

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

AN EXPERIMENTAL STUDY ON DYNAMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION
BY USING SHOCK TUBE APPARATUS

藤本一男*

By Kazuo FUJIMOTO

This paper presents an experimental approach for the dynamic soil-structure interaction under impulsive loading.

Firstly, the high speed loading apparatus has been made in order to get the apparent incident shock wave which has reappearance. Then the dynamic response of buried pipe has been investigated experimentally by using a shock tube apparatus. The difference of wave propagation is compared with cohesive soil and sand, and the difference of earth pressure is examined on flexible and rigid pipes in the soil. Finally the dynamic relative displacement of soil-structure has been measured by taking a picture using a X-ray.

1. 緒 言

近年、土あるいは地盤と構造物との動的相互作用の問題が耐震設計の観点から注目を浴びるようになってきたが、これは、地震時における構造物の振動特性が土の動的性質と互いに大きく影響し合うため、土と構造物との動的相互作用を考慮した設計が必要になってきたためである。このため土の繰返し載荷時の復元力特性を考慮した実験的および解析的研究が多くなされてきたが、これらの結果を見ると、動的相互作用という言葉が用いられているにも拘らず、一般に、構造物周辺の土のひずみは小さく、またひずみ速度の影響も小さいので、土の力学的性質を準静的挙動として取り扱って差し支えないものと思われる。

一方、直下型地震による原子炉等の重要構造物の応答、落石によるロックシェッドの応答、杭打ち時に地盤中に貫入する杭の貫入特性、あるいは爆発荷重を受ける地下構造物や投錨時の海底埋設管の応答など、急激な荷重が作用する場合には、上記の耐震設計とは異なった意味での動的相互作用について考慮する必要がある。すなわち、このような高速載荷の場合には、外力の作用時間が極めて短く、かつ大きな外力が作用するので、構造物周辺の土に大きなひずみが発生し、土の非線形的挙動が卓越するとともに、いわゆる土のひずみ速度の影響が重要な要素となってくる。

* 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)

本研究は、このような観点から、高速載荷時の土と構造物の動的相互作用を明らかにするため、ショックチューブによる土中の埋設パイプの動的応答実験を試みたものである。

従来、ショックチューブを用いて土の動的性質を解明しようとした研究は比較的多く、例えば、Selig¹⁾は円筒型ショックチューブの先端に半径方向を拘束した砂柱を取り付け、先端に衝撃波を作用させて、砂（気乾状態）の伝播速度、最大圧力の減衰、波頭面の形状について測定している。また、赤井²⁾は同様の実験を粘性土について行っており、その結果粘性土の初期接線係数は静的時の3～6倍にもなり、また伝播速度は拘束圧に依存すると述べている。さらに、Studer³⁾は液状化の問題にショックチューブを利用して実験を行っている。しかし、これらの研究のほとんどは、円筒型の小断面のショックチューブの先端に土の試料を取り付けて、それに衝撃波（反射波）を与えて応力波の伝播特性を得ようとしたものであり、これらの方法では土中に構造物を埋設して実験することは困難である。

そこで本研究では、ショックチューブの先端ではなく側方に土槽を取り付けることを考案し、土槽の上部に衝撃波を通過させて入射波（応力波）を土中に伝播させ、粘性土および砂中のパイプの動的応答を実験的に解明しようとしたものである。すなわち、本研究では以下の3点に重点を置いた。

- (1) 高速載荷装置には、ショックチューブによる空気衝撃波発生装置（最大圧力 5 bar，最大速度 2.3 Mach）を作製し、入射波形を明確に把握でき、しかも再現性のある応力波が得られるようにした。
- (2) ショックチューブの側方に土槽を設置し、土槽中に粘土および砂を入れ、また剛性の異なるパイプを埋設して高速載荷実験を行い、土の種類による相違とパイプの剛性による応答特性の相違を比較検討した。
- (3) 土の変形測定には、過去にあまり例のない瞬間X線撮影装置を使用してパイプ周辺の土の動的挙動を厳密に明らかにした。またパイプの変形測定には光学式変位計を用い、明瞭な変形挙動を追跡した。

2. 実験装置

(1) ショックチューブによる衝撃波発生装置

本装置は50cm×50cmの正方形断面をもつ大型ショックチューブで、図-1に示すように高圧室と低圧室からなり、両者の間をダイヤフラムにより隔離しており、側方に土槽を取り付け、その中にパイプを埋設している。衝撃波は、高圧室の空気圧を上昇させ、所要の圧力に達したときダイヤフラムを破壊することにより発生する。この衝撃波は低圧室を通過する間に乱れを整形しつつ伝播し、土槽に到達したときには乱れの少ない衝撃波形となるように低圧室の長さを十分長くした。

ここで衝撃波の大きさPと速度Mx（マッハ数）との関係は次式によって表わされる⁴⁾。

$$Mx = \sqrt{1 + \frac{(\gamma + 1) P}{2\gamma P_x}} \quad (1)$$

ただし、 P_x は大気圧（1 bar）， γ はガスの比熱比で空気の場合は $\gamma = 1.4$ である。

本実験では、衝撃波の最大圧力を $P = 1 \text{ bar}$ (0.1 MPa) に、また持続時間を約7msになるように設定したので、マッハ数は $Mx = 1.36$ マッハとなり、さらに空気の温度は約20°Cであったので、伝播速度は $C = 324 \text{ m/sec}$ $\times 1.36 = 444 \text{ m/sec}$ となる。また土槽上で得られた衝撃波形は図-2に示すようになる。

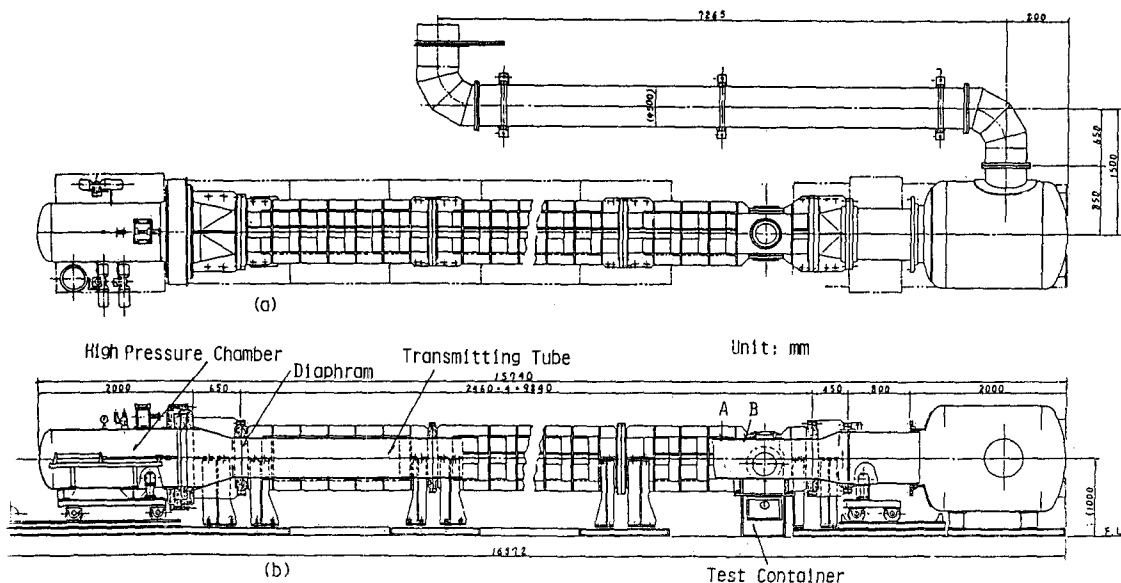


図-1 ショックチューブ断面図 (a)平面図 (b)側面図

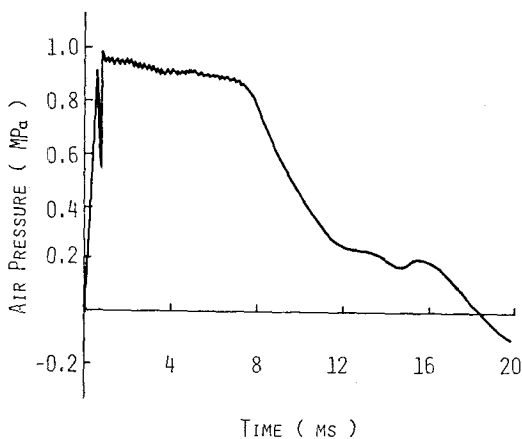


図-2 入射衝撃波形

(2) 土槽

土槽は図-1に示したようにショックチューブの観測窓の下(Test Container)に取り付けた。土槽は図-3に示すように巾10cm、長さ50cm、深さ60cmで中央部分に強化ガラス(厚さ12mm)が取り付けられて中が観測できるようになっており、中央部以外は鉄製板(厚さ12mm)からなっている。供試体のパイプ(厚さ2mmと0.5mm、外径100mm)はこの土槽の中に埋設した。埋設に際しては一層当り3cm になるように粘性土を締めながら土槽を作成した。粘性土の含水比、密度等は表-1のとおりである。

なお、土の変形を測定するため図-4に示すように鉛入りマーカを3cm の格子状に配置した。このマーカは円筒状の樹脂(直径4mm、長さ5mm)の中に散弾用鉛玉(直径1.6mm)を入れたもので、土の密度とほぼ同じ密度となるように作成した。また土圧計およびパイプに貼布したひずみゲージの位置も図-4に併記した。

表-1 粘性土の物理的性質

粘土	シルト	砂	G s	L L	P L
55%	30%	15%	2.68	99%	64%
P I	w	e	γ_t	γ_d	S r
35%	93.55%	2.58	1.45g/cm ³	0.71g/cm ³	97.3%

G s : 土粒子の比重 L L : 液性限界 P L : 塑性限界 P I : 塑性指数
w : 含水比 e : 間隙比 γ_t : 湿潤密度 γ_d : 乾燥密度 S r : 飽和度

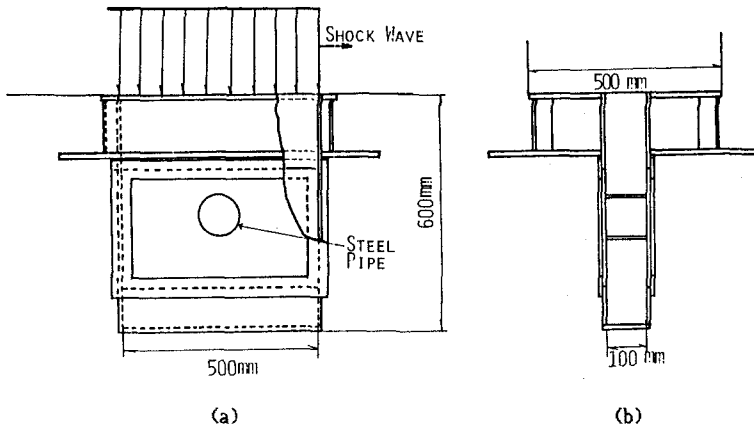


図-3 土槽断面図 (a)側面図 (b)断面図

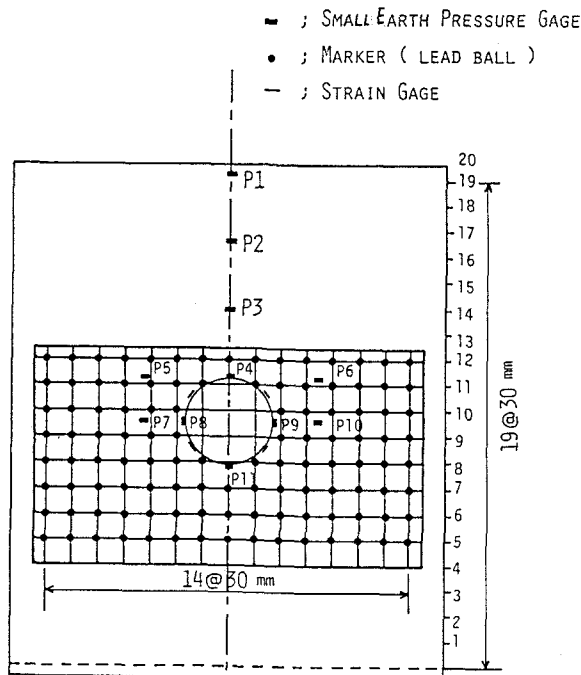


図-4 鉛入りマーカおよび土圧計等の配置図

(3) 計測装置

衝撃時の高速現象の計測において最も注意しなければならないのは、計測器の応答特性が広帯域であるということである。本実験で使用した計測器はひずみ増巾器（共和製CDV230AS、応答周波数60KHz）、デジタルメモリ（岩通製DM7100、最小サンプリングタイム5microsec）、光学式変位計（ヤーマン製オプトフオロー500SD、応答周波数500KHz）および瞬間X線投影装置（英国ハドランド社製SCANDI FLASH）であり、この計測ブロック図は図-5に示したとおりである。なお、これらの計測器は本衝撃実験の応答を十分追従できるものであった。

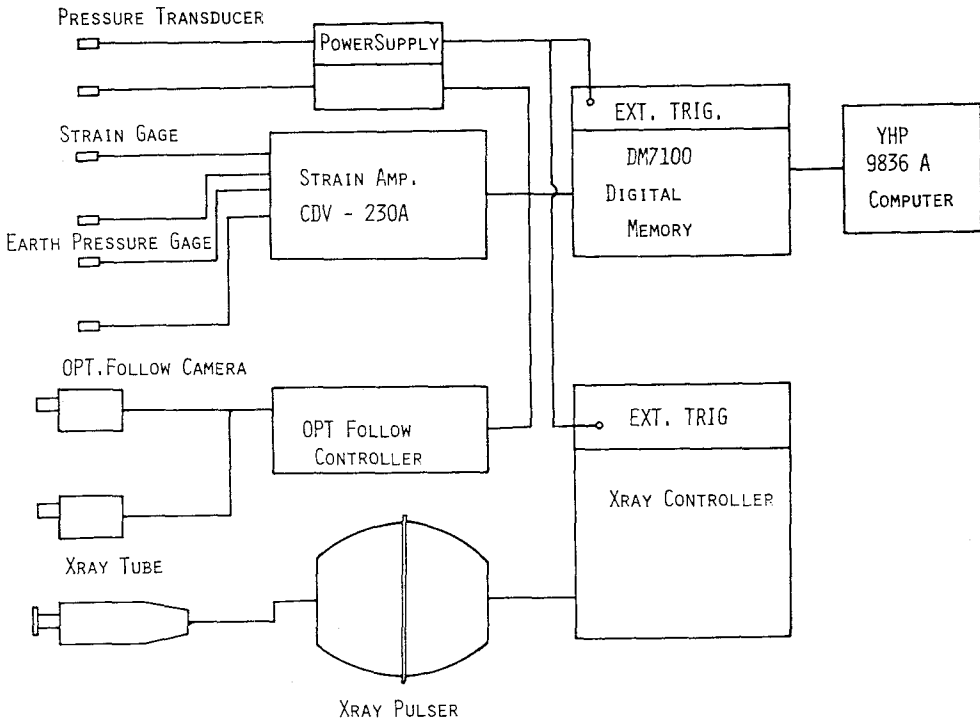


図-5 計測ブロック図

(4) 計測方法

ショックチューブに取り付けた土槽の端部から前方34cmの位置（図-1のA点）と、土槽の端部の低圧室の壁面（図-1のB点）に半導体圧力変換器を設置し、前者をトリガー用、後者を入射波測定用に使用した。A点の圧力変換器に衝撃波が到達した瞬間にトリガー信号を出し、デジタルメモリの記録を開始した。と同時に瞬間X線撮影装置（最高チャージ電圧450KV）の外部トリガーを起動させ、所要の時間遅延させてX線を照射させた。この照射時間は20ns (20×10^{-9} sec)であり、土槽の後方に設置したX線フィルムによりある瞬間の土のマーカおよびパイプの座標を撮影し、実験前の座標との差から土の移動量を読み取った。X線撮影にあたっては、土中のマーカを明瞭に撮影するため、種々のフィルムと増感紙を組合せ、テスト撮影を行い、最も明瞭な撮影ができる組合せを選定した。この結果フィルムはFUJI RX-OG、増感紙はFUJI G-4希土類が最も良く、さらにX線の散乱を防ぐためリスフォルムブレンデをフィルム前面に設置した。一方、光学式変位計を用いてパイプの変位測定も行った。これは、試料の後方にバックライトを置き、試料面とライトとの陰影の移動量をカメラ部のイメージディクテータチューブにより追跡しながらパイプ面の変位を測定した。ただし、光学式変位計を使用したときはX線撮影は行わなかった。

3. 実験結果と考察

(1) 土の種類による応力伝播と減衰状況

図-6は Free Field (構造物の存在しない土のみの状態) の実験における粘性土中の垂直応力の応力波伝播を示したものである。縦軸は土槽の上面からのある距離における土圧計の圧力を、横軸は時間を示している。例えば1番上の図は上面から1cmに埋設した土圧計の圧力～時間曲線を示したもので、これは図-2の入射波とほぼ同じ波形が得られている。また距離の増大とともに、圧力波形は崩れながら減衰しているが、その減衰量は少く、応力波はかなり遠くまで伝播しており、反射波の影響も明瞭に表われている。なお、図中の反射波頭は土槽の底部において反射した波と前面から入射した波とが交叉したことを示している。

図-7は Free Field における砂中の垂直応力の応力波伝播状況を示したもので、図中の-30cmの位置における σ_h のみは水平方向の応力を示している。この場合は減衰量が極めて大きく、反射波の影響はあまり表われてないことが注目される。

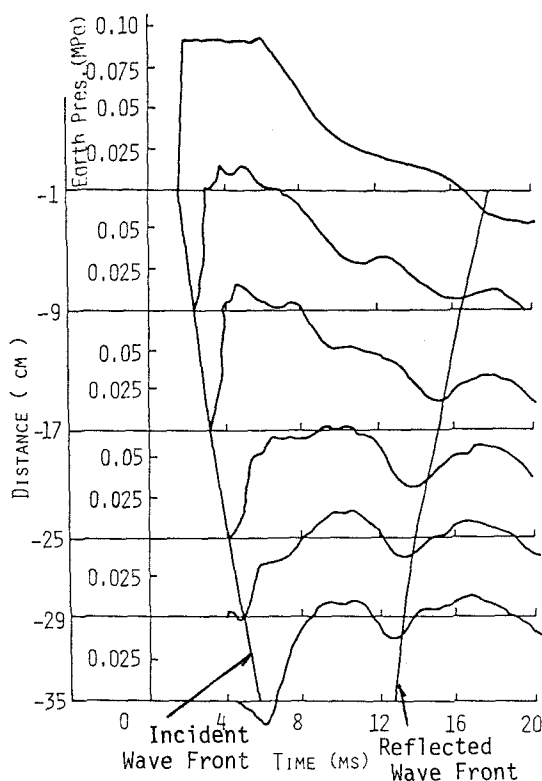


図-6 Free Fieldにおける粘性土中の応力波伝播

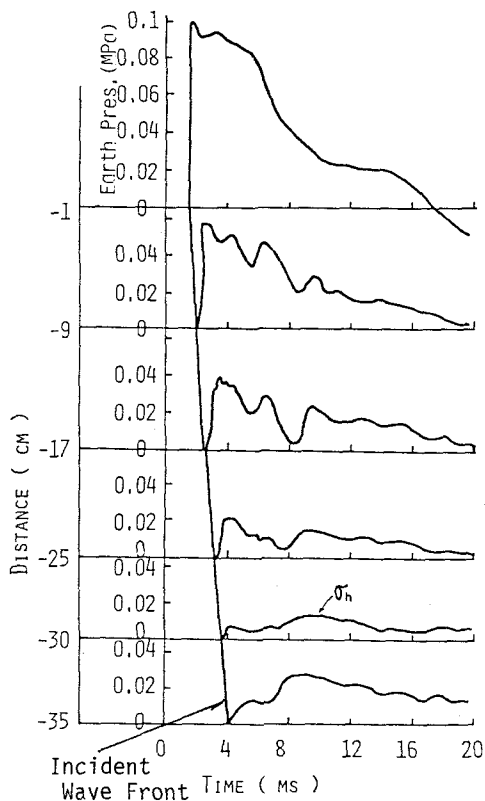


図-7 Free Fieldにおける砂中の応力波伝播

図-8は応力波の減衰状況を粘性土と砂の場合について比較したもので、縦軸には応力波の第1波の最大値(σ_v)を入射波の最大値で割った値($P_{\max}$)を示し、横軸には距離を示している。この図より砂の方が粘性土に比しはるかに減衰の影響が大きいことがわかる。これは、赤井ら²⁾の実験において砂質ロームの場合に間隙比の増大とともに減衰率が大きくなる傾向と一致している。

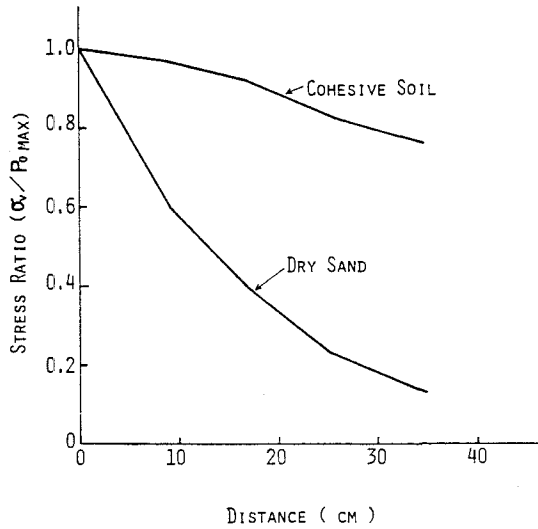


図-8 応力波の減衰

(2) 波動伝播速度の算定方法

波動伝播速度は土の動的材定数を決定するのに重要なファクターであるが、これは図-6および図-7より実験的に決定することができる。しかし、土の物理定数さえ分かれば以下のようにして衝撃波による土の波動伝播速度 C および土の粒子速度 V を求めることができる。ここではCristescu⁵⁾がLiabovの考え方をまとめて、土を3相媒体と仮定して導いた式を用いて算定した。まず質量保存則および運動量保存則は平面波の場合それぞれ次式のように表わされる。

$$P - P_0 = (C - V_0)(V - V_0) \rho_0 \quad (2)$$

$$(C - V) \rho = (C - V_0) \rho_0 \quad (3)$$

ただし、 P は圧力、 ρ は密度で、添字0は衝撃波頭面を表わす。次に、等方圧縮時の土の密度と圧力の関係は、空気を等エントロピーとし、水および土粒子がエントロピーに依存しないものとして次のように表わされる。

$$\rho = \rho_0 \left[\alpha_1 (P/P_0)^{-\frac{1}{\gamma_1}} + \alpha_2 \left\{ \frac{\gamma_2 (P - P_0)}{\rho_2 C_2^2} + 1 \right\}^{-\frac{1}{\gamma_2}} + \alpha_3 \left\{ \frac{\gamma_3 (P - P_0)}{\rho_3 C_3^2} + 1 \right\}^{-\frac{1}{\gamma_3}} \right] \quad (4)$$

ただし、 ρ_0 は土の初期湿潤密度、 α は単位体積中の各相の割合、 P_0 は初期圧力、 γ は比熱比、添字1は空気、2は水、3は粒子を示す。

式(2)、(3)、(4)より、土の伝播速度 C と粒子速度 V は次式によって求められる。

$$C^2 = \frac{P - P_0}{\rho_0} \left[1 - \alpha_1 (P/P_0)^{-\frac{1}{\gamma_1}} - \alpha_2 \left\{ \frac{\gamma_2 (P - P_0)}{\rho_2 C_2^2} + 1 \right\}^{-\frac{1}{\gamma_2}} - \alpha_3 \left\{ \frac{\gamma_3 (P - P_0)}{\rho_3 C_3^2} + 1 \right\}^{-\frac{1}{\gamma_3}} \right]^{-1} \quad (5)$$

$$V^2 = \frac{P - P_0}{\rho_0} \left[1 - \alpha_1 (P/P_0)^{-\frac{1}{\gamma_1}} - \alpha_2 \left\{ \frac{\gamma_2 (P - P_0)}{\rho_2 C_2^2} + 1 \right\}^{-\frac{1}{\gamma_2}} - \alpha_3 \left\{ \frac{\gamma_3 (P - P_0)}{\rho_3 C_3^2} + 1 \right\}^{-\frac{1}{\gamma_3}} \right]^{-1} \quad (6)$$

上式に $\alpha_1 = 0.0256$, $\alpha_2 = 0.6873$, $\alpha_3 = 0.2871$, $P_0 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2 (0.098 \text{ MPa})$, $\rho_0 = 1.48 \text{ g/cm}^3$, $\rho_2 = 1 \text{ g/cm}^3$, $\rho_3 = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $\gamma_1 = 1.4$, $\gamma_2 = 3.0$, $\gamma_3 = 3.0$, $C_2 = 1500 \text{ m/s}$, $C_3 = 4500 \text{ m/s}$ の値を代入して圧力 P と伝播速度 C および粒子速度 V との関係を求めれば図-9に示すようになる。これより入射波圧力 $P = 1.0 \text{ kgf/cm}^2 (0.098 \text{ MPa})$

Pa) の場合、伝播速度は $C=103$ m/sec となり、実験で得られた粘性土の平均伝播速度 $C_m=95$ m/sec とほぼ一致している。したがって、式 (5) は粘性土の伝播速度 C を推定するのに適している。しかし、砂の場合には全く一致しなかった。その理由は砂の粒子間の応力の伝達機構が評価できないので、Liahov の用いた 3 相媒体の仮定に合わないためと思われる。

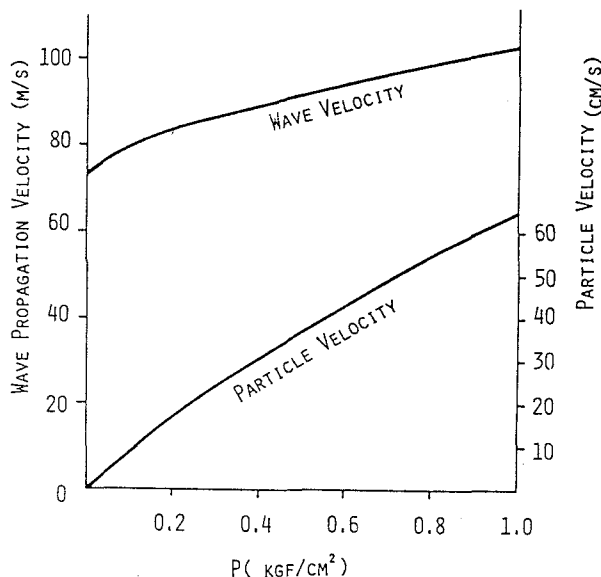


図-9 圧力と伝播速度、粒子速度の関係

(3) パイプの剛性による影響

図-10は粘性土中に埋設したパイプおよび砂中に埋設したパイプ周辺に作用する土圧の第1波の最大値 (σ_v) を入射波の最大値 (P_{0max}) で割った値の平均値を縦軸に、パイプの位置を示す角度 (頂点を0) を横軸に示したものである。この図より、粘性土の場合パイプの頂点に作用する土圧は厚さが2mm (RP), 0.5mm (FP) および Free Field (FF) の順に小さくなっているが、全般的に土圧はほぼ全周に一樣に分布していることが分かる。その理由は、粘性土の静止土圧係数 $K_0 (= \sigma_h / \sigma_v)$ がほぼ1に近いためと思われる。

一方、砂中に埋設したパイプでは、Free Field の土圧は側方で小さく、上下で大きいことがわかる。これは、砂の K_0 値が0.4程度であるためと思われる。また、厚さ0.5mm (FP) のパイプの土圧分布は、ほとんど全周に分布しその値はほとんど同じである。これは、パイプがフレキシブルなため変形による受動土圧が発生するためである。さらに、砂と粘性土を比較すると、砂の応力比は粘性土に比し、約1/3以下であり、一定の衝撃波に対し、砂中埋設パイプの方が粘性土埋設パイプよりも作用土圧は小さく、したがって砂の方が有利であることが確認される。

図-11(a) はパイプの底部に作用する土圧～時間曲線を、図-11(b) はパイプ頂点に作用するひずみ～時間曲線を示したもので、実線が厚さ2mm (RP)、点線が厚さ0.5mm (FP) のパイプを示し、両者による剛性の影響を比較したものである。これらの図より、一般に剛性の大きいRPは高周波成分が含まれ、固有周期 ($T=3.4$ ms) に近い振動が誘起されているのに対し、剛性の小さいFPは周期が大きく外力とほぼ同じ時間経過で応答していることがわかる。

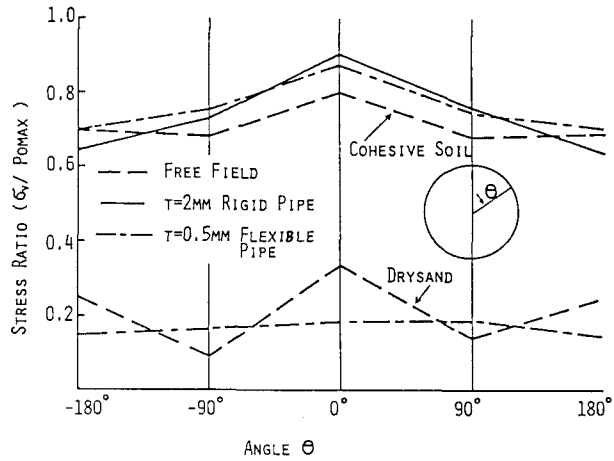


図-10 作用土圧の最大値の分布

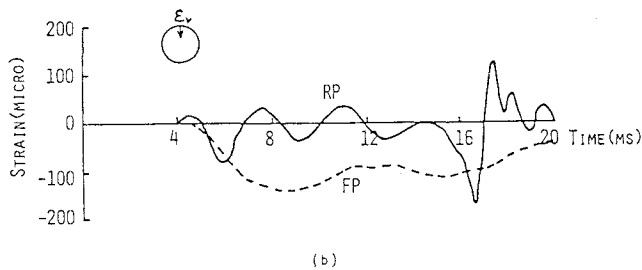
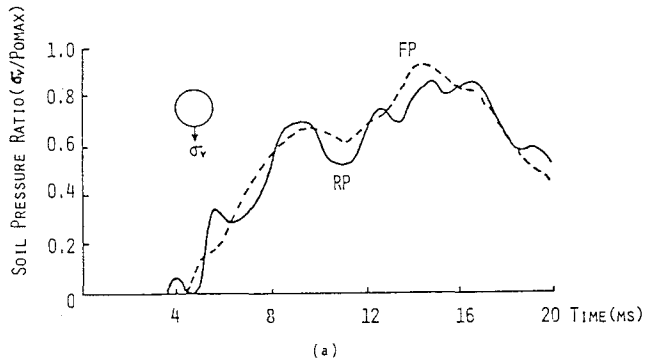


図-11 (a)作用土圧～時間曲線 (b)ひずみ～時間曲線

(4) パイプの変形挙動

図-12は光学式変位計によって得られた厚さ0.5mm(FP)の頂点の変位～時間曲線、頂点と底部の相対変位～時間曲線および底部の作用土圧～時間曲線を示したものである。この図より、頂点の変位は最大4.5mmであるが、相対変位は0.58mmであり、ほとんど剛体変位していることがわかる。また、相対変位と土圧はほぼ相似的な関係があることが認められた。これは剛性の低いパイプが外力の土圧とほぼ同じ時間経過で変形

することを示している。

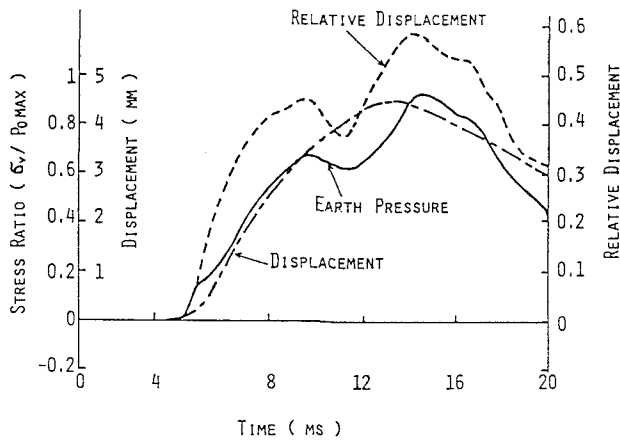


図-12 パイプの変位，作用土圧，相対変位の時間履歴（厚さ=0.5mm）

（5）パイプ周辺の土の変形挙動

瞬間 X 線撮影装置を用いて鉛入りマーカの点とパイプの変形挙動を X 線フィルム（35cm x 42.5cm）によって撮影した。X 線フィルムは（A）実験前と（B）実験中（トリガー信号が発生してから 8ms 後）および（C）実験後の 3 枚撮影した。ここでは（A）と（B）のフィルム上の各マーカ点をデジタイザー（精度 0.1mm）で座標を読み取りその差を変位とした。図-13, 14, 15 はそれぞれ Free Field，厚さ 0.5mm および 2mm のパイプを埋設した場合の変位図であり，また鉛直方向の等変位図も同時に示した。

図-13 より当然ながら Free Field の等変位図はほぼ平行であることがわかる。しかし、図-14, 15 よりパイプを埋設した場合は，側方および下方の変位がパイプによって引き込まれたような形状を示している。また剛性の大きい RP はパイプ上下の相対変位がほとんどないが，剛性の小さい FP はパイプ上下の相対変位を生じている。また，パイプ下方の変位はほぼ同じ値であるが，パイプ上方の変位は FP の方がかなり大きい。したがって，剛性の相違がパイプ周辺の土の変形挙動に与える影響は当然ながら FP の方が大きいことを確認した。

一方，砂中に埋設したパイプ周辺の土の変形挙動は，粘性土に比し極めて小さく約 1/4 程度になることが判明した。これは，前にも述べたように応力波の減衰が大きいことと，砂の変形係数が大きいためと思われる。

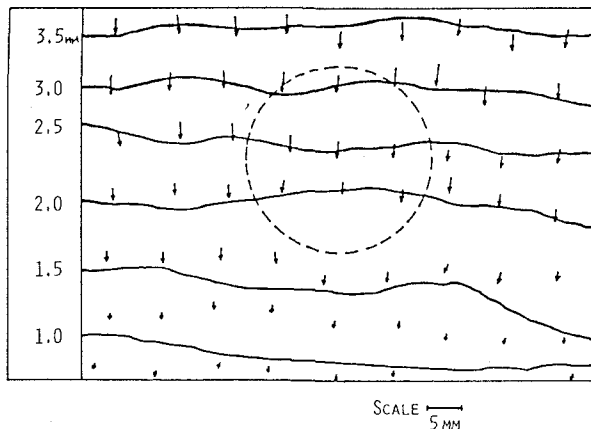


図-13 Free Field の変位図（粘性土）

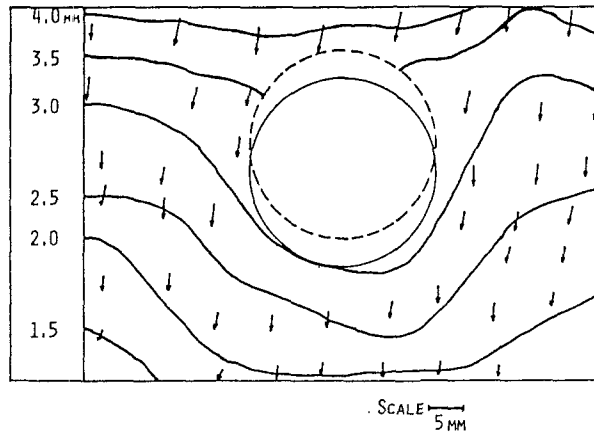


図-14 厚さ 0.5mmパイプの変位図 (粘性土)

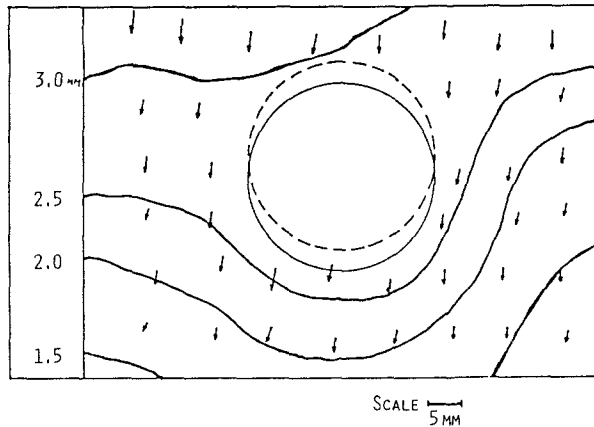


図-15 厚さ 2mmパイプの変位図 (粘性土)

5. 結論

本研究は、ショックチューブによる空気圧の衝撃波を受ける土中に埋設したパイプの動的応答を実験的に解明したもので、得られた結論を要約すると以下になる。

- (1) 本実験で用いたショックチューブによる空気衝撃波発生装置は入射波形に再現性があり、信頼性のあるデータが得られることを確認した。
- (2) Free Field における粘性土中の応力波の減衰は小さいが、砂中の場合は極めて大きな減衰 (粘性土の約1/3) が得られることを認めた。
- (3) 本実験で得られた粘性土中の土圧の大きさ (約0.1MPa) の範囲内では、波動伝播速度の算定のための式 (5) を用いても差し支えないことが判明した。
- (4) 粘性土中に埋設したパイプの頂点に作用する土圧は、Free Field (FF) , 剛性の小さいパイプ (FP) , 剛性の大きいパイプ (RP) の順に大きくなる傾向にあるが、一般的にその差はあまり大きくないことが認められた。
- (5) 剛性の大きいパイプは固有振動を誘起するが、剛性の低いパイプは外力の土圧と同じ時間経過で変

形することがわかった。

- (6) X線撮影より、埋設パイプの変形はほとんど剛体移動であり、周辺の粘性土の変形はパイプの剛性によってかなり影響されることが認められた。

謝辞 本研究を行うに際し、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。また防衛庁第4研究所築城研究室の皆様の御援助を受けました。ここに謝意を表わします。

参 考 文 献

- 1) Selig, E. T. and Eban Vey: Shock Induced Wave Propagation in Sand, Proc. of ASCE, SM3, pp.19-50, May 1965.
- 2) Akai, K., M. Hori, N. Andou and T. Shimogami: Shock Tube Study on Stress Wave Propagation in Confined Sand, Proc. of JSCE NO.200, pp.127-140, April 1972.
- 3) Studer, J. and E. G. Prater: An Experimental and Analytical Study of Liquifaction of Saturated Sands under Blast Loadings, Proc. of Dynamic Methods in Soil and Rock Mechanics, Vol.2, pp.217-239, Sept. 1977.
- 4) Kinny, G. F.: Explosive Shock in Air, The Macmillan Co., pp.41-42, 1962.
- 5) Cristescu, N.: Dynamic Plastisity, North-Holland Pub. Co., p.551, 1976.