

## 衝撃波を受ける粘性土中に埋設されたパイプの 動的応答解析

DYNAMIC RESPONSE OF BURIED PIPE IN COHESIVE SOIL SUBJECTED TO SHOCK WAVE

藤本一男\* 森 雅美\*\* 石川信隆\*\*\*

By Kazuo FUJIMOTO, Masami MORI and Nobutaka ISHIKAWA

This paper presents an analytical approach for the dynamic soil-structure interaction under impulsive loading. Herein, a new attempt is first made to introduce the strain rate effect into the nonlinear constitutive model of soil, so called CAP model. Then, the specially devised computational algorithm is developed by introducing the CAP model into the dynamic nonlinear analysis of soil-structure interaction based on the finite element method. Finally, the dynamic response of pipe buried in cohesive soil subjected to shock wave is examined on the strain rate effect numerically and is compared with the experimental results. The influence of the rigidity of pipes on the earth pressure and displacement of pipe is also discussed.

### 1. 結 言

近年、衝撃荷重を受ける土-構造物系の動的相互作用に関する研究が益々活発となってきたが、その目的は落石によるロックシェッドの設計<sup>1)</sup>や近接発破による既設トンネルの安全性の検討<sup>2)</sup>および地下構造物の設計<sup>3)</sup>などに資するためと思われる。

本研究は、在来の有限要素法による動的応答解析法に、ひずみ速度効果を考慮した土の構成方程式を導入し、衝撃波を受ける埋設パイプの動的応答解析を行って、土-構造物系の動的相互作用を数値解析的に考察しようとしたものである。

従来、有限要素法を用いて土-構造物系の動的問題を取り扱った研究は比較的多く、例えば、Baron<sup>4)</sup>は爆発荷重による地盤振動の解析を3種類の土の構成モデルを用いて比較検討し、土の構成方程式としてはCAPモデル<sup>5)</sup>が有効であると述べている。また伊藤・久武<sup>2)</sup>は地盤を弾性体と仮定して近接発破に起因する既設トンネル覆工の動的応答解析を行い、実際のトンネルの工事現場における実測結果と比較して、その妥

---

\* 工修 防衛庁第4研究所研究員 (〒229 神奈川県相模原市淵野辺2-9-54)

\*\* 防衛大学校助手 土木工学教室 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

\*\*\* 工博 防衛大学校教授 土木工学教室 ( 同上 )

当性を確認している。またWilson<sup>3)</sup>は爆発荷重による地下構造物の動的相互作用について初めて非線形解析を行い、土の材料モデルの中の体積およびせん断弾性係数がひずみに依存すると仮定して、そのモデルの有効性を提唱している。しかし、有限要素法を用いて土のひずみ速度効果を考慮した土-構造物系の動的応答解析に関する研究はあまりその例がなく、また土の動的構成方程式そのものにも有効なモデルが見当たらない現状である。

本研究は、衝撃荷重を受ける土-構造物系の動的応答解析法を開発するための第一歩として、在来の有限要素法による非線形動的応答解析法<sup>6)</sup>にひずみ速度効果を考慮した土の構成方程式を導入することを試み、数値計算例として衝撃波を受ける粘性土中に埋設されたパイプの動的挙動を考察し、ひずみ速度効果による影響やパイプの剛性による影響、さらに著者の1人が行った実験結果との比較などにより本法の妥当性および応用性について検討しようとするものである。

## 2. ひずみ速度効果を考慮した土の構成方程式

### (1) ひずみ速度効果を考慮した降伏曲面

従来、土の構成方程式には非常に多くの提案がなされているが、これらは主として静的な問題に関するものであり、動的な問題に対しては土の繰り返し載荷時の復元力特性に関するものが多い。一方、高速載荷時の場合は Baron<sup>4)</sup>が爆発荷重を受ける地盤の振動解析を行い、3つの土の構成モデルを比較検討することにより、高速載荷時には CAPモデルが有効であると述べている。その理由は、応力波が地盤中を伝播する場合に、土は非圧密非排水状態であり、また破壊限界に達する以前から非線形挙動を示すので、塑性体積ひずみを硬化パラメータに選定できる CAPモデルが材料非線形性を十分表現し得る<sup>5), 6)</sup>ためと考えられる。しかし、Baronらの使用した CAPモデルにはひずみ速度効果が無視されている。それは対象とした土が砂であり、ひずみ速度効果を考慮する必要がなかったためと思われる。一方、粘性土の場合にはひずみ速度効果を無視することはできないと考えられるので、ここではなるべく少ない土質パラメータを用いた単純な CAPモデル<sup>5)</sup>にひずみ速度効果を導入することを企図した。

まず、CAP モデルは Drucker-Prager の降伏曲面（以下D-P 面と称する）と楕円型 CAPの降伏曲面（以下CAP 面と称する）によって表現できる<sup>5)</sup>と仮定すると、図-1のD-P 面は周知の次式で表わされる。

$$F_f = \alpha J_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (1)$$

ただし、 $J_1$  = 応力の1次不変量、 $J_2$  = 偏差応力の2次不変量、 $\alpha$ 、 $k$ は内部摩擦角（ $\phi_0$ ）および粘着力（ $c_0$ ）に対応する係数であり、次式によって表わされる。

$$\alpha = 2 \sin \phi_u / [\sqrt{3}(3 - \sin \phi_u)] \quad (2)$$

$$k = 6 c_u \cos \phi_u / [\sqrt{3}(3 - \sin \phi_u)] \quad (3)$$

上式の中で、 $\phi_u$  および  $c_u$  は図-2に示すようにひずみ速度に依存することが実験的に確認された<sup>7)</sup>ので、ここでは図-2の曲線を次のようなひずみ速度の常用対数の3次式で表わした。

$$\phi_u = a_1 \dot{\epsilon}^3 + a_2 \dot{\epsilon}^2 + a_3 \dot{\epsilon} + a_4 \quad (4)$$

$$c_u = b_1 \dot{\epsilon}^3 + b_2 \dot{\epsilon}^2 + b_3 \dot{\epsilon} + b_4 \quad (5)$$

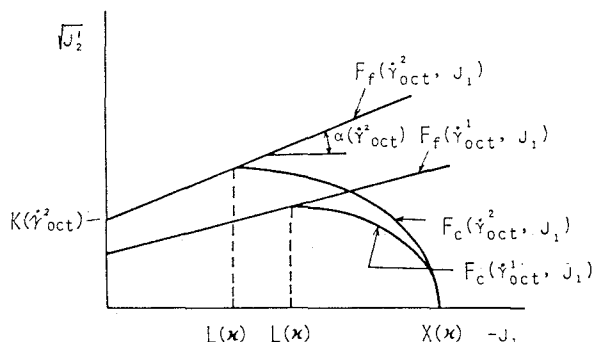


図-1 CAP モデルのひずみ速度による変化

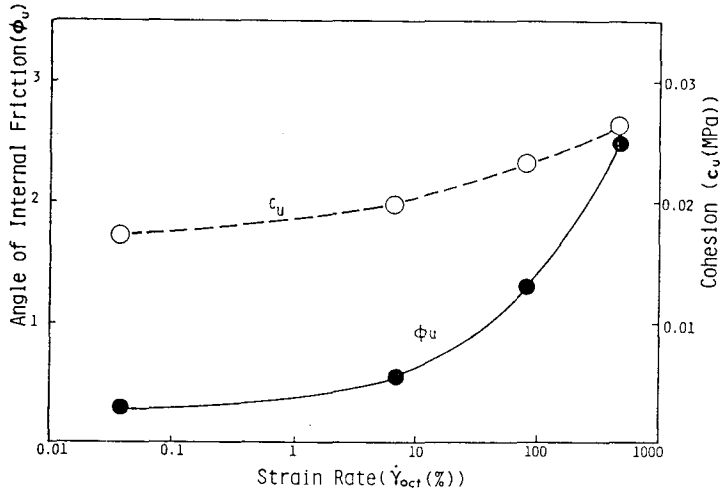


図-2  $\phi_u$  および  $c_u$  のひずみ速度依存性 (粘性土)

ただし、 $\dot{x} = \log(\dot{\gamma}_{oct})$ 、 $a_1, \dots, a_4, b_1, \dots, b_4$  は実験によって得られる係数で、ここでは  $a_1=0.09, a_2=0.148, a_3=-0.153, a_4=0.29, b_1=0.00027, b_2=0.00056, b_3=0.00083, b_4=0.0182$  を用いた<sup>7)</sup>。上式中の  $\dot{\gamma}_{oct}$  はせん断ひずみ速度で次式より求められる。

$$\dot{\gamma}_{oct} = \frac{2}{3} [(\Delta \epsilon_x - \Delta \epsilon_y)^2 + (\Delta \epsilon_y - \Delta \epsilon_z)^2 + (\Delta \epsilon_z - \Delta \epsilon_x)^2 + \frac{3}{2} (\Delta \gamma_{xy}^2 + \Delta \gamma_{yz}^2 + \Delta \gamma_{zx}^2)]^{1/2} / \Delta t \quad (6)$$

ここに、 $\Delta \epsilon_x, \Delta \epsilon_y, \Delta \epsilon_z$  はそれぞれ  $x, y, z$  方向の垂直ひずみ増分であり、 $\Delta \gamma_{xy}, \Delta \gamma_{yz}, \Delta \gamma_{zx}$  はせん断ひずみ増分、 $\Delta t$  は時間増分である。一方、図-1のCAP面は Sandlerら<sup>5)</sup>によって次式のように楕円として表わされる。

$$F_c = (J_1 - L)^2 + R^2 J_2 - (X - L)^2 = 0 \quad (7)$$

ここで、 $R$  は土質によって定まる定数で、楕円の長軸と短軸の比である。また  $L$  は楕円の頂点での  $J_1$  を意味し、 $X$  は  $J_1$  軸と楕円との交点である。 $L$  の値は  $F_t = F_c$  および  $J_1 = L$  の条件より次式のように求められる。

$$L = (X + kR) / (1 + \alpha R) \quad (8)$$

ここで、 $R$  および  $X$  はひずみ速度  $\dot{\gamma}_{oct}$  に無関係であるが、 $\alpha, k$  は  $\dot{\gamma}_{oct}$  に依存するので、 $L$  点および  $F_c$  が  $\dot{\gamma}_{oct}$  の値に応じて図-1のように移動することになる。次に  $X$  点の値を求めるため、塑性体積ひずみ硬化説を採用すれば硬化パラメータ  $\kappa$  を塑性体積ひずみ  $\epsilon_v^p$  として差し支えなく、図-1の  $J_1$  軸上の応力経路  $X$  点とそれに対応する  $\epsilon_v^p$  との関係は、次式のように表わされる<sup>5)</sup>。

$$\kappa = \epsilon_v^p = W(e^{D\kappa} - 1) \quad (9)$$

ただし、 $D, W$  は実験によって定まる定数である。なお、式(9)は等方圧縮時の応力～ひずみ関係に相当し、本来ひずみ速度に依存すると考えられるが、ここでは、静的載荷時の関係を用いることにした。以上述べたように、あるひずみ増分  $\Delta \epsilon$  が与えられると、せん断ひずみ速度  $\dot{\gamma}_{oct}$  および塑性体積ひずみ  $\epsilon_v^p$  が求まり、これより式(1)～(9)を用いてひずみ速度を考慮した降伏曲面が決定されることになる。

## (2) 弾塑性応力・ひずみマトリックスの算定

前項で述べたようにひずみ速度に伴う降伏曲面  $F$  が定まると、そのときの弾塑性応力・ひずみマトリックス

ス $D^{ep}$ は以下のようにして算定される。まず関連流動則および塑性体積ひずみ硬化説に基づくと仮定すると、全ひずみ増分  $d\epsilon_{ij}$  に対する応力増分  $d\sigma_{ij}$  は一般に次式のように表わされる<sup>8)</sup>。

$$d\sigma_{ij} = K\delta_{ij}(d\epsilon_{kk} - 3d\lambda \frac{\partial F}{\partial J_1}) + 2G(d\epsilon_{ij} - d\lambda \frac{s_{ij}}{\sqrt{J_2}} \frac{1}{2\sqrt{J_2}}) \quad (10)$$

ただし、

$$d\lambda = [3K \frac{\partial F}{\partial J_1} d\epsilon_{kk} + G \frac{\partial F}{\partial \sqrt{J_2}} \frac{s_{rs} d\epsilon_{rs}}{\sqrt{J_2}}] / [9K(\frac{\partial F}{\partial J_1})^2 + G(\frac{\partial F}{\partial \sqrt{J_2}})^2 - 3 \frac{\partial F}{\partial J_1} \frac{\partial F}{\partial \epsilon_v^p}] \quad (11)$$

また  $K$  = 体積弾性係数、 $G$  = せん断弾性係数、 $F$  = 降伏関数、 $d\epsilon_{kk}$  = 体積ひずみ増分、 $d\epsilon_{rs}$  = 偏差ひずみ増分、 $\delta_{ij}$  = Kronecker のデルタ記号。

よって、降伏関数として D-P面 ( $F = F_I$ ) および CAP面 ( $F = F_C$ ) を用いれば、応力増分とひずみ増分との関係ひいては弾塑性応力・ひずみマトリックス $D^{ep}$  がそれぞれ次式のように導かれる。

$$d\sigma = D^{ep} d\epsilon \quad (12)$$

ただし、

$$D^{ep} = D^e - \frac{1}{H} \begin{bmatrix} A_1^2 & & & & & \\ A_1 A_2 & A_2^2 & & & & \\ & & \text{SYM.} & & & \\ A_1 A_3 & A_2 A_3 & A_3^2 & & & \\ A_1 A_4 & A_2 A_4 & A_3 A_4 & A_4^2 & & \\ A_1 A_5 & A_2 A_5 & A_3 A_5 & A_4 A_5 & A_5^2 & \\ A_1 A_6 & A_2 A_6 & A_3 A_6 & A_4 A_6 & A_5 A_6 & A_6^2 \end{bmatrix} \quad (13)$$

ここで、D-P面の場合：

$$\begin{aligned} H &= 9K\alpha^2 + G, \\ A_1 &= 3K\alpha + Gs_1/\sqrt{J_2}, \quad A_2 = 3K\alpha + Gs_2/\sqrt{J_2}, \quad A_3 = 3K\alpha + Gs_3/\sqrt{J_2}, \\ A_4 &= Gs_4/\sqrt{J_2}, \quad A_5 = Gs_5/\sqrt{J_2}, \quad A_6 = Gs_6/\sqrt{J_2} \end{aligned} \quad (14)$$

CAP 面の場合：

$$\begin{aligned} H &= 36K(J_1 - L)^2 + 4GR^2 J_2^2 - 12(J_1 - L)[L - J_1 + \alpha R(L - X)]/[DWe^{DX}(1 + \alpha R)], \\ A_1 &= 2[3K(J_1 - L) + GR^2 s_1], \quad A_2 = 2[3K(J_1 - L) + GR^2 s_2], \quad A_3 = 2[3K(J_1 - L) + GR^2 s_3], \\ A_4 &= 2GR^2 s_4, \quad A_5 = 2GR^2 s_5, \quad A_6 = 2GR^2 s_6 \end{aligned} \quad (15)$$

なお、式(14)の誘導にあたっては、塑性体積ひずみ $\epsilon_v^p$  による影響は無視した ( $\partial F / \partial \epsilon_v^p = 0$ )。

### 3. 有限要素法による土一構造物系の動的応答解析

#### (1) 運動方程式および解法

本解析では、平面ひずみ状態の仮定のもとで、形状関数を2次式で表現できる8節点アイソパラメトリック要素を用いた。まず、材料非線形性を考慮したある時刻 $t + \Delta t$ における運動方程式は次式のように表わされる<sup>9)</sup>。

$$M\ddot{U}_{t+\Delta t} + C\dot{U}_{t+\Delta t} + K_t U_t = R_{t+\Delta t} - F_{et} \quad (16)$$

ただし、 $M$  = 質量マトリックス、 $C$  = 減衰マトリックス、 $K_t$  = 時刻 $t$ における接線剛性マトリックス、

$R_{t+\Delta t}$  =  $t + \Delta t$ における外力荷重ベクトル、 $U$  = 節点変位増分ベクトル =  $U_{t+\Delta t} - U_t$ 、 $\ddot{U}$  = 加速度ベクトル、 $\dot{U}$  = 速度ベクトル、 $F_{et}$  = 時刻 $t$ における要素内応力に基づく等価節点力。

ここで、 $\mathbf{M}$ はコンシステント質量マトリックスを用い、減衰マトリックス $\mathbf{C}$ は質量マトリックス $\mathbf{M}$ と剛性マトリックス $\mathbf{K}$ とに比例するRayleighダンピングを用いた。

$$\mathbf{C} = \tilde{\alpha}\mathbf{M} + \tilde{\beta}\mathbf{K} \quad (17)$$

ここに、係数 $\tilde{\alpha}$ 、 $\tilde{\beta}$ は系の固有円振動数の関数で固有円振動数の2次までをとると次式のようになる<sup>10)</sup>。

$$\tilde{\alpha} = 2\lambda\omega_1\omega_2 / (\omega_1 + \omega_2), \quad \tilde{\beta} = (2\lambda\omega_1 - \tilde{\alpha}) / \omega_1^2 \quad (18)$$

ただし、 $\omega_1, \omega_2$  は系の第1次および第2次円振動数、 $\lambda$ は減衰定数である。

式(16)の運動方程式は Newmark  $\beta$ 法 ( $\beta=1/6$ ) を用いて逐次増分的に解き、非線形解析にはタイムステップ $\Delta t$ 間で修正Newton-Raphson法を用いた。解析に当たっては、タイムステップ $\Delta t$ 間において $\mathbf{K}$ を一定と仮定しているので、材料の非線形性に伴う不平衡力 $\Delta \mathbf{F}_i$ が生じる。この不平衡力を求めるためには各要素内応力に基づく等価節点力 $\mathbf{F}_e$ を求める必要がある。さらに、等価節点力 $\mathbf{F}_e$ を算定するためには各要素の積分点毎に応力状態ひいては弾塑性応力・ひずみマトリックス $\mathbf{D}^{ep}$ が必要となる。以下にこれらの算定法について述べる。

## (2) ひずみ速度を考慮した応力状態と等価節点力の算定法

2. (1) で得られたひずみ速度を考慮した降伏関数 $F_i$  および $F_c$ を用いて、各要素の積分点毎に弾塑性応力・ひずみマトリックス $\mathbf{D}^{ep}$ を求めるには、そのときの応力状態が必要である。

① まず、材料の弾性挙動を仮定して弾性試行応力増分 $\Delta \sigma_e = \mathbf{D}^e \Delta \epsilon$ を計算し、仮の応力状態 $\sigma' = \sigma_0 + \Delta \sigma_e$ について降伏の判定を行う。

② その結果、 $F(\sigma') < 0$ であれば弾性状態か除荷を生じているため、仮の応力状態を正しい応力状態とみなし以後の計算を行わない。

③ 逆に、 $F(\sigma') > 0$ であれば、仮の応力状態は弾性から塑性状態に移行したものとみなし、図-3に示すようにまず降伏曲面上の応力 $\sigma_y = \sigma_0 + r \Delta \sigma_e$ が次式の条件を満足する $r$ を用いて計算される。

$$F(\sigma_0 + r \Delta \sigma_e) = 0 \quad (19)$$

ただし、 $r$ は全体のひずみ増分 $\Delta \epsilon$ に対する弾性ひずみ増分の比を示し、D-P面およびCAP面を越える場合に依りて $r$ の値は次のようになる。

$$r = (-B + \sqrt{B^2 - AC}) / A \quad (20)$$

ここで、D-P面の場合：

$$A = \Delta s_{ij} \Delta s_{ij} - 2\alpha^2 \Delta J_1^2, \quad B = s_{ij} \Delta s_{ij} + 2\alpha^2 \Delta J_1 J_1 - 2\alpha k \Delta J_1, \quad C = 2J_2 - 2\alpha^2 J_1^2 + 4\alpha k J_1 - 2k^2 \quad (21)$$

CAP 面の場合：

$$A = \Delta J_1^2 + R^2 \Delta s_{ij} \Delta s_{ij} / 2, \quad B = (J_1 - L) \Delta J_1 + R^2 s_{ij} \Delta s_{ij} / 2, \quad C = (J_1 - L)^2 + R^2 J_2 - (X - L)^2 \quad (22)$$

ただし、 $s_{ij}$ 、 $\Delta s_{ij}$ は偏差応力およびその増分である。

④ したがって、①で計算した弾性試行応力増分 $\Delta \sigma_e$ は次のような塑性増分を考慮した応力増分 $\Delta \sigma$ に変る。

$$\Delta \sigma = r \mathbf{D}^e \Delta \epsilon + (1-r) \mathbf{D}^{ep} \Delta \epsilon \quad (23)$$

⑤ 次に、弾塑性応力・ひずみマトリックス $\mathbf{D}^{ep}$ は応力および硬化パラメータの関数であるので、式(23)の

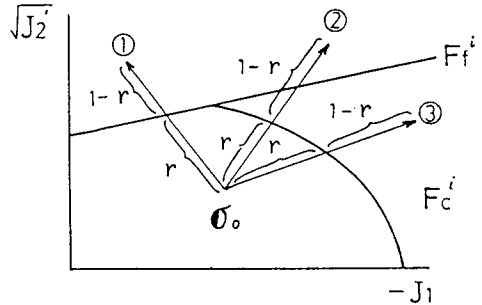


図-3 要素の降伏の判定

第2項を高精度に計算するためには、塑性ひずみ増分  $(1-r) \Delta \epsilon$  を次式のように  $m$  個に小分割 (Subincrement) したうえで、応力修正を行う必要がある。

$$\Delta \epsilon_m^p = [(1-r)/m] \Delta \epsilon \quad (24)$$

㉔ この小分割に対応する応力増分  $\Delta \sigma_i$  は  $\Delta \sigma_i = D^{ep} \Delta \epsilon_m^p$  となり、このときの応力状態は次式となる。

$$\sigma'_{i+1} = \sigma_i + \Delta \sigma_i \quad (25)$$

㉕ よって、降伏判定で  $F(\sigma'_{i+1}) > 0$  であれば、応力  $\sigma'_{i+1}$  を降伏曲面上に引き戻す操作が必要である。この応力修正操作は、次の増分間においても降伏曲面上になければならないという条件  $dF = 0$  と修正された応力  $\sigma_{i+1} = \sigma_i + s d\sigma$  が降伏曲面上にあるという条件から応力修正係数  $s$  が次のように算定される<sup>11)</sup>。

まず、 $dF$  は降伏関数の差であるので、

$$dF = \left( \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T d\sigma = 0 - F_1 \quad (26)$$

ここに、 $F_1$  は前の降伏関数の値で  $F_1 > 0$  である。上式に  $\frac{\partial F}{\partial \sigma}$  を乗じたうえで  $d\sigma$  を求めれば次式が得られる。

$$d\sigma = (-F_1 \frac{\partial F}{\partial \sigma}) / \left[ \left( \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right] \quad (27)$$

次に、修正された応力  $\sigma_{i+1}$  が降伏曲面上にあるという条件より次式が成立する。

$$F(\sigma_i + s d\sigma) = 0 \quad (28)$$

式(27)と式(28)より応力修正係数  $s$  を求めると次のような値となる。

$$s = [B - \sqrt{B^2 - AC}] / A \quad (29)$$

ただし、D-P面の場合：

$$A = (1 - 36\alpha^4) / 4, \quad B = \sqrt{J_2} - 6\alpha^2 (\alpha \Delta J_1 - k), \quad C = J_2 - (\alpha \Delta J_1 - k)^2 \quad (30)$$

CAP 面の場合：

$$A = 36(J_1 - L)^2 + R^6 J_2, \quad B = 6(J_1 - L)^2 + R^4 J_2, \quad C = (J_1 - L)^2 + R^2 J_2 - (X - L)^2 \quad (31)$$

㉖ 式(29)で得た応力修正係数  $s$  を用いて修正された応力  $\sigma_{i+1} (= \sigma_i + s d\sigma)$  レベルでの弾塑性応力・ひずみマトリックス  $D^{ep}$  が式(13)より算定される。

㉗ この操作を小分割した塑性ひずみ増分毎に行い、㉔～㉖を繰り返し、与えられたひずみ増分  $\Delta \epsilon$  に対する応力状態  $\sigma = \sigma_0 + \Delta \sigma$  を得る。最終的にこの応力状態に対する積分点の弾塑性応力・ひずみマトリックス  $D^{ep}$  が式(13)より算定されることになる。

㉘ ㉔～㉖の操作を積分点毎に繰り返したうえで各積分点における  $\sigma$  および  $D^{ep}$  を用いれば、要素の等価節点力  $f_e$  および要素剛性マトリックス  $k$  が次式より算定されることになる。

$$\begin{aligned} f_e &= \iiint_V B^T \sigma dv \\ k &= \iiint_V B^T D^{ep} B dv \end{aligned} \quad (32)$$

ただし、 $B$ ：節点変位とひずみ場を関係づけるマトリックス。

以上の手順を各要素毎に繰り返したうえで、所要のタイムステップまで動的応答計算を行う。

#### 4. 数値計算のための入力データ

##### (1) 土-構造物モデル

土-構造物モデルとしては著者の1人が行ったショックチューブによる埋設パイプの動的応答実験<sup>12)</sup>をモ

デルとし、実験結果との比較を行うため図-4に示すように、パイプを中心として放射線上に等比級数でメッシュ分割を行い、これに基づいて質量マトリックス $M$ 、剛性マトリックス $K$ および減衰マトリックス $C$ を算出した。

### (2) 荷重モデル

衝撃荷重としては、図-5に示すように実験データ<sup>12)</sup>(点線)を実線のように理想化したうえで、図-4に示すような土-構造モデルに作用する等分布荷重を等価節点外力に置換して各節点にあたえた。

### (3) 時間間隔

式(16)を数値的に解くための時間間隔 $\Delta t$ は、本例のように応力波伝播解析において極めて重要な値である。例えば、桜井ら<sup>13)</sup>は、弾性波動の伝播について種々の $\Delta t$ を用いて、解の収束状況を検討した結果、系の最小固有周期の1/7以下であれば解は理論値に一致すると述べている。また、山田ら<sup>14)</sup>は時間要素分割比 $\Delta t/\Delta l < \Delta l$ は最小要素分割長が波動伝播速度の逆数になるよう選ぶべきであると述べており、一方、Bathe<sup>9)</sup>は系の1次固有周期の1/124程度にすればよいと提言している。ここでは系の最小固有周期を求めることが困難であるので、Batheの提唱した方法と山田らの方法で求めた $\Delta t$ の小さい方すなわち、 $\Delta t=0.00006\text{sec}$ とした。

### (4) 土の力学定数

土の弾性係数 $E$ は、まず波動伝播速度 $C$ より体積弾性係数 $K (= \rho C^2)$ を求め、次に $E (= 3K(1-2\nu))$ を算定して $E=23.7 \text{ kgf/cm}^2 (2.32 \text{ MPa})$ とした。ただし、ポアソン比は $\nu=0.45$ を用いた。次に、硬化パラメータに用いる等方圧縮応力と塑性体積ひずみの関係を示すパラメータ $W$ 、 $D$ は実験データ<sup>7)</sup>より $W=0.021$ 、 $D=0.272 \text{ cm}^2/\text{kgf} (2.77 \text{ l/MPa})$ を与えた。また、CAP面の降伏曲面を示すパラメータ $R$ は、 $R=2.5$ とした<sup>7)</sup>。さらに、 $D$ - $P$ 面の係数 $\alpha$ 、 $k$ はひずみ速度効果を考慮した式(2)～(5)によって求めた。

土の減衰係数 $\tilde{\alpha}$ 、 $\tilde{\beta}$ は式(18)によって得られるが、その中の減衰定数は $\lambda=0.2$ とした。その理由は衝撃実験<sup>12)</sup>において土のひずみが約1%生じたことにより文献(15)を参照して判断した。

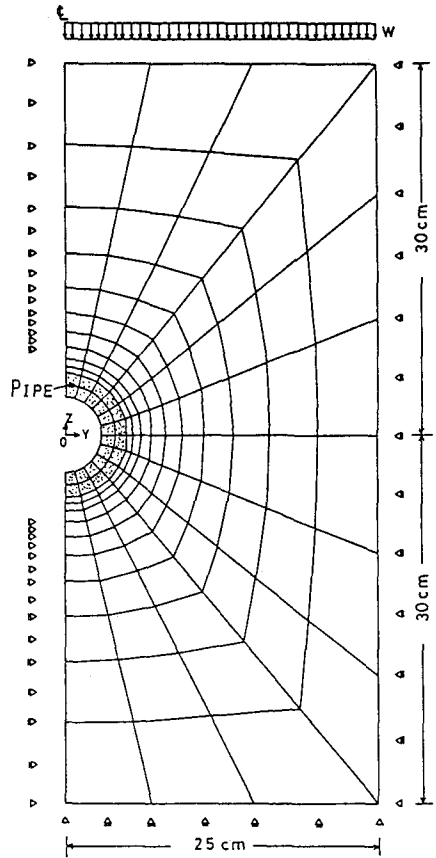


図-4 要素分割

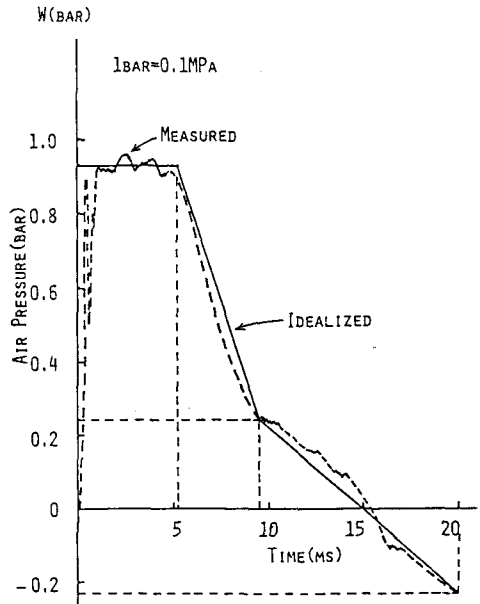


図-5 実験による外力と理想化した外力

## 5. 計算結果と考察

### (1) ひずみ速度効果による影響

ここでは、2. で導いたひずみ速度を考慮した土の構成方程式を用い、3. で述べた FEMによる手法により数値計算を行い、ひずみ速度効果を見無視した場合の結果と比較することにより、その影響を調べたものである。

図-6 (a), (b) は厚さ  $t=0.5\text{mm}$  (FP) および  $t=2\text{mm}$  (RP) の場合のパイプ頂部における変位～時間曲線を示したもので、ひずみ速度を考慮した方が考慮しない場合に比し、 $\text{time}=12\text{ms}$  以降の変位は約 10%程度小さくなっている。これは、ひずみ速度効果を考慮することによって降伏曲面がふくらみ、系全体としての弾性領域部分が増大し、したがって、系全体の剛性が増大するためと思われる。

図-7 (a), (b) は RPパイプの頂部および側方における土の垂直ひずみおよびせん断ひずみ～時間曲線を示したもので、頂部の垂直ひずみではひずみ速度を考慮してもあまり変化はないが、側方のせん断ひずみでは、変位と同様にひずみ速度を考慮しない場合、 $\text{time}=12\text{ms}$  以降のひずみがかなり大きくなっている。これは頂部の垂直ひずみの場合、上方からの圧縮が支配的であるのに対し、側方の場合には土のせん断の影響が大きく、反射波と入射波の重なり合いによる大きなせん断応力が発生し、そのためひずみ速度を考慮することにより降伏曲面がふくらみ、ひずみを減少させたものと思われる。

図-8 は  $t=0.5\text{mm}$  (FP) の場合のパイプ側方における作用土圧～時間曲線を示したもので、この場合はひずみ速度による影響の差異はあまり認められない。しかし、ひずみ速度を考慮すると、土圧の波形が振動していることがわかる。これは、前述のように、降伏曲面のふくらみに伴う弾性領域の増加ひいては剛性が増大するため高次の振動が発生しやすくなるものと思われる。

以上をまとめるとひずみ速度による影響としては次のようになる。

- 1) ひずみ速度の効果を考慮すると、土の降伏曲面または破壊限界がふくらみ、弾性領域が増大するため、土-構造物系としての剛性が高まり、パイプの変位および土のせん断ひずみはそれぞれ小さくなることが確認された。
- 2) 一方、ひずみ速度の応力に与える影響はあまり大きくないが、ひずみ速度を考慮することによって多少波形が振動するようになる。

なお、本計算例では上方からの圧縮応力が主として作用し、せん断応力があまり大きくない

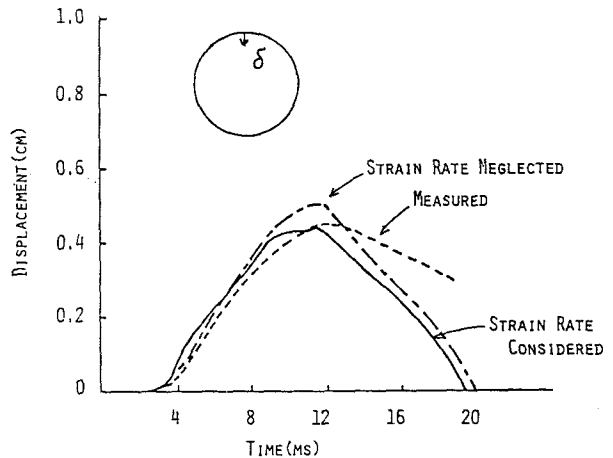


図-6 (a) FP頂部の変位の計算結果と実験結果の比較

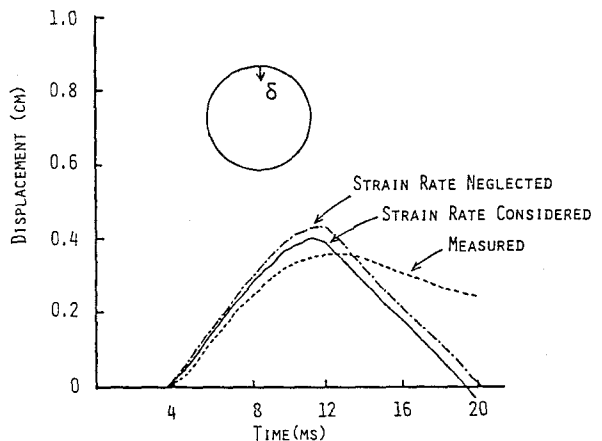


図-6 (b) RP頂部の変位の計算結果と実験結果の比較

ため、ひずみ速度効果はさほど顕著に表われなかったものと思われる。

## (2) 実験結果との比較

### (i) 変位

図-6(a),(b)の点線は実験値を示したもので、一般に  $t=12\text{ms}$  以前では極めて良い一致を示しているが、それ以降では実験値の方が計算値よりも大きな値となっている。この理由は、計算値の場合には土槽底部を完全固定としているため反射波の影響が強く現われ、したがって、逆方向の変位が大きくなり、 $t=12\text{ms}$  以降ではFPおよびRPパイプの頂部の変位は急激に減少するものと考えられる。一方、実験値の方は反射波の影響が比較的少なかったことによるものと思われる。

### (ii) 作用土圧

#### ① Free Fieldの場合 (FF) :

図-9(a),(b)はFree Fieldにおいてパイプを埋設した場合と同一位置での頂部および側方の作用土圧～時間曲線を示したものである。図-9(a),(b)とも頂部の作用土圧の時間的変化の形状は、一般に実験値と計算値とも非常に似ていることが認められる。しかし、実験値より計算値の方がやや大きい。これは、本計算で減衰定数を  $\lambda=0.2$  として計算したことが一因とも考えられ、図-7(b)の計算結果をみるとせん断ひずみは4%にも達し、粘性土における減衰定数とせん断ひずみとの関係<sup>15)</sup>から、減衰定数が多少過小であったと思われる。なお、図-9(a)において  $t=12\text{ms}$  以降に大きな作用土圧が生じたのは、土槽底部からの反射波が卓越したためと考えられる。

#### ② 剛性の小さいパイプの場合 (FP) :

図-10(a),(b)は  $t=0.5\text{mm}$  のパイプ (FP) の場合の頂部および側方における作

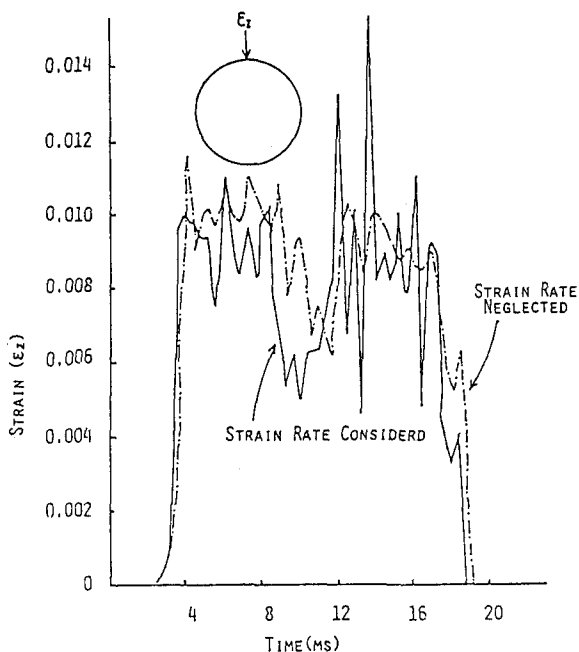


図-7(a) RP頂部での土の圧縮ひずみの計算結果

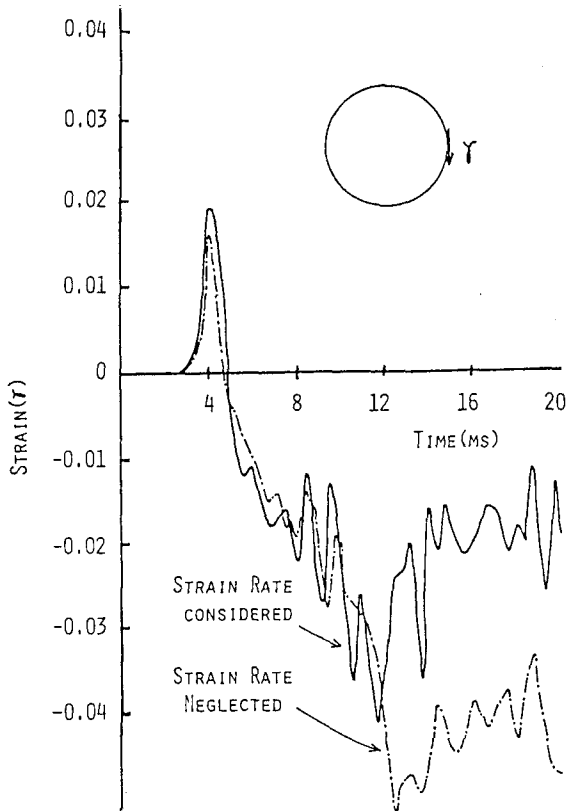


図-7(b) RP側方での土のせん断ひずみの計算結果

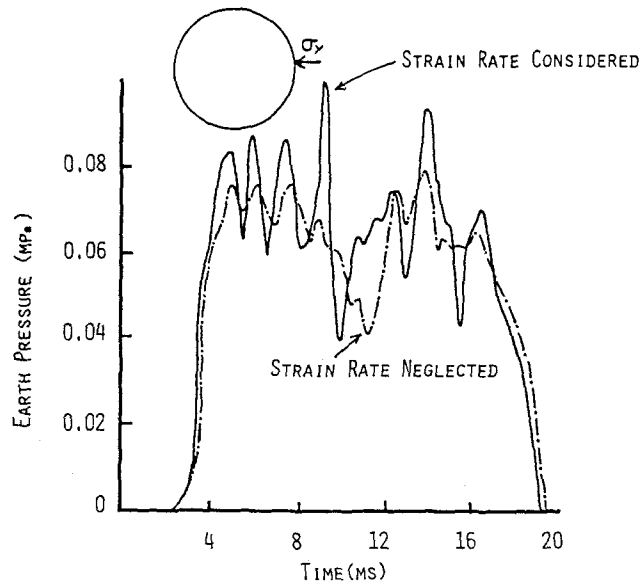


図-8 FP側方での土圧の計算結果

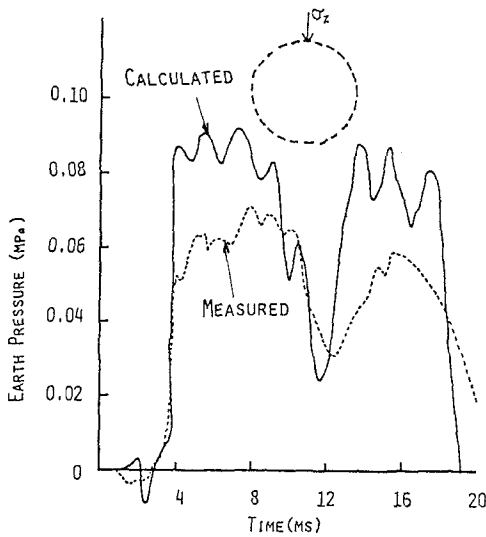


図-9(a) Free Field頂部土圧の  
計算結果と実験結果

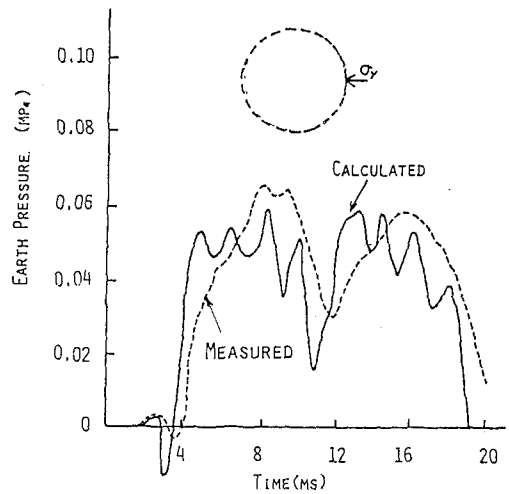


図-9(b) Free Field側方土圧の  
計算結果と実験結果

用土圧～時間曲線を示したものである。全般に計算値の方が実験値よりも約10～30% 大きい作用土圧を示しており、また、計算値ではやや高周波成分が入り振動が発生している。これは、前述したように減衰定数が若干小さかったことと、解析上パイプと土との境界に滑りを考慮しなかったためと思われる。

### ③剛性の大きいパイプの場合(RP)：

図-11(a), (b) は  $t=2\text{mm}$  のパイプ(RP) の場合の頂部および側方における作用土圧～時間曲線を示したものである。この場合もFPと同様に、計算値の方が実験値よりも全般的に大きな傾向を示しており、さらにFPの場合より高周波成分が多く含まれていることが認められる。これはFPの場合よりパイプの剛性が大きく、ひいては固有周期が小さいためで、この傾向は実験値とも一致している。

### (3) パイプの剛性による相違

①変位に及ぼす影響：図-6(a), (b) はそれぞれFPおよびRPの場合のパイプ頂部の変位を示したもので、FPの方が大きいことが認められる。これは、FPの剛性が小さいので相対変位が大きいためである。また、ここでは示していないが、底部の変位の計算結果の最大値はRPの方が大きい。これはRPの方が大きな質量を持っているため、慣性力により大きな剛体変位が生じたものと思われる。

②作用土圧に与える影響：図-9のFFの場合よりも図-10のFPの場合の方が一般に作用土圧は大きく現われている。これは、パイプの剛性が土よりも大きいため土の変形が拘束されてパイプ周辺の土の応力が大きくなったためと考えられる。次に図-10のFPと図-11のRPを比較すると、RPの方がFPより高周波成分をより多く含んでおり、また図-10(b)の方が図-11(b)よりも大きな側圧の値を示していることが注目される。これは、FPの方がRPよりも大きな変形を示すため側方への変形によって受動土圧が発生

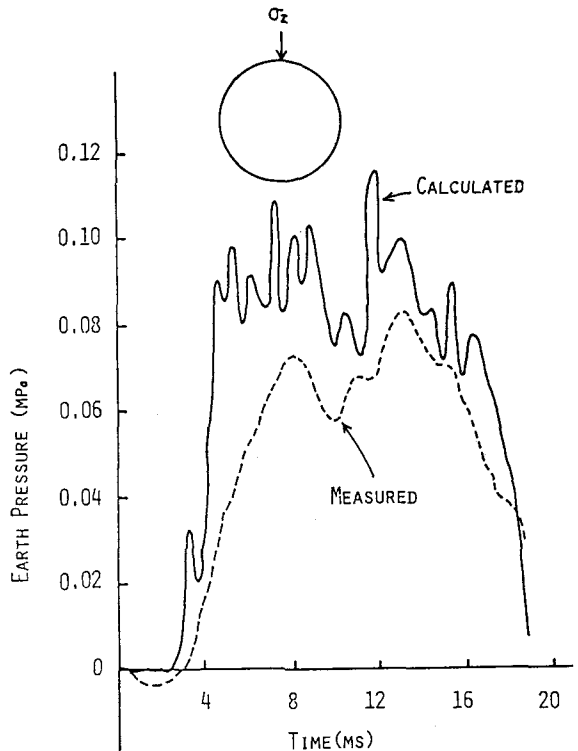


図-10(a) FP頂部土圧の計算結果と実験結果

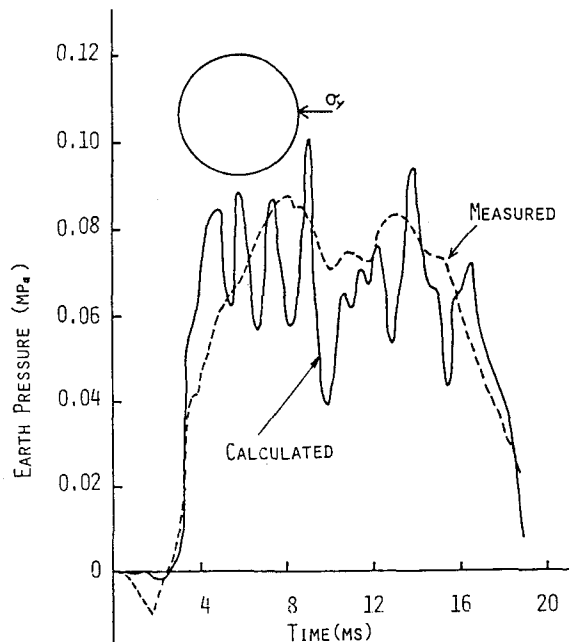


図-10(b) FP側方土圧の計算結果と実験結果

するためであると思われる。

図-10 のFPと図-11 のRPの計算結果を比較すると、振動特性にそれほど大きな差異は認められない。その理由は、計算において土とパイプとの境界ですべりを考慮していないため、系全体からみると周囲の土の拘束の影響が大きくなり、したがって、両者のパイプの剛性の相違が振動特性に大きな影響を与えなかったことによるものと思われる。一方、図-10 および図-11の実験結果を比較すると、振動特性に大きな差異が見られる。これは、実際の土とパイプの間にすべりが発生し、周囲の土の拘束力が小さいため、FPのパイプでは長周期の応答が、RPのパイプではパイプ固有の短周期振動が発生するものと考えられる。

図-9のFFの場合は、全般に2つの大きな波の発生が認められ、これは底部からの反射波の影響が明瞭に現われたためである。一方、図-10および図-11のFPおよびRPの場合は、パイプを埋設したことにより周辺の土が乱され反射波の影響がさほど明瞭に現われないことがわかる。また、パイプによって再び反射するため土圧の形状が複雑になることが認められる。

## 6. 結 論

本研究は、衝撃荷重を受ける土と構造物との動的相互作用を数値解析により考察したもので、ひずみ速度効果を考慮した土の構成方程式を用いて FEMにより非線形動的応答解析を試みたものである。本研究の成果を要約すれば以下のようになる。

(1) ひずみ速度効果を考慮した CAPモデルを導入した有限要素法の新しい計算アルゴリズムを開発し、実験結果と比較検討することにより本解析法の妥当性をほぼ確認した。

(2) ひずみ速度による影響は、土の降伏曲面をふくらませることになるので、系全体の弾性領域を増大させ、パイプの変位および土のせ

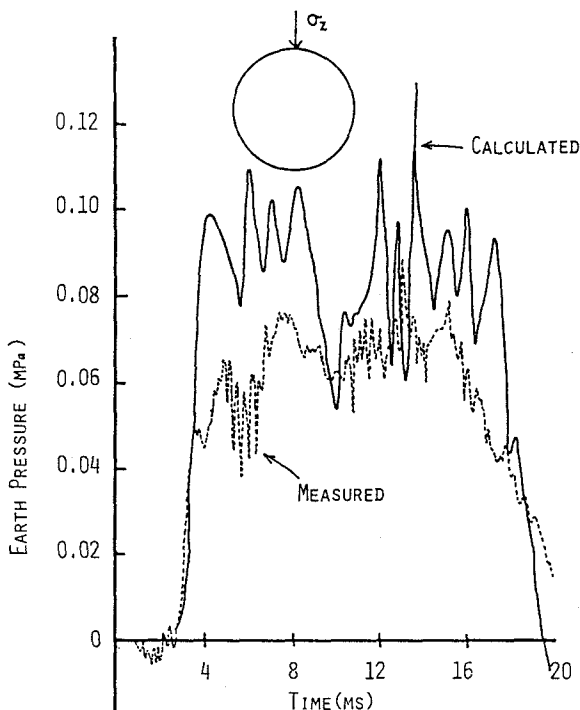


図-11(a) RP頂部土圧の計算結果と実験結果

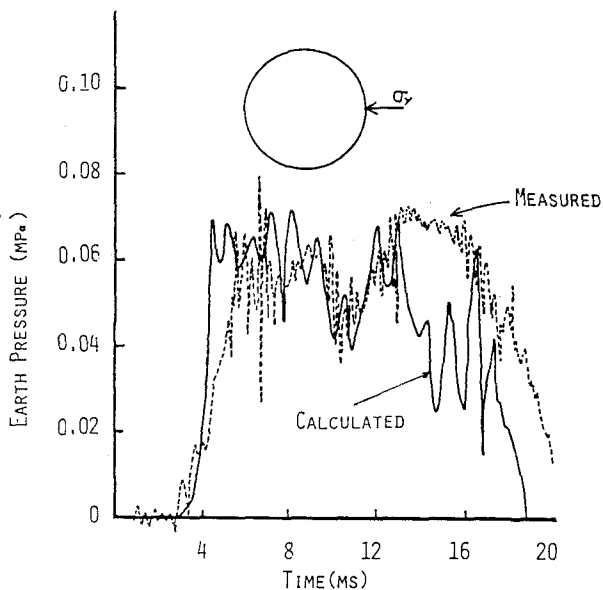


図-11(b) RP側方土圧の計算結果と実験結果

ん断ひずみを減少させる傾向となった。すなわち、高速载荷によって土の強度が増大したことと同じ効果を及ぼしている。

(3) 変位における実験値と計算値との比較では反射波が到達するまでは極めて良い一致を示しているが、 $t_{\text{time}}=12\text{ms}$ 以降で計算値の方が小さい値を示している。これは土槽底部を完全固定と仮定していることによる反射波の影響であると推定される。

(4) 作用土圧における実験値と計算値との比較では、全般的に計算値の方がやや大きな値を示しているが、これは減衰定数を過小に評価したためと、解析上パイプと土との境界にある滑りを考慮しなかったためと考えられる。

(5) パイプの剛性による影響は、剛性の増大にともない高周波成分を多く含む傾向となり、また、特に側圧に対しては剛性の小さいパイプ(FP)の方が大きな値を示していることが認められた。

謝 辞：本研究を行うにあたり、大阪工業大学教授 伊藤富雄先生（旧大阪大学教授）の御指導を得たことを付記し、感謝申し上げます。また数値計算の一部は防衛施設庁の田代康彦君の御援助を受け、計算には、防衛大学校共同利用電子計算機室のHITAC M-200Hおよび防衛庁技術研究本部第1研究所計算室のHITAC M-200Hを使用した。ここに付記して謝意を表する。

#### 参 考 文 献

- 1) 金沢大学土木工学科構造力学研究室：第1回落石の衝撃力およびロックシェッドの設計に関するシンポジウム論文集，1983年7月。
- 2) 伊藤富雄，久武勝保，小林洋一：既設トンネルの振動挙動に及ぼす近接発破の影響，土木学会第34回年次学術講演会概要集，第3部，pp.501-502，1979年10月。
- 3) Wilson, E. L.: A Computer Program for Dynamic Stress Analysis of Underground Structures, Structural Engineering Lab., Univ. of California, Berkeley, Jan., 1968.
- 4) Baron, M. L., I. Nelson and I. Sandler : Influence of Constitutive Models on Ground Motion Prediction, Proc. of ASCE, EM6, pp.1181-1200, Dec., 1973.
- 5) Sandler, I. S. and F. L. DiMaggio : Material Models for Granular Soils, Proc. of ASCE, EM3, pp.935-950, June, 1971.
- 6) Nelson, I. : Numerical Solution Problems Involving Explosive Loading, Proc. of Dynamical Method in Soil and Rock Mechanics, Vol.2, pp.239-279, Spt., 1977.
- 7) 伊藤富雄，藤本一男：高速载荷時の粘性土の応力・ひずみ関係，第14回土質工学研究発表会講演集，PP.561-564，56年6月。
- 8) Sandler, I. S., F. L. DiMaggio and G. Y. Baladi : Generalized CAP Model for Geological Materials, Proc. of ASCE, GT7, pp.633-699, July, 1976.
- 9) Bathe, K. H., H. Ozdemir and E. L. Wilson : Static and Dynamic Geometrical and Material Non-linear Analysis, Structural Engineering Lab., Univ. of California, Berkeley, Feb., 1974.
- 10) 前出3)と同じ

- 11) Siriwardane, H. J., and C. S. Desai :Computational Procedures for Nonlinear Three Dimensional Analysis with Some Advanced Constitutive Laws, Int. Jour. of Numerical for Analytical Method in Geomechanics, Vol.7, pp.147-171,1983.
- 12) 藤本一男：ショックチューブによる土-構造物系の動的相互作用に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.31A 投稿中
- 13) 桜井春輔，小島省三：有限要素法の波動問題への適用について，日本鋼構造協会第5回大会，マトリックス構造解析法論文集，pp.330-337，昭和46年6月。
- 14) 山田嘉昭，永井吉彦，楠本紘吉：材料減衰を考慮した動的応力解析，日本鋼構造協会第5回大会，マトリックス構造解析法論文集，pp.338-345，昭和46年6月。
- 15) 石原研而：土の動力学の基礎，鹿島出版会，pp.136-206，1976年7月。