめて良い一致を示し、 $\alpha_1$  に関しても評価できる一致を示しているといえる。そこで、これまでの研究で設定してきたパラメーター  $\beta$  の範囲 0.1~1.0 および  $\rho^*/\rho_G$  の範囲 0.0625~1.0 において  $\alpha$  そのものの値を式 (31) と式 (8) とについて比較すると、実験式に対する理論式の相対誤差は -1.87% ~ +5.19% の範囲となり、上述した理論による  $\alpha$  の評価の精度は十分良いといえる。

### 5. 理論の検証

#### (1) 地中ダクトの動的水平直土圧算定手順のまとめ

基盤に式 (9) に示す共振角振動数の正弦波が入射してくる場合のダクト側壁に作用する動的水平直土圧の算定手順をまとめると、以下ようになる。

- ①  $\alpha$  を式 (25)~(30) および (32) から決定する。
- ② ダクト変位、式 (12) と式 (11) の地盤変位  $u_1(z)$  との相対変位の側壁にわたる積分がゼロとなるようゼロ点を補正したダクトの変位  $u_3(z)^*$  を次式<sup>6)</sup>から算定する。

$$u_3(z)^* = \frac{2U_0}{\pi h} \left[ \frac{\alpha \cdot \pi b}{\beta \cdot 2H} \cdot \cos \frac{\pi H_V}{2H} \left\{ 3 \left( \frac{z}{b} \right)^2 - 2 \left( \frac{z}{b} \right)^3 - 1 \right\} + \left( \frac{2H}{\pi b} \right) \left\{ \cos \frac{\pi H_L}{2H} - \cos \frac{\pi H_U}{2H} \right\} \right] \dots\dots\dots(33)$$

- ③ ダクトと地盤の相対変位  $\Delta u(z)^*$  を次式から求める。

$$\Delta u(z)^* = u_3(z)^* - u_1(z) \dots\dots\dots(34)$$

- ④ 地盤反力係数を式 (7) から算定し、動土圧の一部  $\sigma^*$  を式 (6) と式 (34) から算定する。

- ⑤ 動土圧合力  $P$  を式 (17) から求め、次式から動土圧の残りの部分<sup>6)</sup>  $\Delta \sigma$  を算定する。

$$\Delta \sigma = \hat{\sigma} \cdot \sin \frac{\pi(z+H_L)}{2H} \dots\dots\dots(35)$$

ここで、 $\hat{\sigma}$  は次式<sup>6)</sup>より算定する。

$$\hat{\sigma} = \frac{1}{2} \cdot \frac{T_U + F^* - \alpha T_L}{\frac{2H}{\pi} \left\{ \cos \frac{\pi H_L}{2H} - \cos \frac{\pi H_U}{2H} \right\}} \dots\dots\dots(36)$$

- ⑥ 全動土圧は次式より決定する。

$$\sigma_d = \Delta \sigma + \sigma^* \dots\dots\dots(37)$$

#### (2) 動土圧の算定例

以上を **Table 1** に示した数値実験ケースに適用した結果として、縦軸に数値実験で動土圧を算定したジョイント要素位置を取って動土圧の分布を示すと、M13~M17 の場合は **Fig.6** に、M18~M22 の場合は **Fig.7** のようになる。いずれも上部に数値実験結果を示し下部に本理論による結果を示してある。寸法の異なる両モデルにおいてダクトのせん断剛性が地盤のそれより極端に低い  $\beta=0.1$  の場合を除くと、分布形状、絶対値ともかなり良く一致しているといえる。さらに、著者が行った物理モデルの振動実験で対象とした実物大の地中ダクト (2  $a=10.8$  m,  $b=5.8$  m,  $t=0.7$  m) とその 1/35 相似モデルについて上記理論を適用した結果を **Fig.8** に示す。前の図と同じく縦軸には側壁に沿った動土圧算定位置を取って、動土圧分布の数値実験結果と本理論による結果とを重ねて示してある。上部は実物の結果であり、下部は相似モデルの結果である。実物では、ダクト上下端近傍の値がややずれているが他の箇所の絶対値は良く一致し、また、土圧の分布傾向もほぼ一致しているといえる。相似モデルではダクト上下端での一致は良くないが、物理モデルのシミュレーションにおいては、モデルごとに固有振動数が若干ずれたにもかかわらず地盤のみの場合の共振振動数の入力波を用いて計算しており、真の共振振動数からのずれがこのような差異を生じた原因であると考えられる。

全体としては、本理論動土圧は数値実験結果とかなり良く一致し、かつ安全側の値を与えているといえる。

### 6. 地震動入力に対する動土圧の評価

基盤上の表層地盤の平面波の方程式は、地盤の減衰として Rayleigh 型減衰を考えると次式で与えられる。

$$\rho_G \frac{\partial^2 (u(Z,t) + y(t))}{\partial t^2} = -\alpha_n \rho_G \frac{\partial u(Z,t)}{\partial t} + G \left( 1 + \beta_n \frac{\partial}{\partial t} \right) \frac{\partial^2 u(Z,t)}{\partial Z^2} \dots\dots\dots(38)$$

ここに、座標  $Z$  は基盤を原点に鉛直上向きに取り、これを次の境界条件で解くことを考える。

$$u(0,t) = \frac{\partial u(H,t)}{\partial Z} = 0 \dots\dots\dots(39)$$

基盤への入力波が、式 (9) のような正弦波の代わりに

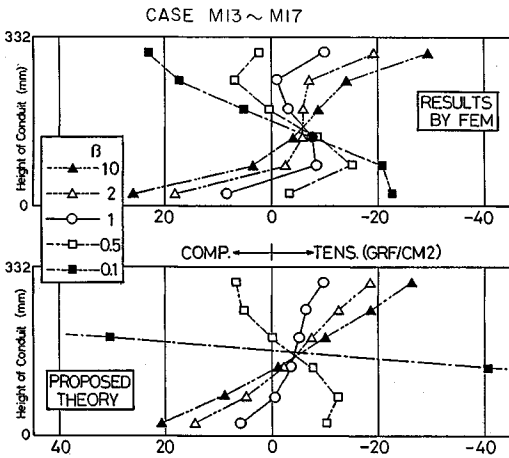


Fig.6 Comparison of Predicted Horizontal Normal Dynamic Earth Pressures on Side Wall with Numerical Ones (2/35 Models; Case M13~M17).

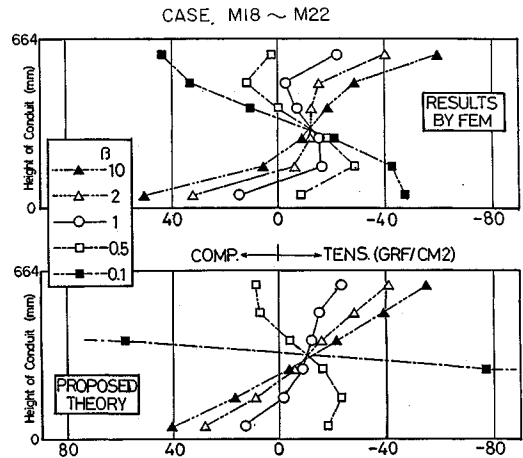


Fig.7 Comparison of Predicted Horizontal Normal Dynamic Earth Pressures on Side Wall with Numerical Ones (4/35 Models; Case M13~M22).

次のような地震動加速度  $g_0(t)$  であるとする。

$$\frac{\partial^2 y(t)}{\partial t^2} = -g_0(t) \dots \dots \dots (40)$$

境界条件を満足する固有関数は  $\sin \nu_k Z$  であり、 $\nu_k$  は

$$\nu_k = \frac{(2k-1)\pi}{2H}, \quad (k=1,2,3,\dots) \dots \dots \dots (41)$$

で与えられる。 $g_0(t)$  と解  $u(t,Z)$  をともに固有関数で展開し、初期変位と初速度をともにゼロとして一般解を求め、基本モード解のみを残すと次式を得る。

$$u(Z,t) = -\frac{4}{\pi} \cdot \sin \nu_1 Z \cdot \frac{1}{\omega_1 \sqrt{1-h_1^2}} \int_0^t g_0(t) e^{-h_1 \omega_1 (t-\tau)} \cdot \sin \omega_1 \sqrt{1-h_1^2} (t-\tau) d\tau \dots \dots \dots (42)$$

ここに、 $h_1$  は次式に示す基本モードの減衰定数であり、 $\omega_1$  は式 (16) に示した基本角振動数である。

$$h_1 = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{\omega_1} + \beta \omega_1 \right) \dots \dots \dots (43)$$

式 (42) の解の絶対値の最大値を取って、Duhamel 積分を  $\sqrt{1-h_1^2}$  で割った部分が  $g_0(t)$  の速度応答スペクトル  $S_V$  となることから基本モード応答変位の最大値は、

$$|u(t,Z)|_{\max} = (4/\pi \omega_1) S_V \sin (\pi Z/2H) \dots \dots \dots (44)$$

となる。座標をダクト下端を原点に上向きにとり  $z$  とすれば上式で  $Z$  の代わりに  $(z+H_L)$  と置いたものは、正弦波入力に対する式 (10) で与えられた振幅  $u_1(z)$  に対応したものとなる。 $\omega_1$  の代わりに基本周期  $T_1$  を使い、 $S_V$  を単位震度当たりの速度応答スペクトルとすれば、与えられた設計震度  $k_{0h}$  に対して、任意位置の地盤変位振幅  $u_1(z)$  は地震動入力に対しては次式で与えられる。

$$u_1(z) = \frac{2T_1}{\pi^2} k_{0h} S_V \cdot \sin \frac{\pi}{2H} (z+H_L) \dots \dots \dots (45)$$

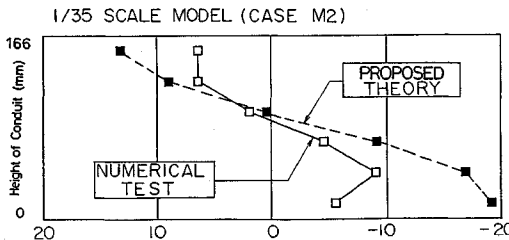
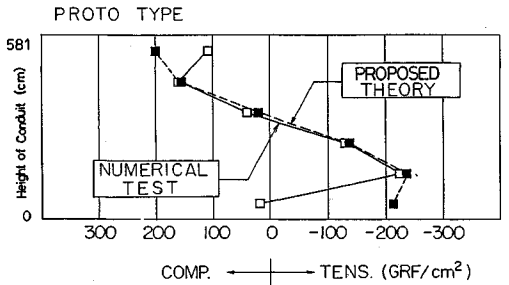


Fig.8 Comparison of Predicted Horizontal Normal Dynamic Earth Pressures on Side Wall with Numerical Ones (Prototype and 1/35 Models).

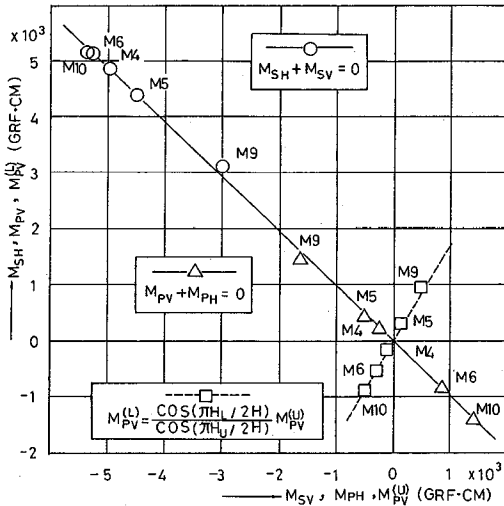
上式の地盤変位振幅を用いて本動土圧理論を適用すれば一般の地震動入力に対する動土圧の評価が可能になる。

### 7. せん断動土圧および上下板直動土圧の評価

(1) 動土圧による構造物重心まわりモーメントの特性  
側壁に作用している直動土圧以外の動土圧を検討するため、文献<sup>9)</sup>における検討で用いられた数値モデルと数値実験を再度実施した。入力・物性とも全く同じであるが、念のため数値モデルの諸元と実験ケースを **Table 3** に示しておく。ダクトの上下板に作用する動せん断応力による重心まわりのモーメントを  $M_{SH}$  と書き、側壁に作用する動せん断応力による重心まわりのモーメントを

**Table 3** Numerical Models for The Investigation of Dynamic Shearing Earth Pressure.

Model No.	EI (Kg <sup>2</sup> /cm <sup>2</sup> )	ρA (gr/cm)	a (cm)	b (cm)	H (cm)	β	ρ*/ρ <sub>0</sub>
M4	52080.0	6.3	15.5	16.6	66.0	1.0	1.0
M5	26040.0	do.	do.	do.	do.	0.5	do.
M6	104160.0	do.	do.	do.	do.	2.0	do.
M9	5208.0	do.	do.	do.	do.	0.1	do.
M10	520800.0	do.	do.	do.	do.	10.0	do.



**Fig.9** Relationships between Various Moments generated by Various Dynamic Earth Pressures.

$M_{SV}$ と書くものとする。また、側壁と上下板に作用する直動土圧による重心まわりのモーメントを、それぞれ、 $M_{PH}$ および $M_{PV}$ と書くものとする。さらに、この $M_{PV}$ のうち上板と下板に作用する直動土圧による重心まわりのモーメントを分けて、それぞれ、 $M_{PV}^U$ 、 $M_{PV}^D$ と書くものとする。縦軸に $M_{SH}$ 、 $M_{PV}$ 、 $M_{PV}^U$ を取り、これらそれぞれに対応させて横軸に $M_{SV}$ 、 $M_{PH}$ 、 $M_{PV}^U$ を取って、数値実験結果をプロットするとFig.9を得る。図から各モーメントの間で近似的に次式が成立していることがわかる。

$$M_{SH} + M_{SV} = 0 \dots\dots\dots(46)$$

$$M_{PV} + M_{PH} = 0 \dots\dots\dots(47)$$

すなわち、構造物に作用する動土圧による全モーメントの釣合い条件は、動土圧の垂直成分とせん断成分ごとのモーメントの釣合い条件に近似的に置き換えることができる。さらに、 $M_{PV}^U$ と $M_{PV}^D$ との関係を構造物上下板に作用しているせん断応力の比に比例すると仮定すると、 $\alpha$ の種々な値を平均して $\alpha=1$ とした場合の直線式と数値実験結果が図に示すとおりきわめて良く一致している。そこで、この関係を次式で与えることにする。

$$M_{PV}^D = \left\{ \cos \frac{\pi H_L}{2H} / \alpha \cdot \cos \frac{\pi H_U}{2H} \right\} \cdot M_{PV}^U \dots\dots\dots(48)$$

(2) 側壁に作用するせん断動土圧の評価

ダクトの上下板に作用するせん断応力(水平せん断動土圧)は、式(13)で与えられるせん断応力を用いて、それぞれ、 $\tau_v$ 、 $\alpha\tau_L$ で与えられる。側壁に作用する鉛直せん断動土圧を $\tau_v$ とすると、 $\tau_v$ の値は上板位置で $\tau_U$ 、下板位置で $\alpha\tau_L$ でなければならない。この間の分布形状は地盤のせん断応力分布と類似したものであるが、さらに、ダクトの存在による地盤変位からの偏り変位である式(14)に示した $\delta u(z)$ によるせん断応力の影響があるはずである。以上から $\tau_v$ を次式と仮定する。

$$\tau_v = \frac{U_0 G}{Hh} \left\{ \alpha + (1-\alpha) \frac{z}{b} \right\} \cos \frac{\pi}{2H} (z + H_L) + G \frac{\partial \delta u(z)}{\partial z} \cdot \xi \dots\dots\dots(49)$$

$\xi$ は $\delta u(z)$ の寄与分である。 $T_U = 2a\tau_U$ 、 $T_L = 2a\tau_L$ と式(49)から $M_{SV}$ と $M_{SH}$ とは次式で与えられる。

$$M_{SV} = -2 \int_0^b \tau_v \cdot a dz, \quad M_{SH} = \frac{b}{2} (T_U + \alpha T_L) \dots\dots\dots(50)$$

これらを式(46)に代入することにより $\xi$ を決定できる。結局、 $\tau_v$ は次式となる。

$$\tau_v = \frac{U_0 G}{Hh} \left\{ \left[ \alpha + (1-\alpha) \frac{z}{b} \right] \cos \frac{\pi}{2H} (z + H_L) + 6(\xi_0 + \xi_1 \alpha) \left\{ \left( \frac{z}{b} \right) - \left( \frac{z}{b} \right)^2 \right\} \right\} \dots\dots\dots(51)$$

ここに、 $\xi_0$ と $\xi_1$ は次式で与えられる。

$$\xi_0 = \frac{1}{2} \cos \frac{\pi H_U}{2H} - \left( \frac{2H}{\pi b} \right) \sin \frac{\pi H_U}{2H} - \left( \frac{2H}{\pi b} \right)^2 \left( \cos \frac{\pi H_U}{2H} - \cos \frac{\pi H_L}{2H} \right) \dots\dots\dots(52)$$

$$\xi_1 = \frac{1}{2} \cos \frac{\pi H_L}{2H} + \left( \frac{2H}{\pi b} \right) \sin \frac{\pi H_L}{2H} + \left( \frac{2H}{\pi b} \right)^2 \left( \cos \frac{\pi H_U}{2H} - \cos \frac{\pi H_L}{2H} \right) \dots\dots\dots(53)$$

(3) 上下板に作用する鉛直動土圧の評価

重心まわりの直動土圧によるモーメントの釣合い式(47)において、 $M_{PH}$ は側壁直動土圧から次式となる。

$$M_{PH} = -2 \int_0^b \left( z - \frac{b}{2} \right) (\sigma^* + \Delta \sigma) dz \dots\dots\dots(54)$$

上式に式(6)と式(35)を代入して整理すると次式を得る。

$$M_{PH} = -2b^2 \sigma_v^* \dots\dots\dots(55)$$

$$\sigma_v^* = k_z \frac{2U_0}{\pi h} \left\{ \frac{1}{10} \cdot \frac{\alpha}{\beta} \left( \frac{\pi b}{2H} \right) \cos \frac{\pi H_U}{2H} + \left( \frac{2H}{\pi b} \right) (\xi_0 + \xi_1) \right\} - \delta \left( \frac{2H}{\pi b} \right) (\xi_0 + \xi_1) \dots\dots\dots(56)$$

上下板に作用している鉛直動土圧の分布はダブルボックスラーメンとしての変形の影響を受けて多少複雑であるが、第一近似として直線分布とみなしても大きな誤差



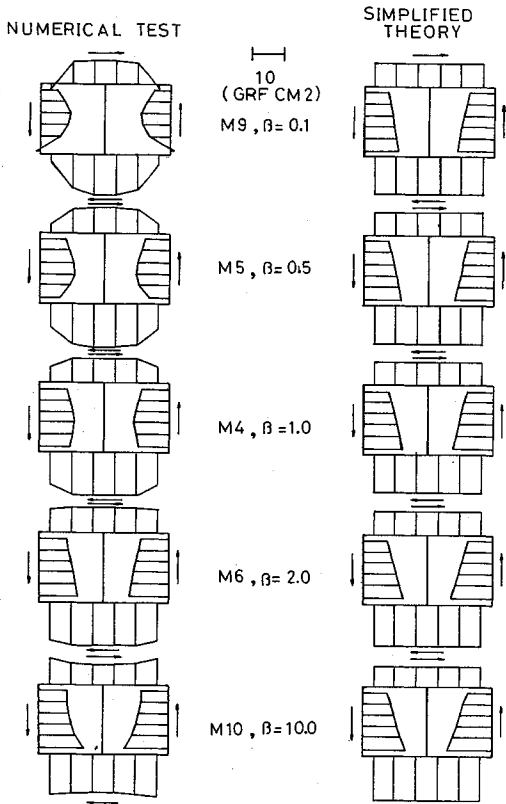


Fig.10 Comparison of Predicted Shearing Dynamic Earth Pressures on around Conduit with Numerical Ones (1/35 Models; Case M 4~M 6, M 9 and M 10).

はなさそうである。そこで、隔壁位置に原点を置き右方向を正として  $x$  座標を取って上板と下板の直動土圧を、それぞれ、次式と仮定する。

$$\sigma_{vu}(x) = \sigma_u \cdot x, \quad \sigma_{vl}(x) = \sigma_L \cdot x \dots \dots \dots (57)$$

式 (47) における  $M_{pv}$  は  $M_{pv}^{\text{理論}}$  と  $M_{pv}^{\text{数値}}$  との和であり  $M_{pv}^{\text{理論}}$  と  $M_{pv}^{\text{数値}}$  との間には式 (48) の関係があるとしたから、式 (57) より  $M_{pv}^{\text{理論}}$  と  $M_{pv}^{\text{数値}}$  を計算し、その和を式 (55) とを式 (47) に代入することにより式 (57) における  $\sigma_u$  と  $\sigma_L$  を決定できる。結局、式 (57) と仮定した上板と下板の直動土圧は次式で与えられる。

$$\sigma_{vu}(x) = 3\sigma_v^* \left(\frac{b}{a}\right)^2 \frac{\cos \frac{\pi H_u}{2H}}{\cos \frac{\pi H_u}{2H} + \alpha \cdot \cos \frac{\pi H_L}{2H}} \left(\frac{x}{a}\right) \dots \dots (58)$$

$$\sigma_{vl}(x) = -3\sigma_v^* \left(\frac{b}{a}\right)^2 \frac{\alpha \cdot \cos \frac{\pi H_L}{2H}}{\cos \frac{\pi H_u}{2H} + \alpha \cdot \cos \frac{\pi H_L}{2H}} \left(\frac{x}{a}\right) \dots \dots (59)$$

(4) せん断動土圧と上下板直動土圧の算定例

以上の理論に従って Table 3 に示した数値モデル全部についてせん断動土圧を算定し、数値実験結果と並べて示すと Fig.10 を得る。また、側壁直動土圧の場合と同

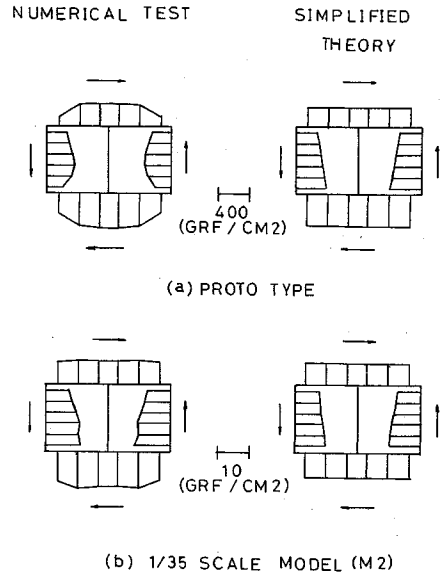


Fig.11 Comparison of Predicted Shearing Dynamic Earth Pressures on around Conduit with Numerical Ones (Prototype and 1/35 Models).

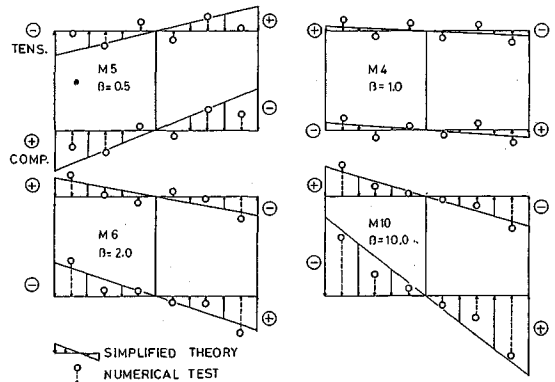


Fig.12 Comparison of Predicted Vertical Normal Dynamic Earth Pressures acting on The Ceiling and Bottom of Conduit with Numerical Ones.

じく実物ダクトとその1/35相似モデルについてのせん断動土圧の理論値と数値実験結果を並べて示したのが Fig.11 である。図から明らかとなり、せん断動土圧の最大値はいずれの場合もほとんど一致し、 $\beta$  が小から大に変化するにつれて分布形状が凸から凹に変化する傾向も一致しているといえる。せん断動土圧は理論値が数値実験値より安全側に評価されているとみなせるし、全体的に両者は良く一致しているといえる。

Table 3 に示した数値モデルについて、上下板に作用する直動土圧の理論値と数値実験値とを重ねて示したのが Fig.12 である。図から明らかとなり、最大値はほとんど一致し、理論値の分布形状は数値実験値の回帰直線に近いものとなっているといえる。

## 8. 結 論

上記所論を要約すると以下ようになる。

(1) ダクトの剛性に応じた地盤せん断力分担率  $\alpha$  を評価する一般式を誘導し、その妥当性を検証した。

(2) ダクトと地盤の相対変位に比例するダクト側壁の水平直動土圧における比例定数は、山原が導いたダクトの高さを一辺とする正方形板の剛板分布の地盤反力係数式で一般的に評価できることを示した。

(3) 以上により共振状態におけるダクト側壁の水平直動土圧を評価する一般理論が完成し、その妥当性も検証したが、基盤に地震動加速度が入力する場合にも、その速度応答スペクトルを用いて地盤応答振幅を評価することにより拡張できた。

(4) 上記地盤せん断力分担率とダクトの存在によるダクト近傍の地盤変位の偏りからダクトの全周面に作用するせん断動土圧の評価式を誘導し、その妥当性を検証した。

(5) 上下板に作用する直動土圧の評価式を、これが直線分布すると仮定し、動土圧のモーメントの釣合い特性に基づいて誘導し、その妥当性も検証した。

(6) 以上により地中ダクトに作用する全動土圧を評価する理論を確立できたといえる。

謝 辞：本研究は文部省科学研究補助金（課題番号 02452193）により遂行したものである。また、本数値実験における膨大なデータの分析には、鹿野裕二君（仙台

市役所）に、またモーメントの分析には、加藤雅一君（KK 奥村組）に多大のご協力を頂いた。併せて、ここに記し感謝の意を表したい。

## 参 考 文 献

- 1) 浜田政則：大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析，土木学会論文報告集，第 273 号，pp.1~14, 1978.
- 2) 当麻純一・国生剛治・岩橋 広：非岩着地中構造物の耐震設計に関する研究（その 1）—模型振動実験による地盤・ダクト系の動的応答の解明—，電力中央研究所研究報告，No. 383023，昭和 59 年 2 月.
- 3) 風間基樹・稲富隆昌・大塚幸治：剛体ケーソンに作用する動的土圧に関する模型振動実験（第二報）第 23 回土質工学研究発表会概要集 2 分冊の 1，pp. 839~842，昭和 63 年 6 月.
- 4) 竹内幹雄・坂上 明・水谷善行・渡辺啓行：大断面併設トンネルを有する水中盛土の模型振動実験と数値解析，土木学会論文集，No. 428/I-15，pp.183~192，1991. 4.
- 5) 渡辺啓行・末広俊夫：地中ダクト側壁動土圧に関する実験的検討，土木学会論文集，No. 432/I-16，pp.155~163，1991. 7.
- 6) 渡辺啓行・末広俊夫：数値実験による地中ダクトの動的水平直土圧の評価，土木学会論文集，No. 432/I-16，pp.165~174，1991. 7.
- 7) Goodman, R. E.（赤井浩一・川本眺万・大西有三共訳）：不連続性岩盤の地質工学，森北出版，pp.250~256，1978.
- 8) 山原 浩：動的解析における地盤の考え方，土と基礎，19-8(162)，pp.7~15，Aug.，1971.

(1990. 6. 4 受付)

## A THEORY ON DYNAMIC EARTH PRESSURES ACTING ON UNDERGROUND CONDUIT DURING EARTHQUAKE

Hiroyuki WATANABE

The normal and shearing dynamic earth pressures acting on an underground conduit are investigated with the numerical experiments carried on its 2 D-FEM model of reduced scale of 1/35, 2/35 and 4/35 as well as prototype each of which rigidity and unit mass over the cross section, except for the prototype, are variously changed.

A theory estimating the factor specifying the rate of shearing force which the conduit bears is derived from above numerical experimentals. The spring constant, which should be multiplied to the difference in displacement between the conduit and ground in order to estimate the main part of normal horizontal earth pressure on side walls, is found to be able to be estimated by the formula of the spring constant for rigid rectangular footing on an elastic half space derived by YAMAHARA. With the above two parameters a general theory specifying the all normal and shearing earth pressures acting on around the underground conduit is established.